

# 中空夹层钢管混凝土组合框架的拟动力试验

黄亮<sup>1,2</sup>, 郭磊<sup>1</sup>, 陆斐<sup>1</sup>, 卜逸凡<sup>1</sup>, 王静峰<sup>1,2</sup>

(1. 合肥工业大学土木与水利工程学院, 安徽合肥 230009;  
2. 土木工程结构与材料安徽省重点实验室, 安徽合肥 230009)

**摘要:**以高强单边螺栓连接的中空夹层钢管混凝土柱与型钢-混凝土组合梁是一种装配式框架组合结构。为了研究该组合结构在罕遇地震时的动力响应和局部构件的变形损伤,使用 OpenSees 软件和 MTS 液压伺服加载设备进行多层框架拟动力试验,其中易于损伤的底部两层框架设置为试验子结构。具有水平随动能力的轴力加载是试验的技术难点之一,将省略轴力的简化边界和具备水平随动轴力的近似边界进行对比试验,结果表明:罕遇地震作用下,装配式框架的梁柱节点率先屈服,节点转动耗散了地震能量,从而避免梁端出现塑性铰;使用高强单边螺栓连接的梁柱节点属于半刚性连接,导致框架的层间位移角略大于抗震规范 2% 的限制;轴力略微有利于增加中空夹层钢管混凝土柱抗侧移刚度,省略轴力的试验加载方案是一种可接受的边界简化。

**关键词:**拟动力试验;中空夹层钢管混凝土;组合结构;OpenSees 有限元

**中图分类号:** TU317<sup>+</sup>.2; TU375 **文献标志码:** A **文章编号:** 1004-4523(2022)06-1501-10

**DOI:** 10.16385/j.cnki.issn.1004-4523.2022.06.022

## 引言

中空夹层钢管混凝土 (Concrete Filled Double-skin Steel Tubes, CFDST) 是一种将内外两层钢管同心放置,并在两层钢管之内灌注混凝土的构造形式,其轴压承载能力高于同尺寸的实心钢管混凝土,具有更大的抗弯性能<sup>[1]</sup>。由于具有质量轻、稳定性好、耗能性优越、抗火性好等优点<sup>[2]</sup>,中空夹层钢管混凝土成为一种理想的组合结构形式,适用于各类装配式建筑。

近年来,国内外对中空夹层钢管混凝土的组合结构形式开展了广泛的研究。Sulthana 等<sup>[3]</sup>研究了中空夹层钢管混凝土长柱的轴向抗压性能。Uenaka<sup>[4]</sup>研究了圆套方中空夹层钢管混凝土短柱的轴向承载力。黄宏等<sup>[5]</sup>对方实心钢管混凝土压弯扭构件进行了研究。Hu 等<sup>[6]</sup>研究了不同构造的中空夹层钢管混凝土框架的破坏机理。上述研究均采用拟静力试验方法。王静峰等<sup>[7]</sup>和郭磊等<sup>[8]</sup>采用拟动力方法研究了方套方中空夹层钢管混凝土柱单边螺栓连接节点的动力特性和破坏模式。目前,中空夹层钢管混凝土的研究主要集中在构件与节点性能研究,而对整体结构在地震作用下的动力响应和破坏机理

研究较少。传统的拟静力方法无法支撑此类研究,因此本文引进了拟动力试验方法。

拟动力试验采用数值计算和试验加载交互技术,可实现有限空间内大尺度构件的动力加载测试<sup>[9]</sup>。薛建阳等<sup>[10]</sup>采用拟动力试验方法研究了传统风格建筑钢筋混凝土-钢管混凝土组合框架模型的抗震性能。李腾飞等<sup>[11]</sup>采用拟动力混合试验方法研究了高强钢组合 K 形偏心支撑钢框架抗震性能。

为了研究使用高强单边螺栓连接的中空夹层钢管混凝土框架在罕遇地震下的动力响应和变形损伤,本文进行了全装配式框架的拟动力试验。试验中,框架水平方向的加载控制较为成熟,而具有水平随动能力的轴力加载通常是技术难点之一。本文进行了省略轴力的简化边界和具备水平随动轴力的近似边界的对比试验,分析了轴压力对钢管混凝土组合框架抗震性能的影响。

## 1 全装配式框架背景介绍

本文研究的全装配式中空夹层钢管混凝土框架结构采用方套方中空夹层钢管混凝土作为框架柱,窄翼缘 H 型钢作为框架梁,钢筋桁架承板作为楼面板;梁、柱采用高强单边螺栓连接,楼板与梁采用高

收稿日期: 2020-12-19; 修订日期: 2021-10-07

基金项目: 国家自然科学基金资助项目 (52008145, 51478158); 中央高校基本科研业务费专项资金资助项目 (JZ2020HGQA0203, PA2021GDSK0080)。

强螺栓连接;同时,为了减少安装偏差,钢管端部进行了刨平处理,螺栓孔采用贯通开孔方式;为了防止局部破坏,梁中和柱脚等处采用加劲肋焊接的加强措施。

如图 1 所示,该榀框架共十层三跨,跨距 9 m,总宽 27 m;底部两层层高 4.5 m,上部八层层高 3.6 m,总高 37.8 m。框架柱采用变截面设计,底层柱内、外钢管截面尺寸为 500 mm×14 mm 和 700 mm×16 mm,中层柱为 450 mm×12 mm 和 650 mm×14 mm,底层柱为 400 mm×10 mm 和 600 mm×12 mm;方钢管均采用 Q345 无缝钢管,内外钢管间浇筑 C40 自密实混凝土。

