

主余震下近海钢筋混凝土桥墩全寿命抗震分析

陈炫维¹ 李宏男¹ 王东升² 李 超¹

(1. 大连理工大学 建设工程学部, 辽宁 大连 116024; 2. 大连海事大学 道路与桥梁工程研究所, 辽宁 大连 116024)

摘 要: 我国近海桥梁具有服役期长、工作环境恶劣并且面临较高的地震作用风险等特点。本文分析了全寿命周期内高性能混凝土中氯离子腐蚀作用, 采用 10 组相同台站记录的实际主余震记录构造出新的主余震地震序列, 利用增量动力分析(IDA) 和地震易损性方法分析了主余震地震序列和氯离子腐蚀对桥墩抗震性能的影响。分析结果表明: 在轻微破坏状态下, 服役时间和地震序列对桥墩地震易损性影响不大; 在中等破坏、严重破坏和完全破坏状态下, 服役时间和地震序列作用均对桥墩地震易损性有很大影响, 桥墩更容易进入危险状态。

关键词: 近海桥梁; 主余震; 氯离子腐蚀; 地震易损性分析

中图分类号: TU352. 1; P315. 91

文献标志码: A

Life-cycle seismic performance analysis of offshore RC bridge piers under mainshock and aftershock

CHEN Xuanwei¹, LI Hongnan¹, WANG Dongsheng², LI Chao¹

(1. Faculty of Infrastructural Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China;

2. Institute of Road and Bridge Engineering, Dalian Maritime University, Dalian 116024, China)

Abstract: Offshore bridges have characters of long-service time, severe working condition and relatively high risk of suffering earthquakes. The life-cycle influence of chlorine ions corrosion in high performance concrete is analyzed. Ten sets of mainshock-aftershock station records are chosen and formed into new mainshock-aftershock seismic sequences. The influence of mainshock-aftershock seismic sequence and chlorine ions corrosion on seismic performance of a bridge pier is analyzed using incremental dynamic analysis and seismic fragility analysis methods. The results show that service time and seismic sequence have limited influence on seismic fragility of a bridge pier when the pier is under the state of slight damage. However, service time and seismic sequence both have great influence on seismic fragility of a bridge pier when the pier is under the state of moderate damage, extensive damage and complete damage, and a bridge pier is easier to enter a dangerous state.

Key words: offshore bridges; mainshock-aftershock; chlorine ions corrosion; seismic fragility analysis

引言

近年来, 随着中国对基础设施建设的需求和投入不断加大, 近海桥梁工程的建设也日趋繁荣。如 2008

收稿日期: 2015 - 02 - 28; 修订日期: 2015 - 05 - 24

基金项目: 国家重点基础研究发展计划(973 项目)(2011CB013605); 国家自然科学基金项目(51178071); 教育部新世纪优秀人才支持计划项目(NCET-12-0751); 辽宁省高等学校优秀人才支持计划项目(LJQ2013053)

作者简介: 陈炫维(1988 -), 男, 硕士研究生, 主要从事桥梁全寿命抗震研究。E-mail: cxwwin@163.com

通讯作者: 李宏男(1957 -), 男, 长江学者特聘教授, 博士, 主要从事地震工程、结构健康监测与控制等研究。E-mail: hnli@dlut.edu.cn

年启用的杭州湾跨海大桥,全长 36 km,总投资 100 多亿元;预计于 2016 年竣工的港珠澳大桥计划总投资将超过 1 000 亿元;而计划于 2020 年竣工的琼州海峡公铁两用跨海大桥总投资更将达到 1 400 亿元人民币。

我国近海桥梁工程大多位于环太平洋地震带附近,在服役期内可能遭遇破坏性地震作用。目前我国和世界上绝大多数国家的抗震设计规范还只考虑一次地震作用。研究表明,大陆浅源强震序列可分为三个基本类型,即主震—余震型、震群型和孤立型。文献[1-2]等统计表明,主震—余震型占比在 60% 左右,震群型占比在 25% 左右,孤立型地震只占地震序列总数的 15% 左右。根据有无前震活动,主震—余震型地震序列可分为前震—主震—余震型和主震—余震型两种。冯世平^[3]研究指出结构在地震序列作用下的反应明显不同于单独主震作用下的反应,同时指出较小的余震可以让经历过大的主震没有进入危险状态的结构进入危险状态。吴波等^[4]指出当余震震级超越概率为 50% 和 2.28% 时,结构在罕遇主震和对应余震共同作用下的损伤程度比单独主震作用增加 10% 和 40% 以上。RUIZ-GARC 等^[5]指出当余震卓越周期接近主震致损结构自振周期时附加损伤较重。LEE 等^[6]发现,结构的服役时间越长,其在地震动序列作用下越危险。

大型近海桥梁工程的设计使用年限通常为 100 年,甚至 120 年(港珠澳大桥)。由于近海桥梁在服役期内会受到氯离子、碳化和冻融循环等恶劣海洋环境的影响,可能会在远未达到设计使用年限时即不得不停工大修甚至被拆除。Ostmoen^[7]调查了挪威 300 余座沿海钢筋混凝土桥梁,发现其中一半以上出现了内部钢筋锈蚀现象,并且大多数桥梁服役不到 25 年,Ullasunder 桥甚至在仅服役 25 年后就因锈蚀过于严重而被拆除。日本运输省检查了 103 座沿海钢筋混凝土结构,发现服役 20 年以上的码头都有相当程度的钢筋顺筋锈蚀开裂,很多桥梁在服役 10 年到 20 年后就需要不断的维护投入^[8]。

本文采用能够考虑加入矿渣、粉煤灰和硅灰等掺和物影响的 Life-365-v2.2.1 软件^[9]用以计算高性能混凝土中氯离子扩散作用。针对地震序列中最为常见的主余震情况,参考文献[10]的方法将同一台站记录的 3 条实际主余震记录合成为新的主余震地震序列,同时考虑桥墩服役过程中氯离子腐蚀作用的影响,采用增量动力分析(IDA)和地震易损性分析方法对桥墩进行了全寿命抗震性能分析。

