

# 方钢管混凝土柱-钢桁架结构破坏模式分析

李志强<sup>1,2</sup>, 王伟<sup>1,2</sup>, 陈以一<sup>1,2</sup>

(1. 同济大学 土木工程防灾国家重点实验室, 上海 2000092; 2. 同济大学 土木工程学院, 上海 200092)

**摘要:** 基于叠加原理, 假定钢桁架与钢管混凝土柱的变形互不耦合, 提出针对这种框架的节点子结构受力机理简化分析模型并采用试验验证。其中, 钢桁架的荷载-位移曲线由铰接机制、刚接机制叠加得到; 钢管混凝土柱的荷载-位移曲线则基于弯矩-曲率方程与等效剪切刚度计算得到。通过对钢桁架、方钢管混凝土柱承载力的分析, 可判断结构的破坏模式与承载力。简化模型预测的破坏模式、荷载-位移曲线均与试验结果吻合较好, 承载力与试验值接近。针对方钢管混凝土柱-钢桁架结构的不同破坏模式, 还对其与抗震性能的相关性做了进一步的探讨。

**关键词:** 方钢管混凝土柱-钢桁架结构; 破坏模式; 简化分析模型; 试验验证; 荷载-位移关系; 承载力

中图分类号: U391

文献标志码: A

## Analysis on Failure Modes of The Structure of Steel Truss - Square Concrete Filled Tubular Column

LI Zhiqiang<sup>1,2</sup>, WANG Wei<sup>1,2</sup>, CHEN Yiyi<sup>1,2</sup>

(1. State Key Laboratory for Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

**Abstract:** Assumed the deformation of steel truss and concrete filled tubular (CFT) column were independent, a simplified analytical model on the bearing mechanism of the joint sub-assembly was proposed based on the superposition principle. And the test verification with the results obtained by the model was conducted. In the model, the steel truss was considered as a combination of the hinge and rigid mechanism, and the load - displacement relationship of the CFT column was calculated according to the moment - curvature equation and the equivalent shearing stiffness. Failure modes and bearing capacity could be identified according to the analysis. The predicted load - displacement relationship and failure modes had good agreements with the test, and the predicted

bearing capacity was also close to the test. From the view of seismic performance, some discussions on the different failure modes of the structure were made in the presented paper.

**Key words:** structure composed of steel truss and square concrete filled tubular column; failure modes; simplified analytical model; test verification; load - displacement relationship; bearing capacity

钢管混凝土(concrete filled tubular, CFT)柱具有承载力高、延性好等优点, 与钢桁架组成框架结构能实现较大的水平跨越, 在需要宽阔空间的建筑中应用日趋增多, 如工业厂房、高铁站房等。目前, 针对钢管混凝土柱-钢梁/钢筋混凝土梁框架结构性能的研究较多, 且以抗震性能的试验研究为主。文献[1-6]分别采用拟动力、拟静力、振动台等试验方法对 CFT 柱与钢-混凝土组合楼盖/钢筋混凝土梁/钢梁组成的框架进行地震反应研究, 结果表明组合框架具有延性好、耗能能力强的特点。文献[7]进行了 12 个钢管混凝土柱-钢梁框架在恒定轴力和水平反复荷载作用下的试验研究, 考察了柱截面形状、含钢率、轴压比、梁柱线刚度比等参数对其力学性能的影响, 试验表明轴压比、含钢率对框架承载力和抗震性能影响较大而梁柱线刚度比的影响较小, 且圆形截面柱框架的抗震性能整体上优于方形截面柱框架。文献[8]对 6 个圆钢管混凝土柱-钢梁框架进行了拟静力试验, 并基于试验结果提出了荷载-位移骨架曲线简化分析模型。

以上文献主要考察 CFT 柱-钢梁/钢筋混凝土梁框架的抗震性能及其影响因素, 研究方法以试验为主而较少采用理论分析方法, 研究目的较少涉及破坏模式的对比及其控制参数, 且关于钢管混凝土柱-钢桁架结构的研究很少。本文拟通过理论分析与

收稿日期: 2014-03-08

基金项目: 国家自然科学基金(51038008)

第一作者: 李志强(1984—), 博士生, 主要研究方向为钢结构。E-mail: lzq19841983@163.com

通讯作者: 王伟(1977—), 工学博士, 研究员, 博士生导师, 主要研究方向为钢结构。E-mail: weiwang@tongji.edu.cn

试验验证相结合的方法,考察方钢管混凝土柱-钢桁架结构的破坏模式及其影响因素。

## 1 研究对象

一些高铁客站采用了如图1所示的方钢管混凝土柱-钢桁架结构( $P$ 为荷载)。在水平荷载作用下,塑性铰易出现在弯矩最大且互相平衡的柱端、桁架

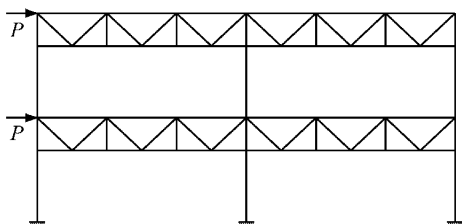


图1 方钢管混凝土柱-钢桁架结构

Fig. 1 Structure composed of concrete filled steel tubular column and steel truss

## 2 方钢管混凝土柱-钢桁架结构破坏模式的理论分析

塑性铰出现的顺序及其扩散规律决定了结构的破坏模式与承载力,对于图2所示的子结构,可能的破坏模式有钢桁架破坏、CFT柱弯曲破坏。分别求出钢桁架、CFT柱的荷载-位移曲线,即可比较二者的承载力进而确定其破坏模式。

