

# 多维性能极限状态平面不规则结构易损性分析<sup>\* \* \*</sup>

黄小宁<sup>1</sup>, 杜永峰<sup>1,2</sup>, 李 慧<sup>1,2</sup>

(1. 兰州理工大学防震减灾研究所 兰州, 730050)

(2. 兰州理工大学西部土木工程防震减灾教育部工程研究中心 兰州, 730050)

**摘要** 针对平面不规则框剪结构,在引入最不利输入角度的基础上,提出多维性能极限状态的易损性分析方法。首先,利用 Matlab 中小波变换系数法,判别地震动的最不利输入方向;然后,采用层间位移和层间扭转角作为性能量化指标并考虑量化指标间的相关性,计算超越概率,从而得到二维性能极限状态下结构的易损性曲线。利用该方法对平面不规则框剪结构进行分析得到结构在正常使用、可以使用、生命安全、防止倒塌 4 个性能水平下的易损性曲线。结果表明:对于平面不规则结构,地震动输入角度对结构的抗震性能有不可忽略的影响;对平面不规则结构进行易损性分析时,应同时考虑层间位移和层间扭转角双指标的影响,防止高估这类结构的抗震性能。基于多维性能极限状态的易损性分析方法对平面不规则结构抗震性能的评估更为安全、可靠。

**关键词** 平面不规则结构;易损性分析;多维性能极限状态;层间位移;层间扭转角

**中图分类号** TU352.1<sup>+1</sup>

## 引 言

水平地震作用下,平面不规则结构的竖向构件可能处于压、弯、剪、扭的复杂受力状态,对该类结构的抗震性能带来不利的影响。因此,研究平面不规则结构在平动与扭转同时存在时的抗震性能有重要的意义。对建筑物进行地震易损性分析,可以评估结构在不同地震动作用下的抗震性能,既可以有针对性的提高结构的抗震性能,又能为地震损失估计提供依据<sup>[1-3]</sup>。刘晶波等<sup>[4]</sup>提出了一种基于性能的结构整体地震易损性分析方法,该方法可全面考虑结构与地震动的不确定性,从性能的角度评估结构的抗震性能。徐强等<sup>[5]</sup>以损伤指数为指标,对防屈曲支撑钢框架进行易损性分析。Cimellaro 等<sup>[6]</sup>以加速度和层间位移为指标提出了基于多维性能极限状态结构的易损性分析方法。以上研究均没有考虑结构扭转响应对结构易损性的影响,在历次强烈地震震害调查中发现,扭转响应同样可能导致建筑物的破坏。因此,笔者在此基础上,提出以层间位移与层间扭转角为指标,多维性能极限状态平面不规则结构的易损性分析方法,利用 Matlab 中小波变换系数法,确定地震动最不利输入方向来模拟不同输入角度对

结构响应的影响<sup>[7]</sup>。以层间位移和层间扭转角作为性能量化指标,推导得到结构在正常使用、可以使用、生命安全、防止倒塌 4 个性能水平下的易损性曲线,评估结构在不同等级地震作用下的抗震性能。

## 1 小波变换在平面不规则结构地震反应分析中的应用思路

何晓宇等<sup>[8]</sup>提出利用小波变换系数法得到地震波与结构基频相对应的频率能量的大小,从而确定结构的最不利输入方向。

根据以上思想确定平面不规则结构,地震动最不利输入方向的步骤如下:

- 1) 选取双向地震动,并根据入射角分解为  $x_\theta$  和  $y_\theta$ ,如图 1 所示;
- 2) 对  $x_\theta$  和  $y_\theta$  进行小波变换;
- 3) 从小波系数图谱中提取与结构质量参与系数达 90% 时参与模态的频率所对应的小波系数曲线,将各阶频率对应的“有效输入能量”之和作为该角度下地震动的“有效输入能量”,定义有效输入能量为所对应的小波系数曲线与时间轴所围的面积;
- 4) 选取“有效输入能量”最大的人射角作为结构增量动力(increment dynamic analysis,简称

\* 国家自然科学基金资助项目(51578274;51178211)  
收稿日期:2016-04-11;修回日期:2016-05-12

IDA)分析时地震动入射角。

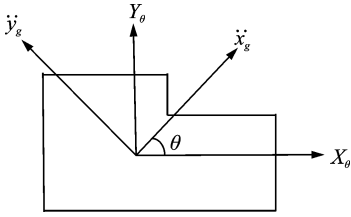


图1 地震入射角的定义

Fig. 1 Definition of the incident angle

## 2 基于多维性能指标结构易损性分析方法

### 2.1 易损性分析方程

以多维性能指标定义的易损性方程可表示为

$$F = P\left\{\left(\bigcup_{i=1}^n (R_i \geq r_{LSi})\right) \mid I\right\} \quad (1)$$

