

Finite Element Analysis on Seismic Performance of Tubular Web Reduced Section Connection

Wang Peiyi¹, Hu Shaowei^{1,*}, Qi Hao¹, Luo Lipeng², Zhao Xuan³, Nie Ying³, Tao Xiu³

¹School of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing, China

²Chongqing Julong Pipe Industry Co., Ltd., Chongqing, China

³Chongqing Iron & Steel Design Institute Engineering Co., Ltd., Chongqing, China

Email address:

hushaowei@cqu.edu.cn (Hu Shaowei)

*Corresponding author

To cite this article:

Wang Peiyi, Hu Shaowei, Qi Hao, Luo Lipeng, Zhao Xuan, Nie Ying, Tao Xiu. Finite Element Analysis on Seismic Performance of Tubular Web Reduced Section Connection. *Science Discovery*. Vol. 9, No. 6, 2021, pp. 385-393. doi: 10.11648/j.sd.20210906.29

Received: October 29, 2021; **Accepted:** November 23, 2021; **Published:** November 24, 2021

Abstract: In order to avoid the brittle failure of the weld at the beam and column interface, a new type of prefabricated joint with tubular web reduced section connection (PTWRBS) between concrete-filled square steel tubular column and steel beam was proposed, so that move plastic hinge outward from the contact area of beam and column under earthquake action and be repaired and strengthened rapidly after earthquake. Numerical models of this new joint were established by using the finite element software ABAQUS and validated by test data. The finite element models were used to analyse the mechanical property of the joint under cyclic loading. The load-carrying capacity, hysteretic behaviour and failure mode were compared, and the influence of the thickness of cantilever beam flange, the number of high strength bolts, the widened width of cantilever beam flange and the weakening length of the tubular web beam flange on the seismic behaviour of PTWRBS. The research results showed that the energy dissipation of the joints under earthquake is mainly achieved through the plastic deformation of the tubular web beam section and the friction slip of the high-strength bolted area. The failure mode of the joint is local buckling in the plane of the tubular web beam segment, which realizes the plastic hinge outward from cantilever beam. In the design of the joint, parameters such as the thickness of cantilever beam flange, the number of connecting bolts, the widened width of cantilever beam flange and the weakening length of tubular web beam section flange should be taken into comprehensive consideration and selected reasonably, so as to the transfer of plastic hinge under earthquake action and the rehabilitation of the joint after earthquake could be achieved.

Keywords: Prefabricated Beam-column Joint, Finite Element Analysis, Tubular Web Beam, Seismic Performance

装配式管状腹板节点抗震性能有限元分析

王沛怡¹, 胡少伟^{1,*}, 齐浩¹, 罗李鹏², 赵轩³, 聂影³, 陶修³

¹重庆大学土木工程学院, 重庆, 中国

²重庆巨龙管业有限公司, 重庆, 中国

³中冶赛迪工程技术股份有限公司, 重庆, 中国

邮箱

hushaowei@cqu.edu.cn (胡少伟)

摘要: 为防止在地震作用下梁柱焊接节点焊缝的脆性破坏, 使节点在破坏过程中实现塑性铰外移与震后被快速修复加固, 提出了一种采用高强螺栓拼接新型装配式方钢管混凝土柱-管状腹板钢梁节点。利用有限元软件ABAQUS建立节点的数值模型, 通过与已有研究结果对比验证有限元方法的适用性与准确性。对节点进行低周往复加载模拟, 对比研究

悬臂梁翼缘厚度、拼接螺栓数量、悬臂梁扩翼宽度以及管状腹板梁段翼缘板削弱长度对节点承载能力、滞回性能以及破坏模式的影响。研究表明：节点主要通过管状腹板梁段的塑性变形和高强度螺栓拼接区域的摩擦滑移实现地震下的耗能；节点的破坏模式为管状腹板梁段平面内局部屈曲，实现了塑性铰外移；设计节点时需要综合考虑悬臂梁翼缘板厚度、拼接区域连接螺栓数量、悬臂梁扩翼宽度以及管状腹板梁段翼缘削弱长度等参数并合理选用，在保证节点承载力与耗能能力的同时，实现塑性铰外移与结构震后快速修复。

关键词：装配式梁柱节点，有限元分析，管状腹板，抗震性能

1. 引言

上世纪90年代，分别发生在美国北岭与日本阪神的两次地震中，发现大量钢结构焊接节点的破坏是由于梁柱连接处的梁翼缘与柱面焊接部位的焊缝出现裂纹而引起的脆性破坏[1,2]。节点先于构件破坏的破坏形式在结构设计中是不允许发生的，不满足《建筑结构抗震规范》中“强节点，弱构件”的要求[3]。

为了改变焊接梁柱节点的抗震性能，使其延性提高，国内外学者提出了许多的方法来实现节点延性的提高，并进行大量的结构试验与有限元模拟进行研究，常见的方法有梁翼缘削弱的狗骨式连接、梁腹板开孔的削弱型节点形式以及翼缘加强型的节点形式等[4-5]，除此之外还有梁翼缘腹板交界处焊接孔扩大的构造形式与梁端同时采用削弱与加强的构造形式[6-8]。

波纹腹板由于具有折叠效应，所以它能够较好的抵抗翼缘局部平面外屈曲的能力，表现为没有加劲肋时也能提供较大的平面外刚度和平面内的剪切屈曲应力[9]。对于所研究的梁柱节点而言，在预设发生塑性铰的部位屈服是允许发生的，但应避免出现构件平面外屈曲。Mirghaderi等人[10]将节点构造段的腹板改造成由两个L形角钢焊接拼成的矩形管状腹板，最终实验的结果表明，节点的塑性转动主要发生在腹板进行改造的区域，并没有发生在梁柱连接面处。构造部位腹板几乎不承担弯矩，均由翼缘承担，有效地实现了塑性铰的外移，而且对承载力的影响较小。但由于角钢会出现应力集中现象，因此采用钢管替换角钢，研究发现塑性铰转移效果优于L形角钢[11]。姜子钦等人[12]基于损伤控制与滑移耗能提出可恢复功能的装配式耗能节点，通过板件与高强螺栓实现震时耗能，并在震后进行板件更换实现节点的快速修复。张爱林等人[13]提出一种复合承载型自复位梁柱节点，通过高强预应力钢索实现地震作用下的自复位。

