

# 钢网格支撑钢框架抗震性能研究

刘丽<sup>1\*</sup>, 孙艳国<sup>2</sup>, 赵端<sup>3</sup>, 郑亮<sup>2</sup>, 高营<sup>2</sup>

(1. 太原城市职业技术学院 工程经济系, 太原 030027; 2. 中北大学 环境与安全工程学院, 太原 030032;  
3. 太原理工大学建筑设计研究院有限公司, 太原 030002)

**摘要:** 文中提出了一种钢网格支撑钢框架结构, 分析了该结构在单调荷载与循环荷载作用下的力学性能。结果表明: 单调荷载作用下, 钢网格支撑钢框架的承载力较人字形支撑钢框架的承载力提升约50%, 初始刚度显著提高; 循环荷载作用下, 该结构滞回曲线更饱满, 耗能系数更高。结构层间位移角小于1/50时, 钢梁与支撑连接处的竖向位移较小, 最大值为11.35 mm, 支撑未发生平面外失稳; 层间位移角大于1/50时, 钢梁与支撑连接处的竖向位移快速增大。参数分析表明: 圆筒节点的肋板高度与厚度对钢网格支撑钢框架的单调加载承载力、滞回承载力、承载力退化水平及耗能系数影响显著, 而内、外圆筒厚度的影响相对较小。

**关键词:** 钢网格支撑钢框架; 抗震性能; 滞回性能; 耗能能力; 层间位移角; 圆筒厚度

**中图分类号:** TU352.11, TU391

**文献标志码:** A

**文章编号:** 1671-9379(2026)05-0049-11

**DOI:** 10.13969/j.jzgjz.20250531002

## Seismic Performance of Steel Grid Braced Steel Frames

LIU Li<sup>1\*</sup>, SUN Yanguo<sup>2</sup>, ZHAO Duan<sup>3</sup>, ZHENG Liang<sup>2</sup>, GAO Ying<sup>2</sup>

(1. Department of Engineering Economics, Taiyuan City Vocational College, Taiyuan 030027, China; 2. School of Environment and Safety Engineering, North University of China, Taiyuan 030032, China; 3. The Institute of Architectural Design and Research of Taiyuan University of Technology Co., Ltd., Taiyuan 030002, China)

\*Corresponding author: 111944@163.com

**Abstract:** In this paper, a steel grid braced steel frame is proposed, and its performance is analyzed under monotonic and cyclic loading. The results show that compared with the chevron-braced steel frame, the bearing capacity of the steel grid braced steel frame is increased by about 50%, and the initial stiffness is significantly increased under monotonic loading. The hysteretic curve of the steel grid braced steel frame is fuller, and the energy dissipation coefficient is higher than that of chevron-braced frame under cyclic loading. When the inter-story drift ratio of the structure is less than 1/50, the vertical displacement at the connection between the steel beam and the brace is relatively small, with a maximum value of 11.35 mm, and the brace has not experienced out-of-plane instability. When the inter-story drift ratio of the structure is greater than 1/50, the vertical displacement at the connection between the steel beam and the brace increases rapidly. The height and thickness of the rib plate at the circular steel tube joints significantly influence the monotonic bearing capacity, hysteretic strength, strength degradation, and energy dissipation coefficient, but the thicknesses of the inner and outer circular steel tubes have little influence.

**Keywords:** steel grid braced steel frame; seismic performance; hysteretic performance; energy dissipation capacity; inter-story drift ratio; circular steel tube thickness

收稿日期: 2025-05-31

基金项目: 国家自然科学基金(52108481), 山西省基础研究计划自由探索类青年基金(202303021212183)

作者简介:

刘丽(1983—), 女, 硕士, 讲师, 主要从事建筑结构、建筑抗震、建筑材料方面的研究。E-mail: 111944@163.com。(通信作者)

支撑钢框架结构的支撑形式多样,各类支撑钢框架在实际工程中应用广泛,国内外学者对多种支撑钢框架结构开展了大量研究。ROEDER等<sup>[1,5]</sup>、ASADA等<sup>[2]</sup>、SEN等<sup>[3]</sup>、D'ANIELLO等<sup>[4]</sup>通过试验研究了人字形支撑钢框架中,支撑作用下框架梁屈曲对结构的影响,试验与数值分析结果表明,梁屈曲可增大支撑断裂前的非弹性变形能力,钢框架梁屈曲能提升人字形支撑的抗震性能。COSTANZO等<sup>[6-8]</sup>、SILVA等<sup>[9]</sup>指出人字形支撑钢框架延性偏低,为提高其延性与耗能能力,研究了框架梁柱节点约束效应对结构延性的影响,结果显示刚接梁柱节点可提供充足的强度、刚度与延性储备。闫翔宇等<sup>[10]</sup>提出了装配式钢网格剪力墙结构,研究表明在单调荷载或低周反复荷载作用下,试验结果与有限元分析结果吻合度较高,试件均具备良好的抗侧刚度、延性和耗能能力,其破坏过程为中间位置的T型钢构件率先全截面屈服。ZHENG等<sup>[11-13]</sup>研究了配置弧形耗能结构的人字形支撑钢框架结构,结果表明该结构的抗震性能优良,结构变形主要集中于弧形耗能构件,加载全过程支撑未发生平面外失稳。于海丰等<sup>[14-15]</sup>、LIU等<sup>[16]</sup>、XIANG等<sup>[17]</sup>对拉链柱支撑钢框架结构开展了抗震性能试验研究,结果显示,低周反复荷载作用下该结构支撑出现平面外失稳变形;对应8度多遇及设防烈度地震的水平侧移工况下,结构基本处于弹性工作状态,构件无明显失稳;对应8度罕遇地震的水平侧移工况下,支撑失稳导致结构抗侧刚度明显降低,但承载力无显著下降。LI等<sup>[18-19]</sup>、DUAN等<sup>[20]</sup>、ZHANG等<sup>[21]</sup>研究了Y形偏心高强钢支撑钢框架结构的抗震性能,试验结果表明该结构延性好、耗能能力强,耗能梁段腹板高厚比的改变对其强度、刚度及耗能能力影响较大。ROEDER等<sup>[22-23]</sup>对3个足尺SCBF试件进行了抗震性能试验,结果均表明跨中节点连接对支撑钢框架结构的抗震性能影响显著,并提出了一种平衡连接设计方法,以提高结构的非弹性变形能力。

钢网格支撑钢框架采用双并列X形支撑的新型布置形式,如图1b)所示。为避免支撑提前失稳,在支撑交叉点处设置圆筒节点,通过圆筒结构调整支撑的承载力,保证圆筒节点先屈曲变形、支撑后达承载力,延缓支撑平面外失稳并提升结构抗侧刚度。为明确钢网格支撑钢框架的抗震性能,本文对其开展低周反复荷载作用下的抗震性能研究,并与人字形支撑钢框架的抗震性能进行对比。

## 1 模型设计

### 1.1 模型概况

钢网格支撑钢框架基于文献[1]中人字形支撑钢框架试验模型设计,如图1a)所示。人字形支撑钢框架的梁采用H358 mm×173 mm×8 mm×13 mm,钢梁跨度为6170 mm;柱采用H310 mm×205 mm×10 mm×16 mm,

