

文章编号:1000-1301(2009)03-0045-06

基于响应面法的连续刚构地震可靠度分析

陈文元¹, 赵雷¹, 钟强文², 陈兵^{1,2}

(1. 西南交通大学 土木工程学院, 四川 成都 610031; 2. 成都市市政工程设计研究院, 四川 成都, 610065)

摘要:地震可靠度是桥梁抗震研究中的重要问题。基于随机分析的响应面理论和规范反应谱法, 提出了一种分析具有随机结构参数的桥梁地震可靠度的方法, 研究了结构的破坏准则及其极限状态方程, 计算了高墩大跨连续刚构桥在地震激励下设计基准期内的动力可靠度。分析时考虑了结构参数和场地土的随机性, 分别计算了连续刚构在多遇地震、设防地震和罕遇地震作用下的失效概率, 得到了结构在设计基准期内, “三水准设防标准”条件下的地震可靠度。结果表明, 该桥设计满足抗震规范要求。

关键词:响应面法; 地震可靠度; 反应谱; 随机参数; 连续刚构

中图分类号:U315.95 **文献标志码:**A

Seismic reliability analysis of rigid frame bridge based on response surface method

CHEN Wenyuan¹, ZHAO Lei¹, ZHONG Qiangwen², CHEN Bing^{1,2}

(1. Institute of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China;

2. Chengdu Municipal Engineering Design and Research Institute, Chengdu 610065, China)

Abstract: Seismic reliability is very important to the seismic design and the study of the bridge. Based on the theory of the response surface of random vibration and response spectrum method, an algorithm for the seismic reliability analysis of the structures with random parameters is proposed. The structural failure criteria and the equations under their limit states are studied and the dynamic reliability of the high-pier and long-span rigid frame subjected to seismic excitation in its design basic period is computed. The random of the structure parameters and the site condition of this bridge is taken into account when its failure seismic reliability is computed for the low-level earthquake, design earthquake and high-level earthquake respectively. According to the “three-level seismic fortification criterion” in the code for seismic design of bridge, the seismic reliability of the bridge is calculated in their design basic period. The conclusion shows that the design of this bridge meets the demands of the seismic code.

Key words: response surface method; seismic reliability; response spectrum; random parameters; rigid frame

引言

结构地震可靠度分析, 是研究结构在地震作用下, 在地震持续时间内不发生破坏的可能性。地震是危害巨大的自然灾害, 研究地震可靠度, 可以对结构的抗震能力作出客观的评估, 把地震引起的损失降到最低程

收稿日期: 2007-11-25; 修订日期: 2008-03-27

基金项目: 西部交通建设科技项目(200431800030)

作者简介: 陈文元(1979-), 男, 博士研究生, 讲师, 主要从事桥梁抗风与抗震研究. E-mail: Larry 2000545@163.com

度,因而具有较为重要的实际意义。近年来,地震可靠度研究在桥梁结构抗震分析中得到了一些应用。文^[1]运用近似概率可靠度理论,分析了各类地基与基础在“众值烈度”地震作用下的可靠度;文^[2]提出在地震作用下列车正常行驶极限状态概念,研究了铁路桥梁在地震作用下车行安全的可靠度问题。由于受理论及计算方法的限制,考虑结构参数不确定性的桥梁地震可靠度的研究还很少。而结构参数的随机变异性对结构的响应有很大影响,通常,结构最大响应的变异系数大致是结构参数变异系数的2~4倍,有些文献给出算例高达7倍^[3]。因此,分析桥梁地震可靠度时,应当考虑结构参数的随机性影响。

桥梁可靠度分析的采用方法主要有^[4]: Monte Carlo 数值模拟法、一次二阶矩及其改进方法、响应面法等。Monte Carlo 数值模拟法随着所取样本数的增加,可以达到理论上任意高的精度。但即使对于简单结构,也要花费大量时间,计算效率比较低,一般用来评估方法的精度,在实际工程设计中应用较少。一次二阶矩及其改进方法计算可靠度时,结构的极限状态方程均是显式地表示为随机变量的函数,通过引入一些假设来近似地考虑结构抗力和外荷载的不确定性。文^[5]以结构抗震分析的振型分解反应谱法结合可靠度分析的一次二阶矩法,将动力问题拟静力化,研究了地震作用下的动力可靠度指标 β 求解方法。可是,桥梁地震响应与结构设计基本变量间的函数关系一般不能显式表达,因而无法运用一次二阶矩及其改进方法。