假定钢桁架的变形与CFT柱的变形不耦合,方钢管混凝土柱-钢桁架连接桁架端部的位移 $\delta$ 可由式(1)计算,其中 $\delta_{ct}$ 、 $\delta_{cc}$ 分别为桁架变形、柱变形导致的桁架端部位移。

$$\delta = \delta_{ct} + \delta_{cc} \quad (1)$$

### 2.1 钢桁架理论分析

钢桁架可看作铰接机制与刚接机制的组合(图3),因其杆件受力模式在弹性状态接近铰接二力杆,斜腹杆屈服前桁架竖向刚度主要由桁架系统的刚度决定,斜腹杆屈服后主要由上、下弦杆的抗弯刚度贡献,即桁架承载机制可分为两个阶段:第1阶段为斜腹杆屈服前依靠桁架机制承载,第2阶段为斜腹杆屈服后依靠上、下弦杆的刚架机制承载。因此假定斜腹杆 $BE$ 屈服之前钢桁架以铰接机制工作,屈服之后以刚接机制工作。钢材采用理想弹塑性本构,斜腹杆 $BE$ 屈服之后铰接机制失效,此时的桁架端部荷

端部,因而钢管混凝土柱、钢桁架的塑性抗弯承载力是决定结构破坏模式的关键因素。文献[9]通过拟静力试验探讨了方钢管混凝土柱-钢桁架节点子结构的滞回性能,共设计DLBZ-1、DLBZ-2两个试件,二者除钢管壁厚不同外其余条件均一致。节点子结构计算模型及可能出现塑性铰的位置如图2所示,本文将通过该子结构的分析探讨方钢管混凝土柱-钢桁架结构的破坏模式。

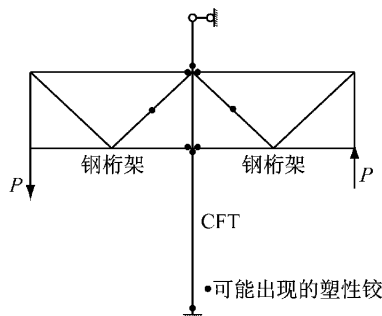


图2 钢管混凝土柱-钢桁架节点子结构

Fig. 2 Sub-assembly of concrete filled steel tubular column and steel truss

载 $P_{wy}$ 由式(2)计算,对应的位移 $\delta_{wy}$ 由式(3)计算。

$$P_{wy} = N_p \cdot \cos \theta \quad (2)$$

$$\delta_{wy} = \sum \frac{N_1 N l}{E_s A} \quad (3)$$

式(2)~(3)中: $N_p = f_y A$ 为杆件 $BE$ 全截面屈服时的轴力,其中 $f_y$ 为钢材屈服强度, $A$ 为杆件截面积, $\theta$ 为斜腹杆 $BE$ 与柱之间的夹角; $N$ 为轴力, $l$ 为杆件长度; $N_1$ 为单位荷载作用下的杆件轴力; $E_s$ 为钢材弹性模量。

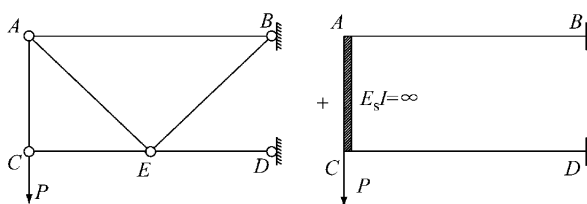


图3 钢桁架理论模型

Fig. 3 Analytical model of steel truss

刚接机制的计算中,竖腹杆截面较大其抗弯刚度 $E_s I$ 可视为无穷大。根据铰接机制计算的轴力 $N$ ,采用式(4)可得到弦杆端部形成塑性铰时的弯矩<sup>[10]</sup>:

$$\frac{N}{N_p} + \frac{2 + \alpha + \beta}{\alpha(2(1 + \alpha) + 1 + 2\beta)} \left( \frac{M}{M_{px}} \right) = 1 \quad (4)$$

式中: $M$ 为杆件弯矩; $M_{px} = f_y W_{px}$ 为杆件全截面塑性抗弯承载力, $W_{px}$ 为截面塑性模量; $\alpha$ 为截面腹板与翼缘面积之比; $\beta$ 为翼缘厚度与腹杆高度之比。

刚接机制弦杆  $AB$ 、 $CD$  将依次在端部形成塑性铰(图4),对应的端部荷载  $P_{rwy}$ 、 $P_{rby}$  及相应的端部位移  $\delta_{wy}$ 、 $\delta_{by}$  可采用结构力学方法求出. 下弦杆  $CD$  屈服后,刚接机制失效. 叠加铰接机制、刚接机制的荷载-位移曲线,可得到钢桁架整体的荷载-位移关系,见图5,图中,  $S_{ct}$  为钢桁架位移,其中  $P_{uy} = P_{rwy} + P_{wy}$ ,  $P_{by} = P_{rby} + P_{wy}$  分别为上弦、下弦屈服时的桁架端部荷载. 钢桁架的位移-荷载方程见式(5),相应的计算数据见表1.

