

党王桢, 梁兴文, 2015. RC 框架结构地震倒塌易损性分析的实用方法. 震灾防御技术, 10 (4): 986—995.
doi: 10.11899/zfy20150417

RC 框架结构地震倒塌易损性 分析的实用方法¹

党王桢 梁兴文

(西安建筑科技大学 土木工程学院, 西安 710055)

摘要 基于增量动力分析 (IDA) 的倒塌易损性分析方法是评估建筑结构抗地震倒塌能力的精细方法, 但分析过程比较繁杂且非常费时。为了较快地评估建筑结构的抗地震倒塌能力, 首先利用静力非线性 (pushover) 分析, 获得结构倒塌能力的初步估计值 S_a^* , 然后将每个地面运动记录调整到 S_a^* , 对结构进行动力时程分析, 记录结构的动力时程反应, 利用 IDA 的思想得到结构的中值数倒塌谱强度 \tilde{S}_{CT} 。该方法与传统的增量动力分析方法相比较, 可提高计算效率, 计算精度也满足要求。

关键词: IDA 地震动记录 中值数倒塌谱强度 \tilde{S}_{CT} 倒塌易损性曲线

引言

地震易损性分析是指在某一区域内, 结构在不同强度水平地震作用下发生各种不同程度破坏状态的概率, 是从概率的意义定量地刻画结构的抗震性能, 从宏观角度描述地震动强度与结构破坏程度之间的关系。

最初, 地震易损性被用于评估核电站的地震概率风险, 随着易损性理论的快速发展, 一些学者将其应用于变电站、古塔、混凝土重力坝、桥梁等一些重大结构的地震概率风险研究中。例如: Yamaguchi (1997) 对核反应堆的管道系统进行了地震易损性研究, 取得了很好的效果; 清华大学的刘晶波与美国的 Hwang 等 (2004) 合作, 对钢筋混凝土桥梁结构的地震易损性做了很多研究, 给出了一种地震作用下钢筋混凝土桥梁结构易损性曲线的系统性分析方法; Bhargava 等 (2005) 和 Kapilesh 等 (2002) 对核电站中的贮水罐进行了易损性评定。早期, 国内外诸多研究者对普通建筑结构也开展了大量的研究工作。例如: Hwang 等 (1990a; 1990b) 很早就对 RC 框架结构、钢框架结构等的地震易损性进行了分析。尹之潜等 (1996; 2003) 通过大量的震害调查和试验数据, 建立了结构破坏状态与超越强度概率和延伸率的关系, 并针对砖砌体房屋、厂房的排架结构以及多层钢筋混凝土结构进行了系统的地震易损性研究, 形成了一整套关于结构易损性、地震危险性和地震损失估计的理论, 建立了一种求普

1 基金项目 国家自然科学基金项目 (51278402)

[收稿日期] 2015-01-19

[作者简介] 党王桢, 女, 生于 1987 年。硕士研究生。主要从事建筑结构及抗震研究。E-mail: ailianka0802@1025@163.com

[通讯作者] 梁兴文, 男, 生于 1952 年。教授, 博士生导师。主要从事建筑结构及抗震研究。E-mail: liangxingwen2000@163.com

通结构易损性的简易方法。陆新征等(2011a; 2011b; 2009)对基于 IDA 方法的倒塌易损性进行了研究,通过倒塌易损性曲线对结构抗倒塌能力进行了评估。李谦(2011)对型钢混凝土框架结构基于 IDA 方法进行了研究,并把 IDA 方法应用到了型钢混凝土框架结构的地震易损性分析中。Schotanus(2004)研究了三维钢筋混凝土框架结构的地震易损性。

近年来,基于 IDA 分析方法的地震易损性研究已成为结构抗震设计研究的热点。但由于 IDA 方法整个分析过程繁杂费时,给评估工作带来很多不便。基于 IDA 的思想,本文首先利用静力非线性(pushover)分析,获得结构的倒塌能力的初步估计值 S_a^* ,然后将每个地面运动记录调整到 S_a^* ,对结构进行非线性动力分析,记录结构的动力时程反应,简便快速地得到结构的易损性曲线,进行结构的抗震性能评估。

