

2

13-24

罕遇地震作用下 剪切型结构的可靠性分析

赖明 杨红
(建筑工程学院)

352.11
TU 311.3

A

摘要 在采用对数正态分布对结构受罕遇地震作用下的非线性反应最大值分布拟合的基础上,对结构的抗倒塌破坏的可靠度进行了讨论;并分析了各统计量的置信区间。通过对结构破坏概率的分析,讨论了《建筑抗震设计规范》(GBJ11-89)中关于以时程分析法进行二阶段设计时地震波输入数量的限值问题;本文还就结构响应的概率分布作了简要分析。

关键词 罕遇地震, 剪切型结构, 可靠性

中图法分类号 TU311.3

对一给定的结构,它在具有一定统计特征的地震动作用下的最大反应(如房屋的最大层间相对位移、顶点最大位移、最大层间剪力、基底最大剪力等)常是抗震设计中主要关心的问题。但由于地震动输入是一复杂的非平稳随机过程,要想准确模拟结构在将来可能遭受的地震中所承受的地震动输入是不可能的,一般只能将地震输入加速度峰值与规范规定的设防烈度相协调及按规范的标准反应谱或设计地震动的反应谱反造人工地震波。但是,即使是以同一目标谱反造的地震波,且其加速度峰值、特征周期、持时等均很接近,它们对同一结构所激发的响应仍可能存在很大的差异(图1)。由此可见,要可靠地描述结构在地震中的响应,必须将地震动输入视为一随机过程,以概率统计理论为基础,针对建筑物的动力特性和场地的地面运动特征,考虑地震动参数的不确定性,并以建筑物所在场地发生不同等级地震的概率及建筑物的使用期限和用途为依据,分析结构非线性反应的概率特征,寻求结构响应的各种分布规律,从而研究结构的破坏概率。

在一般工程实际的统计分析中,通常只用到一阶矩和二阶矩,即均值 μ 和方差 σ^2 这两个统计量。实际上,对于一个随机过程,其统计特征很多,如:相关函数、谱密度或具有给定概率的最大值等。因此,要取得结构地震响应较全面、丰富的信息,必须对这些统计特征进行分析。

本文用时程分析法对剪切型结构在罕遇地震作用下的非线性反应进行了大量分析,利用所求得的统计量,结合选择的概率密度函数形式,对结构非线性响应的概率分布进行了近似描述,进而讨论了抗震结构的破坏概率等问题。

* 收稿日期:1994-05-04

赖明,男,1956年生,教授,重庆建筑大学建筑工程学院(630045)

1 计算假定及结构模型

本文针对几个典型的结构,对其在不同特性的地震动输入下的反应进行了计算。本文的计算假定、结构参数如下。

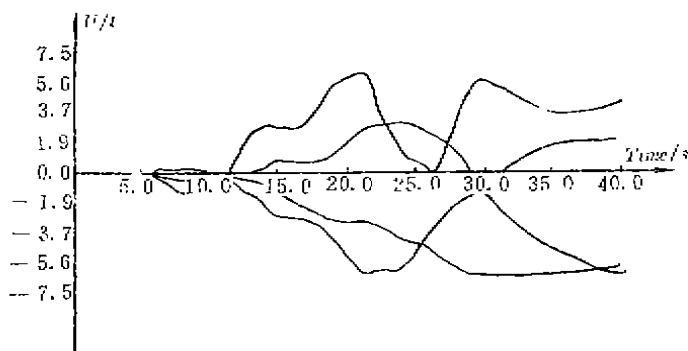


图1 同一结构在不同地震输入下的反应

本文讨论的结构均为各层均匀的剪切型结构(即同一结构 $\xi_n = \xi_r = \text{常量}$,各层质量 m_n ,刚度 K_n 也为常数 m, K_0) 其结构参数见表1。

表1 结构参数

层数 (N)	自振周期 T_0 (s)	质量 m (kg)	第一刚度 k_0 (kN/m)	α	β	退化刚度系数 P	阻尼比系数 ζ
8	0.8	1×10^5	9.05659×10^2	0.08314	0.02266	0.00	0.05

注:不同结构楼层层间屈服强度系数 ζ_i 的值在后文相应处注明。

结构简化为层间剪切模型,将各层质量集中于相应楼层处,即每个质点只计一个平动自由度(图2)。

本文采用的恢复力模型为退化双线性模型(图3)

本文采用的地震动输入是以《建筑抗震设计规范》(GBJ11-89)所规定的24条标准反应谱为目标谱(分别对应7°,8°,9°, I~IV类场地,近、远震情况),利用自回归滑动平均模型(ARMA模型)和参数识别技术反造的720条人工地震波(每个集系30条地震波)^[6]。加速度峰值调至与规范规定的罕遇地震时地面加速度峰值一致(表2)。

