

# STFT 变换在高层框架结构地震 损伤程度识别中的应用\*

裴强, 郭少霞, 崔迪

(大连大学 土木工程技术研究与开发中心, 辽宁 大连 116622)

**摘要:** 为了研究地震作用下高层框架结构的损伤程度信息, 以结构刚度折减率为损伤程度指标, 以结构的频率变化率为损伤程度识别参数, 采用 Matlab 模拟结构在不同的损伤程度指标下的加速度响应数据, 利用短时傅里叶变换方法对响应数据分析得到结构的模态参数, 从而建立损伤程度指标与结构模态参数的函数关系。将损伤结构的模态参数代入函数关系式计算结构的损伤程度指标。采用同济大学振动台试验数据, 利用此方法识别结构的损伤程度与振动台试验观察到的损伤程度高度吻合。

**关键词:** 短时傅里叶变换; 高层框架结构; 损伤程度识别; 振动台试验

**中图分类号:** P315.91

**文献标识码:** A

**文章编号:** 1000-0666(2017)02-0264-07

## 0 引言

框架结构是建筑结构的主要形式之一, 高层框架结构在土木工程领域的应用越来越广泛。近年来国内外地震活动频繁, 一些特大地震导致了大量的高层框架结构的损伤以及人员的伤亡(刘波等, 2015), 如1995年日本 Kobe 地震以及2014年的鲁甸地震等(赵小艳等, 2014)。由于我国是遭受地震灾害最为严重的国家之一(倪国葳, 姜忻良, 2013; 蒋欢军等, 2014), 高层框架结构的地震损伤研究受到越来越多学者的关注。

由于结构的复杂性, 高层框架结构在地震作用下的损伤信号具有非平稳特性, 而传统的损伤识别方法——傅里叶变换只能识别平稳信号的损伤信息(王祥建, 崔杰, 2016)。短时傅里叶变换作为一种时频分析方法, 对非平稳信号的损伤识别效果具有不可估量的价值。本文以短时傅里叶变换(STFT)为基础, 识别某振动台试验关于12层框架结构在地震作用下的损伤程度信息, 并对识别结果与振动台试验观察到的结果进行对比分析。

## 1 地震损伤程度识别原理

结构的损伤必然会引起结构某一参数的变化, 如固有频率、振型、频响函数、振动的加速度等(陈长征, 2001)。其中固有频率的变化最为直接, 本文先将加速度的时域信号转换到时频域上, 通过固有频率随时间的变化识别出结构的损伤信息。

### 1.1 基本原理

结构发生损伤时, 其刚度会随之降低, 由频率的定义可知:

$$f = \sqrt{\frac{K}{m}} \quad (1)$$

式中:  $f$  为频率;  $K$  为结构刚度;  $m$  为结构的质量。

对式(1)两边同时微分, 可得:

$$df \cdot 2 \sqrt{mK} = dK \quad (2)$$

两边同除  $K$ 、 $dt$  化简得:

$$\frac{df}{dt} = \frac{f}{2dt} \cdot \frac{dK}{K} \quad (3)$$

\* 收稿日期: 2016-08-14.

基金项目: 国家自然科学基金(51478168, 51378085)和辽宁省自然科学基金指导计划(201601025)联合资助。

式中,  $f$  值与  $K$  值相对应, 均取损伤前的值, 因而

$\frac{f}{2dt}$  是一确定的常数, 令  $k_f = \frac{df}{dt}$ ,  $P_K = \frac{dK}{K}$ , 可得:

$$k_f = k' \cdot P_K \quad (4)$$

式中:  $k_f$  为结构频率变化率;  $P_K$  为结构损伤程度指标;  $k'$  为常数。对于高层框架结构来说, 只要得到结构某一层的频率变化率  $k_f$ , 便可以通过式 (4) 求出结构的损伤程度指标  $P_K$ 。

