

# 面向韧性的大跨度桥钢筋混凝土桥塔抗震性能 设计与控制指标

管仲国<sup>1</sup>, 徐瑜窈<sup>1,2</sup>, 李建中<sup>1</sup>, 吴勇木<sup>3</sup>, 肖益锋<sup>3</sup>

(1. 同济大学 土木工程防灾减灾全国重点实验室, 上海 200092; 2. 上海市城市建设设计研究总院(集团)有限公司, 上海 200125;  
3. 中国公路工程咨询集团有限公司, 北京 100089)

**摘要:** 国内外大跨度桥钢筋混凝土桥塔在安全性设防地震下的性能目标基本一致, 但具体的性能控制指标并不相同。系统分析了震后继续服役结构的承载能力极限状态和正常使用极限状态的性能要求, 提出了面向韧性的结构抗震性能设计指标, 包括残余承载力、残余位移、残余刚度和残余裂缝宽度等。基于巴拿马运河四桥, 对比研究了首次屈服、等效屈服、有限延性 $q=1.5$ 以及钢筋拉应变达到0.01或混凝土压应变达到0.004等4种钢筋混凝土桥塔性能控制指标。结果表明, 4种性能控制指标所对应的地震动作用强度差异很大, 已超过安全性设防地震和功能性设防地震的差异。基于建立的面向韧性的结构抗震性能设计指标, 对4种性能控制指标进行评价。首次屈服、等效屈服和有限延性 $q=1.5$ 等3种性能控制指标均可满足结构震后不需修复或经简单修复即可继续使用的性能目标; 我国现行大跨度桥钢筋混凝土桥塔采用的等效屈服指标过于保守, 至少可采用有限延性 $q=1.5$ ; 在充分考虑震后刚度折减对伸缩缝、支座、阻尼元件等变形需求的影响后, 可采用钢筋拉应变达到0.01或混凝土压应变达到0.004的材料应变性能控制指标。

**关键词:** 大跨度桥梁; 钢筋混凝土桥塔; 韧性性能设计指标; 残余承载力; 残余位移; 残余刚度; 性能控制指标  
中图分类号: U448.27 文献标志码: A

## Specific Performance Indices and Appropriate Performance Limits for Seismic Resilience Design of Reinforced Concrete Pylons of Long-span Bridges

GUAN Zhongguo<sup>1</sup>, XU Yuyao<sup>1,2</sup>, LI Jianzhong<sup>1</sup>, WU Yongmu<sup>3</sup>, XIAO Yifeng<sup>3</sup>

(1. State Key Laboratory of Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China;  
2. Shanghai Urban Construction Design & Research Institute

(Group) Co., Ltd., Shanghai 200125, China; 3. China Highway Engineering Consulting Corporation, Beijing 100089, China)

**Abstract:** The performance objective of reinforced concrete pylons of long-span bridges under the safety evaluation earthquake (SEE) is consistent at home and abroad; however, the specified performance limits used for the seismic design of pylons are quite different. The performance requirements at the ultimate limit state and the operational limit state of post-earthquake structures are analyzed, and then the specific performance indices for the seismic resilience design of post-earthquake structures are presented, including residual capacity, residual displacement, residual stiffness, and residual crack width. Based on the fourth Panama Canal Bridge, the four widely used performance limits, such as the first yield moment, effective yield moment, limited ductility of  $q=1.5$ , and limits of material strains, i. e., steel tensile strain less than 0.01 and concrete compressive strain less than 0.004, are compared. It is shown that the difference between seismic intensities corresponding to the four performance limits is very large, even larger than that between SEE and the functional evaluation earthquake (FEE). The four performance limits are further evaluated with the specific performance indices presented for the seismic resilience design of post-earthquake structures. The first yield moment, effective yield moment, and limited ductility of  $q=1.5$  can well satisfy the performance objective of sustaining to full functionality after the shock with none or only simple rehabilitation. The currently used performance limit of effective yield moments for the seismic design of pylons under SEE seems too conservative and at least the limited ductility of  $q=1.5$  could be used instead. Moreover, considering the stiffness

收稿日期: 2023-09-13

基金项目: 国家自然科学基金(52278527); 上海市科技攻关项目(22dz1201200)

第一作者: 管仲国, 教授, 博士生导师, 工学博士, 主要研究方向为桥梁抗震。E-mail: guanzhongguo@tongji.edu.cn

通信作者: 徐瑜窈, 工学硕士, 主要研究方向为桥梁设计。E-mail: 1187110793@qq.com



论文  
拓展  
介绍

degradation due to the seismic damage and its effect on the increase of displacement responses of expansion joints, bearings, and damping units, the performance limit of material strains, i.e., steel tensile strain less than 0.01 and concrete compressive strain less than 0.004, could be employed.

**Keywords:** long-span bridges; reinforced concrete pylons; performance indices for seismic resilience design; residual capacity; residual displacement; residual stiffness; performance limits

大跨度桥梁是交通网络中的关键枢纽性工程,对于区域的交通物流,乃至社会经济和生活都存在重要影响<sup>[1-2]</sup>。我国中西部地区大跨度桥梁建设日益增加,如出疆通道、沿边通道和西部陆海新通道等。由于中西部地区位于欧亚地震带上,地震断裂带十分活跃,因此这些大跨度桥梁地震安全性倍受关注。

大跨度斜拉桥和悬索桥的桥塔多为钢筋混凝土结构,通常要承担 90% 以上的上部结构恒载与活载作用,对结构抗震安全起决定性作用<sup>[3-7]</sup>。桥塔结构体量大、建造周期长、造价占比高,因此并不适合采用传统的延性防倒塌抗震设计<sup>[8-9]</sup>。目前,国内外的大跨度桥梁一般采用 2 级抗震设防水准。Caltrans<sup>[10]</sup>采用功能性设防地震(FEE)和安全性设防地震(SEE)2 级设防水准:在功能性设防地震动水平下基本处于弹性或仅发生最小损伤,震后立即恢复使用功能;在安全性设防地震动水平下产生轻微至中等破坏,经短时间修复可恢复正常功能。我国现行桥梁抗震设计规范《公路桥梁抗震设计规范》(JTGT 2231-01—2020)<sup>[11]</sup>和《城市桥梁抗震设计规范》(CJJ166—2011)<sup>[12]</sup>采用 E1 和 E2 两水准地震设防,要求在 E1 地震动作用下基本不发生损伤,在 E2 地震动作用下桥塔、基础和主梁等重要结构受力构件可发生局部轻微损伤,震后不需修复或经简单修复可继续使用。欧洲规范在实际操作中按单一水准设防,仅考虑安全性设防标准,如 Rion-Antirion 桥采用了 2 000 年回归期的地震设防,要求桥塔仅发生微小损伤,震后可继续使用。可见,国内外对于大跨度桥梁在安全性设防地震下的性能目标基本一致,即可以产生轻微损伤,震后不需修复或经简单修复即可继续使用。