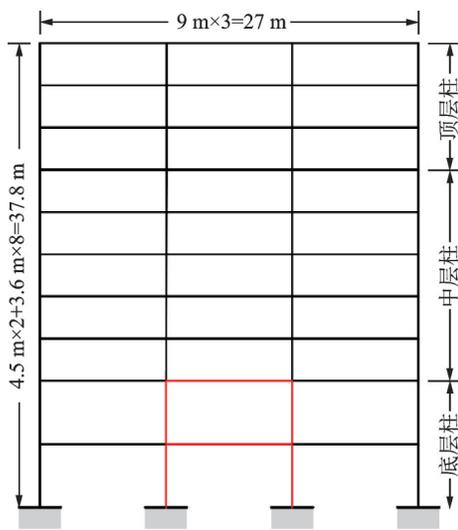


图 1 全装配式中空夹层钢管混凝土框架

Fig. 1 CFDST composite frame

根据《中空夹层钢管混凝土结构技术规程》<sup>[12]</sup> 3.1.8 条,矩形套矩形中空夹层钢管混凝土的空心率  $\chi$  计算如下式:

$$\chi = \sqrt{\frac{B_i D_i}{(B - 2t_0)(D - 2t_0)}} \quad (1)$$

式中  $B = D$  为外方钢管边长,  $B_i = D_i$  为内方钢管边长,  $t_0$  为外钢管壁厚。故底层、中层和顶层的空心率分别为 0.749, 0.723 和 0.694。

框架梁均使用 600 mm×300 mm×15 mm×20 mm 的 Q345 焊接型钢,等分设置三道加劲肋。梁柱节点使用 10.9 级 M16 高强单边螺栓连接,按 4 排 2 列布置,单边螺栓需经初拧、终拧使螺栓达到规定的扭矩。节点的设计承载力小于钢梁的全截面塑性承载力,地震作用下预期将率先屈服,通过节点转动耗散能量,避免梁端出现塑性铰。

装配式楼板采用钢筋桁架-混凝土组合楼板。该楼板采用钢筋组成三角桁架,混凝土浇筑时楼板底部铝模承受施工期间荷载,混凝土养护完成后无

需拆除铝模,保证了楼板底面光滑平整。楼板厚度为 150 mm,钢筋桁架高度为 110 mm,上下侧保护层厚度为 20 mm,楼板宽度为 2100 mm,混凝土强度等级为 C30。楼板顶、底部分别配置  $\Phi 8$  mm 的 HRB400 纵向钢筋 10 和 18 根。为加强楼板的工作性能,避免由负弯矩导致的过早破坏,对柱端附近楼板进行钢筋加密。楼板浇筑混凝土前预留孔洞,确保后期与框架梁螺栓拼装连接。

装配式框架每跨承受 180 t 质量。结构的阻尼比为 0.035,介于钢结构和钢混结构之间。通过有限元进行模态分析,结构一阶自振周期为 1.40 s。

结构抗震设防烈度为 8 度,设计基本地震加速度为 0.3g,位于第 II 类场地第二组。

## 2 拟动力试验设计

### 2.1 试验方法

拟动力试验<sup>[13-14]</sup>是一种由计算机控制的低速动力试验技术。试验中整体结构被划分为数值和试验子结构,前者使用有限元模拟,后者采用低速加载。模拟和试验结果同步交互并在子结构界面处耦合,可同时分析整体结构动力性能和局部构件的变形损伤。

该方法大幅降低了试验成本,可实现有限空间内的大尺度构件试验,适用于研究变形控制的各类非线性构件。中空夹层钢管混凝土依靠材料变形抵抗外力,可视为变形控制构件。拟动力方法适用于此类装配式结构的研究。

### 2.2 试验设备

本试验于土木工程结构与材料安徽省重点实验室完成,硬件设备使用了 MTS244.51 作动器 2 台,最大输出荷载为 1000 kN,最大位移量程为  $\pm 250$  mm,反力架 1 套,油压千斤顶 2 台,东华数字采集仪。软件使用了有限元分析软件 OpenSees,混合试验平台 OpenFresco,作动器控制软件 MTS793,作动器外部控制软件 MTSCsi。

### 2.3 子结构划分

#### 2.3.1 数值子结构

假设该十层全装配式框架质量集中于梁柱节点处,边柱和中柱节点处质量分别为 90 t 和 180 t;框架阻尼符合瑞利阻尼。在地震作用下,底部框架所受水平剪力最大,也是结构相对薄弱部分。故将中跨处的底部两层框架(见图 1 红线)划分为试验子结构,其余部分(见图 1 黑线)作为数值子结构。该试

验子结构的划分最能反映装配式建筑在地震作用下的变形与损伤。

为了保证数值分析精度,数值子结构采用全尺寸精细化建模。梁柱单元采用纤维截面建模,如图2所示。混凝土楼板与型钢梁之间完全抗剪连接,忽略两者的相对滑移。变截面柱上下刚接,忽略过渡区域应力集中现象。

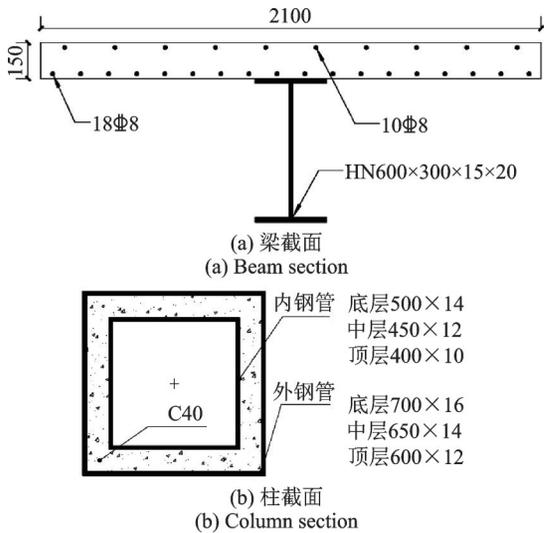


图2 梁、柱截面(单位:mm)

Fig. 2 Section of beam and column(Unit:mm)

中空夹层夹芯混凝土所受约束与钢管混凝土核心区混凝土约束相似<sup>[15]</sup>。本文采用韩林海<sup>[16]</sup>提出的约束关系模型定义夹芯混凝土本构:

$$y = \begin{cases} 2x - x^2, & x \leq 1 \\ \frac{x}{\beta(x-1)^\eta + x}, & x > 1 \end{cases} \quad (2)$$

式中  $x = \epsilon/\epsilon_0$  表示标准应变; $y = \sigma/\sigma_0$  表示标准应力; $\beta, \eta$  为应力应变拟合参数。

