

# 具有复位功能的钢管混凝土桥墩抗震 及恢复性能研究

王占飞,张鑫,侯雯峪,于丰纶

(沈阳建筑大学交通工程学院,辽宁沈阳110168)

**摘要** 目的 探究具有自复位功能的钢管混凝土桥墩在不同基础连接形式、施加预应力大小等参数下的抗震和恢复性能。**方法** 在保持径厚比、长细比等设计参数不变的情况下,通过改变预应力大小及连接方式,建立14个具有不同程度自复位功能的钢管混凝土桥墩有限元模型,并在轴力与水平往复荷载下进行弹塑性分析,探究了桥墩的最大承载力、残余位移、延性等性能。**结果** 在预应力大小相同的情况下,铰连接及半刚性连接的自复位钢管混凝土桥墩具有比刚性连接桥墩更小的残余位移和更好的延性性能,可以恢复60%~80%的残余位移,延性性能是后者的1.5倍以上。在连接方式相同的条件下,随着预应力的增加,铰连接及半刚性连接的自复位钢管混凝土桥墩的最大承载力逐渐增大,耗能系数增加,恢复系数减小。**结论** 半刚性连接可以提高桥墩的最大承载力和延性性能,有效减小桥墩的残余位移,是一种性能优越的连接形式。

**关键词** 自复位功能;钢管混凝土桥墩;弹塑性分析;抗震性能

中图分类号 TU391

文献标志码 A

## Seismic and Recovery Performance of Concrete-filled Steel Tube Piers with Self-centering Function

WANG Zhanfei, ZHANG Xin, HOU Wenyu, YU Fenglun

(School of Transportation Engineering, Shenyang Jianzhu University, Shenyang, China, 110168)

**Abstract:** The purpose of this paper is to explore the seismic performance of concrete-filled steel tube piers with self-centering function under different foundation connection forms and applied prestressing parameters. While keeping the design parameters such as radius-thickness ratio and slenderness ratio unchanged, 14 finite element models of concrete-filled steel tube piers with self-centering function were established by changing the size of the prestress and the connection method. Elastoplastic analysis is carried out under axial force and horizontal reciprocating load, and

收稿日期:2021-05-31

基金项目:国家自然科学基金重点项目(51938009);辽宁省教育厅高校人才创新项目(LR2019056)

作者简介:王占飞(1976—),男,教授,博士,主要从事桥梁抗震及钢桥腐蚀疲劳方面研究。

the maximum bearing capacity, residual displacement, ductility and other properties of the bridge pier were explored. The results show that, under the condition of the same prestressing force, the self-centering concrete-filled steel tube piers with hinged connection and semi-rigid connection has better ductility and smaller residual displacement than that of rigid connection piers, recovering 60% ~ 80% of residual displacement and the ductility performance is more than 1.5 times that of the latter. Under the same connection conditions, with the increase of prestress, the maximum bearing capacity of the self-centering concrete-filled steel tube piers with hinged and semi-rigid connections gradually increases, the energy consumption coefficient increases, and the recovery coefficient decreases. Semi-rigid connection can improve the maximum bearing capacity and ductility of the bridge pier, and effectively reduce the residual displacement of the bridge pier. It is a connection form with superior performance.

**Key words:** self-centering; concrete-filled steel tube piers; elastoplastic analysis; seismic performance

传统的桥梁主要利用桥墩的延性变形耗散地震能量,以保证其在极端荷载下不倒塌。钢管混凝土桥墩便以其优越的延性和抗震性能,得到了广泛研究与应用。Y. Goto 等<sup>[1-4]</sup>对钢管混凝土桥墩进行了单墩和整桥振动台试验,验证了部分填充钢管混凝土桥墩优于空钢管桥墩的延性性能和耗能能力。王占飞等<sup>[5-7]</sup>对多个部分填充圆形钢管混凝土桥墩试件进行拟静力试验,研究试件长细比、径厚比等参数对桥墩性能的影响,并对全桥进行了有限元分析,验证了该类桥墩优越的抗震性能。虽然钢管混凝土桥墩的抗震性能出色,但是桥墩在震后通常存在较大的残余位移,严重影响桥梁的震后使用功能。随着韧性城市概念的提出,对桥梁的抗震性能提出了更高要求,消除桥梁在震后的永久性变形变得尤为重要。自从 A. Palermo 等<sup>[8-10]</sup>首先提出将无黏结预应力钢绞线与耗能钢筋结合使用于自复位桥墩以来,自复位桥墩便以其良好的抗震性能和震后不产生永久性变形的特点受到众多学者的关注。何铭华等<sup>[11-12]</sup>对自复位桥墩的墩柱节点稳定、侧移刚度等进行了理论研究并对自复位桥梁墩柱进行了拟静力试验研究。贾俊峰<sup>[13]</sup>、魏博<sup>[14]</sup>等对外置耗能装置的自复位预制桥墩开展拟静力往复加载试验研究。