1 基于 IDA 方法的地震易损性分析的基本原理和方法

1.1 IDA 方法的基本原理

增量动力时程分析(IDA)方法是基于非线性动力分析提出的,是指对某一结构输入一条或多条地震动记录,通过设定一系列单调递增的比例系数 SF(Scale Factor)对每条地震动记录进行调整,得到不同的地震动强度。并对结构在每个地震动强度作用下进行弹塑性时程分析,记录结构的弹塑性地震响应,从而产生一条或多条结构损伤(DM, Damage Measures)和地震动强度(IM, Intensity Measures)之间的关系曲线,即 IDA 曲线。增量动力时程分析(IDA)一般有多条 IDA 曲线,每条 IDA 曲线上的每个点代表结构在某一地震波的某一强度下的峰值反应,而一条曲线则代表一条地震动记录下结构的反应。

1.2 地震易损性分析的基本原理

地震易损性分析是指在某一区域内,结构在不同强度水平地震作用下发生各种不同程度破坏状态的概率。通常易损性曲线是以地震动强度为自变量,建筑物破坏概率为因变量的曲线。根据 IDA 的分析结果,可以得到结构的地震易损性曲线。

研究表明,结构反应的概率函数可用对数正态分布函数表示(龚思礼,2003),该函数可由中值数倒塌谱强度 \tilde{S}_{CT} 与标准差 β_{RTR} 两个参数确定, β_{RTR} 为与地震动相关的不确定系数(0.20—0.40),反映了地震波的变异性。采用 IDA 方法确定结构的易损性曲线理论上非常简单,但对于大多数结构模型而言,实际完成一个 IDA 分析,得到一条几乎连续完整的 IDA 曲线,需要花费大量时间,同时还需耗费大量的人员和精力进行分析和处理数据。本文采用增量动力分析思想与下述简化方法(Liel 等,2010)得到结构的倒塌易损性曲线:

- (1) 用静力非线性方法获得结构倒塌能力的初步估计 S_a^* 。
- (2) 在规定的谱加速度水平评估倒塌概率。

在第 1 步获得结构倒塌能力的初步估计 S_a^* 后,将每个地面运动记录调整到 S_a^* ,对结构进行动力时程分析,以得到结构的动力时程反应。记录结构反应的关键指标,包括峰值层间侧移角、结构是否倒塌等。根据引起倒塌的地面运动记录数与总地面运动记录数之比,确定倒塌概率。

- (3) 修改第 2 步所得的结构倒塌能力。

如果第 2 步所得的倒塌概率大于 50%,表明相应的谱强度值大于均值强度,则谱强度应修改为:

$$S_{a,2} = S_{a,1} - \Delta\varepsilon$$

如果第 2 步所得的倒塌概率小于 50%，表明相应的谱强度值小于均值强度，则谱强度应修改为：

$$S_{a,2} = S_{a,1} + \Delta\varepsilon$$

式中， $\Delta\varepsilon$ 表示谱强度的步长。

(4) 更新地面运动记录，进行动力时程分析。

获得了修改的倒塌能力估计值后，有可能减少需要运行的地面运动记录，需要进一步改进计算效率。如果一个特定的地面运动记录在 $S_a(T_1) = X$ 处引起结构倒塌，则相同的地面运动记录将在任何 $S_a(T_1) > X$ 时引起结构倒塌。因此，如果修改的谱强度 $S_a(T_1) > X$ ，则该谱强度将引起结构倒塌，不需对该谱强度进行分析。相反，如果一个特定的地面运动记录在 $S_a(T_1) = X$ 处不引起结构倒塌，则相同的地面运动记录将在任何 $S_a(T_1) < X$ 时不引起结构倒塌。

(5) 重复第 2、4 步，直至结构倒塌。

对于每个新的谱强度值 $S_{a,i}$ ，重复第 2、4 步。所有更新后的地面运动记录被调整为 $S_{a,i}$ ，并进行动力时程分析。在每个 $S_{a,i}$ 水平，进行时程分析，计算倒塌概率。

