

# 框架结构典型梁柱节点的抗连续倒塌性能

陈俊岭, 舒文雅, 李金威

(同济大学 土木工程学院, 上海 200092)

**摘要:** 建立精细化有限元模型,得到了传统栓焊(WUFB)节点、盖板式(WCPF)和狗骨式(RBS)节点在连续倒塌过程中的失效过程,并从能量角度推导了3种节点的动力响应。结果表明:盖板式节点的转动刚度大、拉结能力强,梁机制和悬链线机制承载力均很高,结构的吸能能力好,抗连续倒塌性能优越;狗骨式节点的转动能力强,结构的悬链线效应和吸能能力提高,但结构的外力功增大,抗连续倒塌承载力略有降低。梁柱节点在连续倒塌工况中和地震作用下的受力状态差异大,连续倒塌工况下节点的极限转角远高于节点在地震作用下的转动能力。

**关键词:** 盖板式(WCPF)节点; 狗骨式(RBS)节点; 连续倒塌; 悬链线机制; 吸能能力

**中图分类号:** TU391

**文献标志码:** A

connection has reduced flexural stiffness, and thus the external work done by the same gravity load of the corresponding beam-column assembly is maximum, which contributes to the slightly lower bearing capacity of the RBS connection under progressive collapse scenario. The study also indicates that the stress states of connections under progressive collapse scenario are quite different from those in seismic tests and that the rotational capacities of connections under progressive collapse scenario are significantly greater than those in earthquakes.

**Key words:** web cover plated flange (WCPF) connection; reduced beam section (RBS) connection; progressive collapse; catenary action; energy absorption capacity

## Performance of Various Steel Moment Connections Under Progressive Collapse Scenario

CHEN Junling, SHU Wenya, LI Jinwei

(College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

**Abstract:** Based on computational modelling and energy flow perspective, this paper investigates the failure process and dynamic responses of three types of connections, including web unreinforced flange bolted (WUFB), web cover plated flange (WCPF) and reduced beam section (RBS) under progressive collapse scenario. The results show that the WCPF connection has strong rotational and tensile capacities, and the corresponding beam-column assembly has stout flexure mechanism and catenary action. It follows that the beam-column assembly with the WCPF connection has high energy absorption capacity and favorable performance under disproportional collapse scenario. The RBS connection has strong rotational capacity, and the corresponding beam-column assembly has strong catenary action mechanism and improved energy absorption capacity. However, the RBS

钢框架结构体系因布置灵活、施工速度快、投资效益高等优点,在多高层建筑中应用广泛。对钢框架体系而言,局部柱失效后,结构不发生连续倒塌的关键在于失效柱正上方钢梁的各节点不发生破坏。谢甫哲等<sup>[1]</sup>采用能反映节点真实性能的简化节点模型分析整体钢框架的抗连续倒塌能力,并将分析结果与传统的理想刚接和铰接模型计算结果对比,结果显示采用梁柱理想连接模型会给出偏于不安全的结论。静力加载模拟中柱失效可以反映失效柱上方节点的破坏过程和失效模式, Yang等<sup>[2-3]</sup>通过静力加载试验和数值分析方法研究了7种常见框架梁柱螺栓连接节点在抽取下方框架柱后的失效过程,发现节点的失效模式和钢梁悬链效应的形成取决于梁柱节点产生大变形后的转动能力。Li等<sup>[4]</sup>完成了H型钢梁与钢管柱栓焊连接和对接焊接2种抗弯节点在大变形下的静力加载试验,发现栓焊节点比对接焊接节点具有更好的强度和变形能力。由此可见,框架梁柱节点转动刚度和塑性变形能力是影响钢框架抗连续倒塌性能的关键。

