

# 外张拉式自复位方钢管混凝土柱脚的 受力性能 and 设计方法研究

王先铁<sup>1</sup>, 林麟琿<sup>1</sup>, 陈蜂梅<sup>2</sup>, 张 力<sup>1</sup>, 罗 遥<sup>1</sup>, 郑 江<sup>1</sup>

(1. 西安建筑科技大学 土木工程学院, 陕西 西安 710055; 2. 中山市春兴建筑科技有限公司, 广东 中山 528434)

**摘要:** 基于空间铰接机制, 提出了一种外张拉式自复位方钢管混凝土柱脚节点, 对其进行了受力性能分析, 提出了设计方法, 并建立有限元模型进行验证。结果表明: 外张拉式自复位方钢管混凝土柱脚节点能够实现铰接机制, 满足结构的空

**关键词:** 自复位; 方钢管混凝土柱脚; 外张拉; 受力性能; 设计方法

**中图分类号:** TU398

**文献标志码:** A

**文章编号:** 1006-7930(2017)06-0812-09

## Study on structural performance and design method of external tensioned type self-centering concrete filled square steel tubular column base

WANG Xiantie<sup>1</sup>, LIN Linhui<sup>1</sup>, CHEN Fengmei<sup>2</sup>, ZHANG Li<sup>1</sup>, LUO Yao<sup>1</sup>, ZHENG Jiang<sup>1</sup>

(1. School of Civil Engineering, Xi'an Univ. of Arch. & Tech., Xi'an 710055, China;

2. Zhongshan Chunxing Construction Technology Co., Ltd, Zhongshan 528434, China)

**Abstract:** Based on spatial hinged mechanism, an external tensioned type self-centering concrete filled square steel tubular (CFSST) column base was put forward. The structural performance analysis and design method were conducted, and the results were validated using the finite element analysis. The results show that the external tensioned type self-centering column base meets the requirement of the spatial hinged mechanism and deformation, and has good capability of self-centering. The decompression moment is related to the CFSST column section size, column axial force and initial post-tensioned force. The flexural ability is produced by the initial post-tensioned force, the post-tensioned force increment due to the post-tensioned tendons elongation, column axial force and the tension of the buckling restrained steel plate. The energy dissipation is concentrated on the replaceable energy dissipation components, i. e. the buckling restrained steel plate, and the rapid repair can be realized after earthquake.

**Key words:** self-centering; concrete filled square steel tubular column base; external tensioned; structural performance; design method

地震中由于建筑结构的过大变形而导致的倒塌是威胁人类生命安全和造成财产损失的最主要因素, 且在震后结构的过大残余变形使结构无法恢复正常使用功能, 最终只能拆除<sup>[1]</sup>。对于现行《建筑抗震设计规范》<sup>[2]</sup>所采用的抗震设防目标, “大震不倒”和“小震不坏”已基本实现; 而“中震可修”还缺乏具体做法, 即震后结构因过大残余变形而无法恢复正常使用功能的问题还未有效解决。

可恢复功能结构是一种新型的减震控制结构, 该结构具有地震后不需修复或仅需少量修复就能

快速恢复使用功能的特点<sup>[3]</sup>。自复位结构作为可恢复功能结构的一种实现形式, 能够有效控制震后结构的残余变形, 受到国内外学者的广泛关注<sup>[4-6]</sup>。柱脚作为建筑结构的重要组成部分, 连接上部结构和基础, 在结构中起承上启下的作用。近年来, 研究者们对自复位柱脚开展了初步研究。Hoseok Chi<sup>[7]</sup>提出了一种钢框架耗能自复位柱脚形式, 对24个试件进行了循环加载试验和数值模拟, 结果表明: 该柱脚节点具有良好的自复位性能和耗能能力, 且不会出现明显的刚度退化。鲁亮等<sup>[8]</sup>对一

收稿日期: 2017-03-02

修改稿日期: 2017-11-12

基金项目: 国家自然科学基金项目(51678474); 陕西省自然科学基金项目(2015JM5170)

第一作者: 王先铁(1979—), 男, 博士, 教授, 主要从事钢结构与钢管混凝土结构方面的研究。E-mail: wangxiantie@163.com

幅 1/3 比例三层三跨柱端铰型受控摇摆式钢筋混凝土框架缩尺模型进行了振动台试验,结果表明:其集中耗能机制明确,地震作用后能够实现自复位,且主体承重构件在大震下保持完好。魏宇翔等<sup>[9]</sup>利用有限元软件 ANSYS 研究了轴压比对自复位钢结构柱脚节点抗震性能的影响,结果表明:自复位柱脚节点的承载力随着轴压比的增大而提高,但轴压比过大会导致柱脚节点的后期刚度退化加快,延性变差,建议轴压比控制在 0.1~0.3 之间。吕西林等<sup>[10]</sup>提出了一种能够单向转动的自复位混凝土柱脚形式,对 1/2 比例缩尺框架进行了振动台试验。结果表明:柱脚能够实现转动机制,地震过程中柱底抬升,震后由预应力筋提供的自复位力能够使其基本恢复到震前初始状态,且主体结构发生较大变形而不破坏,达到了较为理想的自复位效果。

综上所述,现有具备转动能力的自复位柱脚多采用单向铰支座的形式,无法满足结构的空间变形,且预应力筋布置于柱子内部,预应力筋张拉施工困难。已有自复位柱脚仅用于钢框架和混凝土结构,尚未见适用于方钢管混凝土结构的自复位柱脚形式。因此,提出了一种满足结构空间变形且预应力筋张拉施工方便的外张拉式自复位方钢管混凝土柱脚形式。对其进行了受力性能分析,提出了设计方法,并建立有限元模型进行验证,可为后续研究提供参考。

