

# 新型自复位方钢管混凝土框架的抗侧刚度研究

王先铁<sup>1,2</sup>, 刘立达<sup>1</sup>, 周绪红<sup>2</sup>, 贺 博<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. 重庆大学土木工程学院, 重庆 400030)

**摘要:** 提出一种新型绕梁腹板销轴转动的自复位方钢管混凝土框架梁柱连接节点. 推导了自复位方钢管混凝土框架的抗侧刚度计算公式, 通过有限元分析验证了公式的正确性. 研究了钢绞线截面面积和初始预应力大小对自复位方钢管混凝土框架自复位能力的影响, 探明了自复位框架的失效机制. 结果表明: 自复位方钢管混凝土框架具有良好的自复位能力, 框架构件保持弹性. 随着钢绞线截面面积增大, 自复位框架刚度和承载力增大; 钢绞线处于弹性时, 初始预应力大小对自复位框架刚度影响很小. 初始预应力合理取值可避免自复位框架失效机制的发生, 并给出了初始预应力取值范围.

**关键词:** 自复位方钢管混凝土框架; 抗侧刚度; 初始预应力; 自复位性能; 失效机制

中图分类号: TU398.2

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2016)06-0819-07

## Study on lateral stiffness of new type self-centering concrete filled square steel tubular frame

WANG Xiantie<sup>1,2</sup>, LIU Lida<sup>1</sup>, ZHOU Xuhong<sup>2</sup>, HE Bo<sup>1</sup>, ZHENG Jiang<sup>1</sup>

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

2. School of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400030, China)

**Abstract:** A new type self-centering beam-column joint rocking about the pin roll located in the centerline of the beam web is proposed for concrete filled square steel tubular (CFSST) frame. The lateral stiffness calculation formula of the self-centering CFSST frame was derived from the virtual work principle. The formula was verified by finite element analysis. The influences of the section area of strands and initial prestress on the self-centering ability of CFSST frame were studied. The failure mechanism of the self-centering frame was determined. The results show that the self-centering CFSST frame has good resilience, and the frame elements remain elastic during the rotation. With the increase of the section area of strands, the stiffness and bearing capacity of the self-centering CFSST frame increase. The initial prestress of strands has little effect on the lateral stiffness of self-centering frame when the strands are elastic state. The failure mechanism of the self-centering frame can be prevented by the reasonable value of initial prestress. The recommended value range of initial prestress is proposed.

**Key words:** Self-centering concrete filled square steel tubular frame; lateral stiffness; initial prestress; self-centering performance; failure mechanism

我国现阶段的抗震思想是“小震不坏, 中震可修, 大震不倒”<sup>[1]</sup>. 目前, “小震不坏和大震不倒”已经可以做到, 但是对于“中震可修”的实现缺乏具体做法. 震后会因为主体结构发生较大的塑性变形而导致结构维修费用和时间增加, 有些结构甚至无法完全修复而不能继续使用<sup>[2]</sup>. 近年来, 以减小建筑结构震后残留变形为目标、有效控制结构最大变形的自复位结构, 逐渐成为国内外研究的热点.

20 世纪 90 年代初, 自复位结构概念首先在美国的 PRESSS 研究计划中被提出<sup>[3]</sup>, 其技术核心为通过引入后张拉预应力使结构具有自复位能力, 从而解决结构的残余变形问题. 梁柱自复位节点是自复位结构的关键组件之一. 美国里海大学的 J. Ricles 等<sup>[4]</sup>首先将自复位节点应用于钢框架结构, 并对 8 个十字型梁柱自复位节点进行了试验研究. 结果表

明, 后张拉自复位节点具有优异的弹性刚度、强度及延性, 节点初始弹性刚度可达到全焊接节点, 未出现明显的残余变形. Garlock 等<sup>[5-6]</sup>研究了初始预应力大小、预应力束等对自复位节点性能的影响. 结果表明, 自复位节点具有很好的耗能性能和延性. Midorikawa 等<sup>[7]</sup>对自复位预应力钢框架进行了三向模拟地震振动台试验研究. 结果表明, 自复位钢框架上部结构的变形等于或略小于柱脚刚接钢框架弹性阶段的变形. 在国内, 潘振华等<sup>[8]</sup>对 4 个自复位钢框架节点的低周反复荷载试验表明, 梁、柱在整个加载过程中保持弹性, 塑性变形主要集中在节点角钢处. 蒋成良等<sup>[9]</sup>采用有限元软件 ANSYS 研究了钢绞线预应力大小对自复位钢框架性能的影响. 张艳霞等<sup>[10]</sup>对 3 个腹板摩擦耗能的钢框架自复位节点研究表明, 梁柱等主要构件基本处

