

高轴压比CFST柱-组合梁单边螺栓节点 抗震性能分析

丁发兴, 罗开源, 雷建雄, 吕飞
(中南大学 土木工程学院, 湖南 长沙 410075)

摘要: 对9个钢管混凝土(concrete-filled steel tubular, CFST)柱-组合梁单边螺栓节点开展三维实体有限元精细化模型抗震性能分析, 其中采用混凝土三轴塑性-损伤和钢材混合强化-韧性损伤模型, 探讨了拉筋、轴压比、梁高、加劲肋对节点抗震性能与破坏形式的影响规律, 结果表明钢材引入韧性损伤的有限元模型分析结果与试验结果更加吻合, 且增加端板加劲肋和增大钢梁高度均能大幅提高节点刚度、承载力和耗能能力。探究不同钢梁尺寸和柱内拉筋强构造对钢管混凝土柱-组合梁单边螺栓节点承载力、刚度和塑性耗能分配与失效机制的影响规律。分析结果表明: 拉筋大幅提升了柱端抗弯承载力和耗能能力, 使得节点在轴压比为0.8时仍维持梁端失效模式; 节点梁-柱抗弯承载力比介于1.57~2.04时将由梁耗能向柱耗能转变。因此对于栓连螺栓组合节点强柱弱梁的判定, 建议梁-柱抗弯承载力比值由1.0提升至1.5。

关键词: 钢管混凝土柱; 拉筋; 螺栓连接; 有限元分析; 抗震性能

中图分类号: TU 398.903 文献标志码: A 文章编号: 1005-3026(2024)12-1787-11

Seismic Behavior Analysis of Single Side Bolt Joint of CFST Column-Composite Beam Under High Axial Compression

DING Fa-xing, LUO Kai-yuan, LEI Jian-xiong, LYU Fei

(School of Civil Engineering, Central South University, Changsha 410075, China. Corresponding author: DING Fa-xing, E-mail: dinfaxin@csu.edu.cn)

Abstract: A three-dimensional solid finite element model is used to analyze the seismic performance of 9 CFST (concrete-filled steel tubular) column-composite beam single side bolt joints. The concrete triaxial plastic-damage and steel mixed reinforcing-toughness damage models are used to discuss the effects of tensile reinforcement, axial compression ratio, beam height and stiffener on the seismic performance and failure forms of the joints. The results show that the finite element model of steel with ductile damage is more consistent with the test results, and the increases of the end plate stiffener and the steel beam height can greatly improve the joint stiffness, bearing capacity and energy dissipation capacity. Then, the effects of different steel beam sizes and reinforcement structures on the bearing capacity, stiffness and plastic energy dissipation distribution and failure mechanism of concrete-filled steel tubular column-composite beam unilateral bolted joints are investigated. The analysis results show that the tensile reinforcement greatly improves the flexural bearing capacity and energy dissipation capacity of the column end, making the joint maintain the failure mode of the beam end when the axial compression ratio is 0.8. When the joint beam-column bending capacity ratio is between 1.57 and 2.04, the beam energy dissipation will change to column energy dissipation. Therefore, according to the definition of strong column and weak beam, it is suggested to raise the ratio of beam to column flexural bearing capacity from 1.0 to 1.5 for this kind of joint.

Key words: CFST column; tie bar; bolt connection; finite element analysis; seismic behavior

收稿日期: 2023-07-03

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51978664).

作者简介: 丁发兴(1979-),男,浙江瑞安人,中南大学教授,博士生导师.

钢管混凝土因充分发挥了钢管和混凝土的组合作用,具有抗弯刚度大、承载力高和抗震性能优异等优点,被广泛应用在超高层建筑和高烈度设防地区的建筑中^[1-2]。梁柱节点作为钢-混凝土组合结构中的关键部位,对整个结构的抗震性能有直接影响^[3],因此研究该类节点具有重要的工程应用价值。

1994年北岭地震^[4]、1995年阪神地震^[5]以及1999年台湾集集地震^[6]的震害调查发现,在钢管混凝土柱与钢梁或组合梁的连接中,全焊接或者栓焊刚性梁柱节点容易出现焊缝断裂等脆性破坏现象^[7]。为此部分学者对延性更好的端板螺栓连接节点开展了研究。何益斌等^[8]对方钢管钢管骨混凝土柱与钢梁端板螺栓连接节点进行抗震性能试验研究,发现此类节点均属于半刚性节点,初始转动刚度随端板厚度和螺栓直径增大而提高,但极限转动能力随着端板厚度的增大而减小。Tao等^[9]对钢管混凝土柱-钢梁螺栓连接节点进行了拟静力试验和有限元分析,结果表明增加端板厚度可以提高节点的转动刚度和承载力。李国强等^[10]开展了H型钢梁-矩形钢管柱端板单边螺栓连接节点试验研究,显示节点受力性能受端板、螺栓和柱壁的相对强弱关系影响。宗周红等^[11]开展了不同螺栓连接方式的钢管混凝土柱-钢梁节点试验研究,发现改良后的穿芯螺栓加劲端板连接节点的滞回曲线饱满,强度、刚度、耗能和变形能力较好,其抗震性能强于传统焊接翼缘板连接节点。Zhong等^[12]通过试验发现在钢管混凝土柱梁节点连接区域设置粘结钢筋提高了单边螺栓连接节点的性能,而增加混凝土楼板对节点的破坏模式、抗弯和转动能力影响显著。

目前,现有各类钢管混凝土柱单边栓连组合节点主要集中于延性、刚度、承载力与破坏机制研究,对节点塑性耗能分配机制与失效模式界限关注度不足。徐庆元等^[13]对方钢管混凝土柱穿入式组合节点进行有限元分析,分析结果表明柱端在拉筋^[14-15]增强约束后,由于拉筋直接约束混凝土,大幅提升了柱端抗弯承载力和耗能能力,节点在0.8轴压比时仍维持梁端失效破坏模式。本文主要工作如下:1)建立三维实体有限元精细化模型并开展拉筋增强约束方钢管混凝土柱-组合梁端板螺栓连接节点抗震性能验证与分析,探讨钢材引入韧性损伤模型后节点抗震性能的影响;2)通过设置加劲肋、增加钢梁尺寸和柱内拉筋构造,对节点刚度、承载力和塑性耗能分配机制模

拟分析,探究不同参数对耗能分配机制与失效模式界限的影响规律。

1 有限元模型与验证

1.1 试验简介

试件几何尺寸与部件尺寸如图1和表1所示,钢材力学性能如表2所示,试验其余内容详见文献[16]。其中方钢管混凝土柱截面均为250 mm×250 mm,柱高2 000 mm,柱内拉筋为HRB335级钢筋($d=10$ mm)。试件J1-LS4主梁的尺寸为H250 mm×125 mm×6 mm×9 mm,其余试件主梁的尺寸均为H194 mm×125 mm×6 mm×9 mm,9个试件的次梁尺寸均为H100 mm×100 mm×6 mm×8 mm。混凝土板宽800 mm,厚60 mm;采用单层双向 $\phi 10@150$ 的分布筋,其纵向和横向的配筋率分别为1.1%和0.9%;栓钉的直径为13 mm,高40 mm。采用4排2列的高强螺栓;端板的垂直方向和水平方向的加劲肋厚度为8 mm。

