

# 钢框架拟动力试验及两种实现方法的对比

叶献国, 曹均锋, 王德才

(合肥工业大学土木建筑工程学院, 安徽 合肥 230009)

**摘要:**对两层钢框架结构模型分别进行了等效单自由度体系和多自由度体系的拟动力试验,并对2种体系的试验结果进行了对比分析。研究表明,等效单自由度体系拟动力试验可作为多自由度体系拟动力试验的一种替代选择,能基本准确地反映结构在给定地震波输入下的地震反应,从而提升了拟动力试验的实用价值。

**关键词:**拟动力试验;等效单自由度体系;多自由体系;钢框架

**中图分类号:**TU317.1 **文献标识码:**A **文章编号:**1003-5060(2008)04-0608-05

## Steel frame pseudodynamic testing and comparative analysis of two test methods

YE Xian-guo, CAO Jun-feng, WANG De-cai

(School of Civil Engineering, Hefei University of Technology, Hefei 230009, China)

**Abstract:** Equivalent single-degree-of-freedom (ESDOF) seismic evaluation and multi-degree-of-freedom (MDOF) seismic evaluation of a two-story steel frame model are performed based on pseudodynamic testing, and the experiment results are comparatively analyzed. The research results show that ESDOF pseudodynamic testing can replace MDOF pseudodynamic testing, and it is capable to basically reflect structure's seismic response characteristics under the given earthquake wave, so pseudodynamic testing has practical application value.

**Key words:** pseudodynamic testing; equivalent single-degree-of-freedom system; multi-degree-of-freedom system; steel frame

拟动力试验是计算机与试验机联机加载的一种试验,它是由日本东京大学高梨教授等人在1969年首次提出的。这种方法是将计算机与加载作动器联机求解结构动力方程,目的是为了能够真实地模拟地震对结构的作用。它的特点是结构的恢复力直接从试件上测得,无需对结构恢复力作任何理论上的假设<sup>[1]</sup>。拟动力试验方法主要包括多自由度体系试验和等效单自由度体系试验和子结构试验。当模型的自由度很多、刚度大而位移测量设备的精度有限时,采用多自由度体系进行试验,即使能够将位移控制在精度范围之内,荷载也会产生较大的误差。另外,多自由度结构的内力分布很复杂,且随时间呈随机变化,在试验控制上数学模型的建立、计算机求解和液压加载控

制等方面都存在一些困难。因此,人们提出了将多自由度体系改变为等效单自由度体系进行联机试验,这种更为简单和实用的试验方法。

所谓等效单自由度是就其分析模型而言的。为建立该模型,首先将实际结构模型按层简化成串联质量的多自由度体系,然后将多自由度体系用基本振型按一定法则简化成等效单自由度体系,再对等效单自由度体系进行分析,求得地震反应,最后按基本振型可进一步反求多自由度体系各集中质量的地震反应<sup>[2]</sup>。虽然等效单自由度拟动力试验方法物理概念明确,加载过程也比较简单,但是和多自由度体系试验相比,它对结构地震反应的精确程度以及适用范围如何,仍然值得更深入地研究。

收稿日期:2007-04-03;修改日期:2007-05-21

基金项目:安徽省自然科学基金资助项目(070415220)

作者简介:叶献国(1954—),男,安徽无为,墨西哥国立大学博士,合肥工业大学教授,博士生导师。

为了验证等效单自由度拟动力试验方法的可行性和有效性,本文对一榀两层钢框架结构模型分别进行了等效单自由度体系和多自由度体系的拟动力试验,并对2种体系的试验结果进行了对比研究。

## 1 试验原理

### 1.1 多自由度体系拟动力试验原理

离散质量的多自由度体系动力方程可由下式表示:

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + P = -M\ddot{z} \quad (1)$$

其中, $M$ 、 $C$ 为结构的质量和阻尼矩阵; $x$ 、 $\dot{x}$ 、 $P$ 为结构各自由度的加速度、速度和恢复力向量; $z$ 为地震时地面的加速度向量(取自地震加速度时程曲线)。

