

李子特,王根会,樊江,等.高震区大跨度上承式CFST拱桥桥面系分联和约束体系研究[J].地震工程学报,2024,46(6):1311-1317.DOI:10.20000/j.1000-0844.20230620001

LI Zite, WANG Genhui, FAN Jiang, et al. Division and constraint system of the bridge deck system of long-span deck CFST arch bridges in high-intensity seismic regions[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2024, 46(6): 1311-1317. DOI: 10.20000/j.1000-0844.20230620001

## 高震区大跨度上承式CFST拱桥桥面系分联和约束体系研究

李子特<sup>1,2</sup>, 王根会<sup>1</sup>, 樊江<sup>2</sup>, 牛延平<sup>3</sup>, 武维宏<sup>2</sup>

(1. 兰州交通大学土木工程学院, 甘肃 兰州 730070;

2. 甘肃省交通规划勘察设计院股份有限公司, 甘肃 兰州 730030;

3. 甘肃省地震局, 甘肃 兰州 730030)

**摘要:** 为研究高震区的上承式钢管混凝土拱桥合理的桥面系分联和约束体系,以一座净跨径400 m的公路桥梁为例,采用非线性时程分析方法,对不同分联的桥面系和支座体系下的结构响应进行对比分析。结果表明:1联桥面系显著降低了联端位移及交界墩弯矩,且立柱弯矩均匀;钢支座体系拱顶段和联端剪切力显著增大,交界墩及立柱弯矩较大且分布不均匀;高阻尼橡胶支座体系交界墩及立柱弯矩均显著减小且分布趋于均匀。当采用1联桥面系和高阻尼橡胶支座约束体系时,立柱、支座和交界墩受力协同度高,各构件内力的均值和标准差的差距均显著减小,说明该结构设计的合理性。

**关键词:** 高震区; 上承式CFST拱桥; 桥面系分联; 约束体系; 非线性时程; 均值和标准差

中图分类号: U442.55

文献标志码: A

文章编号: 1000-0844(2024)06-1311-08

DOI: 10.20000/j.1000-0844.20230620001

## Division and constraint system of the bridge deck system of long-span deck CFST arch bridges in high-intensity seismic regions

LI Zite<sup>1,2</sup>, WANG Genhui<sup>1</sup>, FAN Jiang<sup>2</sup>, NIU Yanping<sup>3</sup>, WU Weihong<sup>2</sup>

(1. School of Civil Engineering, Lanzhou Jiaotong University, Lanzhou 730070, Gansu, China;

2. Gansu Province Transportation Planning, Survey & Design Institute Co., Ltd., Lanzhou 730030, Gansu, China;

3. Gansu Earthquake Agency, Lanzhou 730070, Gansu, China)

**Abstract:** This study explores the reasonable division and constraint system of the bridge deck for deck concrete-filled steel tubular arch bridges in high-intensity seismic regions using a highway bridge with a net span of 400 meters. A nonlinear time-history analysis method was applied to compare and analyze the structural responses under various deck systems and bearing systems. The findings reveal that the bridge deck system with one continuous unit significantly reduces the displacement of the unit end and the bending moment of the juncture pier, and the bending mo-

收稿日期: 2023-06-20

基金项目: 国家自然科学基金项目(51768037, 52162043); 甘肃省科技重点研发计划(22YF7GA043)

第一作者简介: 李子特(1987-), 男, 博士研究生, 高级工程师, 研究方向: 大跨度桥梁振动与控制。E-mail: 0119023@stu.lzjtu.edu.cn.

通信作者: 王根会(1962-), 男, 博士, 教授, 研究方向: 桥梁抗震与减隔震。E-mail: wahl@mail.lzjtu.cn.

ment of columns is uniform. The shear forces at the vault section and unit end of the steel bearing system significantly increase, and the bending moments at the juncture pier and column are large and very uneven. The bending moments at the juncture pier and column of the high-damping rubber bearing system are significantly reduced and tend to be uniform. By using the bridge deck system with one continuous unit and the high-damping rubber bearing constraint system, the column, bearing, and juncture pier have good cooperative force, and the mean value and standard deviation of internal forces for each component are significantly decreased, showing that the structural design is reasonable.

