

文章编号:1001-7372(2016)02-0071-11

基于位移的中等跨径减隔震桥梁抗震设计方法

石 岩¹,王东升²,孙治国²

(1. 兰州理工大学 土木工程学院,甘肃 兰州 730050;

2. 大连海事大学 道路与桥梁工程研究所,辽宁 大连 116026)

摘要:为了给新建减隔震桥梁设计和既有桥梁减隔震加固设计提供参考,以中等跨径的公路桥梁为研究对象,结合中国的抗震设计规范和减隔震支座技术标准,提出一种基于位移的抗震设计方法。该设计方法给出了选择减隔震支座和估计设计目标位移的方法,从串联体系受力特点的角度提出了桥墩-支座体系的位移分配方法,设计中允许桥墩屈服,但通过控制损伤程度确保震后不需要修复,也要求进行支座的安全性检验。构造了具有不同外形特征和不同跨径的 36 座连续梁桥进行减隔震设计,并通过动力时程分析验证了设计方法的可行性。研究结果表明:提出的设计方法能够较好地预测主梁的位移需求,易于把握支座和桥墩的性能状态;该设计方法也适用于非规则桥梁,可通过横向位移变异系数判断主梁的横向位移变形模式。

关键词:桥梁工程;减隔震桥梁;基于位移的设计方法;橡胶支座;抗震加固

中图分类号:U442.5 文献标志码:A

Displacement-based Seismic Design Method for Medium Span Bridges with Seismic Isolation

SHI Yan¹, WANG Dong-sheng², SUN Zhi-guo²

(1. School of Civil Engineering, Lanzhou University of Technology, Lanzhou 730050, Gansu, China;

2. Institute of Road and Bridge Engineering, Dalian Maritime University, Dalian 116026, Liaoning, China)

Abstract: In order to provide references for design of new bridges and the retrofitting of the existing ones with isolated bearings, a displacement-based seismic design method for medium span highway bridges was developed based on seismic design code and technical standard of isolated bearings in China. The design method provided references for choosing appropriate size of isolated bearings and estimating the design target displacement, and the displacement distribution method of pier-bearing system was carried out according to mechanics characteristic of system in series. The yield of pier was allowed in the design, but no repair was needed after ground motions through the control of damage degree. Also, the design required test the safety of bearings. Taking 36 continuous beam bridges with different configurations and different span lengths for examples, the feasibility was verified through dynamic time-history analysis. The results show that the proposed method can predict displacement requirement of girder better and is easy to master the performances of bearings and piers. The method is also suitable for irregular bridges, which can judge the lateral displacement deformation mode of girder through lateral displacement variation coefficient.

收稿日期:2015-03-21

基金项目:国家自然科学基金项目(51178071,51478074);教育部新世纪优秀人才支持计划项目(NCET-12-0751)

作者简介:石 岩(1985-),男,甘肃通渭人,讲师,工学博士,E-mail:syky86@163.com。

Key words: bridge engineering; seismic isolated bridge; displacement-based design method; rubber bearing; seismic retrofit

0 引言

基于位移的抗震设计方法作为实现基于性能抗震设计思想中有效的思路,一直备受关注和重视。国外桥梁抗震领域:Kowalsky等^[1-3]给出了单自由度桥墩和多自由度连续梁桥基于位移的抗震设计方法;Chopra等^[4-9]发展了基于弹塑性反应谱法、能力谱法和改进能力谱法的抗震设计方法,并进一步推广到大跨桥梁、拱桥等结构体系。在中国:朱晞等^[10-12]对钢筋混凝土桥墩、连续梁桥基于位移的抗震设计方法进行了研究,其引入了含损伤的设计位移谱并考虑了近断层地震动影响;王东升等^[13]在改进能力谱法基础上,采用屈服谱加速度和屈服位移格式地震需求谱实现了多级性能目标下钢筋混凝土桥墩的抗震设计;魏标等^[14]利用弹性反应谱分析得到的位移分布模式进行推倒分析建立能力谱,并与非弹性需求谱组合来预计非规则梁桥的地震位移需求,建立了非规则梁桥基于位移的简化抗震设计方法。以上研究都是针对桥墩或非隔震连续梁桥的横桥向抗震设计,随着减隔震技术的发展及其应用的增多,减隔震桥梁基于性能的设计方法亦越来越受到重视;Priestley等^[15]采用替代结构法给出了隔震桥梁支座和桥墩的位移设计方法;Jara等^[16]给出了采用铅芯橡胶支座(LRB)桥梁的抗震设计思路,但整个设计过程着重关注LRB的设计且只适合于桥墩高度规则的桥梁;Cardone等^[17]通过加速度-位移反应谱(ADRS)来估计结构的目标位移,给出了采用不同形式隔震支座的新建桥梁和旧桥加固的抗震设计方法;黄建文等^[18]、王常峰等^[19]亦对隔震桥梁基于位移抗震设计进行了探索。

2008年汶川地震中,震区的公路桥梁遭到严重破坏^[20-21]。之后颁布执行的《公路桥梁抗震设计细则》(JTG/T B02-01—2008)、《城市桥梁抗震设计规范》(CJJ 166—2011)都纳入了减隔震设计,不同的减隔震装置(支座)标准也随之出台,例如《公路桥梁铅芯隔震橡胶支座》(JT/T 822—2011)、《公路桥梁高阻尼隔震橡胶支座》(JT/T 842—2012)等。自此,桥梁减隔震设计已成为桥梁工程设计中的一个重要方面^[22]。文献^{[15]~[17]}给出的减隔震桥梁设计方法都是针对国外桥梁和规范的,其过程也需设计具体的支座,事实上,减隔震支座一般为参数标

准化的工业化产品,若每个工程都设计具体支座将极不利于减隔震技术的发展、应用。

本文中以常见的中等跨径(20~40 m)、下部结构为排架墩体系、隔震支座为双线性橡胶支座的公路梁桥为对象,提出一种基于位移的抗震设计方法。该设计方法以中国的相关规范和技术标准为基础,适用于下部结构刚度差异较大的非规则桥梁。根据不同的墩高特点,对应每个跨径构造了12座代表性桥梁进行减隔震设计,通过时程分析证明设计方法的可行性和有效性,并通过考察主梁的横桥向变形模式,检验其横桥向是否达到抗震要求。

1 桥梁减隔震体系及概念

1.1 研究对象

在中国,中等跨径公路桥梁上部结构多采用T梁、箱梁、板梁等,下部结构常采用双(多)柱式排架墩。本文以中等跨径的公路简支梁、连续梁桥为研究对象。简支梁桥和单联连续梁桥可直接单独设计,多跨多联连续梁桥需逐联设计再综合考虑。采用的隔震支座为力学特性呈双线性的橡胶支座,包括铅芯橡胶支座(LRB)、高阻尼橡胶支座(HDRB)、超高阻尼橡胶支座(SHDRB)等。减隔震支座不但具有延长结构周期和耗能的特性,而且可以通过在刚性墩上设置较柔的支座、柔性墩上设较刚的支座来解决较矮的刚性墩吸收过大地震力并弥补不同桥墩刚度差异过大等问题^[15],从而使非规则桥梁的地震反应趋于规则化。

