

钢筋混凝土柱等效塑性铰长度计算研究

仇建磊, 张艳青, 贡金鑫*

(大连理工大学 土木工程学院, 辽宁 大连 116024)

摘要: 等效塑性铰长度是确定压弯钢筋混凝土柱塑性转动能力和极限位移能力的重要指标. 为准确计算等效塑性铰长度, 首先通过截面分析推导出塑性铰长度的影响参数, 根据计算分析结果, 建立考虑弯曲作用的等效塑性铰长度计算公式; 收集 PEER 数据库 30 个弯曲破坏柱极限水平位移数据, 在此基础上进一步提出考虑纵筋滑移影响的等效塑性铰长度计算公式; 最后, 采用所提公式与现有其他等效塑性铰长度计算公式, 计算得出柱极限水平位移, 并与试验数据进行对比. 研究结果表明: 压弯钢筋混凝土柱塑性铰长度主要与轴压比 n 、受拉纵筋配筋率 ρ 有关, 随着 n 的增大和 ρ 的减小, 塑性铰长度不断减小; 所提公式与试验数据吻合良好, 可以用于压弯钢筋混凝土柱抗震设计分析.

关键词: 抗震设计; 钢筋混凝土柱; 等效塑性铰长度; 极限位移

中图分类号: TU375.3 **文献标识码:** A **doi:** 10.7511/dllgxb201706006

0 引言

对于桥梁、码头等之类的钢筋混凝土结构或预应力混凝土结构, 墩柱、桩既是结构支撑构件, 又是地震作用下的结构耗能构件, 为防止地震作用下结构发生倒塌, 抗震设计中需对这类构件的极限变形能力或位移延性能力进行验算. 理论上讲, 钢筋混凝土柱或桩的极限变形能力或极限水平位移可采用常用的数值方法, 但计算比较复杂和费时, 工程设计中一般采用简化的计算方法. 考虑到构件底部进入塑性状态后变形主要集中在塑性铰区, 塑性铰区变形的计算成为研究的主要对象, 提出了“等效塑性铰模型”的概念^[1], 并假定塑性铰一旦形成即达到等效长度, 然后根据等效塑性铰长度计算构件的塑性水平位移. 因此, 在等效塑性铰模型中, 合理确定等效塑性铰长度是准确计算构件极限水平位移的关键.

目前, 国内外学者对钢筋混凝土柱等效塑性铰长度的计算方法进行了大量研究, 不同抗震规范和文献也规定了不同的等效塑性铰长度计算模型^[1-10], 但因考虑的影响因素不同及公式中参数

的取值不同, 计算结果差别很大, 按这些等效塑性铰长度公式计算的构件塑性位移与试验结果吻合程度也较差.

本文分析影响柱等效塑性铰长度的因素, 根据分析结果提出新的塑性铰长度计算公式, 并将按本文等效塑性铰长度公式计算的 PEER 数据库^[11]中柱的极限水平位移与试验结果进行比较.

1 等效塑性铰长度的概念

图 1 所示为受水平荷载 P 和竖向荷载 N 共同作用的钢筋混凝土柱, 其水平位移由 3 部分组成: 柱弯曲变形产生的位移 Δ_f 、剪切变形产生的位移 Δ_v 和柱墩部钢筋拔出滑移产生的位移 Δ_s . 柱总的水平位移为

$$\Delta = \Delta_f + \Delta_v + \Delta_s \quad (1)$$

本文的研究主要针对弯曲破坏的柱, 以往研究表明^[12], 对于弯曲破坏柱, 剪切位移所占总位移比例为 4%~10%. 因此, 本文在研究过程中忽略剪切位移 Δ_v 的影响; 对于滑移位移 Δ_s , 为简化计算, 同目前一般的处理方法一样, 在等效塑性铰

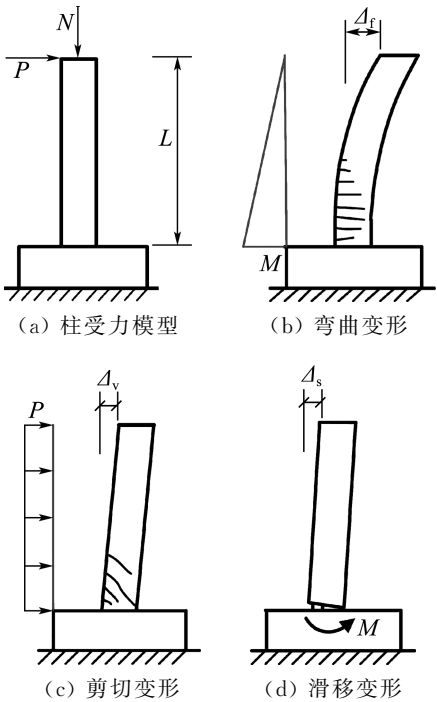


图 1 水平荷载下钢筋混凝土柱的位移组成
Fig. 1 Displacement components of the reinforced concrete column under lateral load

