

等倒塌设计抗弯钢框架的结构影响系数

王君^a, 何若全^a, 冯进^b

(苏州科技学院 a. 江苏省结构工程重点实验室; b. 设计研究院, 江苏 苏州 215011)

摘要:为促进抗震设计所采用的结构影响系数能够定量实现“大震不倒”这一性能化抗震目标,按照中国抗震规范设计了3个具有相同的抗倒塌储备能力的抗弯钢框架,采用增量动力时程分析方法,并结合“等倒塌”设计准则,确定了抗弯钢框架的结构影响系数,给出了建议值。

关键词:倒塌;抗弯钢框架;倒塌储备系数;结构影响系数

中图分类号: TU391

文献标志码: A

文章编号: 1674-4764(2012)S1-0039-05

Structural Influencing Coefficient of Moment-Resisting Steel Frames Based on Equal Collapse Rule

WANG Jun¹, HE Ruoquan¹, FENG Jin²

(a. Jiangsu Key Laboratory of Structure Engineering; b. Design & Research Institute, Suzhou University of Science and Technology, Suzhou 215011, Jiangsu, P. R. China)

Abstract: In order to realize the performance target of “no collapse under rare earthquake” based on the seismic design according to structural influencing coefficient, three moment-resisting steel frames have been designed with similar probability of collapse in accordance with Chinese Seismic Code. The structural influencing coefficient of steel frames were determined through the incremental dynamic analysis method, and within equal collapse design rule. This paper proposed a method to define structural influencing coefficient can provide reference for determining the design seismic force of steel frame reasonably.

Key words: collapse; moment-resisting steel frame; collapse margin ratio; structural influence coefficient

《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)^[1]采用阶段设计实现3水准设防目标,根据多遇地震的反应谱确定结构的设计水平力,通过罕遇地震水平的弹塑性变形验算避免结构倒塌。这种设计原则虽然清晰的划分了每个阶段的抗震目标,但未能区分结构的抗震性能,很容易导致结构的抗倒塌能力不足,或者抗震能力无法得到很好的发挥。

结构在遭受地震作用时可通过牺牲变形来换取较低的设计水平力。美国 IBC2000^[2]、欧洲 EC8^[3]等规范引入了结构性能系数或强度折减系数用于反映不同结构体系抗震性能的影响。结构影响系数(概念同强度折减系数)是现代抗震设计理论中的一项重要参数,其取值是否合理直接关系到结构抗震设计的合理性及可靠性。笔者采用增量动力分析(Incremental Dynamic Analysis, 简称 IDA)方法对抗弯钢框架结构的倒塌储备能力进行了评估,基于等倒塌原则确定了抗弯钢框架的结构影响系数。

性参数,主要用于反映结构强度的折减,与结构的延性、超强、冗余度、结构体系等因素有关^[4]。

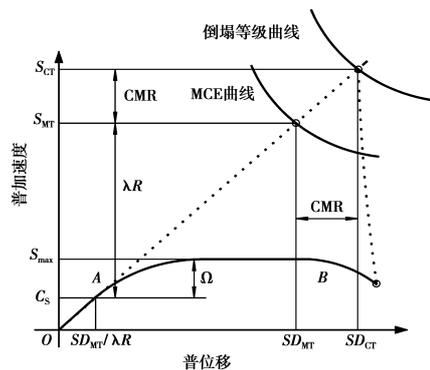


图1 结构影响系数的确定

图中 OAB 曲线为结构的总体反应曲线, S_{MT} 为对应 MCE 等级(相当于中国罕遇地震水平)强度结构的谱加速度, C_s 为按照小震弹性设计时结构的谱加速度, λR 是结构保持完全弹性时大震谱加速度与弹性反应时的设计强度之比,按式(1)计算。

1 基于等倒塌原则的结构影响系数确定方法

1.1 结构影响系数

结构影响系数的定义是指结构设计强度与结构保持完全弹性所需的强度之比。图1给出了计算结构影响系数的示意图。结构影响系数是为了方便设计而提出的一个综合

$$\lambda R = \frac{S_{MT}}{C_s} \quad \text{其中 } C_s = \frac{V_d}{W} \quad (1)$$

式中: R 为结构影响系数, λ 为罕遇地震与设防地震的之间的比例关系, 这里取《抗震规范》表 5.1.2-2 规定的峰值加速度之比; V_d 为结构设计基底剪力; W 是结构的有效重量。

