

基于非弹性位移响应谱值的框架结构易损性分析

申彦利,邢晨鹏

(河北工程大学 土木工程学院,河北 邯郸 056038)

摘要:为研究基于非弹性位移响应谱的框架结构易损性问题,通过有限元软件建立6个不同周期的钢筋混凝土框架模型,提出了框架结构损伤的4个极限状态的量化指标,采用IDA分析方法得到框架结构的易损性曲线;采用反应谱方法得到地震危险性曲线,进而得到框架结构抗震倒塌安全储备系数。本研究结果为今后评估框架结构的易损性问题提供参考。

关键词:框架结构;等效振子;易损性曲线;增量动力分析

中图分类号:TG528

文献标识码:A

Vulnerability analysis of frame structure based on inelastic displacement response spectrum

SHEN Yanli, XING Chenpeng

(College of Architecture and Construction, Hebei University of Engineering, Hebei Handan 056038, China)

Abstract: In order to study the vulnerability of the frame structure based on the inelastic displacement response spectrum, six different periods of reinforced concrete frame model are established by finite element software. Then propose four limit states quantization index of evaluating frame structure damage. The fragility curves of frame structure were obtained by IDA analysis method; Seismic hazard curves were obtained by using the response spectrum method, and then get the frame structure seismic collapse safety reserve coefficient. The results provide a reference for the future evaluation of the vulnerability of the framework structure.

Key words: frame structure; equivalent oscillator; fragility curve; incremental dynamic analysis

地震作用下钢筋混凝土框架结构会有较大的非线性响应,评价其损伤后的抗震性能具有重要意义。如何简单有效的估计结构的非线性响应,进而评估框架结构的易损性是减少地震损失的关键问题。经过多年的实践,采用设防烈度作为评估结构损伤的参数有很多的弊端^[1]。所以近年来,以地震动参数代替烈度是国内外发展的趋势。我国的研究学者也逐渐探索采用地震动参数作为评估结构损伤的指标,陶正如^[2]通过美国结构损伤软件中对建筑物的震害评估方法,并与我国的实际情况相结合,提出基于地震动参数的结构损伤预测方法。李英民等^[3]采用弹性加速度响应谱分析框架结构在强震作用下的破坏模式,从而评估框架结构在强震下的破坏概率,但该地震参数仅考虑结构第一周期的影响,未考虑框架结构的

屈服位移对结构响应的影响,不能很好的评估框架结构的易损性。申彦利^[4-6]建立3个不同周期的钢筋混凝土墩柱模型,研究地震脉冲作用对评估近断层桥梁结构地震参数的影响,并证明非弹性位移响应谱适用于评估近断层的桥梁及框架结构,并用评估桥墩的脆弱性,但并未对框架结构的易损性问题进行深入研究。

我国抗震设计规范采用“三水准”、“两阶段”的抗震设防准则,已经有基于性能的抗震设计理念,但是对于性能水准及性能指标还没有定量。为深入研究框架结构易损性问题,本文将建立6个不同周期的钢筋混凝土框架模型,采用非弹性位移响应谱值 $S_{di}(T, d_y)$ 作为地震参数,采用层间最大位移角 θ_{max} 作为损伤指标,量化框架结构损伤的4个极限状态指标,采用IDA方法研究框架结

构的易损性问题。这对以后结构易损性分析有重要意义。

1 非弹性位移响应谱相关理论

1.1 非弹性位移响应谱的危险性曲线

非弹性位移响应谱值 $S_{di}(T_1, d_y)$ 是通过数值模拟的方法,将框架结构简化为理想的单自由度振子,本研究采用双线性滞回模型;单自由度振子的初始周期和屈服位移取实际结构的弹性周期和屈服位移(屈服后刚度比为 5%、阻尼比为 5%),从而单自由度振子的非线性响应和实际结构的整体响应等效。进而得到非弹性位移反应谱值。

自从 Biot 于 1943 年提出反应谱理论,经过 70 多年的发展,已逐渐被各国的结构抗震设计规范采用。我国的抗震设计规范采用弹性反应谱方法计算框架结构的响应,同时考虑强度折减系数 R ,从而反映非线性变形对框架结构响应的影响。高小旺等学者^[7]证明我国地震烈度的概率分布符合极值Ⅲ型,本文由地震烈度的危险性曲线关系式推导出的关系式。具体推导过程如下^[1]:

