

火灾下门式钢刚架倒塌模式及影响因素

李国强^{1,2}, 冯程远¹, 楼国彪^{1,2}

(1. 同济大学土木工程学院, 上海 200092; 2. 同济大学土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092)

摘要: 采用火灾下门式钢刚架结构足尺倒塌试验验证有限元模型(FEM), 然后对门式钢刚架结构进行二维及三维模拟, 并研究构件升温工况、柱脚刚性、跨高比、防火保护、截面温度梯度、荷载比、风荷载及次要构件等因素对火灾下门式钢刚架结构倒塌模式的影响, 归纳出四种典型倒塌模式。结果表明: 有限元模型能准确预测火灾下门式钢刚架结构的倒塌行为; 构件升温工况、柱脚刚性、荷载比及次要构件对倒塌模式影响较大, 而风荷载、防火保护、截面温度梯度及跨高比对倒塌模式影响较小。最后, 归纳了不均匀火灾下门式钢刚架结构的倒塌规律。

关键词: 结构工程; 门式钢刚架; 火灾; 倒塌模式; 数值模拟
中图分类号: TU352. 5; TU392. 5 **文献标志码:** A

Collapse Mode and Its Influencing Factors of Steel Portal Frame Under Fire

LI Guoqiang^{1,2}, FENG Chengyuan¹, LOU Guobiao^{1,2}

(1. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. State Key Laboratory of Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: The finite element program, which has been verified by the full-scale collapse test of steel portal frame structure under fire, is used for simulation in this paper. Then two-dimensional and three-dimensional finite element models are established, and the parameter analysis is carried out. The effects of the heating condition of steel member, foot stiff, span-depth ratio, fire protection, section temperature gradient, load ratio, wind load and secondary components on the collapse mode of steel portal frame structure under fire are mainly studied. Four typical collapse modes are summarized. The results show that the finite element model (FEM) can accurately predict the collapse behavior of steel portal

frame structure under fire. The heating condition of steel member, the foot stiff, the load ratio and the secondary component have the most significant influence on the collapse mode, while the wind load, the fire protection, the section temperature gradient and the span-depth ratio have little effect on the collapse mode. In addition, the collapse law of steel portal frame structure under non-uniform fire is summarized systematically.

Key words: structural engineering; steel portal frame; fire; collapse mode; numerical simulation

门式钢刚架结构体系具有成本低廉、工业化程度高等优势, 已作为一种重要的结构形式广泛应用于单层厂房、仓库及商业建筑中^[1]。

由于缺乏对火灾下工程结构倒塌机理的清晰认识, 近年来倒塌事故频繁发生^[2-3], 不仅造成人民群众的财产损失, 还对消防官兵的生命安全产生严重威胁。调查表明, 每年平均约 20 位消防官兵牺牲, 并且在火灾救援过程中由于结构倒塌导致伤亡的人数逐年增加^[4]。相比于住宅建筑, 多用于厂房、仓库的门式钢刚架建筑对消防官兵威胁更大^[5]。一方面, 火灾荷载密度较大, 火灾一旦发生, 扩散迅速, 钢构件的力学性能显著下降; 另一方面, 结构的整体冗余度较低, 抗倒塌能力较差。因此, 准确预测火灾下门式钢刚架结构的倒塌模式并研究其倒塌机理成为目前亟需解决的问题。

为了明确门式钢刚架在火灾下的倒塌机理, 国内外学者开展了一些试验研究。Wong^[6]对缩尺比为 1:5 的三维门式钢刚架进行了试验研究, 发现受火钢刚架具有明显的“组合失效”模式。杜二峰^[7]设计了缩尺比为 1:4 的门式钢刚架整体火灾试验, 研

收稿日期: 2020-01-14

基金项目: 国家重点研发计划(2017YFC0703808); 国家自然科学基金(51578420)

第一作者: 李国强(1963—), 男, 教授, 博士生导师, 工学博士, 主要研究方向为多高层钢结构和钢结构抗火性能理论。

E-mail: gqli@tongji.edu.cn

通信作者: 冯程远(1995—), 男, 硕士生, 主要研究方向为多高层钢结构及钢结构抗火。

E-mail: chengyuanfeng@tongji.edu.cn



论文
拓展
介绍

究了火灾下结构的整体响应。Lou等^[8-9]进行了门式钢刚架火灾足尺试验,结构在对称火灾下发生平面内的向内倒塌及平面外的变形。

然而,足尺试验的成本过于昂贵,而且仅通过试验难以得到倒塌规律。随着性能化抗火设计的不断发展,数值模拟手段已成为火灾下钢结构倒塌研究的重要手段^[10-11]。O'Meagher等^[12]模拟了二维门式钢刚架在七种典型火灾场景下的倒塌,提出了向内倒塌与向外倒塌两种失效模式。Moss等^[13]、Johnston等^[14]、Rahman等^[15]建立了有限元模型(FEM),研究了高温下门式钢刚架的抗火性能,认为柱脚有必要刚接以保证结构向内倒塌。Song^[16]研究了火灾下门式钢刚架结构的“跳跃型”失效模式。

虽然国内外学者取得了一些研究成果,但关于火灾下门式钢刚架结构倒塌模式的研究仍然存在不足。一方面,上述关于倒塌模式的研究仅关注了典型构件均匀升温工况下发生的各种倒塌行为,并不能完全反应千变万化的真实火灾,究竟有多少种倒塌模式目前尚不清晰;另一方面,上述研究侧重结构的抗火性能,并未重点关注倒塌过程中的典型规律。

结构倒塌模式是工程设施倒塌预警的重要基础。因此,基于已知的火灾下门式钢刚架足尺倒塌试验结果对有限元模型进行验证,并采用经试验验证的有限元模型研究门式钢刚架结构在不均匀火灾场景下的倒塌模式与规律,为真实火灾下门式钢刚架的倒塌预警提供基础。

1 有限元模型及试验验证

采用大型商业有限元软件Abaqus的显式动力分析模块。模型考虑了几何非线性、材料非线性、大变形、阻尼、刚度退化以及结构倒塌时的动力响应。

1.1 单元介绍

采用考虑剪切、弯曲和轴向变形的一阶三维铁木辛柯梁单元(B31)模拟结构构件。显式动力分析计算结果的准确性与网格划分的大小有关,网格越密,稳定增长步长也就相对越小,计算结果越精确,但计算时间显著增加。研究表明,采用过于精细的有限元模型对力学响应结果的影响较小^[17]。因此,通过网格尺寸的敏感性分析,确定采用较为精细的网格尺寸,即柱采用25个单元,梁采用40个单元,檩条、墙梁采用10个单元。

采用连接单元CONN3D2模拟柱脚的半刚性连接。根据钢结构协会SCI设计规范的规定,按理想

弹塑性计算^[18],如下所示:

$$K_b = kEI_c/h_c, M_{lim} = \eta M_{pc} \quad (1)$$

式中: K_b 为柱脚抗弯刚度; M_{lim} 为柱脚极限弯矩; EI_c 、 h_c 、 M_{pc} 分别为与柱脚相连柱的抗弯刚度、高度及塑性承载弯矩; k 和 η 分别为刚度及强度降低系数。

1.2 钢材高温材性模型

图1为Q345钢材在20~1 200℃时欧洲规范EC3高温应力-应变本构模型^[19]。弹性模量、比例极限及屈服强度降低系数等均按EC3规范确定,同时考虑钢材的高温强化效应,并采用应变率效应增大系数(DIF)研究应变率效应对钢材强度的影响^[20]。

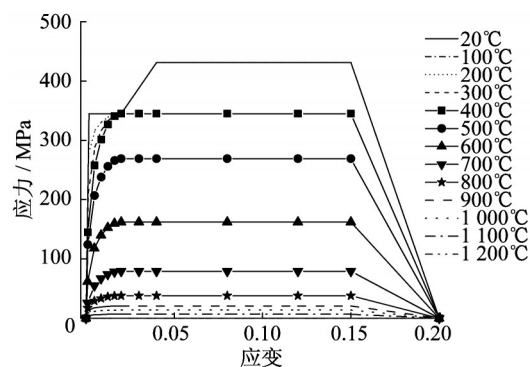


图1 EC3高温应力-应变本构模型(Q345)

