

钢筋混凝土桥墩基于位移的抗震设计方法

王东升¹ 李宏男² 赵颖华¹ 王国新²

(1.大连海事大学, 辽宁大连 116026; 2.大连理工大学, 辽宁大连 116024)

摘要:通过改进能力谱法, 给出了一个可以实现“小震不坏、中震可修和大震不倒”多级性能目标的钢筋混凝土桥墩直接基于位移的抗震设计方法。首先以钢筋和混凝土的应变幅值建立了钢筋混凝土桥墩不同破损极限状态的量化准则, 并基于曲率延性系数和位移延性系数关系转化为墩顶位移的表述形式。再以屈服位移和位移延性系数作为设计参考变量, 采用屈服谱加速度和屈服位移 (A_y - D_y) 格式的地震需求谱求解系统在不同风险水平地震作用下的反应。最后以能力设计原理保证桥墩截面的抗剪强度需求。通过一个具体设计算例说明了建议方法的可行性。

关键词:钢筋混凝土桥墩; 基于位移抗震设计; 多级性能目标; 改进能力谱法; 屈服位移; 破损极限状态

中图分类号: P315.9 U442.5 **文献标识码:** A

文章编号: 1000-131X (2006) 10-0080-07

Displacement-based seismic design method of RC bridge piers

Wang Dongsheng¹ Li Hongnan² Zhao Yinghua¹ Wang Guoxin²

(1. Dalian Maritime University, Dalian 116026, China; 2. Dalian University of Technology, Dalian 116024, China)

Abstract: A direct displacement-based seismic design procedure of RC bridge piers fulfilling multiple performance objectives, which usually require that the structure can sustain a minor earthquake without any damage, a moderate earthquake with repairable structural damage, and a strong earthquake without collapsing, is developed by means of the improved capacity spectrum method. The procedure uses the yield displacement and displacement ductility factor as the design parameters and uses the inelastic seismic demand spectrum with yield spectral accelerations and yield displacements format to calculate the seismic demands of the pier under different earthquake levels. Seismic capacities of the pier are determined by acceptable structural damages, which are estimated quantitatively by using both the strains of concrete and the longitudinal steels in plastic hinge zones, and expressed as displacements at top of the pier by transforming from the relationship between curvature ductility factor and displacement ductility factor. The shear strength of the pier is also checked using the concept of capacity design in order to avoid brittle shear failure. The feasibility of the proposed method is validated by using an example on the seismic design of a single bridge pier.

Keywords: reinforced concrete bridge pier; displacement based seismic design; multiple performance objectives; improved capacity spectrum method; yield displacement; damage limited state

E-mail: dswang@newmail.dlmu.edu.cn

引 言

随着基于性能的抗震设计思想的提出, 结构基于位移的抗震设计方法在近些年得到了较大发展。在桥梁抗震领域, Kowalsky 和 Priestley 等^[1]利用替代结构法将桥墩非线性反应以具有等效阻尼的弹性体系代

替, 给出了钢筋混凝土桥墩基于位移的抗震设计方法。他们及其他学者还进一步将其发展至多自由度系统桥梁和连续梁桥^[2-3]。Chopra 等^[4]指出这种等效弹性分析会较严重地低估墩顶地震位移反应, 而建议采用弹塑性反应谱方法。Fajfar^[5]将弹塑性地震反应谱引入到能力谱方法中, 建议了改进能力谱方法用于结构抗震性能评估或基于位移的抗震设计。Xue Qiang^[6]在改进能力谱法基础上引入了一个“能力谱图折减系数”, 将图解分析过程变为解析分析过程, 给出了一个钢筋混凝土桥墩基于位移的抗震设计算例。我国学者也对桥梁基于位移的抗震设计方法进行了研究, 杨

基金项目: 国家杰出青年基金 (50025823)、国家自然科学基金青年基金 (50308027) 和中国博士后基金 (2004035544)

作者简介: 王东升, 博士, 教授

收稿日期: 2005-11-17

玉民等^[7]假定上部结构为刚性杆，给出了连续梁桥基于位移的抗震设计方法。朱晞等^[8]对国外桥梁结构基于位移的抗震设计进行了总结，提出了若干研究建议。朱晞及课题组^[9-12]还对钢筋混凝土桥墩、（隔震）连续梁桥基于位移的抗震设计方法进行了研究，考虑了近断层地震动影响，取得了若干成果。

总体上看，目前发展的钢筋混凝土桥墩基于位移的抗震设计方法大都以墩顶位移为设计目标，以位移延性系数作为辅助变量来确定系统的周期或刚度，通过迭代完成设计工作。在文献[10]的工作中力图避免迭代设计过程，但实际上引入了有效刚度不变的隐含假定。现有的研究工作表明钢筋混凝土桥墩有效刚度很大程度上与其强度是相关的^[13]，Aschheim^[14]和戴君武等^[15]进一步指出与传统设计采用的刚度参数相比，系统的屈服位移更为稳定，对强度依赖不大。Clavi等^[16]在 13WCEE 上关于桥梁抗震主题报告中再次强调了基于位移抗震设计的优越性和他们以往建议的方法，略有不同的是以混凝土和纵筋应变来确定墩顶设计目标位移，也指出了屈服位移参数较为稳定。

