

文章编号: 1001-7372(2010)03-0048-10

钢筋混凝土桥墩塑性铰区约束箍筋用量研究

孙治国¹, 王东升¹, 杜修力², 司炳君³, 郭 迅⁴

(1. 大连海事大学 道路与桥梁工程研究所, 辽宁 大连 116026; 2. 北京工业大学 城市与工程安全减灾省部共建教育部重点实验室, 北京 100124; 3. 大连理工大学 海岸和近海工程国家重点实验室, 辽宁 大连 116024; 4. 中国地震局工程力学研究所, 黑龙江 哈尔滨 150080)

摘要: 为了研究钢筋混凝土桥墩的延性配箍要求, 总结了中、美、欧主要桥梁抗震设计规范对延性桥墩塑性铰区最低约束箍筋用量的规定, 结合美国 PEER 柱抗震性能试验数据库、日本 Kawashima 实验室和部分中国的试验数据, 整理了 234 根桥墩的拟静力试验数据; 建立了桥墩极限位移角与位移延性系数、曲率延性系数的对应关系, 讨论了中、美、欧主要桥梁抗震设计规范约束箍筋用量及构造措施对保证桥墩延性的可靠性; 在此基础上分别以 2% 和 3% 极限位移角为延性目标, 通过回归分析建立了具有 85% 保证率的桥墩塑性铰区约束箍筋用量计算公式; 通过一个设计实例将建议公式与各国规范进行了对比。结果表明: 该公式适用于剪跨比在 3~10 范围内的普通及高强混凝土桥墩, 既可保证高轴压下桥墩延性抗震能力, 又可保证低轴压下配箍要求不过于保守。

关键词: 桥梁工程; 钢筋混凝土桥墩; 回归分析; 约束箍筋; 延性; 极限位移角

中图分类号: U442.52 **文献标志码:** A

Research on Amount of Confining Reinforcement in Potential Plastic Hinge Regions of RC Bridge Columns

SUN Zhi-guo¹, WANG Dong-sheng¹, DU Xiu-li², SI Bing-jun³, GUO Xun⁴

(1. Institute of Road and Bridge Engineering, Dalian Maritime University, Dalian 116026, Liaoning, China; 2. Key Laboratory of Urban Security and Disaster Engineering of Ministry of Education, Beijing University of Technology, Beijing 100124, China; 3. State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, Liaoning, China; 4. Institute of Engineering Mechanics, China Earthquake Administration, Harbin 150080, Heilongjiang, China)

Abstract: In order to study the confining reinforcement requirement for ductile RC bridge columns, the code provisions of confining reinforcement in the potential plastic hinge regions of bridge columns in China, USA and Europe were summarized. Then, 234 pseudo-static test data for bridge columns were collected from Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) column database, Kawashima Laboratory and other literatures in China. The relationships between the ultimate drift ratios and displacement ductility factors and curvature ductility factors of the columns were developed. The code provisions for the amount of confining reinforcement in bridge columns in China, USA and Europe were evaluated. Then, calculated equations of amount of confining reinforcement required to achieve a given ultimate drift ratios of 2% and 3% with 85% assurance rate were proposed based on regression analysis. Through a practical example,

收稿日期: 2009-08-22

基金项目: 国家自然科学基金项目(50978042); 地震行业科技专项项目(200808021);

城市与工程安全减灾省部共建教育部重点实验室开放基金项目(EESR2008-02)

作者简介: 孙治国(1980-), 男, 山东德州人, 工学博士研究生, E-mail: szg_1999_1999@163.com.

comparisons of equations in the paper and code at home and abroad were carried out. Results show that the proposed equations can be used for the bridge columns with aspect ratio 3 to 10 and can keep good seismic capacity for the columns under high axial load ratio but is not very conservative for the columns under low axial load ratio.

Key words: bridge engineering; reinforced concrete bridge column; regression analysis; confining reinforcement; ductility; ultimate drift ratio

0 引言

约束箍筋对实现钢筋混凝土桥墩延性抗震能力具有重要作用,各国规范分别从塑性铰区约束箍筋用量和构造措施2个方面对箍筋配置进行了规定。结合试验数据积累及规范改进,学者们对满足钢筋混凝土桥墩(框架柱)延性抗震能力的约束箍筋用量进行了广泛研究。刘庆华等^[1]采用解析方法探讨了箍筋对钢筋混凝土桥墩延性抗震性能的影响,并通过回归分析提出了一个桥墩配箍率同曲率延性的近似关系。熊朝晖等^[2]借助太平洋地震工程研究中心(Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER)柱抗震性能试验数据库(简称PEER柱数据库),对影响框架柱位移角的因素进行了讨论,提出了钢筋混凝土柱位移角以及为满足变形能力要求所需箍筋量的估算方法。卓卫东等^[3]依据25个桥墩(柱)试件的试验结果和非线性回归分析,提出了计算延性桥墩塑性铰区最低约束箍筋用量的计算公式,并为中国新的公路桥梁抗震设计细则(JTG/T B02-01—2008)所采纳。吕西林等^[4]通过理论推导并辅以PEER柱数据库,建立了柱的曲率延性系数与其配箍特征值、轴压比之间的关系,最终给出了框架柱在指定性能目标下基于性能抗震设计方法的基本过程。国外学者Watson等^[5]基于墩柱截面弯矩-曲率关系数值模拟结果的回归分析,提出了联系墩柱曲率延性与约束箍筋用量的计算公式,并成为新西兰规范NZS 3101: Part1-1995^[6]的修订依据。Sheikh等^[7]在总结前人试验结果的基础上,评价了ACI规范的约束箍筋用量对保证混凝土柱延性的可靠性,给出了一个联系柱位移延性能力和约束箍筋用量的设计方法。Saatcioglu等^[8]基于框架柱的拟静力试验数据和Pushover分析的结果,给出了一个联系钢筋混凝土柱极限位移角和约束箍筋用量的表达式,并以2.5%的极限位移角为延性目标,给出了约束箍筋用量的设计建议。Brachmann等^[9]基于PEER柱数据库讨论了箍筋用量和轴压比对矩形截面框架柱变形能力的影响,并在此基础上给出了框

架柱位移目标和轴压比、约束箍筋用量的表达关系,最后针对不同地震危险性给出了框架柱约束箍筋用量的设计方法。Paultre等^[10]也基于对墩柱弯矩-曲率关系的数值模拟分析,并结合试验结果验证,提出了墩柱塑性铰区约束箍筋用量的计算公式,并为加拿大规范CSA A23.3-04^[11]所采用。