然而,在具体的性能控制指标上,国内外存在较大差异。目前,我国大跨度桥的桥塔对应功能性设防标准一般采用首次屈服性能控制指标,安全性设

防标准一般采用等效屈服性能控制指标。欧洲大跨度桥梁较多采用有限延性  $q=1.5$  性能控制指标,认为在该状态下结构震后无须修复或简单修复即可使用<sup>[13]</sup>。近年来,基于美国标准 AASHTO<sup>[14]</sup>设计的大跨度桥梁多采用基于材料应变的性能控制指标。需要指出的是,大跨度桥梁桥塔在安全性地震下的性能控制核心是继续服役性能和修复需要,即剩余功能与功能恢复问题,而这属于结构抗震韧性的核心点。当前有关震后继续服役性能评价、新型韧性结构体系的相关研究中,较多关注结构的残余位移响应<sup>[15-18]</sup>。

## 1 面向韧性的结构抗震性能设计指标

### 1.1 震后继续服役性能评估

结构抗震韧性评估需首先评估结构的剩余功能,即通过合适的指标对结构的震后继续服役能力进行量化评定。众所周知,桥梁是通过满足承载能力和正常使用 2 种极限状态来确保其服役能力。同理,对于桥梁的震后继续服役能力,也需满足 2 种极限状态下的性能验算,如图 1 所示。

震后结构的承载力是指结构的残余承载力,需考虑地震动作用对结构承载力的影响;震后结构的延性能力是指残余延性能力,需考虑震后残余变形与累积损伤的影响。震后结构的正常使用性能和耐久性与新建结构不同,震后结构的线形需考虑结构的残余位移,当结构的震后残余位移过大而影响其正常使用时,意味着无法满足震后继续服役的正常使用极限状态要求,如:阪神地震中 100 余座桥墩因墩柱倾斜超过 1/60 或者桥墩顶部偏移超过 150 mm 无法继续使用而被拆除,汶川地震中也有 12 座桥震后产生过大残余位移而被拆除<sup>[19]</sup>。此外,结构在正常使用荷载作用下应具有足够的刚度,以避免过大变形导致不舒适的使用体验。震后结构由于经历了地震损伤,可能导致结构刚度的显著下降,进而无法正常使用时<sup>[20]</sup>。最后,震后继续服役结构还应满足剩余寿命的结构耐久性需要,地震动作用导致的结构损伤可能导致环境侵蚀,如氯离子、湿气和氧气等更容易到达钢筋等耐久性敏感性材料,进而导致结构耐久性的显著降低<sup>[21]</sup>。

对于常规结构的抗震设计,一般仅考虑承载力、变形等与结构安全性有关的性能指标,未考虑结构震后继续服役的正常使用性能与耐久性要求。因此,从面向韧性的结构抗震性能设计出发,还需补充

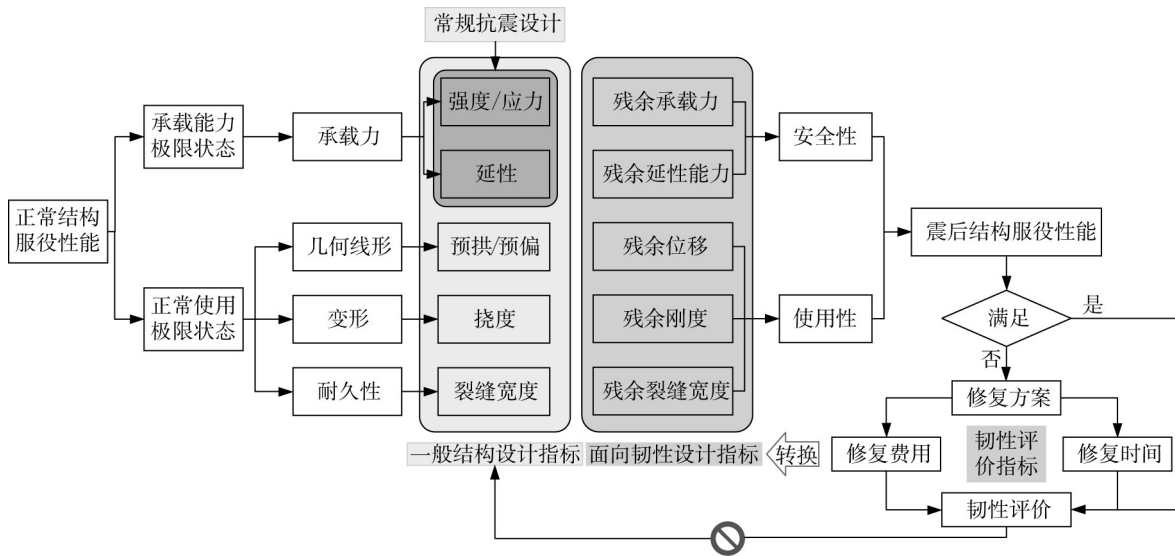


图1 面向韧性的结构抗震性能设计指标分析

Fig.1 Specific performance indices for seismic design of structural resilience

相关的设计指标。需要指出的是,结构韧性评价相关的修复费用、修复时间等指标,并不能直接用于结构设计,需将其转换为可设计的结构性能指标。

### 1.2 继续服役安全性指标

#### 1.2.1 残余承载力

由于实际桥梁塔/墩的轴压比一般不超过0.2,震后结构尽管可能存在一定的损伤,但是对于继续服役的正常使用荷载一般都足够,因此桥塔结构的竖向承载力实际上并不会控制震后的继续服役安全性。如图2所示,对于水平残余承载力,结构在地震中历经最大位移响应A点,震后卸载到B点,继续服役状态下,结构的极限承载力实际为沿再加载路径直至极限位移能力C点过程中的最大承载力。