1.2 桥梁减隔震体系及力学特性

对于减隔震桥梁的单个排架墩-支座体系,沿纵桥向的变形呈悬臂形式,如图1(a)所示。桥墩和常用隔震橡胶支座的力学特性呈如图1(b)所示的双线性,桥墩和隔震支座系串联关系,其力学特性可由串联体系确定[图1(c)]。图1中: F_{Py} , K_{P1} 和 K_{P2} 分别为桥墩屈服强度、屈服前刚度和屈服后刚度; F_{By} , K_{B1} 和 K_{B2} 为桥墩处支座体系的(总)屈服强度、屈服前刚度和屈服后刚度; D_{Cy1} 为支座屈服时桥墩-支座体系的总位移; D_{Cy2} 为桥墩屈服时桥墩-支座体系的总位移; D_{By} 为支座的屈服位移; F_U 为最大设计荷载,由最大容许设计位移 D_U 决定;串联体系不同阶段对应的刚度 K_{C1} , K_{C2} 和 K_{C3} 见式(1)~(3)。桥台处假设桥台本身为刚性,变形全发生在支座上。

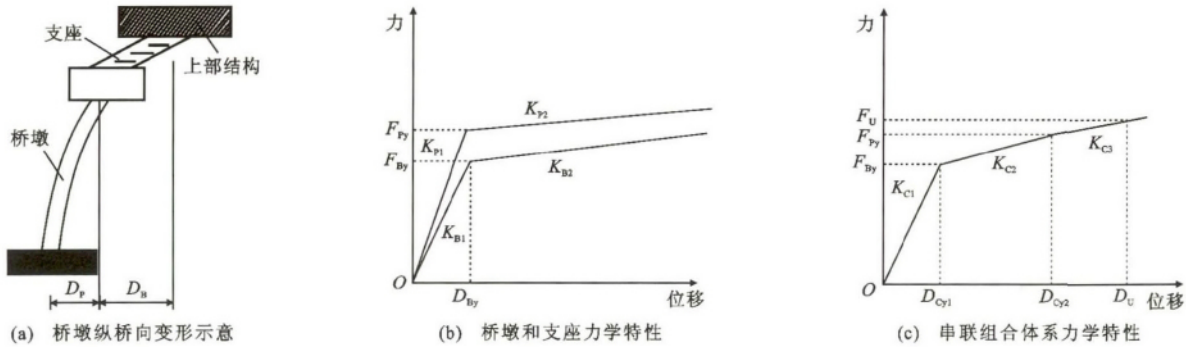


图 1 桥墩-支座纵桥向变形及力学特性

Fig. 1 Deformations and Mechanical Properties of Piers and Bearings in Longitudinal Direction of Bridge

$$K_{C1} = \frac{K_{B1} K_{P1}}{K_{B1} + K_{P1}} \quad (1)$$

$$K_{C2} = \frac{K_{B2} K_{P1}}{K_{B2} + K_{P1}} \quad (2)$$

$$K_{C3} = \frac{K_{B2} K_{P2}}{K_{B2} + K_{P2}} \quad (3)$$

2 基于位移的抗震设计方法

2.1 设计过程

减隔震桥梁基于位移的抗震设计步骤依次为：确定性能目标、初步概念设计、假定桥墩配筋及截面弯矩-曲率($M-\varphi$)分析、估计和假定目标位移、桥墩(台)-支座体系位移分配、形成等效单自由度体系(SDOF)、修正设计反应谱、计算 SDOF 体系位移、设计位移检验、支座安全性校验、构造细节设计。

2.1.1 性能目标确定

公路桥梁抗震设计规范要求两水准设计(E1 和 E2 地震),但对于减隔震桥梁,只进行 E2 地震作用下的抗震设计和校核即可,因为在 E2 地震作用下,桥梁的耗能主要集中在支座和耗能装置,上部结构、桥墩和基础不受损伤、基本在弹性工作范围,因此没有必要再进行 E1 地震作用下的计算。设计时,在 E2 地震作用及更大地震下,允许桥墩屈服,但桥墩屈服强度须大于支座屈服强度(即 $F_{Py} > F_{By}$),应保证支座先屈服;要求桥墩残余裂缝宽度足够小,震后不需修复,并且可通过控制其损伤指标来实现,如位移延性系数 $\mu_d < 1.2^{[23]}$,当业主有更高(或低)要求,可通过调整损伤指标来实现。最后,伸缩缝设计应具有足够的间隙以满足支座和梁体的位移需求。

2.1.2 初步概念设计

根据正常使用要求,可确定桥型以及上部、下部结构的几何尺寸、材料特性等。在初步设计阶段,通过竖向承载力和水平承载力要求,在减隔震支座产品中[如《公路桥梁铅芯隔震橡胶支座》(JT/T 822—

2011)]选择合适的支座,确定其构件尺寸和力学参数(K_{B1}, K_{B2} 和 F_{By}),具体可通过以下 3 个方面确定:

(1) 竖向承载力要求,即

$$[F] \geq k(1.2F_{DL} + 1.4F_{LL}) \quad (4)$$

式中:[F]为减隔震技术规程规范中支座的承载力; k 为安全系数,本文建议取 1.5; F_{DL} 和 F_{LL} 分别为恒载和活载。

(2) 水平恢复力要求,即屈服力大于制动力。

(3) 支座与桥墩的刚度。桥梁抗震设计一般希望减隔震支座发生更大的位移以消耗地震能量,中国的抗震规范都建议隔震度在 2 或 2.5 以上,所谓隔震度是指桥梁采用减隔震支座与全桥支座视为铰接时的基本周期之比。

2.1.3 桥墩配筋假定及截面 $M-\varphi$ 分析

既有桥梁减隔震加固时桥墩的配筋已知,而新桥设计时则需先假定桥墩配筋情况。设计中不考虑桥墩发生剪切破坏,先采用 OpenSees 软件进行桥墩截面 $M-\varphi$ 分析并得到其弯矩-曲率曲线,然后根据《公路桥梁抗震设计细则》(JTJ/T B02-01—2008)和《城市桥梁抗震设计规范》(CJJ 166—2011)中力-弯矩-曲率($P-M-\varphi$)等效计算方法(如图 2 所示,图 2 中: M'_{py} 和 φ'_y 为受拉钢筋首次屈服时的弯矩和曲率; M_{pu} 和 φ_u 为极限弯矩和极限曲率; EI_{eff} 为等效弯曲刚度),计算桥墩截面的屈服弯矩 M_{Py} 和屈服曲率 φ_y ,进而计算屈服强度 F_{Py} 、屈服位移 D_{Py} 和屈服前等效刚度 K_{P1} ,即