根据数值化的典型地震加速度记录时程曲线,取某一时刻的地震加速度值和试验中前一时间刻加载后实测的结构恢复力,用数值积分方法求解离散动力方程(1),即可得该时刻结构模型的地震反应位移 $X_i$ ,并对结构模型施加此位移,同时实测此时的结构恢复力 $P_i$ ,按地震过程取下一时刻的地震加速度值,进行该时刻结构模型地震反应位移计算,再将位移施加到结构模型上。如此逐步实现计算位移—施加位移—实测结构恢复力—再计算位移的循环过程,即模拟了结构模型在地震中的实际动态反应过程<sup>[3]</sup>。

### 1.2 等效单自由度体系拟动力试验原理

针对刚度较大的结构体系,假定其振动主要按基本振型 $u_r$ 为主,所以结构各层的地震荷载按倒三角形分布<sup>[1,4]</sup>。

设在弹性范围内, $X_r$ 为第 $r$ 层的位移, $P_r$ 为第 $r$ 层的外力, $M_r$ 为第 $r$ 层的集中质量, $X=f(t)$ 是随时间变化的函数。则有

$$X_r = u_r X, \dot{X}_r = u_r \dot{X}, \ddot{X}_r = u_r \ddot{X} \quad (2)$$

根据虚功原理,且不计阻尼可得

$$M_e \ddot{X}_e + P_e = -M_e \ddot{X}_0 \quad (3)$$

其中, $M_e = \sum M_r u_r$ 为等效质量; $P_e = \sum P_r u_r$ 为等效外力;令 $\beta = \sum M_r u_r / \sum M_r u_r^2$ (基本振型参与系数), $X_e = X/\beta = X_r/\beta u_r$ 为等效位移; $\ddot{X}_0$ 为地面运动的加速度。

进行等效单自由度体系联机试验时,须将多自由度体系试验结构顶层的位移及基底剪力进行换算。则试件顶层位移与等效位移之间的关系为

$$X_{\text{顶}} = \beta u_{\text{顶}} X_e \quad (4)$$

基底剪力与等效外力之间的关系为

$$P = \frac{\sum P_r}{\sum P_r u_r} P_e \quad (5)$$

## 2 模型拟动力试验

### 2.1 模型的设计和制作

试验的对象为一榀比例为1:3的两层钢框架结构模型,该模型的跨度和开间皆为2.2 m,底层层高2.125 m,二层层高1.650 m,主梁采用截面为14号工字钢,柱采用截面为HW200×200×8×12的宽翼缘热轧H型钢,搭接在钢梁之间用于保证楼层刚度的斜梁采用等边角钢L90×10,材料均采用Q235B钢(屈服强度 $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ ,极限强度 $f_u = 375 \text{ N/mm}^2$ ,弹性模量 $E = 2.06 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ )<sup>[5-7]</sup>。

### 2.2 拟动力试验系统

结构试验室的拟动力试验系统由试验模型、反力墙、试验台座、伺服加载系统及数据采集仪器等组成。反力墙为L型双向预应力混凝土反力墙,墙高9.0 m,长2×8.9 m,厚2.4 m。试验台座为(9.0×36.0) m<sup>2</sup>槽式刚性平面试验台座。采用美国MTS公司生产的伺服加载系统,2个液压伺服作动器分别安装在模型的底层楼面和顶层楼面处,其最大出力1 000 kN,位移量程为±250 mm,分辨率为0.01 mm。

### 2.3 数值积分方法

试验的控制程序为结构拟动力实验软件TUT,采用的数值积分方法为无条件稳定的 $\alpha$ 方法。 $\alpha$ 方法是由Hiber等人提出的,后由Thenalt等人首次作为隐式方法引入拟动力试验中<sup>[8]</sup>。其基本假设为

$$\begin{cases} x_{i+1} = x_i + \Delta t \dot{x}_i + \left[ \left( \frac{1}{2} - \beta \right) \ddot{x}_i + \beta \ddot{x}_{i+1} \right] \Delta t^2 \\ \dot{x}_{i+1} = \dot{x}_i + [(1-\gamma)\ddot{x}_i + \gamma\ddot{x}_{i+1}] \Delta t \end{cases} \quad (6)$$