**Keywords:** high-intensity seismic regions; deck CFST arch bridge; division of bridge decking; constraint system; nonlinear time history; mean value and standard deviation

## 0 引言

拱桥是一种古老而外观巧妙的桥型,其轴向压力减小了拱内弯矩,致使主拱圈截面材料受力效率较高<sup>[1]</sup>。钢管混凝土被认为是钢材与混凝土截面的最佳组合<sup>[2]</sup>,管内混凝土提高了钢管稳定性,钢管套箍作用提高了混凝土的强度、延性和韧性,使其具有高效的受力性能<sup>[3]</sup>。大跨度上承式钢管混凝土(Concrete-Filled Steel Tubular, CFST)拱桥具有轻巧美观、通透性好、可单跨设置、结构优越和经济性等优势,成为山区峡谷建设条件下最有竞争力的桥型<sup>[4]</sup>。

山区桥梁在地震后的救援和重建中发挥着极其重要的作用<sup>[5]</sup>。大跨度上承式 CFST 拱桥主拱圈在跨度和高度 2 个维度同时扩展,使其结构具有自振周期长、各构件自振特性差异较大、高阶振型影响显著、振动阻尼比小等动力特性<sup>[6]</sup>。文献[7-8]对钢管混凝土拱桥在地震激励下主拱圈的力学性能进行了研究,结果表明主拱圈的振动模态具有明显的空间性。文献[9-10]对连续梁-拱组合桥的抗震性能进行了研究,结果表明,支撑体系对主梁和拱圈的地震响应具有显著影响。蔡德强<sup>[11]</sup>对一座(100+400+100) m 的连续钢桁拱桥的约束体系进行了研究,结果表明采用阻尼器对桥墩的减

震效果突出。田玉玲<sup>[12]</sup>对一座跨度 156 m 的中承式钢桁拱桥的抗震体系进行了对比分析,结果表明采用减隔震支座后,主拱控制截面的地震应力减震效果显著。大跨度上承式拱桥拱上立柱高度变化很大,纵向刚度相差悬殊,桥面系质量占比大,其与拱上立柱的联合作用尤为突出。本文以某跨径 400 m 的上承式 CFST 公路拱桥为例,采用非线性时程计算方法,对地震作用下不同的桥面系分联及约束体系进行了对比分析。

## 1 桥梁概况

桥梁主桥为 1 净 400 m 的上承式 CFST 拱桥,桥面系采用钢底板波形腹板-混凝土组合梁,主拱圈采用四肢钢管混凝土双拱肋空间桁式结构,拱上立柱及 1 号桥墩采用斜缀杆的四肢钢管格构柱,桥墩台基础及拱座置于中风化石英闪长岩中。主拱圈拱轴线采用悬链线,拱轴系数为 1.55,净矢高  $f_0 = 80$  m,拱顶至拱脚中心高度由 7.5 m 变化至 14.0 m,两榀桁肋横向中心距 18 m。弦杆采用 Q390D,管内填充 C60 微膨胀混凝土,其余均为 Q355D。设置桥址处地震动峰值加速度为  $0.2g$ ,特征周期 0.45 s,场地类别 I<sub>c</sub> 类,设防烈度为 VIII 度。桥梁总体布置如图 1 所示。

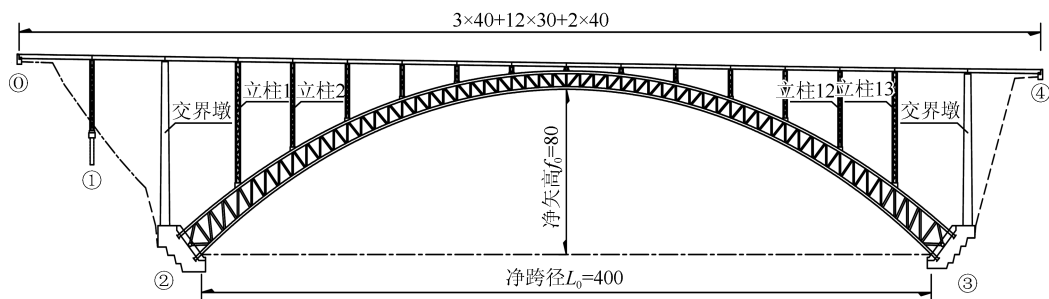


图 1 桥梁总体布置图(单位:m)

Fig.1 General arrangement of the bridge (Unit:m)

## 2 有限元模型及地震输入

### 2.1 有限元模型

采用 MIDAS/Civil 分析软件建立桥梁三维杆系有限元模型,如图 2 所示。桥面板采用板单元模拟,其余杆件均采用空间梁单元模拟。二期恒载转换为等效节点质量进行加载,弦杆及立柱钢管混凝土截面采用统一理论计算的轴压弹性模量对组合抗弯刚度进行系数修正。拱脚、桥墩台及交界墩底采用六自由度固定约束,支座按线性和非线性特性值进行模拟。