其中:  $R_i$  为结构的响应;  $r_{LSi}$  为结构极限破坏状态界限值;  $I$  为地震动强度等级。

#### 2.1.1 单指标易损性分析方程

当仅考虑单指标(层间位移或层间位移角)时,其易损性方程可表示为

$$F = P\{(D \geq D_{LSi}) \mid I\} = P\left\{\left(\frac{D}{D_{LSi}} \geq 1\right) \mid I\right\} \quad (2)$$

其中:  $D$  为结构层间位移响应;  $D_{LSi}$  为第  $i$  个性能水平下结构层间位移极限破坏状态界限值。

当极限破坏状态界限值为定值时,结构的超越概率可表示为

$$F = \Phi\left(\frac{\ln(\mu_D) - \ln(D_{LSi})}{\sigma_{\ln D}}\right) \quad (3)$$

当结构响应与极限破坏状态的界限值均为随机变量且服从对数正态分布,取结构功能函数  $Z = \ln\left(\frac{D}{D_{LSi}}\right)$ ,则结构的超越概率可表示为

$$F = \Phi\left(\frac{\ln(\mu_D) - \ln(\mu_{D_{LSi}})}{\sqrt{\sigma_{\ln D}^2 + \sigma_{\ln D_{LSi}}^2}}\right) \quad (4)$$

其中:  $\mu_D$  为层间位移响应均值;  $\mu_{D_{LSi}}$  为第  $i$  个性能水平下层间位移极限破坏状态界限值的均值;  $\sigma_{\ln D}$  为层间位移响应的对数标准差;  $\sigma_{\ln D_{LSi}}$  为第  $i$  个性能水平下层间位移极限破坏状态界限值的对数标准差。

#### 2.1.2 双指标易损性分析方程

当考虑层间位移和层间扭转角作为结构的性能指标时,其易损性方程可表示为

$$F = P\{(D \geq D_{LSi} U \theta_T \geq \Delta_{TLSi}) \mid I\} \quad (5)$$

其中:  $\theta_T$  为层间扭转角响应;  $\Delta_{TLSi}$  为第  $i$  个性能水平下结构层间扭转角极限破坏状态界限值。

当  $D_{LSi}$  和  $\Delta_{TLSi}$  为固定值,  $D \geq D_{LSi}$  和  $\theta_T \geq \Delta_{TLSi}$  是两个独立事件时,则其超越概率可表示为

$$F = \Phi\left(\frac{\ln(\mu_D) - \ln(D_{LSi})}{\sigma_{\ln D}}\right) + \Phi\left(\frac{\ln(\mu_{\theta_T}) - \ln(\Delta_{TLSi})}{\sigma_{\ln \theta_T}}\right) - \Phi\left(\frac{\ln(\mu_D) - \ln(D_{LSi})}{\sigma_{\ln D}}\right) \Phi\left(\frac{\ln(\mu_{\theta_T}) - \ln(\Delta_{TLSi})}{\sigma_{\ln \theta_T}}\right) \quad (6)$$

当  $D_{LSi}$  和  $\Delta_{TLSi}$  为随机变量且服从对数正态分布,取结构功能函数  $Z = \ln\left(\frac{D}{D_{LSi}}\right)$  和  $R = \ln\left(\frac{\theta_T}{\Delta_{TLSi}}\right)$ ,

则  $\frac{D}{D_{LSi}} \geq 1$  与  $\frac{\theta_T}{\Delta_{TLSi}} \geq 1$  是两个独立事件,则其超越概率可表示为

$$F = \Phi\left(\frac{\ln(\mu_D) - \ln(\mu_{D_{LSi}})}{\sqrt{\sigma_{\ln D}^2 + \sigma_{\ln D_{LSi}}^2}}\right) + \Phi\left(\frac{\ln(\mu_{\theta_T}) - \ln(\mu_{\Delta_{TLSi}})}{\sqrt{\sigma_{\ln \theta_T}^2 + \sigma_{\ln \Delta_{TLSi}}^2}}\right) - \Phi\left(\frac{\ln(\mu_D) - \ln(\mu_{D_{LSi}})}{\sqrt{\sigma_{\ln D}^2 + \sigma_{\ln D_{LSi}}^2}}\right) \Phi\left(\frac{\ln(\mu_{\theta_T}) - \ln(\mu_{\Delta_{TLSi}})}{\sqrt{\sigma_{\ln \theta_T}^2 + \sigma_{\ln \Delta_{TLSi}}^2}}\right) \quad (7)$$