$$F_{Py,i} = M_{Py,i}/L_i \quad (5)$$

$$D_{Py,i} = \varphi_{y,i} L_i^2 / 3 \quad (6)$$

$$K_{P1,i} = F_{Py,i} / D_{Py,i} \quad (7)$$

式中: L 为墩高,下标 i 表示第 i 个桥墩(台)-支座体系,下同。

假定第 i 个桥墩的屈服后刚度为屈服前刚度的 1%,即

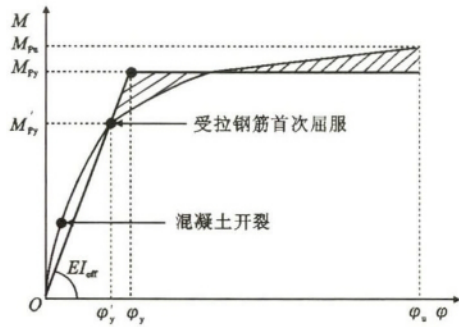


图2 桥墩等效弯矩-曲率曲线

Fig. 2 Effective Moment-curvature Curves of Pier

$$K_{P2,i} = 0.01K_{P1,i} \quad (8)$$

检验桥墩屈服强度是否大于支座屈服强度,若不是,需调整支座的大小或桥墩配筋率以满足条件。

2.1.4 目标位移估计和假定

目标位移是结构性能目标的具体量化,在基于位移的抗震设计中,目标位移通常是先假定,再通过迭代确定。为了估计目标位移的初始值,先假定桥墩为刚性,所有变形都发生在支座处。隔震桥梁是典型的中长周期结构,根据“等位移准则”,其弹塑性位移可近似由弹性位移来估计。另外,由于忽略桥墩变形和支座发生屈服引起的刚度降低,使得位移估计值偏小,尤以高墩桥梁较为明显,故建议考虑取1.1~1.5的放大系数,即

$$D_d = (1.1 \sim 1.5) S_a \frac{\sum_{i=1}^n m_{b,i}}{\sum_{i=1}^n K_{B1,i}} \quad (9)$$

式中: D_d 为初始设计目标位移; $\sum_{i=1}^n m_{b,i}$ 为主梁的总质量, n 为桥梁跨数加1; S_a 为阻尼比为5%时的设计加速度反应谱值; $\sum_{i=1}^n K_{B1,i}$ 为所有支座的屈服前刚度之和。

2.1.5 桥墩(台)-支座体系位移分配

针对第*i*个桥墩(台)-支座串联体系,桥墩的最大容许位移及桥墩、支座的位移分配计算过程如下:

(1) 确定桥墩最大容许位移

桥墩的最大容许位移 $D_{PU,i}$ 通过位移延性系数来控制,即

$$D_{PU,i} = \mu_d D_{Py,i} \quad (10)$$

式中: $D_{Py,i}$ 为第*i*个桥墩的屈服位移。

(2) 支座位移

当设计目标位移小于支座屈服时桥墩-支座体系的位移 $D_{cy1,i}$ 时(即 $D_d \leq D_{cy1,i}$),体系设计力 $F_{d,i}$ 为

$$F_{d,i} = K_{C1,i} D_{d,i} \quad (11)$$

支座位移 $D_{B,i}$ 为

$$D_{B,i} = \frac{F_{d,i}}{K_{B1,i}} \quad (12)$$

当设计目标位移大于 $D_{cy1,i}$ 且小于桥墩屈服时桥墩-支座体系的位移 $D_{cy2,i}$ (即 $D_{cy1,i} < D_d < D_{cy2,i}$)时,体系设计力为

$$F_{d,i} = F_{By,i} + K_{C2,i} (D_d - D_{cy1,i}) \quad (13)$$

此时,支座位移为

$$D_{B,i} = D_{By,i} + \frac{F_{d,i} - F_{By,i}}{K_{B2,i}} \quad (14)$$

如果设计目标位移大于桥墩屈服时桥墩-支座体系的位移 $D_{cy2,i}$ (即 $D_d > D_{cy2,i}$),体系设计力如式(15)所示,支座位移同式(14)

$$F_{d,i} = F_{Py,i} + K_{C3,i} (D_d - D_{cy2,i}) \quad (15)$$

在上述各种情况下桥墩位移 $D_{P,i}$ 为

$$D_{P,i} = D_d - D_{B,i} \quad (16)$$

当桥墩位移 $D_{P,i}$ 不超过其最大容许位移 $D_{PU,i}$ 时,则进行第6步(第2.1.6节)设计;否则,需要返回到第2步(第2.1.2节)来调整支座的尺寸或对桥墩重新选择配筋,以保证桥墩达到性能目标。对于部分高墩,桥墩的变形能力较大,隔震支座发挥的作用相对有限,甚至会有桥墩先于支座屈服可能,此时采用隔震支座不太合理,故建议采用板式橡胶支座。本课题组研究结果表明^[24]:在较矮墩处采用隔震橡胶支座、较高墩处采用板式橡胶支座是一种比较有效的隔震设计方案。另外,桥台和伸缩缝处的支座通常需要更大的位移需求,在2011年日本3·11地震中多座隔震桥梁的震害也印证了这一点,这主要是由相邻结构的动力特性差异和位移不连续所致。因此,可在桥台和伸缩缝处设置具有较大滑动能力的滑板类支座。

2.1.6 等效单自由度体系(SDOF)形成

通过计算*i*个桥墩(台)-支座体系的等效刚度、等效质量和阻尼比可形成全桥的等效单自由度体系。

(1) 等效刚度

由等效线性化方法得到单个桥墩-支座体系设计位移下的等效刚度 $K_{eff,i}$ 为

$$K_{eff,i} = F_{d,i} / D_d \quad (17)$$

设计位移下全桥的等效刚度 K_{eff} 为

$$K_{eff} = \sum K_{eff,i} \quad (18)$$

(2) 等效质量^[25]

$$M_{eff} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i D_i}{D_d} = \sum_{i=1}^n m_i \quad (19)$$

式中: D_i 为第 i 个桥墩(台)处的梁体位移,由于主梁的轴向变形非常小,故沿纵桥向与设计目标位移 D_d 相同; m_i 为第 i 个桥墩(台)一支座体系承担的等效质量,计算时不考虑桥墩和梁体的异相变形(高阶振型)引起的贡献差异,第 i 个桥墩(台)处的 m_i 可表示为

$$m_i = m_{b,i} + m_{c,i} + m_{p,i} \quad (20)$$

式中: $m_{b,i}$ 为第 i 个桥墩(台)一支座体系桥梁上部结构质量,桥墩处为一跨上部结构的质量,桥台处为半跨上部结构的质量,不考虑活载对质量的贡献; $m_{c,i}$ 为第 i 个桥墩盖梁(或墩帽)的质量,桥台处为 0; $m_{p,i}$ 为第 i 个桥墩 1/3 墩高的质量,桥台处为 0。质量分布见图 3。

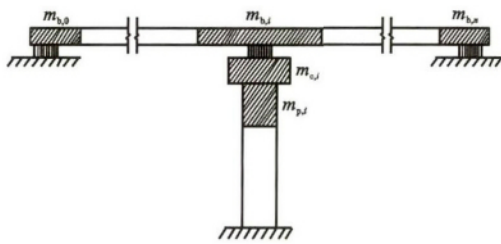


图 3 质量分布示意

Fig. 3 Schematic of Mass Distributions

(3) 等效阻尼比

若第 i 个桥墩处(所有)隔震支座的尺寸和力学特性一致,则变形也一致,此时支座的等效阻尼比 $\xi_{B,i}$ 可表示为^[26]

$$\xi_{B,i} = \frac{2(\mu_{B,i} - 1)(1 - r_i)}{\pi[1 + r_i(\mu_{B,i} - 1)]} \quad (21)$$

$$\mu_{B,i} = \frac{D_{B,i}}{D_{By,i}} \quad (22)$$

$$r_i = \frac{K_{B2,i}}{K_{B1,i}} \quad (23)$$

式中: $\mu_{B,i}$ 为支座的位移延性系数; r_i 为支座屈服后刚度比。

通过假定刚度比例阻尼的方法得到第 i 个桥墩-支座体系的等效阻尼比 $\xi_{eff,i}$ ^[15] 为

$$\xi_{eff,i} = \frac{D_{P,i}\xi_{P,i} + D_{B,i}\xi_{B,i}}{D_{P,i} + D_{B,i}} \quad (24)$$