1.2 有限元模型

混凝土三轴塑性-损伤模型及相应的参数取值见文献[17-18]。栓钉和钢筋采用三折线弹塑性本构模型,其余钢材采用弹塑性混合强化-韧性损伤模型,相应的参数取值见文献[19-20]。有限元模型的边界条件和加载方式与试验情况保持一致,典型节点模型如图2所示,图中, U 为位移, UR 为转角。为提高模型加载方式的精确性,有限元分析设为3步,第1步对单边高强螺栓施加预紧力,第2步对柱顶施加轴压力,第3步对梁端耦合点来施加往复位移,以此保证有限元模拟和试验加载的一致性。

1.3 验证与比较

1.3.1 抗震性能研究

图3和图4分别展示了低周往复加载下9个钢管混凝土柱-组合梁螺栓节点有关滞回曲线和骨架曲线的有限元结果与试验结果^[16]的比较。可见:1)通过引入钢材的韧性损伤模型,模拟曲线与试验曲线更加吻合,引入钢材韧性损伤的有限元模拟所得极限承载力值与试验值的差值在6%以内,而钢管和钢梁仅采用混合强化模型所得的差值在10%以内;2)骨架曲线均表现为S形,有限元模拟的骨架曲线后期阶段与试验之间存在较小的误差,原因在于节点受力的过程中,混凝土板会产生较多的裂缝,而有限元模型难以对混凝土板的开裂进行有效模拟。

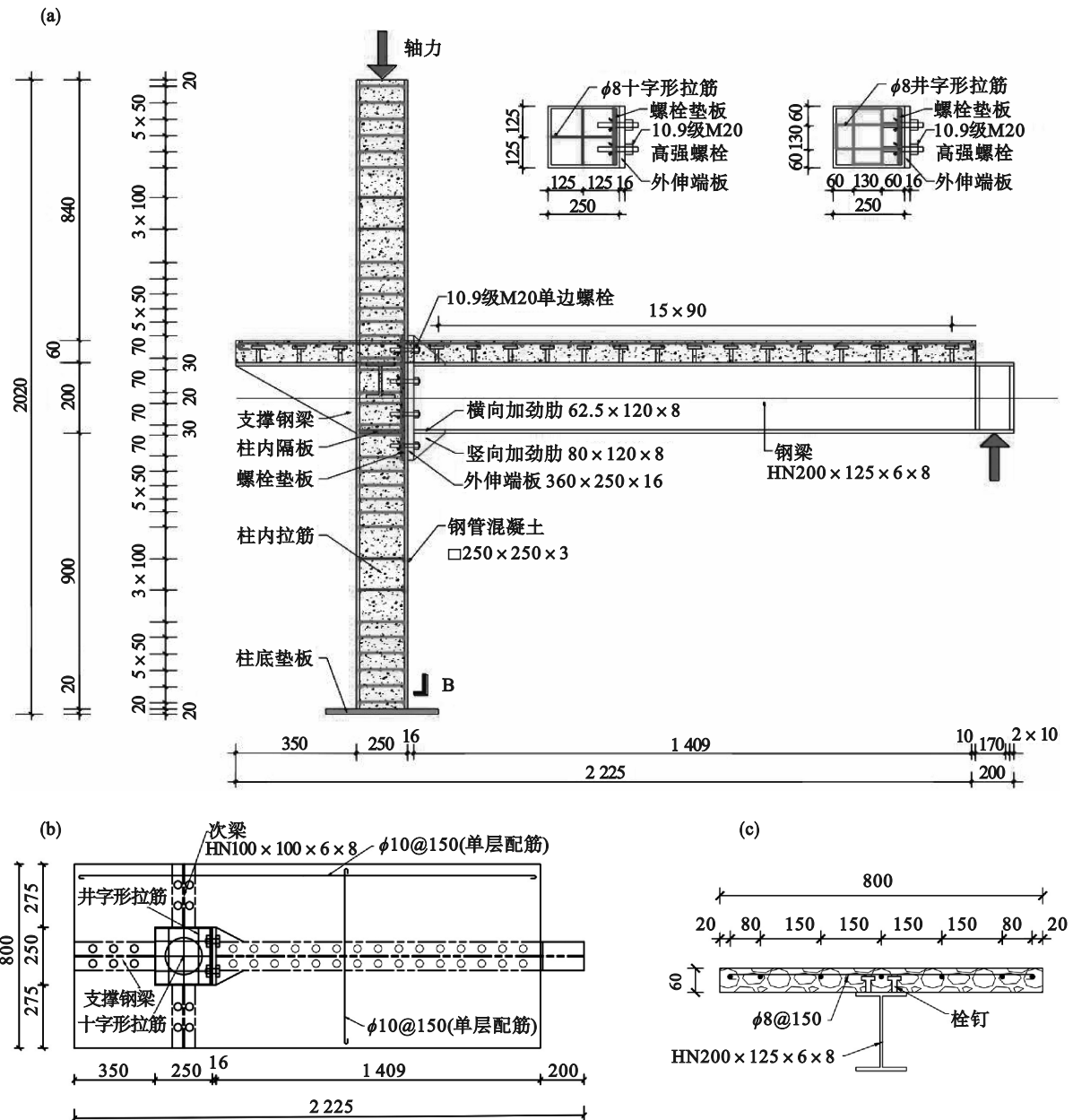


图 1 试件尺寸及构造(单位:mm)

Fig. 1 Dimensions and constructions of specimens (unit:mm)

(a)—试件整体尺寸及构造图;(b)—节点俯视图及混凝土楼板构造详图;(c)—组合梁截面尺寸.

表 1 试件主要参数

Table 1 Main parameters of specimens

试件编码	方钢管规格	加劲肋	拉筋	n	主梁截面尺寸/mm	板内钢筋间距 s /mm	楼板厚度/mm
J1-LS1	250×3	无	无	0.2	194×125×6×9	150	60
J1-LS2	250×3	有	无	0.2	194×125×6×9	150	60
J1-LS3	250×3	有	有	0.2	194×125×6×9	150	60
J1-LS4	250×3	有	有	0.2	250×125×6×9	150	60
J2-LS1	250×3	有	有	0.6	194×125×6×9	150	60
J2-LS2	250×3	无	有	0.6	194×125×6×9	150	60
J2-LS3	250×3	有	无	0.6	194×125×6×9	150	60
J3-LS1	250×3	有	有	0.8	194×125×6×9	150	60
J3-LS2	250×3	有	无	0.8	194×125×6×9	150	60

