

文章编号: 1000-4750(2020)05-0112-08

型钢混凝土框架柱等效塑性铰长度研究

王 斌, 孙勇峰, 霍 光, 杨 倩

(西安工业大学建筑工程学院, 陕西, 西安 710021)

摘 要: 为了对地震作用下型钢混凝土框架柱的等效塑性铰长度做出较为准确的定义, 根据课题组前期试验结果, 对水平地震作用下型钢混凝土框架柱的破坏现象和机理进行了深入分析, 建立了地震作用下型钢混凝土柱的柱顶极限位移模型, 基于考虑纵筋屈服后型钢和核心区混凝土的弯曲效应以及型钢翼缘的应变渗透效应, 通过理论分析与推导得到了柱顶极限位移模型中各分量对应塑性转角计算方法, 最终采用曲率积分的原理建立了适用于型钢混凝土框架柱等效塑性铰长度的计算表达式。将解析方法得到计算结果与试验结果进行对比, 结果表明: 该文所提出的等效塑性铰长度计算公式与型钢混凝土框架柱在水平地震荷载作用下的试验结果吻合较好, 该研究结果可为型钢混凝土组合结构构件基于性能的抗震设计和弹塑性分析提供一定的理论支撑。

关键词: 型钢混凝土框架柱; 等效塑性铰长度; 弯曲效应; 应变渗透效应; 曲率积分

中图分类号: TU398.2; TU317.1 文献标志码: A doi: 10.6052/j.issn.1000-4750.2019.06.0333

STUDY ON EQUIVALENT PLASTIC HINGE LENGTH OF SRC FRAME COLUMNS

WANG Bin, SUN Yong-feng, HUO Guang, YANG Qian

(School of Civil and Architecture Engineering, Xi'an Technological University, Xi'an, Shaanxi 710021, China)

Abstract: In order to define the equivalent plastic hinge length of steel reinforced concrete (SRC) frame columns under earthquake, according to the test results of SRC frame columns under low cyclic loading, the top ultimate displacement model of SRC frame columns was obtained through analyzing the failure phenomena and mechanism of SRC columns under earthquake. The plastic rotation angles of each component were established by considering the bending effect in the core area and the strain permeability effect of steel flange. Finally, the formula for calculating the equivalent plastic hinge length of SRC frame columns was obtained by adopting the principle of curvature integral. Meanwhile, the calculated results of the analytical method were compared with experimental results. The results obtained by the calculation formula for the equivalent plastic hinge length proposed agree well with the test results. The research results can provide some theory support for performance-based seismic design and elastic-plastic analysis of SRC structure components.

Key words: SRC frame columns; equivalent plastic hinge length; bending effect; strain permeability effect; curvature integral

型钢混凝土(SRC)结构以其较大的承载力、良好的延性及耗能能力被越来越多地用于高层和超高层建筑结构中。目前基于性能抗震设计要求控制

高层建筑结构在大震作用下的层间位移角, 如此就对结构构件塑性变形能力的评估提出了较高的要求^[1]。为了满足结构基于性能的抗震设计要求和科

收稿日期: 2019-06-24; 修改日期: 2019-09-25

基金项目: 国家科技支撑计划项目(2013BAJ08B03); 国家自然科学基金项目(51978078, 51678475); 陕西省教育厅科研计划项目(18JK0382); 陕西省科技厅科研计划项目(2018JQ5158)

通讯作者: 王 斌(1983—), 男, 陕西渭南人, 副教授, 博士, 硕导, 主要从事结构工程和工程抗震研究(E-mail: wangbin2346@xatu.edu.cn).

作者简介: 孙勇峰(1991—), 男, 陕西铜川人, 硕士生, 主要从事结构工程研究(E-mail: sunyongfeng@st.xatu.edu.cn);

霍 光(1991—), 男, 陕西铜川人, 硕士生, 主要从事结构工程研究(E-mail: huoguang@st.xatu.edu.cn);

杨 倩(1995—), 女, 陕西渭南人, 硕士生, 主要从事结构工程研究(E-mail: 18149076352@163.com).

研需求,国外学者率先提出等效塑性铰的概念,即假定在等效塑性铰长度 L_p 范围内发生弹塑性变形,而其余部分发生弹性变形。框架柱作为结构中主要的抗侧力构件,其塑性转动能力直接影响结构的耗能和抗倒塌能力。由此可见,准确定义框架柱等效塑性铰长度,对建立合理框架柱塑性铰模型起着至关重要的作用。