## 1 外张拉式自复位方钢管混凝土柱脚

区别于仅能满足单向转动的传统自复位柱脚,外张拉式自复位方钢管混凝土柱脚(下称自复位柱脚)能够满足结构的空间变形,且预应力筋张拉方便,柱脚节点构造如图 1 所示。其中,防屈曲钢板(下称 BRS 板)对称布置于方钢管混凝土柱壁四周,上端通过连接板与下角钢螺栓连接,下角钢通过穿芯高强螺栓固定于方钢管混凝土柱上,下端通过挡板与底座螺栓连接,BRS 板、连接板和挡板之间焊接连接,并于 BRS 板外侧设置盖板以约束其面外变形。预应力筋对称布置于方钢管混凝土柱壁四周,上端锚固于上角钢,上角钢通过穿芯高强螺栓与方钢管混凝土柱固定;下端锚固于底座下部预留的槽口处。

自复位柱脚的工作原理为:小震作用下柱脚为刚接,能够保证结构的稳定;中震和大震作用下柱脚为铰接,能够在柱脚互相垂直的两个对称轴方向绕柱脚一侧转动。转动时,一侧柱底脱离

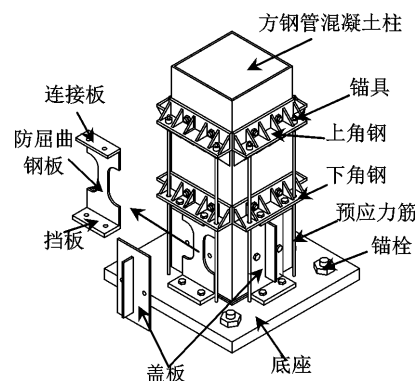


图 1 自复位方钢管混凝土柱脚示意图

Fig. 1 Diagram of self-centering CFSST column base

底座,设置于柱壁外围的 BRS 板屈服耗能,同时将剪力传递给挡板。地震后,由预应力筋和柱子轴力共同提供自复位力使结构基本恢复到震前状态,仅需更换 BRS 板即可快速恢复柱脚的使用功能,以达到“中震可修”的目标。

## 2 自复位柱脚的受力性能

### 2.1 自复位柱脚的抗弯性能

由于自复位柱脚为双轴对称结构,故仅对其单向受力状态进行分析。当柱脚未转动时,BRS 板未发生变形,故忽略 BRS 板的作用,其受力如图 2 所示。其中, $W$  为柱子轴力, $V$  为作用在柱上的水平荷载, $T_0$  为预应力筋中初始预应力, $H$  为柱高, $h$  为预应力筋锚固高度, $d$  为方钢管混凝土柱截面宽度, $O$  为转动中心。

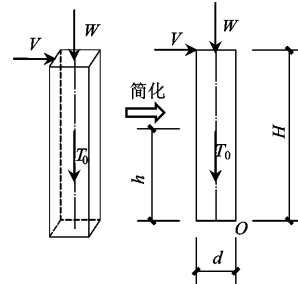


图 2 自复位柱脚未转动时的受力

Fig. 2 Force of self-centering column base without rotating

自复位柱脚初始抵抗弯矩  $M_0$  为:

$$M_0 = \frac{1}{2} (W + T_0) d \quad (1)$$

当自复位柱脚所受弯矩大于初始抵抗弯矩  $M_0$  时,自复位柱脚开始绕柱脚一侧发生转动,远离转动边一侧和与转动边相邻两侧的 BRS 板受拉伸长,设置在转动侧的 BRS 板受压缩短。

自复位柱脚发生转动时的受力如图 3 所示。图中, $F_1$  为远离转动边一侧 BRS 板(下称 BRS1 板)所受拉力, $F_2$  为与转动边相邻两侧 BRS 板(下称

BRS2 板)所受拉力,  $F_3$  为设置在转动侧的 BRS 板(下称 BRS3 板)所受压力,  $\theta$  为柱脚转角,  $T_1$  为预应力筋中预应力。

根据自复位柱脚的受力特征, 其理想状态下的典型滞回环如图 4 所示, 定义其 9 个特征点, 如表 1 所示。

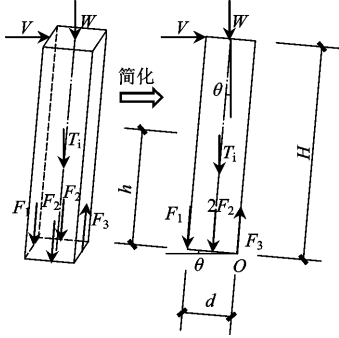


图 3 自复位柱脚转动时的受力

Fig. 3 Force of self-centering column base under rotating

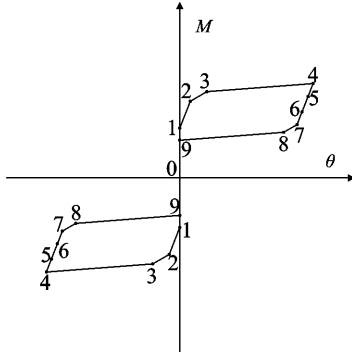


图 4 典型滞回环

Fig. 4 Typical hysteretic loops

表 1 典型滞回环特征点

Tab. 1 Characteristic points of typical hysteretic loops

点号	状态	点号	状态
1	柱脚开始转动	6	BRS2 板卸载至零
2	BRS1 板受拉屈服	7	BRS1 板受压屈服
3	BRS2 板受拉屈服	8	BRS2 板受压屈服
4	开始卸载点	9	柱脚复位
5	BRS1 板卸载至零		