传统的自复位桥墩通常由桥墩主体、耗

能组件和自复位组件组成。在地震作用下,通过弱化桥墩与基础连接,允许桥墩摆动从而避免桥墩主体损伤,通过耗能组件耗散地震能量<sup>[15-16]</sup>。震后桥墩通过自复位组件实现复位,减少桥墩变形。但是根据以往的研究,自复位桥墩主要通过耗能组件耗能,忽视了桥墩主体在地震作用下的耗能能力,存在耗能能力和承载能力较低的问题。

笔者提出与基础不同连接形式的自复位钢管混凝土桥墩,该桥墩兼具延性抗震体系和减隔震抗震体系的特点,弥补了自复位桥墩和钢管混凝土桥墩各自的不足。以钢管混凝土圆形独柱式 T 型高架桥桥墩为例,研究了桥墩在不同基础连接形式、施加预应力大小等参数下的抗震和恢复性能。

## 1 模型简介

桥墩承重主体由部分填充钢管混凝土构成,通过贯通上部混凝土和承台的钢筋耗散能量,采用无黏结预应力钢绞线实现自复位功能。为探究桥墩极限承载力、延性性能等抗震性能的影响因素,笔者对不同基础连接形式和施加的预应力大小的桥墩进行了建模,其中与基础的连接形式分为铰连接、半刚性连接和刚性连接 3 种。铰连接为墩身与基础采用硬性接触的形式,半刚性连接为使用弹簧螺栓将墩身与基础连接,刚性连接为使

用普通螺栓将墩身与基础连接。半刚性连接的刚度可以通过改变弹簧刚度进行调节。预应力钢绞线轴心布置,钢筋环状均匀布置在

混凝土与承台四周。桥墩连接、弹簧螺栓和预应力钢束及钢筋布置如图 1 所示。

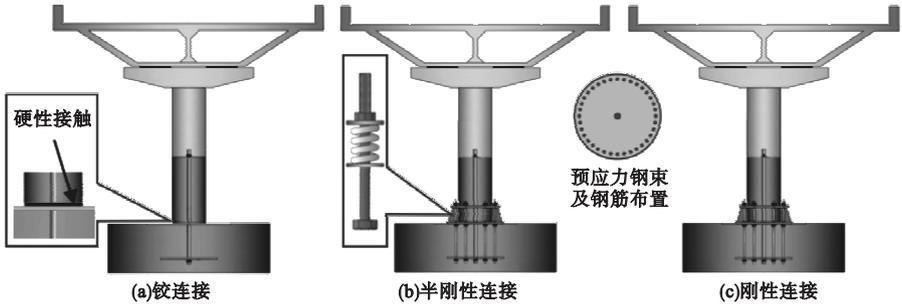


图 1 桥墩连接示意图

Fig. 1 Schematic diagram of bridge pier connection

桥墩模型高 10 m, 半径 1.1 m, 钢板厚 32 mm, 混凝土填充率为 40%, 长细比  $\lambda$  为 0.33, 径厚比  $R_t$  为 0.087, 理论屈服位移  $\delta_y$  为 40 mm。铰连接及半刚性连接桥墩在此基础上, 配加钢筋用来耗能, 配筋率为 1.19%。桥墩的屈服位移  $\delta_y$  和屈服水平承载力  $H_y$  为

$$\delta_y = \frac{H_y h^3}{3EI}. \quad (1)$$

$$H_y = \left( \sigma_y - \frac{G_{\text{sup}}}{A} \right) \frac{I}{Rh}. \quad (2)$$

式中:  $\sigma_y$  为钢材屈服强度;  $E$  为钢材弹性模量;  $R$  为钢管截面半径;  $A$  为钢管截面面积;  $h$  为桥墩墩高;  $I$  为钢管截面二次惯性矩;  $G_{\text{sup}}$  为传递到桥墩上的竖向荷载, 取 0.15 倍钢管柱屈服轴力。

自复位桥墩开口时水平承载力  $H_c$  和桥墩出现开口时墩顶水平位移  $\delta_c$  为

$$H_c = \frac{(G_{\text{sup}} + G_c + P_E)R}{h}. \quad (3)$$

$$\delta_c = \frac{H_c h^3}{3EI}. \quad (4)$$

式中:  $G_c$  为桥墩质量;  $P_E$  为预应力钢绞线初始张拉力。

为保证桥墩与基础承台的连接刚度, 根据参考文献[17]中计算式, 所需螺栓数量为

$$N_{\text{ul}} = \frac{M y_1}{m \sum y_i^2} - \frac{N}{n}. \quad (5)$$

$$N_{\text{vl}} = 0.9 n \mu (n P - 1.25 \sum N_{\text{vi}}). \quad (6)$$

式中:  $N_{\text{vi}}$  为螺栓所受拉力;  $y_i$  为螺栓到桥墩中性轴距离;  $N_{\text{vi}}$  为螺栓所受剪力;  $N$  为轴向力;  $P$  为剪力;  $M$  为弯矩;  $n$  为螺栓数量。