通过柱高和确定的等效塑性铰长度等,采用曲率积分的计算方法可以对柱的塑性转动能力做出评价,从而为基于性能的抗震计算和研究提供依据。目前,国内外研究人员对框架柱等效塑性铰长度的计算方法及影响因素进行了大量的分析研究。Priestley 和 Park^[2]首先从钢筋混凝土桥墩柱的理论分析入手,结合钢筋混凝土桥梁墩柱试件的拟静力试验结果,得到了与柱高和纵筋直径相关的等效塑性铰长度计算方法。随后 Paulay 和 Priestley^[3]通过考虑不同强度等级的纵筋对等效塑性铰长度的影响,结合试验结果对 Priestley 和 Park 提出的等效塑性铰长度表达式进行了进一步的修正。同时,大量的文献研究亦表明^[4-5],框架柱的轴压比、剪跨比以及塑性铰区配箍率对等效塑性铰长度取值有一定影响。与此同时,国内学者也积极开展了一系列相关研究工作,并取得相应的成果,其中包括:通过柱顶极限位移的三分量模型从理论分析的角度得出了足尺寸钢筋混凝土桥墩柱等效塑性铰长度计算公式,并对各国规范中使用的等效塑性铰长度计算公式进行了比较^[6-7]。高强箍筋高强混凝土柱在高轴压比下的低周反复加载试验研究表明,箍筋的配置通过影响混凝土强度进而对柱的等效塑性铰长度产生影响^[8]。可以看出,现有的关于框架柱等效塑性铰长度的确定方法及影响因素分析大多针对钢筋混凝土结构构件。由于型钢混凝土柱中配置了型钢,在地震荷载作用下型钢混凝土框架柱的受力、变形(包括粘结滑移)以及破坏机理与钢筋混凝土结构构件有较大的不同,因此现有理论在型钢混凝土框架柱等效塑性铰长度的计算及应用方面有待于进一步验证。

鉴于此,本文基于课题组前期试验结果,对型钢混凝土框架柱在水平地震作用下的破坏机理进行了深入分析,结合极限状态下的柱顶极限位移分量模型,通过考虑弯曲效应和应变渗透效应得到了由弯曲变形和滑移变形等组成的型钢混凝土框架柱等效塑性铰长度计算模型。并进一步通过理论分

析与推导,采用多元回归的方法,最终建立了考虑配钢率、配筋率、柱高和材料特性参数的型钢混凝土框架柱的等效塑性铰长度计算公式,通过与试验结果对比分析对其有效性进行了验证,研究结果可为地震作用下该类结构弹塑性分析提供理论支撑。

1 破坏机理分析

建立适用于型钢混凝土框架柱的等效塑性铰长度计算方法,首先应充分了解地震作用下型钢混凝土框架柱的破坏机理。本文基于课题组前期进行的低周反复荷载作用下型钢混凝土框架柱试验^[9],对地震作用下的型钢混凝土框架柱的破坏机理进行了深入分析,框架柱典型的破坏形态如图1所示。



图1 型钢混凝土柱在水平往复荷载下的破坏形态
Fig.1 Failure patterns of SRC columns under horizontal cyclic loading

结合试验过程中所观察到的现象可以看出:试验中型钢混凝土柱构件的破坏过程同时也伴随着其塑性变形和塑性铰的发展,该过程可分为以下几个阶段:1) 加载初期柱底混凝土首先开裂,裂缝沿水平向开展。此时截面受拉区混凝土的开裂对截面整体刚度影响不大,试件尚处于弹性阶段,此时柱身并无塑性铰形成;2) 随着荷载或位移幅值的逐渐增加,水平裂缝进一步延伸并形成一条或者几条主裂缝,此时受拉纵筋应力达到其屈服应力,进入流幅阶段。由于纵筋进入流幅阶段,其应变急剧增加使柱身弯曲产生弹塑性变形,且在基底锚固区内由于混凝土与钢筋变形的不协调,会在一定长度范围内产生滑移即所谓的纵筋应变渗透效应,使柱身由于纵筋应变渗透产生滑移塑性变形,这一阶段柱底部开始出现塑性铰区;3) 受拉纵筋进入流幅阶段以后,伴随着荷载或加载位移幅值的进一步增大,受拉型钢翼缘的应力、应变发展有所加快,随后受拉型钢翼缘逐渐屈服,混凝土被压碎剥落,受压纵筋屈服。与受拉纵筋屈服类似,这一过程中由于受拉型钢翼缘的屈服会使柱身产生弯曲塑性变形和型钢翼缘与基底混凝土的滑移即型钢翼缘的应变渗

透效应,使得柱身由于型钢翼缘应变渗透产生滑移塑性变形,该阶段柱底部的塑性铰区长度不断扩展;4)随着荷载或加载位移幅值的进一步增加,伴随着型钢翼缘屈服,部分受拉腹板开始屈服,混凝土裂缝贯通,核心区混凝土破坏,柱顶位移达到极限,塑性铰区扩展至最大,构件最终破坏。

综上所述,由于型钢的存在,在纵向钢筋屈服后型钢混凝土框架柱仍具有一定的强度和延性,型钢混凝土柱较之钢筋混凝土柱具有更强的塑性变形能力,且结合已有研究结果可以看出^[10-11],型钢应变渗透效应较为显著且对型钢混凝土框架柱抗震性能的影响不可忽略。故在确定型钢混凝土框架柱等效塑性较长度的计算方法时,需要考虑其塑性变形的发展特点及影响,从而对型钢混凝土框架柱等效塑性较长度的计算做出新的定义。

2 建立计算模型

根据水平地震作用下型钢混凝土框架柱内力分布及反弯点位置等特点,本文取其框架柱高 H 的一半作为柱身剪跨区的长度 L 。由地震作用下型钢混凝土框架柱的破坏机理可知,纵筋屈服后的弯曲塑性变形、纵筋滑移变形、型钢与核心区混凝土的弯曲塑性变形以及型钢翼缘滑移变形对水平地震作用下型钢混凝土柱的柱顶塑性位移有显著贡献,本文对型钢混凝土柱柱身剪跨区的曲率分布做近似等效处理,其理想曲率分布及柱身变形曲线如图2所示。其中, Δ^f 和 θ_t 分别为纵筋弯曲效应在柱顶所产生的位移和相应的转角; Δ^s 和 θ_s 分别为纵筋应变渗透效应在柱顶产生的位移和相应的转角; Δ^{fs} 和 θ_{fs} 分别为纵筋屈服后,型钢与核心区混凝土的弯曲效应在柱顶所产生的位移和相应的转角; Δ^{ss} 和 θ_{ss} 分别为型钢翼缘的应变渗透效应在柱顶所产生的位移和相对应的转角。