表2 大震作用中各烈度对应的地面运动加速度幅值

地震烈度	7°	8°	9°
地面加速度峰值 (m/s^2)	2.205	3.969	6.174

本文研究的结构响应的指标是:

最大层间相对位移延性系数 μ_{max}

$$\mu_{max} = \max(\mu_i) \tag{1}$$

$$\mu_i = \frac{x_{max,i}}{x_{e,i}} \quad (k = 1, 2, \dots, N) \tag{2}$$

式中： N ——结构总层数

$x_{max,i}, x_{e,i}, \mu_i$ ——分别为结构第 i 层的最大层间弹塑性相对位移、层间屈服位移及该层的层间相对位移延性系数。

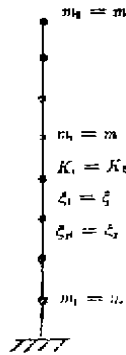


图2 层间模型示意

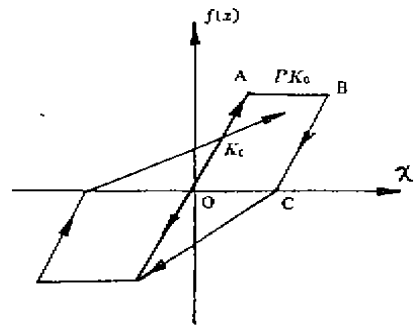


图3 恢复力模型示意

2 结构非线性反应概率分布

对结构的非线性响应,常通过最大值分布、频度分布、峰值分布等进行描述。

到 $t=0$ 到 $t=T$ 之间,随机过程 $X(t)$ 的一个样本 $x_i(t)$ 存在一个最大值 $x_{r,i} = \max |x_i(t)|$; 随机过程 $X(t)$ 的无穷个样本 $[x_i(t) (i=1, 2, 3 \dots)]$ 的最大值 $[x_{r,i} (i=1, 2, 3 \dots)]$ 构成了一个新的随机变量 X_r , 随机变量 X_r 的最大值的累积概率分布函数

$$P_{x_r(a)} = \int_{-\infty}^a P_{x_r}(y) dy \tag{3}$$

即为随机过程 $X(t)$ 最大值的概率分布函数。

从 $t=0$ 到 $t=T$ 之间,反应的每一点 $x_i(t) \leq |a|$ 的累积概率分布即为频度的概率分布函数。

这些反应的分布函数在工程上有十分重要的作用,但限于对地震动输入的模拟方法和随机振动的理论解法,现在尚无精确的解析式来计算它们。文献[3]利用随机振动分析方法对给定概率下结构体系的最大反应作了估计,其超越概率为 P 的最大反应可以写为^[3]:

$$Y_p = \nu_p \sigma_r \tag{4}$$

式中: ν_p ——峰值系数,其解即首达问题;

σ_r ——结构反应的根方差。

但要推得理论解的最后公式,必须对地震动输入及结构体系作很大的近似假定(如平稳白噪声输入、线性体系、系统为无频率密集、小阻尼)。这样所得的结果不但与结构的实际地震反应有一定差距,而且公式复杂,难以推广采用。

在本文研究中,作者采用 Monte Carlo 方法,直接计算均匀剪切型结构在罕遇地震作用

下的实际响应,然后通过统计分析,寻求其最大值和频度的概率分布特性。

3 剪切型结构在罕遇地震作用下的频度分布规律

从随机振动的观点看,地震作用下均匀结构在正负两个方向上振动的概率是相同的。故其响应的分布是正负对称的,即中心在 $x=0$ 处。从本文大量统计分析的结果来看,其反应的频度的概率密度分布直方图关于纵轴对称,且可以近似用正态分布进行拟合。