钢柱高度为3400 mm;支撑采用箱形截面,截面尺寸为□102 mm×102 mm×8 mm,节点板厚度为12 mm。

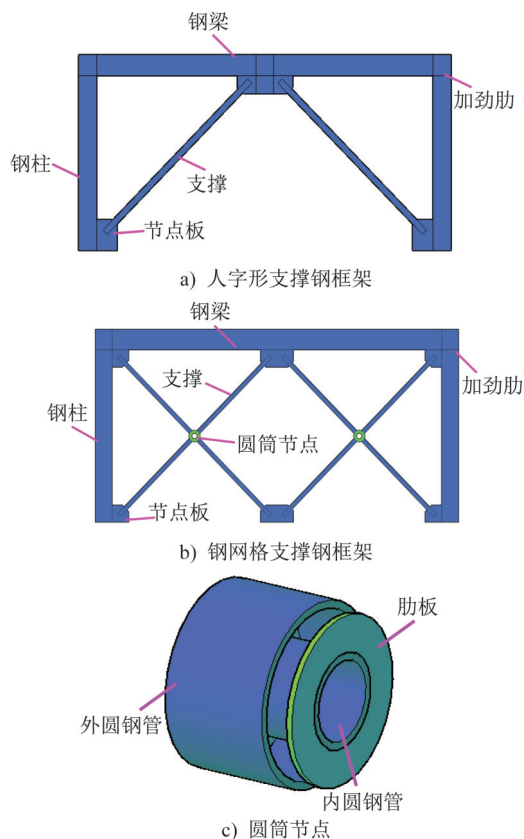


图1 支撑钢框架

Fig. 1 Braced steel frame

钢网格支撑钢框架的钢梁、钢柱截面与人字形支撑钢框架一致,支撑采用方钢管,截面尺寸为□80 mm×80 mm×6 mm。支撑交叉节点处设置圆筒节点,圆筒高度为80 mm,外圆最大直径为200 mm;内圆钢管、外圆钢管与肋板间采用焊接连接,圆筒节点构造如图1c)所示,其余参数见表1。圆筒节点与支撑间采用焊接连接,钢网格支撑钢框架如图1b)所示。

网格支撑钢框架圆筒参数包括:肋板高度与壁厚、内、外圆钢管壁厚,肋板高度改变时内、外圆弧半径同步改变。本文将文献[1]中人字形支撑钢框架模型编号为ZC,钢网格支撑钢框架模型编号为WG,WG为网格支撑钢框架前两个字的首字母大写,1~9为模型编号,具体参数见表1。

### 1.2 模型设计方法

为计算圆筒节点的承载力,需将其简化为力学模型,即沿形心线、半径为 $R$ 的圆。其中半径 $R$ 依据圆筒节点的横截面(1-1)对A-A轴的面积矩计算,A-A轴为圆筒节点的纵轴,圆筒节点的横截面如图4所示,计算公式见式(1):

表1 钢网格支撑钢框架模型参数  
Table 1 Parameters of the steel grid braced

| steel frame |      |      |        |        | mm |
|-------------|------|------|--------|--------|----|
| 模型编号        | 肋板高度 | 肋板厚度 | 内圆钢管壁厚 | 外圆钢管壁厚 |    |
| WG1         | 50   | 8    | 8      | 8      |    |
| WG2         | 30   | 8    | 8      | 8      |    |
| WG3         | 50   | 6    | 8      | 8      |    |
| WG4         | 50   | 8    | 8      | 6      |    |
| WG5         | 50   | 8    | 6      | 8      |    |
| WG6         | 40   | 8    | 8      | 8      |    |
| WG7         | 50   | 10   | 8      | 8      |    |
| WG8         | 50   | 8    | 8      | 10     |    |
| WG9         | 50   | 8    | 10     | 8      |    |

$$R = \frac{(r_1 t_1 + r_2 t_2) h + \sum_{i=1}^n t_{3,i} l_0 \left( r_1 + \frac{l_0}{2} \right)}{t_1 h + t_2 h + \sum_{i=1}^n t_{3,i} l_0} \quad (1)$$

式中:  $r_1$  和  $r_2$  分别为内、外圆钢管的半径;  $t_1$  和  $t_2$  分别为内、外圆钢管的壁厚;  $t_{3,i}$  为肋板的厚度;  $h$  为双圆钢管耗能构件横截面的高度;  $l_0$  为肋板的高度;  $i$  为肋板的数量  $1 \sim n$ 。圆筒节点力学简化模型如图2所示。

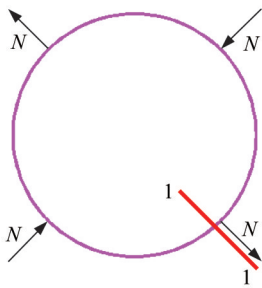


图2 圆筒节点力学简化模型

Fig. 2 Simplified mechanical model of circular steel tube joint

圆筒节点力学模型分析采用以下假定: (1) 交叉支撑所受拉力与压力相等, 因支撑与水平线夹角约  $45^\circ$ , 为简化计算假定支撑的拉力和压力相等; (2) 圆筒节点处于弹性小变形阶段, 便于开展力学分析。通过有限元分析得到结构弯矩图与轴力图, 如图3所示。

由图3可知, 圆筒节点的弯矩与轴力在轴力  $N$  的作用点处达到最大值, 因此将轴力作用点处圆筒节点横截面作为承载力计算截面, 即图2中的1-1截面。

根据《钢结构设计标准》(GB 50017—2017), 截面强度计算公式见式(2):

$$\frac{N}{A_n} + \frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} + \frac{M_y}{\gamma_y W_{ny}} \leq f \quad (2)$$

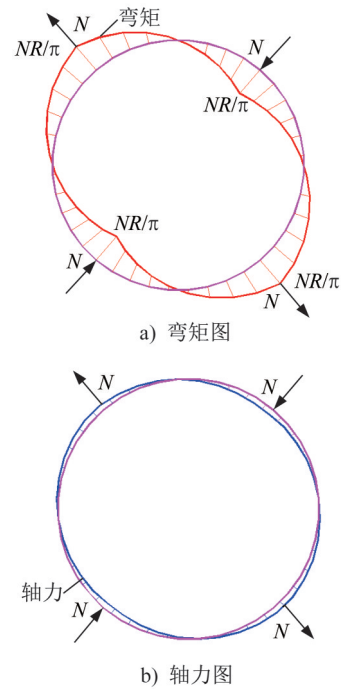


图3 弯矩图和轴力图

Fig. 3 Bending moment and axial force diagram

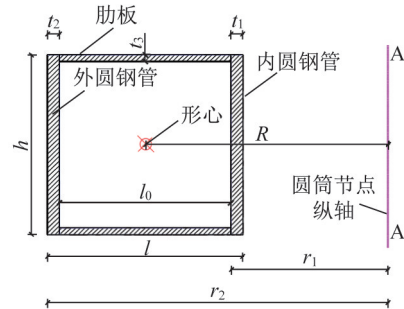


图4 圆筒节点横截面

Fig. 4 Cross section of circular steel tube joint

式中:  $N$  为圆筒节点横截面受到的轴力;  $A_n$  为圆筒节点横截面的净面积;  $M_x$  和  $M_y$  分别为圆筒节点横截面处对  $x$  轴和  $y$  轴的弯矩设计值;  $\gamma_x$  和  $\gamma_y$  分别为圆筒节点横截面塑性发展系数;  $W_{nx}$  和  $W_{ny}$  分别圆筒节点横截面净截面模量;  $f$  为钢材的强度设计值。