1.3 地震动的选取

FEMA P695 (FEMA, 2009) 提供了两组地震波用于倒塌概率评估，分别为远场地震动记录与近场地震动记录。远场地震动波组包括 22 组水平地震波，与场地距离不小于 10km；近场地震动记录包括 28 组水平地震波，与场地距离小于 10km，这些地震记录均不包括竖向地震分量。远场地震动用于评估结构在 B、C、D 地震分组下的倒塌，近场地震动记录仅用于对特殊结构或对 E 类地震分组结构的研究。

本文选用一个 6 层钢筋混凝土框架结构模型，处于 II 类场地，根罗开海等 (2006) 的相关研究，美国现行规范 (IBC, 2009) 中的 C、D 类场地大致对应我国 II 类场地，采用 FEMA P695 报告推荐的 22 组远场地震动 (共 44 条水平分量) 作为 IDA 分析的地震动输入，详细信息见表 1。

表 1 地震动集合信息

Table 1 Information about strong ground motion

分组编号	震级	年份	地震名称	记录台站名称	场地类别	PGA(g)	PGV(cm/s)
1	6.7	1994	Northridge, USA	Beverly Hills-Mulhol	D	0.52	63
2	6.7	1994	Northridge, USA	Canyon Country-WLC	D	0.48	45
3	7.1	1999	Duzce, Turkey	Bolu	D	0.82	62
4	7.1	1999	Hector Mine, USA	Hector	C	0.34	42
5	6.5	1979	Imperial Valley, USA	Delta	D	0.35	33
6	6.5	1979	Imperial Valley, USA	EI Centro Array #11	D	0.38	42
7	6.9	1995	Kobe, Japan	Nishi-Akashi	C	0.51	37
8	6.9	1995	Kobe, Japan	Shin-Osaka	D	0.24	38
9	7.5	1999	Kocaeli, Turkey	Duzce	D	0.36	59
10	7.5	1999	Kocaeli, Turkey	Arcelik	C	0.22	40
11	7.3	1992	Landers, USA	Yermo Fire Station	D	0.24	52

续表

分组编号	震级	年份	地震名称	记录台站名称	场地类别	PGA(g)	PGV(cm/s)
12	7.3	1992	Landers, USA	Coolwater	D	0.42	42
13	6.9	1989	Loma Prieta, USA	Capitola	D	0.53	35
14	6.9	1989	Loma Prieta, USA	Gilroy Array #3	D	0.56	45
15	7.4	1990	Manjil, Iran	Abbar	C	0.51	54
16	6.5	1987	Superstition Hills, USA	EI Centro Imp. Co.	D	0.36	46
17	6.5	1987	Superstition Hills, USA	Poe Road (temp)	D	0.45	36
18	7.0	1992	Cape Mendocino, USA	Rio Dell Overpass	D	0.55	44
19	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan, China	CHY101	D	0.44	115
20	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan, China	TCU045	C	0.51	39
21	6.6	1971	San Fernando, USA	LA-Hollywood Sto	D	0.21	19
22	6.5	1976	Friuli, Italy	Tolmezzo	D	0.35	31

表 1 所选的天然地震动记录中的峰值加速度均符合我国《建筑抗震设计规范》(GB 50011-2010) 中对时程分析所用地震加速度的最大值的要求, 不需对其峰值加速度进行调整。

1.4 地震动强度指标和结构损伤指标的确定

IDA 方法的结果通常用 IDA 曲线体现, 而 IDA 曲线需要通过地震动强度指标 (IM) 和结构的损伤指标 (DM) 来描述, 用以说明结构的地震响应随地震动作用的增强而变化的趋势。现有的地震动强度指标大致可以分为三类: 第一类以 PGA 为代表; 第二类以 PGV 为代表, 包括 PGV、阻尼比为 5% 的结构基本周期对应的加速度谱值 $S_a(T_1, 5\%)$ 等; 第三类以 PGD 为代表。目前很多国家采用传统的 PGA 作为地震动强度指标, 但近年来的各种研究分析和震害经验表明, 将 PGA 作为地震动强度指标很不完善 (Fajfar 等, 1990; 李英民等, 2001)。Neumann 的研究 (郝敏等, 2005) 认为, 用 PGV 比 PGA 更能体现地震动强度等级; Vamvatsikos 的研究结果 (叶列平等, 2009) 表明, $S_a(T_1, 5\%)$ 的离散性小于 PGA 的离散性, 对弹性结构而言, 在结构中长周期范围内, 与结构响应的相关性较高, 对弹塑性结构, 在结构全周期范围内都有较高的相关性, 目前日本就以 PGV 作为地震动强度指标。而 PGD 指标用的较少。

