

doi:10.11835/j.issn.1674-4764.2013.S2.030

# 斜交网格 Y 型转换层节点受力性能试验

张舒怡, 欧云龙, 黄亮, 曹嘉丽

(华南理工大学 土木与交通学院, 广州 510640)

**摘要:**为了解斜交网格中 Y 型转换层节点的受力性能,笔者通过对与某实际工程相似比为 1:3 的 2 个 Y 型节点模型进行对称加载和非对称加载静力试验,并利用 ABAQUS 软件开展对应的数值模拟分析,分析带内隔板方钢管混凝土柱-钢梁刚性节点的受力和变形特征,验证其构造的合理性。试验结果与数值模拟一致表明:加载过程中,节点核心区变形不显著,斜柱将先于节点区破坏,节点区将能有效传递斜柱内力,起到良好的联结作用,满足节点承载力大于构件承载力的强节点设计原则。

**关键词:**矩形钢管混凝土;斜交网格;梁柱转换层节点;ABAQUS 有限元分析

**中图分类号:**TU973.17;TU317.1 **文献标志码:**A **文章编号:**1674-4764(2013)S2-0114-07

## Experimental Study on Mechanical Behavior of Y-Shaped Transfer Joint Used in Obliquely Crossing Lattice

Zhang Shuyi, Ou Yunlong, Huang Liang, Cao Jiali

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

**Abstract:** In order to study the mechanical behavior of the Y-shaped joints in oblique crossing lattice, two 1:3 scale models of the Y-shaped joints which are respectively applied symmetrical and asymmetrical axial force in experiment processes are tested, and the corresponding numerical simulations are carried out by using ABAQUS software. The stress state and deformation behavior of concrete-filled square tube column and steel beam rigid joint with internal diaphragms for high-rise structure are analyzed. The results of the test and the numerical simulation consistently show that in the loading process, the deflection of the joint core is insignificant and a good connection, the joint core is able to deliver the internal force effectively before the damage of the oblique column and meet the requirement of "strong joint and weak column".

**Key words:** concrete filled steel tube (CFST); obliquely crossing lattice; transfer joint; ABAQUS finite element analysis

在工程实践中,钢管混凝土结构(concrete-filled steel tubular structure, CFST)应用越来越多,它充分发挥了钢材和混凝土两种材料的长处,具有承载力高,塑性和韧性好,经济效果显著和施工方便等优点<sup>[1]</sup>。在斜交网格筒体结构中,由于钢管相贯节点部位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,常需要进行加强。带内隔板的矩形钢管混凝土柱与钢梁连接的节点构造已被中国《矩形钢管混凝土结构技术规程》<sup>[2]</sup>列为推荐形式。学者对钢管相贯混凝土节点进行了大量的试验研究和理论分析,并对多种类型的节点提出了承载力计算经验公式<sup>[3-5]</sup>。

矩形钢管结构节点形式简单,结构外形美观,已得到日益广泛地应用。一些学者对支、主管直接焊接的矩形钢管结构节点的受力性能有较多的研究<sup>[6-9]</sup>。但这些研究主要是针对垂直正交节点,对多向斜交节点的相关研究报道较少。为验证矩形钢管混凝土斜交网格转换节点构造的合理性及是否满足设计承载力要求,促进该结构在工程中的应用,本文在矩形钢管混凝土节点的横向局部承压试验研究<sup>[10-12]</sup>及其

他类型的节点受压试验研究<sup>[13-14]</sup>基础上,进行矩形钢管混凝土 Y 型节点的受压试验研究及内部有限元分析,以探讨主管内填混凝土及横隔对矩形钢管节点性能的改善,研究矩形钢管混凝土 Y 型节点的受压性能。

笔者以深圳某超高层建筑(图 1)交叉网格筒体结构的基础与首层转换层 Y 型节点为研究对象,模型试验着重分析并获得了转换层框支梁柱节点外部钢管的应力状态和塑性变形,采用 ABAQUS 软件对该节点进行了仿真模拟,分析内部混凝土及横隔板的受力变形,揭示此类节点受力机理,提出相应设计建议。