同时，预制装配式结构具有可实现资源合理利用和环境保护要求的优点，并可保证建筑结构的施工质量和安全，减少能源消耗，提高了结构施工的效率。基于以上分析，提出了一种装配式方钢管混凝土柱-管状腹板钢梁节点。

为了分析装配式方钢管混凝土柱-管状腹板钢梁节点的抗震性能，本文通过有限元方法对装配式方钢管混凝土柱-管状腹板钢梁节点的抗震性能进行研究，获得节点的破坏模式、节点在低周往复荷载下的承载力等力学性能。

2. 装配式管状腹板钢梁节点的构造

装配式方钢管混凝土柱-管状腹板钢梁节点由带焊接悬臂梁的方钢管混凝土柱、管状腹板拼接梁段与被连接钢梁三部分组合而成。悬臂梁的翼缘与柱的连接采用全熔透焊接，悬臂梁腹板与柱的拼接板采用摩擦型高强度螺栓进行连接。管状腹板拼接梁段与悬臂梁以及中跨钢梁采用摩擦型高强度螺栓进行拼接。节点的装配图见图1。

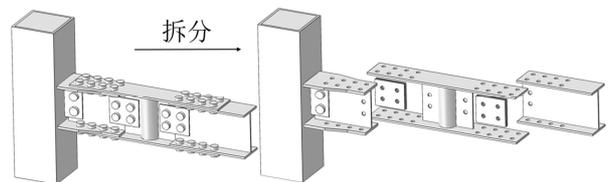


图1 节点装配图。

3. 有限元模型

3.1. 模型基本信息

使用ABAQUS建立了10个装配式方钢管混凝土柱-管状腹板钢梁节点的有限元模型，编号为PT1~PT10,考虑三种不同连接螺栓数量（6、8、10个/单侧）、三种悬臂梁翼缘厚度（8mm、10mm与12mm）、三种扩翼形式（非扩翼缘、扩翼20mm、扩翼40mm）、管状腹板拼接梁段翼缘削弱长度（80mm、160mm、240mm）。各模型的参数见表1。节点中管状腹板拼接梁端采用的钢管直径为80mm，壁厚为5mm。节点的具体尺寸见图2。

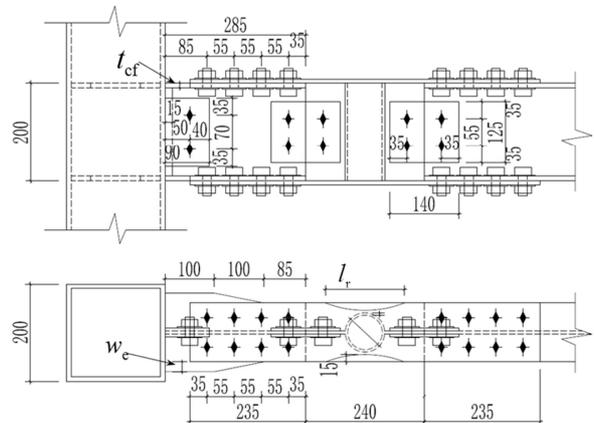


图2 模型几何尺寸与构造。

模型建立时采用ABAQUS提供的三维8节点六面体线性减缩积分单元C3D8R和8节点六面体完全积分实体单元C3D8进行建模,在存在接触与绑定关系的区域采用C3D8单元,其余区域采用C3D8R单元,有限元模型的网格划分见图3。

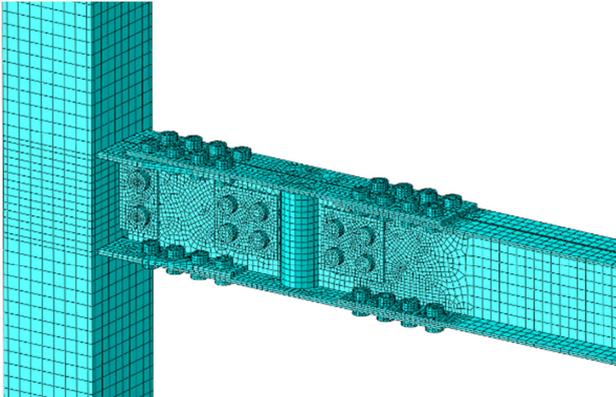


图3 模型网格划分。

表1 模型主要参数。

试件编号	t_{cf}/mm	n /个	w_e/mm	L_r/mm
PT-1	10	8	20	—
PT-2	8	8	20	—
PT-3	12	8	20	—
PT-4	10	6	20	—
PT-5	10	10	20	—
PT-6	10	8	0	—
PT-7	10	8	40	—
PT-8	10	8	20	80
PT-9	10	8	20	160
PT-10	10	8	20	240

注: t_{cf} 为悬臂梁翼缘厚度; n 为单侧翼缘拼接螺栓数量; w_e 为悬臂梁翼缘扩翼宽度; L_r 为管状腹板的翼缘削弱长度。

3.2. 材料本构关系 (钢材/混凝土)

装配式方钢管混凝土柱-管状腹板钢梁节点中涉及有钢板、混凝土两种材料。混凝土材料模型选用损伤塑性模型,其拉压本构关系参考现行《混凝土结构设计规范》GB50010-2010[14]取值,损伤因子的计算采用Sidiroff能量等价原理[15],密度为 $2500kg \cdot m^{-3}$,泊松比取值为0.2。钢材采用的材料本构关系参考文献[16],钢材采用考虑Bauschinger效应的双线性随动强化模型,屈服准则采用Von Mises准则。梁构件采用工字形钢梁H200×120×6×8,柱子采用轧制方钢管,截面规格为RHS200×10,腹板拼接板的厚度为6mm,内隔板的厚度为10mm,除悬臂梁腹板与柱的拼接板采用M20摩擦型高强度螺栓外,其余拼接螺栓均为M16,高强度螺栓性能等级均为10.9s。