由于地震发生地点和强度存在极大的不确定性，“小震不坏、中震可修和大震不倒”的三级抗震设防目标及对应的多阶段抗震设计方法已被各国抗震规范采纳。基于位移的结构抗震设计是现有“多水准多阶段”结构抗震设计方法的继承与发展，是其进一步的细化、量化过程。而目前给出的桥墩基于位移的抗震设计方法大都直接假定墩顶设计目标位移，在考虑多级性能目标方面存在欠缺，包括多级性能目标的量化准则与设计实现。

本文以改进能力谱法为基础，采用 A_y - D_y 格式的地震需求谱，以屈服位移和位移延性系数为设计参考变量，给出了一个可实现“小震不坏、中震可修和大震不倒”多级性能目标的钢筋混凝土桥墩直接基于位移的抗震设计方法。

1 钢筋混凝土桥墩地震破损极限状态

桥墩是桥梁的主要抗侧力构件，依据以往桥梁震害经验，可以认为震害很多产生于桥墩。

1.1 桥墩破损极限状态

按照钢筋混凝土桥墩破坏程度的不同，破损极限状态划分为 4 级^[13,17-18]：

(1) 弹性完好极限状态：结构处于弹性工作状态，对应纵筋首次屈服和曲率延性系数 $\mu < 1$ 。

(2) 轻微破损极限状态：混凝土极限压应变 $\epsilon_{cu} = 0.004$ ；钢筋极限拉应变 $\epsilon_{st} = 0.015$ 。对应桥墩的功能

状态是震后不需要修复即可继续使用。

(3) 损伤控制极限状态：混凝土极限压应变 $\epsilon_{cu} = 1.5 (0.004 + 0.9 \epsilon_s [f_y/300])$ （括号内为 Scott 公式： f_y 为箍筋屈服强度； ϵ_s 为体积配箍率）。对应桥墩的功能状态是震后需要修理才可维持今后的正常使用功能。

(4) 控制倒塌极限状态：桥墩水平承载力降到其最大值的 85% 或纵筋拉断，对 I、II 级钢筋近似取 $\epsilon_s = 0.075$ 。桥墩超过了控制倒塌极限状态则意味着使用功能（含地震应急）的彻底丧失。

说明一点，设计中可以假定桥墩不会发生脆性的剪切破坏，并通过能力设计予以保证，详见后面的设计实例。

1.2 桥墩破损极限状态的位移表述

对图 1 所示单墩模型承受水平力 F 作用，假定塑性铰形成于墩底，等效分布长度为 L_p ，桥墩高度为 L 。图 2 给出了墩底截面弯矩-曲率关系及不同破损极限状态对应的曲率 ϕ ，对应达到弹性完好极限状态时屈服弯矩为 M_y ，屈服曲率为 ϕ_y 。

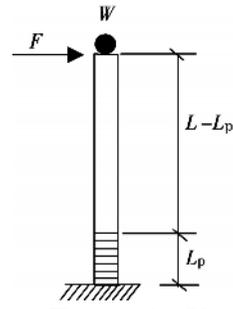


图 1 单墩模型
Fig. 1 Single pier model

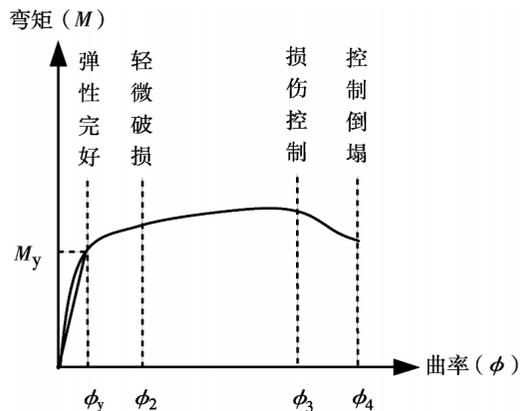


图 2 墩底截面弯矩-曲率关系
Fig. 2 Bending moment-curvature relationship of cross section at the bottom of the pier

文献 [19] 中的推导，有墩底屈服剪力 F_y 和墩顶屈服位移 y ：

$$F_y = M_y / L \tag{1}$$

$$\delta_y = \phi_y L^2 / 3.0 \tag{2}$$

有效刚度 K_e ：

$$K_e = F_y / \delta_y \quad (3)$$

定义位移延性系数 μ_Δ 表示墩顶最大位移与屈服位移 y 之比；曲率延性系数 μ_ϕ 表示墩底截面最大曲率与屈服曲率 ϕ_y 之比，可以给出位移延性系数与曲率延性系数的关系：

$$\mu_\Delta = 1.0 + 3.0(\mu_\phi - 1.0) \frac{L_p}{L} \left(1.0 - 0.5 \frac{L_p}{L} \right) \quad (4)$$

