

钢框架腹板双角钢连接梁柱子结构抗倒塌性能分析

钟炜辉¹, 孟 宝¹, 崔 伟², 郑 江¹

(1.西安建筑科技大学土木工程学院, 陕西 西安 710055; 2.中国石油天然气管道工程有限公司, 河北 廊坊 065000)

摘要: 腹板双角钢连接作为梁柱节点的一种常用连接方式大量使用于钢结构工程中, 其节点的受力性能和破坏方式与钢框架的抗倒塌性能密切相关. 采用显式动力准静态法分析了腹板双角钢连接梁柱子结构在大变形下的抗力机制转换及破坏模式, 并通过试验结果进行了分析验证. 通过对影响钢框架梁柱子结构抗倒塌性能的主要因素(梁跨高比、连接角钢厚度及节点螺栓布置)进行参数分析, 获得了一些有价值的结论, 为同类连接形式的钢框架结构抗倒塌分析和设计提供参考.

关键词: 腹板双角钢连接; 钢框架; 梁柱子结构; 抗倒塌性能; 数值分析

中图分类号: TU318

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2016)01-0089-07

Analysis of collapse resistance for beam-column substructure with double web angles connection of steel frame

ZHONG Weihui¹, MENG Bao¹, CUI Wei², ZHENG Jiang¹

(1.School of Civil Engineering, Xi'an Univ. of Arch. & Tech., Xi'an 710055, China;

2.China Petroleum Pipeline Engineering Corporation, Langfang, 065000 China)

Abstract: Double web angles connection is the common for beam-column joints in the steel structure, and the mechanical performance and failure mode of the joint are related to the collapse resistance of steel frame closely. The explicit dynamic quasi-static method is used to analyze the mechanical transformation of resistance and the failure mode of beam-column substructure with double web angles connection under large deformation. The calculation results are validated through the experimental data. The main factors(span-to-depth ratio of beam, thickness of angles and bolts arrangement in joint) are analyzed, which may affect the collapse resistance for beam-column substructure of steel frame, and some valuable conclusions are drawn, which provide reference on collapse resistance analysis and design for this kind of connection form of steel frame.

Key words: double web angles connection; steel frame; beam-column substructure; collapse resistance; numerical analysis

近年来, 钢框架结构在非预期荷载作用下(如爆炸、撞击等)发生灾难性倒塌的研究已逐步成为土木工程领域的研究热点. 当钢框架结构遭受非预期荷载后可能会使竖向主要构件(柱)失效, 进而竖向传力路径被切断, 剩余结构将发生内力重分布, 此时梁柱节点因鲁棒性不同会使结构呈现出不同的变形^[1]. Yang^[2]、Guo^[3]、Kandil^[4]、何政^[5]和霍静思^[6]等对结构抗倒塌性能的研究表明, 梁跨高比、连接角钢厚度及节点螺栓布置是影响钢框架结构抗倒塌性能的主要因素.

腹板双角钢作为梁柱节点的一种常用连接方式, 具有较好的变形能力, 可易使横向构件(梁)形成悬链线效应来增强结构的抗倒塌能力^[7]. 针对腹板双角钢连接梁柱子结构的抗倒塌性能研究, 国内外研究成果都较少, 而美国抗倒塌专业规范 GSA2003^[8]针对腹板双角钢连接的钢框架结构, 仅考虑了梁的受弯性能而忽略了悬链线效应的有利作用, 设计结果偏于保守. 为进一步深入研究该连

接形式对梁柱子结构抗倒塌性能的影响, 本文通过理论分析, 根据不同的节点破坏模式, 给出了梁柱子结构抗倒塌承载能力计算公式, 并采用显式动力准静态法, 在考虑子结构材料非线性、几何非线性及接触非线性下, 建立数值模型, 与文献[2]的试验结果进行了对比验证, 吻合较好. 在此基础上, 分析了梁跨高比、连接角钢厚度及节点螺栓布置对梁柱子结构抗倒塌性能的影响, 获得了一些有价值的结论, 为同类连接形式的钢框架结构抗倒塌分析和设计提供参考.

