

地震作用下钢筋混凝土框架结构防倒塌的判别

马晓董¹, 吴建华¹, 何锦江²

(1. 浙江科技学院 建筑工程学院, 杭州 310023 2. 国电机械设计研究院, 杭州 310030)

摘要: 在地震作用下保证钢筋混凝土框架结构耗能最大化,同时保证在弹塑性变形条件下大震不倒,对框架结构意义重大。基于功能原理,对框架结构在水平地震作用下达到最大弹塑性位移时的2种变形破坏模式柱铰机制和梁铰机制进行分析,给出结构倒塌指标 K_s 的下限值和防倒塌的评估判别式,通过算例和实例对规范中框架结构防倒塌的相关要求进行了计算验证。结果显示,现行抗震规范对罕遇地震作用下钢筋混凝土框架结构变形控制值是略偏保守的。

关键词: 钢筋混凝土框架结构;地震作用;功能原理;抗倒塌判别

中图分类号: TU311.2;TU313.3

文献标识码: A

文章编号: 1671-8798(2008)04-0274-05

Evaluation of R C frame structure to avoid collapse subjected to earthquakes

MA Xiao-dong¹, WU Jian-hua¹, HE Jin-jiang²

(1. School of Architecture and Civil Engineering, Zhejiang University of Science and Technology,

Hangzhou 310023, China; 2. State Power Machinery Research and Design Institute, Hangzhou 310030, China)

Abstract: It is the great significance to ensure maximum energy consumption of the R C frame structure subjected to earthquakes and to prevent structure from collapse under the elastic-plastic deformation. Based on Work-energy principle, two kinds of collapse deformation mode column plastic hinge mechanism and beam plastic hinge mechanism for R C frame structure are analyzed, which have achieved limit deformation prescribed by code. A minimum collapse index K_s and an assessment formular of avoiding collapse are given. Through calculating examples the relevant requirements in current code for seismic design of buildings are checked. The results showed that the structure deformation limit value of R C framework subject to severe seismic action is still a little bit conservative.

Key words: R C frame structure; seismic action; Work-energy principle; evaluation of resisting collapse

地震对结构的作用从本质上讲是一种能量的传递、转化与耗散的过程。当地震动输入给结构的能量小于结构的耗能能力时,结构是安全的;反之,结构将会受到破坏。大量的地震震害和工程抗震研究表明,在强烈地震下结构和构件并不存在最大承载能力极限状态的可靠度^[1],而是通过各种阻尼耗能和构件的塑性变形消耗地震输入能来抗震。

混凝土框架结构是普遍采用的一种结构形式,从震害分析及抗震试验^[2-6]发现,这种结构在强烈地震作用下构件耗能屈服倒塌主要有 2 种破坏机制:柱铰机制和梁铰机制。框架结构柱铰机制的特点是各楼层的屈服强度系数 ξ_y 基本均匀,而地震内力响应在底层最大,所以底层柱上下端在强震下首先进入屈服变形状态,而上部结构变形耗能很少。梁铰机制的特点是楼层的屈服强度系数 ξ_y 从底层往高楼层由大变小,每层柱的受剪承载力也随高度增加由大变小,各构件符合强柱弱梁、强剪弱弯的概念设计,强震作用下楼层梁端先后达到屈服产生塑性铰耗能,而底层柱根产生塑性铰很迟,文献[2]试验证实了这一现象。当然,实际构件的截面配筋面积可能存在多配或少配使得各层的 ξ_y 不一定均匀,相对较弱的楼层在地震作用下率先屈服,由塑性内力重分布也会产生某一层的柱铰破坏机制^[3]。

结构倒塌过程是一个不可逆过程,在强震作用下建筑物无论以哪一种破坏机制发生,其倒塌的结果会产生一系列次生碰撞、坍塌,这是造成重大伤亡最直接的原因。从 20 世纪中叶以来,人们采用能量时程分析方法对框架结构在地震中能量耗散行为及变形和倒塌状态进行分析,取得了一些进展^[7-10],但由于分析过程中采用的逐步积分法计算量很大,要使用专门的计算程序,并且在计算中选择结构恢复力滞回模型中的参数取材于有限层数和跨数的框架试验,因此对多高层框架结构进行防倒塌的分析判断,无论在理论上还是设计实践中仍然是工程界关注的热点,如何保证“大震不倒”一直有待进一步解决^[11]。