Fig. 1 EC3 high-temperature constitutive model (Q345)

高温下钢材热膨胀系数按照GB51249—2017^[21]取值。密度取 $7\ 850\text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$,泊松比与温度无关,取0.3。具体的参数选取可参考文献^[20]。

1.3 模型特殊设置

模型共包括两个荷载步。第一荷载步对结构施加恒载;第二荷载步则在恒载不变的条件下对受火区域进行升温,直至结构倒塌。考虑到实际火灾的持续时间过长,而显式动力分析的时间增量步一般很小,若按实际火灾持时计算耗时耗力,因此需要对时间进行缩尺处理^[20]。通过对加载时间的敏感性分析,确定时间缩尺比(加载时间与实际受火时间的比值)为1:60,并且模型采用自动时间步迭代求解。

采用Rayleigh阻尼模型考虑结构动力失效过程中阻尼的影响,同时按照GB50017—2017^[22]规定,考虑二阶弹塑性分析中初始缺陷的影响。

1.4 有限元模型的验证试验

文献^[8-9]中进行了火灾下门式钢刚架结构的足尺模型倒塌试验,为验证二维、三维有限元模型提供了丰富的试验数据。火灾下门式钢刚架结构二维

倒塌模拟分析的准确性已得到验证^[20]。本节将基于试验结果验证火灾下门式钢刚架结构三维倒塌模拟分析的准确性。

试验对象为足尺门式钢刚架结构,平面尺寸 12.0 m×6.0 m,檐口高度 5.4 m,屋面坡度 1/15,屋面及墙面均采用单层彩钢板,如图 2 所示。在边跨位置设置 6.0 m×4.0 m 受火隔间,并放置四堆 1.5 m×2.0 m 标准木垛以模拟真实火灾。结构构件布置如图 3 所示,截面尺寸与材料信息如表 1 所示。

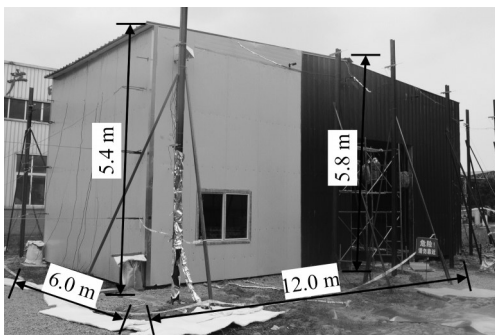


图 2 试验现场照片^[8]

Fig. 2 Portal frame on site^[8]

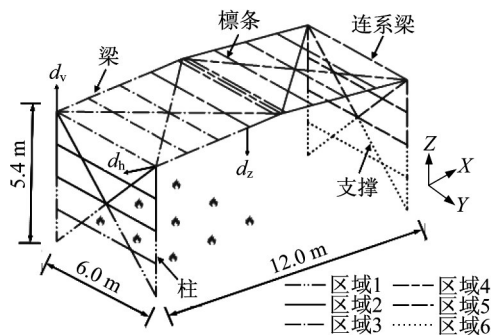


图 3 有限元模型(单位:mm)

Fig. 3 Finite element model(unit:mm)

表 1 钢构件截面信息^[8]

Tab. 1 Section information of steel member^[8]

构件类型	截面信息	材料
钢刚架梁、柱	H200 mm×150 mm×6 mm×8 mm	Q345
柱间、屋面支撑	Φ16 mm×3 mm	Q235
檩条	C140 mm×60 mm×20 mm×3 mm	Q235
连系梁	Φ125 mm×5 mm	Q235

分别在建筑外侧距离地面 0.8 m、2.5 m 和 4.2 m 高的位置设定滑轮,通过悬挂沙袋的方式在柱相应位置施加 2.8 kN 的集中力(共 6 个加载点),以模拟 0.5 kN·m⁻² 的设计水平风荷载。在两侧 6.0 m 跨度的梁上,对称布置 20 个沙袋以模拟 2 kN·m⁻¹ 的均布荷载。基于文献^[8]热电偶的测量结果,将结构划分为不同的受火区域,如图 3 所示。同一区域的构件温度一致,并将实测构件温度时程曲线作为输入。

不同区域的温度时程曲线如图 4 所示。

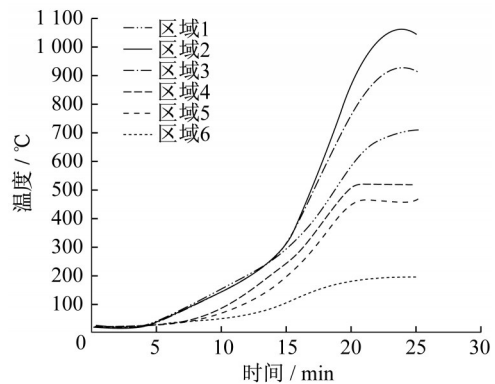


图 4 温度时程曲线

Fig. 4 Temperature history curve

1.5 试验的有限元模拟结果

为研究柱脚刚性对火灾下门式钢刚架结构倒塌模拟的影响,分别模拟了柱脚完全铰接、半刚接(k 为 2、 η 为 0.5)及完全刚接的情况。此外,试验量测了 1/3 跨度处的竖向位移 d_z 、檐口处的水平位移 d_h 及竖向位移 d_v (见图 3),作为有限元模型验证的基础。

模拟结果与试验结果的对比如图 5 所示。有限元模型可较准确地模拟试验框架的倒塌过程,并且柱脚半刚接与刚接的结果基本一致,比柱脚铰接模拟结果与试验结果吻合更好。柱脚铰接相当于释放了一定程度的热应力,从而竖向位移 d_z 与 d_v 明显低于试验值,但柱脚刚接也使檐口水平位移 d_h 略小于试验值,总体来说与试验结果较为吻合。由于热膨胀系数的存在,因此柱顶竖向位移 d_v 最大可达到 40 mm,并且钢刚架梁受热也使得柱顶水平位移 d_h 不断增加。然而,图 5 中竖向位移 d_z 的试验与模拟结果在后期的变化趋势不同,主要是因为试验中结构发生倒塌时,防火隔墙仍具有足够的承载力,阻碍了倒塌的进一步发生。

有限元模型还模拟了不同柱脚刚性试验模型的结构倒塌模式,如图 6 所示。柱脚铰接时结构呈现明显的向外倒塌(见图 6a),该类倒塌模式认为是较为不利的;柱脚半刚接与刚接时结构均呈现向内倒塌(见图 6b),即柱脚的刚性使刚架梁悬链线效应充分发展,导致结构整体向内倒塌。