## 1 试验研究

### 1.1 试件概况

以深圳某超高层建筑为工程背景,设计了 2 个试验构件,模型比例为 1:3,本试验选取该体系的首层转换层节点作为研究对象,节点中中下柱为竖直柱,与梁正交,上柱为单向倾斜柱,与水平方向夹角约 67°,在节点核心区内采用钢隔板进行局部加强。

收稿日期:2013-09-30

作者简介:张舒怡(1989-),女,华南理工大学在校研究生,主要从事结构工程研究,(E-mail)shuyi-89@163.com。



图 1 某超高层建筑实际照片

为研究该类节点受力和变形特性,对 2 个缩尺比例为 1:3 的转换层节点模型进行对称加载和非对称加载静力试验。试件均为矩形钢管混凝土转换层交叉柱节点,共交汇了 3 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。管的整体试件制作在工厂内完成实际施工过程中相贯焊接顺序,质量要求达到一级焊缝质量标准采用。为了加载的方便,在每根柱子的端部分别焊一块刚性比较大的厚度 40 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加强措施分别如图 2~4 所示。



图 2 转换层节点试件实际照片

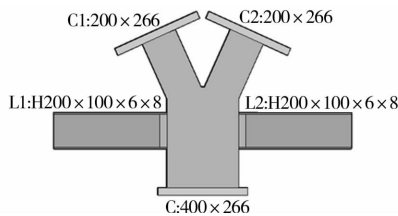


图 3 模型杆件编号及截面尺寸(单位:mm)

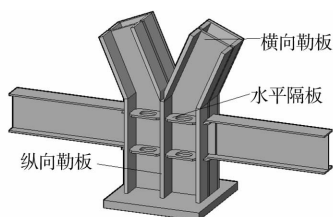


图 4 转换层节点模型加强措施示意图

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。钢管柱、梁、内隔板、加劲肋均采用 Q345B 钢板,材料强度如表 1 所示。采用强度等级为 C60 的商品混凝土,实验当天实测混凝土立方体抗压强度为 70.4 MPa。

表 1 节点钢板材料强度

| 钢板厚度/mm | 屈服强度/MPa | 极限强度/MPa |
|---------|----------|----------|
| 6       | 304      | 427      |
| 8       | 345      | 510      |
| 10      | 341      | 503      |
| 20      | 356      | 526      |

## 1.2 试验装置及测点布置

试验采用能承受 20 000 kN 的自平衡钢架进行加载,试验装置如图 5 所示。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。两套系统分别加载,可以模拟两个杆件受不同大小压力的情况。

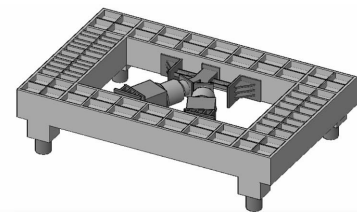


图 5 试验装置

根据节点各个区域的应力分布及试验需要,试件节点区和加载柱端共布置了 48 个应变花,4 个应变片,7 个位移计。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,位移计量程均为 50 mm。

## 1.3 加载制度及约束条件

经过计算比较,采用图 6 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  $p$  加至 7 000 kN 则停止。

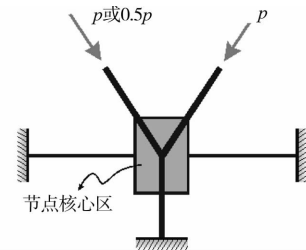


图 6 转换层节点约束条件和加载方式示意图

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 转换层节点试验现象及结果

2 种加载模式在加载至 7 000 kN 时,整个节点均未出现明显凹凸变形,仍能继续持荷加载。转换层节点实验现场照片如图 7 所示。

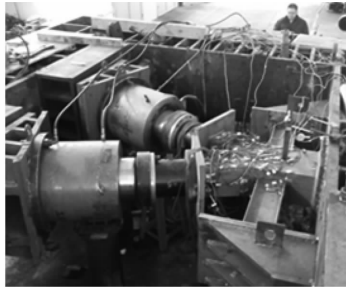


图 7 转换层节点试验

### 2.2 节点核心区域钢管试验结果分析

由于节点核心区是 3 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。

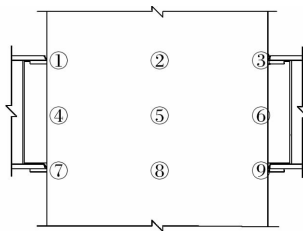


图 8 节点核心区域应变花的布置及测点编号

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 2 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,得出节点核心区域外钢管管壁的各级荷载下各测点的纵向应变分布图,如图 9~12 所示。

