

[文章编号] 1002-8412(2011)04-0017-07

钢管混凝土组合框架弹塑性层间位移计算方法

王文达^{1,2}, 夏秀丽^{1,2}, 史艳莉^{1,2}, 张鹏鹏^{1,2} (1. 兰州理工大学 土木工程学院, 甘肃 兰州 730050; 2. 西部土木工程
防灾减灾教育部工程研究中心, 甘肃 兰州 730050)

[摘要] 基于位移的抗震设计方法是结构基于性能化抗震设计的重要方法之一, 它可直观反映结构的具体性能目标。在基于位移的抗震设计中如何确定框架的层间位移与构件变形之间的关系至关重要。本文用典型框架节来等效该层框架, 将框架层间位移转化为框架节的侧移, 通过引入塑性变形分布因子 λ_p 的概念, 建立了 λ_p 与位移延性系数 μ_δ 、强柱系数 η_c 之间的关系, 即 $\lambda_p - \mu_\delta - \eta_c$ 关系, 得出框架节的侧移分布规则, 从而求解钢管混凝土框架的弹塑性层间位移, 为该类结构基于位移的抗震设计中位移的计算提供了参考。

[关键词] 钢管混凝土框架; 弹塑性层间位移; 框架节; 位移组成; 塑性分布因子

[中图分类号] TU398; TU313 [文献标识码] A

Design Approach of Elastic-Plastic Story Drift for Concrete-filled Steel Tubular Composite Frame

Wang Wen-da^{1,2}, Xia Xiu-li^{1,2}, Shi Yan-li^{1,2}, Zhang Peng-peng^{1,2} (1. College of Civil Engineering, Lanzhou University of Technology, Lanzhou 730050, China; 2. Western Center of Disaster Mitigation in Civil Engineering, Ministry of Education, Lanzhou 730050, China)

Abstract: The theory of displacement-based seismic design (PBSD) is key issue in the modern earthquake engineering research. It can present the specific performance objective of the structure. It is important to define the relations between the elastic-plastic inter-story drift of frame and the deformation of members. The story drift can be represented by the drift of a typical beam/column sub-assembly in this paper. With the plastic deformation influence factor λ_p as a parameter, the relations among λ_p , displacement ductility ratio μ_δ , and column overstrength factor η_c , namely $\lambda_p - \mu_\delta - \eta_c$ equations, are presented. Furthermore, the rules of drift decomposition are developed so that elastic-plastic story drift of CFST frame can be gained. It can provide reference to displacement calculation of the CFST structure in the displacement-based seismic design.

Keywords: concrete-filled steel tubular (CFST) frame; elastic-plastic story drift; beam/column sub-assembly; displacement component; plastic influence factor

E-mail: wangwd@lut.cn

1 引言

基于位移的抗震设计方法是实现结构性能化抗震设计的有效方法之一, 该方法是在 20 世纪 90 年代初被提出的, 最早主要应用于桥梁抗震设计中。目前对于钢筋混凝土框架结构基于性能的研究较多, 如罗文斌和钱稼茹 (2003)^[1]、梁兴文等 (2005)^[2]、龚胡广和沈蒲生 (2005)^[3]、钱稼茹和徐福江

(2007)^[4]等。基于位移的抗震设计方法的关键问题是如何确定结构的位移要求, 即确定结构的目标位移。结构的位移要求是指在一定强度水准的地震作用下, 指定的结构性能和破坏程度所对应的最大位移, 求解位移要求是实现基于位移设计的关键步骤。门进杰等 (2008)^[5]研究了钢筋混凝土框架结构基于性能设计时的抗震设防目标确定和性能目标的量化, 为钢筋混凝土框架的基于位移设计提供了一定参考。王文达等 (2010)^[6]探讨了钢管混凝土框架基于性能化抗震设计中的一些关键技术问题。

[收稿日期] 2010-09-25

[基金项目] 甘肃省高等学校基本科研业务费专项 (0904ZTB147)

