

文章编号: 1001-7372(2011)05-0056-09

# 钢筋混凝土墩柱等效塑性铰长度研究

孙治国<sup>1</sup>, 王东升<sup>2</sup>, 郭 迅<sup>1</sup>, 李晓莉<sup>2</sup>(1. 中国地震局工程力学研究所, 黑龙江 哈尔滨 150080;  
2. 大连海事大学 道路与桥梁工程研究所, 辽宁 大连 116026)

**摘要:** 为研究钢筋混凝土墩柱等效塑性铰长度, 整理了 154 根钢筋混凝土墩柱试验数据, 研究了墩柱等效塑性铰长度随侧向位移的变化规律, 通过试验对各国主要塑性铰长度计算公式进行了对比, 讨论了影响墩柱等效塑性铰长度的主要因素, 通过回归分析建议了等效塑性铰长度计算公式并进行了验证。结果表明: 钢筋混凝土墩柱等效塑性铰长度随位移延性系数变化而变化, 但未呈现一致变化规律; 与试验结果相比, 各公式计算的墩柱等效塑性铰长度离散性均较大, Priestley 建议公式在平均意义上与试验结果最为接近, Paulay 公式、Panagiotakos 公式和欧洲 Eurocode 8 规范公式偏于不安全, 中国《公路桥梁抗震设计细则》(JTG/T B02-01—2008) 建议公式偏于保守, 日本 JRA 规范建议公式最为保守; 钢筋混凝土墩柱等效塑性铰长度主要与试件高度、截面宽度和纵筋直径有关, 与纵筋屈服强度、试件轴压比、配箍等因素关系不大; 建议的钢筋混凝土墩柱等效塑性铰长度计算公式在平均意义上与试验结果基本一致, 适用于剪跨比在 2.0~8.0 之间且混凝土抗压强度在 20~110 MPa 之间的普通及高强钢筋混凝土墩柱。

**关键词:** 桥梁工程; 钢筋混凝土墩柱; 回归分析; 等效塑性铰长度; 变形能力**中图分类号:** U443.22 **文献标志码:** A

## Research on Equivalent Plastic Hinge Length of Reinforced Concrete Bridge Column

SUN Zhi-guo<sup>1</sup>, WANG Dong-sheng<sup>2</sup>, GUO Xun<sup>1</sup>, LI Xiao-li<sup>2</sup>(1. Institute of Engineering Mechanics, China Earthquake Administration, Harbin 150080, Heilongjiang, China;  
2. Institute of Road and Bridge Engineering, Dalian Maritime University, Dalian 116026, Liaoning, China)

**Abstract:** In order to study the equivalent plastic hinge length of reinforced concrete bridge columns, 154 test data of reinforced concrete bridge columns were collected. Firstly, the relation between the plastic hinge length and lateral displacement of the column was studied. Then, calculated expressions of the plastic hinge lengths of various countries were compared and main factors of the effects of different variables on the plastic hinge lengths were discussed. At last, based on regression analysis, expression of the plastic hinge length of the column was proposed and the expression was proved by test results. Results show that the plastic hinge length varies with the displacement ductility factor but doesn't present any obvious regularity. Compared with test results, existing formulae show considerable scatter in estimating the plastic hinge length of the column while the formula proposed by Priestley has good agreement with test results on

收稿日期: 2010-11-26

基金项目: 国家自然科学基金项目(51008041, 50978042); 地震行业科研专项项目(200808021);  
中国地震局地震工程与工程振动实验室开放基金项目(2009A07)

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.

average significance. These expressions proposed by Paulay, Panagiotakos and Eurocode 8 overestimate the plastic hinge length of the column while the proposed expression of code JTG/T B02-01—2008 gives conservative results and the proposed expression of the code JRA is most conservative. The plastic hinge length of the column mainly depends on the specimen length, section width and the diameter of longitudinal steel and is independent of yield strength of the longitudinal steel, axial load ratio and transverse reinforcement ratio of the specimen. The proposed expression for plastic hinge length of reinforced concrete column on the basis of regression analysis shows good agreement with test results on average significance and the expression can be used for concrete bridge column with aspect ratio between 2.0 and 8.0, concrete compression strength is between 20 MPa and 110 MPa.

**Key words:** bridge engineering; reinforced concrete bridge column; regression analysis; equivalent plastic hinge length; deformation capacity

## 0 引言

强烈地震作用下,钢筋混凝土桥墩或框架柱两端易进入塑性状态,形成“塑性铰”。Priestley 和 Park<sup>[1]</sup>提出了“试验等效塑性铰区长度” $L_p$ (以下均简称为等效塑性铰长度)的概念,建立了墩柱塑性铰区截面曲率与墩顶侧向变形之间的关系,因此,准确估计墩柱 $L_p$ 成为计算其侧向变形能力的关键<sup>[2]</sup>。事实上,按 Priestley 和 Park 模型推算的 $L_p$ 包含了弯曲、剪切及纵筋拔出3种变形的影响,因此等效塑性铰长度本身不具备十分明确的物理概念,但由于简单实用,在钢筋混凝土桥墩弹塑性分析中被广泛采用<sup>[3]</sup>;同时,中国《公路桥梁抗震设计细则》(JTG/T B02-01—2008)<sup>[4]</sup>、美国 Caltrans 规范(1.2版)<sup>[5]</sup>、欧洲 Eurocode 8 规范<sup>[6]</sup>、日本 JRA 规范<sup>[7]</sup>均采用等效塑性铰模型计算桥墩的侧向变形能力。

钢筋混凝土墩柱等效塑性铰长度系统性的研究最早是由 Priestley 和 Park 完成的,他们通过20个试件的试验结果,并结合回归分析建议了与墩柱高度和纵筋直径相关的 $L_p$ 计算公式,并发现 $L_p$ 值平均为0.5倍截面宽度(本文中如无特殊说明,均指沿加载方向截面边长);此后,借助 Priestley 和 Park 等效塑性铰长度模型并结合自身试验结果,广大科研工作者对桥墩或框架柱的等效塑性铰长度进行了不断探索。沈聚敏等<sup>[8-10]</sup>对钢筋混凝土实心 and 空心柱的等效塑性铰长度进行了大量试验研究,主要结论为:配置普通箍筋的钢筋混凝土柱 $L_p$ 值平均为截面宽度的0.37倍,且 $L_p$ 与轴压比、剪跨比、纵筋和箍筋关系不大;而配置复合箍筋的钢筋混凝土柱 $L_p$ 值平均约为截面宽度的0.47倍,且随轴压比增大而加大;钢筋混凝土空心截面柱的 $L_p$ 值平均约为截面宽