2 有限元参数分析采用的结构模型

2.1 二维结构模型

二维门式钢刚架结构模型如图 7 所示。跨度 24.0 m,柱距 6.0 m,檐口高度 6.0 m,屋面坡度

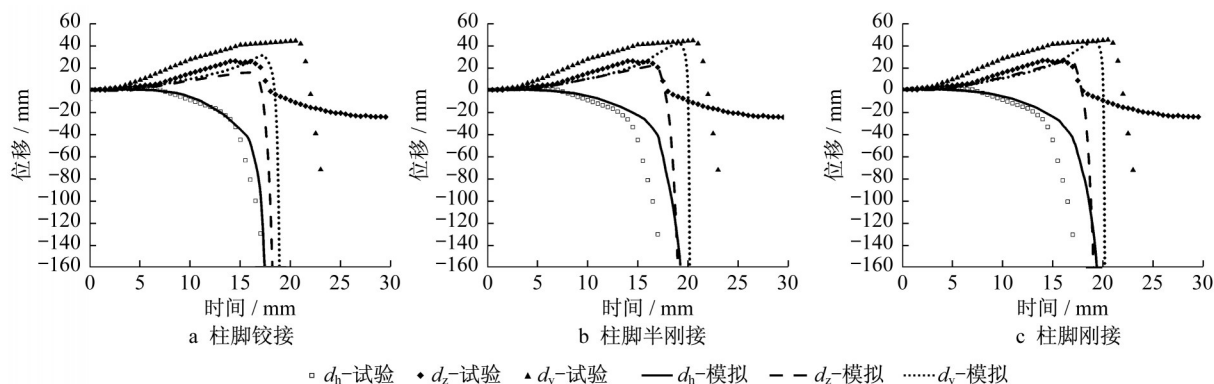


图5 位移曲线对比

Fig. 5 Comparison of displacement curves

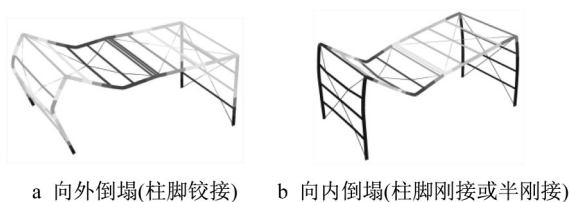


图6 有限元模型模拟的结构倒塌模式

Fig. 6 Predicted collapse mode of the structure with FEM simulation

1/15。为避免结构倒塌前构件发生局部屈曲破坏,梁柱构件需满足GB50017—2017^[22]中A级截面要求,并且均采用500 mm×200 mm×12 mm×15 mm的焊接H型钢,钢材选用Q345。模型考虑竖向均布恒载与水平风荷载。

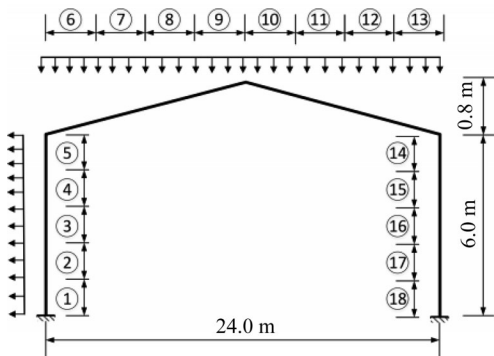


图7 结构二维模型

Fig. 7 Two-dimensional model of the structure

2.2 三维结构模型

门式钢刚架结构体系多用于大空间建筑,火灾发生时由于设置了必要的防火隔墙,结构往往是局部受火,因此非受火部分通过次要构件对受火部分的约束作用不可忽略。建立了一个三维模型研究火灾下檩条等次要构件对倒塌模式的影响。结构三维模型如图8所示,构件的基本尺寸如表2所示。

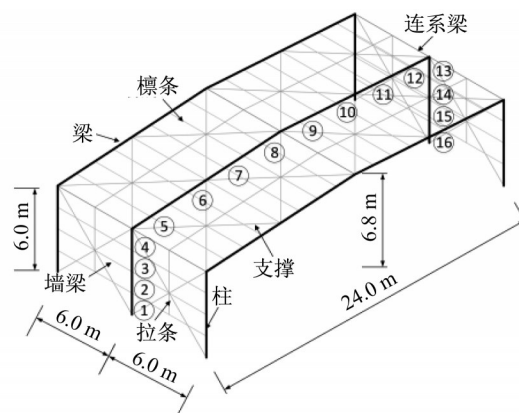


图8 结构三维模型

Fig. 8 Three-dimensional model of the structure

表2 钢构件截面信息(三维模型)

Tab. 2 Section information of steel member(three-dimensional model)

构件类型	截面类型	截面尺寸	材料
梁、柱	H型	H500 mm×200 mm×12 mm×15 mm	Q345
檩条、墙梁	H型	LH150 mm×100 mm×3.2 mm×4.5 mm	Q235
连系梁	环形	Φ120 mm×5 mm	Q235
支撑、拉条	圆形	Φ20 mm	Q235

三维模型考虑了檩条等次要构件的约束,更符合真实情况。檩条与墙梁均按间距1.5 m布置,在檐口与屋脊位置布置了连系梁以加强平面外约束。屋面位置设置了必要的支撑以加强整体作用。另外,为了防止檩条与墙梁的失效,在跨中位置设置了必要的拉条。

2.3 影响因素参数分析

2.3.1 构件升温工况

ISO834标准火灾升温曲线广泛应用于结构抗火设计。基于标准火灾升温曲线,采用参数化升温曲线近似模拟无防火保护钢构件火灾下的升温^[23],即采用火灾下钢构件升温的简化模型,如下所示:

$$T(t) = T_0 + (T_{\max} - T_0)(1 - e^{-\alpha t}) \quad (2)$$

式中: T_{\max} 为构件达到的最高温度; T_0 为室温, $20\text{ }^\circ\text{C}$; α 为与升温速率相关的参数。

图 9 中曲线 1 是根据热平衡理论计算的钢构件温度, 曲线 2 是根据式 (2) 计算的钢构件温度 (α 取 0.001), 两条曲线基本重合。因此, 采用参数化升温曲线可大大降低钢结构倒塌分析的计算量。

考虑了单火源、双火源、二维及三维等因素, 对门式钢刚架模型共设置了 70 种构件升温工况, 如表 3 表示。表 3 中, F2 表示二维结构, F3 表示三维结构, S 表示单火源工况, C 表示柱受火, B 表示梁受火, D 表示双火源工况, L 表示左侧受火, R 表示右侧受火, C、B、L、R 后数字表示受火区段的数量。各区段均匀受火, 温度分布一致。另外, 考虑到火势的蔓