以下分析中均以结构中层间相对位移延性系数 μ_{max} 最大的那一层的反应为研究对象,以该层层间相对位移系数 $u(t)$ 为指标进行分析。

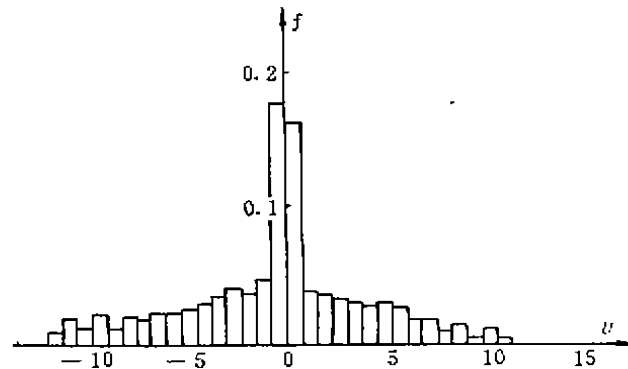


图4 地震过程中结构的层间相对位移系数分布统计图

从图4中可以发现, $\mu(t)$ 在 $[-0.5, 0.5]$ 之间的点很多。这样的形式与正态分布差别很大。造成这一现象的原因是:在地震开始时,虽然有输入,但由于 $\ddot{x}_g(t)$ 很小,使结构在这一段时间内表现出位移很小的弹性振动。这样的反应对结构最终的破坏或累积损伤影响极小。故统计时可将这一部分记录大部分排除在外。由此得到的统计结果见图5。图6为将其左右平均后所得的结果。

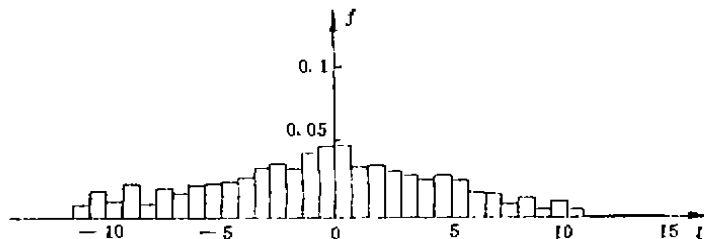


图5 排除部分时程后相对位移系数的分布图

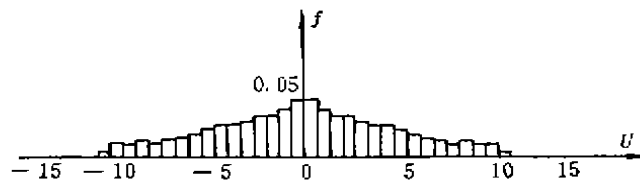


图6 将正、负向平均后相对位移系数的分布图

注:①结构参数见表1.5, $\eta = 0.25$

②地震输入为 W841(共30条波)

- 其中: W ——地震波代号;
- 8——地震烈度(8度);
- 4——场地类别(Ⅳ类场地);
- 1——近远震类别(远震)。

经过上面的处理,可以发现,用正态分布函数对频度分布进行拟合是可行的。

正态分布的概率密度函数 $\varphi(x)$ 为

$$\varphi(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left\{-\frac{(x-a)^2}{2\sigma^2}\right\} \quad (-\infty < x < \infty) \quad (5)$$