1 主余震作用与地震动构造

1.1 主余震地震序列构造方法

Hatzigeorgiou^[10]提出了通过连续重复 1 个主震地震动 3 次并将其峰值加速度(PGA)按照系数 0.852 6、1.0、0.852 6 予以调整,各地震动间隔 60 s,进而构造出一个主余震地震序列的方法。该方法通过应用 Gutenberg-Richter 法则和地面运动预测方程等确定了对应的地震次数和地震动 PGA 调整系数。

根据 Gutenberg-Richter 法则^[11],任意一个地区和时间周期内发生地震的震级和次数间的关系可以表达为下式:

$$N = 10^{A - BM} \quad (1)$$

式中, M 为地震震级; N 为震级为 M 的地震出现的次数; A 和 B 均为常量,其中 A 为该地区地震发生总频率, B 通常等于 1.0。Chouhan^[12]指出,常量 B 也适用于同一地区的主震与前震、余震情况。

由于式中 A 和 B 均为常量且 B 等于 1.0,一个地区出现 N_1 次震级为 M_1 的地震与出现 N_2 次震级为 M_2 的地震间有如下关系:

$$M_1 + \log(N_1) = M_2 + \log(N_2) \quad (2)$$

由于 $\log(1) = 0$, $\log(2) = 0.301 0$,根据式容易得出对于任意 1 个地震震级为 M 的地震,该地区将会出现 2 次震级为 $(M - 0.301 0)$ 的地震。例如 1 次 7.0 级地震则对应 2 次 $M = 7.0 - 0.301 0 \approx 6.7$ 级地震。

目前应用较多的 Joyner-Boore 地震震级与地面峰值加速度的经验关系如式(3)所示^[13]:

$$\log(\text{PGA}) = 0.49 + 0.23(M - 6) - \log \sqrt{R^2 + 8^2} - 0.002 7 \sqrt{R^2 + 8^2} \quad (3)$$

式中,PGA 单位为 g,震源矩 R 单位为 km。

根据式(1)和式(3),可以得出:

$$\frac{\text{PGA}_{(2-\text{EVENTS})}}{\text{PGA}_M} = \frac{10^{0.49 + 0.23(M - 0.301 0 - 6) - \log \sqrt{R^2 + 8^2} - 0.002 7 \sqrt{R^2 + 8^2}}}{10^{0.49 + 0.23(M - 6) - \log \sqrt{R^2 + 8^2} - 0.002 7 \sqrt{R^2 + 8^2}}} = 10^{-0.23 \times 0.301 0} = 0.852 6 \quad (4)$$

式(4)表示对于每一个 PGA 等于 $A_{g \max}$ 的地震活动,都会出现两次峰值加速度为 $0.852 6 \cdot A_{g \max}$ 的地震活动。通过文献[12]可知,该规律同样适用于一个主余震地震序列活动。

由于文献 [10] 对于 PGA 调整系数和前震、余震次数的得出并不涉及具体地震动记录信息, 而在实际的地震序列中不可能出现 3 次完全相同的地震活动, 因此本文将选取 3 个实际主余震记录并将其合成为新的主余震地震序列进行分析。

1.2 实际主余震的选择和地震序列构造

从 PEER 强震数据库^[14]中尽量选择土层条件满足地表 30 m 内平均剪切波速 $180 < v \leq 360$ (m/s), 断层距在 20 km 左右的同一台站记录的同一地震序列中震级最大的 3 次地震动记录, 如表 1 所示。

表 1 所选地震动信息
Table 1 Information of selected earthquakes

| 记录台站及分量 | 地震名称 | 震级 (M_w) | 断层距 (km) | 30 m 平均剪切波速 (m/s) |
|---------------------------------|--------------------------|--------------|----------|-------------------|
| TCU065-N | Chi-Chi, 1999 | 7.62 | 0.6 | 306 |
| TCU065-N | Chi-Chi-03, 1999 | 6.20 | 26.1 | 306 |
| TCU065-N | Chi-Chi-06, 1999 | 6.30 | 26.1 | 306 |
| CHY101-N | Chi-Chi, 1999 | 7.62 | 10.0 | 259 |
| CHY101-N | Chi-Chi-04, 1999 | 6.20 | 21.7 | 259 |
| CHY101-N | Chi-Chi-06, 1999 | 6.30 | 36 | 259 |
| CHY036-N | Chi-Chi, 1999 | 7.62 | 16.1 | 233 |
| CHY036-N | Chi-Chi-04, 1999 | 6.20 | 36 | 233 |
| CHY036-N | Chi-Chi-06, 1999 | 6.30 | 46 | 233 |
| Bishop -LADWP South St-180 | Chalfant Valley-01, 1986 | 5.77 | 23.5 | 271 |
| Bishop -LADWP South St-180 | Chalfant Valley-02, 1986 | 6.19 | 17.2 | 271 |
| Bishop -LADWP South St-180 | Chalfant Valley-04, 1986 | 5.44 | 24.9 | 271 |
| LA - Temple & Hope-090 | Northridge-01, 1994 | 6.69 | 31 | 376 |
| LA - Temple & Hope-090 | Northridge-04, 1994 | 5.93 | 48 | 376 |
| LA - Temple & Hope-090 | Northridge-06, 1994 | 5.28 | 28.7 | 376 |
| Castaic-Old Ridge Route-360 | Northridge-01, 1994 | 6.69 | 20.7 | 450 |
| Castaic-Old Ridge Route-360 | Northridge-04, 1994 | 5.93 | 24.8 | 450 |
| Castaic-Old Ridge Route-360 | Northridge-06, 1994 | 5.28 | 40 | 450 |
| Moorpark - Fire Sta-090 | Northridge-01, 1994 | 6.69 | 24.8 | 405 |
| Moorpark - Fire Sta-090 | Northridge-04, 1994 | 5.93 | 14.7 | 405 |
| Moorpark - Fire Sta-090 | Northridge-05, 1994 | 5.13 | 20.1 | 405 |
| Pleasant Valley P. P. -yard-045 | Coalinga-01, 1983 | 6.36 | 8.4 | 257 |
| Pleasant Valley P. P. -yard-045 | Coalinga-02, 1983 | 5.09 | 12.4 | 257 |
| Pleasant Valley P. P. -yard-045 | Coalinga-05, 1983 | 5.77 | 16.1 | 257 |
| Skunk Hollow-360 | Coalinga-05, 1983 | 5.77 | 11.8 | 376 |
| Skunk Hollow-360 | Coalinga-02, 1983 | 5.09 | 10.6 | 376 |
| Skunk Hollow-360 | Coalinga-04, 1983 | 5.18 | 12.0 | 376 |
| Convict Creek-090 | Mammoth Lakes-03, 1980 | 6.06 | 6.6 | 339 |
| Convict Creek-090 | Mammoth Lakes-01, 1980 | 5.91 | 12.5 | 339 |
| Convict Creek-090 | Mammoth Lakes-06, 1980 | 5.94 | 12.2 | 339 |

