

钢筋混凝土柱极限变形角的概率特性及其在有控结构大震可靠度分析中的应用

吴波¹ 郭安薪² 林少书³

(1. 华南理工大学建筑学院土木工程系, 广东 广州 510640; 2. 哈尔滨工业大学土木工程学院, 黑龙江 哈尔滨 150090;
3. 香港理工大学土木与结构工程系, 香港)

摘要: 通过对国外大量试验数据的整理和分析, 统计给出了钢筋混凝土柱极限变形角的概率特性; 在假设结构层间极限变形角近似等于柱子极限变形角的基础上, 结合文献[1]的研究结果, 初步建立了被动耗能减振结构大震可靠度的分析方法。

关键词: 极限变形角; 概率特性; 结构振动控制; 可靠度

中图分类号: P315.966 文献标识码: A

Probabilistic characteristics of ultimate drift ratio of R.C. column and its application in reliability analysis of controlled structures

WU Bo¹ GUO An-xin² S.S.E. Lam³

(1. Department of Civil Engineering, South China University of Technology, Guangzhou 510640, China;
2. School of Civil Engineering, Harbin Institute of Technology, Harbin 150090, China; 3. Department of Civil and Structural Engineering, The Hong Kong Polytechnic University, Hong Kong, China)

Abstract: On the basis of test results of foreign researchers, probabilistic characteristics of ultimate drift ratio of R.C. column is given. Under the condition that ultimate drift ratio of story is approximately equal to that of column, and using the conclusions of Ref. [1], reliability analysis method of structures with passive energy dissipation devices for severe earthquake is proposed.

Key words: ultimate drift ratio; probabilistic characteristic; structural control; reliability

1 前言

根据现行抗震规范“三水准、两阶段”的设计思想, 防止结构在大震作用下倒塌, 是设计的主要目标之一。由于地震作用、结构材料性能、构件几何尺寸等都具有程度不同的随机性, 致使结构层间极限变形(抗力)和大震作用下结构层间弹塑性最大位移(荷载效应)均为随机变量, 因而采用大震可靠度来衡量结构在大震作用下的安全性是合适的, 但这需要对上述“抗力”和“荷载效应”的统计特性有所掌握。文献[1]对安装被动耗能减振装置的钢筋混凝土框架结构层间弹塑性最大位移反应的统计特性已进行了初步统计分析, 在此基础上, 本文首先通过对国外大量试验数据的整理和分析, 统计给出钢筋混凝土柱极限变形角的概率特性, 然后在假设结构层间极限变形角近似等于柱子极限变形角的基础上, 结合文献[1]的研究结果, 初步建立被动耗能减振结构大震可靠度的分析方法。

收稿日期: 2001-03-20; 修回日期: 2001-06-28

基金项目: 国家自然科学基金“九五”重大项目专题(编号: 59895410)

作者简介: 吴波(1968-), 男, 教授, 博士, 现主要从事防灾减灾工程研究。

2 钢筋混凝土柱极限变形角的概率特性

钢筋混凝土框架结构层间极限变形的概率统计分析, 需要收集大量的相关试验资料, 或考虑材料性能、构件几何尺寸等方面的随机性, 针对不同参数取值进行大量的计算分析。但目前可供利用的框架试验资料较少, 而后的计算工作量又过于庞大, 因此下面用钢筋混凝土柱的极限变形角近似替代框架结构的层间极限变形角。虽然上述近似没有考虑钢筋混凝土梁对层间极限变形角的影响, 但作为初步探讨, 还是可以接受的。

2.1 统计样本

过去几十年中, 各国学者对足尺和缩尺钢筋混凝土柱进行了大量的低周往复试验。通过对有关文献给出的试验参数和试验滞回曲线进行整理和分析, 本文选取了 40 个样本进行统计^[2]。与这 40 个样本对应的试件分别配有矩形箍或复合箍。所选样本的试验参数和试验结果列于表 1~表 3 中。表中 n 为轴压比; $\rho_s = A_{s,h}/s_i h_c$, 其中 $A_{s,h}$ 为柱横截面处沿纵向剖开后所截箍筋面积的总和, s_i 为箍筋间距, h_c 为柱横截面外侧箍筋中心到中心的距离; f_{yh} 为箍筋的屈服强度; m 为剪跨比; ρ 为柱纵向钢筋的总面积与柱截面面积之比; f_c 为混凝土抗压强度; φ_R 为柱的极限变形角, 其值等于柱的极限侧移变形(柱骨架曲线下降段中 80% 最大水平承载力所对应的变形值)与柱净高之比。