式中： L_p 为等效塑性铰区长度。 L_p 可按下式计算：

$$L_p = 0.08L + 0.022f_y d_s \quad (5)$$

式中： f_y 为纵筋屈服强度 (N/mm^2)； d_s 为纵筋直径。

利用上述公式可以将墩底截面弯矩-曲率关系转化为墩底剪力—墩顶位移关系，并且可以得到不同破坏极限状态对应的墩顶位移。设墩底截面弯矩为 M ，对应曲率为 ϕ ，则墩底剪力 F 与对应的墩顶位移为：

$$F = M/L \quad (6)$$

$$\begin{cases} \delta = F/K_e & (\phi \leq \phi_y) \\ \delta = \mu_\Delta \delta_y & (\phi > \phi_y) \end{cases} \quad (7)$$

式中：位移延性系数 μ_Δ 按式 (4) 计算，其中曲率延性系数 $\mu_\phi = \phi / \phi_y$ 。

2 A_y - D_y 格式的地震需求谱及性质

由弹性反应谱理论，在小阻尼比条件下，弹性加速度谱 S_{ae} 和弹性位移谱 S_{de} 满足如下关系：

$$S_{ae} = \frac{4\pi^2}{T^2} S_{de} \quad (8)$$

式中： T 为周期。

由弹塑性反应谱理论，等延性系数的弹塑性位移谱 S_{dp} 与弹性位移谱 S_{de} 满足如下关系：

$$S_{dp} = \mu \frac{S_{de}}{R} \quad (9)$$

式中： μ 为位移延性系数，假定为常数； R 表示多条地震波统计平均的弹性位移谱与等延性系数下统计平均的折减了的弹性位移谱之比。

R 与我们通常所说的等延性强度折减系数谱 $R(\mu, T)$ 有所不同，后者通常表示多条地震波的弹性位移谱与等延性系数下折减了的弹性位移谱之比的统计平均。文献[20]在统计分析基础上结合等延性强度折减系数谱 $R(\mu, T)$ 的已有研究成果，给出了 R 的表达式：

$$\bar{R} = R(\mu, T) / \phi \quad (10)$$

式中： ϕ 为修正系数，综合考虑场地条件、位移延性系数、周期等因素的影响。 $R(\mu, T)$ 为平均等延性强度折减系数谱，取为 Fajfar^[5] 给出的 Vidic 公式的简化形式。

将式 (9) 两侧同时除以位移延性系数 μ ，则有：

$$D_y = \frac{S_{dp}}{\mu} = \frac{S_{de}}{R} \quad (11)$$

式中： D_y 为屈服位移。它也具有谱的形式，可以用

来表示结构（周期为 T ）保持弹性状态的最大许可位移反应。

考虑式 (8)，则与系统屈服强度对应的屈服加速度谱为：

$$A_y = \frac{4\pi^2}{T^2} D_y = \frac{S_{ae}}{R} \quad (12)$$

可以以 D_y 为横坐标， A_y 为纵坐标建立与谱加速 (A) - 谱位移 (D) 格式相类似的地震需求谱，其中曲线上各点与原点 (0, 0) 连线的斜率表示周期 (参考图 3)。质量为 W 的单自由度系统强度需求和位移需求为：

$$F_y = WA_y \quad (13)$$

$$D = \mu D_y \quad (14)$$

由式 (11) 和式 (12) 可以看出 A_y - D_y 格式的地震需求谱满足如下一个性质：过原点的射线与不同位移延性系数的需求谱曲线相交，各个交点对应的周期都相同。这就为实现可考虑多级性能目标的基于位移的结构抗震设计方法提供了便利。

文献 [21] 对 A_y - D_y 格式地震需求谱及其应用的技术细节做了详细介绍，不再重复。

3 钢筋混凝土桥墩基于位移抗震设计

3.1 桥墩性能目标和位移设计准则

性能目标是指在期望的地震危险水平下可以接受的结构最大破坏程度。如何合理确定钢筋混凝土桥墩抗震设计性能目标已超出本文的研究范围，范立础^[22] 在“城市桥梁抗震设计规范”初步成果中给出了一个较详细的桥梁分类、设防标准和性能目标，可供参考。总体上性能目标仍可概括为“小震不坏、中震可修和大震不倒”，本文给出的与上述性能目标相对应的位移设计准则为：

$$\delta_i \leq [\delta_i] \gamma_i \quad (15)$$

式中： i 分别代表小震、中震和大震作用； δ_i 为不同水准地震作用下的墩顶位移反应； $[\delta_i]$ 为墩顶允许最大位移，小震、中震和大震分别对应于弹性完好极限状态、损伤控制极限状态和控制倒塌极限状态； γ_i 为考虑单调加载与低周反复加载不同而引入的修正系数^[23]。式 (15) 等号并不同时成立。