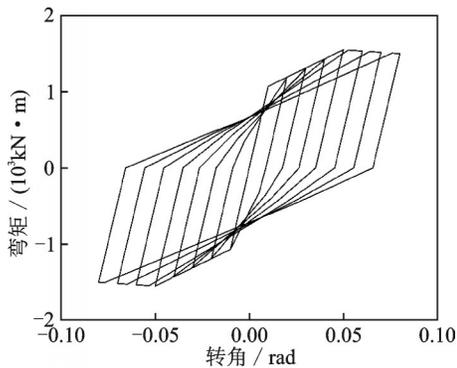


图3 节点弯矩转角特性

Fig. 3 Bending moment and rotation angle of the joint

梁柱节点处的高强单边螺栓采用零长度单元建模,仅提供具有屈服特性的转动弯矩,屈服特性如图3所示。

### 2.3.2 试验子结构

受试验场地和加载设备限制,建造大比例缩尺的试验构件,如图4所示。



图4 试验构件

Fig. 4 Test specimen

试验构件与原型结构基本符合表1中的相似比。构件内、外钢管截面尺寸140 mm×6 mm和240 mm×8 mm,为材料Q345;内部填充C40自密实混凝土,柱层高1.5 m。框架梁使用HN250 mm×125 mm×4 mm×6 mm高频焊接薄壁型钢,材料Q345,梁长为3 m。梁柱节点采用外伸端板连接方式,螺栓选用国产10.9级M16新型高强单边螺栓,要求拧紧扭矩达到320 N·m。楼板厚度为100 mm,钢筋桁架高度为70 mm,长度为3260 mm,宽度为1200 mm,楼板混凝土强度等级为C30,钢筋材料为HRB400,楼板配筋如图5所示。钢材材性实验结果如表2所示。混凝土材性实验结果为:柱内混凝土弹性模量和立方体抗压强度分别为33961.8和51.36 MPa,楼板内混凝土弹性模量和抗压强度为30832.7和39.11 MPa。

表1 试验子结构相似比

Tab. 1 Similarity ratio of experimental substructure

| 参数            | 相似比  |
|---------------|------|
| 应变 $\epsilon$ | 1    |
| 应力 $\sigma$   | 1    |
| 长度 $L$        | 1/3  |
| 角位移 $\theta$  | 1    |
| 力 $F$         | 1/9  |
| 弯矩 $M$        | 1/27 |

### 2.3.3 子结构交互

该中空夹层钢管混凝土框架总高小于40 m,质量和刚度沿高度分布均匀,结构在地震作用下以剪切变形为主,故试验仅模拟框架的水平剪切边界条件。如图4所示,作动器水平安装在一、二层楼板处,试验与数值子结构仅在界面处进行水平方向位移和反馈力的数据交互;试验构件的竖向刚度将在数值子结构模型中使用零长度弹簧单元模拟;忽略

表 2 钢材材性试验结果  
Tab. 2 Material properties of steel

| 试件类型   | 厚度或直径/mm | 屈服强度 $f_y$ /MPa | 抗拉强度 $f_u$ /MPa | 弹性模量 $E/(10^5\text{MPa})$ | 伸长率/% |
|--------|----------|-----------------|-----------------|---------------------------|-------|
| 外钢管    | 8        | 328.6           | 452.5           | 2.06                      | 30.0  |
| 内钢管    | 6        | 392.1           | 533.3           | 2.03                      | 28.9  |
| 端板     | 10       | 367.1           | 562.2           | 2.05                      | 25.0  |
| 钢梁翼缘   | 6        | 336.4           | 484.6           | 2.06                      | 26.0  |
| 钢梁腹板   | 4        | 392.1           | 533.3           | 2.05                      | 29.0  |
| 上弦钢筋   | 8        | 376             | 533             | 2.07                      | 21.2  |
| 下弦钢筋   | 6        | 388             | 548             | 2.21                      | 20.7  |
| 底层横向钢筋 | 8        | 369             | 530             | 2.04                      | 21.8  |
| 顶层横向钢筋 | 12       | 346             | 517             | 1.82                      | 24.1  |

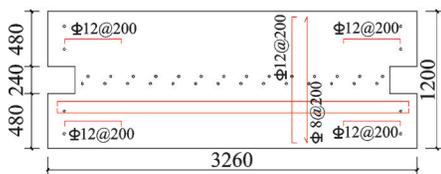


图 5 组合楼板配筋图(单位:mm)

Fig. 5 Reinforcement diagram of composite floor(Unit:mm)

构件节点处转动边界条件。

由于数值子结构采用全尺寸建模而试验子结构采用缩尺建造,故在数据交互时将依据相似比对信号进行缩放。根据表 1,数值子结构中一、二层节点处位移( $u_1, u_2$ )将缩小至 1/3,作为试验子结构位移指令信号( $u_1^{\text{cmd}} = u_1/3, u_2^{\text{cmd}} = u_2/3$ );当试验子结构推至目标位置时,所测量的各层反馈力( $f_1^{\text{mea}}, f_2^{\text{mea}}$ )将放大 9 倍,均分给两侧节点, $f_1 = f_3 = 4.5f_1^{\text{mea}}, f_2 = f_4 = 4.5f_2^{\text{mea}}$ ,再传递至与数值子结构反馈力耦合,如图 6 所示。

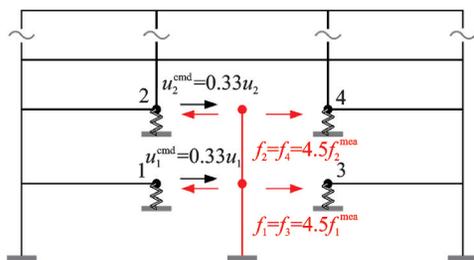


图 6 子结构交互示意图

Fig. 6 Scheme of substructure interaction

在混合试验平台 OpenFresco 中,采用通用试验单元 generic<sup>[17]</sup>定义试验子结构,设置 2 通道数据交互接口。试验单元在一、二层楼板处分别设置水平方向控制点,用于位移、反馈力数据交互。采用 MTSCsi 外部控制方法控制作动器动作。设置本地试验站点。选择 NoTransformation 进行试验设置,定义数据交互类型和缩放比例。