在本文中: $a = 0$

以正态分布对 ξ_r 不同的结构,将其 $\mu(t)$ 的分布进行拟合后的结果见图7~图10。

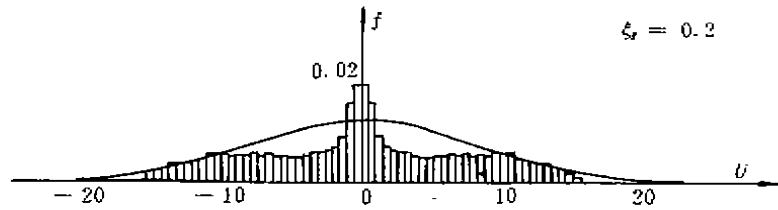


图7 屈服强度系数为0.2的结构层间相对位移系数的统计与拟合结果

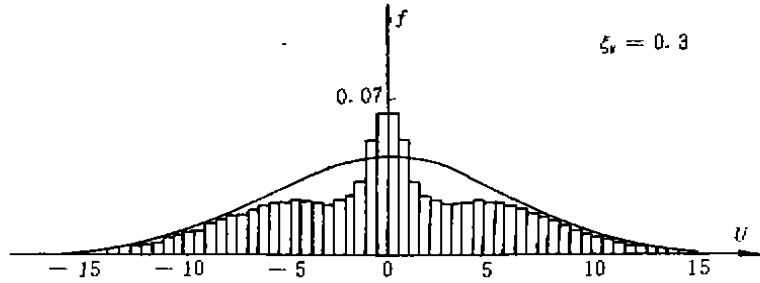


图8 屈服强度系数为0.3时的结果

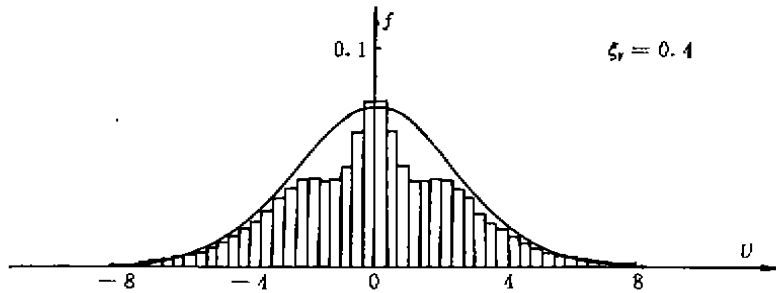


图9 屈服强度系数为0.4时的结果

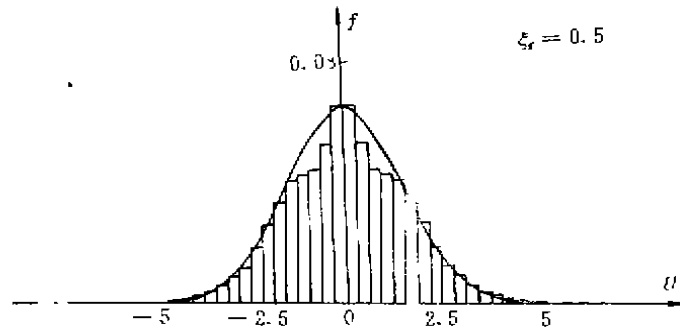


图10 屈服强度系数为0.5时的结果

从图中可见： ξ_r 较大的中强结构，其非一性反应的离散程度是较小的，这样拟合的效果较满意。而对 $\xi_r \leq 0.2$ 的弱结构，其统计量与拟合分布有一定误差。但应看到，在 $\mu(t)$ 较大的两侧，拟合的效果仍是比较满意的。

从研究应用的角度看，若作穿越概率分析，结构的破坏概率可表示为：

$$P(|\mu| > \mu_r) = \int_{-\infty}^{-\mu_r} \varphi(\mu) d\mu + \int_{\mu_r}^{+\infty} \varphi(\mu) d\mu \quad (6)$$

所以，这里需要的是 $|\mu| \geq \mu_r$ 的两侧分布形状尽可能地好。一般情况下， $\mu \geq 5$ 后，分布拟合的效果已很好了。

综上所述，可以认为用正态分布拟合结构响应的频度分布是合适的。

4 罕遇地震作用下均匀剪切型结构变形响应的最大值分布

如前所述，结构响应的最大值是工程界关心的指标。根据作者的研究^[4]，结构楼层间屈服强度系数 ξ_r 对其反应的最大值有重要影响。故本文以 ξ_r 取不同值的六个结构（结构参数见表1）进行最大反应的统计分析。

4.1 分布的形状

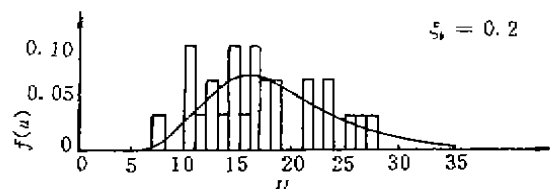


图11 屈服强度系数为0.2时结构响应最大值的统计及拟合结果

从图11~图16的直方图可以看出，结构最大响应的分布可以用对数正态分布进行拟合，其概率密度函数 $f(\mu_{max})$ 为：

$$f(\mu_{max}) = \frac{1}{\mu_{max} \sigma_{\ln \mu_{max}} \sqrt{2\pi}} \exp\left\{ -\frac{(\ln \mu_{max} - \overline{\ln \mu_{max}})^2}{\sigma_{\ln \mu_{max}}^2} \right\} \quad (7)$$

式中 $\overline{\ln \mu_{max}} = \ln \mu_{max} - \frac{1}{2} \sigma_{\ln \mu_{max}}^2$

$$\sigma_{\ln \mu_{max}} = \ln \left(1 + \frac{\sigma_{\mu_{max}}^2}{\mu_{max}^2} \right)$$