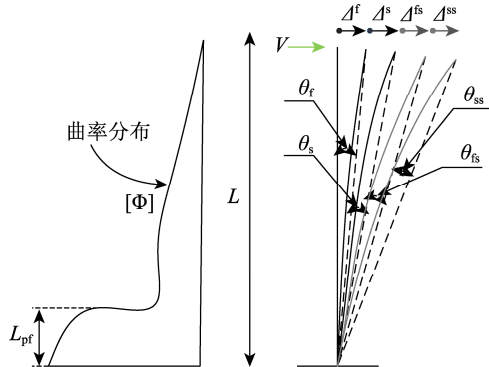


图2 型钢混凝土柱剪跨区的曲率分布及变形曲线
Fig.2 Curvature distribution and deformation curve of SRC column in shear span region

可以看出,型钢混凝土框架柱的塑性转角 θ_p 由以下4部分组成,分别为纵筋弯曲效应所产生的塑性转角 θ_p^f 和纵筋应变渗透效应所产生的塑性转角 θ_p^s ;纵筋屈服后,型钢和核心区混凝土弯曲所产生的塑性转角 θ_p^{fs} 及型钢翼缘屈服后的应变渗透效应所产生的塑性转角 θ_p^{ss} ,因此,型钢混凝土框架柱的塑性转角 θ_p 具体表达式如下:

$$\theta_p = \theta_p^f + \theta_p^s + \theta_p^{fs} + \theta_p^{ss} \quad (1)$$

2.1 纵筋弯曲塑性变形和纵筋滑移变形

如前所述,由于地震作用下的型钢混凝土框架柱从混凝土保护层开裂直至纵筋屈服强化这个破坏过程与钢筋混凝土框架柱类似,已有研究对这一过程所产生的塑性转角做出了较为准确的定义,其中弯曲塑性转角可由塑性铰区的平均塑性曲率与剪跨区内的纵筋发生塑性变形的长度相乘得到^[11-13],即:

$$\theta_p^f = (\phi_u - \phi_y) \cdot L_{pf} = (\phi_u - \phi_y) \cdot \beta \cdot L \quad (2)$$

式中: ϕ_u 为纵筋极限曲率; ϕ_y 为纵筋屈服曲率;参数 β 由相应的型钢混凝土柱中受力纵筋的应力-应变曲线确定。根据相应的钢筋本构关系可得纵筋应变硬化比 $\beta = 1 - M_y/M_u$ 。

已有研究结果表明^[12-14],随着柱底弯矩的增大,柱底纵筋进入应变硬化阶段。基底纵筋截面两侧应变大于其屈服应变,锚固区内产生所谓的纵筋应变渗透效应,从而使柱身产生纵筋滑移的塑性转角 θ_p^s ,采用 Sezen 等^[15]提出的双线性模型定义其纵筋的应力、应变分布,选取相应的理想弹塑性粘结-滑移本构关系,得到 θ_p^s 表达式如下:

$$\theta_p^s = 0.5(\phi_u - \phi_y) \cdot L_r \quad (3)$$

式中: $L_r = (f_u - f_y)D/2\sqrt{f_c}$,为纵筋的实际竖向锚固长度与规范要求的最小纵筋锚固长度之差; D 为纵筋直径; f_u 和 f_y 分别为钢材的极限抗拉强度和屈服强度; f_c 为混凝土抗压强度。

2.2 型钢与核心区混凝土弯曲塑性变形

对于钢筋混凝土柱而言,当纵向受拉筋屈服后受压区混凝土达到其极限压应变,此时构件失去承载力而最终破坏,即构件塑性变形能力达到了极限。但对型钢混凝土柱而言由于型钢的存在,框架柱在纵筋屈服甚至断裂后,柱身仍具有一定的承载力和塑性变形能力。在绕型钢强轴方向发生弯曲时的弯曲极限转角 θ_u^{fs} 可表示为:

$$\theta_u^{fs} = \theta_y^{fs} + \theta_p^{fs} \quad (4)$$

式中: θ_y^{fs} 和 θ_p^{fs} 分别为型钢翼缘弯曲极限转角中的弹性转角和塑性转角。其中型钢翼缘的弯曲塑性转角仍可由塑性铰区内的平均塑性曲率和剪跨区内发生塑性变形的型钢翼缘长度的乘积得到, 即:

$$\theta_p^{fs} = (\varphi_u - \varphi_y) \cdot \gamma \cdot L \quad (5)$$

式中: φ_u 和 φ_y 分别为型钢翼缘的极限曲率和屈服曲率, 参数 $\gamma = 1 - M_y^s / M_u^s$ (M_y^s 和 M_u^s 分别为型钢翼缘的屈服弯矩和极限弯矩) 作为型钢翼缘的应变硬化比其取值可以从相应的钢材本构关系中获得。为准确反映钢材在地震作用下的特点, 本文选取既能反映钢材应变硬化影响, 又能较好地体现包辛格效应的钢材本构关系, 其应力-应变曲线如图 3 所示。