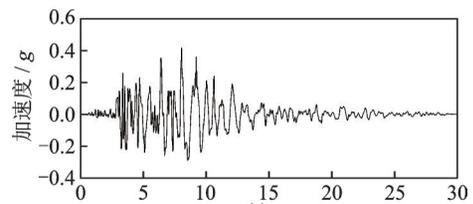
## 2.4 加载方案

### 2.4.1 水平地震作用和重力加载

图 4 所示的装配式框架同时受到重力和水平地震作用。实验室使用两台作动器用于框架的水平加载,其加载控制较为成熟。而具有水平随动能力的轴力加载是技术难点之一。最简化的轴向边界条件为无轴力空载试验,此种简化可能会影响框架抗震性能。本文设计了柱顶空载和柱顶加压 700 kN(轴压比 0.32)的对比试验,用于分析不同轴压比对装配式框架的抗侧移刚度和抗震性能的影响。柱顶加载方案使用油压千斤顶加压,千斤顶与反力架间增设滑移装置,用于减少摩擦,实现轴力的水平方向随动。

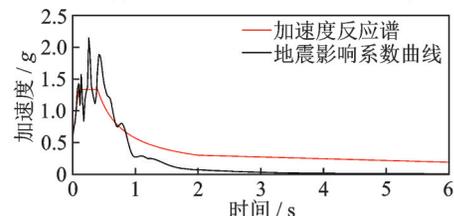
### 2.4.2 地震波

通过结构自振周期和加速度反应谱分析,选择美国 Northridgedi 地震对应的时长 30 s 的 Mul009 波(如图 7 所示)作为水平地震输入,加速度峰值为 0.4g,研究全装配式框架在地震作用下的动力响应。



(a) 地震波加速度时程

(a) Seismic acceleration time history



(b) 加速度反应谱

(b) Acceleration response spectrum

图 7 地震波加速度时程和反应谱

Fig. 7 Seismic acceleration time history and response spectrum

考虑结构位于8度0.3g抗震设防烈度区,根据《建筑抗震设计规范》<sup>[18]</sup>,罕遇地震烈度下加速度峰值为510gal。为满足峰值加速度,将地震波记录放大1.4倍,调整后的加速度峰值为548gal。由于该地震波加速度峰值集中在5~13s区间内,研究前24s地震作用下结构的动力响应可充分满足目标。

### 2.4.3 积分算法和时间步长

选择 $\alpha$ -OS隐式积分算法用于数值积分,并使用线性迭代求解运动方程,收敛标准为残差 $\epsilon < 10^{-6}$ 。试验的积分步长为0.01s,计算步骤2400步。拟动力试验将时间尺度放大100倍,试验实际耗时2400s。

## 3 试验结果分析

试验记录了数值子结构各节点位移、单元力、作动器所接受的指令位移信号及反馈的测量位移、测量反力信号,及试件上各测点应变。

### 3.1 位移时程

图8(a)和9(a)分别展示了柱顶加载和空载条件下作动器所接受的指令位移和实际抵达位置(测量位移)。试验构件的位移峰值出现在地震开始后的10.91s,一、二层位移峰值在柱顶加载情况下分别为-11.07和-30.36mm;在柱顶空载情况下分别为-10.96和-29.55mm。柱顶空载时位移峰值略小于柱顶加载情况。

表3采用FEI频域分析方法<sup>[19]</sup>评价试验效果,结果显示柱顶加载时试验平均幅值误差小于0.16%,幅值误差极小,可忽略不计。作动器平均时滞分别为27.9和23.0ms,属于欠载误差。由于拟动力试验速度放慢了100倍,导致时滞效应同步缩小了100倍,等效时滞(平均时滞/时间尺度)小于0.3ms。因此,时滞误差对拟动力试验的影响极小,可忽略不计。柱顶空载与柱顶加载时情况相似,时滞误差和平均幅值误差均对试验影响极小。此外,两种方案的位移误差峰值仅占指令峰值的0.2%~0.6%,证明了拟动力试验在低速加载时的准确性。

由于作动器位移追踪效果较好,其同步测量的框架反馈力是可信的。图8(b)和9(b)分别展示了柱顶加载和空载条件下框架的反馈力时程。柱顶加载条件下一、二层反馈力峰值分别为-192.2和248.2kN;柱顶空载条件下反馈力峰值分别为-175.1和225.9kN。显然,柱顶空载时,框架的反馈力较加载条件下小8.9%和9.0%。

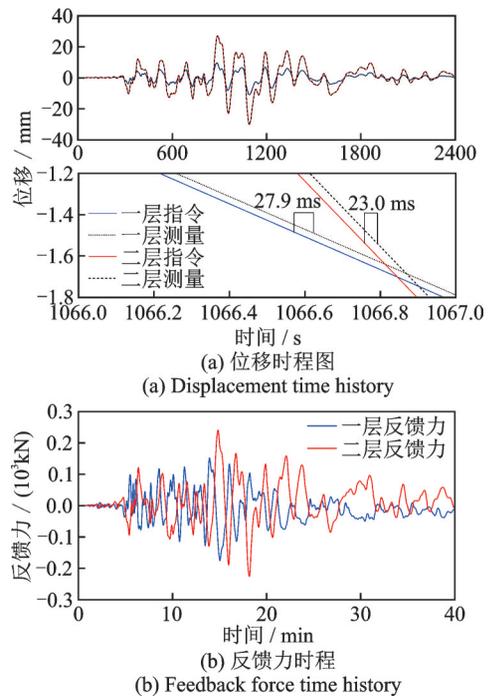


图8 柱顶加载下框架位移、反馈力时程

Fig. 8 Time history of displacement and feedback force of frame under pressure

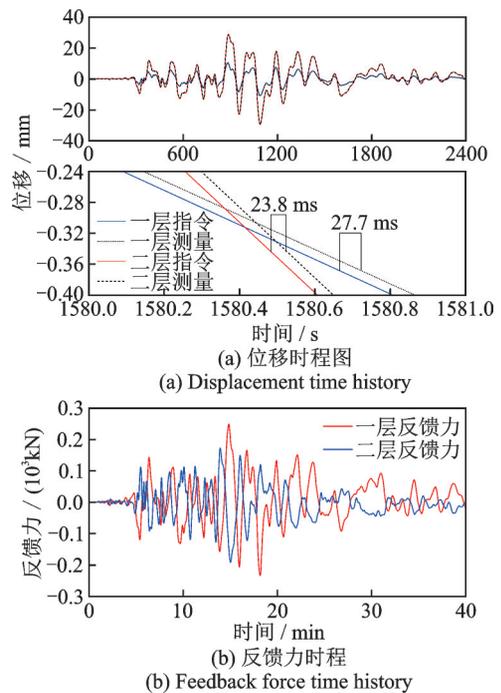


图9 柱顶空载下框架位移、反馈力时程

Fig. 9 Time history of displacement dynamic response and feedback force of frame without pressure