3.3. 相互作用

装配式方钢管混凝土柱-管状腹板钢梁节点中涉及的接触有:钢管混凝土中内部填充混凝土与方钢管内壁、拼接段与悬臂梁以及与跨中钢梁之间的接触、高强度螺栓摩擦面的接触,根据接触对的定义原则,将刚度较大的面定义为目标面,刚度较小的面定义为接触面[17-18]。外钢管

与混凝土在受力过程中需考虑粘结滑移与表面分离等相互作用[19-20],在此模型中采用面-面接触方法模拟。在法线方向用硬接触模拟钢管与混凝土之间的接触,保证钢管和混凝土单元之间不能相互穿透,但压力可完全传递;在切线方向假定混凝土和钢材之间服从库伦摩擦准则,即摩擦力与法向压力有关,本模型取摩擦系数为0.35。摩擦型高强度螺栓摩擦面的相互作用均采用面-面接触方法模拟,仍采用法线方向硬接触、切线方向库伦摩擦模型进行定义。假定按照《钢结构设计标准》GB50017-2017[21]中对本模型中的接触面进行喷丸处理,表面摩擦系数为0.5。

3.4. 边界条件与加载制度

在本节点有限元模型中,采用梁端加载方案,边界条件通过设置参考点使梁端与柱端截面与其进行耦合进行施加,具体做法是:方钢管混凝土柱的上端和下端均采用铰接,对柱底截面约束三个方向的平动自由度,柱顶截面约束两个方向的平动自由度并释放柱Z方向(柱长度方向)的位移约束用以施加轴向压力;梁端加载通过与梁端截面耦合后的参考点实现往复位移荷载施加。

本梁柱节点的有限元模型加载过程共分为3步:第1步是施加高强螺栓的预紧力,采用《钢结构设计标准》GB50017-2017[19]给出的高强度螺栓预紧力设计值,对于M16、M20施加的预紧力分别为100kN、155kN;第2步是在柱顶施加轴向压力,本节点模型施加轴向压力时采用的轴压比为0.3,同时在此步将螺栓上的预紧力改为固定螺栓长度,使高强螺栓保持上第1步结束时的长度;第3步是在梁端部施加循环往复的位移荷载。位移荷载施加参考美国AISC[20]的抗震规范,以层间位移角来控制加载,加载制度如图4所示。

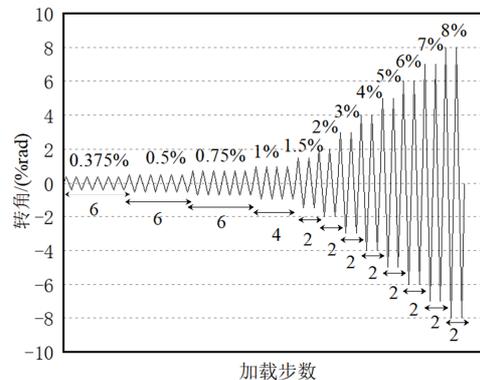


图4 加载制度。

3.5. 有限元模型验证

采用上述有限元分析方法对文献[16]中的节点试验进行有限元模拟验证,采用的对照模型为BASE组,对比结果如图5所示。有限元结果与试验结果有一定的误差,主要由于有限元方法没有考虑节点构件的几何、材料和接触的初始缺陷以及边界条件较为理想,但有限元分析曲线的主要特征和实验结果吻合良好,能够较准确地模拟节点试件在梁翼缘处的局部屈曲、高强度螺栓滑移等现象,说明能够使用有限元方法对节点进行计算与分析。

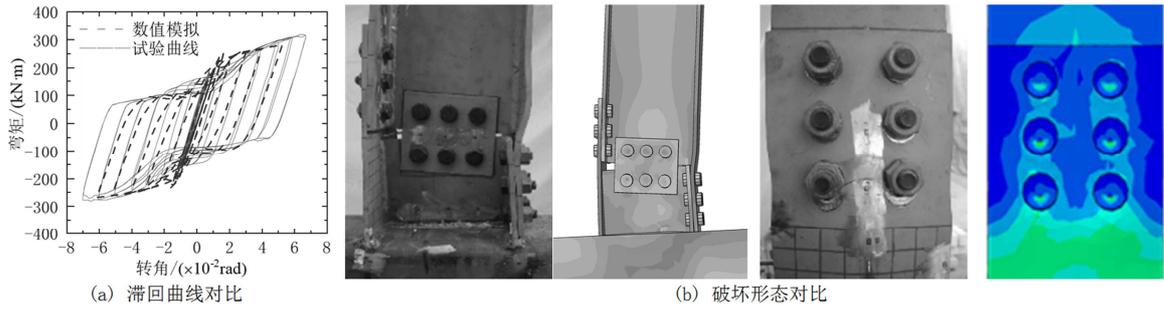


图5 分析结果对比。

4. 有限元计算结果与分析

4.1. 节点破坏模式

由于试件PT-1~7、PT-8~10的破坏形式基本相同，此处只给出节点PT-1与节点PT-8的Von Mises应力云图与等效塑性应变云图进行分析。

节点PT-1在低周往复荷载作用下节点的破坏形式如图6(a)所示。从图中可以看出，加载至极限荷载时，管状腹板梁段在靠近悬臂梁一侧的上翼缘板出现屈曲变形，节

点的高应力区域主要在下翼缘内侧高强螺栓孔附近，节点的破坏本质为管状腹板梁段靠近悬臂梁一侧的板件屈曲变形。

与节点PT-1相比，从图6(b)中可以看出，节点PT-8的最大应力出现在圆钢管两侧与梁的翼缘交界处，管状腹板梁段的钢管与附近翼缘发生显著平面内弯曲变形，下翼缘在钢管处变形相应较小，处于受拉状态。节点的塑形应变主要集中在钢管与其上下连接的翼缘处。从PT-1、PT-8的破坏状态，均可发现管状腹板的存在，有效地防止了节点的平面外弯扭变形。

