

doi:10.11835/j.issn.1000-582X.2020.063

## 附加可更换阻尼器装配式桥墩的抗震性能

张晶<sup>1</sup>, 申彦利<sup>1,2</sup>

(1.河北工程大学 土木工程学院,河北 邯郸 056038;2.河北省装配式结构工程技术  
研究中心,河北 邯郸 056000)

**摘要:**为减轻灌浆套筒装配式桥墩的地震损伤,尽快恢复震后桥墩使用功能,在常规灌浆套筒装配式桥墩的基础上,提出一种在桥墩墩底连接处设置可更换阻尼器的改进方案。采用数值模拟方法对常规灌浆套筒装配式桥墩和附加阻尼器灌浆套筒装配式桥墩进行对比分析,研究附加可更换阻尼器装配式桥墩的抗震性能。结果表明,灌浆套筒装配式桥墩安装可更换阻尼器后,水平承载力提高了 10%,累积耗能提高了 27%,桥墩墩底连接处的损伤减轻,其中最大残余位移减少了 19%,桥墩抗震性能提高,对桥梁韧性抗震研究具有一定参考意义。

**关键词:**可更换阻尼器;灌浆套筒;装配式桥墩;抗震性能;有限元分析

中图分类号:U448.213

文献标志码:A

文章编号:1000-582X(2023)02-098-009

## Seismic performance of prefabricated pier with replaceable damper

ZHANG Jing<sup>1</sup>, SHEN Yanli<sup>1,2</sup>

(1. College of Civil Engineering, Hebei University of Engineering, Handan, Hebei 056038, P. R. China;  
2. Hebei Provincial Research Center of Assembly Structural Engineering Technology,  
Handan 056000, Hebei, P. R. China)

**Abstract:** In order to reduce the plastic seismic damage of prefabricated pier with grouting sleeve and resume the function of the pier in a timely manner, the concept of the prefabricated pier with grouting sleeve and replaceable damper was proposed. A conventional prefabricated pier with grouting sleeve and a pier with grouting sleeve and replaceable damper were analyzed using numerical modeling method. Two models were established to compare the seismic performance between the conventional pier and the bridge pier with replaceable damper. The result shows that the horizontal bearing capacity and cumulative energy dissipation of the prefabricated pier with replaceable damper are 10% and 27% higher than conventional bridge pier, respectively. The maximum residual displacement of the prefabricated pier with replaceable damper decreases by 19%. The damper can effectively control the structural dynamic responses, reducing the prefabricated pier damage.

**Keywords:** the replaceable damper; grouting sleeve; prefabricated pier; seismic performance; finite element analysis

收稿日期:2020-01-12 网络出版日期:2021-12-16

基金项目:国家自然科学基金资助项目(51378169);河北省高等学校科学技术研究重点项(ZD2016147)。

Supported by the National Natural Science Foundation of China (51378169) and Project of Scientific Research Program of Colleges and Universities in Hebei Province (ZD 2016147).

作者简介:张晶(1994—),女,硕士研究生,主要从事结构抗震研究,(E-mail)zhangjing3599@163.com。

通信作者:申彦利,男,博士后,教授,(E-mail)shenyanli@hebeu.edu.cn。

桥梁是社会交通运行的重要基础设施,装配式桥梁施工技术可以有效减小桥梁施工对周边环境的影响,实现快速、绿色和工业化建造的理念<sup>[1]</sup>。装配式桥梁中构件的连接,尤其是墩底与承台之间的连接,直接影响桥梁结构的安全性,是当前装配式桥梁研究的热点。

Yee A 等<sup>[2-3]</sup>首次提出了灌浆套筒连接方法,研发了NMB连接套筒;Kim 等<sup>[4]</sup>验证了由灌浆套筒连接的结构抗震性能符合规范要求;Tazarv 等<sup>[5]</sup>通过拟静力试验验证了采用超高性能混凝土作为灌浆料的桥墩具有良好的使用性能,给出了连接钢筋锚固长度的计算公式;Eliya Hellin 等<sup>[6]</sup>设计制作了一种内部带有螺纹且无缝的新型灌浆套筒,可有效避免预制误差;Pantelides 等<sup>[7]</sup>研究发现桥墩的套筒预埋在承台上相对于其他预埋位置具有更好的抗震效果;葛继平等<sup>[8]</sup>通过拟静力试验验证了附加无粘结预应力筋的灌浆套筒桥墩具有良好的自复位性能。学者对灌浆套筒技术的研究主要集中在灌浆套筒连接的力学性能,对于近年来引入到工程领域中的“韧性”<sup>[9]</sup>抗震研究较少,因此,对灌浆套筒桥墩震后损坏修复困难、修复周期长,无法满足桥梁“韧性抗震”设计等问题开展研究尤为重要。

文中针对灌浆套筒桥墩连接处在地震作用下易损坏、震后修复周期长等问题,提出一种在桥墩灌浆套筒连接处设置可更换阻尼器的改进方案,通过对文献<sup>[8]</sup>中的试验桥墩进行有限元数值模拟,验证数值模型及分析方法的有效性,并基于该模型,对水平地震作用下常规灌浆套筒桥墩和附加阻尼器灌浆套筒桥墩的滞回曲线、骨架曲线、耗能指标、残余位移等性能指标进行对比,分析附加可更换阻尼器桥墩的抗震性能。

