

doi:10.11835/j.issn.1674-4764.2013.S2.005

某超高层建筑斜交网格平面典型节点试验

欧云龙, 曹嘉利, 张舒怡

(华南理工大学 土木与交通学院, 广东 广州 510640)

摘要:某超高层建筑采用斜交网格外筒和钢筋混凝土核心内筒构成的新型筒中筒结构体系,斜交网格外筒由不同角度的矩形钢管混凝土柱斜向相贯而成。为了了解斜交网格外筒平面典型节点实际的受力状况,验证其构造的合理性,对两个相似比为 1:3 的平面典型节点模型进行了静力试验,并使用有限元软件 ABAQUS 对节点模型试验过程进行了数值模拟。结果表明两种加载模式下节点均满足该建筑设计承载力要求,且具有较高的安全性。

关键词:超高层建筑;钢管混凝土;斜交网格;平面典型节点;矩形钢管

中图分类号:TU973.17;TU317.1 **文献标志码:**A **文章编号:**1674-4764(2013)S2-0018-06

Experimental Study on Planar Representative Connections Used in Obliquely Crossing Lattice of One Super Highrise Building

Ou Yunlong, Cao Jiali, Zhang Shuyi

(School of Civil Engineering and Transportation, South China University of Technology, Guangzhou 510640, Guangdong, China)

Abstract: One Super Highrise Building is adopted to a new structural pattern of a reinforced concrete core tube enclosed by an outer lattice tube made of obliquely crossing concrete filled rectangular steel tubular columns. In order to understand the stress state of planar representative connections used in obliquely crossing lattice and verify the rationality of the details, two 1:3 scale models were respectively applied symmetrical and asymmetrical axial force, and experiment processes were numerical simulated by ABAQUS. The results indicate that the connections are validated to meet the design requirement of the building, with sufficient loading capacity.

Key words: super highrise building; concrete filled steel tube (CFST); obliquely crossing lattice; planar representative connection; rectangular steel tube

某超高层建筑占地面积 5 159 m²,总建筑面积为 93 044 m²,地下 3 层,地上 44 层,主体建筑高度 186 m,建成后将成为该地区第一个超高层办公建筑。

该超高层建筑采用近年来兴起的较为新颖的斜交网格外筒-核心筒结构,其中外筒由斜向相贯的矩形钢管混凝土柱与水平横贯的型钢环梁交织而成。该结构体系具有整体抗侧刚度大、结构抗震性能良好等优点,但同时该体系对节点的承载力要求也很高,必须确保实现“强节点、弱杆件”的抗震设计要求^[1-3]。该斜交网格相贯节点是整个建筑结构体系中受力较为复杂的关键部位,其设计的可靠性直接关系到整个结构的安全^[4]。目前对矩形钢管混凝土斜交网格相贯节点的研究还是空白,为了验证此类节点构造的合理性及满足设计承载力要求,对该类节点进行了静力试验和有限元分析。

1 试验概况

1.1 试件设计及制作

选取该体系的平面典型节点作为研究对象,制作试验模型 2 个,缩尺比例为 1:3,为矩形钢管混凝土交叉柱节点,共



图 1 某超高层建筑实际照片

汇交了 4 根矩形钢管混凝土柱和 2 根 H 型钢梁,并在交叉处采用内隔板、外加强环及加劲肋进行加强,整个节点模型左右对称。为了加载的方便,在上部两根柱子的端部分别焊一

收稿日期:2013-09-30

作者简介:欧云龙(1988-),男,硕士生,主要从事结构防灾研究,(E-mail) alexau@yahoo.cn。

块刚性比较大的厚度为 40 mm 的垫板,而下部两根柱子的端部则焊一块厚度为 24 mm 的垫板,便于在反力架上的安装。试件的工厂制作实际照片、模型杆件编号和截面尺寸以及模型内部构造分别如图 2~4 所示。



图 2 平面典型节点试件实际照片

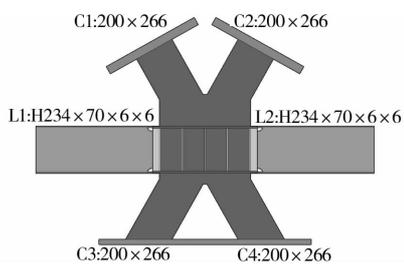


图 3 模型杆件编号及截面尺寸(单位:mm)

