

文章编号:1673-2049(2014)04-0058-09

超大跨斜拉桥顺桥向地震损伤分析与控制

谢 文¹, 孙利民²

(1. 宁波大学 建筑工程与环境学院, 浙江 宁波 315211;
2. 同济大学 土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092)

摘要:以一座试设计的主跨 1 400 m 的斜拉桥为例,采用弹塑性方法并引入地震损伤指标分析了不同强度地震作用下飘浮体系和弹性约束体系的地震损伤与破坏模式;研究了极端地震作用下损伤控制策略对斜拉桥损伤控制效果的影响。结果表明:极端地震作用下,主塔和桥墩分别遭受局部失效和严重损伤,发生了典型的弯曲单塑性破坏;基于 Park 损伤指数的附加耗能阻尼器的损伤控制策略可显著控制主塔、桥墩地震损伤和主梁位移,满足损伤控制目标要求,改善了桥梁的整体抗震性能。

关键词:超大跨斜拉桥;极端地震;破坏准则;破坏模式;损伤控制策略

中图分类号:TU311.3 **文献标志码:**A

Seismic Damage Analysis and Control of Super Long-span Cable-stayed Bridges in Longitudinal Direction

XIE Wen¹, SUN Li-min²

(1. School of Architectural, Civil Engineering and Environment, Ningbo University, Ningbo 315211, Zhejiang, China; 2. State Key Laboratory for Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: Elasto-plastic analysis method was carried out to investigate the seismic damage and failure modes of a trial designed cable-stayed bridge with a main span of 1 400 m including floating system and elastic restrained system under various ground motion intensities. The influences of damage control strategies on damage control effect of cable-stayed bridges were presented. The results show that the pylons and piers suffer from local failure and severe damage under extreme earthquake respectively, which are subjected to a typical failure mode with one plastic hinge. The damage control strategies with additional dampers have obvious effects on controlling seismic damage of the pylons and piers, which can effectively reduce the girder displacement in the longitudinal direction. Therefore, it is effective to improve the seismic performance of a trial designed cable-stayed bridge so that its seismic performance can meet damage control targets with additional dampers based on the Park damage index.

Key words: super long-span cable-stayed bridge; extreme earthquake; failure criterion; failure pattern; damage control strategy

收稿日期:2014-07-20

基金项目:国家自然科学基金项目(91315301);宁波大学人才工程项目(ZX2014000207)

作者简介:谢 文(1981-),男,湖南娄底人,讲师,工学博士,E-mail:xiewen@nbu.edu.cn.

0 引言

目前中国正在建设或规划包括大跨度桥梁在内的越江跨海工程,且一些规划中的桥址处于强震区。由于斜拉桥地标性突出和建造技术成熟,因而是一种具有很强竞争力的大跨度桥型。大跨度斜拉桥的基频较低,强震作用下将会发生较大的位移响应,进而导致主塔和桥墩等主要构件或支座和伸缩缝等次要构件的损伤和破坏,因此确保大跨度斜拉桥的地震安全性显得十分重要。

近年发生的几次大地震造成了现代桥梁结构的严重破坏甚至倒塌,引发了严重次生灾害,直接危及人类生命财产安全。强震作用下桥梁的破坏模式及倒塌机理受到学者们的广泛关注^[1-4],但是已有研究工作主要针对高架立交等中小跨径桥梁。1999年台湾9·21集集大地震导致即将竣工的集鹿斜拉桥遭受重创,为研究斜拉桥震害提供了宝贵案例,也促进了缆索桥梁抗震研究的进展,周智杰^[5]基于结构承载能力评估了集鹿斜拉桥的损伤破坏,并与实际震害进行对比;刘金龙^[6]采用 Park 损伤指数研究了滨州黄河多塔斜拉桥不同顺桥向结构体系的失效模式;聂利英等^[7]根据截面曲率研究了一般地震作用下大跨度悬索桥顺桥向的破坏模式及其特征,发现其桥塔地震破坏模式为具有同时性特征的双塑性铰破坏模式。为减少地震对桥梁结构的损伤或通过改变结构的破坏模式以控制倒塌,近年来,采取消能减振措施的研究与技术开发得到了长足发展与应用^[8-10],大跨度缆索桥梁顺桥向地震反应控制也得到了广泛研究^[11-18]。然而到目前为止,对超大跨度缆索桥梁地震破坏模式的认识还不够,相关研究还很少;尽管有很多学者对斜拉桥顺桥向地震反应及其控制进行了研究,但是徐利平等^[19]认为,对于超大跨度或强震地区的普通跨度飘浮体系斜拉桥来说,主塔-主梁间采用限位约束是必需的,至于需要采用何种限位装置以及其具体限位能力,这些都要视具体结构和建桥条件而定,因而对一座试设计超大跨度(主跨1400 m)斜拉桥进行研究仍有必要。

本文中以一座试设计的主跨1400 m斜拉桥为例,采用弹塑性分析方法并引入 Park 损伤指数研究了顺桥向结构体系的地震损伤与破坏模式;然后在主塔、桥墩-主梁间附加耗能阻尼器等措施控制桥梁的地震损伤和改善其破坏模式,以提高桥梁的整体性能和抗倒塌能力;分析了极端地震作用下耗能阻尼器的布置方案及其阻尼系数对斜拉桥地震损伤控

制效果的影响。

1 桥梁结构的地震损伤分析

1.1 能量分析模型

地震作用下,附加了被动耗能装置的桥梁结构的非线性运动方程可表示为

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{X}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{X}} + \mathbf{K}(\mathbf{X})\mathbf{X} = -\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}_g + \mathbf{N}\mathbf{f}_p \quad (1)$$

$$\mathbf{f}_p = \mathbf{K}_d\mathbf{U}_d + \mathbf{C}_d\dot{\mathbf{U}}_d \quad (2)$$

