

# 典型钢框架结构节点的动态力学性能与延性分析

霍静思, 胡聪伶, 张晋清, 郭玉荣, 肖岩

(湖南大学建筑安全与节能教育部重点实验室, 长沙 410082)

**摘要:**采用 ABAQUS 有限元软件分析了典型钢框架节点(狗骨式节点、端板螺栓连接节点和 T 型钢连接节点)抗倒塌性能,通过改变冲击荷载大小得到节点的荷载-位移曲线关系,从而得到节点的动态力学性能。分析结果表明,对于不同类型节点,在冲击荷载作用下均未形成悬索机构,且翼缘削弱部分和螺栓连接是梁柱子结构中的薄弱环节。提出了采用节点延性系数评估连续倒塌过程中节点延性的方法,定义不同类型节点结构动力荷载下的极限转动能力  $\theta_{\max}$  与结构开始形成悬链线效应所达到的转角( $\theta_c$ )比值为节点延性系数。当节点延性系数大于 1.0 时,表示该节点结构能够形成悬链线效应,进入悬索作用阶段;延性系数越大,结构的安全储备越大。节点延性系数可以用于结构抗连续倒塌设计,评估结构是否考虑悬链线效应,以便对结构进行经济、合理的设计。

**关键词:**钢框架节点;动态性能;延性;连续倒塌

**中图分类号:**TU398;TU317.1

**文献标志码:**A

**文章编号:**1674-4764(2012)SI-0149-06

## Analysis of Dynamic Behaviors and Ductility of Steel Moment Frame Connections

HUO Jingsi, HU Congling, ZHANG Jinqing, GUO Yurong, XIAO Yan

(Key Laboratory of Building safety and Energy Efficiently, Ministry of Education, Hunan University, Changsha 410082, P. R. China)

**Abstract:** Three different types of connections (dog-bone connection, bolted end-plate connection and T-stub connection) were analyzed using finite element software-ABAQUS. The dynamic behavior of connections following the column damage during progressive collapse were concluded through the analysis of load-rotation relationship when different impact loads were applied. The results showed that the forming of catenary mechanism failed during the process of progressive collapse when suffering from impact load. And the reduced flange and bolts were the weakest parts of beam-column connections. Meanwhile, ductility method was suggested assessing the behavior of connections. Defining the rate of ultimate rotation capacity under impact load ( $\theta_{\max}$ ) and rotation that began to form catenary ( $\theta_c$ ) as the ductility of connection. When the rate greater than 1.0, it suggested that the connection had the ability to develop catenary and the higher the rate is, the higher the security reserve capacity of the structure. This method could be used to design structures of anti-collapse economically and properly.

**Key words:** steel frame connections; dynamic behavior; ductility; progressive collapse

在极端灾害作用下,结构产生非线性大变形,且不断积累损伤,如结构薄弱部位或关键构件失效,可能引起周边构件的破坏,进而导致结构整体或局部的倒塌,结构的倒塌将造成人员生命财产的重大损失。当关键构件,如柱子失效时,需要通过节点形成的悬链线效应来实现结构内力重分布,使结构具有良好的跨越能力,才能避免结构发生连续倒塌<sup>[1]</sup>。因此,结构是否具有较好的抗连续倒塌能力,主要取决于节点的整体牢固性,即鲁棒性。

节点是传递荷载的重要部位,其性能直接影响整个结构的抗连续倒塌能力,而梁柱节点的延性不足往往是导致结构连续倒塌安全系数偏低的主要原因<sup>[2]</sup>。Liu 等<sup>[3]</sup>和 Yu 等<sup>[4]</sup>对简单连接钢框架结构悬链线拉结力进行了研究,指出按照

英国规范中拉结强度法设计的传统简单钢框架无法有效抵抗结构连续倒塌的发生。Karns 等<sup>[5-6]</sup>首次开展了钢框架结构爆炸试验与数值模拟研究,研究对比了传统的钢框架梁柱连接节点(翼缘焊接、腹板螺栓连接)和改进的加侧板连接节点的抗爆炸连续倒塌性能。结果表明,两种节点在直接爆炸荷载作用下均具有较好的塑性,但改进的加侧板连接节点具有更大的承载能力和变形能力。

Krauthammer 等<sup>[7]</sup>和 EI-Tawil 等<sup>[8]</sup>针对不同类型抗震连接节点建立了考虑结构悬链线效应等影响的连续倒塌分析模型。李国强等<sup>[9-10]</sup>对约束钢梁在分布荷载下的变形和耗能进行了研究。提出了同时承受轴向和转动弹簧约束的钢梁在分布荷载作用下的荷载-位移计算模型,重点研究了约

收稿日期:2012-05-15

基金项目:长江学者和创新团队发展计划教育部创新团队(IRT0619);国家科技支持计划子课题(2006BAJ13B02-01);教育部新世纪优秀人才计划(NCET-11-0123)

作者简介:霍静思(1970-),男,博士,副教授,主要从事钢结构和组合结构,结构防火、抗冲击和连续倒塌以及文物建筑评估和修复加固研究。(E-mail)jingsihuo@gmail.com。

束钢梁在分布荷载作用下的悬链线效应问题。

笔者针对典型钢框架连接节点,分别对狗骨式连接节点、端板螺栓连接节点和 T 型钢连接节点在冲击荷载作用下的动态力学性能及抗倒塌延性进行研究,为进行合理抗倒塌评估提供依据,并为设计合理的抗倒塌结构体系提供有价值的参考。