式中: $\xi_{P,i}$ 为桥墩的阻尼比,由于桥墩处于弹性或轻微损伤状态,故建议取 0.05。

全桥在设计位移下的阻尼比 ξ_{eff} ^[27] 为

$$\xi_{eff} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \xi_{eff,i}}{\sum_{i=1}^n m_i} \quad (25)$$

(4) SDOF 等效周期 T_{eff}

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{M_{eff}}{K_{eff}}} \quad (26)$$

2.1.7 设计反应谱修正与 SDOF 体系位移计算

根据式(25)得到的等效阻尼比,修正设计反应谱。在实际地震中,桥墩支座的力学特性可能因为老化、环境温度等因素而发生一定程度的改变。为安全起见,当等效阻尼比超过 20% 时,皆按 20% 对设计反应谱进行折减。

整体计算位移 D' 为

$$D' = \frac{T_{eff}^2}{4\pi^2} S'(a) \quad (27)$$

式中: $S'(a)$ 为阻尼修正后的加速度反应谱。

2.1.8 设计位移检验

比较目标位移 D_d 和计算得到的位移 D' ,当二者之差不满足式(28)时,重新假设目标位移 $D'_d = D'$,返回第 2 步(第 2.1.2 节)进行迭代计算,直至满足式(28)。当出现因支座选择不当而不收敛或目标位移异常情况时,可通过调整支座特性以达到收敛。

$$\left| \frac{D_d - D'}{D_d} \right| < 5\% \quad (28)$$

2.1.9 支座安全性校验

对于橡胶类减隔震支座,应满足:

(1)在设计位移下,支座的剪应变和有效压应力不能超过限值。例如,铅芯橡胶支座的剪应变 $\gamma < 250\%$,有效压应力 $\sigma_{max} \leq 8.0 \text{ MPa}$ 。

(2)减隔震支座的水平位移从 50% 设计位移增大到设计位移时,其恢复力增量不低于 $W/40$, W 为上部结构质量^[28]。

(3)隔震支座屈服后的桥梁结构周期应小于 6 s,保证其屈服后还具有一定的水平恢复力^[28]。

2.1.10 构造细节设计

减隔震桥梁的变形通常比非减隔震桥梁要大,为确保其在地震作用下达到预期性能,必须重视构造细节的设计,如相邻结构、构件间隙大小,包括梁间伸缩缝、横向间隙等,建议纵横向间隙不小于 1.2 倍的设计目标位移(1.2 D_d)。为了减轻纵、横桥向碰撞效应和防止落梁,可在伸缩缝处采用适当的减震防撞、缓冲措施,并对相邻梁间限位装置、防落梁装置等进行合理的设计。隔震橡胶支座的抗拉能力较差,必要时可考虑竖向限位,特别是对高烈度地区及临近断层情况。整个设计流程见图 4 所示。

2.2 设计案例

2.2.1 工程概况

采用提出的设计方法对跨径分别为 20, 30, 40

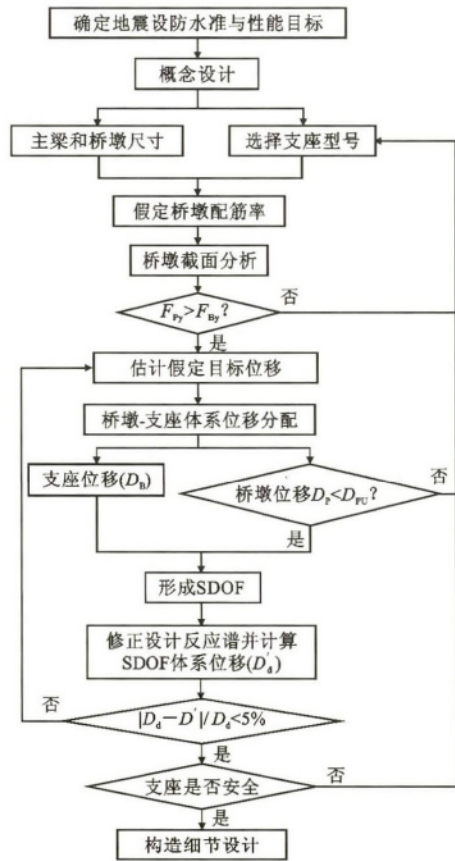


图4 隔震桥梁基于位移设计流程

4 Flowchart of DBD Procedure for Isolated Bridges

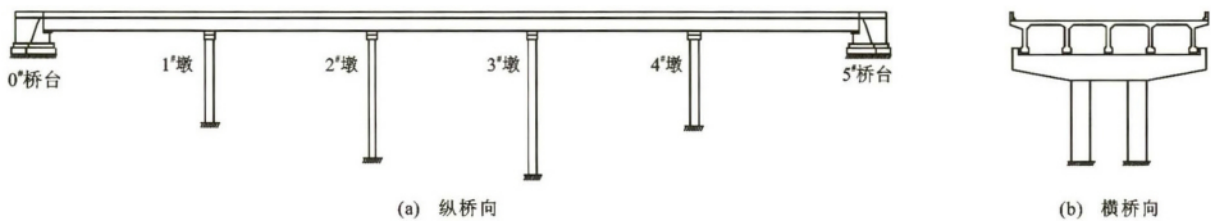


图5 桥梁结构示意图

Fig. 5 Schematic of Bridge Structure

表1 不同跨径桥梁特性参数

Tab. 1 Parameters of Bridges with Different Spans

参数	不同跨径(m)桥梁的参数值		
	20	30	40
主梁截面积 A_g/m^2	4.43	6.10	6.26
主梁水平惯性矩 I_{yy}/m^4	1.17	3.06	5.05
主梁竖向惯性矩 I_{zz}/m^4	33.63	66.79	76.81
主梁单跨重量/kN	3 357	6 894	9 338
桥墩直径/m	1.4(1.5)	1.5(1.7)	1.7(1.8)
桥墩配筋率/%	0.8(0.8)	0.8(0.8)	0.8(0.8)
屈服曲率/ $10^{-3} m^{-1}$	2.57(2.43)	2.41(2.11)	2.09(1.98)
屈服弯矩/ $(10^3 kN \cdot m)$	3.96(4.88)	5.67(7.62)	8.77(10.14)

注:括号内数据为桥墩高度 $L \geq 10$ m 时参数值。

m的5跨连续梁桥进行设计,其纵横向结构特征见图5,相关参数见表1。连续梁桥上部结构均为T梁,下部结构为圆形截面钢筋混凝土双柱式排架墩,当墩高 $L \geq 15$ m 时,中部设一道系梁;上部结构采用C50混凝土,桥墩采用C30混凝土,纵筋采用HRB335钢筋。桥梁位于II类场地,水平向设计地震动加速度峰值(PGA)为0.4g。