$\mu_{\max}, \sigma_{\max}^2$ ——分别为结构非线性反应的最大值的均值和方差。

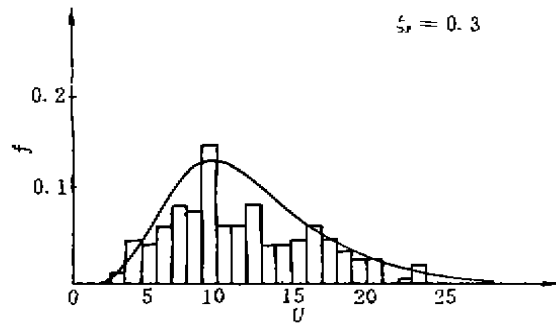


图 12 屈服强度系数为0.3时的结果

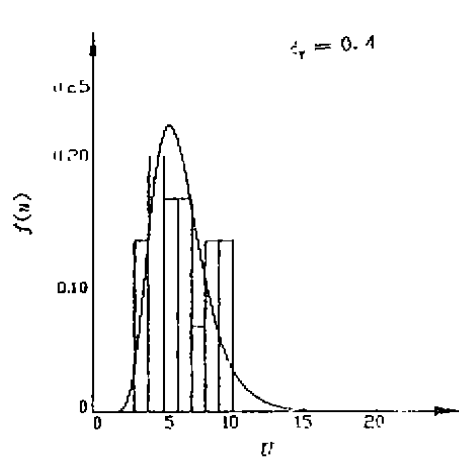


图 13 屈服强度系数为0.4时的结果

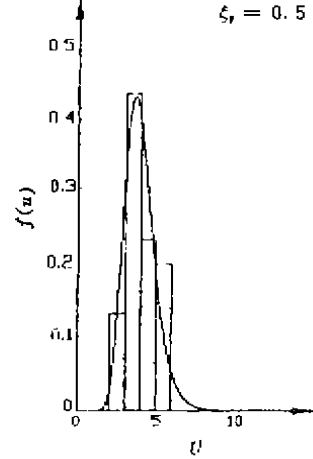


图 14 屈服强度系数为0.55时的结果

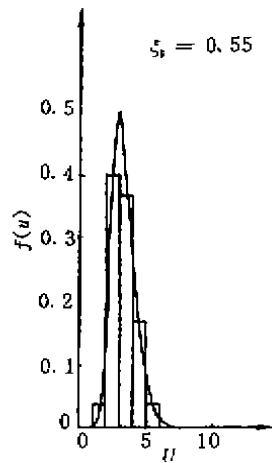


图 15 屈服强度系数为0.55时的结果

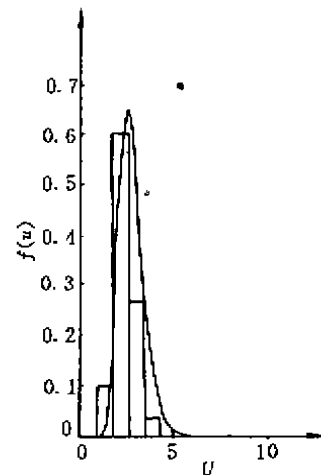


图 16 屈服强度系数为0.6时的结果

从图中的直方图和分布拟合曲线看,对较强的结构($\xi_v \geq 0.3$),拟合的效果是理想的。而对 $\xi_v = 0.2$ 的弱结构,样本的统计特征与拟合分布有一定差异,这主要是样本容量不够^[1],加之非线性反应本身离散性很大造成的^[1]。

从图11~图16还可看到: ξ_v 的变化对结构的非线性反应影响是极大的。实际上, ξ_v 正是

结构抗震能力大小的主要标志。对相同的地震动输入,当 ξ_s 大时,则设计强度大,故结构进入非线性的时段及时程终了时所受到的累积损伤程度都比 ξ_s 小的弱结构更小。从图中看到, ξ_s 变大后,结构因强度增加,其最大值的概率密度分布迅速集中。

对 ξ_s 在 $[0.2, 0.4]$ 时,结构反应最大值的均值 μ_{max} 、方差 σ_{max}^2 因 ξ_s 不同的变化幅度较大。而 $\xi_s \geq 0.4$ 以后,均值、方差的变异就不明显了。也就是说,结构强度较小时,非线性反应的变化是很大的,故这类结构应提高其强度(主要是 ξ_s),这会明显减小结构的非线性反应;而在强度达到一定范围后, ξ_s 变化的影响已经很小,这时应从加强结构的变形能力、增大延性、加强构造措施等方面提高结构的抗震性能。实际上,这种强结构只要保证正常的延性水平,它在大震下的破坏概率就很小了。

4.2 分布拟合的检验^[4]

对 ξ_s 为 0.3 和 0.4 的两个结构,在进行了样本容量为 30 的统计分析后,对其反应最大值的分布作了检验。以此为例说明结构的最大反应分布是否服从对数正态分布。

本文采用的检验方法为柯尔莫洛夫检验法(K法)。

检验过程与结果如下

表 3 结构地震反应最大值的分布拟合结果

数据	经验分布	理论分布	D_{α_1}	D_{α_2}
x_i	$F_n(x_i)$	$F_0(x_i)$	$ F_n(x_i) - F_0(x_i) $	$ F_n(x_{i+1}) - F_0(x_i) $

$$\text{表中: } F_0(x_i) = \int_{-\infty}^{x_i} f(\mu_{max}) d\mu_{max} = \int_0^{x_i} f(\mu_{max}) d\mu_{max} \quad (8)$$

$f(\mu_{max})$ 见式(5-1)

$$F_n(x_i) = \frac{i}{m}$$

m ——样本容量(本文 $m=30$)