式中: \mathbf{M} 、 \mathbf{C} 、 $\mathbf{K}(\mathbf{X})$ 分别为结构的质量矩阵、阻尼矩阵和时变刚度矩阵; $\ddot{\mathbf{X}}$ 、 $\dot{\mathbf{X}}$ 、 \mathbf{X} 分别为结构的加速度向量、速度向量和位移向量; $\ddot{\mathbf{x}}_g$ 为地面运动加速度; \mathbf{I} 、 \mathbf{N} 分别为地震激励矩阵和被动控制力位置矩阵;等号右边负号“-”表示等效力与地面加速度的方向相反; \mathbf{f}_p 为被动耗能阻尼力向量; \mathbf{K}_d 、 \mathbf{C}_d 分别为附加耗能装置的等效刚度矩阵和阻尼矩阵; \mathbf{U}_d 、 $\dot{\mathbf{U}}_d$ 分别为连接耗能装置两端节点的相对位移向量和速度向量。

式(1)两端同时前乘 $\mathbf{X}^T dt$,在地震持时 $0 \sim t$ 内积分,可得到结构体系的能量方程

$$E_K + E_D + E_H + E_S + E_{dD} + E_{dH} = E_I \quad (3)$$

式中: E_I 、 E_K 、 E_D 、 E_H 、 E_S 分别为结构的总输入能、瞬时动能、累积阻尼耗能、累积滞回耗能和瞬时弹性应变能; E_{dD} 、 E_{dH} 分别为附加耗能装置的累积阻尼耗能和滞回耗能。

结构的总输入能量 E_I 为

$$E_I = - \int_0^t \dot{\mathbf{X}}^T \mathbf{M} \ddot{\mathbf{x}}_g dt \quad (4)$$

对于给定的地震输入,根据式(1)进行弹塑性时程分析,求得结构的位移向量 \mathbf{X} 和结构单元构件的弯矩与曲率,从而计算结构单元的累积滞回耗能 E_H ,然后根据式(5)或式(6)可求得结构构件的地震损伤程度与分布。

1.2 基于 Park 损伤指数的地震损伤指标

在地震荷载的反复作用下,结构的损伤和破坏由其强度、变形和累积耗能等因素共同决定。为了合理反映弹塑性变形和地震引起的低周疲劳效应, Park 等^[20]提出了可考虑位移与耗能等因素共同影响的地震损伤指数 D_1 ,即由构件最大变形和累积滞回耗能线性叠加而成,其表达式为

$$D_1 = \frac{x_m}{x_u} + \beta \frac{E_H}{x_u F_y} \quad (5)$$

式中: x_m 、 x_u 分别为构件在地震响应中的最大位移和在单调加载下的极限位移; F_y 为构件屈服强度; β 为耗能因子或强度退化参数。

若直接应用式(5)计算结构地震损伤,则需要确定结构的极限位移,而超高桥塔的极限位移很难确定,可能有多处塑性铰区,结构的变形、塑性转角和损伤指数三者之间难以形成合理关系。因此 Kun-nath 等^[21]对 Park 损伤模型略作修改,从截面层次计算结构损伤,即去除弹性变形对式(5)等号右边第 1 项的影响,同时用屈服弯矩和曲率替代屈服力和位移,即式(5)修正如下

$$D_I = \frac{\phi_m - \phi_y}{\phi_u - \phi_y} + \beta \frac{E_H}{\phi_u M_y} \quad (6)$$

式中: ϕ_m , ϕ_u 分别为构件截面在地震响应中的最大曲率和截面的极限曲率; ϕ_y 为截面的屈服曲率; M_y 为构件屈服弯矩。

对于以压弯为主的构件,累积滞回耗能 E_H 可通过对单元塑性铰区弯矩-曲率的滞回曲线进行积分求得。

1.3 地震破坏准则

地震引起的桥梁结构损伤程度可用地震损伤指标进行描述。针对桥梁结构的材料组成与力学行为特点,应合理选取地震损伤指标与破坏准则进行地震损伤分析与损伤控制效果评价。对于在强震作用下易进入塑性变形的钢筋混凝土构件,选取应用最广泛的经典 Park 损伤指数,可合理描述以受压弯为主构件的地震损伤程度,其损伤等级分为无损伤、轻微损伤(DS2)、中等损伤(DS3)、严重损伤(DS4)及局部失效或倒塌(DS5),相对应的 Park 损伤指数分别为 $0 \sim 0.1$, $0.1 \sim 0.25$, $0.25 \sim 0.4$, $0.4 \sim 1.0$ 及大于 1.0 ,当 Park 损伤指数大于 1.0 时表示结构、构件已发生倒塌或局部失效^[22]。对于在地震中一般处于弹性状态的拉索,采用设计容许应力(970 MPa)作为其损伤判别值。

2 桥梁结构的地震损伤控制

2.1 地震损伤控制策略

对于附加耗能装置的结构,由式(1),(3)可知,地震总输入能 E_I 最终转化为结构的累积阻尼耗能 E_D 与累积滞回耗能 E_H 以及附加累积阻尼耗能 E_{dD} 与滞回耗能 E_{dH} ,其中结构瞬时动能 E_K 与瞬时弹性应变能 E_S 终将趋向于 0。由式(5)或式(6)定义的地震损伤指数可以看出,结构的地震损伤主要是由变形与累积耗能所导致的,同时也表明通过减小位移(曲率)响应或滞回耗能需求或增大结构的位移(曲率)或滞回耗能能力可减小结构的地震损伤。因此,下述 3 种途径控制桥梁结构的地震损伤:①增大

