# 钢管混凝土柱-预应力混凝土梁 T 形节点 抗震性能研究 \*

丁阳1,2, 刘晨1, 李宁1,2, 李忠献1,2

(1天津大学建筑工程学院,天津 300072;

2 天津大学滨海土木工程结构与安全教育部重点实验室, 天津 300072)

[摘要] 以某地下空间结构中采用的新型钢管混凝土柱-预应力混凝土梁 T 形节点为研究对象,采取低周往复拟静力试验与数值模拟相结合的研究方法,对节点延性、刚度、承载力及耗能能力进行分析。结果表明:该类节点具有良好的延性、承载力及耗能能力。在大震设计位移需求下,节点核心区剪切变形较小,未发生破坏。有限元分析结果与试验结果吻合较好。

[关键词] 钢管混凝土柱;组合节点;抗震性能;延性;耗能能力

中图分类号: TU398 \* .9 文献标识码: A 文章编号: 1002-848X(2015)02-0015-05

## Seismic performance study on the T-shaped joint of concrete-filled steel tube-prestressed concrete beam

Ding Yang<sup>1,2</sup>, Liu Chen<sup>1</sup>, Li Ning<sup>1,2</sup>, Li Zhongxian<sup>1,2</sup>

(1 School of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300072, China;

2 Key Laboratory of Coast Civil Structure and Safety of Ministry of Education, Tianjin University, Tianjin 300072, China)

Abstract: Taking a new kind of T-shaped joint of concrete-filled steel tube-prestressed concrete beam used in an underground structure project as object, quasi-static test and simulation methods were carried out to study the seismic performance of the joint, inculding the ductility, rigidity, bearing capacity and energy dissipation capacity of the joint. The test results indicate that the joint has high ductility, bearing capacity and energy dissipation capacity. Considering the displacement demand in the severe seismic event, the deformation of the joint core area is small and damage does not happen. The results obtained from the finite element analysis agree well with those obtained from the test results.

Keywords: concrete-filled steel tube; composite joint; seismic performance; ductility; energy dissipation capacity

#### 0 引言

地下结构受到周围地层的约束,其抗震性能优于地面结构。由于早期地下结构数量少、规模小,由地震引起的地下结构破坏未能引起人们足够的重视,但是,1995年日本阪神地震中神户市地铁车站及区间隧道破坏严重,引起了地震研究者的高度关注。阪神震害表明:在地层可能发生较大变形的部位,地下结构可能会出现严重震害。因此,有必要对地下结构的抗震性能进行深入研究[1]。钢管混凝土结构因其承载力高、塑性及韧性好、耐火性能优良、制作和施工方便、经济性好等优点[2],适合应用于重载条件下的地下空间工程。目前,我国的地下结构多采用钢筋混凝土梁板体系,钢管混凝土柱与梁的连接方法一直是影响钢管混凝土结构工程应用的关键技术问题之一[3]。

近年来,国内外学者对钢-混凝土组合节点做了大量研究,关于钢-混凝土组合节点的受力性能已有一定的试验和理论分析成果。李忠献等<sup>[4]</sup>对一榀三层两跨的钢梁-圆钢管混凝土柱框架进行了拟静

力试验,研究了钢管混凝土框架的破坏机制、滞回特性、强度与刚度退化、延性与耗能能力等。聂建国等<sup>[5]</sup>对钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁外加强环节点进行了试验研究,对其构造措施提出了改进建议。何益斌等<sup>[6]</sup>对钢管混凝土柱与型钢混凝土梁组合节点进行了试验研究,考虑了楼板对节点抗震性能的影响。尧国皇等<sup>[7]</sup>对某一圆钢管混凝土柱与钢筋混凝土梁新型节点进行了试验研究和有限元分析,结果表明:该类节点具有较高的承载能力和刚度,滞回曲线饱满,抗震性能优良。曲慧<sup>[8]</sup>分别针对圆、方钢管混凝土柱与钢筋混凝土梁的连接节点进行了试验和分析,提出了一定的改进措施。