其中:  $\mu_{\nu_{\theta_T}}$  为层间位移响应均值;  $\mu_{\Delta_{TLSi}}$  为第  $i$  个性能水平下层间位移极限破坏状态界限值的均值;  $\sigma_{\ln \theta_T}$  为层间位移响应的对数标准差;  $\sigma_{\ln \Delta_{TLSi}}$  为第  $i$  个性能水平下层间位移极限破坏状态界限值的对数标准差。

#### 2.1.3 超越概率计算方法(多维性能指标相关)

文献[6]提出易损性评估中各性能极限状态相关时,构造多维性能极限状态广义方程为

$$F = \sum_{i=1}^n \left(\frac{R_i}{r_{LSi}}\right)^{N_i} - 1 \leq 0 \quad (8)$$

根据式(8),当  $D_{LSi}$  和  $\Delta_{TLSi}$  为相关变量时,其二维性能极限状态方程为

$$\left(\frac{D_{aLSi}}{D_{LSi0}}\right)^{N_D} + \left(\frac{\Delta_{aTLSi}}{\Delta_{TLSi0}}\right)^{N_\Delta} - 1 \leq 0 \quad (9)$$

其中:  $D_{aLSi}$ ,  $\Delta_{aTLSi}$  分别为考虑相关性情况下层间位移和层间扭转角极限状态;  $D_{LSi0}$ ,  $\Delta_{TLSi0}$  为层间位移和层间扭转角固定限值。

为简化计算,假设  $N_D = 1$ , 可得

$$\frac{D_{LSi}}{D_{LSi0}} + \left(\frac{\Delta_{TLSi}}{\Delta_{TLSi0}}\right)^N - 1 \leq 0 \quad (10)$$

$N$  描述层间位移和层间扭转角性能极限状态的相关程度,确定二维性能极限状态形状,如图2所示。由图2可以看出,当  $N=1$  时,层间位移和层间扭转角界限值线性相关,结构的失效面积最大,则在相同地震动作用下,结构的超越概率最大。随着  $N$

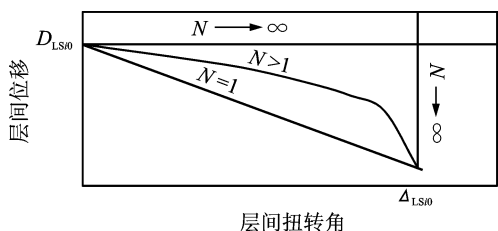


图 2 N 对二维性能极限状态曲线的影响

Fig.2 Bi-dimensional PLS for different value of N

的增大,在相同地震作用下,超越概率随之变小。因此,忽略性能极限状态相关性易损性估计偏低,导致结构抗震性能的高估,不利于工程安全。

笔者考虑层间位移响应和层间扭转角响应服从二元对数正态分布的概率密度函数,如式(11)所示

$$f(D, \theta_T) = \frac{\exp - (A^2 - 2\rho AB + B^2)/2(1 - \rho^2)}{2\pi D\theta_T \mu_D \mu_{\theta_T} \sqrt{1 - \rho^2}} \quad (11)$$

其中:  $A = [\ln D - \mu_D] / \sigma_D$ ;  $B = [\ln \theta_T - \mu_{\theta_T}] / \sigma_{\theta_T}$ ;  $\rho$  为  $\ln D$  和  $\ln \theta_T$  的相关系数。

由最大似然估计得到  $\mu_D, \mu_{\theta_T}, \sigma_D, \sigma_{\theta_T}$  及  $\rho$ , 利用 Matlab 编写 Monte Carlo 模拟算法程序<sup>[9-10]</sup>, 随机产生符合式(11)的随机向量, 统计落入式(10)范围外的随机向量个数, 由此得到结构不同性能水平下的超越概率。

### 2.2 结构性能水平的确定方法

参照我国《建筑抗震设计规范》<sup>[11]</sup> 及 FEMA445<sup>[12]</sup> 关于结构性能水平的划分, 本研究规定结构的抗震性能水平为正常使用(NO)、可以使用(IO)、生命安全(LF)和防止倒塌(CP)4个性能水平。笔者采用层间位移和层间扭转角来定义结构的破坏状态, 表1给出了结构性能水平及极限状态界限值的表示符号。

表 1 结构整体性能水平

Tab.1 Performance level of structure

性能水平	极限状态	层间位移	层间扭转角	结构整体
正常使用	功能完好	$D_{LS1}$	$\Delta_{TLS1}$	$D_{LS1} + \Delta_{TLS1}$
立即使用	轻微损坏	$D_{LS2}$	$\Delta_{TLS2}$	$D_{LS2} + \Delta_{TLS2}$
生命安全	中等破坏	$D_{LS3}$	$\Delta_{TLS3}$	$D_{LS3} + \Delta_{TLS3}$
防止倒塌	不严重破坏	$D_{LS4}$	$\Delta_{TLS4}$	$D_{LS4} + \Delta_{TLS4}$

