

doi:10.11835/j.issn.1674-4764.2018.02.003



新型自复位钢桁架梁的受力机理及抗震性能

杨溥^{1a,1b}, 高浩捷^{1b}, 蔡森^{1b}, 黄诚²

(1. 重庆大学 a. 山地城镇建设与新技术教育部重点实验室; b. 土木工程学院 重庆 400045;

2. 中机中联工程有限公司 重庆 400039)

摘要:将预应力钢绞线与消能杆引入钢桁架梁,利用消能杆、预应力钢绞线分别来消耗构件的变形能、实现结构的自复位功能,从而有效减轻结构震后残余变形。理论推导了自复位钢桁架梁端截面对应于其恢复力骨架曲线关键特征点处的弯矩和刚度值;采用有限元分析软件 OpenSees 建立了钢桁架梁的分析模型,进行了单向和往复水平荷载下非线性分析。结果表明:对应关键点处的梁端弯矩和刚度的模拟值与理论值吻合较好,往复荷载作用下分析结果验证了该类钢桁架梁具有很好的自复位和耗能性能。

关键词:自复位;钢桁架梁;非线性分析;残余变形;抗震性能

中图分类号:TU391 **文献标志码:**A **文章编号:**1674-4764(2018)02-0012-07

Analysis of stress mechanism and seismic behavior of a new self-centering steel truss beam

Yang Pu^{1a,1b}, Gao Haojie^{1b}, Cai Sen^{1b}, Huang Cheng²

(1a. Key Laboratory of New Technology for Construction of Cities in Mountain Area, Ministry of Education;

1b. School of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, P. R. China;

2. China CMCU Engineering Corporation, Chongqing 400039, P. R. China)

Abstract: The post-tensioned steel strand and energy dissipation bars are used to a self-centering steel truss beam to dissipate energy and reduce effectively residual deformation of the structure, respectively. The theoretical value of moment capacity and stiffness at end of beam are deducted correspond to major points of its backbone of their hysteretic curve. The nonlinear mechanical properties of beam are analyzed by Open Sees. the simulation results such as moment and stiffness are very consistent with theoretical analysis results, thus the effectiveness of nonlinear analytical model is proved. The nonlinear analysis results show that the steel truss beam is capable of self-centering and energy dissipation under cyclic loading.

Keywords: self-centering; steel truss beam; nonlinear analysis; residual deformation; seismic behavior

传统的钢框架结构主要通过梁、柱等结构构件的塑性变形来耗散地震能量,震后结构将产生较大

的塑性残余变形,导致结构难以修复甚至只能拆除重建,从而造成巨大的经济损失。自复位结构是一

收稿日期:2017-06-05

基金项目:国家自然科学基金(51578093);国家重点研发计划(2016YFC0701600)

作者简介:杨溥(1969-),男,博士,教授,主要从事结构抗震研究,E-mail:yangpu@cqu.edu.cn.

Received:2017-06-05

Foundation item: National Natural Science Foundation of China (No. 51578093); National Key R&D Program of China (No. 2016YFC0701600)

Author brief: Yang Pu(1969-), PhD, professor, main research interests; seismic analysis and design of building structures, E-mail: yangpu@cqu.edu.cn.

种旨在减少或消除结构“残余变形”的新型结构形式,为解决上述问题提供了一种有效的办法。近些年,学者们对自复位构件或结构的研究也日益增多。

自复位钢框架结构最早由 Ricles 等^[1-2]提出,基本组成构件包括柱、钢框架梁、预应力钢绞线以及角钢等部件。Garlock 等^[3-7]通过理论与试验证明了自复位钢框架拥有良好的抗震性能,而且结构的残余变形很小。Ricles 等^[8]和 Lin 等^[9]使用摩擦型阻尼器来代替角钢,设计了一栋设置了该装置的缩尺结构,试验结果表明其残余层间位移角小于 0.075%,有较好的结构抗震可恢复能力。Angelos 等^[10]在自复位梁柱节点的梁端腹板设置了沙漏状的粘滞阻尼器,并对比分析了在不同地震水准输入下该类结构的响应规律,结果表明,即使在最大地震作用下梁和柱脚均未出现塑性铰,说明此类粘滞阻尼器能有效提高结构抗倒塌能力以及减小结构残余变形。