根据图 3 可得点 1~9 的弯矩值。

当柱脚处于即将发生转动的临界状态时, 其脱离弯矩  $M_1$  等于初始抵抗弯矩  $M_0$ , 即:

$$M_1 = M_0 = \frac{1}{2}(W + T_0)d \quad (2)$$

当 BRS1 板受拉屈服时, 自复位柱脚的初始屈服抵抗弯矩  $M_2$  为

$$M_2 = M_{PT0}^2 + M_{\Delta PT}^{(2)} + M_{BRS}^{(2)} + M_c^{(2)} \quad (3)$$

其中:

$$M_{PT0}^{(2)} = T_0 \left( \frac{d}{2} - h \sin \theta_2 \right);$$

$$M_{\Delta PT}^{(2)} = K_{PT} \left( \frac{d}{2} - h \sin \theta_2 \right)^2 \sin \theta_2;$$

$$M_{BRS}^{(2)} = (F_1^{(2)} + F_2^{(2)})d = F_{BRS}^y d + \frac{1}{2} k_{BRS}^0 d^2 \sin \theta_2;$$

$$M_c^{(2)} = M \left( \frac{d}{2} - H \sin \theta_2 \right)$$

式中:  $M_{PT0}^{(2)}$ 、 $M_{\Delta PT}^{(2)}$ 、 $M_{BRS}^{(2)}$  和  $M_c^{(2)}$  分别为初始预应力、预应力筋拉力增量、BRS 板因受拉产生的力和柱子轴力所提供的抵抗弯矩, 下述 3~9 点的抵抗弯矩表示类似;  $\theta_2$  为 BRS1 板受拉屈服时自复位柱脚的转角;  $K_{PT}$  为预应力筋轴向刚度;  $F_1^{(2)}$  和  $F_2^{(2)}$  分别为 BRS1 板与 BRS2 板在 BRS1 板屈服时所受的拉力;  $F_{BRS}^y$  为 BRS 板屈服时所受的力;  $k_{BRS}^0$  为 BRS 板的初始刚度。

当 BRS2 板受拉屈服时, 自复位柱脚的二次屈服抵抗弯矩  $M_3$  为:

$$M_3 = M_{PT0}^{(3)} + M_{\Delta PT}^{(3)} + M_{BRS}^{(3)} + M_c^{(3)} \quad (4)$$

其中:

$$M_{PT0}^{(3)} = T_0 \left( \frac{d}{2} - h \sin \theta_3 \right);$$

$$M_{\Delta PT}^{(3)} = K_{PT} \left( \frac{d}{2} - h \sin \theta_3 \right)^2 \sin \theta_3;$$

$$M_{BRS}^{(3)} = 2F_{BRS}^y d + k_{BRS}^p \left( d \sin \theta_3 - \frac{F_{BRS}^y}{k_{BRS}^0} \right) d;$$

$$M_c^{(3)} = W \left( \frac{d}{2} - H \sin \theta_3 \right)$$

式中:  $\theta_3$  为 BRS2 板受拉屈服时自复位柱脚的转角;  $k_{BRS}^p$  为 BRS 板屈服后刚度。

当柱子达到目标侧移时, 即滞回曲线中的开始卸载点 4, 自复位柱脚的目标抵抗弯矩  $M_4$  为:

$$M_4 = M_{PT0}^{(4)} + M_{\Delta PT}^{(4)} + M_{BRS}^{(4)} + M_c^{(4)} \quad (5)$$

其中:

$$M_{PT0}^{(4)} = T_0 \left( \frac{d}{2} - h \sin \theta_4 \right);$$

$$M_{\Delta PT}^{(4)} = K_{PT} \left( \frac{d}{2} - h \sin \theta_4 \right)^2 \sin \theta_4;$$

$$M_{BRS}^{(4)} = 2F_{BRS}^y d + k_{BRS}^p \left( \frac{3}{2} d \sin \theta_4 - 2 \frac{F_{BRS}^y}{k_{BRS}^0} \right) d;$$

$$M_c^{(4)} = W \left( \frac{d}{2} - H \sin \theta_4 \right)$$

式中:  $\theta_4$  为柱子达到目标侧移时的转角。

当 BRS1 板卸载至零时, 即自复位柱脚的转角为  $\theta_5$  时, 其抵抗弯矩  $M_5$  为:

$$M_5 = M_{PT0}^{(5)} + M_{\Delta PT}^{(5)} + M_{BRS}^{(5)} + M_c^{(5)} \quad (6)$$

其中:

$$M_{PT0}^{(5)} = T_0 \left( \frac{d}{2} - h \sin \theta_5 \right);$$

$$M_{\Delta PT}^{(5)} = K_{PT} \left( \frac{d}{2} - h \sin \theta_5 \right)^2 \sin \theta_5;$$

$$M_{BRS}^{(5)} = \frac{1}{2} k_{BRS}^0 d^2 \sin[\theta_5 - (\theta_4 - \theta_3)];$$

$$M_c^{(5)} = W \left( \frac{d}{2} - H \sin \theta_5 \right)$$

当 BRS2 板卸载至零时,即自复位柱脚的转角为  $\theta_6$  时,其抵抗弯矩  $M_6$  为:

$$M_6 = M_{PT0}^{(6)} + M_{\Delta PT}^{(6)} + M_{BRS}^{(6)} + M_c^{(6)}; \quad (7)$$

