

附录 A 外文资料的书面翻译

ATC-63 报告第七章：性能评价

原文: [Quantification of building seismic performance factors, ATC-63 Project Report \(90% Draft\), FEMA P695 / April 2008, 115-128](#)

本章介绍了一个抗震体系的性能评价流程，用于评价承载力折减系数 R 试算值的可接受性，以及超强系数 Ω_o 与变形放大系数 C_d 的合适取值。

性能评价是基于第六章规定的非线性分析的结果进行的。它需要综合考虑抗震分析结果、评估不确定性和近似确定设计取值。性能评价与合适地震性能参数的选取需要专家组合作进行。

1 性能评价方法概述

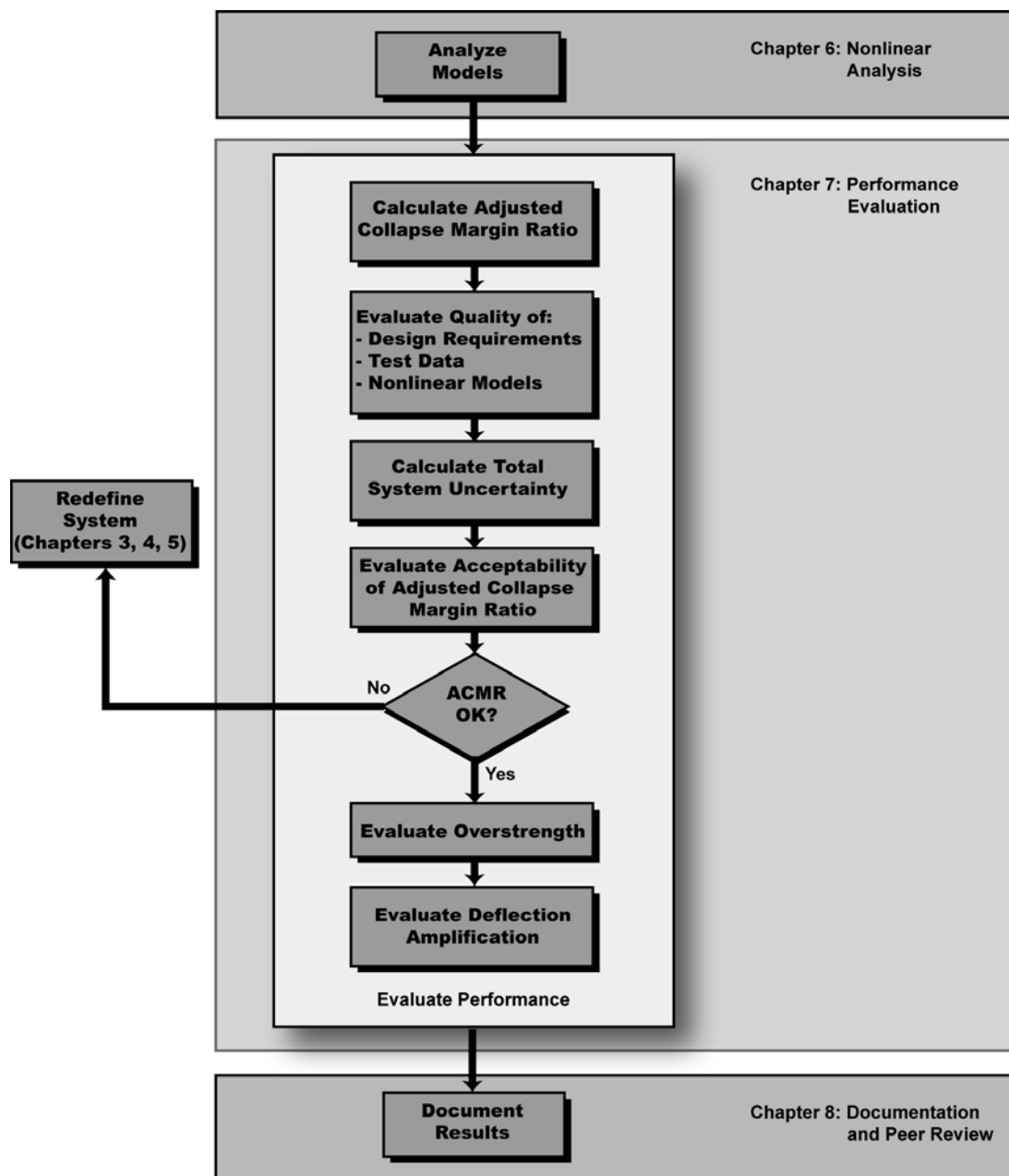
性能评价方法利用非线性静力分析（Pushover）的结果确定一个合适的超强系数 Ω_o 的取值，利用非线性动力分析的结果评估承载力折减系数 R 试算值的可接受性。变形放大系数 C_d 是在考虑了结构有效阻尼的情况下由 R 的可接受值导出的。