结构自身的阻尼耗能能力;②提高结构的滞回耗能能力;③附加非结构耗能装置减小结构滞回耗能需求。

假如在一定条件下增大结构的位移(曲率)或滞回耗能能力是不经济的,而结构阻尼是其本身的固有特性,也很难改变或提高,那么现实的途径则是通过减小结构的位移(曲率)响应或滞回耗能的需求来减小结构的地震损伤和改善抗震性能。因此在地震总输入能 E_I 一定的条件下,采用附加耗能阻尼器可重新调整阻尼耗能与滞回耗能在结构与附加耗能阻尼器之间的分布,以减缓或控制结构的地震损伤。

采用粘滞流体阻尼器可以通过增加结构的附加阻尼减小结构的位移(曲率)需求,将地震输入能部分转换成自身的粘滞阻尼耗能以减小结构的滞回耗能;采用金属屈服阻尼器可以通过提高结构刚度减小位移(曲率)需求和通过提高阻尼器滞回耗能减小结构的滞回耗能,最终达到控制结构地震损伤的目的。

2.2 地震损伤控制目标

以如下指标作为损伤控制目标:主塔塔底的损伤应控制在轻微损伤以内,即相应的 Park 损伤指数小于 0.25 ,塔底截面延性系数应控制在 3 以内,易于震后修复;辅助墩的损伤应控制在中等损伤以内,即相应的 Park 损伤指数小于 0.40 ,辅助墩底截面延性系数应控制在 15 以内,以便桥墩塑性铰耗散更多能量;即使桥墩发生严重损伤也无碍,但是必须保证桥墩损伤后不能过多丧失竖向承载能力;辅助墩的屈服强度应尽量低,以使桥墩基础的水平剪切承载能力较小,降低基础的建设费用。

3 斜拉桥的地震损伤与破坏模式分析

斜拉桥的整体抗震性能在很大程度上取决于结构体系。下面仅分析典型的飘浮体系和弹性约束体系的地震损伤与破坏模式,其地震响应结果为多条地震响应的平均值^[23]。

3.1 有限元模型

试设计桥梁为一座主跨 $1\,400\text{ m}$ 的斜拉桥^[24](图 1),由 7 跨对称布置组成,全桥长为 $2\,672\text{ m}$ 。各边跨有 2 个辅助墩(2[#]墩和 3[#]墩)和 1 个过渡墩(1[#]墩),墩高均为 60 m 。桥塔为 A 类钢筋混凝土主塔,除塔顶结合区外,在锚固区下端设有上横梁,在主梁处设有下横梁,塔高 357 m ,桥面以上 287 m (图 2)。斜拉索共有 304 根呈竖琴布置,最长拉索约为 750 m 。主梁为扁平钢箱梁,箱梁标准横断面

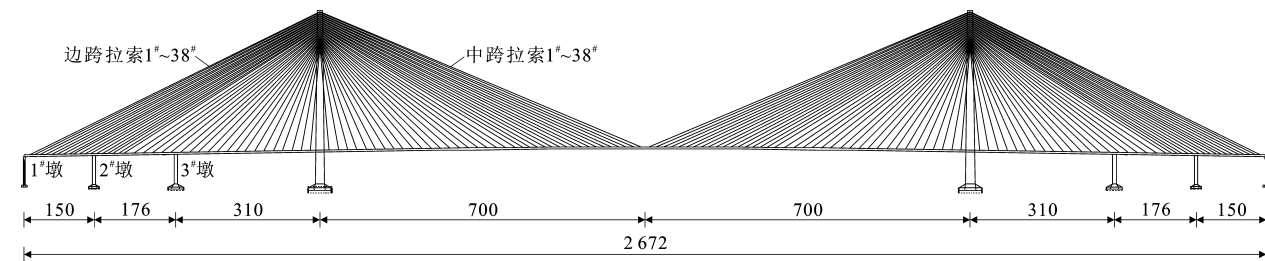


图 1 主跨 1 400 m 斜拉桥立面 (单位:m)

Fig. 1 Elevation View of Cable-stayed Bridge with Main Span of 1 400 m (Unit:m)

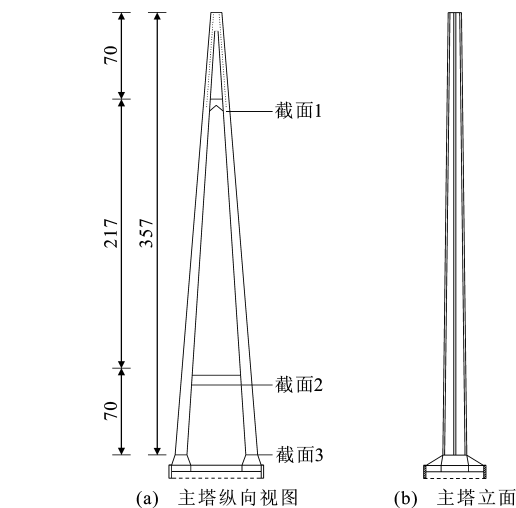


图 2 钢筋混凝土主塔立面 (单位:m)

Fig. 2 Elevation View of Reinforced Concrete Pylon (Unit:m)

梁高 4.5 m,全宽(含风嘴)41.0 m。图 2 为钢筋混凝土主塔立面。

图 3 为采用 OpenSees 建立的考虑了几何和材料非线性的纤维有限元模型。主梁与主塔顶端锚固区(341~357 m)采用弹性单元模拟;主塔其余部分(0~341 m)及桥墩采用纤维单元模拟;斜拉索采用桁架单元模拟,与主梁、主塔刚臂连接。钢筋、混凝土材料的本构模型分别采用修正的 Menegotto & Pinton 模型和 Mander 模型。边界条件为:塔-梁、墩-梁间顺桥向自由滑动,横桥向采用主从约束连接;未考虑基础-土-结构的相互作用效应,即将桥塔、桥墩基础处假设成固接。