其中:

$$M_{PT0}^{(6)} = T_0 \left( \frac{d}{2} - h \sin \theta_6 \right);$$

$$M_{\Delta PT}^{(6)} = K_{PT} \left( \frac{d}{2} - h \sin \theta_6 \right)^2 \sin \theta_6;$$

$$M_{BRS}^{(6)} = k_{BRS}^0 d^2 \sin(\theta_5 - \theta_6);$$

$$M_c^{(6)} = W \left( \frac{d}{2} - H \sin \theta_6 \right)$$

当 BRS1 板受压屈服时,即自复位柱脚的转角为  $\theta_7$  时,其抵抗弯矩  $M_7$  为:

$$M_7 = M_{PT0}^{(7)} + M_{\Delta PT}^{(7)} + M_{BRS}^{(7)} + M_c^{(7)} \quad (8)$$

其中:

$$M_{PT0}^{(7)} = T_0 \left( \frac{d}{2} - h \sin \theta_7 \right);$$

$$M_{\Delta PT}^{(7)} = K_{PT} \left( \frac{d}{2} - h \sin \theta_7 \right)^2 \sin \theta_7;$$

$$M_{BRS}^{(7)} = \left[ F_{BRS}^y d + \frac{1}{2} k_{BRS}^0 d^2 \sin(\theta_6 - \theta_7) \right];$$

$$M_c^{(7)} = W \left( \frac{d}{2} - H \sin \theta_7 \right)$$

当 BRS2 板受压屈服时,即自复位柱脚的转角为  $\theta_8$  时,其抵抗弯矩  $M_8$  为:

$$M_8 = M_{PT0}^{(8)} + M_{\Delta PT}^{(8)} + M_{BRS}^{(8)} + M_c^{(8)}; \quad (9)$$

其中:

$$M_{PT0}^{(8)} = T_0 \left( \frac{d}{2} - h \sin \theta_8 \right);$$

$$M_{\Delta PT}^{(8)} = K_{PT} \left( \frac{d}{2} - h \sin \theta_8 \right)^2 \sin \theta_8;$$

$$M_{BRS}^{(8)} = -2F_{BRS}^y d - k_{BRS}^p d^2 \sin(\theta_7 - \theta_8);$$

$$M_c^{(8)} = W \left( \frac{d}{2} - H \sin \theta_8 \right)$$

当柱脚复位时,其抵抗弯矩  $M_9$  为:

$$M_9 = M_{PT0}^{(9)} + M_{BRS}^{(9)} + M_c^{(9)} \quad (10)$$

其中:

$$M_{PT0}^{(9)} = \frac{1}{2} d T_0;$$

$$M_{BRS}^{(9)} = -2F_{BRS}^y d - k_{BRS}^p d^2 \sin(\theta_7 + \theta_8);$$

$$M_c^{(9)} = \frac{1}{2} d W$$

欲使自复位柱脚无残余变形,应使抵抗弯矩

$M_9 \geq 0$ , 代入式(10)可得:

$$M_{PT0}^{(9)} + M_c^{(9)} \geq -M_{BRS}^{(9)} \quad (11)$$

由以上分析可得如下结论:

(1)柱脚脱开弯矩与方钢管混凝土柱截面尺寸、柱子轴力和初始预应力大小有关。

(2)在柱脚节点未发生转动时,自复位能力由初始预应力和柱子轴力提供。

(3)柱子转动过程中,其抗弯性能由初始预应力、预应力筋拉力增量、柱子轴力及 BRS 板受拉产生的力提供。

(4)当柱子达到目标位移时,欲使柱脚实现自复位,需保证预应力筋与方钢管混凝土柱保持弹性,且 BRS 板不发生断裂。

(5)BRS1 板受拉时,提供柱脚抗弯能力;但当发生塑性变形后会削弱柱脚的抗弯能力,且会阻碍柱脚自复位。

## 2.2 自复位柱脚的抗剪性能

由于柱脚的抗剪要求较高,因此挡板与底座的连接采用摩擦型高强螺栓连接。当柱脚未发生转动时,柱脚所受剪力  $V_0$  由方钢管混凝土柱底部与底座之间的摩擦力  $V_{f1}$  和挡板与底座之间的摩擦力  $V_{f2}$  承担,即:

$$V_0 = V_{f1} + V_{f2} = \mu(W + T_0) + 0.9n_f \mu n F_0 \quad (12)$$

式中:  $\mu$  为摩擦系数,  $n_f$  为传力摩擦面数,  $n$  为螺栓个数,  $F_0$  为螺栓预紧力。

当水平荷载  $V$  增大至临界水平荷载  $V_1$  时,即柱脚所受弯矩达到脱开弯矩  $M_1$  时,根据图 3 可建立如下平衡方程:

$$V_1 H + M_1 = \frac{1}{2} (W + T_0) d \quad (13)$$

故临界水平荷载  $V_1$  为:

$$V_1 = \frac{1}{2H} (W + T_0) d \quad (14)$$

当  $V > V_1$  时,即柱脚发生转动,方钢管混凝土柱底与底座脱开,柱脚抗剪仅由挡板与底座之间的摩擦力承担。由于挡板会因 BRS 板的拉力作用所产生的撬力使其与底座部分脱开,应对高强螺栓连接的抗剪承载力进行折减,折减系数取 0.85<sup>[11]</sup>,故:

$$V_{f2}' = 0.85 V_{f2} = 0.765 n_f \mu n F_0 \quad (15)$$

## 3 自复位柱脚的设计方法

根据《建筑抗震设计规范》<sup>[2]</sup> 的性能化设计要求,结合自复位柱脚的特点,根据文献[7]所采用的自复位柱脚性能目标,拟定如表 2 所示的自复位

柱脚性能目标.

