

根据震后结构破坏状态反演地面运动参数研究

袁国青, 曹志远

(同济大学教育部固体力学重点实验室, 工程力学与技术系, 上海 200092)

摘要 提出了一种根据地震后的结构所呈现的破坏状态, 运用结构破坏反演技术来确定地面运动参数的新方法。以钢筋混凝土框架结构为例, 在对地震作用引入一些基本假定后, 建立了根据震后结构破坏状态反演地面运动参数的数学模型, 并进一步提出了一种前行步步比对法, 给出了若干算例。结果表明该方法是可行的。最后还提出了进一步研究要解决的若干问题。

关键词 地震 地面运动参数 结构 破坏状态 反演

中图分类号: TU311.3; P315.9 文献标识码: A 文章编号: 1000-0844(2004)01-0044-06

0 引言

地震烈度的评定目前在世界各国仍主要靠宏观调查的定性方法, 依据诸如人的感觉、器物反应、建筑物的破坏和地表现象等来确定烈度的大小, 缺乏定量的分析。虽可以利用各种地震记录仪对地震时地面运动情况实施记录, 但由于不可能事先掌握发生地震的确切位置并布置足够多的地震记录仪, 因此, 虽也提出了评定烈度的几个定量指标如震害指数、地面运动加速度和地面运动速度等, 但仍只能依据宏观现象描述这种定性的标准来确定各地的烈度大小^[1-5]。

如果能从震后结构所呈现的破坏状态出发, 利用其与地震作用以及地震作用与地面运动参数之间的内在联系, 反演确定地面运动参数, 则有望极大地提升烈度的定量评价水平, 为积累地震数据和抗灾、防灾经验提供一种科学分析方法。

这种根据震后结构所呈现的破坏状态来反演震时地面运动参数的研究工作目前尚未见有报道。这个问题的研究其意义很大, 但其难度也很大。本文以钢筋混凝土框架结构对此进行了初步研究。

1 基本思想与假设

1.1 基本思想

目前已发展了各类结构物的非线性全过程分析的方法, 只要荷载(作用)给定我们就可以分析结构物从开始受荷到最终破坏的全过程, 因此我们有理由推想根据结构的破坏情况可以反演结构所受到的荷载或作用。而地震作用是与地面运动情况直接关联的, 因此有望进一步导出部分地面运动参数。图1是钢筋混凝土框架破坏正分析的框图。在分析模型不变的情况下, 变图1中的输出为输入, 则可得到钢筋混凝土框架的破坏反演系统^[6]。若图1中的荷载项包含地震作用, 则利用该破坏反演系统即可反演地面运动参数。

1.2 关于地震作用的假设

本文讨论的问题为涉及地震致结构破坏的非线性问题, 因此地震作用理应直接采用地震波进行计算。若是进行结构设计我们可以根据一定的原则选用一合适的地震波进行分析, 现我们把问题反过来, 拟根据结构出现的破坏状态推演地震作用的有关参数, 因此不能期望反演出一条地震波曲线来, 而只能根据地震