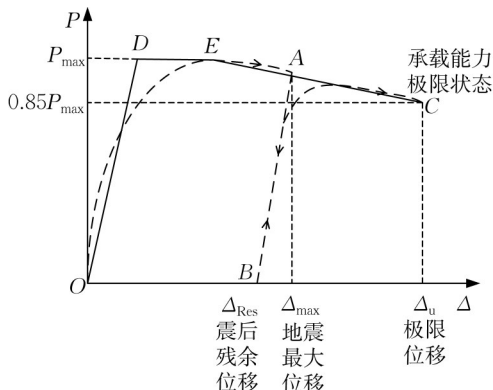


图2 钢筋混凝土塔/墩残余承载力

Fig.2 Residual capacity for reinforced concrete pylons

对于钢筋混凝土塔柱,可认为再加载路径与原加载路径基本重合,即震后继续服役期的加载路径

为B→A→C。因此,当地震中的最大位移响应A点未超过承载力峰值点E( $P_{max}$ )时,构件的水平极限承载力并未发生折损,而当A点超过承载力峰值点E时,才发生折损,此时可近似采用A点处的承载力表征残余承载力。需要指出的是,对于轴压比小于0.2的桥梁塔柱,其水平承载力的折减一般均较小,即使对应极限变形C点,水平承载力的降幅也不超过15%<sup>[22]</sup>。

#### 1.2.2 残余延性能力

现行结构抗震设计是按照一定的地震超越概率进行设防的,震后结构的残余延性能力主要考虑在剩余生命期内再次遭遇设防地震动作用的状态。从桥梁结构抗震韧性的内涵出发,主要关注震后结构的正常服役功能,包含持久状况下的结构承载安全性,并不苛求原结构抗震能力的快速恢复。因此,可以不将残余延性能力列为面向韧性的抗震性能设计指标。

### 1.3 继续服役使用性指标

#### 1.3.1 残余位移

日本道路规范基于震害统计与理论分析给出的残余位移估算公式为<sup>[23]</sup>

$$d_R = c_R(\mu_r - 1)(1 - \gamma)d_y \quad (1)$$

式中: $\gamma$ 为屈服刚度比; $\mu_r$ 为位移延性; $d_y$ 为桥墩屈服位移; $c_R$ 为折减系数,对于钢筋混凝土桥墩取0.6。日本道路规范将桥墩的可修复性能标准取为残余偏移率小于1/100。

#### 1.3.2 残余刚度

在钢筋混凝土墩柱的拟静力试验研究中,一般

采用下式计算割线刚度以评估结构的刚度退化效应:

$$K_i = \frac{|+F_i| + |-F_i|}{|+\Delta_i| + |-\Delta_i|} \quad (2)$$

式中: $F_i$ 为第*i*次峰值荷载; $\Delta_i$ 为第*i*次峰值位移。

大量墩柱拟静力试验数据显示,墩柱开裂、屈服后等效刚度折减非常严重,相比于结构初始刚度,退化率可达80%以上。然而,在一些振动台试验中,已发生明显塑性的墩柱刚度折减并不像拟静力试验中那样严重。可能是因为:在拟静力试验中等效刚度对应各加载等级的最大变形状态,而在振动台试验中白噪声扫描时的作用强度一般远低于墩柱已经历的最大塑性变形,此外墩柱在上部结构恒载的作用下会发生一定程度的裂缝闭合,导致结构刚度有一定的恢复。

从继续服役的使用性能评估角度,主要关注受损结构是否具有足够的刚度以满足震后正常使用的需要,因此应重新加载至正常使用极限状态下的最不利荷载,而不是再次加载至地震时经历的最大变形状态。为此,本文提出适用于震后继续服役结构的使用性能残余刚度评价指标,采用重新加载至正负正常使用极限状态时的最不利设计荷载时的刚度,计算式为

$$K_R = \frac{|+F_d| + |-F_d|}{|+\Delta_d| + |-\Delta_d|} \quad (3)$$

式中, $F_d$ 为正常使用极限状态下的最不利荷载; $\pm\Delta_d$ 为对应 $\pm F_d$ 时的位移。

图3所示为典型墩柱滞回曲线,分别代表弯曲线、弯剪复合型、剪切型和自复位型4种典型滞回特征。若采用式(2)的割线刚度指标,则各滞回曲线的刚度退化效应基本相同;若采用式(3)的残余刚度指标,则4种滞回曲线的残余刚度大小排序为:旗帜形>梭形>反S形>反Z形。不难看出,式(3)的结果显然更符合结构震后继续服役性能。

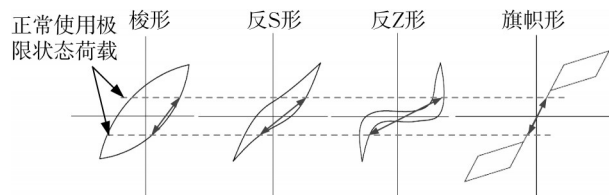


图3 典型滞回曲线的残余刚度

Fig.3 Residual stiffness for typical hysteresis loops

### 1.3.3 残余裂缝宽度

目前,对于混凝土结构震后残余裂缝宽度的相

关研究非常少。Priestley等<sup>[24]</sup>认为钢筋混凝土墩柱纵筋拉应变约为0.015时,对应的残余裂缝宽度为0.5~1.0 mm。Lehman等<sup>[25]</sup>测量了混凝土柱的残余裂缝宽度,但由于分散程度较大,因此无法确定纵向钢筋中残余裂缝宽度与最大应变之间的关系。Guan等<sup>[26]</sup>采用夹式引伸计观测了高墩开裂全过程滞回响应,建议采用荷载卸载至零点时的裂缝宽度作为残余裂缝宽度,并提出了残余裂缝的理论模型,将残余裂缝宽度表达为最大裂缝宽度、钢筋最大屈服应变和屈服长度的函数。需要指出的是,实际的震后残余裂缝是结构在地震动作用自然消退后无法完全闭合的裂缝,既不是拟静力试验中墩柱回到位移零点时的裂缝,也不是每级荷载卸载至零点时的裂缝。此外,受荷载、钢筋应变等因素的影响,即使残余裂缝的表观宽度与一般裂缝相等,实际裂缝深度和对应纵筋处的裂缝宽度也可能与单调荷载作用下的裂缝存在很大差异,将现行桥梁耐久性规范中的裂缝宽度限值直接用于震后残余裂缝评价可能导致不安全的结果。

国内外对于面向继续服役性能的残余裂缝宽度的限值并不明确,一般认为发丝级(0.06~0.09 mm)裂缝不会对耐久性产生显著影响<sup>[27]</sup>。我国在2008年汶川地震后出版的《汶川地震灾后公路重建技术指南》中根据桥墩裂缝宽度对震后桥墩提出了不同的加固方法:①裂缝宽度<0.15 mm时属于轻度开裂,应对裂缝进行封闭;②裂缝宽度为0.15~<0.30 mm时属于中度开裂,应对裂缝进行灌浆处理;③裂缝宽度≥0.30 mm时属于重度开裂,应凿除裂缝或采用灌浆处理,并酌情采用增大截面法、外包钢管法等对桥墩进行加固。