针对钢筋及混凝土材料高强化的发展趋势,张国军等^[12]根据收集的108根高强混凝土框架柱的拟静力试验结果,通过回归分析建立了柱配箍特征值与轴压比和极限位移角之间的关系,最终给出了高强混凝土框架柱箍筋加密区的最小配箍特征值;Li等^[13]总结了影响高强混凝土柱延性抗震能力的主要因素,通过对其弯矩-曲率关系的模拟分析,并借助新西兰规范,建议了满足高强混凝土柱不同曲率延性水平的塑性铰区约束箍筋用量设计公式。

本文中笔者总结了各国主要桥梁抗震设计规范对桥墩塑性铰区抗震设计的配箍要求,在考虑轴力-位移($P-\Delta$)效应的基础上,结合PEER柱数据库、日本Kawashima实验室和部分中国试验数据,共整理了234根钢筋混凝土桥墩的拟静力试验数据,涵盖了较大轴压范围下的普通及高强钢筋混凝土桥墩试验数据,并基于试验结果对现有规范的适用性进行了评述,通过回归分析建立了适用于普通及高强钢筋混凝土桥墩塑性铰区约束箍筋用量的统一计算公式。

1 各国规范中桥墩塑性铰区最低约束箍筋用量

为充分保证钢筋混凝土桥墩的延性抗震性能,各国规范中分别从构造措施和配箍量2个方面对桥墩塑性铰区配箍进行规定。其中,配箍构造措施主要包括塑性铰区(箍筋加密区)长度、塑性铰内最大箍筋间距等;而配箍量则是为保证桥墩延性抗震能力而规定的最低约束箍筋用量。

各国规范中对塑性铰区约束箍筋间距主要规定如表1所示。

各国规范中对桥墩塑性铰区最低约束箍筋用量的规定为:

表1 各国规范对延性桥墩塑性铰区箍筋间距的规定

Tab. 1 Code Provisions at Home and Abroad of Reinforcement Spaces for Plastic Hinge Region of Ductile RC Bridge Columns

规范名称	最大箍筋间距
AASHTO	min(截面最小边长的 1/4, 100 mm)
ACI 318-08	min(截面最小边长的 1/4, $6d_b, S_0$)
Caltrans	min(截面最小边长的 1/5, $6d_b, 220$ mm)
Eurocode 8-1998	矩形截面: min($6d_b$, 最小核心长度的 1/5) 圆形截面: min($6d_b$, 截面核心直径的 1/5)
JTG/T B02-01-2008	min(100 mm, $6d_b$, 弯曲方向截面宽度的 1/4)

注: $S_0 = 100$ mm + $\frac{350 \text{ mm} - h_x}{3}$, 且 $100 \text{ mm} \leq S_0 \leq 150$ mm, h_x

为箍筋肢距; d_b 为纵筋直径。

(1) AASHTO LFRD 2005 及 AASHTO 1996 规范^[14-15]

AASHTO LFRD 2005与 AASHTO 1996 规范中对桥墩塑性铰区约束箍筋用量要求相同, 对于圆形截面桥墩, 取下列公式中的大值

$$\rho_s \geq 0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}, \rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (1)$$

式中: ρ_s 为配箍率; A_g 为桥墩截面面积; A_c 为从箍筋外缘计算的桥墩核心面积; f'_c 为混凝土抗压强度; f_{yt} 为箍筋屈服强度。

对于矩形截面桥墩, 取下列公式中的大值

$$A_{sh} = 0.30sh_c \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right), A_{sh} = 0.12sh_c \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (2)$$

式中: s 为箍筋间距; A_{sh} 为 s 范围内计算截面上的箍筋面积; h_c 为最外侧箍筋之间的距离。

(2) ACI 318-08 规范^[16]

对于圆形截面柱, 取下列公式中的大值

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}, \rho_s = 0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (3)$$

对于矩形截面柱, 取下列公式中的大值

$$A_{sh} = 0.3sh_c \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right), A_{sh} = 0.09sh_c \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (4)$$

(3) Caltrans 规范^[17-18]

对于圆形截面配箍, 当桥墩的直径小于 914 mm 时

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(0.5 + \frac{1.25P}{f_c A_g} \right) \quad (5)$$

当桥墩的直径大于 914 mm 时

$$\rho_s = 0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(0.5 + \frac{1.25P}{f_c A_g} \right) \quad (6)$$

对于矩形截面桥墩, 取下列公式中的大值

$$A_{sh} = 0.30sh_c \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \left(0.5 + \frac{1.25P}{f_c A_g} \right),$$

$$A_{sh} = 0.12sh_c \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(0.5 + \frac{1.25P}{f_c A_g} \right) \quad (7)$$

式中: P 为轴力。

(4) Eurocode 8-1998 规范^[19]

对于矩形截面桥墩

$$\omega_{wd,r} \geq 1.74 \frac{A_g}{A_c} (0.009u_c + 0.17) \eta_k - 0.07 \geq \omega_{w,\min} \quad (8)$$

对于圆形截面桥墩

$$\omega_{wd,c} = 1.40\omega_{wd,r} \quad (9)$$

$$\omega_{wd} = \rho_s f_{yt} / f'_c \quad (10)$$

式中: $\omega_{wd,r}$ 、 $\omega_{wd,c}$ 、 ω_{wd} 均为力学含箍率。

对于矩形截面桥墩

$$\rho_s = A_{sh} / (sh_c) \quad (11)$$

对于圆形截面桥墩

$$\rho_s = 4A_{sp} / (D_{sp}s) \quad (12)$$

式中: D_{sp} 为箍筋约束截面的直径; A_{sp} 为单根箍筋的截面积; η_k 为轴压比; u_c 为曲率延性系数, 对于延性桥墩, $u_c \geq 13$, 对延性桥墩, $\omega_{w,\min} \geq 0.12$ 。

(5) JTG/T B02-01-2008 规范^[20]

对于圆形截面箍筋

$$\rho_v = [0.14\eta_k + 5.84(\eta_k - 0.1)(\rho_t - 0.01) + 0.028] \frac{f'_c}{f_{yt}} \geq 0.004 \quad (13)$$

对于矩形截面箍筋

$$\rho_s = [0.1\eta_k + 4.17(\eta_k - 0.1)(\rho_t - 0.01) + 0.02] \frac{f'_c}{f_{yt}} \geq 0.004 \quad (14)$$