根据图3中受力分析可知, 承载力计算截面受轴力  $N$  和弯矩  $M_x$  的共同作用, 强度计算公式见式(3)、(4):

$$\frac{N}{A_n} + \frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} \leq f \quad (3)$$

$$M_x = \frac{NR}{\pi} \quad (4)$$

## 2 单元和材料的有效性

### 2.1 有限元模型

上述两类支撑钢框架构件厚度方向尺寸远小于其他方向尺寸, ABAQUS中的S4R壳单元可精准模拟此类构

件。S4R壳单元为4节点单元,每个节点含3个自由度,壳单元在厚度方向共设5个积分点,在分析计算时可计算厚度方向各积分点的应力、应变与刚度,且适配非线性材料模型。钢材采用循环本构模型<sup>[24]</sup>定义,该模型可较为准

确模拟钢材滞回性能,具体参数见表2、3。其中 $\sigma_0$ 为屈服应力, $Q_\infty$ 为屈服面最大变化值, $b$ 为屈服面随着塑性应变的增加而变化的比率, $\gamma_1\sim\gamma_4$ 、 $C_1\sim C_4$ 为ABAQUS中的本构参数。

表2 Q355B循环本构模型参数

Table 2 Parameters of the Q355B cyclic constitutive model

| 参数 | $\sigma_0/\text{MPa}$ | $Q_\infty/\text{MPa}$ | $b$ | $C_1/\text{MPa}$ | $\gamma_1$ | $C_2/\text{MPa}$ | $\gamma_2$ | $C_3/\text{MPa}$ | $\gamma_3$ | $C_4/\text{MPa}$ | $\gamma_4$ |
|----|-----------------------|-----------------------|-----|------------------|------------|------------------|------------|------------------|------------|------------------|------------|
| 数值 | 355                   | 21                    | 1.2 | 7 993            | 175        | 6 773            | 116        | 2 854            | 34         | 1 450            | 29         |

表3 Q235B循环本构模型参数

Table 3 Parameters of the Q235B cyclic constitutive model

| 参数 | $\sigma_0/\text{MPa}$ | $Q_\infty/\text{MPa}$ | $b$ | $C_1/\text{MPa}$ | $\gamma_1$ | $C_2/\text{MPa}$ | $\gamma_2$ | $C_3/\text{MPa}$ | $\gamma_3$ | $C_4/\text{MPa}$ | $\gamma_4$ |
|----|-----------------------|-----------------------|-----|------------------|------------|------------------|------------|------------------|------------|------------------|------------|
| 数值 | 235                   | 118                   | 6   | 18 667           | 1 133      | 1 267            | 233        | 2 730            | 127        | 50               | 9          |

钢材屈服采用 von Mises 屈服准则,有限元计算中引入钢材韧性损伤方法(DDM)<sup>[25-26]</sup>模拟钢材损伤。有限元分析前首先进行结构的屈曲模态分析,提取屈曲模态并导入模型的inp文件中,以考虑初始缺陷和屈曲模态的影响。有限元分析中网格尺寸会影响计算精度,为避免网格尺寸对计算结果的影响,在数值模拟分析前,本文对25 mm、50 mm、100 mm三种网格尺寸进行敏感性分析,结果显示三者对结构的承载力与变形影响较小,最终采用50 mm网格尺寸。钢柱底部采用固端约束,为防止钢框架平面外失稳,在钢框架平面外施加约束;同时在钢梁顶面跨中设置参考点,钢柱顶面所有自由度通过Coupling命令耦合至参考点,并在参考点施加低周循环荷载。

有限元模型中钢梁、钢柱、支撑和圆筒节点的钢材弹性模量、泊松比及屈服强度见表4,其中圆筒节点采用Q235B钢材,钢梁、钢柱与支撑采用Q355B钢材。

表4 钢材力学性能

Table 4 Mechanical properties of steel

| 类别   | 屈服强度/<br>MPa | 抗拉强度/<br>MPa | 弹性模量/<br>MPa      | 泊松比 |
|------|--------------|--------------|-------------------|-----|
| 钢柱   | 355          | 470          |                   |     |
| 钢梁   | 355          | 470          |                   |     |
| 支撑   | 355          | 470          | $2.06\times 10^5$ | 0.3 |
| 圆筒节点 | 235          | 370          |                   |     |

2.2 模型参数验证

采用文献[1]中的试验数据验证有限元模型的单元与材料模型有效性,人字形支撑结构的加载试验装置与模型简图如图5所示。

有限元模型中人字形支撑结构的钢材参数和加载制

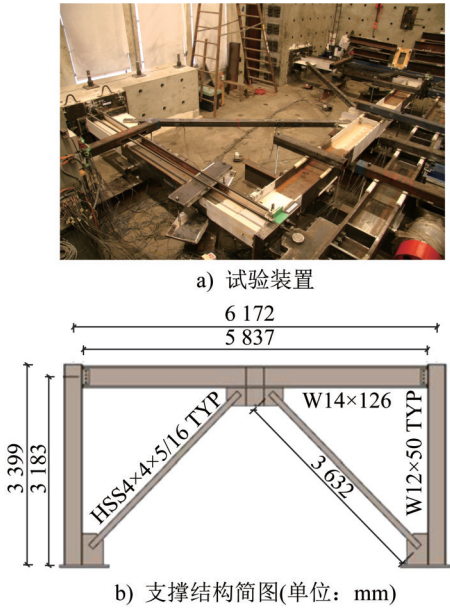


图5 人字形支撑结构

Fig. 5 Chevron-braced frame structure

度均采用文献[1]中数据,通过有限元分析得到人字形支撑结构的滞回曲线与破坏模式和试验结果对比如图6、7所示。

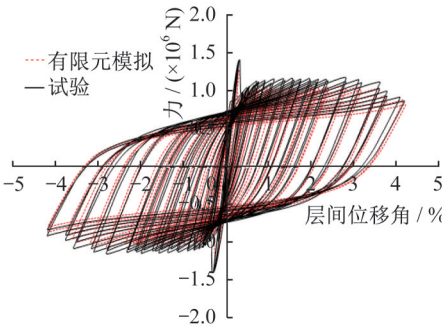


图6 滞回曲线对比

Fig. 6 Comparison of hysteretic curves

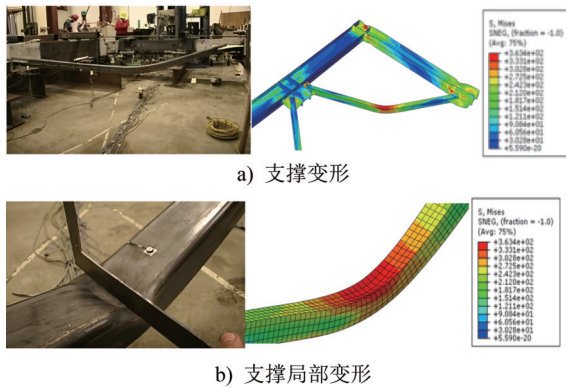


图7 变形对比应力云图(单位:MPa)

Fig. 7 Comparison of deformation stress contours (unit: MPa)

由图6可知,试验与数值模拟的滞回曲线基本吻合,承载力差值约为6%;由图7可知,数值模拟得到的支撑钢框架整体与局部变形和试验结果一致,验证了本文采用的单元和材料模型的有效性。

### 3 加载制度

结合钢网格支撑钢框架层间位移角与层间位移的关系,参考美国钢结构试验规范<sup>[27]</sup>推荐的位移角水平加载制度,确定循环位移加载制度。根据钢柱承载力,在钢柱顶部施加0.3N的竖向荷载(N为钢柱承载力)。

