

文章编号:1007-6069(2018)03-0023-09

基于性能的大跨径斜拉桥主塔概率地震风险分析

武芳文,孟园英,薛成凤,杨源源,纪全有
(长安大学公路学院,陕西西安710064)

摘要:地震作用下,若斜拉桥主塔发生损伤,将使整体损伤风险明显提高。因此对斜拉桥主塔进行地震易损性分析来评定主塔的抗震能力,进而评估斜拉桥主塔在设计基准期内的地震损伤风险,具有重要的工程和经济意义。本文通过SAP2000有限元分析软件对某斜拉桥主塔进行了纵横向的地震易损性及危险性分析,结合地震易损性和危险性分析推导出概率地震风险函数,进而开展了斜拉桥的概率地震风险分析。分析结果证明,在100年设计基准期内,纵桥向或横桥向地震作用下,本文斜拉桥“H”型主塔均满足E3水准抗震设防要求。

关键词:斜拉桥;地震易损性分析;地震危险性分析;概率地震风险分析;基于性能的抗震设计

中图分类号:U447

文献标志码:A

Performance-based seismic risk analysis of long-span cable-stayed bridge tower

WU Fangwen, MENG Yuanying, XUE Chengfeng, YANG Yuanyuan, JI Quanyou

(School of Highway, Chang'an University, Xi'an 710064, Shanxi, China)

Abstract: If the main tower that mainly bear load is damaged under the action of earthquake, the overall damage risk of cable-stayed bridge will be significantly increased. Therefore, we needed to assess the seismic resistance of the main tower through the seismic vulnerability analysis, and then assess the seismic risk of the main tower in the design reference period, which had important engineering and economic significance. This paper analyzed the seismic vulnerability analysis and seismic hazard analysis of the main tower through SAP2000 finite element analysis software. Based on the analysis of seismic vulnerability analysis and seismic hazard analysis, the probability seismic risk function was deduced, and the probability seismic risk analysis of the main tower was carried out. It showed that during the 100-year design base period, the "H" type main pylon of the cable-stayed bridge meets the requirements of E3 standard seismic fortification under the effect of longitudinal or transverse earthquake.

Key words: cable-stayed bridge; vulnerability analysis; seismic hazard analysis; probabilistic seismic risk analysis; performance-based seismic design

收稿日期:2017-10-16; 修订日期:2018-05-18

基金项目:国家自然科学基金(51408040)陕西省自然科学基金项目(2017JM5110)

作者简介:武芳文(1980-),男,副教授,博士,主要从事桥梁抗震研究. E-mail: wufangwen2004@163.com

通讯作者:孟园英(1992-),女,硕士研究生,主要从事桥梁抗震研究. E-mail: mengyuanyinggs@163.com

引言

自1997年美国学者 Bertero 提出基于性能的抗震设计理论以来,如今已被世界各国地震工程研究者普遍接受,其主要思想是使桥梁等构筑物在设计基准期内满足各设防等级规定的预设功能或性能目标要求。地震风险具有不确定性及难以准确预测的特征。桥梁概率地震风险分析主要是指给定的设计场地及设计基准期内遭遇不同强度地震超过各级设防要求的可能性。

Lupoi 等^[1]基于 Cornell 等总结的地震概率统计分析理论,对使用期内在假定地震作用下简支梁桥和连续梁桥的地震风险进行了预估。Miyamoto 等^[2]以概率统计为基础,采取马尔可夫过程对地震动作用下桥梁结构抗震能力的不确定性进行定量评估,尝试建立了桥梁结构的地震风险评估体系。黄明刚^[3]采用 Sa 和 PGA 两种地震动参数,对钢筋混凝土连续梁桥在纵横桥向地震作用下的桥墩和支座进行地震风险分析,并分析比较了采用不同地震动参数对地震风险概率分析的影响。沈怀至^[4]基于性能的设计理论对混凝土大坝进行易损性分析,并结合场地危险性分析建立了混凝土大坝地震风险模型,预估此类结构的地震灾害经济损失。黄佳梅^[5]通过增量动力分析法得到连续刚构桥高墩的一系列 IDA 曲线,并采用参数法统计这些 IDA 曲线,以获得的3条(16%、50%、84%)概率分位曲线对桥梁高墩抗震性能进行评估。