经计算需 96 颗 M42, 8.8 级螺栓, 因此半刚性连接和刚性连接均采用 96 颗螺栓。为方便描述预应力大小和半刚性连接桥墩的连接刚度, 定义预应力比为所施加预应力产生的混凝土应力与混凝土轴心抗压强度设计值的比值 ( $\alpha = \sigma_i / f_{\text{cd}}$ ), 定义刚度比为弹簧刚度与螺栓抗拉刚度的比值 ( $\beta = k / k_1$ ), 张拉控制应力比为预应力钢绞线初始张拉应力与钢绞线极限强度的比值 ( $\eta = f_s / f_{\text{pk}}$ )。

## 2 有限元模型

### 2.1 模型网格划分及加载制度

模型采用实体单元、壳单元、梁单元和桁架单元混合建模的方式, 钢管等分为两部分, 上部采用梁单元, 下部采用壳单元, 内填混凝土和承台采用实体单元, 预应力钢绞线和钢筋采用桁架单元。为缩短分析时间, 在不影响分析精度的情况下, 对墩底和混凝土填充分界处的钢管壁网格进行了加密划分, 长度为 0.2 倍桥墩高度。加载制度是在桥墩顶部施加一定轴力, 固定轴压比为 0.15, 然后施加往复递加的水平位移, 每级增加的位移为

一倍桥墩屈服位移  $\delta_y$ , 施加最大位移为  $5\delta_y$ 。图及网格划分如图 2 所示。模型编号及具体参数如表 1 所示。模型结构

表 1 模型参数

Table 1 Model parameter

模型编号	连接方式	$\alpha$	钢绞线面积/mm <sup>2</sup>	$\beta$	$\eta$	$H_y$ /kN	$\delta_y$ /mm	$H_c$ /kN	$\delta_c$ /mm
J-085-000	铰连接	0.085	5 130	—	0.75	3 117.6	39.8	1 945.1	24.8
J-171-000	铰连接	0.171	10 260	—	0.75	3 117.6	39.8	2 700.3	34.5
J-256-000	铰连接	0.256	14 820	—	0.75	3 117.6	39.8	3 455.5	44.1
B-085-001	半刚性连接	0.085	5 130	0.01	0.75	3 117.6	39.8	1 945.1	24.8
B-085-005	半刚性连接	0.085	5 130	0.05	0.75	3 117.6	39.8	1 945.1	24.8
B-085-010	半刚性连接	0.085	5 130	0.10	0.75	3 117.6	39.8	1 945.1	24.8
B-085-020	半刚性连接	0.085	5 130	0.20	0.75	3 117.6	39.8	1 945.1	24.8
B-128-005	半刚性连接	0.128	7 410	0.05	0.75	3 117.6	39.8	2 322.7	29.6
B-171-005	半刚性连接	0.171	10 260	0.05	0.75	3 117.6	39.8	2 700.3	34.5
B-213-005	半刚性连接	0.213	12 540	0.05	0.75	3 117.6	39.8	3 077.9	39.3
B-256-005	半刚性连接	0.256	14 820	0.05	0.75	3 117.6	39.8	3 455.5	44.1
B-298-005	半刚性连接	0.298	17 670	0.05	0.75	3 117.6	39.8	3 833.1	48.9
j-085-000	铰连接	0.085	7 410	—	0.50	3 117.6	39.8	1 945.1	24.8
G-085-000	刚性连接	0.085	5 130	—	0.75	3 117.6	39.8	—	—

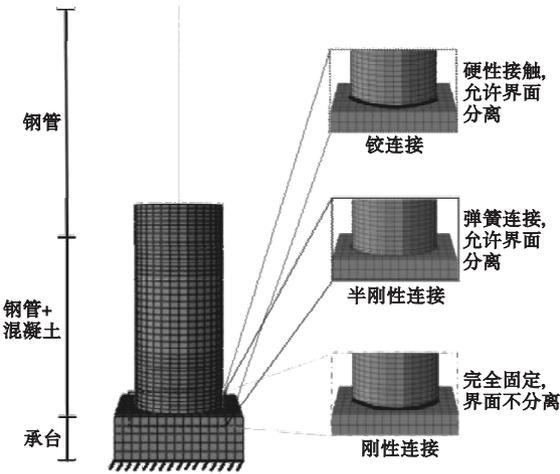


图 2 模型结构及网格划分

Fig. 2 Model structure and meshing

## 2.2 接触设置及相互作用

模型的主要接触由钢管内壁与混凝土的接触、混凝土底部与承台的接触和钢管底部与承台的接触组成。三者均采用了 Contact 设置, 法向采用硬接触, 切向采用摩擦接触, 摩擦系数取 0.4。对预应力钢绞线与相应位置的混凝土节点采用 Coupling 连接并释放

沿墩高方向的约束, 用以模拟无黏结预应力, 通过降温法施加预应力。钢筋采用内置约束, 环形均匀布置在混凝土和承台中。铰连接桥墩钢管底部与承台之间硬性接触, 半刚性连接桥墩采用弹簧单元连接钢管底部与承台, 用以模拟弹簧螺栓的连接, 刚性桥墩钢管底部与承台完全固定。