3.2 桥墩基于位移的抗震设计过程

具体设计过程如下：

(1) 选择桥墩设计初始参数：包括桥墩高度 L 和上部结构集中质量 W ；钢筋和混凝土材料的强度参数和力学性能参数等。

(2) 确定地震作用：确定小震、中震和大震的地

震动峰值，给出中震条件下 A_y-D_y 格式的地震需求谱。

(3) 桥墩初步设计：主要是基于设计经验和构造要求确定横截面尺寸和箍筋，也可按塑性铰区最低约束箍筋用量来近似选配箍筋^[24]。

(4) 估计屈服位移 y_y 和假定位移延性系数 μ ：墩顶屈服位移按式 (2) 估计，其中屈服曲率按 Priestley 等^[13]给出的近似公式估计：

对矩形截面：

$$\phi_y = 2.14 \varepsilon_y / H \quad (16)$$

对圆形截面：

$$\phi_y = 2.45 \varepsilon_y / D \quad (17)$$

上两式中： ε_y 为纵筋的屈服应变；H 为计算截面高度；D 为圆形墩柱直径。

(5) 确定设计强度：由估计的屈服位移 y_y 和假定的位移延性系数 μ ，在 A_y-D_y 格式的地震需求谱上找到对应的屈服谱加速度 a_y ，按式 (13) 计算水平地震作用 F_y 。则桥墩设计轴力为 $N=Wg$ (忽略了桥墩自身重力)，弯矩为 $M=F_y L$ 。

(6) 桥墩截面设计：按设计轴力和弯矩对桥墩进行配筋计算。本文桥墩截面强度计算采用了弯矩—曲率分析结果，设计抗弯强度对应于纵筋首次屈服 (参考图 2)。

(7) 不同破损极限状态对应墩顶位移计算：首先进行墩底截面的弯矩—曲率分析，给出不同破损极限状态对应的曲率或曲率延性系数，再计算不同破损极限状态对应的墩顶位移。

(8) 采用能力谱法计算桥墩地震位移反应：由上面计算得到的桥墩真实屈服弯矩对应的屈服谱加速度和桥墩屈服位移，采用 A_y-D_y 格式的地震需求谱计算小震、中震和大震条件下的墩顶位移反应，详见后面的设计实例。

(9) 位移设计准则校核：将 (7) 和 (8) 结果代入式 (15)，看其是否满足，若不满足则假定屈服位移和不同破损极限状态对应墩顶位移不变，重新计算中震和大震条件下的位移延性系数 μ ，选择对应系统实际屈服位移设计强度较大的方案重新进行设计，直到式 (15) 在某级地震水准下等号近似成立。注意钢筋混凝土桥墩的纵筋配筋率应在 0.4% (规范最小要求) 和 4% 之间为好，超出上述范围则预示着桥墩初始截面选择或箍筋配筋可能存在不合理，需要根据具体情况判断后回到第 3 步重新开始设计。

(10) 基于能力设计原理的桥墩抗剪强度校核：能力设计原理要求桥墩的抗剪强度要大于其实际抗弯强度，以保证形成延性的弯曲塑性耗能机制，耗散部分地震能量。设计抗剪强度 Q 应满足：

$$Q \geq \gamma_0 Q_0 \quad (18)$$

式中： Q_0 为与设计弯矩对应的剪力； γ_0 为超强因子。

若桥墩抗剪强度设计不满足式 (18)，则需增加配箍率，因这样做是偏于安全的，可不返回第 3 步重新进行设计；若桥墩抗剪强度设计满足式 (18)，则整个设计结束。本文桥墩抗剪强度计算采用 Priestley 等^[13]给出的公式。

4 桥墩基于位移的抗震设计实例

下面介绍一个钢筋混凝土桥墩基于位移的抗震设计实例，共给出 3 个设计方案，它们都符合式 (15) 规定的位移设计准则，但却由不同的破损极限状态控制。修正系数 γ_1 的合理确定已超出本文的研究范围，这里假定 γ_1 小震、中震和大震分别取 1.0、1.5 和 2.0。超强因子 γ_0 参考国外规范^[25]和国内秦权等^[26]的建议取为 1.6。

4.1 桥墩设计条件：

(1) 桥墩设计初始参数：桥墩高度 $L=6.0$ m，上部结构集中质量 $W=315$ t；纵筋 II 级， $f_y=340$ MPa；箍筋 I 级， $f_{yv}=240$ MPa；混凝土 C30， $f_c=21.0$ MPa；弹性模量，钢筋 $E=2.1 \times 10^5$ MPa，混凝土 $E=3.0 \times 10^4$ MPa。

(2) 地震作用：小震、中震和大震的地震动峰值分别为 $a_s=0.14$ g、 $a_m=0.4$ g 和 $a=0.8$ g。地震需求谱采用 A_y-D_y 格式 (图 3)，加速度峰值对应中震 0.4 g，为文献 [21] 中 20 条硬土场地地震波建立的平均谱。没有采用规范谱的原因是考虑由弹性加速度谱转化为弹性位移谱会在长周期段产生误差。

4.2 桥墩设计方案：

设计方案一：

(1) 桥墩初步设计：圆形截面桥墩直径 $D=1100$ mm，箍筋 $\phi 12@80$ 。轴压比 $\kappa=0.15$ ，配箍率 $\rho_s=0.51\% > 0.4\%$ 。