于弹性,残余转角很小,实现了自复位目标。

综上所述,目前的自复位节点大多为绕梁翼缘转动节点,且柱子基本为H型钢。但由于后张拉梁柱节点对节点区强度和刚度有较高要求,因此,钢框架自复位节点构造复杂,易产生预应力损失。方钢管混凝土柱比型钢柱具有更高的强度和刚度,且具有良好的经济性、施工性能及建筑适用性。将方钢管混凝土框架与自复位梁柱节点结合即可形成自复位方钢管混凝土框架。本文提出了一种新型绕梁腹板销轴转动的自复位方钢管混凝土框架节点,推导了自复位方钢管混凝土框架的抗侧刚度计算公式,并通过有限元软件 ABAQUS 建模分析,验证了刚度计算公式的合理性,分析了钢绞线面积和初始预应力大小对框架自复位性能的影响,研究了自复位框架的失效机制并给出初始预应力建议值。

## 1 新型自复位框架梁柱连接节点

新型自复位方钢管混凝土框架梁柱连接节点如图1所示。预应力钢绞线一端锚固于方钢管柱壁外侧的端板,另一端锚固于与钢梁腹板和翼缘焊接连接的锚固板,方钢管混凝土柱内置套管,以利于钢绞线贯通,预应力钢绞线沿梁腹板中线对称分布。该节点可有效避免以往自复位框架梁柱节点易出现的“梁增长”<sup>[11]</sup>现象。

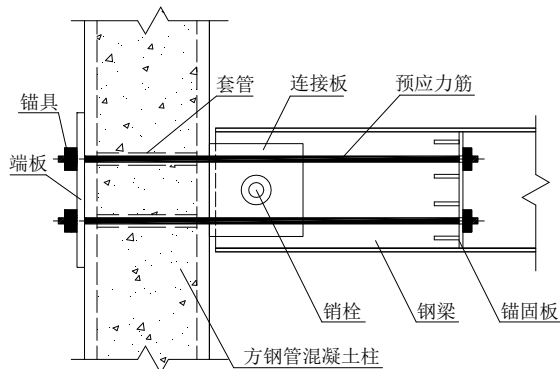


图1 自复位节点构造形式

Fig.1 Detail of self-centering connection

自复位节点转动时,梁翼缘与柱壁保持分离,上下相对位置处的钢绞线受力不同。以节点向右侧转动为例,下层钢绞线处于拉伸状态,其应力值将增大;上层钢绞线处于松弛状态,其应力值将会减小。理想情况下,上层钢绞线应力增量与下层钢绞线应力减小值相同。钢绞线拉伸和松弛形成一对力偶,为结构提供恢复力。从能量角度看,结构恢复力为借助结构弹性势能的释放和重力势能的转换

来实现,即利用结构自身吸收地震能量的释放以获得恢复力,从而减小结构的残余位移<sup>[12]</sup>。

## 2 新型自复位方钢管混凝土框架抗侧刚度计算公式

对于图1所示自复位节点,发生转动时,钢绞线中的预应力将发生变化。设较大内力为 $P_1$ ,较小内力为 $P_2$ ,初始内力为 $P_0$ ,且钢绞线选用同一种材料和直径。则

$$P_1 = P_0 + \Delta p_1 = P_0 + \frac{A_{PT} E_{PT}}{L_{PT}} (\Delta - \Delta_{\text{损失}}) \quad (1)$$

$$P_2 = P_0 - \Delta p_2 = P_0 - \frac{A_{PT} E_{PT}}{L_{PT}} (\Delta + \Delta_{\text{损失}}) \quad (2)$$

$$\Delta = \phi y \quad (3)$$

式中: $A_{PT}$ 为钢绞线截面面积; $E_{PT}$ 为钢绞线弹性模量; $L_{PT}$ 为钢绞线长度; $\Delta$ 为节点转动时,钢绞线的变形量; $\phi$ 为结构侧移角; $y$ 为钢绞线距梁中线的距离; $\Delta_{\text{损失}}$ 为节点转动过程中中梁受压产生的变形。

对于单个自复位节点,钢绞线内力对梁中线弯矩为

$$M_0 = (P_1 - P_2)y = 2 \frac{A_{PT} E_{PT}}{L_{PT}} \Delta y \quad (4)$$

对于单层自复位框架(图2),当发生单位转角时,由虚功原理,有

$$Vh = M_0 \times 1 + M_0 \times 1 = 4 \frac{A_{PT} E_{PT}}{L_{PT}} y^2 \quad (5)$$

则单层自复位框架的侧向刚度为

$$K_{\text{frame}} = 4 \frac{A_{PT} E_{PT}}{h^2 L_{PT}} y^2 \quad (6)$$

同理,对于 $n$ 层自复位框架,有

$$V \cdot nh = n(M_0 \times 1 + M_0 \times 1) = 4n \frac{A_{PT} E_{PT}}{L_{PT}} y^2 \quad (7)$$