长度中考虑。

假定钢筋混凝土柱对称配筋,图 2 所示为柱在不变的竖向荷载 N 作用下,水平位移由 0 增大到极限位移时柱截面的弯矩分布。柱屈服弯矩 M_y 截面与极限弯矩 M_u 截面之间截面的曲率呈非线性分布,该区段长度即为实际的塑性铰长度 l_y , l_y

可按下式确定:

$$l_y = (1 - M_y/M_u)L \tag{2}$$

定义 P_y 为柱底部受拉钢筋开始屈服的水平荷载。为简化计算,假定 $P \leq P_y$ 时整个柱处于弹性状态, $P > P_y$ 时柱受拉钢筋未屈服的截面仍处于弹性状态,屈服的截面处于弹塑性状态,将实际塑性铰简化为图 2(d)所示的曲率为 φ_p 、长度为 l_p 的等效塑性铰,则柱顶端的水平位移可按下列式计算:

$$\Delta_f = \begin{cases} \varphi \frac{L^2}{3}; & \varphi \leq \varphi_y \\ \varphi_y \frac{L^2}{3} + (\varphi - \varphi_y) l_p \left(L - \frac{l_p}{2} \right); & \varphi > \varphi_y \end{cases} \tag{3}$$

式中: φ_y 为柱截面的屈服曲率; L 为柱的长度(高度)。

假定实际塑性铰长度内柱截面曲率按线性规律变化,等效塑性铰长度 l_p 可由下式确定:

$$l_p = \frac{1}{\varphi_u - \varphi_y} \int_0^{l_y} [\varphi(x) - \varphi_y] dx = \frac{1}{\varphi_u - \varphi_y} \int_0^{l_y} \left[\varphi_u - \frac{x}{l_y} (\varphi_u - \varphi_y) - \varphi_y \right] dx = 0.5 l_y \tag{4}$$

式中: φ_u 为柱截面极限曲率。

考虑二阶效应,与柱顶水平位移 Δ_f 对应的水平力 P 为

$$P = (M - N\Delta)/L \tag{5}$$

式中: M 为柱底部弯矩,可采用纤维法进行计算。

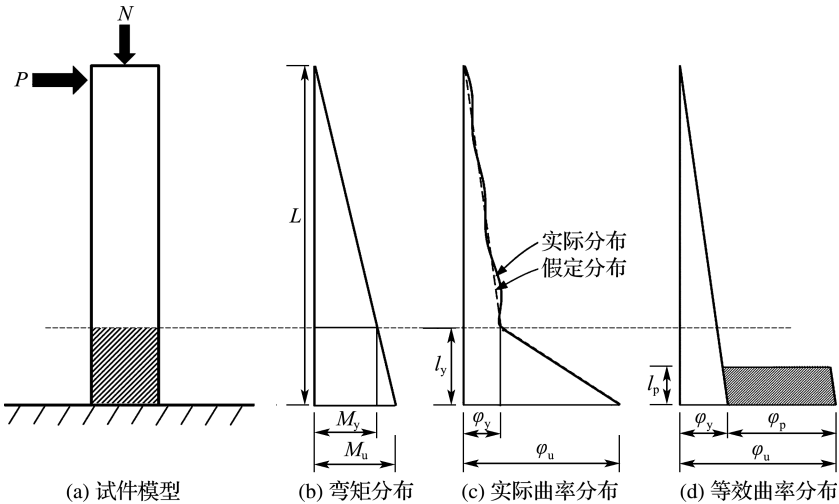


图 2 等效塑性铰长度模型

Fig. 2 Equivalent plastic hinge length model

由式(2)和式(4)可见,钢筋混凝土柱实际塑性铰长度 l_y 和等效塑性铰长度 l_p 与屈服弯矩 M_y 和极限弯矩 M_u 有关. 为此,本文首先对 M_y 、 M_u 进行分析.

2 柱截面屈服和极限弯矩影响因素分析

2.1 材料应力-应变关系

2.1.1 混凝土 混凝土应力-应变关系采用我国现行混凝土结构设计规范^[13]中的公式(图 3(a)):

$$\sigma_c = \begin{cases} f_c \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right)^2 \right]; & \epsilon_c \leq \epsilon_0 \\ f_c; & \epsilon_0 < \epsilon_c \leq \epsilon_{cu} \end{cases} \quad (6)$$

式中: ϵ_{cu} 为混凝土极限压应变; ϵ_0 为混凝土压应力刚达到 f_c 时混凝土的压应变,按下式计算:

$$\epsilon_0 = 0.002 + 0.5 \times (f_{cu,k} - 50) \times 10^{-5} \leq 0.002$$

2.1.2 钢筋 对 Esmaeily 等^[14]的三线性强化模型进行修改,本文采用钢筋应力-应变关系如下(图 3(b)):

$$\sigma_s = \begin{cases} E_s \epsilon_s; & 0 < \epsilon_s \leq \epsilon_{sy} \\ E_s \epsilon_{sy}; & \epsilon_{sy} < \epsilon_s \leq k_{s1} \epsilon_{sy} \\ E_s \left[k_{s2} \epsilon_{sy} + \frac{(1 - k_{s2}) \epsilon_{sy}}{(\epsilon_{su} - k_{s1} \epsilon_{sy})^2} (\epsilon_s - \epsilon_{su})^2 \right]; & k_{s1} \epsilon_{sy} < \epsilon_s \leq \epsilon_{su} \end{cases} \quad (7)$$