### 2.2.1 层间位移的量化指标

根据《建筑抗震设计规范》附录 M 的条文说明中对层间位移角的相关规定及当取层高  $h = 5.4\text{m}$  时, 可知钢筋混凝土框架-剪力墙结构竖向构件对应于不同破坏状态的层间位移的界限值如表 2 所示。

表 2 层间位移界限值

Tab.2 Threshold values of inter-story drift

性能水平	正常使用 (NO)	可以使用 (IO)	生命安全 (LF)	防止倒塌 (CP)
数值	0.675	1.35	2.7	4.86

### 2.2.2 层间扭转角的量化指标限值推导

根据《建筑抗震设计规范》, 则有

$$\mu = \Delta u_m / \frac{\Delta u_m + \Delta u_a}{2} \quad (12)$$

$$\theta_T = (\Delta u_m - \Delta u_a) / R \quad (13)$$

其中:  $\mu$  为结构的扭转位移比;  $\Delta u_m$  为最大层间位移;  $\Delta u_a$  为平均层间位移;  $\theta_T$  为层间扭转角响应;  $R$  为该楼层柔性端到刚性端的距离。

由式(12)、式(13)推导可得

$$\theta_T = \frac{(2\mu - 2)}{\mu} \frac{\Delta u_m}{R} \quad (14)$$

当分别取  $\mu, \Delta u_m$  为《建筑抗震设计规范》中规定的相关限值时, 式(14)可表示为

$$\Delta_{TLSi} = \frac{(2\mu_L - 2)}{\mu_L R} D_{LSi} \quad (15)$$

其中:  $\mu_L$  为结构的扭转位移比限值。

根据《建筑抗震设计规范》中对平面不规则结构的扭转位移比的相关规定, 将  $\mu_L$  的取值定为 1.2, 1.3, 1.4 及 1.5 这 4 个值,  $D_{LSi}$  为表 2 中给定的层间位移界限值,  $\Delta_{TLSi}$  为层间扭转位移角限值。根据式(15)及可得到最大层间扭转角参考控制目标如表 3 所示。

表 3 层间扭转角界限值

Tab.3 Threshold values of inter-story torsion angle

性能水平	正常使用 (NO)	可以使用 (IO)	生命安全 (LF)	防止倒塌 (CP)
$\mu = 1.2$	$4.89 \times 10^{-5}$	$9.78 \times 10^{-5}$	$1.96 \times 10^{-4}$	$3.56 \times 10^{-4}$
$\mu = 1.3$	$6.77 \times 10^{-5}$	$1.35 \times 10^{-4}$	$2.71 \times 10^{-4}$	$4.93 \times 10^{-4}$
$\mu = 1.4$	$8.39 \times 10^{-5}$	$1.68 \times 10^{-4}$	$3.35 \times 10^{-4}$	$6.10 \times 10^{-4}$
$\mu = 1.5$	$9.78 \times 10^{-5}$	$1.96 \times 10^{-4}$	$3.91 \times 10^{-4}$	$7.11 \times 10^{-4}$

## 3 算例分析

笔者以一平面不规则的 8 层框剪结构为例。该结构的抗震设防类别为乙类, 抗震设防烈度 8 度

(0.2g),设计地震分组第 3 组,场地类别为 II 类。其结构平面如图 3 所示,结构形式为钢筋混凝土框架剪力墙结构。A-B 轴处剪力墙厚为 400mm,其余剪力墙厚均为 300mm,结构基本参数如表 4 所示。根据使用功能的要求,第 8 层层高 5.4m,其余层均为 3.9m。利用 perform-3D 对结构进行增量动力分析时,剪力墙用非弹性纤维截面,梁选用 FAMA Beam, Concrete Type,柱选用 FAMAColumn, Concrete Type 来模拟构件的非线性行为。在 ATC-63 建议的地震动记录集中选择 20 条地震动,调幅至 8 个 PGA(0.05g,0.1g,0.2g,0.3g,0.4g,0.5g,0.6g,0.7g) 作为地震激励。

表 4 结构基本参数  
Tab. 4 Parameters of structure mm

楼层	柱截面尺寸	柱混凝土等级	墙混凝土等级	梁混凝土等级
1~5	800×800(边柱)	c35	c40	c30
	700×700(中柱)	c35		
6~8	800×800(边柱)	c30	c35	c30
	600×600(中柱)	c30		