## 1 附加可更换阻尼器桥墩构造

由于常规灌浆套筒桥墩主要通过自身的滞回变形耗散地震能量,导致桥墩震后损伤严重,难以修复。为了减轻桥梁震后损伤,缩短桥墩修复周期,提出一种在桥墩灌浆套筒连接处设置可更换阻尼器的被动减震控制方案,结构被动控制是一种在结构的薄弱部位为其提供附加阻尼,从而减轻或抑制结构地震反应的有效技术。图1为文中所提出的附加阻尼器桥墩构造示意图,可更换阻尼器安装在桥墩底部,一端连接在预制立柱上,另一端连接在承台上,两端的连接均由高强螺栓将其与桥墩预埋件相连,易于装卸。

图2为可更换阻尼器构造图,可更换阻尼器由橡胶材料和Q235钢板组成,其截面尺寸分别为 $300\text{ mm}\times 200\text{ mm}\times 7\text{ mm}$ , $300\text{ mm}\times 350\text{ mm}\times 16\text{ mm}$ 。阻尼器的两端为单向铰连接,当地震动纵向作用时,阻尼器只受到轴向拉力,黏弹性层发生纯剪切变形而耗能;当地震动横向作用时,阻尼器和桥墩同时发生变形,黏弹性层受到平动和扭转变形而耗能,从而使阻尼器实现双向耗能<sup>[10]</sup>。

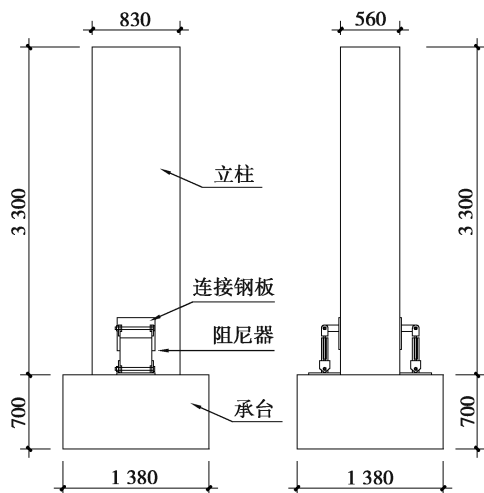


图1 黏弹性阻尼器安装方案

Fig. 1 Installation scheme of the viscoelastic damper

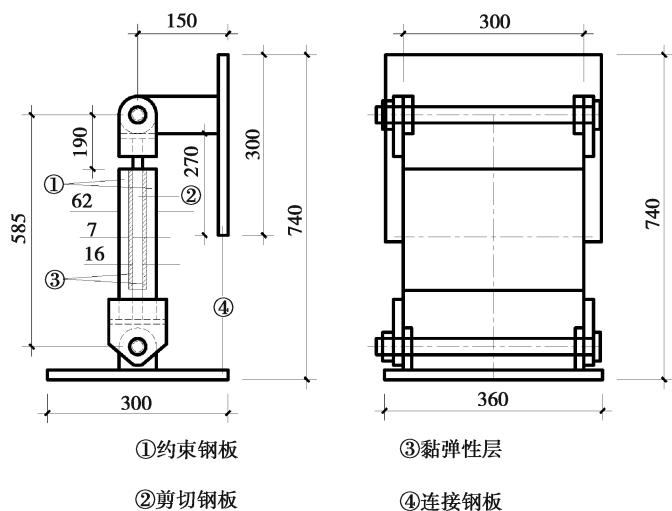


图2 黏弹性阻尼器构造图

Fig. 2 Configuration of the viscoelastic damper

## 2 桥墩数值试验研究方案

### 2.1 模型参数

文中所建桥墩模型参考文献[11]中某在建地铁高架桥立柱,立柱结构尺寸设计如图 1 所示,立柱配筋设计如图 3 所示。模型中所用材料属性与参考桥墩一致,主要设计参数如表 1 和表 2 所示。桥墩模型中灌浆套筒选用钢套筒,为了保证灌浆套筒内部钢筋连接稳定,灌浆料需选用 C80 高强混凝土。参考桥墩模型设置了无黏结预应力筋,建模时通过降温法对无黏结预应力筋施加初始预应力,计算可知,降温 190.3 °C 能够达到初始应力 447 MPa 的要求。

表 1 桥墩主要设计参数

Table 1 Main design parameters of prefabricated pier

| 部件名称 | 部件尺寸/mm         | 钢筋规格      | 钢筋数量  | 混凝土强度 |
|------|-----------------|-----------|-------|-------|
| 立柱尺寸 | 830×560×3 300   | 纵筋 HRB400 | 20Φ20 | C60   |
|      |                 | 箍筋 HRB400 | 37Φ 8 |       |
| 承台尺寸 | 1 380×1 380×700 | 纵筋 HRB400 | 34Φ20 | C60   |
|      |                 | 箍筋 HRB400 | 13Φ10 |       |
| 预应力筋 | 4 000           | HRB400    | 4     | —     |