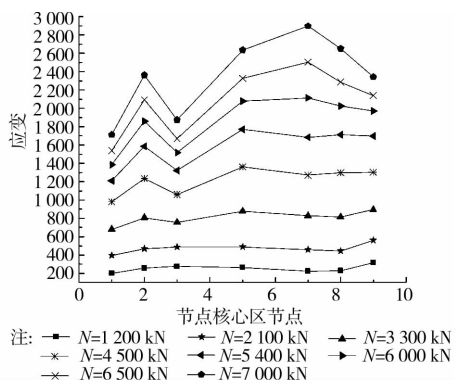


图 9 对称荷载下节点核心区应变分布曲线

从图 9 中可以看出,对称荷载加载到 6 000 kN 时,节点核心区一些测点处钢管开始屈服,达到 7 000 kN 时这些测点基本上全部屈服。由于材料的不均匀性与加工的误差,加载的力越大,几何对称处测点的应变差别越大。非对称加载

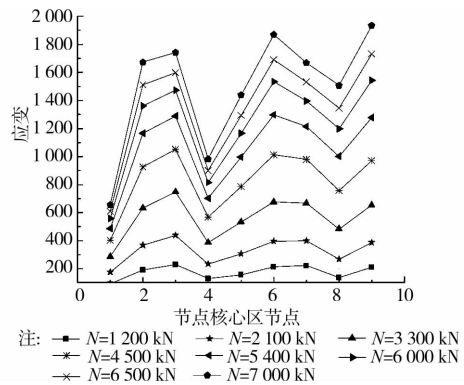


图 10 非对称荷载下节点核心区应变分布曲线

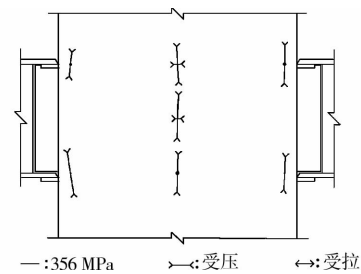


图 11 对称加载节点核心区区域主应力

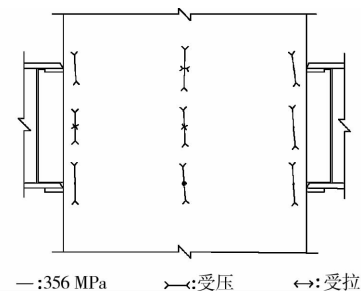


图 12 非对称加载节点核心区区域主应力

时,同级荷载下各测点的应变均小于对称荷载下的,较大荷载作用线附近区域的测点处应变较大。

非对称加载下节点核心区各测点的主应力和其在对称加载下的大小差别不大,最大主压应力基本上沿节点轴线方向,另一方向的应力数值较小,有些测点是拉应力。

## 3 数值模拟与结果分析

由于试验所测的应力只能反映外部钢管的受力变形特征,为了验证试验结果的可靠性及研究节点内部混凝土及横隔的受力变形特征,以平面 Y 型方钢管节点的试验数据为基础,对节点进行非线性有限元建模分析,以揭示受压节点的受力过程和塑性区扩展情况,重点考察节点核心区、内部加强板及混凝土对节点受力特点的影响。笔者利用 ABAQUS 通用程序,建立同时考虑几何非线性、材料非线性等因素的有限元理论分析模型,通过合理的单元选取和网格划分,结合试验研究,对该转换层节点模拟分析对称荷载和非对称荷载作用下的受力性能。

### 3.1 有限元模型

为方便比较,有限元分析试件选用试验模型,不同厚度的钢管及混凝土的屈服强度取材性试验结果。钢材的弹塑

性本构模型采用 ABAQUS 自带的等向弹塑性模型,满足 Von Mises 屈服准则,其应力应变关系采用采用三折线模型加以模拟。管内混凝土本构关系选取文献<sup>[7]</sup>提出的混凝土偏压偏拉本构关系曲线,采用 ABAQUS 混凝土塑性损伤模型<sup>[15]</sup>。针对底部转换节点试验模型的特点,远离节点核心区