表2 自复位柱脚性能目标

Tab. 2 Performance objectives of self-centering column base

性能目标	地震水平		
	小震	中震	大震
整体性能	完好		基本完好, 检修后继续使用.
柱	保持弹性		基本保持弹性, 不需维修.
预应力筋	保持弹性		
BRS板	保持弹性	允许发生塑性变形	允许全截面屈服, 但不能断裂.
是否发生转动	否	是	是

### 3.1 预应力筋的设计

由表2可知, 小震(多遇地震)作用下, 自复位柱脚不发生转动, 弯矩设计值为:

$$M_1 = \frac{1}{2}(W + T_0)d \geq M_e \quad (16)$$

其中:  $M_e$  为多遇地震作用下柱脚弯矩设计值.

由式(16)可得初始预应力大小为:

$$T_0 \geq 2 \frac{M_e}{d} - W \quad (17)$$

由式(17)可初步选定初始预应力大小和预应力筋数量, 还应满足:

$$\sigma_{PT}^0 = \frac{T_0}{NA_{PT}} < \sigma_{PT}^y \quad (18)$$

其中:  $\sigma_{PT}^0$  为初始状态下单根预应力筋的拉应力,  $N$  为预应力筋数量,  $A_{PT}$  为单根预应力筋的截面面积,  $\sigma_{PT}^y$  为预应力筋控制应力.

方钢管混凝土结构的弹塑性位移角限值为  $1/50^{[12]}$ , 因此, 取  $\theta_4 = 1/50$ , 可得:

$$\sigma_{PT}^u = \frac{T_0}{NA_{PT}} + \Delta\sigma_{\max} = \frac{T_0}{NA_{PT}} + \frac{k_{PT}d}{50A_{PT}} < \sigma_{PT}^y \quad (19)$$

其中:

$$k_{PT} = \frac{A_{PT}E_{PT}}{h}$$

式中:  $\sigma_{PT}^u$  为结构达到目标位移时单根预应力筋的最大拉应力,  $\Delta\sigma_{\max}$  为单根预应力筋最大拉力增量,  $E_{PT}$  为预应力筋的弹性模量,  $k_{PT}$  为单根预应力筋的轴向刚度.

根据式(18)、(19)可对初步选定的初始预应力、预应力筋数量和截面面积进行调整.

### 3.2 BRS板的设计

假定 BRS 板的塑性变形仅发生于削弱段, 即图5所示耗能段, 为保证结构在达到目标位移状态

( $\theta_4 = 1/50$ )时 BRS 板不被拉断, 应满足:

$$\Delta L_{BRS}^u = \epsilon_u L \geq \Delta L_{BRS}^4 = \frac{1}{50}d \quad (20)$$

其中:  $\Delta L_{BRS}^u$  为 BRS 板的极限受拉伸长量,  $\epsilon_u$  为 BRS 板的极限拉应变,  $L$  为 BRS 板的耗能段长度,  $\Delta L_{BRS}^4$  为结构达到目标位移时 BRS 板的最大受拉伸长量.

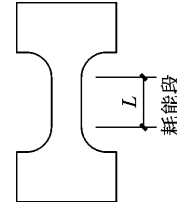


图5 BRS板示意图

Fig. 5 Diagram of BRS plate

BRS 板的应力-应变关系如图6所示, 则 BRS 板的极限拉应变为:

$$\epsilon_u = \frac{\sigma_{BRS}^y}{E_{BRS}} + \frac{\sigma_{BRS}^u - \sigma_{BRS}^y}{H_{BRS}} \quad (21)$$

其中:  $\sigma_{BRS}^y$  为 BRS 板的屈服应力,  $E_{BRS}$  为 BRS 板的弹性模量,  $\sigma_{BRS}^u$  为 BRS 板的极限抗拉强度,  $H_{BRS}$  为 BRS 板的强化模量.

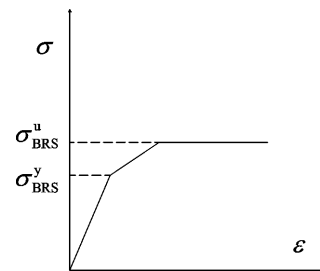


图6 应力-应变模型

Fig. 6 Stress-strain model

将式(21)代入式(20), 可得耗能段长度为

$$L \geq \frac{\frac{1}{50}d}{\frac{\sigma_{BRS}^y}{E_{BRS}} + \frac{\sigma_{BRS}^u - \sigma_{BRS}^y}{H_{BRS}}} \quad (22)$$

为达到更好的自复位性能, 应满足<sup>[13]</sup>:

$$M_1 \geq 0.6M_2 \quad (23)$$

取  $\theta_2$  为弹性位移角限值  $1/300$ , 将式(3)代入式(23), 由  $F_{BRS}^y = \sigma_{BRS}^y A$  和  $k_{BRS}^0 = E_{BRS} A/L$  可得耗能段截面面积  $A$  为:

$$A \leq \frac{5M_1 - 3[M_{PT0}^{(2)} + M_{\Delta PT}^{(2)} + M_c^{(2)}]}{3(E_{BRS} d^2 / 600L^{-1} + \sigma_{BRS}^y d)} \quad (24)$$

由上式可确定 BRS 板的厚度及耗能段的宽度.