收稿日期: 2003-01-13

基金项目: 211工程重点建设项目

作者简介: 袁国青(1967-), 男(汉族), 山西长治人, 博士, 副研究员, 现主要从事复杂结构的破坏反演诊断及复合材料力学与结构方面的研究工作。

作用的特点反演地面运动的一些特征参数 ;并将地震作用简化为仅用少量的指标即可确定的一个量 ,然后将之按拟静力作用的方式加到结构上 ,这样使问题大大地得到了简化。

关于地震作用的计算 ,主要有四种方法^[1~5] :1. 静力法 ;2. 振型分解法 ;3. 拟静力法(也称底部剪力法) 4. 直接动力法。其中静力法是最早采用过的一种方法 ,现基本不用了。我国规范现主要采用后三种方法。本文将按振型分解法和拟静力法的思路考虑地震作用。当按振型分解法计算地震作用时 ,由于各振型的最大地震力并不一定在同一时刻出现 ,因此对各振型就有一个如何组合的问题。这里有两种可能的组合^[2] (1)把各振型的地震作用求出 ,再将其组合 ,然后按组合后的地震作用求出结构的地震效应(内力或变形) (2)各振型的地震作用求出后 ,立即求出各振型相应的地震效应 ,然后将各振型的地震效应进行组合。《抗震规范》采用了后者。考虑到规范采用振型分解法和底部剪力法是针对结构的弹性分析的 ,而本文所讨论的是地震致结构破坏的非线性问题 ,因此不宜采用规范推荐的组合方式 ,而应在求出各振型的地震作用的基础上 ,先行组合各地震作用 ,并将组合后的地震作用加到结构上。

首先计算结构 j 振型 i 质点的水平地震作用标准值^[7] :

$$F_{ji} = \alpha_j \gamma_j X_{ji} G_i \quad (i = 1, 2, \dots, n; j = 1, 2, \dots, m) \quad (1)$$

$$\gamma_j = \frac{\sum_{i=1}^n X_{ji} G_i}{\sum_{i=1}^n X_{ji}^2 G_i} \quad (2)$$

式中 F_{ji} 为 j 振型 i 质点的水平地震作用标准值 ; α_j 为相应于 j 振型自振周期的水平地震影响系数值 ; γ_j 为 j 振型的参与系数 ; X_{ji} 为 j 振型 i 质点的水平相对位移 ; G_i 为集中于质点 i 的重力荷载代表值。

然后进一步按下式组合各振型的地震作用 :

$$F_i = \sqrt{\sum_j F_{ji}^2} \quad (3)$$

式中 F_i 为 i 质点总的水平地震作用标准值。

当采用底部剪力法时 , 水平地震作用的计算则完全可遵循规范^[7]进行。

2 按震后结构破坏状态反演地面运动参数的数学模型

地震地面运动的一般特征可概括为 地面运动最大加速度、地面运动特征周期和强震的持续时间等三个参数。当按现行规范中的底部剪力法和振型分解反应谱法计算地震作用时 ,可取地震影响系数最大值和场地特征周期为反演变量。反演目标函数可写为

$$f(x) = \sum_{i=1}^n [(LT_i^I(x) - LT_{i0}^I)^2 + (LT_i^J(x) - LT_{i0}^J)^2] + w \sum_{j=1}^m (\delta_j(x) - \delta_{j0})^2 \quad (4)$$

其中 $LT_i^I(x)$ 、 $LT_i^J(x)$ 为对应于单元 i 的记录其是否出现塑性铰以及若出现塑性铰其出现的位置是 I 端还是 J 端的一个函数 ,它是这样定义的 :

$$\begin{aligned} LT_i^I(x) &= 0 && \text{单元 } i \text{ 的 I 端无塑性铰出现 ;} \\ 1 + 2i &&& \text{单元 } i \text{ 的 I 端出现塑性铰 ;} \\ LT_i^J(x) &= 0 && \text{单元 } i \text{ 的 J 端无塑性铰出现 ;} \\ 2 + 2i &&& \text{单元 } i \text{ 的 J 端出现塑性铰 ;} \end{aligned} \quad (5)$$

其中 n 为总的单元数。依以上规则赋值的 $LT_i^I(x)$ 、 $LT_i^J(x)$ 可以一一对应地确定结构中任一单元是否出现塑性铰以及当出现塑性铰时其是出现在 I 端还是 J 端。事实上若 $LT_i^I(x) \neq 0$,则表明有塑性铰出现在 I 端 ,

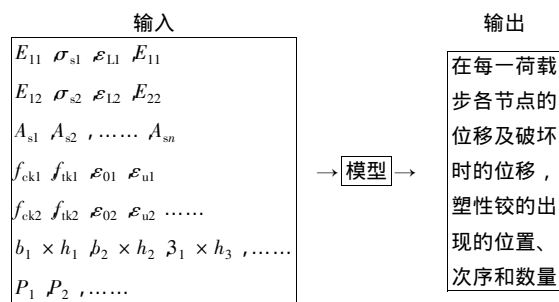


图 1 钢筋混凝土框架破坏正分析系统

Fig. 1 Destruction direct analysis system of reinforced concrete frame.