的梁、柱及管内混凝土选用 8 结点 6 面体规则单元,形状复杂的节点内隔板等选用 10 结点 4 面体单元。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<sup>[16]</sup>。

转换层节点模型的有限元网格划分结果如图 13 所示。

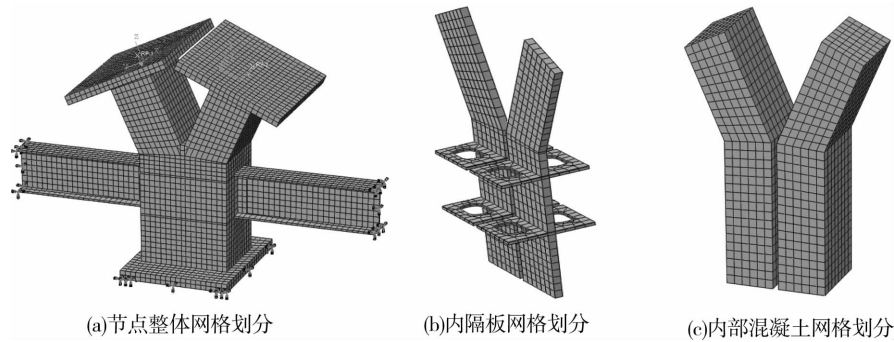


图 13 有限元模型网格划分

### 3.2 有限元计算分析及图形结果

#### 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 14 所示。

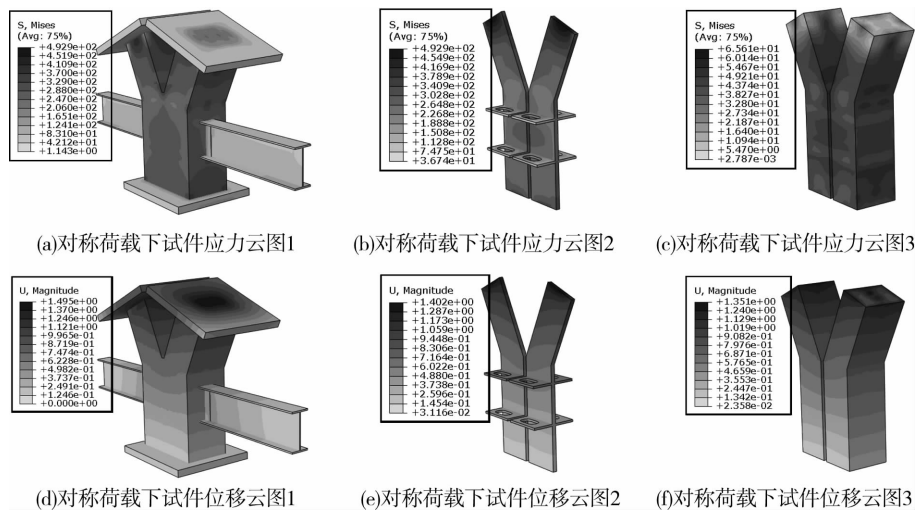


图 14 对称荷载下有限元分析结果

从以上应力和变形的图形结果可了解到转换层节点对称加载模式下,两加载端均加载至 7 000 kN 时,整个节点的应力最大处集中在加载区域,内部水平隔板在加载端承受很大的力,大大减小了内部混凝土端部的应力。外钢管和内隔板在节点核心区的应力相对较小,内部混凝土在节点核心区的转角处出现应力集中现象。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。节点的变形集中在加载区域,由于隔板和钢梁的约束作用,节点核心区的变形很小。

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 15 所示。

从以上应力和变形的图形结果可以看出,转换层节点对称加载下,C2 柱端加至 7 000 kN(C1 柱相应的荷载为 3 500 kN)时,整个节点的应力最大处集中在 7 000 kN 加载

端区域,内部水平隔板在加载端承受很大的力,大大减小了加载端内部混凝土的应力。在 7 000 kN 的作用线附近外钢管应力较大,混凝土和内隔板在节点核心区的应力相对较小,内部混凝土在节点核心区的转角处出现应力集中现象。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。节点的变形集中在 7 000 kN 加载区域,由于力的传递作用,节点核心区在 3 500 kN 加载侧的变形相对另一侧的变形稍大。整个节点由于不对称受力,两斜柱夹角位移较大,出现了一定的扭转。

