

文章编号:1671-4229(2023)02-0016-09

强震下多跨连续隔震坡桥非线性地震响应分析

孙昱坤¹, 黄襄云^{1,2*}, 刘彦辉^{1,2}, 周露¹

(1. 广州大学 工程抗震研究中心, 广东 广州 510006;

2. 广东省地震工程与应用技术重点实验室/工程抗震减震与结构安全教育部重点实验室, 广东 广州 510006)

摘要: 跨海工程中,常采用高、矮墩并存的连续坡桥连接主航道桥与非通航孔桥,墩高的差异导致各墩变形不一致,上部结构惯性力不均匀分布于各墩柱。为探究采用隔震技术时连续坡桥各墩柱的纵向动力响应和失效模式,以某跨海工程中的连续坡桥为例,考虑桥墩材料非线性的影响,在墩、梁连接处设置摩擦摆支座建立桥梁隔震体系,采用曲率延性系数及支座极限容许位移作为桥梁损伤指标,量化坡桥在强震下采用隔震与非隔震体系的抗震性能。结果表明:隔震坡桥与非隔震坡桥相比,基本周期明显延长,隔震坡桥的动力特性与隔震平桥的动力特性基本相近,振型以主梁位移为主,桥墩弯曲变形较小;隔震坡桥的动力响应幅值显著减少,明显改善高、矮墩惯性力不均衡分布,但其动力响应幅值还是受墩高变化的影响存在一定差异;强震作用下,非隔震坡桥的墩柱先于支座且矮墩先于高墩发生损伤,隔震坡桥的破坏状态与隔震平桥一致,其墩柱及隔震支座均未发生破坏。

关键词: 隔震连续梁桥; 坡桥; 材料非线性; 抗震性能; 破坏模式

中图分类号: U 448. 27 **文献标志码:** A

Nonlinear seismic response analysis of multi-span continuous isolation slope bridge under strong earthquakes

SUN Yu-kun¹, HUANG Xiang-yun^{1,2*}, LIU Yan-hui^{1,2}, ZHOU Lu¹

(1. Earthquake Engineering Research & Test Center, Guangzhou University, Guangzhou 510006, China;

2. Guangdong Provincial Key Laboratory of Earthquake Engineering and Applied Technology/Key Laboratory of Earthquake Resistance, Earthquake Mitigation and Structural Safety, Ministry of Education, Guangzhou 510006, China)

Abstract: In cross-sea projects, continuous girder bridges with coexisting high and short piers are usually used to connect the main navigation channel bridge with the non-navigable span bridge. The difference in height of each pier not only leads to inconsistent deformation of each pier, but also uneven distribution of inertia forces generated by the superstructure on each pier. In pursuit of investigating the longitudinal dynamic response and damage modes of each pier column of isolated continuous slope bridges, a continuous slope bridge in a cross-sea project is taken as an example. The effect of material non-linearity on the bridge pier is considered. Friction pendulum bearings are provided at the pier and girder joints to establish an isolated system. The curvature ductility and the ultimate allowable displacement of the bearings were used as damage indicators to quantify the seismic performance of

收稿日期: 2022-10-08; 修回日期: 2023-02-21

基金项目: 国家重点研发计划重点专项资助项目(2019YFE0112500)

作者简介: 孙昱坤(1995—),男,硕士研究生. E-mail: aaronpsyk@foxmail.com

*通信作者. E-mail: eertchxy@gzhu.edu.cn

引文格式: 孙昱坤, 黄襄云, 刘彦辉, 等. 强震下多跨连续隔震坡桥非线性地震响应分析[J]. 广州大学学报(自然科学版), 2023, 22(2): 16-24.

the slope bridge with and without seismic isolation systems under macroseism. The results show that: compared with non-isolated slope bridges, the fundamental period of isolated slope bridges increases, the natural vibration characteristics of isolated slope bridges are basically similar to those of isolated flat bridges, the vibration modes are dominated by the displacement of the main girder and the bending deformation of the pier is small; the amplitude of the dynamic response of the isolated slope bridge is significantly reduced, and the unbalanced distribution of inertia forces caused by the coexistence of high and short piers is significantly improved, but there are still some differences in the amplitude of the dynamic response of each pier column due to the change of pier height; when the bridge is subjected to macroseism, the pier of the non-isolated slope bridge is damaged before the bearing and the short pier is damaged before the high pier, while the damage state of the isolated slope bridge subjected to macroseism is the same as that of the isolated flat bridge, and their piers and isolation bearings are not damaged.

Key words: isolated continuous girder bridge; slope bridge; material nonlinearity; seismic performance; failure mode

当前,我国正在实施海洋强国、粤港澳大湾区等沿海经济区发展战略,而跨海桥梁是沿海经济区域交通网络中不可或缺的重要基础设施。长联大跨连续梁桥凭借其高速行驶平顺、刚度大及伸缩缝少等优点,在公路铁路交通中得到了广泛应用^[1],在跨海工程中的非通航孔桥梁段尤为常见。同时,为满足通航要求,跨海工程中主航道桥的高度可达40 m左右^[2],常与非通航孔桥的高度不一致,需采用单联或多联高、矮墩并存的不等高连续梁桥(以下简称连续坡桥)连接,例如港珠澳大桥中采用纵坡为4%左右的连续坡桥连接主航道桥与非通航孔桥。我国地震灾害频发,连续坡桥相邻墩柱高差的改变直接引起各墩柱刚度的改变,导致桥梁自振特性的改变,从而影响其动力响应^[3]。