表 2 预应力筋主要设计参数

Table 2 Main design parameters of prestressing tendons

| 预应力筋种类     | 根数/根 | 合力/kN | 单根张拉力/kN | 应力/MPa | $\gamma$ / % |
|------------|------|-------|----------|--------|--------------|
| 精轧螺纹钢 JL25 | 4    | 877   | 219      | 447    | 58           |

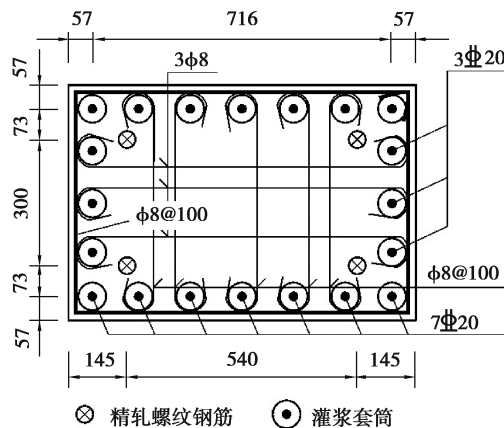


图 3 立柱截面的配筋(单位:mm)

Fig. 3 Reinforcement of column section (unit: mm)

### 2.2 单元类型和材料本构

模型中各部件均采用三维实体单元建模,其中,桥墩、承台、灌浆料等混凝土构件,以及阻尼器中的剪切钢板和连接钢板等钢构件均选用八节点六面体线性减缩积分单元(C3D8R)模拟;纵筋、预应力筋和箍筋均选用线单元中的桁架单元(T3D2)模拟;阻尼器中的黏弹性层则需选用八节点六面体减缩杂交单元(C3D8RH)模拟。

钢材本构关系的选择需考虑其包辛格效应,故选用双线性 Kinematic 模型模拟;混凝土材料的本构关系不能直接使用《混凝土结构设计规范》(GB 50010—010)<sup>[12]</sup>中所给出的应力、应变参数,需要引入损伤因子  $d$ <sup>[13]</sup> 将其转换成与 ABAQUS 损伤塑性模型中对应统一的本构关系,才能保证软件迭代计算收敛。混凝土材料选用损伤塑性模型(CDP)<sup>[14-15]</sup> 不仅能有效反映混凝土拉、压强度差异,还能在后处理中展现出由于损伤

引起的混凝土裂缝闭合产生的刚度恢复和非弹性开裂等行为;可更换阻尼器中的黏弹性层采用 Polynomial 模型模拟,多项式中各参数取值如表 3 所示,其剪切模量与弹性模量的关系为  $G_r = E_r / 3 = 2(C_{01} + C_{10})$ ,且  $C_{01} / C_{10} = 0.05$ ,橡胶材料的泊松比为 0.499 7<sup>[16]</sup>。

表 3 Polynomial 本构模型参数  
Table 3 Constitutive parameters of polynomial model

| $C_{10}$    | $C_{01}$    | $C_{20}$    | $C_{11}$    | $C_{02}$               |
|-------------|-------------|-------------|-------------|------------------------|
| 0.238 095 2 | 0.011 904 7 | 0.004 100 1 | 0.001 009 2 | $2.807 \times 10^{-5}$ |

### 2.3 接触定义与网格划分

有限元建模时,模型各部分之间的接触定义与网格划分的选取,是影响模型结果收敛性和精度的重要因素,根据部件之间实际接触情况和接触材料的不同进行合理的选择。地震作用下桥墩底部与承台之间会产生滑移现象,所以选用面面接触,法向定义为“硬接触”,切向方向采用 Frictionless,摩擦系数设为 0.5;可更换阻尼器中剪切钢板与黏弹性层、上下连接钢板之间滑移较小可忽略,所以选用 Tie 接触,接触面中主从表面(master surfaces、slave surfaces)的选择要根据接触面材料的刚度确定,一般选择材料刚度与结构刚度大的面作为主面。模型中阻尼器两端为单向铰连接,连接部件之间接触复杂,按实际构造建模会导致计算结果不收敛,所以建模时将单向铰连接简化为钢板连接。经过简化后的阻尼器在地震纵向作用时,黏弹性层发生弯剪变形,比实际发生纯剪切变形的结果更安全可靠。

文中采用结构化网格将模型各部分划分为六面体单元(Hex 单元),由于模型部件采用的均是线性减缩积分单元,所以网格尺寸划分应相对较细,从而克服沙漏现象,遵循从属表面网格比主控表面网格更密的准则来选择模型各部分的网格尺寸。

### 2.4 边界条件与加载制度

桥墩模型承台底部的边界条件选用固接,限制承台  $x$ 、 $y$ 、 $z$  方向的位移以及  $x$ 、 $y$ 、 $z$  方向的自由度。参考桥墩设计方案建模时,需考虑桥墩结构自重所产生的影响,因此,对模型施加向下的边界条件。通过荷载组合计算可知,需在柱顶面的耦合点处施加 1 080 kN 的竖向荷载。水平荷载采用位移控制循环加载方案,每个循环过程分为正向加载分析步和反向加载分析步,加载位置为墩柱顶端,加载方向和加载制度如图 4 所示。