表 1 试验参数与试验结果(新西兰)

序号	n	ρ_s	f_{yh}	m	ρ	f_c	φ_R	$\rho_s f_{yh} / f_c$
1	0.380	0.0142	320	4.00	0.0151	23.6	1/33.33	0.1925
2	0.210	0.0111	280	4.00	0.0151	25.0	1/17.78	0.1243
3	0.100	0.0043	364	4.00	0.0151	46.5	1/16.25	0.0337
4	0.300	0.0061	360	4.00	0.0151	44.0	1/31.7	0.0499
5	0.300	0.0040	364	4.00	0.0151	44.0	1/37.91	0.0331
6	0.300	0.0029	255	4.00	0.0151	40.0	1/40.31	0.0182
7	0.230	0.0078	466	4.00	0.0151	28.3	1/16.52	0.1285
8	0.500	0.0061	372	4.00	0.0151	41.0	1/45.08	0.0554
9	0.500	0.0029	388	4.00	0.0151	40.0	1/57.81	0.0282
10	0.700	0.0118	308	4.00	0.0151	42.0	1/95.18	0.0862
11	0.700	0.0217	308	4.00	0.0151	40.0	1/40.09	0.1667
12	0.200	0.0128	333	4.00	0.0157	25.6	1/21.85	0.1659
13	0.200	0.0128	333	4.00	0.0157	25.6	1/21.32	0.1659
14	0.300	0.0104	325	3.00	0.0125	32.1	1/17.73	0.1053

表 2 试验参数与试验结果(北美)

序号	n	ρ_s	f_{yh}	m	ρ	f_c	φ_R	$\rho_s f_{yh} / f_c$
15	0.196	0.0077	392	5.50	0.0163	29.4	1/30.63	0.1027
16	0.181	0.0047	392	5.50	0.0163	31.8	1/28.60	0.0573
17	0.259	0.0077	392	5.50	0.0163	33.3	1/40.25	0.0907
18	0.266	0.0047	392	5.50	0.0163	32.4	1/39.70	0.0563
19	0.278	0.0077	373	5.50	0.0163	31.0	1/45.59	0.0927
20	0.271	0.0047	373	5.50	0.0163	31.8	1/37.97	0.0546
21	0.206	0.0110	454	3.00	0.0194	39.3	1/20.40	0.1265
22	0.310	0.0063	616	3.00	0.0194	39.8	1/35.84	0.0975
23	0.141	0.0071	470	2.86	0.0320	34.8	1/18.45	0.0959
24	0.153	0.0107	470	2.86	0.0320	32.0	1/11.23	0.1564
34	0.165	0.0049	414	1.13	0.0306	34.9	1/74.37	0.0582
35	0.165	0.0049	414	2.00	0.0306	34.9	1/52.68	0.0582
36	0.274	0.0049	414	1.13	0.0306	42.0	1/75.47	0.0483

表3 试验参数与试验结果(日本)

序号	n	ρ_s	f_{yh}	m	ρ	f_c	φ_R	$\rho_s f_{yh} / f_c$
25	0.170	0.0093	344	1.50	0.0133	21.6	1/55.97	0.1481
26	0.340	0.0163	344	1.50	0.0133	21.0	1/56.02	0.2662
27	0.140	0.0065	316	2.00	0.0201	32.0	1/26.57	0.0642
28	0.150	0.0065	316	2.00	0.0265	29.9	1/45.33	0.0687
29	0.800	0.0073	559	1.00	0.0245	19.8	1/69.26	0.2047
30	0.185	0.0025	249	1.25	0.0313	31.8	1/67.98	0.0192
31	0.445	0.0025	249	1.25	0.0313	33.0	1/106.6	0.0185
32	0.250	0.0121	426	1.50	0.0236	25.8	1/37.62	0.1998
33	0.600	0.0121	426	1.50	0.0236	25.8	1/73.89	0.1998
37	0.072	0.0036	336	1.65	0.0266	27.1	1/48.63	0.0447
38	0.088	0.0045	506	3.00	0.0142	27.9	1/19.60	0.0816
39	0.088	0.0045	506	3.00	0.0142	27.9	1/19.69	0.0816
40	0.088	0.0045	506	3.00	0.0142	27.9	1/19.47	0.0816

2.2 均值和变异系数

通过对表1~表3中的数据进行分析,得到极限变形角的如下回归公式:

$$H_{\varphi_R} = 0.0078 \sqrt{\frac{\rho_s f_{yh}}{f_c} \left(\frac{2.491 + 0.219m}{0.523 + 1.466n} \right)^2} \quad (1)$$