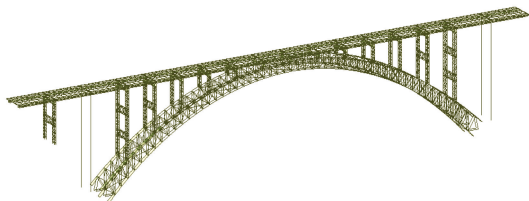


图 2 全桥有限元模型

Fig.2 Finite element model of full bridge

### 2.2 地震输入

钢管混凝土结构阻尼比为 0.03<sup>[13]</sup>。根据《公路桥梁抗震设计规范》<sup>[14]</sup>规定,大跨度拱桥应考虑竖向地震作用,竖向组合系数为 0.65,多振型采用 CQC 组合,多维输入采用 SRSS 组合<sup>[15]</sup>。安评报告中根据桥址处地震动参数拟合出了非平稳地震动时程波,取 1 条 100 年超越概率为 5%(E2 水准)的典型地震波进行非线性时程计算,如图 3 所示,其峰值加速度为 0.364g,持时为 34 s。

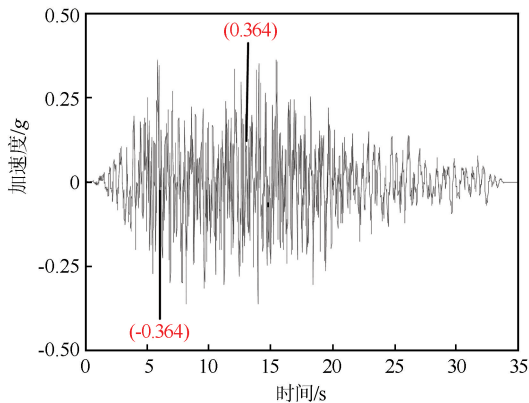


图 3 安评地震波

Fig.3 Safety assessment seismic wave

用率、降低造价等,一般采用短联并设置小规格伸缩缝。仅考虑正常使用状态下梁体的伸缩需求,桥面系可采用(3×40+2×30) m+8×30 m+(2×30+2×40) m 的 3 联设置,中间联及边联两端分别采用 240 mm 型、80 mm 型伸缩缝。大跨度梁桥常采用与结构相适应的长联桥面系,以减少伸缩缝数量,提高结构整体性和行车舒适性,如本桥采用 1 联桥面系,可在桥台处设置 560 mm 型伸缩缝。因此,对采用 1 联和 3 联桥面系的自振特性、联端位移、构件内力进行对比分析,综合确定合理的桥面系分联。

### 3.1 自振特性对比

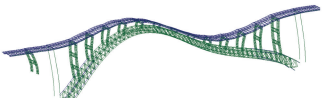
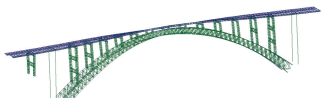
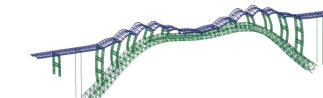
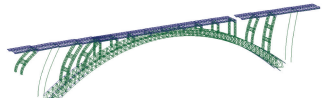
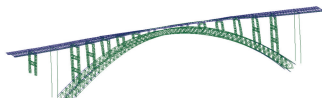
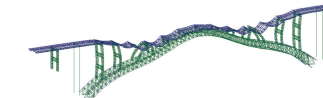
自振特性是深入分析和判断结构动力响应及变化趋势的必要参数和重要指标<sup>[16]</sup>。本文采用多重 Ritz 向量法对三向初始地面加速度荷载工况下的结构动力特性进行求解后,分别对 1 联、3 联桥面系在纵向(X)、横向(Y)、竖向(Z)的一阶振动模态、参与质量及频率进行对比分析,振动特性如表 1 所列。

## 3 桥面系分联

中小跨径桥梁为优化边墩受力、提高伸缩缝利

表 1 纵、横、竖向一阶振动特性

Table 1 First-order vibration characteristics in longitudinal, transverse, and vertical directions

方向	纵向	横向	竖向
1联	 模态阶次:2, $f=0.548$ Hz, 参与质量28.5%	 模态阶次:1, $f=0.312$ Hz, 参与质量53.2%	 模态阶次:11, $f=0.409$ Hz, 参与质量39.7%
3联	 模态阶次:1, $f=0.266$ Hz, 参与质量29.9%	 模态阶次:3, $f=0.306$ Hz, 参与质量53.6%	 模态阶次:13, $f=1.397$ Hz, 参与质量38.0%