学者们通过布置隔震装置有效控制了各类桥梁的动力响应^[4-6],其中较为典型的隔震装置包括摩擦摆支座^[7-10]、铅芯橡胶支座和高阻尼橡胶支座^[11-12]等。采用隔震体系后,桥梁的动力响应分析及破坏状态也成为桥梁防灾减灾的研究热点:王伟军等^[13]研究了近断层隔震曲线连续梁桥的地震动力响应;贾毅等^[14]对采用摩擦摆支座构件隔震体系的多跨连续梁桥进行了地震易损性研究;黄襄云等^[15]采用曲率延性系数量化墩柱破坏状态,对隔震连续梁桥进行了抗震性能分析。但目前对连续坡桥动力响应及失效模式的研究仍鲜有报道。与一般连续梁桥的隔震层不同,连续坡桥的各隔震层间有较大的高差,虽可将其视为特殊的层间隔震^[16],但桥墩高差较大的多跨连续隔震坡桥能否像一般多跨连续隔震桥(以下简称平桥)一样,有效缓解由于桥墩高差所导致的上部惯性力在各个桥墩的分担量是需要探讨的。

鉴于此,本文以某跨海连续坡桥为工程背景,考虑桥墩材料非线性的影响,在墩、梁连接处设置摩擦摆支座建立桥梁隔震体系,采用曲率延性系数及支座极限相对位移作为损伤指标,量化隔震、非隔震坡桥在强震作用下的抗震性能,并与隔震、非隔震平桥进行对比,分析高、矮并存对隔震坡桥抗震性能的影响。

1 连续隔震坡桥质点模型

将连续隔震坡桥视为层间隔震,即可采用两质点模型进行简化^[17],得到其动力平衡方程。至此引入墩高参数 α_{ph} 量化连续坡桥的墩高变化,见式(1)。两质点模型如图1所示,一联桥中的 n 根墩柱可视为隔震层下方相互独立的子结构,通过刚度的等效替代及自振特性的拟合,可得等效刚度 k_1 及单质点质量 m_1 ;由于主梁整体的竖向抗弯刚度远大于隔震层的水平刚度 k_2 ,地震激励时主梁呈现整体平动状态,所以可将主梁视为隔震层的上部子结构,整体简化为一个单质点 m_2 ,进而得到连续隔震梁桥的两质点。

$$\alpha_{ph} = (h_{\max} - h_{\min}) / h_{\min} \quad (1)$$

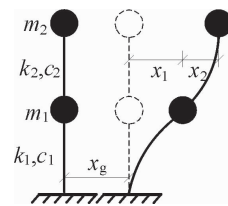


图1 隔震连续梁桥两质点模型

Fig. 1 Two particle model for an isolated continuous girder bridge

地震作用下,隔震连续桥梁的两质点模型的运动方程为

$$\begin{cases} m_1 \ddot{x}_1 + c_1 \dot{x}_1 - c_2 \dot{x}_2 + k_1 x_1 - k_2 x_2 = -m_1 \ddot{x}_g, \\ m_2 (\ddot{x}_1 + \ddot{x}_2) + c_2 \dot{x}_2 + k_2 x_2 = -m_2 \ddot{x}_g. \end{cases} \quad (2)$$

$$k_1 = k_{\max} \left(1 + \sum_{i=2}^n \left[\frac{n-1}{(n-1) + (i-1)\alpha_{ph}} \right]^3 \right). \quad (3)$$

上式中: h_{\max} 、 h_{\min} 分别为一联桥中最大墩高和最小墩高; m_1 、 m_2 分别为隔震层下方各墩柱的等效质量和上方主梁的总质量; c_1 、 c_2 分别为隔震层下方各墩柱的等效阻尼和隔震层的阻尼; k_1 、 k_2 分别为隔震层下方 n 根墩柱的等效刚度和隔震层的水平刚度, k_{\max} 为最矮墩的抗推刚度; x_1 、 x_2 分别为隔震层下方结构的相对位移和隔震层的层间位移。

基于两质点模型建立隔震坡桥的双自由度非线性简化模型,如图 2 所示。

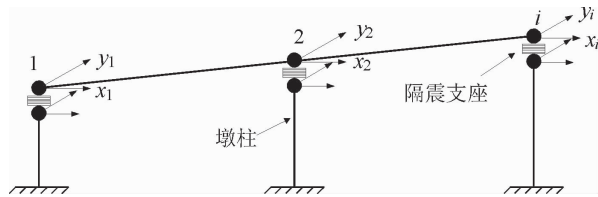


图 2 隔震坡桥简化模型

Fig. 2 Simplified model for a continuous isolated slope bridge

假定主梁在地震作用下保持线弹性状态,各墩底与地面固结处理,则其动力平衡方程为

$$[\mathbf{M}][\ddot{z}] + [\mathbf{C}][\dot{z}] + [\mathbf{K}][z] + [\mathbf{D}][\mathbf{F}] = -[\mathbf{M}][\mathbf{r}][\ddot{z}_g], \quad (4)$$

$$[z] = -[x_1, x_2, x_3, \dots, x_n, y_1, y_2, y_3, \dots, y_n], \quad (5)$$

$$[\ddot{z}_g] = \begin{bmatrix} \ddot{x}_g \\ \ddot{y}_g \end{bmatrix}. \quad (6)$$

上式中: $[\mathbf{M}]$ 、 $[\mathbf{C}]$ 、 $[\mathbf{K}]$ 分别为质量、阻尼、刚度的矩阵,它们均为 $2N \times 2N$ 阶矩阵; $[\ddot{z}]$ 、 $[\dot{z}]$ 、 $[z]$ 分别为加速度、速度、位移列向量; $[\mathbf{D}]$ 为隔震支座恢复力位置矩阵; $[\mathbf{F}]$ 为隔震支座控制力列向量; $[\mathbf{r}]$ 为地震动位置矩阵; x_i 、 y_i 分别为第 i 个节点的纵桥向与横桥向位移。

2 工程概况及有限元模型

2.1 工程概况

本文以某跨海多跨连续坡桥为工程背景,其跨径布置为 $6 \text{ m} \times 85 \text{ m}$,桥梁立面图如图 3(a)。该桥主梁采用

等高连续钢-混组合箱梁,主梁横截面形式如图 3(b),二期恒载取 $84.5 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$ 作用于主梁上。墩柱为采用 C50 混凝土的单箱双室等截面空心墩,桥墩横截面如图 3(c)。桥墩平均高度为 25 m ,其中最高墩与最矮墩高度分别为 35.5 m 、 14.5 m ,相邻墩柱高差为 3.5 m ,其墩高参数 α_{ph} 为 145% 。该场地设计地震的峰值加速度为 $152 \text{ cm} \cdot \text{s}^{-2}$,重现期为 600 a 。