本文引入功能原理,对框架结构在水平地震作用下达到最大弹塑性位移时进行防倒塌承载力分析,提出计算评估判别式,为解决“大震不倒”的问题提供进一步分析和设计依据,并从承载力意义上对现行抗震规范中防倒塌相关规定的合理性进行验证。

1 弹塑性变形及框架倒塌极限分析

对框架倒塌破坏机制的研究主要有变形破坏准

则、低周疲劳破坏准则、能量破坏准则、双重破坏准则等。现行抗震规范在数千个结构算例弹塑性时程分析的计算统计基础上采用了变形破坏准则,其含义可理解为在关键构件弹塑性变形情况下,结构的变形导致整体不稳定从而危及结构对重力荷载的承受能力,其给出的变形验算表明了只要控制结构薄弱层部位在罕遇地震作用下的变形即可获得抗震安全性。规范^[1]给出的简化变形验算公式如下:

$$\Delta u_p = \eta_p \cdot \Delta u \leq [\theta_p] \cdot h$$

式中: Δu_p 为弹塑性层间位移,mm; Δu 为罕遇地震作用下按弹性分析的层间位移,mm; η_p 为弹塑性层间位移增大系数,由表 1 查出; $[\theta_p]$ 为弹塑性层间位移角限值,rad,对钢筋混凝土框架结构取 $[\theta_p] = \frac{1}{50}$; h 为薄弱层楼层高度,m。

表 1 弹塑性层间位移增大系数

Table 1 Enlarged factor of elastic-plastic layer displacement		ξ_y			
结构类型	总层数 n 或部位	0.5	0.4	0.3	0.2
层数 n	2 ~ 4	1.30	1.40	1.60	2.10
	5 ~ 7	1.50	1.65	1.80	2.40
	8 ~ 12	1.80	2.00	2.20	2.80

注:其中 $\xi_y = 0.2$ 时的工况数据由文献[3]、[4]查得。

1.1 柱铰机制

框架结构在罕遇水平地震作用下存在塑性变形集中的薄弱层是一种普遍现象,在进入弹塑性阶段以后其动能和弹性应变能在框架总耗能中所占的比例很小,地震输入能主要依靠结构的非弹性变形和各种阻尼来耗散^[7-8]。薄弱层在达到塑性最大位移时由于塑性区的滞回耗能使水平地震力已经部分减小,薄弱层上下柱端出现塑性铰。由于具体的结构在质量、刚度、场地确定以后一次主震输入的能量 E_k 是恒定值,对结构的位移反应具有决定作用,薄弱层柱顶产生 u_p 的弹塑性层间位移使结构变为如图 1 所示的“机构”。

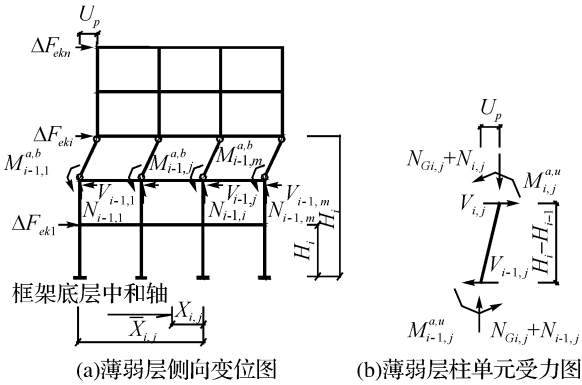


图 1 柱铰机制图

Fig.1 Model of column plastic hinge mechanism

地震输入能 E_k , 在数量上相当于水平地震力所作的外功^[9], 考虑到塑性薄弱层产生后, i 层以下结构水平位移很小, 可忽略不计, 用功能原理表示如下:

$$\begin{aligned} E_k &= \frac{1}{2} \sum_{k=1}^n F_{ekk} u_{ki} + \sum_{k=i}^n F_{ekk} (u_{pi} - u_k) \\ &= \sum_{k=i}^n F_{ekk} (u_{pi} - \frac{1}{2} u_k) \end{aligned} \quad (1)$$

式(1)中: F_{ekk} 为罕遇地震下第 k 楼层所受到的水平地震力标准值, kN , 由基于地震影响系数谱曲线的底部剪力法或振型分解反应谱法算得; u_{pi} 为第 i 楼层弹塑性位移, mm ; u_k 为第 k 楼层在罕遇地震作用下按弹性分析的位移, mm 。