对表 1 所选取的 10 组共 30 条原始地震记录分别进行处理, 保证 90% 能量、90% Arias 强度以及主要振动特征均包含在截取的时间段内。将同一个台站的地震动记录中震级最大的地震作为主震, 其他两条地震动记录按照发生的时间顺序分别作为前震和余震, 将 3 条地震动 PGA 均调整为 1.0g。然后根据 1.1 节所述方法将同一个台站的地震动记录按照前震、主震和余震的顺序组合为一个新的主余震地震序列, 并分别对其 PGA 乘以 0.852 6、1.0、0.852 6 的调整系数。各条地震动间隔 60 s 以保证结构在经历下一次地震动前有足

够的时间恢复静态。具体的地震序列加速度时程如图 1 所示。

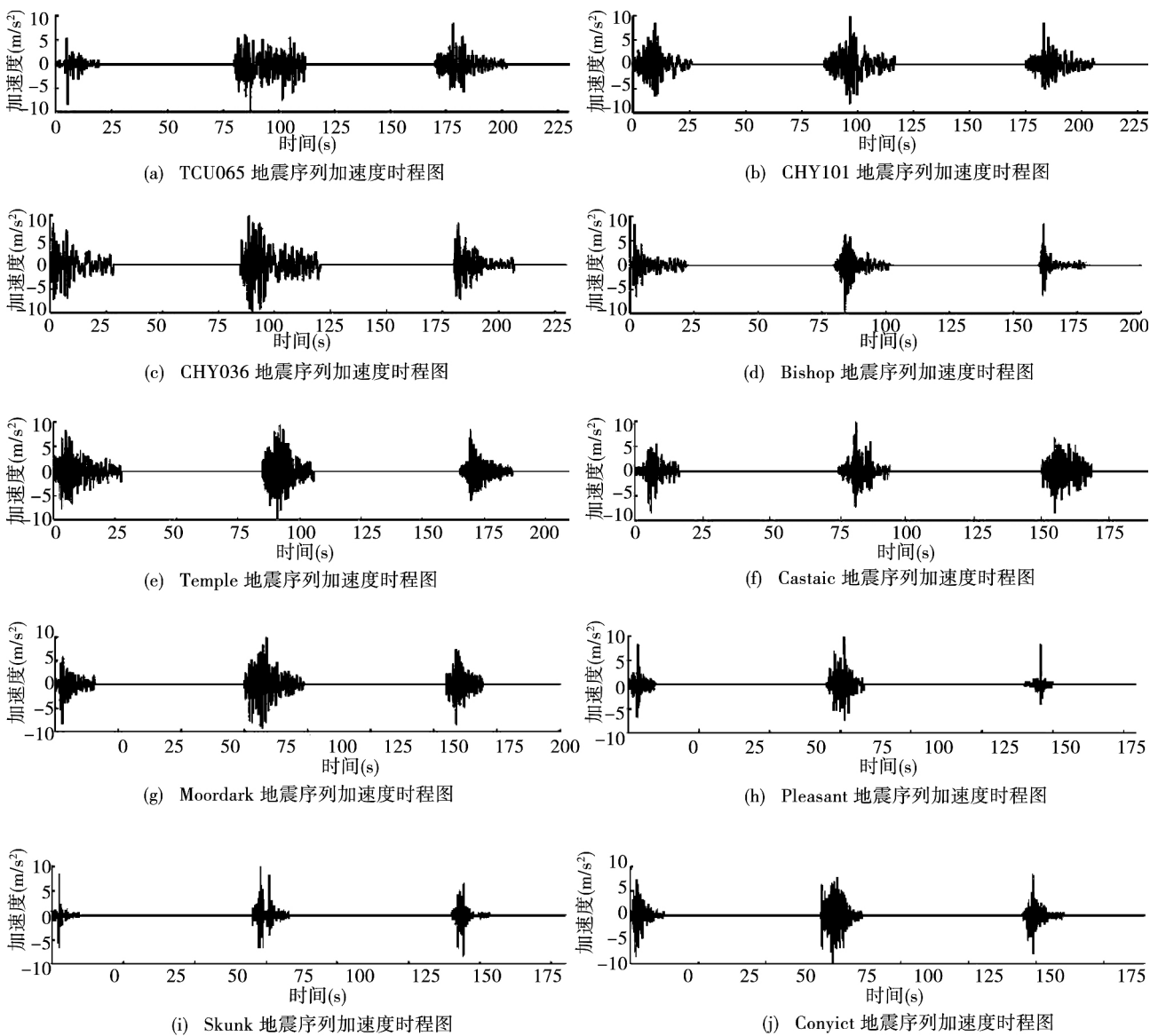


图 1 主余震地震序列加速度时程图

Fig. 1 Acceleration time history of mainshock-aftershock seismic sequence

2 氯离子腐蚀作用

已有研究表明,近海桥梁在服役过程中对其耐久性影响最大的因素为氯离子腐蚀作用。氯离子对钢筋混凝土的腐蚀作用可分为 3 个阶段^[15]: (1) 扩散阶段——氯离子通过混凝土保护层扩散到钢筋表面致使钢筋开始锈蚀的阶段; (2) 腐蚀阶段——钢筋开始锈蚀至混凝土保护层出现裂缝的阶段; (3) 退化阶段——混凝土保护层出现裂缝后的阶段。