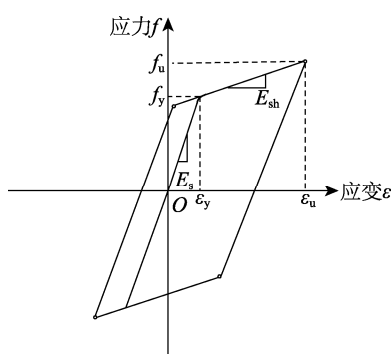


图 3 钢材的应力-应变关系

Fig.3 Stress-strain relationship of steel

2.3 型钢的应变渗透塑性变形

当型钢翼缘屈服后, 其在柱底临界截面两侧的部分变形会出现突然增大, 使得型钢和混凝土两种材料在柱底锚固区内一定长度范围内变形不协调, 产生了所谓的应变渗透现象。而型钢翼缘与混凝土的粘结强度较钢筋与混凝土的粘结强度小, 更容易发生应变渗透现象, 因此由应变渗透现象产生的柱身塑性转角成为型钢混凝土框架柱滑移塑性变形中的主要部分。

由于地震作用下柱身处于压弯剪的复合状态, 其型钢与混凝土之间的粘结作用较为复杂。为了便于对滑移所产生的塑性转角 θ_p^{ss} 进行分析研究, 本文对柱底临界截面两侧的受力状态进行合理简化, 得到其相应长度内的应力分布和微段 dx 上的应力关系, 如图 4 所示。

由于截面上受拉区腹板长度较短且已有相关研究表明腹板对型钢混凝土柱中型钢与混凝土间的粘结作用贡献较小, 因此本文忽略其作用。根据

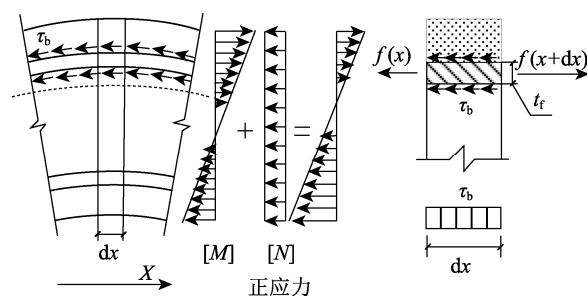


图 4 柱底临界截面两侧局部变形及应力分布关系

Fig.4 Local deformation and stress distribution on both sides of critical section at column bottom

微段 dx 上的受力, 可以得到如下纵向传力方程:

$$\frac{df(x)}{dx} = -2 \frac{b_f + t_f}{b_f t_f} \tau_b(x) \quad (6)$$

式中: $f(x)$ 为型钢翼缘上的应力; b_f 和 t_f 分别为型钢翼缘的宽度和厚度; $\tau_b(x)$ 为型钢翼缘与混凝土之间的粘结应力。此外, 根据变形协调性的要求, 型钢翼缘与混凝土之间的滑移量应表示为两种材料的变形之差, 同时混凝土极限拉应变很小, 因此相对于型钢翼缘应变可以忽略。故滑移微分方程可表示为:

$$\frac{dS(x)}{dx} = -[\varepsilon(x) - \varepsilon_c(x)] \approx -\varepsilon(x) \quad (7)$$

式中: $S(x)$ 为滑移量; $\varepsilon(x)$ 为型钢翼缘受拉应变; $\varepsilon_c(x)$ 为混凝土受拉应变。为了将上述纵向传力方程与滑移微分方程联系起来, 建立柱截面受拉侧由正应力到滑移量的关系。本文引入具有峰值后残余应力平台的理想弹塑性粘结-滑移本构关系, 如图 5 所示。

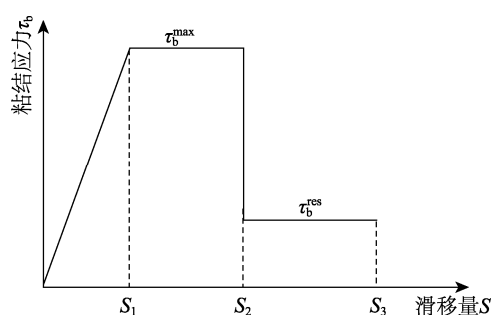


图 5 钢材与混凝土粘结滑移本构关系

Fig.5 Bond-slip constitutive relationship between steel and concrete

为了计算由应变渗透效应引起的滑移极限转角 θ_u^{ss} , 笔者参照文献[15]对其锚固区内的相关变量分布做出合理简化, 得到如图 6 所示的相关变量分布图。此时由于极限弯矩的作用, 柱底临界截面型钢翼缘达到其应变最大值 ε_u 时, 锚固段另一端的

型钢翼缘的应变逐渐减小到 0。此时的柱底锚固段内的滑移量由 S_1 变化到 S_u ，应变渗透已经在基底延伸至最大程度，剩余长度 $L_{b,min}$ 处于恰能支持柱身不至因拉拔而破坏的临界状态。