(2) 屈服位移 y_y 和假定位移延性系数 μ ：估计墩顶屈服位移 $y_y=4.3$ cm，位移延性系数假定为 2。

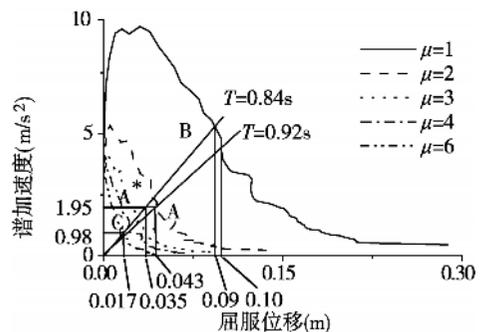


图 3 A_y-D_y 地震需求谱求墩顶位移反应 (方案一)

Fig. 3 Estimating displacement response of the pier by using inelastic seismic demand spectrum with A_y-D_y format (case 1)

(3) 确定设计强度：由屈服位移 $y_s=4.3$ cm 和位移延性系数 $\mu=2$ ，在 A_y-D_y 格式的地震需求谱上找到对应的屈服谱加速度 $a_y=2.0$ m/s² (图 3 中 A 点)，计算水平地震作用 $F_y=629$ kN，则桥墩设计轴力为 $N=3086$ kN，弯矩为 $M=3778$ kN·m。

(4) 桥墩截面设计：纵筋 24 32，配筋率 $\rho=2\%$ 。屈服位移 $y_s=3.5$ cm，屈服弯矩 $M_y=3677$ kN·m，对应屈服谱加速度 $a_y=1.95$ m/s²。

(5) 计算不同破损极限状态对应墩顶位移：按 1.2 节方法计算得到弹性完好极限状态、损伤控制极限状态和控制倒塌极限状态对应的墩顶位移分别为 3.5 cm、16.2 cm 和 51.8 cm。

(6) 能力谱法计算桥墩位移反应：由桥墩真实屈服弯矩对应的屈服谱加速度 $a_y=1.95$ m/s² 和墩顶屈服位移 $y_s=3.5$ cm，在图 3 上找到对应的 A' 点，连接 A' 点和原点得到 $T=0.84$ s 的射线。一般情况小震作用下结构保持弹性，设 $T=0.84$ s 射线与位移延性系数 $\mu=1$ 谱曲线交于 B 点，则由 B 点横坐标计算小震下的位移反应 $D_s=9.3$ cm/ $a_m \times a_s=3.3$ cm < 3.5 cm，满足弹性假设要求。中震作用下系统位移反应由 A* 点对应的位移延性系数确定，从图 3 可以看出它在 2 和 3 之间，由 $T=0.84$ s 射线与延性系数 $\mu=2$ 和 $\mu=3$ 交点的纵坐标（谱加速度）和 A* 点对应的纵坐标（谱加速度）进行线性插值得到 $\mu=2.55$ ，则中震作用下位移 $D_m=2.55 \times 3.5$ cm = 8.9 cm。大震作用下系统的位移反应则需要将屈服强度或屈服位移假定降为原来的 (a_m/a) 倍 (a_m 为图 3 所对应的加速度峰值)^[1]，有 $y_s^*=3.5 \times 0.4/0.8$ cm = 1.75 cm，找到 $T=0.84$ s 射线上对应 y_s^* 的 C 点，由 C 点对应的位移延性系数 $\mu=5.2$ (求解与 A' 点方法相同) 计算大震作用下系统的位移反应 $D_l=5.2 \times 3.5$ cm = 18.2 cm。

(7) 位移设计准则校核：将 (5) 和 (6) 结果代入式 (15)，有：

$$\begin{aligned} 3.3 \text{ cm} &< 3.5 \text{ cm}/1.0 = 3.5 \text{ cm} && \text{(小震)} \\ 8.9 \text{ cm} &< 16.2 \text{ cm}/1.5 = 10.8 \text{ cm} && \text{(中震)} \\ 18.2 \text{ cm} &< 51.8 \text{ cm}/2.0 = 25.9 \text{ cm} && \text{(大震)} \end{aligned}$$

注意到小震作用下，桥墩屈服位移已经接近其限值，因此认为满足位移设计准则。进行下一步设计工作。

(8) 基于能力设计原理的桥墩抗剪强度校核：设计抗剪强度 $Q=1.6 \times (M_y/L)=980$ kN，而桥墩实际抗剪强度为 1131 kN，抗剪满足要求。

方案一给出的是一个由小震作用强度控制的设计。

设计方案二：

设计方案二基本分析过程与方案一相同，但存在

迭代过程。限于篇幅仅就迭代过程作一详述。

(1) 桥墩初步设计及破损极限状态对应墩顶位移：圆形截面桥墩直径 $D=1000$ m，箍筋 $\phi 12@80$ 。轴压比 $\eta_k=0.19$ ，配箍率 $\rho_s=0.56\% > 0.4\%$ 。纵筋 24 28，配筋率 $\rho=1.9\%$ 。屈服位移 $y_s=3.9$ cm，屈服弯矩 $M_y=2871$ kN·m，对应屈服谱加速度 $a_y=1.52$ m/s²。弹性完好极限状态、损伤控制极限状态和控制倒塌极限状态对应的墩顶位移分别为 3.9 cm、17.1 cm 和 46.6 cm。