目前,大量文献主要针对简支梁或连续梁桥进行地震风险研究,而基于性能抗震设计及概率统计等理论基础,对斜拉桥进行概率地震风险分析的研究较少。斜拉桥索塔是结构的重要构件,具有刚度大的特点,地震作用下容易发生剪切破坏或者弯曲破坏。为了保证结构在寿命期内的抗震性能,有必要针对斜拉桥在设计基准期内的概率地震风险展开研究,可为斜拉桥的地震损失预估、风险管理和养护加固等提供必要的理论依据,完善大跨斜拉桥的地震风险评估体系。

1 桥梁结构概率地震风险分析方法

桥梁结构概率地震风险分析的概率意义主要体现在两方面:一是地震在设计场地发生某强度等级地震的概率,二是在给定地震动强度作用下发生某一类损伤破坏的概率。

1.1 地震危险性概率分析

Cornell^[6]于上世纪60年代第一次提出地震危险性概率分析方法,目前已普遍应用于地震研究中。桥梁的地震危险性概率分析综合考虑地震发生时间、地点的不确定性和发生不同强度地震的可能性,最后预估给定场地处的地震动超过某一阈值的概率。

地震危险性函数可通过极值Ⅱ型分布函数进行描述:

$$H(x) = P[IM \geq x] = 1 - e^{-\left(\frac{x}{u}\right)^{-k}} \quad (1)$$

式中: k 和 u 分别表示形状参数和地震规模系数。

Cornell 认为:在所研究范围内,地震危险性概率曲线函数可以采取以下负幂函数逼近表示:

$$H(x) \approx \left(\frac{x}{u}\right)^{-k} \approx k_0 x^{-k} \quad (2)$$

式中: x 表示地震动参数,取谱加速度 Sa 作为地震动参数; k_0 和 k 为概率曲线的形状参数。理论上形状系数由桥址处地震安全性评价资料获取更为合理,而对于缺乏此类调查资料或资料不完善的工程场地,可以用基本地震动和罕遇地震动对应的地震动强度拟合获得。《公路工程抗震规范》中对于桥梁的设计加速度反应谱规定如式(3)所示:

$$S = \begin{cases} S_{\max}(5.5T + 0.45) & (T < 0.1s) \\ S_{\max} & (0.1s \leq T \leq T_g) \\ S_{\max}(T_g / T) & (T > T_g) \end{cases} \quad (3)$$

式中: T_g 为特征周期;

T 为结构自振周期;

S_{\max} 为水平设计加速度反应谱最大值。

根据上述抗震规范规定,水平设计加速度反应谱最大值 S_{\max} 可由式(4)确定:

$$S_{\max} = 2.25C_i C_s C_d A_b \quad (4)$$

其中:

C_i 为桥梁抗震重要性修正系数,根据桥梁抗震设防类别和设防水准确定。

C_s 为场地系数,由场地类别和设计基本地震动峰值加速度确定。

C_d 为阻尼调整系数,结构的阻尼比 ξ 为0.05时,阻尼调整系数取1;当结构阻尼比不等于0.05时,阻尼调整系数 C_d 按式(5)计算:

$$C_d = 1 + \frac{0.05 - \xi}{0.06 + 1.7\xi} \geq 0.55 \quad (5)$$

A_b 为水平向设计基本地震动峰值加速度

1.2 地震易损性概率分析

1.2.1 地震记录及地震动强度参数的选取

根据桥址场地条件,在PEER数据库中选择10条符合中国II类场地的地震波进行斜拉桥的增量动力时程分析。研究对象为斜拉桥,故实测地震记录转化为反应谱曲线时阻尼比取0.03。选取的10条地震波加速度反应谱曲线如图1所示。图中汇总曲线的离散性表明了地震动的随机性。