响应面方法(Response surface method)是上世纪50年代由 Box 和 Wilton^[6]提出来的,可用于结构参数和激励的随机响应分析,其准确性和有效性已经得到了充分的验证^[4,7,8]。响应面方法的主要优点在于:(1) 响应面方法循环次数取决于输入随机变量的个数,当输入随机变量个数不是太多时,通常比 Monte Carlo 需要的循环次数少,计算效率更高。(2) 可以进行非常小的概率的分析计算且单个循环之间是相互独立的。Monte Carlo 方法除非进行非常大量的循环计算,否则不能实现。(3) 无需任何修改即可使用现有的确定性有限元分析软件。本文应用响应面法结合规范反应谱方法研究了具有随机结构参数的高墩大跨连续刚构桥梁在地震作用下的可靠度问题。

1 响应面法

响应面方法通常假设随机输入变量对于随机输出变量的影响可以用数学函数来表达,这一功能函数与各随机变量的关系表达式一般很难直接给出。响应面方法设计一系列变量值,每一组变量值组成一个试验点,然后逐点进行结构数值计算得到对应的一系列功能函数值。通过这些变量值和功能函数拟合一个明确的函数关系 $\hat{T}(X)$,来近似代替难以直接表达的真实函数。一旦确定了这个近似函数,就可以用它来代替仿真循环去处理有限元模型。进行有限元分析可能需要较长时间,而进行近似函数计算则只需要几分之一秒时间。因此,使用近似函数,就可以对响应参数做成千上万次计算。

响应面方法需要考虑两个方面的问题,即响应面函数的设计和函数中待定系数的估算。相应函数的设计是关于如何选择响应面的形式以及如何选取试验点才能使得到的响应面代替真实曲面时不致产生较大的误差,响应面函数中待定系数的估算则是关于怎样确定出现在响应面函数中的待定系数问题。

1.1 响应面的设计

一般来讲,响应面函数的选取应满足两个方面的要求:一方面,响应面函数的数学表达式在基本能够反应真实函数的特征的前提下,应尽可能简单明了;另一方面,应在响应面函数中选取尽可能少的待定系数,以减少结构计算的工作量。研究表明,采用一个二次多项式就能满足大多数工程要求^[6],即

$$\hat{T}(X) = a + \sum_{i=1}^n b_i X_i + \sum_{i=1}^n c_i X_i^2 \quad (1)$$

或

$$\hat{T}(X) = a + \sum_{i=1}^n b_i X_i + \sum_{i=1}^n c_i X_i^2 + \sum_{i=1}^{n-1} \sum_{j>i}^n d_{ij} X_i X_j \quad (2)$$

其中, $\hat{T}(X)$ 为响应面函数, $X_i (i=1,2,\dots,n)$ 为基本随机变量, a, b_i, c_i, d_{ij} 为待定系数,可以采用回归分析方法确定其具体数值。

1.2 待定系数估算

借助试验设计技术可确定这些待定系数。试验设计中通常采用二水平因子设计(two-level factorial de-

sign)、中心指数设计(central composite design)和 Box - Behnken 设计等方法确定试验点。本文采用中心指数设计法确定试验点。

中心指数设计法包括一个中心点, N 个轴线点和 N 维超立方体顶点的个分割点 2^{N-f} 。当 $f=0$ 时, 叫做完全分割设计; $f=1$ 时, 称为半分割设计, 其余依次类推。一个有三个随机输入变量的样本点位置如图 1 所示。