(2) 桥墩位移反应和位移设计准则校核：图 4 给出了墩顶位移求解过程 ($T=1.0$ s)，见下式：

$$\begin{aligned} 3.5 \text{ cm} &< 3.9 \text{ cm}/1.0 = 3.9 \text{ cm} && \text{(小震)} \\ 9.5 \text{ cm} &< 17.1 \text{ cm}/1.5 = 11.4 \text{ cm} && \text{(中震)} \\ 20.1 \text{ cm} &< 46.6 \text{ cm}/2.0 = 23.3 \text{ cm} && \text{(大震)} \end{aligned}$$

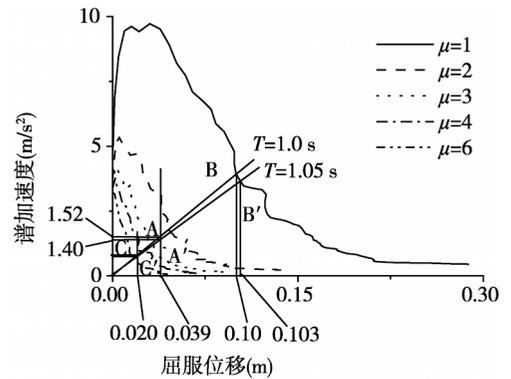


图 4 A_y-D_y 地震需求谱求墩顶位移反应 (方案二)
Fig. 4 Estimating displacement response of the pier by using inelastic seismic demand spectrum with A_y-D_y for mat (case 2)
上式尚有部分余度，可进一步假定屈服位移和桥墩破损极限状态对应位移不变，则反应的位移延性系数为：

$$\begin{aligned} \mu &= (17.1 \text{ cm}/1.5)/3.9 \text{ cm} = 2.92 && \text{(中震)} \\ \mu &= (46.6 \text{ cm}/2.0)/3.9 \text{ cm} = 5.97 && \text{(大震)} \end{aligned}$$

由中震和大震分别对应的屈服位移值 (大震时为假定值)，在图 4 中找到对应的屈服谱加速度值，它们可由屈服位移对应的直线 (平行纵轴) 按位移延性系数线性插值得到。统一转化为系统真实屈服位移 3.9 cm 条件下的屈服谱加速度为：

$$\begin{aligned} a_y &= 1.26 \text{ m/s}^2 && \text{(中震要求)} \\ a_y &= 1.40 \text{ m/s}^2 && \text{(大震要求)} \end{aligned}$$

按屈服位移 $y_s=3.9$ cm，屈服谱加速度 $a_y=1.40$ m/s² 重新进行设计。

纵筋 24 25，配筋率 $\rho=1.5\%$ 。屈服位移 $y_s=3.9$ cm，屈服弯矩 $M_y=2648$ kN·m，对应屈服谱加速度 $a_y=1.40$ m/s²。位移设计准则校核如下：

$$\begin{aligned} 3.6 \text{ cm} &< 3.9 \text{ cm}/1.0 = 3.9 \text{ cm} && \text{(小震)} \\ 9.9 \text{ cm} &< 17.1 \text{ cm}/1.5 = 11.4 \text{ cm} && \text{(中震)} \end{aligned}$$

23.3 cm>44.9 cm/2.0=22.5 cm (大震)

尽管大震条件下反应位移 23.3 cm 略大于设计准则要求的 22.5 cm,但未超过 5%,设计方案可以接受。

抗剪强度校核满足(略)。

方案二给出的是一个几乎由不同性能目标共同控制的设计。同时还可以看到尽管屈服弯矩从 2871 kN·m 降至 2648 kN·m,但墩顶屈服位移没有变化。作者还考察了纵筋配筋率在 1%-3%之间变化情况,发现屈服位移总约等于 3.9 cm。

设计方案三:

方案三设计过程与方案二基本一致,都需要 2 步迭代。限于篇幅仅给出最终的设计结果。

圆形截面桥墩直径 D=1000 m,箍筋 φ12@100。轴压比 $\eta_k=0.19$,配箍率 $\rho_s=0.45%>0.4%$ 。纵筋 24 32,配筋率 $\rho_i=2.5%$ 。屈服位移 $y_s=4.5$ cm,屈服弯矩 $M_y=3406$ kN·m,对应屈服谱加速度 $a_y=1.80$ m/s²。桥墩位移反应和位移设计准则校核见下式:

3.5 cm<4.5 cm/1.0=4.5 cm (小震)

9.0 cm<15.9 cm/1.5=10.6 cm (中震)

18.0 cm<38.7 cm/2.0=19.3 cm (大震)