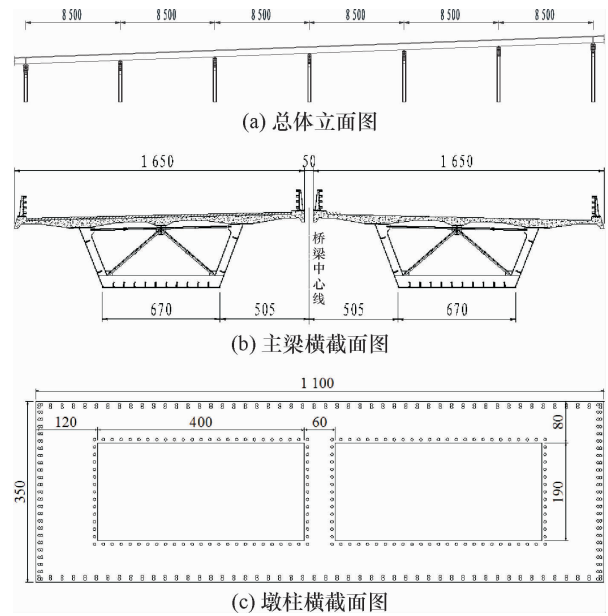


图 3 某跨海连续坡桥(单位: cm)

Fig. 3 A cross-sea continuous slope bridge (Unit: cm)

非隔震体系连续坡桥采用的普通盆式支座模拟,支座竖向视作刚体,水平向活动刚度取 $100 \text{ kN} \cdot \text{mm}^{-1}$,活动向极限容许位移为 50 mm 。

采用摩擦摆式隔震支座建立多跨连续坡桥的隔震体系,摩擦摆支座的恢复力模型近似为双线性恢复力模型,如图 4 所示。在多跨连续隔震桥梁的每个墩柱顶端布置两个相同参数的摩擦摆支座,全联共 28 个,摩擦摆隔震支座设计面压为 30 Mpa ,详细参数可见表 1。

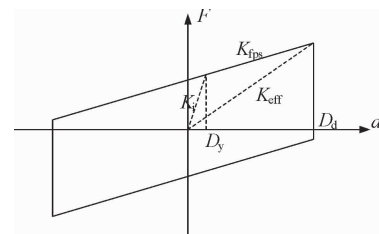


图 4 双线性恢复力模型

Fig. 4 Bilinear restoring force model

注: K_1 为初始刚度; K_{ps} 为摆动刚度; K_{eff} 为等效刚度; D_y 为屈服位移; D_d 为极限位移。

表 1 摩擦摆隔震支座参数

Table 1 Parameters of friction pendulum seismic isolator

曲率半径 /m	摩擦 系数	竖向承载力 /kN	屈服位移 /m	极限位移 /m	初始刚度 /(kN·m ⁻¹)	屈服后刚度 /(kN·m ⁻¹)	等效刚度 /(kN·m ⁻¹)	迭代等效刚度 /(kN·m ⁻¹)
4	0.04	15 000	0.002	0.2	300 000	3 750	6 750	13 750

2.2 有限元模型

采用 OpenSees 有限元分析平台建立隔震、非隔震的连续坡桥及平桥三维有限元模型,见图 5 所示。平桥各墩高均为 25 m,与连续坡桥平均墩高一一致。模型中,主梁及桥墩均采用 nonlinear Beam Column 单元模拟。其中,桥墩非线性纤维截面的混凝土选用 Mander 本构模型,采用 Concrete04 材料模拟;钢筋选用双折线本构模型,采用 Steel01 材料模拟。摩擦摆隔震支座采用 single FPBearing 单元模拟,模型中该单元的两端节点坐标重合,

坐标均位于桥墩盖梁上,即单元一端节点为盖梁节点,另一端节点与主梁节点采用自由度主从关系(EqualDOF)刚性耦合。由于坡桥存在一定坡度,采用支座上方与坡桥箱梁底部由楔形刚体相连的方式,使得支座上方与下方均保持水平,摩擦摆的平衡位置与平桥一致。考虑到该工程为混凝土墩柱,本文暂不考虑其大变形等几何非线性问题。分析时考虑相邻结构对边墩的影响,取半跨主梁自重(29 814 kN)作为二期恒载作用于1#、7#墩柱支座上。模型采用 Rayleigh 阻尼,阻尼比取 0.05。