为考虑不同地形下桥墩高度对桥梁抗震性能的影响,对应每个跨径设计了12座代表性桥梁,共对36座桥梁进行隔震设计,36座示例桥梁编号及具体的墩高分布见表2。其中,20,30 m跨径桥梁的墩高分别以3,6,9,12 m进行组合,40 m跨径桥梁的墩高分别以4,8,12,16 m进行组合,分别反映“等墩高”(BR.SP-01~BR.SP-04)、“中间高墩、两边低墩”(BR.SP-05~BR.SP-07)、“中间低墩、两边高墩”(BR.SP-09~BR.SP-12)、“桥墩由低到高”(BR.SP-08)的特点。需要说明的是,当桥墩较高时,桥墩本身的变形能力相对较大,采用减隔震支座不能体现其优势,故案例中没有采用过高的桥墩。便于分析起见,相同跨径桥梁桥墩上均采用同一型号的隔震支座,支座均依据《公路桥梁铅芯隔震橡胶支座》(JT/T 822—2011)选用,详见表3。

2.2.2 设计结果及时程分析验证

为了验证设计结果的合理性,基于OpenSees地震分析计算平台,建立了桥梁三维动力分析模型,采用Newmark- β 法进行非线性动力时程分析。不考虑桥梁结构-桩-土作用以及桥台-填土之间相互作用的影响,铅芯橡胶支座采用双线性的橡胶支座单元。主梁采用三维弹性梁单元模拟。桥墩截面纵筋配筋率均为0.8%,采用非线性梁柱单元模拟桥墩,其保护层混凝土和核心区混凝土采用Concrete04模拟,其卸载和再加载规则按Filippou修正后的Karsan-Jirsa模式确定;钢筋采用Steel02模拟,其应力-应变关系基于Giuffre-Menegotto-Pinto模型,考虑了钢筋在加载卸载的循环过程中包兴格效应的影响。

表 2 各桥梁编号及墩高分布

Tab. 2 Distributions of Pier Heights and Numbers of Bridges

桥梁编号	墩高/m			
	1#墩	2#墩	3#墩	4#墩
BR. SP-01	3(4)	3(4)	3(4)	3(4)
BR. SP-02	6(8)	6(8)	6(8)	6(8)
BR. SP-03	9(12)	9(12)	9(12)	9(12)
BR. SP-04	12(16)	12(16)	12(16)	12(16)
BR. SP-05	3(4)	6(8)	6(8)	3(4)
BR. SP-06	3(4)	6(8)	12(16)	6(8)
BR. SP-07	3(4)	9(12)	12(16)	3(4)
BR. SP-08	3(4)	6(8)	9(12)	12(16)
BR. SP-09	6(8)	3(4)	3(4)	9(12)
BR. SP-10	9(12)	3(4)	6(8)	9(12)
BR. SP-11	9(12)	6(8)	9(12)	12(16)
BR. SP-12	12(16)	6(8)	9(12)	12(16)

注:桥梁编号中 SP 表示跨径,如 BR. SP-01 表示 BR. 20-01, BR. 30-01, BR. 40-01;括号外数值表示 20, 30 m 跨径的桥梁的墩高,括号内表示 40 m 跨径桥梁的墩高。

选择了表 4 给出的 10 组地震动记录^[29],每组记录包括 2 个方向水平的分量。时程分析中,选择较大的加速度分量将 PGA 调整为 0.4g 后,沿纵桥向输入;较小的加速度分量沿横桥向输入,并按纵向的调幅比例调整 PGA。所选地震动的平均谱和 10% 阻尼比对应的目标谱(设计桥梁的等效阻尼比介于 9.5%~26%)见图 6 所示。由图 6 可见:所选地震动的平均谱在短周期段略小于目标谱,在中长周期段大于目标谱,在隔震桥梁设计中偏保守。

限于篇幅,文中仅列出了 30 m 跨径桥梁的设计结果,选择的支座型号和特性值见表 3;表 5 给出了桥梁的设计目标位移、等效周期、等效阻尼比和时程分析的纵桥向梁体位移;表 6, 7 分别为支座和桥墩设计结果与时程分析结果的对比。从表 5 可以看出,除个别桥型外,时程分析梁体位移略小于或等于设计目标位移(最大相差 13%),可以认为本文方法能较好地估计位移反应且偏于安全。表 6 中部分支座的设计位移与时程分析结果差异较大,尤其是不

表 3 桥梁支座特性

Tab. 3 Mechanical Properties of Bearings for Bridges

参数	20 m 跨径		30 m 跨径		40 m 跨径	
	桥台	桥墩	桥台	桥墩	桥台	桥墩
型号	Y4Q420×169	Y4Q520×177	Y4Q620×229	Y4Q670×232	Y4Q620×229	Y4Q770×272
$K_{B1}/(kN \cdot m^{-1})$	4 600	6 500	7 100	8 600	7 100	12 200
$K_{B2}/(kN \cdot m^{-1})$	700	1 000	1 100	1 300	1 100	1 900
F_B/kN	61	96	142	162	142	216
F'/kN	1 000	2 000	2 700	3 200	2 700	4 300

注: K_{B1} , K_{B2} , F_B 和 F' 分别表示单个支座的屈服前刚度、屈服后刚度、屈服强度和竖向承载力。

等高桥梁中高墩处的支座位移,但都在本文中规定的安全范围之内(最大剪应变 $\gamma=0.56$),这主要是由于设计时对高墩的变形估计较大所致。表 7 表明:桥墩的时程分析位移都小于设计位移,而且桥墩在设计和计算中均处于弹性状态,设计方法高估了桥墩的变形,从减隔震设计理念即保证下部结构安全的角度来看,桥墩处于安全状态。另外,20, 40 m 跨径桥梁的设计结果与时程结果比较与 30 m 桥梁较为类似。可见:本文方法可较好地预测主梁的位移需求,能容易掌握桥墩和支座的性能状态;同时,对于下部结构刚度差异较大的非规则桥梁也是有效的,如 BR. SP-06, BR. SP-07 和 BR. SP-07 的墩高差异都较大。

2.3 横桥向地震反应

排架式墩柱体系沿纵向呈悬臂柱,横向则为弯曲的排架,其横向刚度大于纵向刚度,当支座的纵横力学特性一致时,主梁的横向位移便小于纵

向^[15,30]。减隔震设计中,通常假设主梁沿横向和纵向是刚体运动,即主梁是刚性的,其地震反应由第一阶振型控制^[17]。实际上,主梁的轴向刚度确实较大,其纵向反应近似刚体运动,但主梁沿横向具有一定的柔性,横向刚度受跨径和主梁宽度等因素的影响,而横向反应未必是刚体运动。

为了考察主梁的横向位移模式,假定设计时主梁在桥台处横向可自由变形,本文采用 Dwairi 等^[31]提出的主梁横向位移变异系数(CV)来判断,当 CV 值较小时,主梁的位移模式近似刚体平动或转动;否则,若 CV 值较大,则主梁发生较大弯曲变形。表 8 给出了 30 m 跨径桥主梁关键部位的横向位移峰值(正负向)和横向 CV 值,统计结果表明:主梁的横向位移较小,均小于设计目标位移,主梁的横向 CV 值均在 11% 左右,墩高极度不规则的 BR. 30-08 略大,但也小于 15%。对于 20, 40 m 跨径的桥梁,除了桥梁 BR. 20-08 与 BR. 40-08 为 11.9% 和