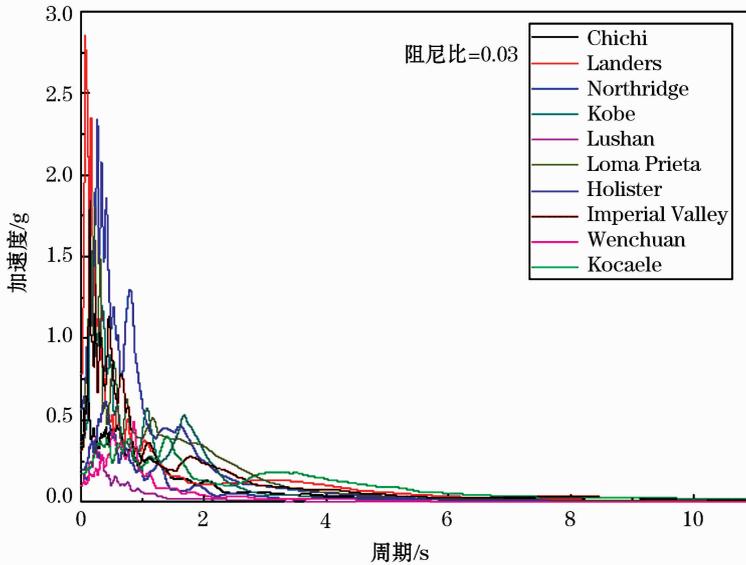


图1 本文采用的10条地震波加速度反应谱曲线

Fig. 1 10 seismic wave accelerations curve used in this paper

地震动强度参数的选取会对桥梁结构的时程分析结果产生一定影响。目前,大多数专家学者一般用地面峰值加速度(PGA)或反应谱加速度(S_a)表征地震动强度,PGA是对实际地震动记录的直接描述, S_a 则在考虑结构动力特性基础上,由实际地震动记录转换后获得。研究对象为大跨径叠合梁斜拉桥,具有中长周期结构特性,地震作用与结构动力特性紧密相关,故选取谱加速度 S_a 表征地震动强度参数。

1.2.2 主塔截面的损伤量化

通过曲率或位移等指标实现桥梁抗震性态目标的定量描述,是进行基于性态地震风险分析的重要基础。结合弯矩曲率($M-\Phi$)曲线,以截面材料应变变化表征截面各损伤状态的对应曲率,则截面不同损伤状态量化方式见表1;将X-TRACT软件进行截面轴力-弯矩-曲率($P-M-\Phi$)分析所获得的实际弯矩-曲率曲线简化为等效双线性弯曲-曲率曲线,依据文献[7],确定各临界值作为截面曲率损伤指标取值的依据,从而实现了截面性态水平的量化,给出设计基准期内A类桥梁抗震性态目标对应关系见表2。

表 1 主塔截面损伤状态的曲率量化

Table 1 Curvature quantification of damaged section of main tower

损伤程度	截面损伤定性描述	曲率定量描述
轻微损伤	外侧纵筋屈服,无约束混凝土出现不需修复的裂缝	$\varepsilon_y < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}$; 且 $\varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2}$ 对应的曲率
中等损伤	无约束混凝土剥落,局部箍筋外露,需简单修复	$\varepsilon_{c2} < \varepsilon_c \leq 0.75\varepsilon_{c3}$ 对应的曲率
严重损伤	边缘核心混凝土出现剥落,难以修复	$0.75\varepsilon_{c3} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc}$ 对应的曲率
完全损伤	核心混凝土达到极限压应变或约束钢筋达到极限折减应变	$\varepsilon_{cc} \geq \varepsilon_c$ 对应曲率或 $\varepsilon_{ls} \geq \varepsilon_{lu}$

注: ε_s 为截面最外侧纵筋的拉应变值, ε_{sh} 为截面约束钢筋的拉应变值, ε_c 为截面无约束混凝土的压应变值, ε_{cc} 为截面边缘核心混凝土的压应变值; ε_{c1} 为无约束混凝土峰值压应变,一般取 0.002; ε_{c2} 为无约束混凝土极限压应变,一般取 0.004; ε_{c3} 为核心混凝土的极限压应变,大于 0.004; ε_y 为纵向钢筋的名义屈服应变,其值为 f_y/E ; ε_{sh} 为纵筋的初始强化应变,偏安全的取 $12f_y/E$; ε_{lu} 为约束钢筋的极限折减应变,取 0.09^[7]。

表 2 曲率指标与抗震性能目标对应关系

Table 2 Curvature index corresponds to the target of earthquake resistance

损伤极限状态	极限曲率	对应设防水准	性能目标描述
轻微	等效屈服曲率 Φ_1	偶遇地震 (E1)	不发生损伤或不需修复可继续使用
中等	等效屈服弯矩对应曲率 Φ_2	罕遇地震 (E2)	可发生局部轻微损伤,不需修复或经简单修复可继续使用
严重	弯矩-曲率曲线最高点 Φ_3	极罕遇地震 (E3)	可能产生严重破坏但不致倒塌
完全	极限曲率 Φ_4		