图1所示为上式的计算值与相应试验值的比较。为后文叙述方便, 记式(1)的结果为 H_{φ_R} 。

为了统计极限变形角的概率特性, 首先将表1~表3中的实测极限变形角 φ_R 用式(1)的相应计算结果 H_{φ_R} 进行无量纲化处理, 即令:

$$\gamma_{\varphi_R} = \varphi_R / H_{\varphi_R} \quad (2)$$

式中 γ_{φ_R} 称为无量纲极限变形角。表4所示为极限变形角的无量纲化结果。

由表4可得 γ_{φ_R} 的均值 $\mu_\gamma = 1.10$, 均方差 $\sigma_\gamma = 0.43$, 变异系数 $\delta_\gamma = 0.391$ 。这样, 利用式(2)即得钢筋混凝土柱极限变形角的均值 μ_{φ_R} 和变异系数 δ_{φ_R} 分别为:

$$\mu_{\varphi_R} = H_{\varphi_R} \times \mu_\gamma, \quad \sigma_{\varphi_R} = H_{\varphi_R} \times \sigma_\gamma, \quad \delta_{\varphi_R} = \delta_\gamma \quad (3)$$

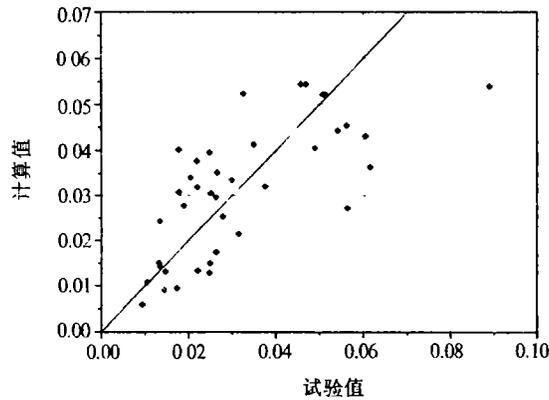


图1 极限变形角计算值与试验值的比较

表4 极限变形角的无量纲化结果

序号	实测 φ_R	H_{φ_R}	γ_{φ_R}	序号	实测 φ_R	H_{φ_R}	γ_{φ_R}	序号	实测 φ_R	H_{φ_R}	γ_{φ_R}
1	1/33.33	1/29.85	0.895	15	1/30.63	1/19.12	0.624	29	1/69.26	1/109.8	1.585
2	1/17.78	1/22.02	1.238	16	1/28.60	1/24.21	0.846	30	1/67.98	1/75.75	1.114
3	1/16.25	1/27.47	1.691	17	1/40.25	1/25.25	0.627	31	1/106.6	1/169.4	1.589
4	1/31.71	1/46.72	1.473	18	1/39.70	1/32.78	0.825	32	1/37.62	1/28.40	0.754
5	1/37.91	1/57.14	1.507	19	1/45.59	1/26.52	0.581	33	1/73.89	1/70.42	0.952
6	1/40.31	1/77.51	1.923	20	1/37.97	1/33.78	0.889	34	1/74.37	1/41.32	0.555
7	1/16.52	1/23.20	1.404	21	1/20.40	1/24.63	1.207	35	1/52.68	1/36.10	0.685
8	1/45.08	1/75.18	1.667	22	1/35.84	1/39.37	1.098	36	1/75.47	1/66.22	0.881
9	1/57.81	1/105.2	1.820	23	1/18.45	1/22.57	1.223	37	1/48.63	1/29.32	0.602
10	1/95.18	1/91.74	0.964	24	1/11.23	1/18.51	1.649	38	1/19.60	1/19.15	0.977
11	1/40.09	1/66.22	1.651	25	1/55.97	1/24.87	0.444	39	1/19.69	1/19.15	0.973
12	1/21.85	1/18.38	0.841	26	1/56.02	1/32.46	0.579	40	1/19.47	1/19.15	0.983
13	1/21.32	1/18.38	0.862	27	1/26.57	1/31.15	1.172				
14	1/17.73	1/36.76	2.073	28	1/45.33	1/31.34	0.691				

2.3 概率分布模型

假设 $\gamma_{\varphi R}$ 服从正态分布、对数正态分布和极值 I 型分布, 采用 K-S 检验法对表 4 中的数据进行假设检验, 置信度为 0.05。检验结果表明, 极限变形角的实测值与计算值之比 $\gamma_{\varphi R}$ 虽然同时接受正态分布、对数正态分布和极值 I 型分布的假设, 但其中对数正态分布的拟合效果最好。图 2 给出了拟合的结果。