式中: ρ_t 为纵筋配筋率; $\rho_v = 4A_{sp} / (sD)$ 为圆形截面螺旋箍筋或圆形箍筋的体积配箍率, D 为圆形截面桥墩的直径; ρ_s 为矩形箍筋计算方向的最低含箍率, $\rho_s = A_{sh} / (sb)$, b 为垂直计算方向的构件截面尺寸。

2 桥墩抗震拟静力试验数据及处理

试验数据来自 PEER 柱数据库、日本 Kawashima 桥梁抗震实验室及部分中国学者的研究工作, 共包括 234 根试件, 其中矩形截面 171 根、圆形截面 63 根, 矩形截面桥墩(柱)试件包括了中国学者的 52 个试验数据。而中国目前进行的圆形截面桥墩拟静力试验数据较少, 仅包含司炳君等^[21]得到的 3 个试验数据。

选择的试件均发生弯曲破坏, 其混凝土抗压强度 f'_c 在 18.1 ~ 118 MPa 之间, 箍筋屈服强度 f_{yt} 为 207 ~ 1 424 MPa, 纵筋配筋率 ρ_t 为 0.75% ~ 6.03%, 纵筋屈服强度 f_y 为 294 ~ 586 MPa, 轴压比

η_k 为 0 ~ 0.698, 剪跨比 λ 为 1.99 ~ 11. 可以看出, 选择的桥墩拟静力试验参数具有较大范围, 可涵盖普通及高强混凝土和普通及高强度箍筋, 同时轴压范围较大。

PEER 柱数据库中提供的桥墩滞回曲线中的侧向荷载包含了不同加载模式的影响, 如试验过程中直接记录的侧向荷载 F_{Rep} 、柱底弯矩 M_{base} 与柱高 L 的比值 F_{eff} 等。由于试验加载方式各不相同, 试验过程中轴力会对采集的侧向荷载产生影响, 称之为轴力的 $P-\Delta$ 效应。

如图 1 所示, 加载方式 1 中的试验装置在试验过程中可保证轴力始终垂直向下, 称之为标准加载方式; 加载方式 2 中, 轴力是靠锚固于底部的高强拉杆受拉而施加于柱顶, 轴力始终垂直于柱顶截面, 由于轴力的水平分量, 这种装置使得试验采集的荷载 F_{Rep} 增大; 加载方式 3 中由于施加轴力的压杆随柱发生偏移而使得采集的侧向荷载减少。

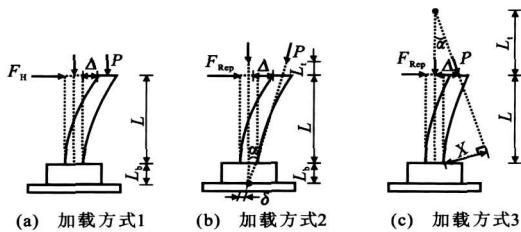


图 1 $P-\Delta$ 效应的修正

Fig. 1 $P-\Delta$ Effect Correction

在高轴压或柱侧移较大的情况下, 是否考虑轴力的 $P-\Delta$ 效应对滞回曲线有较大影响。为便于比较, 首先将 PEER 柱数据库中代表不同含义的桥墩滞回曲线统一转化为图 1 中的标准格式, 其他加载方式下的侧向荷载与本文中定义的标准荷载的转化关系为:

加载方式 2

$$M_{base} = F_{Rep} L + P \delta = F_H L + P' \Delta \quad (15)$$

$$\delta = L_b \sin \alpha \quad (16)$$

$$F_H = F_{Rep} - P \sin \alpha \quad (17)$$

$$P' = P \cos \alpha \quad (18)$$

式中: δ 为加载方式 2 中荷载作用线与墩底中心的垂直距离; F_H 为标准加载方式对应的侧向力; P' 为轴力的垂直分量; L_b 为墩台高度; α 为侧向力与桥墩轴线的夹角; L 为桥墩高度。

一般情况下, 由于 α 较小, 可按 $P' = P, \sin \alpha = \tan \alpha$ 处理, 将式(15)等号两边同时除以 L , 则有

$$F_{eff} = \frac{M_{base}}{L} = F_{Rep} + \frac{P \delta}{L} = F_H + \frac{P \Delta}{L} \quad (19)$$

$$\delta = L_b \sin \alpha \approx L_b \tan \alpha = L_b \frac{\Delta(L+L_t)/L}{L+L_t+L_b} \quad (20)$$

式中: L_t 为轴力施加点与墩顶的垂直距离。

加载方式 3

$$M_{base} = F_{Rep} L + P X = F_H L + P' \Delta \quad (21)$$

$$X = (L + L_t) \sin \alpha \approx (L + L_t) \tan \alpha = (L + L_t) \frac{\Delta}{L_t} \quad (22)$$

$$F_H = F_{Rep} + \frac{P \Delta}{L_t} \quad (23)$$

式中: X 为加载方式 3 中荷载作用线与墩底中心的垂直距离。

根据统一后的桥墩滞回曲线计算其位移延性系数 u_Δ 、极限位移角 R_u 。其中, 极限位移角 R_u 为桥墩极限位移与其高度的比值, 各桥墩试件屈服位移 Δ_y 、极限位移 Δ_u 及位移延性系数 u_Δ 的定义可由图 2 得到, 即: $\Delta_y = \frac{\Delta_y^+ + \Delta_y^-}{2}$, $\Delta_u = \frac{\Delta_u^+ + \Delta_u^-}{2}$, $u_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$ 。另外, 由于无法得到完整的滞回曲线, 中国的试件相关参数采用试验者提供值。

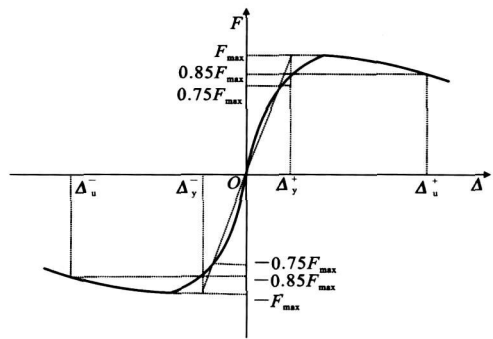


图 2 桥墩极限位移及位移延性系数的计算参数

Fig. 2 Calculated Parameters of Ultimate Displacement and Displacement Ductility Parameters for RC Bridge Columns