动力分析中的阻尼矩阵采用 Rayleigh 阻尼矩阵,计算 Rayleigh 系数时取基频和对动力反应有显著贡献的振型频率。基于有限元模型计算了其动力特性,其中至第 24 阶竖弯振型时振型参与质量已达到 86%。在此仅列出部分振型周期:第 1 阶纵飘周期为 17.689 7 s,第 1 阶、第 2 阶、第 24 阶竖弯振型周期分别为 6.791 7 s,5.630 4 s,1.206 2 s,其余详细动力特性参见文献[25]。

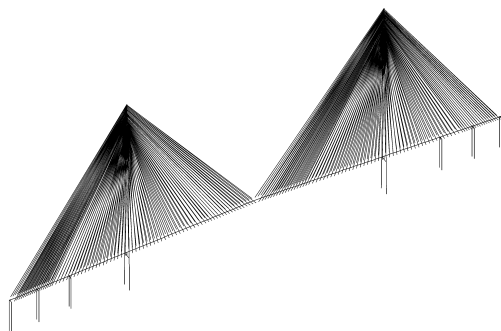


图 3 斜拉桥三维有限元模型

Fig. 3 3D Finite Element Model of Cable-stayed Bridge

3.2 地震输入

由于试设计斜拉桥缺少实际地质条件,分析采用已建某大跨度桥梁的 3 条人工地震波,其中第 1 条人工地震波的加速度时程及相应的加速度反应谱分别如图 4,5 所示。不考虑多点输入下的行波效应和局部场地效应,由于大跨度桥梁的方向性较强,也不考虑在顺桥向和横桥向同时输入地震。根据《公路桥梁抗震设计细则》(JTG/T B02-01—2008)^[23],当桥梁位于 7,8,9 度地震区时相应的地面峰值加速度 a_g 分别取 0.1g,0.2g,0.4g(g 为重力加速度);若桥梁为 A 类桥梁,需要考虑抗震重要系数。为体现试设计斜拉桥的重要性,抗震重要系数取 2.0,因此调整人工地震波的地面峰值加速度 $a_g=0.2g$,0.4g,0.8g,1.0g 以作为不同输入水平,将 $a_g=0.8g$ 和 $a_g=1.0g$ 分别作为强震和极端地震。

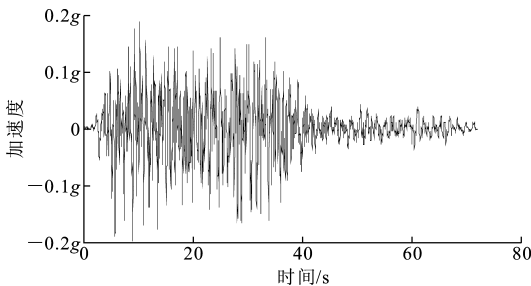


图 4 人工地震波的加速度时程

Fig. 4 Acceleration Time History of Artificial Earthquake Wave

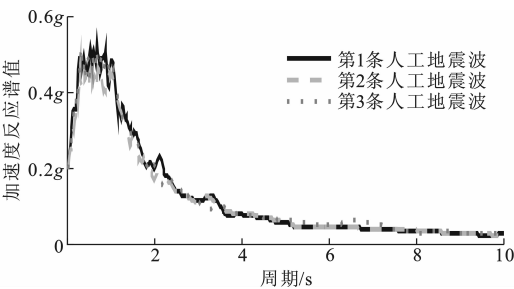


图5 人工地震波的加速度反应谱

Fig. 5 Acceleration Response Spectra of Artificial Earthquake Waves

3.3 顺桥向漂浮体系的地震损伤与破坏模式

地震作用下漂浮体系主塔和2[#]墩 Park 损伤指数分布分别如图 6,7 所示,其中主塔顶端锚固区(341~357 m)与桥墩上部区(36~60 m)处于弹性阶段,图 6,7 中未绘制出;1[#]墩和 3[#]墩的损伤分布及损伤程度与 2[#]墩非常相近,也未绘制出。

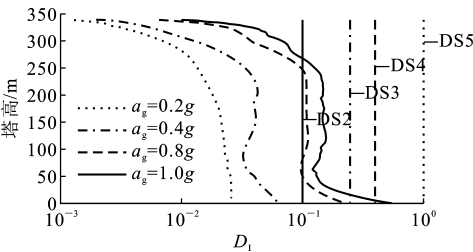


图6 漂浮体系中主塔 Park 损伤指数分布

Fig. 6 Park Damage Index Distributions of Pylons for Floating System

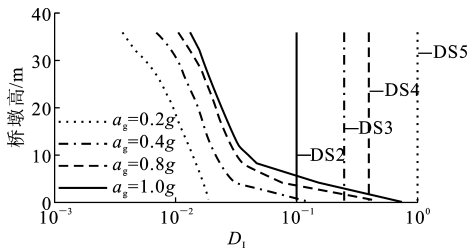


图7 漂浮体系中2[#]墩 Park 损伤指数分布

Fig. 7 Park Damage Index Distributions of 2[#] Pier for Floating System

由图 6,7 可知:在 $a_g=0.2g$ 的地震作用下,主塔和 2[#]墩均处于弹性阶段;增大地面峰值加速度至 $0.4g$ 时,除桥墩底发生轻微损伤外,主塔和桥墩其余截面仍处于弹性阶段;增大地面峰值加速度至 $0.8g$ 时,主塔 $0\sim56\text{ m}$ 和 $74\sim245\text{ m}$ 区域遭受轻微损伤和桥墩底部遭受严重损伤,其余截面仍处于弹性阶段;增大地面峰值加速度至 $1.0g$ 时,主塔 $0\sim6\text{ m}$, $6\sim16\text{ m}$, $16\sim264\text{ m}$ 区域分别遭受严重损伤、中等损伤和轻微损伤,其中塔底 Park 损伤指数为