需要指出的是,对于发生轻微损伤,保护层混凝土未发生剥落,仅存在明显残余裂缝的情况,结构承载力不会发生严重折损,短期内结构功能也基本未折损。换句话说,震后结构仅需进行耐久性修复时,如裂缝灌浆、涂敷等,并不需要震后立即实施,同时实施过程中一般也不需要中断交通,因此从韧性评价的角度该类损伤影响不大。

## 2 不同桥塔性能控制指标的对比与评价

依托巴拿马运河四桥,分析首次屈服、等效屈服、有限延性 $q=1.5$ 和材料应变4种性能控制指标所对应的地震输入强度差异性,进一步采用面向韧

性的性能设计指标对4种性能控制指标进行评价。

## 2.1 桥梁结构与建模

巴拿马运河四桥主桥为双塔双索面斜拉桥,主跨510 m。采用混合梁方案,中跨为钢混组合梁,边跨为混凝土梁。桥塔为花苞形,总高度约为200 m。辅助墩和过渡墩均为钢筋混凝土Y形空心墩。西侧桥塔和桥墩基础采用桩基础,东侧桥塔和桥墩采用扩大基础。

根据不同性能控制指标对计算模型的要求,需建立不同分析模型。首次屈服、等效屈服和有限延性3种性能控制指标均是基于弹性模型进行地震响应分析的,为此基于OpenSees软件平台,建立与3种性能控制指标相适应的弹性模型。主梁、桥塔和桥墩均采用弹性空间梁柱单元进行模拟,桥塔参照我

国现行《公路桥梁抗震设计规范》(JTGT 2231-01—2020)<sup>[11]</sup>将开裂刚度取为0.8倍的毛截面刚度。拉索采用桁架单元模拟,过渡墩与主梁之间纵向滑动,横向固定约束。对于基于材料应变定义的性能控制指标,则需采用能获得材料应变响应的精细化非线性模型。对于纤维梁柱单元,直接采用材料的本构模型,如钢筋、混凝土单轴应力-应变关系,模拟桥塔、桥墩等地震易损构件,建立纤维梁柱单元非线性有限元模型<sup>[28-29]</sup>。东侧的桥塔和过渡墩、辅助墩均为扩大基础,采用弹性土弹簧考虑基础柔度的影响;西侧桥塔、过渡墩、辅助墩为群桩基础,采用 $p$ - $y$ 非线性桩土弹簧模拟桩土相互作用。巴拿马运河四桥有限元模型如图4所示。

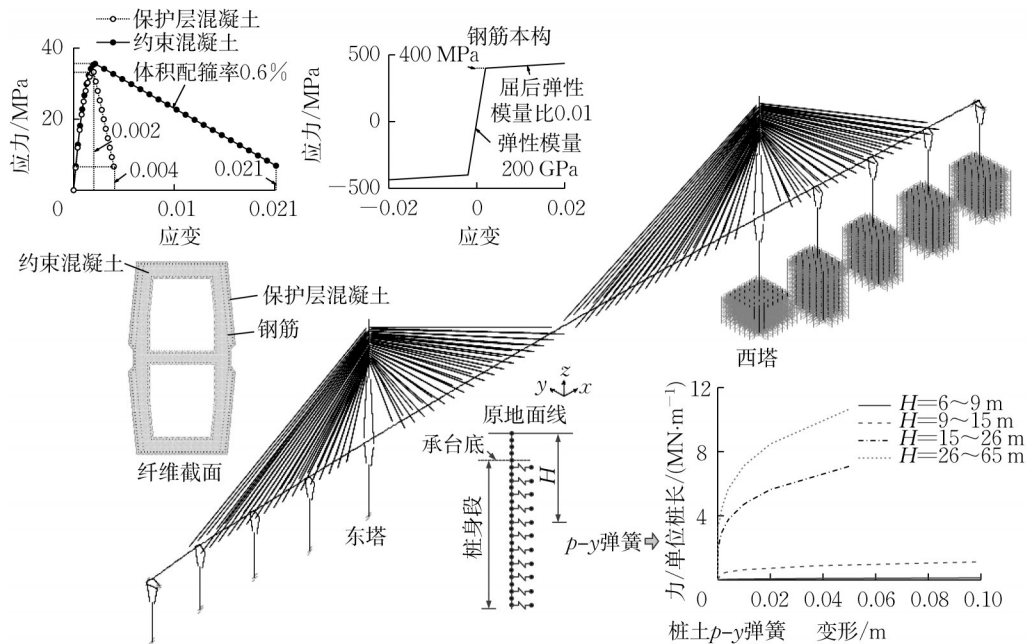


图4 巴拿马运河四桥有限元模型

Fig.4 Finite element model of the fourth Panama Canal Bridge

## 2.2 地震动输入

考虑不同类型地震动的影响,从太平洋地震工程研究中心第二版(NGA-west2)数据库中分别选择4条典型远场和近场强震记录,地震波的详细信息见表1。图5所示为将远场地震动和近场地震动均调幅到峰值加速度为 $1.0g$ 时的加速度反应谱及相应平均谱。

## 2.3 性能控制指标对比分析

首次屈服、等效屈服和有限延性均是强度型控制指标。如图6所示,只有首次屈服是滞回曲线上的真实性能点A;等效屈服是将骨架曲线等效双线性化处理后的弹性极限点B,当满足等位移原则时,

实际对应滞回曲线上相同截面曲率的 $B'$ 点;有限延性也是虚拟的强度特征点C,满足等位移原则时,实际对应滞回曲线上的 $C'$ 点。显然,有限延性比等效屈服容许结构产生更大的塑性变形,有助于降低截面的配筋需求。表2所示为巴拿马运河四桥的不同损伤状态材料应变指标,其中钢筋混凝土桥塔在安全性地震下按轻微损伤控制,即钢筋拉应变不超过0.01且混凝土压应变不超过0.004。可以看出,基于材料应变的性能控制指标对应滞回曲线上的真实性能点,由于应变限值均已超过屈服应变峰值应变,已不再是强度型指标,因此分析中需要考虑材料的非线性行为。图6中, $M_{y1}$ 、 $M_y$ 、 $M_{yq}$ 为对应首次屈服、

表 1 地震动信息

Tab.1 Information of earthquake records

地震波属性	地震名	年份	站点	编号	峰值加速度/g
远场地震	Parkfield	2004	Fresno-NSMP USGS Office	Parkfield	0.005 2
	San Fernando	1971	Isabella Dam	ISD014	0.006 1
	Central Calif	1954	Hollister City Hall	HCH181	0.059 0
	Imperial Valley	1979	El Centro Array #9	ELC180	0.033 6
近场地震	Imperial Valley	1979	El Centro Array #4	E4230	0.370 0
	Northridge	1994	Sylmar-Converter Sta	SCS052	0.232 1
	Superstition Hills	1987	Parachute Test Site	PTS225	0.623 0
	Chi-Chi	1999	TCU075	TCU075	0.332 0