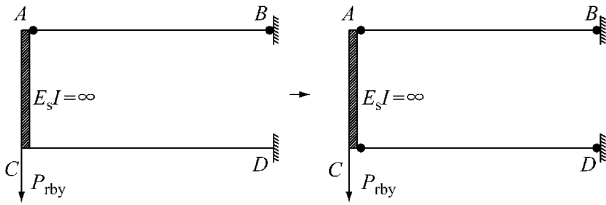


图4 刚接机制塑性铰

Fig.4 Plastic hinge of rigid mechanism

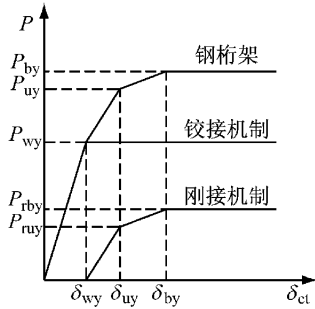


图5 钢桁架荷载-位移关系

Fig.5 Load-displacement relationship of steel truss

$$\delta_{ct} = \begin{cases} \delta_{wy} P / P_{wy}, & P \leq P_{wy} \\ \delta_{wy} + \frac{P - P_{wy}}{P_{uy} - P_{wy}} (\delta_{uy} - \delta_{wy}), & P_{wy} < P < P_{uy} \\ \delta_{uy} + \frac{P - P_{uy}}{P_{by} - P_{uy}} (\delta_{by} - \delta_{uy}), & P_{uy} \leq P \leq P_{by} \\ \infty, & P > P_{by} \end{cases} \quad (5)$$

式中:  $W_{sc} = D^3/6$  为弯曲截面模量,  $D$  为钢管截面高度;  $f_{scy} = (1.18 + 0.85\xi)f_{ck}$  为钢管混凝土截面屈服强度,  $f_{ck}$  为混凝土抗压强度标准值,  $\xi = f_y A_s / f_{ck} A_c$  为约束效应系数;  $\gamma_m$  为抗弯强度系数, 由式(8)计算:

$$\gamma_m = 1.04 + 0.48 \ln(\xi + 0.1) \quad (8)$$

方钢管混凝土柱计算模型如图7所示,其中  $F_t$ 、 $R_c$  分别为作用于柱的钢桁架杆件轴力的合力、支座反力. 由结构力学知识,可解出截面1-1弯矩  $M_1$  达

表1 钢桁架屈服荷载、屈服位移

$P_{wy}/\text{kN}$	$P_{by}/\text{kN}$	$P_{uy}/\text{kN}$	$\delta_{wy}/\text{mm}$	$\delta_{by}/\text{mm}$	$\delta_{uy}/\text{mm}$
612	729	861	7.93	10.23	14.53

## 2.2 钢管混凝土柱理论分析

定义轴压比为  $N_c / (f_y A_s + f_{cu} A_c)$ , 其中  $N_c$  为柱顶轴压力,  $A_s$  为钢管截面积,  $f_{cu}$  为混凝土立方体抗压强度,  $A_c$  为混凝土截面积. 试件 DLBZ-1、DLBZ-2 柱顶施加了 400 kN 的轴压力(由实际结构设计轴压力按缩尺比例换算得到), 轴压比分别为 0.03、0.045. 由于柱轴压比较小, 可忽略轴力的作用, 将柱视为纯弯构件. 方钢管混凝土构件弯矩-曲率曲线 ( $M-\phi$  曲线) 可分为弹性、弹塑性、塑性三段, 基于试验与有限元可拟合其方程<sup>[11]</sup>. 为计算简便, 本文将其简化为理想弹塑性方程,  $M-\phi$  曲线如图6所示, 图中  $M_y$ 、 $\phi_y$  分别为方钢管混凝土截面屈服弯矩、屈服曲率, 曲率方程见式(6).

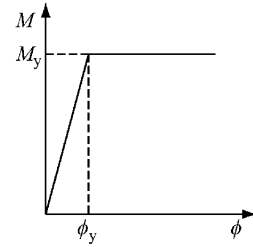


图6 方钢管混凝土构件弯矩-曲率简化模型

Fig.6 Simplified moment-curvature relationship of CFT member

$$\phi = \begin{cases} M\phi_y / M_y, & M < M_y \\ \infty, & M \geq M_y \end{cases} \quad (6)$$

式中,  $M_y$ 、 $\phi_y$  按式(7)计算<sup>[11]</sup>:

$$M_y = \gamma_m W_{sc} f_{scy} \quad (7a)$$

$$\phi_y = \frac{8.93 \left[ \frac{10.64 f_{cu}}{30} + 91.18 + \left( \frac{8.66 f_{cu}}{30} + 5.93 \right) \xi \right] \left( \frac{f_y}{345} \right)^{0.82}}{E_s D} \quad (7b)$$

到屈服弯矩时的桁架端部荷载  $P_{cy}$ 、各截面弯矩分布. 根据式(6)可得到各截面的曲率, 对曲率由柱底向上积分可得到每一截面的转角. 截面1-1屈服时由柱弯曲变形导致的桁架端部位移  $\delta_{cb}$  (图8)可由式(9)~(10)计算, 其中  $h_x$  为柱底至截面1-1的距离,  $H_t$  为钢桁架高度,  $L_t$  为东、西钢桁架两端之间的距离,  $\theta_{1-2}$  为与桁架端部位移计高度相同的柱截面的转角.

