

榫卯式连接钢框架节点承载力性能研究

喻 岩¹, 段树金¹, 张 裕²

(1. 石家庄铁道大学 土木工程学院 河北 石家庄 050043; 2. 河北科技大学 建筑工程学院 河北 石家庄 050018)

摘要: 提出了一种新型钢结构梁柱连接节点——方钢管榫卯节点。对由该节点连接的钢框架结构进行了静力载荷试验, 得到梁跨中和端部节点荷载-位移曲线, 以及框架不同部位荷载和应变图, 分析了试验的结果; 并根据试验模型进行了计算机非线性有限元分析, 分析了节点处构件不同截面尺寸对节点承载力的影响。提出了方钢管榫卯节点承载力的计算公式, 并将它与试验结果进行了比较, 比较接近。试验表明: 这种新型榫卯节点承载力高, 从设计原则看是可行的。

关键词: 方钢管; 榫卯节点; 极限承载力; 试验研究; 非线性有限元

中图分类号: TU311 **文献标志码:** A **文章编号:** 2095-0373(2015)01-0001-06

0 引言

钢管要组成结构, 必须解决杆件的连接方式问题。目前钢管结构的连接节点类型有: 空心焊接球节点、螺栓球节点、相贯节点、钢板节点、法兰节点、鼓型节点、套管节点、铸钢节点、加劲板连接节点及各种型式的组合节点等。其中, 螺栓球、焊接球节点主要用于圆钢管之间的连接, 其余节点可用于圆管对圆管、方管对方管、圆管对方管的连接, 加劲板式节点还可用于钢管和其他截面型式的杆件的连接^[1-2]。

榫卯节点这种形式是受传统木结构榫卯构造原理的启发^[3-5], 并结合现代材料的高强度和环保的特点而提出的, 如图 1 所示。这种榫卯连接可以实现快捷拆卸拼装而不用螺钉。榫卯连接节点图如图 2。

榫卯节点与其他类型的节点相比, 除了有足够的强度、刚度等共同特点外, 还具有足够的转动能力, 不会出现因节点处的约束大而造成脆性破坏。

榫卯节点连接形式属于半刚性连接, 具有一定的吸收和耗散地震能量的能力, 抗震性能较好^[6]。另外节点可以在工厂加工制造现场安装, 无需焊接, 施工较简单, 榫卯节点拼装的钢框架不仅便于安装, 拆卸, 也便于重复利用。对节点的研究分析较常用的手段有三种, 即理论分析、试验研究和大型有限元程序分析^[7-9]。大型有限元分析能较好将前二者结合起来, 很好地模拟空间节点的受力过程, 分析结果令人信服, 这是目前研究管节点承载力较好方法。

本结构形式为一新型结构形式, 先进行试验, 随后利用大型有限元程序分析进行节点研究。

1 矩形钢管榫卯节点试验研究

1.1 试验方案

本试验采用向静力加载对纵横两方向刚架进行试验。如图 3 为试验加载装置, 试验所需的钢材为 Q235 构件全部在工厂完成。试验时采用分级加载的方式, 即将试验节点组合入一个便于加载控制的框架来对其施加荷载, 如图 4。试件模态比为 1: 4, 节点模型各个杆件几何尺寸均采用 100 mm × 100 mm × 6 mm 方钢管。试验前对试验刚架进行了线弹性有限元分析估算。

1.2 框架节点试验

收稿日期: 2013-12-31 责任编辑: 车轩玉 DOI: 10.13319/j.cnki.sjztdxzb.2015.01.01

作者简介: 喻岩(1964-), 女, 副教授, 主要从事建筑结构的研究。E-mail: yuyan_2009_happy@163.com

基金项目: 河北省自然科学基金(E2008000438)

喻岩, 段树金, 张裕. 榫卯式连接钢框架节点承载力性能研究[J]. 石家庄铁道大学学报: 自然科学版, 2015, 28(1): 1-5.