当钢筋位置的氯离子达到阈值浓度后,钢筋表面的碱性钝化膜遭到破坏,铁与溶解在水中的氧气发生电化学反应,产生腐蚀电流,钢筋腐蚀作用开始。随着氯离子腐蚀作用的进行,钢筋的直径和力学性能也同时发生变化。Du 等^[16]通过大量实验提出了氯离子腐蚀作用下钢筋屈服应力随时间退化的经验公式:

$$f_y = (1.0 - \beta_y Q_{corr}) f_{y0} \quad (5)$$

式中, f_{y0} 为钢筋初始屈服应力; β_y 为系数(螺纹钢 $\beta_y = 0.12$); Q_{corr} 为钢筋损失质量与初始质量的百分比,其表达式为:

$$Q_{\text{corr}} = 1 - \left(\frac{d_s}{d_{s0}}\right)^2 = \frac{4x_{\text{corr}}}{d_{s0}} \left(1 - \frac{x_{\text{corr}}}{d_{s0}}\right) \quad (6)$$

$$d_s = \sqrt{1 - Q_{\text{corr}}} \cdot d_{s0} \quad (7)$$

式中 d_s 为锈蚀后钢筋直径; d_{s0} 为钢筋初始直径; x_{corr} 为钢筋腐蚀浸入深度。

李超和李宏男^[17]提出了基于时变腐蚀电流密度的 x_{corr} 表达式:

$$x_{\text{corr}} = \int_0^t 0.0115 i_{\text{corr}}(t) dt = 0.5204 \frac{(1 - w/c) - 1.64}{d_c} t^{0.71} \quad (8)$$

式中 i_{corr} 为腐蚀电流密度; w/c 为水灰比; d_c 为保护层厚度(单位为 cm); t 为锈蚀时间(单位为年)。

随着钢筋锈蚀程度的逐渐加重,大量锈蚀产物堆积在钢筋表面,导致钢筋周围混凝土产生拉应力并开裂。多数对钢筋锈蚀起始至混凝土表面出现裂缝时间的研究表明,混凝土表面裂缝将在锈蚀开始后很短时间内产生。由于本文的研究重点与此处关系不大,相关公式就不再一一予以提及。

3 钢筋混凝土桥墩模型

3.1 桥墩模型

由于近海桥梁腐蚀作用主要集中在桥墩,同时地震作用对桥墩的破坏最为严重,本文重点对桥墩进行全寿命抗震性能分析。所选算例为某一近海桥墩,其墩高 9 m,圆形截面直径 1.5 m,配置 20 根直径 40 mm 的 HRB335 纵筋,墩顶恒荷载为 6 630 kN,保护层厚度 65 mm,满足《水运工程混凝土结构设计规范》^[18]的要求。桥墩混凝土为掺入了粉煤灰和硅灰的 C40 高性能混凝土,其中还加入了阻锈剂亚硝酸钙 5 L/m³。本工程采用的混凝土配合比如表 2 所示。

表 2 混凝土配合比

Table 2 The mix proportion of concrete

| 物料 | 水泥 | 粉煤灰 | 硅灰 | 砂 | 石 | 水 |
|-------------------------|-------|-----|------|-----|-------|-----|
| 配合比(kg/m ³) | 373.5 | 45 | 31.5 | 577 | 1 172 | 161 |

本文采用嵌入了 PQ-Fiber 本构模型的 ABAQUS 有限元软件对钢筋混凝土桥墩进行建模。该软件在 2010 年美国加州大学圣地亚哥分校举办的结构地震反应数值模拟盲测竞赛中,对 PEER 和 NEES 联合进行的连续加载了 6 条地震波的足尺桥墩振动台数值结果进行了很好的事前模拟^[19]。这里建立的有限元模型如图 2 所示,桥墩采用 ABAQUS 中的 2 维纤维梁柱单元 B21,混凝土和钢筋分别采用 PQ-Fiber 中的 UConcrete02 和 USteel02 本构模型。桥墩沿高度划分为 10 个单元,顶部添加集中质量模拟桥梁上部结构。阻尼比参考足尺桥墩振动台试验结果取为 0.02,其他相关参数也基本参考了文献[19]的取值方法。

3.2 氯离子腐蚀

采用 Life-365 中的一维 Fick 第二定律模型,输入表 2 所示的混凝土配合比和表 3 所示的桥梁所在地区月平均气温等信息

后计算出钢筋混凝土中钢筋表面氯离子达到阈值浓度的时间,即钢筋开始锈蚀的时间。计算中假定桥墩采用高桩承台基础,桥墩大部处于海水浸没及潮汐区域。设定桥墩表面最大氯离子浓度为 0.8% (氯离子占混凝土质量百分比,该浓度为直接接触海水的钢筋混凝土结构表面氯离子浓度),从服役期开始即达到最大浓度。根据 Glass 等^[20]的研究,临界氯离子浓度基本分布为 0.03% ~ 0.07%。Life-365 默认未加入阻锈剂的钢筋混凝土结构临界氯离子浓度为 0.05%。由于加入了阻锈剂亚硝酸钙 5 L/m³,Life-365 将临界氯离子浓度提高为 0.074%。

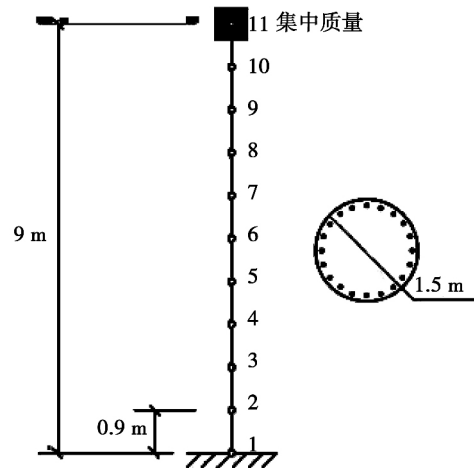


图 2 桥墩有限元模型

Fig. 2 Finite element model of the bridge pier

表3 桥址处平均气温

Table 3 Monthly average temperatures at bridge site

| 月份 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 |
|----------|------|------|-----|-----|------|------|------|------|------|------|-----|------|
| 平均温度(°C) | -4.9 | -3.4 | 2.1 | 9.1 | 18.5 | 19.4 | 23.0 | 24.0 | 20.6 | 13.6 | 5.8 | -1.3 |

通过 Life-365 计算,钢筋表面氯离子浓度达到阈值的时间为 47.9 年。图 3 表示第 47.9 年钢筋开始锈蚀时混凝土内部氯离子浓度分布情况。图 4 表示从服役期开始桥墩中钢筋表面氯离子浓度随时间变化曲线。