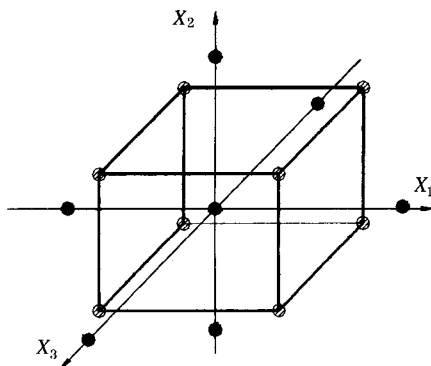


图 1 CCD 中三个随机输入变量样本点位置示意图

Fig. 1 Illustration of a sample based on a CCD for three random variables

图中正方体 8 个角点即为二水平因子设计所取的样本点, 中心指数设计在轴上又增加了 $(\pm l, 0, 0)$, $(0, \pm l, 0)$ 和 $(0, 0, \pm l)$ 六个点及原点 $(0, 0, 0)$, 其中“0”代表零水平, $l = 2^{N/4}$ 。

2 地震可靠度

众所周知, 抗震结构在使用期内的可靠度 P_s 可表示为

$$P_s = 1 - P_f = 1 - \int_0^{\infty} P_f(R < S | a) f(a) da \quad (3)$$

式中 P_f 是结构在使用期限内发生破坏的概率, S 为结构响应, R 为结构抗力, $f(a)$ 为结构物所在地区使用期限内最大地震动强度参数的概率密度, a 为地震动强度参数。

2.1 地震可靠度随机模型

现阶段, 我国抗震规范一般采用三水准设防。可靠度分析中, 为与规范规定相协调, 可将震害分为三个等级^[9]

$$\{B_1, B_2, B_3\} \{ \text{基本完好, 轻微或中等破坏, 严重破坏或倒塌} \} \quad (4)$$

则结构在设计基准期内发生以上三个等级震害的失效概率为

$$P_f(B_i) = P(I_s)P_{I_s}(B_i) + P(I_o)P_{I_o}(B_i) + P(I_l)P_{I_l}(B_i) \quad (i = 1, 2, 3) \quad (5)$$

式中 I_s 、 I_o 和 I_l 分别表示多遇地震、设防地震和罕遇地震; $P_{I_s}(B_i)$ 、 $P_{I_o}(B_i)$ 和 $P_{I_l}(B_i)$ 分别为地震烈度 I_s 、 I_o 和 I_l 下结构发生 B_i 级震害的失效概率; $P(I_s)$ 、 $P(I_o)$ 和 $P(I_l)$ 分别为地震烈度 I_s 、 I_o 和 I_l 在设计基准期内发生的概率。

对我国若干地区地震烈度分布的概率统计分析表明, 最大地震烈度在 $T=50$ 年内的概率分布服从极值 III 型分布, 而在任意 t 年内的概率密度分布为^[10]

$$P_t(i) = \exp \left[- \frac{t}{T} \left[\frac{12 - i}{12 - I_s} \right]^k \right] \quad (6)$$

式中 k 为形状参数, 根据设防烈度 I_o 在 $T=50$ 年内的 10% 超越概率确定。因此, 设计基准期内地震烈度 I_s 、 I_o 和 I_l 发生的概率可近似表示为^[8]

$$\left. \begin{aligned} P(I_s) &= P_1(I_o - 0.77) \\ P(I_o) &= P_1(I_o + 0.5) - P_1(I_o - 0.77) \\ P(I_l) &= 1 - P_1(I_o + 0.5) \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

本文计算中多遇地震和罕遇地震分别取: $I_s = I_0 - 1.55$, $I_1 = I_0 + 1.0$ 。

2.2 结构破坏准则及其极限状态方程

连续刚构桥梁结构的质量大部分集中在上部结构,地震产生的惯性力也主要集中在上部。上部结构的惯性力一般通过支座传递给墩柱,再由墩柱传递给基础,最后传递给地基。一般来讲,上部结构的设计主要由恒载、活载、温度等荷载控制。而墩柱在地震作用下将会产生较大的剪力和弯矩,因而,地震是主要控制因素。同时,在大震作用时,一般希望在墩柱中形成塑性铰耗散地震产生的能量,以降低对结构强度的要求。因此,计算桥梁地震可靠度时,仅考虑桥墩即可。