度的0.55倍,且与柱轴压之间无明显关系。加拿大多伦多大学的学者<sup>[11-13]</sup>进行的一系列普通及高强钢筋混凝土柱的试验结果表明, $L_p$ 值与柱截面宽度基本相等,且与柱配箍形式、配箍率、轴压比、混凝土强度等因素无明显关系。Sakai 等<sup>[14]</sup>通过对试验结果的分析表明, $L_p$ 值随桥墩轴压比提高而增大,随塑性铰区配箍量增多而增大,且在桥墩剪跨比小于4.0时,随剪跨比增大而增大。Bas 等<sup>[15]</sup>进行的4个足尺钢筋混凝土柱试件的试验结果也表明 $L_p$ 值随剪跨比和轴压比增大而增大。Tsunoo 等<sup>[16]</sup>进行的单向和双向拟静力加载试验结果表明, $L_p$ 值随侧向位移增大而增加,至桥墩接近破坏阶段时趋于稳定,但双向加载方式对桥墩等效塑性铰长度没有明显影响。

以上学者得出的钢筋混凝土墩柱等效塑性铰长度有较大离散范围,且对其影响因素及变化规律并无一致的结论。随着钢筋及混凝土材料高强化的发展趋势及试验数据的不断积累,有必要对钢筋混凝土墩柱的等效塑性铰长度做进一步研究。本文中整理了各国学者进行的154根钢筋混凝土墩柱试验结果,研究了 $L_p$ 值随侧向位移的变化规律,基于试验结果对各国主要钢筋混凝土墩柱等效塑性铰长度计算公式进行评价,讨论了影响墩柱等效塑性铰长度的主要因素,最后通过对试验数据的回归分析,建议了墩柱等效塑性铰长度计算公式并进行了验证。

## 1 各国主要钢筋混凝土墩柱等效塑性铰长度计算公式

Priestley 和 Park 提出了等效塑性铰长度的概念(图1),将图1(a)中墩柱实际的曲率分布模式简化为图1(b)所示的沿墩柱高度 $L$ 线性分布的屈服

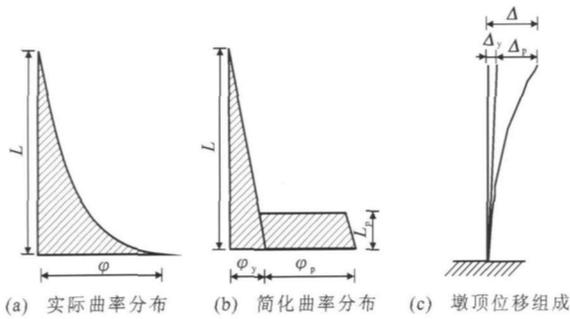


图1 等效塑性铰长度模型

Fig. 1 Equivalent Plastic Hinge Length Model

曲率  $\varphi_y$  和在试验等效塑性铰区长度  $L_p$  内均匀分布的塑性曲率  $\varphi_p$ , 并假定墩柱塑性转动集中于等效塑性铰区内, 则其总侧向变形  $\Delta$  由屈服位移  $\Delta_y$  和塑性位移  $\Delta_p$  组成, 可表达为

$$\Delta = \Delta_y + \Delta_p = \Delta_y + (\varphi - \varphi_y)L_p(L - \frac{L_p}{2}) \quad (1)$$

式中:  $\varphi$  为塑性铰区截面曲率。

根据图 1(b) 的曲率分布, 不难推导出

$$\Delta_y = \frac{\varphi_y L^2}{3} \quad (2)$$

将式(1)等号两端同时除以  $\Delta_y$ , 可得

$$\mu_\Delta = 1 + 3(\mu_\varphi - 1)\frac{L_p}{L}(1 - 0.5\frac{L_p}{L}) \quad (3)$$

式中:  $\mu_\Delta$  为墩柱位移延性系数, 且  $\mu_\Delta = \Delta/\Delta_y$ ;  $\mu_\varphi$  为墩柱塑性铰区截面曲率延性系数,  $\mu_\varphi = \varphi/\varphi_y$ 。

等效塑性铰长度  $L_p$  建立了墩柱塑性铰区截面曲率与墩顶侧向变形之间的关系, 通过对墩柱截面的弯矩-曲率分析计算出截面的曲率值或曲率延性系数, 可由式(1)~(3)方便地计算墩顶总侧向变形  $\Delta$  或位移延性系数  $\mu_\Delta$ 。

Priestley 和 Park 经过分析, 提出如下  $L_p$  计算公式

$$L_p = 0.08L + 6d_s \quad (4)$$

式中:  $d_s$  为纵筋直径。

式(4)等号右边第 1 项主要考虑墩柱弯曲变形, 第 2 项主要考虑纵筋拔出的影响。

Paulay 等<sup>[17]</sup> 对式(4)进行了改进, 以考虑不同纵筋强度对塑性铰长度的影响, 其表达式为

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

式中:  $f_y$  为纵筋屈服强度。

需要说明的是, 中国现行《公路桥梁抗震设计细则》(JTG/T B02-01-2008) 和美国 Caltrans 规范规定的等效塑性铰长度公式均以式(5)为基础。

Zahn<sup>[18]</sup> 结合试验对式(4)在低轴压下进行了折

减, 建议了如下  $L_p$  计算公式

$$L_p = \begin{cases} (0.08L + 6d_s)(0.5 + 1.67 \frac{P}{f_c A_g}) & \frac{P}{f_c A_g} < 0.3 \\ 0.08L + 6d_s & \frac{P}{f_c A_g} \geq 0.3 \end{cases} \quad (6)$$

式中:  $P$  为轴力;  $f_c$  为混凝土抗压强度;  $A_g$  为墩柱截面积。

文献[19]中通过大量试验数据的分析, 对反复荷载下钢筋混凝土构件  $L_p$  建议了如下公式

$$L_p = 0.12L + 0.014\alpha d_s f_y \quad (7)$$

式中:  $\alpha$  为系数, 根据是否考虑纵筋拔出,  $\alpha$  分别取为 1 和 0, 对本文中钢筋混凝土墩柱试件,  $\alpha$  取为 1。