潘振华等^[11]对 9 个自复位钢框架足尺边节点进行了模拟,证明了该类节点具有很好的弹性刚度、延性和强度,且能达到预期的耗能性能与自复位能力目标。宋良龙等^[12]、郭彤等^[13]、Song 等^[14]通过数值模拟分析了腹板摩擦式自复位钢筋混凝土框架梁柱节点中钢绞线预应力对节点刚度、残余变形以及耗能的影响规律。并在此基础上进行了采用该梁柱节点的单层单跨结构缩尺试验,结果表明:2.5%的层间位移下混凝土梁只有少量损伤,而混凝土柱则无损伤。蔡小宁等^[15-16]提出一种自复位钢筋混凝土预制节点,对该节点进行低周往复试验,并基于 OpenSees 提出了该节点的数值模拟方法,研究结果表明:该数值模拟方法结果与试验结果吻合较好,精度可满足工程需求。张艳霞等^[17]、张爱林等^[18-19]提出了一种腹板摩擦耗能的自复位钢框架体系,该体系能够在施工现场地面张拉预应力钢绞线,梁柱节点只需像传统梁柱节点一样采用栓焊混合的方法进行连接;设计了一栋 4 层原型结构,进行了 0.75 倍缩尺的子结构拟动力加载试验,并对其进行了数值分析及动力时程分析。

目前,关于自复位梁柱节点的研究虽然取得了不少成果,但由于自复位梁与柱之间在水平荷载作用下会产生缝隙,从而要求与梁相连的楼板需进行特殊设计,在一定程度上限制了其应用。自复位钢桁架梁由于直接铰接于框架柱,且通过特殊加工使桁架梁下弦杆可以和桁架之间能有相对位移。在水平荷载下桁架与下弦杆之间出现缝隙,而梁柱之间不会出现缝隙,地震过程中柱间距保持不变,从而较

好地解决了这一问题。通过理论推导和非线性模拟分析,研究自复位钢桁架梁的受力机理,考察其自复位能力、耗能以及破坏模式等抗震性能。

1 自复位钢桁架梁的受力机理及力学特性

1.1 自复位钢桁架梁的受力机理

自复位钢桁架梁的构造如图 1(a)所示。其中,桁架梁上弦杆铰接于框架柱,下弦杆采用内外套管(见图 1(b))。下弦内管两端与柱铰接,在外套管两端设置只能向两端方向移动的锚固板,在两个锚固板之间设置预应力筋,将内外套管预压在一起,作为自复位梁的“下弦杆”,在框架柱与外套管端部之间设置防屈曲消能杆,防屈曲消能杆由耗能钢筋和外包防屈曲圆钢套管组成。防屈曲消能杆通过连接器和构件相连,这样可以方便地更换消能杆。当该框架受到向右的水平荷载时,其变形如图 1 所示,上弦杆及腹杆带动下弦外管向右移动,压迫右侧锚固板右移,而左侧锚固板受内管限制不能向右移动,于是产生缝隙(图 1(a)中 Δ_{gap}),消能杆开始变形耗能,而预应力钢绞线的预应力使锚固板回位,从而为桁架梁提供复位性能。

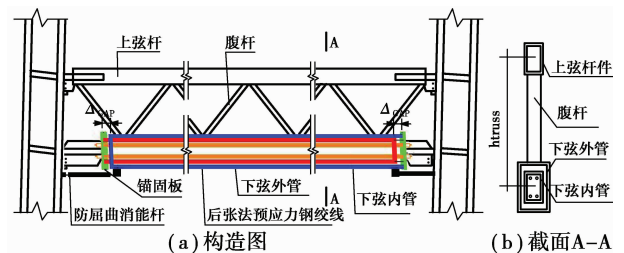


图 1 自复位钢桁架的构造图

Fig. 1 Drawing of self-centering steel truss beam configuration

1.2 自复位钢桁架梁的力学特性

自复位钢桁架梁的力学特性除与钢桁架梁自身相关外,还与消能杆和预应力钢绞线密切相关,这两个元件的轴力-位移曲线假定如图 2 所示。

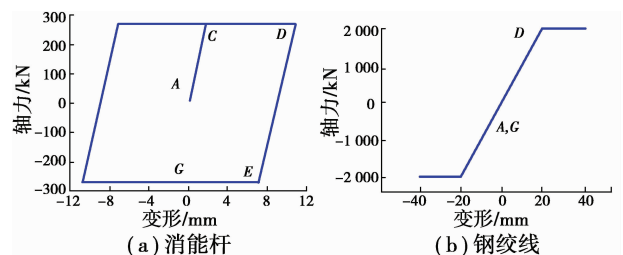
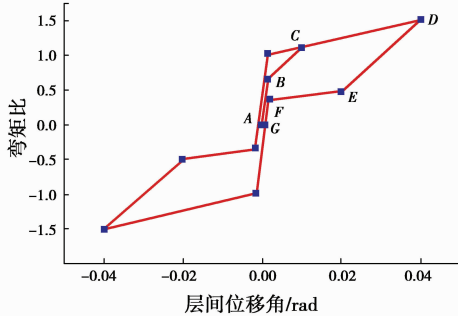