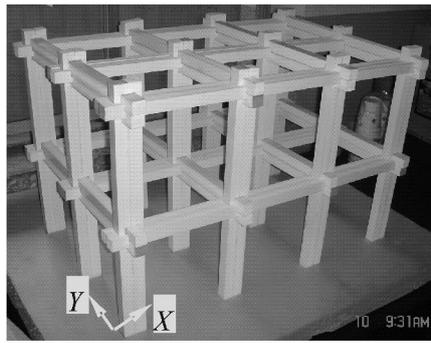


图 1 框架模型图

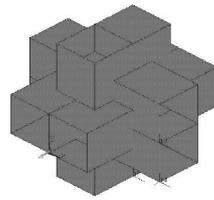


图 2 榫卯节点

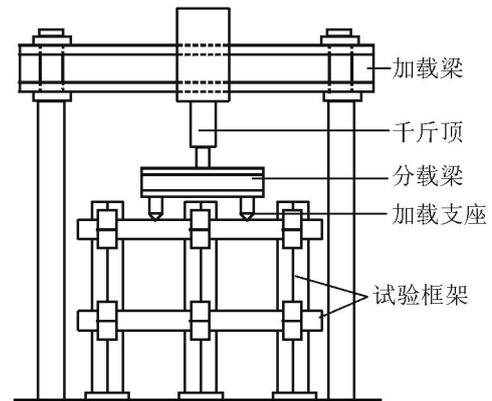


图 3 X 方向框架竖向加载装置示意图

为了使试件各部分接触良好,进入正常工作状态,荷载与变形趋于稳定,检验试验装置是否可靠及仪表是否正常工作,在正式试验前进行了预加载。正式加载时,当试件应变或挠度进入非线性,出现大的变形后,加载级数减小。

试验时采用应变片来量测节点的应变,用位移计来了解节点的位移状况,本次试验在节点应力复杂地方或应力较大的地方进行重点布置。且在试件跨中部位及各个杆件交接处均布置了位移计,由此便可计算出试件的竖向变位,并获得荷载-位移曲线。

1.3 试验结果及分析

在梁端所取得 6 个测试点的荷载-应变曲线进行比较,如图 5 所示。

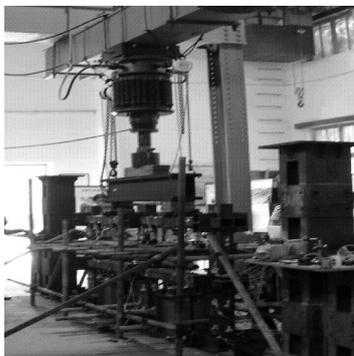


图 4 试验加载装置

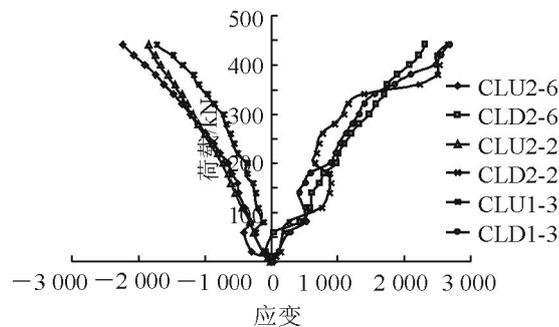


图 5 荷载-梁端节点应变曲线

从荷载-应变曲线上看,同一截面上下对称的两点应变值基本上也是对称的,由于对称加载,节点左右两侧梁端的应变值也基本上是对称的。由此可看出,试验结果与理论较符合。当荷载达到 440 kN 时,加载部位梁下的测点应变值增加很快,表明加载的跨中部位发生了局部屈曲。

除了对梁端测点荷载-应变进行分析,还对节点四周应变进行分析。

从图 6 节点四周的应变情况看,应变开始基本上是线性变化的,而后发生偏折,经过分析发现,发生偏折是在加载端发生屈服时出现的,之后应变的变化又趋于平缓。直到最终节点处变形过大,无法继续承受荷载,但是此时测点处的钢板计算应力仍然在允许应力范围之内。

图 7 为竖向荷载与试件跨中竖向位移的关系,图 7 中纵坐标为所施加的荷载值,横坐标为框架梁跨中竖向位移。位移以向下为正,向上为负。由图 7 可见,荷载较小时,荷载 P 与跨中位移基本成线性关系,当达到 240 kN 左右时,荷载-位移曲线出现转折,说明整个试件逐步开始进入塑性。当荷载加到 440 kN 时,加载仪表盘的指针突然归零,跨中加载部位梁下的应变片值急剧增加,说明框架梁达到了极限荷载,而此时节点并没有明显的破坏,不考虑整体,继续对框架进行加载。当加载到 480 kN 之后,荷载位移曲线趋于平缓,节点处变形明显增大,出现破坏现象,说明节点达到极限荷载。