### 3.2 层间位移和底部剪力

拟动力试验中数值子结构使用有限元模拟,可分析上部框架的各层水平位移。图10比较了柱顶加载和空载时各层最大水平位移,显示重力作用略微有利于减少结构水平位移。相较于柱顶加载,柱顶空载条件对楼层最大水平位移影响小于 $\pm 4.5\%$ ,

表3 误差分析

Tab. 3 Error analysis

|      | 楼层 | 平均时滞/ms | 平均幅值误差/% | 位移误差峰值/mm |
|------|----|---------|----------|-----------|
| 柱顶加载 | 1F | 27.9    | 0.16     | -0.041    |
|      | 2F | 23      | 0.1      | -0.064    |
| 柱顶空载 | 1F | 27.7    | 0.16     | -0.053    |
|      | 2F | 23.8    | 0.1      | 0.182     |

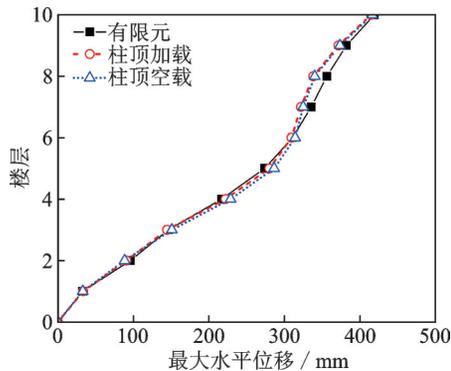


图10 最大水平位移

Fig. 10 Maximum horizontal displacement

简化条件对试验影响轻微。

图11显示了各层最大层间位移角,同样发现重力作用略微有利于减少层间位移角。最大层间位移角出现在第8层处,达2.76%。该层为柱变截面层,截面尺寸较中层柱缩小了9.1%,导致柱刚度减少,层间位移角增大。相较于柱顶加载,柱顶空载条件对楼层最大层间位移角影响小于±2%,简化条件对试验影响较小。

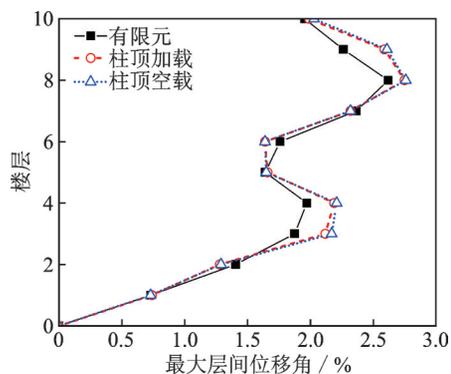


图11 最大层间位移角

Fig. 11 Maximum layer displacement angle

图12显示了两种方案加载后一、二层楼板与柱连接处。其中,一楼层间位移角为0.74%,楼板端部未发现明显裂纹;二楼层间位移角为1.29%,楼板与框架柱间发生轻微挤压,楼板端部出现少量挤压裂纹。框架柱未发现明显破坏。



(a) 一层楼板与柱连接处

(a) The connection between the 1st floor and the column



(b) 二层楼板与柱连接处

(b) The connection between the 2nd floor and the column

图12 楼板与柱连接处

Fig. 12 The connection between floor and column

### 3.3 节点分析

数值子结构中,共有28个梁单元和36个柱单元,梁、柱截面形式如图2所示。梁端、柱端最大弯矩如表4所示。

表4 梁端、柱端最大弯矩

Tab. 4 Maximum moment of beam- and column-end

| 弯矩截面 | 柱顶加载方案/<br>(kN·m) | 柱顶空载方案/<br>(kN·m) | 差异/% |
|------|-------------------|-------------------|------|
| 梁端   | 1244.2            | 1246.1            | 0.2  |
| 底柱   | 4892.2            | 4888.5            | -0.1 |
| 中柱   | 3351.7            | 3319.6            | -1.0 |
| 顶柱   | 2206.2            | 2215.8            | 0.4  |

表中,梁端最大弯矩出现在第8层右跨梁右端;底层柱最大弯矩出现在首层左边柱柱底处,中层柱出现在第3层右边柱柱底,顶层柱出现在第10层左侧中柱柱底。结果显示,相较于柱顶加载,柱顶空载条件对梁端、柱端最大弯矩影响小于±1%,表明简化条件对试验影响较小。

对于钢筋桁架承板和H型钢组成的组合梁板,根据《钢结构设计标准》<sup>[20]</sup>14.2.1条,其抗弯承载力矩计算如下:

$$M = b_e h_{c1} f_c y_1 + A_c y_2 f \quad (3)$$

式中  $A_c$  为梁受压区截面面积;  $y_1$  为钢梁受拉区截

面形心至混凝土翼板受压区截面形心的距离; $y_2$ 为钢梁受拉区截面形心至钢梁受压区截面形心的距离; $f_c$ 为混凝土抗压强度设计值; $f$ 为钢材的抗拉、抗压或抗弯强度设计值; $b_e$ 为板件的有效宽度; $h_{c1}$ 为混凝土楼板厚度。故组合梁抗弯承载力矩为2221.9 N·m,大于梁端弯矩,组合梁未发生弯曲破坏。

根据《中空夹层钢管混凝土结构技术规程》<sup>[12]</sup>5.3.1条,中空夹层钢管混凝土柱抗弯承载力矩计算如下:

$$M_u = \gamma_{m1} W_{scm} f_{osc} + \gamma_{m2} W_{si} f_i \quad (4)$$

式中  $\gamma_{m1}, \gamma_{m2}$  为截面抗弯承载力系数;  $W_{scm}$  为外钢管和夹层混凝土的组合毛截面模量;  $W_{si}$  为内钢管的毛截面模量;  $f_{osc}$  为钢管和夹层混凝土的组合轴抗压强度设计值;  $f_i$  为内钢管钢材的抗拉、抗压、抗弯强度设计值。故底柱、中柱和顶柱柱端抗弯承载力矩分别为5039, 3707和2630 kN·m, 底柱、中柱和顶柱均未弯曲屈服。