中国《公路桥梁抗震设计细则》(JTG/T B02-01-2008) 规定的  $L_p$  取式(8)计算结果较小值

$$L_p = \begin{cases} 0.08L + 0.022d_s f_y \geq 0.044d_s f_y \\ \frac{2}{3}b \end{cases} \quad (8)$$

式中:  $b$  为矩形截面桥墩的短边尺寸或圆形截面桥墩直径。

欧洲规范 Eurocode 8 规定的  $L_p$  为

$$L_p = 0.1L + 0.015d_s f_y \quad (9)$$

日本 JRA 规范规定的  $L_p$  取式(10)计算结果较小值

$$L_p = \begin{cases} 0.2L - 0.1h \\ 0.1h \leq L_p \leq 0.5h \end{cases} \quad (10)$$

式中:  $h$  为加载方向截面宽度, 对于圆形截面桥墩为直径。

## 2 墩柱等效塑性铰长度试验结果整理

### 2.1 试验结果

笔者整理了各国进行的 108 根钢筋混凝土墩柱等效塑性铰长度试验结果用于回归分析, 同时通过 46 根墩柱试验结果对回归公式进行对比验证, 共包括 154 根墩柱试验数据。需要说明, 试验等效塑性铰长度  $L_p$  数据部分由试验者提供, 部分由笔者根据试验者提供的荷载-位移曲线和弯矩-曲率关系由式(1)推导得出。

154 个钢筋混凝土墩柱试验数据中, 按截面形式划分, 共包括 145 个实心截面柱 (100 个方形、17 个矩形、20 个圆形、8 个八边形截面), 9 个空心截面柱 (4 个方形空心、5 个圆形空心)。其中, 纵筋直径  $d_s$  在 10~35 mm 之间, 平均为 18.1 mm; 纵筋屈服强度  $f_y$  在 303~579 MPa 之间, 平均为 447.5 MPa;

纵筋配筋率  $\rho$  在 0.75% ~ 6.1% 之间, 平均为 2.37%; 轴压比  $\eta_k$  在 0~0.77 之间, 平均为 0.34; 剪跨比  $\lambda$  在 2.0~10.0 之间, 平均为 5.1; 混凝土抗压强度  $f_c$  在 10.9~120 MPa 之间, 平均为 59.5 MPa; 箍筋屈服强度  $f_{yh}$  在 255~1 000 MPa 之间, 平均为 481 MPa; 体积配箍率  $\rho_s$  在 0.17%~8.7% 之间, 平均为 2.24%。数据涵盖了工程中桥墩和框架柱的实际情况, 具有较好的代表性。

### 2.2 等效塑性铰长度随侧向位移的变化规律

文献 [16] 的试验结果表明, 钢筋混凝土墩柱  $L_p$  随侧向位移增大而增加, 至桥墩接近破坏阶段时趋于稳定。本文中结合文献 [11] ~ [22] 中的试验数据对  $L_p$  的变化规律作进一步研究。图 2 为各试验中

$L_p$  与加载方向截面宽度  $h$  的比值随墩柱位移延性系数  $\mu_\Delta$  的变化规律。由图 2 可以看出, Bayrak 的试验数据除 AS-2HT 试件、AS-4HT 试件  $L_p$  随  $\mu_\Delta$  增长表现出增长趋势外, 其余基本呈减少的趋势; Tsuno, Mander 试验的  $L_p$  随  $\mu_\Delta$  增加表现出明显的增长趋势; 而 Bas, Ho, Paultre 的试验基本呈现下降趋势。总体来看, 墩柱  $L_p$  长度随位移延性系数变化而变化, 但并未呈现一致变化规律, 这可能是造成  $L_p$  值数据离散的重要原因之一。由于等效塑性铰长度概念主要用于计算墩柱的极限变形能力, 因此本文中主要以各试件最后破坏阶段或较大位移延性系数下 (一般  $\mu_\Delta \geq 3$ ) 各值的平均值作为等效塑性铰长度。

