

大跨度悬索桥桥塔地震纵向损伤特征研究

侯炜炜, 孙家强, 程鹏飞, 聂利英
(河海大学 土木与交通学院, 江苏 南京 210098)

摘要: 为对大跨度悬索桥桥塔基于性能的抗震设计提供依据, 对大跨度悬索桥桥塔在地震作用下的纵向损伤特征进行初步探究。以某大跨度悬索桥为工程背景, 采用大型通用有限元软件 ADINA 建立地震分析模型, 将 20 条实测地震波沿纵桥向输入, 采用 IDA 方法, 对塔中和塔底两个潜在塑性铰区的塑性损伤发展全过程进行逐级观察。结果表明: 随着地震等级的增加, 塔底和塔中截面的塑性损伤有协同发展趋势, 但塔底截面的塑性损伤发展速度远大于塔中, 因此最终的桥塔破坏形式为塔底截面破坏而导致的桥塔动力失稳。

关键词: 地震作用; 桥塔; 纵向; 损伤特征

中图分类号: U 442.5

文献标识码: A

Study on the seismic longitudinal damage characteristics of the tower of long-span suspension bridge

HOU Weiwei, SUN Jiaqiang, CHENG Pengfei, NIE Liying
(College of Civil And Transportation Engineering, HHU, Nanjing 210098, China)

Abstract: In order to provide basis for seismic research of the tower of long-span suspension bridge, the longitudinal damage characteristics of the tower of long-span suspension bridge under earthquake action is explored. A finite element model is established used ADINA by taking a long-span suspension bridge as the example and the development characteristics of plastic damage of the tower is observed by 20 earthquake excitations with increasing intensity in the longitudinal direction. It is found that with the increase of earthquake intensity, the development of the plastic damage at the bottom of the tower and in the middle of the tower bottom is synergistic. However, the rate of development of the plastic damage at the bottom of the tower is far greater than that in the middle of the tower, which leads to the low level plastic damage degree in the middle of the tower when the final section fails at the bottom of the tower.

Key words: seismic; bridge tower; longitudinal direction; damage characteristic

桥梁结构或构件在地震作用下的损伤过程及其特征是建立性能目标与结构损伤程度量化关系的基础^[1-4]。大跨度索支撑体系桥梁, 桥塔作为核心支撑构件, 其非线性地震损伤会影响到整个桥梁的抗震性能^[5-7]。悬索桥桥塔在纵向类似于顶端受到弹性约束的独柱, 而横向则是框架结构, 从塑性铰形成机制角度看, 纵向是抗震薄弱方向。目前, 国内外一些研究中均有指出, 悬索桥桥塔是强震下全桥唯一可能出现塑性的构件, 且集中的塑性铰区域出现在塔底和横梁上下处塔柱^[8-10]。在纵桥向, 桥塔存在

两个潜在塑性铰区域, 即出现位移极值的塔身和出现弯矩极值的塔底, 而且塑性损伤随着地震强度的逐级增加而不断加大过程中, 两个塑性铰几乎同时形成^[10]。悬索桥桥塔在纵向类似于顶端受到弹性约束的独柱, 两个塑性铰的发展使结构趋于机构, 因此, 两个塑性铰发生发展的方式、相互关系是悬索桥桥塔在纵向地震损伤研究中需要着重关注的问题。本文以某大跨度悬索桥为工程背景, 对塔中和塔底两个潜在塑性铰区的损伤发展全过程进行观察与分类总结, 从而揭示大跨度悬索桥桥塔地震纵向损伤的发展特征。

收稿日期: 2017-10-21

基金项目: 国家重点研发计划资助项目 (2016YFC0402000); 土木工程防灾国家重点实验室开放课题基金项目 (SLDRCE-MB-02)

作者简介: 侯炜炜 (1993-), 女, 河南洛阳人, 硕士, 研究方向为大跨度桥梁设计理论、桥梁抗震研究。

1 地震分析模型以及地震动输入

1.1 地震分析模型

本文选取某主跨为 1 490 m 的钢筋混凝土双塔单跨体系悬索桥为研究对象，利用大型通用有限元软件 ADINA，建立其地震分析模型，如图 1 所示。建模过程中，主梁、桥塔横梁采用弹性梁单元模拟，主缆、加劲梁与吊杆以三维杆单元模拟。桥塔塔柱的钢筋混凝土材料非线性采用三维弹塑性梁单元模拟，以塔底截面为例，其截面的弯矩 - 曲率图见图 2。加劲梁采用脊梁模型，主梁与桥塔支座、主梁与吊杆的连接均以主从关系处理。桥塔、主缆与地面固结。大跨度悬索桥在地震分析中,需要考虑几何非线性，主要包括：缆索的垂度效应、梁柱效应以及大位移引起的几何形状变化。