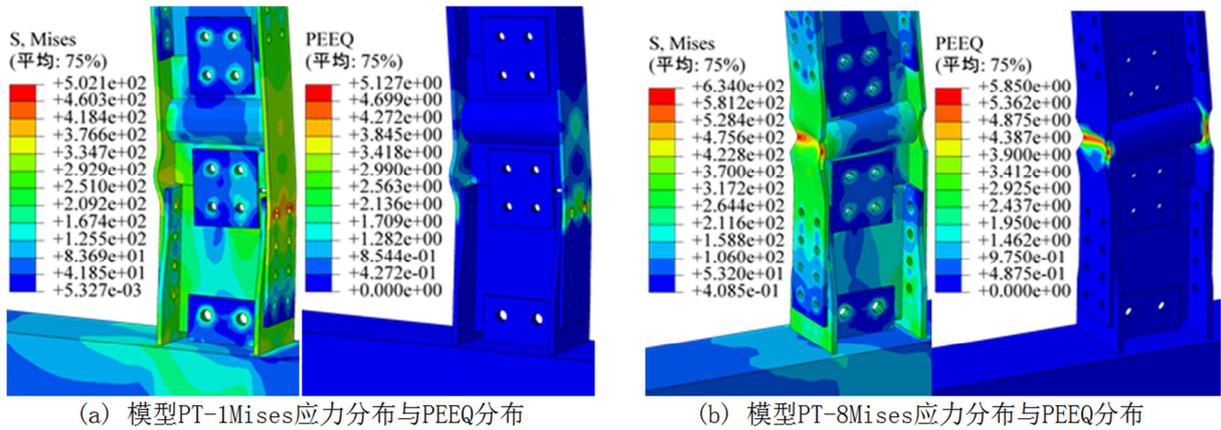


图6 节点应力分布与破坏模式对比。

另外，如图7所示，对于节点PT-1与PT-8悬臂梁，在加载结束后仅局部进入塑性，未发生大面积塑性破坏。

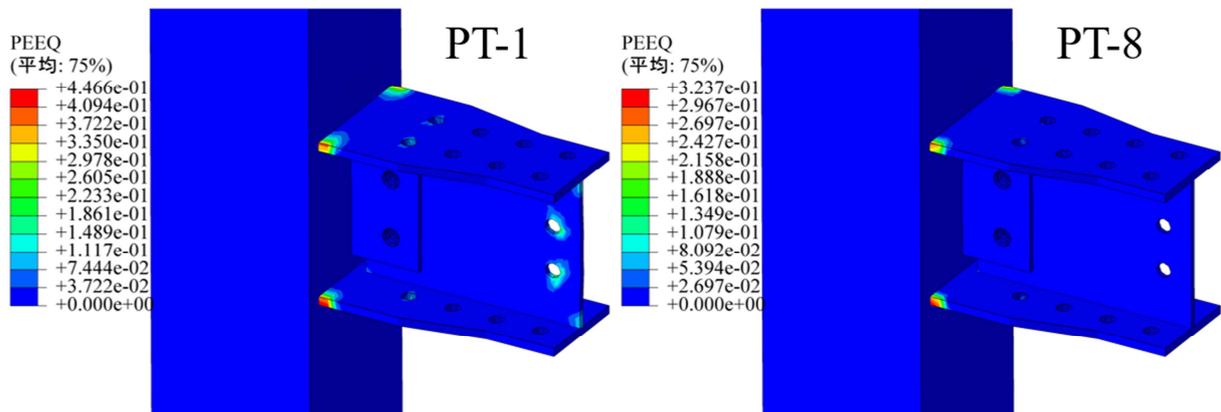


图7 悬臂梁处PEEQ分布对比。

4.2. 悬臂梁翼缘厚度的影响

为研究悬臂梁翼缘厚度对本装配式节点抗震性能的影响，对比PT-1~3三组模型的计算结果，分析如下。

图8为3个不同悬臂梁翼缘厚度的装配式方钢管混凝土柱-管状腹板钢梁节点在低周往复荷载作用下等效塑性应变结果对比。由图中可知，从整体来看随着悬臂梁翼缘

厚度的增加，节点拼接段处的悬臂梁的塑性应变区域明显较少，而且拼装梁段的塑性应变区域更加集中。分析结果表明：增加悬臂梁段的翼缘厚度能够明显地减少悬臂梁的塑性发展，使得节点的破坏集中发生在中间拼装梁端，为节点震后修复提供条件。