1.2.3 地震易损性概率函数

地震易损性分析是以概率方式评定在不同强度的地震动作用下,结构达到或者超过不同损伤程度的可能性,其结果可用损伤概率矩阵或易损性曲线表示。

根据结构可靠度理论,构件(主塔)的功能函数可表示为:

$$Z = R - S \quad (6)$$

构件的失效概率,即超越损伤极限状态的概率则表示为:

$$P_f = P(Z < 0) = P(R - S < 0) \quad (7)$$

假定构件抗震能力 R 和能力需求 S 均符合对数正态分布,根据数理统计理论,则 $\ln R - \ln S$ 服从正态分布,即:

$$(\ln R - \ln S) \sim N(\mu_{\ln R} - \mu_{\ln S}, \sigma_{\ln R}^2 + \sigma_{\ln S}^2) \quad (8)$$

由正态分布与标准正态分布的变换特性,构件的易损性函数可表示为:

$$F_s(x) = P[(\ln R - \ln S) < 0] = P\left[\frac{(\ln R - \ln S) - (\mu_{\ln R} - \mu_{\ln S})}{\sigma} < \frac{0 - (\mu_{\ln R} - \mu_{\ln S})}{\sigma}\right] = \Phi\left(\frac{\mu_{\ln S} - \ln R}{\sigma}\right) \quad (9)$$

式中: $\Phi(\cdot)$ 为标准正态分布函数

$\ln R$ 为结构抗力对数值,取值为主塔不同截面损伤极限状态的曲率指标 S_{Φ_i} ;

$\mu_{\ln S}$ 为曲率地震需求对数均值,通过对样本值进行线性拟合获得,为 $\ln(x)$ 的函数,其表达式为:

$$\mu_{\ln S} = A \ln(x) + B \quad (10)$$

σ 为考虑地震作用离散性的样本统计量对数方差,由以下公式确定:

$$\sigma = \sqrt{S_r / (N - 2)} \quad (11)$$

S_r 为所取 N 个样本的残差平方和。

通过增量动力时程分析法来获得 10 条地震波作用下的时程分析数据^[9]。同时,通过样本数据回归参数计算得到的标准差,从而获得地震易损性概率函数,求解过程更具客观性。

1.3 桥梁概率地震风险函数表达式

由上所述,桥梁的地震危害性或风险通常表达如下形式:

地震风险性(Risk) = 地震危险性(Hazard) × 地震易损性(Vulnerability)

从概率分析的角度,桥梁年发生超越某一损伤极限状态的概率可表示如下:

$$P_1 = \int_0^{+\infty} F_s(x)H(x)dx \quad (12)$$

式中: $F_s(x)$ 为地震易损性函数,表示桥梁在给定地震动作用下超越某一损伤极限状态的概率;

$H(x)$ 为地震危险性函数,表示桥址处发生不同地震动强度(S_a)年超越概率;

x 为地震动强度参数,指谱加速度 S_a 。

根据文献[8],Cornell将地震易损性函数 $F_s(x)$ 和地震危险性函数 $H(x)$ 代入公式(12),则可得如式(13)所示的构件概率地震风险函数的表达式:

$$P_1 = H(\Phi_R) \cdot \exp\left(\frac{1}{2}k^2\beta^2\right) = k_0 \left[\exp\left(\frac{\ln R - B}{A}\right) \right]^{-k} \cdot \exp\left(\frac{1}{2}k^2 \frac{\sigma^2}{A^2}\right) \quad (13)$$

由式(13)可知:构件的概率地震风险函数值与样本数据的回归参数以及地震危险性函数的逼近参数有关。

2 工程背景

2.1 有限元模型的建立

禹门口黄河大桥位于晋陕峡谷出口约420m,韩城与河津的分界处,跨越黄河河道。主桥为(245+565+245)m三跨双塔双索面钢-混结合梁斜拉桥,全长1055m。斜拉桥主梁断面形式为双工字型钢梁+混凝土桥面板,纵向为半飘浮体系。索塔采用“H”型,钢筋混凝土结构,设置上、下两道横梁,塔身采用箱形截面。该桥的立面图及主塔几何特征如图2-3所示。