## 1 分析对象

采用如图 1 所示不同类型节点约束钢梁分析模型,钢梁采用  $H400 \times 200 \times 10 \times 14$ , 钢柱采用  $H400 \times 400 \times 14 \times 22$ 。B 处梁柱连接节点分别采用狗骨式、端板螺栓和 T 型钢连接节点进行对比分析。

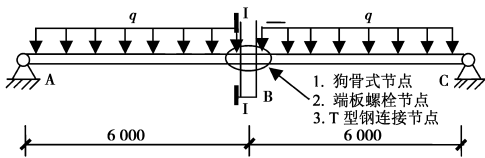


图 1 不同类型节点约束钢梁示意图 (单位:mm)

### 1.1 狗骨式连接节点

狗骨式节点(RBS)是对传统“强节点弱构件”的深化,通过对梁翼缘进行削弱,促使塑性屈服在梁削弱部位出现并扩展,从而避免节点过早出现裂缝,达到延性设计目的<sup>[11]</sup>。

美国 FEMA 根据试验结果推荐了圆弧形节点的设计方法<sup>[12]</sup>。按照 SAC 的推荐标准<sup>[13]</sup>,图 2 中  $a$ 、 $b$ 、 $c$ 、 $R$  的取值分别为 120, 300, 45, 2 725 mm。

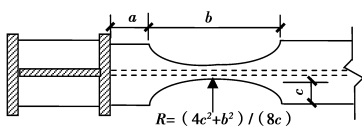


图 2 圆弧形狗骨式节点

许多学者对狗骨式节点进行了试验研究<sup>[11-12]</sup>。结果表明:狗骨式节点可以产生很大的塑性转角,且塑性转角范围为  $0.032 \sim 0.049$  rad,具有较好的抗震性能。然而在冲击作用下,当柱失效后,梁由于上部荷载作用,产生悬链线型大变形,梁端截面削弱部位,很可能成为最薄弱部位,从而导致结构连续倒塌的发生。

### 1.2 端板螺栓连接节点

端板螺栓连接节点是一种典型的半刚性节点,具有良好的抗震性能,在实际工程被广泛应用,其中以单层和多层框架体系居多。

梁柱连接采用外伸端板加高强螺栓连接,外伸端板节点具有较好的延性,其最大转角均大于  $0.03$  rad,最大达  $0.06$  rad<sup>[14]</sup>。文献<sup>[15]</sup>通过试验证明:螺栓在冲击荷载下,表现出较低的塑性,使得螺栓连接成为结构的薄弱环节。节点设计参照文献<sup>[16]</sup>,如图 3 所示。

### 1.3 T 型钢连接节点

T 型钢连接节点是采用 T 型钢通过高强螺栓连接的节

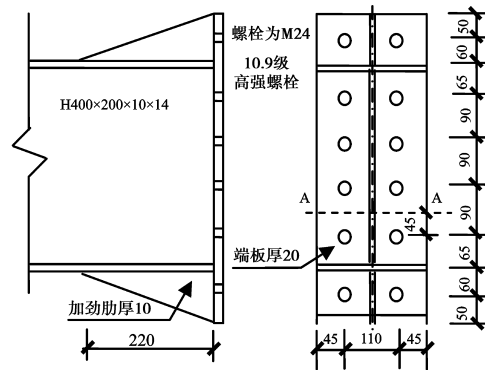


图 3 端板螺栓节点 (单位:mm)

点类型,属于半刚性节点<sup>[17]</sup>。T 型钢连接节点曲线稳定饱满,具有较为理想的抗震耗能性能<sup>[18]</sup>。节点设计参照文献<sup>[19]</sup>,如图 4 所示。

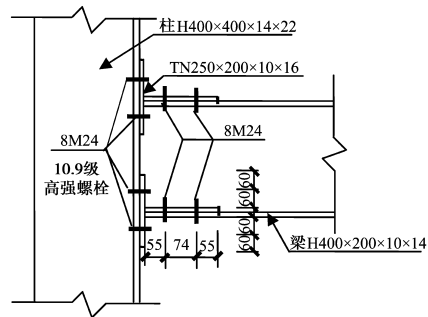


图 4 T 型钢连接节点 (单位:mm)

## 2 有限元模型

### 2.1 材料模型

对于工程中常用的低碳软钢,钢材的应力-应变关系曲线采用双线性强化模型<sup>[20]</sup>,弹性模量为  $E = 2.06 \times 10^5$  MPa,切线模量取  $0.01E$ ,密度为  $7.85 \times 10^3$  kg/m<sup>3</sup>,屈服强度为 345 MPa,泊松比为 0.3。对于连续倒塌过程中的动力分析,根据 GSA 导则<sup>[21]</sup>,延性较好的材料,可以取相应的材料增大系数。对于钢材,屈服强度取 1.05 的提高系数。材料失效应变取为  $0.2$ <sup>[20]</sup>。高强螺栓同样采用双线性强化模型,屈服强度为 936 MPa,不考虑其强度增大。当螺栓应力达到其最小抗拉强度 1 040 MPa 或塑性应变达到 0.046 时认为螺栓拉断<sup>[15]</sup>。