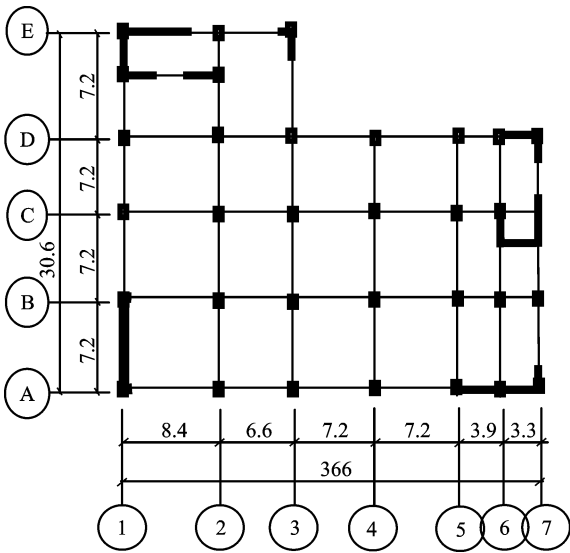


图 3 结构平面图(单位:m)

Fig. 3 Plan layout of structure (unit:m)

### 3.1 确定地震动最不利输入角度

根据第 1 节中确定地震动最不利输入角度的方法,可得到不同输入角度的有效输入能量。图 4 为取 PGA=400g 时,Northridge-01 沿 0°~180°x 向“有效输入能量”。图 5 为利用 perform3D 进行非线性分析得到 Northridge-01 沿 0°~180° 的地震动作用下 x 向的层间位移。

由图 4 和图 5 可以看出,沿 x 向地震波的“有效

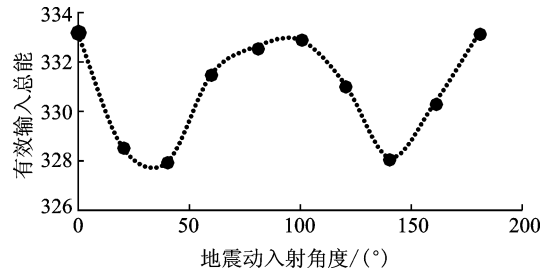


图 4 有效输入能量与输入角度关系曲线

Fig. 4 Relation curve of the effective energy and input angle

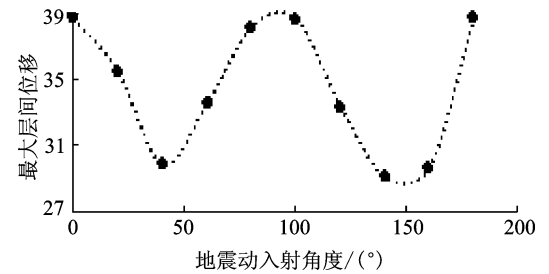


图 5 层间位移与输入角度关系曲线

Fig. 5 Relation curve of inter-story drift and input angle

输入能量”最大值出现在入射角为 0°时。在 perform3D 中进行非线性时程分析时,沿 x 向的最大层间位移也出现在入射角为 0°,且两曲线的变化趋势基本相似。这说明该方法可以用于计算平面不规则结构地震动的最不利输入角度。由图(5)可以看出,结构沿 0°~180°输入地震动时,最小层间位移为 0.029 8m,最大层间位移为 0.038 6m,增大将近 30%。因此,地震动的输入角度对于平面不规则结构的地震动响应有不可忽略的影响。

表 5 给出了笔者所选用的地震波的最不利输入角度。根据所选用的地震波及每条地震波的最不利输入角度,对选用的算例进行 IDA 分析。

### 3.2 基于单指标的结构易损性分析

考虑层间位移的极限破坏状态界限值为固定值时,根据仅考虑单指标(层间位移或层间位移角)时,超越概率的计算方法如式(3)所示,结合表 2 得到结构的易损性曲线。下面以第 8 层易损性曲线为基础展开讨论,图 6 为将层间位移作为量化指标得到的易损性曲线。

由图 6 可以看出,结构正常使用极限状态的易损性曲线比其他性能水平的易损性高,说明结构在地震作用下超越正常使用性能水平的概率较大。随

表5 选用的地震动的最大有效输入能量

Tab. 5 Maximum effective energy of seismic records

编号	地震波名称	最大有效输入能量	最不利输入角/(°)
1	Imperial Valley-01	1 450	120
2	Superstition Hills-02	1 275	160
3	Northridge-01	333	0
4	Irpinal, Italy-01	4 460	0
5	Loma Prieta	1 287	120
6	Cape Mendocino	432	160
7	Landers	1 282	140
8	Northridge-02	1 144	160
9	Erzican, Turkey	1 281	120
10	Duzce, Turkey	2 935	160
11	Gazli, USSR	873	80
12	Imperial Valley-02	1 120	60
13	Imperial Valley-03	357	120
14	Nahanni, Canada-01	740	40
15	Nahanni, Canada-02	1 023	120
16	Nahanni, Canada-03	987	80
17	Loma Prieta-01	478	60
18	Loma Prieta-02	1 375	160
19	Cape Mendocino	1 788	140
20	Kocaeli, Turkey	670	80