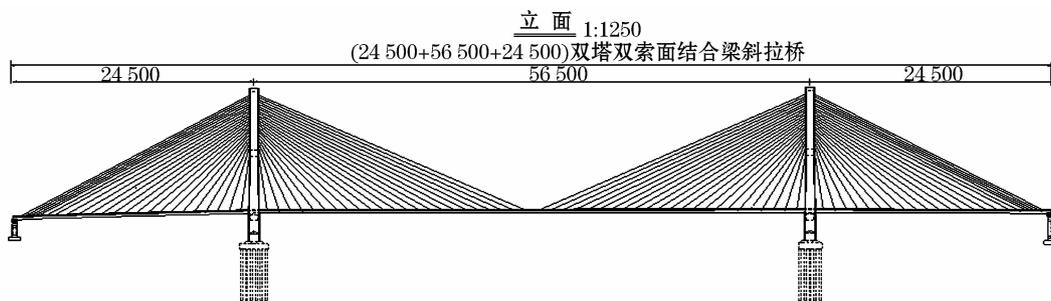


图2 禹门口黄河大桥立面图(单位:m)

Fig.2 Elevation of the Yumenkou Yellow River Bridge(unit:m)

采用SAP2000有限元软件进行禹门口黄河大桥进行有限元建模。建模时,桥面系的模拟采用单梁模型,即将主梁的质量 m 、惯性矩 I_m 、抗弯刚度 EI 和扭转刚度 EI_d 集中在中间的单梁单元。该方法不能将主梁抗扭转的作用考虑在内,然而主梁的刚度和质量体系的模拟是较为准确的。同时将主梁、索塔和拉索之间刚臂进行连接;拉索采取等效的弹性模量法进行模拟,通过直线杆来代替斜拉索,采用框架单元模拟;模型的边界条件应与实际斜拉桥结构相符,采用连接单元模拟。基于上述模拟方法,建立了禹门口黄河大桥的有限元模型。

2.2 禹门口黄河大桥动力特性

通过对结构进行动力特性分析可以初步得出桥梁的动力响应特征,例如各方向振型贡献率和自振频率等,可作为下一步非线性时程分析参数设置的依据。模型中的索力采用此桥成桥阶段的索力值,采用Ritz向量法对该大跨斜拉桥进行动力特性分析,得到该桥的动力特性见表3^[9]。

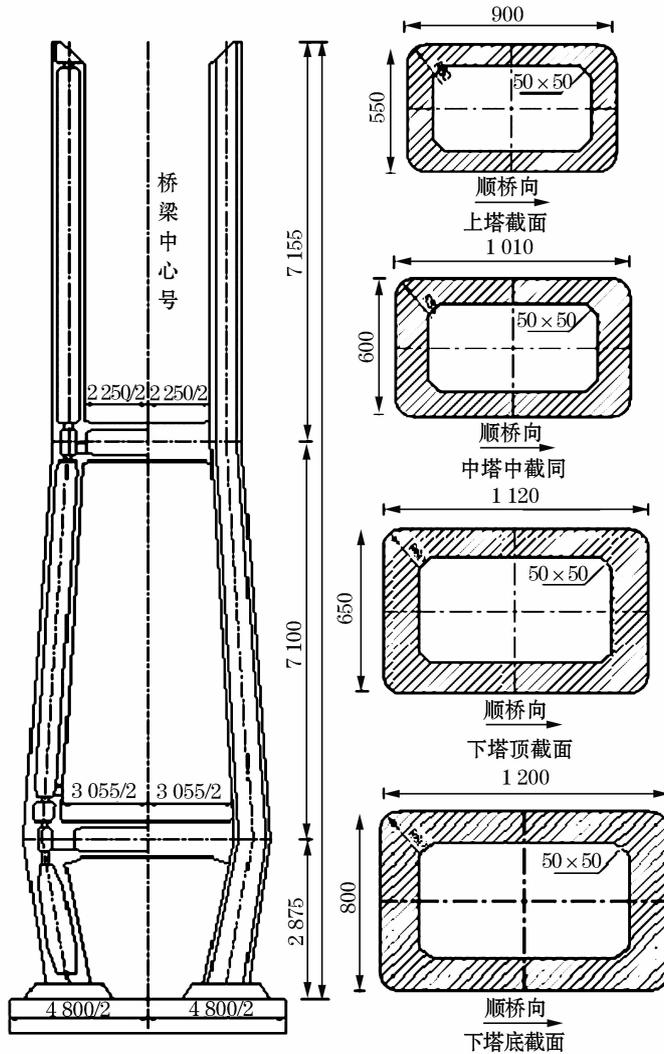


图3 主塔几何特征(单位:m)