依据《建筑抗震设计标准》(GB 50011—2010)<sup>[28]</sup>,钢框架支撑结构弹性层间位移角限值 $[\theta_e]$ 不大于1/250,对应最大弹性层间位移为13.6 mm;弹塑性层间位移角限制 $[\theta_p]$ 不大于1/50,对应最大弹塑性层间位移为68 mm。据此确定结构的加载制度,如图8所示,循环加载与单调推覆加载的最大加载位移为102 mm。

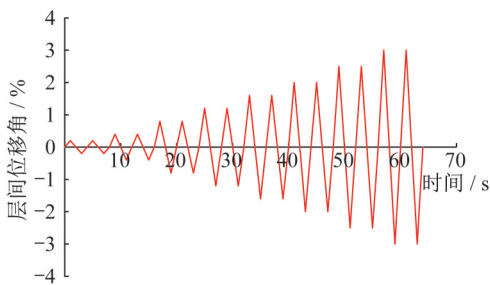


图8 加载制度

Fig. 8 Loading system

## 4 结果分析

### 4.1 单调加载曲线

采用ABAQUS有限元软件分析单调荷载作用下人字形支撑钢框架(ZC)与不同参数钢网格支撑钢框架的力学性能,绘制单调加载曲线如图9所示。

由图9可知,人字形支撑钢框架的单调加载曲线不

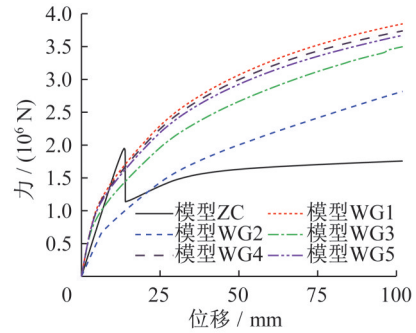


图9 单调加载曲线

Fig. 9 Monotonic loading curves

光滑,在单调加载过程中承载力出现突变,原因是单调加载过程时受压支撑发生平面外失稳。支撑失稳前,结构的侧向承载力由拉、压支撑的轴向刚度决定;支撑失稳后,侧向承载力由受拉支撑轴向刚度与受压支撑抗弯刚度决定,二者刚度差异导致承载力突变。

钢网格支撑钢框架单调加载曲线无突变,承载力随加载位移增加逐渐提升。原因是钢网格圆筒节点的承载力小于支撑的承载力,加载过程中圆筒节点在支撑拉、压力作用下先屈曲变形,避免受压支撑发生平面外失稳,支撑的承载力无突变。

从图9可知,除模型WG2外,钢网格支撑钢框架的承载力与初始刚度均高于人字形支撑钢框架的相应值。人字形支撑钢框架受压支撑发生平面外失稳后,支撑抗侧作用无法有效发挥,承载力偏低;钢网格支撑钢框架设置了两道受拉、受压支撑,加载过程中支撑未失稳,抗侧作用充分发挥。因此,钢网格支撑钢框架的抗侧承载力高于人字形支撑钢框架的抗侧承载力,其最大承载力较人字形支撑钢框架最大承载力提高约50%。

为分析钢网格支撑钢框架中圆筒节点参数(肋板高度、厚度,内、外圆钢管壁厚)对承载力和初始刚度的影响,将不同参数钢网格支撑钢框架的承载力和初始刚度列于表5。其中, $P_{0i}$ 为层间位移角为1/250时的承载力; $P_{ji}$ 为层间位移角为1/50时的承载力; $K_i$ 为初始刚度, $i$ 为编号。

由图9和表5可知,相较模型WG1,模型WG2的圆筒节点肋板高度由50 mm降至30 mm,层间位移角为1/250时承载力、极限承载力(1/50)与初始刚度分别降低了34%、32%、68%。模型WG2的抗侧承载力和初始刚度远低于模型WG1的对应值,说明肋板高度对钢网格支撑钢框架结构的抗侧承载力和初始刚度影响显著。

与模型WG1相比,模型WG3的圆筒节点节点肋板厚度由8 mm降至6 mm,层间位移角为1/250时承载力、极限承载力(1/50)和初始刚度分别降低了15%、11%、6%。说明肋板厚度对承载力影响较大,对初始刚度影响较小。

表5 钢网格支撑钢框架的承载力和初始刚度  
Table 5 Bearing capacity and initial stiffness of steel grid braced steel frame

| 模型<br>编号 | $P_{0i}/$<br>( $\times 10^6$ kN) | $P_{ji}/$<br>( $\times 10^6$ kN) | $K_i(\times 10^5$<br>N $\cdot$ mm $^{-1}$ ) | $P_{0i}/P_{01}$ | $P_{ji}/P_{j1}$ | $K_i/K_1$ |
|----------|----------------------------------|----------------------------------|---------------------------------------------|-----------------|-----------------|-----------|
| WG1      | 1.62                             | 3.38                             | 2.50                                        | —               | —               | —         |
| WG2      | 1.07                             | 2.30                             | 1.04                                        | 0.66            | 0.68            | 0.42      |
| WG3      | 1.37                             | 2.99                             | 2.35                                        | 0.85            | 0.89            | 0.94      |
| WG4      | 1.58                             | 3.35                             | 2.48                                        | 0.97            | 0.98            | 0.99      |
| WG5      | 1.55                             | 3.23                             | 2.46                                        | 0.97            | 0.97            | 0.98      |

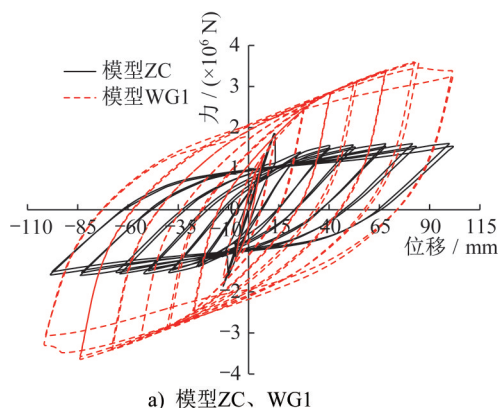
相较于模型 WG1,模型 WG4 的圆筒节点外圆钢管壁厚由 8 mm 降至 6 mm 时,承载力(1/250)、极限承载力(1/50)和初始刚度分别降低了 3%、2%、1%;模型 WG5 的圆筒节点内圆钢管壁厚由 8 mm 降至 6 mm 时,承载力(1/250)、极限承载力(1/50)和初始刚度分别降低了 3%、3%、2%。说明内、外圆钢管的厚度对结构承载力(1/250)、极限承载力(1/50)与初始刚度影响较小。

综上,节点设计合理的钢网格支撑钢框架承载力整体高于人字形支撑钢框架承载力;圆筒节点参数对结构性能的影响程度为:肋板高度>肋板厚度>内、外圆钢管壁厚。

#### 4.2 滞回曲线

对人字形支撑钢框架与不同参数钢网格支撑钢框架开展低周循环荷载有限元模拟,得到人字形支撑钢框架和不同参数钢网格支撑钢框架的滞回曲线,如图 10 所示。

由图 10a)可知,层间位移角接近 1/250 时,人字形支撑钢框架滞回曲线的承载力骤降,后续承载力随位移的增加增长缓慢,原因是加载过程中受压支撑发生平面外失稳,严重影响了人字形支撑钢框架(ZC)的刚度。