由表 1 可知,1 联、3 联桥面系纵、横、竖向一阶振型参与质量基本相近,分别达到了约 30%、53%、

40%;相较于 3 联桥面系,1 联桥面系纵向一阶频率增大了 106%,基本振型由边联立柱纵向弯曲振动

变换为主拱圈横桥向弯扭耦合振动,竖向一阶振型模态由拱顶上挠弯曲对称振动变换为拱顶下挠弯曲对称振动。对于拱桥而言,拱上立柱为主拱圈从属构件,应保证其不先于主拱圈发生振动,结构基本振型应为主拱圈横向弯扭耦合振动,这样结构体系各构件的刚度设置与拱桥的受力特性才是匹配的。3联桥面系结构边立柱纵向弯曲刚度小、振动频率相差较大,可见不宜在中间设置分联。

### 3.2 联端位移对比

高震区桥梁伸缩缝需满足地震作用下梁体的振动位移需求,避免梁体联端产生刚性碰撞。对1联、3联桥面系在地震作用下的联端位移进行对比分析。联端位移点布设如图4所示。图中点1~4分别表示1联桥面系、3联桥面系第1~3联的联端位移,2~3、3~4分别表示3联桥面系中第1联和第2联、第2联和第3联的相对位移。联端位移时程如图5所示,其中右上角局部图为15~19 s时段联端1、2~3、3~4的振动位移图,也为最大位移响应时段。

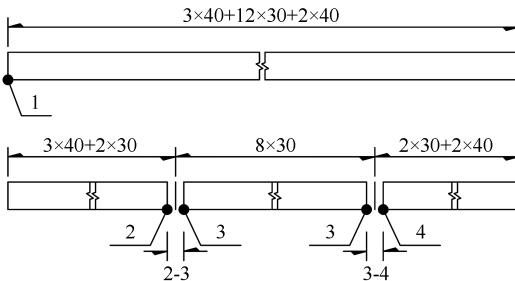


图4 位移点示意图(单位:m)

Fig.4 Sketch map of displacement point (Unit: m)

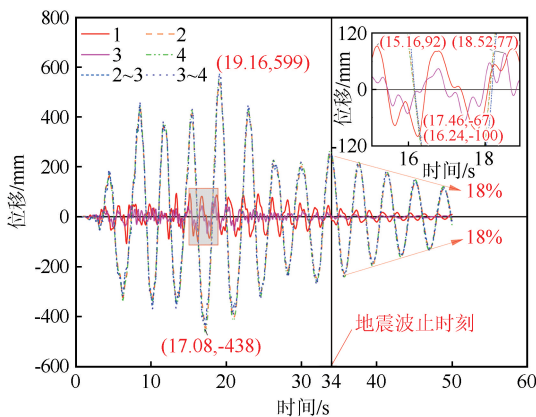


图5 联端位移时程图

Fig.5 Displacement time history diagram of joint end

由图5可知,点1最大位移为100 mm,点3最大位移为77 mm,同时振动频率大;点2~3之间和点3~4之间位移相近,峰值位移达599 mm,振动频率较小;35 s后联端位移按18%的衰减率在减

小。可见,采用3联桥面系,边联与中联纵向刚度相差较大,联端振动位移相对很大,伸缩缝远不能满足变位需求,梁体也会发生刚性碰撞,因此设置伸缩量为100 mm的伸缩缝显然是不合理的。

### 3.3 构件内力对比

对交界墩弯矩进行对比分析,如图6所示。

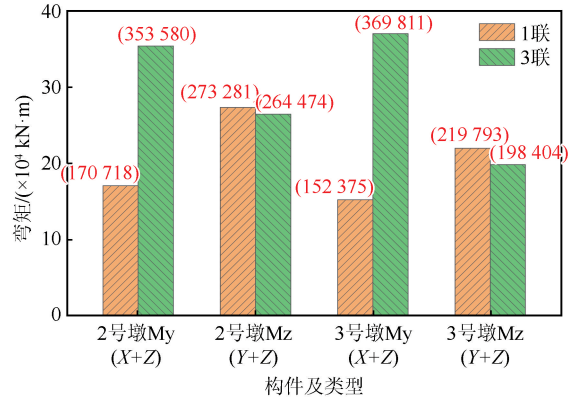


图6 交界墩峰值弯矩

Fig.6 Peak bending moment of junction pier

由图6可知, $X+Z$ 组合激励下,2、3号交界墩墩底纵向弯矩 $M_y$ 分别减小了51.7%、58.8%; $Y+Z$ 组合激励下,2、3号交界墩墩底横向弯矩 $M_z$ 分别增加了3.3%、10.8%。1联桥面系虽然交界墩横向弯矩有小幅增加,但纵向弯矩却大幅减小,这对于交界墩的构造设计是很有利的。