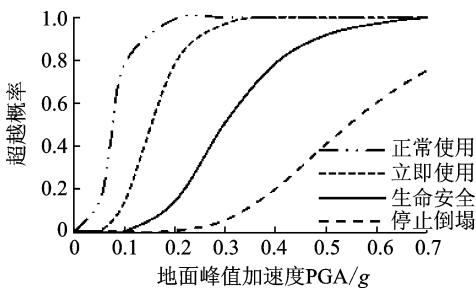


图6 全局易损性曲线(单指标)

Fig. 6 Global fragility curves (an indicator)

着 PGA 的增大,易损性曲线逐渐下移,表明性能水平不同,相同地震动下,超越概率不同,防止倒塌极限状态下的超越概率最小。

当考虑层间扭转角极限破坏状态界限值为固定值时,根据仅考虑层间扭转角时超越概率的计算方法如式(3)所示,结合表3可以得到结构的易损性曲线。当该结构的扭转位移比限值  $\mu_L$  分别为 1.2, 1.3, 1.4, 1.5 时,第8层在防止倒塌性能下的层间扭转角易损性曲线如图7所示。

由图7可以看出,在防止倒塌性能下,当扭转位移比限值  $\mu_L=1.2$  时,其超越概率最大,易损性曲线最高。随着  $\mu_L$  的增大,其超越概率减小,易损性曲线下移,说明在评估结构的抗震性能时,随着  $\mu_L$  的减小,评估结果越保守。因此,可以根据结构的性能

需求提出适当的扭转位移比限值,从而保证结构得到所需的抗震性能。

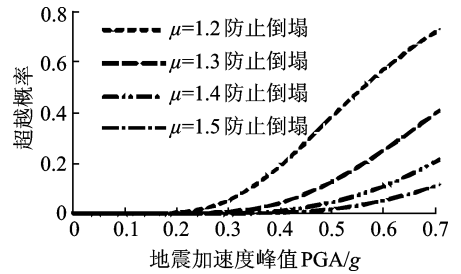


图7 扭转位移比对结构易损性的影响(单指标)

Fig. 7 Influence on fragility for torsional displacement ratio (an indicator)

当考虑层间位移的极限破坏状态界限值为随机变量且服从正态分布时,根据当仅考虑单指标(层间位移或层间位移角)时的计算方法,由式(4)可得到其超越概率,此时  $\sigma_{D_{LSi}}^2 = 0.399^{[13]}$ 。将界限值分别为固定值和随机变量时,结构在防止倒塌性能下的超越概率进行对比,如图8所示。

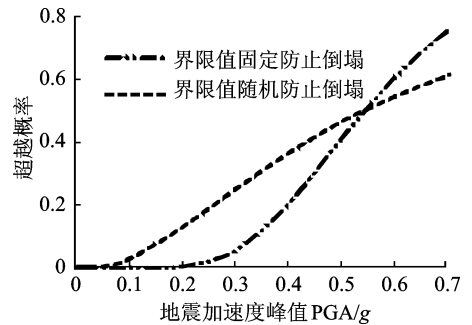


图8 界限值随机性对易损性的影响(单指标)

Fig. 8 Sensitivity of fragility to threshold randomness (an indicator)

由图8可以看出,当  $0(g) < PGA < 0.53(g)$  时,界限值为固定时的超越概率小于界限值为随机变量时的超越概率;当  $0.53(g) < PGA < 0.7(g)$  时,界限值为随机变量的超越概率小于界限值为固定值时的超越概率,说明界限值的随机性对结构的易损性有显著的影响。

### 3.3 基于双指标的结构易损性分析

当  $D_{LSi}$  和  $\Delta_{TLSi}$  为固定值时,取  $\mu_L = 1.4$ ,由式(6)可以得到考虑双指标界限值均为固定值时的超越概率,如图9所示。表6为在震动幅值相同时,以层间位移、层间扭转角、层间位移和层间扭转角为指标在防止倒塌性能下结构的超越概率的对比。