1 腹板双角钢连接梁柱子结构的理论模型

1.1 梁柱子结构

当前, 对钢框架进行抗倒塌分析和设计通常采用备用荷载路径法(AP 法), 不考虑柱的失效过程和原因, 只考虑与失效柱相连的主要构件在外荷载作用下的性态变化, 由此可简单取如图 1 所示的梁柱

子结构进行分析。

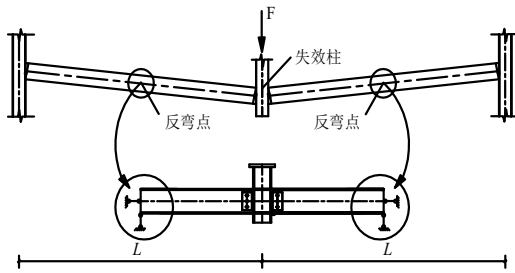


图1 梁柱子结构简化模型

Fig.1 Simplified mode of beam-column substructure

钢框架结构应充分考虑悬链线效应的有利作用, 否则可能会严重低估其抗倒塌性能。由AP法可知, 当某根柱失效时, 其上方的竖向荷载将由与失效柱相连的梁来承担, 随着竖向变形的增大, 悬链线效应逐渐显著, 结构抗力将由梁机制向悬链线机制转变, 最终失效时可看作是一个简单的拉结体系(如图2所示), 即此时梁内力以轴力为主, 弯曲变形相对不显著。此时, 梁柱子结构的抗倒塌承载能力可由下式获得:

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

式中: F 为梁柱子结构考虑悬链线效应的竖向承载力; θ 为结构破坏时的梁柱节点转角; T 为悬链线机制下梁所能承受的最大轴拉力。显然, 参数 θ 和 T 与梁柱节点的形式密切相关。

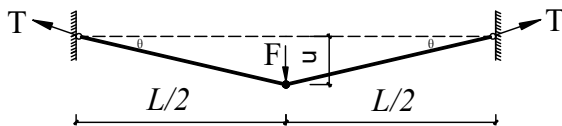


图2 悬链线机制下梁柱子结构拉结模型

Fig.2 Tie model of beam-column substructure under catenary mechanism

1.2 腹板双角钢连接节点的参数选取

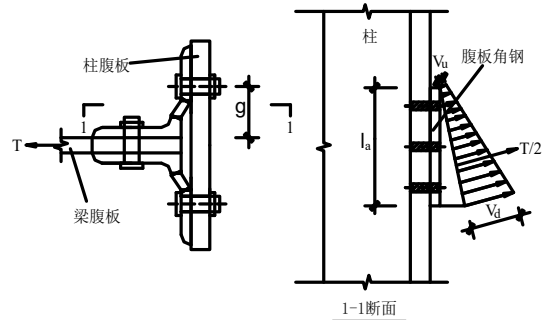
关于梁柱节点转角 θ 的选取, 美国规范GSA2003给出了腹板双角钢节点当受弯时的塑性极限转角公式:

$$\theta = a - b d_{bg} \quad (2)$$

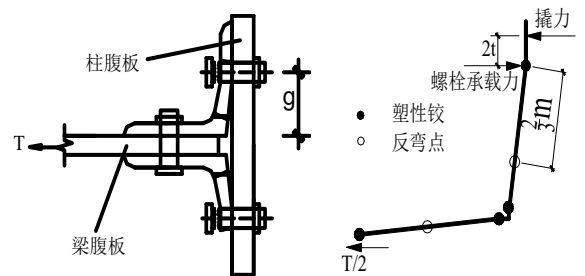
式中: a 、 b 为计算参数, GSA2003分别取6.4490和0.0061; d_{bg} 为螺栓群高度(mm)。上式 a 、 b 的取值由于没有考虑悬链线效应对节点转动性能的影响, 所得结果会偏于保守。为此, Yang^[9]进行了相关的试验研究和有限元分析, 获得了悬链线机制下腹板双角钢连接节点的极限转角, 建议式(2)中的计算参数 a 、 b 分别应取为10.0032和0.0074。

悬链线机制下梁所能承受的最大轴拉力 T 的大小通常取决于梁柱节点的性能及其破坏模式。腹板双角钢连接其角钢常发生如图(3a)所示的剪切破坏,

而螺栓常发生如图(3b)所示的受拉破坏。因此, 腹板双角钢连接的破坏模式主要有以下三种^[2]: (I)角钢断裂而螺栓未屈服; (II)角钢断裂、螺栓屈服; (III)螺栓拉断、角钢屈服。