则其对应的侧向刚度为

$$K_{\text{frame},n} = 4 \frac{A_{PT} E_{PT}}{nh^2 L_{PT}} y^2 \quad (8)$$

由公式(6)可知,自复位框架侧向刚度与钢绞线材料属性、钢绞线截面面积及其布置位置等有关,与框架梁、柱等构件截面无关。公式(6)、(8)成立的条件为钢绞线处于受拉状态且未达到屈服应力。

为保证自复位框架节点转动性能,以钢绞线达到最大应力为极限状态,梁柱截面强度应满足

$$M_C, M_B \geq M_0' \quad (9)$$

式中: $M_C, M_B$ 分别为框架柱和框架梁按截面边缘

屈服为极限状态确定的抗弯承载力设计值;  $M_0'$  为极限状态下, 自复位节点转动产生的弯矩。

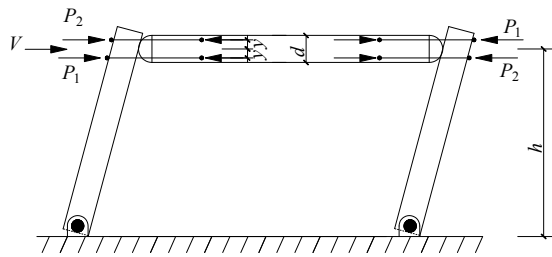


图 2 单层自复位框架  
Fig.2 Single-storey self-centering frame

### 3 抗侧刚度计算公式有限元验证及参数分析

#### 3.1 模型建立

采用有限元软件 ABAQUS 对自复位框架抗侧刚度计算公式进行验证。分别建立单跨单层和单跨三层 1:3 模型, 跨度 2 300 mm, 层高 1 300 mm。通过改变关键参数研究自复位框架抗侧刚度与各参数之间的关系, 并检验抗侧刚度计算公式的正确性。根据文献[13]和公式(9)确定模型主要构件尺寸。方钢管截面为  $\square 400 \times 12$ , 内灌 C40 混凝土, 钢梁截面为  $H300 \times 150 \times 10 \times 12$ 。销轴直径为 30 mm。通过改变钢绞线面积和初始预应力, 研究其对自复位框架抗侧刚度的影响, 钢绞线沿梁高方向间距 200 mm, 钢绞线有效长度为 1 090 mm。梁柱钢材屈服强度  $f_y=345$  MPa, 弹性模量  $E=2.06 \times 10^5$  MPa, 强化模量取为  $0.02E$ , 泊松比  $\nu=0.3$ 。钢绞线的弹性模量  $E_{PT}=1.95 \times 10^5$  MPa, 抗拉强度标准值  $f_{y1}=1\ 865$  MPa。预应力通过降温法施加, 具体计算方法为

$$\Delta t = -(\varepsilon/\alpha) = -[T_0/(E_{PT}A_{PT})] \quad (10)$$

式中:  $\Delta t$  为需要施加的温度值;  $\varepsilon$  为钢绞线对应的应变值;  $\alpha$  为钢绞线的线膨胀系数, 取  $1.25 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$ ;  $T_0$  为钢绞线预拉力;  $E_{PT}$  为钢绞线的弹性模量;  $A_{PT}$  为钢绞线截面面积。

钢材均选用壳单元(S4R), 钢绞线选用杆单元(T3D2), 销轴和钢管内混凝土选用实体单元

(C3D8R)。考虑构件的几何、材料及接触非线性。混凝土采用塑性损伤模型, 其塑性参数取值<sup>[14]</sup>如表 1 所示。

表 1 混凝土材料塑性参数  
Tab.1 Plastic coefficients of concrete

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

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。销轴与钢板预留孔面接触关系为法向定义为“硬”接触, 切向采用库伦摩擦模型, 摩擦系数为 0.3。为防止结构发生面外变形, 对顶梁和中梁上翼缘施加面外约束。方钢管混凝土柱脚采用铰接。按位移控制加载方法在柱顶施加位移荷载, 取极限位移角为 2%。有限元模型及网格划分如图 3 所示。各模型钢绞线面积及预拉力大小如表 2、表 3 所示。