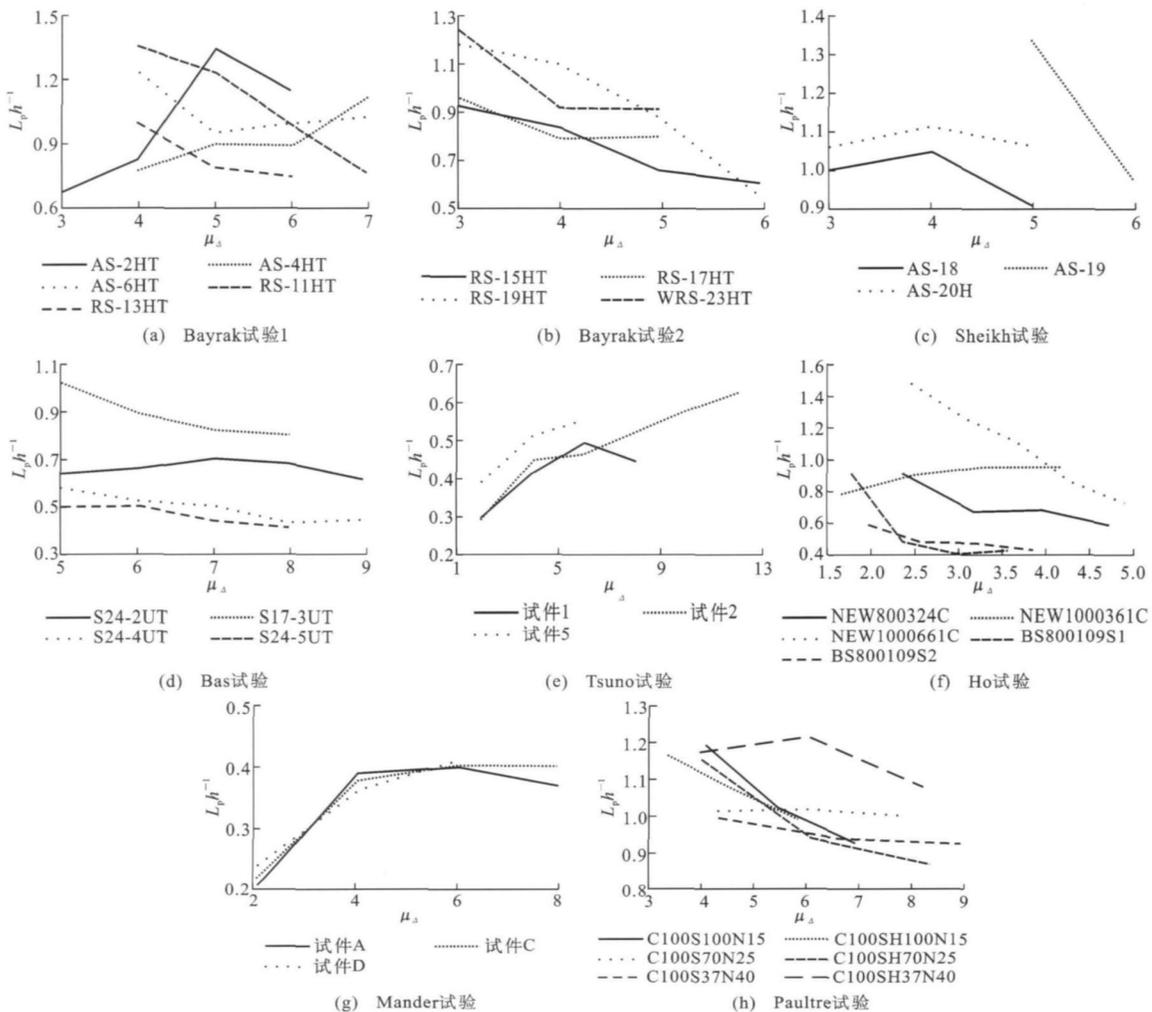


图 2 钢筋混凝土墩柱等效塑性铰长度随位移延性系数的变化规律

Fig. 2 Variational Rules of Equivalent Plastic Hinge Lengths vs Displacement Ductility Factors

### 3 塑性铰长度计算公式对比分析

将整理的 108 个普通及高强钢筋混凝土墩柱等效塑性铰长度试验数据与各国规范公式及学者建议

公式进行对比分析, 钢筋混凝土墩柱等效塑性铰长度试验值  $L_{p,exp}$  与各公式计算值  $L_{p,cal}$  的比值  $\delta$  随轴压比  $\eta_k$  的变化情况见图 3。图 3 中带下标 max, min, mean, SD, CV 的参数分别表示最大值、最小

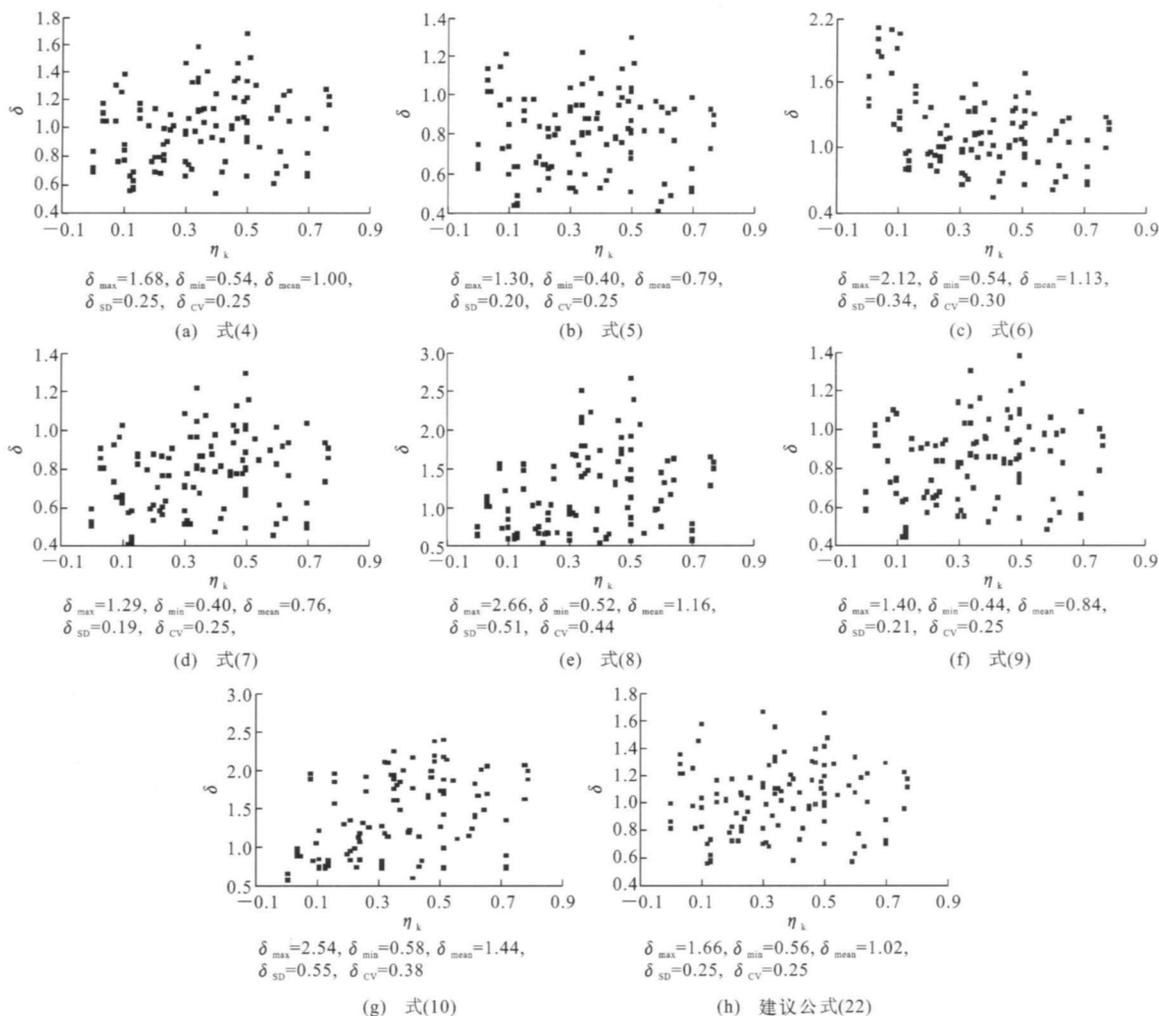


图3 钢筋混凝土墩柱等效塑性铰长度试验结果与计算结果的对比

Fig. 3 Comparisons of Experimental and Calculated Results of Equivalent Plastic Hinge Lengths of Reinforced Concrete Bridge Columns

值、平均值、标准差和变异系数,下文同。强调一点,由于美国Caltrans、欧洲Eurocode 8、日本JRA和中国《公路桥梁抗震设计细则》(JTJ/T B02-01-2008)主要以等效塑性铰长度计算墩顶变形,因此 $L_p$ 的试验结果大于计算结果则表示公式具有保守性。