1.2 地震动输入

根据悬索桥场地资料，从 PEER 强震数据库中选出 20 条地震动记录。其中，FN、FP 是由实测地震动记录正交转换后得到的平行和垂直断层的水平地震分量。具体见表 1。

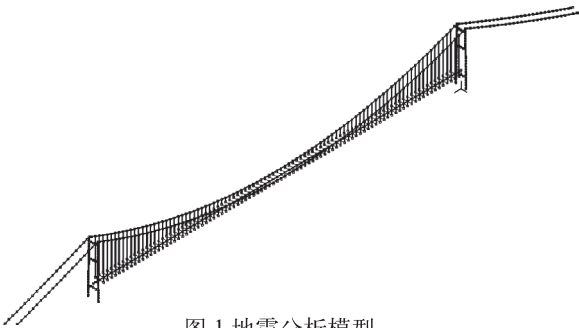


图 1 地震分析模型
Fig.1 Seismic analysis model

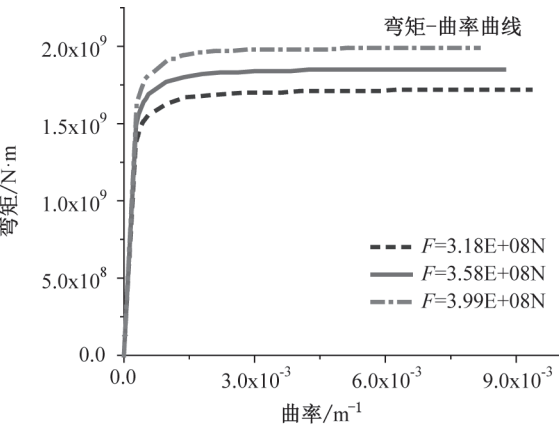


图 2 塔底截面弯矩 - 曲率图
Fig.2 Moment-curvature relationships of the tower bottom cross-sections

表 1 地震动记录选取
Tab.1 Selection of ground motion records

编号	事件	站台	方向	第一阶段 PGA/g	第二阶段 PGA/g(TYPE)	第三阶段 PGA/g
S1	Imperial Valley-06	Delta	FP	0.6	0.7(1)	1.35
S2	Chi-Chi- Taiwan	CHY029	FN	0.4	0.6(2)	1.45
S3	Landers	Mission Creek Fault	FN	0.5	1.0(1)	1.32
S4	Landers	Mission Creek Fault	FP	0.4	0.7(3)	1.35
S5	Chi-Chi- Taiwan	CHY036	FN	0.6	0.9(2)	1.55
S6	Chi-Chi- Taiwan	CHY036	FP	0.4	0.6(1)	0.98
S7	Chi-Chi- Taiwan-06	TCU076	FN	0.6	0.7(3)	1.25
S8	Chi-Chi- Taiwan-06	TCU076	FP	1.2	2.2(2)	3.14
S9	Imperial Valley-06	Calexico Fire Station	FP	0.5	0.6(2)	1.47
S10	Kocaeli- Turkey	Duzce	FN	0.6	1.0(3)	2.43
S11	Imperial Valley-06	El Centro Array #1	FN	1.3	2.3(1)	3.86
S12	Chi-Chi- Taiwan	KAU054	FN	0.5	0.7(2)	1.4
S13	Chi-Chi- Taiwan	KAU054	FP	0.5	0.6(2)	1.45
S14	San Fernando	Santa Felita Dam (Outlet)	FN	1.2	2.5(2)	3.62
S15	San Fernando	Santa Felita Dam (Outlet)	FP	1.3	2.4(2)	3.42
S16	Imperial Valley-06	El Centro Array #12	FN	0.5	0.7(2)	1.17
S17	Imperial Valley-06	El Centro Array #12	FP	0.6	0.9(3)	1.71
S18	Chalfant Valley-02	Bishop - LADWP South St	FP	0.6	0.8(3)	1.45
S19	Victoria- Mexico	Chihuahua	FN	0.3	0.4(2)	0.9
S20	Victoria- Mexico	Chihuahua	FP	0.6	0.8(3)	1.53