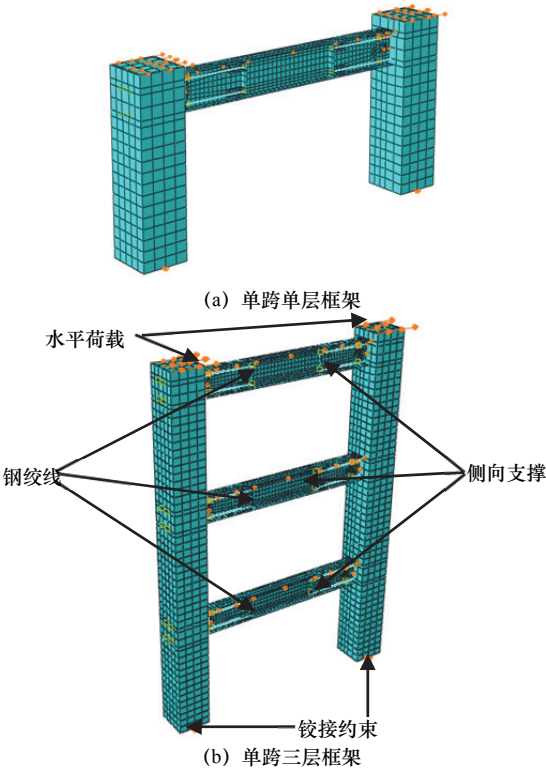


图 3 框架有限元模型  
Fig.3 Finite element models of frame

表 2 各模型钢绞线面积  
Tab.2 Section areas of strands in each models

单跨单层模型	单跨三层模型	钢绞线面积/mm <sup>2</sup>	预拉力/kN
SC-CFST-1-260-220	SC-CFST-3-260-220	260	220
SC-CFST-1-280-220	SC-CFST-3-280-220	280	220
SC-CFST-1-300-220	SC-CFST-3-300-220	300	220
SC-CFST-1-320-220	SC-CFST-3-320-220	320	220
SC-CFST-1-340-220	SC-CFST-3-340-220	340	220

表 3 各模型钢绞线预应力  
Tab.3 Pre-stress of strands in each models

单跨单层模型	单跨三层模型	钢绞线面积/mm <sup>2</sup>	预拉力/kN
SC-CFST-1-300-200	SC-CFST-3-300-200	300	200
SC-CFST-1-300-220	SC-CFST-3-300-220	300	220
SC-CFST-1-300-240	SC-CFST-3-300-240	300	240
SC-CFST-1-300-260	SC-CFST-3-300-260	300	260
SC-CFST-1-300-280	SC-CFST-3-300-280	300	280

3.2 结果分析

对上述模型进行往复加载,设层高为 $h$ ,以 $h/400$ 为初始加载位移,之后以初始位移的整数倍循环加载,直至加载位移为 $h/50$ <sup>[13]</sup>.有限元分析得到的各模型荷载-位移曲线如图 4 所示.

由图 4 可知,自复位框架在循环荷载作用下,荷载-位移呈线性关系,荷载-位移曲线为过原点的直线,残余位移很小,具有很好的自复位能力.因本文自复位框架中未设置耗能构件,侧向荷载作用

下框架始终保持弹性,因此自复位框架没有耗能能力.由图 4(a)、(c)可知,随着钢绞线截面面积的增大,自复位框架侧向刚度和承载力增大;由图 4(b)、(d)可知,当钢绞线截面面积不变时,随着初始预应力的增大,自复位框架侧向刚度几乎不变,说明当框架和钢绞线处于弹性时,初始预应力大小对自复位框架侧向刚度影响很小,和公式(6)、(8)与初始预应力无关一致,初步验证了公式的合理性.