图 2 钢绞线和消能杆的轴力-变形曲线

Fig. 2 Axial force-deformation curve of fuse and PT strand

钢桁架梁、消能杆和预应力钢绞线组合形成自

复位钢桁架梁,在水平荷载下其弯矩比-层间位移角曲线如图3所示(其中弯矩比指构件弯矩与消能杆屈服时对应的弯矩之比),其受力过程可分为以下6个阶段:



注: A为起始点; B为缝隙展开点; C为消能杆屈服点; D为卸载点; E为消能杆反向屈服点; F为缝隙闭合点; G为卸载为零点

图3 自复位钢桁架的弯矩比-层间位移角曲线

Fig. 3 Moment ratio-interstory drift curve of the beam

1)第1阶段:该阶段所有组件处于弹性状态(图3中A-B段),外套管和内锚固板之间没有出现缝隙,内外套管作为一个整体共同受力,钢绞线应力保持不变,受力特征和弹性状态下的普通钢桁架梁相似。

2)第2阶段:该阶段已出现缝隙但消能杆尚未屈服(图3中B-C段),加载到B点时,外套管和内锚固板之间出现缝隙,钢绞线随之伸长而应力增大,该阶段构件的抗侧移刚度主要由消能杆提供,所以刚度有所降低,到C点时消能杆屈服。

3)第3阶段:此阶段内消能杆已经进入屈服状态(图3中C-D段),加载到C点时,消能杆屈服。此时消能杆不提供刚度,构件抗侧移刚度即为钢绞线刚度,刚度再次降低。

4)第4阶段:该阶段为卸载段,消能杆尚未反向屈服(图3中D-E段),加载到D点时,正向加载到达最大值,消能杆处于屈服状态。此阶段内消能杆由正向屈服开始卸载,并在钢绞线复位力作用下最后反向屈服,该阶段卸载刚度主要由消能杆提供,其刚度和B-C段相同。

5)第5阶段:此卸载段消能杆已经反向屈服,但缝隙尚未完全闭合(图3中E-F段),卸载至E点,消能杆反向屈服。此时消能杆不提供刚度,其卸载刚度即为钢绞线刚度,其刚度和C-D段相同。

6)第6阶段:该阶段内外套管和锚固板之间的缝隙已经完全闭合(图3中F-G段),卸载到F点时缝隙正好闭合。内外套管重新作为一个整体共同受力,其卸载刚度增大,最终直至卸载完成的G点。

2 自复位钢桁架梁的理论分析

2.1 预应力钢绞线与消能杆对梁抗弯能力的贡献分析

假设钢绞线的面积为 A_{pt} ,长度为 L_{pt} ,弹性模量为 E_{pt} ,则钢绞线的轴向拉伸刚度 K_{axial} 为

$$K_{axial} = \frac{A_{pt}E_{pt}}{L_{pt}} \quad (1)$$

钢桁架梁出现缝隙后,钢绞线相应沿轴向产生变形,钢绞线变形提供的抵抗弯矩 M_1 为

$$M_1 = K_{axial}\delta_1 h_{truss} = \frac{E_{pt}A_{pt}\delta_1 h_{truss}}{L_{pt}} \quad (2)$$

式中: h_{truss} 为桁架梁的梁高,梁高为下弦杆件横截面中心线至上弦杆件横截面中心线的长度(见图1b), δ_1 为预应力钢绞线的伸长值。

由于外套管通过腹杆与上弦杆连接,在水平荷载作用下,外管与内管产生位移差,该值与预应力钢绞线的伸长值相等。于是,桁架梁截面产生的转角 ϕ_1 为

$$\phi_1 = \frac{\delta_1}{h_{truss}} \quad (3)$$

桁架梁抗弯刚度中由预应力钢绞线提供的抗弯刚度 K_{pt} 为

$$K_{pt} = \frac{M_1}{\phi_1} = \frac{E_{pt}A_{pt}h_{truss}^2}{L_{pt}} \quad (4)$$

同理,假设消能杆面积为 A_{fu} ,弹性模量为 E_{fu} ,长度为 L_{fu} ,则消能杆的轴向刚度 K_{fuse} 为

$$K_{fuse} = \frac{A_{fu}E_{fu}}{L_{fu}} \quad (5)$$

由消能杆在钢桁架梁内部产生的抵抗弯矩 M_2 为

$$M_2 = K_{fuse}\delta_2 h_{truss} = \frac{E_{fu}A_{fu}\delta_2 h_{truss}}{L_{fu}} \quad (6)$$