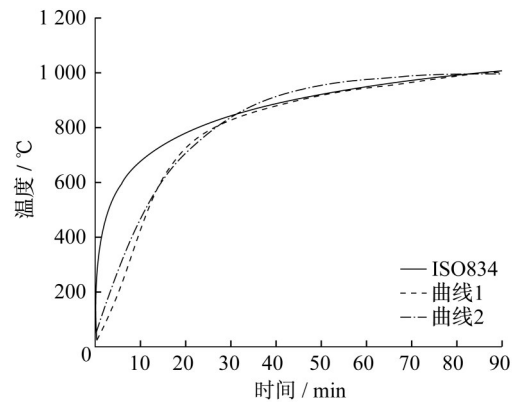


图 9 参数化升温曲线

Fig. 9 Parameterized temperature curve

延, 三维模型的中间榫及与其连接的檩条、墙梁、拉条、支撑构件受火, 拉条以外区域保持常温。

表 3 构件升温工况

Tab. 3 Heating condition of steel member

二维单火源构件升温工况		三维单火源构件升温工况		二维双火源构件升温工况			
工况编号	C-fire B-fire	工况编号	C-fire B-fire	工况编号	L-fire R-fire	工况编号	L-fire R-fire
F2-SC1B0	①	F3-SC1B0	①	F2-DL1R1	① ⑧	F2-DL6R1	①—⑥ ⑧
F2-SC2B0	①—②	F3-SC2B0	①—②	F2-DL2R2	①—② ⑩—⑬	F2-DL6R3	①—⑥ ⑬—⑱
F2-SC3B0	①—③	F3-SC3B0	①—③	F2-DL3R3	①—③ ⑬—⑱	F2-DL6R5	①—⑥ ⑭—⑱
F2-SC4B0	①—④	F3-SC4B0	①—④	F2-DL4R4	①—④ ⑮—⑱	F2-DL7R1	①—⑦ ⑱
F2-SC5B0	①—⑤			F2-DL5R5	①—⑤ ⑭—⑱	F2-DL7R3	①—⑦ ⑮—⑱
F2-SC5B1	①—⑤ ⑥	F3-SC4B1	①—④ ⑤	F2-DL6R6	①—⑥ ⑮—⑱	F2-DL7R5	①—⑦ ⑭—⑱
F2-SC5B2	①—⑤ ⑥—⑦	F3-SC4B2	①—④ ⑤—⑥	F2-DL7R7	①—⑦ ⑫—⑱	F2-DL7R6	①—⑦ ⑬—⑱
F2-SC5B3	①—⑤ ⑥—⑧	F3-SC4B3	①—④ ⑤—⑦	F2-DL8R8	①—⑧ ⑪—⑱	F2-DL8R1	①—⑧ ⑱
F2-SC5B4	①—⑤ ⑥—⑨	F3-SC4B4	①—④ ⑤—⑧	F2-DL2R1	①—② ⑱	F2-DL8R3	①—⑧ ⑮—⑱
F2-SC5B5	①—⑤ ⑥—⑩	F3-SC4B5	①—④ ⑤—⑨	F2-DL3R1	①—③ ⑱	F2-DL8R5	①—⑧ ⑭—⑱
F2-SC5B6	①—⑤ ⑥—⑪	F3-SC4B6	①—④ ⑤—⑩	F2-DL3R2	①—③ ⑯—⑱	F2-DL8R6	①—⑧ ⑬—⑱
F2-SC5B7	①—⑤ ⑥—⑫	F3-SC4B7	①—④ ⑤—⑪	F2-DL4R1	①—④ ⑱	F2-DL8R7	①—⑧ ⑫—⑱
F2-SC5B8	①—⑤ ⑥—⑬	F3-SC4B8	①—④ ⑤—⑫	F2-DL4R2	①—④ ⑯—⑱	F2-DL9R1	①—⑨ ⑱
F2-SC6B8	①—⑤和⑭ ⑥—⑬	F3-SC5B8	①—④和⑬ ⑤—⑫	F2-DL4R3	①—④ ⑮—⑱	F2-DL9R3	①—⑨ ⑮—⑱
F2-SC7B8	①—⑤和⑭—⑮ ⑥—⑬	F3-SC6B8	①—④和⑬—⑭ ⑤—⑫	F2-DL5R1	①—⑤ ⑱	F2-DL9R5	①—⑨ ⑭—⑱
F2-SC8B8	①—⑤和⑭—⑯ ⑥—⑬	F3-SC7B8	①—④和⑬—⑮ ⑤—⑫	F2-DL5R2	①—⑤ ⑯—⑱	F2-DL9R6	①—⑨ ⑬—⑱
F2-SC9B8	①—⑤和⑭—⑰ ⑥—⑬	F3-SC8B8	①—④和⑬—⑯ ⑤—⑫	F2-DL5R3	①—⑤ ⑮—⑱	F2-DL9R7	①—⑨ ⑫—⑱
F2-SC10B8	①—⑤和⑭—⑱ ⑥—⑬			F2-DL5R4	①—⑤ ⑮—⑱	F2-DL9R8	①—⑨ ⑪—⑱

注: fire 表示相应区域的受火范围, 表中数字分别与图 7 和图 8 中的编号对应, 表示结构中受火的区段。

2.3.2 柱脚刚性

火灾发生时结构的柱脚刚性不同则倒塌性能不同。采用刚接与铰接两种极限情况来研究柱脚刚性对火灾下门式钢刚架结构倒塌模式的影响。

2.3.3 跨高比

考虑到实际存在多种跨度的门式钢刚架结构体系, 为了研究跨高比对倒塌模式的影响, 选取四种典型跨度, 即 12 m、18 m、24 m 以及 30 m, 分别代表跨高比为 2、3、4、5 的情况。梁柱采用同一截面, 截面尺寸如表 4 所示。考虑到不同跨度的结构极限承载力有所不同, 因此采用统一荷载比 0.5 (定义为均布荷载与常温下极限承载力的比值) 进行模拟, 以消除

截面尺寸的影响。

表 4 梁柱截面信息

Tab. 4 Section information of steel member

结构跨度/m	截面类型	截面尺寸	材料
12	H型	H300 mm×150 mm×8 mm×10 mm	Q345
18	H型	H450 mm×150 mm×10 mm×12 mm	Q345
24	H型	H500 mm×200 mm×12 mm×15 mm	Q345
30	H型	H600 mm×250 mm×14 mm×16 mm	Q345

2.3.4 防火保护

为了保证钢结构在火灾下的承载能力, 需要设置必要的防火保护。按照规范 GB50016—2018^[24] 要求, 采用四种不同程度的防火保护, 分别为一级 (柱

3.0 h、梁2.0 h)、二级(柱2.5 h、梁1.5 h)、三级(柱2.0 h、梁1.0 h)、四级(柱0.5 h、梁0.5 h)。对于防火保护构件,根据不同防火等级,温度从常温 $20\text{ }^{\circ}\text{C}$ 至构件临界温度(柱 $550\text{ }^{\circ}\text{C}$ 、梁 $600\text{ }^{\circ}\text{C}$)线性增加^[25]。对于无防火保护构件,升温曲线按式(2)取值。

2.3.5 截面温度梯度

考虑到实际火灾发生时,由于通风的影响,构件外侧温度低于内侧温度,因此构件截面上温度分布不均匀^[8]。为探究截面温度梯度对倒塌模式的影响,假设截面温度线性分布,并选取三种不同温度梯度,即G200(梯度 $200\text{ }^{\circ}\text{C}\cdot\text{m}^{-1}$,最大温差 $100\text{ }^{\circ}\text{C}$)、G400(梯度 $400\text{ }^{\circ}\text{C}\cdot\text{m}^{-1}$,最大温差 $200\text{ }^{\circ}\text{C}$)、G600(梯度 $600\text{ }^{\circ}\text{C}\cdot\text{m}^{-1}$,最大温差 $300\text{ }^{\circ}\text{C}$)。

2.3.6 荷载比与风荷载

为了研究荷载比对倒塌模式的影响,恒载按不同荷载比施加。另外,实际火灾发生时,往往会受到风荷载影响,将风荷载作为偶然荷载,按GB51022—2015^[26]规定,取 $2\text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$ 。

3 倒塌模式与机理

基于参数分析,归纳出火灾下门式钢刚架结构四种典型的倒塌模式,即柱侧倾倒塌模式(A类)、柱

屈曲倒塌模式(B类)、梁柱整体向内倒塌模式(C类)、梁柱整体向外倒塌模式(D类)。

柱侧倾倒塌模式(A类)和柱屈曲倒塌模式(B类)主要发生在仅柱受火的构件升温工况,如图10a和图10b所示。当柱受火区域较小或未受火区域与柱脚无法对受火区域提供足够的侧向约束时,受火柱将在弯矩与轴力的共同作用下发生侧倾倒塌。当柱受火区域较大并且柱脚对未受火区域提供足够的侧向约束时,受火柱在轴力的作用下发生整体屈曲。这是由于随着温度的增加,受火柱刚度退化明显,弯矩几乎可以忽略,类似于受约束柱在轴力作用下的倒塌。

梁柱整体向内倒塌模式(C类)和向外倒塌模式(D类)主要发生在受火范围较大即梁柱共同受火的火灾场景,如图10c和图10d所示。两种倒塌模式的主要区别在于倒塌时水平侧移的发展。火灾发生早期,门式钢刚架开始受火,屋脊向上变形而檐口向外膨胀。钢材材性的不断退化使得屋脊竖向位移下降到初始位置,但檐口持续向外膨胀,当屋脊竖向位移下降至檐口高度时,檐口水平侧移达到最大值。随着温度的增加,若檐口向外膨胀受到约束,则钢刚架在悬链线效应下发生整体向内倒塌,否则整体发生向外倒塌。倒塌过程和机理如图11所示。

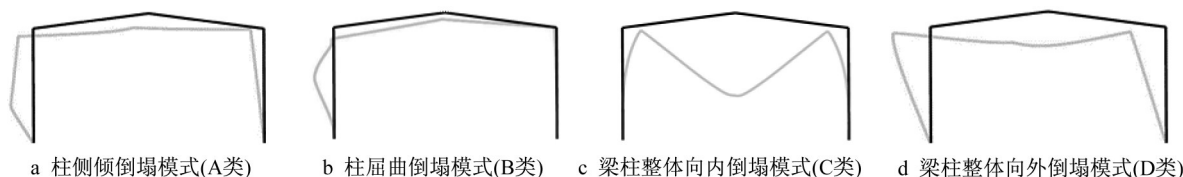


图10 四种典型倒塌模式

Fig. 10 Four typical collapse modes



图11 倒塌过程与机理

Fig. 11 Collapse process and mechanism

4 有限元参数分析结果

4.1 构件升温工况与柱脚刚性的影响

表5给出了单火源构件升温工况(仅在结构一

侧存在火源)下柱脚刚接及铰接的倒塌模式。受火区域及柱脚刚性均显著影响倒塌模式。从受火区域来看,当仅柱受火时,结构发生A、B类倒塌,当梁柱共同受火时,结构发生C、D类倒塌。从柱脚刚性来