表2 钢材性能
Table 2 Properties of steel

试件分组	t 或 d 或 D /mm	f_y /MPa	f_u /MPa	E_s /($N \cdot mm^{-2}$)	δ /%
钢管	3	305.68	410.47	2.08×10^5	29.2
螺栓垫板	8	298.97	405.35	2.09×10^5	30.9
柱内隔板	4	301.87	395.56	2.06×10^5	28.7
主梁翼缘	9	296.96	446.63	2.05×10^5	29.1
主梁腹板	6	297.87	428.51	2.03×10^5	30.0
次梁翼缘	8	279.79	410.97	2.08×10^5	27.5
次梁腹板	6	278.63	409.89	2.06×10^5	25.0
端板	16	311.61	416.42	1.98×10^5	29.8
加劲肋	8	294.82	399.87	1.98×10^5	28.3
加强环板	9	304.56	429.84	2.02×10^5	29.6
钢筋	10	406.54	537.62	2.04×10^5	24.3

注： t 或 d 或 D 为厚度或直径， f_y 为屈服强度， f_u 为极限抗拉强度， E_s 为弹性模量， δ 为伸长率。

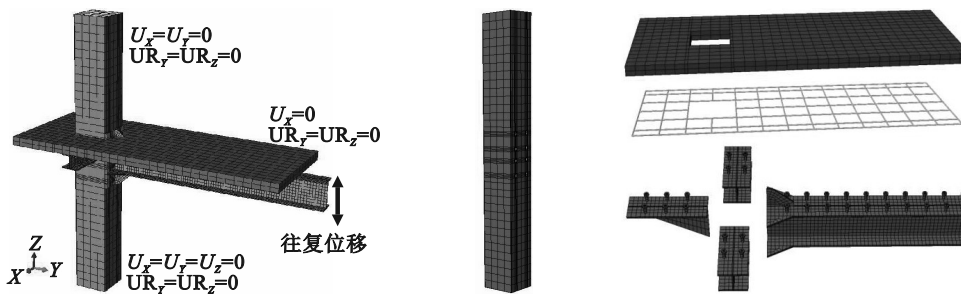


图2 典型节点有限元模型

Fig. 2 Finite element model of typical joint

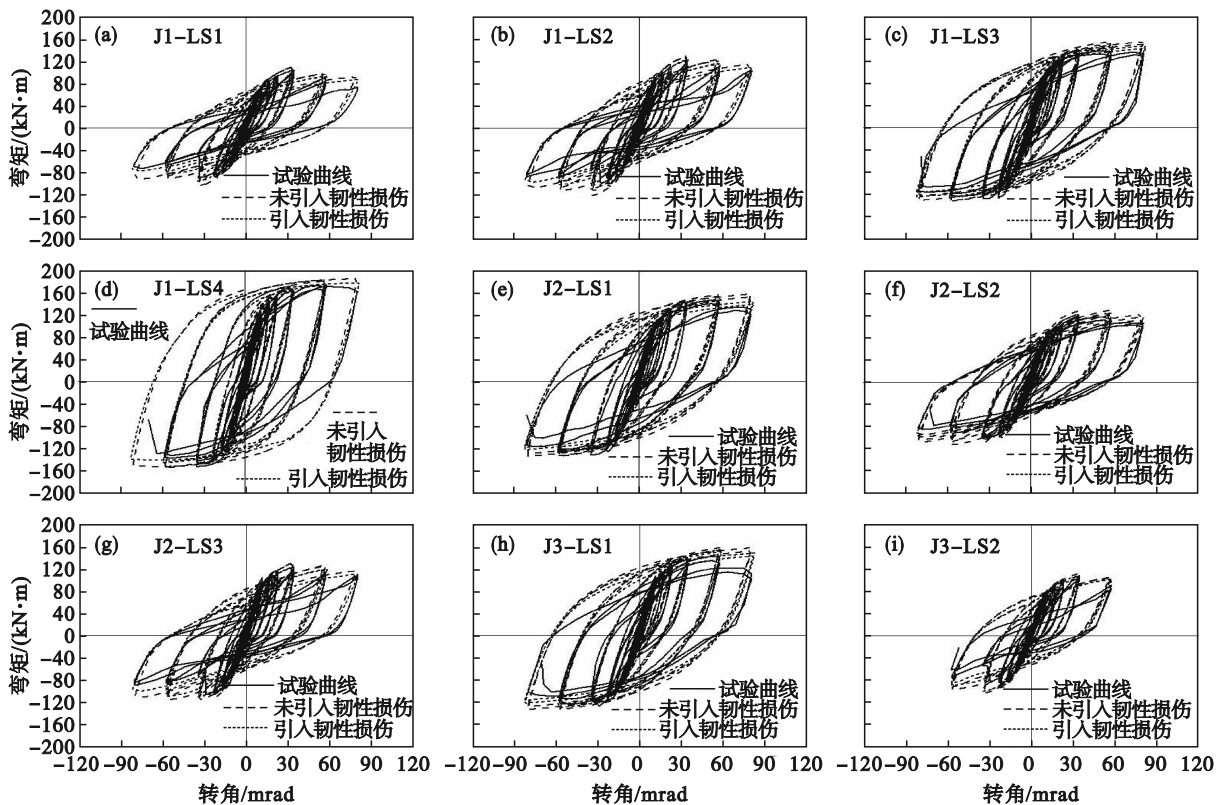


图3 弯矩-转角滞回曲线

Fig. 3 Moment-rotation hysteresis curves

(a)—J1-LS1; (b)—J1-LS2; (c)—J1-LS3; (d)—J1-LS4; (e)—J2-LS1;
(f)—J2-LS2; (g)—J2-LS3; (h)—J3-LS1; (i)—J3-LS2.