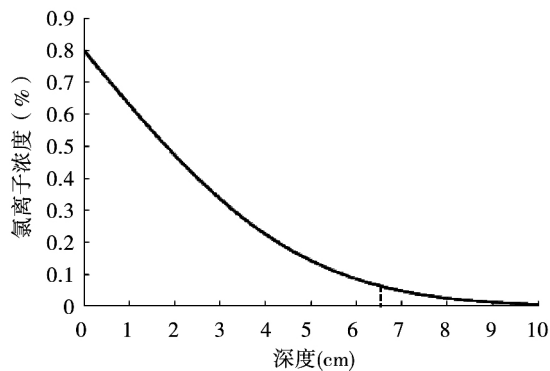


图3 第 47.9 年氯离子浓度随深度变化曲线

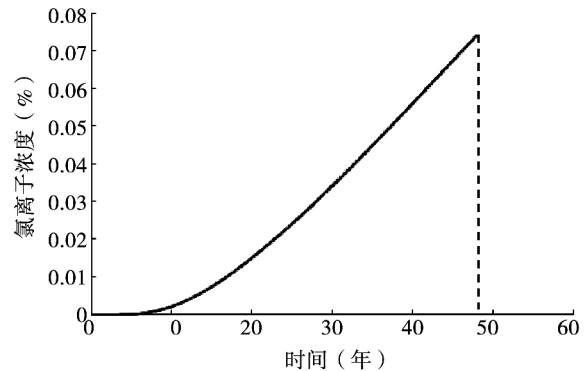
Fig. 3 Concentration of chlorides at each depth in year 47.9th

图4 钢筋表面氯离子浓度随时间变化曲线

Fig. 4 The level of chlorides at the surface of reinforcing steel

钢筋开始锈蚀后,通过本文第 2 节氯离子作用下钢筋锈蚀程度计算公式,以 10 年为一个时间段,计算桥墩服役第 60 至 100 年纵筋直径和屈服应力变化情况,如表 4 所示。

表4 全寿命周期内钢筋直径和屈服应力值

Table 4 Life-cycle rebar diameter and yield stress

| 时间 | ≤47.9 | 60 | 70 | 80 | 90 | 100 |
|-----------|-------|----------|----------|----------|----------|----------|
| 钢筋直径(mm) | 40 | 38.055 2 | 37.017 2 | 36.112 2 | 35.286 6 | 34.516 6 |
| 屈服应力(MPa) | 335 | 331.19 | 329.23 | 327.57 | 326.08 | 324.73 |

根据文献 [21] 和 [22] 提出的钢筋锈蚀程度与混凝土保护层裂缝宽度间的关系表达式,计算出钢筋开始锈蚀 0.5 年内混凝土保护层裂缝宽度即可达到 1 mm。同时 Stewart 等^[23]认为 0.45 mm 为混凝土严重开裂的阈值; Duracrete^[24]认为混凝土开裂裂缝宽度达到 1.0 mm 时,混凝土已开始剥落。因此本文认为桥墩服役第 60 年时混凝土保护层已严重剥落,从此时开始不再考虑保护层的承载作用。

4 主余震下桥墩全寿命抗震分析

Dutta^[25,26]根据足尺桥墩试验提出了基于墩顶侧移角的桥墩损伤状态指标,本文也使用该指标作为桥墩损伤状态度量,其具体如表 5 所示。

本文采用 IDA 分析方法,以 0.05g 为基本步距对 PGA 进行调幅,在 3.1 节建立的桥墩模型中分别输入单独主震和主余震地震序列数据(单独主震为图 1 构造的主余震地震序列中最中间的地震动),分析桥墩从承受 PGA 为 0.05g 的地震动直至进入完全破坏状态的墩顶位移反应。

表5 损伤状态指标

Table 5 Index of damaged states

| 破坏状态 | 破坏状态描述 | 墩顶侧移角 |
|------|------------|-------|
| 轻微破坏 | 混凝土开裂并剥落 | 0.007 |
| 中等破坏 | 锚固破坏 | 0.015 |
| 严重破坏 | 桥墩倒塌现象开始出现 | 0.025 |
| 完全破坏 | 桥墩倒塌 | 0.050 |

为了考虑受氯离子腐蚀作用的桥墩在全寿命服役过程中的性能变化, 本文根据表 4 对桥墩模型中钢筋直径和屈服应力值进行调整。由于 3.2 节使用 Life-365 计算求得的钢筋锈蚀起始时间为 47.9 年, 本文假定桥墩在服役的前 47.9 年结构性能保持不变。此外, 本文还分别选择桥墩服役的第 60 年, 第 80 年和第 100 年作为进行地震易损性分析的时间点, 以此来代表结构全寿命服役期内的抗震性能变化情况。表 6 统计了桥墩进行地震易损性分析到达 4 个极限破坏状态时的 PGA 均值 μ 和标准差 σ 。

表 6 4 个极限破坏状态时 PGA 的均值 μ 和标准差 σ
Table 6 The mean value and standard deviation of PGA at four limit damage states

| 时间 (年) | 轻微破坏 | | | | 中等破坏 | | | | 严重破坏 | | | | 完全破坏 | | | |
|-----------|-----------|--------------|-----------|--------------|-----------|--------------|-----------|--------------|-----------|--------------|-----------|--------------|-----------|--------------|-----------|--------------|
| | 单独主震 | | 地震序列 | | 单独主震 | | 地震序列 | | 单独主震 | | 地震序列 | | 单独主震 | | 地震序列 | |
| | μ (g) | σ (g) | μ (g) | σ (g) | μ (g) | σ (g) | μ (g) | σ (g) | μ (g) | σ (g) | μ (g) | σ (g) | μ (g) | σ (g) | μ (g) | σ (g) |
| ≤47.9 | 0.194 | 0.050 | 0.169 | 0.037 | 0.350 | 0.151 | 0.300 | 0.125 | 0.581 | 0.324 | 0.513 | 0.286 | 0.975 | 0.538 | 0.881 | 0.491 |
| 60 | 0.150 | 0.038 | 0.144 | 0.042 | 0.319 | 0.158 | 0.269 | 0.110 | 0.525 | 0.292 | 0.481 | 0.258 | 0.875 | 0.527 | 0.800 | 0.461 |
| 80 | 0.150 | 0.038 | 0.144 | 0.042 | 0.300 | 0.167 | 0.269 | 0.139 | 0.513 | 0.297 | 0.469 | 0.265 | 0.831 | 0.486 | 0.781 | 0.454 |
| 100 | 0.150 | 0.038 | 0.144 | 0.042 | 0.288 | 0.146 | 0.263 | 0.143 | 0.481 | 0.284 | 0.444 | 0.251 | 0.813 | 0.468 | 0.756 | 0.465 |