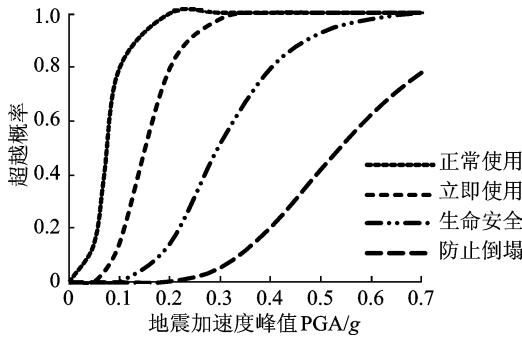


图 9 全局易损性曲线(双指标)

Fig. 9 Global fragility curves (two indicators)

表 6 不同 PGA 下结构的超越概率

Tab. 6 Exceeding probability for different PGA

PGA/g	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7
$\theta$ 超越概率	0	0	0.02	0.12	0.22
$D$ 超越概率	0.05	0.20	0.41	0.58	0.72
双指标超越概率	0.05	0.20	0.42	0.63	0.79

图 9 为考虑结构的层间位移和层间扭转角双指标时,结构在 4 个性能水平下的易损性曲线。由图 9 可以看出,结构正常使用极限状态的易损性曲线最高,说明结构在地震作用下超越正常使用性能水平的概率较大,这与单指标得到的结论相似。从表 6 中可以看出,无论是单指标还是多指标,随着地震动峰值的增大,超越概率增大。当地震动较大时,双指标的超越概率大于单指标的超越概率,且随着地震动峰值的增大,基于单指标的超越概率与基于双指标的超越概率之间的差异也增大。

当考虑层间位移与层间扭转角的极限破坏状态界限值为随机变量且服从正态分布时,根据  $\frac{D}{D_{LSi}} \geq 1$  与  $\frac{\theta_T}{\Delta_{T,LSi}} \geq 1$  两个独立事件,取  $\mu_L = 1.4$  时,由式(7)可得到其超越概率。将界限值分别为固定值和随机变量时,结构在防止倒塌性能下的超越概率进行对比,如图 10 所示。

由图 10 可以看出,当  $0(g) < PGA < 0.58(g)$  时,界限值为固定时的超越概率小于界限值为随机变量时的超越概率;当  $0.58(g) < PGA < 0.7(g)$  时,界限值为随机变量的超越概率小于界限值为固定值时的超越概率,这与单指标的结论相似。但单指标时,在交点处的超越概率约为 0.5,而双指标时超越概率约为 0.7。

根据前面所述的性能指标相关时超越概率的计算方法,取  $\mu_L = 1.3, N = 1, 5, 15$ , 计算结构在防止倒塌性能下的超越概率,如图 11 所示。

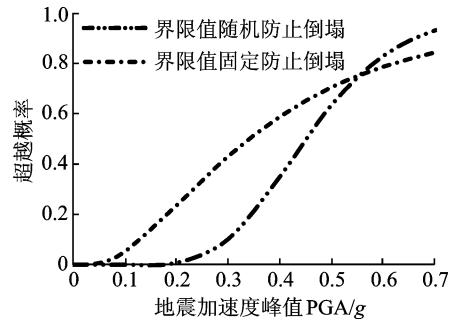


图 10 界限值随机性对易损性的影响(双指标)

Fig. 10 Sensitivity of fragility to thresholds randomness (two indicators)

由图 11 可以看出,  $N$  越大,二者趋于独立。随着  $N$  的减小,超越概率增大,易损性曲线上移。这与图 2 得到的结论相符,即当  $N = 1$  时超越概率最大,易损性曲线最高。随着  $N$  的增大,易损性曲线下移且越接近性能指标相互独立时评估结果。因此,当采用多维性能指标时,性能指标间的相关性不可忽略,且指标之间越趋于线性相关,评估结构越保守。

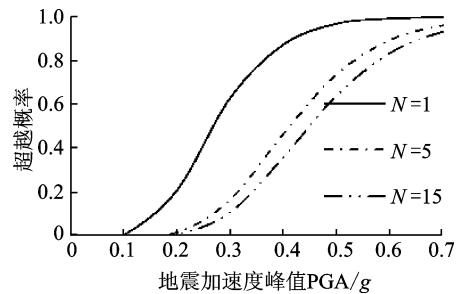


图 11 相关系数 N 对易损性的影响(双指标)

Fig. 11 Sensitivity of fragility to interaction coefficient N (two indicators)

### 4 结 论

1) 引入地震动最不利输入角可以真实且全面地模拟结构可能遭受的地震作用。从有效输入总能量与入射角度关系曲线和层间位移与入射角度关系曲线比较可以看出,小波变换系数法可以用于计算平面不规则结构在地震作用下的最不利输入角度。对于平面不规则结构而言,不同的输入角度对结构响应的的影响明显,不可忽略。