蒋丽忠等(2009)^[7]对钢-混凝土组合框架的目标位移计算方法进行了研究。而目前对于钢管混凝土组合框架基于位移的抗震设计中有关弹塑性层间位移的确定方法的研究还比较少。

钢管混凝土框架基于位移的抗震设计方法有以下关键问题需要解决:①如何确定地震作用下结构可能经受的最大容许目标位移,即框架的位移限值要求;②如何确定结构位移与构件变形之间的转换关系,即如何获得结构的弹塑性变形数值,而这需要在合理分析框架变形规则的基础上推导得出。罗文斌和钱稼茹(2003)^[8]对钢筋混凝土框架的弹塑性位移进行了解构,在此基础上提出了其目标侧移角的计算方法。本文通过对钢管混凝土组合框架基本单元变形规则的分析,选取了合理的框架节,分析了其受力和变形特征,在此基础上推导得到了钢管混凝土组合框架的弹塑性层间位移计算方法。基于本文的计算公式,可进一步进行钢管混凝土框架基于位移的抗震设计研究及应用。

2 钢管混凝土框架节叙述

为便于推导钢管混凝土框架的弹塑性层间侧移,需要选择合理的分析单元。本文选取的框架单元暂称为框架节,框架节的选取方法同文献[8]。在满足一定的条件下,框架节的受力和变形特征可代表整体结构中每一层的典型特征,因此可用框架节来等效该层框架,从而可将框架层间位移要求转化为框架节的侧移要求。

根据钢管混凝土框架节的屈服机制可得出该框架节的弹性和塑性变形规则,从而将框架整体的层间位移转化为构件的变形,实现对结构构件的变形能力设计。

2.1 基本假定

钢管混凝土框架节的变形存在很多不确定因素,为便于分析框架节的变形解构规则,本文采取以下基本假定:

- (1) 忽略梁、柱的轴向变形;
- (2) 钢管混凝土柱截面的弯矩-曲率关系曲线采用三折线模拟,如图1所示,具体表达式可参见韩林海和杨有福(2007)^[9]中描述;

(3) 钢梁截面的弯矩-曲率关系曲线采用双折线,如图2所示。

2.2 框架的层间位移与框架节侧移

框架在水平荷载作用下,假设梁、柱的反弯点分

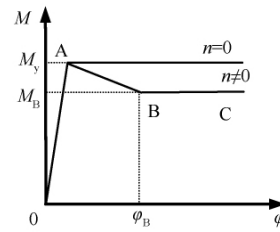


图1 钢管混凝土柱 M-φ 曲线

Fig.1 The M-φ relation of CFST column

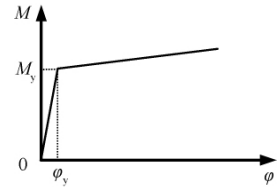


图2 钢梁的 M-φ 曲线

Fig.2 The M-φ relation of steel beam

别在跨中或柱高的一半位置,则每层的层侧移可用本层的典型框架节的侧移来等效,如图3所示(罗文斌和钱稼茹,2003^[8])。

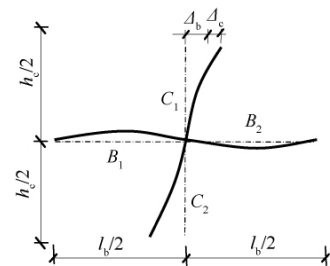


图3 框架节侧移的组成部分

Fig.3 The drift of typical beam/column sub-assembly

2.3 框架节侧移的组成部分

如图3所示,框架节的侧移定义为节点上、下柱反弯点间的相对位移;框架节的侧移角 θ 定义为 Δ 与上下柱反弯点间高度 h 之比,即:

$$\theta = \Delta/h \tag{1}$$

框架节的侧移延性系数等于框架的层间位移延性系数 μ_s,所以框架节的侧移要求 Δ_u 为:

$$\Delta_u = \mu_s \Delta_y \tag{2}$$

框架在水平力作用下的层间位移,由梁、柱和核心区变形产生,如图3所示,框架节的侧移是弹性侧移和塑性侧移之和。其弹性侧移包括梁、柱弯矩变形的贡献和梁、柱、核心区剪切变形的贡献,而塑性侧移主要包括梁、柱的塑性变形和核心区的贡献。框架节的侧移可分别表示如下:

$$\Delta_u = \Delta_y + \Delta_p \quad (3)$$

$$\Delta_y = \Delta_{by} + \Delta_c + \Delta_j \quad (4)$$

$$\Delta_p = \Delta_{bp} + \Delta_{cp} + \Delta_{jp} \quad (5)$$

式中: Δ_y 、 Δ_p 和 Δ_u 分别为框架节的屈服层间位移、塑性层间位移和极限层间位移; Δ_c 和 Δ_j 分别为柱和核心区弹性变形产生的层间位移; Δ_{bp} 、 Δ_{cp} 和 Δ_{jp} 分别为框架梁、柱和核心区塑性变形产生的层间位移; Δ_{by} 和 Δ_y 分别为梁、柱屈服变形引起的位移。

钢管混凝土柱-钢梁框架结构中,梁、柱的剪切变形均比较小,主要是节点核心区剪切变形引起的框架节的位移角。在实际工程中,框架节点核心区在垂直方向有连续的钢管混凝土柱相连,并且大部分节点两侧均有梁相连,梁对节点核心区的剪切变形有很大的约束作用。因此可以将节点核心区的变形归入梁的变形中。上述公式可以简化为下式:

$$\Delta_y = \Delta_{by} + \Delta_c \quad (6)$$

$$\Delta_p = \Delta_{bp} + \Delta_{cp} \quad (7)$$

3 典型钢管混凝土框架节变形规则

3.1 弹性阶段

根据“强柱弱梁”的设计要求,可暂假定框架梁屈服时框架节屈服,屈服前框架节处于弹性阶段。钢管混凝土框架节在弹性阶段变形中,其各个组成部分之间的比例与梁、柱的相对刚度、承载力和变形能力有关。考虑框架节点区的弯矩平衡,有:

$$\sum M_b = \sum M_c \quad (8)$$

而梁、柱端部弯矩与其位移角之间有如下关系

$$M = \frac{6EI}{L}\theta \quad (9)$$

式中: M 为梁或柱端弯矩; EI 为梁或柱刚度; L 为构件长度; θ 为构件的位移角。

定义梁、柱线刚度比 k 为:

$$k = \frac{(EI)_b L_c}{(EI)_c L_b} \quad (10)$$

式中, $(EI)_b$ 和 $(EI)_c$ 分别为梁和柱的抗弯刚度, L_c 和 L_b 分别为柱高度与梁跨度。则梁、柱位移角之间的关系为:

$$\theta_c = k\theta_b \quad (11)$$

式中 θ_c 和 θ_b 分别为柱与梁构件的位移角。

3.2 塑性阶段

框架节的塑性变形比较复杂,存在不同的屈服机制,不同的屈服机制决定了梁、柱塑性变形对框架节变形的贡献大小。对于“强柱弱梁”型框架节,框

架梁先屈服,框架节达到屈服侧移时,梁的位移角达到屈服;当框架节达到极限侧移时,框架梁将处于塑性状态,此时框架柱可能屈服,也可能未屈服,因此,应区分框架柱是否屈服分别考虑。

当框架柱未屈服时,柱处于弹性阶段,即 $\Delta_{cp} = 0$,因此梁及柱的侧移分别如下:

$$\Delta_b = \Delta_{by} + \Delta_{bp} \quad (12)$$

$$\Delta_c = \Delta_{by} + \alpha\Delta_{bp} \quad (13)$$

式中: α 为框架柱屈服后与屈服前的刚度比。

当框架柱屈服时,不同的屈服机制对其侧移都有着不同的影响。罗文斌和钱稼茹(2003)^[8]对钢筋混凝土框架的类似研究表明:强柱系数是影响框架屈服机制的重要因素,也影响着塑性变形在梁和柱之间的分配比例。其中强柱系数 η_c 是目前抗震设计规范中的柱端弯矩增大系数,即将框架柱的内力组合得到的弯矩设计值乘以系数 η_c 进行调整,该系数根据框架的抗震等级不同取值不同。为叙述方便,本文也根据文献[8]的描述,称 η_c 为强柱系数。强柱系数取值的不同可控制框架结构在大震时的不同屈服机制。