## 2.3 模型本构关系设置

模型的钢材本构选用双折线应力-应变本构, 考虑包辛格效应。钢材的屈服强度、弹性模量及泊松比分别为 315 MPa、206 GPa 和 0.3, 屈服后模量为初期模量的 1/100。混凝土采用混凝土塑性损伤模型(CDP), 混凝土标号为 C50, 模型膨胀角和偏心率分别为  $30^\circ$  和 0.1,  $f_{b0}/f_{c0} = 1.16$ ,  $\kappa = 0.6667$ , 黏性参数为 0.0005, 混凝土损伤参考《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010) 的损伤因子  $dc$  进行判别。钢绞线的极限强度、弹性模量、泊松比及膨胀系数分别为 1 860 MPa、195 GPa、0.3 和  $1.2 \times 10^{-5}$ 。

## 2.4 验证模型有效性

为验证模型的有效性和建模方法合理性,笔者对参考文献[18]中轴心预应力节段预制拼装钢管混凝土桥墩进行了数值模拟。文献中桥墩高2 000 mm,半径150 mm,内填素混凝土,混凝土标号为C40,钢管采用Q235钢材,壁厚12 mm,预应力钢束总张拉

力350 kN。模拟采用了壳单元和实体单元混合建模的方式,模拟结果的滞回曲线和开口状态对比如图3所示。试验桥墩底部与底座开口,桥墩本身没有损伤,并且模拟结果的初期刚度、极限承载力和耗能能力与文献试验结果吻合较好,验证了有限元模型的有效性。

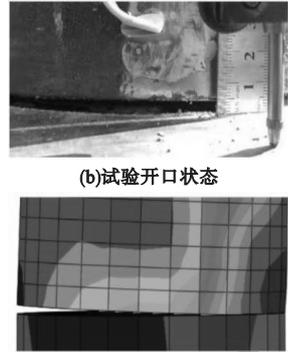
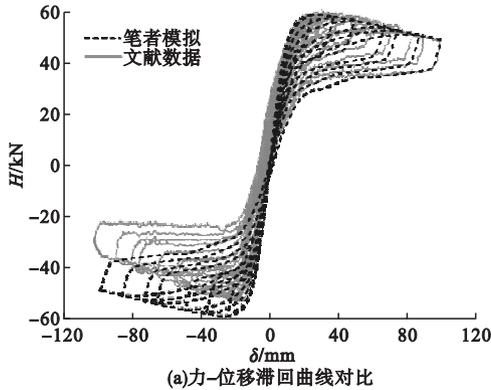


图3 模拟结果与文献试验对比

Fig. 3 Comparison of simulation results with literature tests

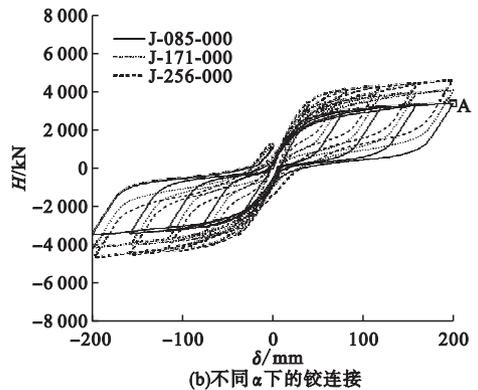
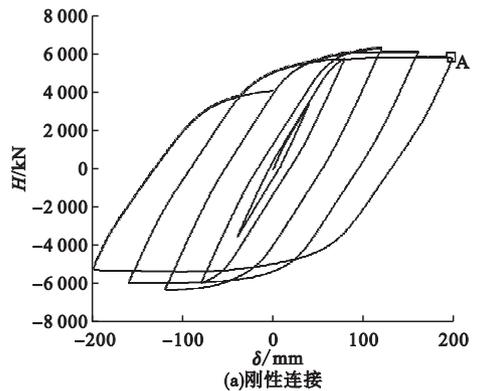
## 3 有限元结果分析

### 3.1 滞回曲线与桥墩性能影响因素分析

14个有限元模型分析得到的水平承载力-水平位移滞回曲线结果如图4所示。加载初期,无论何种连接方式的自复位桥墩的初期刚度都大致相同。随着加载位移的增大,铰连接和半刚性连接自复位桥墩的水平承载力达到桥墩的开口荷载,自复位桥墩与底部出现开口,钢筋开始工作,桥墩承载力增长变缓。加载位移继续增大,直至预应力钢绞线达到极限强度,铰连接和半刚性连接自复位桥墩破坏。刚性连接的桥墩在钢绞线达到极限强度后,桥墩仍能继续承载,直至桥墩出现局部屈曲,桥墩破坏。

从图4(b)(c)可知,不论是铰连接还是半刚性连接的自复位桥墩,随着施加预应力的增加,桥墩的开口荷载逐渐增大,桥墩的水平承载力也逐渐增大。并且因为预应力的增大是通过增加预应力钢绞线数量来实现的,自复位桥墩的破坏是由于钢绞线达到极限强