对于一般的多自由度结构,其算法为

$$\begin{aligned} M\ddot{x}_{i+1} + (1+\alpha)C\dot{x}_{i+1} - \alpha C\dot{x}_i - \alpha P_i + \\ (1+\alpha)P_{i+1} = (1+\alpha)M\ddot{z}_{i+1} - \alpha M\ddot{z}_i \end{aligned} \quad (7)$$

由(6)式和(7)式,得

$$\bar{x}_{i+1} = \bar{x}_i - \beta \Delta t^2 (1+\alpha) M^{-1} P_{i+1} \quad (8)$$

其中

$$\begin{aligned} \bar{x}_{i+1} = \beta \Delta t^2 (1+\alpha) \ddot{z}_{i+1} - \Delta t^2 \alpha \ddot{z}_i + x_i + \\ \Delta t \dot{x}_i - \Delta t^2 \alpha \ddot{z}_i M^{-1} P_i + \Delta t^2 \left( \frac{1}{2} - \beta \right) \ddot{x}_i \end{aligned} \quad (9)$$

当 $\beta = (1-\alpha)^2/4$ 和 $\gamma = 1/2 - \alpha$ ,  $-1/3 \leq \alpha \leq 0$ 时, $\alpha$ 方法是无条件稳定的。

### 2.4 试验的加载方案

在进行拟动力试验之前,首先要确定模型结

构的质量矩阵、刚度矩阵以及阻尼矩阵。模型的质量矩阵根据模型的相似比关系以及原型的实际质量确定,楼层质量为  $m_1 = m_2 = 20 \text{ t}$ ,在等效单自由度试验体系下,由于只采用模型顶部位置的作动器进行试验,其等效集中质量为  $m = 31.3 \text{ t}$ 。模型的初始刚度矩阵是通过模型加载测定的,试验的阻尼比取  $\xi_1 = \xi_2 = 0.02$ 。拟动力试验只要直接在试验计算机参数设置上进行相应处理及有关参数,可以不在模型上增加配重<sup>[9]</sup>。

本次试验采用了 El Centro(NS)波和 Taft(N21E)波。输入地震波原始记录的持续时间为 15.0 s,并将这 2 种波的  $\Delta t$  按照模型的时间相似比压缩为 0.012 s。然后在等效单自由度和多自由度这 2 种试验体系下,依次输入地震波进行加载;El Centro( $70 \text{ cm/s}^2$ )、El Centro( $140 \text{ cm/s}^2$ )、Taft( $70 \text{ cm/s}^2$ )、Taft( $140 \text{ cm/s}^2$ )。

### 3 主要试验结果和分析

表 1 所列是等效单自由度体系和双自由度体系的拟动力试验的简要结果。

(1) 模型在试验过程中各测点的最大应变均未达到弹性极限值以及响应值基本呈线性变化,表明模型始终保持弹性状态,这给按基本振型进行等效单自由度体系试验提供了保证。

(2) 2 种体系得出的基底最大剪力差距比较明显,双自由度体系得出的基底最大剪力始终比等效单自由度体系大,在 El Centro 波作用下差距更为突出。

(3) 2 种试验体系在同种波作用下,顶层最大位移以及顶层最大加速度的差值都在 20% 以内,表明这 2 种试验体系得到的顶层最大位移以及顶层最大加速度值比较接近。

表 1 两种体系试验的简要结果

试验体系	输入地震波	顶层最大加速度 /( $\text{cm} \cdot \text{s}^{-2}$ )	顶层最大位移 /mm	基底最大剪力 /kN
等效单自由度体系	El Centro( $70 \text{ cm/s}^2$ )	99.4	7.31	16.0
	El Centro( $140 \text{ cm/s}^2$ )	199.7	14.5	33.6
	Taft( $70 \text{ cm/s}^2$ )	135.4	13.9	22.9
	Taft( $140 \text{ cm/s}^2$ )	270.3	27.3	45.7
双自由度体系	El Centro( $70 \text{ cm/s}^2$ )	131.7	12.4	32.6
	El Centro( $140 \text{ cm/s}^2$ )	257.8	23.1	64.3
	Taft( $70 \text{ cm/s}^2$ )	157.0	11.7	31.8
	Taft( $140 \text{ cm/s}^2$ )	326.0	23.4	64.7