统计的108个试验数据中,试验等效塑性铰长度 $L_{p, \text{exp}}$ 与加载方向墩柱截面宽度 $h$ 的比值最小为0.29,最大为1.27,平均值为0.70,可以发现试验结果具有较大的波动范围,且试验结果与各公式计算效果相比也有较大的离散性。式(4)计算结果与试验结果相比,在平均意义上相等( $\bar{\delta}_{\text{can}}=1.0$ )且具有较小的标准差和变异系数值,略优于其他公式。式(6)在式(4)基础上发展而来,且在低轴压下对塑性铰长度进行了折减,比式(4)偏于保守。试验结果与式(5), (7), (9)的计算结果对比表明,总体上试验结果偏小,偏于不安全。中国《公路桥梁抗震设计细

则》(JTJ/T B02-01-2008)规定的 $L_p$ 值[式(8)]在式(5)的基础上发展而来,但通过桥墩截面尺寸对其进行了限制,因此得到了较为保守的计算结果。相比之下,日本JRA规范[式(10)]最为保守,试验塑性铰长度平均为计算结果的1.44倍。

#### 4 等效塑性铰长度回归分析及影响因素讨论

根据108根钢筋混凝土墩柱的试验结果对其等效塑性铰长度进行回归分析,根据已有研究成果并结合多次试算,列出以下回归公式:

回归公式1

$$\frac{L_p}{h} = \alpha_1 \lambda + \alpha_2 d_s f_y + \alpha_3 \eta_k + \alpha_4 \alpha_{k,d} + \alpha_5 \quad (11)$$

回归公式2

$$\frac{L_p}{h} = \alpha_1 \lambda + \alpha_2 d_s + \alpha_3 \eta_k + \alpha_4 \alpha_{k,d} + \alpha_5 \quad (12)$$

回归公式 3

$$L_p = \alpha_1 L + \alpha_2 h + \alpha_3 d_s f_y + \alpha_4 \eta_k + \alpha_5 \omega_{cd} + \alpha_6 \quad (13)$$

回归公式 4

$$L_p = \alpha_1 L + \alpha_2 h + \alpha_3 d_s + \alpha_4 \eta_k + \alpha_5 \omega_{cd} + \alpha_6 \quad (14)$$

回归公式 5

$$L_p = \alpha_1 L + \alpha_2 h + \alpha_3 d_s + \alpha_4 \quad (15)$$

回归公式 6

$$L_p = \alpha_1 L + \alpha_2 h + \alpha_3 d_s \quad (16)$$

式中:  $\omega_{cd}$  为力学含箍率, 且  $\omega_{cd} = \rho_s \frac{f_{yh}}{f_c}$ ,  $f_{yh}$  为箍筋屈服强度,  $\rho_s$  为体积配箍率;  $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \alpha_5, \alpha_6$  均为回归系数。

上述各式回归分析结果分别为:

回归公式 1

$$\frac{L_p}{h} = 0.133\lambda + 0.000\ 012\ 5d_s f_y + 0.355\eta_k + 0.078\omega_{cd} - 0.213 \quad (17)$$

回归公式 2

$$\frac{L_p}{h} = 0.14\lambda + 0.007\ 6d_s + 0.36\eta_k + 0.088\omega_{cd} - 0.29 \quad (18)$$

回归公式 3

$$L_p = 0.092L - 0.105\ 5h + 0.006\ 33d_s f_y + 50.5\eta_k + 48.08\omega_{cd} + 51.5 \quad (19)$$

回归公式 4

$$L_p = 0.099L - 0.152h + 4.83d_s + 36.6\eta_k + 65.5\omega_{cd} + 22.44 \quad (20)$$

回归公式 5

$$L_p = 0.096L - 0.153h + 5.08d_s + 50 \quad (21)$$

回归公式 6

$$L_p = 0.1L - 0.165h + 7.32d_s \quad (22)$$

式(17)~(22)的相关系数分别为 0.789, 0.791, 0.816, 0.824, 0.817, 0.815。由于相关系数越接近 1.0, 回归公式越准确, 若仅以相关系数判断, 则式(20)略优, 但其考虑因素也最复杂。对比式(17)与式(18), 式(19)与式(20), 其主要区别在于是否考虑纵筋屈服强度, 发现考虑纵筋强度的公式其相关系数反而低于未考虑纵筋强度者, 说明纵筋强度对  $L_p$  影响不明显。图 4 为统计的 108 根墩柱试验数据中塑性铰长度  $L_p$  与纵筋屈服强度  $f_y$  的相关性, 从图 4 也可以看出两者没有直接关系。

对比式(20)与式(21), 式(21)未考虑墩柱轴压比与箍筋的影响, 其回归系数与式(20)较为接近, 且回归公式的相关系数没有明显降低, 说明钢筋混

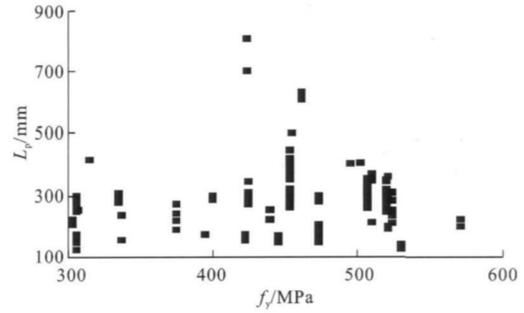


图 4  $L_p$  与  $f_y$  的关系

Fig. 4 Relation of  $L_p$  and  $f_y$

土墩柱的轴压比与力学含箍率对  $L_p$  影响不明显; 若以式(20)的回归系数分别计算 108 个试验数据中轴压比和力学含箍率对等效塑性铰长度的贡献值  $L_{p,\eta_k}$  和  $L_{p,\omega_{cd}}$ , 并与等效塑性铰长度试验值进行对比, 结果见图 5。由图 5 可以看出, 轴压比影响在塑性铰长度中所占比重最大为 0.17, 平均值为 0.05; 力学含箍率影响所占比重最大值为 0.21, 平均值 0.05。这也说明, 墩柱轴压比与力学含箍率对  $L_p$  值影响较小, 可以忽略。