看,当仅柱受火时,柱脚铰接的结构主要发生 A 类倒塌,而柱脚刚接的结构主要发生 B 类倒塌,若受火区域较小,结构仍会发生 A 类倒塌;当梁柱共同受火时,柱脚刚接的结构主要发生 C 类倒塌,而柱脚铰接的结构主要发生 D 类倒塌,若梁受火区域较小,柱脚仍可提供足够约束以保证悬链线效应的发展,即表现为 C 类倒塌。

表 5 给出了结构倒塌时的临界温度,对应结构发生不可接受大变形时的极限状态。对于 A、B 类倒塌,当受火柱最大水平侧移值达到柱高度的 1/5 时,即认为结构倒塌;对于 C 类倒塌,当屋脊竖向位移达到结构跨度的 1/5 时,即认为结构倒塌;对于 D 类倒

塌,当檐口处水平侧移达到檐口高度的 1/5 时,即认为结构倒塌。相比于柱脚铰接结构,柱脚刚接结构倒塌时的临界温度显著增加,这意味着耐火时间更长,抗倒塌性能更优。同时,柱单独受火时的倒塌温度显著高于梁柱共同受火时的倒塌温度,说明结构仅柱受火时具有更高的承载能力。另外,当梁柱共同受火时,随着受火范围的不断增加,倒塌温度具有降低趋势,即火灾影响范围越大,对结构抗倒塌性能越不利。因此,实际应用时应尽可能地减少可燃物的堆载高度,并设置必要的防火装饰层以隔绝热量传递,同时加强柱脚刚性以延缓火灾下门式钢刚架结构倒塌的发生。

表 5 单火源构件升温工况下的倒塌模式

Tab. 5 Collapse mode under heating condition of single fire source

工况	倒塌模式		工况	倒塌模式	
	铰接	刚接		铰接	刚接
SC1B0	A类(795 °C)	A类(884 °C)	SC5B5	D类(561 °C)	C类(635 °C)
SC2B0	A类(726 °C)	A类(857 °C)	SC5B6	D类(555 °C)	C类(634 °C)
SC3B0	A类(724 °C)	B类(1 051 °C)	SC5B7	D类(554 °C)	C类(633 °C)
SC4B0	A类(745 °C)	B类(1 045 °C)	SC5B8	D类(557 °C)	C类(588 °C)
SC5B0	A类(747 °C)	B类(1 040 °C)	SC6B8	D类(566 °C)	C类(589 °C)
SC5B1	C类(710 °C)	C类(734 °C)	SC7B8	D类(570 °C)	C类(585 °C)
SC5B2	C类(638 °C)	C类(669 °C)	SC8B8	D类(572 °C)	C类(583 °C)
SC5B3	D类(595 °C)	C类(643 °C)	SC9B8	D类(572 °C)	C类(582 °C)
SC5B4	D类(574 °C)	C类(640 °C)	SC10B8	D类(573 °C)	C类(582 °C)

注:()中数字表示倒塌时临界温度,工况均为 F2。

表 6 为双火源构件对称升温工况(结构两侧均存在火源,且受火范围一致)下柱脚刚接及铰接的倒塌模式。对仅柱受火工况而言,当火灾发生于结构两侧时,一侧柱受火会破坏另一侧柱的受力平衡状态,加剧向外倒塌的趋势,使 B 类倒塌模式很难发生,因此多表现为 A 类倒塌模式。对梁柱共同受火

工况,结构两侧同时受火对倒塌模式的影响不大。与单火源工况相比,仅柱对称受火时,柱脚铰接结构具有更高的倒塌温度,主要因为两侧柱向相反方向热膨胀,一定程度上改善了结构在火灾下的抗倒塌性能,但梁柱共同受火时,结构具有更低的倒塌温度,主要是受火范围过大,加剧了结构的整体失效。

表 6 双火源构件对称升温工况下的倒塌模式

Tab. 6 Collapse mode under symmetric heating condition of double fire source

工况	倒塌模式		工况	倒塌模式	
	铰接	刚接		铰接	刚接
DL1R1	A类(799 °C)	A类(866 °C)	DL5R5	A类(773 °C)	A类(849 °C)
DL2R2	A类(746 °C)	A类(806 °C)	DL6R6	D类(695 °C)	C类(714 °C)
DL3R3	A类(762 °C)	A类(821 °C)	DL7R7	D类(630 °C)	C类(639 °C)
DL4R4	A类(772 °C)	A类(852 °C)	DL8R8	D类(594 °C)	C类(597 °C)

注:()中数字表示倒塌时临界温度,工况均为 F2。

表 7 为双火源构件非对称升温工况(在结构两侧均存在火源,且受火范围不一致)下柱脚刚接及铰接的倒塌模式。当仅柱受火时,倒塌模式及倒塌临界温度的变化规律均与表 6 一致,结构均发生 A 类倒塌,并且两侧受火柱向相反的方向发生热膨胀变形,使得倒塌时的临界温度随一侧受火范围增大而有所提高。当梁柱共同受火时,柱脚刚接结构可提

供足够约束以保证悬链线效应的充分发展,即表现为 C 类倒塌模式,倒塌临界温度随受火范围增大表现出降低的趋势;柱脚铰接结构的倒塌模式主要取决于受火区域,但不同倒塌模式的临界温度基本一致,受火区域较小时,结构的热膨胀效应不足以发生向外倒塌,故多表现为 C 类倒塌,受火区域较大时则表现为 D 类倒塌。D 类倒塌呈现明显的双向性,当

一侧受火区域显著大于另一侧受火区域时,结构发生与初始缺陷方向相反的D类倒塌,如图 12所示。

表 7 双火源构件非对称升温工况下的倒塌模式

Tab. 7 Collapse mode under asymmetric heating condition of double fire source

工况	倒塌模式		工况	倒塌模式	
	铰接	刚接		铰接	刚接
DL2R1	A类(721℃)	A类(801℃)	DL7R3	C类(637℃)	C类(653℃)
DL3R1	A类(724℃)	A类(792℃)	DL7R5	C类(637℃)	C类(641℃)
DL3R2	A类(731℃)	A类(793℃)	DL7R6	D类(628℃)	C类(639℃)
DL4R1	A类(745℃)	A类(807℃)	DL8R1	D类(596℃)	C类(640℃)
DL4R2	A类(750℃)	A类(808℃)	DL8R3	D类(596℃)	C类(625℃)
DL4R3	A类(750℃)	A类(815℃)	DL8R5	C类(600℃)	C类(605℃)
DL5R1	A类(745℃)	A类(821℃)	DL8R6	D类(593℃)	C类(599℃)
DL5R2	A类(745℃)	A类(829℃)	DL8R7	D类(594℃)	C类(599℃)
DL5R3	A类(746℃)	A类(833℃)	DL9R1	D类(573℃)	C类(631℃)
DL5R4	A类(753℃)	A类(841℃)	DL9R3	D类(574℃)	C类(614℃)
DL6R1	C类(709℃)	C类(722℃)	DL9R5	D类(580℃)	C类(594℃)
DL6R3	C类(709℃)	C类(717℃)	DL9R6	D类(580℃)	C类(590℃)
DL6R5	C类(710℃)	C类(714℃)	DL9R7	D类(582℃)	C类(590℃)
DL7R1	C类(637℃)	C类(663℃)	DL9R8	D类(577℃)	C类(588℃)

注:()中数字表示倒塌时临界温度,工况均为F2。



图 12 整体向外倒塌(F2-DL7R6-铰接)

Fig. 12 Overall outward collapse (F2-DL7R6-pinned base)

4.2 跨高比影响

表 8给出了典型构件升温工况下考虑跨高比影响的倒塌模式。无论针对仅柱受火的升温工况,还是针对梁柱共同受火的升温工况,跨高比对结构倒塌模式的影响并不显著,但对B类倒塌模式的临界温度影响较大。因为随着跨度的不断减小,梁对柱的约束作用相对增强,使得柱截面的压应力增加,破