(a) 角钢根部断裂及受力图



(b) 螺栓断裂角钢屈服及受力图

图3 梁柱子结构节点破坏模式

Fig.3 Joint failure mode of beam-column substructure

角钢根部断裂时, 根据Azizinamini等^[10]的试验结果, 可认为腹板双角钢为悬臂梁模型, 如图3a所示, 可得:

$$T_1 = (V_u + V_d) l_a \quad (3)$$

式中: T_1 为两个角钢根部断裂时梁中轴力; l_a 为角钢长度; V_d 为角钢边缘处的较大剪力值(N/m), 不计角钢弯曲影响时, 文献[11]建议 $V_d = (f_u t)/2$; f_u 为角钢的抗拉极限强度; V_u 为角钢边缘处的较小剪力值(N/m), 利用Drucker和Tresca屈服准则, 可由式(4)求得:

$$\left(\frac{V_u}{V_d}\right)^4 + \frac{m}{t} \left(\frac{V_u}{V_d}\right) - 1 = 0 \quad (4)$$

式中: t 为角钢厚度; m 为两个塑性铰之间的距离, 可按欧洲规范EN1993-1-8:2005^[12]计算, $m = g - t - 0.8r$, g 为角钢肢背到与柱相连最近螺栓中心线之间距离(如图3所示), r 为角钢根部半径。

螺栓拉断、角钢屈服, 可按文献[13]中螺栓断裂角钢屈服的简化模型计算, 认为螺栓断裂时, 由于存在撬力, 反弯点距螺栓处塑性铰为 $2m/3$ (如图3b), 则有:

$$T_2 = \frac{2t}{2t + (2m/3)} \times n \times A_e f_u^b \quad (5)$$

式中: T_2 为螺栓断裂、角钢屈服时梁中轴力; t 、 m 按上述取值; n 为角钢与柱翼缘连接处的螺栓个数; A_e 为螺栓有效面积; f_u^b 为螺栓的抗拉极限强度。

综上,悬链线机制下梁所能承受的最大轴拉力为 $T = \min(T_1, T_2)$ 。

2 腹板双角钢连接梁柱子结构数值模型

2.1 梁柱子结构数值模型

对梁柱子结构进行悬链线机制下的非线性分析,可采用显式动力准静态方法来求解,否则往往难以收敛。其中,ABAQUS/Explicit 的显式动力准静态方法已成功解决了许多螺栓连接不收敛以及材料断裂等问题^[9,14-15],得到了广泛应用。由于梁柱子结构模型是完全对称的,可依据对称性取模型的 1/4 进行分析求解,并忽略了柱腹板的作用,梁端边界条件为铰接,柱翼缘板为竖向滑动约束。各部件采用面面接触,切线方向为各向同性的库伦摩擦接触,法线方向上设为“硬”接触。根据图 1 所示的梁柱子结构简化模型,在失效柱上端采用位移加载,直至子结构发生破坏。数值模型节点处的单元划分如图 4 所示。



图 4 腹板双角钢连接梁柱子结构数值模型
Fig.4 Numerical model of beam-column substructure with double web angles connection

2.2 数值模型验证

Yang 和 Tan 曾就腹板双角钢连接梁柱子结构进行了试验研究^[2](简称 BK 试验),试件几何尺寸如图 5 所示。试件中,钢梁和钢柱为 S355 钢材,截面均采用英国的标准型钢(H 形截面),梁截面为 UB254×146×37(梁高 mm×梁宽 mm×单位重量 kg/m),柱截面为 UC203×203×71(同梁截面),试件的几何尺寸如图 5 所示;螺栓采用 8.8 级 M20(由于篇幅所限,螺栓个数和布置详见文献[2]),手动拧紧^[2];角钢采用 S275 钢材,其几何尺寸及材性如表 1 所示。