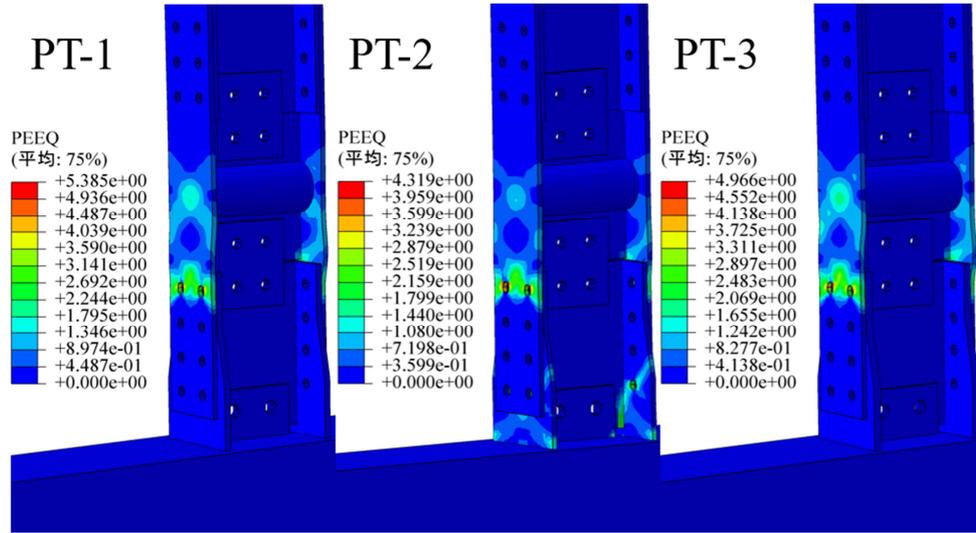


图8 模型PT1~3PEEQ分布对比。

图9为节点PT-1~3在低周往复荷载作用下梁端荷载-位移曲线。由图可知，PT-1~3的滞回曲线均体形饱满，呈梭形且无捏缩现象，均体现出本装配式节点良好的抗震性

能与耗能能力。随着悬臂梁翼缘厚度的增加，滞回曲线的变化不明显。

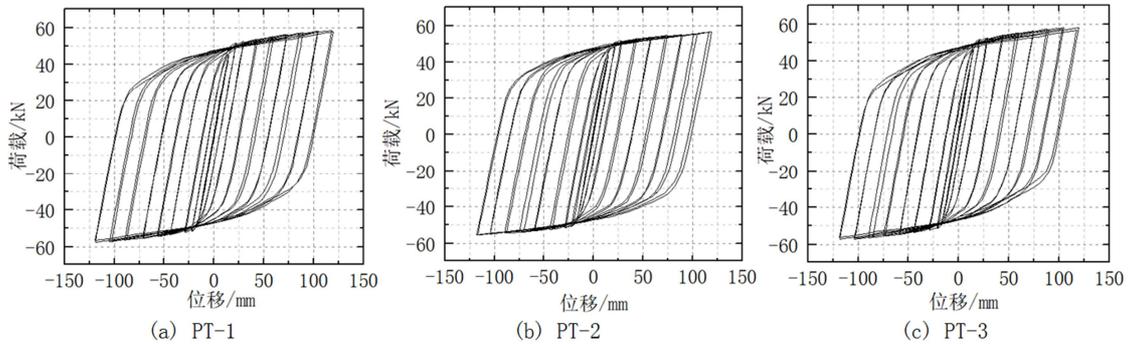


图9 PT-1~3荷载位移曲线对比。

图10为PT-1~3在循环往复荷载作用下梁端骨架曲线。在弹性阶段，各试件初始刚度基本相近，当加载至23mm时，试件进入弹塑性状态，荷载增长速率开始放缓。当位移加载至105mm时，PT-1、PT-3达到极限强度，位移加载至120mm时，PT-2达到极限强度。试件PT-2、PT-3与PT-1相比，极限承载力分别提高-2.55%、0.28%。结合图9观察可知，试件PT-2加载至后期时承载力略低于PT-1与PT-3，PT-1与PT-3的骨架曲线趋于重合，表明悬臂梁翼缘厚度的增加不能明显地提高节点的承载力，但能够明显减少悬臂梁塑性发展。

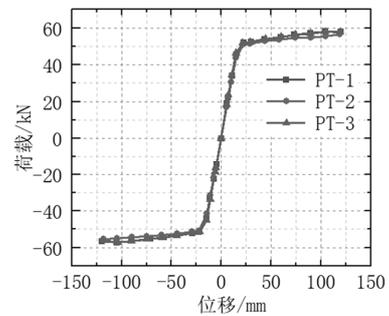


图10 PT-1~3骨架曲线对比。

4.3. 拼接螺栓数量的影响

为研究拼接区域的高强螺栓数量对本装配式节点的影响，对比PT-1、PT-4~5三组试件，分析如下。

图11为3个不同翼缘拼接螺栓数量的装配式方钢管混凝土柱-管状腹板钢梁节点在低周往复荷载作用下应力云

图对比。由图可知，从整体来看随着螺栓数量的增加，节点拼接段处的靠近管状腹板处的螺栓孔周围高应力区域逐渐减小，而且中间拼装梁段的塑性变形更加集中地出现在梁翼缘部分。分析结果表明：增加装配螺栓的数量，使得节点的破坏集中发生在中间拼装梁端，但效果并不明显。

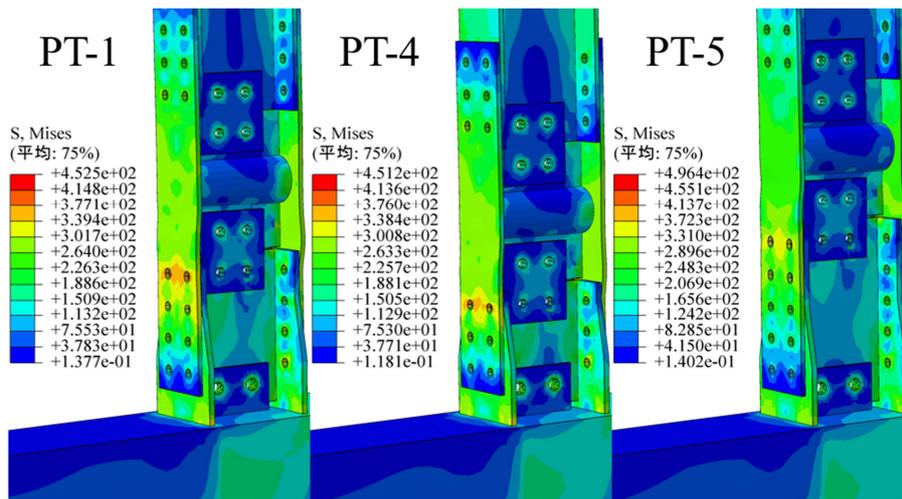


图11 模型PT-1、PT-4~5Mises应力分布对比。

图12为PT-4~5节点在低周往复荷载作用下梁端荷载-位移曲线。与PT-1节点的滞回曲线相比，PT-4~5节点的滞回曲线趋势无明显变化。

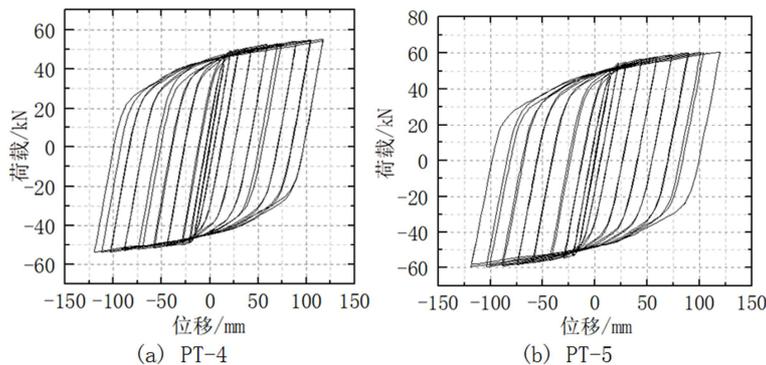


图12 PT-4~5荷载位移曲线对比。

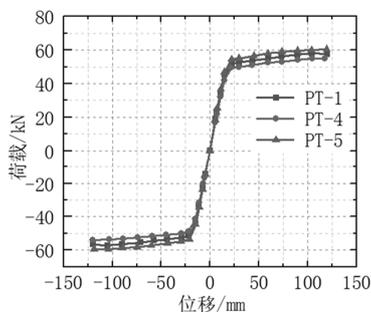


图13 PT-1、PT-4~5骨架曲线对比。

图13为PT-1、PT-4~5在循环往复荷载作用下梁端骨架曲线。在弹性阶段，各试件初始刚度基本相近，当加载至23mm时，试件进入弹塑性状态，荷载增长速率开始放缓。