(1) 地震烈度概率的分布函数为:

$$F_m(i) = 1 - P(I > i) = e^{[-(\frac{\omega-i}{\omega-I_0})^k]} (i < \omega) \quad (1)$$

式中: ω 为地震烈度的上限值,取为 $\omega = 12$; ε 为众值烈度;本文中采用中值烈度 I_0 ; k 为地震烈度概率分布的形状参数,本文选用 $k = 10$ 。

(2) 由给定场地的烈度 i 可以得到相应的超越概率 P ,即:

$$P(I > i) = 1 - e^{[-(\frac{\omega-i}{\omega-I_0})^{k/10^{0.9773}}]} \quad (2)$$

(3) 由我的抗震规范可以得到 α_{MAX} 与给定烈度的关系式:

$$\lg \alpha_{\max} = 0.3I - 2.75 \quad (3)$$

(4) 由我国结构抗震 $S_{a\max} = g * \alpha_{\max}$,进而由 S_{de} 、 S_{di} 与 $S_{a\max}$ 的关系,最终得到 S_{di} 与 $\alpha_{\max}$ 的关系式:

$$S_a = g(T_g/T) * \alpha_{\max} \quad (4)$$

$$S_{de} = 9.8 * \frac{S_a}{\omega^2} = 9.8 * \frac{g(T_g/T) \alpha_{\max}}{\omega^2} \quad (5)$$

$$S_{di} = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} = \frac{\mu}{R_\mu \omega^2} S_a = \frac{9.8 * \mu}{R_\mu \omega^2} g(T_g/T) * \alpha_{\max} \quad (6)$$

$$\alpha_{\max} = \frac{S_{di} R_\mu \omega^2}{9.8 * g(T_g/T) \mu} \quad (7)$$

其中: μ 为框架结构的延性系数;

$$R_\mu = 1 + (\mu + 1)(1 - e^{-3.95T}) + \frac{\mu - 1}{0.76 + 0.89\mu - 0.003\mu^2} *$$

$$T * e^{-0.65T} \text{ (II 类场地);}$$

$$\omega = \frac{2\pi}{T};$$

(4) 将式(7)和式(3)代入式(2)可以得到非弹性位移响应谱的地震危险性关系式(8),进而得到非弹性位移响应谱的年平均超越概率关系式(9):

$$\lg[-\ln(1 - P(S_{di}))] = 10 * \lg\left(\frac{S_{di} R_\mu \omega^2}{9.8 * g(T_g/T) \mu}\right) \quad (8)$$

$$\lambda(S_{di}) = 1 - (1 - P(S_{di}))^{0.02} \quad (9)$$

1.2 性能水平划分及量化指标

目前国内将框架结构的性能水准分为四个^[8]:性能 1 是结构完好,没有发生损坏;性能 2 是结构发生轻微损坏;性能 3 是结构发生中等破坏,但不会危及人的生命安全;性能 4 是结构发生不严重破坏,要求结构不能倒塌。本研究参考抗震规范,将框架结构的各楼层最大层间位移角作为各性能水平量化指标,具体取值见表 1。

表 1 性能水平量化指标

Tab. 1 Indexes of performance level quantization

	性能 1	性能 2	性能 3	性能 4
	(结构完好)	(轻微损坏)	(中等损坏)	(防止倒塌)
极限状态	1/550	1/250	1/120	1/50

2 框架模型及地震动记录

2.1 模型概况

为研究基于非弹性位移响应谱值的框架结构的易损性问题,本文按《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010)设计了六个钢筋混凝土框架结构模型,模型的层数分别为 1、2、4、6、8 和 10 层。图 1 中给出了 4 层模型的平面与立面布置图,其余模型的平面布置与 4 层结构相同,立面布置只是层数发生了变化。除首层层高为 4.2 m 外,2~10 层的楼层高度均为 3 m。模型的抗震设防烈度均为 7 度(0.15 g)、II 类场地、设计地震分组为第 1 组。钢筋混凝土框架的结构设计采用 PKPM 系列程序,按现行规范要求进行设计。为简便起见,在进行有限元数值模拟时取一榀框架为研究对象。模型详细信息见表 2。