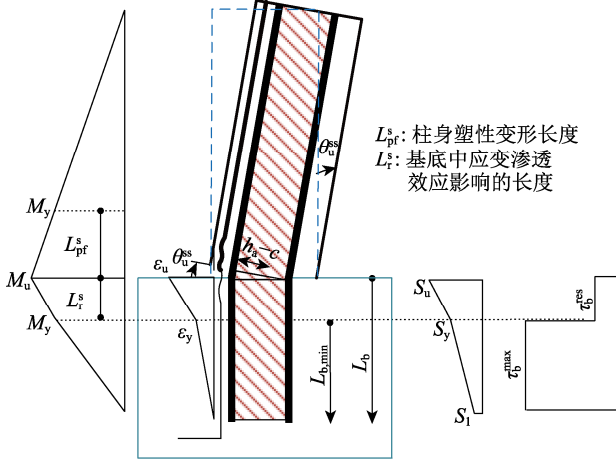


图 6 极限状态下柱底锚固区内型钢翼缘的滑移量、粘结力和应变的分布

Fig.6 Distribution of slip, bonding force and strain of profile steel flange in anchorage zone of column bottom under limit state

图 6 中 h_a 为型钢截面高度； c 为柱底临界截面受压区高度，本文假定型钢翼缘屈服后由于型钢腹板的约束该高度不变； L_b 为型钢插入基底总长度； $L_{b,min}$ 为规范要求的最小插入长度； $\tau_b^{\max}$ 为粘结应力的最大值； τ_b^{res} 为残余粘结应力； S_1 为滑移特征量； S_y 为滑移特征量 S_2 ； S_u 为在极限状态下基底型钢翼缘与混凝土之间的极限滑移量。 L_r^s 为应变渗透效应向基底延伸的最大长度； ϵ_u 和 ϵ_y 分别为型钢翼缘极限拉应变和屈服应变。

由式 (7) 可知滑移量 S 以由型钢翼缘应变沿长度方向的积分得到，故 $S_y = \epsilon_y \cdot L_{b,min} / 2$ ， $S_u = S_y + (\epsilon_y + \epsilon_u) \cdot L_r^s / 2$ ，则由型钢翼缘滑移引起的极限转角 θ_u^{ss} 的表达式如下：

$$\theta_u^{\text{ss}} = \frac{S_y}{h_a - c} + \frac{(\epsilon_y + \epsilon_u) \cdot L_r^s / 2}{h_a - c} \quad (8)$$

式中，右端第 1 项为型钢翼缘滑移弹性转角，第 2 项为其塑性转角，将 $\epsilon_y = \varphi_y \cdot (h_a - c)$ 和 $\epsilon_u = \varphi_u \cdot (h_a - c)$ 代入式 (8) 中，进而得到由型钢翼缘滑移引起的塑性转角 θ_p^{ss} 的表达式如下：

$$\theta_p^{\text{ss}} = 0.5(\varphi_y + \varphi_u) L_r^s \quad (9)$$

临界状态下，锚固段剩余长度 $L_{b,min}$ 处于恰能

支撑柱身不至因拉拔而破坏状态，该区段内型钢翼缘上的粘结应力为 $\tau_b^{\max}$ ，随着滑移量沿锚固长度方向上的变化，根据图 6 所示，锚固段上其余部分 L_r^s 上粘结强度恒为剩余粘结强度 τ_b^{res} 。则对该区段上有 $df(x) = f_u - f_y$ ； $\tau_b(x) = \tau_b^{\text{res}}$ ，由式 (6) 可得：

$$f_u - f_y = 2 \frac{b_f + t_f}{b_f t_f} \cdot \tau_b^{\text{res}} \cdot L_r^s \quad (10)$$

根据图 6 所示的滑移本构和文献 [10] 所给出的型钢混凝土平均粘结强度，本文近似地取型钢与混凝土剩余粘结强度为 $\tau_b^{\text{res}} = 0.025 f_c$ ，将其代入式 (10) 中得到 L_r^s 的表达式为：

$$L_r^s = (f_u - f_y) \frac{b_f t_f}{0.05 f_c (b_f + t_f)} \quad (11)$$

2.4 等效塑性铰计算公式的确定

通过上述分析与推导，现将式 (2)、式 (3)、式 (5) 以及式 (9) 代入式 (1) 中，最终得到型钢混凝土框架柱塑性转角 θ_p 的表达式为：

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) \cdot (\beta \cdot L + 0.5 L_r^s) + (\varphi_u - \varphi_y) \cdot (\gamma \cdot L + 0.5 L_r^s) + \varphi_y \cdot L_r^s \quad (12)$$

而由曲率积分原理可得型钢混凝土框架柱的塑性转动能力为：

$$\theta_p = \int_0^l \varphi dx = (\Phi_u - \Phi_y) \cdot L_p \quad (13)$$

式中， $\Phi_u - \Phi_y$ 为型钢混凝土柱塑性铰区的整体平均曲率，联立式 (12) 和式 (13) 得：

$$L_p = \frac{\phi_u - \phi_y}{\Phi_u - \Phi_y} (\beta \cdot L + 0.5 L_r^s) + \frac{\varphi_u - \varphi_y}{\Phi_u - \Phi_y} (\gamma \cdot L + 0.5 L_r^s) + \frac{\varphi_y}{\Phi_u - \Phi_y} L_r^s \quad (14)$$