0.56 ,墩底遭受严重损伤,其塑性区域向上扩张,如 4.0 m 处截面的 Park 损伤指数为 0.154 。分析表明:极端地震作用下塔底和墩底遭受严重损伤,属于易损和薄弱部位,易发生典型的单塑性铰破坏模式。

即使在极端地震作用下,主梁的最大应力响应仍在设计容许应力范围内。地震作用下漂浮体系和弹性约束体系主梁梁端的最大位移响应见表 1。由表 1 可知,梁端最大位移响应随地面峰值加速度的增大而显著增大,尤其是极端地震作用下漂浮体系的梁端位移响应非常大,接近 7.0 m 。

表 1 漂浮体系和弹性约束体系主梁端最大位移响应

Tab. 1 Maximum Displacement Responses of Girder End for Floating System and Elastic Restrained System

a_g	漂浮体系最大位移响应/m		弹性约束体系最大位移响应/m	
	主梁左端	主梁右端	主梁左端	主梁右端
$0.2g$	1.078	1.078	0.436	0.436
$0.4g$	2.412	2.416	0.878	0.882
$0.8g$	5.503	5.511	1.667	1.661
$1.0g$	6.930	6.942	1.888	1.891

表 2 中给出了漂浮体系和弹性约束体系代表性拉索的最大应力响应。由表 2 可知:漂浮体系边跨、中跨拉索的最大应力响应随地面峰值加速度的增大而增大;即使在极端地震作用下边跨拉索的最大应力响应也较小,小于其设计容许应力 970 MPa ,如响应最大的 25[#]拉索应力为 867.7 MPa ;对于中跨拉索,当 $a_g=0.8g$ 时,已有部分拉索超过其设计容许应力,如 25[#]拉索应力为 $1\,013.2\text{ MPa}$;遭受极端地震时,有部分拉索超过其设计容许应力,如 25[#]拉索应力为 $1\,124.0\text{ MPa}$ 。与边跨拉索相比,中跨拉索应力响应受地震强度的影响更敏感,强震作用下已有部分拉索超过其设计容许应力,应在抗震设计中引起重视。

3.4 顺桥向弹性约束体系的地震损伤与破坏模式

为了减小梁端位移和利用桥梁构件强度,将漂浮体系改进为弹性约束体系,即在塔-梁间顺桥向设置弹性约束装置,其刚度取 $180\text{ MN}\cdot\text{m}^{-1}$,它可将梁端位移控制在一个合理范围内。地震作用下弹性约束体系主塔和 2[#]墩 Park 损伤指数分布分别如图 8,9 所示。

由图 8,9 可知:在 $a_g=0.2g$ 的地震作用下,主塔和 2[#]墩处于弹性状态;增大地面峰值加速度至 $0.4g$ 时,主塔 $0\sim6\text{ m}$ 区域和墩底遭受轻微损伤,其余截面仍处于弹性状态;增大地面峰值加速度至 $0.8g$ 时,主塔和桥墩关键部位的损伤加重及塔底塑

表 2 漂浮体系和弹性约束体系代表性拉索的最大应力响应

a_g	漂浮体系拉索的最大应力响应/MPa						弹性约束体系拉索的最大应力响应/MPa					
	1 [#] 拉索		14 [#] 拉索		25 [#] 拉索		1 [#] 拉索		14 [#] 拉索		25 [#] 拉索	
	边跨	中跨	边跨	中跨	边跨	中跨	边跨	中跨	边跨	中跨	边跨	中跨
0.2g	629.5	728.2	665.8	704.9	704.9	731.0	654.3	767.3	699.5	802.7	740.3	915.8
0.4g	658.9	765.7	686.0	775.9	758.8	819.3	688.4	811.9	736.5	927.0	794.4	1 163.3
0.8g	758.2	854.3	714.8	846.5	848.3	1 013.2	742.4	907.0	778.4	1 028.7	844.3	1 262.7
1.0g	790.9	879.2	730.5	909.8	867.7	1 124.0	807.3	1 007.5	820.4	1 122.3	900.9	1 262.3

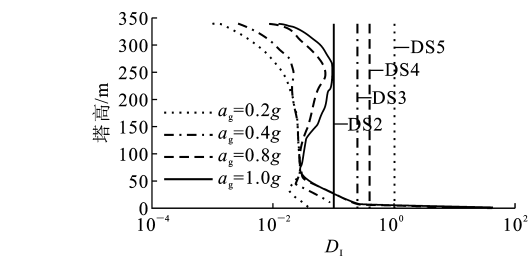


图 8 弹性约束体系中主塔 Park 损伤指数分布
Fig. 8 Park Damage Index Distributions of Pylon for Elastic Restrained System

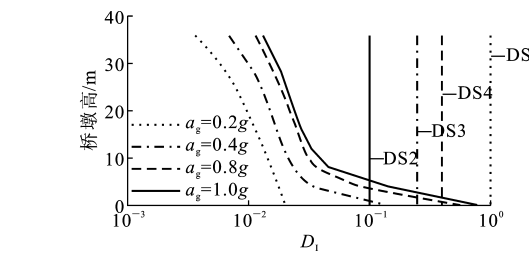


图 9 弹性约束体系中 2[#]墩 Park 损伤指数分布
Fig. 9 Park Damage Index Distributions of 2[#] Pier for Elastic Restrained System

性区域向上扩张,如塔底发生局部失效,分析该单元截面的纤维应力状态可知,所有混凝土和钢筋纤维应变均已超过其极限应变,墩底遭受严重损伤;增大地面峰值加速度至 1.0g(在实际中结构功能已完全丧失,但是在数值模拟中仍可继续),主塔和桥墩关键部位的损伤继续加重,如主塔 6 m 处截面和塔底截面的 Park 损伤指数分别高达 0.324,42.15,墩底遭受严重损伤,且塑性区域向上扩张。分析表明,主塔和桥墩的地震损伤随地面峰值加速度的增大而增大,塔底和墩底属于易损和薄弱部位,易发生典型的单塑性铰破坏模式。