通过分析倒塌储备系数（CMR）是否可接受，就可以评价设计原型结构的承载力折减系数 R 的试算值的合理性。可接受性的判断方法是将倒塌储备系数与可接受值对比，这时倒塌储备系数需要进行谱形调整。而抗倒塌可接受值由（结构）系统的信息质量，（分析模型）系统的不确定性，以及事先确定的倒塌概率限值来决定。

性能评价按照图 A-1 所示的过程进行，包含以下几个步骤：

- 计算超强程度 Ω 、延性系数 μ_c 和倒塌储备系数 CMR，方法与第六章一致。
- 根据基本周期 T 和延性系数 μ_c 计算谱形因子 SSF ，用 SSF 得到修正倒塌储备系数 ACMR（7.2 节）。
- 按第三章和第六章的规定评价设计要求、实验数据和非线性模型的质量，计算系统倒塌总不确定性 β_{TOR} （7.3 节）。
- 将修正的倒塌储备系数 ACMR 与可接受的倒塌储备系数相比较。可接受的倒塌储备系数由可接受的倒塌概率和系统倒塌总不确定性 β_{TOR} 来共同确定。（7.4、7.5 节）。

- 对每个性能组中的每个原型结构重复以上步骤
- 评估超强系数 Ω_o (7.6 节)。
- 评估变形放大系数 C_d (7.7 节)。



图A-1 性能评价流程图

如果 R 、 Ω_o 、 C_d 的试算值不可接受, 通过调整设计要求 (第三章)、重新描述结构特性 (第四章) 或者重新按新的试算值 (第五章) 来重新设计结构体系。

一般情况下, 需要经过一次以上的反复才能得到结构体系抗震性能参数的理想值。

1.1 抗震性能分组

一般情况下, 需要对每个抗震性能组进行地震性能参数试算值的评估。每个性能组的结果综合起来便可以决定这个性能组的参数值, 它是判断每个试算值可接受性的基础。承载力折减系数 R 的试算值必须对所有性能组都满足要求, 超强系数 Ω_0 是基于所有性能组中超强程度 Ω 最关键的计算值得到的, 变形放大系数 C_d 是由 R 的可接受值导出的。

对于承载力折减系数 R 来说, 起控制作用的性能组是 R 值最小的一个。对于超强系数 Ω_0 来说, 起控制作用的性能组是 Ω 值最大的一个。承载力折减系数 R 和超强系数 Ω_0 可能由不同的性能组控制。

对结果的评价也是为了找到每个性能组中的薄弱原型结构 (即显著劣于分组平均性能水平的单一原型结构)。薄弱原型结构可以通过采用更加保守的地震性能参数值进行调节, 或者可以通过修改设计要求将薄弱原型结构从计划采用的设计原型结构集合中去除掉 (例如在设计时进行高度限制或其他限制)。修改地震性能参数或设计要求需要对原型结构重新进行设计和分析, 并且对系统的性能进行重新评价。

如果通过选择性的分析确定某些设计组合不是关键的, 那么就不需要将所有原型结构都用来进行评价。从起决定作用的性能组中去除不关键的原型结构时要格外小心, 因为去除时可能会影响用于评价的性能组的平均值。