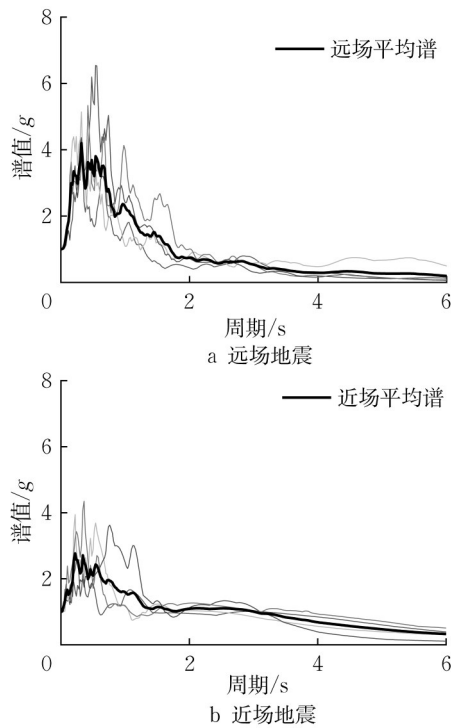


图 5 地震动加速度反应谱

Fig.5 Acceleration spectra of earthquake records

等效屈服、有限延性的弯矩,  $\phi_y$ 、 $\phi_u$  分别为屈服和极限曲率。

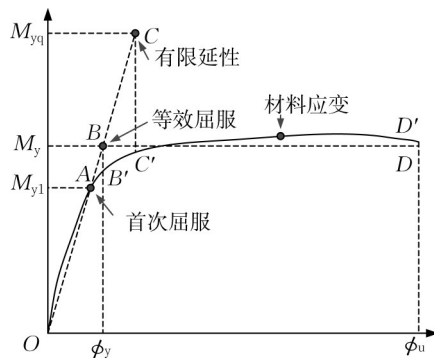


图 6 钢筋混凝土柱性能点

Fig.6 Performance states of RC columns

2.4 地震动作用强度对比

分别输入 4 条远、近场地震波,通过增量动力分

表 2 巴拿马运河四桥材料应变性能控制指标

Tab.2 Material strain limits of various performance employed in the fourth Panama Canal Bridge

构件/材料	损伤状态及应变		
	轻微损伤	可修复损伤	显著损伤
主筋	0.010	0.025	
非约束混凝土		0.005	0.75 倍极限应变
约束混凝土	0.004	0.007	

析获得钢筋混凝土桥塔分别达到 4 种性能控制指标时的峰值加速度。

图 7 所示为不同性能控制指标对应的地震动作用强度。可以看出,随着各条地震波峰值加速度不断增大,结构依次达到首次屈服、等效屈服、有限延性  $q=1.5$  和钢筋拉应变 0.01 或混凝土压应变 0.004。以达到等效屈服时的峰值加速度为参照,将各条波达到其余各指标时的峰值加速度与之相比,并以折线绘制在图 7 中。可以看出,桥塔在远、近场地震下达到 4 种性能控制指标的地震动峰值加速度平均比值分别为: 0.86: 1.00: 1.50: 2.92、0.86: 1.00: 1.50: 1.85。根据我国《公路桥梁抗震设计规范》(JTGT 2231-01—2020),地震重现期为 1 000 年和 2 000 年的罕遇地震加速度相比重现期为 475 年的设计地震加速度,放大系数分别为 1.3 和 1.7<sup>[11]</sup>。如前所述,等效屈服、有限延性  $q=1.5$  和钢筋拉应变 0.01 或混凝土压应变 0.004 这 3 种性能控制指标在实桥中均有所采用。由此可见,实桥中不同性能控制指标所对应的地震动作用强度差异已达到甚至超过功能性设防地震和安全性设防地震的差异。

此外,首次屈服、等效屈服、有限延性  $q=1.5$  等 3 种性能控制指标在远、近场地震动上的峰值加速度差异很小,但对于钢筋拉应变达到 0.01 或混凝土压应变达到 0.004 的材料应变性能控制指标,近场地震动的峰值加速度平均比值仅为 1.85,远场地震动则高达 2.92。究其原因,主要是弹性模型的结构振动周期是恒定不变的(约为 2.36 s),而纤维梁柱单元非线性有限元模型的周期随着结构非线性响应的

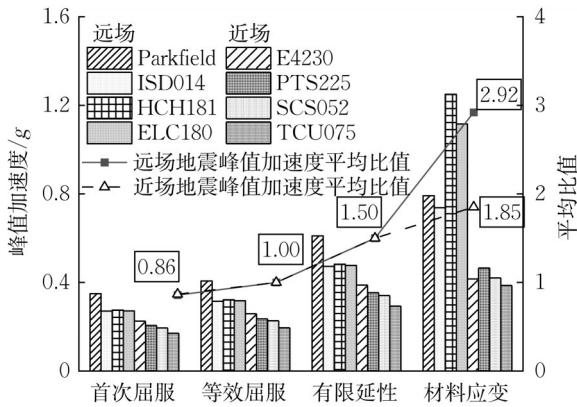


图7 不同性能控制指标对应的地震动作用强度

Fig.7 Seismic intensities to various performance limits

增大而增大,对于远场地震会形成减震效应,即位移响应基本不变而内力响应减小,对于近场地震,2~3 s 区间内的谱加速度是基本不变的,意味着内力响应基本不变而位移响应增大。图8对比了2种模型在4条远、近场地震波作用下的主梁梁端峰值位移。可以看出,远场条件下,按照弹性模型计算的主梁位移与按照纤维梁柱单元非线性有限元模型计算的结果非常接近,但在近场条件下,弹性模型的结果则明显低于纤维梁柱单元非线性有限元模型的结果。