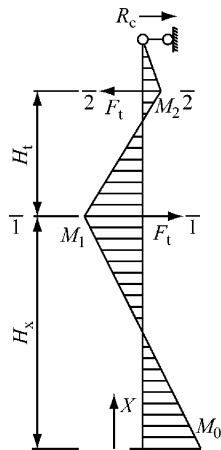


图 7 钢管混凝土柱计算模型与弯矩分布图

Fig. 7 Analytical model and moment diagram of the CFT column

$$\theta_{1-2} = \int_0^{h_x+H_1/2} \phi(x) dx \quad (9)$$

$$\delta_{cb} = L_t \theta_{1-2} / 2 \quad (10)$$

截面 1-1 屈服时由 CFT 柱剪切变形导致的桁架端部位移  $\delta_{cy}$  (图 9) 可由式(11)计算, 其中  $k=1.2$  为截面形状系数,  $Q_{1-2}=R_c-F_t$  为截面 1-1 与 2-2 之间的剪力,  $G_{sc}A_{sc}=G_sA_s+G_cA_c$  为钢管混凝土柱等效抗剪刚度<sup>[12]</sup>,  $G_s$ 、 $G_c$  为钢材、混凝土剪切模量,  $A_{sc}=A_s+A_c$  为柱截面面积。

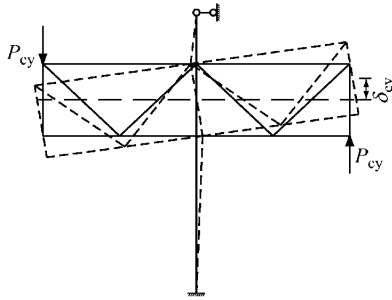


图 9 柱剪切引起的桁架端部位移

Fig. 9 Truss end's displacement caused by shearing deformation of column

$$\delta_{cy} = \frac{kQ_{1-2}L_t}{2G_{sc}A_{sc}} \quad (11)$$

截面 1-1 屈服时由柱变形导致的桁架端部位移  $\delta_{cy}$  可由式(12)计算。柱处于弹性状态时, 桁架端部荷载与变形导致的端部位移满足线性关系。截面 1-1 屈服后, 其曲率增长较快、抗弯刚度下降, 由式(6)、(9)、(10)可知, 桁架端部的位移将迅速增长。采用理想弹塑性模型近似描述桁架端部荷载  $P$  与 CFT 柱变形导致的端部位移  $\delta_{cc}$  之间的关系 (图 10), 其方程见式(13), 计算数据见表 2。

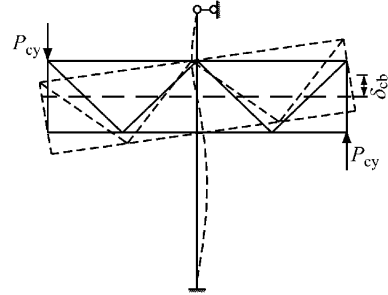


图 8 柱弯曲引起的桁架端部位移

Fig. 8 Truss end's displacement caused by the bending of CFT column

$$\delta_{cy} = \delta_{cb} + \delta_{cv} \quad (12)$$

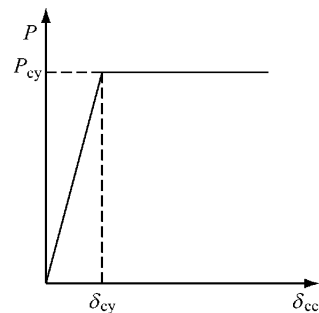


图 10 CFT 柱变形引起的桁架端部荷载-位移关系

Fig. 10 Load-displacement relationship of truss end caused by deformation of CFT column

$$\delta_{cc} = \begin{cases} \frac{P\delta_{cy}}{P_{cy}}, & P \leq P_{cy} \\ \infty, & P > P_{cy} \end{cases} \quad (13)$$

表 2 截面 1-1 屈服时的桁架端部荷载与柱变形导致的位移

Tab. 2 Truss end load and displacement caused by the deformation of column when section 1-1 yielded

	DLBZ-1	DLBZ-2
$P_{cy}/\text{kN}$	1 209	19.6
$\delta_{cy}/\text{mm}$	540	11.63

### 2.3 方钢管混凝土柱-钢桁架结构荷载-位移曲线

将式(5)、(13)代入式(1), 可得到 DLBZ-1、DLBZ-2 的荷载-位移方程, 分别见式(14)、(15)。叠加钢桁架变形与 CFT 柱变形导致的端部位移, 可得到试件 DLBZ-1、DLBZ-2 的荷载-位移曲线。分别定义试件荷载-位移曲线的第一个拐点为屈服点、水平段起点为极限点 (此时试件达到极限状态), 两个试件的屈服荷载  $P_{ty}$ 、屈服位移  $\delta_{ty}$ 、极限荷载  $P_{tu}$  见表 3。

$$\delta = \begin{cases} \frac{P\delta_{wy}}{P_{wy}} + \frac{P\delta_{cy}}{P_{cy}}, P \leq P_{wy} \\ \delta_{wy} + \frac{P - P_{wy}}{P_{uy} - P_{wy}}(\delta_{uy} - \delta_{wy}) + \frac{P\delta_{cy}}{P_{cy}}, \\ P_{wy} < P \leq P_{uy} \\ \delta_{uy} + \frac{P - P_{uy}}{P_{by} - P_{uy}}(\delta_{by} - \delta_{uy}) + \frac{P\delta_{cy}}{P_{cy}}, \\ P_{uy} < P \leq P_{by} \\ \infty, P > P_{by} \end{cases} \quad (14)$$

$$\delta = \begin{cases} \frac{P\delta_{wy}}{P_{wy}} + \frac{P\delta_{cy}}{P_{cy}}, P \leq P_{cy} \\ \infty, P > P_{cy} \end{cases} \quad (15)$$