## 1.2 基于短时傅里叶变换的频率变化率提取

### 1.2.1 短时傅里叶变换基本原理

短时傅里叶变换 (STFT) 是 1946 年由英国物理学家 Gabor (李振春等, 2010; 裴强, 王丽, 2013) 提出。Neild 等 (2003) 运用 STFT 变换研究了某钢筋混凝土梁的非线性与损伤之间的关系。续秀忠等 (2003) 运用 STFT 变换和 HHT 变换识别了结构的模态参数。乌建中和陶益 (2014) 利用 STFT 变换对玻璃钢板材模拟风机叶片进行损伤检测识别, 取得了良好的效果。

STFT 变换基本原理是: 假设在某固定的窗函数  $g(t)$  内信号是平稳信号, 用傅里叶变换对其进行分析得到信号的频率成分, 接着沿时间轴移动窗函数  $g(t)$ , 得到信号的频率随时间的变化图 (董建华等, 2007)。

令信号  $s(t) \in L^2(R)$ , 则其 STFT 变换 (方松, 曾京, 2013) 为:

$$\text{STFT} = (\omega, \tau) = \int_{-\infty}^{+\infty} g(t - \tau) s(t) e^{-i\omega t} dt \quad (5)$$

式中:  $g(t)$  为窗函数;  $s(t)$  表示时域信号;  $\omega$  表示频率;  $t$  表示时间。

与传统的傅里叶变换相比, 短时傅里叶变换可以获取信号的频率随时间变化的规律, 其信号处理的过程 (肖瑛, 冯长健, 2010) 如下:

- (1) 用窗函数  $g(t)$  截断时域信号;
- (2) 对窗函数  $g(t)$  内的信号进行傅里叶变换;
- (3) 沿着时间轴移动窗函数  $g(t)$ ;
- (4) 对新的窗函数  $g(t)$  内信号进行傅里叶变换;
- (5) 重复步骤 (3) 和 (4) 直到所有的信号都进行了傅里叶变换, 这些傅里叶变换的集合就

是 STFT。

窗函数的选取直接影响 STFT 变换的时间、频率分辨率, 常见的窗函数有矩形窗、汉宁窗、海明窗、布莱克曼窗、三角窗、余弦坡度窗、帕曾窗、指数窗、高斯窗等 (Hou *et al.*, 2015)。对于地震荷载来说, 指数窗和高斯窗较为适合, 而相对于指数窗来说, 高斯窗的主瓣更窄 (Tansel *et al.*, 2011), 频率分辨率更高。因此为了获得更高的频率分辨率, 本文选取高斯窗进行分析。

### 1.2.2 提取频率变化率 $k_f$

对加速度响应信号运用 STFT 变换方法得到时间-频率-振幅的三维图, 提取每一时刻的频率-振幅二维图中振幅的第一个峰值点所对应的频率, 即每一时刻结构的一阶固有频率; 采用最小二乘拟合方法, 对上述得到的每一时刻的一阶固有频率进行线性拟合得到频率随时间变化的函数:

$$f(t) = k_f \cdot t + C_1 \quad (6)$$

式中:  $f(t)$  为频率;  $t$  为时间;  $C_1$  为常数。通过式 (6) 即得到频率变化率  $k_f$  的值。

## 2 地震损伤程度识别流程

已知损伤结构在第  $i$  层损伤时第  $j$  层的加速度响应以及结构的材料属性等信息, 求取结构第  $i$  层的损伤程度。其具体损伤识别过程如下:

(1) 用 Matlab 根据实际结构的材料属性信息建立损伤模型;

(2) 分别获取结构在第  $i$  层的损伤程度指标为 0.1~0.9 中的至少 3 个指标时结构第  $j$  层的加速度响应;

(3) 提取步骤 (2) 中损伤程度指标下第  $j$  层加速度响应的频率变化率  $k_f$ ;

(4) 建立  $P_K - k_f$  的关系式

$$G(P_K, k_f) = k' \cdot P_K - k_f + C_2 = 0 \quad (7)$$

(5) 获取结构当前状态下的第  $j$  层加速度响应的频率变化率  $k_f$ ;

(6) 将步骤 (5) 中得到的频率变化率  $k_f$  代入步骤 (4) 中得到的关系式 (7) 中, 获得结构第  $i$  层损伤程度指标  $P_K^i$ 。