在 D_{α_1} 和 D_{α_2} 中最大值为^[4]:

$$\text{结构 } S_1: \quad D_{\alpha_1} = \max(D_{\alpha_1}(i), D_{\alpha_2}(i)) = 0.1311$$

$$\text{结构 } S_2: \quad D_{\alpha_2} = \max(D_{\alpha_1}(i), D_{\alpha_2}(i)) = 0.1336$$

查表得($n=30, \alpha=0.01$), $D_{30,0.99} = 0.28987$

此处: $D_{\alpha_1} < 0.28987$

$$D_{\alpha_2} < 0.28987$$

故接受原假设,认为结构非线性反应的最大层间相对位移延性系数 μ_{max} 服从对数正态分布。

4.3 置信区间估计

由于 $\ln \mu_{max}$ 服从正态分布,设 $\ln \mu_{max}$ 的分布为正态总体 $N(a, \sigma^2)$, 则有

$$\overline{\ln \mu_{max}} \sim N\left(a, \frac{\sigma^2}{m}\right) \quad m \text{——样本容量}$$

$$\therefore \frac{\overline{\ln \mu_{max}} - a}{\frac{\sigma}{\sqrt{m}}} \sim N(0, 1)$$

$$\text{又} \quad \frac{(m-1)S^2}{\sigma^2} \sim \chi^2(m-1)$$

$$\text{其中:} \quad S^2 = \frac{1}{m} \sum (\ln \mu_{\max} - \overline{\ln \mu_{\max}})^2 \quad (9)$$

由于 S^2 与 $\overline{\ln \mu_{\max}}$ 相应独立, 故可得:

$$\frac{\frac{(\overline{\ln \mu_{\max}} - a) \frac{\sigma}{\sqrt{m}}}{\sqrt{\frac{(m-1)S^2}{\sigma^2}}}}{\frac{S}{\sqrt{m}}} = \frac{\overline{\ln \mu_{\max}} - a}{\frac{S}{\sqrt{m}}} \sim t(m-1)$$

若给定置信水平 $(1-\alpha)$ 与样本容量 m :

$$\text{则} \quad P\left\{ \left| \frac{\overline{\ln \mu_{\max}} - a}{\frac{S}{\sqrt{m}}} \right| \leq t_{1-\frac{\alpha}{2}}(m-1) \right\} = 1 - \alpha \quad (10)$$

上式说明: $\ln \mu_{\max}$ 包含在区间:

$$\left(\overline{\ln \mu_{\max}} - t_{1-\frac{\alpha}{2}}(m-1) \frac{S}{\sqrt{m}}, \overline{\ln \mu_{\max}} + t_{1-\frac{\alpha}{2}}(m-1) \frac{S}{\sqrt{m}} \right)$$

内的概率为 $1-\alpha$, 此区间也即为 $\ln \mu_{\max}$ 的置信区间。

而在考虑 μ_{\max} 的稳定性时, 需对方差 $\sigma_{\ln \mu_{\max}}^2$ 进行区间估计。

$$\text{记} \quad S^2 = \sigma_{\ln \mu_{\max}}^2 = \frac{1}{m} \sum (\ln \mu_{\max} - \overline{\ln \mu_{\max}})^2$$

设 $\ln \mu_{\max}$ 为来自正态总体 $N(a, \sigma^2)$ 的样本, 同样, 可对样本方差 S^2 进行估计:

由抽样分布定理可知:

$$\eta = \frac{(m-1)S^2}{\sigma^2} \sim \chi^2(m-1)$$

$$\text{取} \quad P\{\lambda_1 \leq \eta \leq \lambda_2\} = 1 - \alpha \quad (11)$$

$$\text{式中} \quad \begin{cases} \lambda_1 = \chi_{\frac{\alpha}{2}}^2(m-1) \\ \lambda_2 = \chi_{1-\frac{\alpha}{2}}^2(m-1) \end{cases}$$

则以 $1-\alpha$ 为置信水平时, 样本方差 $S^2(\sigma_{\ln \mu_{\max}}^2)$ 的置信区间为

$$\left(\frac{(m-1)\sigma_{\ln \mu_{\max}}^2}{\lambda_1}, \frac{(m-1)\sigma_{\ln \mu_{\max}}^2}{\lambda_2} \right)$$

由以上置信区间的公式可以看出, 结构反应最大值的均值、方差的统计值与真实值的差距取决于样本容量、置信水平及样本方差。

下表说明: 当取样本容量为30时, 对中强结构 ($\sigma_y = 0.3$ 或 0.4), 置信区间已很小了, 这时样本统计值与真实值时的差异在5%以内。由作者的研究^[1], 当结构更强时, 方差的统计值迅速减小, 这时所得的统计结果已基本能反映真实的地震反应特征; 而对 $\sigma_y = 0.2$ 的弱结构则会有一定的误差。