常见的结构损伤指标有: 最大基底剪力、最大楼层延性、顶点最大位移 θ_{roof} 、最大层间位移角 θ_{max} 等。结构损伤指标的选取与分析目的和结构特性相关, 由于层间位移角反映了结构的层间位移延性和整体位移延性等, 通过对层间位移角的分析可以全面了解结构的性能, 故一般选用楼层最大层间位移角 θ_{max} 。综上所述, 本文对结构体系进行增量动力分析时, 采用 $S_a(T_1, 5\%)$ 作为地震动强度指标, θ_{max} 作为结构损伤指标。

1.5 极限状态定义

本文在确定极限性能点时采用 FEMA 350 推荐的准则 (FEMA, 2000): 通过 IDA 曲线上的某一点来定义结构的极限状态点, 这个点可清楚地将 IDA 分为倒塌区和非倒塌区。FEMA 350 中定义, 以 20% 的初始斜率和层间位移角为 10% 的点中对应 IM 值较小的点作为倒塌极限点。

2 RC 框架结构非线性有限元建模

2.1 工程概况

本文所选结构模型为某一学生宿舍楼，位于抗震设防烈度 7 度（0.15g）地区，设计地震分组为第一组，场地类别为 II 类。该建筑按现行抗震设计规范（《建筑抗震设计规范》（GB 50011-2010））设计。本文仅对该建筑的横向抗地震倒塌能力进行分析。

结构模型为 6 层 RC 规则框架结构，结构平面布置简图（未注楼梯间位置）见图 1。总高度 22.01m，首层层高为 4.01m，二层及以上层高均为 3.6m。材料参数：C35 混凝土，梁、柱纵向钢筋以及箍筋均为 HRB400，钢筋弹性模量 $E_s=2 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ ，屈服强度标准值 400N/mm^2 。梁的截面尺寸均为 $300 \text{mm} \times 600 \text{mm}$ ，梁、柱截面配筋如表 2 所示，表中梁截面配筋面积为受拉、受压区面积之和；柱截面配筋面积为全部钢筋面积之和。楼面恒载标准值为 4.5kN/m^2 ，活荷载标准值为 2.0kN/m^2 。由于该结构力学模型在平面和立面上均对称，故建模时将空间框架模型简化为平面框架模型，选取整个结构的一半进行建模分析，楼层重量按照恒荷载+0.5 活荷载计算。

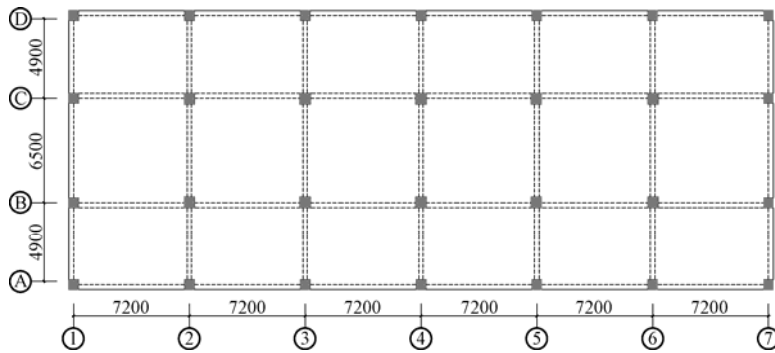


图 1 RC 框架结构平面布置图

Fig. 1 Floor plan of RC frame structure

表 2 结构模型截面参数

Table 2 Section parameters of the structural model

楼层	梁		中柱		边柱	
	支座截面配筋 (mm^2)	跨中截面配筋 (mm^2)	截面 (mm)	配筋 (mm^2)	截面 (mm)	配筋 (mm)
1	4300	2690	650×650	4561	600×600	5447
			600×600	4033	600×600	4033
2	4117	2468	600×600	4561	600×600	4561
			600×600	3769	600×600	3769
3	3908	2336	600×600	3769	600×600	4033
4	3908	2336	500×500	3769	600×500	4033
5 (6)	2861	2098	500×500	3769	600×500	4033