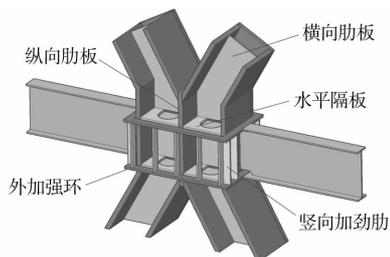


图 4 平面典型节点模型加强措施示意图

节点模型钢管壁和纵向肋板厚度为 20 mm,水平隔板和外加强环厚度为 10 mm,竖向加劲肋和横向肋板厚度为 6 mm。节点混凝土强度等级为 C60,钢管柱、梁、内隔板、加劲肋均采用 Q345B 钢板。钢管的整体试件制作在工厂内完成,质量要求达到一级焊缝质量标准。混凝土采用商品混凝土,实测混凝土标准立方体抗压强度为 70.4 MPa。

1.2 试验方法

1.2.1 加载装置 平面典型节点试验模型安装于能承受 20 000 kN 钢结构自平衡加载架,采用两套加载系统,每套加载系统包括一台 10 000 kN 千斤顶及其配套液压泵系统和一个 10 000 kN 压力传感器。2 套系统分别加载,可以模拟 2 个杆件受不同大小压力的情况。

1.2.2 测点布置 应变片、直角应变花和位移计,分布于试件节区和加载柱端。同时考虑到自平衡架变形的影响,在自平衡架上也安置了 2 个位移计,位移计量程为 50 mm。

1.2.3 加载制度及约束条件 经过计算比较,采用图 5 所示的加载方案。将梁及下柱端固定,在其余 2 根斜柱端加载,设计承载力为 7 000 kN,所以加至 7 000 kN 则停止。

加载模式包括对称加载和非对称加载两种加载方法:对称加载时,两柱端等比例同步加载。单步加载在 6 000 kN 之

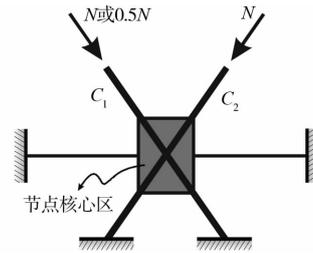


图 5 平面典型节点约束条件和加载方式示意图

前为每步 300 kN,6 000 kN 之后为每步 100 kN,加载到 7 000 kN,共加载 30 级。

非对称加载时,两柱端荷载按 1:2 的比例同步加载,其中 C1 柱端力最大加载至 3 500 kN,C2 加载至 7 000 kN,加载步长同对称加载相似,共加载 30 级。