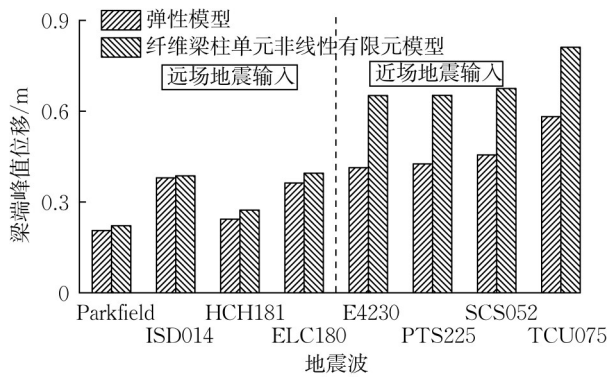


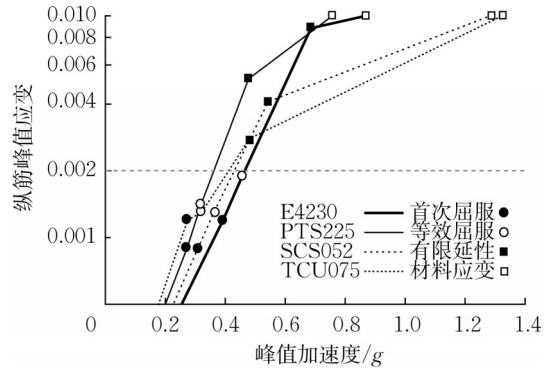
图8 2种模型梁端峰值位移对比

Fig.8 Comparison of longitudinal peak displacement of girder between two analysis models

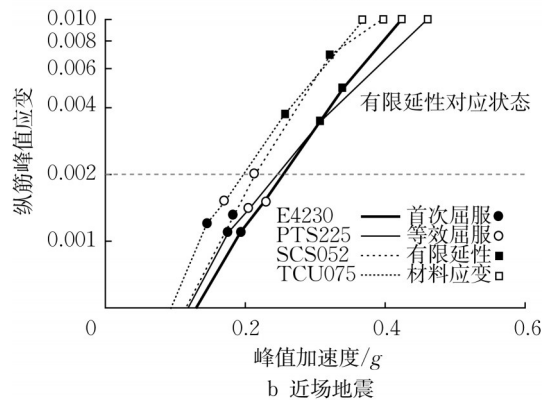
2.5 结构响应对比

纤维梁柱单元非线性有限元模型可以较好地反映地震动作用下结构的材料应变发展过程。图9a、b分别为远、近场地震动作用下,基于纤维梁柱单元非线性有限元模型得到的塔底纵筋峰值应变随峰值加速度的变化。可以看出,在按弹性模型计算的首次屈服对应的地震动作用强度下,纤维梁柱单元非线性有限元模型峰值应变仅为0.0009~0.0013,纵筋并未屈服应变;等效屈服状态对应的纵筋峰值应变

约为0.0013~0.0020,最大响应工况刚刚达到屈服;按照有限延性 $q=1.5$ ,纵筋普遍发生屈服,峰值应变为0.0028~0.0088,相对离散性较大。同时,远、近场地震动作用下,各性能控制指标的纵筋应变范围非常相似。由此可见,基于弹性模型确定的首次屈服和等效屈服指标仍略偏保守,按照有限延性 $q=1.5$ 的纵筋平均峰值应变约为0.006,即约60%的材料应变控制水平。



a 远场地震



b 近场地震

图9 各性能控制指标下的纵筋应变响应

Fig.9 Steel strains with different performance limits

2.6 面向韧性性能设计的性能控制指标评估

本节采用建立的面向韧性的性能设计指标对4种性能控制指标进行评估。

2.6.1 残余承载力

基于纤维梁柱单元非线性有限元模型,分析钢筋混凝土桥塔达到4种性能控制指标时的残余承载力,如图10所示。可以看出,首次屈服指标下各地震动工况的残余承载力均不低于震前的承载力;等效屈服指标下,仅个别地震动工况下的残余承载力比震前略低,幅度不超过1%;对应有限延性 $q=1.5$ 指标,残余承载力平均下降了2.6%,最大降幅为6.7%;对应钢筋拉应变达到0.01或混凝土压应变达到0.004的性能控制指标,残余承载力平均下降

了 4.9%，最大降幅为 8.1%。由此可见，4 种性能控制指标对钢筋混凝土桥塔震后残余承载力的影响均较小，震后结构可保持震前 90% 以上的承载力。

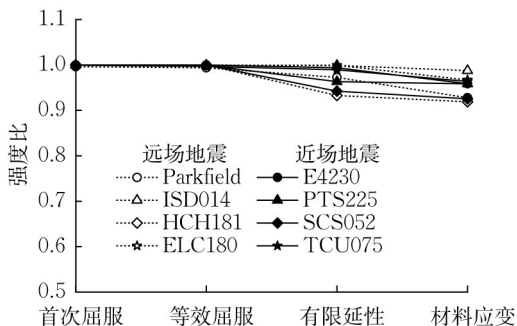


图 10 各性能控制指标的残余承载力

Fig.10 Residual capacity under different performance limits

2.6.2 残余位移

图 11 所示为各地震波对应峰值加速度 0.4g 和 1.0g 时的桥塔残余位移分布。可以看出，下塔柱部分的残余位移基本呈单调变化关系，与一般墩柱的残余位移分布规律相似，同时也是桥塔结构整体残余位移的主要贡献部分，而主梁以上的塔柱残余位移则主要呈现“直立”甚至“反折”的形态。这是由于塔梁固结体系的斜拉桥下塔柱主要受纵向基本振型的影响，而上塔柱则还会受高阶振型的影响。

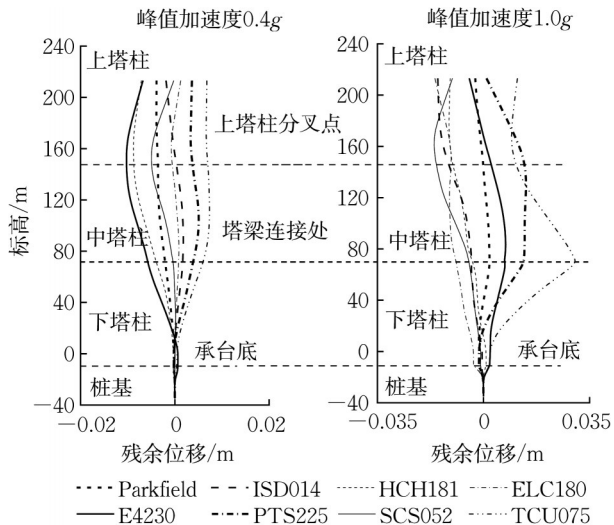


图 11 桥塔残余位移分布

Fig.11 Residual displacement profiles of pylons

图 12 所示为达到 4 种性能控制指标下的塔顶残余位移对比。可以看出，不同性能控制指标所对应的塔顶残余位移相对差异很大，但从残余位移的绝对值上看，最大塔顶残余位移不超过 0.06 m。