2.2 非线性有限元建模

本文采用 ETABS 软件建模, 采用 PERFORM-3D 软件进行结构动力非线性分析。PERFORM-3D 软件提供了多种单元分析模型, 为了准确地模拟梁、柱的应力、应变反应, 梁、柱截面选用纤维截面模型, 梁采用分布塑性区单元, 柱采用集中塑性铰单元。

3 IDA 分析

IDA 分析过程需要对地震动记录进行调整, 调整幅度用调幅系数 SF 表示, 以表 1 所示 1#地震动记录为例说明 IDA 分析过程中地震动记录的调幅。由 PERFORM-3D 软件求出该结构模型的基本自振周期 $T_1 = 1.116\text{s}$, 由反应谱可查出 T_1 对应的阻尼比为 5% 的反应加速度 $S_a(T_1, 5\%) = 0.8802\text{g}$, 根据 Vamvatsikos 等 (2002) 建议的计算法则, 调幅步长取 0.2g , 步长增量取 0.05g , 由 Pushover 曲线 (图 2) 初步估计结构模型的 $S_a^* = 1.38\text{g}$, 调幅系数 $SF = 1.38/0.8802 = 1.568$, 将每条初始地震记录的加速度乘以调幅系数 SF 得到第一次输入的加速度 a_1 , 然后把 a_1 作为地震动输入, 依次对结构进行非线性动力分析, 可得到在地震动加速度 a_1 激励下作用结构的最大层间位移角 θ_{\max} 。按照第一次的分析方法, 可得到每次调幅后的最大层间位移角, 直到层间位移角 θ_{\max} 数值发散, 停止调幅。IDA 的调幅过程如表 3 所示。

表 3 地震动记录调幅 ($S_a(T_1, 5\%)$)

Table 3 The adjustment about ground motion records

序号	计算式	$S_a(T_1, 5\%)$ (g)	输入地震动总条数	发生倒塌的条数	倒塌概率
1		1.38	44	6	0.136
2	1.38+0.2	1.58	44	7	0.159
3	1.58+0.2+1×0.05	1.83	44	10	0.227
4	1.83+0.2+2×0.05	2.13	44	14	0.318
5	2.13+0.2+3×0.05	2.48	44	19	0.431
6	2.48+0.2+4×0.05	2.88	44	25	0.568
7		2.68	44	22	0.5
8	2.88+0.2+5×0.05	3.33	44	29	0.659
9	3.33+0.2+6×0.05	3.83	44	33	0.75
10	3.83+0.2+7×0.05	4.38	44	35	0.759
11	4.38+0.2+8×0.05	4.98	44	37	0.84
12	4.98+0.2+9×0.05	5.63	44	39	0.886
13	5.63+0.2+10×0.05	6.33	44	44	1

分析过程中, 调整一次, 平均每条地震动记录用时 0.5 小时, 44 条地震动记录用时 22 小时左右, 得到图 3 所示的完整 IDA 曲线, 少则需要调整 10 次, 整个分析过程历时 10 天。图 3 为对结构模型输入 44 条地震动记录所得到的 IDA 分析结果。