钢网格支撑钢框架的承载力随位移增大持续提升,小位移阶段增长较快,大位移阶段增速放缓,加载至最后一圈时承载力骤降。主要原因是加载过程中圆筒节点先屈服变形,变形主要集中在支撑节点处,延缓支撑平面外失稳;加载到最后一圈时支撑发生平面外失稳,导致承载力骤降。与人字形支撑钢框架相比,钢网格支撑钢框架结构的承载力更高、滞回曲线更饱满、耗能效果更优。

由图 10b)可知,相较于模型 WG1,模型 WG2 肋板高度减小后,结构承载力显著降低,滞回曲线出现轻微捏缩,结构的耗能能力显著降低,说明肋板高度对结构承载力和耗能能力影响显著。

由图 10c)可知,相较于模型 WG1,模型 WG3 的肋板厚度减小后,结构的承载力略有降低,滞回曲线较饱满,结构的耗能能力降幅较小,说明肋板厚度对结构的承载力和耗能能力影响较小。

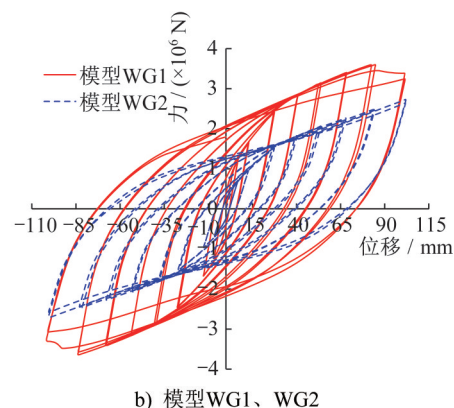
由图 10d)、e)可知,相较于模型 WG1,模型 WG4、WG5 的外圆钢管和内圆钢管厚度减小时,二者的承载力、滞回曲线饱满度与耗能能力基本无变化,说明外圆钢管和内圆钢管厚度对结构的承载力和耗能能力基本无明显影响。

由图 10b)~e)可知,模型 WG1 加载至最后一圈时承载力下降,其余模型无此现象。原因是模型 WG1 的圆筒节点承载力与支撑承载力接近,加载到最后一圈时节点承载力高于支撑承载力,引发支撑面外失稳;其余模型节点承载力低于支撑承载力,支撑不会发生平面外失稳,因此承载力不会降低。

综上,圆筒节点肋板高度对结构承载力与耗能能力影响最显著,肋板厚度次之,内、外圆钢管壁厚基本无影响。

#### 4.3 应力分布和变形模式

提取层间位移角为 1/250 与 1/50 时,两类支撑钢框架的应力分布与变形形态如图 11 和 12 所示。



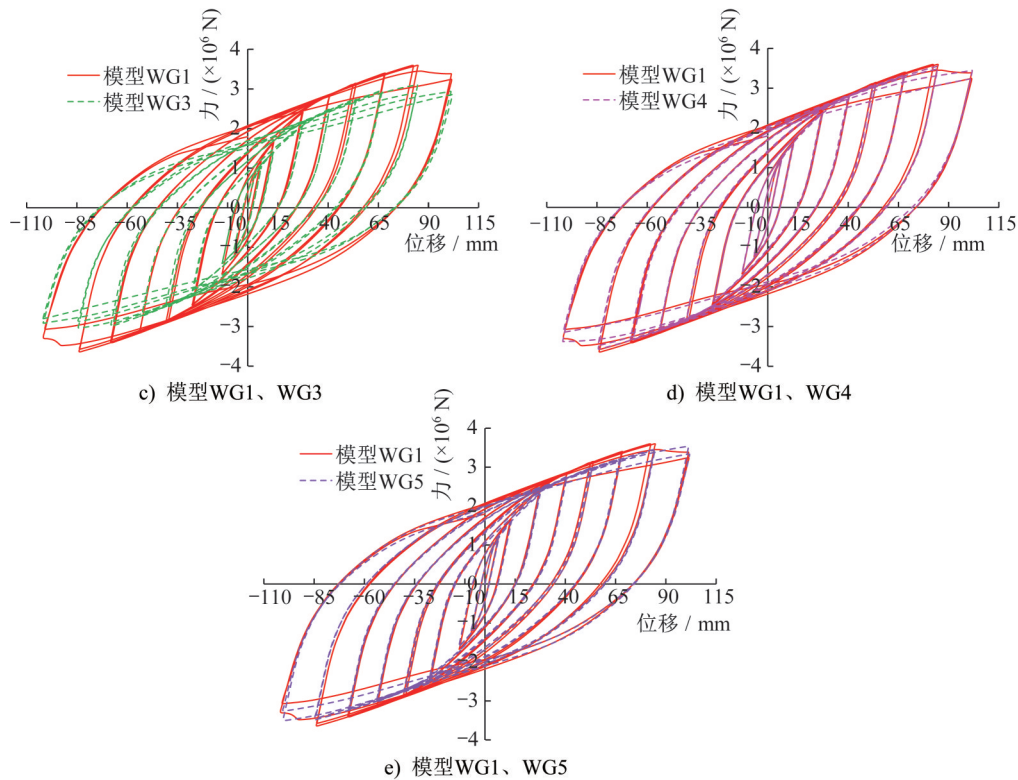


图10 各模型滞回曲线

Fig. 10 Hysteretic curves of models

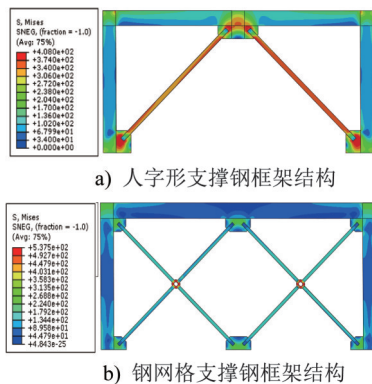


图11 层间位移角为1/250时两类支撑的应力与变形分布(单位:MPa)

Fig. 11 Stress and deformation distribution of two types of braces under inter-story drift ratio 1/250 (unit:MPa)

从图11可以看出,层间位移角为1/250时,人字形支撑钢框架应力主要集中在支撑、连接板件及钢梁与支撑的连接处,支撑未发生平面外失稳,但承载力已经接近稳定承载力的最大值;钢网架支撑钢框架的应力与变形主要集中于圆筒节点,支撑未发生平面外失稳,且梁、柱、支撑及连接板件的应力低于人字形支撑钢框架的相应值。

从图12可以看出,层间位移角为1/50时,人字形支撑钢框架的应力与变形主要集中在支撑、连接板件、柱顶柱底及钢梁和支撑连接处,支撑发生平面外失稳;钢网架

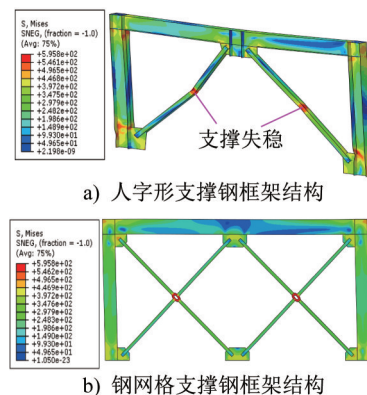


图12 层间位移角为1/50时两类支撑的应力与变形分布(单位:MPa)

Fig. 12 Stress and deformation distribution of two types of braces under inter-story drift ratio 1/50 (unit:MPa)