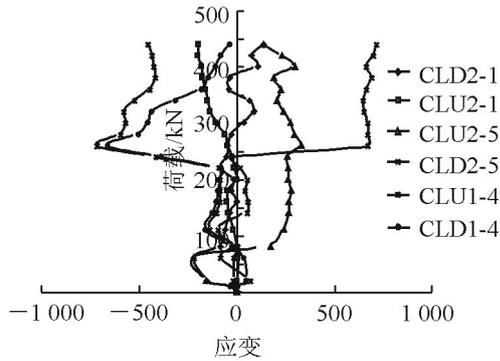


图 6 荷载-节点四周应变曲线

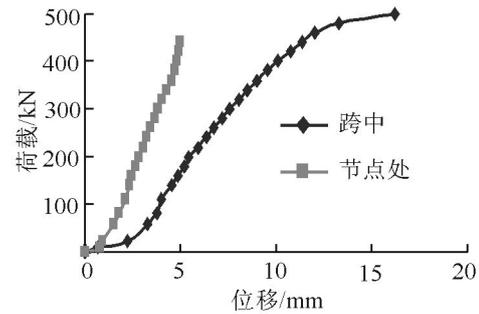


图 7 荷载位移曲线

3 榫卯节点有限元分析

3.1 计算模型的建立

考虑实际的工程要求和节点的受力状态,并参考了国内有关资料^[10-13],结合 ANSYS 程序^[14]的功能,按照实体建模的方法建立了几何模型。构件截面具体的几何尺寸均为 $100\text{ mm} \times 100\text{ mm} \times 6\text{ mm}$ 。假定所选钢材为 Q235,钢材为理想的弹塑性材料,其泊松比取 0.3。材料符合双线性等向强化模型,材料的屈服准则服从 Von Mises 屈服准则及塑性流动法则。摩擦采用库伦摩擦模型,摩擦系数为 0.3。

在有限元分析中,均采用三维 4 节点单元 SHELL181 进行建模计算。SHELL181 单元适合于分析那些薄或中等厚度的板壳结构(对于板结构,板的表面尺寸/板厚 ≥ 10)。单元的每个结点具有 6 个自由度,即沿坐标系 X, Y, Z 轴的 3 个平动位移自由度和 3 个转角位移自由度。在该形式榫卯节点中,各个杆件之间采用接触单元 TARGET170、CONTA174 来模拟两者之间的接触作用。其中 TARGET170 是三维接触单元的目标面,CONTA174 是三维接触单元的接触面。接触单元本身是覆盖在单元实体表面上,描述单元表面之间的接触、滑移及变形等边界条件。目标面和接触面之间通过一组实常数定义一组接触对来模拟单元之间的接触作用的。划分单元时,考虑连接处焊缝影响,为了提高效率,在相接触处附近区域进行了单元加密划分,而在距节点较远处,应力分布比较均匀,其值较小,采用较大单元划分,在两者之间单元粗细划分采取了均匀过渡。采用四边形单元形状。各管相接处附近应力变化较大,此处各点应力和变形是分析的重点。具体划分如图 8 所示。

在梁端加载过程中采用对称加载方式,并采用单调加载。计算简图如图 9。

边界条件的模拟是有限元分析的一个重要步骤,在模拟边界条件时,采用约束下端面上的 UX, UY, UZ 方向的位移的方法模拟柱下端面的铰接,柱上端面采用约束节点 UX, UY 方向的位移。非加载梁的一端采用约束节点 UX, UY, UZ 方向的位移,另一端采用约束节点 UY, UZ 方向的位移。

3.2 有限元结果分析

图 10、图 11 为节点在达到极限荷载时的变形图以及应力云图。由节点的应力变化状况可知,在节点屈服时,梁上的部分钢管已经进入屈服状态。加载初期,杆件处于弹性阶段,当荷载增加到一定程度后,节点区域相继进入屈服状态。随着外荷载的逐渐增加,塑性区不断的向四周扩散,直至出现显著的塑性变形,节点最后破坏。

根据极限荷载状态时的应力、应变计算出节点截面尺寸为 $100\text{ mm} \times 100\text{ mm} \times 6\text{ mm}$ 的抗弯极限承载力为 $3.15\text{ kN} \cdot \text{m}$ 。