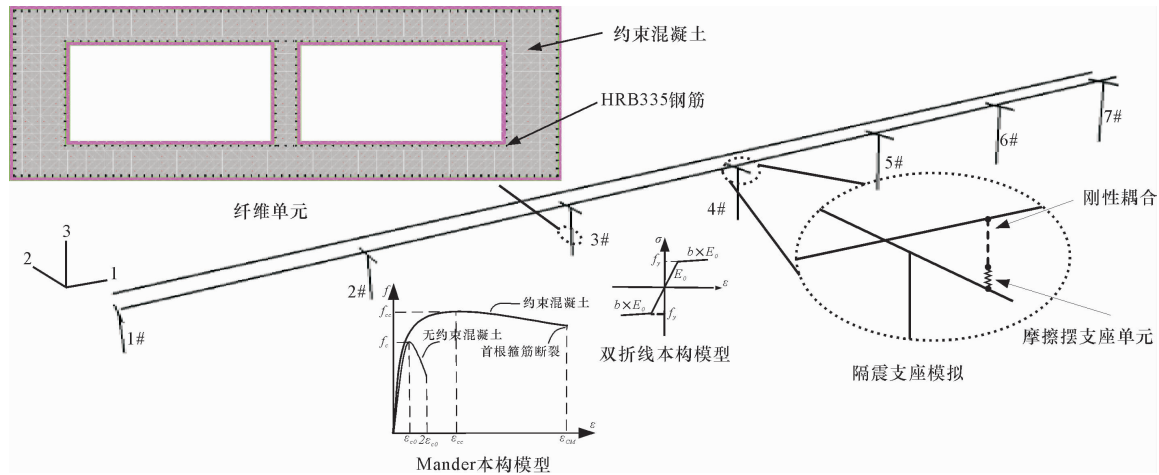


图 5 桥梁有限元模型

Fig. 5 Finite element model of the bridge

采用子空间迭代法计算了 4 种桥梁的动力特性,隔震与非隔震桥梁结构的自振周期、振型特征对比见表 2。由表 2 中可以看出,4 种桥梁的基本振型均为主梁纵向

平动,该结果与文献[15,18]中计算的基本振型一致,符合连续梁桥自振特性的一般规律,验证了本文有限元模型的有效性。

表 2 结构自振特性

Table 2 Natural vibration characteristics of the structure

阶数	非隔震平桥		非隔震坡桥		隔震平桥		隔震坡桥	
	周期	振型	周期	振型	周期	振型	周期	振型
1	1.192	双梁一致纵向平动	1.177	双梁一致纵向平动	2.023	双梁一致纵向平动	2.066	双梁一致纵向平动
2	0.771	双梁一致反对称竖弯	0.798	双梁一致反对称竖弯	2.013	双梁一致对称横弯	1.967	双梁一致对称横弯
3	0.765	双梁非一致反对称竖弯	0.766	双梁非一致反对称竖弯	1.986	双梁非一致对称横弯	1.934	双梁非一致对称横弯
4	0.741	双梁非一致对称竖弯	0.751	双梁非一致竖弯	1.958	双梁非一致纵向平动	1.913	双梁非一致纵向平动
5	0.734	双梁非一致反对称竖弯	0.739	双梁一致对称竖弯	1.934	双梁一致反对称横弯	1.886	双梁一致反对称横弯

2.3 动力特性计算结果分析

采用非隔震体系时,连续坡桥的基本周期略低于平

桥的基本周期,表明同时存在较高墩和较矮墩会对连续坡桥自振特性造成影响,从而对结构的地震响应造成影

响。并且刚度较大的较矮墩对结构自振特性的影响占主导地位,在后续研究中,可关注 1#最矮边墩的动力响应。由于非隔震体系下主梁横桥向约束未放开,连续坡桥和平桥基本振型均为双梁一致纵向平动,在纵桥向上的振型参与质量系数分别为 81.85% 和 88.67%,为非隔震体系的主振型。并且由后续各阶振型可以看出,主梁以竖弯为主,桥墩有较大的弯曲变形。

采用摩擦摆支座构建隔震体系后,连续坡桥的基本周期从 1.177 s 延长至 2.066 s,基本周期近似隔震前的 2 倍。连续隔震坡桥与平桥二者前 5 阶的振型相同,但连续隔震坡桥的 2~4 阶周期均略低于隔震平桥的周期。其次,连续隔震坡桥和平桥的基本振型均为双梁一致纵向平动,与非隔震体系相比,隔震体系基本振型在纵向上振型参与质量分别为 72.31% 和 76.72%,仍在纵桥向响应中起主控作用。由于桥梁在隔震体系下放开了对主梁的横向约束,此时隔震坡桥与平桥的第二阶振

型变为双梁一致对称横弯,其在横桥向上的振型参与质量达到 54.67% 和 54.18%,在横桥向响应中起主控作用。这表明采用隔震体系后,桥梁有两个主振型,在纵、横桥向上以双主梁位移为主,桥墩弯曲变形较小的特性,验证了前文两质点模型的有效性。

3 计算参数

3.1 结构破坏准则

通过计算墩柱底部截面的曲率延性系数 $\mu_\varphi = \varphi / \varphi_{cy1}$,量化墩柱损伤破坏的 5 种状态^[19]。基于曲率延性系数的损伤破坏等级划分及对应的损伤指标如表 3 所示。表 3 中 μ_{cy1} 为钢筋首次屈服时的曲率延性系数; μ_{cy} 为等效屈服曲率延性系数; μ_{cy2} 为墩柱保护层非约束混凝土破坏时($\varepsilon_u = 0.0033$)的曲率延性系数; μ_{cmax} 为极限曲率延性系数。

表 3 破坏等级划分区间

Table 3 Failure classifications

破坏状态	破坏状态描述	准则	数值区间
无破坏	混凝土无明显裂缝,钢筋尚未发生屈服	$\mu_\varphi \leq \mu_{cy1}$	$\mu_\varphi \leq 1$
轻微破坏	桥墩表面出现较大裂缝,最外侧钢筋首次发生屈服	$\mu_{cy1} < \mu_\varphi \leq \mu_{cy}$	$1 < \mu_\varphi \leq 1.209$
中等破坏	混凝土保护层脱落,桥墩出现非线性变形,墩底塑性铰局部形成	$\mu_{cy} < \mu_\varphi \leq \mu_{cy2}$	$1.209 < \mu_\varphi \leq 11.540$
严重破坏	塑性铰完全形成,保护层混凝土开始整体剥落,裂缝明显变宽	$\mu_{cy2} < \mu_\varphi \leq \mu_{cmax}$	$11.540 < \mu_\varphi \leq 29.264$
完全破坏	核心混凝土压碎,箍筋断裂,可能出现倒塌	$\mu_\varphi > \mu_{cmax}$	$\mu_\varphi \geq 29.064$

由于该桥各墩柱的截面及配筋一致,本文取中墩(4#)的曲率延性系数计算结果作为墩柱纵桥向的损伤指标。通过 OpenSees 对墩柱的极限抗弯性能进行分析,与 XTRACT 截面分析软件得到的墩底截面的弯矩-曲率图进行对比验证,如图 6。从图 6 可见,二者计算结果基本一致,验证了 OpenSees 模型中材料非线性模拟的可靠性,并得到了判定结构破坏状态的 4 个界限参数,如表 4 所示。