在弹塑性变形过程中, 柱构件消耗的应变能取决于两部分转角: 一部分是柱端截面弹性转角 θ , 近似为柱弹性层间位移角; 另一部分为柱端塑性转角 θ_p , 近似为柱弹塑性层间位移角。故薄弱层(第 i 层)柱端塑性铰总耗能 E_H 可表达为:

$$\begin{aligned} E_H &= \frac{1}{2} \sum_{j=1}^m M_{i,j}^a \theta_{ai,j}^c + \sum_{j=1}^m M_{i,j}^a (\theta_{pi,j}^c - \theta_{ai,j}^c) \\ &= \sum_{j=1}^m M_{i,j}^a (\theta_{pi,j}^c - \frac{1}{2} \theta_{ai,j}^c) \end{aligned} \quad (2)$$

式(2)中: $M_{i,j}^a$ 为第 i 楼层第 j 根柱子依据截面实际配筋和材料强度标准值计算的正截面受弯承载力, $kN \cdot m$ 。

结构从弹性进入弹塑性变形中将始终受到各种阻尼作用, 主要体现在承台地基土非弹性变形引起的内摩擦、框架构件与填充墙之间相互挤压摩擦及构件本身的材料摩擦和整体框架自身的剩余抗力等阻力, 并对框架变形起阻碍作用。在这里, 用 E_D 表示广义阻尼耗能, 它在数量上等于框架在克服滞回耗能 E_H 基础上由作用在它上面剩余水平地震力在弹塑性位移上所作的功。如忽略结构的动能和可恢复的整体弹性应变能, 则

$$E_D = E_k - E_H \quad (3)$$

假定广义阻尼耗能全部用于倾覆做功, 那么, 作用在框架上剩余水平地震力总和同样由功能原理表示为:

$$\sum_{i=1}^n \Delta F_{eki} = \frac{E_D}{u_p - \frac{1}{2} u} \quad (4)$$

式(4)中: ΔF_{eki} 为广义阻尼耗能在第 i 楼层相对应的水平地震力标准值, kN 。

由此可以算出在薄弱层达到最大塑性位移时作

用在该楼层及以上每层楼面处的剩余水平地震力 ΔF_{eki} :

$$\Delta F_{eki} = \frac{\sum_{k=1}^n \Delta F_{ekk}}{\sum_{k=1}^n F_{ekk}} \cdot F_{eki} \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (5)$$

薄弱层(第 i 层)受到的倾覆力矩:

$$M_{fi} = \sum_{k=i+1}^n \Delta F_{ekk} \cdot (H_k - H_i) \quad (6)$$

M_{fi} 在第 i 层各框架柱中产生的附加轴力:

$$N_{i,j} = \frac{\pm A_{i,j} \cdot x_{i,j}}{\sum_{j=1}^m A_{i,j} \cdot x_{i,j}^2} \cdot M_{fi} \quad (7)$$

M_{fi} 在第 i 层各框架柱中产生的柱脚剪力:

$$V_{yi,j} = \beta \cdot \frac{M_{i,j}^{a,u} + M_{i,j}^{a,d}}{H_{i+1} - H_i} \quad (8)$$

式(8)中: $x_{i,j}$ 为第 i 楼层第 j 根柱子到所在框架第 i 层中和轴的距离, m ; $A_{i,j}$ 为第 i 楼层第 j 根柱子的截面面积, mm^2 ; β 为反复荷载作用下构件承载能力的降低调整系数, 按文献[5]研究, 可取 0.8。

要保证结构大震不倒, 薄弱层(第 i 层)整体抗倾覆承载力需满足以下判别式:

$$\beta \sum_{j=1}^m M_{i,j}^a + \sum_{j=1}^m N_{i,j} \cdot \bar{x}_{i,j} \geq M_{fi} + \sum_{k=i}^n \sum_{j=1}^m N_{gk,j} \cdot u_{pi} \quad (9)$$

其中 $\frac{N_{gi,j}}{f_{ck} b \cdot h_c} \leq 0.5$ 时, $M_{i,j}^a$ 由现行抗震规范^[1] 第 5.5.4 条文说明给出:

$$M_{i,j}^a = f_{yk} \cdot A^a (h - a_s) + 0.5 N_{gi,j} \cdot h \cdot \left(1 - \frac{N_{gi,j}}{f_{ck} \cdot b \cdot h} \right)$$