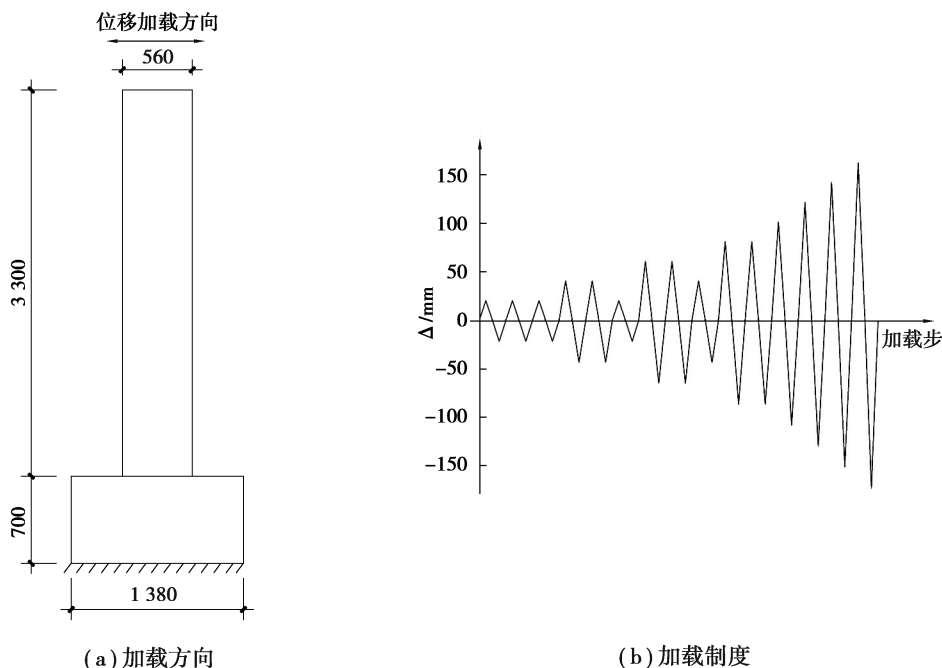


图 4 加载历程示意图  
Fig. 4 Loading process

### 3 数值分析结果校验

根据桥墩数值试验方案建立了有限元模型,进行了数值模拟。图 5 为上述加载制度下得到的桥墩模型数值分析结果和文献[8]中试验结果的滞回曲线对比分析图。可以看出,与试验结果相比数值模拟的滞回曲线不够饱满,在文献[17]中的数值模拟结果与试验结果的对比分析中也存在此现象,这是由于在有限元建模时对于一些较难量化的耗能不加以考虑,比如,各部件接缝处、无粘结预应力筋与管道之间的摩擦挤压等耗能都无法量化,在一定程度上导致了上述差异。此外,加载过程中随着水平位移增大,数值模拟桥墩模型的承载力较试验桥墩的承载力略有下降,出现此现象的原因是试验设计材料为 C40 混凝土,实际测试的混凝土立方体抗压强度为 62.7 MPa,在数值模拟中采用 C60 混凝土,其立方体抗压强度标准值为 60 MPa,强度略低于试验所用材料。再加上试验与模拟本身存在的一些不可控误差导致了这一现象的出现。

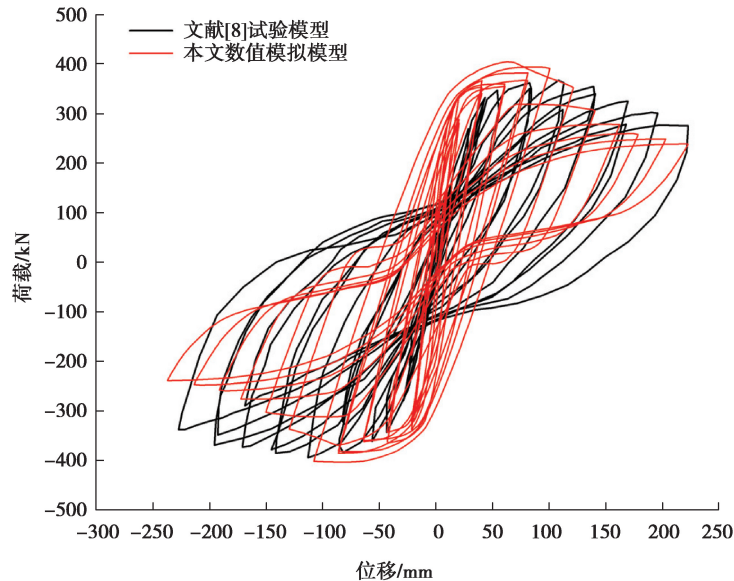


图 5 参考桥墩试验和模拟滞回曲线对比图

Fig. 5 Comparison of the simulated and experimental results of the hysteretic curves

桥墩模型与文献[8]中桥墩试件的荷载-位移曲线的强度和变形特征数值对比如表 4 所示,可以看出,模拟与试验所得的强度与变形特征值都非常接近,其中模拟结果与试验结果最大误差为 7.1%,说明数值模拟得到的结果与试验所得结果基本吻合。