图 5 为桥墩全寿命周期地震易损性对比, 可以看出: (1) 在轻微破坏状态下, 无论对于单独主震还是主余震地震序列作用, 桥墩在服役 60 年之后的破坏概率基本相同, 且明显大于服役前 47.9 年结构未受腐蚀破坏时的破坏概率。产生此现象的主要原因是从第 60 年开始本模型不再考虑混凝土保护层的承载作用, 而不考虑保护层承载作用会降低桥墩的刚度, 故在此阶段其易损性曲线有一定的差别。桥墩服役 60 年之后性能的变化主要体现在钢筋直径的减小和屈服强度的降低, 而在轻微破坏状态时最大墩顶位移限值较小, 同时桥墩基本保持线性工作状态, 此时钢筋性能衰减在地震易损性曲线上的差别体现不大。(2) 在中等破坏、严重破坏和完全破坏时, 无论对于单独主震作用还是地震序列作用, 桥墩的破坏概率均随着服役时间的延长而增大, 抗震性能衰减明显。

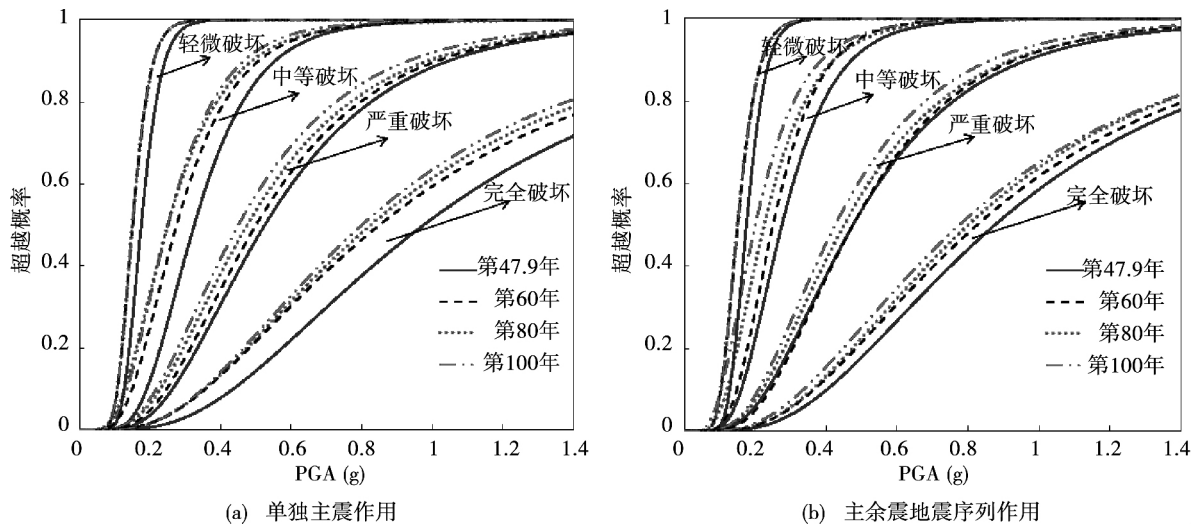


图 5 桥墩全寿命地震易损性曲线

Fig. 5 Life-cycle seismic fragility curves of bridge piers

图 6 为桥墩服役第 47.9 年、60 年、80 年和 100 年时遭遇单独主震和主余震地震序列作用下地震易损性对比, 可以看出: (1) 在轻微破坏状态下, 桥墩在单独主震和主余震地震序列作用下的破坏概率基本相同。(2) 在中等破坏、严重破坏和完全破坏状态下, 桥墩在主余震地震序列作用下的破坏概率明显高于单独主震作用下的破坏概率。