2 试验结果及分析

2.1 平面典型节点试验现象及结果

两种加载模式在加载完成后,整个节点均未出现明显凹凸变形,仍能继续持荷加载。平面典型节点实验现场照片如图 6、图 7 所示。

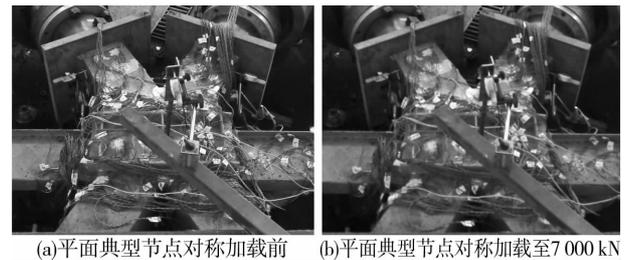


图 6 平面典型节点对称加载试验

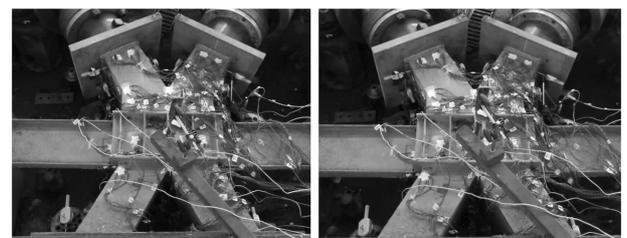


图 7 平面典型节点加载试验现场照片

图 6 平面典型节点对称加载试验

2.3 节点核心区域钢管试验结果分析

由于节点核心区是 4 根钢管混凝土柱和 2 根钢梁的交汇处,并有水平隔板,受力比较复杂,因此在节点核心区域布置了若干个应变花,各测点的布置及编号如图 8 所示。

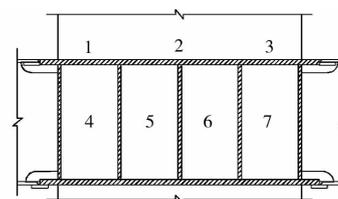


图 8 节点核心区域应变花的布置及测点编号

由于节点核心区的最大应变是沿纵向的压应变,各测点

布置的应变花所测得其他两个方向的值相对于沿纵向方向的小很多,现主要分析各测点沿纵向的压应变的分布情况。以应变的绝对值为纵坐标,测点的编号为横坐标,得出节点核心区外钢管管壁的各级荷载下各测点的纵向应变分布图。

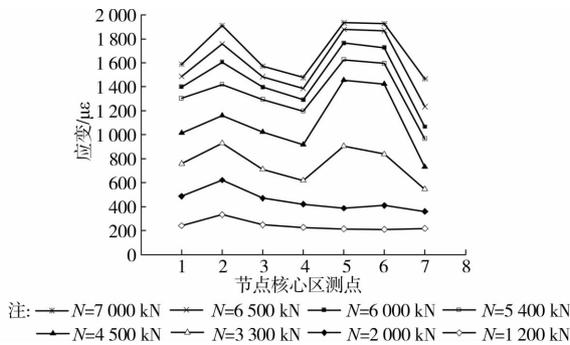


图 9 对称荷载下节点核心区应变分布曲线

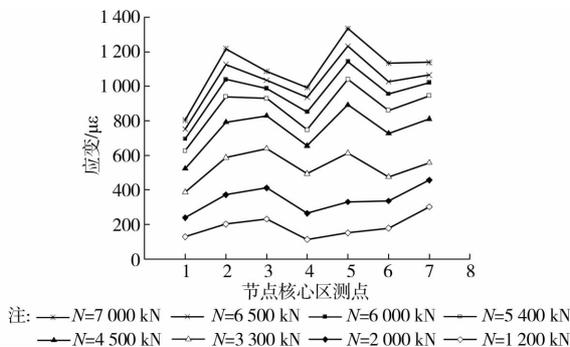


图 10 非对称荷载下节点核心区应变分布曲线

3 有限元分析

3.1 有限元模型

混凝土强度选取为: $f_{cu} = 70.4 \text{ MPa}$, $f_c = 0.76 f_{cu} = 53.5 \text{ MPa}$, $f_t = 0.395 f_{cu}^{0.55} = 4.10 \text{ MPa}$,本构关系选取文献[5]提出的混凝土偏压偏拉本构关系曲线,弹性模量取为 $3.8 \times 10^4 \text{ MPa}$,弹性段泊松比取为 0.28,混凝土采用 ABAQUS 混凝土塑性损伤模型^[6]。整个试验模型全部选用 C3D8 单元,混凝土与钢管之间采用 tie 约束,内隔板嵌入混凝土(embedded)内部,以保证钢管与混凝土共同受力。

平面典型节点模型的有限元网格划分结果如图 11 所示。

3.2 有限元计算分析及图形结果

试验节点按增量理论确定塑性应力应变关系。计算时采用理想弹塑性模型、Von Mises 屈服准则和双线性等向强化准则,不同厚度的钢管及混凝土的屈服强度取材性试验结果。

3.2.1 对称加载有限元分析图形结果 计算求得节点对称加载在两柱端均加至 7 000 kN 荷载下的 Mises 应力云图(单位:MPa)和节点位移云图(单位:mm),如图 12 所示。

从以上应力和变形的图形结果可了解到平面典型节点对称加载模式下,两加载端均加载至 7 000 kN 时,两上柱(C1、C2)加载端部及柱根部局部屈服,整个节点并未达到其屈服承载力,仍能继续加载。

3.2.2 非对称加载的有限元分析图形结果 计算求得节点非对称加载在 C2 柱端加至 7 000 kN(C1 柱相应的荷载为 3 500 kN)荷载下的 Mises 应力云图(单位:MPa)和节点位移云图(单位:mm),如图 13 所示。