表 4 强度和变形特征数值

Table 4 Characteristic values of strength and deformation

| 屈服荷载/kN |       |      | 屈服位移/mm |      |      | 极限荷载/kN |       |      | 极限位移/mm |       |      |
|---------|-------|------|---------|------|------|---------|-------|------|---------|-------|------|
| 模拟结果    | 试验结果  | 误差/% | 模拟结果    | 试验结果 | 误差/% | 模拟结果    | 试验结果  | 误差/% | 模拟结果    | 试验结果  | 误差/% |
| 343.4   | 323.1 | 6.3  | 38.4    | 40.6 | 5.4  | 390.0   | 364.3 | 7.1  | 193.3   | 207.2 | 6.7  |

## 4 附加阻尼器装配式桥墩的抗震性能分析

### 4.1 水平荷载-位移滞回曲线

根据桥墩数值试验方案分别建立了常规灌浆套筒桥墩模型和附加阻尼器灌浆套筒桥墩模型,通过数值分析得到了二者的水平荷载-墩顶位移滞回曲线,如图 6 所示。可以看出,附加阻尼器灌浆套筒桥墩模型的滞回曲线较为饱满,承载力下降幅度小。说明灌浆套筒装配式桥墩安装阻尼器后,不仅使灌浆套筒桥墩的水平承载力提高,而且使灌浆套筒桥墩刚度退化变慢,残余位移变小,抗震性能变好。

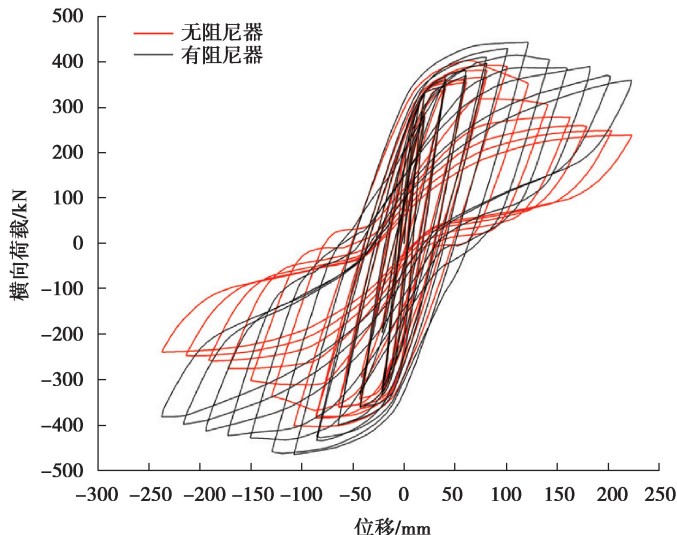


图 6 荷载-位移滞回曲线

Fig. 6 Hysteresis curves of load-displacement

### 4.2 水平荷载-位移骨架曲线

通过数据分析,得到未安装阻尼器和安装阻尼器桥墩模型的骨架曲线对比图,如图 7 所示。可以看出,未安装阻尼器桥墩模型和安装阻尼器桥墩模型的骨架曲线均具有明显的拐点,安装阻尼器而导致桥墩的水平承载力提升在骨架曲线中表现更为明显。当水平位移加载至 62.9 mm 时,未安装阻尼器桥墩的水平承载力达到最大值 403.1 kN;当水平位移加载至 121.2 mm 时,安装阻尼器桥墩的水平承载力达到最大值 443.6 kN。因此,安装阻尼器灌浆套筒装配式桥墩相对于未安装阻尼器灌浆套筒装配式桥墩水平承载力提高了 10%。

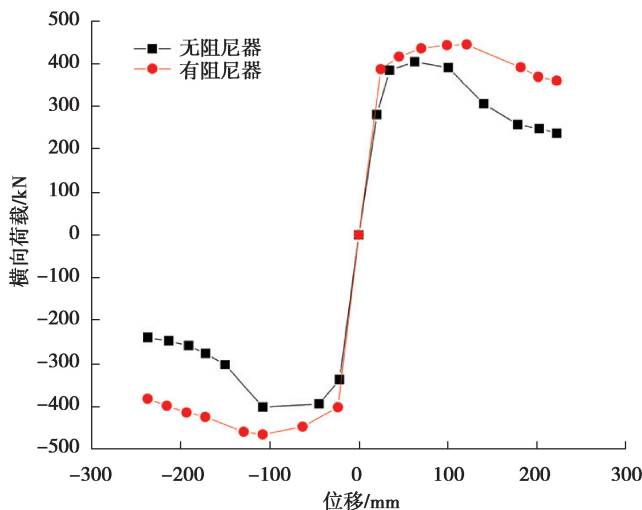


图 7 骨架曲线

Fig. 7 Skeleton curve

### 4.3 耗能能力

将未安装阻尼器和安装阻尼器桥墩模型滞回曲线的单圈耗能依次叠加得到峰值位移对应的累积耗能曲线,如图 8 所示。可以看出,在水平位移达到 60.9 mm 之前,2 种桥墩模型的累积耗能大致相同;水平位移达到 60.9 mm 之后,2 种桥墩模型的累积耗能差异越来越明显,但随着水平位移的增大,安装阻尼器桥墩模型的累积耗能增加更快。当水平位移达到 223.3 mm 时,未安装阻尼器桥墩模型累计耗能为 641.2 kN·m,安装阻尼器桥墩模型累计耗能为 813.8 kN·m,由此可见,灌浆套筒安装阻尼器后累积耗能提高了 27%。