1.2 倒塌储备系数及倒塌储备系数修正值

1.2.1 倒塌储备系数

倒塌储备系数^[5] (Collapse Margin Ratio, 简称 CMR) 是指结构倒塌时刻的谱加速度与设防水准的谱加速度的比值, 如图 1 所示。

通过确定结构的 CMR 值, 可以量化结构的抗倒塌储备能力, 评估结构的抗地震倒塌性能。CMR 可按式(2)计算。

$$CMR = \frac{S_{CT}}{S_{MT}} = \frac{SD_{CT}}{SD_{MT}} \quad (2)$$

式中, S_{CT} 为假定结构保持完全弹性对应倒塌时的谱加速度; SD_{CT} 、 SD_{MT} 分别为结构倒塌和罕遇地震水准所对应的谱位移。

按照 FEMA695^[5] 建议, S_{CT} 取以结构第 1 周期地震影响系数 $S_a(T_1)$ 为指标, 有 50% 地震波输入发生倒塌时对应的地面运动强度, S_{MT} 按照中国规范可取罕遇地震对应的谱加速度, 即:

$$S_{MT}(T_1) = \alpha(T_1)_{\text{罕遇}} \cdot g \quad (3)$$

式中: $\alpha(T_1)_{\text{罕遇}}$ 为罕遇地震水准下结构第 1 周期的水平地震影响系数; g 为重力加速度。尽管 CMR 指标受很多因素影响, 包括地震动输入的差异以及结构模型设计、分析和实验数据质量等方面均存在着不确定性, 但是这些因素可在结构倒塌易损曲线中得到反映。因此, 倒塌储备系数是一个具有概率意义上统计指标, 是评价不同结构抗地震倒塌能力的一个比较科学的系数。

1.2.2 倒塌储备系数修正值

虽然 CMR 指标能够反映结构的抗倒塌安全性能, 但不同结构之间通过比较 CMR 大小来衡量其抗倒塌性能差异尚缺乏准确性, 研究表明^[6-8], 结构抗倒塌能力和倒塌储备系数受地震动频率(地震反应谱形状)的显著影响, 故需要对其进行修正后将结构在不同地震动作用下的抗倒塌能力转化为在标准地震动作用下的抗倒塌能力。FEMA695 基于结构的 CMR 指标提出考虑地震动谱形状效应影响的倒塌储备系数修正值(Adjust Collapse Margin Ratio, 简称 ACMR):

$$ACMR = SSF \times CMR \quad (4)$$

式中: $ACMR$ 为倒塌储备系数修正值; SSF (Spectral Shape Factors) 为谱形状系数, 主要与结构的自振周期和延性等因素有关。通过这种简化, 既不需要计算地震动记录的谱形状特征值, 也不需要回归分析, 利用结构自振周期和延性的函数即可反映地震动频谱特性(谱形状)对结构倒塌能力的影响。

1.3 结构影响系数确定方法

由于结构影响系数影响因素较多, 其确定方法的合理性直接影响结构影响系数取值是否合理。基于结构在倒塌时刻具有相同的 CMR 为前提, 建立一种确定钢框架结构影响系数的思路: 1) 通过迭代水平设计剪力不断优化设计模型, 力求确保所设计的结构在倒塌时刻具备相同的抗倒塌储备能力; 2) 确定设防地震水准的谱加速度; 3) 计算调整后的设

计谱加速度与设防地震水平的谱加速度的比值, 即获得了结构影响系数。

图 2 给出了基于等倒塌原则确定钢框架结构影响系数的实现流程。

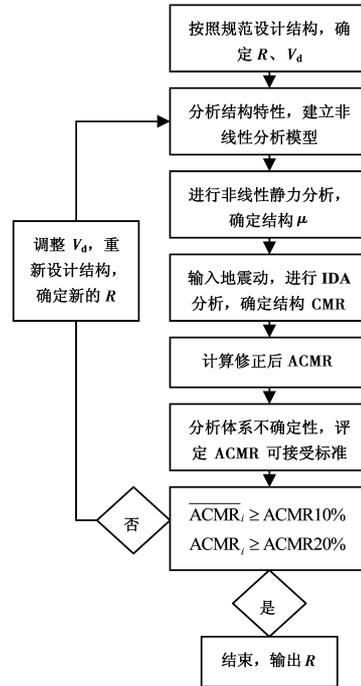


图 2 结构影响系数的求解流程

2 结构倒塌的判定准则及评估标准

2.1 结构倒塌判定准则

建议的结构影响系数确定方法中最关键的问题是确定结构合理的倒塌标准。采用 FEMA351^[9] 推荐的钢框架防止倒塌性能水准的最大层间位移限值的规定, 该规定采取基于可靠性的性能指标, 通过计算结构能力(抗力)满足结构需求(效应)的置信度来评价:

$$D \leq \frac{\varphi C}{\gamma \gamma_a} [\lambda]_{\min} = [D]_{\min} \quad (5)$$

式中: D 表示结构的需求效应, φ 为抗力不定性系数; C 为结构抗力; γ 为层间位移角需求变异系数; γ_a 为层间位移角分析不稳定系数; $[\lambda]_{\min}$ 为最小的修正需能比 (Factored-Demand-to-Capacity Ratios)。对应不同的分析方法, 转化后的 $[D]_{\min}$ 表示结构的最小需求效应, 此处根据结构层间位移角的置信度计算得出, 故 $[D]_{\min}$ 表示层间位移角限值 $[\theta_p]$ 。

表 1 给出了对应于非线性静力分析 (NSP) 和非线性动力分析 (NDP) 时结构的倒塌层间位移角限值。

表 1 结构倒塌限定标准

	层数	φ	C	γ	γ_a	$[\lambda]_{\min}$	$[\theta_p]$
NSP	≤ 3	0.9	0.1	1.3	0.89	0.57	0.044 34
	4~12	0.85	0.1	1.2	0.99	0.51	0.036 49
NDP	≤ 3	0.9	0.1	1.3	1.03	0.62	0.041 67
	4~12	0.85	0.1	1.2	1.06	0.54	0.036 08

2.2 倒塌性能评估标准

修正的 ACMR 能够弥补地震记录频谱特征对结构倒塌能力的影响,使不同结构体系之间的抗倒塌性能具有可比性。FEMA695 给出了 ACMR 的容许值,并通过比较结构实际的 ACMR 与 ACMR 容许值之间的大小关系,来判定结构是否满足给定的性能要求。并建议,罕遇地震水准下结构倒塌概率的可接受标准为 10%。另外考虑个别模型可能超越这个值,取 20% 的倒塌概率作为倒塌富裕度的包络值。若以上 2 个标准均满足,则认为结构的性能满足要求。

文献[5]建议在确定 ACMR 可接受标准时主要考虑结构的离散性、地震记录的不确定性 β_{RTR} 、设计的不确定性 β_{DR} 、试验数据的不确定性 β_{TR} 、非线性模型的不确定性 β_{MDL} ,并将其统称为总的不确定性 β_{TOT} ,以此来确定 ACMR 的可接受标准。研究表明^[10],结构不确定性 β_{TOT} 越高,则结构需要具备的可接受的 ACMR 值越大。

笔者设计的算例并未进行真实的试验,倒塌分析未能充分考虑节点变形、动应变速率较高时材料变脆等因素对结构破坏模式的影响,因此对 β_{MDL} 按“较差”考虑,其余均按“良好”考虑,根据 FEMA695 给出的分析模型与实际结构吻合程度评定标准,取结构的 β_{TOT} 为 0.85,参照文献[6]表 7-3 定义结构的抗倒塌可接受标准,见表 2。

表 2 模型修正 ACMR 可接受标准

结构	β_{RTR}	β_{DR}	β_{TR}	β_{MDL}	β_{TOT}	可接受 ACMR	
						10%	20%
模型	良好	良好	良好	较差	0.85	2.97	2.05

3 算例分析

3.1 结构计算模型

按照中国现行《建筑抗震设计规范》和《钢结构设计规范》^[11] 的相关规定,利用 PKPM 的 STS 软件设计了一组平面抗弯框架,分别为 3 层、6 层和 9 层,跨度为 6m,层高均为 3.6m。平面布置如图 3。楼屋面恒(活)载为 4.5(2.0)kN/m²,屋面活载 0.7 kN/m²,基本风压 0.3 kN/m²,雪载 0.4 kN/m²,抗震设防烈度为 8 度(0.3g),地面粗糙度为 B 类,场地类别为 II 类,设计地震分组为第三组。钢材为