根据上述损伤识别过程画出地震损伤程度识别的流程图如图 1 所示。图中  $P_K$  为损伤程度指标,  $k_f$  为频率变化率,  $k'$ 、 $C_2$  为常数。

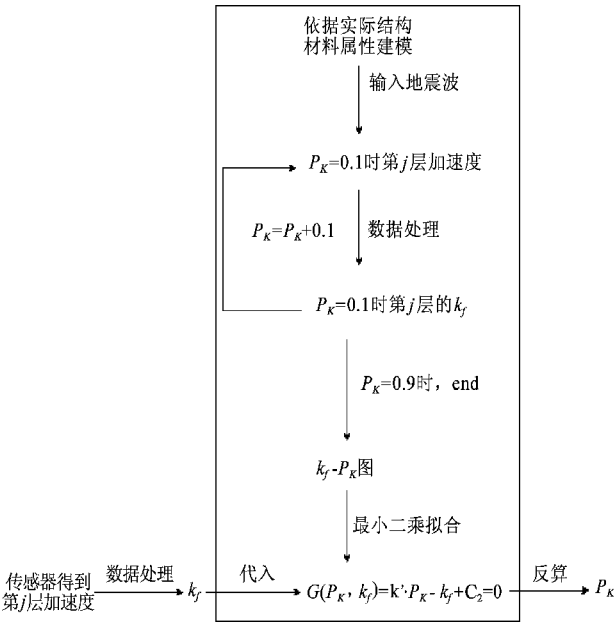


图 1 地震损伤程度识别流程

Fig. 1 Process of earthquake damage degree detection

3 振动台试验损伤程度识别验证

3.1 试验介绍

该试验来自于同济大学土木工程防灾国家重点实验室振动台试验室,采用 1:10 的 12 层框架结构损伤模型,原型和模型概况见表 1,模型尺寸和配筋图见图 2。

表 1 试验原型和模型概况

Tab. 1 Prototype and model in the test

项 目	原 型	1/10 模型
层 数	12	12
H/B	6	6
层高	3 m	0.3 m
总高	36 m	3.6 m
平面尺寸	6 m×6 m	0.6 m×0.6 m
梁截面	300 mm×600 mm	30 mm×60 mm
柱截面	500 mm×600 mm	50 mm×60 mm
楼板厚度	120 mm	12 mm
材 料	C30 砼	微粒砼

采用微粒混凝土和镀锌铁丝作为模型的材料。微粒混凝土以较大粒径的砂砾为粗骨料,以较小粒径的砂砾为细骨料。无论在施工方法、振捣方式、养护条件还是材料性能上都与普通混凝土十分相似,在动力特性上与原型混凝土有良好的相似关系,而且通过调整配合比,可满足降低弹性模量的要求。