现有研究大都针对多、高层结构中的钢管混凝 土柱-普通钢筋混凝土梁组合节点,对地下结构中的 组合节点尤其是钢管混凝土柱与预应力混凝土梁连

<sup>\*</sup>国家重点基础研究计划(973 计划)项目(2011CB013600),国家自然科学基金(51238007),天津市应用基础与前沿技术研究计划(自然科学基金)青年项目(13JCQNJC07200)。

作者简介:丁阳,教授,博士生导师,Email:dingyang@tju.edu.cn。

接节点的抗震性能研究尚不充分。本文结合某地下结构工程,重点对该工程中采用的新型钢管混凝土柱-预应力混凝土梁 T 形节点在低周往复荷载作用下的受力机理、耗能能力、延性及刚度退化规律进行探讨,并结合试验结果进行有限元分析,验证分析方法的合理性。

#### 1 试验概况

#### 1.1 试件设计

参照实际工程节点,取框架在侧向荷载作用下节点相邻梁柱反弯点之间的组合体,制作了 2 个1/5 的节点缩尺试件(编号分别为 JD-1, JD-2),两试件几何尺寸及各项参数均相同。试件中柱采用圆钢管混凝土柱,钢管规格为 φ245 ×8,梁采用预应力混凝土梁,截面尺寸为 360mm × 400mm,钢筋及预应力筋布置方式与实际节点相同。

与柱焊接连接的钢牛腿采用 2 个焊接而成的 H200×70×8×10组合截面,在腹板及翼缘表面分 别布置抗剪栓钉。梁柱的几何尺寸、配筋率及内部 钢骨尺寸均由承载力及刚度的相似关系推算得出。

试件按平面设计,未考虑空间作用影响,试验加载时,为减小柱顶沿水平方向运动时的摩擦阻力,需在反力架横梁底部安装滚轴支座。试件梁下部采用三点支承,梁两端设置限制水平位移的支座,以模拟节点在地震作用下的边界条件。试件几何尺寸与构造见图 1。

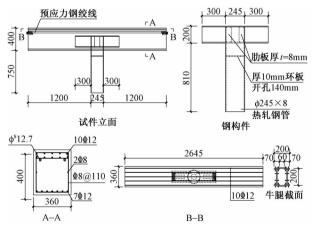


图 1 试件几何尺寸及构造详图

#### 1.2 试件制作及材料性能试验

试件所用材料均与实际工程一致,混凝土采用 C50 高流动性细石混凝土,纵筋及箍筋强度等级均 为 HRB400。预应力筋为 φ<sup>\$</sup>12.7 无粘结预应力钢 绞线,在浇筑混凝土前布置就位,待养护完毕后,采用后张法施加预应力,配套使用低收缩性锚具,以降低预应力损失。钢管及钢牛腿采用 Q345C 钢材。钢构件的制作、钢筋的绑扎、焊接及混凝土浇筑和养

护等工作均按实际工程中的施工工艺完成。表 1,2 分别为混凝土、钢筋及钢构件的材料性能试验结果。

| an wall | 材料性負         | ヒン <del>ナ</del> 7人 4十 1 | H /MD |
|---------|--------------|-------------------------|-------|
| 泥 烁 丁   | 7/1 不斗 1 十 日 | 瓦瓜奶结:                   | 表/MPa |

表 1

表 2

| 试件          | 立方体抗压            | 棱柱体抗压                   | 混凝土        |
|-------------|------------------|-------------------------|------------|
| 编号          | 强度标准值 $f_{cu,k}$ | 强度标准值 $f_{\mathrm{ck}}$ | 弹性模量 $E_c$ |
| JD-1 , JD-2 | 62. 5            | 51.8                    | 35 000     |

钢材及钢筋材料性能试验结果/MPa

| 测试项目             | 钢板(钢管) | 盘 12 钢筋 |
|------------------|--------|---------|
| 屈服强度 $f_y$       | 403.8  | 465. 5  |
| 抗拉强度 $f_{\rm u}$ | 561. 9 | 660. 0  |