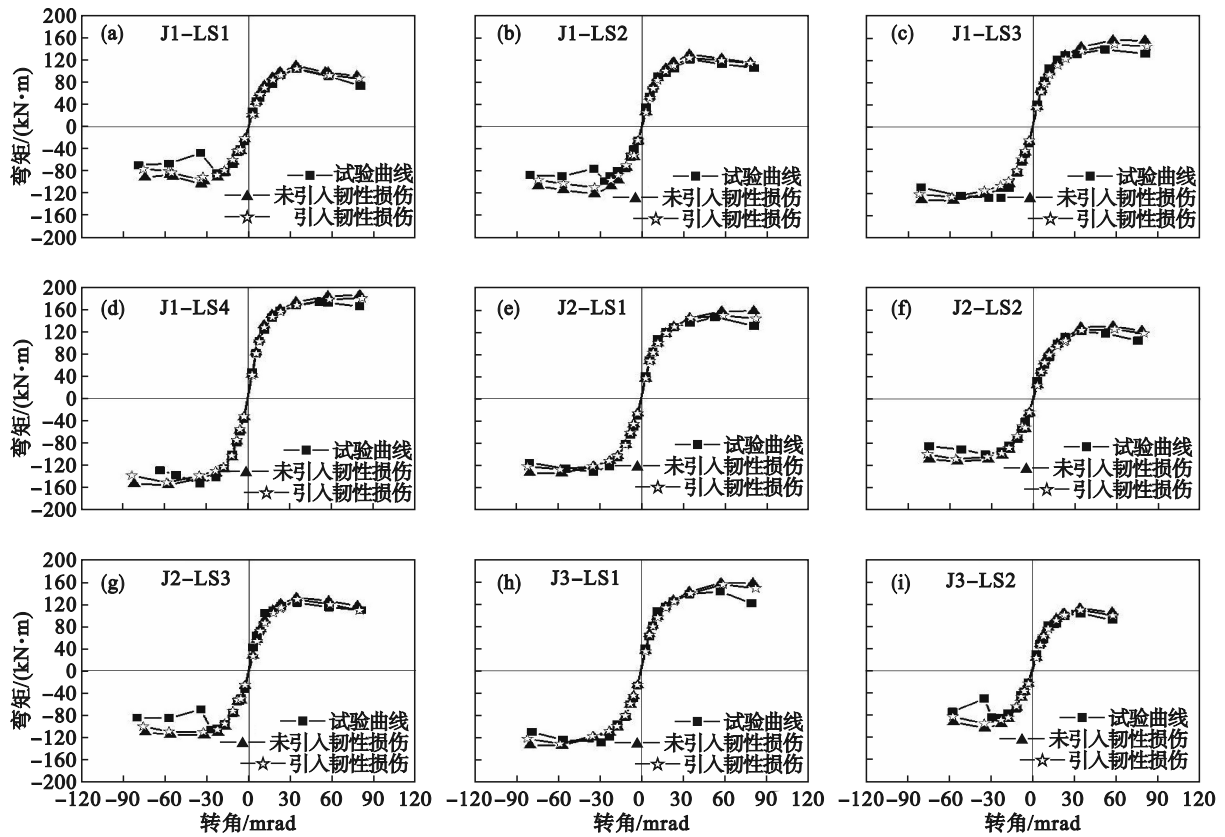


图 4 骨架曲线

Fig. 4 Skeleton curves

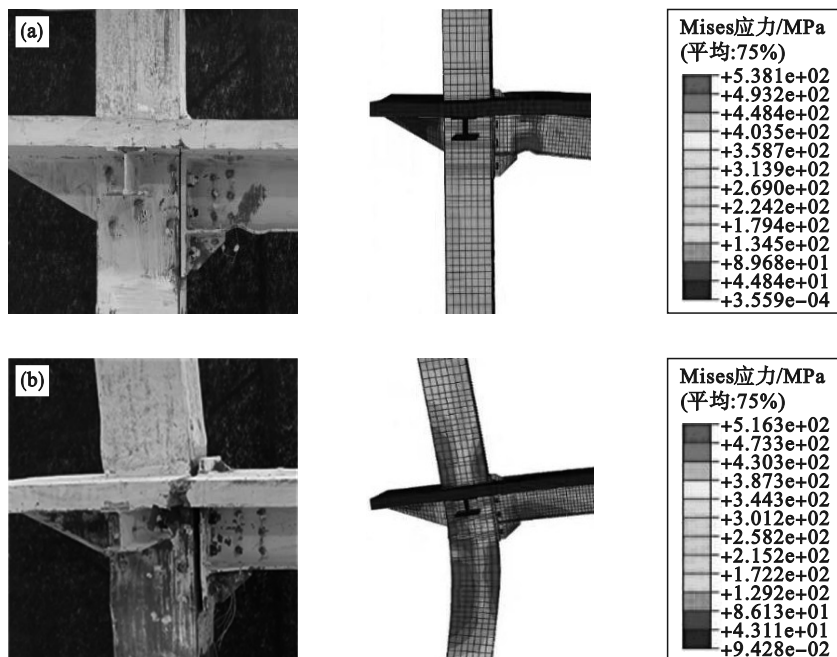
(a)—J1-LS1; (b)—J1-LS2; (c)—J1-LS3; (d)—J1-LS4; (e)—J2-LS1;

(f)—J2-LS2; (g)—J2-LS3; (h)—J3-LS1; (i)—J3-LS2.

1. 3. 2 破坏模式对比

图 5 为 3 个典型螺栓组合节点有限元模型计算得到的破坏模式与试验所得破坏模式的比较。可知,有限元分析结果与试验结果基本一致,同

时也反映了该类型节点的主要破坏模式分为 3 类:第 I 类为梁端弯曲破坏模式,第 II 类为柱端压弯破坏模式,第 III 类为节点核心区破坏模式。



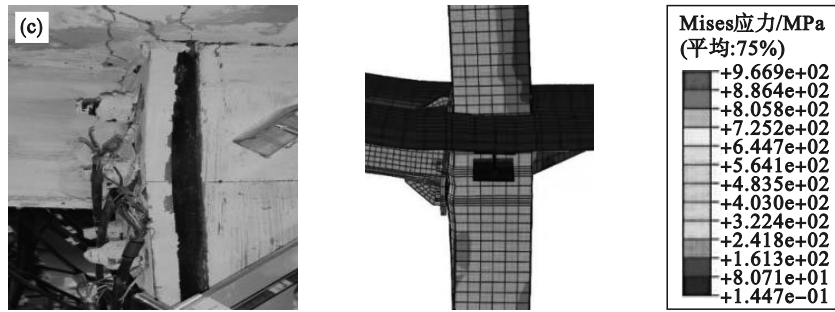


图5 节点试件有限元破坏模式与试验结果比较

Fig. 5 Comparison of finite element failure modes and test results of joint specimens

(a)—梁端弯曲破坏模式; (b)—柱端压弯破坏模式; (c)—节点核心区破坏模式.

2 参数分析

2.1 强化构造算例

为探讨不同参数作用下方钢管混凝土柱-组合梁螺栓节点耗能分配机制与失效界限的影响规律,本文以节点J1-LS1为基准,采用增加端板加劲肋、增大钢梁尺寸等“强梁”构造方法和柱端钢管内焊接井字形对拉筋的强柱构造方法,设计增强约束钢管混凝土柱-组合梁螺栓节点算例.柱端拉筋配箍率和高度 h_1 布置方法按文献[21]建议的不同

轴压比下钢管与核心混凝土强度匹配模式确定,开展该类组合节点模型算例滞回性能的对比如分析,探讨梁-柱线刚度比 k_l ,梁-柱截面刚度比 k_i 和抗弯承载力比 k_m 对耗能分配与失效机制的影响规律,刚度比和抗弯承载力比的定义见文献[13].

表3中算例模型编号为J1-LS1, GLS1~8,轴压比分别为0.2,0.4,0.6和0.8,其中所有算例钢管柱截面尺寸为250 mm×250 mm×3 mm, J1-LS1, GLS1~4的钢梁截面尺寸为H194×125 mm×6 mm×9 mm, GLS5~8的钢梁截面尺寸为H250×125 mm×6 mm×9 mm.