2 关键损伤阶段分析

为分析塔底和塔中曲率时程是否存在同步性以及二者塑性损伤发展特点及联系,以地震动峰值加速度 PGA 作为强度指标进行地震动强度逐级增大,对 20 条地震动记录输入下桥塔损伤全过程进行观察,探究两个潜在塑性铰区从弹性状态一直到破坏状态各自截面塑性损伤发展特征。

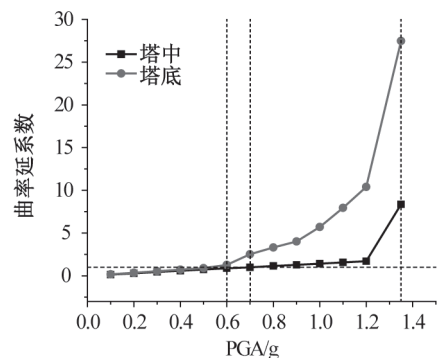
采用 IDA 方法计算得到 20 条地震动作用下桥塔塔底和塔中截面曲率延性系数随 PGA 增加的变化曲线。对 IDA 曲线观察发现,随着地震动强度等级逐渐增加,塔底、塔中两个潜在塑性铰区域损伤的发生发展顺序和程度出现明显的规律性特征。在弹性阶段,塔底和塔中截面曲率延性系数同步增长。进入塑性之后,塔底截面塑性损伤快速发展,曲率延性系数逐渐大于塔中。到最终破坏阶段,总是以塔底截面延性性能到达极限而导致的塔底截面破坏。

因此,根据上述发展特征将桥塔损伤发展分为三个关键阶段:在低等级地震强度下,桥塔在 20 条地震动激励下塔底截面曲率首次越过屈服曲率进入塑性;在中等级地震强度下,桥塔在 20 条地震动激励下塔中截面曲率首次越过屈服曲率进入塑性;当地震动强度等级增大至使桥塔动力失稳时,桥塔在 20 条地震动激励下塔底截面曲率达到极限曲率。三个阶段各条地震动峰值加速度值见表 1。本文以典型的 S1、S2、S7 输入为例展示桥塔截面曲率延性系数的 IDA 曲线,如图 3 所示。图中横向虚线表示截面曲率延性系数达到 1,竖向虚线分别表示塑性损伤发展的三个关键阶段。

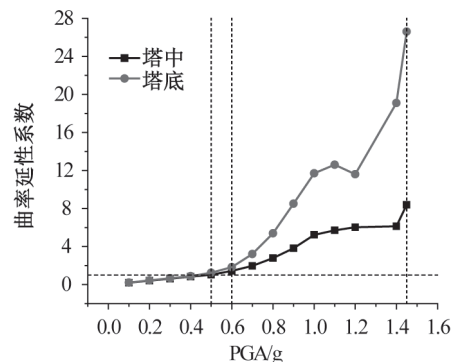
2.1 初始塑性损伤阶段

在低等级地震强度下,桥塔在 20 条地震动激励下塔底截面曲率越过屈服曲率进入塑性,而塔中截面并未屈服。以典型的 S2 输入为例展示此阶段塔底和塔中截面曲率时程。

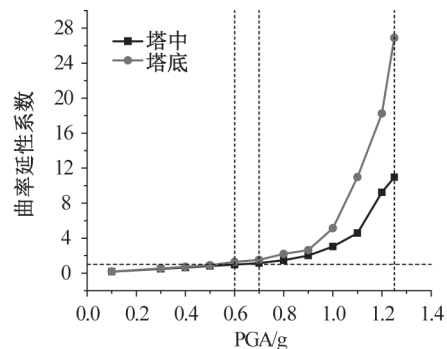
图 4(a) 显示,在弹性状态下,塔底和塔中曲率时程发展趋势和形态基本一致,两者的响应峰值在时程上也保持对应,且塔底曲率最大值与塔中曲率最大值相差并不大。图 4(b) 显示,当塔底最大曲率首次越过初始屈服曲率时,塔底曲率时程开始偏离初始平衡位置,塔中曲率和塔底曲率时程峰值开始拉大差距。