## 2.4 钢桁架弦杆杆端弯矩对荷载-位移曲线的影响

对于试件 DLBZ-1, 达到极限状态时钢桁架已经破坏, 此时钢桁架以刚接机制工作且弦杆杆端弯矩较大. 因此, 尚需考虑弦杆杆端弯矩对理论荷载-位移曲线的影响. 上、下弦杆杆端弯矩  $M_{ts}$ 、 $M_{tx}$  作用于柱时, 其计算模型及弯矩分布如图 11 所示, 由 2.1 节可分别解得钢桁架上弦杆、下弦杆屈服时的杆端弯矩. 类似 2.2 节, 根据弯矩分布由式(6)、式(9)求得 CFT 柱的转角, 进而得到上、下弦杆屈服时杆端弯矩造成的钢管混凝土柱弯曲位移  $\delta_{cuy} = 1.35 \text{ mm}$ 、 $\delta_{cby} = 2.753 \text{ mm}$ . 对式(13)进行修正, 即得到试件 DLBZ-1 考虑杆端弯矩影响的荷载-位移曲线, 见式(16).

$$\delta = \begin{cases} \frac{P\delta_{wy}}{P_{wy}} + \frac{P\delta_{cy}}{P_{cy}}, P \leq P_{wy} \\ \delta_{wy} + \frac{P - P_{wy}}{P_{uy} - P_{wy}}(\delta_{uy} - \delta_{wy}) + \frac{P\delta_{cy}}{P_{cy}} + \\ \frac{(P - P_{wy})\delta_{cuy}}{P_{uy} - P_{wy}}, P_{wy} < P \leq P_{uy} \\ \delta_{uy} + \frac{P - P_{uy}}{P_{by} - P_{uy}}(\delta_{by} - \delta_{uy}) + \frac{P\delta_{cy}}{P_{cy}} + \delta_{cuy} + \\ \frac{(P - P_{uy})(\delta_{cby} - \delta_{cuy})}{P_{by} - P_{uy}}, P_{uy} < P \leq P_{by} \\ \infty, P > P_{by} \end{cases} \quad (16)$$

对于试件 DLBZ-2, 达到极限状态时钢桁架斜腹杆尚未屈服, 此时钢桁架以铰接机制工作, 因此无需考虑钢桁架弦杆杆端弯矩对荷载-位移曲线的影响.

## 3 方钢管混凝土柱-钢桁架结构破坏模式、承载力的试验验证

两个试件试验中的破坏模式如图 12 所示.

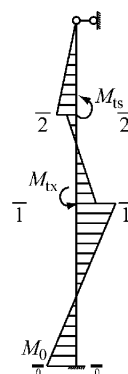


图 11 钢桁架弦杆弯矩对柱的影响

Fig. 11 Moment distribution of column under the moment of truss members

DLBZ-1 没有明显的试验现象, 但应变监测显示钢桁架杆件已屈服(图 13, 图中竖直虚线即为实测屈服应变). DLBZ-2 在桁架下弦以下柱壁出现鼓曲, 发生柱弯曲破坏.

两个试件试验得到的桁架端部竖向荷载-位移骨架曲线见图 14—15. 试件屈服承载力  $P_y$ 、极限承载力  $P_u$ 、最大承载力  $P_{max}$ 、屈服位移  $\delta_y$ 、极限位移  $\delta_u$  见表 3. 试件极限荷载定义为  $0.85P_{max}$ , 对应的位移为极限位移; 如果承载力未下降到  $0.85P_{max}$ , 加载终止时刻即为极限状态. 由图 14—15 可知, 两个试件理论分析得到的荷载-位移曲线均与实测曲线吻合较好. 由表 3 可知, 理论分析的承载力数据与试验值差别较小, 屈服荷载  $P_{ty}$  与  $P_y$  之比介于  $0.98 \sim 1.11$ , 极限荷载  $P_{tu}$  与  $P_u$  之比介于  $0.77 \sim 0.93$ .

两个试件 CFT 柱、钢桁架达到极限荷载的先后顺序不同, 导致其破坏模式表现出不同的特点. DLBZ-1 钢桁架的理论承载力低于柱, 钢桁架将先于 CFT 柱破坏, 与试验中桁架杆件应变达到屈服相吻合, 且理论承载力与试验值接近, 钢桁架破坏后外荷载无法传递至 CFT 柱使得柱不会出现破坏现象. DLBZ-2 钢桁架腹杆屈服承载力高于 CFT 柱, CFT 柱将首先弯曲破坏并形成塑性铰, 与试验破坏模式一致, 且理论承载力与试验值接近. 这说明, 简化分析模型可用于预测方钢管混凝土柱-钢桁架连接的破坏模式与承载力.