式中: δ_2 为消能杆的轴向变形。

消能杆产生轴向变形 δ_2 后,桁架梁截面产生的转角 ϕ_2 为

$$\phi_2 = \frac{\delta_2}{h_{truss}} \quad (7)$$

因此,消能杆对钢桁架梁提供的抗弯刚度 K_f 为

$$K_f = \frac{M_2}{\phi_2} = K_{fuse}h_{truss}^2 = \frac{E_{fu}A_{fu}h_{truss}^2}{L_{fu}} \quad (8)$$

2.2 自复位钢桁架梁的受力特性分析

为了确保自复位钢桁架梁的可更换性与自复位能力,在地震过程中,桁架梁的上、下弦件和腹杆均应保持弹性。因此,根据梁的受力状态确定其恢复力骨架曲线关键特征点处的梁端弯矩及刚度值,以供结构初步设计时参考。

1)第 1 阶段(尚未出现缝隙),该阶段内外套管和内锚固板间没有出现缝隙,钢绞线没有出现变形,其应力也基本不变,受力特征和弹性状态下的普通桁架梁相似,该阶段桁架的抗弯刚度 K_1 为

$$K_1 = K_{\text{truss}} \quad (9)$$

式中: K_{truss} 为桁架的弹性抗弯刚度。

设 $f_{0\text{pt}}$ 为预应力钢绞线的初始应力。当刚好出现缝隙时,内外套管间的轴力差值为

$$F = A_{\text{pt}} f_{0\text{pt}} \quad (10)$$

此时钢桁架梁所能承受的最大弯矩 M_{gap} 为

$$M_{\text{gap}} = A_{\text{pt}} f_{0\text{pt}} h_{\text{truss}} \quad (11)$$

2)第 2 阶段(已经出现缝隙,耗能杆尚未屈服),该阶段桁架的抗侧移刚度主要为预应力筋与耗能杆并联提供,刚度 K_2 为

$$K_2 = \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{truss}}} + \frac{1}{K_{\text{pt}} + K_{\text{f}}}} \quad (12)$$

由于该阶段预应力筋提供的刚度远小于耗能杆提供的刚度,所以,在此阶段所增加的弯矩全部由耗能杆承担,耗能杆屈服时能承受的最大弯矩 M_{fuse} 为

$$M_{\text{fuse}} = K_{\text{fuse}} \delta_y h_{\text{truss}} \quad (13)$$

式中: δ_y 为耗能杆屈服时的轴向变形。

因此,耗能杆屈服时钢桁架梁所能承受的最大弯矩 M_y 为

$$M_y = M_{\text{gap}} + M_{\text{fuse}} = A_{\text{pt}} f_{0\text{pt}} h_{\text{truss}} + K_{\text{fuse}} \delta_y h_{\text{truss}} \quad (14)$$

3)第 3 阶段(耗能杆已经屈服,钢绞线尚未屈服),该阶段钢桁架梁的抗侧移刚度主要由预应力筋提供,此阶段的刚度 K_3 为

$$K_3 = \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{truss}}} + \frac{1}{K_{\text{pt}}}} \quad (15)$$

钢绞线屈服时,耗能杆承担的弯矩基本不变,钢绞线承担的弯矩 M_{ypt} 为

$$M_{\text{ypt}} = A_{\text{pt}} f_{\text{ypt}} h_{\text{truss}} \quad (16)$$

式中: f_{ypt} 为预应力钢绞线的屈服应力。

因此,钢绞线屈服时钢桁架梁所能承受的最大弯矩 M_u 为

$$M_u = M_{\text{ypt}} + M_{\text{fuse}} = A_{\text{pt}} f_{\text{ypt}} h_{\text{truss}} + K_{\text{fuse}} \delta_y h_{\text{truss}} \quad (17)$$

在实际情况中,更换预应力钢绞线比较困难,同时,为了保证自复位桁架梁的耗能和复位能力,通常不允许预应力钢绞线屈服,式(17)仅为了给出钢桁架梁的极限弯矩。对于本文的构件,即使预应力钢绞线屈服,桁架梁仍具有较高的承载能力,但其复位能力将明显下降。

3 自复位钢桁架梁的抗震性能模拟分析

3.1 算例概况

算例采用如图 4 所示的自复位钢桁架梁,楼层高度为 3 m,桁架梁高为 600 mm,桁架梁跨度为 6 m。框架柱、上下弦杆和腹杆等杆件均采用 Q345 钢材,桁架梁的主要结构参数见表 1。