### 2.2 接触模型

对于端板螺栓连接节点和 T 型钢连接节点,模型中接触关系较多,接触界面模型的处理是合理模拟两类节点力学性能的关键。除了螺杆与螺栓孔壁之间的接触存在初始间隙外,其余初始状态均为接触。对于接触的处理为界面法向方向采用硬接触,切向方向采用库伦摩擦模型,摩擦系数取  $0.50$ <sup>[22]</sup>。对于钢材间的焊接关系,考虑到焊缝至少等强的原则,采用自由度耦合来模拟,采用约束命令 (Constraint) 中的绑定约束 (Tie) 来定义。

### 2.3 单元选取及网格划分

为了提高计算的精度,采用实体单元建模,网格划分采用映射网格和扫掠网格相结合的方法,梁端与跨中、节点区进行局部加密。对于端板螺栓连接节点和 T 型钢连接节点,在网格划分之前,应先按照螺栓孔进行合理分区,对面进行网格控制后再进行网格划分。网格划分时,尽量确保构件连接部位的网格密度一致,避免网格三向尺寸相差过大。由于模型的对称性,建立 1/4 模型来分析。

### 2.4 分析方法

采用 ABAQUS 有限元软件默认的通用分析步分别进行静力和动力下的非线性分析。进行静力分析时,由于变形较大,且具有复杂的接触,将分析步参数做适当调整,以达到收敛的目的,荷载作用时间取 1.0 s。进行动力分析时,施加如图 5 所示的均布冲击荷载。由于结构在柱失效后的主周期为 0.1~1 s,柱失效时间取 0.1 倍剩余结构主周期<sup>[21]</sup>,则近似取柱失效时间为 0.01 s,即冲击荷载作用时间为 0.01 s。分析步时间设为 0.1 s,通过设置振幅参数来实现动力加载。通过不断改变梁上均布荷载大小,得到不同荷载作用下,跨中位移时程曲线,进而得到梁上均布荷载-转角关系曲线及梁跨中截面内力演化过程,直到梁破坏为止。

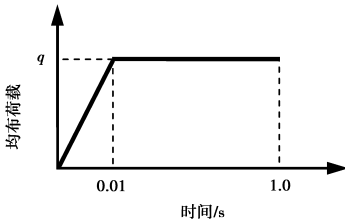


图 5 梁上冲击荷载时程曲线

## 3 采用典型节点的约束钢梁动态抗倒塌机理

在常规荷载作用下,梁主要承受弯矩和剪力作用,轴力通常可以忽略。然而,在爆炸等极端荷载作用下,支撑梁的结构柱突然失效,在上部结构重力荷载的作用下,失效柱处梁将会产生悬链线型大变形,在梁中产生极大的拉力,形成悬链线效应。在此情况下,失效柱处梁主要通过轴向拉力抵抗上部结构荷载作用。

首先对不考虑节点影响的两端铰接约束钢梁悬链线效应的形成过程、承载能力及延性进行研究。通过不断改变梁上冲击荷载大小,分别对约束钢梁在静力荷载、动力荷载作用下的悬链线效应进行分析,从而得到约束钢梁在各级荷载作用下跨中最大位移时程曲线。定义跨中最大位移与跨度的比值为转角( $\theta$ ),分别得到静力和动力荷载下的荷载-转角曲线,如图 6 所示,并将结果与文献[9]中的理论模型进行了比较。可见,笔者分析结果与文献[9]理论模型吻合良好,证明了笔者分析模型的正确性。此外还可以得到梁在静力和动力极限荷载作用下的跨中截面(如图 1 中 I—I 截面)弯矩-转角关系曲线与轴力-转角关系曲线,分别如图 7 和图 8 所示。根据分析结果,可将约束钢梁在静力和动力荷载下的内力发展情况分为 4 个阶段,即弹性阶段( $oa, oa'$ )、弹塑性阶段( $ab, ab'$ )、悬索机构形成阶段( $bc, bc'$ )、悬索作用阶段( $cd, cd'$ )。

结合梁的内力发展情况(如图 7、8 所示),约束钢梁在静力和动力荷载下,跨中截面内力发展情况相似。弹性阶段,梁主要依靠截面弯矩抵抗外力,轴力很小,跨中竖向位移、弯矩均为线性增长;弹塑性阶段,钢梁跨中弯矩继续增大,同时轴力也有一定增长,跨中位移、弯矩均为非线性增长,梁由纯弯过渡到拉弯;悬索机构形成阶段,随着变形的进一步增大,梁内轴力迅速增大,弯矩不断减小,梁受拉区开始屈服,梁由拉弯逐渐转变为受拉;悬索作用阶段,轴力基本不变,变形进一步增大,直到梁端附近和跨中附近截面发生较大的塑性变形而破坏。