### 3.3 抗剪螺栓的设计

撬力对部分螺栓所产生的拉力对连接的影响较小<sup>[7]</sup>, 可以忽略, 故不考虑拉剪状态下螺栓的抗

拉性能, 仅考虑其抗剪性能。

由式(13)和式(16)可得多遇地震作用下的剪力设计值为:

$$V_1 \geq \frac{M_e}{H} \quad (25)$$

将式(12)代入式(25)可得:

$$0.9n_i\mu nF_0 \geq \frac{M_e}{H} - \mu(W + T_0) \quad (26)$$

为保证 BRS 板与底座在结构达到目标位移( $\theta_4 = 1/50$ )时的有效连接, 还应满足:

$$V_p = \frac{M_4}{H \cos(1/50)} \leq 0.765n_i\mu nF_0 \quad (27)$$

其中:  $V_p$  为罕遇地震作用下柱脚剪力设计值。

由式(26)、(27)可确定抗剪螺栓的数量、单个螺栓杆的截面面积和预紧力大小。

## 4 有限元分析

### 4.1 有限元模型验证

根据文献[14], 选取试件 JD4 建立有限元模型。梁柱均采用 Q345B 钢, 其中柱截面为  $H500 \times 500 \times 20 \times 20$ , 长 3 000 mm; 梁截面为  $H500 \times 300 \times 14 \times 28$ , 长 3 800 mm。角钢截面尺寸为  $L300 \times 200 \times 14$ 。预应力筋直径为 15.2 mm, 抗拉强度为 1 860 MPa 的 1×7 钢绞线, 单根预应力大小为 120 kN。

利用有限元软件 ABAQUS 6.12 对该试件进行模拟。梁、柱及钢绞线材料本构关系采用等效弹塑性模型, 角钢本构关系采用随动强化模型。梁、柱材料屈服强度为 345 MPa; 角钢材料屈服强度为 440 MPa; 梁、柱及角钢弹性模量取 206 000 MPa。钢绞线抗拉强度为 1 860 MPa, 弹性模量取 195 000 MPa。泊松比均取 0.3。梁、柱及角钢等构件采用壳单元 (S4R), 钢绞线采用杆单元 (T3D2), 预应力通过降温法施加。法向接触定义为“硬”接触, 切向采用库伦摩擦模型, 摩擦系数取 0.3。边界条件和加载制度与试验相同。

节点转动变形、有限元与试验滞回曲线分别如图 7、图 8 所示。由图 7 可知, 有限元模拟能够实现节点绕梁上下翼缘转动, 其变形与试验相同。由图 8 可知, 峰值荷载前二者吻合较好, 节点承载力基本相同。峰值荷载后, 由于有限元未能较好地模拟钢材的塑性损伤, 所以耗能能力略高于试验。总体上有限元模拟能够较好地反映循环往复荷载作用下节点的承载能力、受力机理及变形性能等。

### 4.2 自复位柱脚有限元模型的建立

根据文献[15], 柱脚处考虑多遇地震作用的内力组合值为: 弯矩 = 258.1 kN·m, 轴力 = 853.7 kN, 剪力 = 74.7 kN, 采用前文所述设计方法设计足尺模型。其中, 方钢管混凝土柱高 6 000 mm, 柱截面为  $\square 400 \times 15$ ; 8 根预应力筋选用直径为 15.2 mm 的 1×7 钢绞线, 每根钢绞线初始预应力为 60 kN; BRS 板耗能段长度、厚度和宽度分别为 160 mm、10 mm 和 70 mm, 抗剪螺栓为 10.9 级 M22。

采用有限元软件 ABAQUS 对其进行分析。钢材屈服强度为 345 MPa, 本构关系为线性强化模型, 弹性模量  $E$  为 206 000 MPa, 强化模量取 0.2 $E$ , 泊松比取 0.3; 内填混凝土强度等级为 C40; 钢绞线的弹性模量为 195 000 MPa, 抗拉强度为 1 860 MPa, 预应力通过降温法施加。钢材均选用壳单元 (S4R), 钢绞线选用杆单元 (T3D2), 内填混凝土选用实体单元 (C3D8R)。混凝土材料采用塑性损伤模型, 其参数取值<sup>[16]</sup>如表 3 所示。

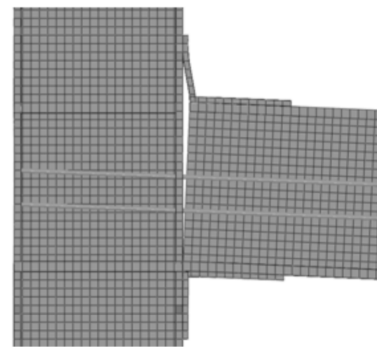


图 7 节点转动变形

Fig. 7 Deformation of joint

表 3 混凝土材料塑性损伤参数

Tab. 3 Plastic coefficients of concrete

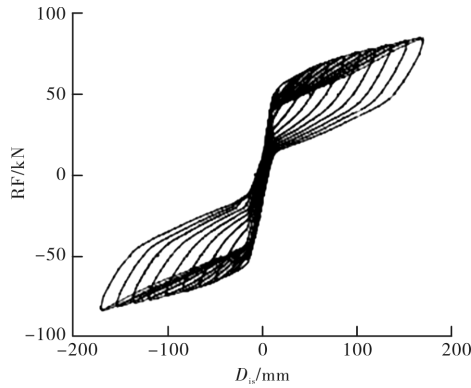
膨胀角	偏心率	$\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$	形状系数	粘性系数
30°	0.1	1.16	0.667	0.000 5