支撑钢框架支撑未发生平面外失稳,结构的最大应力和变形主要集中在圆筒节点,其次为柱顶柱底,除节点外其余部位应力均低于人字形支撑钢框架的相应值。

层间位移角为1/250和1/50时,圆筒节点的变形如图13所示。低周循环荷载作用下,圆筒节点受拉、压力交替作用。加载初期节点变形较小;层间位移角达到1/250时,节点基本无变形,肋板应力最大并达到屈服强度,支撑连接处肋板受约束应力较小,内、外圆钢管应力小于肋板应力,如图13a)所示。

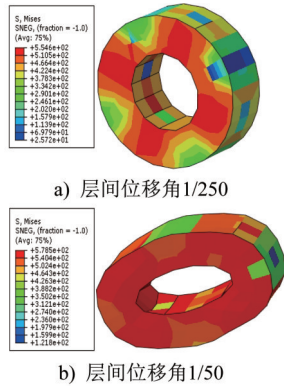


图 13 圆筒节点变形应力云图(单位:MPa)

Fig. 13 Deformation stress contours of circular steel tube joint (unit:MPa)

随层间位移角增大,圆筒节点由圆形逐渐变为椭圆形;层间位移角达到1/50时,圆筒节点呈椭圆形,肋板全部屈曲屈服,内、外圆钢管亦达到屈服,外圆钢管与支撑连接处受约束应力较小,如图13b)所示。

PEEQ反映结构的应变积累程度,应变积累越大越容易断裂。由图14可知,钢网格支撑钢框架的应变积累主要集中于圆筒节点,其中肋板的应变积累最大,内圆钢管次之,外圆钢管最小,因此肋板最易发生断裂。

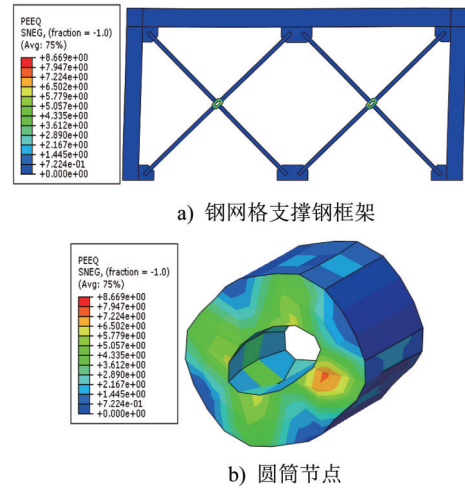


图 14 PEEQ 分布

Fig.14 PEEQ distribution

#### 4.4 支撑点处竖向位移

支撑失稳会在钢梁和支撑交叉点产生较大不平衡力,引发显著竖向位移。为了解竖向位移随水平加载位移的变化,通过ABAQUS分析得到低周循环荷载作用下,人字形支撑钢框架和钢网格支撑钢框架的竖向位移曲线,如图15所示。

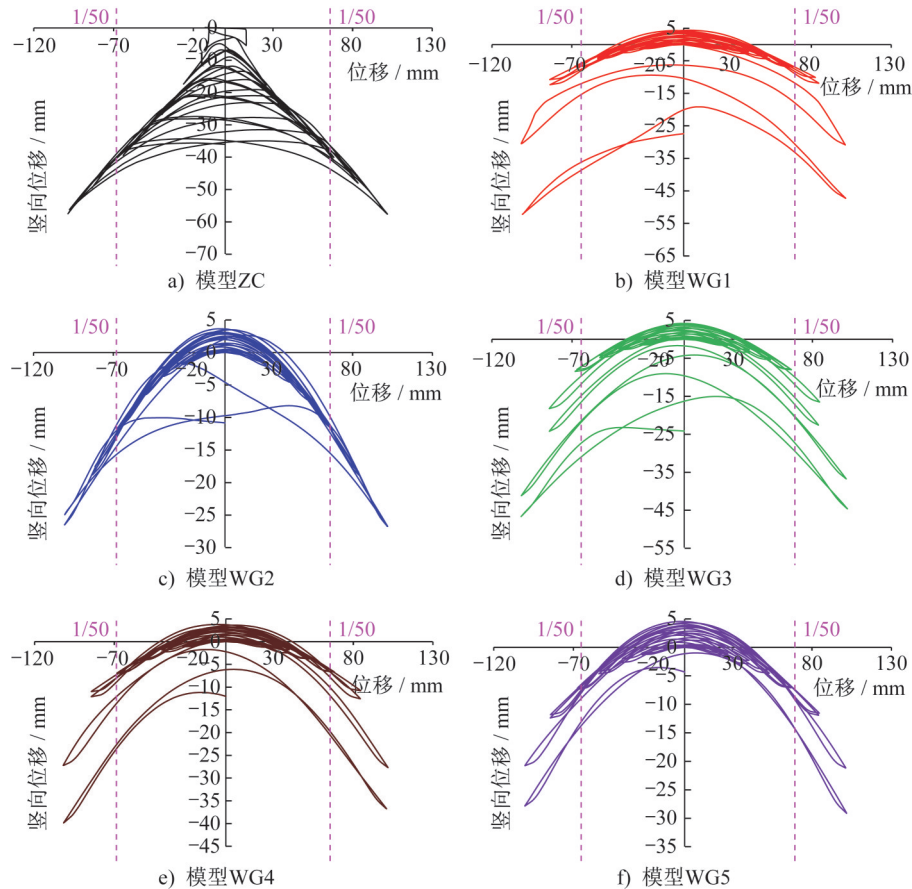


图 15 各模型竖向位移曲线

Fig. 15 Vertical displacement curves of models

由图 15 可知,在低周循环荷载作用下,人字形支撑钢框架的竖向位移随加载位移增大持续增加,达到最大位移后部分回弹但无反向回弹;当层间位移角达到  $1/50$  时,竖向位移达到 40.13 mm。钢网格支撑钢框架的竖向位移随加载位移增大缓慢增加,且存在反向回弹,最大反向回弹为 4.32 mm;钢梁与支撑交叉点处的竖向位移介于 7~11.35 mm 之间,模型 WG2 的最大竖向位移为 11.35 mm。

层间位移角超过  $1/50$  时,钢网格支撑钢框架的竖向位移快速增大,这主要因为:(1) 圆筒节点在拉力和压力作用下变为椭圆形,变形后圆筒管对受压支撑的约束作用减弱,支撑受压承载力比受拉承载力低,交叉点不平衡力提升;(2) 模型 WG1 受压支撑发生平面外失稳,进一步增大竖向不平衡力,从而导致竖向位移增加。二者共同作用导致竖向位移增加较快。

#### 4.5 耗能系数

为了分析不同位移条件下不同参数钢网格支撑钢框架结构的耗能系数  $E_p$  的变化趋势,绘制各模型的耗能系数  $E_p$  如图 16 所示。

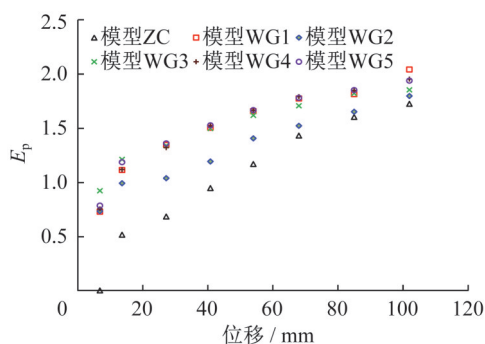


图 16 各模型的耗能系数

Fig. 16 Energy dissipation coefficient of models

由图 16 可知,钢网格支撑钢框架耗能系数均高于人字形支撑钢框架耗能系数,即钢网格支撑钢框架耗能能力更优。原因是人字形支撑钢框架在加载初期支撑发生平面外失稳,承载力大幅下降,耗能能力降低;钢网格支撑钢框架结构在层间位移角达到  $1/50$  前,支撑因节点变形未