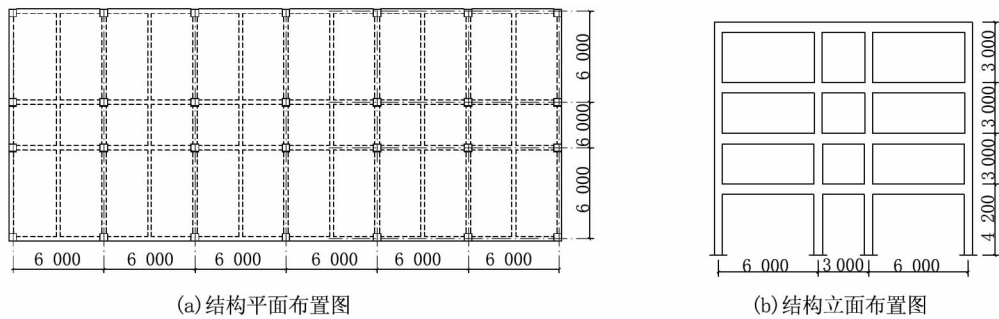


图1 结构布置图 (单位: mm)
Fig.1 Structure layout (unit:mm)

表 2 框架结构模型信息
Tab.2 The information of frame structural model

模型编号	层数	总高度/m	层高/m	第一自振周期/s	屈服位移/m
M1	1	4.2	4.2	0.17	0.020
M2	2	7.2	4.2(3)	0.27	0.038
M3	4	13.2	4.2(3)	0.47	0.065
M4	6	19.2	4.2(3)	0.67	0.085
M5	8	25.2	4.2(3)	0.88	0.114
M6	10	31.2	4.2(3)	1.11	0.141

注:本表小括号中的数据代表2~10层的楼层高度。

2.2 地震动记录库

本研究采用美国 ATC - 63 建议的 60 条远场记录^[9]和 19 条典型的近场地震记录^[10]组成的 79 条地震记录。本研究采用水平向分量对应的结构顶点位移作为结构的实际位移响应。

3 IDA 方法分析框架结构性能

3.1 框架结构易损性分析

框架结构的易损性分析是指框架结构在不同强度的地震记录作用下,结构发生损伤或倒塌的概率。本研究采用 IDA 方法分析框架结构易损性,主要步骤如下:

- (1)本研究采用数值模拟方法得到框架结构在各地震记录下的非弹性位移响应谱值,共计 79 条,记为 N_{total} ;选取非弹性位移响应谱值 $S_{di}(T_1, d_y)$ 作为地震记录的强度参数。
- (2)采用有限元软件建立框架结构的动力分析模型,得到框架结构的层间最大位移角,采用最大层间位移为损伤指标;
- (3)建立非弹性位移响应谱值与层间最大位移角的关系曲线,逐渐增大非弹性位移谱值,使框架结构的最大层间位移角达到各性能水平点,得到框架结构达到各性能水平的条数,记为 N ;

N/N_{total} 即为任意非弹性位移响应谱值所达到各性能水平的概率;

(4)以结构在不同地震动强度作用下的达到各性能点的概率为纵坐标,非弹性位移谱值 $S_{di}(T_1, d_y)$ 为横坐标,得到框架结构的易损性曲线。

从图 2 中可以看出,钢筋混凝土框架结构在性能 1 状态的脆弱性曲线比较陡峭,这主要是由于框架结构在此状态下的层间位移角为弹性的,但超过此极限状态非常容易,当结构的层间位移角逐渐增大,进入到性能 2、性能 3、性能 4 状态,可以发现框架结构的脆弱性曲线已经变得比较平缓,这主要是结构已经进入到非线性阶段,层间位移角的增长需要大幅度的增加地震作用。同时,随着框架结构周期的增加,结构总高度的不断增长,框架结构对非弹性位移谱值的需求逐渐增大。

3.2 框架结构安全储备系数

根据美国 ATC - 63 报告,采用基于 IDA 方法评估框架结构的安全储备。具体方法如下:

- (1)采用框架结构处于性能 4(防止框架结构发生倒塌)作为结构破坏的标准。
- (2)采用 IDA 方法得到模型脆弱性曲线,将框架结构达到性能 4 的概率为 50% 所对应的非弹性位移谱值作为 $S_{di}(T_1, d_y)_{50\%}$ 。