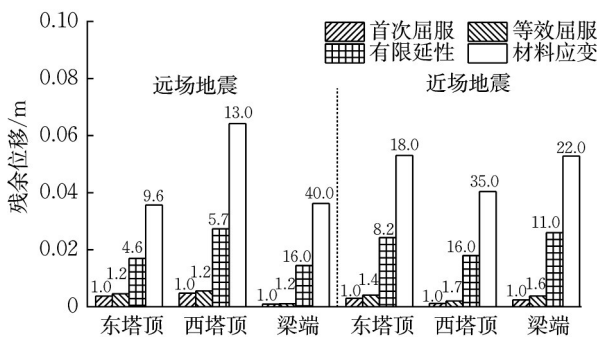


图 12 残余位移对比

Fig.12 Comparison of residual displacement

需要指出的是，已有学者通过与试验对比发现纤维梁柱单元非线性有限元模型可能导致对结构震后残余位移响应的偏低估计<sup>[30]</sup>。图 13 所示为基于日本规范经验公式对塔底残余转角的估计。可以看出，日本规范经验公式估计结果明显高于纤维梁柱单元非线性有限元模型的分析结果，但均远小于可修复残余转角限值 0.01，因此可认为 4 个性能控制指标下的结构残余位移不会对震后继续服役性能产生显著影响。

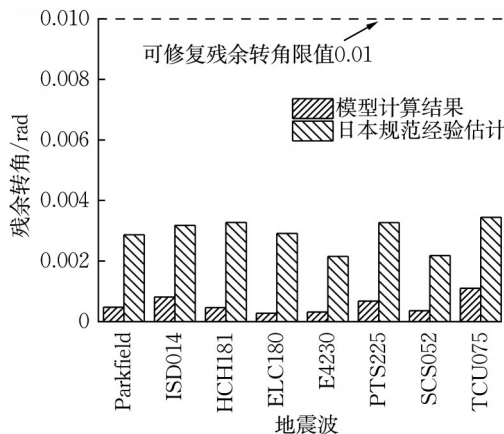


图 13 塔底残余转角对比

Fig.13 Comparison of residual rotations at pylon base

2.6.3 残余刚度

为了分析地震损伤对结构继续服役正常使用荷载效应的影响，基于纤维梁柱单元非线性有限元模型，将恒载-地震-使用荷载按继承模式进行加载，以考虑地震损伤对震后结构继续服役性能的影响，并与恒载-使用荷载继承模式下的作用效应进行对比，如图 14 所示。其中，使用荷载包括竖向作用为主的车道荷载和水平作用为主的纵向风荷载。

可以看出，在全桥满布车道荷载的对称加载模式下，结构损伤前后的荷载效应差异非常小；在纵向



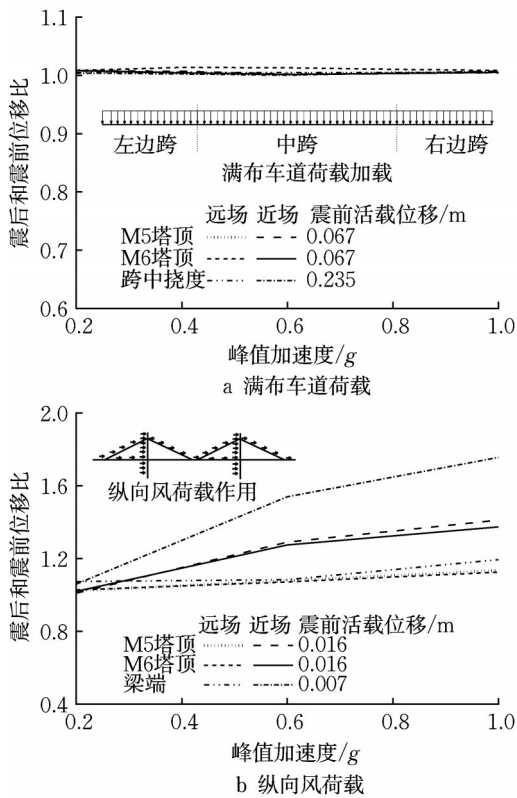


图14 各荷载效应下的震后和震前位移比  
Fig.14 Displacement ratio under various servicing loads after and before structural seismic damage

风荷载作用,结构损伤显著增大了结构的位移响应,影响幅度随地震作用强度的增大而增大,对应峰值加速度1.0g的近场地震动作用,梁端位移增幅可达80%。这是因为地震造成的结构损伤主要源自于水平作用,所以对震后水平作用的使用荷载影响最为显著。

图15所示为对应4种性能控制指标的震后结构,在纵向风荷载作用下的塔顶、主梁纵向位移与震前未受损时的响应比。可以看出,首次屈服、等效屈服和有限延性 $q=1.5$ 这3种性能控制指标的震后和震前位移比差异较小,震后和震前风荷载作用下变形的增幅均不超过10%;对于钢筋拉应变达到0.01或混凝土压应变达到0.004的材料应变性能控制指标,远场地震动工况下的位移比震前增大了约90%,近场地震动工况下增大了约40%。由此可见,采用首次屈服、等效屈服和有限延性 $q=1.5$ 性能控制指标,结构基本无须考虑震后结构刚度折减的影响,而采用钢筋拉应变达到0.01或混凝土压应变达到0.004的材料应变性能控制指标,则可能导致结构在震后继续服役的水平荷载作用下产生较大的纵向变

形,进而影响结构的震后正常使用性能<sup>[31]</sup>。

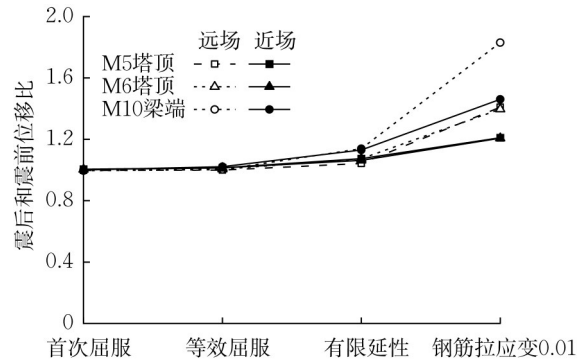


图15 各性能控制指标下的纵桥风荷载震后和震前位移比  
Fig.15 Displacement ratio under longitudinal wind load after and before structural seismic damage states corresponding to various performance limits

### 2.6.4 分析与建议

综合前述分析,对于大跨度桥梁的钢筋混凝土桥塔,从继续服役性能评估的角度,首次屈服、等效屈服和有限延性 $q=1.5$ ,均可满足震后结构继续服役的承载能力安全性和使用性要求。当前我国大跨度桥梁抗震设计实践中,E2地震作用即安全性设防地震下的性能控制指标多采用等效屈服指标。从面向韧性性能的要求上看,该指标过于保守,至少可采用有限延性 $q=1.5$ 性能控制指标。