度,所以在合理范围内,预应力比 $\alpha$ 的增加既可以提高桥墩的水平承载力又可以提高桥墩的延性,同时,桥墩的残余位移也会增大。



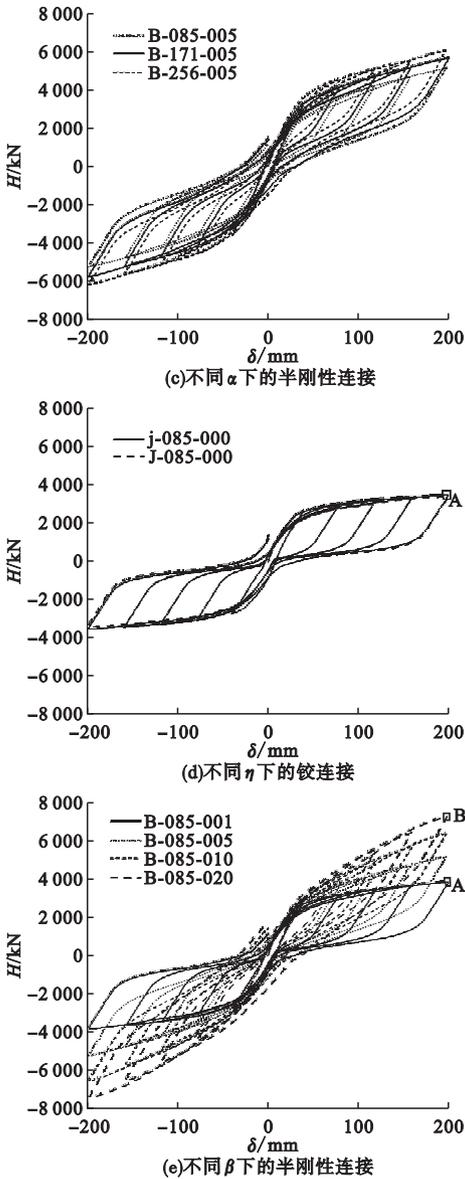


图4 水平承载力与水平位移滞回曲线

Fig. 4 Horizontal bearing capacity and displacement hysteresis curve

从图4(a)(b)(c)可知,在相同预应力比下,铰连接及半刚性连接的自复位钢管混凝土桥墩具有比刚性连接桥墩更小的残余位移和更好的延性性能,可以恢复60%~80%的残余位移,延性性能是后者的1.5倍以上。采用半刚性连接的桥墩因为弹簧螺栓的连接,使桥墩的外钢管壁与钢筋可以协同工作,减轻钢筋与预应力钢绞线的压力,使桥墩各组件协同发挥作用,提高了桥墩的水平承载

力,桥墩的残余位移也相应增大。采用铰连接的桥墩,水平承载力最低,残余位移最小。采用刚性连接的桥墩水平承载力大,残余位移最大。

由图4(e)可知,在相同预应力比下,弹簧螺栓的刚度比代表了桥墩钢管壁参与受力的工作程度,刚度比越大,桥墩钢管壁参与受力越多,桥墩承载力与延性也越大。在刚度比 $\beta$ 小于0.2时,残余位移增长幅度小, $\beta$ 超过0.2时,残余位移显著增大。

### 3.2 桥墩应力云纹图

刚性连接钢管混凝土桥墩达到加载的最大位移 $5\delta_y$ 时钢管和混凝土应力云纹图如图5所示,对应图4(a)中A点,桥墩根部钢管达到屈服强度并发生屈曲,桥墩丧失承载能力,此时内部混凝土整体以受压为主。

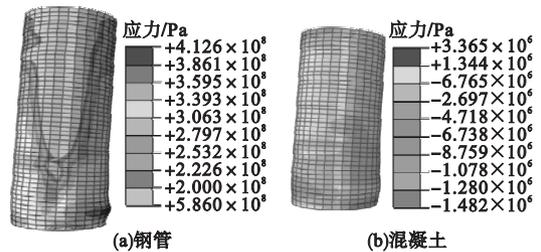


图5 G-085-000 应力云纹图

Fig. 5 Stress moire diagram of G-085-000

J-085-000 达到施加的最大位移 $5\delta_y$ 时桥墩应力云纹图及开口状态如图6所示,对应图4(b)中A点。该类桥墩的破坏形式为预应力钢绞线达到极限强度。此时钢管壁应力已经达到屈服强度,但未发生屈曲,内填混凝土由于钢筋的作用分为受拉区与受压区两部分,钢绞线达到极限强度,耗能钢筋也达到局部屈服。j-085-000 达到施加的最大位移 $5\delta_y$ 时桥墩应力云纹图及开口状态如图7所示,对应图4(d)中A点。该桥墩的水平承载力与位移滞回曲线与J-085-000基本重合,钢管、混凝土和钢筋应力相差无几,但是j-085-000的预应力钢绞线应力处于较低水平,从而保证桥墩的安全性及可恢复性。