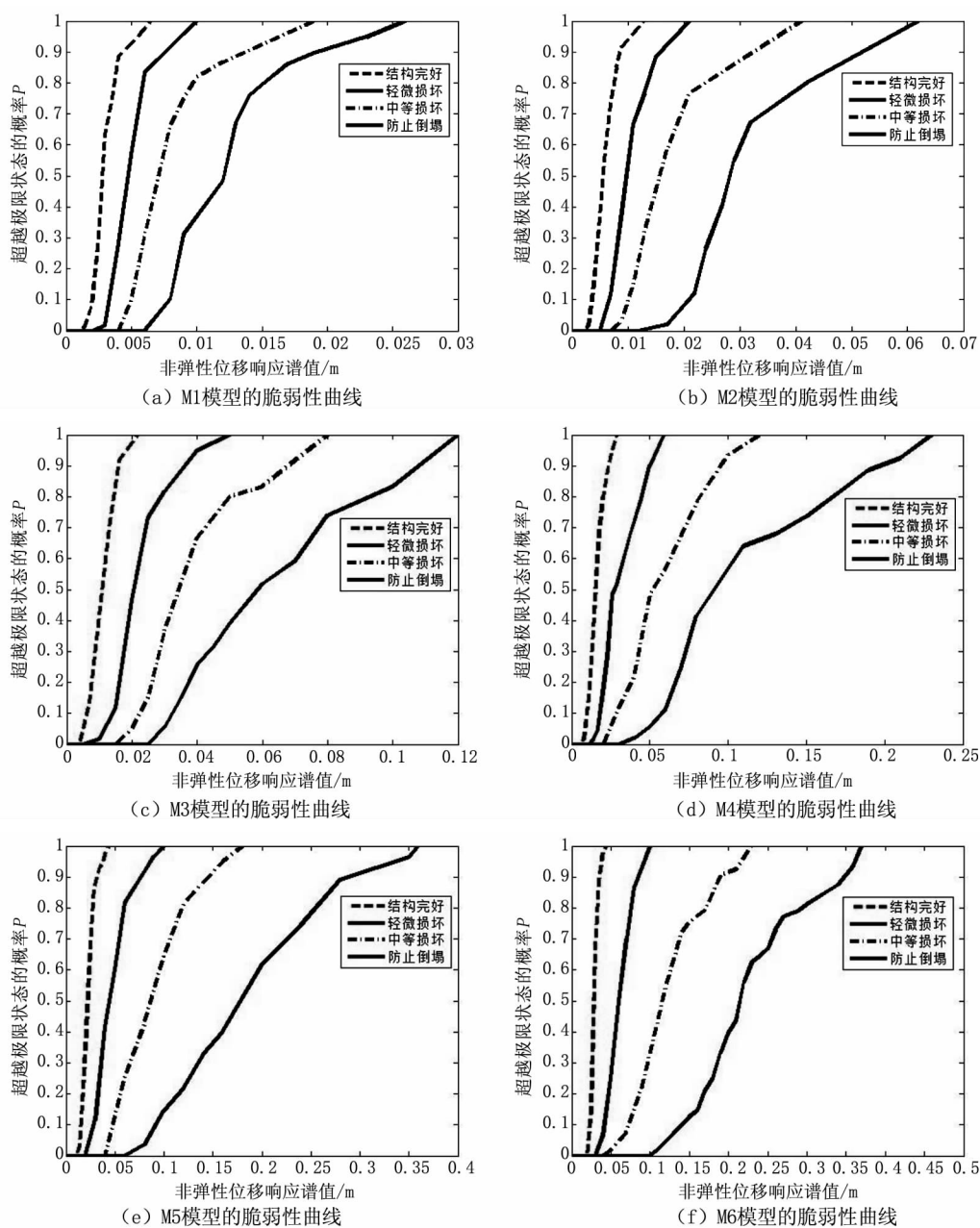


图2 M1-M6模型的脆弱性曲线

Fig.2 Fragility curve of the M1 - M6 model

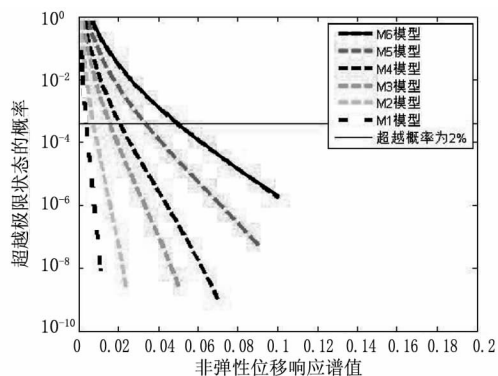


Fig.3 The seismic hazard curve

(3)利用式(8)、式(9)可以得到地震危险性曲线,如图3所示。本研究采用超越概率为2%对应的非弹性位移谱值作为 $S_{di}(T_1)_{大震}$,框架结构的安全储备系数表达式为:

$$CMR = \frac{S_{di}(T_1)_{50\%}}{S_{di}(T_1)_{大震}}$$

(下转第14页)