## 4 桥面系约束体系

### 4.1 支座恢复力模型

非线性支座恢复力模型如图7所示,其中, $F_y$ 为屈服力, $d_y$ 为屈服位移, $k$ 为屈服前刚度, $r$ 为屈服后与屈服前刚度比值。强震作用下,活动型钢支座剪切力在克服静摩擦力后发生滑动,产生摩擦阻尼实现耗能;高阻尼橡胶支座剪切屈服后发生塑性变形,产生非线性变形实现耗能。减隔震体系通过支座的屈服变形,以减小主体结构的内力响应。

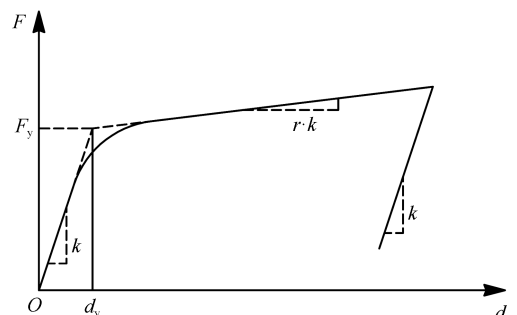


图7 支座恢复力模型

Fig.7 Restoring force model of bearing

### 4.2 钢支座约束体系

大跨度上承式拱桥为减小支座后期养护及更换费用,往往采用球形钢支座。在现有标准体系中,球形钢支座最大水平承载力为竖向承载力的 22.5%,

即 30 m、40 m 桥跨的值分别为 1 013 kN、1 350 kN。在有限元模拟中,固定钢支座采用平动自由度固定约束模拟,活动钢支座恢复力模型中非线性特性值如表 2 所列,其中  $d_y=2.5\text{ mm}$ ,  $r=0.01$ 。

表 2 活动钢支座非线性特性值

Table 2 Nonlinear characteristic value of movable bearing

桥跨	允许位移/mm	屈服力/kN	屈服前刚度/(kN/mm)	屈服后刚度/(kN/mm)	等效刚度/(kN/mm)
30 m	150	69	27.5	0.28	0.46
40 m	150	92	36.9	0.37	0.61

考虑支座屈服后的滞回耗能,采用非线性时程计算方法对钢支座的剪切承载力进行验算,图 8 为地震作用下钢支座的峰值剪切力。

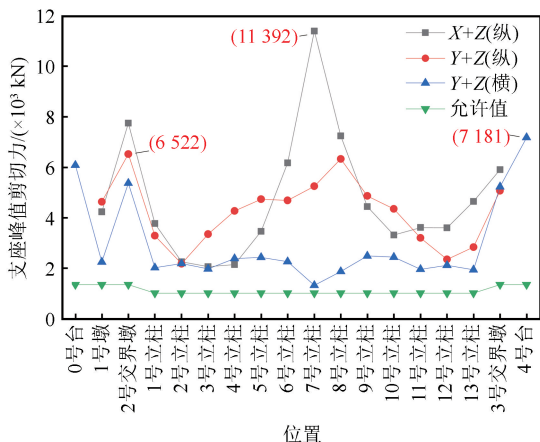


图 8 支座峰值剪切力

Fig.8 Peak shear force of bearing

由图 8 可知, X+Z 组合激励下,联端支座剪切力最大为 7 181 kN; Y+Z 组合激励下,拱顶支座横向剪切力更是达到了 11 392 kN,同时,横向弯扭耦合振动引起的交界墩处支座纵向剪切力最大为 6 522 kN。支座在 X+Z 组合激励下纵向承载力及 Y+Z 组合激励下纵向、横向承载力均不满足验算要求,且峰值剪切力超出允许值较大。支座剪切破坏后,桥面系将处于机动状态。

### 4.3 高阻尼支座约束体系

高震区中小跨径桥梁常采用高阻尼橡胶支座,通过支座剪切变形实现耗能及延长结构周期,实现减隔震目的。本桥桥面系 30 m、40 m 波形腹板组合梁分别采用 HDR(I)-d720×276、HDR(I)-d820×305 高阻尼橡胶支座,联端采用 LNR(H)-d820×230 滑动型水平力分散型橡胶支座,支座恢复力模型非线性特性值如表 3 所列。