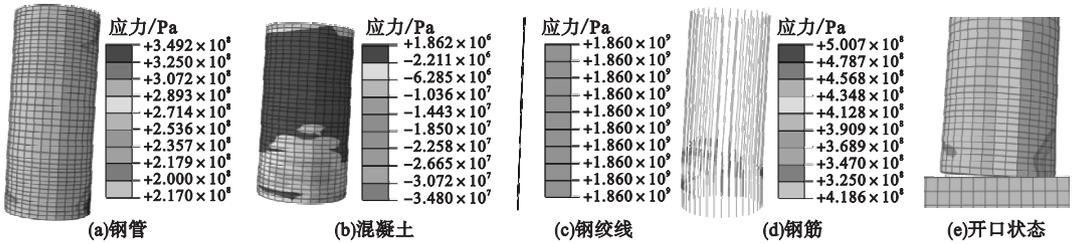


图 6 J-085-000 应力云纹图

Fig. 6 Stress moire diagram of J-085-000

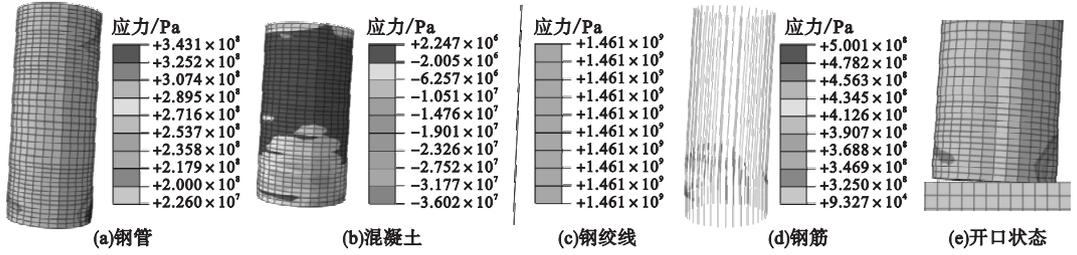


图 7 j-085-000 应力云纹图

Fig. 7 Stress moire diagram of j-085-000

B-085-005 达到施加的最大位移  $5\delta_y$  时桥墩应力云纹图及开口状态如图 8 所示, 对应图 4(e) 中 A 点, 该类桥墩的最终破坏形式为预应力钢绞线达到极限强度, 此时钢管壁已经达到屈服强度进入强化阶段, 但未发生屈曲。同时由于弹簧螺栓的连接, 钢管壁应力高于铰连接的桥墩, 钢筋、预应力钢绞线和内填混凝土的应力水平均略低于铰连接的

桥墩。B-085-020 达到水平位移  $5\delta_y$  时桥墩应力云纹图及开口状态如图 9 所示, 对应图 4(e) 中 B 点, 该类桥墩的最终破坏形式为预应力钢绞线达到极限强度。与 B-085-005 的桥墩相比, 由于弹簧螺栓的刚度增大, B-085-020 桥墩的钢管壁参与受力的程度增加, 钢管的平均应力明显高于 B-085-005 桥墩的钢管应力, 钢筋受力也更加均匀。

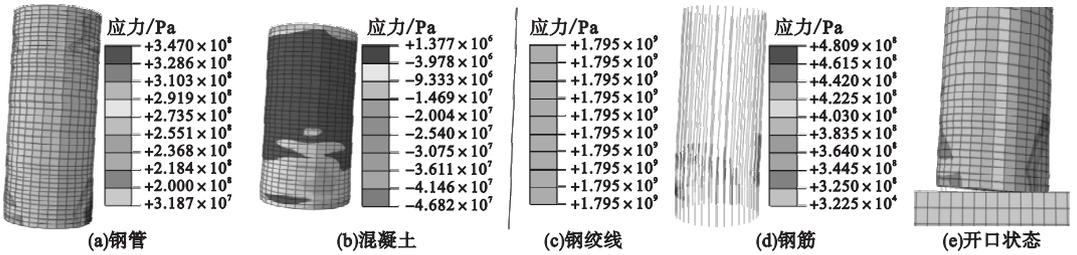


图 8 B-085-005 应力云纹图

Fig. 8 Stress moire diagram of B-085-005

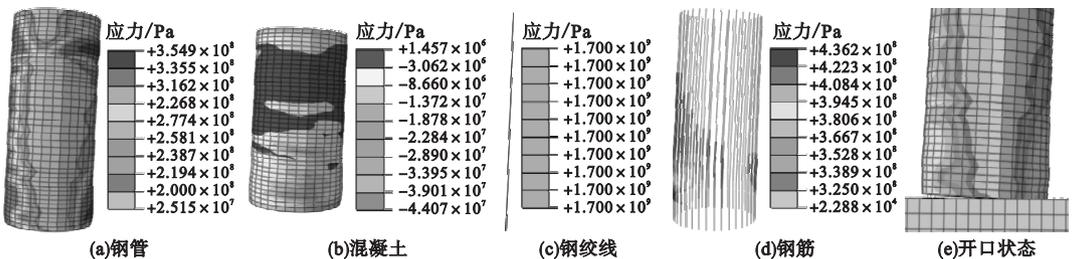


图 9 B-085-020 应力云纹图

Fig. 9 Stress moire diagram of B-085-020

### 3.3 耗能能力和自复位能力评价

为了更好地评价自复位桥墩的耗能能力与自复位能力,引入两个无量纲系数,耗能系数 $\lambda_E$ 和恢复系数 $\lambda_H$ 。耗能系数 $\lambda_E$ 为桥墩耗散能量( $J$ )与刚性连接桥墩耗散能量( $J_G$ )的比值,恢复系数 $\lambda_H$ 为桥墩残余位移( $\delta_r$ )和刚性连接桥墩残余位移( $\delta_G$ )的差值与刚性连接桥墩残余位移的比值,即 $\lambda_E = J/J_G$ , $\lambda_H = (\delta_G - \delta_r)/\delta_G$ 。在 $\beta = 0.05$ 时,耗能系数和恢复系数与预应力比的关系如图10所示。耗能系数和恢复系数与预应力比大致呈线性相关,随着预应力比的增加,耗能系数逐渐增加,恢复系数逐渐减小。