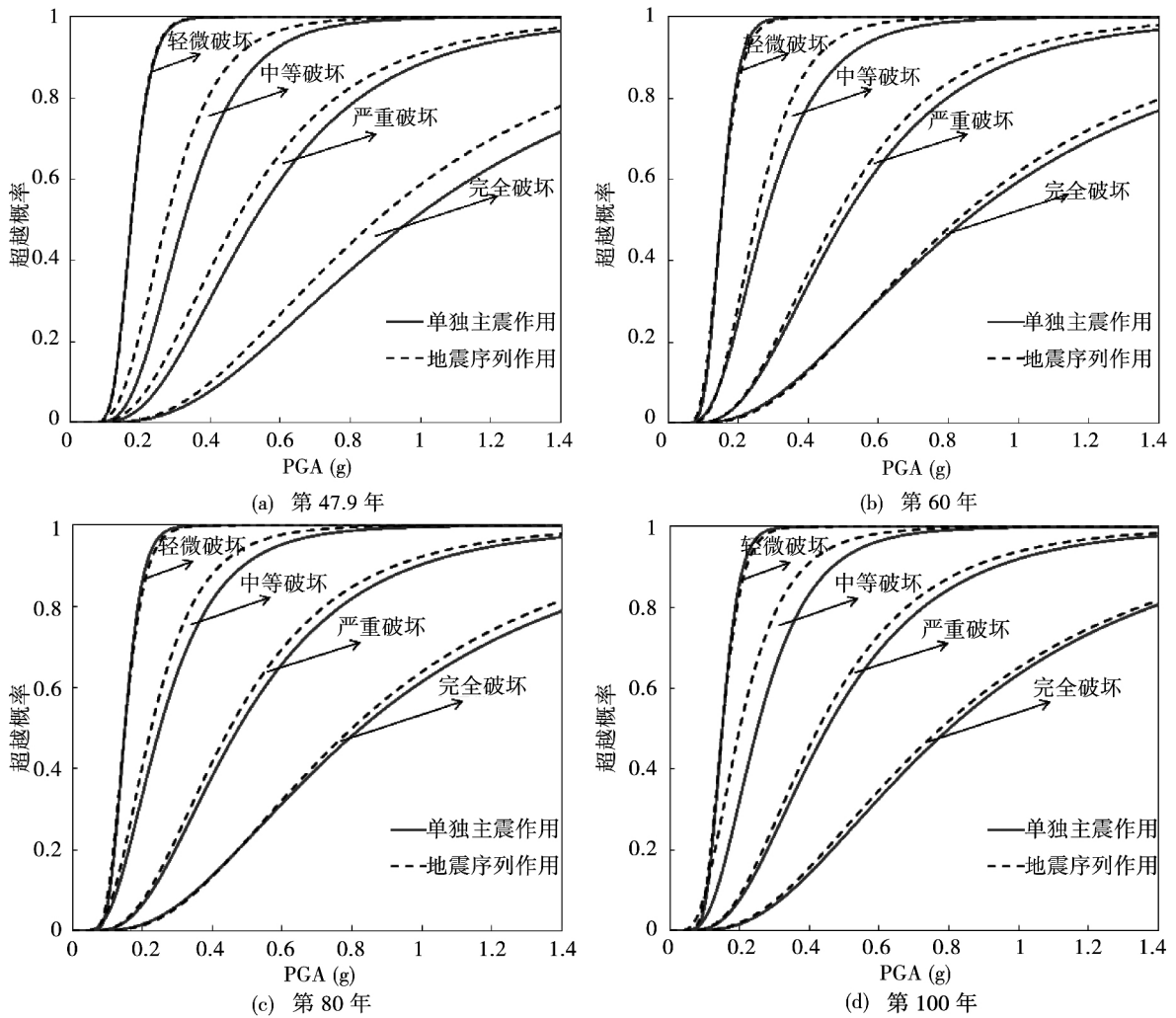


图6 单独主震和地震序列作用下桥墩全寿命地震易损性对比

Fig. 6 Life-cycle seismic fragility curves comparison of bridge piers under single mainshock and earthquake sequence

图7中蓝色实线为第47.9年PGA为0.15g时桥墩在Pleasant单独主震作用下的墩顶位移反应,红色虚线为其他条件相同时桥墩在地震序列作用下主震部分的墩顶位移反应。此时间段内桥墩在两种情况下所承受的地震动输入完全相同,而其对应的墩顶位移反应也基本相同。可以看出在输入地震动PGA较小时结构还基本处于线性工作状态,钢筋混凝土损伤较小,地震序列中前震部分对主震部分产生的影响不大。

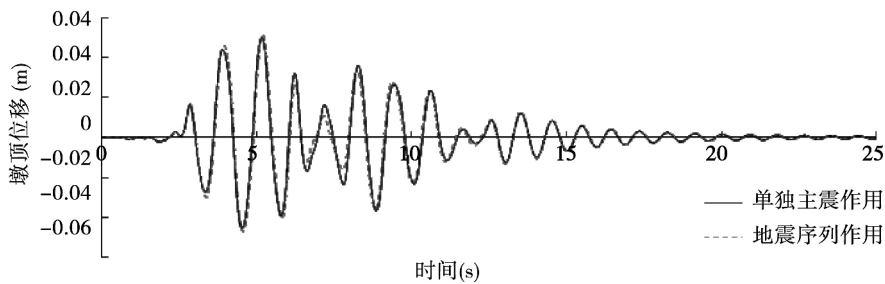


图7 第47.9年PGA为0.15g时Pleasant单独主震和地震序列作用下墩顶位移反应对比

Fig. 7 Displacement response comparison of pier top under Pleasant single mainshock and earthquake sequence when PGA equals to 0.15g at the year 47.9th

图8为第47.9年PGA为0.85g时桥墩在Bishop主余震地震序列作用下的墩顶位移反应。从图8可以看出此时桥墩最大墩顶位移出现在前震部分,位移值为0.317m,桥墩已进入严重破坏状态,同时该地震序

列的主震部分最大墩顶位移为 0.249 m。而其他条件相同时,在单独主震作用下,桥墩的最大墩顶位移为 0.210 m,尚未进入严重破坏状态。通过对比可以发现,在 PGA 较大时,虽然地震序列中前震和余震部分的 PGA 小于主震部分,PGA 最大墩顶位移仍可能出现在非主震部分。同时,由于前震的作用使桥墩进入了塑性工作状态,钢筋混凝土损伤累积明显,桥墩在地震序列中主震部分的墩顶位移反应不再与单独主震作用下的墩顶位移反应相同。

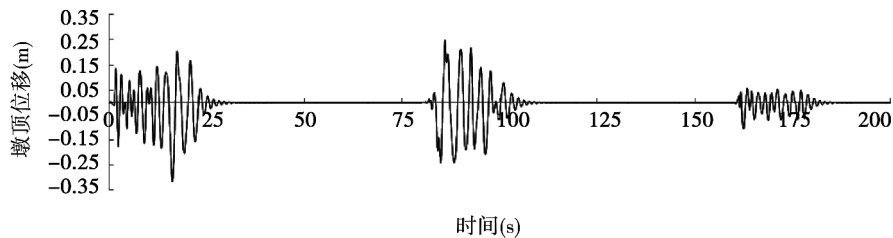


图8 第47.9年PGA为0.85g时Bishop地震序列作用下墩顶位移反应

Fig.8 Displacement response of pier top under Bishop earthquake sequence when PGA equals to 0.85g at the year 47.9th

5 结论

近海桥梁具有设计服役期长,工作环境恶劣等特点。本文通过氯离子腐蚀作用分析、IDA和地震易损性分析,研究了主余震地震序列和氯离子侵蚀对近海桥墩全寿命抗震性能的影响,主要认识如下:

(1) 地震易损性分析表明,轻微破坏状态下桥墩的地震易损性曲线受服役时间和主余震地震序列作用的影响不大;在中等破坏、严重破坏和完全破坏状态下,服役时间和主余震地震序列作用均会增大桥墩的破坏概率。

(2) 墩顶位移反应表明,轻微破坏状态下桥墩基本保持线性工作状态,其在主余震地震序列作用下主震部分的位移反应与单独主震作用下的位移反应基本相同;在中等破坏、严重破坏和完全破坏状态下,由于钢筋混凝土进入了塑性工作状态,桥墩在主余震地震序列中主震部分的位移反应明显不同于单独主震作用下的位移反应,同时最大墩顶位移可能出现在前震或者余震部分。