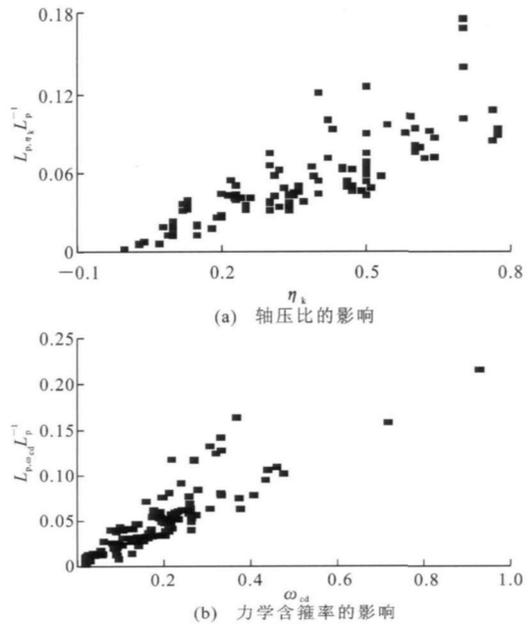


图 5 轴压比与力学含箍率对  $L_p$  的影响

Fig. 5 Influences of Axial Load Ratio and Mechanical Transverse Reinforcement Ratio on  $L_p$

对比式(21)与式(22), 其区别在于是否考虑常数项的影响, 发现两式相关系数接近, 但式(22)更为简单, 说明消除常数项是合理的。

综上所述, 可认为以式(22)作为钢筋混凝土墩柱等效塑性铰长度计算公式是合理的, 且从量纲上分析, 式(22)左右两边具有相同的量纲单位, 意义更

为明确。总体来看,式(22)与 Priestley 建议公式[式(4)]相当,在平均意义上与试验结果基本一致,且具有较小的标准差和变异系数,略优于其他公式。

## 5 等效塑性铰长度计算公式的验证

### 5.1 墩顶塑性位移

利用式(1)和15个钢筋混凝土墩柱的试验结果对建议公式(22)及其他等效塑性铰长度计算公式进

行对比验证。图6为墩顶塑性位移试验值  $\Delta_{p,exp}$  与根据各公式计算的墩柱塑性位移  $\Delta_p$  的比值  $\beta$  随轴压比的变化情况。总体来看,各公式计算结果与试验结果离散性均较大,式(4),(8)及建议公式(22)在平均意义上与试验结果更为接近(平均值分别为1.07,1.09,1.10)。式(5),(7),(9)过高估计了墩顶的位移反应,偏于不安全;式(6),(10)计算的墩顶塑性位移偏小,偏于保守。

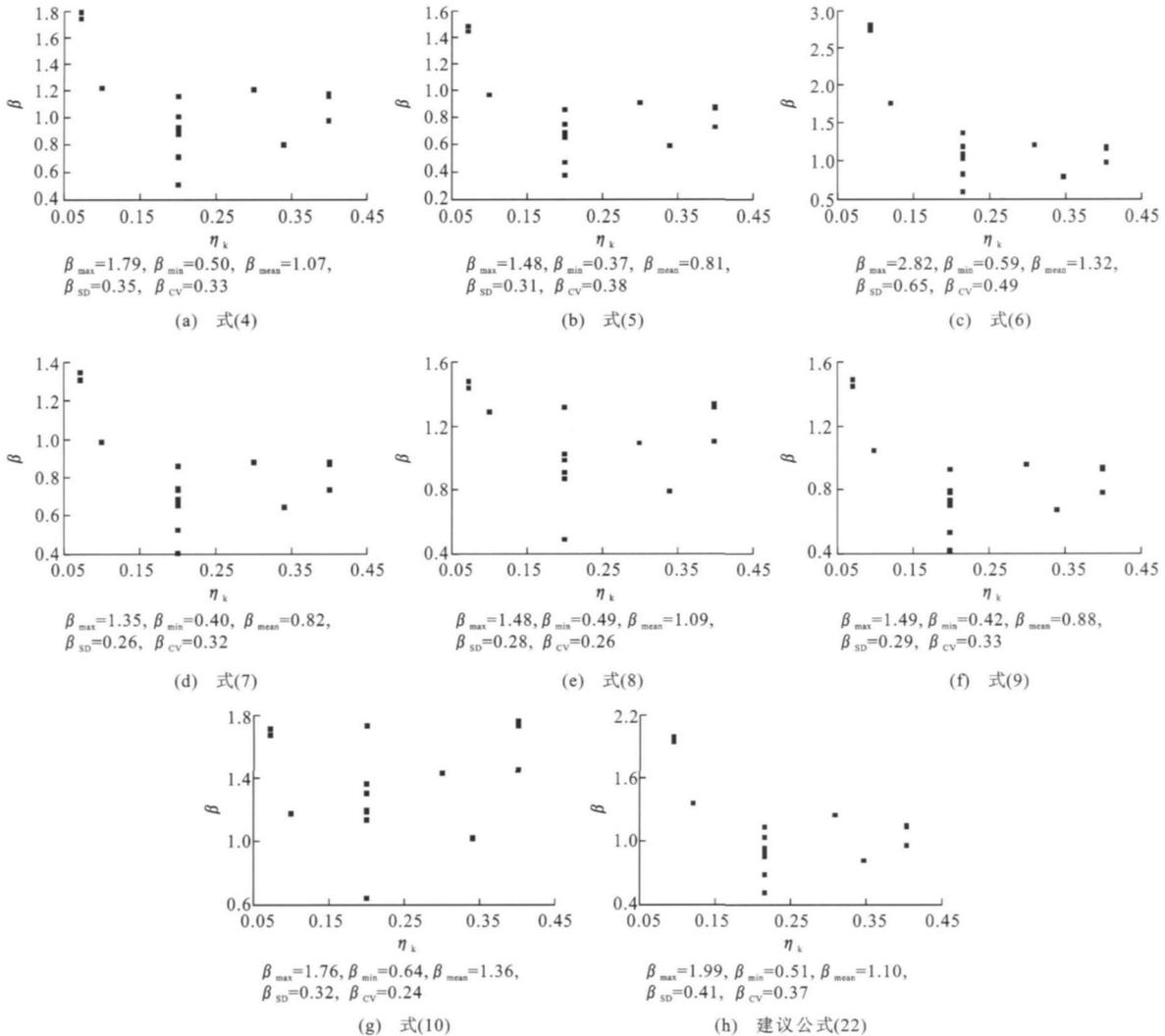


图6 建议公式的验证1

Fig. 6 Verification 1 of Proposed Expressions

### 5.2 墩顶位移延性系数

式(3)通过等效塑性铰长度  $L_p$  建立了墩柱塑性铰区截面曲率延性系数与墩顶位移延性系数的关系,利用式(3)和31个试验数据对建议公式(22)及其他等效塑性铰长度计算公式作进一步的对比验证。图7为墩顶位移延性系数试验值  $\mu_{\Delta,exp}$  与根据各公式计算的墩顶位移延性系数  $\mu_{\Delta}$  的比值  $\theta$  随轴压比的变化情况。由图7可以看出,式(4),(6)和建