表 4 4#墩弯矩-曲率分析数据

Table 4 The $M-\varphi$ curve analysis data of 4# pier

所需界限参数	纵桥向
轴力/kN	71 347
首次屈服曲率 $\varphi_{cy1}/(1 \cdot m^{-1})$	6.889E-4
等效屈服曲率 $\varphi_{cy}/(1 \cdot m^{-1})$	8.327E-4
外层混凝土破坏时的曲率 $\varphi_{cy2}/(1 \cdot m^{-1})$	7.950E-3
极限曲率 $\varphi_{cmax}/(1 \cdot m^{-1})$	2.016E-2

根据表 4 中弯矩-曲率计算结果,即可确定该工程的曲率延性系数损伤指标,桥墩破坏状态判定具体数值区间详见表 3。

对于各墩顶的支座,本文以支座极限容许位移作为其破坏失效的判定依据。非隔震桥梁采用的普通盆式支座,在 OpenSees 中采用线弹性材料(Elastic uniaxial Material)与零长度单元(zero Length element)模拟,支座变形大小取支座上下节点在地震激励下的相对位移。该工程采用的活动盆式支座的极限容许位移为 50 mm。当盆式支座的支座位移大于 50 mm 时,则判定支座发生失效破坏。

在隔震体系中,该工程采用的摩擦摆支座的极限容

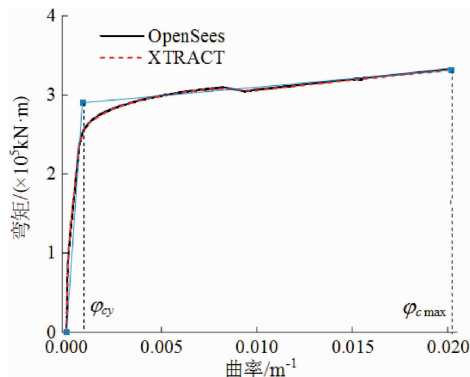


图 6 4#墩底截面弯矩-曲率图

Fig. 6 The $M-\varphi$ curve of the bottom section of 4# pier

许位移为 200 mm。当摩擦摆支座的支座位移超过 200 mm 时,则判定隔震支座发生失效破坏。

3.2 连续坡桥墩高参数

基于工程实例的平均墩高为 25 m 的特点,另建立两个连续坡桥模型,使其桥墩的平均高度仍为 25 m。其一,1#墩到 7#墩墩高逐个递增 1.5 m;其二,逐个递增 2.5 m。经计算,3 个连续坡桥的墩高参数 α_{ph} 值分别为 44%、86% 和 145%。

3.3 地震波选取

根据设计地震下的加速度反应谱曲线,在 PEER 数据库选取了 4 条实测地震记录并人工模拟 1 条地震记录作为输入,其加速度反应谱对比曲线如图 7 所示。由图 7 可知,选取的 4 条地震波的平均反应谱与设计反应谱能够较好地拟合,由此可判断输入地震波的合理性。将地震动加速度时程归一化处理,并将其 PGA 分别调整为 $235 \text{ cm} \cdot \text{s}^{-2}$ (罕遇地震)、 $485 \text{ cm} \cdot \text{s}^{-2}$ (极罕遇地震)后沿桥梁纵向输入。

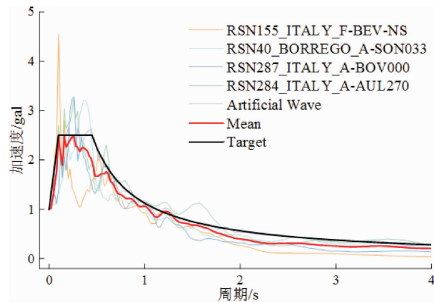


图 7 加速度反应谱对比曲线

Fig. 7 Comparison curves of acceleration response spectrum

4 桥梁抗震性能分析

将 5 条地震波沿桥梁纵向输入,采用 OpenSees 计算了不同墩高参数 α_{ph} 值时连续梁桥在隔震体系与非隔震体系下各墩的墩顶的纵向位移及墩底的内力,并求取它们在 5 条地震动激励下响应幅值的平均值。强震下连续坡桥的动力响应及破坏状态见图 8 ~ 图 12。

罕遇地震作用下,连续坡桥的动力响应如图 8 所示。由图 8 可知,无论在隔震与非隔震体系下,连续坡桥的动力响应幅值与平桥的动力响应幅值差异较大,图 8(a)中各墩的墩顶纵向位移的差异尤为显著。在非隔震体系中,平桥各墩的墩顶纵向位移以 4#墩为对称轴正对称,呈现类似“w”的形态,1#墩与 7#墩的墩顶位移增大是考虑相邻结构影响所致。随着墩高参数 α_{ph} 的增大,总体图形有绕着中心(4#墩)逆时针旋转的趋势,并且 4#墩的墩顶位移不断减小。这样,对于连续坡桥,各

墩的墩顶纵向位移随着墩柱的增高而增大,高、矮墩之间的最大墩顶位移差值约为 60 mm。但随着 α_{ph} 的增大,高墩(6#、7#)墩顶的纵向位移增幅显著放缓,而矮墩(1#、2#)墩顶位移下降较大, $\alpha_{ph} = 145\%$ 时,连续坡桥的 1#墩墩顶位移仅为平桥的 36.49%,7#墩墩顶位移是平桥的 1.32 倍。在隔震体系下,凭借隔震支座出色的耗能能力,桥梁各墩的墩顶位移幅值显著降低。值得注意的是,此时隔震平桥各墩的墩顶位移差距甚微,最大差值仅有 0.4 mm,而对于隔震坡桥,相比于非隔震坡桥,墩顶位移有了较大调整。高、矮墩之间的最大墩顶位移差值缩小到大约 30 mm,是非隔震坡桥工况下的 50%,并且调整的程度与隔震平桥相接近了。这是由于隔震层平衡了大部分位移,如图 9 所示,随着墩柱越矮,隔震支座的位移越大,最大相对位移可达约 110 mm。