$(LT_i^d(x) - 1)/2$ 即是单元号;若 $LT_i^d(x) \approx 0$, 则表明有塑性铰出现在 J 端 $(LT_i^d(x) - 2)/2$ 即是单元号。 $\delta_j(x)$ 表示第 j 个位移数据采集点指定方向的位移, m 为总的位移采集点数, LT_{i0}^d 、 LT_{i0}^d 及 δ_{j0} 分别为相应的观测值, μ_w 为量纲调整系数。

由于震后调查时只能判断在何处、有几处形成了塑性铰,很难量测节点的位移。或即使可以量测位移,其值也是卸载后的位移。因此讨论形如式(6)所示的目标函数的反演问题也很有意义:

$$f(x) = \sum_{i=1}^n [(LT_i^d(x) - LT_{i0}^d)^2 + LT_i^d(x) - LT_{i0}^d]^2 \quad (6)$$

进一步该反演问题的数学模型可表达为

$$\text{求 } x, \text{ 使 } f(x) \rightarrow \min \quad x \in E^k \quad (7)$$

E^k 为 x 的取值空间, k 为独立的反演变数, $f(x)$ 是反演变数 x 的非线性函数。若存在 $x_0 \in E^k$ 使 $f(x_0)$ 取最小值,则 x_0 即可认为就是待求参数。

3 前行步步比对法

假定框架的总体尺寸、梁柱的截面尺寸及配筋、材料及其性能、重力荷载等均已知,且结构震后所呈现的破坏状态亦已知,现要求反演确定地震影响系数最大值或地面运动特征周期。

对上述目标函数形如式(4)和式(6)的反演问题的求解,本文限于讨论一维反演问题。因为结构给定,结构的自振周期和振型也就唯一确定了。当给定地面运动特征周期或地震影响系数最大值时,则根据上述的底部剪力法或振型分解反应谱法,各楼层的地震作用值均可以用地震影响系数最大值或地面运动特征周期表达出来。将它们按比例加于结构上,然后便可采用一维搜索法进行求解了。

设反演变数 x 的取值区间为 $[a_1, b_1]$,考虑到结构破坏正分析本身便是按荷载增量法进行求解的,因此可采用前行步步比对法进行求解。具体步骤如下:

(1) 求相应于 a_1 的荷载增量步的步数 n_1 以及每走一步反演变数 x 的相应增量 δx ,要求 $\delta x/a_1 \leq \varepsilon$, ε 为一大于零的小数,如 5%,以此来控制求解精度;

(2) 当荷载步 $n \text{ step} = n_1$ 时,计算 $f(x)$,若 $f(x) > \varepsilon_1$, ε_1 为终止搜索的某控制参数,则进入下一步;反之,若 $f(x) > \leq \varepsilon_1$ 则停止搜索;

(3) 令 $n \text{ step} = n_1 + 1$,即正分析再往前走一步,并计算 $f(x)$,若 $f(x) > \varepsilon_1$,则进入下一步;反之,若 $f(x) > \leq \varepsilon_1$ 则停止搜索;

(4) 重复步骤(3)直至 $f(x) > \leq \varepsilon_1$,并记录此时的 $n \text{ step}$,计算相应的 x 之值,其便是反演结果。