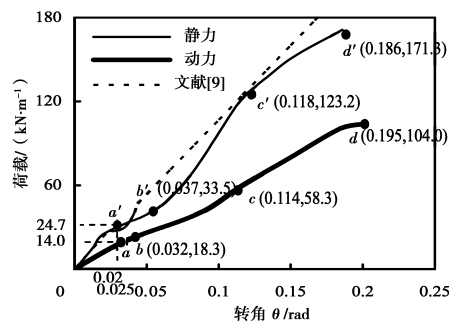


图 6 约束梁荷载-转角关系曲线

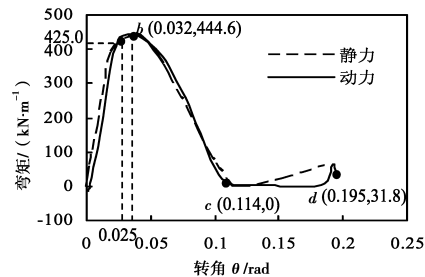


图 7 约束钢梁跨中弯矩-转角曲线

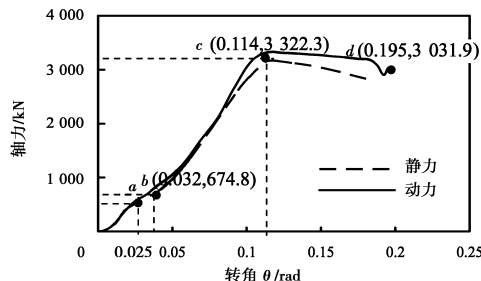


图 8 约束钢梁跨中轴力-转角曲线

当结构处于正常使用状态时(柱未失效),作用在梁上的荷载主要按照静力等效荷载来考虑,然而,当结构中柱失效后,失效柱以上结构对下部结构产生惯性冲击力作用,使得梁上作用荷载重新分布,产生动力效应,从而降低其承载力。由图 6 可知,梁在静力作用下的极限承载力达 171.3 kN/m,动力荷载下极限承载力达 104.0 kN/m,为静力荷载下极限承载力的 60.7%。此外,由分析结果可知,在动力荷载作用下,梁端铰接支座发生了转动,使得初始阶段梁的变形由梁

端向跨中传递,即梁跨中截面变形滞后,导致跨中截面初始阶段弯矩为负值(截面上部受拉为负),此后梁跨中截面弯矩发展与静力荷载下接近(见图 7)。由于动力荷载作用下材料强度的小幅提高,在悬索作用形成后,梁内轴力高于静力下轴力,但提高幅度有限(见图 8)。对于抗倒塌设计,关键是确定不同类型节点的转动能力,若能达到  $c$  点(0.114 rad)的转动能力,则对于连续倒塌设计相当可观,基于能量原理的抗倒塌设计方法,将主要是基于这个转角限值。

采用相同分析方法,对采用不同类型节点的约束钢梁悬链线效应的形成过程、承载能力及延性进行研究,得到各级均布荷载作用下的荷载-转角曲线,以及不同节点类型约束钢梁在失效荷载下,跨中截面(如图 1 中 I-I 截面)弯矩-转角关系曲线与轴力-转角关系曲线,同时将所得曲线与不考虑节点影响的约束钢梁相应曲线进行对照,分别如图 9~11 所示。由图 10、11 中节点梁柱子结构跨中截面弯矩、轴力发展情况可知,梁截面内力发展均经历了弹性和弹塑性两个阶段,并且已进入悬索机构形成阶段,即弯矩不断减少,轴力不断增大。各分界点转角及跨中截面内力如表 1 所示。

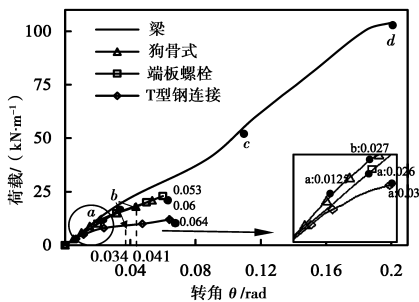


图 9 不同节点类型转角-荷载关系曲线

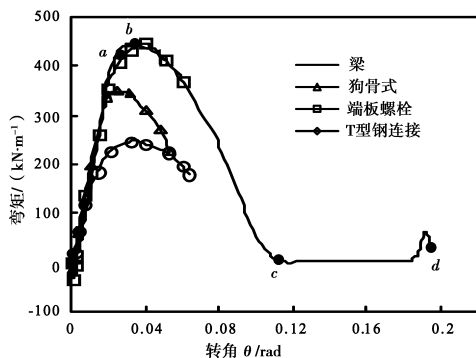


图 10 不同节点跨中弯矩-转角曲线

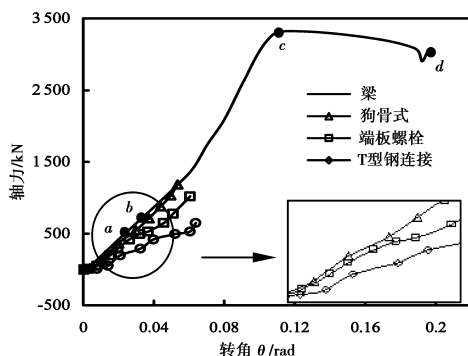


图 11 不同节点跨中轴力-转角曲线

### 3.1 狗骨式节点

对于 RBS 节点,从受力的角度,在正常使用阶段,翼缘削弱截面主要承受剪力和弯矩,然而,柱失效后,梁内弯矩和剪力增大,轴力也不断增大,翼缘削弱截面成为梁柱子结构中最薄弱环节。由节点内力图可知,弹性阶段,梁主要依靠截面弯矩抵抗外力,轴力基本无变化,跨中竖向位移、弯矩均为线性增长;弹塑性阶段,钢梁跨中弯矩继续增大,轴力也有一定增长,与约束钢梁轴力发展趋势类似,跨中位移、弯矩均为非线性增长,梁由纯弯过渡到拉弯;悬索机构形成阶段,随着变形的进一步增大,梁内轴力迅速增大,弯矩不断减小。破坏时,梁截面已达到全截面屈服,此时翼缘削弱处同时承受弯矩和轴力作用,且翼缘削弱处腹板剪应力为 151.2 MPa,达到钢材抗剪强度的 84%,表明梁翼缘削弱处腹板承受了较大的剪力。因此,与约束钢梁受拉破坏不同,狗骨式节点翼缘削弱截面的破坏是弯矩、轴力和剪力共同作用的结果,最后在翼缘削弱截面受拉区不断积累变形而发生拉裂破坏。此时梁上作用荷载为 21.0 kN/m,为约束钢梁极限承载能力的 20%,说明翼缘削弱导致结构承载力急剧下降。破坏时,RBS 节点处于悬索机构形成阶段,无法达到结构悬索作用阶段所要求的转动能力,即无法形成悬链线效应。