相关研究表明^[16]，型钢混凝土柱的整体截面曲率应介于纵筋曲率和型钢翼缘曲率之间，取整体截面分析下 $M-\Phi$ 曲线中 $0.85 M_u$ 处所对应曲率为整体截面的屈服曲率，故式 (14) 中的 $(\phi_u - \phi_y) / (\Phi_u - \Phi_y)$ 、 $(\varphi_u - \varphi_y) / (\Phi_u - \Phi_y)$ 和 $\varphi_y / (\Phi_u - \Phi_y)$ 分别取 0.6、1.17 和 0.15，代入式 (14) 后得：

$$L_p = (0.6\beta + 1.17\gamma)L + 0.3 \left(\frac{f_u}{f_y} - 1 \right) \frac{f_y D}{2\sqrt{f_c}} + 0.735 \left(\frac{f_u}{f_y} - 1 \right) \frac{f_y b_f t_f}{0.05 f_c (b_f + t_f)} \quad (15)$$

已有研究指出，构件的配筋率 $\rho_l = A_s / bh$ 和配

钢率 $\rho_s = A_{sf} / bh$ (A_s 为纵筋截面面积, A_{sf} 为型钢截面面积, b 和 h 分别为柱截面的宽度和高度) 作为型钢混凝土柱两个阶段的弯矩超强系数 M_u / M_y 和 M_u^s / M_y^s 的控制因素, 分别与上述系数成正相关关系; 且由于 $\beta = 1 - M_y / M_u$ 、 $\gamma = 1 - M_y^s / M_u^s$, 所以 ρ_1 与 β 、 ρ_s 与 γ 亦成正相关关系。基于上述原因, 本文在确定型钢混凝土柱等效塑性较长度的表达式中引入配筋率 ρ_1 和配钢率 ρ_s , 同时取剪跨区长度 $L = H/2$ 来替代式(15)中的第 1 项。并结合已有钢材拉拔试验结果, 取钢材受拉的硬化比为 $f_u / f_y = 1.5$, 最终得到了具有常系数 $C_1 \sim C_3$ 的型钢混凝土框架柱塑性较长度计算表达式:

$$L_p = C_1 \rho_1 \rho_s H + C_2 \frac{f_y D}{\sqrt{f_c}} + C_3 \frac{f_y b_f t_f}{f_c (b_f + t_f)} \quad (16)$$

基于课题组前期所做的型钢混凝土柱的试验数据^[17-18]。本文采用多元线性回归的办法对式(16)中的常系数进行确定。最终得到型钢混凝土框架柱等效塑性较长度计算公式, 即:

$$L_p = 26.28 \rho_1 \rho_s H + 0.1 \frac{f_y D}{\sqrt{f_c}} + 7.35 \frac{f_y b_f t_f}{f_c (b_f + t_f)} \quad (17)$$

3 试验验证

通过文献[9]的试验结果与式(17)所得计算结果的对比分析, 对本文所建立的型钢混凝土柱等效塑性较长度计算式的合理性和可靠性进行验证。图 7 为式(17)给出的型钢混凝土框架柱 L_p 计算值与试验值的比较, 图中的虚线为第 1 象限的角平分线, 落在虚线上的点为试验值与计算值相等的点。可以看出, 本文给出的建议计算式(17)在计算型钢混凝土柱的等效塑性较长度时与试验值能够较好地吻合, 二者的线性相关系数为 0.93。

准确地定义型钢混凝土等效塑性较长度目的是对其在地震荷载作用下的塑性变形能力做出估计, 其计算结果的准确性也应该由相应的试验结果来验证。为此, 笔者整理了课题组前期所做的型钢混凝土柱在水平荷载作用下的试验结果, 构件设计参数详见文献[8], 并与计算值进行了比较。图 8 给出了二者比较的结果(图中 P 为水平力, Δ 为位移), 其中, 图中的计算值是由水平位移 $\Delta = \Phi_y L^2 / 3 + \Phi_p L_p (L - 0.5 L_p)$ 及式(17)得到。