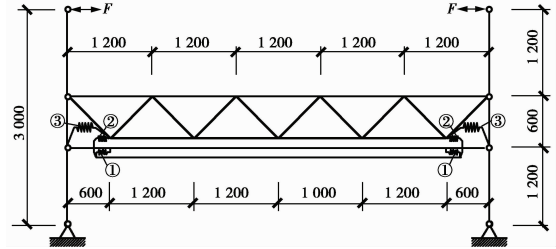


图 4 自复位钢桁架梁算例示意图

Fig. 4 Analytical model of self-centering steel truss beam

表 1 桁架梁主要结构参数

Table 1 main parameters of the steel truss beam

构件类型	截面类型	截面尺寸	弹性模量/MPa	屈服强度标准值/MPa
框架柱	H 型	500 mm×500 mm×20 mm×20 mm	2.06×10^5	325
上弦杆	方管	160 mm×160 mm×10 mm	2.06×10^5	345
腹杆	方管	120 mm×120 mm×5 mm	2.06×10^5	345
内套管	方管	200 mm×200 mm×10 mm	2.06×10^5	345
外套管	方管	250 mm×250 mm×6.5 mm	2.06×10^5	345

预应力筋采用 7 股直径为 12.7 mm、长度 L_{pt} 为 4 800 mm 的钢绞线,其极限强度标准值 f_{ptk} 为 1 860 MPa,初始应力取 $0.4 f_{\text{ptk}}^{[21]}$,弹性模量 E_{pt} 为 1.95×10^5 MPa,截面面积 A_{pt} 为 886 mm²;桁架梁两端各设置一个防屈曲耗能杆,均设置于下弦外管与柱之间。每个耗能杆的参数如下:采用 HRB500 钢筋制成,其屈服强度标准值 f_{yk} 为 500 MPa,弹性模量 E_{fu} 取 2.0×10^5 MPa,长度 L_{fu} 为 600 mm,截面面积 A_{fu} 为 490 mm²。

为了考察预应力筋和防屈曲耗能杆参数对自复位钢桁架梁耗能和复位性能的影响,引入一个 SC 参数,其定义为预应力筋的初始应力对整体弯矩的贡献与防屈曲耗能杆屈服时对整体弯矩的贡献之间的比值,即

$$SC = \frac{M_{\text{PT}}}{M_{\text{fuse}}} = \frac{f_{0\text{pt}} A_{\text{pt}} h_{\text{truss}}}{f_{\text{yk}} A_{\text{fu}} h_{\text{truss}}} = \frac{0.4 f_{\text{ptk}} A_{\text{pt}}}{f_{\text{yk}} A_{\text{fu}}} \quad (18)$$

研究表明,当 SC 参数较小(如小于 1.0)时,由于预应力筋提供的恢复力相对较小,梁的残余变形

较大,复位效果不理想。随着 SC 参数的增加,构件滞回曲线在控制残余变形的同时,相对更加饱满,SC 参数值建议取 1.0~1.5^[21]。算例中 SC 为 1.35。

3.2 非线性分析模型

柱脚与基础、桁架梁上弦杆和下弦内杆与柱之间均采用铰接,框架柱和梁构件均采用基于柔度的非线性梁柱单元的纤维模型进行模拟,下弦外管与锚固板、内管与锚固板之间采用只受压不受拉的零长单元(图 4 中单元①、②),材料为受拉刚度为零的弹性材料,其受压模拟的是锚固板与内套管两块钢板之间的挤压,受压弹性模量取较大的数值(2.0×10^{10} MPa)。该单元受拉时的伸长量即为缝隙宽度(图1(a)中 Δ_{gap})。

预应力钢绞线采用 truss 单元模拟,材料为考虑初始应力的 steel01,由于预应力钢绞线没有明显的屈服极限,所以取钢绞线卸载后的残余变形达到 0.2% 时对应的应力 $f_{0.2}$ 为屈服应力,约 1 600 MPa,其恢复力曲线见图 2(b)。

在整个加载过程中,防屈曲消能杆仅沿轴向变形,并通过消能杆的塑性变形进行耗能,所以,采用 truss 单元来模拟(图 4 中单元③)。防屈曲消能杆在往复轴向加载过程中轴向受拉和轴向受压时都应具有良好的滞回性能,这里采用理想弹塑性材料来模拟。防屈曲消能杆的最大弹性轴向变形取为 1.5 mm,其轴向刚度取为 1.50×10^5 kN/m,屈服力为 245 kN,其恢复力曲线见图 2(a)。

3.3 加载制度

模拟分析时,单向和往复加载均采用位移控制模式,水平荷载施加于钢框架柱的柱顶(见图 4 水平荷载 F 作用点)。

单向加载时,柱顶最大位移取为 240 mm(对应的桁架的位移角为 0.08 rad);往复加载时,柱顶最大位移取为 120 mm(对应的桁架的位移角为 0.04 rad)。加载的最大位移对应的转角超过了抗震规范规定的框架结构的弹塑性层间位移角限值 1/50(即 0.02 rad)^[20]。考虑到抗震规范规定的多高层钢结构的弹性层间位移角限值为 1/250,在往复加载时,选择位移增量为 $3\ 000/250=12$ mm。