失稳,承载力稳定,且滞回曲线更饱满,因此钢网格支撑钢框架的耗能系数高于人字形支撑钢框架的耗能系数。

位移为 6.8 mm 时,人字形支撑钢框架的耗能系数为 0.08,因小位移下支撑未失稳,支撑在轴向荷载作用下轴向变形极小,因此人字形支撑钢框架的耗能系数很小。当位移达到 13.6 mm 时,人字形支撑钢框架支撑发生平面外失稳,支撑在压力作用下发生较大弯曲变形,且随位移增大而加剧,耗能系数逐步上升。

钢网格支撑钢框架耗能系数随位移增大持续上升,位移为 6.8 mm 时,因加载初期圆筒节点便开始变形耗能,钢网格支撑钢框架的耗能系数高于人字形支撑钢框架的耗能系数。

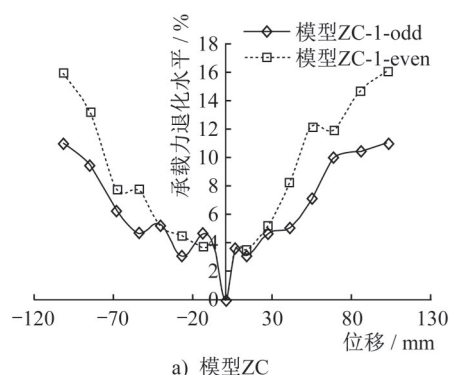
#### 4.6 承载力退化水平

承载力退化水平指相同位移下,低周反复荷载承载力较单调荷载承载力的降低程度,定义为  $\Delta N/N_{mi}$  ( $\Delta N$  为滞回承载力与单调承载力差值,  $N_{mi}$  为单调承载力)。将各模型承载力退化水平曲线按奇数圈(虚线)、偶数圈(实线)绘制,如图 17 所示。

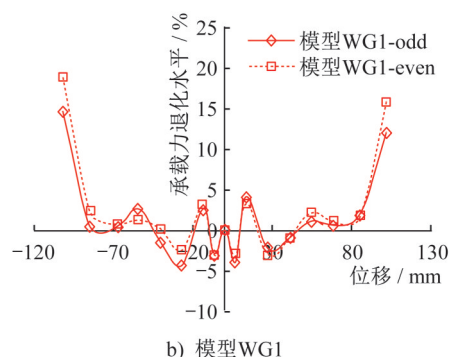
由图 17a) 可知,人字形支撑钢框架承载力退化水平随位移增大持续加剧,最大值达 16.5%,原因是低周反复荷载作用下支撑发生平面外失稳,失稳后的支撑在交替拉、压作用下导致承载力大幅降低。

由图 17b)~f) 可知,层间位移角小于  $1/50$  (位移小于 68 mm) 时,钢网格支撑钢框架的承载力退化水平曲线波动较小,最大值小于 5.2%;层间位移角大于  $1/50$  (位移大于 68 mm) 时,退化程度快速增大,最大值约 20.2%。原因是层间位移角小于  $1/50$  时,支撑未发生平面外失稳,退化仅由圆筒节点肋板与内、外圆钢管逐渐屈曲引起;层间位移角大于  $1/50$  时,节点肋板和内、外圆钢管全部屈曲,从而导致退化程度显著提升。

综上,层间位移角小于  $1/50$  时,钢网格支撑钢框架的承载力退化水平小于人字形支撑钢框架的承载力退化水平;层间位移角大于  $1/50$  时,钢网格支撑钢框架的承载力退化速率加快,最大值接近人字形支撑钢框架的承载力退化最大值。



a) 模型 ZC



b) 模型 WG1

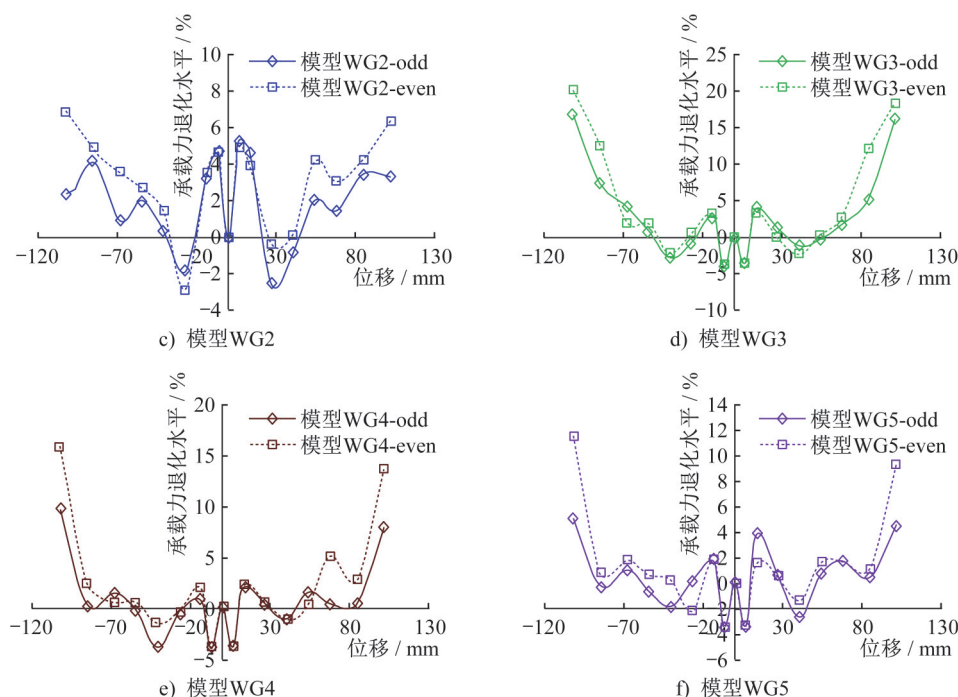


图17 各模型承载力退化水平曲线

Fig. 17 Bearing capacity degradation level curves of models

## 5 结论

本文通过ABAQUS对比分析人字形支撑钢框架与不同参数钢网格支撑钢框架的抗震性能,得出以下结论:

(1) 单调荷载作用下,人字形支撑钢框架因支撑平面外失稳,荷载-位移曲线出现突变;钢网格支撑钢框架支撑无平面外失稳,曲线无突变,承载力较人字形支撑钢框架最大提升约50%。

(2) 相对人字形支撑钢框架,低周循环荷载作用下钢网格支撑钢框架滞回曲线更饱满,耗能系数更高;圆筒节点肋板高度对结构承载力与耗能能力影响最显著,肋板厚度次之,内、外圆钢管壁厚基本无影响。

(3) 层间位移小于1/50时,钢网格支撑钢框架承载力退化程度较低,钢梁与支撑连接处竖向位移小;当层间位移角大于1/50时,承载力退化程度、钢梁与支撑连接处竖向位移快速增加。

(4) 层间位移角达1/50时,人字形支撑钢框架的变形主要集中于支撑、连接板件、柱顶柱底及钢梁与支撑连接处;钢网格支撑钢框架变形主要集中于支撑交叉节点、柱底柱顶,相同位移条件下钢网格支撑钢框架除支撑交叉点外,其余部位应力均低于人字形支撑钢框架应力。