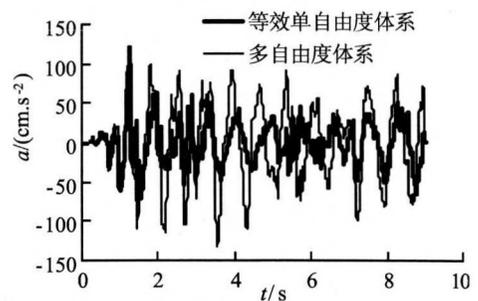
#### 3.1 顶层加速度反应

图 1 所示为模型顶层在不同峰值的 El Centro 波和 Taft 波作用下的加速度时程曲线。可以看出模型在同一试验体系下,不同加速度峰值的同一种波作用下反应趋势基本一致,各波峰、波谷出现时刻大致相同,且响应值基本按线性变化,表明结构始终处于弹性阶段内。

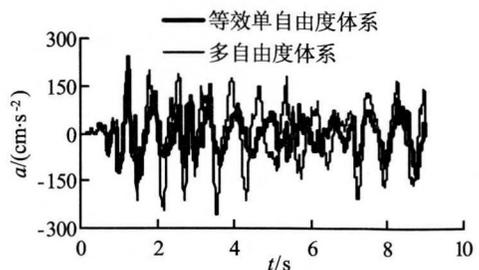
在图 1a、图 1b 中,El Centro 波作用下的 2 种试验体系得到的加速度反应曲线在前 2 s 内基本重合,并都在 1.272 s 附近出现峰值。

但是从 2 s 以后峰值加速度出现时刻的偏移,反应的趋势仍然很相近,只是等效单自由度体系的响应值比双自由度体系小,这可能是在等效单自由度体系试验中没有考虑到结构其他振型的影响所致。

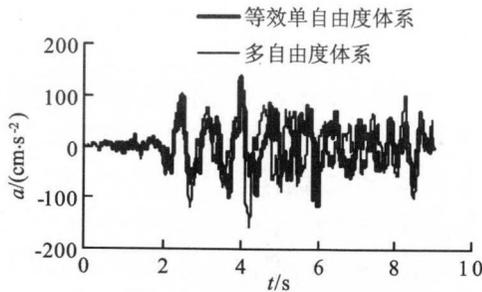
随着时间的推移,这种偏移有所缓解,使曲线在最后 1~2 s 的反应趋势又基本一致。



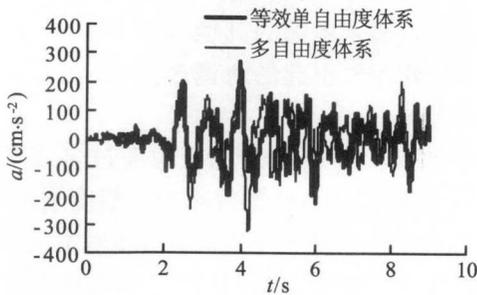
(a) El Centro(NS  $70 \text{ cm/s}^2$ )



(b) El Centro(NS  $140 \text{ cm/s}^2$ )

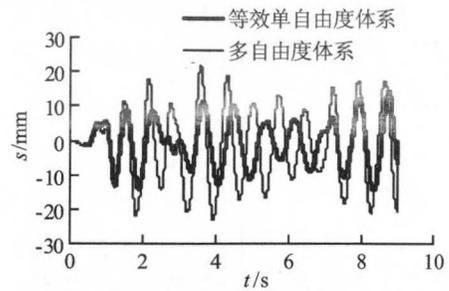


(c) Taft(N21E 70 cm/s<sup>2</sup>)

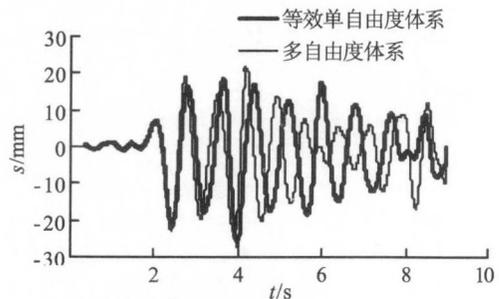


(d) Taft(N21E 140 cm/s<sup>2</sup>)