3.4 单向加载下的力学性能

单向加载下的自复位钢桁架梁端弯矩-层间位移角曲线如图 5 所示(其中,弯矩为外荷载在梁端产生的弯矩,取水平力与层高之积,与梁端抵抗弯矩平衡),弯矩-内外管间缝隙宽度关系曲线见图 6,而弯矩-钢绞线应力的关系曲线如图 7 所示,构件刚度-层间位移角的关系曲线如图 8 所示。单向加载作用下的弯矩-转角曲线大致走向与理论分析吻合较好。

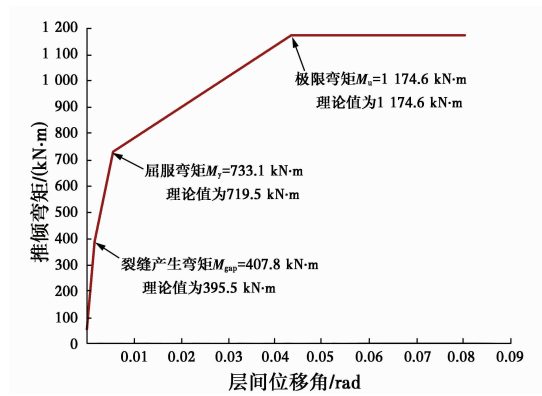


图 5 弯矩-转角曲线

Fig. 5 Moment-rotation curve

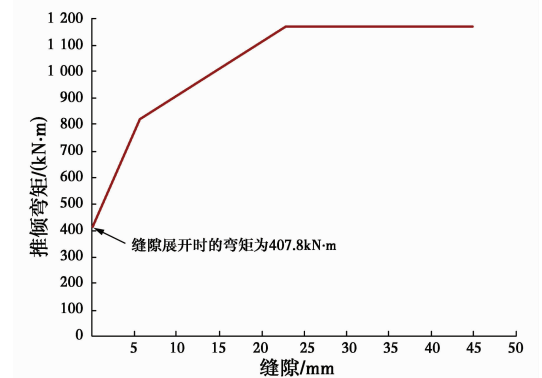


图 6 弯矩-缝隙宽度曲线

Fig. 6 Moment-gap width

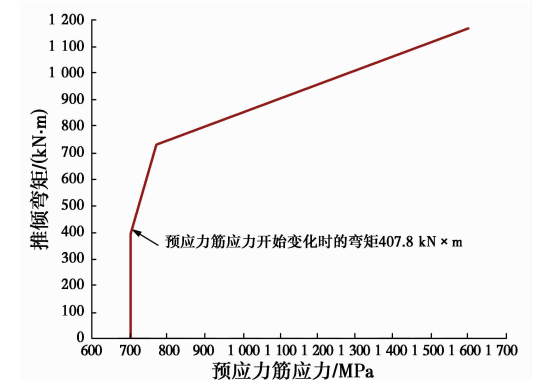


图 7 弯矩-钢绞线应力曲线

Fig. 7 Moment-stress of PT strand

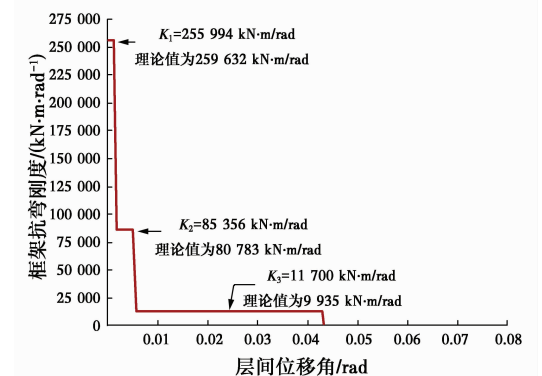


图 8 刚度-层间位移角曲线

Fig. 8 The stiffness-drift ratio

表 2 列出了数值模拟分析结果与理论公式的计算值对比,可以看出,各阶段的刚度和临界弯矩值拟合情况很好。

表 2 特征点弯矩和刚度模拟值与理论值对比

Table 2 Comparison of critical moment and stiffness at major points between simulation and theoretical value

对比变量	缝隙产生时	消能杆屈服时	钢绞线屈服时
弯矩(kN·m)	407.8(395.5)	733.1(719.5)	1174.6(1 174.6)
刚度/(kN·m·rad ⁻¹)	11 700(9 935)	85 356(80 783)	255 994(259 632)