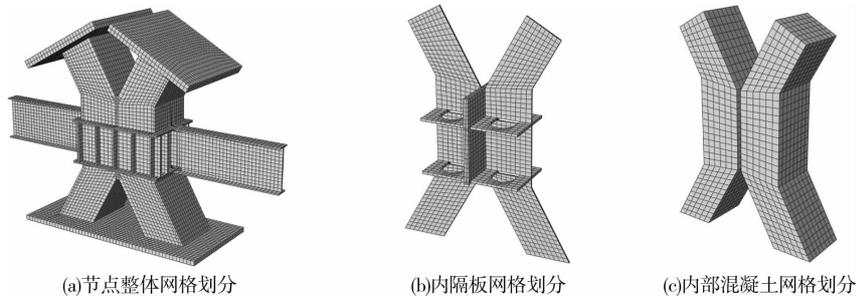


图 11 有限元模型网格划分

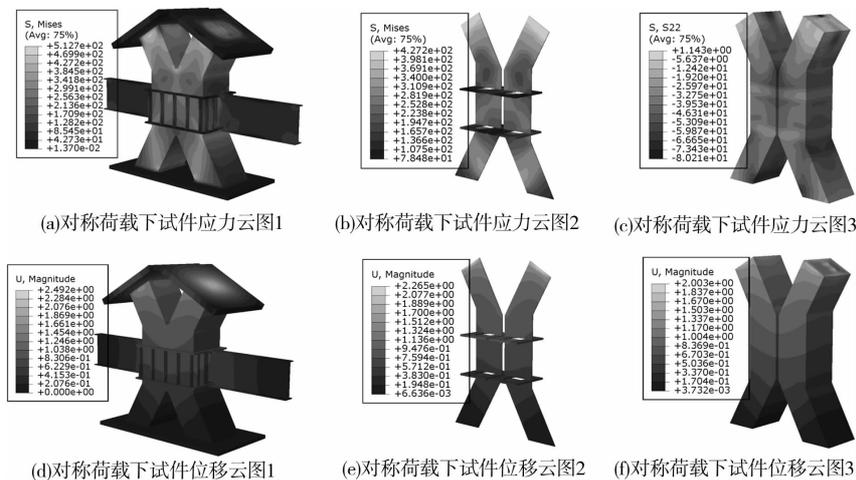


图 12 对称荷载下有限元分析结果

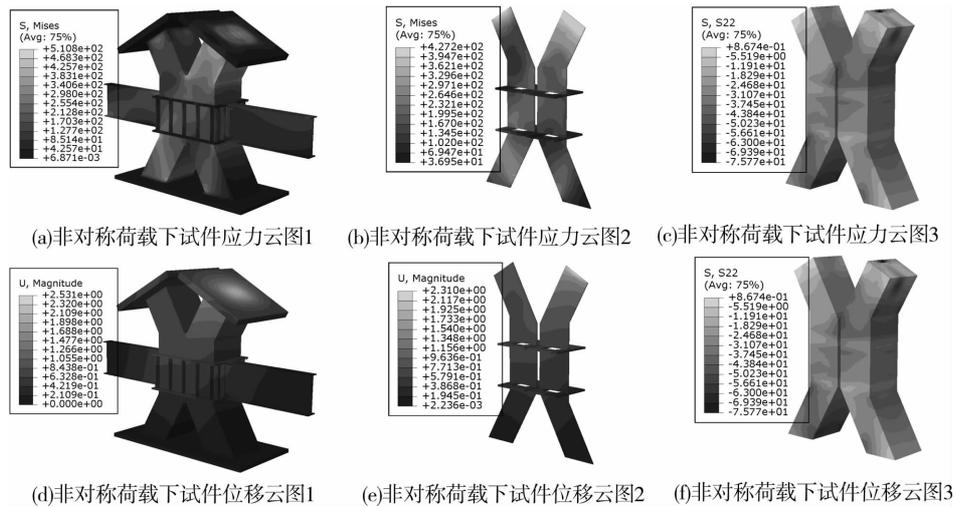


图 13 非对称荷载下有限元分析结果

从以上应力和变形的图形结果可了解到平面典型节点对称加载下,C2柱端加至7 000 kN(C1柱相应的荷载为3 500 kN)时,C2加载力作用线附近区域的外钢板、内隔板及混凝土均出现局部屈服。整个节点并未屈服,仍能继续加载。