议公式(22)在平均意义上与试验结果最为接近(平均值分别为1.01,1.03,0.99),式(5),(7),(9)仍偏于不安全,式(10)仍是最为保守的。

### 5.3 讨论

(1)本文中统计的154个试验数据中,试验轴压比  $\eta_k$  集中于0~0.6之间,对应设计轴压比可达1.0以上,基本涵盖了工程中常用的桥墩及框架柱轴压范围,考虑到等效塑性铰长度与轴压因素基本无关,

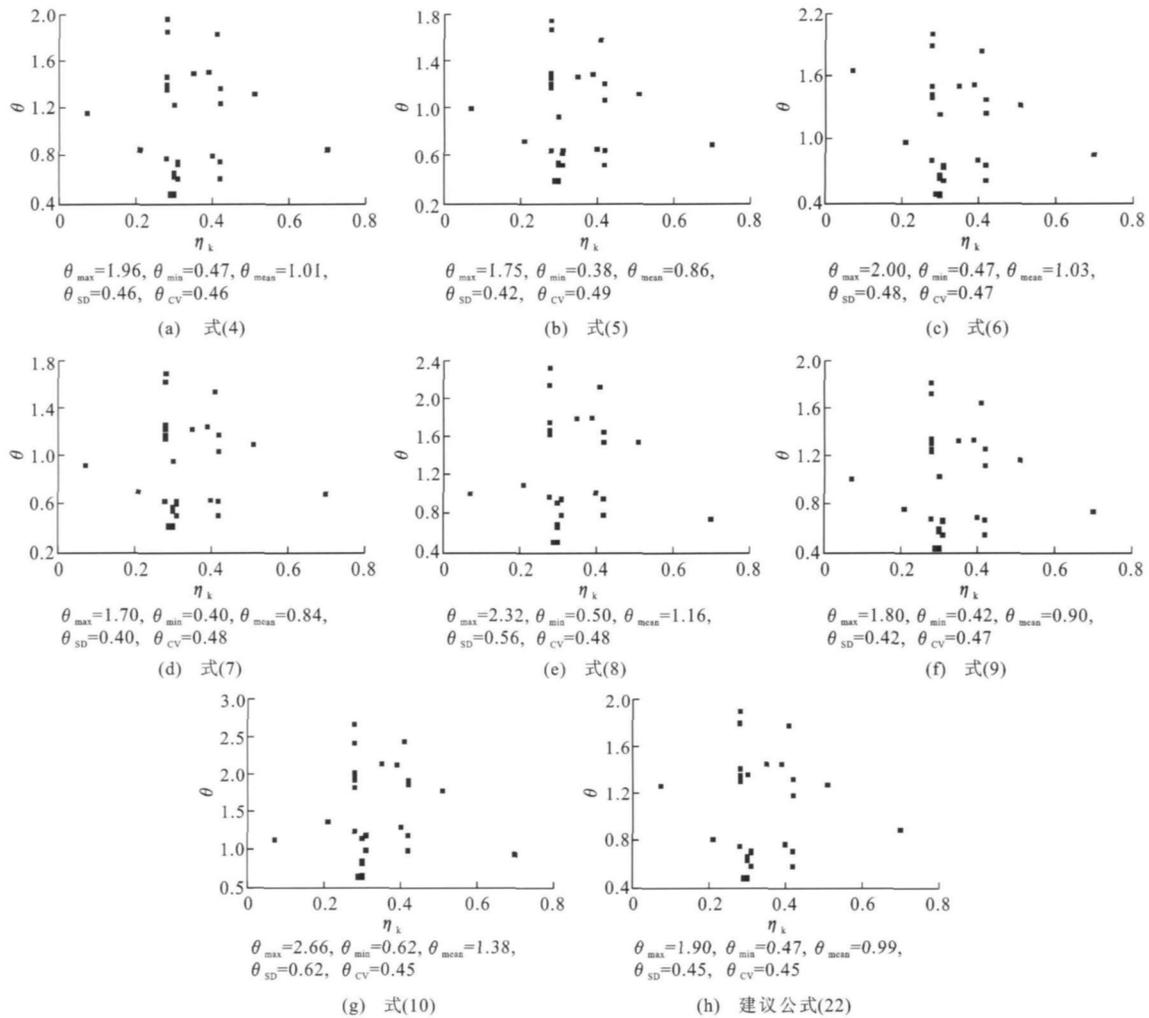


图 7 建议公式的验证 2

Fig. 7 Verification 2 of Proposed Expressions

可认为建议公式(22)适用于任意轴压柱或桥墩试件。

限定式(22)的范围为

$$0.2h \leq L_p \leq 0.7h \quad (23)$$

(2) 统计数据中剪跨比  $\lambda$  集中于 2.0~8.0 之间, 最大为 10.0, 由于目前各国高墩试验数据偏少, 且文献[6]表明, 对  $\lambda \geq 8.0$  的高墩, 各国常用模型可能会高估  $L_p$  值而导致桥梁抗震设计偏于不安全, 因此对高墩等效塑性较长度宜进行进一步研究。

## 6 结 语

(3) 统计数据中混凝土抗压强度  $f_c$  集中于 20~110 MPa 之间, 且纵筋、箍筋屈服强度上限都较高, 适应当前钢筋及混凝土材料高强化的发展趋势。

(1) 钢筋混凝土墩柱等效塑性较长度变化随墩顶位移延性系数变化而变化, 但变化规律并不一致。

(2) 统计的 108 个试验数据中, 试验等效塑性较长度与墩柱截面宽度的比值最小为 0.29, 最大为 1.27, 平均值为 0.70, 试验结果具有较大波动范围。