表3 节点模型信息
Table 3 Node model information

分组	试件编码	d/mm	钢梁高度/mm	加劲肋	拉筋高度 h_1/mm	n	拉筋	$\rho_{sa}/\%$	k_i	k_m	k_l
第1组	J1-LS1	—	194	无	—	0.2	无	—	1.63	0.65	1.30
	GLS1	—	194	有	—	0.2	无	—	1.88	0.79	1.50
	GLS2	8	194	有	200	0.2	有	0.57	1.84	0.73	1.47
	GLS3	10	194	有	200	0.2	有	0.90	1.67	0.70	1.33
	GLS4	12	194	有	200	0.2	有	1.29	1.57	0.65	1.25
	GLS5	—	250	无	—	0.2	无	—	2.09	0.87	1.67
	GLS6	8	250	无	200	0.2	有	0.57	2.05	0.81	1.64
	CLS7	10	250	无	200	0.2	有	0.90	1.85	0.77	1.48
CLS8	12	250	无	200	0.2	有	1.29	1.74	0.72	1.39	
第2组	J1-LS1	—	194	无	—	0.4	无	—	1.68	0.72	1.34
	GLS1	—	194	有	—	0.4	无	—	1.94	0.88	1.55
	GLS2	8	194	有	300	0.4	有	0.86	1.67	0.81	1.33
	GLS3	10	194	有	300	0.4	有	1.35	1.57	0.77	1.25
	GLS4	12	194	有	300	0.4	有	2.08	1.54	0.67	1.23
	GLS5	—	250	无	—	0.4	无	—	2.15	0.97	1.72
	GLS6	8	250	无	300	0.4	有	0.86	1.85	0.90	1.48
	CLS7	10	250	无	300	0.4	有	1.35	1.74	0.85	1.39
CLS8	12	250	无	300	0.4	有	2.08	1.71	0.74	1.37	

续表 3

分组	试件编码	d/mm	钢梁高度/mm	加劲肋	拉筋高度 h_l/mm	n	拉筋	$\rho_{sa}/\%$	k_i	k_m	k_l
第 3 组	J1-LS1	—	194	无	—	0.6	无	—	1.83	0.93	1.46
	GLS1	—	194	有	—	0.6	无	—	2.12	1.12	1.69
	GLS2	8	194	有	400	0.6	有	1.14	1.80	0.91	1.44
	GLS3	10	194	有	400	0.6	有	1.78	1.68	0.80	1.34
	GLS4	12	194	有	400	0.6	有	2.58	1.59	0.71	1.27
	GLS5	—	250	无	—	0.6	无	—	2.35	1.24	1.88
	GLS6	8	250	无	400	0.6	有	1.14	2.00	1.00	1.60
	CLS7	10	250	无	400	0.6	有	1.78	1.87	0.89	1.49
CLS8	12	250	无	400	0.6	有	2.58	1.77	0.79	1.41	
第 4 组	J1-LS1	—	194	无	—	0.8	无	—	1.87	1.39	1.49
	GLS1	—	194	有	—	0.8	无	—	2.16	1.57	1.73
	GLS2	8	194	有	600	0.8	有	1.73	1.88	1.37	1.50
	GLS3	10	194	有	600	0.8	有	2.69	1.74	1.19	1.39
	GLS4	12	194	有	600	0.8	有	3.34	1.67	0.97	1.33
	GLS5	—	250	无	—	0.8	无	—	2.40	2.04	1.92
	GLS6	8	250	无	600	0.8	有	1.73	2.09	1.64	1.67
	CLS7	10	250	无	600	0.8	有	2.69	1.93	1.32	1.54
CLS8	12	250	无	600	0.8	有	3.34	1.85	1.08	1.48	

注: ρ_{sa} 为等效配箍率, $\rho_{sa}=\rho_{sv}f_{sv}/f_s$, f_s , f_{sv} 分别为钢管、钢筋的屈服强度; ρ_{sv} 为体积配箍率; d 为拉筋直径。

2.2 影响因素分析

以 J1-LS1 试件为基础, GLS1 和 GLS5 节点模型算例分别增加端板加劲肋和增加钢梁高度, 而 GLS2~4 和 GLS6~8 模型在 GLS1 和 GLS5 模型基础上柱端布置不同配箍率的井字形拉筋. 各算例的荷载-位移滞回曲线和骨架曲线的结果计算比较如图 6 和图 7 所示, 可见:

1) 试件 GLS1 和 GLS5 分别通过增设端板加劲肋和增大钢梁截面等“强梁”构造方法使得节

点的初始转动刚度、抗弯承载力和抗震性能相对于 J1-LS1 都大幅度提升; 2) 当轴压比较小时 (0.2~0.6), 轴压比对 GLS1 和 GLS5 节点的滞回性能几乎没有影响, 但随着轴压比不断增大, 组合节点的抗震性能变差, 而当柱端进行拉筋增强约束后, 轴压比对端板螺栓组合节点的抗震性能影响逐渐减小, 当达到合理等效配箍率 3.4% 左右时 (GLS4 节点和 GLS8 节点), 即使在达到 0.8 轴压比后, 节点仍然具有良好的抗震性能.

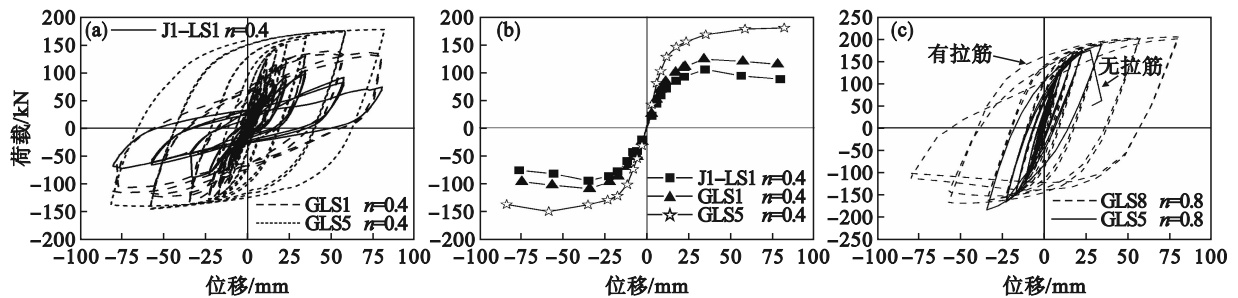


图 6 构造方法对组合节点滞回和骨架曲线的影响

Fig. 6 Influence of construction method on combined node hysteresis and skeleton curve

(a)—钢梁尺寸对滞回曲线的影响; (b)—钢梁尺寸对骨架曲线的影响; (c)—拉筋对高轴压比节点滞回曲线的影响.

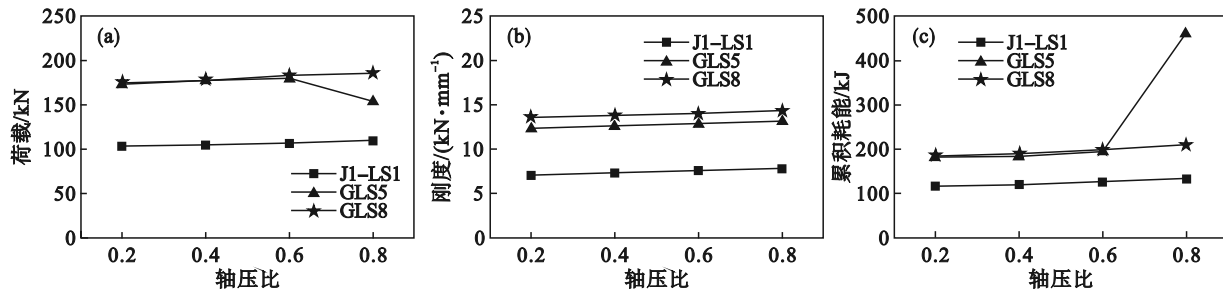


图 7 钢梁尺寸和拉筋强柱构造对不同轴压比组合节点抗震性能的影响

Fig. 7 Influence of steel beam size and column structure on seismic performance of composite joints with different coaxial pressure ratios

(a)—荷载; (b)—刚度; (c)—耗能.