3 桥墩延性指标的选择

3.1 桥墩极限位移角与位移延性系数的关系

根据定义, 桥墩极限位移角 R_u 和位移延性系数 u_Δ 满足^[22-23]

$$R_u = \frac{\Delta_u}{L} \times 100\% \quad (24)$$

$$\Delta_u = u_\Delta \Delta_y \quad (25)$$

对于独柱式桥墩

$$\Delta_y = \varphi_y L^2 / 3 \quad (26)$$

式中: φ_y 为桥墩屈服曲率。

根据 Priestley 等^[24] 的研究, 对于矩形截面桥墩

$$\varphi_y = 2.14 \epsilon_y / h \quad (27)$$

对于圆形截面桥墩

$$\varphi_y = 2.45\epsilon_y / D \quad (28)$$

式中: h 为矩形截面桥墩的截面高度; ϵ_y 为纵筋屈服应变。

由上述公式经简单推导可得:

矩形截面桥墩

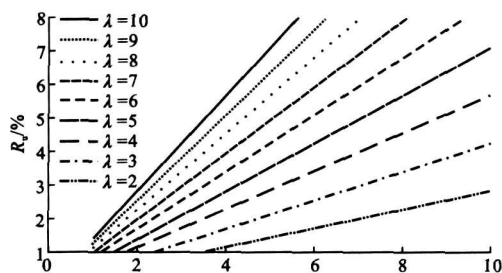
$$R_u = \frac{2.14u_{\Delta}\epsilon_y L}{3h} \times 100\% = 0.71u_{\Delta}\epsilon_y \lambda \times 100\% \quad (29)$$

圆形截面桥墩

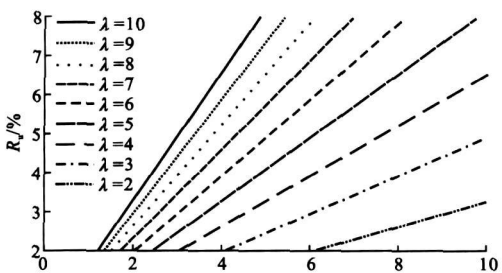
$$R_u = \frac{2.45u_{\Delta}\epsilon_y L}{3D} \times 100\% = 0.82u_{\Delta}\epsilon_y \lambda \times 100\% \quad (30)$$

式中: λ 为桥墩剪跨比。

假定桥墩纵筋屈服强度为 400 MPa, 则其屈服应变 ϵ_y 约为 2.0×10^{-3} 。可由式(29)、(30)建立其极限位移角 R_u 与位移延性系数 u_{Δ} 的关系, 如图 3 所示。



(a) 矩形截面桥墩



(b) 圆形截面桥墩

图 3 极限位移角与位移延性系数的关系

Fig. 3 Relations Between Ultimate Drift Ratios and Displacement Ductility Factors

由图 3 可以看出, 同一位移延性系数对应的极限位移角或同一极限位移角对应的位移延性系数都在很大范围内变化, 且很大程度依赖于剪跨比 λ (桥墩高度)。补充一点, 目前研究认为, 桥墩高度对位移延性系数有很大影响, 对于剪跨比 $\lambda=3$ 的低墩, 位移延性系数可达 6 以上, 对于剪跨比 λ 超过 10 以上的高墩, 位移延性系数 3 已接近其上限。表 2 中给出了依式(29)、(30)计算的桥墩极限位移角与其剪跨比、位移延性系数的对应关系。

表 2 桥墩极限位移角与位移延性系数的对应关系

Tab. 2 Relations Between Ultimate Drift Ratios and Displacement Ductility Factors of Bridge Columns

剪跨比 λ	位移延性系数 u_{Δ}	极限位移角 $R_u / \%$	
		矩形截面桥墩	圆形截面桥墩
3	6	2.56	2.95
10	3	4.26	4.92

3.2 桥墩极限位移角与曲率延性系数的关系

根据简化塑性铰模型, 独柱式桥墩位移与曲率的关系为

$$\Delta_u = \Delta_y + (\varphi_{\max} - \varphi_y) L_p (L - 0.5L_p) \quad (31)$$

式中: φ_{\max} 为桥墩极限曲率; L_p 为桥墩等效塑性铰的长度。

再考虑式(24)、(26)及曲率延性系数 u_{φ} 的定义, 则有

$$R_u = \varphi_y \left[\frac{L}{3} + (u_{\varphi} - 1)L_p \left(1 - \frac{L_p}{2L}\right) \right] \times 100\% \quad (32)$$

桥墩等效塑性铰长度近似取为 0.5 倍截面高度 h , 即对于矩形截面桥墩

$$L_p = 0.5h \quad (33)$$

对于圆形截面桥墩

$$L_p = 0.5D \quad (34)$$

将式(27)、(28)代入式(32), 经简单整理得:

矩形截面桥墩

$$R_u = \left[\frac{2.14\epsilon_y \lambda}{3} + \frac{2.14\epsilon_y}{2} (u_{\varphi} - 1) \left(1 - \frac{1}{4\lambda}\right) \right] \times 100\% \quad (35)$$

圆形截面桥墩

$$R_u = \left[\frac{2.45\epsilon_y \lambda}{3} + \frac{2.45\epsilon_y}{2} (u_{\varphi} - 1) \left(1 - \frac{1}{4\lambda}\right) \right] \times 100\% \quad (36)$$

同样取 $\epsilon_y = 2.0 \times 10^{-3}$, 计算桥墩极限位移角 R_u 与其曲率延性系数 u_{φ} 的关系, 如图 4 所示。

由图 4 可以看出, 尽管仍受剪跨比 λ 的影响, 但相比于位移延性系数, 桥墩极限位移角与曲率延性系数有很好的对应关系。Eurocode 8-1998 规范和美国 Caltrans 规范定义延性桥墩曲率延性系数应达到 13, 新西兰规范取为 20, 本文中暂取 15 作为延性桥墩的曲率延性系数, 则计算得到的桥墩极限位移角与其剪跨比、曲率延性系数的对应关系见表 3。

综上所述, 桥墩极限位移角具有定义简单且可直接试验量测的优点, 与描述塑性铰区延性特征的曲率延性系数有较好的对应关系, 因此本文中

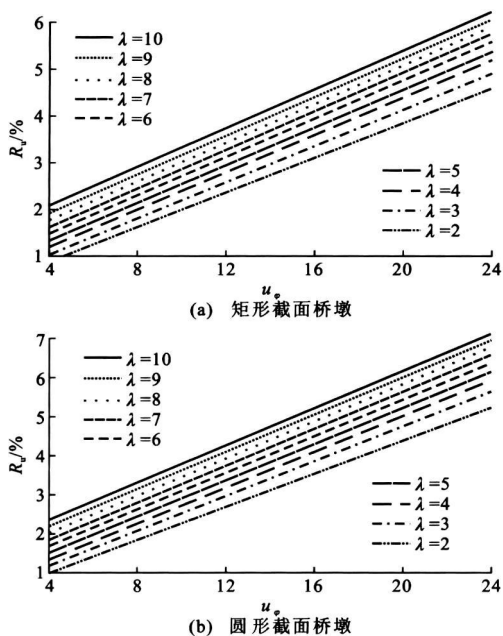


图4 极限位移角与曲率延性系数的关系

Fig. 4 Relations Between Ultimate Drift Ratios and Curvature Ductility Factors

表3 桥墩极限位移角与曲率延性系数的对应关系

Tab. 3 Relations Between Ultimate Drift Ratios and Curvature Ductility Factors of Bridge Columns