式中: E_s 为钢筋弹性模量; ϵ_{sy} 为钢筋屈服应变; ϵ_{su} 为钢筋极限应变,取 0.09; k_{s1} 为钢筋强化段起始

点应变与屈服应变比值, $k_{s1} = 4$; k_{s2} 为钢筋峰值强度与屈服强度之比, $k_{s2} = 1.3$.

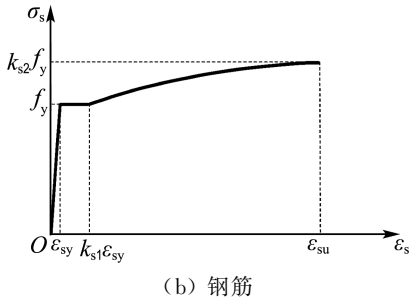
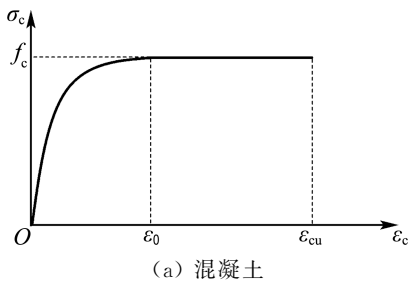


图 3 混凝土和钢筋应力-应变关系
Fig. 3 Relationship of stress-strain of concrete and reinforcement

2.2 屈服弯矩

屈服弯矩为柱纵向受拉钢筋刚达到屈服强度时截面的弯矩,一般情况下受拉钢筋屈服时受压区混凝土边缘已经达到混凝土应力-应变曲线的峰值 ϵ_0 ,即边缘混凝土压应变 $\epsilon_0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu}$. 通过截面分析可得(图 4):

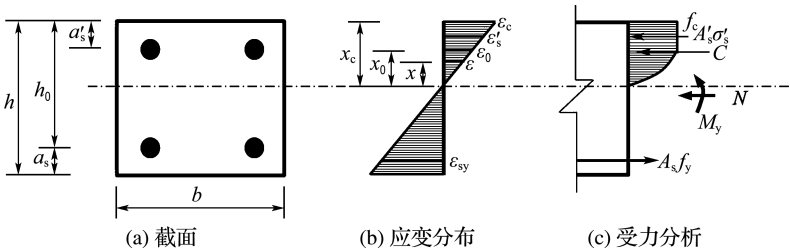


图 4 屈服弯矩分析
Fig. 4 Analysis for yield bending moment

$$\begin{aligned} N &= f_c b x_c \left(1 - \frac{1}{3} \frac{h_0 - x_c}{x_c} \frac{\epsilon_0}{\epsilon_{sy}} \right) - A_s f_y + \\ &\quad A_s \sigma_s \left(\frac{x_c - a'_s}{h_0 - x_c} \epsilon_{sy} \right) \\ M_y &= A_s \sigma_s \left(\frac{x_c - a'_s}{h_0 - x_c} \epsilon_{sy} \right) (h_0 - a_s) + \end{aligned} \quad (8)$$

$$\begin{aligned} &\int_0^{x_0} f_c \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{x_c \epsilon_0} x \right)^2 \right] b (h_0 - x_c + x) dx + \\ &\int_{x_0}^{x_c} f_c b (h_0 - x_c + x) dx = \\ &(A_s f_y - N) (h_0 - a_s) + f_c b h_0 x_c - \frac{1}{2} f_c b x_c^2 - \end{aligned}$$

$$f_c b(h_0 - a_s) \left[\frac{\epsilon_{sy}}{\epsilon_0} \frac{x_c^2}{h_0 - x_c} - \frac{\epsilon_{sy}^2}{3\epsilon_0^2} \frac{x_c^3}{(h_0 - x_c)^2} \right] - f_c b \frac{\epsilon_0}{3\epsilon_{sy}} (h_0 - x_c)^2 - f_c b \frac{\epsilon_0^2 (h_0 - x_c)^2}{12\epsilon_{sy}^2} \quad (9)$$