表4 结构反应最大值的置信区间及误差 $\alpha=0.05$, 样本容量 $m=30$

	$\bar{\mu}_{\max}$	$\overline{\ln \mu_{\max}}$	$\sigma_{\mu_{\max}}^2$	$\sigma_{\ln \mu_{\max}}^2$	$t_{1-\frac{\alpha}{2}}(n-1)$	置信区间 上限	置信区间 下限	相对误差
S_1	11.86048	2.48605	21.2921	0.16025	1.6991	2.610232	2.36187	0.049951
S_2	7.60381	2.03357	6.02714	0.09916	1.6991	2.131255	1.93589	0.048036

注:①结构 $S_1, \xi_r=0.3$

结构 $S_2, \xi_r=0.4$

结构参数,见表(2-1)

$$\textcircled{2} \text{相对误差} = \frac{|\text{上(下)限值} - \overline{\ln \mu_{\max}}|}{\overline{\ln \mu_{\max}}}$$

5 罕遇地震作用下均匀剪切型结构的可靠性分析

根据《建筑抗震设计规范》(GBJ11-89)中对框架(或框架填充墙)的层间弹塑性位移转角 $[\theta_p]$ 、层间弹性位移转角限值 $[\theta_e]$ 的规定,可以近似求得规范可靠度水准下要求结构的层间相对延性系数的限值 μ^* 为

$$\mu^* = \frac{[\theta_p] \cdot h}{[\theta_e] \cdot h} = \frac{[\theta_p]}{[\theta_e]} = \frac{1}{\frac{50}{550}} = 11$$

若假定一结构,其极限变形能力 μ ,正好为 μ^* ,则这种 $\mu_r = \mu^*$ 的状态即为规范认为的极限状态,下面对这种极限状态作可靠度分析。

从前面的分析知,可以用对数正态分布描述结构响应的最大值分布,则结构反应最大值 μ_{\max} 超过结构抵抗能力 μ_r (或 μ^*)的概率为

$$\begin{aligned} P(\mu_{\max} > \mu_r) &= P(\mu_{\max} > \mu^*) \\ &= 1 - F(\mu) = 1 - \int_0^{\mu^*} f(\mu_{\max}) d\mu_{\max} \end{aligned} \quad (12)$$

其中, $f(\mu_{\max})$ 见式(7)。

表5 不同强度的结构的破坏概率示例

	μ_{\max}	$\overline{\ln \mu_{\max}}$	$\sigma_{\mu_{\max}}^2$	$\sigma_{\ln \mu_{\max}}^2$	$F(\mu_r)$	$1 - F(\mu_r)$	K
0.2	17.3718	2.7774	50.559	0.154896	0.167453	0.832547	2
0.3	10.162588	2.261897	12.42849	0.113632	0.656684	0.343316	3
0.4	6.270763	1.8131394	3.991845	0.0755176	0.996936	0.003064	327
0.5	3.973562	1.348853	1.003484	0.06962	0.999881	0.00119	8404
0.55	3.292464	1.157968	0.755772	0.067396	0.999992	8×10^{-6}	125000

注:①结构参数见表1。

② $\mu_r = \mu^* = 11$

③地震动输入为以规范 GBJ11-89中的7度 II类场地条件远震的标准反应谱反造的人工地震波。

对不同的结构,不同的场地条件和不同的地震烈度,统计量 $\sigma_{\mu_{\max}}^2$ 和 μ_{\max} 的值不同。表5为在极限变形能力 μ_r 相同的条件下,五个强度不同的结构(仅 ξ_r 变化)的破坏概率 $F(\mu_r)$ 的变化情况。

所以,若假定所有结构有相同的 μ_r ,由于分布函数的参数不同,不同的结构,其破坏概率也不同。显然,弱结构比强结构的破坏概率大。

从表中的结果看, $\xi_r=0.2$ 的弱结构,其破坏概率太大,故设计中应避免。对 $\xi_r=0.3$ 的结构,其 μ_{\max} 也常大于 μ_r ,故也宜避免,否则必须保证足够大的延性变形能力,并加强构造措施。对 $\xi_r \geq 0.4$ 的结构,只要保证正常的极限变形能力即可以较大的可靠度满足抗倒塌验算的要求。

6 关于多波验算的样本容量问题

在《建筑抗震规范》(GBJ11-89)中,对采用时程分析法进行结构抗倒塌验算的地震波输入数量未作明确规定。国内外有关资料^{[3][5][7]}认为取样本容量大于等于4即可,但却无可靠的依据和说明。本文拟从抗震结构可靠度的角度作一讨论。