当位移加载至120mm时，PT-1、PT-4~5达到极限强度。试件PT-4、PT-5与PT-1相比，极限承载力分别提高-5.19%、4.10%。由图可知，螺栓数量的增加可提高极限承载力，破坏模式未发生改变，但考虑实际工程中经济性与易操作性的要求，螺栓数量不宜过多。对于本新型装配式节点，按照《钢结构高强度螺栓连接技术规程》[21]对拼接处进行等强设计即可满足要求。

4.4. 悬臂梁扩翼宽度的影响

为研究节点悬臂梁的翼缘扩翼尺寸对本装配式节点的影响，对比PT-1、PT-6~7三组试件，分析如下。

图14为PT-6~7节点在低周往复荷载作用下等效塑性应变云图。由图可知，从整体观察当扩翼尺寸为0时，与PT-1相比，PT-6节点的塑性应变大部分发生在悬臂梁段，

破坏模式为悬臂梁靠近梁柱连接处以及螺栓孔处翼缘的屈服与变形, 塑性较“出铰”不明显。扩翼宽度为40mm时, 节点的破坏模式以及等效塑性应变分布与PT-1保持一致。

分析结果表明, 适当增加悬臂梁翼缘扩翼宽度能够有效地将节点的塑性变形从悬臂梁转移至管状腹板装配梁段处。

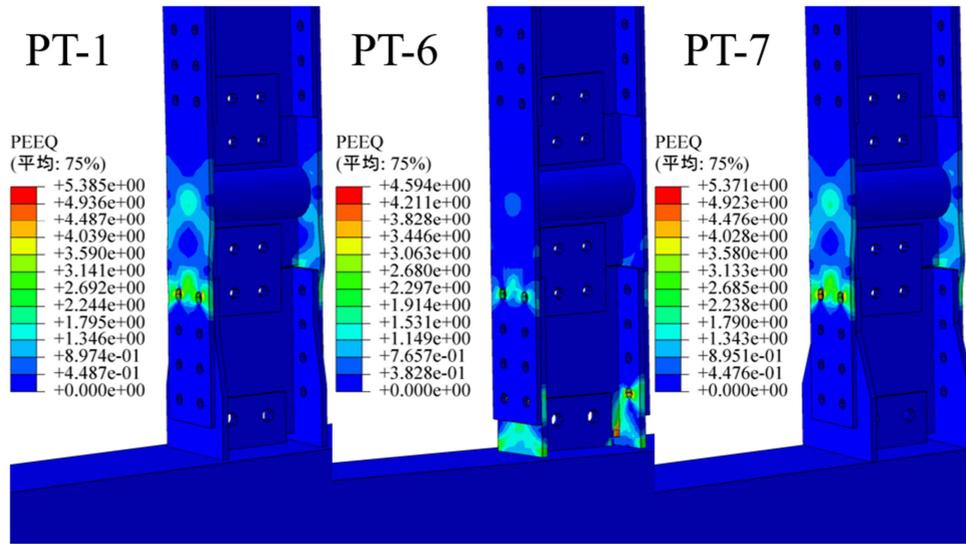


图14 模型PT1&PT6~7PEEQ分布对比。

图15为PT-6~7节点在低周往复荷载作用下梁端荷载-位移曲线。与PT-1节点的滞回曲线相比, PT-6~7节点的滞回曲线趋势无明显变化。

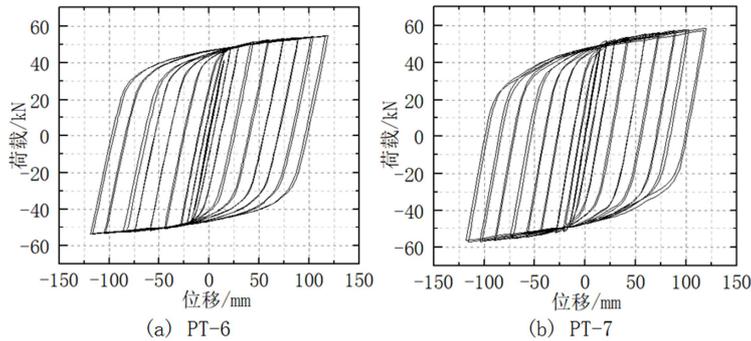


图15 PT-6~7荷载位移曲线对比。

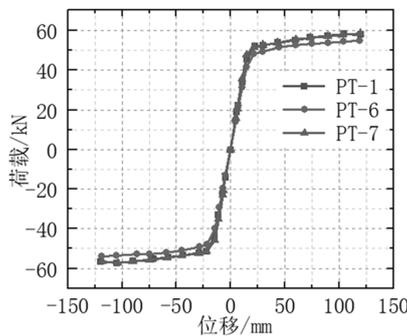


图16 PT-1、PT-6~7骨架曲线对比。

图16为PT-1、PT-6~7在循环往复荷载作用下梁端骨架曲线。在弹性阶段, 各试件初始刚度基本相近, 当加载至23mm时, 试件进入弹塑性状态, 荷载增长速率开始放缓。当位移加载至120mm时, PT-1、PT-4~5达到极限强度。试