## 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 15 可以看出计算值与试验值基本吻合。

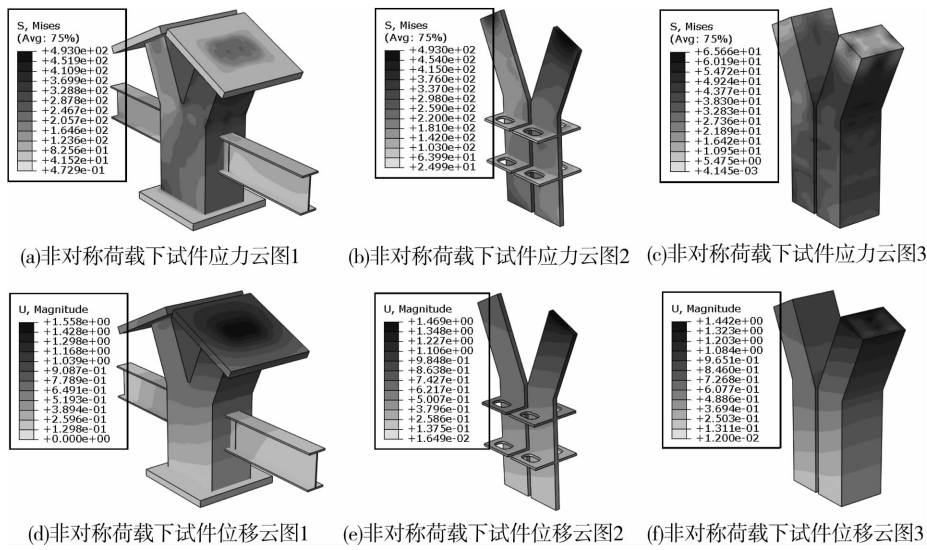


图 15 非对称荷载下有限元分析结果

4.1.1 对称加载的 Mises 应力及与计算值对比 从图 16~18 可看出,对称加载下,两柱端的 Mises 应力随荷载的增加在计算值上下波动,其中 C2 柱端应力在加载前期偏低较多。同样荷载下,两上柱夹角测点实测应力在加载中后期较计算值偏小,而加节点核心区处测点实测的应力偏大,这是由于 ABAQUS 分析时采用的模型绝对对称,是在没有考虑加工误差和材料不均匀性的理想状态下进行的。实验模型柱端加载板是在混凝土浇筑完成后焊接上去的,由于施工及混凝土的收缩硬化,加载板与内部混凝土会有一个难以估计的空隙,这就造成加载前期柱端处的混凝土对承压贡献不大,而随着外部荷载的增大,混凝土所承载压力的比例也就越大。