(5) 圆筒节点肋板高度与厚度对单调加载曲线、滞回曲线、承载力退化水平及耗能系数影响显著,内、外圆筒壁厚影响较小。

(6) 设计时应确保圆筒节点承载力低于支撑承载力,避免支撑发生失稳。

## 参考文献:

- [1] ROEDER C W, SEN A D, TERPSTRA C, et al. Effect of beam yielding on chevron braced frames [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2019, 159: 428-441. DOI: 10.1016/j.jcsr.2019.04.044.
- [2] ASADA H, SEN A D, LI T, et al. Seismic performance of chevron-configured special concentrically braced frames with yielding beams [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2020, 49(15): 1619-1639. DOI: 10.1002/eqe.3320.
- [3] SEN A D, ROEDER C W, LEHMAN D E, et al. Nonlinear modeling of concentrically braced frames [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2019, 157: 103-120. DOI: 10.1016/j.jcsr.2019.02.007.
- [4] D'ANIELLO M, COSTANZO S, LANDOLFO R. The influence of beam stiffness on seismic response of chevron concentric bracings [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2015, 112: 305-324. DOI: 10.1016/j.jcsr.2015.05.021.
- [5] ROEDER C W, SEN A D, ASADA H, et al. Inelastic behavior and seismic design of multistory chevron-braced frames with yielding beams [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2020, 167: 105817. DOI: 10.1016/j.jcsr.2019.105817.
- [6] COSTANZO S, D'ANIELLO M, LANDOLFO R. Seismic design criteria for Chevron CBFs: European vs North

- American codes (Part-1)[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2017, 135: 83-96. DOI: 10.1016/j.jcsr.2017.04.018.
- [7] COSTANZO S, D' ANIELLO M, LANDOLFO R. Seismic design criteria for chevron CBFs: Proposals for the next EC8 (part-2)[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2017, 138: 17-37. DOI: 10.1016/j.jcsr.2017.06.028.
- [8] COSTANZO S, D' ANIELLO M, LANDOLFO R. The influence of moment resisting beam-to-column connections on seismic behavior of chevron concentrically braced frames[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2018, 113: 136-147. DOI: 10.1016/j.soildyn.2018.06.001.
- [9] SILVA A, CASTRO J M, MONTEIRO R. Practical considerations on the design of concentrically-braced steel frames to Eurocode 8[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2019, 158: 71-85. DOI: 10.1016/j.jcsr.2019.03.011.
- [10] 闫翔宇, 段岩, 陈志华, 等. 钢网格剪力墙力学性能试验研究及有限元分析. 建筑结构学报, 2021, 42(增刊1): 249-259. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2021.S1.0028.
- YAN Xiangyu, DUAN Yan, CHEN Zhihua, et al. Experimental study and finite element analysis of grid-shaped steel plate shear wall. Journal of Building Structures, 2021, 42(Suppl. 1): 249-259. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2021.S1.0028. (in Chinese)
- [11] ZHENG L, DOU S R, ZHANG C M, et al. Seismic performance of different chevron braced frames[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2023, 200: 107680. DOI: 10.1016/j.jcsr.2022.107680.
- [12] ZHENG L, WANG W, DOU S R, et al. Seismic performance of braced frame structure with double-cylinder arc energy dissipator[J]. Thin-Walled Structures, 2022, 180: 109950. DOI: 10.1016/j.tws.2022.109950.
- [13] ZHENG L, WANG W, DOU S R, et al. Seismic performance of braced frame structure with double-cylinder arc energy dissipator[J]. Thin-Walled Structures, 2022, 180: 109950. DOI: 10.1016/j.tws.2022.109950.
- [14] 于海丰, 王鑫, 蒋录珍, 等. 拉链柱支撑钢框架结构静力推覆试验及数值模拟[J]. 建筑结构学报, 2017, 38(5): 35-42. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2017.05.005.
- YU Haifeng, WANG Xin, JIANG Luzhen, et al. Pushover test and numerical analysis of zipper frames[J]. Journal of Building Structures, 2017, 38(5): 35-42. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2017.05.005. (in Chinese)
- [15] 于海丰, 张岩, 张文元, 等. 拉链柱支撑钢框架结构振动台试验研究[J]. 建筑结构学报, 2016, 37(2): 55-62. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2016.02.008.
- YU Haifeng, ZHANG Yan, ZHANG Wenyuan, et al. Shaking table test of zipper frames[J]. Journal of Building Structures, 2016, 37(2): 55-62. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2016.02.008. (in Chinese)
- [16] LIU X J, DING Y L, ZHANG H D, et al. A novel brace-damper system for seismic response suppression of high-rise steel frame structures[J]. Journal of Building Engineering, 2023, 72: 106655. DOI: 10.1016/j.jobbe.2023.106655.
- [17] XIANG Y, ZHOU X H, SHI Y, et al. Study on the seismic performance of cold-formed thin-walled steel frame with K-shaped braced shear panel[J]. Thin-Walled Structures, 2023, 184: 110449. DOI: 10.1016/j.tws.2022.110449.
- [18] LI T F, SU M Z, GUO J R, et al. Seismic performance evaluation of Y-shaped eccentric brace - high-strength steel frame structure based on remote collaborative hybrid test[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2023, 164: 107621. DOI: 10.1016/j.soildyn.2022.107621.
- [19] LI T F, SU M Z, SUI Y, et al. Hybrid tests on the seismic behavior of high-strength steel composite Y-eccentrically braced frames. Engineering Mechanics, 2021, 38(2): 221-231. DOI: 10.6052/j.issn.1000-4750.2020.05.0271.
- [20] DUAN L S, SU M Z, LI H. Experimental study on seismic behavior of high strength steel composite K-type eccentrically braced frames[J]. Advanced Materials Research, 2013, 838-841: 559-563. DOI: 10.4028/www.scientific.net/amr.838-841.559.
- [21] ZHANG W X, ZHAO Y F, WU Z H, et al. The application of genetic algorithm in seismic performance optimization of a Y-eccentrically braced composite frame[J]. Buildings, 2025, 15(5): 770. DOI: 10.3390/buildings15050770.
- [22] ROEDER C W, LEHMAN D E, CLARK K, et al. Influence of gusset plate connections and braces on the seismic performance of X-braced frames[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2011, 40(4): 355-374. DOI: 10.1002/eqe.1024.
- [23] ROEDER C W, LUMPKIN E J, LEHMAN D E. A balanced design procedure for special concentrically braced frame connections[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2011, 67(11): 1760-1772. DOI: 10.1016/j.jcsr.2011.04.016.
- [24] SHI Y J, WANG M, WANG Y Q. Experimental and constitutive model study of structural steel under cyclic loading[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2011, 67(8): 1185-1197. DOI: 10.1016/j.jcsr.2011.02.011.
- [25] LEVANGER H. Simulating ductile fracture in steel using the finite element method: comparison of two models for describing local instability due to ductile fracture[D]. Oslo: University of Oslo, 2012.
- [26] SADHINOCH M, ATZEMA E H, PERDAHIOGLU E S, et al. Numerical and experimental validation of a new damage initiation criterion[J]. Journal of Physics, Conference Series, 2017, 11(3): 896-910. DOI: 10.1088/1742-6596/896/1/012080.
- [27] ANSI/AISC 341-16 Seismic provisions for structural steel buildings[S].
- [28] GB 50011—2010 建筑抗震设计标准[S].
- GB 50011—2010 Standard for seismic design of buildings [S]. (in Chinese)