对钢筋混凝土桥梁结构而言,发生 B_1 级震害时,结构应基本完好,即结构基本构件处于弹性状态。 B_2 级震害对应于结构物轻微损坏或中等破坏,在预期会出现塑性铰的地方,结构可以屈服,产生小量塑性变形。试验表明,通常当受压边缘混凝土的压应变 $\varepsilon_c = 0.006 \sim 0.10$,混凝土才开始剥落^[11]。因而,可偏保守地取 $\varepsilon_{cy} = 0.004$,作为中震时的极限条件^[12]。对于 B_1 级震害,参考文[13]的做法,按位移破坏准则,取 ε_{cy} 的一半作为其极限条件,即 $\varepsilon_{ce} = 0.002$ 。 B_3 级震害对应于结构物严重破坏,如保护层混凝土严重脱落,但是,不允许发生横向约束钢筋的断裂和纵向钢筋的压溃屈曲,核心混凝土应当保持完整,以确保结构不致倒塌。由横向约束钢筋达到最大应力时所释放的总应变能,与混凝土由于横向筋的约束作用而吸收的能量相等的条件,可计算出受压边缘混凝土极限压应变的保守估计^[12]

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + 1.4\rho_s f_{yh} \varepsilon_{su} / f_{cc} \quad (8)$$

其中, ε_{su} 为钢筋达到最大拉应力时的应变, ρ_s 是约束钢筋的含筋率, f_{yh} 是约束筋的最大拉应力, f_{cc} 为约束混凝土的峰值压应力。至此,与 B_1 、 B_2 和 B_3 级震害相对应的极限状态方程分别可表示为

$$\left. \begin{aligned} Z(B_1) &= \varepsilon_{ce} - \hat{T}(X_1, X_2, \dots, X_n) \\ Z(B_2) &= \varepsilon_{cy} - \hat{T}(X_1, X_2, \dots, X_n) \\ Z(B_3) &= \varepsilon_{cu} - \hat{T}(X_1, X_2, \dots, X_n) \end{aligned} \right\}$$

式中, $\varepsilon_{ce} = 0.002$, $\varepsilon_{cy} = 0.004$, ε_{cu} 按式(8)计算得 $\varepsilon_{cu} = 0.010$, $\hat{T}(X)$ 按式(1)计算。

2.3 计算步骤

采用响应面方法进行复式钢箱提篮拱桥地震可靠度分析的主要步骤如下:

- (1) 根据式(6)、式(7)计算地震烈度 I_s 、 I_0 和 I_1 在设计基准期内发生的概率 $P(I_s)$ 、 $P(I_0)$ 和 $P(I_1)$ 。
- (2) 运用响应面方法,根据计算目标,确定输入随机变量和输出变量。输出变量一般取为结构在地震激励下的响应,按照反应谱方法计算得出。本文算例中,输入随机变量采用表1中的变量,输出随机变量为按规范反应谱方法计算得出的1、2号墩顶部和底部截面上最大的应变响应值。按照1.1节中公式(1),用中心指数法确定待定系数,进行响应面设计。

(3) 根据响应面分析得到的近似函数,使用 Monte Carlo 方法计算近似的响应数值,在响应面上生成 Monte Carlo 样本。根据极限状态方程,得到 $P_{I_s}(B_i)$ 、 $P_{I_0}(B_i)$ 和 $P_{I_1}(B_i)$ 后,按式(5)计算桥梁设计基准期内发生级震害的失效概率,然后用式(3)求出结构的可靠度。由于这种方法使用的是响应面得到的近似函数,而不是直接使用随机输入参数来进行 Monte Carlo 分析,所以比常规的 Monte Carlo 方法计算效率要高得多。

3 算例

襄渝铁路增建二线牛角坪双线特大桥,是目前国内跨度最大的预应力混凝土连续刚构铁路桥,其孔跨布置为 $118\text{m} + 192\text{m} + 118\text{m}$,仅次于世界最大跨度的葡萄牙坡托桥(主跨 250m)。1号墩高 100m ,嵌固基础深 20m ,2号墩高 71m ,群桩基础,24根 $\Phi 2\text{m}$ 钻孔桩,桩长 45m 。该桥位于VI度地震区,设计地震动峰值加速度为 $0.05g$,反应谱的特征周期为 0.35s ,I类场地土,设计基准期为100年。地震反应谱按《铁路工程抗震设计规范》(2005)规定取值,竖向地震作用按水平地震基本加速度值的65%计入。计算中考虑了桩土效应,用弹簧模拟地基土的作用,其刚度采用“m法”计算,图2是该桥有限元模型。为判定塑性铰出现的位置,按照规范反应谱方法计算了桥梁在设计地震下的内力响应(图3~图5,桩的内力结果未示出)。