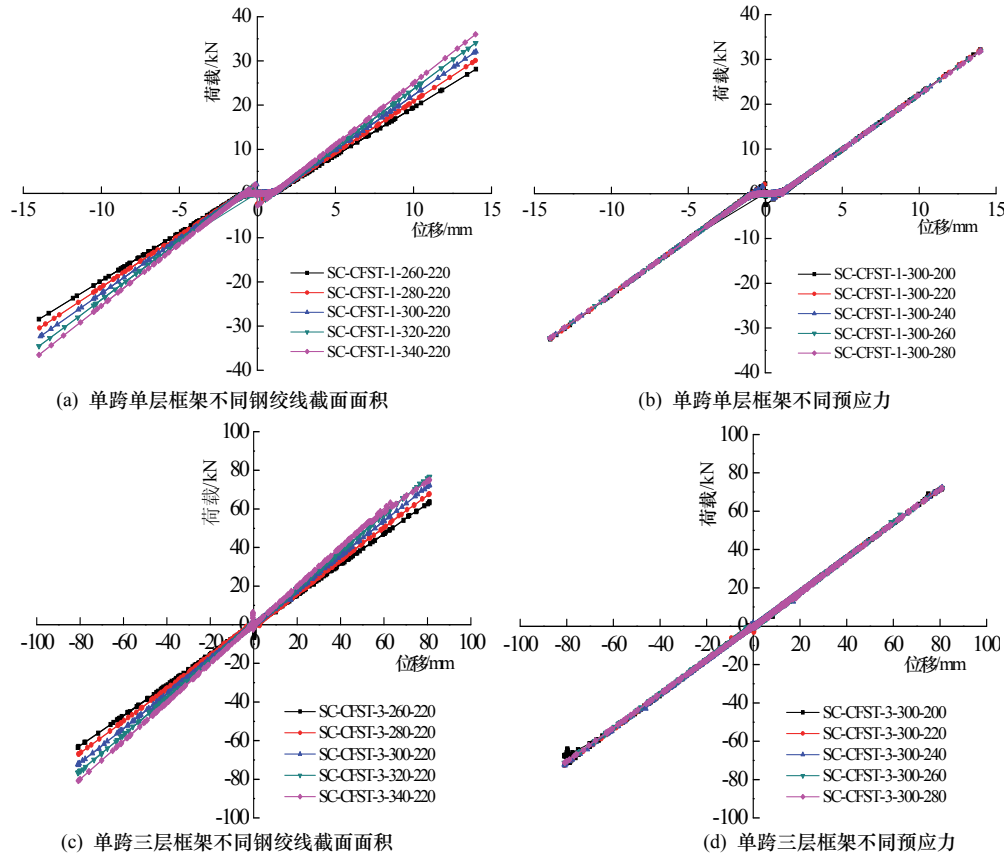


图 4 各模型荷载-位移曲线  
Fig.4 Load-displacement curves of models

由图 4 可得不同钢绞线截面面积时自复位框架的侧向刚度,并与公式(6)、(8)得到的侧向刚度理论值进行对比,如表 4 所示.由表 4 可知,随着钢绞线截面面积增大,自复位框架的侧向刚度逐渐增大.单层自复位框架理论刚度略大于有限元分析刚度;三层自复位框架理论刚度小于有限元分析刚

度.对于单层自复位框架,随着钢绞线截面面积增大,理论刚度值与有限元分析刚度值误差逐渐增大.对于三层自复位框架,随着钢绞线截面面积增大,误差逐渐减小.因此,对于单层自复位框架,当钢绞线截面面积较小时,理论值与有限元值吻合较好;对于多层自复位框架,当钢绞线截面面积较

大时, 理论值与有限元值吻合较好. 由表 4 可知, 公式(6)、(8)具有较好的精度.

表 4 公式与有限元刚度值对比  
Tab.4 Comparison of theory stiffness and finite element analysis

层数	钢绞线面积/mm <sup>2</sup>	正向刚度/kN·mm <sup>-1</sup>	负向刚度/kN·mm <sup>-1</sup>	平均刚度/kN·mm <sup>-1</sup>	理论刚度/kN·mm <sup>-1</sup>	误差/%
一层	260	2 170	2 170	2 170	2 202	1.45
	280	2 324	2 324	2 324	2 371	1.99
	300	2 477	2 478	2 477	2 540	2.50
	320	2 629	2 629	2 629	2 710	2.99
	340	2 780	2 779	2 780	2 879	3.46
三层	260	780	785	783	734	6.22
	280	836	829	833	790	5.09
	300	893	892	893	847	5.13
	320	947	946	946	903	4.56
	340	1 004	999	1 002	960	4.17

4 失效机制分析

对于自复位框架结构, 需保证钢绞线始终处于弹性状态, 才能保证框架具有自复位能力. 为研究自复位框架结构的失效机制, 对上述三层框架模型

进行有限元分析. 取钢绞线截面面积为 300 mm<sup>2</sup>, 极限位移角为 4%, 初始预拉力分别取 100 kN、220 kN、370 kN, 分别对应模型 1、模型 2、模型 3. 有限元分析得到的荷载-位移关系如图 5 所示, 极限位移时(2%层间位移角)对应 von Mises 应力如图 6 所示.