Fig. 3 Main tower geometry (unit:m)

表3 禹门口黄河大桥动力特性

Table 3 Dynamic characteristics of the Yumenkou Yellow River Bridge

阶数	自振频率/Hz	自振周期/s	振型特点
1	0.098 119	10.191 671	主塔主梁同向振动
2	0.184 99	5.405 791	主塔正对称纵弯 + 主梁一阶正对称竖弯
3	0.229 55	4.356 283	主塔反对称纵弯 + 主梁一阶反对称竖弯
4	0.369 56	2.705 931	主塔对称侧弯
5	0.373 57	2.676 897	主塔反对称侧弯

通过动力特性分析可知:该桥第一阶振型为纵飘体系,质量参与率最大。该桥第四阶振型的周期为2.71s,在该阶振型下斜拉桥第一次出现主塔的侧弯。

3 基于性能的概率地震风险分析

3.1 桥梁设计场地地震危险性曲线

结合我国现行的《公路桥梁抗震设计细则》(JTG/T B02-01-2008)^[9],对禹门口黄河大桥的设计场地进行地震危险性分析。首先计算桥址处水平设计加速度反应谱最大值 S_{max} ,相关参数及计算结果见表4。

表4 桥址处计算 S_{\max} 的相关参数及结果Table 4 Relative parameters and results of S_{\max} at the bridge location

设防水准	桥梁抗震重要性修正系数 C_i	场地系数 C_s	阻尼调整系数 C_d	水平向设计基本地震动峰值加速度 A_b	水平设计加速度反应谱最大值 S_{\max}
E1 地震	1.0	1	1.18	0.161g	0.412 3g
E2 地震	1.7	1	1.18	0.161g	0.700 9g

表5 地震危险性函数相关参数计算值

Table 5 Calculated values for the relevant parameters of the seismic hazard function

	主振型周期 T	谱加速度 $S_a/(10\%, 50)$	谱加速度 $S_a/(2\%, 50)$	概率曲线的形状参数 k	概率曲线的形状参数 k_0
纵桥向	10.19	0.018 61g	0.031 64g	3.11	9.7E-9
横桥向	2.71	0.069 98g	0.119g	3.109	5.4E-7

由表5结果:可得桥梁纵横桥向概率地震危险性函数近似表达式:

$$H(x) = \begin{cases} 9.7E-9 & x - 3.11 \\ 5.4E-7 & x - 3.109 \end{cases} \quad (14)$$

3.2 桥梁地震易损性曲线分析

首先,输入一系列地震波对结构进行动态时程分析;然后将获得的地震需求 S 与所选损伤状态对应的损伤指标 S_{ϕ_i} 作比值,并将该比值与地震动强度同时取对数后以离散数据点方式描绘于直角坐标系中;最后,对这些离散数据进行最小二乘法的多项式回归拟合,并依据公式(15)和公式(16)求得统计量的回归标准差 μ 和均值 σ 。通过公式(17),求得不同等级地震动作用下结构超过各类损伤极限状态的概率,进而获得较理想的易损性曲线。

$$\mu = a(\ln(Sa))^2 + b(\ln(Sa)) + c \quad (15)$$

$$\sigma = \sqrt{Sr/(n-2)} \quad (16)$$

$$P_f = P\left[\frac{S_d}{S_{\phi_i}} > 1\right] = 1 - \Phi\left(\frac{\ln(1) - \mu}{\sigma}\right) = \Phi\left(\frac{\mu}{\sigma}\right) \quad (17)$$

其中: a 、 b 和 c 是拟合方程系数; Sr 是回归分析的残差平方和; n 是多项式回归的样本数。

3.3 设计基准期内主塔概率地震风险分析

禹门口黄河大桥是单跨跨径超过150m的特大桥,符合规范中A类桥梁的特征。A类桥梁采用两级抗震设防,第一级设防要求是E1地震作用下不发生损伤或不需要修复可继续使用,对应轻微损伤极限状态;第二级设防要求是E2地震作用下可发生局部轻微损伤,不需修复或经简单修复可继续使用,对应中等损伤极限状态;另外,由表1,定义E3地震作用下桥梁可能产生严重破坏但不致倒塌的设防要求,对应于严重损伤和完全损伤极限状态^[10]。