据此, 由式(2)可知, 钢筋混凝土柱的极限变形角 φ_R 也服从对数正态分布。由于本文假设框架结构的层间极限变形角近似等于钢筋混凝土柱的极限变形角, 因此式(3)中的 $\mu_{\varphi R}$ 和 $\delta_{\varphi R}$ 可近似认为是层间极限变形角的均值和变异系数, 同理层间极限变形角也可以近似认为服从对数正态分布。

对于钢筋混凝土框架结构的层间极限变形角, 国内其他学者也进行了一些相关研究。例如, 文献[3]也曾给出过层间极限变形角均值和均方差的具体表达式, 但式中只包含了剪跨比, 而没有包含轴压比、配箍率、箍筋和混凝土强度等参数, 显得不够完善。

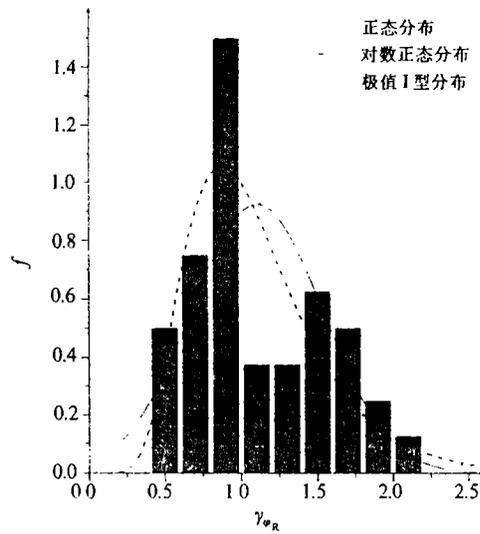


图 2 $\gamma_{\varphi R}$ 的频度和拟合结果

3 被动耗能减振结构的大震可靠度分析

3.1 分析方法

钢筋混凝土框架结构在大震作用下总是薄弱部位首先屈服, 发展塑性变形, 产生变形集中现象。因此, 保证结构大震不倒的关键, 是使薄弱层的层间弹塑性最大位移小于相应的层间极限变形。

由于地震作用是单一随机源作用, 据此文献[4]提出了结构可靠度分析中的最弱失效模式法, 即结构在大震作用下的可靠度分析可转化为结构薄弱层的可靠度分析:

$$P_f = \max_{1 \leq i \leq N} P_{f_i} = P_{f_i}^* ; P_s = 1 - \max_{1 \leq i \leq N} P_{f_i} = P_{f_i}^* \quad (4)$$

式中 P_f 为结构的失效概率; P_{f_i} 为结构第 i 层的失效概率; $P_{f_i}^*$ 为结构薄弱层的失效概率; P_s 为结构的可靠度; $P_{f_i}^*$ 为薄弱层的可靠度。

对于被动耗能减振结构, 可以先根据文献[1]的研究结果, 确定薄弱层层间弹塑性最大位移 Δu_p^c 的均值 $\mu_{\Delta u_p^c}$ 和变异系数 $\delta_{\Delta u_p^c}$, 然后利用式(3)和式(4), 以及层间弹塑性最大位移和层间极限变形角的概率分布模型, 得到结构大震可靠度为:

$$P_s = 1 - P_f = 1 - P_{f_i}^* = P_{f_i}^* = P(\Delta u_p^c \leq \varphi_R H) \quad (5)$$

式中 H 为薄弱层的层高。

3.2 分析实例

一栋六层现浇钢筋混凝土框架, 处于设防烈度为 8 度的近震区, II 类场地。梁柱的混凝土强度等级分别为 C20 和 C25。纵筋采用 II 级钢筋, 箍筋为 I 级钢筋。选一榀典型框架如图 3 所示, 无控结构有关参数见表 5。

表 5 无控结构有关参数

层	1	2	3	4	5	6
质量 (10^3kg)	10360	9330	9330	9330	9330	6130
刚度 (10^3kN/m)	5.839	5.835	5.835	4.748	4.748	4.544
屈服强度系数	0.41	0.40	0.43	0.32	0.36	0.54