该装配式框架的梁柱节点采用单边高强螺栓与端板连接,端板连接处所承受弯矩等于梁端弯矩。在柱顶加载和空载条件下端板最大弯矩分别为1244.2和1246.1 kN·m,略超过1070.9 kN·m的弹性弯矩,刚进入塑性变形阶段,分别产生0.0144和0.0146 rad的塑性变形。相较于柱顶加载,柱顶空载的简化试验条件对端板连接处最大弯矩影响小于0.2%,表明简化条件对试验的影响极小。图13展示了历经两种方案加载后二层左侧梁柱节点连接图,图中端板与框架柱连接处仅出现微小缝隙,表明螺栓可能出现屈服现象。



图13 梁柱节点残余变形

Fig. 13 Residual deformation of beam-column joint

表5显示了梁端、柱端最大剪力。根据《钢结构设计标准》<sup>[20]</sup>10.3.2条,组合梁板抗剪承载力计算如下:

$$V = h_w t_w f_v \quad (5)$$

式中  $h_w, t_w$  为腹板高度和厚度;  $f_v$  为钢材抗剪强度设计值。故梁端抗剪承载力为1512 kN,大于梁端剪力,未发生剪切破坏。

根据《中空夹层钢管混凝土结构技术规程》<sup>[12]</sup>5.5.2条,中空夹层钢管混凝土柱抗剪承载力计算如下:

$$V_u = \gamma_v \tau_{scy} (A_{so} + A_c) + \tau_{yi} A_{si} \quad (6)$$

式中  $\gamma_v$  为抗剪承载力修正系数;  $\tau_{scy}$  为外钢管和夹层混凝土的抗剪屈服极限;  $\tau_{yi}$  为内钢管的抗剪屈服极限;  $A_c$  为夹层混凝土横截面面积;  $A_{so}$  为外钢管的横截面面积;  $A_{si}$  为内钢管的横截面面积。对于底层、中层和顶层柱,柱抗剪承载力分别为15688, 12644和9926 kN,大于柱端剪力,未发生剪切破坏。

此外,相较于柱顶加载,柱顶空载条件对最大剪力影响小于±2.90%,简化条件对试验影响不明显。

表5 梁端、柱端最大剪力

Tab. 5 Maximum shear force of beam- and column-end

| 剪力截面 | 柱顶加载方案/kN | 柱顶空载方案/kN | 差异/%   |
|------|-----------|-----------|--------|
| 梁端   | 275.4     | 275.8     | 0.15%  |
| 底柱   | 1054.2    | 1084.8    | 2.90%  |
| 中柱   | 1175.9    | 1180.8    | 0.42%  |
| 顶柱   | 881.1     | 880.2     | -0.10% |

### 3.4 测点分析

如图14所示,试验框架共布置96个单向应变片,各测点位置如表6所示。

表6 应变片位置

Tab. 6 Position of strain gage

| 测点            | 位置                        |
|---------------|---------------------------|
| 1~16          | 中空夹层钢管混凝土内钢管              |
| 17~32         | 中空夹层钢管混凝土外钢管              |
| 33~36, 41~44  | 框架一层两端梁柱节点附近沿长度方向的钢梁翼缘及腹板 |
| 45~48, 53~56  | 框架二层两端梁柱节点附近沿长度方向的钢梁翼缘及腹板 |
| 37~40, 49~52  | 框架一层和二层跨中沿长度方向的钢梁翼缘及腹板    |
| 57~68, 69~80, | 框架一层和二层楼承板内钢筋桁架           |
| 81~96         | 外伸端板                      |

试验使用东华DH3818Y静态数据采集仪,按设备最高采样频率5 Hz连续采集应变数据。各类测点最大应变如表7所示。

表7中,测点最大应变为 $1.46 \times 10^{-3}$ ,小于Q345和HRB400钢材屈服应变 $(1.7 \sim 1.8) \times 10^{-3}$ ,表明钢

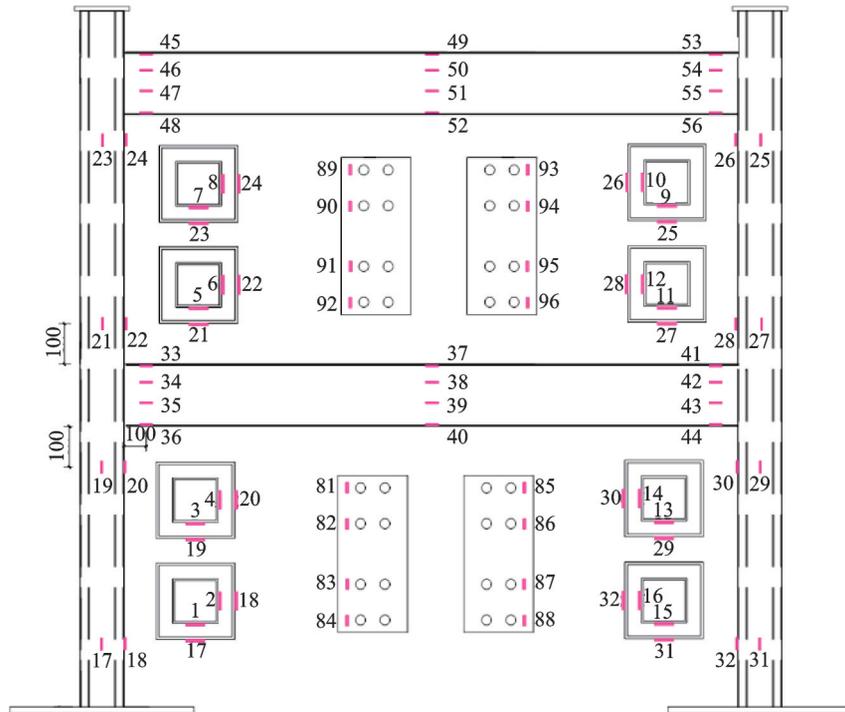


图14 测点布置(单位: mm)

Fig. 14 Monitoring point arrangements(Unit: mm)