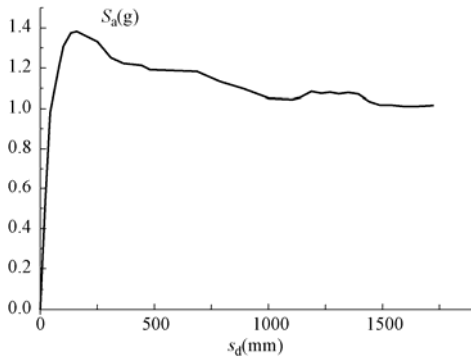


图 2 静力非线性分析曲线

Fig. 2 Nonlinear static analysis curve

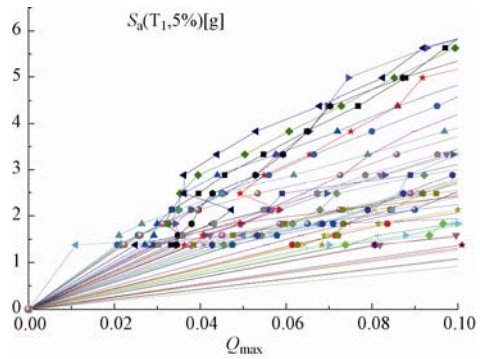


图 3 44 条地震动记录的 IDA 曲线

Fig. 3 IDA response plots of 44 ground motion records

4 易损性曲线的确定

4.1 基于实用方法倒塌易损性曲线的确定

汇总分析结果，将地震动强度与结构倒塌概率相联系，可以得到地震倒塌易损性曲线。

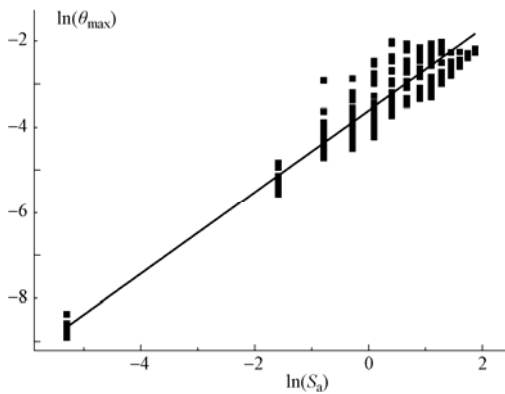


图 4 基本模型的线性回归分析

Fig. 4 Linear regression analysis of the model

图 5 为根据表 3 的 IDA 结果得到的结构倒塌易损性曲线。

4.2 基于 IDA 分析的倒塌易损性曲线的确定

假设地震需求参数的中值数 \tilde{D} 和地震动参数服从指数关系，即 $\tilde{D} = a(S_a(T_1, 5\%))^b$ ，两边取对数则为：

$$\ln \tilde{D} = \ln a + b \ln(S_a(T_1, 5\%))$$

以地震动强度指标 S_a 的对数为自变量，结构损伤指标 θ_{max} 的对数为因变量，对增量动力分析 (IDA) 的结果进行线性回归分析，结果图 4 所示。

地震概率需求模型的数学表达式为：

$$\ln(\theta_{max}) = -3.61561 + 0.95307 \ln(S_a)$$

则 $A = \ln a = -3.61561$ ， $a = 0.0269$ ， $b = B = 0.95307$ ，以 $S_a(T_1, 5\%)$ 为自变量的结构倒塌概率计算公式为：

$$P_f = \Phi \left[\frac{\ln(0.0269(S_a(T_1, 5\%))^{0.95307} / \tilde{S}_{CT})}{\beta_{RTR}} \right]$$

其中， β_{RTR} 可取为定值 0.4。将不同强度的 S_a 代入上式即可得到结构的地震倒塌易损性曲线 (图 6)。

从图 5 和图 6 可以看出，结构从完好状态发展到倒塌状态，易损性曲线逐渐平缓。当有一半的地震动记录发生倒塌时，由实用方法确定的结构的中值数倒塌谱强度 $S_a(T_1, 5\%) = 2.68g$ ，由传统的 IDA 分析确定的结构的中值数倒塌谱强度 $S_a(T_1, 5\%) = 2.73g$ 。且由图 7 可以看出，两种方法得到的结构的倒塌易损性曲线较为接近，差异较小。