2.3 耗能与失效机制

运用 ABAQUS 有限元软件对各节点算例在往复荷载作用下的能量耗散进行分析,考察整个往复加载过程中能量的总输入与耗散,对于静力状态有如下表达式^[22]:

$$\begin{aligned} \text{总能量输入} = & \text{塑性耗能} + \text{损伤耗能} + \\ & \text{弹性耗能} + \text{伪应变能} + \text{摩擦耗能}. \end{aligned} \quad (1)$$

以上多种耗能中,弹性耗能属于可恢复的,伪应变能与模型的网格划分相关,都不属于能量累积范畴,摩擦耗能由部件间界面接触滑动而产生,实际占比在各计算模型中很小.因此对节点模型中各部件塑性耗能分析的关系式如下:

$$\text{总塑性耗能} = \text{塑性耗能} + \text{混凝土损伤耗能}. \quad (2)$$

有限元计算的节点模型算例的总塑性耗能和各部件之间的塑性耗能分配见表 4,加载循环过程中梁柱塑性耗能分配的变化规律如图 8 所示,可见:①在轴压比为 0.2~0.6 时,通过增设端板加劲肋的 GLS1 节点和增加钢梁尺寸的 GLS5 节点相对于 J3-LS1 塑性耗能最大提升 33.1% 和 56.9%,加载过程均以梁耗能为主,此时对梁柱耗

能分配机制影响不大;②在轴压比为 0.8 时,由于组合梁刚度相对较小,加载过程中 J3-LS1 节点开始主要为柱耗能,而后交替转变主要为梁耗能;而 GLS1 与 GLS5 节点由于通过增设端板加劲肋和增加钢梁尺寸的方式,使得组合梁的刚度大幅度提高,在加载后期最终发生了柱端压弯破坏,从而改变了梁柱耗能分配机制,加载前期主要为柱耗能,然后转变成梁耗能为主,在柱端压弯破坏发生之后,又转变成柱耗能为主;③在轴压比为 0.8 时,当对 GLS1 与 GLS5 节点进行柱端拉筋增强约束后,即 GLS2~4 与 GLS6~8 节点,其等效配箍率分别为 1.73%, 2.69% 和 3.34%,在较低配箍率时(GLS6 节点),由于柱内拉筋的直接约束作用不足,最终仍发生柱端破坏,此时以柱耗能为主;但随着等效配箍率不断增大,组合梁成为主要耗能构件,当达到合理等效配箍率 3.34% 左右时(GLS4, GLS8 节点),由于拉筋对混凝土柱的直接约束足够,从而大幅度提升了柱端抗弯承载力和耗能能力,加载后维持梁端弯曲破坏,其耗能过程为开始柱耗能为主,再过渡到梁耗能为主.

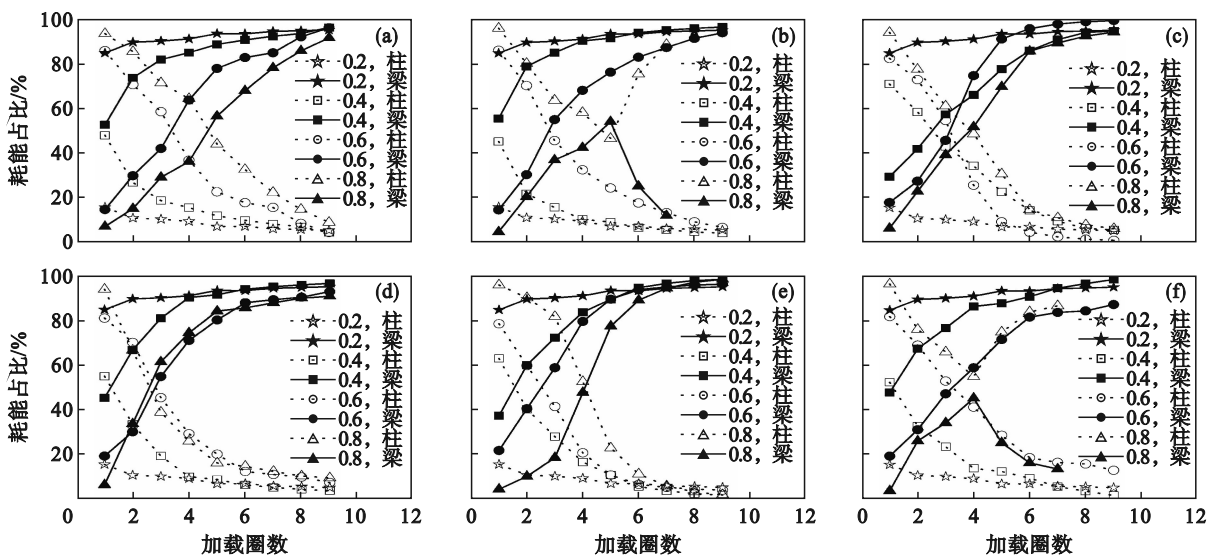
表 4 节点总塑性耗能与部件塑性耗能

Table 4 Total plastic energy consumption of joints and plastic energy consumption of components

分组	试件	轴压比	总塑性耗能/kJ	耗能占比/%							
				CFST 柱	钢梁	端板	楼板	螺栓	栓钉	加劲肋	拉筋
第 1 组	J1-LS1	0.2	116.43	5.1	49.3	21.0	21.1	2.4	1.1	0.0	0.0
	GLS1	0.2	154.73	6.3	61.0	12.2	14.8	0.9	1.0	3.8	0.0
	GLS2	0.2	156.24	4.1	64.7	9.4	14.0	0.8	0.4	5.5	1.1
	GLS3	0.2	155.35	3.1	67.8	8.9	12.6	1.1	0.2	5.4	0.9
	GLS4	0.2	156.68	5.7	63.8	9.6	13.3	1.0	0.3	5.3	1.0
	GLS5	0.2	182.46	5.4	69.9	11.2	12.2	1.1	0.2	0.0	0.0
	GLS6	0.2	184.52	5.7	67.7	10.8	13.3	0.9	0.6	0.0	1.0
	CLS7	0.2	183.48	0.9	74.6	10.6	11.2	1.2	0.3	0.0	1.2
CLS8	0.2	186.64	4.7	71.2	9.9	12.3	0.8	0.2	0.0	0.9	