注:预应力筋效应不显著,未做其材性试验。

### 1.3 加载方案

试验在天津大学滨海土木工程结构与安全教育 部重点实验室进行。试验加载程序分为预加载和正 式加载2个阶段。其中,预加载阶段,柱顶竖向荷载 按照设计值的 20% 预加载、卸载 1次,柱顶水平荷 载按 10kN 反复加载 1 次,以消除试件内部组织的 不均匀性。正式加载采用荷载-位移混合控制加载 制度,具体加载程序为:1)在柱顶施加竖向荷载,一 次性加载至535kN,并在后续试验过程中维持该荷 载值不变:2)在柱顶加载点处施加水平往复荷载直 至试件达到规定的变形限值。在荷载控制阶段,荷 载增量为30kN,每级荷载往复1次,直至荷载-位移 曲线出现拐点,表示试件开始屈服。试件屈服后以 位移进行控制,位移增量取屈服位移的1/3,每级往 复2次。以《建筑抗震设计规范》(GB 500011-2010)[9]中有关多、高层钢结构弹塑性层间位移角 限值  $[\theta_n] = 1/50$  时所对应的水平位移为极限位 移,达到或超过该变形限值时,即可停止加载。

2个试件采用相同的加载方式和加载制度,试验加载装置如图2所示。

#### 1.4 量测方案

- (1)柱端荷载及位移:柱顶水平荷载由液压双向千斤顶施加,压力由安装在千斤顶端部的压力传感器测量,柱顶水平位移由YHD-400型位移传感器测量。
- (2)试件刚体位移:在梁左端布置 YHD-50 型位移传感器,用以测量试件在加载过程中是否发生水平方向的刚体位移。
- (3)节点核心区剪切角:采用手持式应变仪测量节点核心区的剪切变形。
- (4)应变测量:在钢管外壁、梁根部钢筋、钢牛腿翼缘及腹板表面、混凝土梁表面关键位置处布置应变片及应变花,用以测量试件不同部位的应力。

以上数据除节点核心区剪切变形需手动测量、

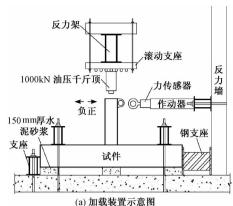


图 2 试验加载装置

(b) 加载装置现场照片

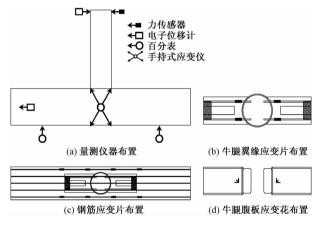


图 3 主要测点布置

记录外,其余均由计算机系统采集。主要测点布置 如图 3 所示。

在试件加载过程中,可以通过计算机对试件的 荷载-位移、荷载-应变曲线进行观察,以便调整加载 速度。

#### 2 试验结果及分析

#### 2.1 裂缝开展及钢管变形

试验中 2 个试件均呈现出相似的开裂过程,现以试件 JD-2 为例介绍其开裂过程。水平荷载加至214.7kN时,梁根部出现第一条可见裂缝,长约50mm、宽约 0.05mm。随着荷载逐步增大,梁柱相交截面四角边缘处陆续出现竖向及斜向裂缝。随着

荷载进一步增加至300kN,裂缝向梁截面中部发展,但发展过程缓慢,最宽处约0.1mm。加载至柱顶位移为13mm时,右侧梁根部斜向裂缝贯通,但最宽处仅为0.3mm。加载至柱顶位移为15mm时,裂缝开展加快,梁柱相交截面四角新增多条竖向及斜向裂缝,随着加载位移继续增加,新增裂缝快速发展并贯通截面。由于预应力的作用,每次卸载后,裂缝均可闭合,体现了预应力效应对提高钢筋混凝土结构抗裂性能的有利作用。至试验结束,节点核心区仅轻微开裂,剪切角均小于0.0015rad,基本处于弹性状态,未发生明显的破坏,图4为试件裂缝开展情况。