式(9)中: $\bar{x}_{i,j}$ 表示第 i 楼层第 j 根柱子到薄弱层附加轴拉力最大柱截面形心的距离, m ; $N_{gi,j}$, $N_{gk,j}$ 分别表示第 i 楼层第 j 根柱子受到重力荷载代表值产生的柱轴压力和第 k 楼层第 j 根柱子受到本层重力荷载代表值产生的柱轴压力, kN , 分项系数取 1.0; h , a_s , b , h 分别表示构件截面的有效高度、纵向受压钢筋合力点到构件截面受压边缘的距离、宽度、高度, mm ; f_{yk} , f_{ck} 分别对应于纵筋的强度标准值和混凝土的轴心抗压强度标准值, N/mm^2 ; A^a 表示实际受拉钢筋面积, mm^2 。

1.2 梁铰机制

框架结构在水平地震作用下各层梁端塑性铰先后产生, 底层柱脚产生塑性铰的时间很迟, 柱子的其

余部分可以保持弹性,如图2所示,其中 $\Delta \mathbf{u}_{pi} = \mathbf{u}_{pi} - \mathbf{u}_{pi-1}$ 。这一类结构没有明显的薄弱层现象,并能吸收大量的地震能量,震后易于修复,是最佳的倒塌模式,故:

$$\mathbf{E}_{ek} = \sum_{i=1}^n \mathbf{F}_{eki} \left(\mathbf{u}_{pi} - \frac{1}{2} \mathbf{u}_i \right) \quad (10)$$

图2 梁铰机制图

Fig.2 Model of Beam Plastic Hinge Mechanism

考虑到塑性内力重分布,并假定梁塑性铰靠近柱边,各层梁和底层柱脚弹塑性转角近似相等^[5],即 $\theta_{p0,j} = \theta_{pi,j}$,同时假定广义阻尼耗能全部用于倾覆做功,框架塑性铰总耗能 \mathbf{E}_H 、广义阻尼耗能 \mathbf{E}_D 、底层倾覆力矩 \mathbf{M}_f 可分别表达为:

$$\mathbf{E}_H = \sum_{j=1}^m \mathbf{M}_{f,j}^a \left(\theta_{p0,j}^c - \frac{1}{2} \theta_{0,j}^c \right) + \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^{2(m-1)} \mathbf{M}_{fi,j} \cdot \left(\theta_{pi,j}^b - \frac{1}{2} \theta_{0,j}^b \right) \quad (11)$$

$$\begin{aligned} \mathbf{E}_D &= \mathbf{E}_{ek} - \mathbf{E}_H \\ &= \sum_{i=1}^n \Delta \mathbf{F}_{eki} \left(\mathbf{u}_{pi} - \frac{1}{2} \mathbf{u}_i \right) \\ &\approx \left(\theta_p^c - \frac{1}{2} \theta_0^c \right) \cdot \sum_{i=1}^n \Delta \mathbf{F}_{eki} \mathbf{H}_i \end{aligned} \quad (12)$$

$$\mathbf{M}_f = \sum_{i=1}^n \Delta \mathbf{F}_{eki} \cdot \mathbf{H}_i = \frac{\mathbf{E}_D}{\theta_p^c - \frac{1}{2} \theta_0^c} \quad (13)$$

式(11)中 $\mathbf{M}_{fi,j}$ 为第 i 楼层第 j 根梁依据截面实际配筋和材料强度标准值计算的正截面受弯承载力, $\text{kN} \cdot \text{m}$,其中 $\mathbf{M}_{fi,j}$ 由文献[1]第5.5.4条文说明给出: $\mathbf{M}_{fi,j} = f_{yk} \cdot \mathbf{A}_s^a (\mathbf{h} - \mathbf{a}_s)$; $\theta_{pi,j}$ 为第 i 楼层第 j 个梁端弹塑性转角, rad ; $\theta_{0,j}$ 为罕遇地震下第 i 楼层第 j 个梁端弹性转角, rad 。

要保证大震不倒,整体抗倾覆承载力需满足以下判别式:

$$\beta \sum_{j=1}^m \mathbf{M}_{f,j}^a + \sum_{j=1}^m \mathbf{N}_{0,j} \cdot \bar{\mathbf{x}}_{0,j} \geq$$

$$\mathbf{M}_f + \sum_{k=1}^n \sum_{j=1}^m (\mathbf{N}_{gk,j} \cdot \mathbf{H}_k \cdot \theta_{p0,j}) \quad (14)$$