由表 1 还可知,梁端位移响应随地面峰值加速度的增大而明显增大,但是极端地震作用下梁端位移仅为 1.891 m,远小于漂浮体系中的相应位移响应,这主要是弹性拉索有效限制了主梁运动。

由表 2 还可知:弹性约束体系边跨、中跨拉索的最大应力响应随地面峰值加速度的增大而增大;即

使在极端地震作用下边跨拉索应力响应也较小,小于其设计容许应力值 970 MPa,如响应最大的 25[#] 拉索应力为 915.8 MPa;对于中跨拉索,当地面峰值加速度增大至 0.8g 时,已有部分拉索超过其设计容许应力,如 1[#] 拉索和 14[#] 拉索;当地面峰值加速度增大至 1.0g 时,除离主塔最近的 2 根拉索未超过其设计容许应力外,其余拉索均超过。与边跨拉索相比,中跨拉索受地震强度的影响更敏感,强震作用下有部分拉索超过了其设计容许应力,应在抗震设计中引起重视。

4 斜拉桥的地震损伤控制分析

上述分析表明,漂浮体系和弹性约束体系不能有效兼顾构件的变形和强度,需要采取合适的消能减震措施控制其地震损伤和位移响应,以提高斜拉桥的整体抗震性能与抗倒塌能力。

4.1 阻尼器布置方案

极端地震作用下,漂浮体系和弹性约束体系的主塔分别遭受严重损伤和局部失效,桥墩也遭受严重损伤,且主梁位移响应很大。因此考虑 2 种阻尼器布置方案:一是阻尼器仅在塔-梁间设置(方案 1);二是阻尼器同时在墩(1[#] 墩、2[#] 墩、3[#] 墩)-梁间设置(方案 2),其阻尼系数 C 均通过参数敏感性分析来确定。2 种方案的参数见表 3。由表 3 可知:方案 1 中塔-梁间阻尼器的阻尼系数 C 从 0 逐渐增至 40 000 kN·(m·s^{-1/2})⁻¹,对应工况 1~8;方案 2 中塔-梁间的阻尼系数 C 取方案 1 的最优值,墩-梁间阻尼器的阻尼系数 C 从 0 逐渐增至 +∞,对应工况 9~15;根据优化确定了阻尼器的速度指数取 0.5,但是限于篇幅未列出其优化结果;同时忽略阻尼器刚度的影响。

4.2 阻尼器参数敏感性分析

主塔截面 1、截面 3 和墩底截面易进入塑性阶段,属于抗震薄弱部位。表 3 中给出了极端地震作用下这些薄弱部位的损伤指数,表 4 为各工况阻尼

表 3 阻尼器布置方案及其参数对构件关键截面最大地震损伤的影响

Tab. 3 Influences of Planning Layout and Parameter of Damper on Maximum Seismic Damage for Key Sections							
方案编号	工况编号	阻尼系数/[$\text{kN} \cdot (\text{m} \cdot \text{s}^{-\frac{1}{2}})^{-1}$]		主塔关键截面损伤指数		墩底截面损伤指数	
		塔-梁	墩-梁	截面 1	截面 3	1# 墩	2# 墩
1	1	0	0	0.082	0.560	0.763	0.764
	2	5 000		0.075	0.148	0.772	0.761
	3	10 000		0.076	0.128	0.770	0.770
	4	15 000		0.072	0.118	0.772	0.765
	5	20 000		0.067	0.120	0.773	0.767
	6	25 000		0.066	0.126	0.768	0.768
	7	30 000		0.066	0.135	0.771	0.767
	8	40 000		0.069	0.166	0.776	0.764
2	9(5)	20 000	0	0.067	0.120	0.773	0.767
	10		1 000	0.061	0.112	0.258	0.246
	11		2 000	0.066	0.115	0.363	0.362
	12		3 000	0.063	0.111	0.418	0.415
	13		4 000	0.063	0.112	0.450	0.447
	14		6 000	0.067	0.117	0.481	0.482
	15		$+\infty$	0.068	0.117	0.571	0.573

表 4 各工况阻尼器的变形和梁端位移响应

Tab. 4 Deformation of Dampers and Displacement Responses of Girder End for All Cases							
方案编号	工况编号	阻尼器变形/m				梁端位移/m	
		塔-梁	1# 墩-梁	2# 墩-梁	3# 墩-梁		
1	2	3.333				3.418	
	3	2.299				2.399	
	4	1.896				1.960	
	5	1.600				1.682	
	6	1.387				1.486	
	7	1.242				1.328	
	8	1.019				1.120	
	9(5)	1.600				1.682	
2	10	1.388	1.148	1.137	1.145	1.498	
	11	1.425	0.557	0.564	0.555	1.528	
	12	1.456	0.300	0.308	0.321	1.559	
	13	1.470	0.187	0.194	0.201	1.575	
	14	1.484	0.091	0.095	0.096	1.590	
	15	1.498	0.000	0.000	0.000	1.607	

器的变形和梁端位移响应,以综合讨论和确定阻尼器的最优阻尼系数 C 。

比较方案 1 中的结果可知:随塔-梁间阻尼系数 C 的增大,主塔截面 1 的损伤指数变化很小,主塔截面 3 的地震损伤先减小后增大,存在最优值;墩底截面的地震损伤受阻尼系数 C 的影响很小,变化幅度均在 5% 以内,其原因是墩-梁间的连接方式均为自由滑动;随塔-梁间阻尼系数 C 的增大,其阻尼器变形和梁端位移响应明显单调减小,如阻尼系数 C 从