### 3.2 端板螺栓连接节点

对于端板螺栓连接节点,弹性阶段,梁主要依靠截面弯矩抵抗外力,轴力增长较慢,跨中竖向位移、弯矩均为线性增长;弹塑性阶段,钢梁跨中弯矩继续增大,轴力增长加快,跨中位移、弯矩均为非线性增长,梁由纯弯过渡到拉弯;悬索机构形成阶段,随着变形的进一步增大,梁内轴力增长较快,弯矩不断减小,约束钢梁破坏时,转角达到 0.06 rad,分析结果与文献[14]试验结果一致,且弯矩-转角曲线发展趋势与约束钢梁类似。失效时,端板螺栓连接受弯矩和轴力共同作用,下翼缘附近两排螺栓发生受拉破坏,此时梁上荷载为 23 kN/m,为约束钢梁极限承载能力的 22.1%。由于高强螺栓在冲击荷载下,表现出较低的塑性,使得端板螺栓连接产生的变形有限,导致结构承载力低于约束钢梁承载力。破坏时,端板螺栓连接节点未达到悬索作用阶段所要求的转动能力,即未形成悬链线效应。

### 3.3 T 型钢连接节点

对于 T 型钢连接节点,弹性阶段,梁主要依靠截面弯矩抵抗外力,变形、弯矩呈线性增长,梁内力增长速度较狗骨式节点和端板螺栓连接节点较慢,弹性阶段结束时,转角达到 0.03 rad,已经由纯弯过渡到拉弯;弹塑性阶段,钢梁跨中弯矩继续增大,同时轴力也有一定增长,但与弹性阶段比较,曲线变化较为平缓,转角变化不大;悬索机构形成阶段,随着变形的进一步增大,梁内轴力继续增大,弯矩逐渐减小,直到梁柱节点发生破坏,转动能力达到 0.064 rad。由图 10、11 可知,T 型钢连接节点弯矩峰值、轴力峰值均较小,梁基本处于弹性阶段,变形主要发生在 T 型钢连接上。由 T 型钢连接分析结果可知,约束钢梁破坏时,T 型钢与柱翼缘连接处受拉螺栓产生较大的塑性变形,最后下翼缘附近两排螺栓发生受拉破坏,此时梁上荷载仅为 12.0 kN/m,为约束钢梁极限承载能力的 11.5%。由于 T 型钢连接能产生的变形有限,且变形集中在受拉 T 型钢及螺栓连接处,导致其承载力明显下



降。破坏时,T 型钢连接节点仍然没有达到悬索作用阶段所要求的转动能力,未形成悬链线效应。

表 1 各分界点转角、跨中截面内力表

节点类型	各阶段转角 $\theta/\text{rad}$			失效弯矩 $M_u$	$\frac{M_u}{M_p}$	失效轴力 $N$	$\frac{N}{N_p}$	极限承载力 $q/(\text{kN} \cdot \text{m}^{-1})$
	$a$	$b$	$\theta_u$					
约束钢梁	0.025 0	0.032	0.195	31.8	6.2	3 031.9	89.8	104.0
RBS 节点	0.012 5	0.026	0.053	226.3	66.4	1 190.2	48.0	21.0
端板螺栓连接	0.027 0	0.041	0.060	367.3	82.6	1 019.3	30.2	23.0
T 型钢连接	0.030 0	0.035	0.064	179.0	72.0	645.8	50.6	12.0

注: $a, b, \theta_u$  分别为弹性阶段和弹塑性阶段分界点、弹塑性阶段和悬索机构形成阶段分界点及约束钢梁或梁柱子结构失效点; $M_p$  和  $N_p$  分别为梁塑性弯矩和塑性屈服轴力,弯矩单位为  $\text{kN} \cdot \text{m}$ ,轴力单位为  $\text{kN}$ 。

## 4 节点的抗倒塌性能评估

通过以上对 RBS、端板螺栓连接和 T 型钢连接节点柱失效后梁柱子结构在冲击荷载作用下受力状态及破坏机理、悬链线效应形成机理的分析,对于所分析的 3 种不同节点类型的约束钢梁,由于在冲击荷载下延性不足,节点成为结构的薄弱环节,导致梁柱子结构无法达到形成悬链线效应所需变形,承载能力均低于不考虑节点影响的约束钢梁极限承载力。因此,节点延性对于结构连续倒塌过程中悬链线效应的形成十分重要。