在 1994 年加州 Northridge 地震和 1995 年日本神户地震中,很多采用钢框架的建筑物在焊接热影响区发生脆断,主要节点形式是梁翼缘与柱直接焊接、腹板与柱焊接或螺栓连接.为改进梁柱节点性能,在“强节点、弱构件”的设计思想指导下,美国联邦紧急事务管理署推荐通过将翼缘削弱、翼缘盖板加强等措施迫使塑性铰形成位置远离梁柱节点区.文献[5-6]根据钢框架梁柱节点往复加载试验对地震中结构倒塌时的节点转动能力做出规定.根据文献[5-6],美国国防部(DOD)设计准则[7]对节点在连续倒塌工况下的转动能力也做出了规定.但是,DOD 设计准则所定义的连续倒塌不同于地震中的结构倒塌,地震作用和倒塌分析中的偶然作用在荷载作用方式、构件内力分布等方面有很大差异,地震和连续倒塌工况中的节点受力性能也有很大差异,节点抗震性能的相关研究成果不能直接用于节点抗连续倒塌性能的评估.霍静思等[8]对狗骨式节点进行的有限元分析表明,梁柱子结构在冲击荷载作用下的承载力低,翼缘削弱部分是结构的薄弱环节.Lew 等[9]通过静力加载试验研究了传统栓焊(WUFB)节点和翼缘削弱型栓焊节点在框架柱失效时的转动能力,发现 2 种节点在悬链线形成后的转动能力比地震作用下的转动能力高出 1 倍.由此可见,研究人员对狗骨式节点的抗连续倒塌性能研究较多,但研究结论尚不一致.

钢框架结构因突发事件不发生连续倒塌的关键在于失效柱上方钢梁能否跨越局部破坏区域,这种跨越能力取决于梁柱节点转动刚度、塑性变形能力、混凝土板内钢筋以及组合楼板底部压型钢板的拉结作用等多种因素.Chen 等[10]通过两层两跨钢框架-组合楼板结构体系抗连续倒塌试验和数值模拟分析发现,按现行规范组合梁理论进行设计的钢框架结构具有较高的冗余度,这主要是由于混凝土楼板的拉结作用对钢框架结构抗连续倒塌性能的影响不能忽略.本文重在突出不同构造典型梁柱节点对钢框架结构抗连续倒塌性能的影响,因此忽略楼板与钢梁的共同作用,仅针对梁柱节点建立精细化有限元模型,通过传统栓焊节点的数值模拟结果与试验结果[9]的对比验证模拟方法的可靠性.根据模拟结果分析了盖板式(WCPF)和狗骨式(RBS)节点在连续倒塌工况中的失效过程和失效模式,并对 DOD 设计准则[7]中节点在连续倒塌工况下转角限值规定的合理性进行研究.基于数值模拟结果和能量的观点,进一步分析了各种节点在中柱瞬时失效后的动力性

能,更加全面地研究节点的抗连续倒塌性能,为钢框架梁柱节点的抗连续倒塌设计提供依据.

## 1 传统栓焊节点的倒塌失效过程

### 1.1 模型建立

本文以 Lew 等[9]完成的传统栓焊节点抗倒塌性能试验为例,采用通用有限元软件 ANSYS 对试验结果进行模拟,以验证有限元模型的正确性.试验中梁柱节点的钢梁翼缘与框架柱焊接,钢梁腹板与焊于框架柱上的连接板螺栓连接(见图 1).框架柱截面型号为 W18×119,框架梁截面型号为 W21×73,腹板螺栓型号为 3M25.梁、柱钢材为 ASTM A992 结构钢,节点域加劲板和螺栓连接板均为 ASTM A36 结构钢,高强螺栓型号为 ASTM A490.梁、柱、节点板及螺栓均采用八节点 SOLID185 单元模拟;螺栓连接板与梁腹板间的摩擦作用采用 CONTA174 单元和 TARGE170 单元模拟,摩擦面为 A 类,摩擦系数取 0.33;采用 PRETS179 单元对高强螺栓施加预拉力.钢材的弹性模量为  $2.06 \times 10^5$  MPa,泊松比为 0.3,ASTM A992 钢材采用多线性等向强化模型(MISO),其真应力应变关系如图 2 所示[11],ASTM A36 钢材采用理想弹塑性模型,屈服强度为 248 MPa.考虑到试验模型的几何及加载对称性,仅取半边结构建模计算,在中柱上方进行静力加载模拟中柱失效工况[2-4].文献[9]通过在边柱柱顶设置斜撑模拟上部楼层对柱顶的约束作用,有限元模型中将柱顶的边界条件统一简化为刚接,通过约束钢梁跨中节点的平面外平动自由度考虑平面外支撑作用.网格划分采用映射网格和扫掠网格相结合的方法,并在节点区进行局部加密,得到的有限元模型见图 3.