1.2 可接受的倒塌概率

性能评价方法的基本前提是可以建立一个低至可接受程度的合理的倒塌概率作为评价结构体系倒塌性能的标准。

在本方法中, 大震强度下的倒塌概率的限值确定为 10%。每个性能组平均起来都需要满足这个倒塌概率的限值, 可以允许一些原型结构的倒塌概率超过限值。这些倒塌概率超过限值的原型结构也要满足一个评价标准, 即小于上述限值的两倍——20%, 这样的倒塌概率才是可以接受的。

需要注意的是, 这些限值是基于评价的要求挑选出来的, 在性能评价过程中, 这些值可以根据不同的可接受倒塌概率的值进行调整, 这些倒塌概率的值需要经过管理当局或者其它运用这一方法建立结构体系抗震设计要求的当局的认可。

2 修正倒塌储备系数

地震记录中的频率成分 (波谱形状) 对结构的抗倒塌能力和倒塌储备系数的计算有重要影响。为了在计算中考虑谱形的影响, 对第六章中计算的倒塌储备系

数 CMR 在本章进行修正, 成为修正倒塌储备系数 $ACMR$ 。对任一原型结构 i , 有:

$$ACMR_i = SSF \times CMR_i \quad (A-1)$$

这一修正附加于第六章中的考虑三维非线性动力分析影响所进行的修正之上。

2.1 谱形对倒塌储备的影响

Baker 和 Cornell (2006) 提出, 一些稀少而特别的美国西部地面运动记录, 同样是大震水准, 其谱形与 ASCE/SEI7-05(ASCE2005)中规定的结构设计时采用的地震波谱很不同。本质上, 这些特别的地震记录的谱形在卓越周期达到峰值, 然后在比卓越周期或长或短的后续时期迅速下降 (能量也迅速减小)。

当地面运动强度由结构的一阶自振周期下的谱加速度确定并且结构在长时间的振动中有足够的延性发生塑性变形时, 这个峰值位置的谱形和在其它时期迅速下降的谱形使得这些特别的地震记录对结构的损伤比按标准设计地震波预期的要小。

考虑谱形影响最直接的方法就是选择有与每个特定地点适合的波谱形状、抗风险能力和卓越周期的唯一的地震记录。但这在目前的结构抗倒塌能力的评价方法中是不可行的, 目前的方法不能适应特殊的环境, 只能对结构按一定范围的形状和地点分类进行评估。为了提高原有评价方法的实用性, 我们引入一个简化的系数——谱形因子 SSF , 它由结构基本周期 T 和延性系数 μ_c 决定, 用来对倒塌储备系数进行调整。谱形因子的背景和发展的描述见附录 B。

2.2 谱形因子

对谱形因子的定义如下: 谱形因子 SSF 是结构基本周期 T 、延性系数 μ_c 和由抗震设计类别定义的用来设计原型结构的地震标准的函数。表 A-1a 和 A-1b 提供了在对倒塌储备系数进行调整时采用的谱形因子的值。

表A-1a 原型结构设计中谱形因子在抗震设计分类SDC B、SDC C、SDC D_{min}组中的取值

T (sec)	Building Ductility Capacity, μ_c							
	1.0	1.1	1.5	2	3	4	6	≥ 8
≤ 0.5	1.00	1.05	1.05	1.05	1.10	1.10	1.10	1.15
0.6	1.00	1.05	1.05	1.10	1.10	1.10	1.15	1.15
0.7	1.00	1.05	1.05	1.10	1.10	1.15	1.15	1.20
0.8	1.00	1.05	1.10	1.10	1.15	1.15	1.20	1.20
0.9	1.00	1.05	1.10	1.10	1.15	1.15	1.20	1.25
1.0	1.00	1.05	1.10	1.15	1.15	1.20	1.20	1.25
1.1	1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.20	1.25	1.30
1.2	1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.20	1.25	1.30
1.3	1.00	1.05	1.15	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35
1.4	1.00	1.10	1.15	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35
≥ 1.5	1.00	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40