注:  $\sigma_{b0}$  为初始等效双轴抗压强度,  $\sigma_{c0}$  为初始单轴抗压强度。

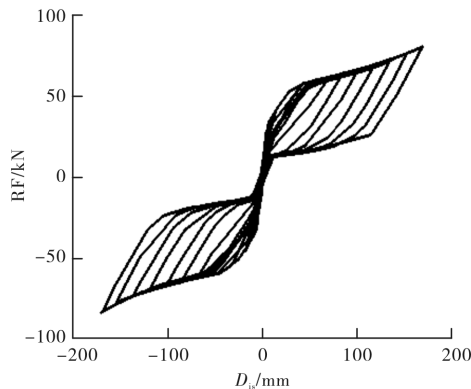
方钢管与混凝土之间的接触关系, 法向定义为“硬”接触; 切向采用库伦摩擦模型, 摩擦系数取 0.6。其余构件之间的接触关系, 法向定义为“硬”接触; 切向采用库伦摩擦模型, 摩擦系数取 0.3。支座底采用刚接, 为了防止方钢管混凝土柱面外失稳, 对其沿垂直于水平加载方向施加面外约束。柱顶施加集中力, 轴压比取 0.15; 水平荷载按位移加载, 极限位移角取 2%。有限元模型如图 9 所示。

对上述有限元模型进行往复加载, 以柱高的

1/400 为初始加载位移,之后以初始位移的整数倍循环加载,直至极限位移角(2%)。



(a) 试验滞回曲线



(b) 有限元滞回曲线

图 8 滞回曲线对比

Fig. 8 Comparison of hysteretic curves

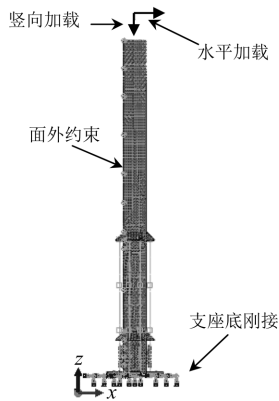


图 9 有限元模型

Fig. 9 Finite element model

### 4.3 自复位柱脚有限元分析结果

有限元分析所得柱子和 BRS 板的 von Mises 应力如图 10 所示,弯矩-转角曲线如图 11 所示。由图 10 可知,当加载至极限位移角(2%)时,柱子保持弹性, BRS 板耗能段全截面屈服,且塑性变形集中于 BRS 板的耗能段,与预设目标一致。由图 11 可知,其滞回环与图 4 大致相同,呈典型的“双旗帜形”,耗能能力和自复位效果较好。同时,

其脱开弯矩为 581.52 kN·m,大于多遇地震作用下的弯矩值 258.1 kN·m,因此,能够满足柱脚小震下不发生转动的设计目标。当加载位移角小于 2%时,柱脚基本无残余变形,加载至 2%时,柱脚残余变形约为 0.08%,这是由于加载至 2%时, BRS 板耗能段全截面屈服,阻碍了柱脚的自复位,与前文分析一致。

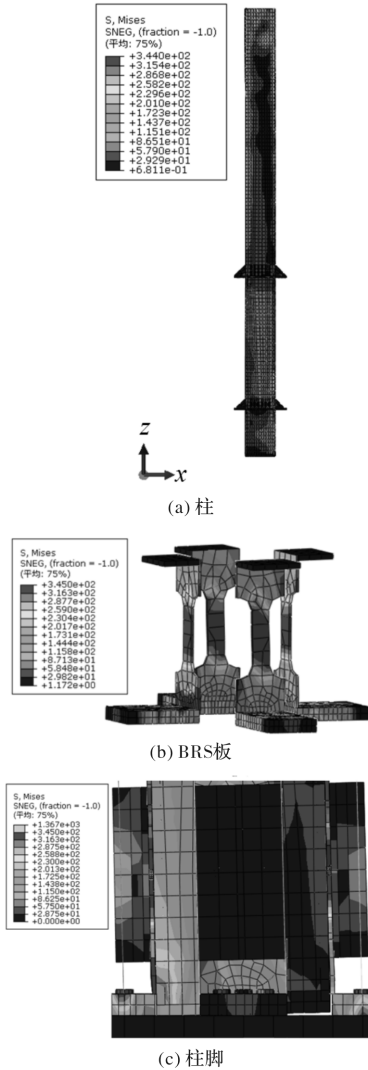


图 10 von Mises 应力图

Fig. 10 von Mises stress

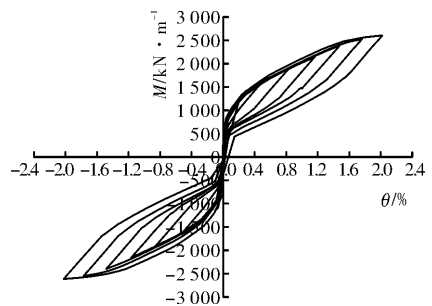


图 11 弯矩-转角曲线

Fig. 11 Curves of  $M-\theta$

## 5 结论

基于空间铰接机制,提出一种外张拉式自复位方钢管混凝土柱脚,对其进行受力性能分析,提出了设计方法,并建立有限元模型进行验证.得到以下结论:

(1)自复位柱脚能够实现空间铰接机制,满足结构的变形.

(2)自复位柱脚具有较好的自复位能力.

(3)自复位柱脚的脱开弯矩与方钢管混凝土柱截面尺寸、柱子轴力和初始预应力大小有关.

(4)自复位柱脚的弯矩-转角曲线为典型的“双旗帜形”,耗能能力较好;其耗能能力由BRS板提供,柱子不参与耗能,能够实现震后快速修复.当BRS板耗能段全截面屈服后,会阻碍柱脚的自复位,从而产生一定的残余变形.