4 算例

4.1 例1

设图2所示框架震后呈现如图3所示的破坏状态,并假定地震作用可按基底剪力法进行计算。试分两种情况进行反演确定地震影响系数最大值:一是假定已知节点18在最后破坏时的水平位移为 74.5 mm (该框架的节点编号和单元编号如图4;一是没有任何位移信息可以利用。该框架的总体尺寸、梁柱的截面尺寸及配筋、材料及其性能、重力荷载等如图2所示,其中 $N = 80 \text{ kN}$ 。且已知场地特征周期为 0.35 s。

首先需计算结构的基本自振周期。采用 JACOBI 方法可以较方便地得到结构的基本自振周期 T_1 为 0.633 12 s,场地特征周期 $T_g = 0.35 \text{ s}$,所以 $\alpha_1 = (T_g / T_1)^{0.9} \alpha_{\max} = 0.586 6 \alpha_{\max}$ 。根据基底剪力法可得各楼层受到的水平地震作用为: $F_1 = 59.5 \alpha_1$; $F_2 = 110.5 \alpha_1$; $F_3 = 161.5 \alpha_1$; $F_4 = 212.5 \alpha_1$ 。

取 $\alpha_{\max}$ 的搜索区间为 $[0.36, 1.4]$ 则其反演搜索过程如下:

(1) 取 $\varepsilon = 5\%$, 则 $\delta x \leq 0.05 \alpha_1 = 0.018$, 荷载增量应小于 2 244 N, 取荷载增量为 2 000 N, 则相应于 $x = \alpha_1$ 荷载步为 23 步;

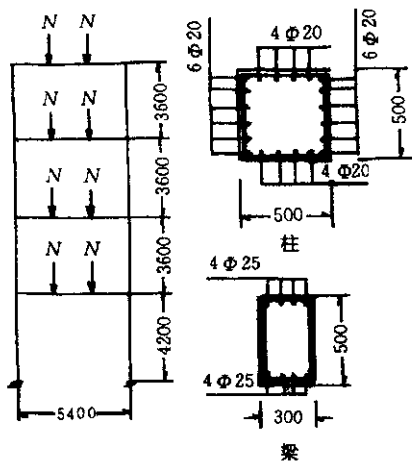


图 2 框架尺寸、荷载及配筋

Fig. 2 Dimensions ,loading and disposing bar of the frame.

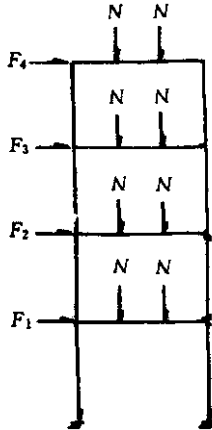


图 3 框架的破坏状态

ig. 3 Destruction state of the frame.

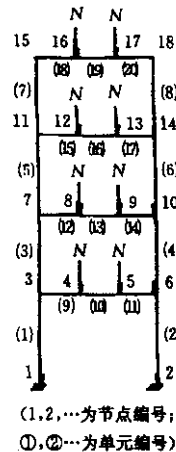


图 4 框架的节点及单元编号

Fig. 4 Number of node and element of the frame.

- (2) 当荷载步为 23 步时 ,计算 $f(x)$,得 $f(x) = 1\ 191$ 取 $\varepsilon_1 = 1$,因为 $f(x) > \varepsilon_1$,所以进入下一步 ;
(3) 以下各步列于表 1 中 ,最后得 $\alpha_{\max} = 0.562$ 。

4.2 例 2

上例中地震作用按振型分解法进行计算 ,试反演确定地面运动最大加速度。

经计算该框架的前三阶周期和振型见表 2。根据本文计算各振型地震作用组合的方式不难确定 $F_1 = 71.786\ 8\alpha_{\max}$; $F_2 = 91.088\ 3\alpha_{\max}$; $F_3 = 103.260\ 4\alpha_{\max}$; $F_4 = 126.162\ 6\alpha_{\max}$ 。

仍取 $\alpha_{\max}$ 的搜索区间为 [0.36 ,1.4] ,其反演搜索过程可表达如下 :