坏了柱受火后的平衡状态,最后导致柱屈曲倒塌模式提前发生,所以显著降低了倒塌时的临界温度。此外,跨高比对仅柱受火工况下倒塌临界温度的影响比梁柱共同受火工况下更明显。

4.3 防火保护影响

表 9给出了典型构件升温工况下考虑防火保护影响的倒塌模式。防火保护的存在并不影响火灾下结构的倒塌模式,但对结构倒塌时的临界温度略有影响。随着防火等级的不断加强,构件升温速率也逐渐减小,使得结构承载能力更低,因此倒塌时的临界温度相对更低。针对升温工况F2-SC10B8且基础刚接的情况,当防火等级达到三级时,由于梁柱防火保护时间的不同,使梁受火失效时柱仍处于较低的温度,故而可提供足够的承载能力以使结构发生

表 8 考虑跨高比影响的倒塌模式

Tab. 8 Collapse mode considering the effect of span-depth ratio

工况	不同跨度下柱脚铰接时的倒塌模式				不同跨度下柱脚刚接时的倒塌模式			
	跨度 12 m	跨度 18 m	跨度 24 m	跨度 30 m	跨度 12 m	跨度 18 m	跨度 24 m	跨度 30 m
SC1B0	A类(787℃)	A类(793℃)	A类(795℃)	A类(797℃)	A类(862℃)	A类(878℃)	A类(884℃)	A类(889℃)
SC2B0	A类(715℃)	A类(726℃)	A类(726℃)	A类(725℃)	A类(854℃)	A类(853℃)	A类(857℃)	A类(842℃)
SC3B0	A类(699℃)	A类(724℃)	A类(724℃)	A类(716℃)	B类(983℃)	B类(1020℃)	B类(1051℃)	B类(1060℃)
SC4B0	A类(685℃)	A类(723℃)	A类(745℃)	A类(748℃)	B类(964℃)	B类(1012℃)	B类(1045℃)	B类(1058℃)
SC5B0	A类(673℃)	A类(721℃)	A类(747℃)	A类(775℃)	B类(945℃)	B类(1002℃)	B类(1040℃)	B类(1055℃)
SC5B2	C类(619℃)	C类(631℃)	C类(638℃)	C类(641℃)	C类(653℃)	C类(662℃)	C类(669℃)	C类(672℃)
SC5B4	D类(555℃)	D类(569℃)	D类(574℃)	D类(577℃)	C类(637℃)	C类(641℃)	C类(640℃)	C类(642℃)
SC5B6	D类(528℃)	D类(549℃)	D类(555℃)	D类(559℃)	C类(635℃)	C类(635℃)	C类(634℃)	C类(633℃)
SC5B8	D类(526℃)	D类(549℃)	D类(557℃)	D类(561℃)	C类(589℃)	C类(589℃)	C类(588℃)	C类(588℃)
SC6B8	D类(534℃)	D类(558℃)	D类(566℃)	D类(569℃)	C类(585℃)	C类(587℃)	C类(589℃)	C类(592℃)
SC8B8	D类(540℃)	D类(565℃)	D类(572℃)	D类(573℃)	C类(583℃)	C类(584℃)	C类(583℃)	C类(582℃)
SC10B8	D类(540℃)	D类(565℃)	D类(573℃)	D类(574℃)	C类(583℃)	C类(584℃)	C类(582℃)	C类(579℃)

注:()中数字表示倒塌时临界温度,工况均为F2。

再平衡现象,极大地提高了结构倒塌时的临界温度。因此,在设计时对柱设置必要的防火保护可有效地提高门式钢刚架结构在火灾下的抗倒塌性能。

4.4 截面温度梯度影响

表 10 给出了典型升温工况下考虑截面温度梯度影响的倒塌模式。截面温度梯度对结构的倒塌模式影响不大,但随着温度不均匀程度的增加,结构倒塌时的临界温度显著减低,即产生不利影响。然而,针对柱脚刚接且受火区域较大的情况(F2-SC5B0),随着截面温度梯度的增加,虽然倒塌模式并未发生

改变,但是呈现明显的方向性,即朝向构件温度较高一侧发生破坏(与初始缺陷方向相反),如图 13 所示,这主要是因为构件温度较高一侧的热膨胀变形较为明显。针对柱脚刚接且受火区域较小的情况(F2-SC5B0),随着截面温度梯度的增大,结构会由 A 类倒塌模式转变为 B 类倒塌模式,并且倒塌时的临界温度也显著提高,这主要是因为截面温度梯度造成的构件失效方向与初始缺陷方向相反,抑制了 A 类倒塌模式的发生,使柱更容易发生整体屈曲失效,所以显著提高了倒塌时的临界温度。

表 9 考虑防火保护影响的倒塌模式

Tab. 9 Collapse mode considering the effect of fire protection

工况	防火保护	倒塌模式		工况	防火保护	倒塌模式	
		铰接	刚接			铰接	刚接
SC1B0	无	A类(795℃)	A类(884℃)	SC5B4	无	D类(574℃)	C类(640℃)
	四级	A类(795℃)	A类(886℃)		四级	D类(571℃)	C类(638℃)
	三级	A类(788℃)	A类(881℃)		三级	D类(562℃)	C类(624℃)
	二级	A类(787℃)	A类(881℃)		二级	D类(558℃)	C类(618℃)
	一级	A类(787℃)	A类(880℃)		一级	D类(556℃)	C类(615℃)
SC5B0	无	A类(747℃)	B类(1 040℃)	SC10B8	无	D类(573℃)	C类(582℃)
	四级	A类(743℃)	B类(1 048℃)		四级	D类(567℃)	C类(584℃)
	三级	A类(728℃)	B类(1 040℃)		三级	D类(554℃)	C类(685℃)
	二级	A类(727℃)	B类(1 040℃)		二级	D类(551℃)	C类(642℃)
	一级	A类(726℃)	B类(1 040℃)		一级	D类(549℃)	C类(616℃)

注:()中数字表示倒塌时临界温度,工况均为F2。

表 10 考虑截面温度梯度影响的倒塌模式

Tab. 10 Collapse mode considering the effect of section temperature gradient

工况	温度梯度	倒塌模式		工况	温度梯度	倒塌模式	
		铰接	刚接			铰接	刚接
SC2B0	无	A类(726℃)	A类(857℃)	SC5B4	无	D类(574℃)	C类(640℃)
	G200	A类(718℃)	A类(885℃)		G200	D类(569℃)	C类(632℃)
	G400	A类(712℃)	B类(1 006℃)		G400	D类(556℃)	C类(622℃)
	G600	A类(697℃)	B类(1 027℃)		G600	D类(541℃)	C类(610℃)
SC5B0	无	A类(747℃)	B类(1 040℃)	SC10B8	无	D类(573℃)	C类(582℃)
	G200	A类(736℃)	B类(1 038℃)		G200	D类(565℃)	C类(577℃)
	G400	A类(725℃)	B类(1 034℃)		G400	D类(550℃)	C类(564℃)
	G600	A类(712℃)	B类(1 031℃)		G600	D类(533℃)	C类(548℃)

注:()中数字表示倒塌时临界温度,工况均为F2。



图 13 柱屈曲倒塌模式(F2-SC5B0-G400-刚接)

Fig. 13 Buckling collapse mode of column (F2-SC5B0-G400-fixed base)

4.5 荷载比影响

表 11 给出了典型升温工况下考虑荷载比影响的倒塌模式。针对仅柱受火工况,荷载比越大,结构

侧倾趋势加剧,更倾向于发生 A 类倒塌,荷载比越小,更倾向于发生 B 类倒塌。针对梁柱共同受火工况,荷载比对倒塌模式的影响则可忽略。

图 14 给出了考虑荷载比影响的倒塌临界温度的对比。结果表明,无论火灾下门式钢刚架发生何种倒塌模式,结构倒塌时的临界温度均随荷载比的增加而显著降低,即荷载比对结构产生不利影响。此外需要说明的是,在荷载比较小的情况下,结构在火灾升温至 60 min 后仍然保持直立状态,未发生明显的倒塌现象。