加载至 250kN 时,柱根部钢管局部向外鼓出,如图 5 所示,但承载力仍保持上升趋势,表明节点尚未达到极限承载力。至试验结束,试件内部钢牛腿、钢筋等组件均处于弹性状态。

#### 2.2 滞回曲线

试验测得的试件荷载-位移滞回曲线见图 6,其中 P 为柱顶水平荷载, $\Delta$  为柱顶水平位移。

由图 6 可见,在加载初期,试件混凝土尚未开裂,滞回曲线基本沿直线循环,卸载后无残余变形,试件处于弹性阶段。试件屈服以后,随荷载增加,变形增长速度加快,强度衰减和刚度退化比较明显,卸载后残余变形较大。2 个试件滞回曲线形状相似,均为典型的梭形,曲线饱满,表明该节点具有良好的耗能能力。在加载过程中,滞回曲线始终未出现捏缩现象,说明钢管与核心混凝土、钢筋与混凝土、钢



第一条
裂缝

(a) 试件 JD-1

(b) 试件 JD-2

图 4 试件裂缝开展情况





(a) 试件 JD-1

(b) 试件 JD-2

图 5 柱根部钢管变形

牛腿与混凝土梁均未发生明显的粘结滑移现象,钢 构件与混凝土能很好地协同工作。

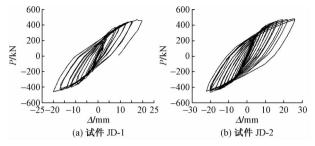
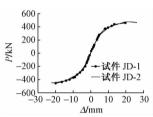


图 6 试件荷载-位移滞回曲线

#### 2.3 骨架曲线及延性

试件荷载-位移骨架曲线如图 7 所示。由图可 以看出.2个试件在加载过程中均经历了弹性、弹塑 性及塑性三个阶段。

规定水平千斤顶的 压力及位移均以拉为 正、推为负。采用常用 的等面积法,基于荷载-位移骨架曲线并结合实 测应变数据确定试件的 屈服位移 4、屈服荷载



试件荷载-位移骨架曲线

 $F_v$ 等参数。 $F_u$ 为试验中试件所达到的荷载峰值,相 应的位移值为 $\Delta_{n}$ 。极限变形 $\Delta_{max}$ 取骨架曲线中的最 大位移,其对应的荷载即为极限荷载  $F_{max}$ 。延性是 衡量节点抗震性能的重要指标,常用位移延性系数 μ表征,位移延性系数定义如下:

$$\mu = \Delta_{\rm u} / \Delta_{\rm v} \tag{1}$$

试件骨架曲线关键点数据见表 3。由表 3 可 见,2个试件的位移延性系数在2.6~3.7之间,满 足柱端加载时位移延性系数大于2的要求[10],说明 该节点具有良好的延性性能。

试件骨架曲线关键点数据

表 3

|      | 加载方向 | 开裂           |                  | 屈服          |              | 峰值               |                       | 极限            |                   |       |
|------|------|--------------|------------------|-------------|--------------|------------------|-----------------------|---------------|-------------------|-------|
|      |      | $F_{\rm cr}$ | $\Delta_{ m cr}$ | $F_{\rm y}$ | $\Delta_{y}$ | $F_{\mathrm{u}}$ | $\Delta_{\mathrm{u}}$ | $F_{\rm max}$ | $\Delta_{ m max}$ | $\mu$ |
|      |      | /kN          | /mm              | /kN         | /mm          | /kN              | /mm                   | /kN           | /mm               |       |
| JD-1 | 正    | 254. 0       | 3.7              | 318         | 6. 1         | 459. 6           | 19. 7                 | 459. 6        | 19.7              | 3. 2  |
|      | 负    | 198. 2       | 2. 5             | 322         | 7. 6         | 455. 3           | 20.0                  | 455. 3        | 20. 0             | 2. 6  |
| JD-2 | 正    | 241.4        | 4. 2             | 329         | 7. 1         | 478. 3           | 21.7                  | 468. 5        | 26. 1             | 3.7   |
|      | 负    | 214. 7       | 4. 1             | 296         | 6. 7         | 449. 0           | 22. 2                 | 449. 0        | 22. 2             | 3. 3  |