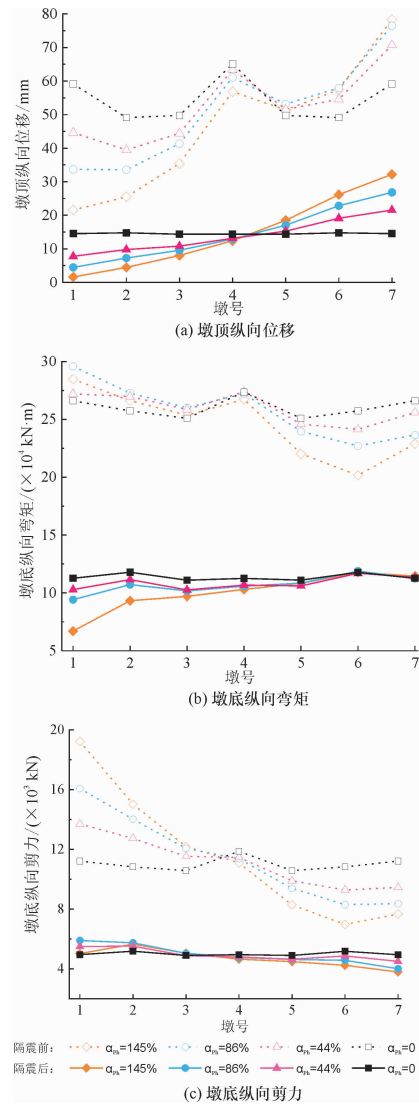


图 8 罕遇地震下连续坡桥地震响应

Fig. 8 Seismic response of continuous slope bridge under rare occurrence earthquake

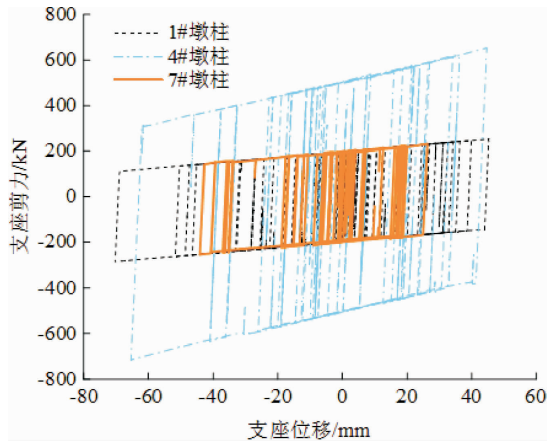


图 9 $\alpha_{ph} = 145\%$ 时隔震支座滞回曲线

Fig. 9 The hysteretic curve of isolation bearing when $\alpha_{ph} = 145\%$

对于隔震体系下连续坡桥各墩柱底部截面的纵向内力,隔震层的减震效果卓越。至于墩高变化的影响方面,就总体趋势上看,随着墩高变高,墩底纵向弯矩随之增大,墩底纵向剪力随之减小。与非隔震坡桥相比,由于隔震支座降低了各墩之间位移响应幅值之差, α_{ph} 值的改变对其影响较小。至此引入统计学中标准差 σ 的概念,量化各墩平均动力响应幅值的差异大小,并将各标准差计算结果与隔震前的平桥相比,比值可见表 5。其比值越接近 0 则表示各墩动力响应幅值越趋于一致。从表 5 中可以直观地看出,隔震后的标准差比值均小于隔震前,平桥尤为显著,并且隔震连续坡桥的比值稍大于隔震平桥。这表明隔震坡桥高、矮墩惯性力不均衡分布的问题明显改善,但与隔震平桥相比,其各墩柱的动力响应幅值还是受墩高变化影响,存在一定差异。

表 5 罕遇地震下连续梁桥地震响应标准差比值
Table 5 Ratio of standard deviations of seismic response of continuous girder bridge under rare occurrence earthquake

项目	墩高参数 α_{ph}				
	145%	86%	44%	平桥	
位移	隔震前	3.07	2.40	1.70	1.00
	隔震后	1.73	1.25	0.77	0.03
弯矩	隔震前	3.48	2.86	1.50	1.00
	隔震后	1.99	0.91	0.64	0.34
剪力	隔震前	9.68	6.42	3.69	1.00
	隔震后	1.33	1.46	0.87	0.27

极罕遇地震作用下,连续坡桥的动力响应如图 10 所示。

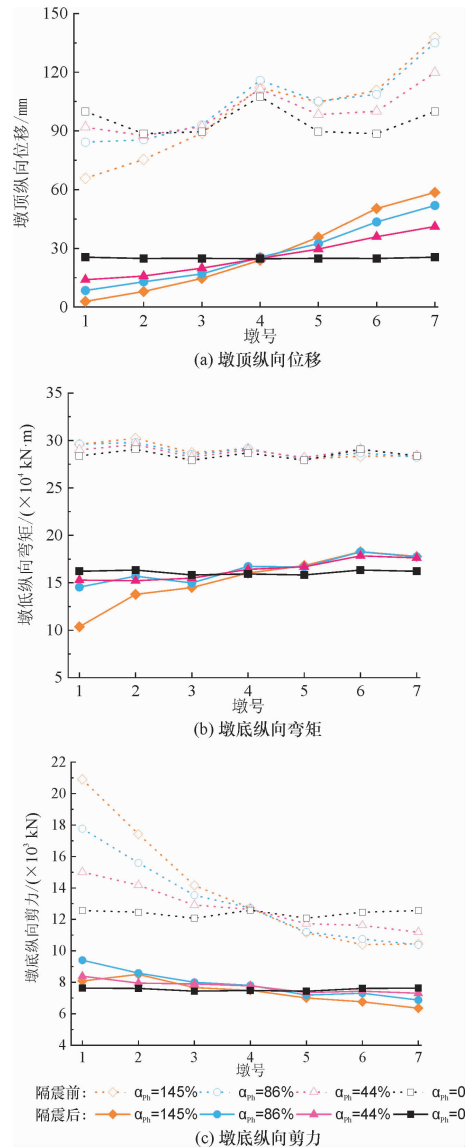


图 10 极罕遇地震下连续坡桥地震响应

Fig. 10 Seismic response of continuous slope bridge under extremely rare occurrence Earthquake