4 计算结果与试验结果对比

4.1 试验等效应力数据与计算值对比

试验和计算均表明,节点的延性较好,安全储备较高。由于数据很多,本小节主要列出弹性范围的各主要测点的Mises应力的试验值与计算值的对比情况。从图14~22可以看出计算值与试验值基本吻合。

4.1.1 对称加载的Mises应力及与计算值对比

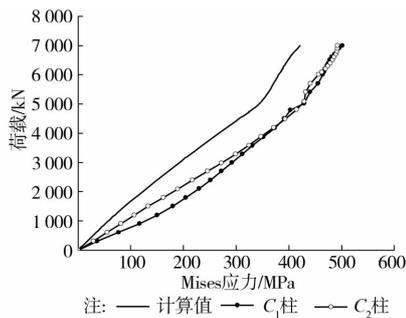


图 14 两上柱端测点实测应力与理论应力对比

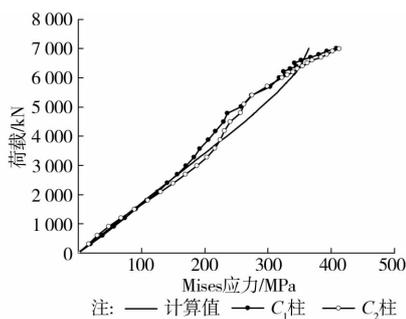


图 15 两上柱夹角测点实测应力与理论应力对比

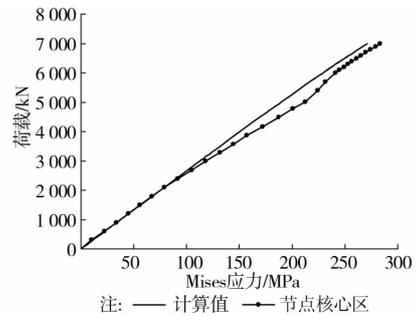


图 16 节点核心 2 号测点实测应力与理论应力对比

4.1.2 非对称加载 Mises 应力及与计算值对比

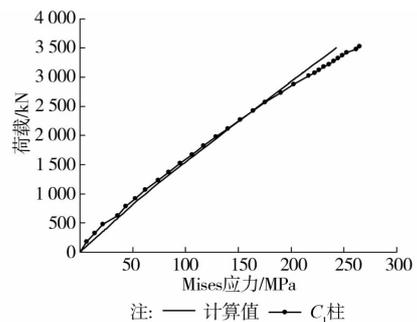


图 17 C1 柱端测点实测应力与理论应力对比

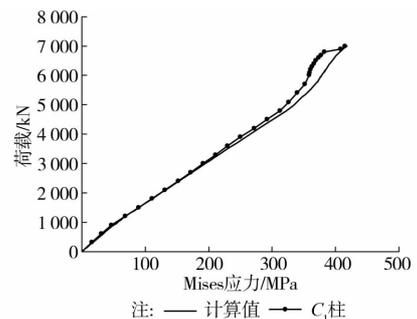


图 18 C2 柱端测点实测应力与理论应力对比

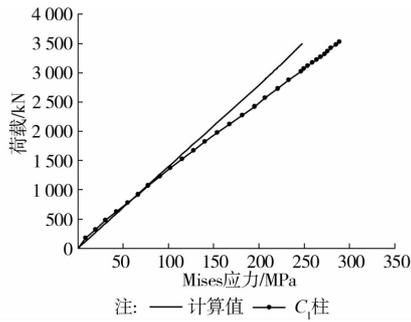


图 19 两上柱夹角 C1 柱上测点实测应力与理论应力比较

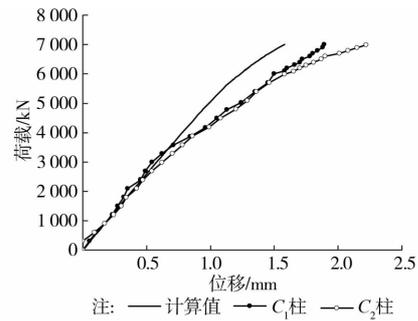


图 23 对称加载两柱端轴向位移

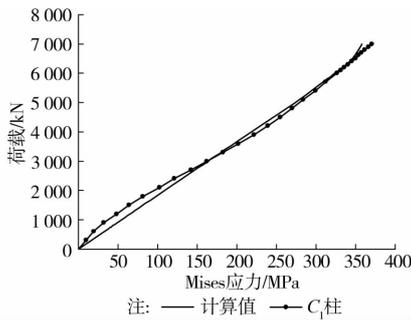