图 9 为未安装阻尼器和安装阻尼器桥墩模型的等效黏滞阻尼比曲线。可以看出,当水平位移加载至 101.5 mm 之前,随着水平位移的增大,2 种桥墩模型的等效黏滞阻尼比呈不断增加的趋势,安装阻尼器后桥墩的等效黏滞阻尼比有大幅度的提升,说明随着阻尼器的屈服破坏,结构的耗能能力有所提升;当水平位移加载至 101.5 mm 之后,二者的阻尼比曲线均呈下降趋势,但安装阻尼器桥墩的等效黏滞阻尼比仍比未安装阻尼器桥墩的略高,说明具有良好的使用性能和抗震性能。

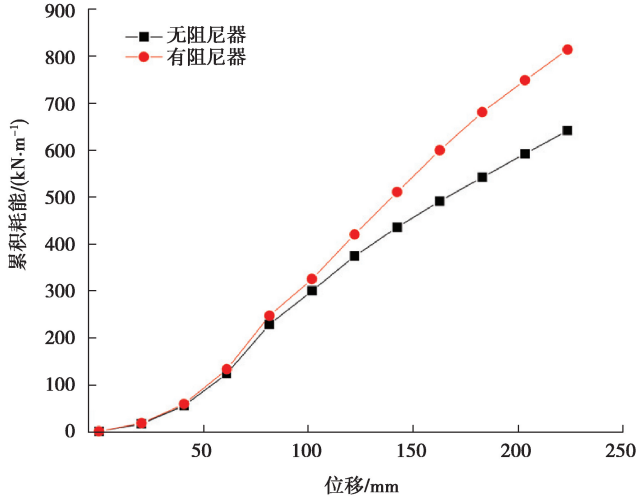


图 8 累积耗能曲线

Fig. 8 Cumulative Energy Dissipation Curve

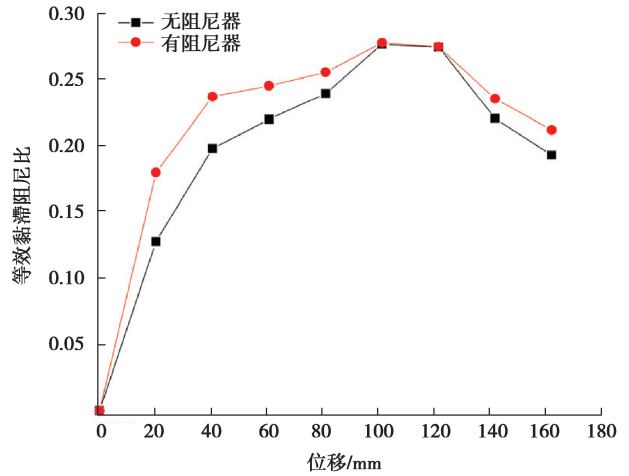


图 9 等效黏滞阻尼比曲线

Fig. 9 Equivalent viscous damping ratio curves

#### 4.4 刚度退化

图 10 为未安装阻尼器和安装阻尼器桥墩模型的刚度退化曲线,可以看出,2 种桥墩模型的刚度退化较为明显、均匀,退化趋势基本一致。虽然一开始两模型的刚度退化基本一致,但随着水平位移的增大,安装阻尼器桥墩模型相对于未安装阻尼器桥墩模型的刚度退化趋势有所减缓,这是由于可更换阻尼器为桥墩提供了附加刚度效应。

#### 4.5 残余位移

未安装阻尼器和安装阻尼器桥墩模型的残余位移曲线对比如图 11 所示。当加载的水平位移较小时,2 种桥墩模型的残余位移相差不大,主要原因是未安装阻尼器和安装阻尼器桥墩模型中均设置了无粘结预应