为了确定框架层间位移与构件变形之间的关系,参照文献[8],本文引入了塑性变形影响因子 λ_p ,定义柱的变形与梁的变形对框架节塑性侧移的贡献之比为塑性变形分布因子,如下式所示:

$$\lambda_p = \frac{\Delta_{cp}}{\Delta_{bp}} \quad (14)$$

通过对钢管混凝土框架节的弹塑性分析,详细讨论框架节的塑性变形分布因子 λ_p 与强柱系数 η_c 、框架节的侧移延性系数 μ_δ 的关系。采用 SAP2000 软件进行框架节的弹塑性分析。数值算例中,暂选取框架节的跨度为 9m,高度为 3.9m。梁柱构件有关参数如表 1 所示。

根据现行《建筑抗震设计规范》(GB50011-2001)^[10]强柱系数 η_c 分别取 1.1、1.2、1.4。为便于对比,框架节侧移延性系数 μ_δ 分别取 3.0、4.0、5.0、6.0。通过各框架节的侧移规则可求得框架梁及柱塑性侧移贡献和目标侧移角。框架节弹性、塑性阶段侧移与梁、柱变形的关系分析结果汇总于表 2,绘制成曲线如图 4 所示。

由图 4 可见:强柱系数越大,塑性变形影响因子越小;对于相同强柱系数的框架节,所达到的延性系数越高,则塑性变形影响因子越大,反映出随着框架

节所达到的延性水平升高,框架柱的塑性变形在整个塑性变形中的比例也在上升,上升的幅度随着强柱系数的提高幅度减小。

表1 框架节各构件参数

Table 1 The component parameters of the beam/column sub-assembly

编号	柱截面 (mm)	梁截面 (mm)	M_c (kN·m)	M_b (kN·m)	η_c
J1	600 × 16	700 × 350 × 15 × 28	2982.61	2812.88	1.1
J2	600 × 16	700 × 300 × 15 × 28	2982.61	2463.7	1.2
J3	600 × 16	700 × 300 × 13 × 24	2982.61	2148.46	1.4
J4	600 × 18	700 × 350 × 17 × 30	3341.30	3013.55	1.1
J5	600 × 18	700 × 350 × 16 × 27	3341.30	2760.75	1.2
J6	600 × 18	700 × 350 × 10 × 24	3341.30	2374.79	1.4

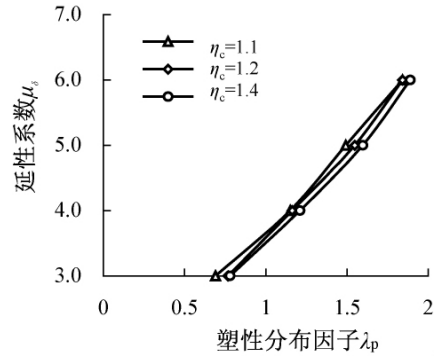


图4 框架节 $\lambda_p, \mu_\delta, \eta_c$ 关系

Fig.4 The relation of $\lambda_p, \mu_\delta, \eta_c$ of the beam/column sub-assembly

在上述分析的基础上,对塑性变形分布因子与位移延性系数、强柱系数三者之间的关系进行了回归分析,得出以下公式:

表2 框架节塑性阶段变形分布规则

Table 2 The deformation rule of the beam/column sub-assembly in plastic stage

节点	$k = \frac{E_b I_b L_c}{E_c I_c L_b}$	ϕ_{by}	Δ_y	μ_δ	Δ_u	Δ_p	Δ_{bp}	Δ_{cp}
J1 ($\eta_c = 1.1$)	0.4211	0.0054	0.0137	3.0	0.0411	0.0274	0.0162	0.0112
				4.0	0.0548	0.0411	0.0191	0.022
				5.0	0.0685	0.0548	0.0257	0.0332
				6.0	0.0822	0.0685	0.0241	0.0444
J2 ($\eta_c = 1.2$)	0.3839	0.0054	0.0137	3.0	0.0411	0.0274	0.0155	0.0119
				4.0	0.0548	0.0411	0.019	0.0221
				5.0	0.0685	0.0548	0.0215	0.0333
				6.0	0.0822	0.0685	0.0241	0.0444
J3 ($\eta_c = 1.4$)	0.3216	0.0054	0.0137	3.0	0.0411	0.0274	0.0154	0.012
				4.0	0.0548	0.0411	0.0186	0.0225
				5.0	0.0685	0.0548	0.0211	0.0337
				6.0	0.0822	0.0685	0.0237	0.0448
J4 ($\eta_c = 1.1$)	0.3224	0.0061	0.0155	3.0	0.0465	0.031	0.0158	0.0152
				4.0	0.062	0.0465	0.0188	0.0277
				5.0	0.0775	0.062	0.0215	0.0405
				6.0	0.093	0.0775	0.0244	0.0531
J5 ($\eta_c = 1.2$)	0.2958	0.0061	0.0155	3.0	0.0465	0.031	0.0156	0.0154
				4.0	0.062	0.0465	0.0184	0.0281
				5.0	0.0775	0.062	0.0213	0.0407
				6.0	0.093	0.0775	0.0242	0.0533
J6 ($\eta_c = 1.4$)	0.2898	0.0061	0.0155	3.0	0.0465	0.031	0.0149	0.0161
				4.0	0.062	0.0465	0.0178	0.0287
				5.0	0.0775	0.062	0.0206	0.0414
				6.0	0.093	0.0775	0.0235	0.0540

$$\mu_\delta = 2.1049 \ln(\lambda_p) + 2.8276 \quad (15)$$

4 特殊类型钢管混凝土框架节变形分布规则

钢管混凝土框架结构中除了如图3所示的典型框架节以外,还存在特殊类型的框架节,有边框架

节、底层框架节等,如图 5 所示。不同的框架节变形具有不同的特征,因此其变形分布也有所不同。

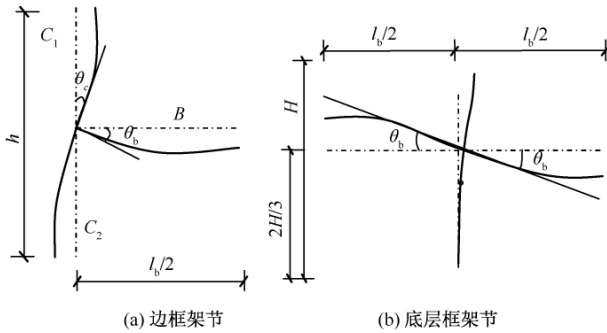


图 5 特殊类型框架节

Fig. 5 The special types of the beam/column sub-assemblage

与典型的框架节类似,图 5 所示的两种框架节变形分布规则同样应分为弹性阶段和塑性阶段分别进行分析。弹性阶段时框架节中梁、柱变形在框架节整体侧移中所占比例按梁、柱线刚度比进行分配。

表 3 边框架节塑性阶段变形分布规则

Table 3 The deformation rule of the side beam/column sub-assemblage in plastic stage