## 参考文献 References

- [1] 潘振华,潘鹏,邱法维,等.具有自复位能力的钢结构体系研究[J].土木工程学报,2010,43(增刊1):403-410.  
PAN Zhenhua, PAN Peng, QIU Fawei, et al. Analysis of self-centering steel structures' development[J]. China Civil Engineering Journal, 2010, 43 (S1): 403-410.
- [2] 中华人民共和国住房和城乡建设部,中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局.建筑抗震设计规范:GB50011-2010[S].北京:中国建筑工业出版社,2010.  
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China, General Administration of Quality Supervision, Inspection and Quarantine of the People's Republic of China. Code for seismic design of buildings: GB50011-2010[S]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2010.
- [3] 吕西林,陈云,毛苑君.结构抗震设计的新概念-可恢复功能结构[J].同济大学学报(自然科学版),2011,39(7):941-948.  
LÜ Xilin, CHEN Yun, MAO Yuanjun. New concept of structural seismic design: earthquake resilient structures[J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2011, 39 (7): 941-948.
- [4] 周颖,吕西林.摇摆结构及自复位结构研究综述[J].建筑结构学报,2011,32(9):1-10.  
ZHOU Ying, LÜ Xilin. State of the art on rocking and self-entering structures[J]. Journal of Building Structures, 2011, 32(9): 1-10.
- [5] 韩建平,王晓燕.新型自复位钢结构体系研究进展[J].结构工程师,2015,31(4):222-232.  
HAN Jianping, WANG Xiaoyan. State-of-the-art of new self-centering steel structural systems[J]. Structural Engineers, 2015, 31(4): 222-232.
- [6] DANIEL Mal Bok Dowden. Resilient self-centering steel plate shear walls[D]. Buffalo: State University of New York at Buffalo, 2014:8-48.
- [7] HOSEOK Chi. Development of post-tensioned column base connection for self-centering seismic resistant steel frame[D]. West Lafayette: Purdue University, 2009:20-22.
- [8] 鲁亮,江乐,李鸿,等.柱端铰型受控摇摆式钢筋混凝土框架抗震性能的振动台试验研究[J].振动与冲击,2016,35(4):193-198.  
LU Liang, JIANG Le, LI Hong, et al. Shaking table tests for seismic performance of a controllable rocking reinforced concrete frame with column-end-hinge joints[J]. Journal of Vibration and Shock, 2016, 35(4): 193-198.
- [9] 魏宇翔,李启才.轴压比对自复位结构体系柱脚节点抗震性能的影响[J].苏州科技学院学报(工程技术版),2013,26(1):38-41.  
WEI Yuxiang, LI Qicai. Influence of the axial compression ratio on the seismic performance column base connections for post-tensioned self-centering seismic resistant of steel frames[J]. Journal of Suzhou University of Science and Technology (Engineering and Technology), 2013, 26(1): 38-41.
- [10] 吕西林,崔晔,刘兢兢.自复位钢筋混凝土框架结构振动台试验研究[J].建筑结构学报,2014,35(1):19-26.  
LÜ Xilin, CUI Ye, LIU Jingjing. Shaking table test of a self-centering reinforced concrete frame[J]. Journal of Building Structures, 2014, 35(1): 19-26.
- [11] ANSI/AISC. Seismic provisions for structural steel buildings: 341-10[S]. Chicago, USA: American Institute of Steel Construction, 2010.
- [12] 中国工程建设标准化协会.矩形钢管混凝土结构技术规程:159:2004[S].北京:中国计划出版社,2004.  
China Association for Engineering Construction Standardization. Technical specification for concrete filled rectangular steel tubular structures: 159:2004[S]. Beijing: China Planning Press, 2004.
- [13] RICLES J M, SAUSE R, PENG S W, et al. Experimental evaluation of earthquake resistant posttensioned steel connections[J]. Journal of Structural Engineering, 2002, 128(7): 850-859.



- [4] APTS Data Archiving and Mining System (ADAMS) [R]. Florida Department of Transportation, 2007.
- [5] HOFMANN M, O'MAHONY M. Transfer journey identification and analyses from electronic fare collection data [C]//Proceedings of the 8th International IEEE Conference on Intelligent Transportation Systems, Vienna, Austria;2005.
- [6] SEABORN C W. Application of smart card fare payment data to bus network planning in london [D]. Cambridge: Massachusetts Institute of Technology, 2008.
- [7] CHU K K A, CHAPLEAU R. Enriching archived smart card transaction data for transit demand modeling [J]. Transportation Research Record, 2008, (2063): 63-72.
- [8] 陈君,杨东援. 融合智能调度数据的公交 IC 卡乘客换乘站点判断方法[J],长安大学学报(自然科学版). 2013,33(4):92-98.  
CHEN Jun, Yang Dongyuan. Method of identifying transfer bus stops of smart card passengers integrating bus intelligent dispatching data[J]. Journal of Chang'an University(Natural Science Edition), 2013, 33(4): 92-98.
- [9] 南宁市规划管理局. 南宁市公共交通运输规划(2008-2020)[R]. 上海:同济大学,2010.  
Nanning City Planning Bureau. Public transportation planning of Nanning City(2008-2020)[R]. Shanghai: Tongji University, 2010.
- (编辑 吴海西)

---

(上接第 819 页)

- [14] 潘振华. 具有自复位能力的钢框架体系研究[D]. 北京:清华大学,2010: 13-78.  
PAN Zhenhua. Study of self-centering steel moment frames [D]. Beijing: Tsinghua University, 2010: 13-78.
- [15] 魏宇翔. 自复位结构体系柱脚节点的抗震性能研究 [D]. 苏州:苏州科技学院,2012:20-27.  
WEI Yuxiang. Research on seismic performance of post-tensioned column base connection for self-centering seismic resistant steel frame[D]. Suzhou: Suzhou University of Science and Technology, 2012: 20-27.
- [16] Dassault Systemes Simulia Corp. ABAQUS Analysis user's manual version 6.10 [M]. Providence, RI: Dassault Systemes Simulia Corp., 2010.
- (编辑 吴海西)