当采用钢筋拉应变达到0.01或混凝土压应变达到0.004的材料应变性能控制指标时,仍可满足继续服役的安全性要求,但结构震后刚度折减较为显著,会增大伸缩缝、支座、阻尼元件等构件的变形需求,若在设计中充分考虑相关影响,则可采用该性能控制指标。

## 3 结论

(1) 针对震后继续服役结构的性能设计应同样考虑承载能力和正常使用2种极限状态,建议安全性设计指标采用残余承载力,使用性设计指标采用残余位移、残余刚度和残余裂缝宽度。

(2) 目前实桥中采用的3种性能控制指标:等效屈服、有限延性 $q=1.5$ 和钢筋拉应变达到0.01或混凝土压应变达到0.004的材料应变,所对应的地震作用强度差异已达到甚至超过功能性设防地震和安全性设防地震的差异。

(3) 从面向韧性性能设计角度,我国现行大跨

度桥钢筋混凝土桥塔在 E2 地震动作用下采用等效屈服性能控制指标过于保守,至少可采用有限延性  $q=1.5$  性能控制指标,在考虑震后刚度折减对伸缩缝、支座、阻尼元件等变形需求的影响后,可采用钢筋拉应变达到 0.01 或混凝土压应变达到 0.004 的材料应变性能控制指标。

#### 作者贡献声明:

管仲国:提出理论,指导论文撰写。

徐瑜窈:理论验证分析,数值计算,撰写论文。

李建中:提供修改意见。

吴勇木:提供资料。

肖益锋:提供资料。

#### 参考文献:

- [1] FENG M R. China's major bridges [C]//Proceedings of IABSE Workshop Shanghai 2009. Beijing: China Communications Press, 2009:1-24.
- [2] ARZUMANIDIS S, SHAMAL A, OSTADAN F. Performance-based seismic analysis and design of suspension bridges [J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2005, 34: 349.
- [3] CHANG C M, LOH C H. Seismic response control of a cable-stayed bridge using different control strategies [J]. *Journal of Earthquake Engineering*, 2006, 10(4): 481.
- [4] CALVI G M, SULLIVAN T J, VILLANI A. Conceptual seismic design of cable-stayed bridges [J]. *Journal of Earthquake Engineering*, 2010, 14(8):1139.
- [5] ZHANG X, ZHAO C, GUO J. Investigation of seismic performance of super long-span cable-stayed bridges [J]. *Earthquakes and Structures*, 2018, 14(6): 493.
- [6] 郭葳, 李建中, 管仲国. 黏滞性阻尼器对千米级斜拉桥纵向减震效果的振动台试验研究 [J]. *中国公路学报*, 2019, 32(11): 156.  
GUO Wei, LI Jianzhong, GUAN Zhongguo. Shake table studies of the longitudinal seismic mitigation effect of viscous dampers on a kilometer-scale cable-stayed bridge [J]. *China Journal of Highway and Transport*, 2019, 32(11): 156.
- [7] 韩强, 杜修力, 刘文光, 等. 不同地震烈度下隔震连续梁桥模型振动台试验 [J]. *中国公路学报*, 2008, 21(6):50.  
HAN Qiang, DU Xiuli, LIU Wenguang, *et al.* Shaking table test of isolated continuous girder bridge model under different earthquake intensity earthquake intensity excitations [J]. *China Journal of Highway and Transport*, 2008, 21(6):50.
- [8] VADER T S, MCDANIEL C C. Influence of dampers on seismic response of cable-supported bridge towers [J]. *Journal of Bridge Engineering*, 2007, 12(3): 373.
- [9] XIE X, LIN G, DUAN Y F, *et al.* Seismic damage of long span steel tower suspension bridge considering strong aftershocks [J]. *Earthquake and Structures*, 2012, 3(5): 767.
- [10] CALTRANS. Caltrans seismic design criteria: version 2.0[S]. Sacramento: California Department of Transportation, 2019.
- [11] 中华人民共和国交通运输部. 公路桥梁抗震设计规范: JTGT 2231-01-2020 [S]. 北京: 人民交通出版社, 2020.  
Ministry of Transport of the People's Republic of China. Specifications for seismic design of highway bridges: JTGT 2231-01-2020 [S]. Beijing: China Communications Press, 2020.
- [12] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 城市桥梁抗震设计规范: CJJ166-2-2011 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.  
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Code for seismic design of urban bridges: CJJ166-2-2011 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2011.
- [13] European Committee for Standardization. Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance. Part 2, bridges: EN 1998-2: 2005 [S]. Brussels: European Committee for Standardization, 2008.
- [14] AASHTO. AASHTO guide specifications for LRFD seismic bridge design [S]. 2nd ed. Washington DC: American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007.
- [15] 张望欣, 韩强, 温佳年, 等. 基于地震灾害管理的桥梁网络韧性决策框架 [J]. *土木工程学报*, 2023, 56(4): 1.  
ZHANG Wangxin, HAN Qiang, WEN Jianian, *et al.* A decision framework for improving bridge network resilience based on earthquake disaster management [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2023, 56(4): 1.
- [16] 刘军, 徐新, 沈逢俊. 基于性能的桥梁震后可恢复性快速评估方法 [J]. *重庆交通大学学报(自然科学版)*, 2022, 41(4):63.  
LIU Jun, XU Xin, SHEN Fengjun. Performance-based rapid evaluation method for seismic resilience of bridges [J]. *Journal of Chongqing Jiaotong University (Natural Science Edition)*, 2022, 41(4):63.
- [17] 寇峥, 李宁. 基于 NSGA-II 的城市桥梁系统震后可恢复性分析与优化 [J]. *工程力学*, 2021, 38(3): 148.  
KOU Zheng, LI Ning. Study on earthquake resilience analysis and optimization for urban bridge network system based on NSGA-II algorithm [J]. *Engineering Mechanics*, 2021, 38(3): 148.
- [18] 武芳文, 孟园英, 陈月, 等. 大跨度斜拉桥地震易损性及可恢复性分析 [J]. *西南交通大学学报*, 2020, 55(1):126.  
WU Fangwen, MENG Yuanying, CHEN Yue, *et al.* Analysis of seismic fragility and recoverability of long-span cable-stayed bridge [J]. *Journal of Southwest Jiaotong University*, 2020, 55(1):126.
- [19] 黄显彬, 杨虹, 恩文海, 等. 都汶高速公路庙子坪岷江特大桥震后 5 号主墩加固技术 [J]. *建筑技术*, 2010, 41(2): 139.  
HUANG Xianbin, YANG Hong, EN Wenhai, *et al.* Post-earthquake rehabilitation technology for the 5th main pier of the Miaoziping Minjiang River Bridge in Du Wen Expressway [J].

(下转第 627 页)