从上面的分析可知,若取 $\mu_r = \mu^* = 11$,按现行规范的破坏验算准则,可认为在大震作用下,结构已处于极限状态。其破坏概率为

$$P(\mu_{\max} > 11) = 1 - F(11) \quad (13)$$

若要用时程分析法研究结构在具有一定统计特征的地震动输入下的可靠性,则能找到一条地震波,使其对结构所激发的最大值 μ_{\max} 大于11,所需验算的此类地震波数量的下限 K 为:

$$K_{\min} = \frac{1}{P(\mu_{\max} > 11)} = \frac{1}{1 - F(11)} = \frac{1}{\alpha} \quad (14)$$

即从概率的角度看,在 α 条地震波输入的情况下有一个输入会使结构的 μ_{\max} 大于 μ_r 。

从前面的分析已知,由于结构、场地条件等不同,结构最大反应的概率密度函数的参数也不同。其中 ξ_r 影响很大。这样不同的情况有不同的破坏概率 $P(\mu_{\max} > \mu_r)$,故 K_{\min} 就不同。表5中的 K 为几个结构的由式14确定的 K_{\min} 值。

可以看到,对有相同极限变形能力 μ_r 的结构, ξ_r 大,结构强,破坏概率小,则找到一个 $\mu_{\max} \geq \mu_r$ 的样本的概率更小。

实际上,若取罕遇地震下结构的破坏概率相同,则对不同强度的结构,反推出的变形验算的限值 μ^* 就不同了。表6为在各可靠度水平下 K_{\min} 的值,这相当于对所有结构取相同的可靠度水平和置信度时的 K_{\min} 的值。

表6 不同可靠度水平下的最小样本容量示例

可靠度水平	90%	91%	92%	93%	94%	95%	96%	97%	98%	99%
K_{\min}	10	12	13	15	17	20	25	34	50	100

所以,较好的抗倒塌验算方法应首先确定一个(或几个)经济性、可靠性合理的可靠度水准,在此水准下,根据不同情况时的概率密度分布函数,就可以找到对应的变形验算的限值 μ^* 。这样就可以针对不同的情况取不同的 μ^* 进行结构的抗倒塌验算,而且也同时确定了地震波输入数量的下限 K_{\min} 的值。

7 结语

本文通过研究在罕遇地震作用下均匀剪切型结构非线性反应的最大值分布和频度分布,得出了一些结论:

- ①以对数正态分布拟合结构响应的最大值分布是较好的。若用极值Ⅲ型拟合也有相当好的效果^[7],但不如对数正态分布简单、方便。
- ②设计时宜避免楼层层间屈服强度系数 ξ ,较小的结构,否则必须加强其变形能力以保证结构抗震的可靠性;对中强结构,强度提高能明显改善结构的抗震性能;对强结构则不明显。
- ③对大部分情况($\xi_r=0.2$ 例外),在样本容量为30的情况下,统计特征与真实值的差别(置信区间)已足够小了。
- ④用正态分布拟合频度分布有一些误差,但实际应用效果仍较好。
- ⑤从结构的可靠度出发,可推得:若取破坏概率为2%~5%,则多波验算时地震波数量的下限为20~50。

参 考 文 献

- 1 尹之潜,李树桢,孙萍舜. 多层建筑楼层变位与屈服强差的关系和控制变位防止结构倒塌问题. 地震工程与工程振动. 1985. 5(1)
- 2 俞载道,曹国敏. 随机振动理论及其应用. 上海:同济大学出版社
- 3 胡聿贤. 地震工程学. 北京:地震出版社
- 4 杨红. 罕遇地震作用下剪切型结构的响应特征及可靠性研究. 重庆建筑工程学院硕士论文. 1993年
- 5 钱稼如,方鄂华,崔鸿超. 长富宫高层钢结构在罕遇地震时的安全检验. 建筑结构学报. 1992. 13(3)
- 6 李英明. 地震波仿真及多刚体离散模型在剪切型结构地震反应分应中的应用. 重庆建筑工程学院硕士论文. 1992年
- 7 陈永祁. 地震作用下结构弹塑性反应的统计分析. 土木工程学报. 1980. 19(1)

(编辑:徐维森)

STUDY ON A RELIABILITY OF SHEAR-TYPE STRUCTURE UNDER EFFECTS OF RARE EARTHQUAKES

Lai Ming Yang Hong

(Faculty of Civil Engineering)

ABSTRACT Through a logarithm normal distribution to draw a nonlinear response maximum value distribuion, this paper discusses a reliability of eartquake resistant structure under effects of rare earthquakes.

KEY WORDS resistrare earthquakes, shear-type structure, reliability