件PT-4、PT-5与PT-1相比, 极限承载力分别提高-5.20%、0.56%。结合图观察可知, 扩翼尺寸的增加可提高极限承载力, 悬臂梁处的塑性区域明显减少, 使得塑性铰更加集中地发生在中间装配梁段处, 但扩翼尺寸地增加对节点承载力的提高是有限的。

4.5. 翼缘削弱长度的影响

为研究节点管状腹板梁段翼缘削弱长度对本节点的影响, 对比PT-8~10三组试件, 分析如下。

图17为PT-8~10节点在低周往复荷载作用下等效塑性应变云图。由图可知, 从整体来看当装配梁段的翼缘进行削弱后, 与PT-1相比, PT-8~10节点的塑性应变绝大部分出现在装配梁段的管装腹板上下翼缘处, 破坏模式为管腹板上下翼缘板的平面内弯曲变形, 有效地防止翼缘的平面外弯扭失稳。分析结果表明, 适当削弱中间梁段的翼缘能够使塑性铰集中出现在管状腹板的上下翼缘附近。有效地

保护悬臂梁段与被连接钢梁，实现了地震作用下集中耗能 的理念。

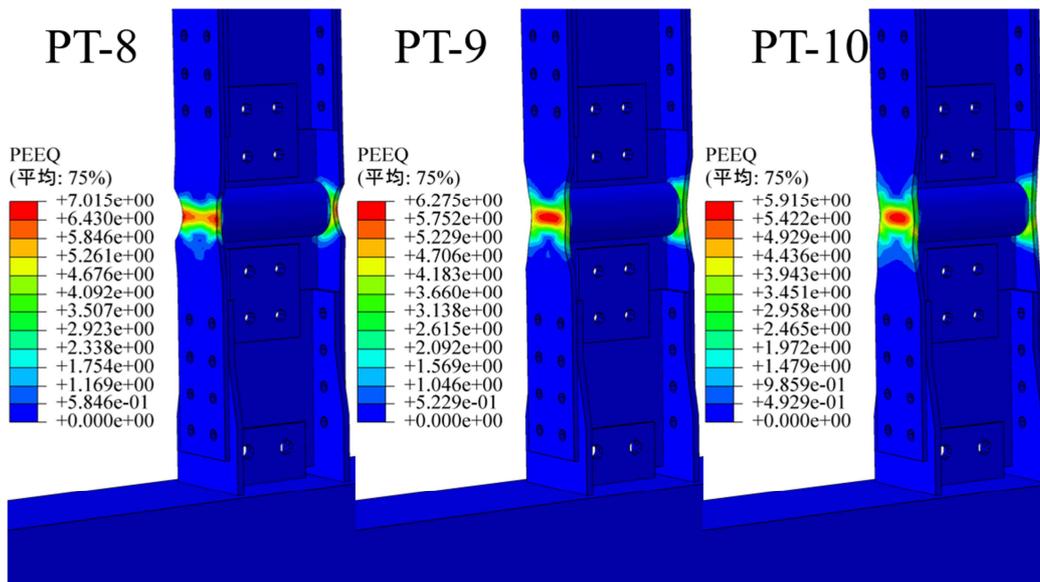


图17 模型PT8~10PEEQ分布对比。

图18为PT-8~10节点在低周往复荷载作用下梁端荷载-位移曲线。PT-8~10节点的滞回曲线均呈梭形，无捏缩现象，对称饱满。与PT-1相比，PT-8~10节点的滞回曲线的塑性阶段滞回圈峰值有明显降低。

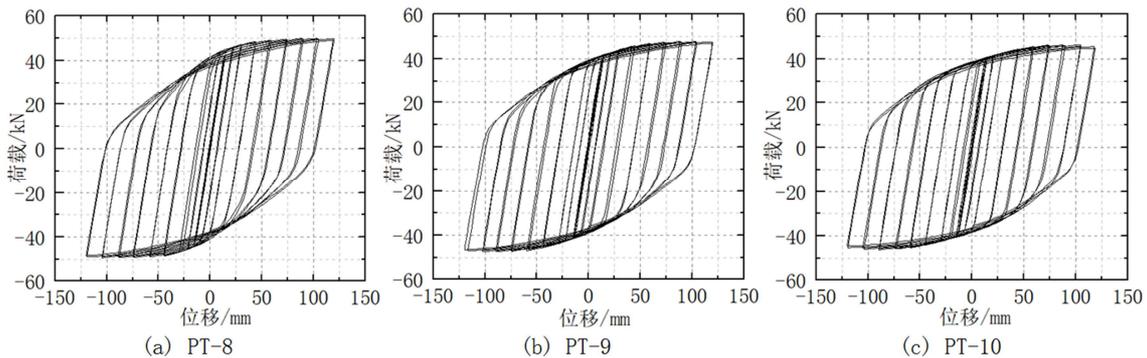


图18 PT-8~10荷载位移曲线对比。

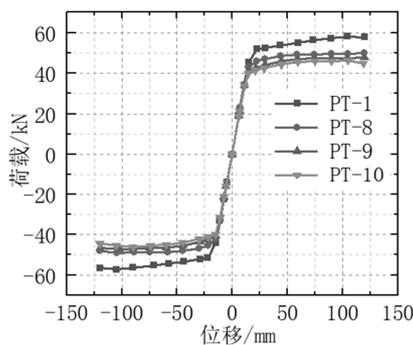


图19 PT-1、PT-8~10骨架曲线对比。

图19为PT-1、PT-8~10在循环往复荷载作用下梁端骨架曲线。在弹性阶段，各试件初始刚度基本相近，当加载至18mm时，试件PT8~9进入弹塑性状态；当加载至21mm时，试件PT10进入弹塑性状态；当加载至23mm时，试件PT1进

入弹塑性状态，荷载增长速率开始放缓。当位移加载至105mm时，PT-10达到极限强度；当位移加载至120mm时，PT-1、PT-8~9达到极限强度。试件PT-8~10与PT-1相比，极限承载力分别降低14.26%、18.11%、20.36%。结合图观察可知，管状腹板梁端的翼缘削弱可有效地将塑性铰转移至装配梁段的管状腹板上下翼缘附近，破坏模式为管腹板上下翼缘板的平面内弯曲变形，有效地防止翼缘的平面外弯扭失稳。同时削弱长度的增加对节点极限承载力有明显的降低。