5 000 $\text{kN} \cdot (\text{m} \cdot \text{s}^{-\frac{1}{2}})^{-1}$ 增至 40 000 $\text{kN} \cdot (\text{m} \cdot \text{s}^{-\frac{1}{2}})^{-1}$ 时,阻尼器的变形从 3.333 m 降至 1.019 m,梁端位移从 3.418 m 减至 1.120 m。相对而言,工况 5 [$C=20\,000\,\text{kN} \cdot (\text{m} \cdot \text{s}^{-\frac{1}{2}})^{-1}$] 的整体控制效果更好。

比较方案 2 中的结果可知:在塔-梁间阻尼系数 C 不变的情况下,随墩-梁间阻尼系数 C 的增大,主塔截面 1 和截面 3 的损伤指数变化很小,墩底截面的地震损伤先减小后增大,存在最优值,其原因是阻尼系数 C 的增大引起阻尼力的增大,使传递给桥墩的主梁惯性力增大,加重了桥墩的地震损伤;随墩-梁间阻尼系数 C 的增大,塔-梁间阻尼器变形和梁端位移响应先减小后增大,桥墩处阻尼器变形明显单调减小,如阻尼系数 C 从 1 000 $\text{kN} \cdot (\text{m} \cdot \text{s}^{-\frac{1}{2}})^{-1}$ 变化至 $+\infty$ 时,1# 墩处阻尼器变形从 1.148 m 减小至 0 m。相对而言,工况 9 [$C=2\,000\,\text{kN} \cdot (\text{m} \cdot \text{s}^{-\frac{1}{2}})^{-1}$] 的整体控制效果更佳。

与弹性约束体系相比,工况 5 和工况 9 对主塔截面 3 的损伤控制效果非常显著,使该截面从局部失效降至轻微损伤,满足其损伤控制目标要求,其损伤指数也仅为原来的 0.3%;工况 5 对墩底的损伤控制效果可忽略,其原因是墩-梁间的连接方式为自由滑动,传递给桥墩的主梁惯性力变化很小;工况 9 对墩底的损伤控制效果非常明显,如 1# 墩和 2# 墩从严重损伤降至中等损伤,满足其损伤控制目标要求,其损伤指数约为原来的 46%;阻尼器布置方案还可有效减小梁端位移响应。综合考虑各构件的损

伤控制效果,阻尼器布置方案2明显优于方案1,且阻尼器的性能参数均可实现,即在塔-梁、墩-梁间均附加阻尼器可有效控制斜拉桥的地震损伤和梁端位移,满足其整体性能的控制目标要求。

5 结 语

(1)超大跨度斜拉桥飘浮体系和弹性约束体系的整体抗震性能不理想。即使在低度地震($a_g = 0.4g$)作用下,漂浮体系的主梁位移响应已很大;强震($a_g = 0.8g$)作用下,弹性约束体系可有效限制主梁位移,但是主塔地震损伤异常严重。

(2)极端地震($a_g = 1.0g$)作用下,超大跨度斜拉桥飘浮体系和弹性约束体系中塔底和墩底属于易损与薄弱部位,易发生典型的单塑性铰破坏;中跨拉索最大应力响应受地震强度的影响更敏感,且有部分拉索超过其设计容许应力,应在抗震设计中引起重视。

(3)极端地震($a_g = 1.0g$)作用下,附有阻尼器的结构体系可有效控制主塔、桥墩的地震损伤和梁端位移,且满足其损伤控制目标要求和实现阻尼器的性能参数,可为建造主跨1400 m斜拉桥提供抗震技术支撑和参考。

参考文献:

References:

- [1] BRUNEAU M. Performance of Steel Bridges During the 1995 Hyogoken-Nanbu (Kobe, Japan) Earthquake—A North American Perspective[J]. Engineering Structures, 1998, 20(12): 1063-1078.
- [2] ZAYATI F, MAHIN S A, MOEHLE J P. Experimental and Analytical Evaluation of a Retrofit Double-deck Viaduct Structure[R]. Berkeley: University of California, 1996.
- [3] 孙利民, 秦东, 范立础. 扩展散体单元法在钢筋混凝土桥梁倒塌分析中的应用[J]. 土木工程学报, 2002, 35(6): 53-58.
SUN Li-min, QIN Dong, FAN Li-chu. A New Model for Collapse Analysis of Reinforced Concrete Bridge[J]. China Civil Engineering Journal, 2002, 35(6): 53-58.
- [4] KUNNATH S K, GROSS J L. Inelastic Response of the Cypress Viaduct to the Loma Prieta Earthquake[J]. Engineering Structures, 1995, 17(7): 485-493.
- [5] 周智杰. 集鹿大桥震害评估与修复之研究[D]. 台北: 台湾大学, 2004.
ZHOU Zhi-jie. Study of Evaluation and Retrofitted

for Seismic Damage of Chi-Lu Cable-stayed Bridge [D]. Taipei: Taiwan University, 2004.