由图 10(a) 可知,在隔震与非隔震体系下,各墩的墩顶纵向位移随墩高与墩高参数 α_{ph} 的变化规律大致相同。但在非隔震体系下,随着墩高参数 α_{ph} 的增大,4#墩的墩顶位移不断增大, $\alpha_{ph} = 145\%$ 时,连续坡桥的 1#墩墩顶位移提升至平桥的 65.86%,7#墩的墩顶位移提升至平桥的 1.38 倍。

由图 10(b) 和图 10(c) 可知,在极罕遇设防水准下对于连续隔震坡桥各墩柱底部截面的纵向内力,就总体趋势上看,随着墩高与墩高参数 α_{ph} 的变化,其变化规律与罕遇地震设防水准时大致相同,结合图 11 中各墩的破坏状态分析,其原因在于采用隔震体系后各墩柱处于弹性工作阶段。但在非隔震体系下,各墩的墩底纵向弯

矩几乎不随着墩高与墩高参数 α_{ph} 的变化而变化,因为此时各墩墩底已进入中等破坏甚至严重破坏的状态,可见图 11(b),墩底截面抗弯强度已接近极限,这也导致了表 6 中隔震前连续坡桥各墩墩底弯矩的标准差比值小于隔震后,但表 6 中墩顶位移和墩底剪力的变化规律均与罕遇地震水准时相同。

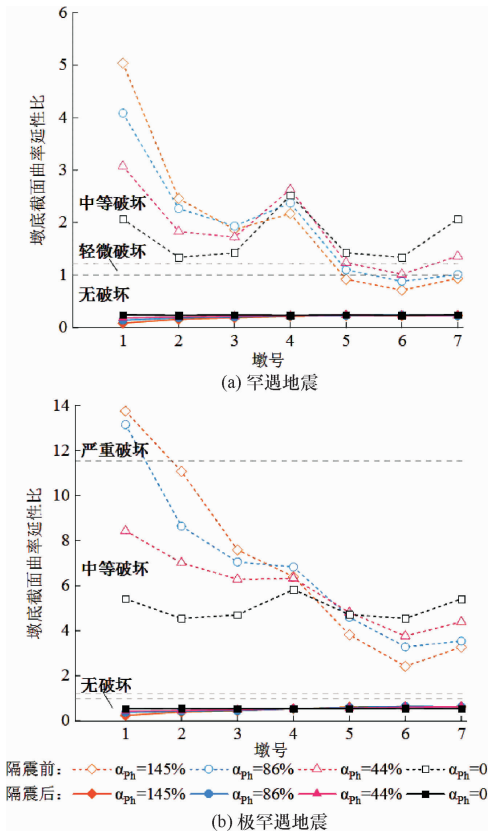


图 11 强震下连续坡桥各墩破坏状态

Fig. 11 Damage state of each pier of a continuous slope bridge under strong earthquake

表 6 极罕遇地震下连续梁桥地震响应标准差比值
Table 6 Ratio of standard deviations of seismic response of continuous girder bridge under extremely rare earthquake

项目	墩高参数 α_{ph}				
	145%	86%	44%	平桥	
位移	隔震前	3.24	2.40	1.53	1.00
	隔震后	2.81	2.13	1.35	0.04
弯矩	隔震前	1.65	1.41	1.08	1.00
	隔震后	5.78	2.90	2.30	0.49
剪力	隔震前	17.48	12.01	6.21	1.00
	隔震后	3.32	3.88	1.73	0.40

对比图 11(a)与图 11(b)可以发现,采用隔震体系后,连续坡桥与连续平桥的各墩柱均处于无破坏状态,

并且墩高与墩高参数 α_{ph} 几乎不对其墩底截面的曲率延性系数造成影响。对于未采用隔震体系的连续平桥,在平均墩高一定的工况下,边界条件是影响其墩底截面的曲率延性系数的主要因素。由于中间 4#墩为固定墩且交接墩(1#、7#)考虑相邻联段的影响,这 3 个墩的墩底截面的曲率延性系数显著高于剩下的 4 个墩柱。但未采用隔震体系的连续坡桥,1~4#墩柱在罕遇地震水准下均处于中等破坏状态, α_{ph} 为 145%、86% 时的 1#墩柱在极罕遇地震水准下甚至处于严重破坏状态。可见墩柱的高度越小,其底部截面的曲率延性系数越大,破坏的程度也越重。

图 12 展示了普通盆式橡胶支座和摩擦摆隔震支座在罕遇和极罕遇设防水准下的最大变形位移。由图 12 可知,在罕遇地震设防水准下,盆式橡胶支座和摩擦摆隔震支座最大变形位移分别为 43 mm 和 52 mm,均发生于 $\alpha_{ph} = 145%$ 时连续坡桥的 1#墩的墩顶支座,由于变形仍处于容许范围内,可判定此时各支座均为未损坏;而在极罕遇地震设防水准下, $\alpha_{ph} = 145%$ 连续坡桥的 1#墩的墩顶盆式支座变形位移超过了其支座极限容许位移,发生失效破坏,但各摩擦摆隔震支座变形均位于容许范围内,未发生损坏。

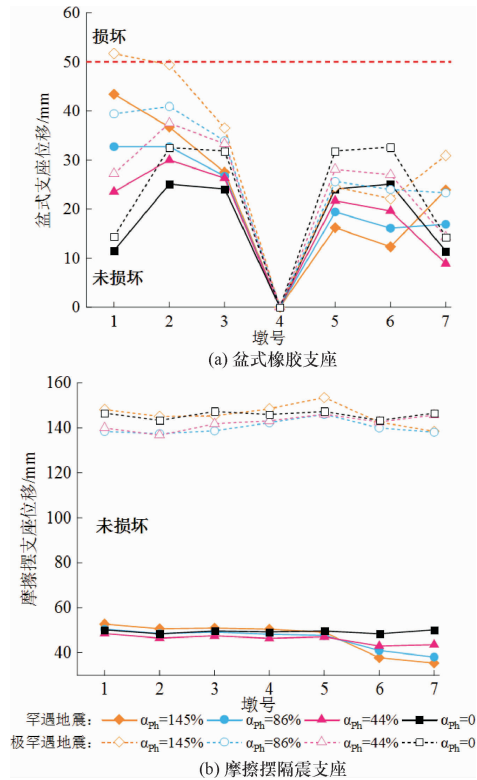


图 12 强震下连续坡桥各墩支座位移

Fig. 12 Pier bearing displacement of a continuous slope bridge under strong earthquake