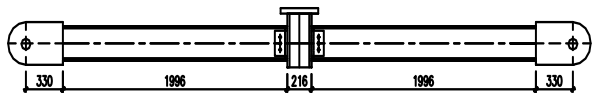


图 5 件尺寸图
Fig.5 The size detail of component

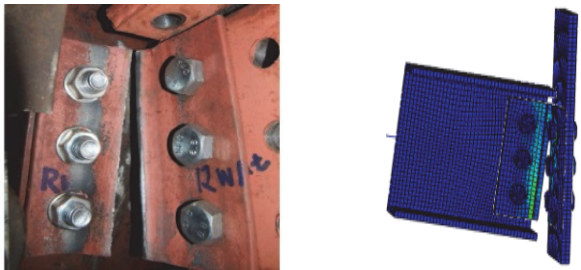
数值模型中,钢材本构关系根据材性试验采用

多线性强化模型^[2],并以延性损伤作为材料的断裂准则。

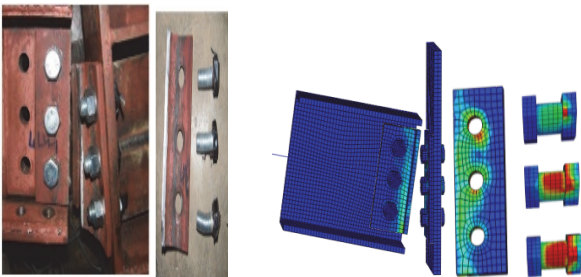
表 1 角钢几何尺寸及材性
Tab. 1 The size and properties of angles

角钢/mm	屈服强度/MPa	抗拉强度/MPa	断裂应变
L90×8	331	484	0.31
L90×10	308	455	0.25
L150×90×12	280	430	0.31

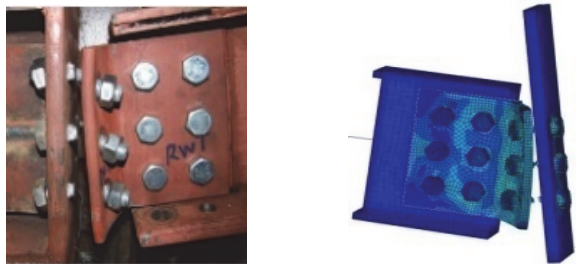
BK 试验中梁柱子结构的受力过程经历了梁机制和悬链线机制两个阶段,发生破坏的部位为节点处的角钢或螺栓,其破坏模式会随着连接角钢厚度的不同而有所差别。图 6 给出了不同连接角钢厚度下梁柱子结构的节点破坏模式,可见数值模拟结果与 BK 试验的破坏现象十分吻合。



(a) 角钢断裂、螺栓未屈服 $t=8\text{ mm}$ (I)



(b) 角钢断裂、螺栓屈服 $t=10\text{ mm}$ (II)



(c) 螺栓断裂、角钢屈服 $t=12\text{ mm}$ (III)

图 6 数值模拟与 BK 试验破坏模式的对比
Fig.6 Comparison of failure mode between numerical simulation and BK test

另外,通过显式动力准静态方法求解,也可得到不同连接角钢厚度下失效柱处的竖向承载力-竖向位移关系曲线,以及梁轴力-失效柱处竖向位移关系曲线,如图 7 所示。表 2 列出了不同连接角钢厚度下的计算结果,并与 BK 试验值进行了对比。可以看出,数值模型分析结果具有较高的精度。