表A-1b 原型结构设计中谱形因子在抗震设计分类SDC D_{max}组中的取值

T (sec)	Building Ductility Capacity, μ_c							
	1.0	1.1	1.5	2	3	4	6	≥ 8
≤ 0.5	1.00	1.05	1.15	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35
0.6	1.00	1.10	1.15	1.20	1.25	1.25	1.30	1.35
0.7	1.00	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40
0.8	1.00	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40
0.9	1.00	1.10	1.15	1.20	1.30	1.30	1.40	1.45
1.0	1.00	1.10	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45
1.1	1.00	1.10	1.20	1.25	1.30	1.35	1.45	1.50
1.2	1.00	1.10	1.20	1.25	1.35	1.40	1.45	1.55
1.3	1.00	1.10	1.20	1.25	1.35	1.40	1.50	1.55
1.4	1.00	1.10	1.20	1.30	1.35	1.40	1.50	1.60
≥ 1.5	1.00	1.15	1.20	1.30	1.40	1.45	1.55	1.65

因为谱形因子在抗震设计分类 SDC D_{max} 组中取值和其他抗震分类组有明显差异, 所以由 *ACMR* 得到的起控制作用的性能组可能和由 *CMR* 得到的起控制性作用的性能组不同。

3 系统倒塌总不确定性

很多不确定性因素导致了结构抗倒塌能力的随机性。考虑到结构抗倒塌能力预测中很大的随机性, 为了把结构大震强度下的倒塌概率限制到一个可接受的水

平, 我们必须而加大结构的倒塌储备。评估倒塌响应中的所有不确定性的来源并且在抗倒塌能力评价过程中合并其影响是非常重要的。

3.1 不确定性的来源

以下不确定性的来源是要在抗倒塌能力评价的过程中考虑的:

- 原型结构对不同地面运动响应的不确定性 (*RTR*)

RTR 不确定性从增量动力响应图 6-5 可以很明显的看出。响应的不确定性是由于以下两个因素的共同影响产生的:

- (a) 不同地震波频率成分和动力特性的随机性
- (b) 远距离地震记录中偶然因素的随机性

RTR 不确定性的值 β_{RTR} 在不同的结构类型中相当一致, 范围从 0.35 到 0.45 (Haselton 2006, Ibarra and Krawinkler 2005a, 2005b, Zareian et al. 2006, Zareian 2006)。以上述研究和其它相关研究为基础, 可以在结构性能评价中假定 β_{RTR} 为固定值 0.40。

- 与设计要求相关的不确定性 (*DR*)

DR 是与设计要求相关的不确定性, 基于对设计要求完备性和体现目前设计和工程实践中结构设计要求的原型结构合理程度的定性评估。在某些情况下, 设计不确定性反映在原型结构的许多方面, 但是这些有限的例子可能不能代表所有实际中可能的变化。与设计要求相关的不确定性根据设计要求的质量确定, 设计要求质量的判断方式与第三章中的要求相同。

- 与试验数据相关的不确定性 (*TD*)

TD 是与试验数据相关的不确定性, 基于对用于定义系统的试验数据的完备性的定性评估。与试验数据相关的不确定性和模型不确定性紧密相关但截然不同。与试验数据相关的不确定性根据试验数据的质量确定, 试验数据的质量的判断方式与第三章中的要求相同。

- 模型不确定性 (*MDL*)

MDL 是与非线性模型相关的不确定性, 基于对非线性模型精确性和模拟构件非线性行为能力的定性评估。模型不确定性根据非线性模型的质量确定, 其质量的判断方式与第五章中的要求相同。

3.2 抗倒塌评估中不确定性的组合

总不确定性是由原型结构对不同地面运动响应的不确定性 (*RTR*)、与设计要求相关的不确定性 (*DR*)、与试验数据相关的不确定性 (*TD*) 和模型不确定性 (*MDL*) 组合得到的。形式上, 每个原型结构的倒塌特性是由随机变量 S_{CT} 定