表4 文献[26]中地震动记录

Tab. 4 Records of Ground Motions in Reference [26]

地震	台站	分量	PGA
Imperial Valley	6621 Chihuahua	CHI012*	0.27g
		CHI282	0.25g
Loma Prieta	1695 Sunnyvale-C-A	SVL270*	0.21g
		SVL360	0.21g
Loma Prieta	1028 Hollister City Hall	HCH090*	0.25g
		HCH180	0.22g
Landers	22074 Y-Fire Station	YER270*	0.25g
		YER360	0.15g
Northridge	90063 G-Las Palmas	GLP177*	0.36g
		GLP267	0.21g
Northridge	90016 LA-N Faring Rd	FAR000*	0.27g
		FAR090	0.24g
Northridge	90091LA-Saturn St	STN020*	0.47g
		STN110	0.44g
ChiChi	TCU042	NS*	0.20g
		EW	0.24g
ChiChi	TCU107	NS*	0.16g
		EW	0.12g
ChiChi	CHY036	NS*	0.21g
		EW	0.29g

注：*表示沿纵桥向输入分量。

12.1%外,其他桥梁的横向 CV 值均小于 10%。可见,主梁沿横向的运动基本表现为刚体运动(平动、转动),从主梁关键点的横向位移时程曲线亦可证明这一点。图 7 为 BR. 30-08 在 SVL270 和 SVL360 地震动作用下的横向位移时程曲线。需要说明的

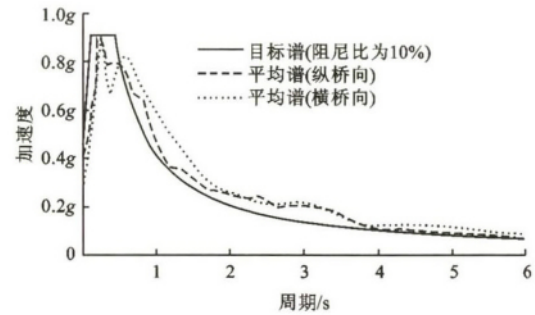


图6 设计谱与地震动平均谱

Fig. 6 Design Spectrum and Mean Spectrums of Ground Motions

表5 30 m 跨径梁体设计结果与时程分析结果对比

Tab. 5 Comparison Between Time-history Analysis Results and Design Results for Bridges with 30 m Length Spans

桥梁编号	T_{eff}/s	$\xi_{eff}/\%$	D_d/m	时程位移 D_{Bt}/m	D_{Bt}/D_d
BR. 30-01	1.49	25.3	0.115	0.115	1.00
BR. 30-02	1.56	23.3	0.120	0.120	1.00
BR. 30-03	1.74	18.8	0.145	0.129	0.89
BR. 30-04	1.87	16.3	0.160	0.140	0.87
BR. 30-05	1.52	24.4	0.115	0.117	1.02
BR. 30-06	1.62	21.3	0.130	0.123	0.95
BR. 30-07	1.63	20.6	0.130	0.125	0.96
BR. 30-08	1.66	20.2	0.135	0.127	0.94
BR. 30-09	1.56	22.9	0.120	0.120	1.00
BR. 30-10	1.63	21.1	0.130	0.124	0.95
BR. 30-11	1.72	18.9	0.140	0.130	0.93
BR. 30-12	1.75	18.2	0.145	0.133	0.92

表6 30 m 跨径桥梁支座设计结果与时程分析结果对比

Tab. 6 Comparison Between Time-history Analysis Results and Bearing Design Results for Bridges with 30 m Length Spans

桥梁编号	设计位移/m				时程分析结果/m				$\frac{D_{Bt,1}}{D_{B,1}}$	$\frac{D_{Bt,2}}{D_{B,2}}$	$\frac{D_{Bt,3}}{D_{B,3}}$	$\frac{D_{Bt,4}}{D_{B,4}}$
	$D_{B,1}$	$D_{B,2}$	$D_{B,3}$	$D_{B,4}$	$D_{Bt,1}$	$D_{Bt,2}$	$D_{Bt,3}$	$D_{Bt,4}$				
BR. 30-01	0.112	0.112	0.112	0.112	0.115	0.115	0.115	0.115	1.02	1.02	1.02	1.02
BR. 30-02	0.100	0.100	0.100	0.100	0.115	0.115	0.115	0.115	1.15	1.16	1.15	1.15
BR. 30-03	0.082	0.082	0.082	0.082	0.112	0.112	0.112	0.112	1.36	1.37	1.36	1.36
BR. 30-04	0.069	0.069	0.069	0.069	0.110	0.110	0.110	0.109	1.59	1.59	1.59	1.58
BR. 30-05	0.112	0.095	0.095	0.112	0.117	0.113	0.113	0.117	1.04	1.19	1.19	1.04
BR. 30-06	0.127	0.109	0.050	0.109	0.123	0.119	0.098	0.119	0.97	1.09	1.98	1.09
BR. 30-07	0.127	0.071	0.050	0.127	0.124	0.109	0.099	0.124	0.98	1.54	2.01	0.98
BR. 30-08	0.132	0.113	0.075	0.053	0.126	0.122	0.110	0.097	0.96	1.08	1.47	1.84
BR. 30-09	0.100	0.117	0.117	0.063	0.115	0.119	0.119	0.103	1.16	1.02	1.02	1.63
BR. 30-10	0.071	0.127	0.109	0.071	0.108	0.123	0.119	0.107	1.52	0.97	1.10	1.51
BR. 30-11	0.078	0.118	0.078	0.056	0.113	0.125	0.112	0.099	1.44	1.06	1.43	1.77
BR. 30-12	0.059	0.122	0.082	0.059	0.106	0.128	0.114	0.101	1.78	1.04	1.39	1.70

注： $D_{Bt,i}$ 表示在天然地震波作用下第*i*个桥墩处的支座位移峰值。

表 7 30 m 跨径桥梁桥墩设计结果与时程分析结果对比

Tab. 7 Comparison Between Time-history Analysis Results and Pier Design Results for Bridges with 30 m Length Spans