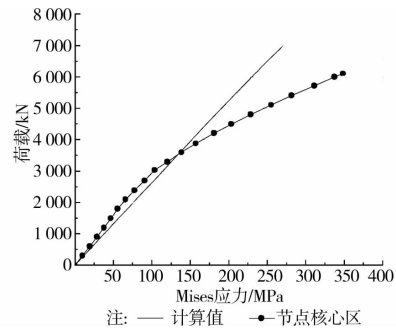


图 18 节点核心 5 号测点实测应力与理论应力对比

算值稍大,尤其是较小力加载柱的根部。由于加载至最大荷载时节点整体仍处于弹性受力阶段,两加载端部处测点的应力与其荷载的比例基本上一致,较大力加载柱的根部应力很大。

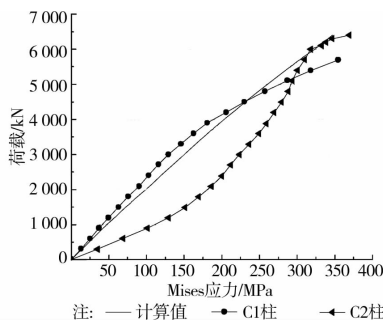


图 16 两上柱端测点实测应力与理论应力对比

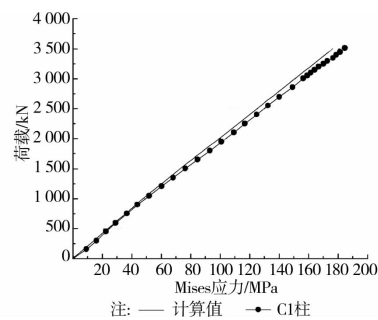


图 19 C1 柱端测点实测应力与理论应力对比

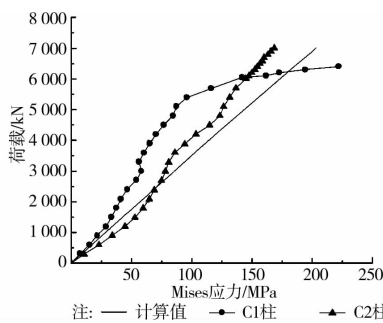


图 17 两上柱夹角测点实测应力与理论应力对比

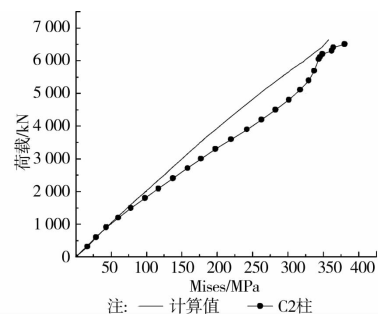


图 20 C2 柱端测点实测应力与理论应力对比

4.1.2 非对称加载 Mises 应力及与计算值对比 从图 19~23 可看出,非对称荷载下,同荷载下试验所测的应力值较计

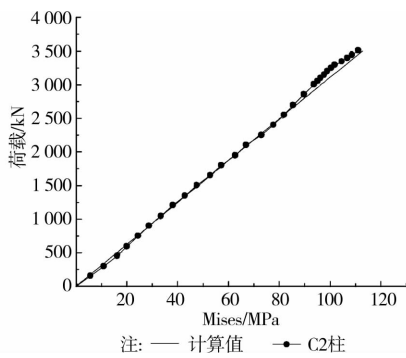


图 21 两上柱夹角 C1 柱上测点实测应力与理论应力比较

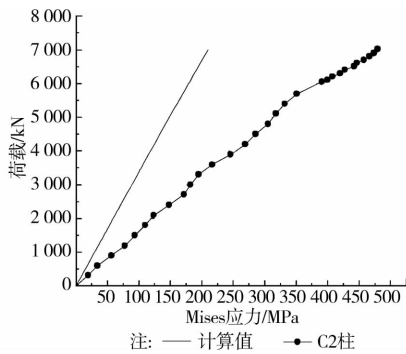


图 22 两上柱夹角 C2 柱上测点实测应力与理论应力比较

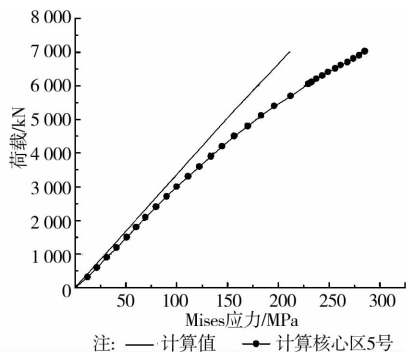


图 23 节点核心区 5 号测点实测应力与理论应力比较

#### 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。节点对称加载的实测位移曲线及与计算值的比较如图 24 所示。从图中可以看出两柱端位移随荷载的变化不一致,且与计算值均有一定偏差。从图中看出,节点在达到设计荷载受力到 7 000 kN 时仍没屈服,柱端最大位移是 1.42 mm。

节点非对称加载的实测位移曲线及与计算值的比较如图 25~26 所示。从图中看出,节点在两柱端受力分别到 7 000 kN 和 3 500 kN 时仍没屈服,此时加载端的位移分别为 1.1 mm 和 0.6 mm,均大于其相应的计算值,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。