设计抗剪强度 Q=908 kN,而桥墩实际抗剪强度 893 kN,抗剪基本满足要求。

方案三给出的是一个由大震作用下倒塌控制的设计。

4.3 设计方案比较与讨论

将设计方案汇总如表 1 所示,表中还给出了按现行“公路工程抗震设计规范(JTJ004-89)”计算方法设计的桥墩方案四,其中弹性地震反应谱取为图 3,重要性修正系数取为 1.2,综合影响系数取为 0.3,箍筋直接取为 φ12@100。

表 1 设计方案汇总
Table 1 Seismic design of bridge piers

方 案	直径 D (mm)	纵筋	箍筋	反应位移延性系数			设计控制
				小震	中震	大震	
一	1100	24 32 (2%)	φ12@80 (0.51%)	<1	2.5	5.2	小震强度
二	1000	24 25 (1.5%)	φ12@80 (0.56%)	<1	2.5	5.9	共同控制
三	1000	24 32 (2.5%)	φ12@100 (0.45%)	<1	2.0	4.0	大震倒塌
四	1000	24 36 (3.1%)	φ12@100 (0.45%)	<1	1.9	3.8	强度设计

比较前三个基于位移设计方案,发现随着截面配箍率的增加,桥墩延性抗震能力明显增强,而相应的纵筋配筋率降低,这在相同截面条件下(方案二和三比较)则预示着强度需求降低。增加桥墩截面直径(方案二、三和方案一比较)即使桥墩由柔变刚,设

计可能由大震条件下的变形控制变为小震下的强度控制。以上符合我们关于钢筋混凝土桥墩抗震的一般认识。比较基于位移抗震设计和规范的准强度设计,方案三和方案四配箍率相同,但后者纵筋配筋率却比前者提高了 26%,相应强度提高了 12%,而延性反应获得的益处是仅降低了 5%。这也从经济角度说明了基于位移抗震设计的合理性。

作者还完成了其他一些设计算例,发现:(1)修正系数 γ 对设计中的控制因素存在一定影响;(2)初始截面选择和配箍率对设计中的控制因素也存在影响,这在上面的算例也有体现;(3)若仅采用单一性能位移准则利用本文方法进行钢筋混凝土桥墩抗震设计,一些情况下会导致设计仅由最小配筋率的构造要求控制。这是由于本文设计采用的是有效刚度,在屈服位移不变条件下它随着强度降低而降低,这也意味着桥墩周期的延长,而对长周期结构我们知道强度是不起抗震控制作用的。应该强调本文设计方法是作为整体存在的。

5 结 论

本文以钢筋和混凝土的应变幅值定义了钢筋混凝土桥墩不同破损极限状态的量化准则,并通过墩底截面曲率延性系数和墩顶位移延性系数的关系转化为位移的表述形式。给出了与“小震不坏、中震可修和大震不倒”多级性能目标相对应的位移设计准则。在改进能力谱法基础上,采用 A_y-D_y 格式地震需求谱,以屈服位移和位移延性系数为设计参考变量,建议了可以实现多级性能目标的钢筋混凝土桥墩直接基于位移的抗震设计方法。

还需要对建议方法中涉及的修正系数 γ 和超强因子 η 的合理取值、箍筋对桥墩变形能力影响的定量表述等问题作进一步研究。当然结合设计规范和更多的设计实例对本文方法进行考查、完善也是一项重要的工作。

参 考 文 献

[1] Kowalsky M J, Priestley M J N, Macrae G A. Displacement-based design of RC bridge columns in seismic regions[J]. Earthquake Eng. Stru. Dyn., 1995, 24: 1623- 1643

[2] Calvi G M, Kingsley G R. Displacement-based seismic design of multi-degree-of-freedom bridge structures[J]. Earthquake Eng. Stru. Dyn., 1995, 24 : 1247- 1266

[3] Kowalsky M J. A displacement-based approach for the seismic design of continuous concrete bridges [J]. Earthquake Eng. Stru. Dyn., 2002, 31 : 719-747

[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 Eng. Stru. Dyn., 1999, 28: 979- 993

[6] Xue Qiang Chen Cheng-Chung Performance based seismic design of structures: a direct displacement based approach[J]. Engineering Structures, 2003,25 : 1803- 1813

[7] 杨玉民, 胡勃, 袁万城. 基于位移反应谱的连续梁桥抗震设计简化方法 [J]. 同济大学学报, 1999, 27 (2) : 150- 154

[8] 朱晞, 倪永军. 桥梁结构基于位移的抗震设计方法研究进展[J]. 国外桥梁, 2000, (1) : 24- 26

[9] 倪永军, 朱晞. 以地震动衰减关系为基础的设计谱研究 [J]. 地震学报, 2001, 23 (6) : 663- 668

[10] 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[J]. 中国公路学报, 2001, 14 (4) : 42- 46

[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

[12] 黄建文, 朱晞. 近场地震作用下钢筋混凝土桥墩基于位移的抗震设计[J]. 土木工程学报, 2005, 38 (4) : 84- 90

[13] 普瑞斯特雷 M J N, 塞勃勒 F, 等. 桥梁抗震设计与加固 [M]. 袁万城等, 译. 北京: 人民交通出版社, 1997

[14] Aschheim M. Seismic design based on the yield displacement[J]. Earthquake Spectra, 2002, 18 (4) : 581- 600