由连续坡桥采用隔震和非隔震体系在强震作用下的破坏状态可以看出,二者的破坏模式不同。非隔震桥梁在地震作用下,主要由桥墩产生弹塑性变形消耗地震能量,桥墩构件先于盆式支座发生损伤破坏,并且矮墩先于高墩发生破坏;而隔震桥梁主要由隔震层产生滞回变形消耗地震能量,高、矮墩并存的连续坡桥采用隔震体系后,有效降低了各墩墩底截面的内力响应且受墩高变化的影响较小,满足基于强度的抗震设计要求。

5 结 论

本文采用桥墩曲率延性系数及支座极限容许位移作为桥梁损伤指标,量化隔震、非隔震坡桥在强震作用下的抗震性能,并与隔震、非隔震平桥进行对比,分析

高、矮并存对隔震坡桥抗震性能的影响,主要结论如下:

(1) 隔震坡桥与非隔震坡桥相比,基本周期有所延长,基本周期近似隔震前的 2 倍,隔震坡桥的自振周期与隔震平桥的自振周期基本相近,其两个主振型以主梁位移为主,桥墩弯曲变形较小;

(2) 隔震坡桥的动力响应幅值显著减少,由于隔震层平衡了大部分位移,高、矮墩惯性力不均衡分布的问题得到明显改善,但与隔震平桥相比,其各墩柱的动力响应幅值还是受墩高变化影响,存在一定差异;

(3) 非隔震连续坡桥在强震作用下,墩柱先于支座且矮墩先于高墩发生损伤破坏,而采用隔震体系后,墩高与墩高参数 α_{ph} 几乎不对连续坡桥墩底截面的曲率延性系数造成影响,隔震坡桥与隔震平桥在强震作用下破坏状态一致,其墩柱及隔震支座均未发生破坏。

参考文献:

- [1] 邵旭东. 桥梁工程[M]. 4 版. 北京: 人民交通出版社, 2016.
- [2] 孟凡超, 刘晓东, 徐国平. 港珠澳大桥主体工程总体设计[C]//第十九届全国桥梁学术会议论文集(上册). 北京: 人民交通出版社, 2010: 65-85.
- [3] Kyu-Sik P, Hyung-Jo J. A comparative study on aseismic performances of base isolation systems for multi-span continuous bridge[J]. *Engineering Structures*, 2002, 24(8): 1001-1013.
- [4] Dezfali F H, Li S, Alam M S, et al. Effect of constitutive models on the seismic response of an SMA-LRB isolated highway bridge[J]. *Engineering Structures*, 2017, 148(10): 113-125.
- [5] 黄俊豪, 黎璟, 钱永久, 等. 多级设防水准下大跨连续梁桥减隔震方案优化研究[J]. *桥梁建设*, 2020, 50(6): 66-72.
- [6] 吴迪, 戴隆华, 臧晓秋, 等. 高铁隔震桥梁模拟地震振动台试验研究[J]. *铁道建筑*, 2018, 58(4): 29-33.
- [7] 邵长江, 肖正豪, 漆启明, 等. 摩擦摆支座隔震铁路连续梁桥振动台试验研究[J]. *振动与冲击*, 2021, 40(14): 292-298, 306.
- [8] 赵人达, 贾毅, 占玉林, 等. 强震区多跨长联连续梁桥减隔震设计[J]. *浙江大学学报(工学版)*, 2018, 52(5): 886-895.
- [9] 陈杰. 八度地震区铁路大跨度连续梁桥减隔震设计[J]. *铁道建筑*, 2022, 62(1): 83-86.
- [10] 张常勇, 钟铁毅, 杨海洋. 摩擦摆支座隔震连续梁桥地震能量反应研究[J]. *振动与冲击*, 2017, 36(16): 63-67, 121.
- [11] Et A, Sam B, Ha C. Comparison of different models for high damping rubber bearings in seismically isolated bridges-science direct[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2018, 104: 329-345.
- [12] 石岩, 王东升, 韩建平, 等. 桥梁减隔震技术的应用现状与发展趋势[J]. *地震工程与工程振动*, 2017, 37(5): 118-128.
- [13] 王伟军, 虞庐松, 李子奇, 等. 近断层地震特性对隔震曲线连续梁桥地震响应的影响[J]. *地震工程学报*, 2022, 44(1): 86-92, 127.
- [14] 贾毅, 奎智尧, 田浩, 等. 基于 IDA 的隔震连续梁桥地震易损性研究[J]. *工程抗震与加固改造*, 2021, 43(6): 55-64.
- [15] 黄襄云, 邓春香, 刘彦辉. 强震下港珠澳连续梁隔震桥抗震性能研究[J]. *地震工程学报*, 2022, 44(3): 501-508, 550.
- [16] Taiji M, Hiroshige U. Evaluation on the effect of temperature change to dynamic behaviors of multi-span continuous bridge during earthquake[J]. *Journal of Applied Mechanics*, 2008(11): 1081-1090.
- [17] 周福霖, 张颖, 谭平. 层间隔震体系的理论研究[J]. *土木工程学报*, 2009, 42(8): 1-8.
- [18] 王力, 杨延超, 刘世忠, 等. 长联大跨摩擦摆支座隔震连续梁桥多维地震反应分析[J]. *世界地震工程*, 2020, 36(2): 129-137.
- [19] Hwang H, 刘晶波. 地震作用下钢筋混凝土桥梁结构易损性分析[J]. *土木工程学报*, 2004, 37(6): 47-51.

【责任编辑: 周 全】