根据内力图及桥墩配筋图,判断预期会产生塑性铰的部位在1、2号墩的根部与顶部。

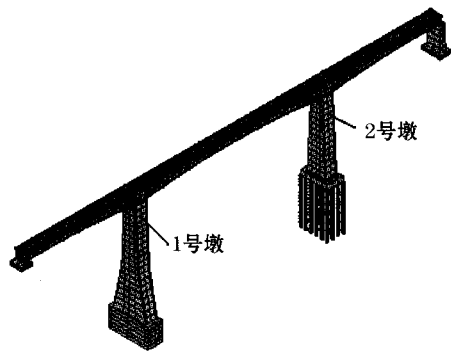


图2 牛角坪大桥有限元模型
Fig.2 FEM model for Niujiaoping Bridge

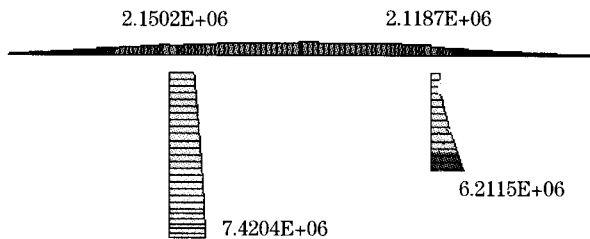


图3 轴力图/N
Fig.3 Axial force/N

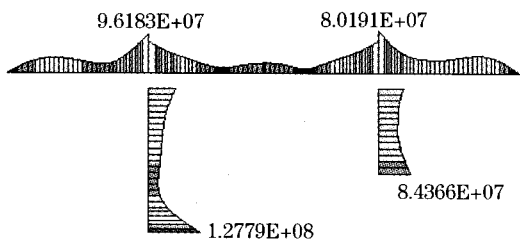


图4 横桥向弯矩图/(N·m)
Fig.4 Bending moments in transverse bridge direction

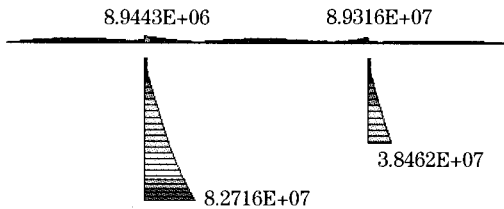


图5 顺桥向弯矩图/(N·m)
Fig.5 Bending moments in longitudinal bridge direction

桥梁结构随机参数为弹性模量、质量密度和地基系数的比例系数,具体统计特征见表1。

表1 牛角坪大桥结构随机输入变量的统计特性

Table 1 Statistics of the random variables for Niujiaoping bridge

序号	部件	随机变量	分布类型	均值	变异系数
1	主梁	质量密度 X_1	正态	2650 kg/m ³	0.08
		弹性模量 X_2	正态	3.6×10^{10} N/m ²	0.2
		二期恒载 X_3	正态	13000 kg/m	0.1
2	桥墩	质量密度 X_4	正态	2500 kg/m ³	0.08
		弹性模量 X_5	正态	3.3×10^{10} N/m ²	0.2
3	桩基	质量密度 X_6	正态	2500 kg/m ³	0.08
		弹性模量 X_7	正态	2.8×10^{10} N/m ²	0.2
4	场地土	地基系数 X_8	正态	350 MPa/m	0.3

多遇地震烈度 I_s 、设防地震烈度 I_o 和罕遇地震烈度 I_l 在设计基准期内发生的概率见表2。

表2 三个等级地震烈度发生概率

Table 2 Probability of three seismic intensities

地震烈度	I_s	I_o	I_l
发生概率 $P(I)$	0.502 74	0.411 23	0.086 03

在地震烈度 I_s 、 I_o 和 I_l 下结构发生 B_i 级震害的失效概率 $P_{I_s}(B_i)$ 、 $P_{I_o}(B_i)$ 和 $P_{I_l}(B_i)$ 见表3。