节点	$k = \frac{E_b I_b L_c}{E_c I_c L_b}$	ϕ_{by}	Δ_y	μ_δ	Δ_u	Δ_p	Δ_{bp}	Δ_{sp}
J1 ($\eta_c = 1.1$)	0.4211	0.0054	0.0137	3.0	0.0411	0.0274	0.0147	0.0127
				4.0	0.0548	0.0411	0.0228	0.0183
				5.0	0.0685	0.0548	0.031	0.0238
				6.0	0.0822	0.0685	0.0375	0.0310
J2 ($\eta_c = 1.2$)	0.3839	0.0054	0.0137	3.0	0.0411	0.0274	0.0065	0.021
				4.0	0.0548	0.0411	0.0146	0.0265
				5.0	0.0685	0.0548	0.0228	0.032
				6.0	0.0822	0.0685	0.031	0.0375
J3 ($\eta_c = 1.4$)	0.3216	0.0054	0.0137	3.0	0.0411	0.0274	0.0143	0.0131
				4.0	0.0548	0.0411	0.0225	0.0186
				5.0	0.0685	0.0548	0.0307	0.0241
				6.0	0.0822	0.0685	0.0406	0.028
J4 ($\eta_c = 1.1$)	0.3224	0.0061	0.0155	3.0	0.0465	0.031	0.0158	0.0152
				4.0	0.062	0.0465	0.025	0.0215
				5.0	0.0775	0.062	0.0341	0.0279
				6.0	0.093	0.0775	0.0457	0.0318
J5 ($\eta_c = 1.2$)	0.2958	0.0061	0.0155	3.0	0.0465	0.031	0.0157	0.0153
				4.0	0.062	0.0465	0.0249	0.0216
				5.0	0.0775	0.062	0.0341	0.0279
				6.0	0.093	0.0775	0.0498	0.0277
J6 ($\eta_c = 1.4$)	0.2898	0.0061	0.0155	3.0	0.0465	0.031	0.0158	0.0152
				4.0	0.062	0.0465	0.0251	0.0214
				5.0	0.0775	0.062	0.0345	0.0275
				6.0	0.093	0.0775	0.0512	0.0263

塑性阶段时,考虑到 λ_p 、 μ_δ 和 η_c 对其变形的影响,分别选取 6 个节点进行分析,其几何参数如表 1 所示。最后将得出的数据进行回归分析,得到 λ_p 、 μ_δ 、 η_c 之间的关系,即为塑性阶段特殊类型框架节的变形分布规则。

4.1 弹性阶段

此阶段框架节变形分布规则与梁柱线刚度比 k 有关。对于边框架节,因为边框架节只有一侧有梁,所以由节点区弯矩平衡得到:

$$2\sum M_c = \sum M_b \quad (16)$$

引入梁柱线刚度比 k 即可得出:

$$\theta_c = (1/2) k \cdot \theta_b \quad (17)$$

对于底层框架节,与典型框架节相似,只是柱的反弯点不同,所以由节点区弯矩平衡得到:

$$\sum M_c = \sum M_b \quad (18)$$

引入梁柱线刚度比 k 即可得出:

$$\theta_c = k \cdot \theta_b \quad (19)$$

表4 底层框架节塑性阶段变形分布规则

Table 4 The deformation rule of the bottom beam/column sub-assembly in plastic stage

节点	$k = \frac{E_b I_b L_c}{E_c I_c L_b}$	(λ_{by})	Δ_y	μ_δ	Δ_u	Δ_p	Δ_{bp}	Δ_{ep}
J1 ($\eta_c = 1.1$)	0.4211	0.0054	0.0137	2.0	0.0274	0.0137	0.008	0.0057
				3.0	0.0411	0.0274	0.0155	0.0119
J2 ($\eta_c = 1.2$)	0.3839	0.0054	0.0137	2.0	0.0274	0.0137	0.0099	0.0038
				3.0	0.0411	0.0274	0.0177	0.0097
J3 ($\eta_c = 1.4$)	0.3216	0.0054	0.0137	2.0	0.0274	0.0137	0.0109	0.0028
				3.0	0.0411	0.0274	0.0187	0.0087
				4.0	0.0548	0.0411	0.0227	0.0184
J4 ($\eta_c = 1.1$)	0.3224	0.0061	0.0155	2.0	0.031	0.0155	0.0076	0.0079
				2.44	0.0378	0.0223	0.012	0.0104
J5 ($\eta_c = 1.2$)	0.2958	0.0061	0.0155	2.0	0.031	0.0155	0.0091	0.0064
				2.7	0.0419	0.0264	0.0156	0.0107
J6 ($\eta_c = 1.4$)	0.2898	0.0061	0.0155	2.0	0.031	0.0155	0.0121	0.0034
				3.0	0.0465	0.031	0.0181	0.0129