- [6] 刘金龙. 地震作用下多塔斜拉桥失效模式控制研究[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2009.
LIU Jin-long. Study of Control for Seismic Damage Modes of Cable-stayed Bridge with Multi-tower[D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2009.
- [7] 聂利英, 张雷, 李硕娇. 地震作用下大跨度悬索桥纵向破坏模式研究[J]. 土木工程学报, 2011, 44(4): 91-97.
NIE Li-ying, ZHANG Lei, LI Shuo-jiao. Study of the Longitudinal Failure Pattern of Long Span Suspension Bridges Under Earthquake[J]. China Civil Engineering Journal, 2011, 44(4): 91-97.
- [8] 汤虎, 李建中. 板式橡胶支座桥梁地震位移控制方法[J]. 中国公路学报, 2013, 26(3): 110-116.
TANG Hu, LI Jian-zhong. Displacement Control Method for Continuous Bridges on Laminated Rubber Bearings Under Earthquake Excitation[J]. China Journal of Highway and Transport, 2013, 26(3): 110-116.
- [9] 魏标, 崔睿博, 戴公连, 等. 橡胶支座对非规则连续梁桥地震反应的影响[J]. 中国公路学报, 2013, 26(6): 110-117.
WEI Biao, CUI Rui-bo, DAI Gong-lian, et al. Impact of Laminated Rubber Bearings on Seismic Response of Irregular Continuous Bridges[J]. China Journal of Highway and Transport, 2013, 26(6): 110-117.
- [10] 陈永祁, 马良喆. 苏通长江大桥限位阻尼器的设计和测试[J]. 现代交通技术, 2008, 5(4): 20-24.
CHEN Yong-qi, MA Liang-zhe. Design and Evaluation of Limited Displacement Damper of Sutong Yangtze River Bridge[J]. Modern Transportation Technology, 2008, 5(4): 20-24.
- [11] 焦常科, 李爱群. 非弹性连接对三塔悬索桥地震响应的影响[J]. 中国公路学报, 2013, 26(1): 98-105
JIAO Chang-ke, LI Ai-qun. Influence of Inelastic Connection on Seismic Response of Triple-tower Suspension Bridge[J]. China Journal of Highway and Transport, 2013, 26(1): 98-105.
- [12] 叶爱君, 范立础. 附加阻尼器对超大跨度斜拉桥的减震效果[J]. 同济大学学报: 自然科学版, 2006, 34(7): 859-863.
YE Ai-jun, FAN Li-chu. Seismic Response Reduction of a Super-long-span Cable-stayed Bridge by Adding Dampers[J]. Journal of Tongji University: Natural Science, 2006, 34(7): 859-863.
- [13] GUAN Z, LI J, XU Y. Performance Test of Energy

- Dissipation Bearing and Its Application in Seismic Control of a Long-span Bridge[J]. Journal of Bridge Engineering, 2010, 15(6): 622-630.
- [14] 李 勇, 闫维明, 陈彦江, 等. 大跨斜拉桥的近断层地震响应及减震控制[J]. 防灾减灾工程学报, 2010, 30(5): 479-486.
- LI Yong, YAN Wei-ming, CHEN Yan-jiang, et al. Seismic Response Analysis and Control of Long-span Cable-stayed Bridges Under Near-fault Earthquakes[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2010, 30(5): 479-486.
- [15] 梁 鹏, 吴向男, 李万恒, 等. 三塔悬索桥纵向约束体系优化[J]. 中国公路学报, 2011, 24(1): 59-67.
- LIANG Peng, WU Xiang-nan, LI Wan-heng, et al. Longitudinal Constraint System Optimization for Three-tower Suspension Bridge[J]. China Journal of Highway and Transport, 2011, 24(1): 59-67.
- [16] 李立峰, 刘本永, 张晨熙, 等. 中等跨径斜拉桥塔梁弹性约束装置的减震效应研究[J]. 地震工程与工程振动, 2013, 33(1): 146-152.
- LI Li-feng, LIU Ben-yong, ZHANG Chen-xi, et al. Research on the Seismic Performance of Mid-span Cable-stayed Bridges with Elastic Constraints Between Tower and Beam[J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2013, 33(1): 146-152.
- [17] 周士金, 刘荣桂, 蔡东升, 等. CFRP 索大跨斜拉桥的非线性地震响应控制分析[J]. 中国公路学报, 2011, 24(3): 64-71.
- ZHOU Shi-jin, LIU Rong-gui, CAI Dong-sheng, et al. Nonlinear Seismic Response Control Analysis of Long-span Cable-stayed Bridge with CFRP Cables[J]. China Journal of Highway and Transport, 2011, 24(3): 64-71.
- [18] 叶爱君, 范立础. 超大跨度斜拉桥的横向约束体系[J]. 中国公路学报, 2007, 20(2): 63-67.
- YE Ai-jun, FAN Li-chu. Lateral Constraint Systems for Super-long-span Cable-stayed Bridge[J]. China Journal of Highway and Transport, 2007, 20(2): 63-67.
- [19] 徐利平, 郭 龙, 魏 斌. 大跨径斜拉桥顺桥向约束体系与应用[J]. 结构工程师, 2011, 27(6): 71-77.
- XU Li-ping, GUO Long, WEI Bin. Longitudinal Boundary System and Application in Long Span Cable-stayed Bridges[J]. Structural Engineers, 2011, 27(6): 71-77.
- [20] PARK Y J, ANG A H S. Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete[J]. Journal of Structural Engineering, 1985, 111(4): 722-739.
- [21] KUNNATH S K, REINHORN A M, LOBO R F. IDARC Version 3. 0: A Program for the Inelastic Damage Analysis of RC Structures[R]. Buffalo: State University of New York, 1992.
- [22] PARK Y J, ANG A H S, WEN Y K. Damage-limiting Aseismic Design of Buildings[J]. Earthquake Spectra, 1987, 3(1): 1-26.
- [23] JTG/T B02-01—2008, 公路桥梁抗震设计细则[S]. JTG/T B02-01—2008, Guidelines for Seismic Design of Highway Bridges[S].
- [24] 孙 斌. 超千米级斜拉桥结构体系研究[D]. 上海: 同济大学, 2008.
- SUN Bin. Study of Structural Systems for Cable-stayed Bridge with Ultra Kilometer Span[D]. Shanghai: Tongji University, 2008.
- [25] 谢 文. 考虑地震损伤控制的超大跨斜拉桥结构体系研究[D]. 上海: 同济大学, 2013.
- XIE Wen. Study on Structural System with Seismic Damage Control for Super Long-span Cable-stayed Bridge[D]. Shanghai: Tongji University, 2013.