## 4 关于破坏模式与抗震性能相关性的讨论

基于不同的设计理念, 水平荷载作用下方钢管混凝土柱-钢桁架结构可能发生桁架端部破坏(即所谓的“强柱弱梁”)、柱端破坏、混合破坏, 使得塑性铰

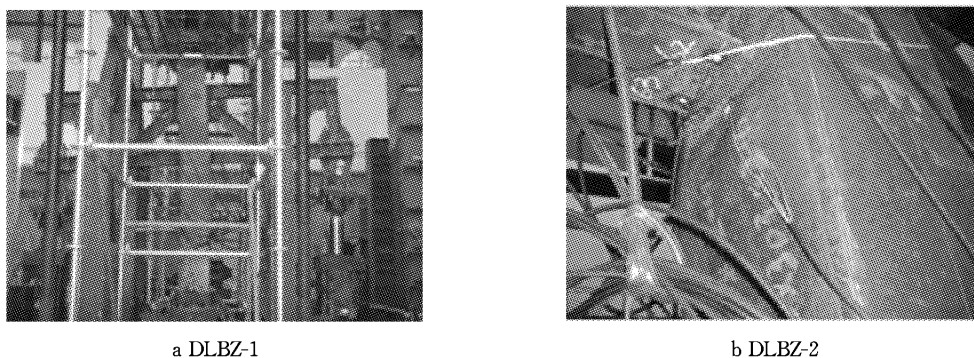


图 12 试件破坏模式

Fig. 12 Failure modes of specimens

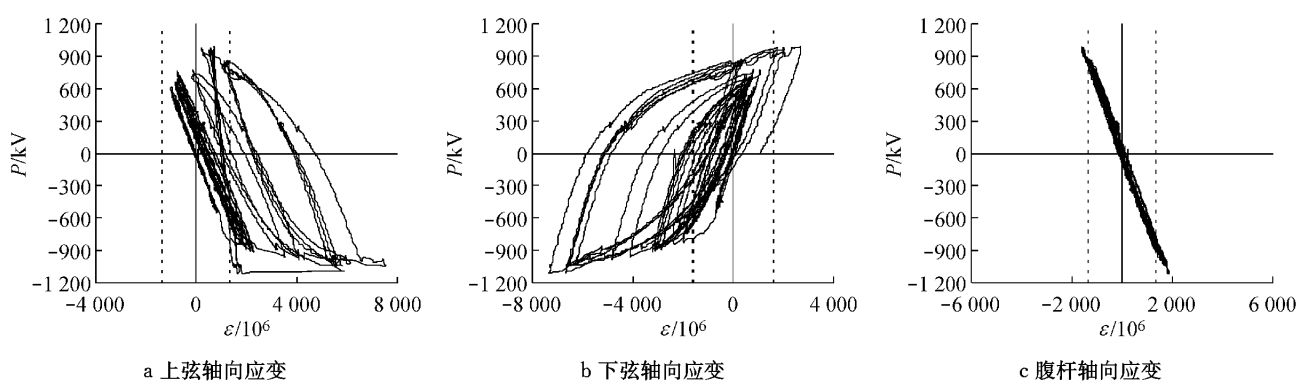


图 13 DLBZ-1 荷载-应变关系

Fig. 13 Load-strain relationship of DLBZ-1

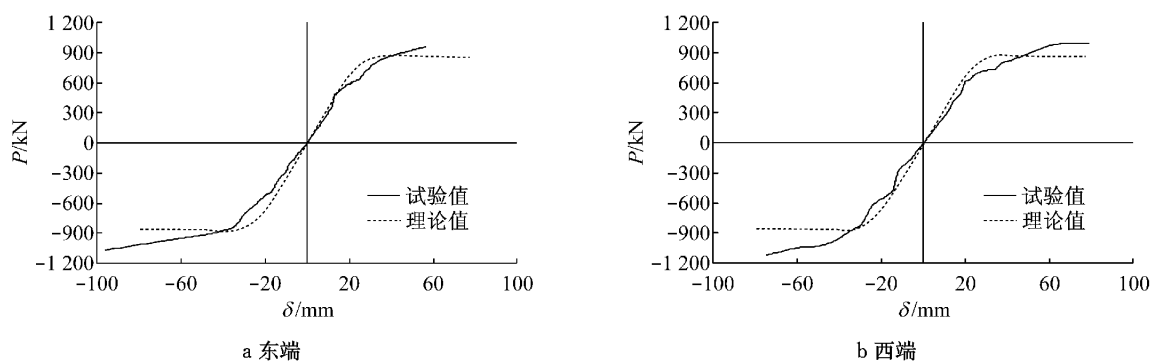


图 14 试件 DLBZ-1 荷载-位移骨架曲线与理论预测曲线

Fig. 14 Load-displacement skeleton curves and predicted curves of DLBZ-1

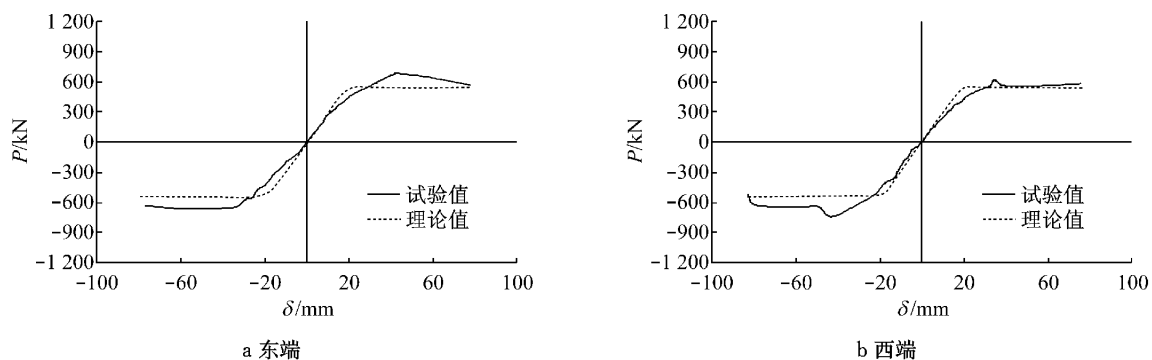


图 15 试件 DLBZ-2 荷载-位移骨架曲线与理论预测曲线

Fig. 15 Load-displacement skeleton curves and predicted curves of DLBZ-2

表 3 承载力与延性  
Tab.3 Bearing capacity and ductility

		DLBZ-1 东侧		DLBZ-1 西侧		DLBZ-2 东侧		DLBZ-2 西侧	
		正	负	正	负	正	负	正	负
P/kN	$P_y$	611	-590	605	-627	501	-511	487	-541
	$P_{max}$	963	-1 067	990	-1 118	688	-667	618	-743
	$P_u$	963	-1 067	990	-1 118	585	-631	582	-631
	$P_{ty}$	612	-612	612	-612	540	-540	540	-540
	$P_{tu}$	861	-861	861	-861	540	-540	540	-540
$\delta/mm$	$\delta_y$	22.7	-23.3	19.9	-24.2	24.1	-25.6	24.2	-24.2
	$\delta_u$	57.8	-96.3	78.9	-75.0	80.8	-77.3	75.9	-83.1
	$\delta_{ty}$	17.8	-17.8	17.8	-17.8	18.6	-18.6	18.6	-18.6
$P_{ty}/P_y$		1.00	1.04	1.01	0.98	1.08	1.06	1.11	1.00