表 3 橡胶支座非线性刚度特性值

Table 3 Nonlinear stiffness characteristic value of rubber bearing

类型	允许位移/mm	屈服力/kN	屈服前刚度/(kN/mm)	屈服后刚度/(kN/mm)	等效刚度/(kN/mm)
30 m HDR	350	199	13.3	2.05	2.74
40 m HDR	400	260	15.2	2.34	3.13
40 m LNR(H)	300	92	17.7	0.18	0.31

#### 4.3.1 剪切位移

对支座的剪切位移进行验算,图 9 为地震作用下高阻尼橡胶支座的峰值剪切位移。

由图 9 可知,高阻尼橡胶支座峰值剪切位移均小于允许值,且有一定富裕。X+Z 组合激励下,3~10 号立柱联端纵向位移较大,拱顶为 189 mm,联端达 232 mm,原因是拱顶段立柱及桥台纵向刚度大,高立柱和交界墩纵向刚度较小; Y+Z 组合激励下,联内支座横向位移相对均匀且较小,联端支座横向位移较大,最大为 206 mm。地震作用下考虑 1/2 温度效应后,联端总伸缩量需求为 541 mm,与静力工况联端采用 560 mm 型伸缩缝也是相匹配的。

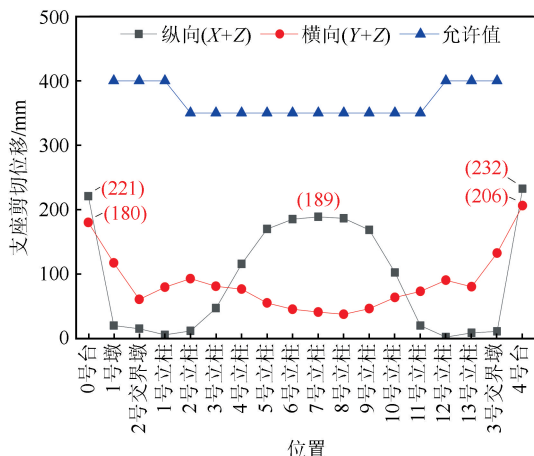


图 9 支座峰值剪切位移

Fig.9 Peak shear displacement of bearing

4.3.2 剪切力

对支座的剪切承载力进行验算,图 10 为地震作用下高阻尼橡胶支座的峰值剪切力。

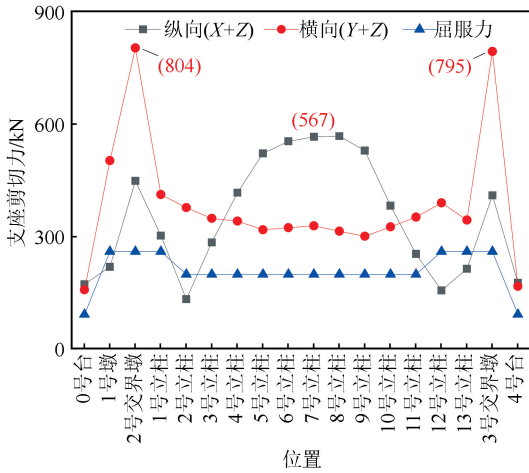


图 10 支座峰值剪切力

Fig.10 Peak shear force of bearing

由图 10 可知,纵向 X+Z 组合激励下,除 1 号

桥墩、2 号立柱、12~13 号立柱外,其余高阻尼橡胶支座均已受剪切屈服,发生塑形变形。交界墩和拱顶段立柱支座峰值剪切力较大,拱顶处达到了 567 kN。横向 Y+Z 组合激励下,高阻尼橡胶支座均已受剪切屈服,交界墩处支座剪切力较大,左右侧峰值分别为 804 kN、795 kN,拱上立柱顶支座剪切力较为均匀。可见,拱顶段矮立柱纵向耗能需求较大,交界墩纵、横向耗能需求均较大。

4.4 构件内力对比

桥面系不同的约束体系对拱上立柱的内力影响较大。设计中一般采用标准化的构造设计,便于构件加工制造和外观整洁。因此,对采用钢支座和 HDR 支座约束体系的拱上立柱在地震作用下的内力均值和标准差进行对比分析,图 11、12 为拱上立柱在地震作用下纵向、横向峰值弯矩;图 13 为交界墩墩底的峰值弯矩,其中  $\mu$  为同组数据的均值, $\sigma$  为同组数据的标准差。