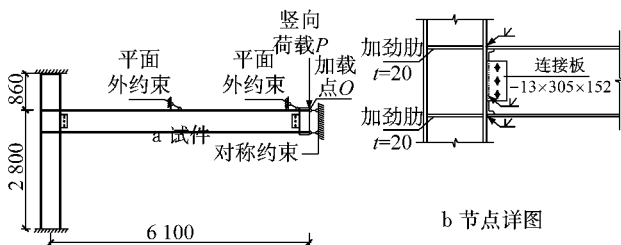
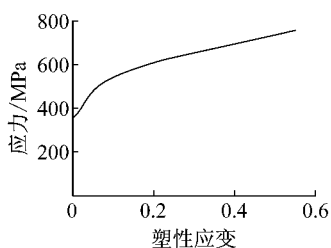
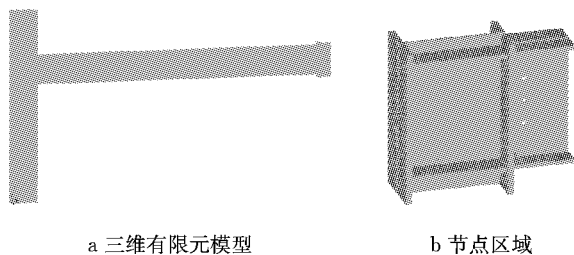


图 1 试件图(单位:mm)

Fig.1 Details of the specimen(unit:mm)

### 1.2 分析结果

高强螺栓预拉力分别为 30、150、290 kN 时,O 点竖向荷载-位移曲线与试验结果的对比见图 4.从图 4 可以看出,螺栓预拉力大小对节点的刚度和极

图2 ASTM A992 钢材本构关系<sup>[11]</sup>Fig.2 Constitutive model of ASTM A992 steel<sup>[11]</sup>

a 三维有限元模型

b 节点区域

图3 传统栓焊节点试件精细有限元模型

Fig.3 Refined finite element analysis model of the WUFB specimen

限承载力几乎没有影响,有限元分析结果和试验结果的变化趋势一致,有限元分析所得节点刚度和极限承载力略大于试验值,这主要是由于文中假设柱顶边界条件为刚接,而试验中的边柱柱顶虽有斜支撑,但并非完全刚接.极限状态时,数值分析和试验结果相差3%,误差在工程可接受的范围内,说明精细化有限元模型可以较为真实地模拟节点的受力状态.节点在极限状态下的整体变形和米塞斯应力云图见图5.从图中可以看出,节点失效表现为钢梁近节点区下翼缘达到极限强度,失效状态与文献[9]中的试验结果一致.

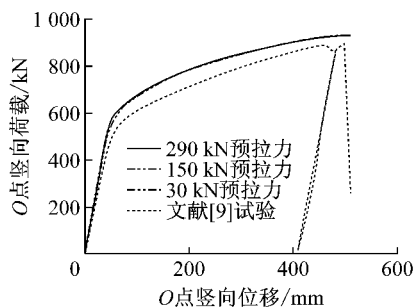
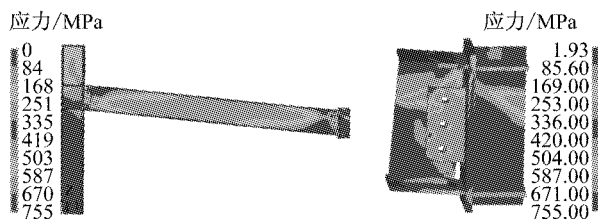


图4 数值模拟和试验结果对比

Fig.4 Comparison of numerical and experimental results

对于上述试验节点,在中柱失效后,外加竖向荷载  $P$  较小时,钢梁内轴力较小、弯矩较大,即主要通过梁机制抵抗外荷载;随着竖向荷载  $P$  的增大,结构变形增大,梁内轴力不断增大,轴力的竖向分量可抵



a ANSYS 模型米塞斯应力云图

b 模型加载端米塞斯应力云图

图5 传统栓焊节点梁柱模型极限状态计算结果

Fig.5 Detailed model results for the WUFB specimen

抗一部分外荷载,即钢梁的悬链线机制开始发挥作用(见图6).节点达到极限承载力时,钢梁的变形可近似为直线(见图6),钢梁由悬链线机制承担的竖向荷载  $F_c$  可按式(1)计算,外荷载与悬链线机制承载力之差( $P-F_c$ )即为由梁机制承担的载荷.在同一坐标系下绘出外荷载  $P$ 、悬链线机制承担的竖向荷载  $F_c$ 、梁机制承担的竖向荷载( $P-F_c$ )与竖向位移之间的关系曲线如图7所示.从图中可以看出,传统栓焊节点由悬链线机制承担的竖向荷载较小,钢梁主要通过梁机制抵抗外荷载.