(4) 本文中统计的 108 个普通及高强钢筋混凝土墩柱等效塑性较长度  $L_p$  与截面宽度  $h$  比值范围在 0.29~1.27 之间, 平均为 0.70, 文献[8]~[10]的试验结果表明墩柱等效塑性较长度在 0.2~0.7 倍截面宽度范围内, 可认为 0.2h 已基本接近墩柱等效塑性较长度下限; 同时, 为避免由于式(22)计算的  $L_p$  过大而使墩柱抗震设计不安全, 建议设计中  $L_p$  最大不超过本文中统计等效塑性较长度均值, 由此

(3) 各国各公式计算的墩柱等效塑性较长度与试验结果相比, 离散性均较大, 式(4)在平均意义上与试验结果最为接近, 式(5), (7), (9)偏于不安全, 式(10)最为保守。

(4) 中国《公路桥梁抗震设计细则》(JTG/T B02-01—2008)中所规定的桥墩等效塑性较长度在 Paulay 建议公式的基础上发展而来, 但通过桥墩截面尺寸对其进行了限制, 总体来看, 得到了偏于保守

的计算结果。

(5)钢筋混凝土墩柱等效塑性铰长度主要与试件高度、截面宽度和纵筋直径有关,与纵筋屈服强度、试件轴压比、配箍等因素关系不大。

(6)本文中建议的钢筋混凝土墩柱等效塑性铰长度公式在平均意义上与试验结果基本一致,总体来看,与式(4)相当,略优于其他公式,适用于剪跨比在2.0~8.0之间,并且混凝土抗压强度在20~110 MPa的任意轴压比普通及高强钢筋混凝土墩柱。

#### 参考文献:

#### References:

- [ 1 ] PRIESTLEY M J N, PARK R. Strength and Ductility of Concrete Bridge Columns Under Seismic Loading [ J ] . ACI Structural Journal, 1987, 84(1): 61-76.
- [ 2 ] 孙治国, 王东升, 杜修力, 等. 钢筋混凝土桥墩塑性铰区约束箍筋用量研究 [ J ] . 中国公路学报, 2010, 23(3): 48-57.  
SUN Zhi-guo, WANG Dong-sheng, DU Xiu-li, et al. Research on the Amount of Confining Reinforcement in the Potential Plastic Hinge Regions of RC Bridge Columns [ J ] . China Journal of Highway and Transport, 2010, 23(3): 48-57.
- [ 3 ] BAE S, BAYRAK O. Plastic Hinge Length of Reinforced Concrete Columns [ J ] . ACI Structural Journal, 2008, 105(3): 290-300.
- [ 4 ] 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 ] .
- [ 5 ] Caltrans-2001, Seismic Design Criteria, Version 1. 2 [ S ] .
- [ 6 ] BS EN 1998-2: 2005, Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 2: Bridges [ S ] .
- [ 7 ] RUANGRASSAMEE A, KAWASHIMA K. Control of Nonlinear Bridge Response with Pounding Effect by Variable Dampers [ J ] . Engineering Structures, 2003, 25(5): 593-606.
- [ 8 ] 沈聚敏, 翁义军, 冯世平. 周期反复荷载下钢筋混凝土压弯构件的性能 [ J ] . 土木工程学报, 1982, 3(2): 53-64.  
SHEN Ju-min, WENG Yi-jun, FENG Shi-ping. Behavior of RC Compression-flexure Members Under Cyclic Loading [ J ] . China Civil Engineering Journal, 1982, 3(2): 53-64.
- [ 9 ] 沈聚敏, 刘竹青, 翁义军. 钢筋混凝土空心柱抗震性能的试验研究 [ J ] . 建筑结构学报, 1982, 3(5): 21-31.  
SHEN Ju-min, LIU Zhu-qing, WENG Yi-jun. The Experimental Investigation of the Seismic Resistance Behaviour of Reinforced Concrete Hollow Core Columns [ J ] . Journal of Building Structures, 1982, 3(5): 21-31.
- [ 10 ] 翁义军, 沈聚敏, 马宝民. 复合箍对钢筋混凝土柱延性的改善 [ J ] . 建筑结构学报, 1985, 6(1): 41-47.  
WENG Yi-jun, SHEN Ju-min, MA Bao-min. Improvement of Ductility of Reinforced Concrete Columns with Different Types of Stirrups [ J ] . Journal of Building Structures, 1985, 6(1): 41-47.
- [ 11 ] SHEIKH S A, KHOURY S S. Confined Concrete Columns with Stubs [ J ] . ACI Structural Journal, 1993, 90(4): 414-431.
- [ 12 ] SHEIKH S A, SHAH D V, KHOURY S S. Confinement of High-strength Concrete Columns [ J ] . ACI Structural Journal, 1994, 91(1): 100-111.
- [ 13 ] BAYRAK O. Seismic Performance of Rectilinearly Confined High Strength Concrete Columns [ D ] . Toronto: University of Toronto, 1998.
- [ 14 ] SAKAI K, SHEIKH S A. What Do We Know About Confinement in Reinforced Concrete Columns (a Critical Review of Previous Work and Code Provisions) [ J ] . ACI Structural Journal, 1989, 86(2): 192-207.
- [ 15 ] BAS S, BAYRAK O. Seismic Performance of Full-scale Reinforced Concrete Columns [ J ] . ACI Structural Journal, 2008, 105(2): 123-133.
- [ 16 ] TSUNO K, PARK R. Experimental Study of Reinforced Concrete Bridge Piers Subjected to Bi-directional Quasi-static Loading [ J ] . Structural Engineering/ Earthquake Engineering, 2004, 21(1): 11-26.
- [ 17 ] PAULAY T, PRIESTLEY M J N. Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings [ M ] . Hoboken: John Wiley & Sons, 1992.
- [ 18 ] ZAHN F A. Design of Reinforced Concrete Bridge Columns for Strength and Ductility [ D ] . Christchurch: University of Canterbury, 1985.
- [ 19 ] PANAGIOTAKOS T B, FARDIS M N. Deformations of Reinforced Concrete Members at Yielding and Ultimate [ J ] . ACI Structural Journal, 2001, 98(2): 135-148.
- [ 20 ] HO J C M. Inelastic Design of Reinforced Concrete Beams and Limited Ductile High-strength Concrete Columns [ D ] . Hong Kong: The University of Hong Kong, 2003.
- [ 21 ] MANDER J B. Seismic Design of Bridge Piers [ D ] . Christchurch: University of Canterbury, 1983.
- [ 22 ] PAULTRE P, EID R, ROBLES H I, et al. Seismic Performance of Circular High-strength Concrete Columns [ J ] . ACI Structural Journal, 2009, 106(4): 395-404.