表7 测点最大应变

Tab. 7 Maximum strain of monitoring points

| 测点    | 柱顶加载方案/ $\mu\epsilon$ | 柱顶空载方案/ $\mu\epsilon$ |
|-------|-----------------------|-----------------------|
| 1~16  | 821.9                 | 931.9                 |
| 17~32 | 893.5                 | 558.8                 |
| 33~36 | 622.2                 | 578.6                 |
| 41~44 | 637.2                 | 827.5                 |
| 45~48 | 322.5                 | 260.3                 |
| 53~56 | 387.3                 | 375.5                 |
| 37~40 | 80.0                  | 91.1                  |
| 49~52 | 124.7                 | 192.2                 |
| 57~68 | 558.6                 | 432.9                 |
| 69~80 | 107.1                 | 54.3                  |
| 81~96 | 1460.3                | 1095.0                |

管、型钢均处于弹性状态。受材料加工限制,该框架构件在缩尺建造时,梁柱强度较理想模型偏大,因此在试验中未观察到钢材屈服现象。

通过柱顶加载和柱顶空载的对比试验,发现该装配式框架在罕遇地震时,重力作用略微有利于增加柱抗侧移刚度,但影响程度极为有限。因此,省略轴力的加载方案是一种合理的试验简化条件。

### 3.5 破坏分析

上述分析结果显示,在罕遇地震作用下,梁柱均未屈服,而连接处率先屈服,这种破坏模式符合破坏预期。

使用单边螺栓的梁柱连接节点属于半刚性节

点,螺栓的率先屈服符合基于端板屈服的破坏模式。螺栓屈服不仅消耗了地震能量,还可使节点具备良好的转动能力,提高装配式框架的延性,避免梁端出现塑性铰。

## 4 数值模拟

在拟动力试验的基础上,本文进一步使用OpenSees有限元分析进行对比验证。梁、柱、楼板、节点建模及材料本构与2.3.1节相同。有限元分析中考虑装配式框架所受重力作用和水平地震作用,计算结果如下。

图10展示了有限元计算的各层最大水平位移,与柱顶加载和空载拟动力试验结果相差 $-5.22\% \sim 5.69\%$ ,模拟结果与试验结果较为接近。图11显示了有限元计算的最大层间位移角,最大层间位移角同样出现在第8层处,较柱顶加载和柱顶空载拟动力试验结果仅偏小4.73%和5.07%。但在第3和9层处,有限元计算的层间位移角较拟动力试验偏小13%。模拟与试验结果基本吻合。研究发现,使用单边高强螺栓连接的中空夹层的钢管混凝土框架结构,节点连接刚度较小,导致在罕遇地震情况下层间位移角略大于《建筑抗震设计规范》的2%限制。

表8显示了有限元计算的梁端、柱端最大弯矩。所计算的梁端最大弯矩仅比拟动力试验结果偏小1.40%~1.55%。对于底层柱和 中层柱,柱端最大弯矩计算值较拟动力试验结果偏小5.37%~8.16%;顶层柱最大弯矩比拟动力试验结果偏大7.24%~

7.70%。总体而言,梁端、柱端最大弯矩的计算与试验结果较为吻合。

表8 有限元计算梁端、柱端最大弯矩

Tab. 8 Maximum moment of beam- and column-end calculated by FEM

| 弯矩截面 | 计算弯矩/<br>(kN·m) | 与柱顶加载方<br>案差异/% | 与柱顶空载方<br>案差异/% |
|------|-----------------|-----------------|-----------------|
| 梁端   | 1226.8          | -1.40           | -1.55           |
| 底柱   | 4626.2          | -5.44           | -5.37           |
| 中柱   | 3078.3          | -8.16           | -7.27           |
| 顶柱   | 2376.2          | 7.70            | 7.24            |

在单边高强螺栓连接的梁柱节点处,端板所承受弯矩等于梁端弯矩。其最大弯矩 1226.8 kN·m 略超过弹性弯矩,刚进入塑性变形阶段,产生 0.013 rad 的塑性变形。

表9显示了有限元计算的梁端、柱端最大剪力。所计算的梁端最大剪力与拟动力试验结果吻合较好,误差小于 1.38%。柱端剪力误差较为明显,所计算的底层柱、中层柱最大剪力较拟动力试验结果偏小,最大误差达 20.53%,顶层柱最大剪力较拟动力结果偏大 13.75%。

表9 有限元计算梁端、柱端最大剪力

Tab. 9 Maximum shear force of beam- and column-end calculated by FEM

| 剪力截面 | 计算剪力/<br>kN | 与柱顶加载<br>方案差异/% | 与柱顶空载<br>方案差异/% |
|------|-------------|-----------------|-----------------|
| 梁端   | 272.0       | -1.24           | -1.38           |
| 底柱   | 862.1       | -18.22          | -20.53          |
| 中柱   | 1035.4      | -11.95          | -12.31          |
| 顶柱   | 1001.2      | 13.64           | 13.75           |

有限元分析同样发现,该框架可能率先在梁柱节点达到屈服,而其余梁、柱端弯矩、剪力均未达到屈服。

## 5 结 论

本文通过全装配式中空夹层钢管混凝土组合结构的拟动力试验,得到以下结论:

(1)在罕遇地震作用下,该装配式框架的梁柱节点将率先屈服,节点转动耗散了地震能量,从而避免梁端出现塑性铰。

(2)使用高强单边螺栓连接的装配式组合结构节点属于半刚性连接,导致在罕遇地震作用下层间位移角略大于抗震规范的 2% 限制。

(3)轴力略微有利于增加中空夹层钢管混凝土柱抗侧移刚度,省略轴力的试验加载方案是一种可

接受的边界简化。

## 参考文献:

- [1] 陶忠,韩林海. 中空夹层钢管混凝土的研究进展[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2003 (Z1): 144-146.  
Tao Z, Han L H. Development in the research of concrete filled double-skin steel tubes[J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2003 (Z1): 144-146.
- [2] Tao Z, Han L H, Zhao X L. Behaviour of concrete-filled double skin (CHS inner and CHS outer) steel tubular stub columns and beam-columns [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2004, 60 (8): 1129-1158.
- [3] Sulthana U M, Jayachandran S A. Axial compression behaviour of long concrete filled double skinned steel tubular columns [J]. Structures, 2017, 9: 157-164.
- [4] Uenaka K. CFDST stub columns having outer circular and inner square sections under compression [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2016, 120: 1-7.
- [5] 黄宏,朱琪,陈梦成,等. 方中空夹层钢管混凝土压弯扭构件试验研究[J]. 土木工程学报, 2016, 49(3): 91-97.  
Huang H, Zhu Q, Chen M C, et al. Experimental study on concrete-filled double-skin square steel tubes under compression-bending-torsion loading conditions [J]. China Civil Engineering Journal, 2016, 49 (3): 91-97.
- [6] Hu Y, Zhao J H, Zhang D F, et al. Experimental seismic performance of CFDST- steel beam frames with different construction details[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2019, 162: 105736
- [7] 王静峰,仲力平,郭磊,等. 方套方中空夹层钢管混凝土柱单边螺栓连接节点拟动力试验分析[J]. 土木工程学报, 2019, 52(9):1-11.  
Wang J F, Zhong L P, Guo L, et al. Pseudo-dynamic test analysis on blind bolted joints between square CFDST columns and steel beams[J]. China Civil Engineering Journal, 2019, 52(9):1-11.
- [8] 郭磊,王静峰,路佳,等. 中空夹层钢管混凝土柱半刚性组合节点动力性能试验[J]. 地震工程与工程振动, 2019, 39(3): 99-108.  
Guo L, Wang J F, Lu J, et al. Dynamic performance tests on blind bolted endplate joints between CFDST columns and composite beams [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2019, 39 (3): 99-108
- [9] Mahin S A, Shing P S B. Pseudo dynamic method for seismic testing [J]. Journal of Structural Engineering, 1985, 111 (7): 1482-503.
- [10] 薛建阳,翟磊,赵轩,等. 传统风格建筑 RC-CFST 组合框架拟动力试验及弹塑性地震反应分析[J]. 土木工程学报, 2019, 52(6):24-34.

- Xue J Y, Zhai L, Zhao X, et al. Pseudo-dynamic test and elasto-plastic seismic response analysis of RC-CFST composite frame model of traditional-style building[J]. *China Civil Engineering Journal*, 2019, 52(6): 24-34.
- [11] 李腾飞, 苏明周, 隋龔, 等. 高强钢组合K形偏心支撑钢框架抗震性能混合试验[J]. *工程力学*, 2019, 36(4): 100-108.
- Li T F, Su M Z, Sui Y, et al. Hybrid test on the seismic behavior of high strength steel composite K-eccentrically braced steel frames[J]. *Engineering Mechanics*, 2019, 36(4): 100-108.
- [12] 中国土木工程学会. 中空夹层钢管混凝土结构技术规程: T/CCES 7—2020[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2020.
- China Civil Engineering Society. Technical specification for concrete filled double skin steel tubular structures: T/CCES 7—2020[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2020.
- [13] Thewalt C, Roman M. Performance parameters for pseudodynamic tests [J]. *Journal of Structural Engineering*, 1994, 120 (9): 2768-2781.
- [14] Shing P B, Nakashima M, Bursi O S, et al. Application of pseudodynamic test method to structural research [J]. *Earthquake Spectra*, 1996, 12(1): 29-56.
- [15] Huang H, Han L H, Tao Z, et al. Analytical behavior of concrete-filled double skin steel tubular (CFDST) beam-columns under cyclic loading [J]. *Thin-Walled Structures*, 2009, 47: 668-680.
- [16] 韩林海. 钢管混凝土结构——理论与实践 [M]. 四版. 北京: 科学出版社, 2013.
- Han L H. *Concrete Filled Steel Tubular Structures: Theory and Practice* [M]. 4th ed. Beijing: Science Press, 2013.
- [17] Schellenberg A, Kim H K, Takahashi Y, et al. *Open-Fresco Command Language Manual* [M]. Berkeley, US: The Regents of the University of California, 2009: 38-39.
- [18] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑抗震设计规范: GB 50011—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- Ministry of Housing and Urban-Rural Development of PRC. Code for seismic design of buildings: GB 50011—2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.
- [19] Guo T, Chen C, Xu W J, et al. A frequency response analysis approach for quantitative assessment of actuator tracking for real-time hybrid simulation[J]. *Smart Materials and Structures*, 2014, 23 (4): 045042.
- [20] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 钢结构设计标准: GB 50017—2017[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2017.
- Ministry of Housing and Urban-Rural Development of PRC. Standard for design of steel structures: GB 50017—2017 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2017.

## Pseudo-dynamic test on CFDST composite frame

HUANG Liang<sup>1,2</sup>, GUO Lei<sup>1</sup>, LU Fei<sup>1</sup>, PU Yi-fan<sup>1</sup>, WANG Jing-feng<sup>1,2</sup>

(1.College of Civil Engineering, Hefei University of Technology, Hefei 230009, China; 2.Anhui Key Laboratory of Civil Engineering Structures and Materials, Hefei 230009, China)

**Abstract:** The concrete-filled double skin steel tubular (CFDST) column and steel-concrete composite beam connected by high-strength blind bolt is a new assembly type frame composite structure. Applied the OpenSees software and MTS servo-hydraulic loading device, a multi-story frame pseudo-dynamic test is conducted for investigating the dynamic response evaluation of composite structure and deformation-failure detection of test specimen under a rare earthquake, where the vulnerable bottom two-story frame is assigned as test specimen. The axial force loading with horizontal follow-up capability is one of technical difficulties in the pseudo-dynamic test. The simplified boundary with omitted axial force and the approximate boundary with horizontal follow-up axial force are compared. The test results show that under the rare earthquake, the beam-column joint of composite frame will reach the bending collapse first. The joint rotation dissipates the seismic energy, thereby avoiding plastic hinge at the beam ends. Using the high-strength blind bolt, the beam-column joint belongs to semi-rigid joint, which results in a larger layer displacement angle of composite frame than the 2% restriction of the code for seismic design. The axial force is slightly beneficial to increase the horizontal stiffness of CFDST column, the loading scheme of omitting the axial force is an acceptable boundary simplification.

**Key words:** pseudo-dynamic test; CFDST; composite structure; OpenSees finite element

作者简介: 黄亮(1986—),男,实验师。电话:13856971822; E-mail: huangliang@hfut.edu.cn。