### 4.1 倒塌简化模型

结构的延性一般采用延性系数来表示。对于进行倒塌评估的建筑物来说,荷载和结构形式是确定的,因此评估梁柱子结构的等效均布重力荷载  $q_0$  也是确定的。GSA 导则<sup>[21]</sup>规定采用需求能力比(DCR)指标来评估结构的连续倒塌,但需求内力是基于线弹性静力分析得到的,对于倒塌分析有很大的局限性。Powell 指出,对于非线性分析方法,延性破坏构件应采用变形确定需求能力比<sup>[23]</sup>。文献<sup>[24]</sup>在此基础上将倒塌简化模型用荷载-位移关系曲线来描绘。若将位移转化为转角,则荷载-转角关系如图 12 所示,均布重力荷载  $q_0$  对应曲线上 A 点,动转角为  $\theta_0$ ,极限荷载  $q_b$  对应曲线上 B 点,动转角为  $\theta_b$ ,延性系数可以通过  $\theta_b$  与  $\theta_0$  的比值来进行描述,即

$$\text{延性系数} = \theta_b / \theta_0 \quad (1)$$

延性系数可以量化柱失效后结构的延性水平以及抗倒塌水平,即延性系数大于 1.0,说明结构延性较好,可以达到抗连续倒塌所要求的转动能力,满足结构抗倒塌设计要求。

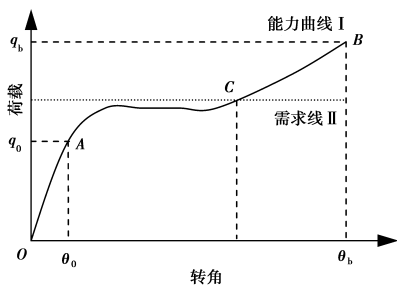


图 12 倒塌简化模型

图 12 中曲线 I 表示结构不同变形时能够抵抗的最大竖向均布荷载,称之为结构的能力曲线;曲线 II 表示结构正常

使用时需要抵抗的最大荷载效应,称之为结构的需求线<sup>[24]</sup>。如果能力曲线与需求线不相交,则表明结构不具备抵抗现有荷载效应的能力,可能会发生连续倒塌;如果能力曲线与需求线相交,则表明结构在现有荷载效应下能够抵抗连续倒塌,且将其交点 C 称为性能点,该点反映了在现有荷载效应下结构的抗倒塌能力。点 B 表示结构的极限承载能力,定义点 C 与点 B 之间的距离为结构抵抗偶然荷载的安全储备,它对结构的抗倒塌评估有着重要作用。对于以上 3 类节点结构,可以使用能力曲线和需求线的关系判断结构的延性抗倒塌性能。若梁上荷载组合采用 GSA 导则<sup>[21]</sup>规定的连续倒塌荷载组合:荷载=1.0 恒载+0.25 活载,则可得到正常使用时作用到梁上的等效均布荷载为 32.7  $\text{kN/m}$ ,对应转角  $\theta_0$  为 0.068  $\text{rad}$ ,即节点在正常使用时的转角需求为 0.068  $\text{rad}$ 。图 13 给出了所分析 3 种节点的需求能力曲线。

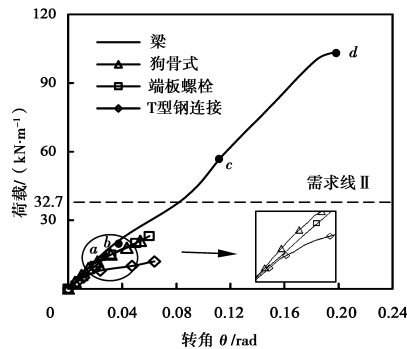


图 13 不同类型节点能力需求曲线

由分析结果可知,约束钢梁在冲击荷载作用下所能达到的极限荷载  $q_b$  为 104.0  $\text{kN/m}$ ,对应的转角  $\theta_b$  为 0.195  $\text{rad}$ 。其延性系数为 2.87,大于 1.0,表明约束钢梁延性较好,满足结构抗倒塌设计要求。由图 13 中曲线关系可知,对于两端铰接约束钢梁,需求线与能力曲线相交,表明约束钢梁在现有荷载效应下能够抵抗连续倒塌,并且具有较高的安全储备。对于采用不同节点类型(狗骨式节点、端板螺栓连接节点及 T 型钢连接节点)的梁柱子结构,节点需求线与能力曲线均无交点,即失效时所能达到的转动能力均小于等效均布荷载作用时所要求的转动能力,延性系数均小于 1.0,表明 3 类不同节点类型梁柱子结构延性不足,不具备抵抗现有荷载组合的能力,可能会发生连续倒塌。

## 4.2 节点的延性评估

由前文对采用典型节点的约束钢梁在柱失效后悬链线效应发展程度、承载能力、延性及破坏模态的研究可知,节点延性不足往往是结构悬索机构无法形成的原因。对于节点的延性,可以采用节点延性系数进行评估。节点延性系数基于节点的转动能力,以不考虑节点影响的约束钢梁开始形成悬链线效应时达到的转角  $\theta_c$  作为标准,即钢梁跨中截面内力不发生变化,主要通过发展悬链线大变形抵抗上部结构荷载作用时的截面转角值 ( $\theta_c$ ) 来评估节点的抗倒塌性能。定义不同节点类型结构动力荷载下的极限转动能力  $\theta_{max}$  与  $\theta_c$  的比值为节点延性系数,即

$$\text{节点延性系数} = \frac{\theta_{max}}{\theta_c} \quad (2)$$

节点延性系数可以量化柱失效后节点的延性水平以及抗倒塌能力。节点延性系数大于 1.0,说明节点延性较好,节点在冲击荷载作用下可以形成悬链线效应,进入悬索作用阶段,满足抗倒塌设计要求;节点延性系数越大,结构的安全储备越大。