图 20 两上柱夹角 C2 柱上测点实测应力与理论应力比较

节点非对称加载的实测位移曲线及与计算值的比较如图 24,25 所示。

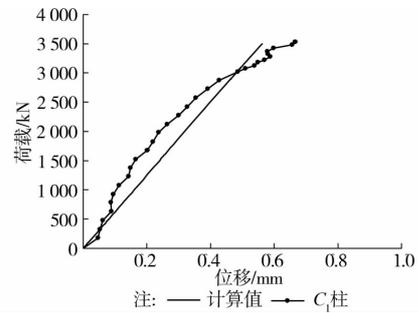


图 24 非对称加载 C1 柱端轴向位移

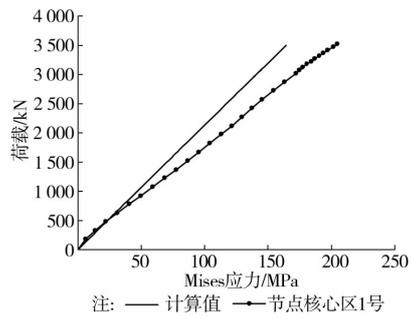


图 21 节点核心区 1 号测点实测应力与理论应力比较

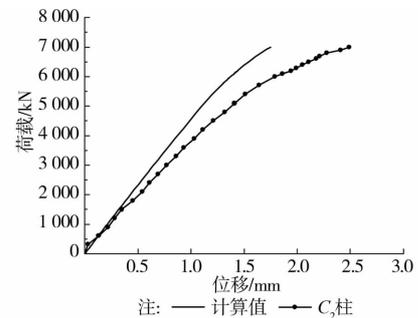


图 25 非对称加载 C2 柱端轴向位移

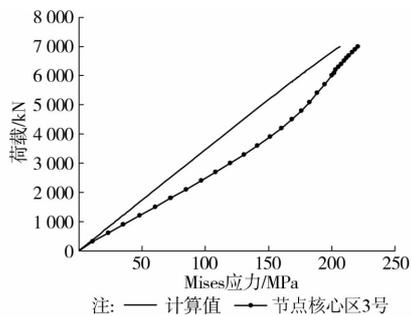


图 22 节点核心区 3 号测点实测应力与理论应力比较

4.2 试验位移数据与计算值比较

节点试验主要考察加载柱端轴向位移,柱端位移实测值是两柱端位移计的实测值与下柱钢板处位移计所测得的刚体位移之差,从图 23~25 可以看出荷载-位移曲线不太平滑,且试验值稍微偏大,这是由于试验模型的加载板是在浇筑混凝土后才焊上去的,与内部混凝土之间可能存在空隙。

节点对称加载的实测位移曲线及与计算值的比较如图 23 所示。

4.3 节点核心区的主应力试验值与计算值对比

根据试验测得的各应变花数值、方向以及材料参数可以计算出节点核心区各测点的主应力大小和方向如下图。从图中可以看出:计算结果与试验值基本吻合;节点核心区钢管处于塑性发展阶段,大部分测点的最大主压应力超过了屈服强度 356 MPa;纵向应力均为主压应力,环向应力有拉有压,但都比较小,说明钢管对混凝土的约束作用还比较小。