$$F_c = 2T \sin \theta \quad (1)$$

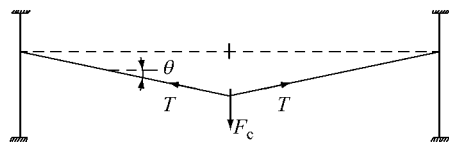


图6 悬链线机制承载力简化计算模型

Fig.6 Calculation diagram of catenary action mechanism

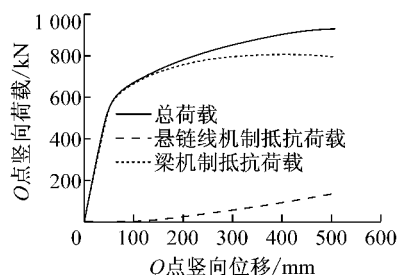


图7 传统栓焊节点 O 点荷载-位移曲线

Fig.7 Vertical load versus center-column displacement at loading point O for the WUFB specimen

## 2 盖板式和狗骨式梁柱节点的倒塌失效过程

### 2.1 设计方法

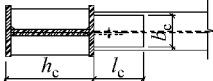
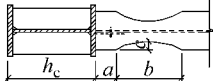
《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010,以下简称“抗震规范”)<sup>[12]</sup>第8.3.4条规定,当钢框架的抗震

等级为一级和二级时,“宜采用能将塑性铰自梁端外移的端部扩大形连接、梁端加盖板或骨形连接”。规范附录中给出这些节点的构造形式,但未给出具体的设计方法.为研究抗震延性节点的抗倒塌性能,本文根据文献[5-6]的设计方法,对试验中的传统栓焊

节点进行改进,采用延性较好的盖板式和狗骨式节点,设计过程见表 1,并采用和传统栓焊节点同样的建模方法建立改进后盖板式和狗骨式梁柱节点有限元模型.

表 1 盖板式和狗骨式节点设计步骤

Tab.1 Design procedure of the WCPF and RBS connections

步骤	内容	盖板式节点	狗骨式节点
			
1	确定塑性铰位置 $S_h$	$S_h = l_c + h_c/2$	$S_h = a + b/2 + h_c/2$
2	初选加强板长宽和翼缘削弱尺寸	根据 FEMA-351 <sup>[6]</sup> 中相关规定,选取盖板初始长宽 $l_c = 270\text{ mm}$ , $b_c = 180\text{ mm}$	根据 FEMA-350 <sup>[5]</sup> 中相关规定,选取 $a = 110\text{ mm}$ , $b = 355\text{ mm}$ , $c = 50\text{ mm}$
3	确定塑性铰处弯矩与剪力	钢梁塑性铰处最大塑性弯矩 $M_{pr} = C_{pr} R_y f_y Z_b$ . 其中, $C_{pr}$ 为承载力系数,取为 1.2; $R_y$ 为钢材超强系数,取为 1.1; $f_y$ 为钢材屈服强度; $Z_b$ 为塑性铰处塑性截面模量. 根据 $M_{pr}$ 反推塑性铰处剪力 $V_p$	
4	计算柱翼缘表面和中心线处弯矩	柱翼缘表面处弯矩 $M_t = M_{pr} + V_p (S_h - h_c/2)$ , 柱中心线处弯矩 $M_c = M_{pr} + V_p S_h$ , 屈服弯矩 $M_{yt} = M_t S_b / (C_{pr} Z_b)$ . 其中, $S_b$ 为塑性铰处弹性截面模量	
5	节点域厚度 $t$ 验算	$t = \frac{S_b M_c (h - h_b) / h}{0.45 C_{pr} Z_b f_y R_y h_c (h_b - t_{fb})}$ . $h$ 取为 2.8 m, 经验算, 需对柱腹板节点域补强, 补强板厚度选 12 mm. $h_b$ 为梁高, $t_{fb}$ 为梁翼缘宽度	$t = \frac{S_b M_c (h - h_b) / h}{0.45 C_{pr} Z_b f_y R_y h_c (h_b - t_{fb})}$ . $h$ 取为 2.8 m, 经验算, 节点域强度满足要求
6	计算盖板厚度 $t_{cp}$ 和狗骨式节点校核	通过 $M_t < C_{pr} R_y f_y Z_b$ 校核	
7	横向加劲肋厚度	35 mm 厚 ASTM A36 钢板	20 mm 厚 ASTM A36 钢板