(a) S1(TYPE1) 输入



(b) S2(TYPE2) 输入



(c) S7(TYPE3) 输入

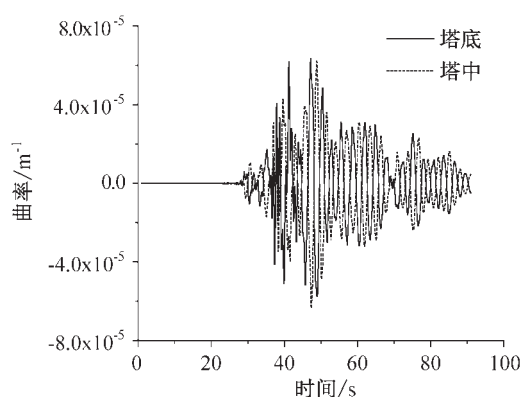
图 3 塔底塔中截面曲率延性的 IDA 曲线

Fig.3 IDA curve of tower curvature ductility factor

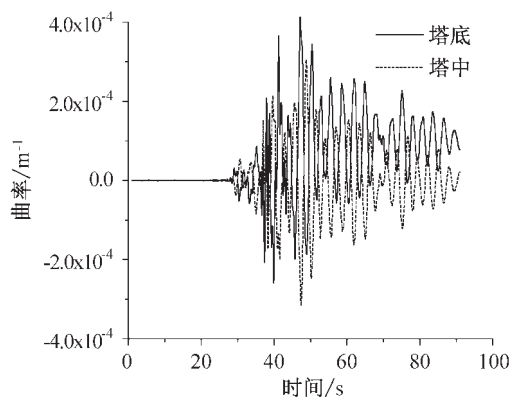
2.2 中等塑性损伤阶段

当地震等级较高时,在 20 条地震动激励下,塔中和塔底截面均越过各自的屈服曲率进入塑性。此时,桥塔的塑性发展呈现了三种不同形态:第一种情况 (TYPE1),塔底和塔中曲率同一时刻越过各自屈服曲率;第二种情况 (TYPE2),塔底曲率先越过其屈服曲率;第三种情况 (TYPE3),塔中曲率先越过其屈服曲率。以典型的 S1(TYPE1)、S2(TYPE2)、S7(TYPE3) 为例进行展示。

图 5(a)—图 7(a) 显示,当塔中曲率首次越过屈服曲率时,塔底和塔中的曲率时程峰值依然保持对应,说明二者存在协同发展趋势。但是,塔底曲率



(a) 弹性状态 (PGA=0.1 g)



(b) 第一阶段 (PGA=0.5 g)

图4 S2输入下塔底塔中曲率时程

Fig.4 Curvature time histories of the tower under record S2

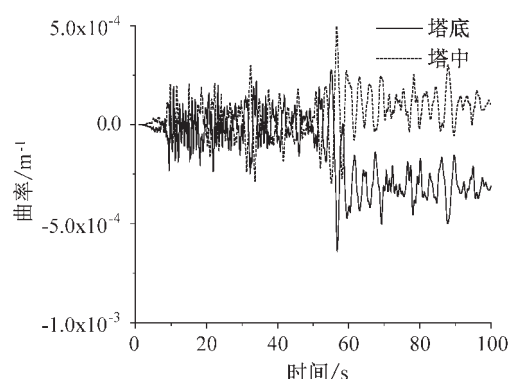
时程偏离初始平衡位置幅度较大,而塔中曲率时程偏离初始平衡位置幅度较小。表明随着桥塔非线性的不断深入,塔底的曲率增长速度要明显快于塔中。

图5(b)—图7(b)显示,在不同地震激励下塔底、塔中截面曲率越过各自屈服曲率的先后顺序有所差别,且塔底截面的塑性损伤程度大于塔中截面,说明塔底截面发展塑性损伤的能力是大于塔中的。