剪跨比 λ	曲率延性系数 u_φ	极限位移角 $R_u / \%$	
		矩形截面桥墩	圆形截面桥墩
3	15	3.17	3.63
10	15	4.35	4.98

极限位移角作为桥墩延性衡量指标。这种选择对发展基于位移的抗震设计也有益处,如 Kowalsky^[25]、Calvi 等^[26]都曾对以极限位移角作为桥墩抗震实现目标的设计方法进行了讨论,并在算例中给出具体说明。

4 抗震规范最低约束箍筋用量评价

为评价各国桥梁抗震设计规范的最低约束箍筋用量对保证钢筋混凝土桥墩延性的适用性,将本文中收集到的各个桥墩试件的配箍与 AASHTO、ACI 318-08、Caltrans、Eurocode 8-1998 及 JTG/T B02-01—2008 规范要求(均包括构造措施和最低约束箍筋用量)的比值以及试件的极限位移角进行对比,如图 5 所示。试件按矩形、圆形截面进行区分,为考虑轴压因素对桥墩延性的影响,将试件按 $0 \leq \eta_k \leq 0.2$ 、 $0.2 < \eta_k \leq 0.4$ 、 $\eta_k > 0.4$ 进行区分。

以极限位移角 3.0% 作为桥墩延性能力标准,

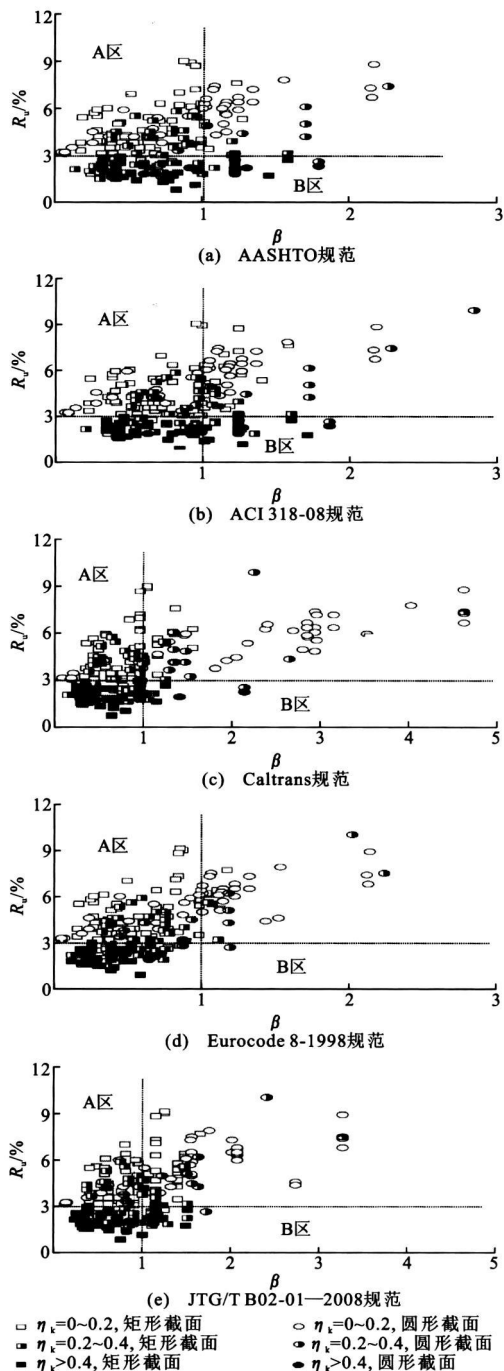


图5 各规范对保证桥墩延性的适用性评价

Fig. 5 Applicability Evaluations of Code Provisions for Ductilities of RC Bridge Columns

同时将桥墩实际配箍与各规范的配箍比值定义为 β ,并以 $\beta=1$ 为限,可以将图 5 中的试件划分为 4 个分区,A 区中,配箍不满足规范要求而极限位移角大于 3.0%,表示规范的保守性,而 B 区中配箍满足规范要求而极限位移角小于 3.0%,表示规范的偏危险性。

总体来看,各国规范位于 B 区的数据不多,特

别是在轴压低于 0.2 时,即各国规范对保证低轴压桥墩的延性具有较高的可靠性。中国 JTG/T B02-01-2008、美国 AASHTO、ACI 318-08 和 Caltrans 规范在当轴压比大于 0.2 时,均有一定的数据位于 B 区,表明对较高轴压桥墩偏于危险,而 Eurocode 8-1998 规范最为安全。

5 塑性铰区约束箍筋用量计算公式

5.1 桥墩极限位移角回归分析

以矩形截面桥墩为分析对象,分析过程中将轴压比小于 0.1 的试件剔除,并借助新西兰规范 NZS 3101:Part1-1995 格式,列出以下回归公式,建立了桥墩极限位移角回归公式

$$R_u = A\xi + B \quad (37)$$

$$\xi = \frac{A_{sh} f_{yt}}{sh_c f_c (1.3 - \rho_1 m)} \eta_k \frac{A_c}{A_g} \quad (38)$$

式中: $m = \frac{f_y}{0.85 f_c}$; A 、 B 为回归系数。

经回归分析,得到统一的分析公式(图 6)

$$R_u = 6.3 \frac{A_{sh} f_{yt}}{sh_c f_c (1.3 - \rho_1 m)} \eta_k \frac{A_c}{A_g} + 1.44, \quad (39)$$

$$R = 0.78$$

式中: R 为相关系数。

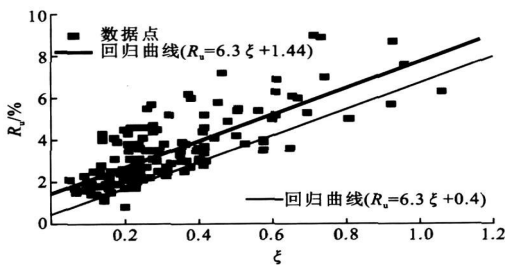


图 6 桥墩极限位移角的回归

Fig. 6 Regression of Ultimate Drift Ratios for RC Bridge Columns

同时,可得到与该直线平行的具有 85% 保证率的桥墩极限位移角计算公式

$$R_u = 6.3 \frac{A_{sh} f_{yt}}{sh_c f_c} [1 / (1.3 - \rho_1 m) \eta_k] \frac{A_c}{A_g} + 0.4 \quad (40)$$