由概率统计理论,任意年限 T 内桥梁结构达到各类损伤极限状态的风险概率可由式(18)求得。

$$P_T = 1 - (1 - P_1)^T \quad (18)$$

式中: P_1 为年概率地震风险概率。

同时,E1地震对应年超越概率为0.002 105,E2地震对应年超越概率为0.000 404,代入式(15)可得禹门口黄河大桥在100a设计期内:E1地震的超越概率为19%,E2地震的超越概率为5%。该斜拉桥设防水准目标可通过概率形式描述:设计基准期(100a)内E1地震作用下发生轻微损伤的概率不应超过19%,E2地震作用下发生中等损伤的概率不应超过5%,E3地震作用下发生严重和完全损伤的概率不应超过1%。

禹门口黄河大桥在设计基准期内主塔关键截面的地震风险概率,将纵横桥向地震作用下的 $P1$ 值与 $T =$

100 代入公式 (15), 则可获得该斜拉桥在纵横桥向地震作用下, 主塔关键截面在 $100a$ 内的损伤风险概率, 分别见表 6。其中: 索塔总高度 (塔座顶至塔顶) 均为 168.3m, 塔身采用箱形截面, 从上至下分为 3 段 (上、中、下塔柱), 上塔柱两塔均为 71.55m, 中塔柱两塔均为 71m, 下塔柱两塔均为 25.75m, 塔座为 3m。

表 6 主塔设计基准期内的地震损伤风险概率

Table 6 Probability of seismic damage risk of the main tower in the design reference period

曲率	轻微损伤风险概率 $P_{\phi 1}$		中等损伤风险概率 $P_{\phi 2}$		严重损伤风险概率 $P_{\phi 3}$		完全损伤风险概率 $P_{\phi 4}$	
	纵	横	纵	横	纵	横	纵	横
上塔底	11.83	18.10	0.85	0.65	0.10	0.09	0.05	0.03
中塔顶	2.45	2.07	0.24	0.14	0.03	0.03	0.01	0.01
中塔中	2.65	0.00	0.26	0.00	0.03	0.00	0.01	0.00
中塔底	27.41	2.19	2.77	0.11	0.34	0.02	0.20	0.01
下塔顶	5.87	0.06	0.72	0.00	0.10	0.00	0.05	0.00
下塔底	8.26	4.95	1.32	0.69	0.18	0.23	0.10	0.13

依据表 6, 可获得主塔关键截面在纵横桥向地震下的损伤风险曲线, 概率地震风险曲线如图 4 所示。

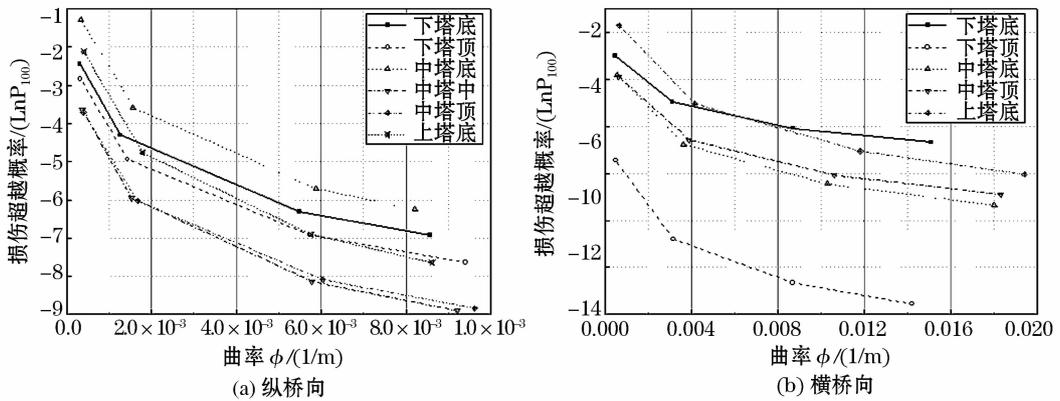


图 4 设计基准期内地震损伤风险概率曲线

Fig. 4 Risk probability curve for the main tower in the design reference period

3.4 设计基准期内主塔概率地震风险分析结果

结合禹门口黄河大桥的设防目标进行分析可得到:

(1) 在 $100a$ 设计基准期内, 纵向地震作用下主塔截面达到轻微损伤极限状态的最大风险概率 27.41%, 大于第一级设防水准对应得超越概率值 19%; 横向地震作用下主塔截面达到轻微损伤极限状态的最大风险概率 18.1%, 小于第一级设防水准对应的损伤超越概率值 19%。

(2) 纵向地震作用下主塔达到中等损伤极限状态的最大风险概率 2.77%, 小于第二级设防水准对应的损伤超越概率值 3.96%; 横向地震作用下主塔达到中等损伤极限状态的最大风险概率 0.69%, 小于第二级设防水准对应的损伤超越概率 3.96%。

(3) 纵横向地震作用下, 主塔截面发生严重损伤和完全损伤的风险概率均小于第三级设防水准对应的损伤超越概率值 1%。

4 结论

对斜拉桥的主塔进行概率地震风险分析, 并基于现行规范中对 A 类桥梁的设防目标评估其设计基准期内的安全性能, 得到以下主要结论:

(1) 在 $100a$ 设计基准期内, 纵桥向地震作用下, 斜拉桥“H”型主塔不满足现行规范规定的 E1 水准抗震设防要求, 满足 E2 水准抗震设防要求, 纵桥向地震作用下其薄弱位置均位于主塔的中塔柱底部区域。

(2)在100a设计基准期内,横桥向地震作用下,斜拉桥“H”型主塔满足现行规范规定的E1和E2水准抗震设防要求,横桥向地震作用下,其薄弱位置分别位于上塔柱底部区域和下塔柱底部区域。

(3)在100a设计基准期内,纵桥向或横桥向地震作用下,斜拉桥“H”型主塔均满足E3水准抗震设防要求,即“主塔可能发生严重破坏但不致倒塌”的性态目标要求是可以保证的。

参考文献

- [1] LUPOI A,FRANCHINI P,SCHOTANUS M. Seismic risk evaluation of RC bridge structure[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2003,32(8):1275-1290.
- [2] Miyamoto,Kaneyoshi. Seismic damage evaluation system for bridge structure[J]. Safety, Risk, Reliability - Trends in Engineering. Malta;IABSE, 2001:131-136.
- [3] 黄明刚. 钢筋混凝土连续梁桥的地震易损性,危险性 & 风险分析[D]. 哈尔滨工业大学,2009.
HUANG Minggang. Seismic fragility, hazard and risk analysis of reinforced concrete continuous girder [D]. Harbin Institute of Technology, 2009. (in Chinese)
- [4] 沈怀至. 基于性能的混凝土坝—地基系统地震破坏分析与风险评价[D]. 北京:清华大学,2007.
SHEN Huaizhi. Performance-based seismic damage analysis and risk evaluation model for concrete dam-foundation system [D]. Beijing: Tsinghua University,2007. (in Chinese)
- [5] 黄佳梅. 基于IDA的高墩大跨桥梁抗震性能研究[D]. 长沙:湖南大学,2012.
HUANG Jiamei. Research on the seismic performance of bridge with high piers and long spans using incremental dynamic analysis [D]. Changsha: Hunan University, 2012. (in Chinese)
- [6] CORNELL C A. Engineering seismic risk analysis [J]. Bulletin of the Seismological Society of America,1968,58(5):1583-1606.
- [7] CJJ 166-2011 城市桥梁抗震设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2011.
CJJ 166-2011 Code for Seismic Design of Urban Bridges[S]. Beijing: China Architecture and Building Press,2011. (in Chinese)
- [8] CORNELL C A. Risk-based structural design[C]. Proceedings of Symposium on Risk Analysis. Ann Arbor,MI;University of Michigan,1994:11-12.
- [9] JTG/T B02-01-2008 公路桥梁抗震设计细则[S]. 北京:人民交通出版社,2008.
JTG/TB02-01-2008 Guidelines for Seismic Design of Highway Bridges[S]. Beijing: China Communications Press,2008. (in Chinese)
- [10] 丰丙龙. 基于性能的大跨径斜拉桥地震易损性及风险分析[D]. 西安:长安大学,2017.
FENG Binglong. Performance-based seismic fragility and risk analysis of long-span cable-stayed bridge [D]. Xi'an: Chang'an University,2017. (in Chinese)