Q235B,框架柱采用箱形截面,框架梁采用焊接 H 型钢截面。算例均属于规则建筑,不考虑结构的平面扭转。由于对称性,取一榀框架为研究对象,结构的地震作用由各榀框架平均承担,取③轴框架为计算单元,立面见图 4。为了实现等倒塌设计,3 个算例进行了多次迭代,表 3、4 给出了最终确定的截面及相关设计参数。

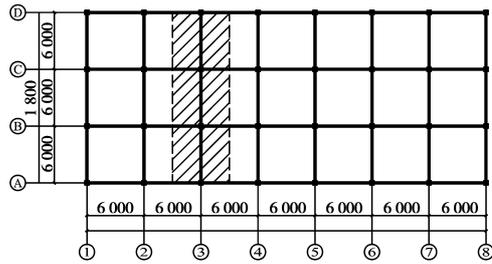


图 3 结构平面图

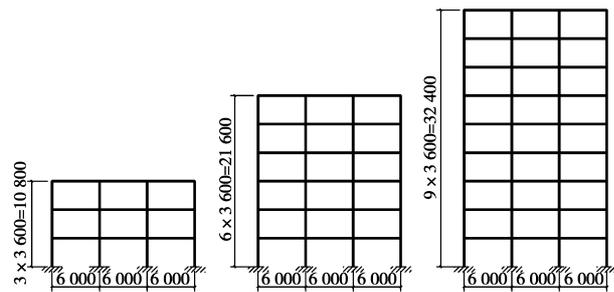


图 4 结构立面图

表 3 结构截面尺寸

结构模型	层数	柱截面		梁截面
		中柱	边柱	
算例 1	1~3	□280×14	□260×14	H480×170×8×12
	1~3	□370×14	□320×12	H430×170×8×14
算例 2	4~6	□330×12	□290×10	H370×160×8×14
	1~3	□430×18	□380×16	H490×180×9×16
算例 3	4~6	□370×16	□350×14	H470×180×9×16
	7~9	□340×14	□320×12	H400×170×9×14

表 4 设计参数

	自振周期 T_1/s	结构重量 W/kN	水平地震力 V_d/kN	V_d/W	最大层间位移/mm	初始强度折减系数 R
算例 1(3 层)	0.80	1 827	265	0.145	11.8	2.812 5
算例 2(6 层)	1.48	3 769	294	0.078	12.5	2.812 5
算例 3(9 层)	1.81	5 775	375	0.065	10.5	2.812 5

3.2 地震记录的选取

地震动记录选取的是否合理直接影响结构倒塌储备系数确定的精确性,文献[5]建议了地震记录选取的原则,如下:

1)地震动特性要求。包括震级必须大于 6.5 级;震源为走滑或逆冲断层;近场地震断层距 $R \leq 10$ km,远场地震断层

距 $R > 10$ km。

2)地震观测的要求。如观测场地为基岩或硬土地;场地土剪切波速 $V_s \geq 180$ m/s;观测对象为自由地表或者低层建筑首层地面。

3)地震记录选取要求。满足 $PGA > 0.2$ g 和 $PGV > 15$ cm/s 的强震记录;且同一地震事件的记录选取不超过

2条。

FEMA695 根据以上原则推荐了相应的地震动记录数据库,包括 22 条远场地面运动记录和 27 条近场地面运动记录。本文采用了 23 条地震记录(22 条远场地震动记录和 EL-Centro 地震动记录)用于确定钢框架结构的倒塌储备能力。

3.3 结果分析

3.3.1 pushover 分析 通过对 3 个钢框架算例 pushover 分析,获得了钢框架的基底剪力-顶点位移的能力曲线。目标位移取表 1 规定的(NSP)限值,并基于等能量原理将钢框架结构的能力曲线转化为双线性形式^[12],并计算了倒塌时刻的位移延性,结果见图 5 及表 5。由图 5 可知:算例 1、2、3 的结构延性系数分别为 3.36、3.88、3.44。由表 5 中根据结构自振

周期和延性系数计算得到的谱形状系数(SSF)值显示,算例 2 和算例 3 所对应的数值明显高于算例 1,且算例 3 略高于算例 2,表明结构层数越高,其受地震动谱形状效应影响越大。