注:括号内的值为理论计算值。

3.5 往复加载下的力学性能

往复加载下的自复位钢桁架梁的弯矩-转角曲线如图 9 所示,弯矩-内外管间缝隙宽度关系曲线见图 10,弯矩和钢绞线应力的关系曲线如图 11 所示。

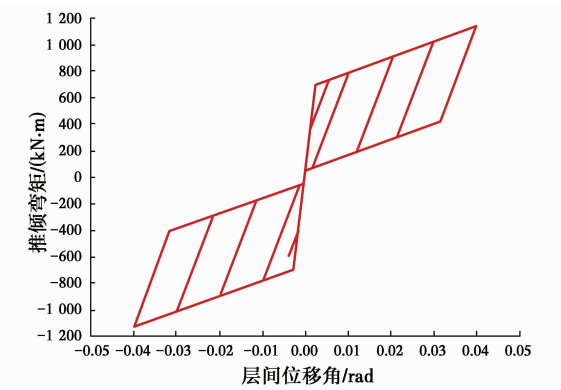


图 9 弯矩-转角曲线

Fig. 9 Moment-rotation curve

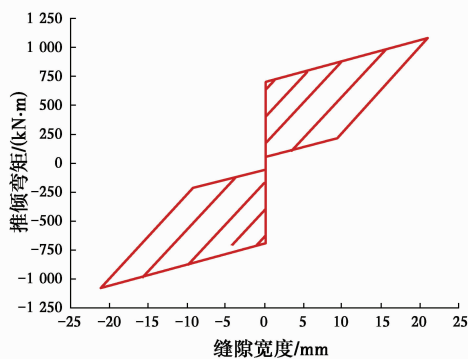


图 10 弯矩-缝隙宽度曲线

Fig. 10 Moment-gap width

自复位钢桁架梁加载到最大弹性层间位移角 1/250 时,残余层间位移角仅为 0.66×10^{-4} rad,可以忽略不计,几乎不存在残余变形。在每一循环的卸载后,缝隙都基本完全闭合,说明在卸载时钢绞线很好的起到了自复位的作用,使缝隙闭合。在往复加载的整个过程中,钢绞线都没有屈服,说明钢绞线在地震过程中不会有断裂的危险,能很好的保证结

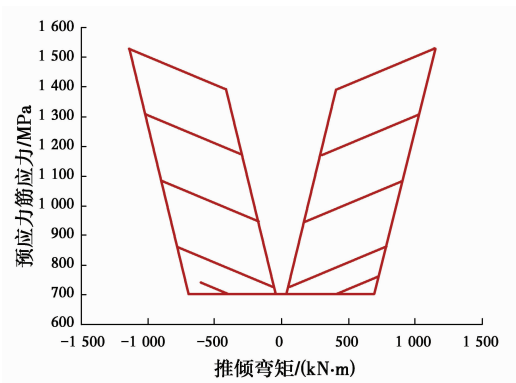


图 11 弯矩-钢绞线应力曲线图

Fig. 11 Moment-stress of PT strand

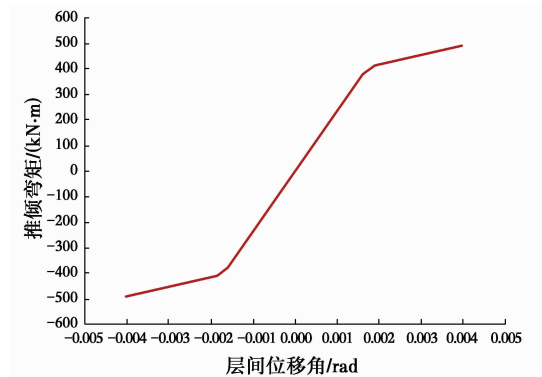


图 12 弯矩-转角曲线

Fig. 12 Moment-rotation curve

构的安全性。最大层间位移角达到规范限值,即 1/250 时的弯矩-转角曲线如图 12 所示,此时,只有防屈曲消能杆屈服,包括预应力钢绞线在内的自复位钢桁架梁各构件均保持弹性状态,能够满足规范要求。

4 结论

提出了一种新型自复位钢桁架梁,通过理论推导和有限元分析,得到了以下结论:

1)理论推导了自复位钢桁架梁端对应于其恢复力曲线关键特征点(缝隙出现、消能杆屈服等)处的刚度和临界弯矩值,并与有限元模拟结果进行了对比,验证了提出的该新型自复位钢桁架梁的非线性模拟方法的有效性。

2)通过往复加载下的分析结果,证明了自复位钢桁架梁具有良好的耗能消能和自复位功能,地震能量主要由防屈曲消能杆的塑性轴向变形耗散,能够达到预期的抗震性能。

参考文献:

[1] RICLES J M, SAUSE R, GARLOCK M M, et al. Post-tensioned seismic-resistant connections for steel