4 结论

以淮安三站为工程背景,基于改进的遗传算法,构造单了目标函数,建立了简化模型和弹簧约束模型,对泵房结构进行动力参数反演。建立简化模型和弹簧约束模型,比较简化模型和弹簧约束模型对泵房结构动弹模型的反演结果可以得出:就简化模型而言,忽略了泵房周围土体的弹性抗力作用,很大程度上影响了工程计算精度,反演结果与实测值相差较大;弹簧约束模型则充分考虑了泵房周围土体的弹性抗力作用,更为符合实际情况,得到的反演结果更为准确,基本满足工程精度的要求。

参考文献:

- [1]陈维江. 大坝安全监测及厂房动力反演分析模型研究[D]. 大连:大连理工大学, 2002.
- [2]赵风遥. 水电站厂房结构及水力机械动力反分析[D]. 大连:大连理工大学, 2006.

- [3]练继建. 开机过程中的水电站厂房振动分析[J]. 水利发点电报, 2006,25(2):1-5.
- [4]马震岳,董毓新,郭永刚,等. 三峡水电站厂房结构动力分析与优化[J],水电能源科学,2000,18(3):26-28.
- [5]王永祯. 大型泵房结构的动力特性分析及优化设计[D]. 郑州: 郑州大学,2012.
- [6]杨林德,黄伟,王聿. 初始地应力位移反分析计算的有限单元法[J]. 同济大学学报,1985,13(4):69-76.
- [7]KIRSTEN H A D. Determination of rock mass elastic moduli by back analysis of deformation measurement[C]. Proc Symp on Exploriation for Rock Eng. Johannesburg, 1976, 1154-1160.
- [8]钟莉等. 台风“麦莎”作用下输电塔风荷载反演[J]. 河北工程大学学报:自然科学版,2008,25(3):42-45.
- [9]张路路. 基于振动响应的地下厂房荷载反演分析[D]. 天津:天津大学,2012.
- [10]陈方方,李 宁,张志强. 一种洞室围岩强度参数的反演方法及其验证[J]. 岩石力学与工程学报,2010,29(1):97-103.

(责任编辑 李 军)

(上接第4页)

表3 框架结构抗倒塌安全储备系数

Tab.3 Collapse margin ratio

模型编号	S_{di} 设防大震	$S_{di}(T_1)_{50\%}$	CMR
M1 模型	0.005 8	0.012 3	2.12
M2 模型	0.011 2	0.028 3	2.52
M3 模型	0.023 9	0.058 6	2.45
M4 模型	0.029 7	0.091 3	2.83
M5 模型	0.047 8	0.178 3	3.73
M6 模型	0.061 5	0.215 0	3.86

4 结论

1)基于框架结构的易损性曲线,可以得到框架结构在此类地震作用下的损伤情况,为今后的框架的易损性分析提供参考。

2)从表3中可以看出,随着钢筋混凝土结构高度的增加,模型周期的增长,结构的抗震倒塌安全储备系数变化不大。

参考文献:

- [1]谢礼立,马玉宏,翟长海. 基于性态的抗震设防与设计

地震动[M]. 北京:科学出版社,2009.

- [2]陶正如,陶夏新. 基于地震动参数的建筑物震害预测[J]. 地震工程与工程振动,2004,02:88-94.
- [3]李英民,丁文龙,黄宗明. 地震动幅值特性参数的工程适用性研究[J]. 重庆建筑大学学报, 2001, 23(6):16-21.
- [4]申彦利,杨庆山. 近场脉冲型地震作用下结构响应预测研究[J]. 工程力学, 2011,07:117-123.
- [5]申彦利. 基于概率的近断层地震动作用下结构抗震性能评估[D]. 北京:北京交通大学,2013
- [6]申彦利,杜修力,杨庆山. 桥墩抗震性能评估的适用近场地震动强度参数研究[J]. 工程力学,2014,10:56-61.
- [7]高小旺,鲍霁斌. 地震作用的概率模型及其统计参数[J]. 地震工程与工程振动, 1985(01):13-22.
- [8]高小旺,龚思礼,苏经宇,等. 建筑抗震设计规范理解与应用[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2002.
- [9]Federal Emergency Management Agency. Quantification of building seismic performance factors[R]. California: Applied Technology Council,2009
- [10]Next generation attenuation of ground motions (NGA) project [DB]. 2014. <http://peer.berkeley.edu/nga/> (Accessed 12/20/2015).

(责任编辑 李 军)