[15] 戴君武, 张敏政, 黄玉龙. 偏心结构扭转振动研究中几个基本参量的讨论[J]. 地震工程与工程振动, 2002, 22 (6) : 38- 43

[16] Calvi G M. Recent experience and innovative approaches in design and assessment of bridges [C] // 13WCEE. Canada: 2004, Reference NO.5009

[17] 王东升, 翟桐, 郭明珠. 利用 Pushover 方法评价桥梁的抗震安全性[J]. 世界地震工程, 2000, 16 (2) : 47- 51

[18] Rjahn C, Mayes R, Anderson D G, et al. Impact assessment of selected MCEER highway project research on the seismic design of highway structures[R]. University at Buffalo, State University of New York, MCEER Report: 99- 0009

[19] 范立础. 桥梁抗震[M]. 上海: 同济大学出版社, 1997

[20] 王东升, 李宏男, 王国新. 统计意义一致的弹塑性设计位移谱[J]. 大连理工大学学报, 2006, 46 (1) : 87- 92

[21] 王东升, 李宏男, 赵颖华, 等. A_r-D_r 格式地震需求谱及其在结构基于性能抗震设计中的应用 [J]. 建筑结构学报, 2006, 27 (1) : 60- 65

[22] 范立础. 城市桥梁抗震设计规范中若干问题 [J]. 工程力学, 2000, 1 (增刊) : 74- 85

[23] Fajfar P. Equivalent ductility factors taking into account low-cycle fatigue [J]. Earthquake Eng. Stru. Dyn., 1992, 21: 537- 848

[24] 卓卫东, 范立础. 延性桥墩塑性铰区最低约束箍筋用量 [J]. 土木工程学报, 2002, 35 (5) : 47- 51

[25] Tada-aki Tanabe. Comparative performance of seismic design codes for concrete structures[M]. Boulevard(UK) : ELSEVIER SCIENCE Ltd., 2000

[26] 秦权, 王飞. 关于改进我国大跨缆索支承桥抗震设计的建议 (含更正)[J]. 中国铁道科学, 2002, 23 (5) : 73- 81

[27] JTJ004- 89 公路工程抗震设计规范 [S]. 北京: 人民交通出版社, 1990

(上接第 79 页)

算一直是一项工程难题, 特别是对于钢桥面沥青铺装, 深入探究桥面铺装的受力特点与破坏形式可以发现, 纵向向疲劳裂缝是导致桥面铺装寿命不长的重要原因。铺装体系的有限元计算表明, 桥面沥青铺装普遍存在很大的表面弯拉应变与层间剪切应力, 其关键影响因素是桥面板厚度与“肋间距”, 而其受力模式与叠层连续梁相似。本文以简单叠层连续梁分析桥面沥青铺装, 并以铺装表面弯拉应变与铺装底部弯拉应力为桥梁, 将叠层连续梁模型与弹性层状体系相联系, 从而达到桥面沥青铺装的设计系统与沥青路面设计系统的统一。

在示例计算分析中发现, 采用本设计方法分析钢桥面沥青铺装时, 当量土基模量较大, 反映了钢桥面板刚度较小的特点, 计算精度较高, 对计算过程中的数据精度要求相对较低。但在进行水泥混凝土桥面沥青铺装计算分析时, 所得当量土基模量较小, 反映了水泥混凝土桥面板刚度较大的特点, 对计算过程中的数据精度要求相对较高, 建议计算过程数据采用双精度(Double)数据。

由于篇幅的限制, 文中仅列出典型的计算图式与计算结果, 相关修正系数、计算程序的讨论将在其他论文中进行, 本文所给出的计算结果可供桥面沥青铺装研究人员参考。

参 考 文 献

[1] 黄卫, 刘振清. 大跨径钢桥面铺装设计理论与方法研究[J]. 土木工程学报, 2005 (1) : 51- 59

[2] 张起森, 李宇峙, 等. 厦门海沧大桥桥面沥青铺装层直道疲劳试验研究[J]. 中国公路学报, 2001 (1) : 60- 65

[3] 黄晓明, 王捷, 陈仕周. 大跨钢桥桥面铺装结构受力分析 [J]. 土木工程学报, 1999 (1) : 37- 42

[4] 赵锋军. 正交异性钢桥面沥青铺装体系受力与疲劳特性研究[D]. 长沙: 长沙交通学院, 2003

[5] 徐伟. 大跨径混凝土桥梁沥青桥面铺装技术试验研究[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2002

[6] 赵锋军, 李宇峙, 邵腊庚. 正交异性钢桥面沥青铺装受力特征的有限元分析[J]. 公路交通科技, 2004 (2) : 14- 18

[7] 顾兴宇, 邓学钧, 周世忠, 等. 钢桥面系统各项参数敏感性分析[J]. 公路交通科技, 2002 (6) : 69- 71

[8] 钱振东, 黄卫, 茅荃, 等. 南京长江第二大桥钢桥面铺装层受力分析研究 [J]. 公路交通科技, 2001 (12) : 43- 46