桥梁编号	设计位移/m				时程分析结果/m				$\frac{D_{Pt,1}}{D_{P,1}}$	$\frac{D_{Pt,2}}{D_{P,2}}$	$\frac{D_{Pt,3}}{D_{P,3}}$	$\frac{D_{Pt,4}}{D_{P,4}}$
	$D_{P,1}$	$D_{P,2}$	$D_{P,3}$	$D_{P,4}$	$D_{Pt,1}$	$D_{Pt,2}$	$D_{Pt,3}$	$D_{Pt,4}$				
BR. 30-01	0.003	0.003	0.003	0.003	0.001	0.001	0.001	0.001	0.25	0.25	0.25	0.26
BR. 30-02	0.020	0.020	0.020	0.020	0.006	0.005	0.006	0.006	0.27	0.27	0.27	0.28
BR. 30-03	0.063	0.063	0.063	0.063	0.024	0.024	0.025	0.025	0.39	0.38	0.39	0.39
BR. 30-04	0.091	0.091	0.091	0.091	0.038	0.037	0.038	0.039	0.41	0.41	0.42	0.43
BR. 30-05	0.003	0.020	0.020	0.003	0.001	0.005	0.006	0.001	0.25	0.27	0.28	0.25
BR. 30-06	0.003	0.021	0.080	0.021	0.001	0.006	0.035	0.005	0.24	0.26	0.44	0.24
BR. 30-07	0.003	0.059	0.080	0.003	0.001	0.024	0.035	0.001	0.24	0.40	0.44	0.21
BR. 30-08	0.003	0.022	0.060	0.082	0.001	0.006	0.025	0.041	0.24	0.26	0.41	0.50
BR. 30-09	0.020	0.003	0.003	0.057	0.006	0.001	0.001	0.024	0.27	0.24	0.24	0.42
BR. 30-10	0.059	0.003	0.021	0.059	0.023	0.001	0.006	0.024	0.40	0.22	0.28	0.41
BR. 30-11	0.062	0.022	0.062	0.084	0.025	0.006	0.025	0.043	0.40	0.26	0.41	0.51
BR. 30-12	0.086	0.023	0.063	0.086	0.036	0.006	0.026	0.044	0.42	0.26	0.41	0.51

注: $D_{Pt,i}$ 表示在天然地震波下作用下第 i 个桥墩的位移峰值。

表 8 30 m 跨径梁体横向位移及其变异系数

Tab. 8 Transverse Displacements and Coefficients of Variation for Bridges with 30 m Length Spans

桥梁编号	D_d /mm	梁体横向位移/mm						横向 CV 值/%
		$D_{BT,0}$	$D_{BT,1}$	$D_{BT,2}$	$D_{BT,3}$	$D_{BT,4}$	$D_{BT,5}$	
BR. 30-01	115	87(81)	96(90)	103(97)	103(97)	96(90)	87(81)	10.5(10.9)
BR. 30-02	120	88(83)	98(93)	105(99)	105(99)	98(93)	89(83)	10.5(11.1)
BR. 30-03	145	96(88)	108(98)	116(104)	116(104)	108(98)	96(89)	10.6(9.5)
BR. 30-04	160	102(91)	115(102)	123(109)	123(109)	115(103)	103(92)	11.1(10)
BR. 30-05	115	88(82)	97(92)	104(98)	104(98)	97(92)	88(82)	10.9(10.7)
BR. 30-06	130	88(84)	100(94)	109(101)	110(102)	103(97)	93(88)	11.7(10.8)
BR. 30-07	130	91(86)	103(95)	111(102)	112(103)	104(97)	93(87)	11.6(10.6)
BR. 30-08	135	85(81)	99(92)	110(101)	114(104)	111(102)	104(97)	14.9(14.2)
BR. 30-09	120	86(81)	97(92)	105(98)	107(99)	101(94)	93(87)	11.3(11.2)
BR. 30-10	130	91(86)	101(95)	109(101)	109(101)	102(95)	92(87)	10.5(10)
BR. 30-11	140	91(85)	105(95)	114(103)	117(106)	111(102)	102(95)	11.9(11.7)
BR. 30-12	145	95(87)	108(98)	116(105)	118(106)	112(102)	101(94)	10.9(10.5)

注: $D_{BT,i}$ 为横桥向计算位移; 括号外数值表示坐标轴正向位移和变异系数, 括号内表示负向。

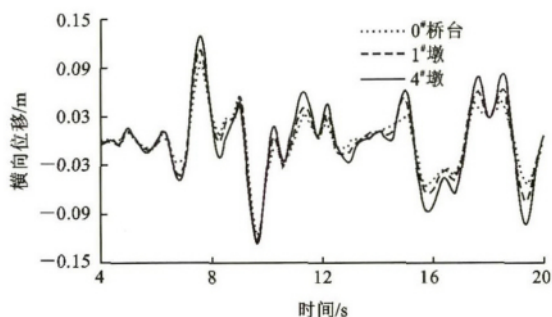


图 7 主梁横向位移时程曲线 (BR. 30-08)

Fig. 7 Transverse Displacement Time-history Curves of Beam (BR. 30-08)

是,图 7 中的位移较大时(如位移大于设计目标位移

的 20% 时,即 $D_t > 0.2 D_d$),主梁均以同相运动为主;当位移很小时,主梁沿横向可能存在异相运动,但由于位移非常小,结构反应甚微,可不考虑。另外,为方便分析,本文所有案例桥梁中某一跨径桥梁桥墩上均采用相同的支座,而实际对某一特定桥梁进行设计时,可通过调整支座的特性使得桥墩(台)-支座体系的串联刚度更为一致,其地震反应也更为规则,其横向 CV 值也更小。

综上所述,对于下部结构为双柱式排架墩的减隔震桥梁,其变形主要集中在减隔震支座处,主梁在地震中基本保持弹性,主梁沿横向的运动大都表现为刚体运动,即便主梁适当发生由高阶振型主导的

横向变形,对整体结构的反应依然影响不大,故可以认为:对于本文中研究的排架墩桥梁,采用提出的设计方法对纵桥向进行减隔震设计时,横桥向也可基本满足减隔震要求(横桥向挡块可提供足够变形间隙),从而实现双向减隔震设计。

3 结 语

(1)以中国的桥梁抗震规范和减隔震技术标准为基础,发展了适用于中等跨径减隔震桥梁基于位移的抗震设计方法,为新建减隔震桥梁设计和既有桥梁减隔震加固设计提供参考。

(2)以中等跨径的连续梁桥为例进行减隔震设计和动力时程分析,结果表明:建议的设计方法能够较好地预测主梁的位移需求,容易把握支座和桥墩的性能状态,证明了其可行性和有效性。

(3)通过横向位移变异系数判断横向位移变形模式,下部结构为双柱式排架墩的隔震桥梁只需按纵桥向进行减隔震设计,横桥向亦可满足减隔震要求。当然,主梁的横向变形模式亦受桥梁跨径、主梁的横桥向刚度等因素的影响,这部分工作有待进一步探讨。

参考文献:

References:

- [1] KOWALSKY M J, PRIESTLEY M J N, MACRAE G A. Displacement-based Design of RC Bridge Columns in Seismic Regions[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1995, 24(12): 1623-1643.
- [2] KOWALSKY M J. A Displacement-based Approach for the Seismic Design of Continuous Concrete Bridges[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2002, 31(3): 719-747.
- [3] CALVI G M, KINGSLEY G R. Displacement-based Seismic Design of Multi-degree-of-freedom Bridge Structures[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1995, 24(9): 1247-1266.
- [4] CHOPRA A K, GOEL R K. Direct Displacement-based Design: Use of Inelastic vs. Elastic Design Spectra[J]. Earthquake Spectra, 2001, 17(1): 47-64.
- [5] FAJFAR P. Capacity Spectrum Method Based on Inelastic Demand Spectra [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1999, 28(9): 979-994.
- [6] XUE Q. A Direct Displacement-based Seismic Design Procedure of Inelastic Structures [J]. Engineering Structures, 2001, 23(11): 1453-1460.