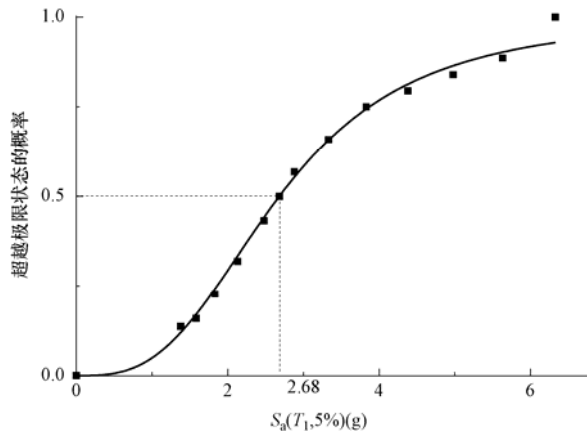


图 5 基于实用方法的倒塌易损性曲线

Fig.5 Collapse fragility curve of practical method

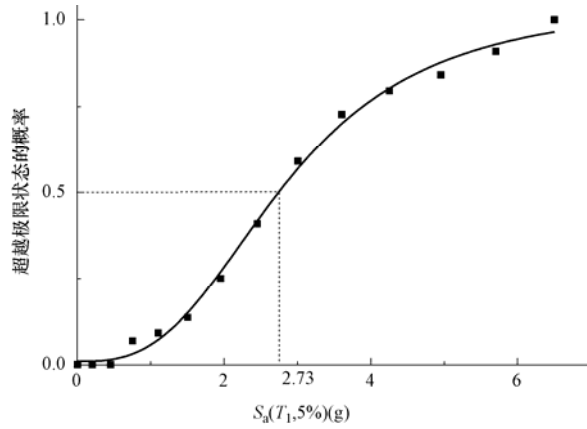


图 6 基于 IDA 分析的倒塌易损性曲线

Fig. 6 Collapse fragility curve of IDA analysis

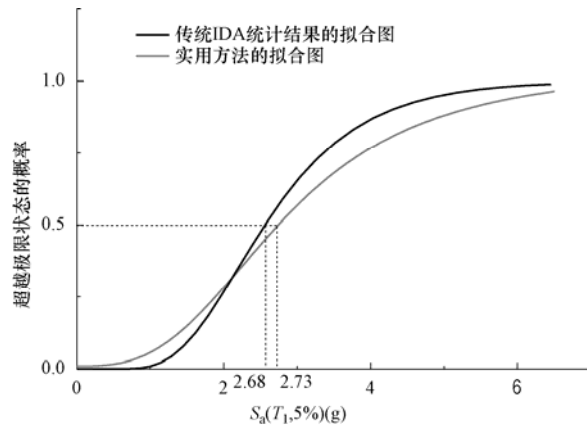


图 7 两种方法的倒塌易损性曲线对比图

Fig. 7 The comparison curve of collapse fragility

5 结论

通过对 6 层钢筋混凝土框架结构地震易损性分析, 可得出以下结论:

(1) 用 IDA 分析得到的结构的中值数倒塌谱强度 $S_a(T_1, 5\%) = 2.73g$, 实用方法得到的结构的中值数倒塌谱强度 $S_a(T_1, 5\%) = 2.68g$, 两者相比较, 实用方法误差为 1.8%, 但用时节省了近 90%。

(2) 通过算例的计算, 说明本文方法可应用于钢筋混凝土框架结构, 是否还可应用于其他更为复杂的建筑结构, 如剪力墙结构、框架-剪力墙结构等, 还有待于进一步研究。