义的, 假定其等于由非线性动力分析计算得出的倒塌地面运动强度 \hat{S}_{CT} 的均值和随机对数正态变量 λ_{TOT} 的乘积:

$$S_{CT} = \hat{S}_{CT} \lambda_{TOT} \quad (\text{A-2})$$

其中 λ_{TOT} 是一个均值统一并以 β_{TOT} 为标准差的对数正态随机变量。我们把这一对数正态随机变量假定为由四个随机变量按下式组合得到:

$$\lambda_{TOT} = \lambda_{RTR} \lambda_{DR} \lambda_{TD} \lambda_{MDL} \quad (\text{A-3})$$

其中 λ_{RTR} 、 λ_{MDL} 、 λ_{DR} 和 λ_{TD} 是各自均值统一并分别以 β_{RTR} 、 β_{MDL} 、 β_{DR} 和 β_{TD} 为标准差的对数正态随机变量。由于假定这些参数在统计上各自独立, 描述倒塌总不确定性对数正态分布的标准差 β_{TOT} 由下式确定:

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_{RTR}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2} \quad (\text{A-4})$$

其中 β_{TOT} 为系统倒塌总不确定性

β_{RTR} 为原型结构对不同地面运动响应的不确定性 (0.40)

β_{DR} 为与设计要求相关的不确定性 (0.20-0.65)

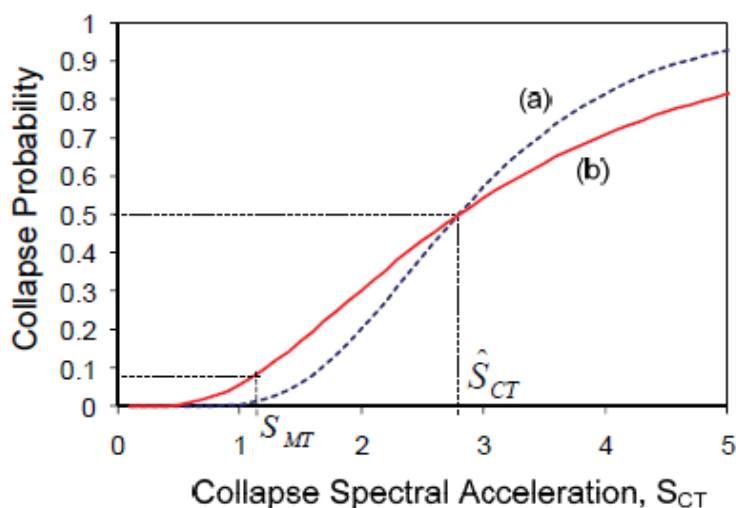
β_{TD} 为与试验数据相关的不确定性 (0.20-0.65)

β_{MDL} 为模型不确定性 (0.20-0.65)

性能评价过程不需要对式 A-2、A-3 给出的对数正态分布做精确的计算。但是, 不确定性可接受的标准是基于式 A-4 中表示的经过组合的不确定性 β_{TOT} 确定的。