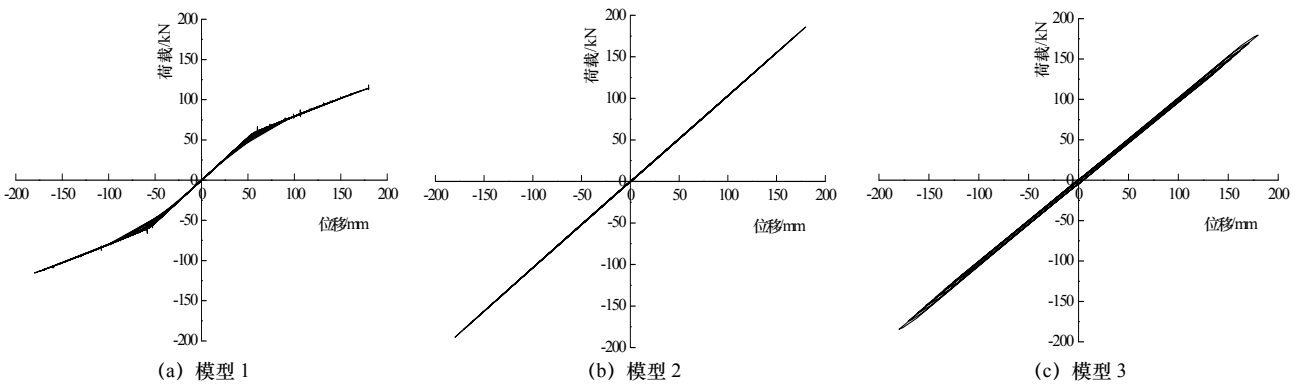


图 5 不同模型的荷载-位移曲线  
Fig.5 Load-displacement curves of models

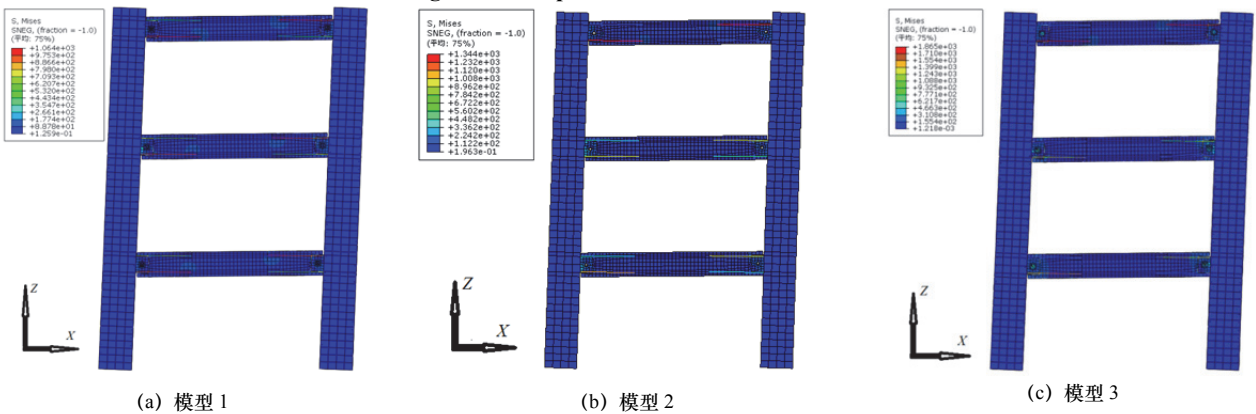


图 6 von Mises 应力

Fig.6 von Mises stress

由图 5 可知, 加载初期, 三个模型的荷载-位移曲线与预应力参数分析结果一致, 框架刚度相同; 加载后期, 模型 1 的荷载-位移曲线出现明显偏折, 框架刚度减小, 承载力增长缓慢. 结合图 6 可知,

模型 1 中钢绞线最大应力为 1 064 MPa, 钢绞线最小应力为零, 框架恢复力机制发生改变, 即由钢绞线力偶提供恢复力转变为单根钢绞线提供恢复力, 框架刚度降低, 与图 5(a)中荷载-位移曲线的变化对



应. 模型2的荷载-位移曲线为直线, 框架具有良好的自复位能力, 为理想的自复位框架结构. 模型3的荷载-位移曲线出现较小的滞回环, 与模型2相比, 模型3的荷载-位移曲线存在残余变形, 且当加载到每周循环目标位移时, 框架刚度值有减小的趋势. 结合图6和钢绞线应力分布可知, 钢绞线最大应力已达到其抗拉强度. 因钢绞线达到抗拉强度后将无法提供恢复力, 且随着位移的增大, 框架刚度逐渐减小, 结构将失去自复位能力. 因有限元软件本构关系的限制, 钢绞线达到抗拉强度后可再次回到弹性阶段, 不能反应钢绞线屈服即失效的性能. 因此, 图5(c)未能明显地显示自复位性能的减弱和刚度退化. 但是, 通过有限元分析, 探明了自复位框架的失效机制及失效的原因.

由以上分析可知, 自复位框架存在两种失效机制, 分别为一侧钢绞线应力减小为零或一侧钢绞线达到抗拉强度. 因此, 初始预应力取值不能过大或过小. 已知目标侧移时, 需提前确定初始预应力大小, 预防上述两种失效机制的发生, 保证自复位框架结构具有良好的自复位能力.