对于上述分析的狗骨式节点、端板螺栓连接节点和 T 型钢连接节点,采用式(2)对其进行评估。由图 6 可知,约束钢梁开始形成悬链线效应时的转角  $\theta_c$  为 0.114 rad。由表 1 可知,对于狗骨式节点、端板螺栓连接节点和 T 型钢连接节点,其极限转角  $\theta_{max}$  分别为 0.053、0.06、0.064 rad,由此可得节点延性系数分别 0.465、0.526 和 0.561,3 类节点的延性系数均小于 1.0,表明 3 种节点均无法达到悬索作用阶段所要求的转动能力,无法满足抗连续倒塌设计要求。其中 T 型钢连接节点延性最好,端板螺栓连接节点次之,狗骨式节点最差。

通过节点的延性系数,可以量化节点的延性水平,更为重要的是,可以根据节点的延性系数,判断结构是否应该考虑悬链线效应的影响。从抗倒塌设计的角度,对于同一结构,如果悬索机构能够形成,并且能够进入悬索作用阶段,则其抗倒塌能力将会极大提高。因此在抗倒塌设计中,可以首先根据节点延性系数判断结构是否应考虑悬链线效应,再决定是否按悬索机构设计,这样可以对不同节点类型结构进行合理设计,达到安全经济的效果。

## 5 结论

笔者针对不考虑节点影响的约束钢梁、RBS 节点、端板螺栓连接节点及 T 型钢连接节点梁柱子结构在冲击荷载下的受力机理和破坏形态进行了研究。结果表明:

1) 对于未考虑节点性能影响的约束钢梁,在柱失效后,可以形成悬链线效应,并进入悬索作用阶段,通过轴力和变形抵抗外荷载作用,直到梁被拉断。

2) 对于狗骨式节点(RBS),柱失效后,翼缘削弱截面成为梁柱子结构中最薄弱环节,悬索机构未形成,梁翼缘削弱截面发生受弯破坏。对于端板螺栓连接节点,在柱失效后连续倒塌过程中,其变形无法满足悬索机构形成所要求的变形。悬索机构未形成,下翼缘两侧受拉螺栓发生拉断破坏。对于 T 型钢连接节点,变形主要集中在受拉区 T 型钢和螺栓处,

梁截面其他区域基本上处于弹性阶段。悬索机构未形成,下翼缘螺栓发生拉断破坏。

3) 提出了采用节点延性系数评估连续倒塌过程中节点延性的方法。节点延性系数大于 1.0,表示该节点能够形成悬索机构,且延性系数越大,结构的安全储备越大。节点延性系数可以用于结构抗连续倒塌设计,评估结构是否应考虑悬链线效应,以便对结构进行经济、合理的设计。

### 参考文献:

- [1] Khandelwal K, El-Tawil S. Collapse behavior of steel special moment resisting frame connections[J]. *Journal of Structural Engineering*, 2007, 133(5): 646-655.
- [2] 舒赣平, 风俊敏, 陈绍礼. 对英国防结构倒塌设计规范中拉结力法的研究[J]. *钢结构*, 2009, 24(6): 51-56.
- [3] Liu R, Davison B, Tyas A. A study of progressive collapse in multi-storey steel frames[C]. *Proceedings of the 2005 Structures Congress and the 2005 Forensic Engineering Symposium*. New York, 2005, 218.
- [4] Yu M, Zha X X, Ye J Q. The influence of joints and composite floor slabs on effective tying of steel[J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2010, 66(3): 442-451.
- [5] Karns J E, Houghton D L, Hall B E, et al. Blast testing of steel frame assemblies to assess the implications of connection behavior on progressive collapse[C]. *Proceedings of the 2006 Structures Congress*. St. Louis, Missouri, USA; Cross B, Finke J, 2006, 32.
- [6] Karns J E, Houghton D L, Hall B E, et al. Analytical verification of blast testing of steel frame moment connection assemblies[C]. *Proceedings of Sessions of the 2007 Structures Congress*. Long Beach, California, USA; Wallace J W, 2007, 71.
- [7] Krauthammer T, Yim H C, Astarlioglu S. Blast-induced response of moment connections[C]. *Proceedings of Sessions of the 2007 Structures Congress*. Long Beach, California, USA; Wallace J W, 2007, 68.
- [8] El-Tawil S, Khandelwal K, Kunnath S. Macro models for progressive collapse analysis of steel moment frame buildings[C]. *Proceedings of Sessions of the 2007 Structures Congress*. Long Beach, California, USA; Wallace J W, 2007, 66.
- [9] 王开强, 李国强, 杨涛春. 考虑悬链线效应的约束钢梁在分布荷载作用下的性能(I)—理论模型[J]. *土木工程学报*, 2010, 43(1): 1-7.
- [10] 李国强, 王开强, 杨涛春. 考虑悬链线效应的约束钢梁在分布荷载作用下的性能(II)—数值算例验证[J]. *土木工程学报*, 2010, 43(1): 8-12.
- [11] 茹继平, 杨娜, 杨庆山. 翼缘削弱型钢框架梁柱节点的性能研究综述[J]. *工程力学*, 2004, 21(1): 61-66.
- [12] FEMA-355D. Post-Northridge Welded Flange Connections[J]. 2000(3): 26-73.
- [13] FEMA-350. Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings[J]. 2000(3): 38-42.