2) 无论是单指标还是多指标,随着地震动峰值的增大,超越概率增大。当地震动峰值较大时,双指标的超越概率大于单指标的超越概率,且随着地震动峰值的增大,单指标与双指标之间的差异也增大。

因此,对平面不规则结构进行易损性分析时,应同时考虑层间位移角和层间扭转角双指标的影响,防止高估这类结构的抗震性能。

3) 采用两个性能量化指标进行易损性分析时,界限值的随机性及性能指标之间的相关性会显著影响结构的超越概率,在易损性分析时不可忽略。

### 参 考 文 献

- [1] 何益斌,李艳,沈蒲生. 基于性能的高层混合结构地震易损性分析[J]. 工程力学, 2013, 30(8):142-147.  
He Yibin, Li Yan, Shen Pusheng. Performance - based seismic fragility analysis of tall hybrid structures [J]. Engineering Mechanics, 2013, 30(8):142-147. (in Chinese)
- [2] Goulet C A, Haselton C B, Mitrani-Reiser J, et al. Evaluation of the seismic performance of a code-conforming reinforced-concrete frame building from seismic hazard to collapse safety and economic losses earthquake engineering structural dynamics [J]. Earthquake Engineering Structural, 2007, 36(13):1973-1997.
- [3] Williams R J, Gardoni P, Bracci J M, et al. Decision analysis for seismic retrofit of structures [J]. Structural Safety, 2009, 31(2):188-196.
- [4] 刘晶波,刘阳冰,闫秋实,等. 基于性能的方钢管混凝土框架结构地震易损性分析[J]. 土木工程学报, 2010, 43(2):39-47.  
Liu Jingbo, Liu Yangbing, Yan Qiushi, et al. Performance-based seismic fragility analysis of CFST frame structures [J]. China Civil Engineering Journal, 2010, 43(2):39-47. (in Chinese)
- [5] 徐强,马艳,王社良. 基于构件损伤的防屈曲支撑钢框架易损性分析[J]. 四川大学学报:工程科学版, 2015, 47(4):61-68.  
Xu Qiang, Ma Yan, Wang Sheliang. Vulnerability analysis of buckling-restrained brace frame based on the component damage [J]. Journal of Sichuan University : Engineering Science Edition, 2015, 47(4):61-68. (in Chinese)
- [6] Cimellaro G P, Reinhorn A M. Multidimensional performance limit state for hazard fragility functions [J]. Journal of Engineering Mechanism, 2011, 137(1):47-60.
- [7] Lagaros N D. Multi-component incremental dynamic analysis considering variable incident angle [J]. Structure and Infrastructure Engineering, 2010, 6: 1-2, 77 - 94.
- [8] 何晓宇,李宏男. 海洋平台确定多维地震动最不利输入方向的一种有效方法[J]. 振动与冲击, 2007, 26(12):49-54.  
He Xiaoyu, Li Hongnan. Application of wavelet transform in muti-components seismic response of off-shore platform [J]. Journal of Vibration and Shock, 2007, 26(12):49-54. (in Chinese)
- [9] 王倩倩,张义民,王一冰,等. 复合随机振动系统的动态可靠性分析[J]. 振动、测试与诊断, 2013, 33(4):670-675.  
Wang Qianqian, Zhang Yimin, Wang Yibing, et al. Dynamic reliability analysis of double random vibration system [J]. Journal of Vibration, Measurement & Diagnosis, 2013, 33(4):670-675. (in Chinese)
- [10] 窦站,蒋军成,朱常龙,等. 基于蒙特卡洛模拟算法的化工装置失效概率估算[J]. 安全与环境学报, 2012, 12(6):161-164.  
Dou Zhan, Jiang Juncheng, Zhu Changlong, et al. Estimation of the chemical device failure probability based on Monte Carlo simulation algorithm [J]. Journal of Safety and Environment, 2012, 12(6):161-164. (in Chinese)
- [11] GB 50011—2010 建筑结构抗震设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2010.
- [12] FEMA445 Next-generation performance-based seismic design guidelines [S]. Washington D C: FEMA, 2006.
- [13] 李刚,程耿东. 基于性能的抗震设计—理论、方法与应用[M]. 北京:科学出版社, 2004:24-75.



**第一作者简介:** 黄小宁,女,1988年3月生,博士生。主要研究方向为结构抗震性能评估。曾发表《平面规则RC框剪结构基于性能的地震设计方法》(《工程力学》2017年第34卷第3期)等论文。

E-mail: hxiaoning7191@163.com

**通信作者简介:** 杜永峰,男,1962年3月生,教授、博士生导师。主要研究方向为结构减震控制、结构健康监测等。

E-mail: dooyf@lut.cn