图 12 给出了节点有限元模型计算得到与试验节点相应的加载端部位移与荷载关系曲线,由图 12 可见,节点有限元计算得到的荷载-位移曲线与试验得到的荷载-位移曲线吻合较好,其极限荷载有限元值与试验值比为 1.04。表明有限元模型能够反应节点的实际工作状态。

根据极限荷载状态时的应力、应变计算出到达极限荷载时节点附近区域的最大弯矩值,有限元计算值为 $3.15\text{ kN} \cdot \text{m}$,试验值 $2.85\text{ kN} \cdot \text{m}$,二者比值为 1.09。

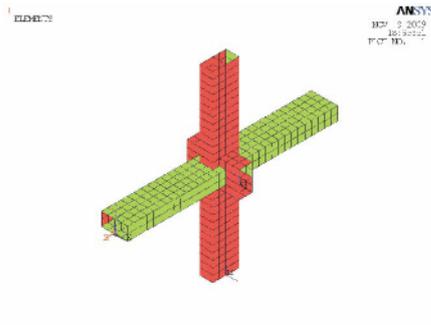


图 8 模型的网格划分

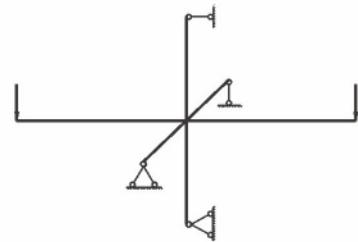


图 9 有限元计算简图

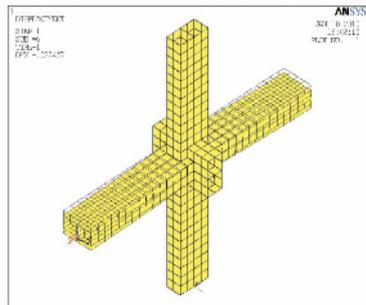


图 10 达到极限荷载时节点的变形图(单位: m)

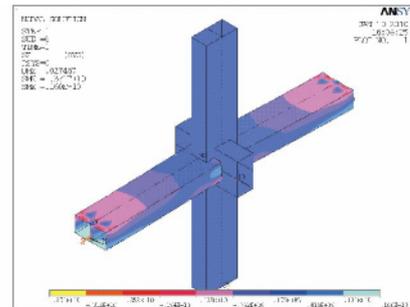


图 11 达到极限荷载时节点的应力云图(单位: Pa)

用上述的有限元非线性的计算方法, 改变节点的几何参数, 研究不同截面尺寸的榫卯节点的抗弯极限承载力。

通过改变构件截面尺寸建立有限元模型, 确定了不同截面的榫卯节点的抗弯极限承载力。

从试验结果(见表 1)可以看出, 当截面尺寸不变时, 随着板厚的增加, 节点的极限承载力也增加, 以 t 为横坐标, 抗弯承载力为纵坐标, 得到的四组数据的曲线如图 13 所示, 由图 13 可见板厚 t 与节点的抗弯承载力不是线性关系。图 14 为 t^2 与节点抗弯承载力关系曲线图, 从图 14 中可以看出 4 条线基本为直线, 说明承载力与 t^2 为线性关系。

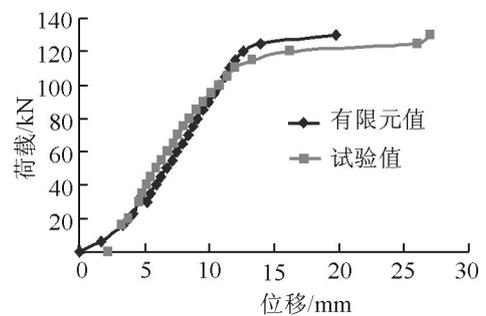
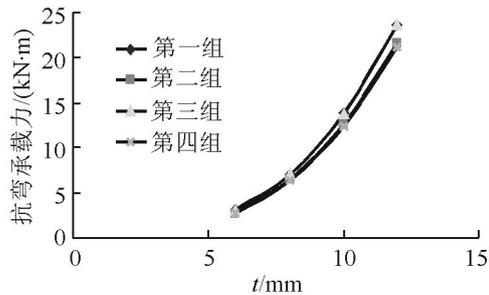
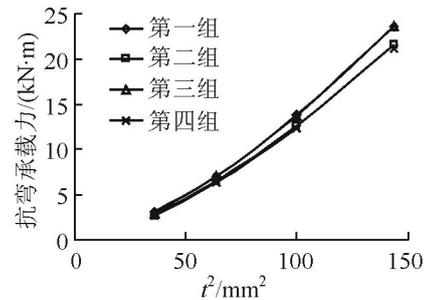