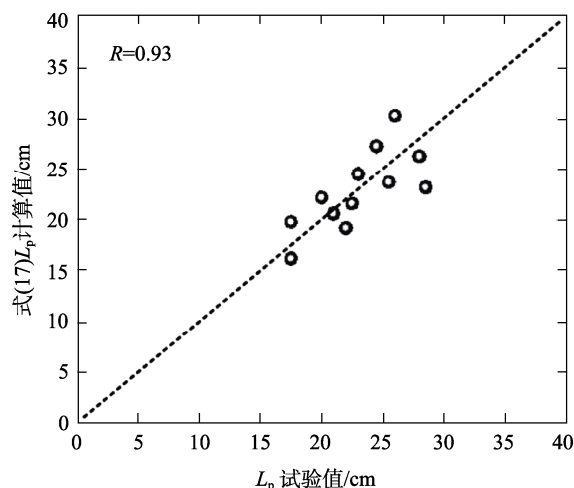
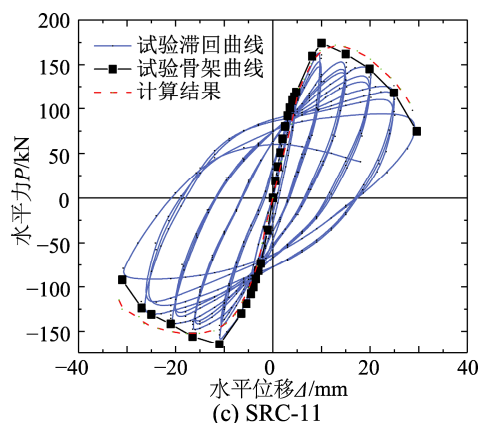
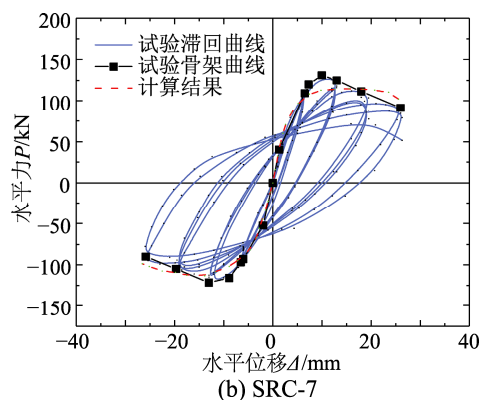
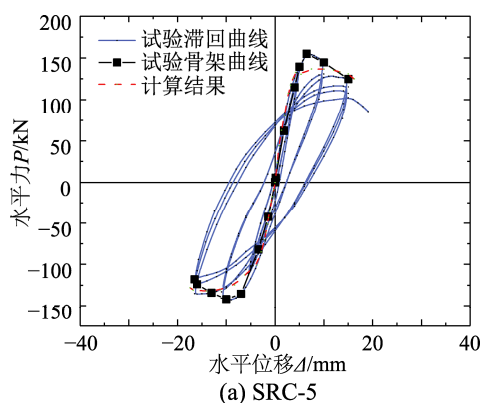


图 7 L_p 计算值与试验值的比较

Fig.7 Comparisons between calculated and test values



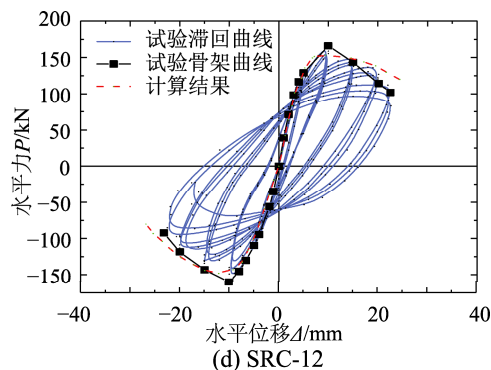


图8 侧向力-位移曲线试验值与计算值比较

Fig.8 Comparisons between experimental and calculated values of lateral force-displacement curves

可以看出, 计算结果与实验结果吻合较好, 进一步说明本文所建立的型钢混凝土框架柱等效塑性铰长度计算方法在型钢混凝土柱弹塑性分析中能够比较准确地反映构件的塑性变形能力, 同时也能较为准确地预测构件在水平荷载作用下的侧向力-位移骨架曲线。

4 结论

本文以课题组前期所做的试验结果为依据, 采用柱顶极限位移分量模型, 重点考虑弯曲效应和应变渗透效应两方面, 结合型钢混凝土柱自身的特点, 通过理论与推导, 最终建立了型钢混凝土框架柱等效塑性铰长度计算方法, 得到以下结论:

(1) 由于型钢的作用, 型钢混凝土框架柱的承载力、塑性变形能力都得到了提高。地震作用下其柱顶极限位移主要由钢材屈服后引起的弯曲塑性变形和应变渗透效应向基底锚固区延伸引起的滑移塑性变形构成。由于型钢与混凝土之间的粘结强度较小, 型钢翼缘屈服后的应变渗透效应成为其柱顶极限位移尤其是滑移变形的控制因素。

(2) 通过对柱顶极限位移各分量的理论研究和分析, 运用曲率积分的原理最终得出了由柱高、纵筋率、含钢率和相应材料特性参数组成的型钢混凝土框架柱等效塑性铰长度 L_p 计算公式。本文提出的 L_p 计算公式经试验验证能够较好地反映相应构件的等效塑性铰区域长度, 从而可以较好地预测和估计型钢混凝土框架柱的塑性变形能力。

参考文献:

[1] 陈学伟, 林哲. 结构弹塑性分析程序 OpenSEES 原理与实例[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2014.
Chen Xuwei, Lin Zhe. Principle and example of OpenSEES program for elastoplastic analysis of

structures [M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2014. (in Chinese)

[2] 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.

[3] Paulay T, Priestley M J N. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings [M]. New York: John Wiley & Sons, 1992.

[4] 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.

[5] Bae S, Bayrak O. Plastic hinge length of reinforced concrete columns [J]. ACI Structural Journal, 2008, 105(3): 290—300.