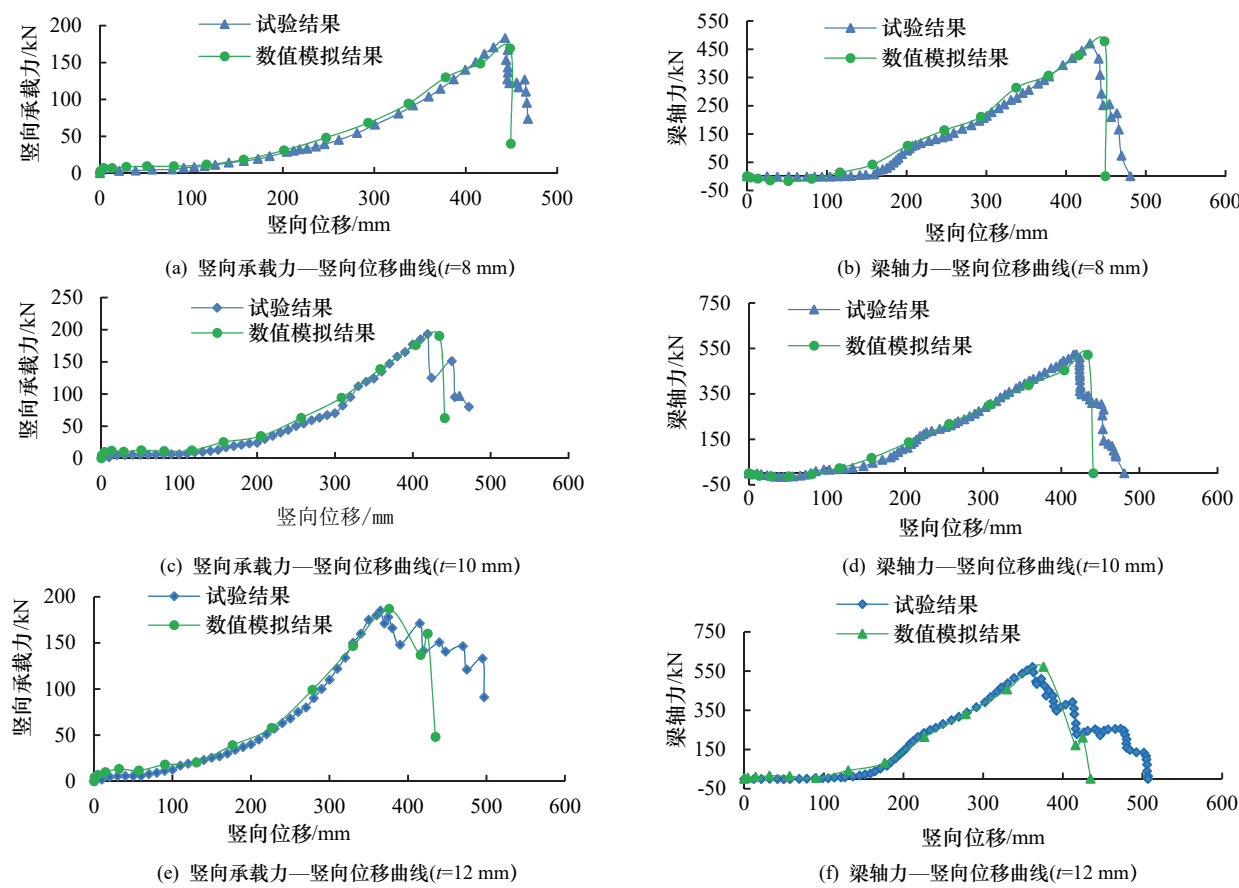


图 7 数值分析与 BK 试验结果的相关曲线对比
Fig.7 Comparison of relative curves between numerical analysis and BK test

表 2 数值分析结果与 BK 试验结果的对比
Tab.2 Comparison of the results between numerical analysis and BK test

角钢厚度/mm	竖向最大承载力/kN			竖向位移 ^[a] /mm			梁中最大轴拉力/kN			梁柱节点转角/deg			破坏模式
	试验	数值	误差/%	试验	数值	误差/%	试验	数值	误差/%	试验	数值	误差/%	
t=8	183	169	7.65	443	449	1.35	470	480	2.13	10.8	10.9	0.93	I
t=10	193	190	1.55	419	436	4.06	524	538	2.67	10.2	10.6	3.92	II
t=12	185	189	2.16	365	375	2.74	571	589	1.40	8.9	9.16	2.92	III

注：[a]表示竖向最大承载力所对应的竖向位移，后续表中也相同。

3 梁柱子结构抗倒塌性能分析

3.1 梁跨高比的影响

梁跨高比(γ)是影响梁柱子结构抗倒塌性能的重要因素，本节基于 BK 试验采用三种不同的连接角钢厚度，不改变梁截面高度，分别设立了 5 组不同的跨高比情况，共建立 15 个模型，其数值分析结果如图 8 和表 3 所示。

从图 8 和表 3 可以看出，对于不同连接厚度的角钢，随着梁跨高比的增大，梁柱子结构由梁受弯抵抗外载的能力逐渐减小，梁呈现二力杆受拉效应显著，主要通过悬链线机构来抵抗外载。当梁跨高比由 10 到 30 发生变化时，出现了梁轴力(拉结力)、竖向位移增大而竖向承载力反而减小的现象，这是因为用于抵抗失效柱处由竖向荷载引起的梁内拉结力竖向分量，会随着梁跨高比的增大要求有更大

的竖向变形。同时，梁轴力的增大也不利于节点的转动性能，使节点转角减小。上述均表明了过大的梁跨高比，并不利于悬链线机制发挥作用。从表 3 的计算结果可以看出，子结构的竖向承载力达到峰值时相应的竖向位移约为跨长的 1/5~1/10，此即为钢框架悬链线机制的极限变形状态，可依此按式(1)初步估算钢框架的抗倒塌性能。