$P_{tu}/P_u$		0.89	0.81	0.87	0.77	0.92	0.86	0.93	0.86
$\delta_{ty}/\delta_y$		0.79	0.76	0.90	0.74	0.77	0.73	0.77	0.77

分别出现在钢桁架端部、柱端、钢桁架端部以及中柱 柱端(图 16)。

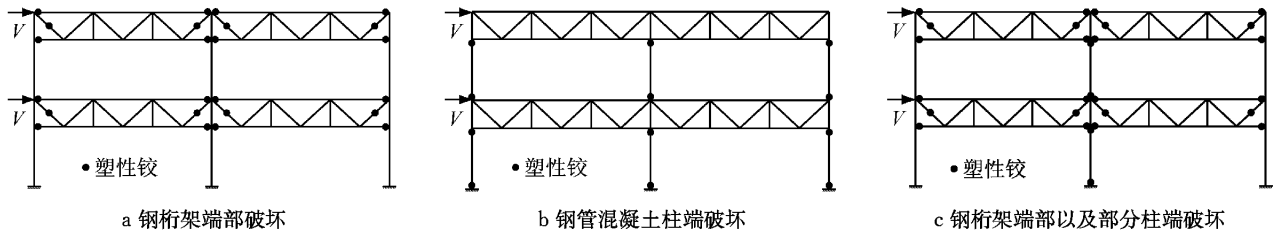


图 16 方钢管混凝土柱-钢桁架结构的各种破坏模式

Fig.16 Different failure modes of the structure of steel truss-square concrete filled tubular column

文献[13]对 1 榀两跨 3 层钢梁-圆钢管混凝土柱框架进行了拟静力试验,认为按照节点、楼层计算的框架柱极限抗弯承载力大于框架梁时,能保证“强柱弱梁”的实现. 结构发生钢桁架端部破坏时,由于柱端弯矩与钢桁架端部弯矩相互平衡,钢桁架端部达到极限弯矩后结构能承担的水平荷载就无法继续增长,其承载力由钢桁架端部的抗弯承载力控制. 结构达到极限状态后,钢桁架端部的分散塑性铰仍能对钢管混凝土柱提供抗弯约束,使得结构的层间变形较小,难以充分发挥结构的塑性变形能力.

结构发生柱端破坏时,其承载力由钢管混凝土柱塑性抗弯能力控制. 文献[14]通过试验研究了圆钢管混凝土-钢桁架连接的低周滞回性能,认为柱出现塑性铰时具有更好的变形与耗能能力. 但柱端产生塑性铰后,方钢管混凝土柱-钢桁架框架结构缺乏抵抗水平荷载的二道防线,可能形成层状破坏.

文献[15]基于层间柱梁强度比方法,设计出一种允许具有部分柱屈服的混合屈服机制钢管混凝土框架结构,该结构允许中柱柱端屈服,使得结构的抗震能力得到最大限度的发挥. 进行方钢管混凝土柱-钢桁架结构设计计算时,可使钢桁架端部的塑性抗弯承载力与中柱柱端接近而低于边柱,则结构在水平荷载作用下将出现混合破坏模式. 钢桁架端部、中

柱柱端进入塑性状态后,边柱作为二道防线还能继续承载,避免出现层状破坏的不利状况. 同时,中柱柱端出现塑性铰能充分利用方钢管混凝土优异的塑性耗能能力,使得结构总体抗震性能优于只在钢桁架端部出现塑性铰的情况.

5 结论

分析了方钢管混凝土柱-钢桁架结构的破坏模式及其影响因素,针对节点子结构的破坏模式与承载力提出了简化理论分析模型,并进行了试验验证,得到以下结论:

- (1) 方钢管混凝土柱-钢桁架结构在侧向荷载作用下,可能发生柱破坏或钢桁架破坏,柱与钢桁架的相对强弱关系对破坏模式有较大影响;
- (2) 允许部分钢管混凝土柱进入塑性状态可更好地发挥结构的耗能与变形能力;
- (3) 简化理论分析模型计算结果与试验吻合较好,可用于预测节点子结构的破坏模式与承载力.