续表 4

分组	试件	轴压比	总塑性耗能/kJ	耗能占比/%							
				CFST柱	钢梁	端板	楼板	螺栓	栓钉	加劲肋	拉筋
第 2 组	J1-LS1	0.4	119.53	4.1	54.2	21.8	18.8	1.0	0.1	0.0	0.0
	GLS1	0.4	158.73	3.6	68.7	7.1	14.8	0.8	0.8	4.2	0.0
	GLS2	0.4	160.24	5.4	64.2	3.1	19.0	0.7	0.1	6.9	0.6
	GLS3	0.4	164.31	3.6	68.7	6.5	14.1	0.7	0.1	5.5	0.8
	GLS4	0.4	165.68	1.6	66.2	7.8	18.6	0.5	0.0	4.3	1.0
	GLS5	0.4	183.55	3.5	70.3	5.5	19.0	1.2	0.5	0.0	0.0
	GLS6	0.4	188.91	1.6	70.9	7.9	17.2	1.3	0.1	0.0	1.0
	CLS7	0.4	187.65	2.5	75.9	5.4	14.2	0.9	0.1	0.0	1.0
第 3 组	CLS8	0.4	190.32	3.6	66.1	8.8	19.0	1.1	0.1	0.0	1.3
	J1-LS1	0.6	126.43	4.1	59.2	15.9	17.2	3.5	0.1	0.0	0.0
	GLS1	0.6	168.73	6.3	62.1	6.9	19.7	0.1	0.3	4.6	0.0
	GLS2	0.6	170.24	0.7	73.1	6.3	14.1	0.0	0.1	3.6	2.1
	GLS3	0.6	173.44	7.3	69.1	2.2	14.1	0.0	0.1	5.5	1.7
	GLS4	0.6	175.68	3.9	67.1	2.8	18.7	0.1	0.1	6.0	1.3
	GLS5	0.6	194.64	12.8	73.0	4.1	8.7	0.9	0.5	0.0	0.0
	GLS6	0.6	198.34	6.8	76.6	5.5	6.7	1.1	0.8	0.0	2.5
第 4 组	CLS7	0.6	196.52	3.5	79.6	5.3	6.8	1.3	1.2	0.0	2.3
	CLS8	0.6	199.24	6.8	76.7	5.3	6.8	1.3	1.1	0.0	2.0
	J1-LS1	0.8	134.43	18.6	50.3	11.6	16.9	2.5	0.1	0.0	0.0
	GLS1	0.8	442.67	88.5	2.6	5.0	3.0	0.1	0.8	0.0	0.0
	GLS2	0.8	192.24	16.0	55.6	5.2	17.8	1.1	0.7	1.6	2.0
	GLS3	0.8	194.35	9.3	62.1	4.5	18.3	0.8	0.7	1.6	2.7
	GLS4	0.8	195.68	1.7	73.9	6.2	13.9	0.8	0.0	1.4	2.1
	GLS5	0.8	462.34	90.6	3.3	2.6	2.8	0.6	0.1	0.0	0.0
GLS6	0.8	458.42	85.6	2.0	7.4	0.4	1.0	0.9	0.0	2.7	
CLS7	0.8	206.64	6.3	73.9	4.7	10.2	0.9	0.9	0.0	3.1	
CLS8	0.8	209.92	8.5	74.2	5.3	6.8	1.0	1.2	0.0	3.0	



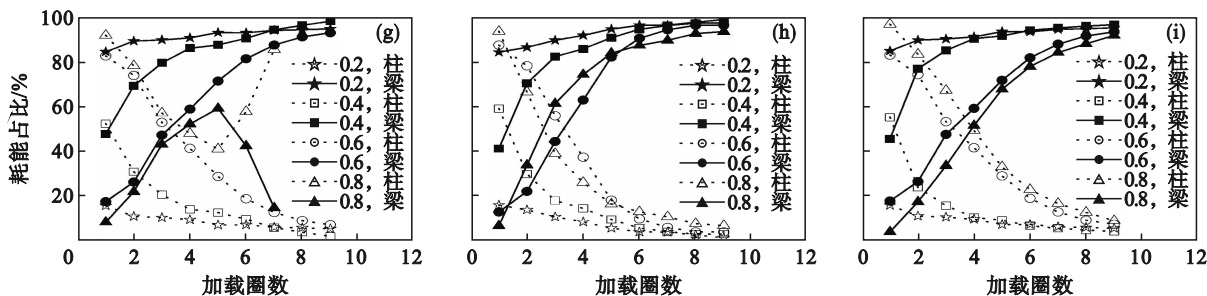


图8 各轴压比下组合节点梁柱塑性耗能分配规律

Fig. 8 Distribution law of plastic energy dissipation of composite joint beam-column under different axial pressure ratios

(a)—J1-LS1; (b)—GLS1; (c)—GLS2; (d)—GLS3; (e)—GLS4; (f)—GLS5; (g)—GLS6; (h)—GLS7; (i)—GLS7.

各钢管混凝土柱螺栓组合节点模型算例有限元所得的抗弯承载力比、梁柱线刚度比和梁柱截面刚度比对节点耗能机制的影响如图9所示。可见：随着梁-柱抗弯承载力比 k_m 、线刚度比 k_l 和截面刚度比 k_s 的增大，柱耗能占比也随之增大，而在 k_m 介于1.57~2.04时，将发生由梁耗能为主过渡

到柱耗能为主的转变，普通节点将引发柱端失效而拉筋节点仍维持梁失效模式。《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010)^[23]中节点梁-柱抗弯承载力比小于1为“强柱弱梁”，对于方钢管混凝土柱-组合梁螺栓节点梁-柱抗弯承载力比可放大至小于1.5，此时节点仍维持梁耗能与失效机制。

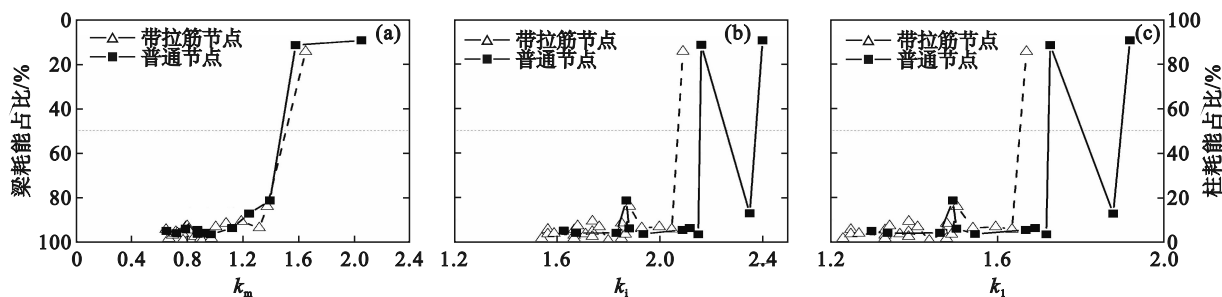


图9 不同参数对梁柱耗能与失效机制的影响

Fig. 9 Influence of different parameters on energy consumption of beams and columns and failure mechanism

3 结 论

1) 当钢材本构模型中引入韧性损伤参数后，方钢管混凝土柱-组合梁螺栓节点的荷载-位移滞回曲线、荷载-位移骨架曲线以及破坏形态的有限元计算结果与试验结果吻合良好。

2) “强柱弱梁”组合节点通过增加端板加劲肋和增大钢梁高度后，能大幅度提高刚度、承载力和耗能能力。

3) 当组合梁刚度较大时，高轴压比下方钢管混凝土柱-组合梁螺栓节点将由梁端失效转变为柱端破坏，而通过柱端拉筋强构造后，由于拉筋直接约束混凝土，大幅度提升了柱端抗弯承载力和耗能能力，使得组合节点仍维持梁端失效模式。

4) 方钢管混凝土柱-组合梁螺栓节点在梁-柱抗弯承载力比介于1.57~2.04时，将发生梁耗能向柱耗能转变，因此对于栓连螺栓组合节点强柱弱梁的判定，建议梁-柱抗弯承载力比值由1.0提升至1.5。

参考文献:

[1] Nguyen T T, Thai H T, Ngo T, et al. Behaviour and design of high strength CFST columns with slender sections [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2021, 182: 106645.