图 1 顶层加速度时程曲线



(b) El Centro(NS 140 cm/s<sup>2</sup>)



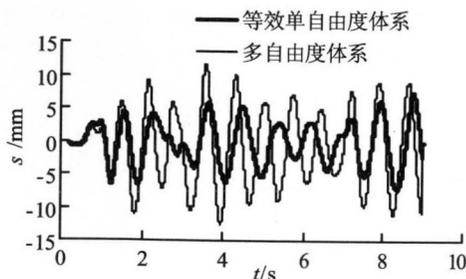
(c) Taft(N21E 140 cm/s<sup>2</sup>)

图 2 顶层位移时程曲线

相比较而言, Taft 波作用下的 2 种试验体系得到的加速度反应曲线更加接近。在图 1c、图 1d 中, 2 条曲线在前 4 s 内基本重合, 并都在 3.972 s 附近出现峰值。其后峰值加速度也出现时刻的偏移, 反应的趋势仍然很相近, 等效单自由度体系的响应值比双自由度体系略小, 但没有 El Centro 波作用下时差别那么明显, 可能是 Taft 波作用下结构其他振型的影响放缓。随着时间的推移, 这种偏移也有所缓解, 并使曲线在最后 1~2 s 的反应趋势也达到了基本一致。

### 3.2 顶层位移响应

图 2 所示为模型顶层在不同峰值加速度的 Taft 波和 El Centro 波作用下的位移  $s$  时程曲线。在图 2a、图 2 b 中, El Centro 波作用下的 3 种试验体系得到的位移曲线在反应前期基本重合, 其后渐渐出现时刻的偏移, 反应趋势虽然很相近, 但等效单自由度体系的响应值比双自由度体系小,



(a) El Centro(NS 70 cm/s<sup>2</sup>)

随着时间的推移, 这种偏移也有所缓解, 最后 1~2 s 的反应曲线又趋于一致。Taft 波作用下的 3 种试验体系得到的反应曲线更接近, 它的反应趋势也与模型的顶层加速度曲线类似。

### 3.3 基底剪力

如图 3 所示, 结构基底剪力  $F$  的时程变化过程与顶层位移反应的变化过程基本相同。值得注意的是 El Centro 波作用下, 等效单自由度体系得到的时程曲线响应值, 与双自由度体系得到的时程曲线响应值相比有一定的差距, 可能是由于在等效单自由度体系下, 试验未考虑其他振型的影响以及作动器之间共同作用而引起的协调误差所致。

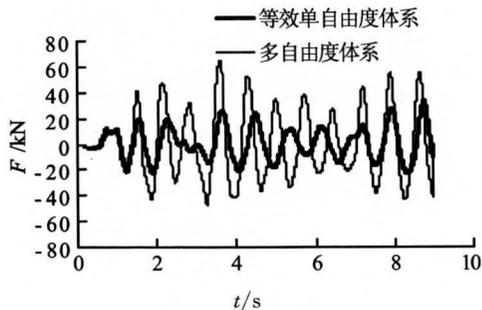
### 3.4 滞回性能

如图 4 所示, 在峰值为 140 cm/s<sup>2</sup> Taft 波作用下, 2 种不同试验体系的基底剪力  $F$ -顶层水平位移  $s$  的滞回曲线。从图中可以看出:

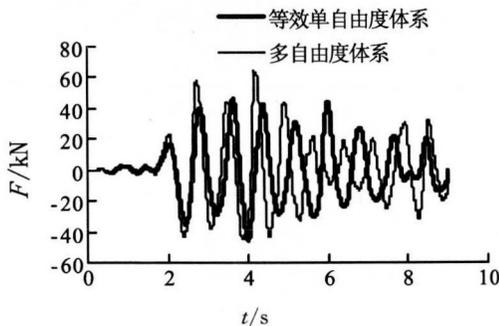
(1) 模型的基底剪力和顶层水平位移基本上呈线性关系, 表明模型在试验过程中一直处于弹性阶段内。