## 5 结论

通过试件静力荷载试验和有限元分析,研究了转换层 Y

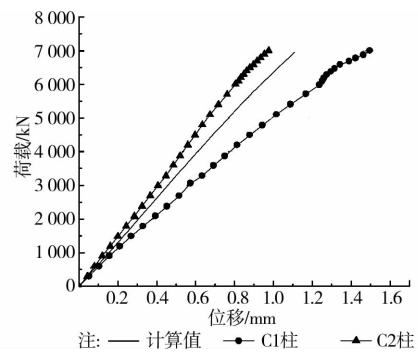


图 24 对称加载两柱端轴向位移

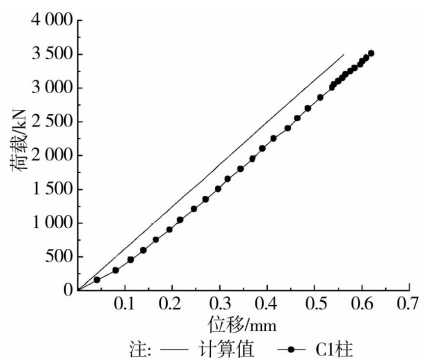


图 25 非对称加载 C1 柱端轴向位移

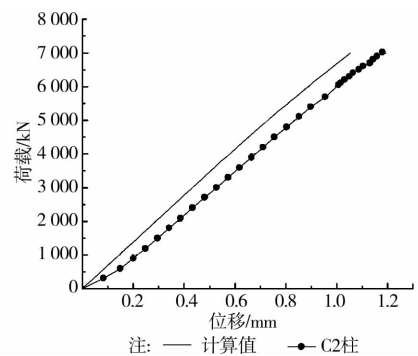


图 26 非对称加载 C2 柱端轴向位移

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) 转换层节点模型试验测出的 Von Mises 等效应力和位移-荷载曲线与有限元分析结果吻合良好,运用有限元方法分析钢管混凝土节点的结果是真实可信、能应用于实际工程的,该分析方法分析 Y 型节点具有一定的可靠性;

2) 转换层节点模型试验两个试件最终均没破坏。最大荷载达到 7 000 kN 时,转换层节点柱端大面积屈服,而节点核心区基本处于弹性阶段,节点的延性较好,受力比较合理,使用该节点具有一定的可靠性和实用性;

3) 节点域内隔板的受力性能良好,内隔板及周边的焊缝完好,未见屈服迹象,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;

4) 有限元分析结果显示,梁柱连接处内部混凝土的应力集中现象严重,若采用圆角的连接构造方式,可有效改善内部混凝土的受力性能。

## 参考文献:

- [1] 蔡绍怀. 现代钢管混凝土结构[M]. 北京: 中国建筑科学研究院, 2007.
- [2] 中国工程建设标准化协会. CECS 159: 2004 矩形钢管混凝土结构技术规程[S/OL]. [2013-10-13]http://wenku.baidu.com/link?url=Tjb6cPulK8714bLLiRA-av363ZL5F\_IQrR3iboiyFWIowzz5fQnz1ZqKYRabAz6MSI8LcW9v7PmjxqQ6jXupCL1w2Utw4dciU\_gwcl7h-ze.
- [3] 薛守宝, 吴麟, 陈靖, 等. 目前我国相贯节点的研究现状[J]. 四川建材, 2013, 39(3): 35-37.
- [4] Kim Y J, Yung I Y, Ju Y K, et al. Cyclic behavior of diagrid nodes with H-section braces [J/OL]. Journal of Structural Engineering. 2010, 1111-1122 [2013-10-13]. http://wenku.baidu.com/link?url=Pd7\_vLekYTeESMFveNxx-wGG-21hPgx0hJgcuYB2vrIUbkOTW-ScV-uBGC8gUgopiFFG2FqXaETur4F7tw2xN-KMdP21cRCD67V\_xKtV9u.
- [5] 李庆钢, 杜钦钦, 贾连光等. 斜交网格结构空间相贯焊接节点承载力有限元分析[J]. 钢结构, 2011, 9(26):31-35.
- [6] Packer J A, Wardenier J, Zhao XL, et al. Design guide for rectangular hollow section (RHS) joints under predominantly static loading[M]. Verlag TUR Rhermland Press, 1992.
- [7] 徐桂根, 聂建国. 方钢管混凝土柱内隔板贯通式节点核心区抗震性能的试验研究[J]. 土木工程学报, 2011, 44(8): 25-32.
- [8] 舒兴平, 袁智深, 姚尧. N形方主管圆支管相贯节点受力性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2012, 33(12):47-54
- [9] 韩小雷, 黄超, 方小舟, 等. 广州西塔巨型斜交网格空间相贯节点试验研究[J]. 建筑结构学报, 2010, 31(1): 63-69.
- [10] 刘永健, 周绪红, 邹银生, 等. 矩形钢管混凝土横向局部承压强度的试验研究[J]. 建筑结构学报, 2003, 24(2): 42-48.
- [11] 赵宪忠, 陈誉, 陈以一, 等. 平面KT型圆钢管搭接节点静力性能的试验研究[J]. 工业建筑, 2010, 40(4): 107-111.
- [12] 刘君平, 刘永健. 主管内填混凝土对矩形钢管节点受力性能的影响[J]. 西安建筑科技大学学报, 2011, 43(1): 18-24.
- [13] Mirza O, Uy B. Behaviour of composite beam-column flush end-plate connections subjected to low-probability, high-consequence loading[J]. Engineering Structures, 2011, 33(2):647-662.
- [14] 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.
- [15] Hibbitt, Karlson, Sorenson. ABAQUS Version 6. 8: Theory manual, users' manual, verification manual and example problems manual[M]. Hibbitt; Karlson and Sorenson Inc, 2008.
- [16] 陈誉, 赵宪忠. 平面KT型圆钢管搭接节点有限元参数分析与承载力计算[J]. 建筑结构学报, 2011, 32(4):134-141.