## 5 初始预应力取值

为保证自复位框架在允许侧移内处于弹性阶段, 且具有良好的自复位能力, 应合理确定钢绞线初始预应力值. 取层间位移角限值为  $1/50^{[1]}$ , 即  $\phi=2\%$ . 为避免自复位框架失效, 钢绞线初始预应力需满足以下条件:

$$\begin{cases} P_1 = P_0 + \frac{A_{PT}E_{PT}}{L_{PT}}(\Delta - \Delta_{\text{损失}}) < P_y = A_{PT}f_y \\ P_2 = P_0 - \frac{A_{PT}E_{PT}}{L_{PT}}(\Delta + \Delta_{\text{损失}}) > 0 \end{cases} \quad (11)$$

则初始预应力取值范围为:

$$\begin{cases} \frac{A_{PT}E_{PT}}{L_{PT}}(\Delta + \Delta_{\text{损失}}) < P_0 \\ P_0 < P_y - \frac{A_{PT}E_{PT}}{L_{PT}}(\Delta - \Delta_{\text{损失}}) \end{cases} \quad (12)$$

为简化计算, 可忽略由于梁的轴向压缩导致的预应力损失, 则公式(12)可简化为:

$$\frac{A_{PT}E_{PT}}{L_{PT}}\Delta < P_0 < P_y - \frac{A_{PT}E_{PT}}{L_{PT}}\Delta \quad (13)$$

公式(13)可初选钢绞线初始预应力, 通过有限元分析, 调整和最终确定初始预应力值.

## 6 结论

提出了一种新型绕梁腹板销轴转动的自复位方钢管混凝土框架梁柱连接节点. 推导了新型自复位方钢管混凝土框架的抗侧刚度计算公式, 并通过有限元分析验证了公式的合理性, 探明了自复位框架的失效机制, 给出了钢绞线初始预应力取值建议. 得到以下结论:

(1) 绕梁腹板销轴转动的自复位框架抗侧刚度与钢绞线材料属性、截面面积及其布置位置等有关, 与框架梁、柱等构件截面无关.

(2) 新型自复位框架在循环荷载作用下, 荷载-位移呈线性关系, 荷载-位移曲线为过原点的直线, 残余位移很小, 具有良好的自复位能力.

(3) 由抗侧刚度公式和有限元参数分析可知, 随着钢绞线截面面积增大, 自复位框架侧向刚度和承载力增大; 钢绞线处于弹性时, 初始预应力大小对自复位框架侧向刚度影响很小.

(4) 对于单层自复位框架, 当钢绞线截面面积较小时, 理论值与有限元值吻合较好; 对于多层自复位框架, 当钢绞线截面面积较大时, 理论值与有限元值吻合较好. 抗侧刚度计算公式具有较好的适用性.

(5) 自复位框架存在两种失效机制, 分别为一侧钢绞线应力减小为零或一侧钢绞线达到抗拉强度. 合理选取初始预应力值可避免失效机制的发生.

## 参考文献 References

- [1] 中华人民共和国住房和城乡建设部和国家质量监督检验检疫总局联合发布. 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 the People's Republic of China and General Administration of Quality Supervision, Inspection and Quarantine of the People's Republic of China Code for seismic design of buildings: GB 50011-2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.
- [2] 张爱林, 张艳霞, 刘学春. 震后可恢复功能的预应力钢结构体系研究展望[J]. 北京工业大学学报, 2013, 39(4): 507-515.  
ZHANG Ailin, ZHANG Yanxia, LIU Xuechun. Research outlook of earthquake resilient prestressed steel structures[J]. Journal of Beijing University of Technology, 2013, 39(4): 507-515.
- [3] PRIESTLY M J N. Overview of PRESSS research program[J]. PCI Journal, 1991, 36(4): 50-57.
- [4] RICLES J, SAUSE R, PENG S W, et al. Experimental evaluation of earthquake resistant posttensioned steel connections[J]. J. Struct. Eng., 2002, 128(7): 850-859.