表3 三水准地震烈度下结构失效概率

Table 3 Arch-rib's failure probability under three seismic intensities

震害等级	1号墩			2号墩		
	$P_{I_s}(B_i)$	$P_{I_o}(B_i)$	$P_{I_l}(B_i)$	$P_{I_s}(B_i)$	$P_{I_o}(B_i)$	$P_{I_l}(B_i)$
小震不坏(B_1)	0.000	0.000	0.993	0.000	0.000	0.983
中震可修(B_2)	0.000	0.000	0.176	0.000	0.000	0.125
大震不倒(B_3)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

连续刚构设计基准期内发生三种震害时的地震可靠度见表4。

表4 地震可靠度

Table 4 Seismic reliability

可靠度	1号墩			2号墩		
	小震不坏	中震可修	大震不倒	小震不坏	中震可修	大震不倒
P_i	0.914	0.985	1.000	0.915	0.989	1.000

从表3中可以看出,1、2号墩在 I_0 和 I_1 级地震烈度下不会失效。在罕遇地震烈度 I_1 作用下,结构响应超过构件弹性极限状态的概率相当大,分别为0.993和0.983,甚至还可能进入屈服极限状态,但概率较小,分别为0.176和0.125。从表4中可以知道,1、2号墩在设计基准期内,“小震不坏”的可靠度分别为0.914和0.915,对于抗震结构而言,这种地震可靠度已经比较高了。桥墩发生中震可修的可靠度分别为0.985和0.989,非常接近1,即结构“中震可修”可视为必然事件。从表4中还可看出,在罕遇地震烈度 I_1 作用下,结构不会发生倒塌。上述分析表明,该桥的抗震设计满足规范要求。

4 结语

地震可靠度是结构抗震研究中一个比较重要的问题,本文采用响应面方法,结合规范反应谱方法,研究了具有随机结构参数的高墩大跨连续刚构铁路桥梁在地震作用下的动力可靠度。分析中考虑了桥梁结构物理参数和场地土的随机性,计算了桥梁1、2号墩顶部及根部在多遇地震、设防地震和罕遇地震作用下的失效概率,获得了其设计基准期内“小震不坏”、“中震可修”及“大震不倒”的地震可靠度。结果表明,该桥在100年设计基准期内,满足桥梁规范的抗震设计要求。

参考文献:

- [1] 齐怀恩,王光远. 公路桥梁地基与基础的抗震可靠度分析[J]. 哈尔滨建筑大学学报,2000,33(1):12-16.
- [2] 谢楠,陈英俊. 铁路桥梁在地震作用下考虑行车安全的可靠度问题[J]. 工程力学,2002,19(5):36-40.
- [3] 李杰. 结构动力分析的若干发展趋势[J]. 世界地震工程,1993,8(2):1-8.
- [4] 赵国藩. 工程结构可靠度理论与应用[M]. 大连:大连理工大学出版社,1996.
- [5] 张新培. 小震作用下结构可靠度指标 β 的计算方法[J]. 电子科技大学学报,1994,23(3):274-279.
- [6] Box G E P, Wilton K B. On the experimental attainment of optimum conditions [J]. Journal of the Royal Statistical Society, 1951, 6(3): 115-120.
- [7] Cheng J, Xiao R. Probabilistic free vibration and flutter analyses of suspension bridges [J]. Engineering Structures, 2005, 27(10): 1509-1518.
- [8] 程进. 基于响应面法的几何非线性结构概率响应分析[J]. 同济大学学报, 2006, 34(9): 1147-1151.
- [9] 欧进萍, 段宇博. 高层建筑结构的抗震可靠度分析与优化设计[J]. 地震工程与工程振动, 1995, 15(1): 1-13.
- [10] 高小旺, 鲍震斌. 地震作用的概率模型及其统计参数[J]. 地震工程与工程振动, 1985, 5(1): 13-22.
- [11] Mander J B, Priestley M J N, Park R. Observed stress-strain of confined concrete [J]. Journal of structural engineer. ASCE, 1988 114(8): 827-1849.
- [12] 范立础, 胡世德, 叶爱君. 大跨度桥梁抗震设计[M]. 北京: 人民交通出版社, 2001.
- [13] 李桂青, 曹洪, 李秋胜, 等. 结构动力可靠性理论及其应用[M]. 北京: 地震工程出版社, 1993.