取 $K_1 = x_c/h_0, a'_s = 0.1h_0$, 整理得

$$1.1n + 1.1\rho \frac{f_y}{f_c} - 1.1 \frac{\rho}{E_s \epsilon_{sy} f_c} \sigma_s \left(\frac{K_1 - 0.1}{1 - K_1} \epsilon_{sy} \right) + \frac{1}{3} \frac{\epsilon_0}{\epsilon_{sy}} - \left(1 + \frac{1}{3} \frac{\epsilon_0}{\epsilon_{sy}} \right) K_1 = 0 \quad (10)$$
$$\frac{M_y}{f_c b h^2} = \frac{0.81\rho f_y}{f_c} - 0.81n + 0.82K_1 - \frac{K_1^2}{2.42} -$$

$$0.74 \left[\frac{\epsilon_{sy}}{\epsilon_0} \frac{K_1^2}{1 - K_1} - \frac{\epsilon_{sy}^2}{3\epsilon_0^2} \frac{K_1^3}{(1 - K_1)^2} \right] - \frac{\epsilon_0}{3.63\epsilon_{sy}} (1 - K_1)^2 - \frac{\epsilon_0^2 (1 - K_1)^2}{14.52\epsilon_{sy}^2} \quad (11)$$

式中: $\rho = A_s/bh$, 为配筋率; $n = N/f_c b h$, 为轴压比。

2.3 极限弯矩

极限弯矩为受压混凝土边缘最大压应变刚达到混凝土极限压应变 ϵ_{cu} 或受拉钢筋达到极限拉应变 ϵ_{su} 时的截面弯矩, 通过截面分析可得(图 5):

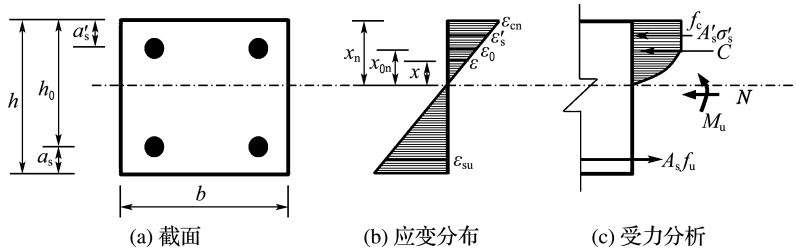


图 5 极限弯矩分析

Fig. 5 Analysis for ultimate bending moment

$$N = f_c b x_n \left(1 - \frac{1}{3} \frac{h_0 - x_n}{x_n} \frac{\epsilon_0}{\epsilon_{su}} \right) - A_s f_u + A_s \sigma_s \left(\frac{x_n - a'_s}{h_0 - x_n} \epsilon_{su} \right) \quad (12)$$

$$M_u = A_s \sigma_s \left(\frac{x_n - a'_s}{h_0 - x_n} \epsilon_{su} \right) (h_0 - a_s) + \int_0^{x_{0n}} f_c \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon}{\epsilon_0} \right)^2 \right] b (h_0 - x_n + x) dx + \int_{x_{0n}}^{x_n} f_c b (h_0 - x_n + x) dx = (A_s f_u - N) (h_0 - a_s) + f_c b h_0 x_n - \frac{1}{2} f_c b x_n^2 - f_c b (h_0 - a_s) \left[\frac{\epsilon_{su}}{\epsilon_0} \frac{x_n^2}{h_0 - x_n} - \frac{\epsilon_{su}^2}{3\epsilon_0^2} \frac{x_n^3}{(h_0 - x_n)^2} \right] - f_c b \frac{\epsilon_0}{3\epsilon_{su}} (h_0 - x_n)^2 - f_c b \frac{\epsilon_0^2 (h_0 - x_n)^2}{12\epsilon_{su}^2} \quad (13)$$

取 $K_2 = x_n/h_0$, 整理得

$$n + \rho \frac{f_u}{f_c} - \frac{\rho f_y}{E_s \epsilon_{sy} f_c} \sigma_s \left(\frac{K_2 - 0.1}{1 - K_2} \epsilon_{su} \right) + 0.3 \frac{\epsilon_0}{\epsilon_{su}} - 0.9 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{\epsilon_0}{\epsilon_{su}} \right) K_2 = 0 \quad (14)$$
$$\frac{M_u}{f_c b h^2} = 0.81\rho \frac{f_u}{f_c} - 0.81n + 0.82K_2 - \frac{K_2^2}{2.42} - 0.74 \left[\frac{\epsilon_{su}}{\epsilon_0} \frac{K_2^2}{1 - K_2} - \frac{\epsilon_{su}^2}{3\epsilon_0^2} \frac{K_2^3}{(1 - K_2)^2} \right] -$$

$$\frac{\epsilon_0}{3.63\epsilon_{su}} (1 - K_2)^2 - \frac{\epsilon_0^2 (1 - K_2)^2}{14.52\epsilon_{su}^2} \quad (15)$$