## 参考文献:

- [1] 李玉标, 田春艳. 学校洗浴废水处理方法概述[J]. 吉林化工学院学报, 2008, 28(3): 45-47.
- [2] 何乐萍. 洗浴废水复合 SBR 法制备中水的试验研究[D]. 兰州: 兰州理工大学, 2007.
- [3] 崔福义, 任刚, 安全. 混凝法处理洗浴废水的试验研究[J]. 哈尔滨商业大学学报(自然科学版), 2004, 20(1): 69-73.
- [4] 曹文平, 胡红伟. 混凝工艺预处理洗衣废水的试验研究[J]. 河南城建学院学报, 2009, 18(4): 36-38.
- [5] 崔福义, 杨海燕, 马放. 洗浴废水循环再利用技术的探讨和分析[J]. 环境污染治理技术与设备, 2004, 5(5): 67-71.
- [6] 张乐群, 陈学民, 王忠锋. 海绵铁处理洗浴废水中 LAS 的静态试验研究[J]. 兰州交通大学学报: 自然科学版, 2005, 24(4): 59-66.
- [7] Pagano M, Lopez A, Volpe A. Metal oxidation of nonionic surfactants by fenton and  $H_2O_2/UV$  processes[J]. Environmental Technology, 2008, 29(4): 423-433.
- [8] Conrad A, Cadoret A, Corteel P, et al. Adsorption/desorption of linear alkylbenzene sulfonate(LAS) and azoproteins by/from activated sludge flocs[J]. Chemosphere, 2006, 62(1): 53-60.
- [9] 崔励, 王雅娜. 表面活性剂废水处理研究现状与展望[J]. 工业水处理, 2008, 28(2): 9-11.
- [10] 姜波. 表面活性剂废水处理技术的研究进展[J]. 黑龙江环境通报, 2010, 34(1): 72-75.
- [11] 许保玖, 龙腾锐. 当代给水与废水处理原理[M]. 2 版. 北京: 高等教育出版社, 2000.
- [12] 罗领先, 吴俊峰. 洗浴废水处理及回用实例[J]. 节水灌溉, 2010(3): 33-35.
- [13] 张自杰. 排水工程(下册)[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2000.
- [14] GB 7494—87 水质阴离子表面活性剂的测定亚甲基分光光度法[S].
- [15] 李圭白, 张杰. 水质工程学[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2005.
- [16] Yan M, Wang D, Qu J, et al. Relative importance of hydrolyzed Al(III) species (Ala, Alb, and Alc) during coagulation with polyaluminum chloride: A case study with the typical micro-polluted source waters[J]. J Colloid Interf Sci, 2007, 31(6): 482-489.
- [17] Solomentseva I, Barany S, Gregory J. The effect of mixing on stability and break-up of aggregates formed from aluminum sulfate hydrolysis products[J]. Colloids Surf A: Physicochem Eng Aspects, 2007, 298(1/2): 34-41.
- [18] 宋永会. 新型高效聚合铝硅复合混凝剂的研制和应用[D]. 北京: 中国科学院生态环境研究中心, 1999: 77-83.
- [19] Zhang P, Wu Z, Zhang G, et al. Coagulation and characteristics of polyaluminium chlorides PAC-Al30 on humic acid removal from water[J]. Sep Purif Technol, 2008(63): 642-647.

(编辑 王维朗)

(上接第 154 页)

- [14] 郭兵. 梁柱端板连接节点的滞回性能的实验研究[J]. 建筑结构学报, 2002, 23(3): 8-13.
- [15] Munoz-Garcia E, Davison B, Tyas A. An Analysis of the Response of Structural Bolts Subjected to Rapid Rates of Loading [C]. In: Eurosteel Conference on Steel and Composite Structures, 2005.
- [16] 童根树. 钢结构设计方法[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2007: 119-125.
- [17] 舒兴平, 胡习兵. T 型钢半刚性连接节点的承载力分析[J]. 钢结构, 2005, 20(5): 35-40.
- [18] 戴绍斌, 黄俊, 朱健. 钢框架 T 型钢连接节点的受力性能研究[J]. 工业建筑, 2005, 35(9): 90-93.
- [19] 宋晓光, 申成军, 郭兵. 钢框架梁柱 T 型钢连接滞回性能的研究[J]. 建筑钢结构进展, 2008, 10(4): 18-25.
- [20] Munoz-Garcia E, Davison B, Tyas A. Structural integrity of steel connections subjected to rapid rates of loading [C]. In: Proceedings of the 2005 Structures Congress and the 2005 Forensic Engineering Symposium. New York, 2005.
- [21] GSA. General Services Administration, Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects. 2003.
- [22] GB50017—2003 钢结构设计规范[S]. 北京: 中国计划出版社, 2003.
- [23] Powell G. Progressive collapse: Case studies using nonlinear analysis[C]. Proceedings of the 2005 structures congress and the 2005 forensic engineering symposium (ASCE). New York, 2005, 12-24.
- [24] 何庆锋. 钢筋混凝土框架结构抗倒塌性能试验研究[D]. 长沙: 湖南大学, 2009, 75-76.

(编辑 王维朗)