3.3 不确定性对倒塌储备的影响

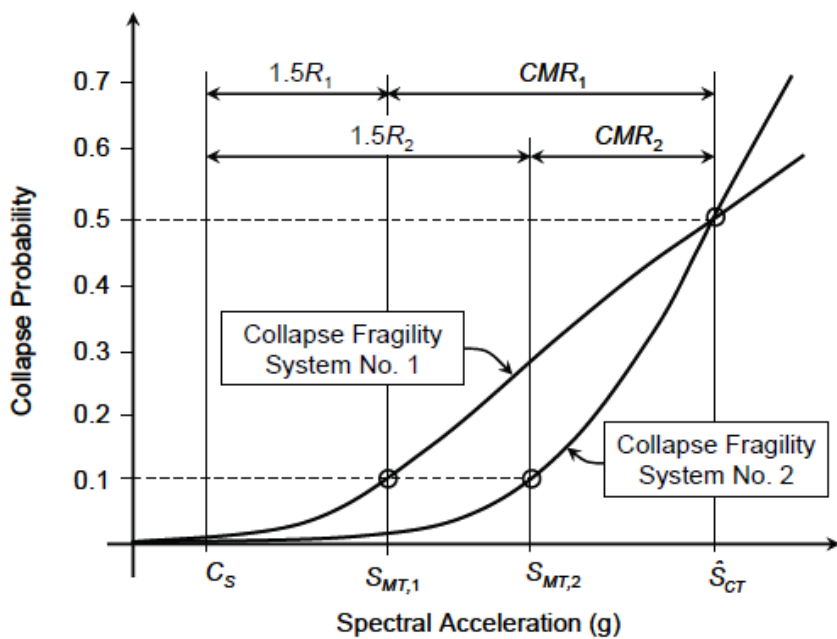
不确定性影响增量动力分析得出的倒塌概率曲线的形状。图 A-2 表示了两条倒塌概率曲线, 分别代表两个有不同的不确定性水平的结构。图中虚线所示(a)曲线表示 $\beta_{RTR}=0.4$, 实线所示(b)曲线表示 $\beta_{TOT}=0.65$ 。正如图中所显示的, 不确定性使曲线变得扁平。当平均倒塌强度 \hat{S}_{CT} 不变时, 不确定性使得结构在大震下的倒塌概率 S_{MT} 增大。



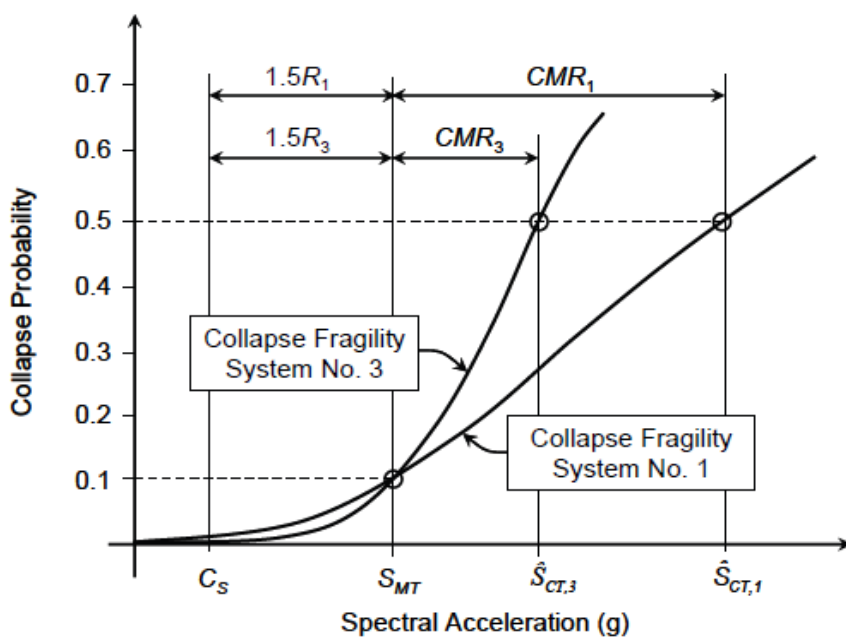
图A-2 不确定性水平不同结构的倒塌概率曲线

大震强度下倒塌概率的改变将影响倒塌储备系数 CMR 。图 A-3 表示两个假设的有不同水平倒塌不确定性的抗震系统的倒塌概率曲线。在这个例子中，两个系统都是按相同的地震响应系数 C_s 设计的，并且有相同的平均倒塌地震强度 \hat{S}_{CT} 。但是第一个系统有更大的倒塌不确定性和一条更加扁平的倒塌概率曲线。要达到同样的 10% 的大震强度下的倒塌概率，系统 1 需要一个比系统 2 更大的倒塌储备系数（即 $CMR_1 > CMR_2$ ）。因此，系统 1 应该用一个比系统 2 更小的承载力折减系数 R 进行设计。