2.2 盖板式节点

盖板式梁柱节点在极限承载力状态下的应力分布和变形如图 8 所示. 从图 8a 可以看出, 钢梁的变形与传统栓焊节点有明显差异, 呈曲线状, 钢梁两端节点区的塑性变形显著, 应力分布云图表明钢梁受拉力和弯矩共同作用. 由图 8b 可知, 相对传统栓焊节点, 钢梁加载端的受力状态发生了明显变化, 塑性铰从端板转移至盖板与下翼缘交界处, 与表 1 中的假设相符合, 节点失效表现为盖板端部钢梁下翼缘达到极限强度. 图 9 给出钢梁悬链线机制和梁机制分别承担的竖向荷载与 O 点竖向位移之间的关系. 从图中可以看出, 随着钢梁竖向位移的增大, 由钢梁的悬链线机制承担的竖向荷载越来越大, 梁机

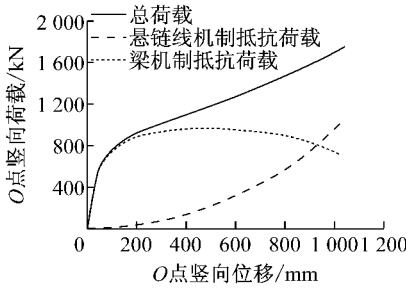
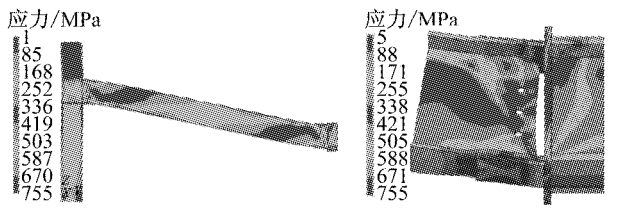


图 9 盖板式节点 O 点荷载-位移曲线  
Fig.9 Vertical load versus center-column displacement at loading point O for the WCPF specimen

制承担的竖向荷载逐渐减小, 在加载后期, 由悬链线机制承担的竖向荷载高于由梁机制承担的竖向荷载.

2.3 狗骨式节点

狗骨式节点在极限承载力状态下的应力分布和变形如图 10 所示. 从图 10a 可以看出, 钢梁的挠曲线和传统栓焊节点类似, 接近直线, 钢梁表现为明显的受拉特征, 钢梁塑性变形集中于节点的削弱段区域, 结构失效表现为削弱段下翼缘达到极限强度(见图 10b). 图 11 给出钢梁悬链线机制和梁机制分别承担的竖向荷载与 O 点竖向位移之间的关系. 由图中可以看出, O 点位移达到 600 mm 之前, 钢梁呈明显的受弯构件特征, 竖向荷载主要表现为由梁机制承



a ANSYS 模型米塞斯应力云图 b 模型加载端米塞斯应力云图  
图 8 盖板式节点梁柱模型极限状态计算结果  
Fig.8 Simulation results of ultimate state for the WCPF specimen

担.随着梁变形的增大,梁机制承担的竖向荷载快速下降,悬链线机制承担的竖向荷载明显增加,钢梁呈明显的受拉特征.

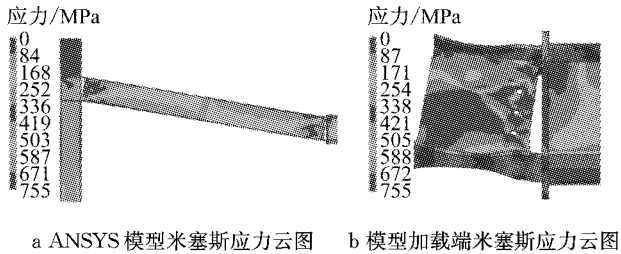


图 10 狗骨式节点梁柱模型极限状态计算结果

Fig.10 Simulation results of ultimate state for the RBS specimen

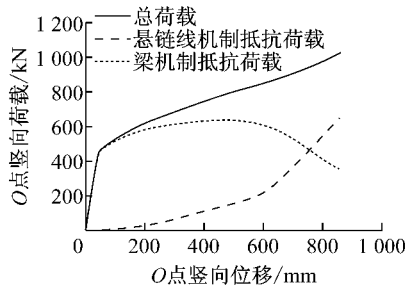


图 11 狗骨式节点 O 点荷载-位移曲线

Fig.11 Vertical load versus center-column displacement at loading point O for the RBS specimen