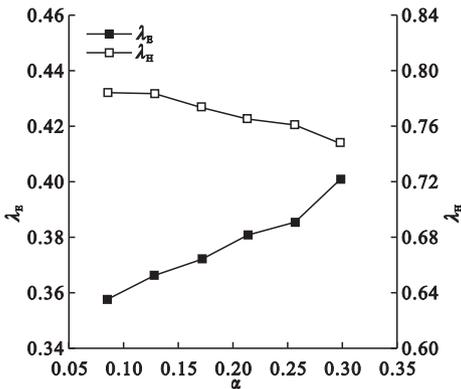


图10 耗能系数和恢复系数-预应力比的关系

Fig. 10 The relationship between the energy consumption coefficient and recovery coefficient with prestress ratio

当 $\alpha = 0.1$ 时,耗能系数和恢复系数与刚度比的关系如图11所示。随着刚度比的增加,自复位桥墩的耗能系数先降后增,且刚度比超过0.1后,耗能系数增长明显。自复位桥墩的恢复系数随着刚度比的增加而减小,刚度比超过0.1后,恢复系数降幅较大,表明自复位桥墩在减小残余位移的同时,势必会减小其耗能能力。因此,在进行自复位桥墩设计时,在确定刚度比以后,可通过提高钢筋配筋率和预应力钢绞线数量来增加桥墩的耗能能力,以期实现桥墩自复位能力与耗能能力的平衡。

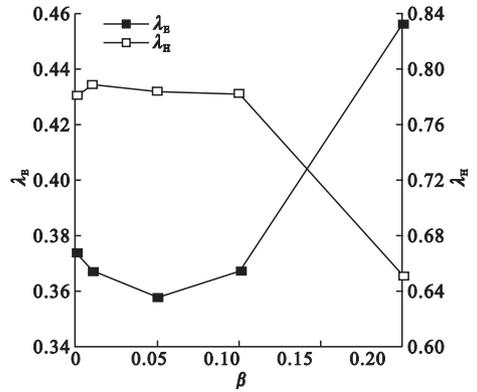


图11 耗能系数和恢复系数-刚度比的关系

Fig. 11 The relationship between the energy consumption coefficient and recovery coefficient with stiffness ratio

## 4 结论

(1) 刚性连接钢管混凝土桥墩的破坏模式为桥墩底部钢管壁发生屈曲,铰连接和半刚性连接钢管混凝土桥墩的破坏模式为预应力钢绞线达到极限强度。

(2) 相比于刚性连接的桥墩,无论是铰连接还是半刚性连接,预应力比的增加都会提高桥墩的水平承载力和延性。半刚性连接由于可以使桥墩钢管壁参与耗能,使得半刚性连接桥墩的水平承载力和延性能均优于铰连接的桥墩。

(3) 半刚性连接的自复位桥墩的自复位能力均优于刚性连接的桥墩,可以大幅减少残余位移,有效提高桥墩的延性性能。

(4) 适当的增加半刚性连接的刚度比,可以提高桥墩的水平承载力和延性性能,但刚度比 $\beta$ 超过一定范围后,桥墩的残余位移将显著增大,可恢复性变差。适当地降低预应力钢束的张拉控制应力比,在混凝土和耗能钢筋达到极限强度而破坏前,可以确保预应力钢束在安全范围内,提高桥墩的安全性。

## 参考文献

- [1] GOTO Y, ASCE M, KUMAR G P, et al. Nonlinear finite-element analysis for hysteretic behavior of thin-walled circular steel columns