[6] 艾庆华, 王东升, 李宏男, 等. 基于塑性铰模型的钢筋混凝土桥墩地震损伤评价[J]. 工程力学, 2009, 26(4): 158—166.
Ai Qinghua, Wang Dongsheng, Li Hongnan, et al. Seismic damage assessment of reinforced concrete piers based on plastic hinge model [J]. Engineering Mechanics, 2009, 26(4): 158—166. (in Chinese)

[7] 赫中营, 叶爱君. 力法非线性梁柱单元的合理单元长度划分[J]. 工程力学, 2014, 31(7): 178—184.
He Zhongying, Ye Aijun. Rational element length division of force-based non-linear beam-column elements [J]. Engineering Mechanics, 2014, 31(7): 178—184. (in Chinese)

[8] 杨坤, 史庆轩, 赵均海. 高强箍筋高强混凝土柱的塑性铰长度[J]. 工程力学, 2013, 30(2): 254—259.
Yang Kun, Shi Qingxuan, Zhao Junhai. Plastic hinge length of high-strength concrete columns with high-strength stirrups [J]. Engineering Mechanics, 2013, 30(2): 254—259. (in Chinese)

[9] 王斌. 型钢高强高性能混凝土构件及其框架结构的地震损伤研究[D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2010.
Wang Bin. Research on seismic damage of steel reinforced high strength and high performance concrete members and frame structures [D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture and Technology, 2010. (in Chinese)

[10] 薛建阳, 赵鸿铁. 型钢混凝土粘结滑移理论及其工程应用[M]. 北京: 科学出版社, 2007.
Xue Jianyang, Zhao Hongtie. Bond-slip theory of steel reinforced concrete and its engineering application [M]. Beijing: Science Press, 2007. (in Chinese)

[11] 郑山锁, 杨勇. 型钢混凝土粘结滑移性能研究[J]. 土木工程学报, 2002, 35(4): 47—51.
Zheng Shansuo, Yang Yong. Study on bond-slip behavior of steel reinforced concrete [J]. China Civil Engineering Journal, 2002, 35(4): 47—51. (in Chinese)

[12] Tastani S P, Pantazopoulou S J. Yield penetration in seismically loaded anchorages: Effects on member

- deformation capacity [J]. *Earthquakes and Structures*, 2013, 5(5): 527—552.
- [13] Tastani S P, Pantazopoulou S J. Reinforcement and concrete bond: State determination along the development length [J]. *Journal of Structure Engineering*, 2012, 139(9): 1567—1581.
- [14] Megalooikonomou K G, Tastani S P. Effect of yield penetration on column plastic hinge length [J]. *Engineering Structures*, 2018, 156: 161—174.
- [15] Sezen H, Setzler E J. Reinforcement slip in reinforced concrete columns [J]. *ACI Structural Journal*, 2008, 105(3): 280—289
- [16] 孙玉品. 型钢混凝土柱弯矩-曲率曲线有限元分析[D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2008.
Sun Yupin. Finite element analysis of moment-curvature curve of steel reinforced concrete columns [D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture and Technology, 2008. (in Chinese)
- [17] 郑山锁, 张亮, 李磊, 等. 型钢高强混凝土框架柱抗震性能试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2012, 33(5): 124—132.
Zheng Shansuo, Zhang Liang, Li Lei, et al. Experimental study on seismic behavior of steel reinforced high strength concrete frame columns [J]. *Journal of Building Structures*, 2012, 33(5): 124—132. (in Chinese)
- [18] 彭春华. 型钢高强高性能混凝土柱轴压比限值试验研究与理论分析[D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2008.
Peng Chunhua. Experimental study and theoretical analysis on the limit value of axial compression ratio of high strength and high performance steel reinforced concrete columns [D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture and Technology, 2008. (in Chinese)

(上接第 103 页)

- [25] 李立峰, 范昕, 石雄伟, 等. 大比例预应力 UHPC-T 形梁抗弯性能试验研究[J]. *土木工程学报*, 2018, 51(5): 84—94.
Li Lifeng, Fan Xin, Shi Xiongwei, et al. Experimental study of flexural behaviour of large-scale prestressed UHPC T-shaped beam [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2018, 51(5): 84—94. (in Chinese)
- [26] 周威, 胡海波. 预留孔道活性粉末混凝土局压性能与承载力分析[J]. *工程力学*, 2014, 31(7): 119—128.
Zhou Wei, Hu Haibo. Analysis on bearing capacity and behavior of reactive powder concrete with empty concentric duct under local pressure [J]. *Engineering Mechanics*, 2014, 31(7): 119—127. (in Chinese)
- [27] DBJ 43/T 325—2017, 活性粉末混凝土结构设计技术规程[S]. 湖南: 湖南省住房和城乡建设厅, 2017.
DBJ 43/T 325—2017, Technical specification for reactive powder concrete structures [S]. Hu'nan: Department of Housing and Urban Rural Development of Hunan Province, 2017. (in Chinese)
- [28] 胡海波. 后张预应力活性粉末混凝土局压承载力试验研究[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2012.
Hu Haibo. Experimental investigation on anchorage zone capacity of post-tensioned reactive power concrete [D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2012. (in Chinese)
- [29] 超高性能混凝土结构设计技术规程[S]. 北京: 中国混凝土与水泥制品协会(征求意见稿), 2018.
Technical specification for ultra-high performance concrete structures [S]. Beijing: China Concrete & Cement-based Products Association (Exposure Draft), 2018. (in Chinese)
- [30] 公路超高性能混凝土(UHPC)桥梁技术规程[S]. 北京: 中国工程建设标准化协会公路分会(征求意见稿), 2019.
Technical standards for highway ultra-high-performance concrete (UHPC) bridge [S]. Beijing: China Committee of Highway Engineering Standardization (Exposure Draft), 2019. (in Chinese)
- [31] AASHTO LRFD bridge design specification (8th edition) [S]. Washington, DC: American Association of State Highway and Transportation Officials, 2017.