### 3 不同构造节点的抗倒塌性能对比

#### 3.1 承载力和变形

为比较盖板式和狗骨式节点与传统栓焊节点的抗连续倒塌性能,选取分析得到的关键计算结果,并列于表 2.由表 2 可知,相对于传统栓焊节点,盖板式节点转动刚度大,结构的梁机制承载力明显提高,并在加载后期依然发挥重要作用;同时盖板加强了节点区的拉结能力并使塑性较远离梁端,在拉力和弯矩共同作用下梁在塑性铰区的转动能力好,结构的变形能力提高了 1 倍多,结构悬链线效应很强,梁柱子结构的静力极限承载力最高.削弱梁截面后,结构梁机制的抗力作用减弱,但狗骨式节点的转动能力强,O 点位移增加了 60% 以上,钢梁的悬链线效应更为明显,梁柱子结构的静力极限承载力略有提高.由此可见,钢梁内梁机制的发挥与节点区的转动刚度密切相关,悬链线机制的作用与钢梁的变形能力有关,而钢梁的变形能力主要取决于节点区的转动刚度和拉结能力.

基于节点往复加载试验,DOD<sup>[7]</sup>给出传统栓焊节点和狗骨式节点在倒塌工况中的极限塑性转角限值,文献[6]给出盖板式节点弹塑性转角限值,按文

表 2 不同节点梁柱体系分析结果对比

Tab.2 Comparison of analysis results of beam-column assemblies for different connections

节点类型	O 点最大位移/mm	悬链线机制最大承载力/kN	梁机制最大承载力/kN	静力极限承载力/kN
传统栓焊	509	138	790	928
盖板式	1 052(↑107%)	1 067(↑673%)	969(↑23%)	1 761(↑90%)
狗骨式	860(↑69%)	657(↑376%)	633(↓20%)	1 007(↑9%)

注:↑表示提高;↓表示下降.

献[6-7]推荐公式计算得到的不同节点极限弹塑性转角值和数值分析结果均列于表 3.由表 3 可见,数值分析得到的节点极限转角远高于文献[6-7]中的转角限值,因此节点往复加载试验得到的极限转角在用于连续倒塌工况下允许转角的规定时过于保守,连续倒塌中的节点转角限值规定应考虑悬链线效应对节点承载力的影响.主要原因在于,梁柱节点在

地震作用下和关键柱失效时的受力状态不同,地震作用下钢梁主要受弯,在反复荷载作用下节点强度和延性会发生退化;而在中柱失效工况下,虽然柱瞬时失效会引起结构振动,但持时非常短暂,钢梁由受弯构件变为拉弯构件,内力的变化基本可认为单调增加.

表 3 节点转角的相关规范值与数值模拟结果对比

Tab.3 Comparison of connection rotational capacities between DOD<sup>[7]</sup>/FEMA-351<sup>[6]</sup> and simulation results

节点类型	DOD <sup>[7]</sup> 和 FEMA-351 <sup>[6]</sup>		ANSYS 分析结果 (弹塑性转角)/rad
	计算公式	计算值/rad	
传统栓焊	$\theta_u = 0.050 - 0.0006d$ (塑性转角)	0.037	0.072
盖板式	$\theta_u = 0.066 - 0.0011d$ (弹塑性转角)	0.042	0.107
狗骨式	$\theta_u = 0.070 - 0.0003d$ (塑性转角)	0.064	0.135

注:d 为钢梁的梁高,单位为英寸.

### 3.2 动力性能

在梁柱节点非线性数值分析的基础上,可基于能量的观点近似推导出节点在连续倒塌中的动力响应,更科学地评价节点的抗连续倒塌性能<sup>[13]</sup>.如图 12 所示,在静力加载作用下 O 点竖向位移达到  $U_d$  时对应的弹塑性应变能为  $E$ ;实际连续倒塌工况中,中柱突然失效相当于荷载  $P_d$  瞬时施加于 O 点,结构体系达到稳态位移  $U_d$  时,荷载  $P_d$  做功为  $W$ .忽略动力加载中结构阻尼和热能等因素的影响,结构因中柱突然失效达到新的稳定状态时外力所做的功与结构在静力加载时达到相同位移所存储的弹塑性应变能近似相等,即图 12 中两部分的阴影面积近似相等,可表达为