表 11 考虑荷载比影响的倒塌模式

Tab. 11 Collapse mode considering the effect of load ratio

工况	荷载比	倒塌模式		工况	荷载比	倒塌模式	
		铰接	刚接			铰接	刚接
SC2B0	0.3	A类(821℃)	直立	SC5B4	0.3	D类(653℃)	C类(764℃)
	0.4	A类(771℃)	B类(998℃)		0.4	D类(611℃)	C类(693℃)
	0.5	A类(726℃)	A类(857℃)		0.5	D类(574℃)	C类(640℃)
	0.6	A类(700℃)	A类(802℃)		0.6	D类(537℃)	C类(593℃)
	0.7	A类(677℃)	A类(772℃)		0.7	D类(492℃)	C类(551℃)
SC5B0	0.3	B类(1044℃)	直立	SC10B8	0.3	D类(652℃)	C类(661℃)
	0.4	B类(938℃)	B类(1069℃)		0.4	D类(610℃)	C类(619℃)
	0.5	A类(747℃)	B类(1040℃)		0.5	D类(573℃)	C类(582℃)
	0.6	A类(659℃)	B类(1013℃)		0.6	D类(534℃)	C类(545℃)
	0.7	A类(594℃)	A类(835℃)		0.7	D类(484℃)	C类(504℃)

注:()中数字表示倒塌时临界温度,工况均为F2。

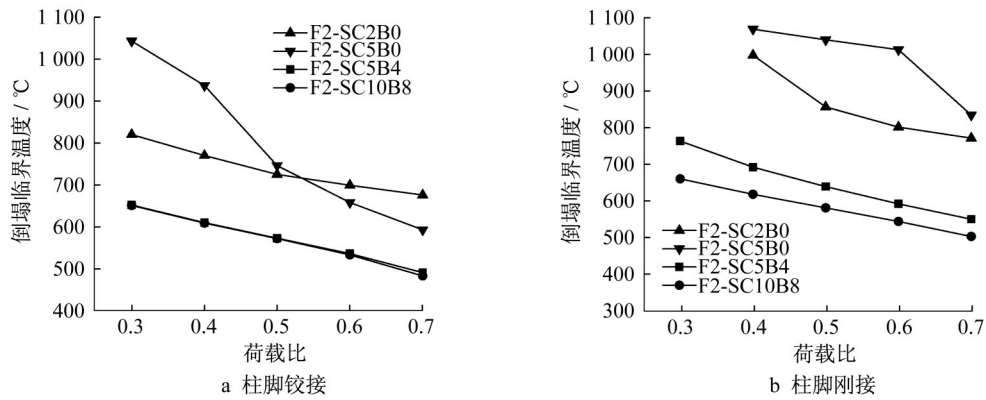


图 14 考虑荷载比影响的倒塌临界温度

Fig. 14 Critical temperature of collapse considering the effect of load ratio

4.6 风荷载影响

表 12 给出了典型升温工况下考虑风荷载影响的倒塌模式。风荷载存在与否并未改变典型升温工况下结构的倒塌模式,但会略微降低倒塌时临界温度。相较于刚接结构,铰接结构倒塌临界温度的降低程度更为明显,主要因为风荷载加剧了结构侧倾

的可能性,相当于放大了结构的初始缺陷,因此铰接结构更容易受到风荷载影响。

4.7 次要构件的影响

上述分析仅考虑结构平面内的自由度,平面外的自由度忽略不计,该假定可以较为准确地模拟单榀门式钢刚架在火灾下的倒塌行为,但忽略了次要

表 12 考虑风荷载影响的倒塌模式

Tab. 12 Collapse mode considering the effect of wind load

工况	不考虑风荷载		考虑风荷载	
	铰接	刚接	铰接	刚接
SC1B0	A类(795℃)	A类(884℃)	A类(786℃)	A类(878℃)
SC2B0	A类(726℃)	A类(857℃)	A类(715℃)	A类(834℃)
SC3B0	A类(724℃)	B类(1051℃)	A类(713℃)	B类(1042℃)
SC4B0	A类(745℃)	B类(1045℃)	A类(725℃)	B类(1027℃)
SC5B0	A类(747℃)	B类(1040℃)	A类(726℃)	B类(1013℃)
SC5B2	C类(638℃)	C类(669℃)	C类(635℃)	C类(668℃)
SC5B4	D类(574℃)	C类(640℃)	D类(570℃)	C类(640℃)
SC5B6	D类(555℃)	C类(634℃)	D类(549℃)	C类(634℃)
SC5B8	D类(557℃)	C类(588℃)	D类(549℃)	C类(588℃)
SC6B8	D类(566℃)	C类(589℃)	D类(555℃)	C类(590℃)
SC8B8	D类(572℃)	C类(583℃)	D类(557℃)	C类(582℃)
SC10B8	D类(573℃)	C类(582℃)	D类(557℃)	C类(582℃)

注:()中数字表示倒塌时临界温度,工况均为F2。

构件(檩条、墙梁等)对受火钢刚架的约束作用,造成偏于保守的模拟结果。表 13 为典型升温工况下考虑次要构件影响的倒塌模式。次要构件显著影响火

灾下结构的倒塌模式,并且由于次要构件的约束作用,结构倒塌时临界温度显著提高,因此次要构件对防止火灾下结构倒塌产生极为重要的作用。

表 13 考虑次要构件影响的倒塌模式

Tab. 13 Collapse mode considering the effect of secondary components

工况	二维模拟		工况	三维模拟	
	铰接	刚接		铰接	刚接
F2-SC1B0	A类(795℃)	A类(884℃)	F3-SC1B0	直立	直立
F2-SC2B0	A类(726℃)	A类(857℃)	F3-SC2B0	直立	直立
F2-SC3B0	A类(724℃)	B类(1 051℃)	F3-SC3B0	B类(1 020℃)	B类(1 061℃)
F2-SC4B0	A类(745℃)	B类(1 045℃)	F3-SC4B0	B类(1 038℃)	B类(1 038℃)
F2-SC5B0	A类(747℃)	B类(1 040℃)			
F2-SC5B1	C类(710℃)	C类(734℃)	F3-SC4B1	C类(789℃)	C类(854℃)
F2-SC5B2	C类(638℃)	C类(669℃)	F3-SC4B2	C类(738℃)	C类(816℃)
F2-SC5B3	D类(595℃)	C类(643℃)	F3-SC4B3	D类(705℃)	C类(779℃)
F2-SC5B4	D类(574℃)	C类(640℃)	F3-SC4B4	D类(714℃)	C类(742℃)
F2-SC5B5	D类(561℃)	C类(635℃)	F3-SC4B5	C类(702℃)	C类(726℃)
F2-SC5B6	D类(555℃)	C类(634℃)	F3-SC4B6	C类(692℃)	C类(717℃)
F2-SC5B7	D类(554℃)	C类(633℃)	F3-SC4B7	C类(688℃)	C类(710℃)
F2-SC5B8	D类(557℃)	C类(588℃)	F3-SC4B8	C类(655℃)	C类(682℃)
F2-SC6B8	D类(566℃)	C类(589℃)	F3-SC5B8	C类(652℃)	C类(675℃)
F2-SC7B8	D类(570℃)	C类(585℃)	F3-SC6B8	C类(651℃)	C类(672℃)
F2-SC8B8	D类(572℃)	C类(583℃)	F3-SC7B8	C类(651℃)	C类(670℃)
F2-SC9B8	D类(572℃)	C类(582℃)	F3-SC8B8	C类(651℃)	C类(666℃)
F2-SC10B8	D类(573℃)	C类(582℃)			

注:()中数字表示倒塌时临界温度。

对于仅柱受火工况,次要构件约束了受火柱的侧倾变形,抑制 A 类倒塌发生,当受火范围较小时,结构在受火 60 min 后都未发生倒塌,随着受火范围增加,B 类倒塌发生。另外,无论针对刚接结构还是铰接结构,倒塌时的临界温度都得到了显著提高。