- with in-filled concrete [J]. Journal of structural engineering, 2010, 136: 1413 - 1422.
- [2] GOTO Y, KUMAR G P, SEKI K. Finite element analysis for hysteretic behavior of thin-walled cft columns with large cross sections [J]. Procedia engineering, 2011, 14: 2021 - 2030.
- [3] GOTO Y, EBISAWA T, LU X. Local buckling restraining behavior of thin-walled circular cft columns under seismic loads [J]. Journal of structural engineering, 2014, 140 ( 5 ): 04013105 - 1 - 04013105 - 14.
- [4] GOTO Y, EBISAWA T, OBATA M, et al. Ultimate behavior of steel and cft piers in two-span continuous elevated-girder bridge models tested by shake-table excitations [J]. Journal of bridge engineering, 2017, 22 ( 5 ): 04017001 - 1 - 04017001 - 14.
- [5] 王占飞, 张霞, 李桐昌. 基于延性性能圆形钢桥墩内填混凝土补强填充高度的简易计算方法[J]. 沈阳建筑大学学报(自然科学版), 2016, 32(5): 827 - 837.  
(WANG Zhanfei, ZHANG Xia, LI Guochang. A simple method to calculate the concrete-filled height of steel tubular bridge piers with concrete-filled based on the ductility performance [J]. Journal of Shenyang jianzhu university ( natural science ), 2016, 32 ( 5 ): 827 - 837. )
- [6] 王占飞, 梁永强, 邱国强, 等. 偏心受压部分填充混凝土圆形钢桥墩横桥方向作用下拟静力试验[J]. 沈阳建筑大学学报(自然科学版), 2017, 33(5): 792 - 803.  
(WANG Zhanfei, LIANG Yongqiang, QIU Guoqiang, et al. Experimental study on the mechanical performance of partial concrete-filled steel tubular bridge pier under the vertical eccentric and horizontal cyclic loading in bridge transverse direction [J]. Journal of Shenyang jianzhu university ( natural science ), 2017, 33(5): 792 - 803. )
- [7] WANG Z F, REN H, SHEN Q H, et al. Seismic performance evaluation of a steel tubular bridge pier in a five-span continuous girder bridge system [J]. Structures, 2021, 31: 909 - 920.
- [8] PALERMO A, PAMPANIN S, CALVI G M. Concept and development of hybrid solutions for seismic resistant bridge systems [J]. Journal of earthquake engineering, 2005, 9(6): 899 - 921.
- [9] PALERMO A, PAMPANIN S, MARRIOTT D. Design, modeling, and experimental response of seismic resistant bridge piers with posttensioned dissipating connections [J]. Journal of structural engineering, 2007, 133 ( 11 ): 1648 - 1661.
- [10] PALERMO A, PAMPANIN S. Enhanced seismic performance of hybrid bridge systems; comparison with traditional monolithic solutions [J]. Journal of earthquake engineering, 2008, 12(8): 1267 - 1295.
- [11] 何铭华, 辛克贵, 郭佳. 新型自复位桥梁墩柱节点的局部稳定性研究[J]. 工程力学, 2012, 29(4): 122 - 127.  
(HE Minghua. XIN Kegui, GUO Jia. Local stability study of new bridge piers with self-centering joints [J]. Engineering mechanics. 2012, 29(4): 122 - 127. )
- [12] 何铭华, 辛克贵, 郭佳, 等. 自复位桥墩的内禀侧移刚度和滞回机理研究[J]. 中国铁道科学, 2012, 33(5): 22 - 28.  
(HE Minghua. XIN Kegui, GUO Jia, et al. Research on the intrinsic lateral stiffness and hysteretic mechanics of self-centering pier [J]. China railway science, 2012, 33(5): 22 - 28. )
- [13] 贾俊峰, 魏博, 欧进萍, 等. 外置可更换耗能器的预制拼装自复位桥墩抗震性能试验研究[J]. 振动与冲击, 2021, 40(5): 154 - 162.  
(JIA Junfeng, WEI Bo, OU Jinping, et al. Test for seismic performance of prefabricated self-centering bridge piers with external replaceable energy dissipator [J]. Journal of vibration and shock, 2021, 40(5): 154 - 162. )
- [14] 魏博, 贾俊峰, 欧进萍, 等. 外置耗能器对自复位预制 RC 桥墩抗震性能的影响研究[J]. 中国公路报, 2021, 34(2): 220 - 229.  
(WEI Bo, JIA Junfeng, OU Jinping, et al. Study on the effect of exterior dampers on the seismic performance of self-centering precast bridge columns [J]. China journal of highway and transport, 2021, 34(2): 220 - 229. )
- [15] 杜修力, 周雨龙, 韩强, 等. 摇摆桥墩的研究综述[J]. 地震工程与工程振动, 2018, 38(5): 1 - 11.  
(DU Xiuli, ZHOU Yulong, HAN Qiang, et al. State-of-the-art on rocking piers [J]. Earthquake engineering and engineering vibration, 2018, 38(5): 1 - 11. )
- [16] 韩强, 贾振雷, 周雨龙, 等. 震后可恢复功能桥梁结构之摇摆桥梁研究综述[J]. 中国公路学报, 2021, 34(2): 118 - 133.  
(HAN Qiang, JIA Zhenlei, ZHOU Yulong, et al. Review of seismic resilient bridge structures: rocking bridges [J]. China journal of highway and transport, 2021, 34 ( 2 ): 118 - 133. )
- [17] 吉伯海, 傅中秋. 钢桥[M]. 北京: 人民交通出版社, 2016.  
(JI Bohai, FU Zhongqiu. Steel bridge [M]. Beijing: People's Communications Press. 2016. )
- [18] 张强. 节段预制拼装钢管混凝土桥墩抗震性能研究[D]. 北京: 北京工业大学, 2016.  
(ZHANG Qiang. Research on seismic performance of precast segmental concrete filled steel tube column [D] Beijing: Beijing University of Technology, 2016. )

(责任编辑:徐玉梅 英文审校:唐玉兰)