$$P_d U_d = \int_0^{U_d} F(u) du \quad (2)$$

式中:  $P_d$  和  $U_d$  分别为结构发生倒塌时柱顶的集中荷载和相应的结构达到稳定状态时的动位移;  $F(u)$  为静力加载得到的荷载-位移关系.由此简化方法可以得到瞬时荷载  $P_d$  与 O 点稳态位移之间的关系,称为伪静力荷载位移响应,如下所示:

$$P_d = \int_0^{U_d} F(u) du / U_d \quad (3)$$

3 种不同构造形式梁柱节点的伪静力荷载-位移曲线如图 13 所示.从图中可以看出,3 种节点在中柱瞬时失效时可承受的最大外荷载分别为 1 203、766、752 kN.与采用传统栓焊节点相比,盖板加强后,结构的梁机制和悬链线机制均增强,结构可吸收的能量  $E$  增加,抗连续倒塌承载能力最高;梁端削弱后,节点的转动刚度降低,结构的变形能力和悬链线效应增强,吸能能力提高,然而在相同失效荷载作用下,结构的稳态变形和外力做功最大,结构的抗连续倒塌承载能力略有降低.

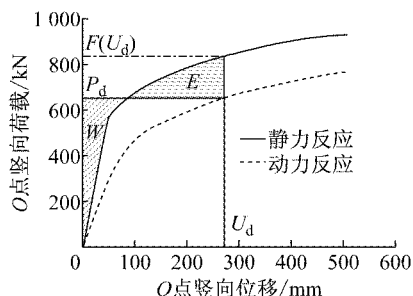


图 12 结构伪静力荷载-位移关系定义示意图  
Fig.12 Definition of pseudo-static response

## 4 结语

3 种节点对应的结构体系在中柱失效后的初始

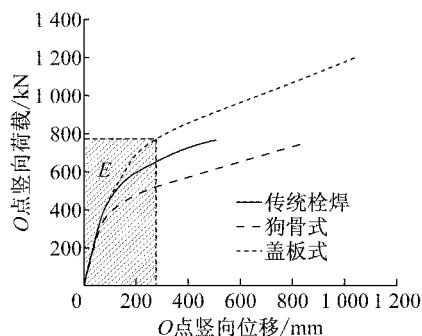


图 13 不同节点伪静态荷载-位移关系对比

Fig.13 Comparison of pseudo-static responses of different connections

阶段均以受弯为主,随着钢梁变形的增大,悬链线效应开始增强.相对传统栓焊节点,盖板式节点的转动刚度大,拉结能力好,节点变形能力强,梁机制和悬链线机制的承载能力均很强,耗能能力好,抗连续倒塌性能优越;狗骨式节点的转动能力强,结构的悬链线机制承载力和变形吸能能力增强,但节点转动刚度降低,结构在相同倒塌工况下的稳态位移和外力功增大,节点的抗连续倒塌承载力降低.值得注意的是,由于模型中未考虑楼板作用,因此本文得出的不同构造节点转动能力及抗连续倒塌能力的量化研究结论,仅可为抗连续倒塌设计时梁柱节点形式的选取提供参考,而不同典型构造节点对框架结构体系抗连续倒塌能力的量化结论,尚应建立考虑楼板作用的三维整体精细化框架结构模型来进一步研究确定.

### 参考文献:

- [1] 谢甫哲,舒赣平. 钢框架连续倒塌的模拟方法研究[J]. 工程力学, 2011, 28(10): 34.  
XIE Fuzhe, SHU Ganping. Research on the model method of progressive collapse analysis of steel frame structures [J]. Engineering Mechanics, 2011, 28(10): 34.
- [2] YANG Bo, TAN Kanghai. Experimental tests of different types of bolted steel beam-column joints under a central-column-removal scenario [J]. Engineering Structures, 2013, 54: 112.
- [3] YANG Bo, TAN Kanghai. Numerical analyses of steel beam-column joints subjected to catenary action [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2012, 70: 1.
- [4] LI Ling, WANG Wei, CHEN Yiyi, et al. Experimental investigation of beam-to-tubular column moment connections under column removal scenario [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2013, 88: 244.
- [5] Federal Emergency Management Agency. FEMA-350 Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings [S]. Washington D C: Federal Emergency Management Agency, 2000.

(下转第 135 页)