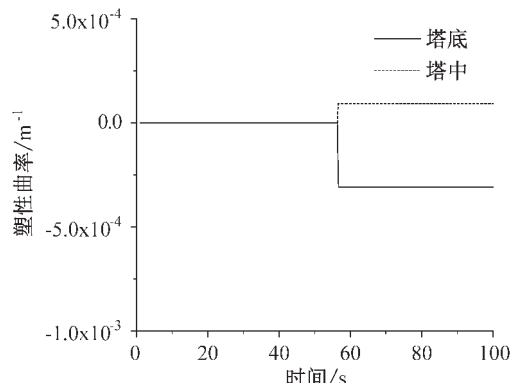
2.3 破坏阶段

当地震动等级略微增加,桥塔发生动力失稳,认为其破坏。以20条地震动在桥塔破坏地震强度等级下激励,桥塔均为塔底截面曲率先达到极限曲率。仍以典型的S2输入为例展示。

图8(a)显示,塔底和塔中截面曲率时程曲线在响应峰值上仍然保持对应关系,且塔底和塔中截面曲率时程偏离初始平衡位置幅度都开始不断增加,但塔中最终偏离幅度远不及塔底。图8(b)显示,塔底、塔中同时发展塑性损伤,且塔底的塑性损伤发展速度远高于塔中。当塔底截面塑性曲率达到极限塑性曲率时,塔中截面的塑性曲率相对其极限曲率较小,说明塔中截面的延性性能没有得到充分开展。



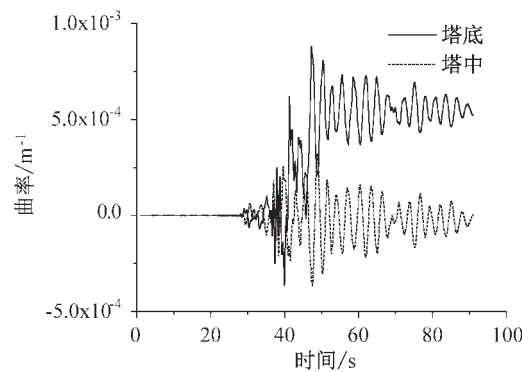
(a) 塔底塔中曲率时程



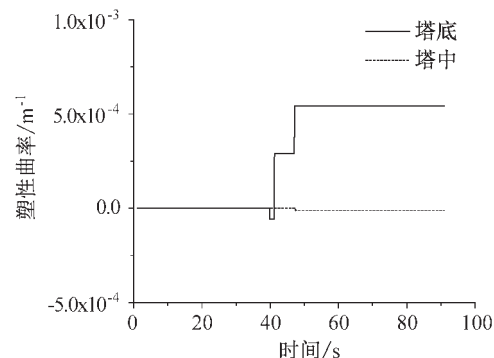
(b) 塔底塔中塑性曲率时程

图5 S1(TYPE1)输入下塔底塔中曲率时程 (PGA=0.7 g)

Fig.5 Curvature time histories of the tower under record S1(TYPE1)



(a) 塔底塔中曲率时程



(b) 塔底塔中塑性曲率时程

图6 S2(TYPE2)输入下塔底塔中曲率时程 (PGA=0.6 g)

Fig.6 Curvature time histories of the tower under record S2(TYPE2)

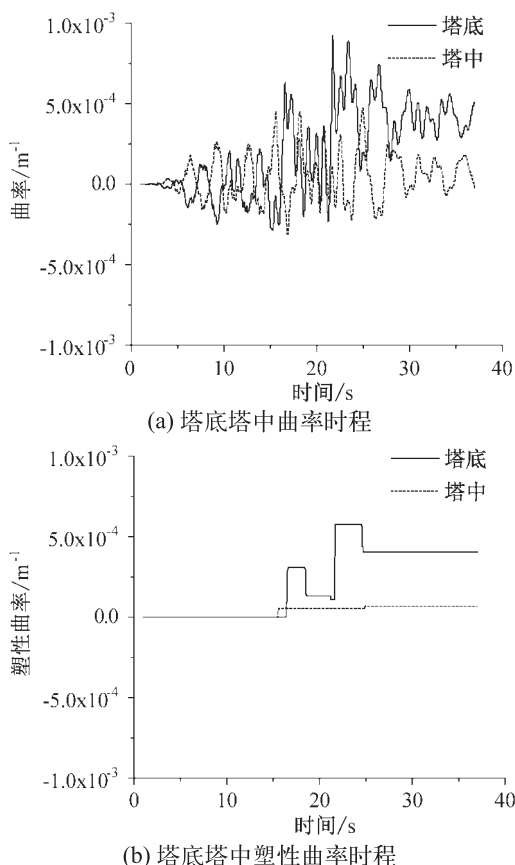


图 7 S7(TYPE3) 输入下塔底塔中曲率时程 (PGA=0.7 g)