注: $F_{cr}$ 为试件开裂荷载; $\Delta_{cr}$ 为试件开裂时对应的位移。

#### 2.4 刚度银化

随着加载位移不断增大,试件的损伤累积会 造成刚度随循环次数的增加而逐渐退化。为分析 试件在往复荷载作用下的刚度特性,根据文献 [11],取试件的割线刚度来表征刚度退化特性,割 线刚度K,为:

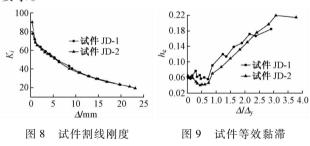
$$K_{i} = \frac{|+F_{i}| + |-F_{i}|}{|+X_{i}| + |-X_{i}|}$$
 (2)

式中:F:为第 i 次循环的峰值点荷载:X:为第 i 次循 环的峰值点位移。

图 8 为试件的割线刚度退化曲线,从图 8 可以 看出,试件在往复荷载作用下发生了一定的刚度退 化,且两个试件的刚度退化规律一致。加载前期曲 线斜率较大,说明退化较快,加载后期曲线斜率有所 降低,刚度退化趋缓。在整个加载过程中,刚度持 续、均匀退化。

#### 2.5 耗能能力

通常用等效黏滞阻尼系数 h。来评价试件的耗 能能力[12]。图 9 为两个试件的等效黏滞阻尼系数 随柱顶位移的变化情况。由图9可见,试件屈服后, 黏滞阻尼系数在 0.1~0.23 范围内, 略高于钢筋混 凝土节点的黏滞阻尼系数 0.1[13]。且试件屈服后, 黏滞阻尼系数基本保持上升趋势,表明该节点具备 良好的耗能能力,满足结构抗震设计的耗能指标 要求。



阻尼系数曲线

#### 有限元分析 3

退化曲线

#### 3.1 模型建立

采用有限元分析软件 ABAQUS 对该节点进行 分析。混凝土采用 8 节点减缩积分实体单元 (C3D8R)模拟;钢管、钢牛腿及肋板采用4节点减 缩积分壳单元(S4R)模拟;纵筋、箍筋及预应力筋采 用空间桁架单元(T3D2)模拟:忽略钢筋与混凝土间 的粘结滑移效应,采用 EMBED 技术模拟钢筋与混 凝土的相互作用,预应力作用利用降温法施加。混 凝土材料模型采用塑性损伤模型[14],该模型可以较 好地模拟节点在往复荷载作用下的损伤积累和刚度 退化等特性。钢材采用双折线本构模型,引入随动 强化假定,以考虑卸载后反向加载时钢材的 Baushinger 效应。节点有限元模型见图 10。

考虑钢管与核心混凝土的粘结滑移效应,采用 库伦摩擦模型模拟钢管与核心混凝土的切向力传 递,钢管与核心混凝土的法向作用则采用硬接触模

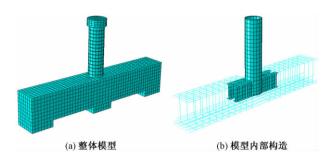


图 10 节点有限元模型

拟。在柱顶设置一刚性垫块,使柱顶均匀受力,防止应力集中。

#### 3.2 结果分析

有限元分析所得滯回曲线及骨架曲线与试验结果对比如图 11 所示。由图 11 可见,有限元模拟的曲线与试验曲线吻合较好,从而证明了该模型的合理性。各峰值点的有限元计算值与试验值均较为接近,在弹性阶段,二者差异较小;试件屈服后,随着荷载的增加,误差逐渐增大,有限元分析结果略低于试验值,表明有限元分析结果偏于保守。