(编辑 郑洁)

## (上接第 91 页)

- [2] 王建平. 垃圾焚烧飞灰高温处理过程重金属迁移特性研究[D]. 沈阳: 沈阳航空工业学院, 2006.
- [3] 刘娟. 焚烧飞灰与污泥混合烧结制取轻骨料基础研究[D]. 沈阳: 沈阳航空工业学院, 2006.
- [4] 张刚. 城市固体废物焚烧过程二噁英与重金属排放特征及控制技术[D]. 广州: 华南理工大学, 2013.
- [5] 周俊晓. 垃圾焚烧飞灰中重金属的特性及飞灰稳定化处理实验研究[D]. 南京: 河海大学, 2008.
- [6] 王正宇. 垃圾焚烧飞灰的复合稳定化/固化研究[D]. 上海: 同济大学, 2007.
- [7] 宋丽芸. 垃圾焚烧飞灰的资源化研究[D]. 广州: 华南理工大学, 2011.
- [8] 张玉燕, 倪文, 李德忠, 等. 垃圾焚烧飞灰的处理技术现状[J]. 工业安全与环保, 2009, 35(1):1-3.
- [9] 刘元鹏. 垃圾焚烧飞灰重金属浸出特性及稳定化研究[D]. 山东: 山东农业大学, 2012.
- [10] 胡滨海. 浅谈垃圾焚烧发电厂飞灰处理技术[J]. 电站系统工程, 2007, 23(2):65-66.
- [11] Sakai S, Urano S, Takatsuki H. Leaching behavior of PCBs and PCDDs/DFs from some materials [J]. Waste Management, 2000, 20: 241-247.
- [12] 孙敬龙. 城市生活垃圾焚烧过程二噁英合成机理及拟制方法实验研究[D]. 天津: 天津大学, 2011.
- [13] 张岩. 垃圾焚烧飞灰中重金属的渗滤特性及飞灰固化处理的实验研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2005.
- [14] 邓焱超, 李建新, 袁镇福, 等. 垃圾焚烧飞灰的无害化处理技术[J]. 电站系统工程, 2007, 23(4):1-4.
- [15] 李建新, 王永川, 严建华, 等. 城市垃圾焚烧飞灰资源化利用前景分析[J]. 电站系统工程, 2008, 24(1):9-11.
- [16] 王伟. 垃圾焚烧中抑制二噁英二次生成的方法探讨[J]. 化工设计通讯, 2010, 36(2):32-33.
- [17] 刘娟. 焚烧飞灰与污泥混合烧结制取轻骨料基础研究[D]. 沈阳: 沈阳航空工业学院, 2007.
- [18] 董绍兵. 城市生活垃圾焚烧飞灰的固化/稳定化处理技术[J]. 广西轻工业, 2009, (9):104-105.

(编辑 郭飞)