针对不同的跨高比，表 3 还列出了由式(1)计算得到的 F 值，以便与数值模拟结果进行对比，可见数值分析结果偏小，特别是当梁跨高比较大时，这主要是因为式(2)中未考虑跨高比的影响。较简单的做法是将式(2)进行适当折减来考虑梁跨高比对悬链线机制发展的影响。经分析，建议取以下折减系数(φ)：当跨高比为 $10 \leq \gamma \leq 20$ 时， φ 取 1.0；当跨高比为 $20 < \gamma \leq 25$ 时， φ 取 0.8；当跨高比为 $25 < \gamma \leq 30$ 时，

ϕ 取 0.6.

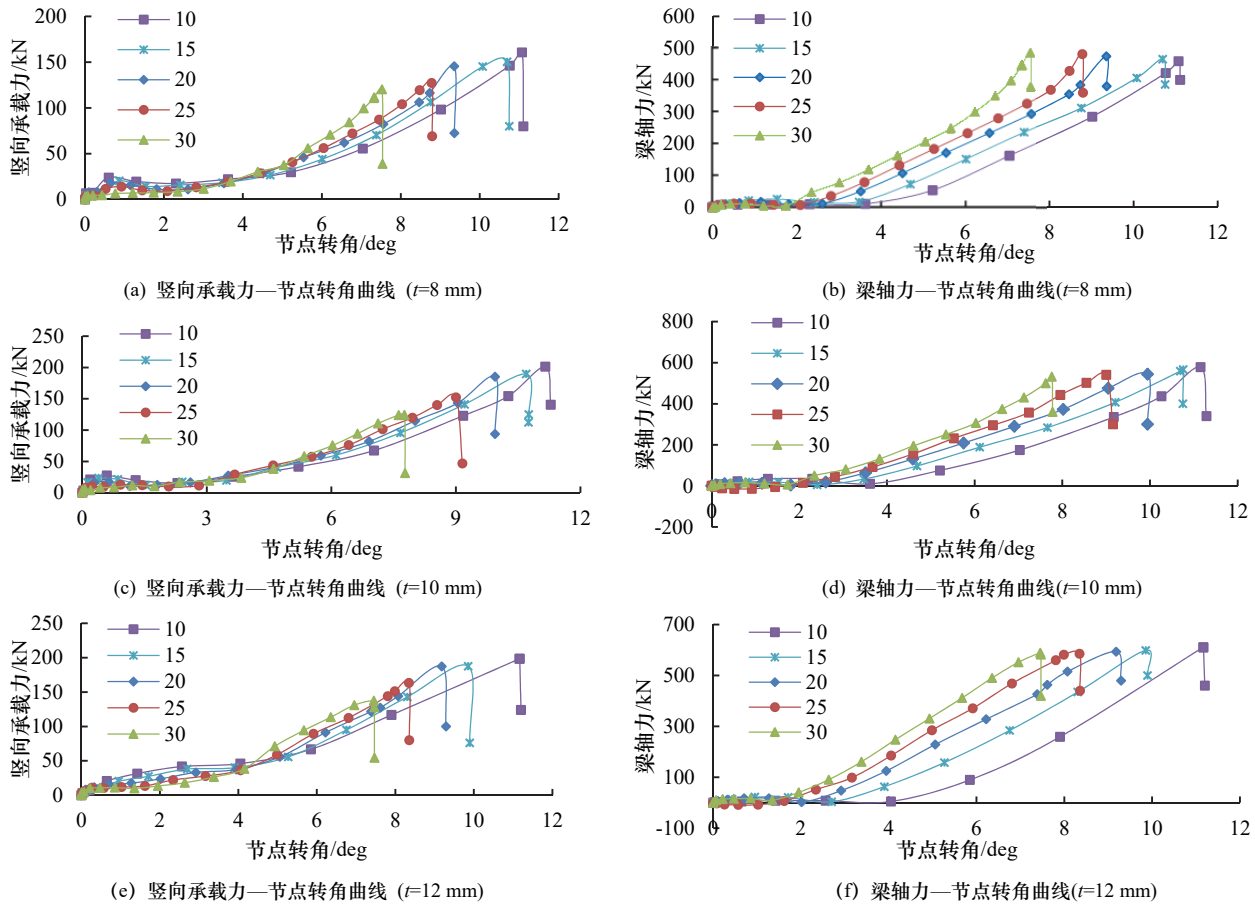


图 8 不同梁跨高比下构件力-节点转角曲线

Fig.8 The component force –rotation curve under different span-to-depth ratio of beam