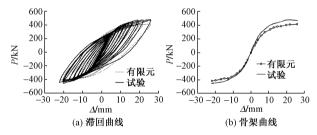


图 11 分析结果与试验结果对比

#### 4 结论

- (1)试验过程中,节点核心区混凝土仅轻微开裂,且由于预应力的作用,卸载后裂缝均可闭合,直至试验结束,核心区未发生破坏。
- (2)节点的荷载-位移滞回曲线饱满,未出现明显的捏缩现象,具备良好的抗震性能。试件屈服后,等效黏滞阻尼系数曲线基本保持上升趋势,表明试件具有良好的耗能能力。
- (3)节点位移延性系数在2.6~3.7之间,满足柱端加载时位移延性系数大于2的要求,延性较好。
  - (4)试验结果和有限元模拟结果吻合较好。

#### 参考文献

- [1] 杨林德. 上海地铁车站抗震设计方法研究[R]. 上海: 同济大学,2002.
- [2] 韩林海. 钢管混凝土结构:理论与实践[M]. 北京:科学出版社,2007.
- [3] 聂建国. 钢管混凝土组合结构:原理与实例[M]. 北

- 京:科学出版社,2009.
- [4] 李忠献,许成祥,王东,等. 钢管混凝土框架结构抗震性能的试验研究[J]. 建筑结构,2004,34(1):3-6.
- [5] 聂建国,王宇航,陶慕轩,等。钢管混凝土叠合柱-钢筋混凝土外加强环节点抗震性能试验研究[J]。建筑结构学报,2012,33(7);88-97.
- [6]何益斌,李毅,郭健,等.中空夹层钢管混凝土柱与钢-混凝土组合梁节点抗震性能试验研究[J].建筑结构 学报,2012,33(7):106-115.
- [7] 尧国皇,陈宜言,黄用军,等. 新型钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁节点抗震性能试验研究[J]. 工业建筑, 2011,41(2):97-101.
- [8] 曲慧. 钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁连接节点抗震性能的机理分析[J]. 工程力学,2012,29(7):235-243.
- [9] GB 50011—2010 建筑抗震设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2010.
- [10] 周海兵,何益斌,郭健,等. 钢骨钢管混凝土柱-钢骨混凝土梁组合节点试验研究[J]. 土木工程学报,2012,45(3);68-73.
- [11] JGJ 101—1996 建筑抗震试验方法规程[S]. 北京:中国建筑工业出版社,1997.
- [12] 唐九如. 钢筋混凝土框架节点抗震[M]. 南京:东南大学出版社,1989.
- [13] 曲慧. 钢管混凝土结构梁-柱连接节点的力学性能和计算方法研究[D]. 福州:福州大学,2007.
- [14] LEE J, FENVES G L. Plastic-damage mode for cyclic loading of concrete structures[J]. Journal of Engineering Mechanics, 1998, 124(8): 892-900.

#### (上接第56页)

- [13] VGB-Guideline: structural design of cooling tower-technical guideline for the structural design, computation and execution of cooling towers (VGB-R 610Ue) [S].

  Essen: BTR Bautechnik bei Kühltürmen, 2005.
- [14] 张军锋, 葛耀君, 赵林. 基于风洞试验的双曲冷却塔静风整体稳定研究[J]. 工程力学, 2012, 29(5): 68-77.
- [15] 张军锋,葛耀君,赵林. 现行规范双曲壳体冷却塔静 风局部稳定公式来源[J]. 建筑结构,2011,41(3):100-109.
- [16] MEDWADOWSKI S J. Buckling of concrete shells: an overview[J]. Journal of the International Association for Shell and Spatial Structures, 2004, 45(144): 51-63.
- [17] ABEL J F, BILLINGTON D P, NAGY D A, et al. Buckling of cooling towers [J]. Journal of the Structural Division, 1982, 108(10); 2162-2174.
- [18] ZHAO L, GE Y J. Wind loading characteristics of superlarge cooling towers [J]. Wind and Structures, 2010, 13 (3): 257-273.