5. 结论

通过改变关键参数对提出的新型装配式管状腹板梁柱节点进行10组节点的有限元分析与对比，分析了获得的节点荷载位移曲线、破坏模式以及应力应变分布等数据。研究了关键参数对装配式管状腹板节点的抗震性能的影响，得到以下结论：

- 1) 本装配式节点的破坏发生在中间装配式梁段处,有效地实现了塑性铰转移,保护了梁柱连接处,符合“强柱弱梁”、“强节点弱构件”的结构抗震设计理念,而且具备良好的抗震性能。
 - 2) 悬臂梁翼缘厚度的增加能够明显减少悬臂梁段塑性发展区域,为节点在震后被快速修复与加固提供有利条件。经研究,将悬臂梁厚度设置应大于连接钢梁的翼缘厚度。
 - 3) 在满足规范计算的前提下,增加螺栓数量对节点滞回性能以及承载力无影响,减少螺栓连接数量少量降低了节点承载能力,但对破坏模式几乎无影响,仍发生在中间装配梁段处。因此,对本节点进行设计时,可按照规范中等强度计算原则对连接螺栓进行设计。
 - 4) 与未扩翼的节点相比,随着悬臂梁扩翼尺寸的增大,悬臂梁处的塑性区域明显减少,使得塑性铰更加集中地发生在中间装配梁段处,但扩翼尺寸地增加对节点塑性区域的转移作用是有限的。
 - 5) 虽然中间梁段翼缘的削弱会导致节点承载力的降低,但降低的幅度有限。可通过对中间梁段钢管腹板上下翼缘的削弱,使塑性铰集中在管状腹板附近,且显著减缓翼缘与腹板平面外弯扭失稳。通过参数分析,将削弱长度取为钢管直径时节点承载力降低最小,而且破坏模式未出现明显改变。
- [6] 王海涛,张素清,霍静思. 狗骨式钢结构梁柱节点的冲击荷载试验研究和有限元分析[J]. 振动与冲击, 2018, v.37;No.319(11):114-121。
 - [7] Hu F, Gang S, Yu B, et al. Seismic performance of prefabricated steel beam-to-column connections [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2014, 102 (nov.): 204-216.
 - [8] 蔡益燕. 考虑塑性铰外移的钢框架梁柱连接设计[J]. 建筑结构, 2004, 034(002):3-5。
 - [9] Mohamed Elgaaly and Robert W. Hamilton and Anand Seshadri. Shear Strength of Beams with Corrugated Webs [J]. Journal of Structural Engineering, 1996, 122 (4): 390-398.
 - [10] Mirghaderi S R, Torabian S, Imanpour A. Seismic performance of the Accordion-Web RBS connection [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2010, 66 (2): 277-288.
 - [11] Seyed M. Zahrai and Seyed R. Mirghaderi and Aboozar Saleh. Tubular Web Reduced Beam Section (TW-RBS) connection, a numerical and experimental study and result comparison [J]. Steel and Composite Structures, 2017, 23 (5): 571-583.
 - [12] 姜子钦,杨晓峰,张爱林,牛子尧,王琦.可恢复功能装配式中柱节点耗能装置试验研究[J]. 建筑结构学报,2020,41(01):15-23。
 - [13] 张爱林,郭康,周宝儒,杨忠帅,姜子钦.复合承载型自复位梁柱节点有限元研究[J].工业建筑,2021,51(01):86-93。
 - [14] 混凝土结构设计规范:GB 50010-2010[S]. 2010。
 - [15] 孙庆昭. ABAQUS混凝土塑性损伤模型概述[J]. 重庆建筑, 2014(11):70-72. DOI:10.3969/j.issn.1671-9107.2014.11.070。
 - [16] Ai-lin Zhang and Zhi-peng Guo and Xue-chun Liu. Seismic performance of Z-type cantilever beam splices of column-tree connection [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2017, 133: 97-111.
 - [17] 王湛,潘建荣,郑霖强,杨正挺.带悬臂梁段连接的梁柱节点初始转动刚度研究[J].建筑结构学报,2014,35(S1):9-17。
 - [18] 郁有升,张颜颜,李建峰,王燕.一种新型梁柱装配式刚性节点滞回性能研究[J].建筑钢结构进展,2014,16(02):1-5+12。
 - [19] Bangash M. Concrete and concrete structures: numerical modelling and applications [M]. Elsevier Applied Science, 1989.
 - [20] Hajjar J F, Schiller P H, Molodan A. A distributed plasticity model for concrete-filled steel tube beam-columns with interlayer slip [J]. Engineering Structures, 1998, 20 (8): 663-676.
 - [21] GB 50017-2017,钢结构设计标准[S]。
 - [22] AISC 341 ERTA-2012,Seismic Provisions for Structural Steel Buildings [S].
 - [23] JGJ 82-2011, 钢结构高强度螺栓连接技术规程[S]。

致谢

本文为重庆市技术创新与应用发展专项重点项目《基于装配式钢混组合结构的建筑物设计建造技术研究与应用》(cstc2019jscx-gksbX0013)的阶段成果之一。

参考文献

- [1] MD Engelhardt, Sabol T A. Seismic-resistant steel moment connections: developments since the 1994 Northridge earthquake [J]. Progress in Structural Engineering and Materials, 1997, 1 (1).
- [2] Tremblay R, Filiatrault A, Timler P, et al. Performance of steel structures during the 1994 Northridge earthquake [J]. Canadian Journal of Civil Engineering, 1995, 22 (2): 338-360.
- [3] GB 50011-2010, 建筑抗震设计规范[S].北京: 中国建筑工业出版社,2010.34。
- [4] 徐强, 郑山锁, 侯丕吉. 考虑局部构造影响的焊接节点抗震性能研究[J]. 华中科技大学学报(自然科学版), 2018。
- [5] 石永久, 王萌, 王元清,等. 钢框架改进型梁柱节点滞回性能有限元分析[J]. 沈阳建筑大学学报(自然科学版), 2010, 26(002):205-210。