图 A-4 表示了另外两组假设的有不同水平倒塌不确定性的抗震系统的倒塌概率曲线。与图 A-3 相同，两个系统都是按相同的地震响应系数 C_s 设计的，但是在这个例子中，两个系统的承载力折减系数 R 也相同。不确定性的不同要求不同的倒塌储备系数以达到相同的平均倒塌概率。为了有相同的承载力折减系数 R ，有更大不确定性和更扁平倒塌概率曲线的系统 1 需要有比系统 3 更大的倒塌储备系数（即 $CMR_1 > CMR_3$ ）。



图A-3 两个平均倒塌强度相同的抗震系统的倒塌概率曲线和倒塌储备系数



图A-4 两个承载力折减系数相同的抗震系统的倒塌概率曲线和倒塌储备系数

3.4 系统倒塌总不确定性

系统倒塌总不确定性由式 A-4 计算得到,它是原型结构对不同地面运动响应的不确定性 (RTR)、与设计要求相关的不确定性 (DR)、与试验数据相关的不确定性 (TD) 和模型不确定性 (MDL) 的函数。

原型结构对不同地面运动响应的不确定性在所有情况下都取为 $\beta_{RTR}=0.40$ 。对设计要求、试验数据、非线性模型质量的判断都按以下几个等级对不确定性进行量化:

(A)很好, $\beta=0.20$

(B)好, $\beta=0.30$

(C)一般, $\beta=0.45$

(D)差, $\beta=0.65$

系统倒塌总不确定性的值 β_{TOT} 由表 A-2a 到 A-2d 查得。每张表都对应(A)很好、(B)好、(C)一般、(D)差中的一个模型质量等级。每张表中的数值是根据式 A-4 并对试验数据和设计要求的等级进行适当组合确定的。

表A-2a 模型质量很好系统倒塌总不确定性

Quality of Test Data	Quality of Design Requirements			
	A – Superior	B – Good	C – Fair	D – Poor
(A) Superior	0.55	0.55	0.65	0.80
(B) Good	0.55	0.60	0.70	0.85
(C) Fair	0.65	0.70	0.80	0.90
(D) Poor	0.80	0.85	0.90	1.00

表A-2b 模型质量较好系统倒塌总不确定性

Quality of Test Data	Quality of Design Requirements			
	A – Superior	B – Good	C – Fair	D – Poor
(A) Superior	0.55	0.60	0.70	0.85
(B) Good	0.60	0.65	0.75	0.85
(C) Fair	0.70	0.75	0.80	0.95
(D) Poor	0.85	0.85	0.95	1.05

表A-2c 模型质量一般系统倒塌总不确定性

Quality of Test Data	Quality of Design Requirements			
	A – Superior	B – Good	C – Fair	D – Poor
(A) Superior	0.65	0.70	0.80	0.90
(B) Good	0.70	0.75	0.80	0.95
(C) Fair	0.80	0.80	0.90	1.00
(D) Poor	0.90	0.95	1.00	1.10

表A-2d 模型质量较差系统倒塌总不确定性

Quality of Test Data	Quality of Design Requirements			
	A – Superior	B – Good	C – Fair	D – Poor
(A) Superior	0.80	0.85	0.90	1.00
(B) Good	0.85	0.85	0.95	1.05
(C) Fair	0.90	0.95	1.00	1.10
(D) Poor	1.00	1.05	1.10	1.20

4 修正倒塌储备系数的可接受值

修正倒塌储备系数的可接受值是根据系统倒塌总不确定性 β_{TOT} 和预先设定的可接受的倒塌概率值确定的。它们是基于假定对应不同倒塌水平的地震强度符合均值为 $\hat{\delta}_{CT}$ 、标准差为总的系统倒塌不确定性 β_{TOT} 的对数正态分布得出的。

表 A-3 提供了修正倒塌储备系数的可接受值——ACMR10%和 ACMR20%，根据总的系统倒塌不确定性和倒塌概率的可接受值（分别取为 10%和 20%）确定。为了进行比照和参考，其它范围从 5%到 25%的倒塌概率值也在表中列了出来。更小的倒塌概率可接受值和更大的倒塌不确定性要求有更高的修正倒塌储备系数。