图 12 试验与有限元计算位移-荷载曲线

表 1 各种截面钢管抗弯极限承载力试验结果

点编号	钢管截面尺寸	t /mm	b/t	抗弯极限承载力 / (kN · m)
1-1	100 mm × 100 mm × 6 mm	6	16.7	3.15
1-2	100 mm × 100 mm × 8 mm	8	12.5	7.09
1-3	100 mm × 100 mm × 10 mm	10	10	13.04
1-4	100 mm × 100 mm × 12 mm	12	8.3	21.07
2-1	80 mm × 80 mm × 6 mm	6	13.3	2.76
2-2	80 mm × 80 mm × 8 mm	8	10	6.73
2-3	80 mm × 80 mm × 10 mm	10	8	11.89
2-4	80 mm × 80 mm × 12 mm	12	6.7	19.38
3-1	120 mm × 120 mm × 6 mm	6	20	3.12
3-2	120 mm × 120 mm × 8 mm	8	15	7.12
3-3	120 mm × 120 mm × 10 mm	10	12	13.02
3-4	120 mm × 120 mm × 12 mm	12	10	21.03
4-1	150 mm × 150 mm × 6 mm	6	25	3.09
4-2	150 mm × 150 mm × 8 mm	8	18.8	6.95
4-3	150 mm × 150 mm × 10 mm	10	15	12.82
4-4	150 mm × 150 mm × 12 mm	12	12.5	21.16

图 13 t 与抗弯承载力的关系曲线图 14 t^2 与节点的抗弯承载力关系曲线

4 榫卯节点抗弯极限承载力分析确定

利用非线性有限元手段对参数进行分析,确定了各主要参数与节点承载力之间的关系,并参考《空心管结构连接设计指南》^[15]和《钢结构设计规范》^[16]的节点承载力公式,提出了榫卯节点抗弯极限承载力计算公式

$$M_{fu} = 15.2\gamma^{-0.48}ht^2f \quad (1)$$

式中, $\gamma = b/2t$; f 为所用钢材的抗拉、抗压和抗弯强度设计值。利用该公式计算榫卯节点抗弯极限承载力为 $3.32 \text{ kN} \cdot \text{m}$,试验得到值为 $2.85 \text{ kN} \cdot \text{m}$,二者比值为 1.16 较为符合。

5 结论

通过试验和有限元分析,提出的榫卯节点承载力计算公式,它与试验结果和有限元分析结果比较接近,对于此类型框架结构的设计有较好的参考价值。另外,通过试验可以看出,以榫卯节点形式组成的框架满足“强节点弱构件”这一抗震设计原则。从设计原则上看,这种新型节点是可行的。从试验数据分析结果看,尽管此类节点受力较复杂,应力集中现象较明显,但该类榫卯节点的承载力很高。

参 考 文 献

- [1] 吴昌栋, 陈云波. 钢管结构在建筑工程中的应用[J]. 工业建筑, 1997, 12(5): 35-42.
- [2] SHANMUGAM. NE, TING. LC. Welded interior box-column to I-beam connections[J]. Journal of Structural Engineering, 1995, 121(5): 824-830.
- [3] 张鹏程, 赵鸿铁, 薛建阳, 等. 中国古建筑的防震思想[J]. 世界地震工程, 2001, 17(4): 2-4.
- [4] 徐其文, 汤小平, 索安勇. 中国古典建筑木结构特性的分析研究[J]. 淮海工学院学报, 2002, 11(4): 64-67.
- [5] 赵均海, 俞茂宏, 高大峰, 等. 中国古代木结构的弹塑性有限元分析[J]. 西安建筑科技大学学报, 1999, 2: 131-133.
- [6] 段树金, 喻岩, 李猛, 等. 一种榫卯连接方钢管组装框架模型的荷载-位移曲线试验研究[J]. 石家庄铁道大学学报: 自然科学版, 2010, 23(2): 80-82.
- [7] 张志良, 沈祖炎, 陈学潮. 方管节点极限承载力的非线性有限元分析[J]. 土木工程学报, 1990, 23(1): 12-22.
- [8] 武振宇, 张耀春, 等. 宽 T 型方管节点承载力计算[J]. 钢结构, 2002, 17(4): 13-15.
- [9] 傅振歧, 何保康, 顾强. 矩形管间隙 K 型节点极限承载力的有限元分析[J]. 西安建筑科技大学学报, 1996, 28(4): 428-432.
- [10] 龚曙光. ANSYS 基础应用及范例解析[M]. 北京: 机械工业出版社, 2003: 160-167.
- [11] 荣先成. 有限元法[M]. 成都: 西南交通大学出版社, 2007: 1-2.
- [12] 张波, 盛和太. 有限元数值分析原理与应用[M]. 北京: 清华大学出版社, 2005: 30-39.
- [13] 王勖成, 绍敏. 有限单元基本原理及数值方法[M]. 北京: 清华大学出版社, 1988: 32-40.
- [14] 王新敏. ANSYS 工程结果数值分析[M]. 北京: 人民交通出版社, 2007: 410-429.
- [15] PACKER J A, HEDENDERSON J E. 空心管结构连接设计指南[M]. 曹俊杰, 译. 北京: 科学出版社, 1997.
- [16] GB50017—2003 钢结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2006.