Fig.7 Curvature time histories of the tower under record

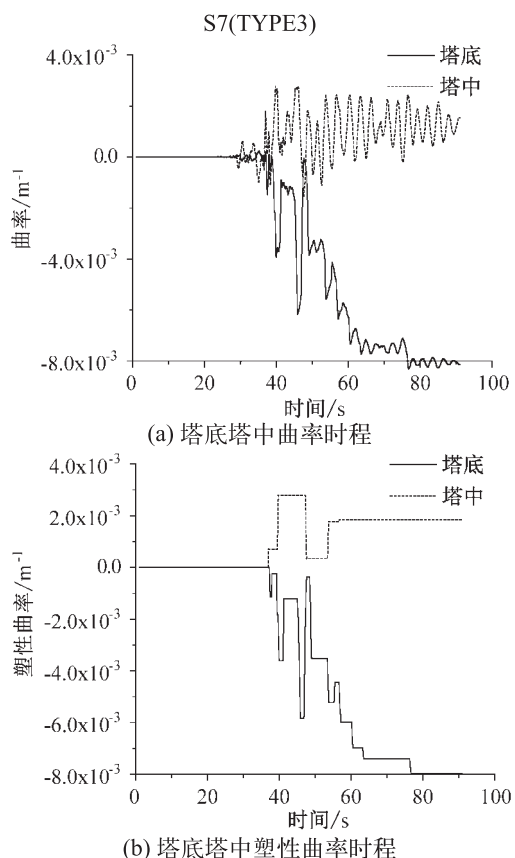


图 8 S2 输入下塔底塔中曲率时程 (PGA=1.45g)

Fig.8 Curvature time histories of the tower under record S2

3 结论

1) 在不同实测地震动输入下, 桥塔塔底、塔中两个潜在塑性铰区域损伤的发生发展顺序和程度出现明显的规律性特征。随地震等级增加, 桥塔的塑性损伤分三个关键阶段, 即桥塔塔底发生塑性损伤、桥塔塔中发生塑性损伤和桥塔塔底率先达到破坏。

2) 中等地震强度等级下, 不同的地震动激励, 塔底和塔中截面进入屈服阶段的时间存在先后差别, 这也就意味着当抗震性能的“轻微损伤”以钢筋不屈服为定义时, 桥塔的损伤量化应由塔中截面曲率和塔底截面曲率两指标共同控制。

3) 桥塔的最终破坏模式为塔底截面破坏导致的桥塔动力失稳, 表明在超强地震作用下, 塔底截面的破坏成为大跨度悬索桥桥塔抗震安全性控制因素。

参考文献:

- [1] 陆本燕, 刘伯权, 邢国华, 等. 桥梁结构基于性能的抗震设防目标与性能指标研究 [J]. 工程力学, 2011, 28(11): 96-103.
- [2] Eurode 8: Design provisions for earthquake resistance of structures(draft for development), part2. Bridges[S].
- [3] CJJ166—2011, 城市桥梁抗震设计规范 [S].
- [4] JTG/T B02-01—2008, 公路桥梁抗震设计细则 [S].
- [5] 徐 艳, 段昕智, 李建中. 强震作用下斜拉桥纵向非线性地震反应分析 [J]. 华南理工大学学报: 自然科学版, 2012, 40(6): 132-138.
- [6] 夏修身, 李建中, 管仲国, 等. 斜拉桥桥塔非线性抗震性能研究 [J]. 中国公路学报, 2016, 29(3): 66-72.
- [7] 夏修身, 李建中, 徐 艳, 等. 横梁屈服对斜拉桥横向地震反应的影响 [J]. 华南理工大学学报: 自然科学版, 2014, 42(5): 84-89.
- [8] KAZUO ENDO, CHIHIRO Kawatoh, SHIGEKI Unjoh. Analytical study on seismic performance evaluation of long-span suspension bridge steel tower[C]//The 13th World Conference on Earthquake Engineering. Vancouver: [s.n.], 2004: 944.
- [9] SERAFIM Arzoumanidis, AYMAN Shama, FARHANG Ostadan. Performance-based seismic analysis and design of suspension bridges[J]. Earthquake Engng Struct. Dyn., 2005, 34: 349-367.
- [10] 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, 4(4): 1-6.

(责任编辑 王利君)