4.2 塑性阶段

两种特殊类型的框架节构件参数如表1所示,表中各个框架节的跨度均为9.0m,高度为3.9m。同样分别对这6个框架节延性系数为3.0、4.0、5.0、6.0时进行了弹塑性变形分析。边框架节、底层框架节塑性阶段变形分析结果分别如表3和表4所示,并将表中的数据汇成相应的曲线如图6、图7所示。

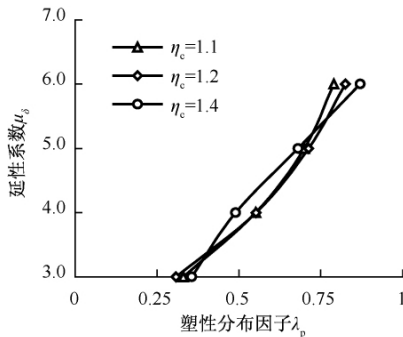


图6 边框架节 $\lambda_p \mu_\delta - \eta_c$ 关系

Fig. 6 The relation of $\lambda_p \mu_\delta - \eta_c$ of the side beam/column sub-assembly

从图6可见,边框架节 $\lambda_p \mu_\delta - \eta_c$ 的关系趋势与典型框架节类似,强柱系数越大,塑性变形影响因子越小;对于相同强柱系数的框架节,所达到的延性系

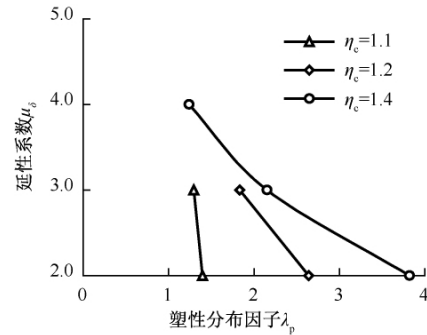


图7 底层框架节 $\lambda_p \mu_\delta - \eta_c$ 关系

Fig. 7 The relation of $\lambda_p \mu_\delta - \eta_c$ of the bottom beam/column sub-assembly

数越高,则塑性变形分布因子越大,反映出随着框架节所达到的延性水平升高,框架梁逐步退出塑性变形的贡献。对图6同样可回归出 $\lambda_p \mu_\delta - \eta_c$ 关系表达式如下:

$$\mu_\delta = 3.31 \ln(\lambda_p) + 6.38 \quad (\eta_c = 1.1) \quad (20)$$

$$\mu_\delta = 3.189 \ln(\lambda_p) + 6.33 \quad (\eta_c = 1.2) \quad (21)$$

$$\mu_\delta = 2.84 \ln(\lambda_p) + 6.13 \quad (\eta_c = 1.4) \quad (22)$$

图7反映出底层框架节由于底层柱的反弯点偏上,致使节点下部柱的计算长度缩短,并且在分析过程中底层柱比梁先出现塑性铰,增加了柱在塑性阶

段的变形贡献,因而底层框架节的延性性能劣于典型框架节,在分析时底层框架节的延性系数不能达到典型框架节的延性系数,也使得其 $\lambda_p-\mu_\delta-\eta_c$ 关系的规律不明显。对于底层框架节的弹塑性层间侧移计算,尚需根据实际工程特点进行。

5 结语

基于本文的研究,可初步得出以下结论:

(1) 用典型的钢管混凝土框架节侧移来等效该层的层间位移,并利用力、位移平衡准则可分析钢管混凝土框架节弹性和塑性阶段的变形分布规则。利用 SAP2000 有限元软件进行了框架节模拟,结果表明,钢管混凝土框架节在弹性阶段变形按梁、柱线刚度比分配到梁、柱构件上是合理的。