(下转第 33 页)

(1): 57.

- [8] Box G E P ,Behnken D W. Some new three designs for the study of quantitative variables [J]. *TECHNOMETRICS* ,1960 2(4): 455-460.
- [9] Box G E P ,Cox D R. An analysis of transformations [J]. *Journal of the Royal Statistical Society. Series B* ,1964 26: 211-252.
- [10] 马保林. 高墩大跨连续刚构桥梁 [M]. 北京: 人民交通出版社 2001.
- [11] 石雪飞, 白午龙. 基于稳定性的高墩大跨连续刚构桥极限墩高研究 [J]. *石家庄铁道大学学报: 自然科学版* ,2013 ,26 (3): 13-17.
- [12] 肖盛燮 彭凯 蔡汝哲. 船只/桥梁多柔体系统碰撞问题求解的 Lagrange 方程 [J]. *重庆交通学院学报* 2001 20(3): 7-8.

Application of Response Surface Method in Reliability Analysis of Ship Collision

Zhang Jun¹ , Deng Xuping¹ , Bao Longsheng²

(1. CCCC Highway Survey&Design Co. LTD of FHEC ,Beijing 100024 ,China;

2. School of Civil Engineering ,Shenyang Jianzhu University ,Shenyang 110168 ,China)

Abstract: The structure response variables and basic variables for reliability against ship collision are very complex. The traditional methods of solving the problem is difficult. APDL language of two methods are used to solve the reliability at ship collision against the bridge. With seven MCS method conditions and ODRSM-MCS , the probability of failure of bridge pier of 10 000 MCS Latin sampling and ODRSM-MCS Box-Behnken sample is 6.02×10^{-3} and 2.06×10^{-3} respectively. While achieving the same accuracy ,280 minutes is used for calculation with MCS and 5 minutes with the ODRSM-MCS. So the ODRSM-MCS method is much more efficient.

Key words: pier reliability analysis of ship collision; ANSYS; response surface method; Box-Behnken; Monte-Carlo method

(上接第 5 页)

Study on Steel Frame Node Capacity of Mortise and Tenon Connection

Yu Yan¹ , Duan Shujin¹ , Zhang Yu²

(1. School of Civil Engineering Shijiazhuang Tiedao University Shijiazhuang 050043 ,China;

2. Institute of Architecture and Engineering ,Hebei University of Science and Technology Shijiazhuang 050018 ,China)

Abstract: A new connection method used between beam and column in steel structure named square steel tube mortise and tenon joint is presented in this paper. The displacement curve of the beam span and end node load is got after the static load test of the steel frame structure connected by the nodes , as well as the load and strain diagram of the different parts of the framework , and then test results are analyzed. What's more , nonlinear finite element analysis with computer is carried out according to the test model , and the influence of different section size of the node elements on the bearing force of node is also analyzed. The calculation formulas of bearing capacity of square steel tube joints put forward are approximate to the test results. The experiments indicate this new type of mortise and tenon joints is of high bearing capacity and acceptable from the angle of design philosophy.

Key words: square steel tube; mortise and tenon joints; the ultimate bearing capacity; experimental study; nonlinear finite element