式(9)、(14)如不成立则需要改变柱截面面积,重新配置检验柱纵筋或采用其他特殊构造措施。

如将式(9)、(14)左边定义为结构总名义抵抗矩,用 \mathbf{M}_R 表示;右边定义为结构总名义倒塌倾覆力矩,用 \mathbf{M}_S 表示,并用 $\mathbf{K}_S = \frac{\mathbf{M}_R}{\mathbf{M}_S}$ 定义为倒塌指标。 \mathbf{K}_S

值大小反应了结构在大变形极限状态下抗倒塌倾覆的能力,它与结构破坏机制、构件梁及柱端的耗能能力及受到的阻尼有关。需要说明的是,结构阻尼耗能对剩余水平地震力 $\Delta \mathbf{F}_{ki}$ 有着重要影响,完全相同的框架结构在进入弹塑性变形过程中如果受到的阻尼耗能不同,其倒塌指标 \mathbf{K}_S 也会不一致。在前述中,如果考虑结构的动能和弹性应变能不为零,而结构滞回耗能充分产生,则由能量守恒可知阻尼耗能的数值将减小,假定该阻尼耗能值全部用于倾覆力做功,则倾覆力矩 \mathbf{M}_f (或 \mathbf{M}_{fi}) 减小,因而 \mathbf{K}_S 值增大。而对结构来说,阻尼耗能的产生一般落后于滞回耗能的产生,随着结构变形的增大、阻尼耗能的增加,实际上只有一部分阻尼耗能在滞回耗能的产生和发展过程中消耗部分地震输入能,并帮助滞回耗能分摊抵抗结构倾覆力矩做功。而剩余的阻尼耗能值并没有消耗在阻尼中,而是全部用于倾覆力做功。因此 \mathbf{K}_S 值也将随着结构实际消耗的阻尼耗能值的增大而增大。因此对2种变形破坏模式的抗倒塌判别(9)、(14)两式算得的 \mathbf{K}_S 值应是下限值。

2 算例分析

取文献[4]算例:某4层钢筋混凝土现浇框架结构厂房,如图3所示。图中 $\mathbf{G} \sim \mathbf{G}$ 为各楼层重力荷载代表值。框架梁截面尺寸 $250 \text{ mm} \times 600 \text{ mm}$,柱截面尺寸 $450 \text{ mm} \times 450 \text{ mm}$,为强梁弱柱型框架。柱混凝土为C30,钢筋为II级, $f_{yk} = 335 \text{ N/mm}^2$ 。第一层柱配筋 $\mathbf{A}_s^a = 628 \text{ mm}^2$,第2~4层柱配筋 $\mathbf{A}_s^a = 402 \text{ mm}^2$ 。 $\mathbf{a}' = 35 \text{ mm}$ 。已知结构基本周期 $\mathbf{T}_1 = 0.4 \text{ s}$,位于I类场地一区,设计基本地震加速度为 0.2 g 。试验算薄弱层防倒塌的能力。

根据楼层参数 \mathbf{a} 的计算知 $\mathbf{a}(i) > 0.8$,结构 ξ_y 沿高度分布均匀,由此判别结构底层为薄弱层。

由弹性分析计算, $\mathbf{u} = \Delta \mathbf{u} = 0.0555 \text{ m}$, $\xi_y(1) = 0.25$,并查表1知 $\eta_p = 1.85$, $\mathbf{u}_p = \Delta \mathbf{u}_p = \eta_p \cdot \Delta \mathbf{u} = 0.103 \text{ m} > 0.091 \text{ m}$ (规范限值),不满足要求。

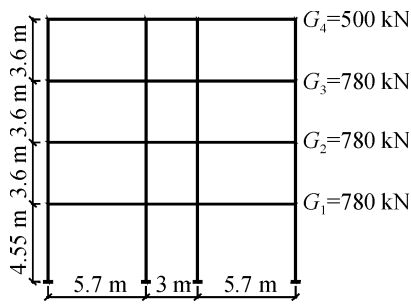


图 3 框架算例

Fig.3 Calculating frame example

总输入能 : $E_{sk} = (224 + 361 + 520 + 484) \times (0.103 - 0.0555/2) = 119.572(kN \cdot m)$