3.3.2 增量动力分析 由图 6 可知:随着结构层数的增加,结构的抗倒塌储备能力逐渐减弱,这反映在图中结构倒塌强度水平线与结构大震强度水平线之间距离上的变化。FEMA695 规定结构在大震下的倒塌概率低于 10%即认为满足抗倒塌性能要求,从以上各分析结果可以看出,各算例结构在大震强度下的倒塌率均低于 10%。

由表 5 的分析结果可知,所设计的这组算例具有大致相同的 ACMR 值,达到了最初的设计目标,不同的钢框架算例具有相同的抗倒塌安全储备。

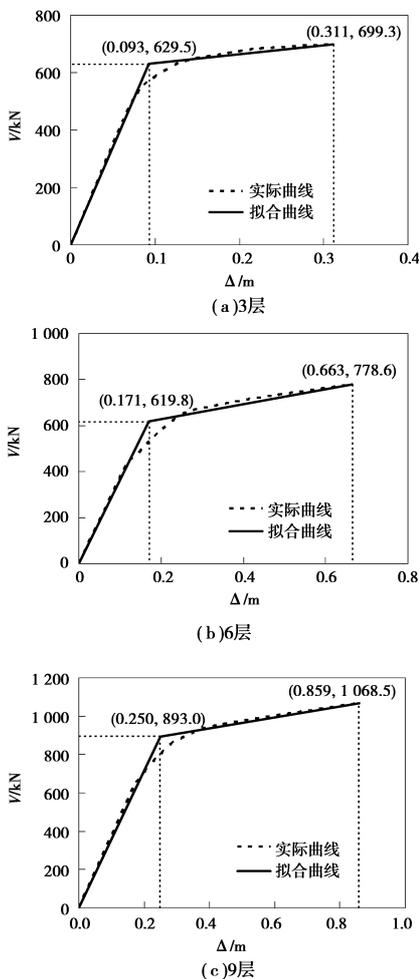


图 5 结构的能力曲线

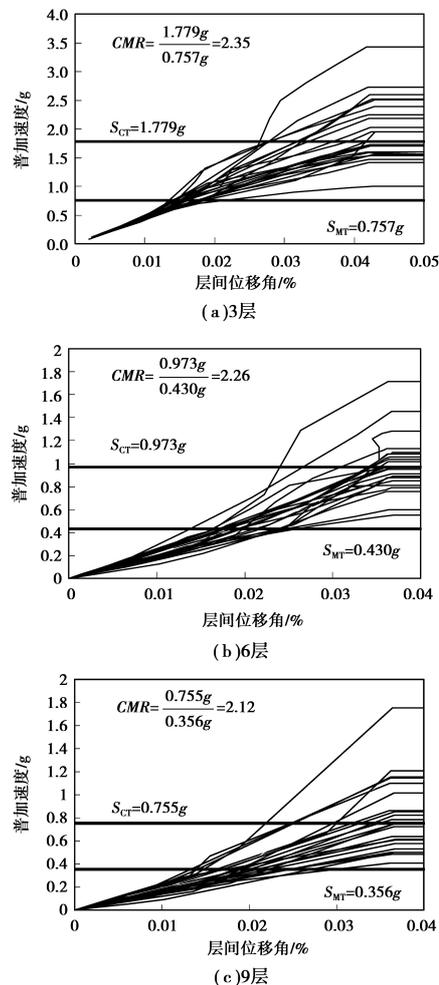


图 6 结构的能力曲线

表 5 结构倒塌分析结果

模型	层数	Pushover 和 IDA 分析结果				计算倒塌储备		性能评估	
		μ_c	$S_{MT}(T) / g$	$S_{CT}(T) / g$	CMR	SSF	ACMR	可接受 ACMR	判定结果
算例 1	3	3.36	0.757	1.779	2.35	1.25	2.94	2.05	满足
算例 2	6	3.88	0.430	0.973	2.26	1.36	3.08	2.05	满足
算例 3	9	3.44	0.356	0.755	2.12	1.37	2.91	2.05	满足
平均	—	—	—	—	—	—	2.98	2.97	满足