- (1) 取 $\varepsilon = 5\%$,则 $\delta x \leq 0.05\alpha_1 = 0.016$,相应于 $x = \alpha_1$ 荷载步为 20 步 ;

- (2) 当荷载步为 20 步时 ,计算 $f(x)$,得 $f(x) = 129\ 9$ 取 $\varepsilon_1 = 1$,因为 $f(x) > \varepsilon_1$,所以进入下一步 ;

- (3) 以下各步列于表 3 中 ,最后得 $\alpha_{\max} = 0.512$ 。

与例 1 的结果相比 ,发现在同样的条件下当计算地震作用采用的方法不同时反演所得结果有 8.90% 的差别。

4.3 例 3

设图 5 所示框架震后呈现如图 6 所示的破坏状态 ,并假定地震作用可按基底剪力法进行计算。试反演确定场地特征周期。该框架的总体尺寸、梁柱的截面尺寸及配筋、材料及其性能、重力荷载等如图 5 所示 ,其中 $N = 40\ \text{kN}$ 。且已知水平地震影响系数最大值为 0.50。

经计算得结构基本自振周期为 0.615 4 s。现 $\alpha_{\max} = 0.5$, α_1 待求。各楼层受到的水平地震作用为 : $F_1 = 102\alpha_1$; $F_2 = 189.4\alpha_1$; $F_3 = 138.4\alpha_1$; $F_4 = 182.1\alpha_1$ 。

根据规范给出的地震影响系数曲线 ,只要知道了与该破坏状态相对应的水平地震影响系数 α_1 即可唯一地确定场地特征周期。反演确定 α_1 的过程如表 4。得 $\alpha_1 = 0.296$ 。

表 1 例 1 搜索过程数据

荷载步	$f(x)$	荷载步	$f(x)$
23	1 191	30	515
24	1 079	31	456
25	974	32	320
26	877	33	171
27	786	34	125
28	703	35	0
29	628		

表 2 框架的前三阶周期和振型

周期/s	振型(各楼层相对位移)			
	一层	二层	三层	四层
$T_1 = 0.633\ 1$	0.059 0	0.107 9	0.144 0	0.163 2
$T_2 = 0.219\ 2$	0.147 0	0.141 6	-0.002 7	-0.144 4
$T_3 = 0.142\ 5$	-0.163 0	0.061 8	0.143 0	-0.108 0

表 3 例 2 搜索过程数据

荷载步	$f(x)$	荷载步	$f(x)$
20	1 299	27	467
21	1 167	28	391
22	1 044	29	222
23	930	30	178
24	825	31	47
25	676	32	0
26	560		

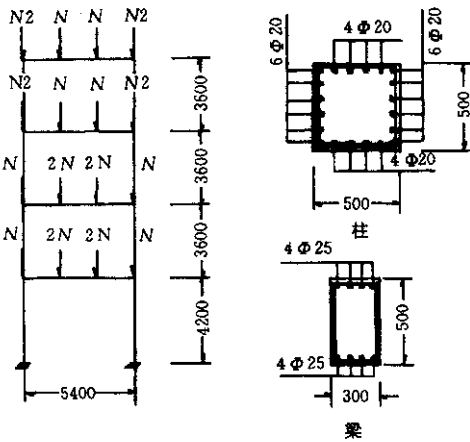


图5 例3 框架尺寸、荷载及配筋
Fig. 5 Dimension loading and disposing bar of the fraem in example 3.

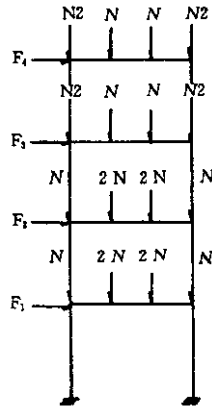


图6 例3 框架的破坏状态
Fig. 6 Dimension state of the fraem in example 3.