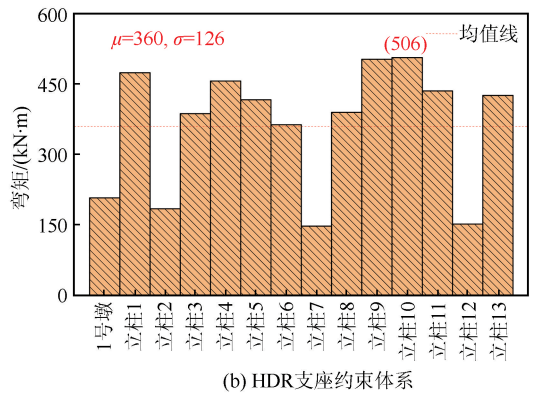
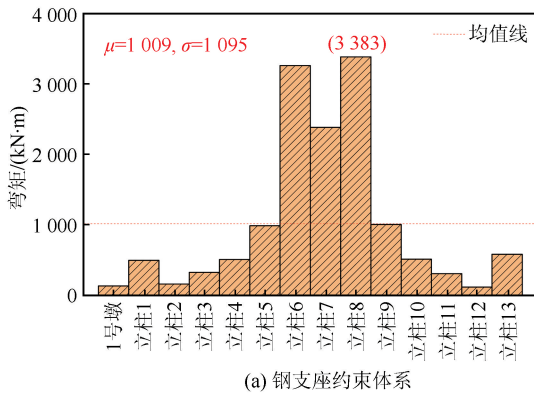


图 11 X+Z 组合激励下柱底纵向峰值弯矩

Fig.11 Peak bending moment of column bottom in the longitudinal direction under X+Z combined excitation

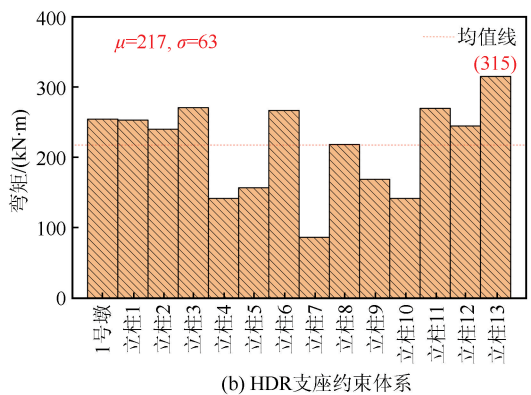
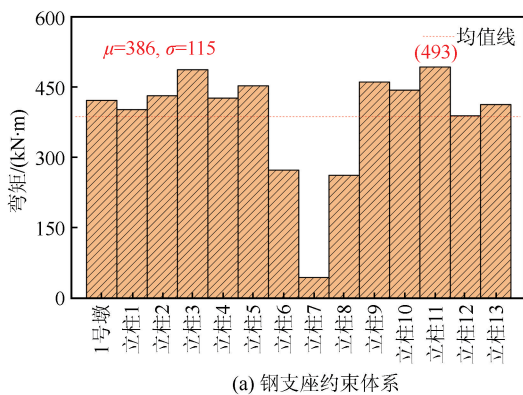


图 12 Y+Z 组合激励下柱底横向峰值弯矩

Fig.12 Peak bending moment of column bottom in the horizontal direction under Y+Z combined excitation

由图 11~12 可知,钢支座约束体系格构柱纵向弯矩分布不均匀,且拱顶段突变增大,最大值和最小

值相差达 10 倍。采用高阻尼橡胶支座后,最大值、均值、标准差均显著降低,其降幅分别为 85%、

69%、89%，最大值和最小值相差 2.2 倍。除钢支座约束体系格构柱横向弯矩除拱顶段有突变减小外，其余相对均匀，但数值较大；采用高阻尼橡胶支座后，最大值、均值、标准差均显著降低，其降幅分别为 36%、44%、45%。可见，高阻尼橡胶支座约束体系对立柱纵向弯矩的减震效果突出，各构件内力趋于均匀，受力更合理，有利于标准化设计并提高构件受力效率。

由图 13 可知，采用高阻尼橡胶支座后，在  $X+Z$  组合激励下，2、3 号交界墩墩底纵向峰值弯矩分别增加了 17.8%、15.4%；在  $Y+Z$  组合激励下，2、3 号交界墩墩底横向弯矩分别减小了 18.4%、10.0%。虽然纵向弯矩有所增加，但横向弯矩减小了，两方向的需求值趋于一致，对于构造和配筋设计是有利的。