- [7] ADHIKARI G, PETRINI L, CALVI G M. Application of Direct Displacement Based Design to Long Span Bridges[J]. Bulletin of Earthquake Engineering, 2010, 8(4): 897-919.
- [8] KHAN E, SULLIVAN T J, KOWALSKY M J. Direct Displacement-based Seismic Design of Reinforced Concrete Arch Bridges[J]. Journal of Bridge Engineering, 2014, 19(1): 44-58.
- [9] KAPPOS A J, GKATZOGIAS K I, GIDARIS I G. Extension of Direct Displacement-based Design Methodology for Bridges to Account for Higher Mode Effects[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2013, 42(4): 581-602.
- [10] 朱 晞, 江 辉. 桥梁墩柱基于性能的抗震设计方法[J]. 土木工程学报, 2009, 42(4): 85-92.
ZHU Xi, JIANG Hui. Performance-based Seismic Design Method for RC Bridge Piers [J]. China Civil Engineering Journal, 2009, 42(4): 85-92.
- [11] 黄建文, 朱 晞. 以位移为基础的钢筋混凝土连续梁桥抗震设计方法[J]. 中国公路学报, 2005, 18(2): 28-33.
HUANG Jian-wen, ZHU Xi. Displacement-based Seismic Design Method for RC Continuous Girder Bridges[J]. China Journal of Highway and Transport, 2005, 18(2): 28-33.
- [12] 弓俊青, 朱 晞. 以位移为基础的钢筋混凝土桥梁墩柱抗震设计方法[J]. 中国公路学报, 2001, 14(4): 43-46.
GONG Jun-qing, ZHU Xi. Displacement-based Seismic Design Method for RC Bridge Columns[J]. China Journal of Highway and Transport, 2001, 14(4): 43-46.
- [13] 王东升, 李宏男, 赵颖华, 等. 钢筋混凝土桥墩基于位移的抗震设计方法[J]. 土木工程学报, 2006, 39(10): 80-86.
WANG Dong-sheng, LI Hong-nan, ZHAO Ying-hua, et al. Displacement-based Seismic Design Method of RC Bridge Piers[J]. China Civil Engineering Journal, 2006, 39(10): 80-86.
- [14] 魏 标, 李建中. 基于位移的非规则梁桥抗震设计[J]. 土木工程学报, 2011, 44(8): 95-101.
WEI Biao, LI Jian-zhong. Displacement-based Seismic Design of Irregular Continuous Bridges[J]. China Civil Engineering Journal, 2011, 44(8): 95-101.
- [15] PRIESTLEY M J N, SEIBLE F, CALVI G M. Seismic Design and Retrofit of Bridges[M]. New York: John Wiley & Sons, 1996.
- [16] JARA M, CASAS J R. A Direct Displacement-based

- Method for the Seismic Design of Bridges on Bilinear Isolation Devices[J]. *Engineering Structures*, 2006, 28(6): 869-879.
- [17] CARDONE D, DOLCE M, PALERMO G. Direct Displacement-based Design of Seismically Isolated Bridges[J]. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2009, 7(2): 391-410.
- [18] 黄建文, 朱 晞. 隔震连续梁桥结构以位移为基础的抗震设计方法[J]. *中国安全科学学报*, 2004, 14(1): 65-70.
HUANG Jian-wen, ZHU Xi. Displacement-based Antiseismic Design for Base-isolated Continuous Girder Bridges[J]. *China Safety Science Journal*, 2004, 14(1): 65-70.
- [19] 王常峰, 朱东生, 陈兴冲. 基于位移的隔震桥梁非迭代设计方法研究[J]. *世界地震工程*, 2006, 21(3): 35-39.
WANG Chang-feng, ZHU Dong-sheng, CHEN Xing-chong. Research on Displacement-based Noniterative Design Method for the Isolated Bridge[J]. *World Earthquake Engineering*, 2006, 21(3): 35-39.
- [20] 王克海, 李 冲, 李 悦, 等. 中国公路桥梁抗震设计规范中存在的问题及改进建议[J]. *建筑科学与工程学报*, 2013, 30(2): 95-103.
WANG Ke-hai, LI Chong, LI Yue, et al. Problems in Chinese Highway Bridge Seismic Specifications and Suggestions for Improvement[J]. *Journal of Architecture and Civil Engineering*, 2013, 30(2): 95-103.
- [21] 李晓莉, 孙治国, 王东升, 等. 桥台及台后填土破坏的桥梁纵向地震碰撞响应[J]. *长安大学学报: 自然科学版*, 2015, 35(4): 76-82.
LI Xiao-li, SUN Zhi-guo, WANG Dong-sheng, et al. Longitudinal Seismic Pounding Effect of Bridges Abutment and Backfilling Damage [J]. *Journal of Chang'an University: Natural Science Edition*, 2015, 35(4): 76-82.
- [22] 李建中, 汤 虎, 管仲国. 中小跨径板式橡胶支座梁桥新型隔震系统[J]. *中国公路学报*, 2015, 28(3): 35-43.
LI Jian-zhong, TANG Hu, GUAN Zhong-guo. A New Isolation System for Small and Medium Span Bridges on Laminated Rubber Bearings[J]. *China Journal of Highway and Transport*, 2015, 28(3): 35-43.
- [23] HWANG H, 刘晶波. 地震作用下钢筋混凝土桥梁结构易损性分析[J]. *土木工程学报*, 2004, 37(6): 47-51.
HWANG H, LIU Jing-bo. Seismic Fragility Analysis of Reinforced Concrete Bridges[J]. *China Civil Engineering Journal*, 2004, 37(6): 47-51.
- [24] 石 岩, 王 进, 王东升, 等. 近断层地震动作用下山区隔震桥梁地震损伤分析[J]. *地震工程与工程振动*, 2013, 33(6): 164-170.
SHI Yan, WANG Jin, WANG Dong-sheng, et al. Seismic Damage Analysis of Isolated Bridges in Mountainous Area Under near Fault Ground Motions[J]. *Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 2013, 33(6): 164-170.
- [25] PRIESTLEY M J N. *Myths and Fallacies in Earthquake Engineering (Revised)*[M]. Pavia: IUSS Press, 2003.
- [26] HWANG J S, SHENG L H, GATES JH. Practical Analysis of Bridges on Isolation Bearings with Bilinear Hysteresis Characteristics [J]. *Earthquake Spectra*, 1994, 10(4): 705-727.
- [27] PRIESTLEY M J N, CALVI G M, KOWALSKY M J. *Displacement-based Seismic Design of Structures* [M]. Pavia: IUSS Press, 2007.
- [28] AASHTO. *Guide Specifications for Seismic Isolation Design (3rd ed)*[S].
- [29] 王东升, 李宏男, 王国新, 等. 弹塑性地震反应谱的长周期特性研究[J]. *地震工程与工程振动*, 2006, 26(2): 49-55.
WANG Dong-sheng, LI Hong-nan, WANG Guo-xin, et al. Study on Characters of Long Period Portion of Inelastic Spectra[J]. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 2006, 26(2): 49-55.
- [30] JARA J M, VILLANUEVA D, JARA M, et al. Isolation Parameters for Improving the Seismic Performance of Irregular Bridges[J]. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2013, 11(2): 663-686.
- [31] DWAIRI H, KOWALSKY M. Implementation of Inelastic Displacement Patterns in Direct Displacement-based Design of Continuous Bridge Structures [J]. *Earthquake Spectra*, 2006, 22(3): 631-662.