表 3 不同梁跨高比下的数值分析结果

Tab.3 The numerical analysis of results under different span-to-depth ratio of beam

构件 编号	梁跨 高比	竖向最大 承载力/kN	竖向位 移/mm	梁的最大 轴力/kN	梁柱节点 的转角/deg	相应竖向 位移/跨度	式(1)值 /kN	式(1) /数值	破坏 模式
W3-8	10	161	247	459	10.92	1/5.2	150	0.99	I
	15	150	358	465	10.56	1/5.4	150	1.07	I
	20	145	416	474	9.23	1/6.2	150	1.10	I
	25	127	490	481	8.71	1/6.6	150	1.26	I
	30	102	504	486	7.48	1/7.6	150	1.57	I
W3-10	10	201	249	532	11.01	1/5.2	189	0.99	II
	15	190	358	541	10.56	1/5.4	189	1.04	II
	20	185	444	545	9.84	1/5.8	189	1.07	II
	25	152	502	567	8.92	1/6.4	189	1.30	II
	30	124	520	578	7.71	1/7.4	189	1.60	II
W3-12	10	198	249	582	11.01	1/5.2	208	1.05	III
	15	188	330	586	9.75	1/5.8	208	1.11	III
	20	187	410	594	8.44	1/6.6	208	1.11	III
	25	163	466	599	8.28	1/6.9	208	1.28	III
	30	137	499	610	7.40	1/7.7	208	1.52	III

注：表 3 中计算式 (1) 值时，计算参数 a 、 b 分别取为 10.003 2 和 0.007 4.

3.2 连接角钢厚度和节点螺栓布置的影响

为研究不同破坏模式下连接角钢厚度和节点螺栓布置对梁柱子结构抗倒塌性能的影响，在 BK 试验基础上,同一角钢厚度设立 3 个不同的对比组，节点螺栓布置 2~4 排，其数值分析结果见图 9(仅列出连接角钢厚度为 8 mm 的情况)和表 4.

由表 4 可以看出，尽管节点螺栓排数不同，但随着角钢厚度的增加，竖向承载力和梁的轴力增大，梁柱节点的转角均有所减小，这是由于角钢厚度增加使梁柱节点的转动刚度增大. 对于腹板双角钢连接梁柱节点转角，美国规范 GSA2003 中虽然给出了受弯时的塑性转角计算公式式(2)，但没有考虑悬链线阶段节点的转动能力，因而其计算结果过

于保守. Yang 公式^[9]考虑了悬链线机制的贡献,与数值分析结果相对较吻合,但没有考虑角钢厚度的影响显然也是不完善的.应当注意的是,梁跨高比会直接影响悬链线机制的发展,进而也会影响到子结构破坏时的塑性转角.因此,若要建立完备的梁柱节点塑性转角公式,应该将连接角钢厚度、节点螺栓布置,以及梁跨高比的影响纳入,甚至这些因素之间的相互关系,这将有待于通过大量的理论分析、试验研究来确定.若能确定梁柱节点塑性极限转角,可通过式(1)准确预测钢框架的抗倒塌性能.

通过图 9 和表 4 可以看出,随着失效柱的出现,连接角钢厚度相同时,节点螺栓布置对子结构的抗倒塌性能有一定影响.初始阶段,随着螺栓排数的增加,竖向承载力变化不大;而在峰值荷载状态下随着螺栓排数的增加,由于节点的转动刚度增大,梁柱节点转角减小,最大竖向承载力和梁的轴力不断增大,使得子结构的抗倒塌性能有所提高.表 4 还列出了按上述考虑折减系数后式(1)的计算值,与数值结果相吻合,也表明考虑折减系数后,由式(1)计算梁柱子结构的抗倒塌承载力是偏于安全的.