[2] Xu L, Pan J L, Yang X. Mechanical performance of self-stressing CFST columns under uniaxial compression [J]. *Journal of Building Engineering*, 2021, 44: 103366.

[3] Li W, Xu L F, Qian W W. Seismic performance of concrete-encased CFST column to steel beam joints with different connection details [J]. *Engineering Structures*, 2020, 204: 109875.

[4] Enghardt M D, Sabot T A. Seismic-resistant steel moment

- connections; developments since the 1994 Northridge earthquake [J]. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 1997, 1(1): 68-77.
- [5] Architectural Institute of Japan. Reconnaissance report on damage to steel building structures observed from the 1995 Hyogoken-Nanhu (Hanshin/Awaji) earthquake [R]. Tokyo: Architectural Institute of Japan, 1995.
- [6] 袁定强, 苏旭耀, 郭皓, 等. 1999 年台湾集集 7.6 级地震对大陆地区影响烈度调查及研究 [J]. *中国地震*, 2008, 24(2): 116-125.
(Yuan Ding-qiang, Su Xu-yao, Guo Hao, et al. The survey and research on influencing intensity of 1999 Taiwan Chi-Chi M_s 7.6 earthquake in the Chinese continent region [J]. *Earthquake Research in China*, 2008, 24(2): 116-125.)
- [7] Guo L, Wang J F, Wang W Q, et al. Seismic evaluation and calculation models of CFDST column blind bolted to composite beam joints with partial shear interaction [J]. *Engineering Structures*, 2019, 196: 109269.
- [8] 何益斌, 黄频, 郭健, 等. 方钢管钢骨混凝土柱与钢梁端板螺栓连接节点抗震性能试验研究 [J]. *建筑结构学报*, 2012, 33(7): 116-125.
(He Yi-bin, Huang Pin, Guo Jian, et al. Experimental study on seismic behavior of steel-reinforced concrete square column and steel beam joint with bolted end-plate [J]. *Journal of Building Structures*, 2012, 33(7): 116-125.)
- [9] Tao Z, Li W, Shi B L. Behaviour of bolted end-plate connections to concrete-filled steel columns [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2017, 134: 194-208.
- [10] 李国强, 段炼, 陆焯, 等. H 型钢梁与矩形钢管柱外伸式端板单向螺栓连接节点承载力试验与理论研究 [J]. *建筑结构学报*, 2015, 36(9): 91-100.
(Li Guo-qiang, Duan Lian, Lu Ye, et al. Experimental and theoretical study of bearing capacity for extended endplate connections between rectangular tubular columns and H-shaped beams with single direction bolts [J]. *Journal of Building Structures*, 2015, 36(9): 91-100.)
- [11] 宗周红, 林于东, 陈慧文, 等. 方钢管混凝土柱与钢梁连接节点的拟静力试验研究 [J]. *建筑结构学报*, 2005, 26(1): 77-84.
(Zong Zhou-hong, Lin Yu-dong, Chen Hui-wen, et al. Quasi-static test on concrete-filled square steel tube column to steel beam connections [J]. *Journal of Building Structures*, 2005, 26(1): 77-84.)
- [12] Tao Z, Hassan M K, Song T Y, et al. Experimental study on blind bolted connections to concrete-filled stainless steel columns [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2016, 128: 825-838.
- [13] 徐庆元, 雷建雄, 丁发兴, 等. 方钢管混凝土柱穿入式组合节点耗能机制 [J]. *工程力学*, 2025, 42(1): 116-128.
(Xu Qing-Yuan, Lei Jian-xiong, Ding Fa-xing, et al. Energy dissipation mechanism of perforated composite joints for concrete-filled square steel tube columns [J]. *Engineering Mechanics*, 2025, 42(1): 116-128.)
- [14] Sun H, Ding F X, Wang L P, et al. Experimental and analytical study of thin-walled stirrup-confined CFST piers under pseudo-static loading [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2023, 210: 108047.
- [15] Ding F X, Pan Z C, Liu P. Influence of stiffeners on the performance of blind-bolt end-plate connections to CFST columns [J]. *Steel and Composite Structures*, 2020, 36(4): 447-462.
- [16] 丁发兴, 卫心怡, 潘志成, 等. 高轴压比方形钢管混凝土柱-组合梁单边栓连接节点抗震性能试验研究 [J]. *建筑结构学报*, 2023, 44(7): 105-115.
(Ding Fa-xing, Wei Xin-yi, Pan Zhi-cheng, et al. Experimental study on seismic performance of concrete-filled steel tube column and composite beam with single side bolt connection [J]. *Journal of Building Structure*, 2023, 44(7): 105-115.)
- [17] Ding F X, Cao Z Y, Lü F, et al. Practical design equations of the axial compressive capacity of circular CFST stub columns based on finite element model analysis incorporating constitutive models for high-strength materials [J]. *Case Studies in Construction Materials*, 2022, 16: e01115.
- [18] Ding F X, Wu X, Xiang P, et al. New damage ratio strength criterion for concrete and lightweight aggregate concrete [J]. *ACI Structural Journal*, 2021, 118(6): 165-178.
- [19] Sun H, Xu Q Y, Ding F X, et al. Seismic behavior of thin-walled stirrup-confined circular concrete-filled steel tube piers: experimental, numerical, and restoring force model analysis [J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2024, 176: 108310.
- [20] Ding F X, Yin G A, Wang L P, et al. Seismic performance of a non-through-core concrete between concrete-filled steel tubular columns and reinforced concrete beams [J]. *Thin-Walled Structures*, 2017, 110: 14-26.
- [21] Luo L, Ding F X, Wang L, et al. Plastic hinge and seismic structural measures of terminal stirrup-confined rectangular CFT columns under low-cyclic load [J]. *Journal of Building Engineering*, 2020, 34(4): 101908.
- [22] Sorenson H K. ABAQUS version 6.4: theory manual, users' manual, verification manual and example problems manual [EB/OL]. (2004-09-01) [2023-06-25]. https://abaqus-docs.mit.edu/2017/English/DSSIMULIA_Established.htm.
- [23] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑抗震设计规范: GB50011—2010(2016 年版) [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.
(Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Code for seismic design of buildings: GB 50011—2010 (2016 edition) [S]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2016.)