对于梁柱共同受火工况,柱脚刚接提供了足够的承载力,所以倒塌模式并未发生改变,但次要构件的约束作用使结构发生明显的再平衡,显著提高了承载能力。对于铰接结构而言,虽然无法提供足够的侧向约束,但次要构件的约束作用抑制了受火钢刚架向外倒塌的趋势,改变了倒塌模式。以图 15 为例,当中间榀受火向外膨胀时,两侧未受火钢刚架就会约束其变形,从而形成相互作用力,使得中间钢刚

架向内发生倒塌,而两侧未受火钢刚架向外倒塌。另外,位移变化规律表明,只要次要构件的约束足够强,即使对于铰接结构,再平衡现象也会发生。

5 结论

(1) 门式钢刚架结构在火灾下主要存在四种典型的倒塌模式,即柱侧倾倒塌模式(A 类)、柱屈曲倒塌模式(B 类)、梁柱整体向内倒塌模式(C 类)、梁柱整体向外倒塌模式(D 类)。结构发生 A 类和 B 类倒塌模式时的临界温度较高,而发生 C 类和 D 类倒塌模式时的临界温度较低,故门式钢刚架结构在真实火灾下发生 A 类和 B 类倒塌模式的概率较低,而发生 C 类和 D 类倒塌模式的概率较高,需重点关注。

(2) 门式钢刚架结构构件升温状况显著影响结构倒塌模式。A 类和 B 类倒塌模式发生在仅柱受火工况,C 类和 D 类倒塌模式则发生在梁柱共同受火工况。

(3) 柱脚刚性对门式钢刚架结构倒塌模式影响显著。对于仅柱受火工况,柱脚铰接结构多发生 A 类倒塌,柱脚刚接结构多发生 B 类倒塌。对于梁柱共同受火工况,柱脚铰接结构多发生 D 类倒塌,柱脚刚接结构多发生 C 类倒塌。

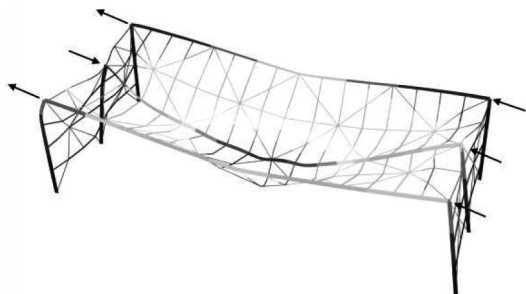


图 15 向内倒塌模式(F3-SC4B8-铰接)

Fig. 15 Inward collapse(F3-SC4B8-pinned base)

(4)跨高比、截面温度梯度及风荷载对火灾下门式钢架结构倒塌模式的影响较小,但对倒塌时的临界温度略有影响。

(5)防火保护的存在对火灾下门式钢架结构倒塌模式的影响很小,但会影响结构倒塌时的临界温度。对柱进行必要的防火保护能有效地改善火灾下门式钢架结构的抗倒塌性能。

(6)荷载比对门式钢架结构倒塌模式和倒塌时临界温度均有显著影响,无论结构发生何种倒塌模式,倒塌时临界温度均随荷载比的增加而显著降低,即产生不利影响。

(7)当相邻钢架因防火分隔等因素受火较小时,相邻钢架之间的次要构件对受火钢架倒塌模式及倒塌时临界温度的影响较为显著。当仅柱受火时,结构基本保持直立或发生B类倒塌,当梁柱共同受火时,结构多发生C类倒塌,并呈现出明显的再平衡现象,提高了火灾下门式钢架结构的抗倒塌能力。

作者贡献声明

李国强:提出研究命题,设计并构思研究方案,对论文做最后审阅及定稿。

冯程远:数值模拟,数据收集,结果分析并撰写论文。

楼国彪:审阅初稿,提出指导意见。

参考文献:

- [1] 黄珏倩,李国强,包盼其,等.门式钢架结构实用抗火临界温度计算方法[J].建筑钢结构进展,2007,9(6):42.
HUANG Jueqian, LI Guoqiang, BAO Panqi, *et al.* A practical approach for fire-resistant design of steel portal frames [J]. Progress in Steel Building Structures, 2007, 9(6): 42.
- [2] OBIALA R, VASSART O, ZHAO B, *et al.* Fire safety of industrial halls: a valorisation project [R]. Brussels: RFCS Publications, 2010.
- [3] 温消宣,甘凌峰,叶建良.钢结构厂房遭遇大火“软趴趴”海绵厂五员工救火遇难[EB/OL]. [2019-05-30]. <http://zjnews.zjol.com.cn/system/2013/09/04/019574904.shtml>.
WEN Xiaoxuan, GAN Lingfeng, YE Jianliang. A fire broke out in the steel structure workshop and five employees of the sponge factory were killed in the fire [EB/OL]. [2019-05-30]. <http://zjnews.zjol.com.cn/system/2013/09/04/019574904.shtml>.
- [4] JIANG Lianrui, ZHANG Qingli, SHI Junxiu, *et al.* Statistic study on sacrifices of firefighters in China [J]. Procedia Engineering, 2012, 45: 700.
- [5] FAHY R F, MOLIS J L. Firefighter fatalities in the US: 2018 [R]. Milwaukee: National Fire Protection Association (NFPA), 2017.
- [6] WONG S Y. The structural response of industrial portal frame structures in fire [D]. Sheffield: University of Sheffield, 2001.
- [7] 杜二峰.基于实际火灾全过程的大空间钢结构抗火性能试验研究及理论分析[D].南京:东南大学,2016.
DU Erfeng. Experimental and theoretical research on the structural behavior of large space steel structures subjected to natural fires [D]. Nanjing: Southeast University, 2016.
- [8] LOU G B, WANG C H, JIANG J, *et al.* Experimental and numerical study on thermal-structural behavior of steel portal frames in real fires [J]. Fire Safety Journal, 2018, 98: 48.
- [9] LOU G B, WANG C H, JIANG J, *et al.* Fire tests on full-scale steel portal frames against progressive collapse [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2018, 145: 137.
- [10] 王紫珮,楼国彪,饶雯婷,等.圆钢管混凝土柱火灾升温试验及钢管温度计算方法[J].建筑钢结构进展,2018,20(6):46.
WANG Zipei, LOU Guobiao, RAO Wenting, *et al.* Fire test of circular concrete-filled steel tubular columns and thermal analysis of steel tube [J]. Progress in Steel Building Structures, 2018, 20(6): 46.
- [11] 张浩,杜咏,盛红梅,等.局部火灾下基于数值方法的张弦梁力学特征参数分析[J].建筑钢结构进展,2018,20(1):48.
ZHANG Hao, DU Yong, SHENG Hongmei, *et al.* Parametric analysis on the mechanical response of beam string structures under localized fire based on numerical simulation [J]. Progress in Steel Building Structures, 2018, 20(1): 48.
- [12] O' MEAGHER A J, BENNETTS I D, DAYAWANSA P H, *et al.* Design of single storey industrial buildings for fire resistance [J]. Steel Construction, 1992, 26(2): 1.
- [13] MOSS P J, DHAKAL R P, BONG M W, *et al.* Design of steel portal frame buildings for fire safety [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2009, 65(5): 1216.
- [14] JOHNSTON R, SONEBI M, LIM J B P, *et al.* The collapse behaviour of cold-formed steel portal frames at elevated temperatures [J]. Journal of Structural Fire Engineering, 2015, 6(2): 77.
- [15] RAHMAN M, LIM J B P, XU Y, *et al.* Effect of column base strength on steel portal frames in fire [J]. Proceedings of the ICE: Structures and Buildings, 2012, 166(4): 197.
- [16] SONG Yuanyuan. Analysis of industrial steel portal frames under fire conditions [D]. Sheffield: University of Sheffield, 2008.
- [17] JIANG B H, LI G Q, USMANI A. Progressive collapse mechanisms investigation of planar steel moment frames under localized fire [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2015, 115: 160.
- [18] SALTER P R, MALIK A S, KING C M. Design of single-span steel portal frames to BS 5950-1: 2000 [R]. Ascot: Steel Construction Institute, 2004.
- [19] European Committee for Standardization (CEN). Eurocode 3: (下转第1304页)