- [5] MARIA M Garlock, JAMES M Ricles, RICHARD Sause. Experimental studies of full-scale posttensioned steel connections[J]. Journal of Structural Engineering, 2005, 131(3):438-448.
- [6] GARLOCK M, SAUSE R, Ricles J. Behavior and design of post-tensioned steel frame systems[J]. J. Struct. Eng., 2007, 133(3): 389-399.
- [7] MIDORIKAWA M, ISHIHARA T, AZUHATA T, et al. Three dimensional shaking table tests on seismic response of reduced-scale steel rocking frames[C]// Proceedings of the 3rd International Conference on Advances in Experimental Structural Engineering. San Francisco, USA: Earthquake Engineering Research Center, 2009.
- [8] 潘振华,潘鹏,叶列平,等. 自复位钢框架节点有限元模拟及参数分析[J]. 建筑结构学报,2011,32(3):35-42.  
PAN Zhenhua, PAN Peng, YE Lieping, et al. Modeling and parametric study of beam-to-column connection for self-centering steel moment frames[J]. Journal of Building Structures, 2011, 32(3): 35-42.
- [9] 蒋成良,李启才. 钢绞线预应力的改变对自复位钢框架性能影响[J]. 苏州科技学院学报(工程技术版),2013,26(3):28-31.  
JIANG Chengliang, LI Qicai. Influence of prestress change in stand on seismic behavior of self-centering frame[J]. Journal of Suzhou University of Science and Technology(Engineering and Technology),2013,26(3):28-31.
- [10] 张艳霞,张爱林,孙文龙. 震后可恢复功能的钢框架预应力梁柱节点性能研究[J]. 工业建筑,2014,44(11): 160-167.  
ZHANG Yanxia, ZHANG Ailin, SUN Wenlong. Behavior study of self-centering beam-column connections in resilient steel frames after earthquake[J]. Industrial Construction, 2014, 44(11): 160-167.
- [11] PATRICIA M. Clayton, DANIEL M. Dowden, TYLER Winkley, et al. Experimental investigation of self-centering steel plate shear walls[C]//Structures Congress, 2012: 1586- 1597.
- [12] 陈以一,贺修樟,柯珂,等. 可更换损伤元结构的特征与关键技术[J]. 建筑结构学报,2016,37(2):1-10.  
CHEN Yiyi, HE Xiuzhang, KE Ke, et al. Characteristics and technical issues on structural systems with replaceable damage-concentrated elements[J]. Journal of Building Structures, 2016, 37(2): 1-10.
- [13] PATRICIA M Clayton, TYLER B Winkley, JEFFREY W Berman, et al. Experimental investigation of self-centering steel plate shear walls[J]. Journal of structural engineering, 2012, 138:952-960.
- [14] 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)

(上接第 789 页)

- [5] AYALEW L, YAMAGISHI H, REIK G. Ground cracks in ethiopian rift valley facts and uncertainties[J]. Engineering Geology, 2004, 75(3-4): 309-324.
- [6] 张家明. 西安地裂缝研究[M]. 西安:西北大学出版社, 1990.  
ZHANG Jiaming. Research on ground fracturing in the region of Xi'an[M]. Xi'an: Northwest University Press, 1990.
- [7] 王景明. 地裂缝及其灾害的理论与应用[M]. 西安: 陕西科学技术出版社, 2000.  
WANG Jingming. Theory of ground fissures hazard and its application[M]. Xi'an: Shaanxi Science and Technology Press, 2000.
- [8] 彭建兵. 西安地裂缝灾害[M]. 北京:科学出版社, 2012.  
PENG Jianbing. Disaster of ground fissure in Xi'an[M]. Beijing: Science Press, 2012.
- [9] 高金川,王四海,王雪芹. 西安地裂缝活动现状与防治对策[J]. 勘察科学技术,1998(6):7-11.  
GAO Jinchuang, WANG Sihai, WANG Xueqin. Current situation and countermeasures of Xi'an ground fissures[J]. Site Investigation Science and Technology, 1998(6):7-11.
- [10] 刘向峰,王来贵. 非发震断层场地地震动力响应特性研究[J]. 辽宁工程技术大学学报,2005,24(1):48-50.  
LIU Xiangfeng, WANG Laigui. Study on earthquake dynamic response of non-causative faults site[J]. Journal of Liaoning Technical University,2005,24(1):48-50.
- [11] 陈立伟. 地裂缝扩展机理研究[D]. 西安:长安大学,2007.  
CHEN Liwei. Study on the propagation mechanism of ground fissures[D]. Xi'an: Chang'an University, 2007.
- [12] 郭西锐,江英. 地裂缝上内廊式框架结构计算分析[J]. 防灾科技学院学报,2014,16(2):19-25.  
GUO Xirui, JIANG Ying. The calculation and analysis of frame structure within the gallery on the ground fissure [J]. Journal of Institute of Disaster Prevention, 2014, 16(2):19-25.
- [13] 张建林,石玉玲. 地裂缝对结构破坏的力学模式研究[J]. 价值工程,2013,11(1):43-44.  
ZHANG Jianlin, SHI Yuling. Study on mechanics model of structure damage by the ground-fissure[J]. Value Engineering, 2013, 11(1):43-44.
- [14] 王栋,谢礼立. 断层倾角对上/下盘效应的影响[J]. 地震工程与工程振动, 2007, 27(5):1-6.  
WANG Dong, XIE Lili. The influence of the fault dip angle on the hanging wall/foot wall effect[J]. Journal of Earth quake Engineering and Engineering Vibration, 2007, 27 (5): 1-6.
- (编辑 吴海西)