2.4 影响参数敏感性分析

从柱量纲一屈服弯矩 $M_y/f_c b h^2$ 和极限弯矩 $M_u/f_c b h^2$ 的表达式及公式中相对受压区高度 K_1 和 K_2 可以看出, 影响 $M_y/f_c b h^2$ 和 $M_u/f_c b h^2$ 的因素有钢筋屈服强度与混凝土受压强度之比 f_y/f_c 、混凝土峰值应力对应的应变 ϵ_0 、钢筋屈服应变 ϵ_{sy} 、钢筋极限应变 ϵ_{su} 、柱轴压比 n 和钢筋配筋率 ρ , 其中 $\epsilon_0 = 0.002, \epsilon_{su} = 0.09$ 为定值, 钢筋极限强度与屈服强度比值的影响已经反映在式(7)的参数 k_{s2} 中. 由此可见, 塑性铰长度 l_y 只与 $f_y/f_c, \epsilon_{sy}, n$ 和 ρ 有关。

为分析 $f_y/f_c, \epsilon_{sy}, n$ 和 ρ 对 l_y/L 的影响, 在设计常用范围内取 $f_y/f_c = 11, 14$ 和 $19, \epsilon_{sy} = 0.0017, 0.0019, 0.0020, 0.0023$ 和 $0.0028, n = 0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5$ 和 $0.6, \rho = 1.0\%, 1.5\%, 2.0\%, 2.5\%, 3.0\%, 3.5\%$ 和 4.0% , 分析 $f_y/f_c, \epsilon_{sy}, n$ 和 ρ 中的 1 个变化而其他 3 个取基准值时 l_y/L 的变化, 其中 $f_y/f_c, \epsilon_{sy}, n$ 和 ρ 的基准值分别为 $14, 0.0020, 0.3$ 和 2.5% . 图 6 示出了 n 取不同值时 l_y/L 随 $f_y/f_c, \epsilon_{sy}$ 和 ρ 的变化及 ρ 取不同值时 l_y/L 随 n 的变化。

由图 6 可以看出,纵向钢筋屈服强度与混凝土抗压强度之比 f_y/f_c 和纵向钢筋屈服应变 ϵ_{sy} 对 l_y/L 的影响很小;受拉纵筋配筋率 ρ 对 l_y/L 有一定影响,特别是轴压比较大时;轴压比 n 对 l_y/L 有显著影响,特别是在受拉纵筋配筋率较小时.因此,在建立塑性铰长度计算公式时,应考虑柱轴压比 n 和受拉纵筋配筋率 ρ 的影响.

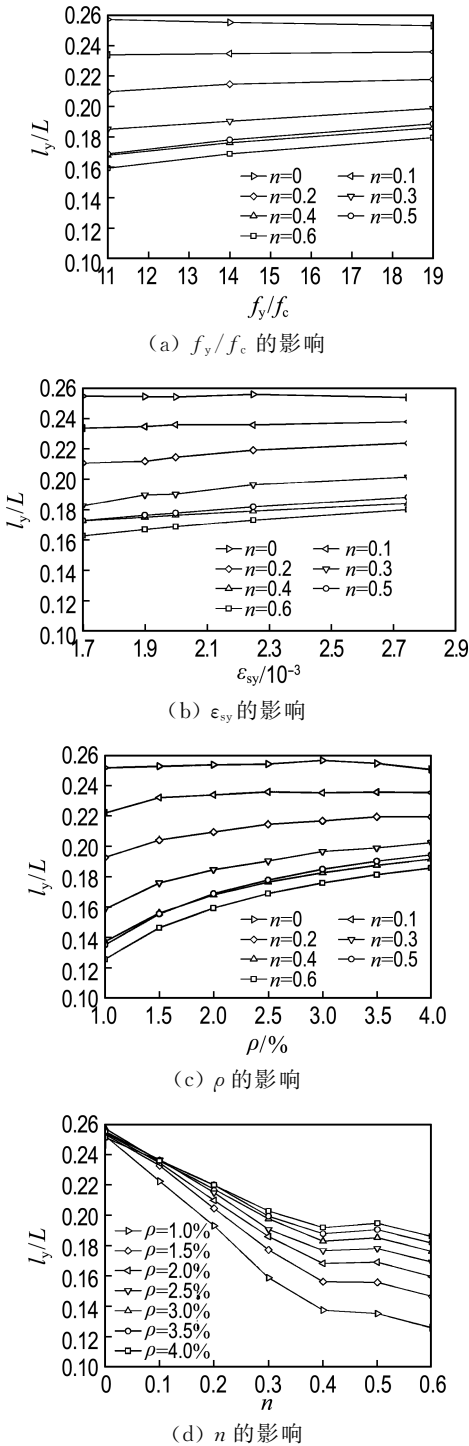


图 6 f_y/f_c 、 ϵ_{sy} 、 ρ 和 n 对 l_y/L 的影响
Fig. 6 Effect of f_y/f_c , ϵ_{sy} , ρ and n on l_y/L