底层滞回耗能 : $E_H = 8 \times 208.02 \times [(0.103 - 0.5 \times 0.0555)/4.55] = 27.522(kN \cdot m)$

底层阻尼耗能 : $E_D = 119.572 - 27.522 = 92.05 kN \cdot m$

作用在框架上的当量水平地震力总和 :

$$\sum \Delta F_{eki} = 92.05 / (0.103 - 0.5 \times 0.0555) = 1223.255(kN)$$

$$\text{故} \Delta F = 1223.255 \times 224 / 1589 = 172.44(kN)$$

$$\Delta F_2 = 245.91(kN),$$

$$\Delta F_3 = 354.22(kN),$$

$$\Delta F_1 = 329.70(kN)$$

$$\text{倾覆弯矩 } M_r = 245.91 \times 3.6 + 354.22 \times 7.2 +$$

表 2 民用建筑和工业厂房验算实例

Table 2 Checked examples of civil and industrial buildings

建筑物名称	层数	总高/m	地震力计算参数			层屈服强度系数	薄弱层	$\Delta u_p/mm$	θ_p/rad	K_s
			周期 T_1/s	烈度	场地					
文献[5]	4	15.35	0.4	8	I	0.25	1	103.00	1/44	1.06
住宅	4	12.3	0.89	7	II	0.99	2	24.05	1/128	3.05
电子厂房	9	32.4	1.58	7	II	1.79	1	32.44	1/160	5.22
综合楼	4	20.1	1.52	7	II	0.73	1	81.97	1/73	3.11
办公楼	5	19.1	1.84	8	II	0.41	1	32.83	1/155	2.38
营业楼	5	19.4	1.24	7	III	0.53	1	55.16	1/90	1.69
宿舍楼	6	22.5	1.52	7	II	0.79	1	31.89	1/103	3.23

3 结 语

基于功能原理对钢筋混凝土框架结构在水平地震作用下达最大弹塑性位移时的倒塌风险进行了理论分析和评估,并从框架结构承载力意义上提出了倒塌指标 K_s ,为框架结构“大震不倒”的进一步研究提供了参考。

框架结构在柱铰机制条件下滞回耗能占总输入能份额较小(按本算例为 23.02%),其抗倒塌性能

$$329.70 \times 10.8 = 6996.45(kN \cdot m)$$

倒塌倾覆弯矩及抵抗矩为 :

$$M_s = 6996.45 + 2 \times 530.42 \times 0.103 + 2 \times 683.58 \times 0.103 = 7246.54(kN \cdot m)$$

$$M_r = 0.8 \times 4 \times 208.02 + \left[\frac{-5.7 \times 1.5}{(1.5^2 + 7.2^2) \times 2} + \frac{8.7 \times 1.5}{(1.5^2 + 7.2^2) \times 2} + \frac{14.4 \times 7.2}{(1.5^2 + 7.2^2) \times 2} \right] \times 6996.45 = 7662.12(kN \cdot m)$$

$$\text{则 } K_s = M_r / M_s = 1.06$$

结合近年来所设计的民用建筑和工业厂房框架结构实例,采用 PKPM 建模计算将其部分结果汇总于表 2,其中 K_s 由本研究方法算得。通过计算可知,表 2 中的实例均未出现“梁铰机制”,而是以某一薄弱层“柱铰机制”形式破坏,其 Δu_p 均未达到 $h/50$ 的限值, K_s 远大于 1.0,说明在罕遇地震作用下,结构抗倒塌是安全的。通过进一步计算分析可知,假定 Δu_p 取 $h/50$ 的规范限值并代入本文公式计算,此时表 2 中 K_s 值减少 6.8%~13.0%,即在满足现行抗震规范所规定的弹塑性位移限值情况下,框架设计实例倒塌指标 K_s 均大于 1,而文献[4]算例在弹塑性位移值略大于规范限值时,按本文计算 K_s 值仍大于 1.0,可见,从总体上看现行抗震规范指标是略偏保守的。

还将取决于阻尼耗能的发挥大小。对梁铰机制的框架由于滞回耗能占总输入能很大一部分,其抗震及抗倒塌性能均优于柱铰型框架。本文的理论推演中假定阻尼耗能 E_D 全部用于倾覆做功,故给出的抗倒塌指标 K_s 值应为下限值。

通过工程实例及算例验算表明,现行抗震规范对罕遇地震作用下钢筋混凝土框架结构变形控制值是略偏保守的。

(下转第 303 页)