3.3.3 结构影响系数的确定

根据式(1)即可获得满足抗倒塌安全性能的强度折减系数 R_{eff} , 其中 λ 值取《抗震规范》表 5.1.2-2 规定的 8 度(0.3g)罕遇地震与设防地震时程分析用地震峰值加速度的比值为 1.73, 计算结果见表 6。

表 6 结构影响系数计算结果

	λ	$S_{MT}(g)$	C_s	R_{eff}
算例 1	1.73	0.757	0.145	3.13
算例 2	1.73	0.430	0.078	3.19
算例 3	1.73	0.356	0.065	3.17
平均	—	—	—	3.16

图 7 给出具有相同抗倒塌储备能力的钢框架结构影响系数, 以及抗震规范隐含原有的结构影响系数。

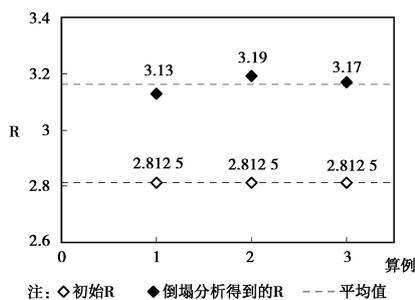


图 7 结构影响系数对比

由图 7 可知, 中国现行抗震规范所隐含的结构影响系数针对钢框架的取值较为保守, 建议适当增大。按照等倒塌设计原则, 建议钢框架结构影响系数取值 3.16 左右。

4 结论

为实现“大震不倒”的性能化抗震目标, 按照中国现行规范设计了一组平面抗弯钢框架, 应用基于 IDA 分析的结构抗倒塌定量评价方法, 对按中国抗震规范设计的抗弯钢框架结构影响系数进行了分析研究, 得到了以下结论:

1) 通过计算结构倒塌储备, 建立了基于倒塌定量分析的结构影响系数求解方法。该方法也可用于其他不同类型结构符合抗震性能化要求的结构影响系数的确定。

2) 中国抗震规范隐含抗弯钢框架结构影响系数取 2.8125, 而通过等倒塌设计, 得到符合抗倒塌性能化要求的

结构影响系数取值 3.16, 据此分析中国现行规范的取值较为保守, 导致钢框架设计水平地震剪力偏大, 结构性能并未充分发挥, 钢材使用浪费。

结构层间位移角判定准则仍是一种倒塌近似标准; 且选取平面钢框架作为研究对象, 未考虑空间效应及非结构构件(如楼板)等对结构抗倒塌储备能力的影响, 后续研究将会考虑以上两方面因素。

参考文献:

- [1] GB 50011—2010 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [2] International Code Council. International building code 2006[S]. California: International Conference of Building Officials, 1997.
- [3] European Committee for Standardization. Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance[S]. Brussels: CEN, 2003.
- [4] 何若全, 顾强, 孙国华. 关于钢结构抗震设计中结构影响系数的讨论[J]. 苏州科技学院学报: 工程技术版, 2004, 17(4): 29-32. HE Ruoquan, GU Qiang, SUN Guohua. On structural influencing coefficient in seismic design of steel structures[J]. Journal of University of Science and Technology of Suzhou: Engineering and Technology. 2004, 17(4): 29-32.
- [5] Quantification of building seismic performance factors, ATC-63 project report (90% Draft)[R]. FEMA p695. Washington D. C., 2008.
- [6] Baker J W. Vector-valued ground motion intensity measures for probabilistic seismic demand analysis[D]. California: Stanford University, 2005.
- [7] Baker J W, Cornell C A. Spectral shape, epsilon and record selection[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2006, 34(10): 1193-1217.
- [8] ASCE. ASCE7-05[M] Minimum Design Loads for Building and Other Structures. Virginia: American Society of Civil Engineers, 2005.
- [9] Recommended seismic evaluation and upgrade criteria for existing welded steel moment-frame buildings[S]. FEMA p351. Washington D. C., 2000.
- [10] Ibarra L, Krawinkler H. Effect of uncertainty in system deterioration parameters on the variance of collapse capacity[P]. ICOSSAR'05, Rome, Italy, 2005, 6: 3583-3590.
- [11] GB 50017—2003 钢结构设计规范[S]. 北京: 中国计划出版社, 2003.
- [12] Newmark N M, Hall W J. Earthquake Spectra and Design[M]. Oakland: Earthquake Engineering Research, 1982.

(编辑 胡英奎)