3 等效塑性铰长度计算公式

3.1 塑性铰长度

根据前面屈服弯矩和极限弯矩(也可采用纤维数值分析法计算)分析结果,考虑 n 和 ρ 的影响,经拟合分析,由式(2)表示的柱塑性铰长度可写为

$$l_y=L/[4+16n/(1+1.4\rho)] \tag{16}$$

图 7 所示为式(16)的计算结果与直接由式(2)确定的柱塑性铰长度的对比.图 6 和式(16)均表明,柱塑性铰长度随轴压比的增大而减小,从定性角度进行判断这是合理的.随着轴压比的增大,柱逐步由大偏心受压破坏向小偏心受压破坏转变(这也是建筑抗震规范限制轴压比的原因),当轴压比增大到柱由大偏心破坏转化为小偏心破坏时,塑性铰不再出现,塑性铰长度变为 0.以往一些文献^[4-6]通过试验建立了考虑轴压比影响的塑性铰长度计算公式,但塑性铰长度随轴压比的增大而增大,这不符合力学规律.究其原因,主要是其试验测量大多将混凝土保护层剥落的区域当作塑性铰区,轴压比越大,受较大的轴力作用,柱保护层剥落长度较大.但柱保护层剥落长度与塑性铰长度概念不同,保护层剥落长度与保护层厚度、轴力大小及箍筋约束有关,而塑性铰长度是纵向受拉钢筋屈服段的长度.

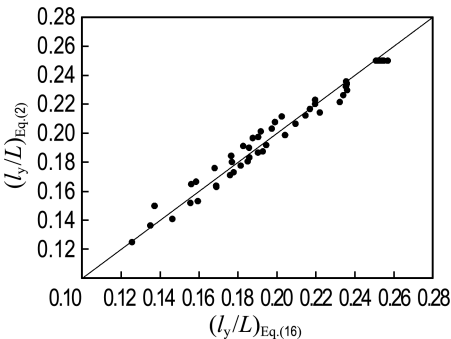


图 7 l_y/L 式(16)计算结果与式(2)计算结果的比较

Fig. 7 Comparison of l_y/L calculated by Eq. (16) and Eq. (2)

将式(16)代入式(4)可得仅考虑弯曲作用影响的柱等效塑性铰长度计算公式:

$$l_p=0.5l_y=L/[8+32n/(1+1.4\rho)] \tag{17}$$

3.2 钢筋拔出滑移的考虑

图 8 所示为柱弯曲变形时柱底墩部钢筋拔出的示意图.柱底墩部钢筋拔出是因为柱根混凝土

变形与柱墩混凝土变形不一致(柱墩混凝土类似于刚体),在柱底部弯矩作用下,钢筋从柱墩中拔出并出现滑移,导致墩部以上柱产生刚体转动,从而在柱顶产生水平位移.试验表明^[12],由钢筋拔出滑移产生的柱顶位移约占总水平位移的 1/3.

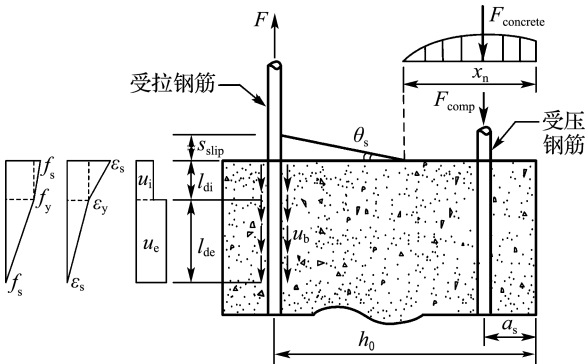


图 8 Sezen-Setzler 滑移变形计算模型
Fig. 8 Slippage deformation model suggested by Sezen and Setzler

很多研究者对钢筋拔出滑移产生的柱顶位移进行了研究^[15-20],图 8 为 Sezen-Setzler 的钢筋拔出滑移变形模型^[20],位移与钢筋屈服强度、钢筋直径、混凝土与钢筋黏结应力等因素有关.柱底墩部钢筋拔出滑移相当于增大了塑性铰的长度,所以为简化计算,目前柱顶水平位移计算常将钢筋滑移产生的位移用等效塑性铰长度增大来反映,不再单独考虑钢筋滑移产生的柱顶位移.表 1 为一些常用的考虑钢筋拔出滑移的等效塑性铰长度计算模型,增长的等效塑性铰长度为 $f_y d_b$ 的函数.由图 8 可以看出,同 l_y 一样,钢筋拔出长度 s_{slip} 与受压区高度和截面有效高度之比 x_n/h_0 有关,即与柱的轴压比有关.所以,在建立考虑钢筋拔出影响的等效塑性铰长度模型时,钢筋拔出长度也应考虑轴压比 n 的影响.

表 1 一些常用的等效塑性铰长度计算模型	
Tab. 1 Some common equivalent plastic hinge length calculation models	
模型提出者或规范	计算模型
Priestley 和 Park ^[1]	$l_p = 0.08L + 6d_b$
Paulay 和 Priestley ^[2]	$l_p = 0.08L + 0.022f_y d_b$
欧洲规范 ^[9]	$l_p = 0.1L + 0.015f_y d_b$
《公路桥梁抗震设计细则》 (JTG/T B02-01—2008) ^[10]	$l_p = \min(0.08L + 0.022f_y d_b \geq 0.044f_y d_b; 2h/3)$

注: d_b 为钢筋直径(mm), h 为柱截面高度(mm).