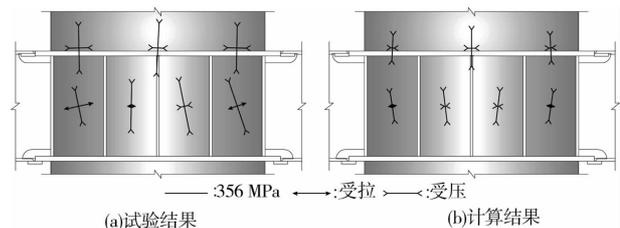


图 26 对称加载节点核心区域主应力

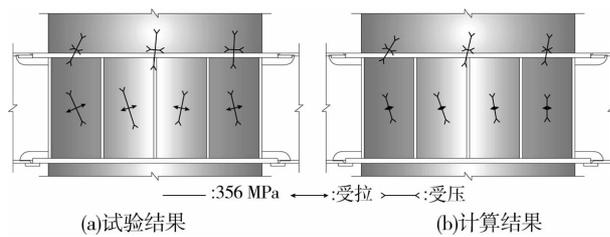


图 27 非对称加载节点核心区域主应力

5 结 论

通过试件静力荷载试验和有限元分析,研究了平面典型节点在对称加载和非对称加载情况下的力学性能,得到了如下主要结论:

1) 平面典型节点模型试验测出的 Von Mises 等效应力、加载全过程位移、极限承载力大小与计算结果基本吻合。平面典型节点模型试验两个试件最终均没破坏。以上结论也说明,运用有限元方法分析钢节点的结果是真实可信、能应用于实际工程的。

2) 加载至 7 000 kN 时,节点核心区塑性发展还有很大空间,节点的延性较好,安全储备较高,使用该节点具有一定的可靠性和实用性。

3) 该节点满足设计要求。当加载至 7 000 kN 时,平面典型节点柱端大面积屈服,而节点核心区基本处于弹性阶段,满足设计承载力的要求,也可以达到“强节点弱杆件”的抗震设计目的。

参考文献:

- [1] 郭伟亮,滕军. 高层建筑斜交网格筒力学性能研究[J]. 西安建筑科技大学学报: 自然科学版, 2010, 42(2): 174-179.
- [2] Moon K S, Jerome J. Diagrid structure systems for tall buildings characteristics and methodology for preliminary design[J]. The Structural Design of Tall and Special Buildings, 2007, 16(2): 205-230.
- [3] Moon K S. Sustainable structural engineering strategies for tall buildings [J]. The Structural Design of Tall and Special Buildings, 2008, 17: 895-914.
- [4] 方小丹,韩小雷,韦宏,等. 广州西塔巨型斜交网格平面相贯节点试验研究[J]. 建筑结构学报, 2010, 31(1): 56-62.
- [5] 过镇海,时旭东. 钢筋混凝土原理和分析[M]. 北京: 清华大学出版社, 2003: 102-114.
- [6] Hibbitt, Karlson, Sorenson. ABAQUS Version 6. 8; Theory manual. users' manual. verification manual and example problems manual[M]. Hibbitt, Karlson and Sorenson Inc, 2008.

(编辑 王维朗)

(上接第 8 页)

标运作正常。整个建筑第一年实际运行的节能率实测为 79.11%, 已超过之前设计模拟得出的节能率 75.4%, 节能效益十分显著, 并获得 2013 年全国绿色建筑创新奖一等奖。而屋顶太阳能与地源热泵复合热水技术既充分保障了建筑的使用功能需求, 又实现可再生能源的利用, 对该建筑实现的节能减排起到了突出的作用^[9]。

(本文作者均为绿色建筑示范楼项目主要参研和完成人员)

参考文献:

- [1] 夏海山. 城市建筑的生态转型与整体设计[M]. 南京: 东南大学出版社, 2006.
- [2] 江亿. 超低能耗建筑技术及应用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2005.
- [3] 陈云昊. 地埋管地源热泵-太阳能系统用于夏热冬冷地区居住

建筑的若干思考[J]. 暖通空调, 2008(6).

- [4] 李炳田. 复合补地热热泵在北方地区的应用效果分析[J]. 建筑科学, 2012(10).
- [5] 梅奎. 地源热泵技术系统设计及经济性分析[J]. 制冷与空调, 2009(8).
- [6] 杨卫波. 太阳能-土壤源热泵系统联合运行模式的研究[J]. 流体机械, 2004(2).
- [7] 王成勇. 太阳能-土壤源热泵耦合系统及其地埋管系统[J]. 太阳能学报, 2011(1).
- [8] 沈小东. 重庆某绿色建筑模拟能耗计算分析[J]. 土木建筑与环境工程, 2013(6).
- [9] 王雁生. 太阳能+地源热泵并联热水系统冬季运行特性研究[J]. 暖通空调, 2009(9).

(编辑 彭建国)