从表 5 中可以看出, 无控结构第 4 层的屈服强度系数最小, 是结构的薄弱层。根据现行抗震设计规范, 薄弱层的楼层屈服强度系数

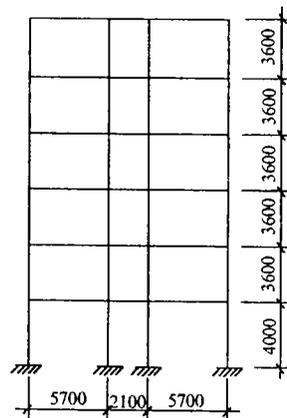


图 3 结构计算简图

$\xi_y(4) = 0.32 > 0.4[\xi_y(3) + \xi_y(5)] = 0.316$, 属于较均匀结构, 弹塑性位移增大系数 η_p 取为 1.77。按照文献 [5] 的计算方法, 大震作用下无控结构薄弱层层间弹塑性最大位移的均值 $\mu_{\Delta u_p} = 5.77\text{cm}$, 变异系数 $\delta_{\Delta u_p} = 0.61$, 且服从对数正态分布。

实际结构中同一楼层各柱子的配筋率、截面尺寸、轴压比等参数一般不可能完全相同, 因此它们的极限变形角也不完全一样。为充分考虑各柱对层间极限变形的影响, 采用加权平均法计算结构的层间极限变形角, 即:

$$\varphi_R = n / \sum_{i=1}^n \frac{1}{\varphi_{R_i}} \quad (6)$$

式中 n 为同一楼层中柱子的根数; φ_{R_i} 为第 i 根柱子的极限变形角; φ_R 为层间极限变形角。

根据该框架第 4 层各柱的具体参数, 按照式 (3) 和式 (6) 近似得到无控结构层间极限变形角的均值 $\mu_{\varphi_R} = 0.0385$, 变异系数 $\delta_{\varphi_R} = 0.391$, 且服从对数正态分布。应用一次二阶矩法, 计算得到无控结构薄弱层的可靠度指标 $\beta = 1.42$, 失效概率为 $P_{f_i} = 7.78 \times 10^{-2}$ 。根据最弱失效模式法, 该结构的失效概率 $P_f = 7.78 \times 10^{-2}$ 。

假设在结构上安装弹性阻尼器或软钢阻尼器, 有关参数见表 6。根据文献 [1] 的研究结果, 可得薄弱层层间位移折减系数 θ 和层间弹塑性最大位移 Δu_p^c 的概率统计参数如表 7, 且后者服从极值 I 型分布。根据最弱失效模式法, 计算得到安装粘弹性阻尼器和软钢阻尼器时, 有控结构的可靠度指标 β 分别为 2.82 和 2.94, 失效概率分别为 2.40×10^{-3} 和 1.64×10^{-3} , 仅为无控时的 3% 和 2% 左右, 即大震可靠度有大幅度的提高。

表 6 控制装置参数

粘弹性阻尼器		软钢阻尼器	
因子	附加阻尼比	刚度比	屈服位移比
0.9	0.10	3	0.35

表 7 有控结构的概率统计参数

参数	粘弹性阻尼器		软钢阻尼器	
	均值	变异系数	均值	变异系数
θ	0.41	0.18	0.36	0.30
$\Delta u_p^c(\text{cm})$	2.37	0.64	2.08	0.68

4 结论

本文收集了 40 个普通钢筋混凝土柱的低周往复试验数据, 通过统计分析, 给出钢筋混凝土柱极限变形角的均值计算公式和变异系数, 建议了其概率分布模型。

在假设结构层间极限变形角近似等于柱子极限变形角的基础上, 结合文献 [1] 的研究结果, 初步建立了被动耗能减振结构的大震可靠度分析方法, 并通过算例进行了验证。

参考文献:

- [1] 吴波, 郭安新, 王光远. 安装被动控制装置的钢筋混凝土框架结构弹塑性层间最大位移反应的概率统计分析[J]. 建筑结构学报, 2001, 22(2).
- [2] S.S.E. Lam (林少书), B. Wu(吴波), Y.L. Wong, K.T. Chau, A. Chen and C.S. Li. Ultimate Drift Ratio of Rectangular R. C Columns in Hong Kong when Subjected to earthquake Action[R]. Department of Civil and Structural Engineering, The Hong Kong Polytechnic University, 2000.7
- [3] 李桂青, 曹宏, 李秋胜, 霍达等. 结构动力可靠性理论及其应用[M]. 地震出版社, 1995.
- [4] 段宇博. 高层建筑结构的可靠度分析与优化设计[D]. 哈尔滨建筑大学博士学位论文, 1994.
- [5] 高小旺. 钢筋混凝土框架结构抗震可靠度分析[D]. 清华大学博士学位论文, 1990.