通过对 PEER 数据库中 30 个弯曲破坏柱试验数据的分析,在式(17)的基础上,本文提出考虑钢筋拔出影响的等效塑性铰长度计算公式:

$$l_p = \frac{L + 0.2f_y d_b}{8 + 32n / (1 + 1.4\rho)} \quad (18)$$

图 9 示出了采用本文公式(18)和表 1 中的等效塑性铰模型按式(3)计算的柱顶水平位移与

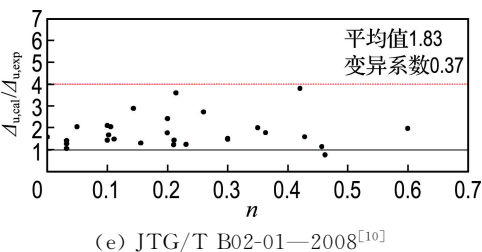
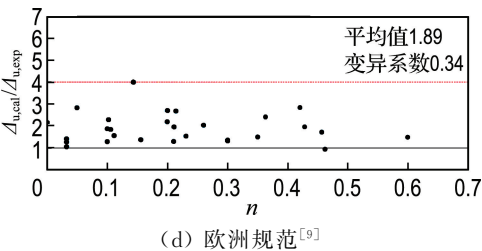
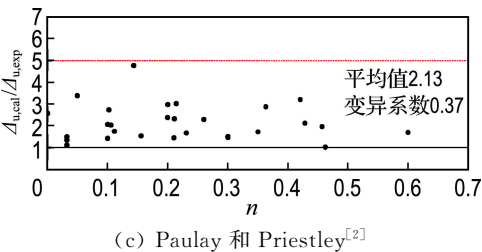
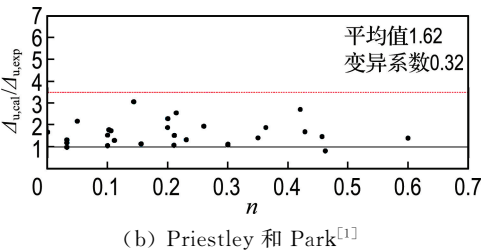
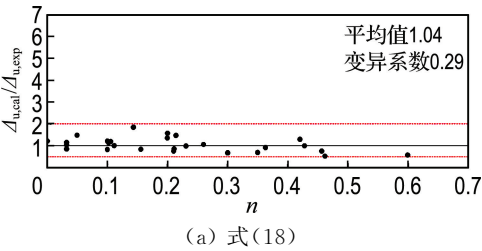


图 9 Δ_u 计算结果与试验结果比较
Fig. 9 Comparison of calculated and experimental results of Δ_u

PEER 数据库中弯曲破坏柱试验破坏极限位移的比较,试验柱极限位移按荷载-变形曲线上荷载降低到 80%最大荷载时对应的位移确定。由图 9 可以看出,按本文等效塑性铰公式计算的柱顶水平位移与试验结果符合较好,变异系数较小,其他几种公式对极限位移的计算存在不同程度的高估,其中 Priestley 和 Park 所提公式相对较好。如前所述,其他几种公式的提出均以试验拟合为主,而试验中对塑性铰区进行准确测量难度较大,存在较大误差,且拟合过程中对影响参数的考虑过于简单。此外,实际塑性铰区长度与等效塑性铰长度间概念不同,仅采用试验塑性铰区测量值对其进行拟合,无法准确描述二者的区别,从而难以对极限位移进行合理有效的估计。

4 结 语

(1)在不考虑滑移变形情况下,影响等效塑性铰长度的因素主要为钢筋屈服强度与混凝土受压强度之比、纵筋屈服应变、轴压比及受拉纵筋配筋率,其中以轴压比和受拉纵筋配筋率的影响为主。增大轴压比或减小受拉纵筋配筋率时,等效塑性铰长度减小。

(2)在等效塑性铰长度计算公式中引入纵筋屈服强度及纵筋直径,能够合理计入滑移变形影响。随着纵筋屈服强度和纵筋直径的增大,等效塑性铰长度逐步增大。

(3)按本文提出的考虑轴压比、受拉纵筋配筋率及滑移变形影响的等效塑性铰长度公式计算的柱顶水平位移与试验结果符合较好。

(4)本文公式忽略剪切变形影响,适用于弯曲破坏型钢钢筋混凝土柱抗震设计分析。

参考文献:

- [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] PAULAY T, PRIESTLEY M J N. *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings* [M]. New York: John Wiley & Sons, 1992.
- [3] GOODNIGHT J C, KOWALSKY M J, NAU J M. Modified plastic-hinge method for circular RC bridge columns [J]. *Journal of Structural Engineering*

(United States), 2016, **142**(11):04016103.