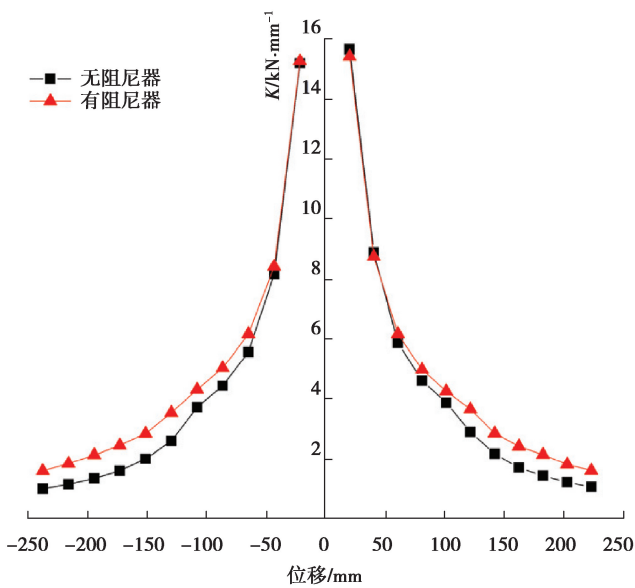


图 10 刚度退化曲线

Fig. 10 Stiffness degradation curve

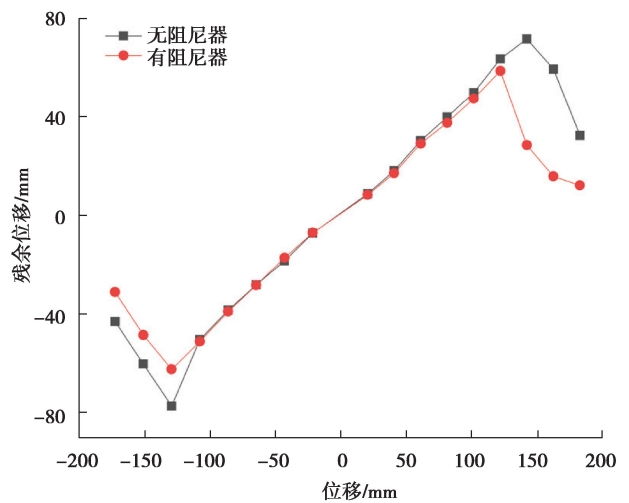


图 11 残余位移曲线

Fig. 11 Residual displacement curve

力筋,加载水平位移较小时,2种桥墩结构主要靠预应力筋为其提供自复位功能,故残余位移基本一致。当加载位移逐渐增大时,阻尼器所产生的附加拉力使结构的最大残余位移减少了 19%,当水平位移达到 142 mm 时,安装阻尼器桥墩模型的残余位移基本不再增长,而未安装阻尼器桥墩模型的残余位移还在继续增长。由此可见,安装可更换阻尼器减小了灌浆套筒桥墩的地震损伤,提高了桥墩的抗震性能。

#### 4.6 损伤发展

为了比较灌浆套筒桥墩安装阻尼器前后的损伤发展,分别输出 2 种模型的应力发展云图(MISESE)和损伤云图(DAMAGE)进行对比分析。如图 12 所示,桥墩连接处较易发生损伤破坏,是灌浆套筒装配式桥墩结构中的薄弱部位。常规灌浆套筒安装阻尼器之后,在地震作用下阻尼器能够为桥墩分担一部分外力,使得桥墩墩底处损伤有所减轻,提高了灌浆套筒桥墩的耗能能力。

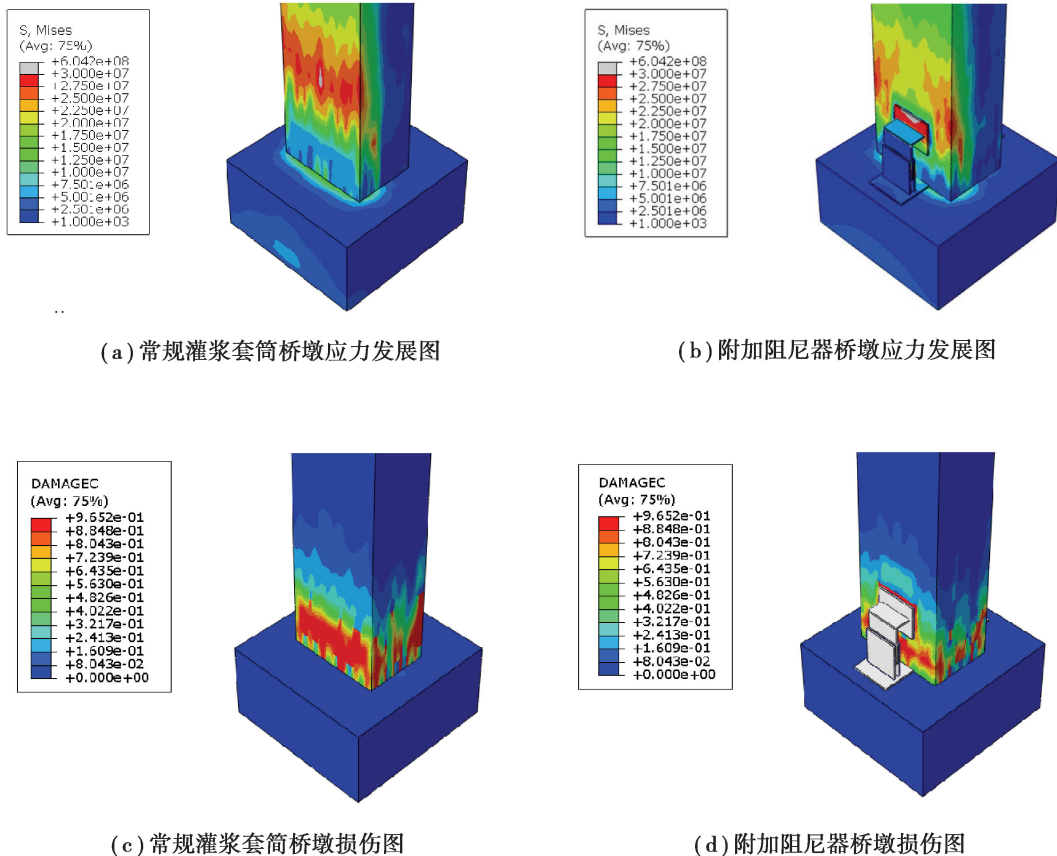


图 12 2 种桥墩模型损伤发展图

Fig. 12 Damage development of two pier models

## 5 结 论

文中在常规灌浆套筒装配式桥墩的基础上,提出了一种附加可更换阻尼器的被动耗能减震方式,通过数值模拟方法比较安装可更换阻尼器前后灌浆套筒装配式桥墩结构的地震响应,得到以下结论:

1) 安装可更换阻尼器可以适当提高灌浆套筒桥墩的承载力、耗能能力,减小灌浆套筒桥墩的残余位移,使灌浆套筒桥墩在地震作用下的损伤减轻,可在一定程度上缩短灌浆套筒桥墩震后修复周期。

2) 在地震作用下,可更换阻尼器通过滞回变形为灌浆套筒提供附加阻尼,减轻了灌浆套筒桥墩的地震反应。由于可更换阻尼器与桥墩的连接均采用高强螺栓连接,可做到损坏后易更换,对灌浆套筒桥墩实现“韧性抗震”设计具有一定借鉴意义。



## 参考文献:

- [1] 林上顺,黄卿维,陈宝春,等. 跨海大桥 U-RC 组合桥墩设计[J]. 交通运输工程学报, 2017, 17(4): 55-65.  
Lin S S, Huang Q W, Chen B C, et al. Design of U-RC composite pier of sea-crossing bridge[J]. Journal of Traffic and Transportation Engineering, 2017, 17(4): 55-65. (in Chinese)
- [2] Yee A A, H D. Structural and economic benefits of precast/prestressed concrete construction[J]. PCI Journal, 2001, 46(4): 34-42.
- [3] Kwan W P, Billington S L. Unbonded posttensioned concrete bridge piers. II: seismic analyses[J]. Journal of Bridge Engineering, 2003, 8(2): 102-111.
- [4] Kim Y. A study of pipe splice sleeves for use in precast beam-column connections[D]. University of Texas at Austin, 2000.
- [5] Tazarv M, Saiid Saiidi M. Low-damage precast columns for accelerated bridge construction in high seismic zones[J]. Journal of Bridge Engineering, 2016, 21(3): 04015056.
- [6] Henin E, Morcous G. Non-proprietary bar splice sleeve for precast concrete construction[J]. Engineering Structures, 2015, 83: 154-162.
- [7] Pantelides C P, Ameli m J, Reveley L D. Evaluation of grouted spliced sleeve connections for precast reinforced concrete bridge piers[R]. Fargo: Mountain-Plains Consortium, 2017.
- [8] 葛继平, 闫兴非, 王志强. 灌浆套筒和预应力筋连接的预制拼装桥墩的抗震性[J]. 交通运输工程, 2018, 18(2): 42-52.  
Ge J P, Yan X F, Wang Z Q. Seismic performance of prefabricated bridge piers connected by grouting quill and prestressed tendon[J]. Journal of communications and transportation engineering, 2018, 18(2): 42-52. (in Chinese)
- [9] 李雪, 余红霞, 刘鹏. 建筑抗震韧性的概念和评价方法及工程应用[J]. 建筑结构, 2018, 48(18): 1-7.  
Li X, Yu H X, Liu P. Concept evaluation method and engineering application of building seismic toughness[J]. Building structure, 2018, 48(18): 1-7. (in Chinese)
- [10] 高慧兴. 外置粘弹性阻尼器自复位节段拼装桥墩抗震性能研究[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2016.  
Gao H X. Study on seismic performance of self-resetting bridge pier with external viscoelastic damper[D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2016. (in Chinese)
- [11] 葛继平, 闫兴非, 王志强. 二段式预制拼装预应力混凝土桥墩的抗震性能[J]. 铁道科学与工程学报, 2017, 14(11): 2390-2398.  
Ge J P, Yan X F, Wang Z Q. Seismic performance of two-stage prefabricated prestressed concrete piers[J]. Journal of railway science and engineering, 2017, 14(11): 2390-2398. (in Chinese)
- [12] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 混凝土结构设计规范: GB50010--2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.  
Ministry of Housing and Urban-Rural Construction of the People's Republic of China. Code for design of concrete structures: GB50010—2010[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010. (in Chinese)
- [13] 曾宇, 胡良明. ABAQUS 混凝土塑性损伤本构模型参数计算转换及校验[J]. 水电能源科学, 2019, 37(6): 106-109.  
Zeng Y, Hu L M. Parameter transformation and calibration of plastic damage constitutive model for ABAQUS concrete [J]. Journal of hydropower and energy science, 2019, 37(6): 106-109. (in Chinese)
- [14] Lee J, Fenves G L. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures[J]. Journal of Engineering Mechanics, 1998, 124(8): 892-900.
- [15] Lee J, Fenves G L. A return-mapping algorithm for plastic-damage models: 3-D and plane stress formulation[J]. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 2001, 50(2): 487-506.
- [16] 石菲, 周云, 邓雪松. 设计参数对铅黏弹性阻尼器力学性能影响的有限元分析[J]. 建筑结构学报, 2016, 37(S1): 62-70.  
Shi F, Zhou Y, Deng X S. Finite element analysis of influence of design parameters on mechanical properties of lead viscoelastic damper[J]. Journal of architectural structures, 2016, 37(S1): 62-70. (in Chinese)
- [17] 葛继平. 节段拼装桥墩抗震性能试验研究与理论分析[D]. 上海: 同济大学, 2008.  
Ge J P. Experimental research and theoretical analysis on seismic performance of segmental bridge pier[D]. Shanghai: Tongji university, 2008. (in Chinese)