表A-3 修正倒塌储备系数的可接受值

Total System Collapse Uncertainty	Collapse Probability				
	5%	10%	15%	20%	25%
		(ACMR10%)		(ACMR20%)	
0.55	2.47	2.02	1.77	1.59	1.45
0.60	2.68	2.16	1.86	1.66	1.50
0.65	2.91	2.30	1.96	1.73	1.55
0.70	3.16	2.45	2.07	1.80	1.60
0.75	3.43	2.61	2.18	1.88	1.66
0.80	3.73	2.78	2.29	1.96	1.72
0.85	4.05	2.97	2.41	2.05	1.77
0.90	4.40	3.16	2.54	2.13	1.84
0.95	4.77	3.37	2.68	2.23	1.90
1.00	5.18	3.60	2.82	2.32	1.96
1.05	5.63	3.83	2.97	2.42	2.03
1.10	6.11	4.09	3.13	2.52	2.10
1.15	6.63	4.36	3.30	2.63	2.17
1.20	7.20	4.65	3.47	2.75	2.25

5 承载力折减系数 R 的评估

可接受的性能由以下两个基本的防范倒塌的目标来定义:

- 在设计大震强度下对应一个性能组的倒塌概率平均值近似或小于 10%
- 在设计大震强度下对应一个性能组中每个原型结构的倒塌概率近似或小于 20%

性能可接受性的具体评价标准如下:

- 对应一个性能组的修正倒塌储备系数(ACMR)的平均值大于 ACMR10%

$$\overline{ACMR}_i \geq ACMR10\% \quad (A-5)$$

- 对应一个性能组中每个原型结构的 ACMR 大于 ACMR20%

$$ACMR_i \geq ACMR20\% \quad (A-6)$$

6 超强系数 Ω_0 的评估

超强程度 Ω 的平均值需要对每个性能组进行计算。设计时采用的系统超强系数 Ω_0 的值不能小于所有性能组中最大的计算超强程度 Ω 的平均值。系统超强系数 Ω_0 应该适当提高以适应单一原型结构超强结果的变化, 并且以 0.5 单位为间隔进行取值 (例如 1.5, 2.0, 2.5, 3.0)。

系统超强系数 Ω_0 不能超过承载力折减系数 R 的 1.5 倍。实践中 Ω_0 的限值大约为 3.0, 与 ASCE7-05 表 12.2-1 中详细列明的这一系数的最大值相一致, 这一规范是对所有目前认可的抗震系统制定的。

7 变形放大系数 C_d 的评估

变形放大系数 C_d 是由承载力折减系数 R 的可接受值经过阻尼系数 B_{IE} 折减后得到的, 与系统固有的和附加的粘性阻尼相一致:

$$C_d = \frac{R}{B_{IE}} \quad (\text{A-7})$$

其中: C_d —— 变形放大系数

R —— 承载力折减系数 (7.4 节)

B_{IE} —— 在 ASCE7-05 表 18.6-1 中位于有效阻尼 $\beta_I + \beta_{VI}$ 和周期 T 之前的系数

β_I —— 结构有效阻尼的组成部分, 由于结构构件固有的耗能能力产生, 此时结构处于抗震系统的有效屈服位移处或偏下方, 见 ASCE7-05 的 18.6.2.1 部分

β_{VI} —— 结构一阶振动模态有效阻尼的组成部分, 由于阻尼装置的粘滞耗能能力产生, 此时结构处于抗震系统的有效屈服位移处或偏下方, 见 ASCE7-05 的 18.6.2.3 部分

多数系统不含阻尼装置 (即 $\beta_{VI}=0$), 仅有固有阻尼 β_I 。一般情况下, 在评价时基本可以假定固有阻尼为 5%, 与之对应的阻尼系数 $B_{IE}=1.0$ (表 18.6-1, ASCE7-05)。因此, 对多数系统来说, C_d 的值和 R 的值相等。

原文索引

- [1] Quantification of building seismic performance factors, ATC-63 Project Report (90% Draft), FEMA P695 / April 2008, 115-128