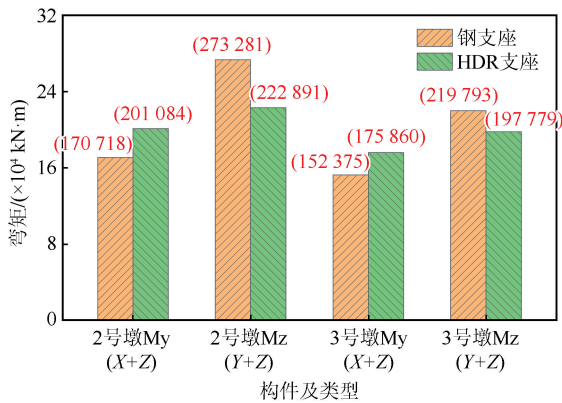


图 13 交界墩峰值弯矩

Fig.13 Peak bending moment of junction pier

## 5 结论

本文采用非线性时程计算方法，对一座高震区净跨 400 m 的上承式 CFST 拱桥合理的桥面系分联及约束体系进行了对比分析，得到如下结论：

(1) 采用 3 联桥面系，基本振型转变为边联纵向弯曲振动，边联端位移、中联相对位移和交界墩墩底弯矩均较大。

(2) 采用 1 联桥面系，基本振型为主拱圈横向弯扭耦合振动，结构纵向刚度大，整体性好，可显著降低联端位移及交界墩弯矩。

(3) 采用钢支座约束体系，拱顶段和梁端支座剪切力显著增大，水平承载力很难满足抗震需求。交界墩墩底弯矩不均匀，立柱柱底纵、横向峰值弯矩较大且很不均匀。

(4) 采用高阻尼橡胶支座，在  $X+Z$  组合激励下，支座大部分剪切屈服；在  $Y+Z$  组合激励下，支座均剪切屈服，允许位移有一定富裕。

(5) 采用高阻尼橡胶支座，交界墩纵、横向弯矩趋于均匀，立柱纵、横向弯矩值的均值和标准差显著减小，减震效果突出。

高震区大跨度上承式 CFST 拱桥应采用 1 联桥面系和高阻尼橡胶支座约束体系，结构整体性强，立柱、支座和交界墩协同受力好，各构件内力均值和标准差显著减小，材料和截面受力效率高，结构设计更合理。

## 参考文献 (References)

- [1] 邵长宇.现代拱桥[M].北京:人民交通出版社,2021.  
SHAO Changyu.Modern arch bridge[M].Beijing:China Communications Press,2021.
- [2] 谢开仲.钢管混凝土拱桥抗震分析与评估方法[M].北京:中国建筑工业出版社,2017.  
XIE Kaizhong.Seismic analysis and evaluation method of concrete filled steel tubular arch bridge[M].Beijing:China Architecture & Building Press,2017.
- [3] ZHENG J L, WANG J J.Concrete-filled steel tube arch bridges in China[J].Engineering,2018,4(1):306-331.
- [4] 郑皆连.500 米级钢管混凝土拱桥建造创新技术[M].上海:上海科学技术出版社,2020.  
ZHENG Jielian.Innovative technology for 500-meter scale concrete-filled steel tubular arch bridge construction[M].Shanghai:Shanghai Scientific & Technical Publishers,2020.
- [5] LI Z H, REN L P, YUAN H Y.Performance-based rapid evaluation method for post-earthquake traffic capacity of bridge system[J].IOP Conference Series:Earth and Environmental Science,2021,791(1):012070.
- [6] 张永亮,刘海波,陈兴冲,等.地震激励下铁路钢桁拱桥拱圈内力及应力分布[J].铁道工程学报,2021,38(3):35-40.  
ZHANG Yongliang, LIU Haibo, CHEN Xingchong, et al.Distribution of internal force and stress in the arch ring of railway long-span steel truss arch bridge under seismic excitation[J].Journal of Railway Engineering Society,2021,38(3):35-40.
- [7] ZHANG D Y, LI X, YAN W M, et al.Stochastic seismic analysis of a concrete-filled steel tubular (CFST) arch bridge under tridirectional multiple excitations[J].Engineering Structures, 2013, 52: 355-371.
- [8] HUANG F Y, FU C, ZHUANG Y Z, et al.Experiment on seismic performance of concrete filled steel tubular arch-rib under multi-shaking-tables[J].Thin-Walled Structures, 2017, 116: 212-224.
- [9] 莫悒.青藏铁路跨拉贡公路连续梁-拱组合结构桥设计[J].铁道工程学报,2009,26(2):69-71,75.  
MO Yi.Design of continuous beam and arch combination bridge of Qinghai-Tibet railway for crossing Lhasa-Gongga highway[J].Journal of Railway Engineering Society,2009,26(2):69-71,75.