参考文献:

[1] 宗周红,林东欣,房贞政,等. 两层钢管混凝土组合框架结构

- 抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2002, 23(2):27.  
ZONG Zhouhong, LIN Dongxin, FANG Zhenzheng, *et al.* Experimental research on seismic behavior of a two-story concrete filled steel tubular composite frame[J]. Journal of building structures, 2002, 23(2):27.
- [2] 李斌, 薛刚, 张园. 钢管混凝土框架结构抗震性能试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2002, 22(5):53.  
LI Bin, XUE Gang, ZHANG Yuan. Experimental study on behavior of concrete filled steel tubular frame[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2002, 22(5):53.
- [3] 王来, 王铁成, 齐建伟, 等. 方钢管混凝土框架滞回性能试验与理论研究[J]. 天津大学学报, 2005, 38(1):41.  
WANG Lai, WANG Tiecheng, QI Jianwei, *et al.* Experimental and theoretical study on hysteretic behavior of concrete-filled rectangular steel tubular frame [J]. Journal of Tianjin University, 2005, 38(1):41.
- [4] 周栋梁, 钱稼茹, 方小丹, 等. 环梁连接的RC梁-钢管混凝土柱框架试验研究[J]. 土木工程学报, 2004, 37(5):7.  
ZHOU Dongliang, QIAN Jiaru, FANG Xiaodan, *et al.* Experimental study on a RC beam-STCC column frame with RC ring beam connections[J]. China Civil Engineering Journal, 2004, 37(5):7.
- [5] 许成祥, 徐礼华, 杜国锋, 等. 钢管混凝土柱框架结构模型地震反应试验研究[J]. 武汉大学学报:工学版, 2006, 39(3):68.  
XU Chengxiang, XU Lihua, DU Guofeng, *et al.* Experimental study on earthquake response of a CFST column frame structure model[J]. Engineering Journal of Wuhan University, 2006, 39(3):68.
- [6] 王先铁, 郝际平, 周观根, 等. 方钢管混凝土柱-钢梁平面框架抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2010, 31(8):8.  
WANG Xiantie, HAO Jiping, ZHOU Guangen, *et al.* Experimental research on seismic behavior of concrete filled square steel tube columns and steel beam planar frames[J]. Journal of Building Structures, 2010, 31(8):8.
- [7] 王文达, 韩林海, 陶忠. 钢管混凝土柱-钢梁平面框架抗震性能的试验研究[J]. 建筑结构学报, 2006, 27(3):48.  
WANG Wenda, HAN Linhai, TAO Zhong. Experimental research on seismic behavior of concrete filled CHS and SHS columns and steel beam planar frames[J]. Journal of Building Structures, 2006, 27(3):48.
- [8] HAN Linhai, WANG Wenda, TAO Zhong. Performance of circular CFST column to steel beam frames under lateral cyclic loading[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2011, 2011(67):876.
- [9] 李志强, 王伟, 陈以一, 等. 铁路客站钢桁架-方钢管混凝土柱节点构造优化与试验研究[J]. 建筑结构, 2013, 43(13):63.  
LI Zhiqiang, WANG Wei, CHEN Yiyi, *et al.* Details improvement and experimental research on steel truss-square CFT column joints in railway station terminal[J]. Building Structure, 2013, 43(13):63.
- [10] 沈祖炎, 陈扬骥, 陈以一. 钢结构基本原理[M]. 2版. 北京: 中国建筑工业出版社, 2005.  
SHEN Zuyan, CHEN Yangji, CHEN Yiyi. The basic principle of steel structure [M]. 2nd. Beijing: China Architecture & Building Press, 2005.
- [11] HAN Linhai, LU Hui, YAO Guohuang, *et al.* Further study on the flexural behaviour of concrete-filled steel tubes[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2006, 62(6):554.
- [12] DB29-57—2003 天津市钢结构住宅设计规程[S]. 天津: 天津市建设管理委员会, 2003.  
DB29-57—2003 Technical specification for design of steel structure dwelling house in Tianjin[S]. Tianjin: Construction Management Committee of Tianjin, 2003.
- [13] 李忠献, 许成祥, 王冬, 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.  
LI Zhongxian, XU Chengxiang, WANG Dong, *et al.* Experimental research on the seismic performance of CFT frame structure[J]. Building Structure, 2004, 34(1):3.
- [14] 李志强, 王伟, 陈以一. 钢桁架-圆钢管混凝土柱连接区段抗震性能试验研究与承载机理分析[J]. 建筑结构学报, 2013, 34(7):47.  
LI Zhiqiang, WANG Wei, CHEN Yiyi. Experimental research on seismic performance and analysis on load bearing mechanism of steel truss-to-circular CFT column subassembly [J]. Journal of Building Structures, 2013, 34(7):47.
- [15] 舒蓉, 徐培蓁. 层间柱梁强度比对混合屈服机制钢管混凝土框架结构性能的影响[J]. 青岛理工大学学报, 2010, 31(1):21.  
SHU Rong, XU Peizhen. The effect of layer column-to-beam strength ratios on structural performance of hybrid yield mechanism concrete-filled steel tubular moment-resistant frames[J]. Journal of Qingdao Technological University, 2010, 31(1):21.