参考文献

- 龚思礼, 2003. 建筑抗震设计手册 (第二版). 北京: 中国建筑工业出版社.
- 郝敏, 谢礼立, 徐龙军, 2005. 关于地震烈度物理标准研究的若干思考. 地震学报, **27** (2): 230—234.
- Hwang H., 刘晶波, 2004. 地震作用下钢筋混凝土桥梁结构易损性分析. 土木工程学报, **37** (6): 47—51.
- 李英民, 丁文龙, 黄宗明, 2001. 地震动幅值特性参数的工程适用性研究. 重庆建筑大学学报, **23** (6): 16—21.
- 陆新征, 施炜, 张万开等, 2011a. 三维地震动输入对 IDA 倒塌易损性分析的影响. 工程抗震与加固改造, **33** (6): 1—7.
- 陆新征, 唐代远, 叶列平等, 2011b. 我国 7 度设防等跨 RC 框架抗地震倒塌能力研究. 地震工程与工程振动, **31** (5): 13—20.
- 陆新征, 叶列平, 廖志伟, 2009. 建筑抗震弹塑性分析. 北京: 中国建筑工业出版社.
- 李谦, 2011. 增量动力分析方法的研究及其应用. 西安: 西安建筑科技大学.
- 罗开海, 王亚勇, 2006. 中美欧抗震设计规范地震动参数换算关系的研究. 建筑结构, **36** (8): 103—107.
- 尹之潜, 1996. 结构易损性分类和未来地震灾害评估. 中国地震, **12** (1): 49—55.
- 尹之潜, 赵直, 杨淑文, 2003. 建筑物易损性和地震损失与地震加速度谱值的关系 (上). 地震工程与工程振动, **23** (4): 195—200.
- 叶列平, 马千里, 廖志伟, 2009. 结构抗震分析用地震动强度指标的研究. 地震工程与工程振动, **29** (4): 9—21.
- Bhargava K., Ghosh A.K., Ramanujama S., 2005. Seismic response and fragility analysis of a water storage structure. Nuclear Engineering and Design, **235**: 1481—1501.
- Fajfar P., Vidic T., Fischinger M., 1990. A measure dynamics of earthquake motion capacity to damage medium-period structures. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, **9** (5): 236—242.
- Federal Emergency Management Agency (FEMA), 2000. Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings. SAC Joint Venture, Washington DC: FEMA 350.
- Federal Emergency Management Agency (FEMA), 2009. Quantification of building seismic performance factors. FEMA P695. Washington DC: Federal Emergency Management Agency.
- Hwang H.H.M., Low Y.K., 1990a. Seismic reliability analysis of flat-plate structures. Probabilistic Engineering Mechanics, **5** (1): 2—8.
- Hwang H.H.M., Jaw J.W., 1990b. Probabilistic damage analysis of structures. Journal of Structural Engineering, ASCE, **116** (7): 1992—2007.
- International Building Code (IBC), 2009. Country Club Hills, IL: International Code Council.

- Kapilesh B., 2002. Evaluation of seismic fragility of structures—a case study. *Nuclear Engineering and Design*, **212**: 253—272.
- Liel A., Tuwair H., 2010. A Practical approach for assessing structural resistance to earthquake-induced collapse. 19th Analysis & Computation Specialty Conference, ASCE.
- Vamvatsikos D., Cornell C.A., 2002. Incremental Dynamic Analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **31** (3): 491—514.
- Schotanus L.J., 2004. Seismic fragility analysis of 3D structures. *Structural Safety*, **26** (4): 421—441.
- Yamaguchi A., 1997. Seismic failure probability evaluation of redundant fast breeder reactor piping system by probabilistic structural response analysis. *Nuclear Engineering and Design*, **195**: 237—245.

The Practical Method of Collapse Fragility Analysis of RC Frame Structure

Dang Wangzhen and Liang Xingwen

(School of Civil Engineering, Xi'an University of Architecture and Technology, Xi'an 710055, China)

Abstract Collapse fragility analysis method based on the incremental dynamic analysis (IDA) is a fine algorithm of estimating structural resistance to earthquake-induced collapse. However, the analysis process is complicated and very time-consuming. In order to assess earthquake-induced collapse of structural resistance ability quickly, we suggest firstly utilizing nonlinear static (pushover) analysis to obtain an initial estimate (S_a^*) of collapse resistance, then adjust each intensity of ground motions records to S_a^* , perform the dynamic time-history analysis and record the dynamic time-history response of the structure to receive the average spectrum intensity \bar{S}_{CT} by the thinking of IDA. The proposed algorithm is more computationally efficient than a standard incremental dynamic analysis approach. The accuracy of the proposed approach also meets requirements.

Key words: IDA; Ground motions records; The median spectral intensity; Collapse fragility curve