目前国内外抗震设计规范大都只考虑了一次地震作用,同时也没有考虑桥梁在服役过程中的性能衰减情况,因此有必要对此做进一步的系统性研究。

参考文献:

- [1] 吴开统,焦远碧,吕培苓,等.地震序列概论[M].北京:北京大学出版社,1990(3):166-183.
WU Kaitong, JIAO Yuanbi, LV Peiling, et al. Introduction to earthquake sequence [M]. Beijing: Peking University Press, 1990(3): 166-183. (in Chinese)
- [2] 周惠兰,房桂荣,章爱娣,等.地震震型判断方法探讨[J].地震工程学报,1980(2):45-59.
ZHOU Huilan, FANG Guirong, ZHANG Aidi, et al. Discussion on the methods of earthquake type judgment [J]. China Earthquake Engineering Journal, 1980(2): 45-59. (in Chinese)
- [3] 冯世平.多次地震作用下的钢筋混凝土结构的动力反应[C]//第三届全国地震工程学术会议论文集,1990,762-767.
FENG Shiping. Dynamic response of RC structure under multi-earthquake [C]// Conference Proceedings of the Third China National Conference of Earthquake Engineering, 1990, 762-767. (in Chinese)
- [4] 吴波,欧进萍.考虑余震影响的结构抗震设计实用方法[J].哈尔滨建筑工程学院学报,1994,27(4):9-16.
WU Bo, OU Jinping. A practical method for structural aseismic design taking account of the influence of aftershocks [J]. Journal of Harbin Architecture and Civil Engineering Institute, 1994, 27(4): 9-16. (in Chinese)
- [5] Ruiz-Garc A J, Negrete-Manriquez J C. Evaluation of drift demands in existing steel frames under as-recorded far-field and near-fault mainshock-aftershock seismic sequences [J]. Engineering Structures, 2011, 33(2): 621-634.
- [6] Lee K, Foutch D A. Performance evaluation of damaged steel frame buildings subjected to seismic loads [J]. Journal of Structural Engineering, 2004, 130(4): 588-599.
- [7] Gjorv O E. Durability design of concrete structures in severe environments [M]. CRC Press, 2014.
- [8] 梁爽.海洋环境对混凝土结构影响的试验研究[D].南京:南京理工大学,2006.
LIANG Shuang. Experimental studies on the influence of marine environment to concrete structure [D]. Nanjing University of Science and Technol-

- ogy, 2006. (in Chinese)
- [9] Mark A Ehlen , Anthony N kojundic. Life-365 service life prediction mode and computer program for predicting the service life and life-cycle cost of reinforced concrete exposed to chlorides[J]. Concrete International ,2014 ,36(5) : 41 - 71.
- [10] Hatzigeorgiou G D , Beskos D E. Inelastic displacement ratios for SDOF structures subjected to repeated earthquakes[J]. Engineering Structures , 2009 ,31(11) : 2744 - 2755.
- [11] Gutenberg B , Richter C. Seismicity of the earth and associated phenomena[M]. Princeton University Press , 1954.
- [12] Chouhan R , Srivastava V. Global variation of b in the gutenbergrichter's relation $\text{Log}N = a - bM$ with depth[J]. Pure and Applied Geophysics , 1970 ,82(1) : 124 - 132.
- [13] Joyner W B , Boore D M. Prediction of earthquake response spectra[M]. US Geological Survey , 1982.
- [14] Pacific Earthquake Engineering Research Center. PEER Strong Motion Database[DB/OL]. University of California , Berkeley; 2014.
- [15] Liu Y , Weyers R E. Modeling the time-to-corrosion cracking in chloride contaminated reinforced concrete structures[J]. ACI Materials Journal , 1998 ,95(6) : 675 - 681.
- [16] Du Y , Clark L , Chan A. Residual capacity of corroded reinforcing bars[J]. Magazine of Concrete Research , 2005 ,57(3) : 135 - 147.
- [17] 李超, 李宏男. 考虑氯离子腐蚀作用的近海桥梁结构全寿命抗震性能评价[J]. 振动与冲击, 2014, 33(11) : 70 - 77.
LI Chao, LI Hongnan. Life-cycle seismic performance evaluation of offshore bridge structures considering chloride ions corrosion effect[J]. Journal of Vibration and Shock, 2014, 33(11) : 70 - 77. (in Chinese)
- [18] JTS 151 - 2011 水运工程混凝土结构设计规范[S].
JTS 151 - 2011 Design Code for Concrete Structures of Port and Waterway Engineering[S]. (in Chinese)
- [19] Qu Z. Predicting nonlinear response of an RC bridge pier subject to shake table motions[C]//Proc. 9th International Conference on Urban Earthquake Engineering (9CUEE) , Tokyo , Japan. 1717 - 1724.
- [20] Glass G , Buenfeld N. On the current density required to protect steel in atmospherically exposed concrete structures[J]. Corrosion Science , 1995 , 37(10) : 1643 - 1646.
- [21] El Maaddawy T , Soudki K. A model for prediction of time from corrosion initiation to corrosion cracking[J]. Cement and Concrete Composites , 2007 ,29(3) : 168 - 175.
- [22] Zhang R , Castel A , François R. Concrete cover cracking with reinforcement corrosion of RC beam during chloride-induced corrosion process[J]. Cement and Concrete Research , 2010 ,40(3) : 415 - 425.
- [23] Stewart M G , Rosowsky D V. Structural safety and serviceability of concrete bridges subject to corrosion[J]. Journal of Infrastructure Systems , 1998 ,4(4) : 146 - 155.
- [24] Duracrete. Statistical quantification of the variables in the limit state functions[R]. The European Union , Brite EuRam 3 , 2000.
- [25] Dutta A , Mander J B. Seismic fragility analysis of highway bridges[C]// Proceedings of the INCEDE-MCEER Center-to-Center Project Workshop on Earthquake Engineering Frontiers in Transportation Systems , 1998: 22 - 23.
- [26] Dutta A. On energy based seismic analysis and design of highway bridges[D]. State University of New York at Buffalo , 1999.