- [4] ZAHN F A. Design of reinforced concrete bridge columns for strength and ductility [D]. Christchurch: University of Canterbury, 1985.
- [5] BAE S, BAYRAK O. Plastic hinge length of reinforced concrete columns [J]. *ACI Structural Journal*, 2008, **105**(3):290-300.
- [6] HO J, PAM H J. Deformability evaluation of high-strength reinforced concrete columns [J]. *Magazine of Concrete Research*, 2010, **62**(8):569-583.
- [7] 孙治国,王东升,郭 迅,等. 钢筋混凝土墩柱等效塑性铰长度研究[J]. 中国公路学报, 2011, **24**(5): 56-64.
SUN Zhiguo, WANG Dongsheng, GUO Xun, *et al.* Research on equivalent plastic hinge length of reinforced concrete bridge column [J]. *China Journal of Highway and Transport*, 2011, **24**(5):56-64. (in Chinese)
- [8] 李贵乾,唐光武,郑 罡. 圆形钢筋混凝土桥墩等效塑性铰长度[J]. 土木工程学报, 2016, **49**(2):87-97.
LI Guiqian, TANG Guangwu, ZHENG Gang. Equivalent plastic hinge length of circular reinforced concrete bridge columns [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2016, **49**(2): 87-97. (in Chinese)
- [9] CEDN. Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures — Part 2: Bridges: Eurocode 8-2005 [S]. Brussels: Committee European De Normalization, 2005.
- [10] 中华人民共和国交通运输部. 公路桥梁抗震设计细则: JTG/T B02-01—2008 [S]. 北京:人民交通出版社, 2008.
Ministry of Transport of the People's Republic of China. Guidelines for Seismic Design of Highway Bridges: JTG/T B02-01-2008 [S]. Beijing: China Communications Press, 2008. (in Chinese)
- [11] BERRY M, PARRISH M, EBERHARD M. *PEER Structural Performance Database User's Manual* [M]. Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2004.
- [12] 张 勤. RC 柱考虑剪切作用的抗震性能和残余变形研究[D]. 大连:大连理工大学, 2014.
ZHANG Qin. Study on the seismic performance considering shear effects and residual deformations of reinforced concrete columns [D]. Dalian: Dalian University of Technology, 2014. (in Chinese)

- [13] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 混凝土结构设计规范:GB 50010—2010[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2010.
- Ministry of Housing and Urban-Rural Construction of the People's Republic of China. Code for Design of Concrete Structures: GB 50010-2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010. (in Chinese)
- [14] ESMAEILY G, XIAO Y. Seismic behavior of bridge columns subjected to various loading patterns [R]. Berkeley: PEER, 2002.
- [15] OTANI S, SOZEN M A. Behavior of multistory reinforced concrete frames during earthquakes: Structural Research Series No. 392 [R]. Urbana: University of Illinois, 1972.
- [16] HAWKINS N M, LIN I J, JEANG F L. Local bond strength of concrete for cyclic reversed loadings [C] // BARTORS P, ed. **Bond in Concrete**. London: Applied Science Publishers Ltd, 1982:151-161.
- [17] ELIGEHAUSEN R, POPOV E P, BERTERO V V. Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations [C] // **Proceedings of the 7th European Conference on Earthquake Engineering**. Athens: Technical Chamber of Greece, 1982.
- [18] ALSIWAT J M, SAATCIOGLU M. Reinforcement anchorage slip under monotonic loading [J]. **Journal of Structural Engineering-ASCE**, 1992, **118** (9): 2421-2438.
- [19] LEHMAN D E, MOEHLE J P. Seismic performance of well-confined concrete bridge columns: PEER-1998/01 [R]. Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 2000.
- [20] SEZEN H, SETZLER E J. Reinforcement slip in reinforced concrete columns [J]. **ACI Structural Journal**, 2008, **105**(3):280-289.

Study of evaluation of equivalent plastic hinge length of reinforced concrete columns

QIU Jianlei, ZHANG Yanqing, GONG Jinxin*

(School of Civil Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China)

Abstract: The equivalent plastic hinge length is an important indicator of rotational capacity and deformation capacity of reinforced concrete column subject to compressive and bending forces. In order to accurately calculate the equivalent plastic hinge length, the influence parameters of plastic hinge length are derived by cross-section analysis, and then the calculation equation of equivalent plastic hinge length considering the influence of flexural action is established. Furthermore, the calculation equation of equivalent plastic hinge length considering the influence of slippage of reinforcing bars is proposed based on the ultimate displacement data of 30 flexural destroyed reinforced concrete columns collected from the database of PEER. Finally, the ultimate displacement results calculated by the proposed formula and other formulas are compared. It's found that the plastic hinge length is mainly influenced by axial ratio n and tensile longitudinal reinforcement ratio ρ , it can decrease with the increase of n and the decrease of ρ . A good agreement between test results and calculated results by proposed formula is achieved and the proposed formula is suitable for seismic analysis of reinforced concrete columns subject to compressive and bending forces.

Key words: seismic design; reinforced concrete column; equivalent plastic hinge length; ultimate displacement