表 4 不同连接角钢厚度和螺栓布置的数值分析结果
Tab.4 The numerical analysis of results under different thickness of angle and bolts arrangement in joint

构件 编号	螺栓群 高度/mm	竖向最大 承载力 /kN	竖向位移 /mm	梁的最大 轴力/kN	梁柱节点 转角/deg	GSA 节点 转角值 /deg	Yang 节点 转角/deg	GSA 节点 转角/数值	Yang 节点 转角/数值	$\phi F/\text{kN}$	$\phi F/\text{数值}$	破坏 模式
W2-8	60	147	460	366	11.18	6.08	9.56	0.54	0.86	99	0.68	I
W2-10	60	179	448	418	11.12	6.08	9.56	0.55	0.86	135	0.76	II
W2-12	60	228	428	473	10.43	6.08	9.56	0.58	0.92	167	0.74	III
W3-8	120	166	458	465	10.89	5.73	9.12	0.53	0.84	125	0.76	I
W3-10	120	190	434	521	10.55	5.73	9.12	0.54	0.86	167	0.88	II
W3-12	120	213	387	593	9.29	5.73	9.12	0.62	0.98	210	0.98	III
W4-8	180	179	429	602	10.38	5.33	8.67	0.51	0.84	131	0.73	I
W4-10	180	205	380	656	9.46	5.33	8.67	0.56	0.92	187	0.91	II
W4-12	180	260	323	732	7.85	5.33	8.67	0.68	1.10	238	0.92	III

注:表中“W2-8”中“2”表示螺栓的排数,“8”表示角钢的厚度,依次类推,梁柱截面与文献[2]相同.

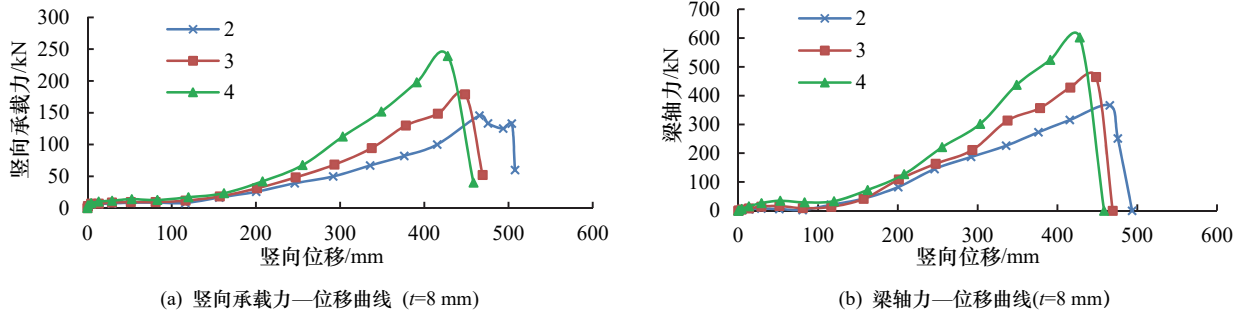


图 9 节点不同螺栓布置下构件的力-位移曲线
Fig.9 The force-displacement curve of different bolts arrangement in joint

4 结论

采用显式动力准静态法对腹板双角钢连接梁柱子结构的抗倒塌性能进行了分析,得出如下结论:

- (1) 通过对钢框架结构抗倒塌机制的力学机理进行分析,获得钢框架梁柱子结构在极限状态下的简化力学模型,并根据腹板双角钢连接的具体破坏模式,给出了该连接形式梁柱子结构抗倒塌承载能力计算公式.
- (2) 梁跨高比对腹板双角钢连接钢框架梁柱子结构的抗倒塌性能影响较大:当梁跨高比由 10 到 30 发生变化时,梁柱子结构受弯抵抗外载能力逐渐减小,主要通过悬链线机制来抵抗外载,而且子结

构竖向承载力达到峰值荷载时,悬链线机制发挥到极限变形状态,相应竖向位移约为跨长的 1/5~1/10,可依此按式(1)初步估算钢框架的抗倒塌性能.

- (3) 随着连接角钢厚度和节点螺栓排数的增加,节点的转动刚度增大,使得梁柱节点的转角减小,有利于结构抗倒塌能力的提高.

- (4) 当采用拉结模型式(1)计算时,所采用的极限塑性转角应考虑悬链线效应,否则可能会低估结构的抗倒塌能力.若要完善极限塑性转角计算公式(2),则应考虑连接角钢厚度、节点螺栓布置,以及梁跨高比的影响.

(下转第 121 页)