(2) 双自由度体系下的滞回曲线的趋势和等效单自由度体系下的基本一致, 但是可能由于作动器之间共同作用而引起的协调误差而导致双自由度体系下的滞回环面积增大, 并出现某些交叉, 相比较而言, 等效单自由度体系下的滞回曲线更为理想。

(3) 由于作动器和结构连接部位的可能存在间隙,使 2 种不同试验体系下模型的拉、压刚度都出现略微偏差。

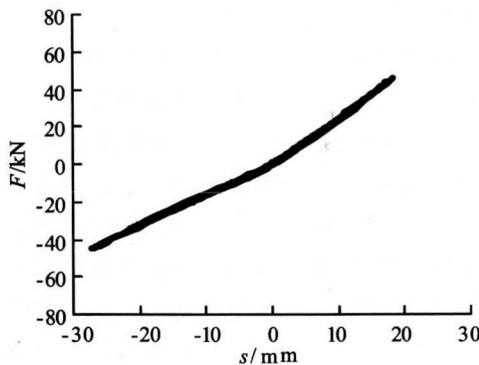


(a) El Centro(NS 140 cm/s<sup>2</sup>)

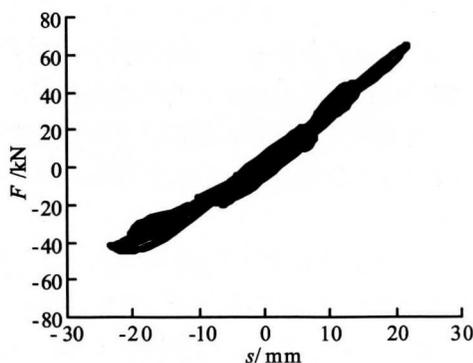


(b) Taft(N21E 140 cm/s<sup>2</sup>)

图 3 基底剪力时程曲线



(a) 等效单自由度体系



(b) 多自由度体系

图 4 剪力-顶层水平位移的滞回曲线

## 4 结 论

(1) 2 种试验体系得出的位移、加速度以及基底剪力时程曲线在加载前期基本重合,而后渐渐出现偏移,到加载后期又渐渐趋于一致,从试验全过程来看,两者得出的结果十分接近。

(2) 等效单自由度体系得到的时程曲线响应值一般比双自由度体系得到的时程曲线响应值略小,导致这种现象出现的原因可能是等效单自由度体系在试验未考虑的其他振型的影响、作动器之间共同作用而引起的协调误差,以及数值计算方法的差异。

试验结果表明,当结构自由度过多或者刚度较大时,或者受到试验条件和控制精度限制时,等效单自由度体系拟动力试验方法能基本反应结构在地震作用下的动力特性,用等效单自由度体系拟动力试验来代替多自由度体系的拟动力试验是可行的。由于该试验方法未考虑的基本振型外的其他振型的影响,如何对试验结果进行适当修正以使得更符合实际,这需要进一步分析和研究。

## [参 考 文 献]

- [1] 邱法维,钱稼茹,陈志鹏. 结构抗震实验方法[M]. 北京:科学出版社,2000:80-95.
- [2] 王 瑞,翟厚勤,王禹达. 结构拟动力试验技术的试验研究[J]. 江苏建筑,2001,(4):18-22.
- [3] 陈 瑜,董世民,李丽萍. 建筑抗震试验方法规程中的拟动力试验方法简介[J]. 建筑科学,1995,(2):52-57.
- [4] 马乐为. 异形柱混凝土小型空心砌块组合结构拟动力试验研究及理论分析[D]. 西安:西安建筑科技大学土木工程学院,2003.
- [5] JGJ101-96,建筑抗震试验方法规程[S].
- [6] 朱伯龙. 结构抗震试验[M]. 北京:地震出版社,1989:22-54.
- [7] 曹均锋. 钢框架拟动力试验及两种实现方法对比研究[D]. 合肥:合肥工业大学土木建筑工程学院,2007.
- [8] 邱法维. 拟动力实验中的数值积分方法[J]. 哈尔滨建筑工程学院学报,1994,27(3):120-127.
- [9] 宗周红,林东欣,邱法维. 钢管混凝土组合框架结构拟动力抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报,2002,23(2):27-35.

(责任编辑 吕 杰)