(2) 钢管混凝土框架节在塑性变形时考虑到塑性变形分布因子,将框架层间位移分布到梁柱构件,同时考虑到此时柱是否屈服。经验证分为两种情况是合理的。

参考文献(References):

- [1] 罗文斌,钱稼茹. 钢筋混凝土框架基于位移的抗震设计[J]. 土木工程学报, 2003, 36(5): 22~29
Luo Wen-bin, Qian Jia-ru. Displacement-based seismic design for RC frames [J]. China Civil Engineering Journal, 2003, 36(5): 22~29 (in Chinese)
- [2] 梁兴文,黄雅捷,杨其伟. 钢筋混凝土框架结构基于位移的抗震设计方法研究[J]. 土木工程学报, 2005, 38(9): 53~60
Liang Xing-wen, Huang Ya-jie, Yang Qi-wei. Displacement-based seismic design method of rc frames [J]. China Civil Engineering Journal, 2005, 38(9): 53~60 (in Chinese)
- [3] 龚胡广,沈蒲生. 一种基于位移的改进静力弹塑性分析方法[J]. 地震工程与工程振动, 2005, 25(3): 18~23
Gong Hu-guang, Shen Pu-sheng. An improved nonlinear static analysis based on displacement [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2005, 25(3): 18~23 (in Chinese)
- [4] 钱稼茹,徐福江. 钢筋混凝土柱基于位移的变形能力设计方法[J]. 建筑结构, 2007, 37(12): 30~32
Qian Jia-ru, Xu Fu-jiang. Displacement-based deformation capacity design of RC columns [J]. Building Structure, 2007, 37(12): 30~32 (in Chinese)
- [5] 门进杰,史庆轩,周琦. 框架结构基于性能的抗震设防目标和性能指标的量化[J]. 土木工程学报, 2008, 41(9): 76~82
Men Jin-jie, Shi Qing-xuan, Zhou Qi. Performance-based seismic fortification criterion and quantified performance index for reinforced concrete frame structures [J]. China Civil Engineering Journal, 2008, 41(9): 76~82 (in Chinese)
- [6] 王文达,夏秀丽,史艳莉. 钢管混凝土框架基于性能的抗震设计探讨[J]. 工程抗震与加固改造, 2010, 32(2): 96~102
Wang Wen-da, Xia Xiu-li, Shi Yan-li. Discussion of performance-based seismic design for concrete-filled steel tubular frame [J]. Earthquake Resistant Engineering and Retrofitting, 2010, 32(2): 96~102 (in Chinese)
- [7] 蒋丽忠,唐斌,谭丽芳. 钢-混凝土组合框架抗震目标位移的计算方法分析[J]. 工程抗震与加固改造, 2009, 31(3): 73~77
Jiang Li-zhong, Tang Bin, Tan Li-fang. Analysis of the seismic target displacement calculating method of steel-concrete composite frame structure [J]. Earthquake Resistant Engineering and Retrofitting, 2009, 31(3): 73~77 (in Chinese)
- [8] 罗文斌,钱稼茹. RC 框架弹塑性位移的解构规则与构件的目标侧移角[J]. 工程力学, 2003, 20(5): 32~36
Luo Wen-bin, Qian Jia-ru. Rules of elastoplastic drift decomposition of RC frames and the target drift of members [J]. Engineering Mechanics, 2003, 20(5): 32~36 (in Chinese)
- [9] 韩林海,杨有福. 现代钢管混凝土结构技术(第二版)[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2007
Han Lin-hai, Yang You-fu. Modern Concrete-filled Steel Tubular Structure Technique (second edition) [M]. Beijing: China Construction Industry Press, 2007 (in Chinese)
- [10] GB50011-2001, 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008
GB50011-2001, Code for Seismic Design of Building [S]. Beijing: China Construction Industry Press, 2008 (in Chinese)

[作者简介] 王文达(1976~),男,甘肃清水人,博士,副教授,硕士生导师,主要从事组合结构及结构抗火研究