笔者曾以 $f_c = 40$ MPa, $f_{yt} = 400$ MPa 作为普通箍筋约束普通强度混凝土桥墩和高强箍筋约束高强混凝土桥墩的划分标准,将本文中的 171 个矩形截面桥墩试件分为 100 个普通箍筋约束普通强度混凝土桥墩和 71 个高强箍筋约束高强混凝土桥墩;并

分别进行回归分析,结果发现得到的回归公式与式(39)基本一致,说明式(39)、(40)可适用于普通箍筋约束普通强度混凝土桥墩及高强箍筋约束高强混凝土桥墩。从式(39)的格式分析,其原因在于回归公式涉及的纵筋屈服强度、箍筋屈服强度、混凝土抗压强度、轴压比等参数都是以比值形式出现的。

5.2 桥墩塑性铰区约束箍筋用量

各国大部分抗震设计规范对钢筋混凝土框架柱的极限位移角限值取在 2%~2.5% 之间,而极限位移角达 4% 以上的钢筋混凝土柱可认为具有非常好的延性^[27]。文献[9]中将中等地震活动性地区钢筋混凝土柱的极限位移角定义为 1.5%,而在较高地震活动性地区则取为 2.5%。考虑桥梁结构特点,本文中基于式(40)计算不同极限位移角下钢筋混凝土桥墩塑性铰区的配箍要求,桥墩极限位移角分别按 2% 和 3% 两种方案考虑,以供不同地震危险水平地区参考使用,对于圆形截面桥墩,直接按 1.4 倍截面系数考虑;桥墩最低含箍率仍按 JTG/T B02-01-2008 规范要求,取为 0.004。

以 2% 极限位移角作为桥墩延性抗震设计目标时,矩形截面桥墩塑性铰区最低约束箍筋用量为

$$\frac{A_{sh}}{sh_c} = \frac{1}{3.94} \frac{f_c}{f_{yt}} (1.3 - \rho_1 m) \eta_k \frac{A_g}{A_c} \geq 0.004 \quad (41)$$

对于圆形截面桥墩

$$\rho_s = \frac{1}{2.81} \frac{f_c}{f_{yt}} (1.3 - \rho_1 m) \eta_k \frac{A_g}{A_c} \geq 0.004 \quad (42)$$

以 3% 极限位移角作为桥墩延性抗震设计目标时,矩形截面桥墩塑性铰区最低约束箍筋用量

$$\frac{A_{sh}}{sh_c} = \frac{1}{2.42} \frac{f_c}{f_{yt}} (1.3 - \rho_1 m) \eta_k \frac{A_g}{A_c} \geq 0.004 \quad (43)$$

对于圆形截面桥墩

$$\rho_s = \frac{1}{1.73} \frac{f_c}{f_{yt}} (1.3 - \rho_1 m) \eta_k \frac{A_g}{A_c} \geq 0.004 \quad (44)$$

式(41)~(44)都是基于矩形截面桥墩的试验结果统计得到的,为验证建议公式对保证不同截面形式钢筋混凝土桥墩延性的可靠性,以本文中收集的共 171 根矩形截面桥墩、63 个圆形截面桥墩进行验证,如图 7 所示。可以看出,所有试验数据几乎均未在 B 区出现,即建议公式对于桥墩不同极限位移角设计目标实现具有足够保证。

5.3 公式适用范围及与位移延性系数的对比

根据回归时采用的数据范围,对本文建议的桥墩塑性铰区约束箍筋用量计算公式的适用范围作如下限制:混凝土抗压强度 f_c 为 20~100 MPa,箍筋屈服强度 f_{yt} 为 250~1 000 MPa,纵筋配筋率 ρ 为

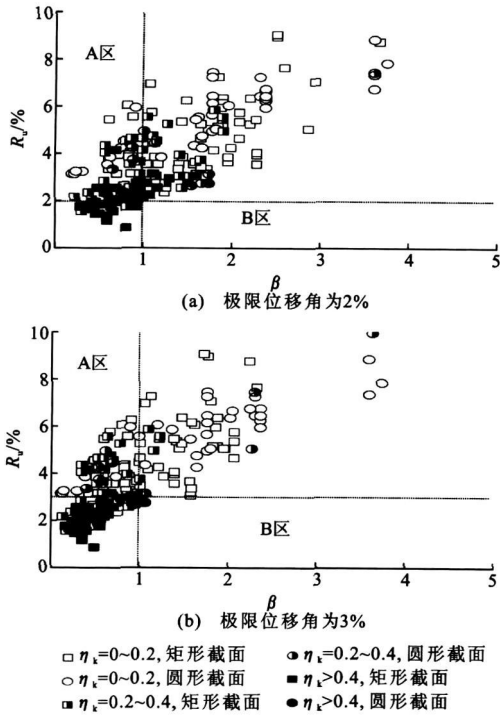


图 7 对设计公式计算结果的验证

Fig. 7 Verifications of Calculated Results of Design Equations

1.0%~5.0%, 纵筋屈服强度 f_y 为 300~600 MPa, 轴压比 η_k 为 0~0.5, 剪跨比 λ 为 3.0~10.0。

本文建议公式是根据桥墩极限位移角得出的, 为考虑与位移延性系数的对应关系, 将桥墩配箍与建议公式计算配箍的比值 β 和位移延性系数进行了对比, 如图 8 所示。由图 8 可以看出, 当桥墩塑性铰区配箍满足 2% 极限位移角设计式(41)、(42)时, 除个别轴压较大的试件外, 其余桥墩的位移延性系数基本大于 3; 当桥墩塑性铰区配箍满足 3% 极限位移角设计公式(43)、(44)时, 仅有一个桥墩试件的位移延性系数小于 3。进一步考察配箍满足式(41)~(44)而位移延性系数在 3~5 之间的桥墩试件, 发现这部分试件主要由剪跨比 λ 在 10 左右的中、高墩组成。由此说明, 建议公式虽由极限位移角回归得出, 但兼顾了桥墩对位移延性系数的抗震需求。