- frames[J]. *Journal of Structural Engineering*, 2001, 127(2): 113-121.
- [2] RICLES J M, SAUSE R, PENG S W, et al. Experimental evaluation of earthquake resistant post-tensioned steel connections[J]. *Journal of Structural Engineering*, 2002, 128(7): 850-859.
- [3] CHRISTOPOULOS C, FILIATRAULT A, UANG C M, et al. Post-tensioned energy dissipating connections for moment-resisting steel frames [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2002, 128(9): 1111-1120.
- [4] GARLOCK M E M. Design, analysis, and experimental behavior of seismic resistant post-tensioned steel moment resisting frames[D]. Lehigh: Lehigh University, 2003.
- [5] GARLOCK M M, RICLES J M, SAUSE R. Experimental studies of full-scale post-tensioned steel connections [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2005, 131(3): 438-448.
- [6] GARLOCK M M, SAUSE R, RICLES J M. Behavior and design of post-tensioned steel frame systems [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2007, 133(3): 389-399.
- [7] GARLOCK M E M, LI J. Steel self-centering moment frames with collector beam floor diaphragms [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2008, 64(5): 526-538.
- [8] RICLES J M, SAUSE R, LIN Y C, et al. Self-centering moment connections for damage-free seismic response of steel MRFs [C]//Structures Congress, 2010.
- [9] LIN Y C, RICLES J M, SAUSE R, et al. Earthquake simulations on a self-centering steel moment resisting frame with web friction devices [C]//14th World Conference on Earthquake Engineering. 2008.
- [10] ANGELOS S T, ATHANASIOS I D, THEODOER L K. EC8-based seismic design and assessment of self-centering post-tensioned steel frames with viscous dampers [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2015, 105: 60-73.
- [11] 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 Z H, PAN P, YE L P, 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. (in Chinese)
- [12] 宋良龙, 郭彤. 下翼缘摩擦式自定心钢框架梁柱节点抗震性能的数值模拟[J]. *防灾减灾工程学报*, 2011, 31(6): 648-653. SONG L L, GUO T. Numerical simulation of seismic performance for self-centering steel frame beam-column connection with bottom flange friction devices [J]. *Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering*, 2011, 31(6): 648-653. (in Chinese)
- [13] 郭彤, 宋良龙. 腹板摩擦式自定心预应力混凝土框架基于性能的抗震设计方法[J]. *建筑结构学报*, 2014, 35(2): 22-28. GUO T, SONG L L. Performance-based seismic design method of self-centering prestressed concrete frames with web friction devices [J]. *Engineering Structures*, 2014, 35(2): 22-28. (in Chinese)
- [14] SONG L L, GUO T, GU Y, et al. Experimental study of a self-centering prestressed concrete frame subassembly [J]. *Engineering Structures*, 2015, 88:176-188.
- [15] 蔡小宁, 孟少平, 孙巍巍. 自复位预制框架边节点组件受力性能试验研究[J]. *工程力学*, 2014, 31(3): 160-167. CAI X N, MENG S P, SUN W W. Experimental study on performance of components of the exterior self-centering post-tensioned precast connections [J]. *Engineering Mechanics*, 2014, 31(3): 160-167. (in Chinese)
- [16] 蔡小宁, 孟少平. 预应力自复位混凝土框架节点抗震性能数值模拟[J]. *工程力学*, 2016, 33(3):143-151. CAI X N, MENG S P. Numerical analysis for seismic behavior of self-centering post-tensioned column connections [J]. *Engineering Mechanics*, 2016, 33(3): 143-151. (in Chinese)
- [17] 张艳霞, 叶吉健, 杨凡, 等. 自复位钢框架结构抗震性能动力时程分析[J]. *土木工程学报*, 2015, 48(7): 30-40. ZHANG Y X, YE J J, YANG F, et al. Seismic behavior time-history analysis of integral steel self-centering moment resisting frame [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2015, 48(7): 30-40. (in Chinese)
- [18] 张爱林, 张艳霞, 赵微, 等. 可恢复功能的装配式预应力钢框架拟动力试验研究[J]. *振动与冲击*, 2016, 35(5):207-215. ZHANG A L, ZHANG Y X, ZHAO W, et al. Pseudo dynamic tests for a resilient prefabricated prestressed steel frame [J]. *Journal of Vibration and Shock*, 2016, 35(5):207-215. (in Chinese)
- [19] ZHANG A L, ZHANG Y X, LI R, et al. Cyclic behavior of a prefabricated self-centering beam-column connection with a bolted web friction device [J]. *Engineering Structures*, 2016(5):185-198.
- [20] 建筑抗震设计规范:GB 50011—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010. Code for seismic design of buildings: GB 50011-2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010. (in Chinese)
- [21] 黄诚. 一种自复位钢桁架梁非线性模拟分析[D]. 重庆: 重庆大学, 2015. HUANG C. Nonlinear simulation and analysis of self-centering steel truss beam [D]. Chongqing: Chongqing University, 2015. (in Chinese)