表4 例3 搜索过程数据			
荷载步	$f(x)$	荷载步	$f(x)$
60	1819	68	246
61	1790	69	204
62	1762	70	92.2
63	1702	71	66.9
64	1678	72	45.2
65	1648	73	36.9
66	1626	74	0
67	1559		

$\therefore T_1 > 0.1, \alpha_1 < \alpha_{\max} = 0.5$
 $\therefore T_g < T_1$ 。
此时 $\alpha_1 = (T_g/T_1)^{0.9} \alpha_{\max}$
 $\therefore T_g = 0.3437$
即相应于该破坏状态场地特征周期 $T_g = 0.3437$ 。

5 结语

本文具体结合钢筋混凝土框架结构,利用其震后呈现的破坏状态,借助于结构破坏正分析模型,在对地震作用作出一些基本假定后,成功地实践了按结构震后破坏状态反演地面运动参数的理念。这对震后调查的定量化提供了一条新思路,但要使这一重要的理念真正发挥更大的作用,在以下几方面还需深入开展工作:

- (1) 要对反演所依赖的正演工作进行更深入、系统的研究,并要解决好正演模型识别的问题;
- (2) 关于地震作用与地面运动特征参数、地震作用与结构破坏之间的内在联系及其定量分析模型,也需要进行深入研究;
- (3) 关于结构的破坏模式的研究。

[参考文献]

[1] 李桂青. 抗震结构计算理论和方法 [M]. 北京: 地震出版社, 1985.
[2] 朱伯龙, 张琨联. 建筑结构抗震设计原理 [M]. 上海: 同济大学出版社, 1994.
[3] 东南大学. 建筑结构抗震设计 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1999.
[4] 北京建筑工程学院, 南京工学院. 建筑结构抗震设计 [M]. 北京: 地震出版社, 1981.
[5] 魏琰, 王广军. 地震作用 [M]. 北京: 地震出版社, 1991.
[6] 袁国青, 曹志远. 钢筋混凝土框架结构的单参数破坏反演 [J]. 上海力学, 1999, 20(3): 259 - 264.
[7] 结构工程师常用规范选(上、下册) [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1994.
[8] 吕西林, 金国芳, 吴晓涵. 钢筋混凝土结构非线性有限元理论与应用 [M]. 上海: 同济大学出版社, 1997.

STUDY ON INVERSE OF THE GROUND MOTION PARAMETERS ACCORDING TO THE POSTEARTHQUAKE DESTRUCTION STATE OF STRUCTURE

YUAN Guo-qing , CAO Zhi-yuan

(*Key Laboratory for Solid Mech. of MOE , Dep. of Eng. Mech.
and Tech. , Tongji Uni. , Shanghai 200092 , China*)

Abstract : A new method of determining ground motion parameters according to the destruction state of structure after earthquake , which using the inverse technology , is raised. The mathematical model of inversing ground motion parameters for reinforced frame is found with introducing some assumptions about earthquake effect. One method that was called Forward Step – by – step Comparison is raised. At last three examples are given in this paper and some questions for further studing are put forward.

Key words : Earthquake ; Ground motion parameters ; Structure ; Destruction state ; Inverse

(上接 31 页)

DEVELOPING ON THE DATA PROCESSING SOFTWARE OF SOIL DYNAMICS TEST

YUAN Zhong-xia¹ , WANG Lan-min¹ , LI Min-yong²

(1. *Lanzhou Base of Center for Analysis and Prediction , CEA Lanzhou 73000 , China ;
2. *Lanzhou Institute of Seismology , CBS , Lanzhou 730000 , China**)

Abstract : The problems and feasible solutions in using Visual Basic to develop Windows Program for a data processing software of soil dynamics test are discussed , through the analysing and processing flowchart of the data and the design of function modules. The main functions and menus in the software which designed by authors are explained also.

Key words : Loess dynamics ; Data processing of test ; Visual Programming ; Visual Basic