6 算例分析

以图 9 所示的桥墩为例, 其纵筋屈服强度为 400 MPa, 箍筋屈服强度为 350 MPa, $A_g/A_c=1.2$, 纵筋配筋率为 2.5%。

分别按照建议公式式(43)、AASHTO 规范、ACI 318-08 规范、Caltrans 规范、Eurocode 8-1998 规范及 JTG/T B02-01-2008 规范进行配箍设计,

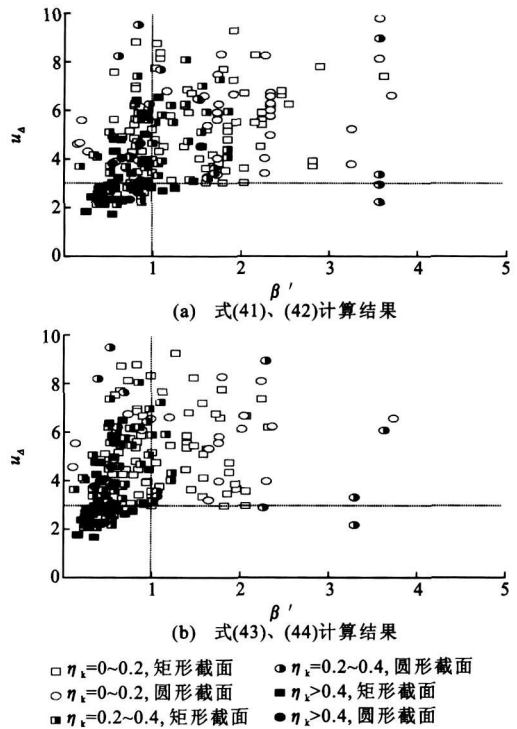


图 8 β' 与位移延性系数的对应关系

Fig. 8 Relations Between β' and Displacement Ductility Factors

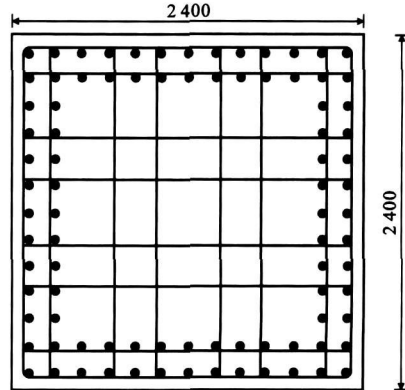
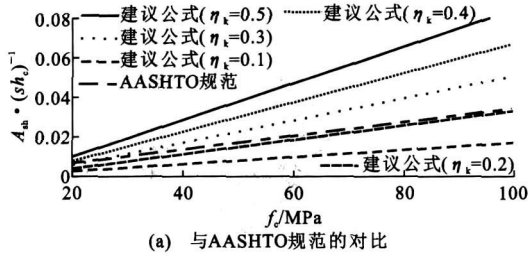


图 9 钢筋混凝土桥墩截面尺寸及配筋(单位:mm)

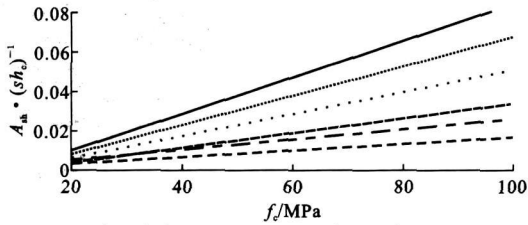
Fig. 9 Dimension and Bar Arrangement for RC Bridge Column Section (Unit:mm)

计算得出的桥墩配箍率 $A_{sh}/(Sh_c)$ 与混凝土强度、轴压比的关系如图 10 所示。

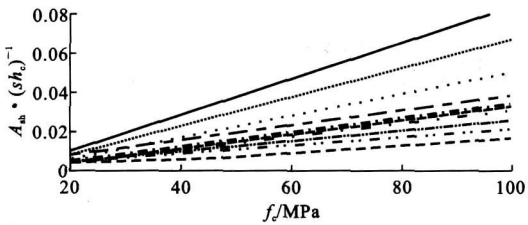
可以看出, 在轴压比小于 0.1 的情况下, 除按中国 JTG/T B02-01-2008 规范计算的约束箍筋用量低于建议公式外, 其余规范均高于建议公式的配箍要求。在轴压比小于 0.2 的情况下, 由式(43)求得的箍筋用量仍低于 AASHTO 规范和 Eurocode 8-1998 规范要求。在轴压比大于 0.3 后, 由式(43)求得的约束箍筋用量开始迅速增加, 并大于国外规范要求。考虑到多数桥墩轴压比在 0.3 以下, 笔者认



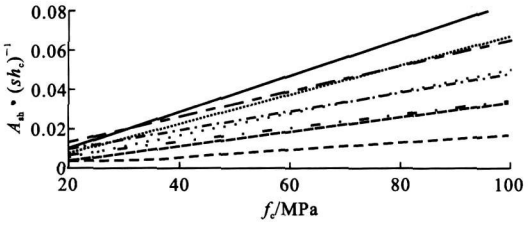
(a) 与AASHTO规范的对比



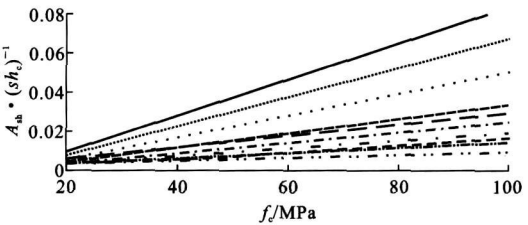
(b) 与ACI 318-08规范的对比



(c) 与Caltrans规范的对比



(d) 与Eurocode 8-1998规范的对比



(e) 与JTG/T B02-01—2008规范的对比

图 10 建议公式与各规范计算结果的对比

Fig. 10 Comparisons of Calculated Results by Proposed Equations and Various Codes

为在大地震危险地区,式(43)可用且与国外规范桥墩配箍水平相当。

7 结语

(1)在收集整理各国大量桥墩抗震拟静力试验数据基础上,基于回归分析方法建立了与墩顶极限位移角相关的桥墩塑性铰区约束箍筋用量计算公式,该公式兼顾了对位移延性系数的抗震需求,适用于剪跨比在 3~10 范围内的普通及高强混凝土桥墩。通过 1 个桥墩的设计实例将建议公式与各国桥梁抗震规范进行了比较,表明建议公式既能保证高强混凝土桥墩在高轴压下的延性抗震能力,对低轴压下配箍要求又不过于保守。同时在大地震危险区,以 3% 极限位移角建立的桥墩塑性铰区约束箍筋用量计算公式与国外规范要求的配箍率相当。

(2)研究结果对于发展桥墩基于性能(位移)的抗震设计也具有较高价值,如以满足 2% 极限位移角规定桥墩塑性铰区约束箍筋的最低用量,再以桥墩设计(目标)位移具体计算配箍以保证其抗震能力的实现。

(3)在混凝土强度较高及高轴压比情况下,根据建议公式计算得到的满足桥墩延性能力需要的配箍较多,可能会造成箍筋配置太密以致施工困难,配置高强度箍筋则可有效解决这一问题。

参考文献:

References:

[1] 刘庆华, 范立础. 钢筋混凝土桥墩的延性分析[J] . 同济大学学报: 自然科学版, 1998, 26(3): 245-249.
LIU Qing-hua, FAN Li-chu. Theoretical Research on the Ductility of Reinforced Concrete Bridge Piers[J] . Journal of Tongji University: Natural Science, 1998, 26(3): 245-249.

[2] 熊朝晖, 潘德恩. 钢筋混凝土框架柱侧向变形能力的研究[J] . 地震工程与工程振动, 2001, 21(2): 103-108.
XIONG Zhao-hui, PAN De-en. Study on Lateral Deformability of Reinforced Concrete Frame Columns [J] . Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2001, 21(2): 103-108.

[3] 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.
ZHUO Weidong, FAN Li-chu. Minimum Quantity of Confining Lateral Reinforcement in the Potential Plastic Hinge Regions of Ductile Bridge Piers[J] . China Civil Engineering Journal, 2002, 35(5): 47-51.

- [4] 吕西林,周定松,蒋欢军. 钢筋混凝土框架柱的变形能力及基于性能的抗震设计方法[J]. 地震工程与工程振动, 2005, 25(6): 53-61.
LU Xi-lin, ZHOU Ding-song, JIANG Huan-jun. Deformation Capacity and Performance-based Seismic Design Method for RC Frame Columns[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2005, 25(6): 53-61.
- [5] WATSON S, ZAHN F A, PARK R. Confining Reinforcement for Concrete Columns[J]. Journal of Structural Engineering, 1994, 120(6): 1798-1824.
- [6] NZS 3101: Part 1-1995, Code of Practice for the Design of Concrete Structures[S].
- [7] SHEIKH S A, KHOURY S S. A Performance-based Approach for the Design of Confining Steel in Tied Columns[J]. ACI Structural Journal, 1997, 94(4): 421-431.
- [8] SAATCIOGLU M, RAZVI S R. Displacement-based Design of Reinforced Concrete Columns for Confinement[J]. ACI Structural Journal, 2002, 99(1): 3-11.
- [9] BRACHMANN I, BROWNING J, MATAMOROS A. Drift-dependent Confinement Requirements for Reinforced Concrete Columns Under Cyclic Loading[J]. ACI Structural Journal, 2004, 101(5): 669-677.
- [10] PAULTRE P, LEGERON F. Confinement Reinforcement Design for Reinforced Concrete Columns[J]. Journal of Structural Engineering, 2008, 134(5): 738-749.
- [11] CSA A 23. 3-04, Design of Concrete Structures[S].
- [12] 张国军,吕西林,刘建新. 高强约束混凝土框架柱基于位移的抗震设计[J]. 同济大学学报: 自然科学版, 2007, 35(2): 143-148.
ZHANG Guo-jun, LU Xi-lin, LIU Jian-xin. Displacement-based Seismic Design of High-strength Concrete Frame Columns with Confinement[J]. Journal of Tongji University: Natural Science, 2007, 35(2): 143-148.
- [13] LI B, PARK R. Confining Reinforcement for High-strength Concrete Columns[J]. ACI Structural Journal, 2004, 101(3): 314-324.
- [14] AASHTO LRFD 2005, Bridge Design Specifications[S].
- [15] AASHTO 1996, Standard Specifications for Highway Bridges[S].
- [16] ACI 318-08, Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary[S].
- [17] Caltrans-2003, Bridge Design Specifications[S].
- [18] Caltrans-2006, Seismic Design Criteria, Version 1.4[S].
- [19] Eurocode 8-1998 Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures—Part 2: Bridges[S].
- [20] JTG/T B02-01—2008, 公路桥梁抗震设计细则[S].
JTG/T B02-01—2008, Guidelines for Seismic Design of Highway Bridges[S].
- [21] 司炳君,李宏男,王东升,等. 基于位移设计的钢筋混凝土桥墩抗震性能试验研究(I): 拟静力试验[J]. 地震工程与工程振动, 2008, 28(1): 123-129.
SI Bing-jun, LI Hong-nan, WANG Dong-sheng, et al. Experimental Evaluation of the Seismic Performance of Reinforced Concrete Bridge Piers Designed on the Basis of Displacement (I): Quasi-static Test[J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2008, 28(1): 123-129.
- [22] 宋一凡,王玉萍. 计入弹性基础效应的钢筋混凝土桥梁结构塑性倒塌分析[J]. 交通运输工程学报, 2003, 3(3): 26-31.
SONG Yi-fan, WANG Yu-ping. Plastic Collapse Mechanism of Seismic Assessment for Existing RC Bridges with Flexible Foundation and Bearing Pads[J]. Journal of Traffic and Transportation Engineering, 2003, 3(3): 26-31.
- [23] 周勇军,贺拴海,宋一凡,等. 在役桥梁结构延性系数的动力评价方法[J]. 长安大学学报: 自然科学版, 2005, 25(4): 35-38.
ZHOU Yong-jun, HE Shuan-hai, SONG Yi-fan, et al. Dynamic Assessment Method of Ductility Coefficient for Existing Beam Bridges[J]. Journal of Chang'an University: Natural Science Edition, 2005, 25(4): 35-38.
- [24] PRIESTLEY M J N, PARK R. Strength and Ductility of Concrete Bridge Columns Under Seismic Loading[J]. Structural Journal, 1987, 84(1): 61-76.
- [25] KOWALSKY M J, PRIESTLEY M J N, MACRAE G A. Displacement-based Design of RC Bridge Columns in Seismic Regions[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1995, 24(12): 1623-1643.
- [26] CALVI G M, KINGSLEY G R. Displacement-based Seismic Design of Multi-degree-of-freedom Bridge Structures[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1995, 24(9): 1247-1266.
- [27] LEGERON F, PAULTRE P. Behavior of High-strength Concrete Columns Under Cyclic Flexure and Constant Axial Load[J]. Structural Journal, 2000, 97(4): 591-601.