考虑计入隔墙、楼面装修的重量和 50% 活载,在板上配质量块配重。在标准层上布置每层 19.4 kg 配重,在屋面层上布置 19.7 kg 配重。

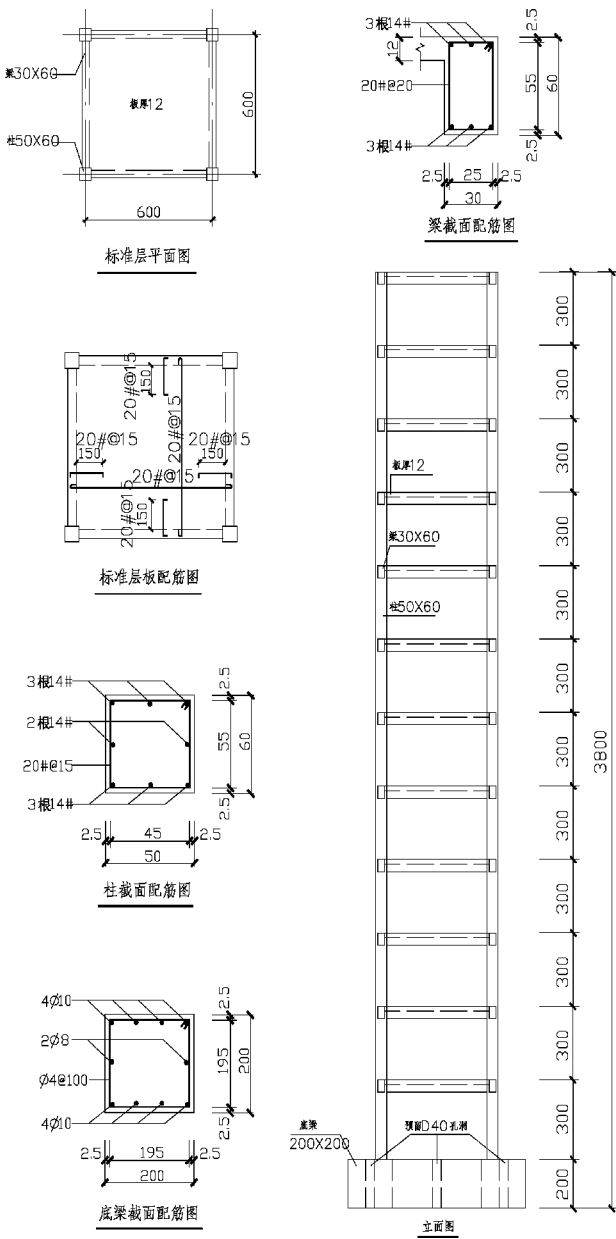


图 2 试验模型尺寸和配筋图

Fig. 2 The size and reinforcement of model in the test

表 2 试验加载制度  
Tab. 2 The loading of test

序号	工况代号	原型			1/10 模型			备 注
		X 向	Y 向	Z 向	X 向	Y 向	Z 向	
1	1WN	—	—	—	0.07	0.07	0.07	
2、3、4、5	EL1、SH1、KB1、SJ1	0.035	—	—	0.090	—	—	七度多遇
6、7	EY1、KY1	0.035	0.030	—	0.090	0.077	—	七度多遇
7 +	7 + WN	—	—	—	0.07	0.07	0.07	
8、9、10、11	EL2、SH2、KB2、SJ2	0.1	—	—	0.258	—	—	七度
12、13	EY2、KY2	0.1	0.085	—	0.258	0.220	—	七度
14、15	EZ2、KZ2	0.1	0.085	0.05	0.258	0.220	0.129	七度
16	16WN	—	—	—	0.07	0.07	0.07	
17、18、19、20	EL3、SH3、KB3、SJ3	0.15	—	—	0.388	—	—	
21、22	EY3、KY3	0.15	0.128	—	0.388	0.329	—	
23、24	EZ3、KZ3	0.15	0.128	0.075	0.388	0.329	0.194	
25	25WN	—	—	—	0.07	0.07	0.07	
26、27、28、29	EL4、SH4、KB4、SJ4	0.2	—	—	0.517	—	—	八度
30、31	EY4、KY4	0.2	0.17	—	0.517	0.439	—	八度
32、33	EZ4、KZ4	0.2	0.17	0.1	0.517	0.439	0.258	八度
34	34WN	—	—	—	0.07	0.07	0.07	
35、36、37、38	EL5、SH5、KB5、SJ5	0.25	—	—	0.646	—	—	
39、40	EY5、KY5	0.25	0.213	—	0.646	0.549	—	
41、42	EZ5、KZ5	0.25	0.213	0.125	0.646	0.549	0.323	
43	43WN	—	—	—	0.07	0.07	0.07	
44、45、46、47	EL6、SH6、KB6、SJ6	0.3	—	—	0.775	—	—	
48、49	EY6、KY6	0.3	0.255	—	0.775	0.659	—	
50、51	EZ6、KZ6	0.3	0.255	0.15	0.775	0.659	0.388	
52	52WN	—	—	—	0.07	0.07	0.07	

注：EL：El Centro 波（X 单向）；EY：El Centro 波（X、Y 双向）；EZ：El Centro 波（X、Y、Z 三向）；KB：Kobe 波（X 单向）；KY：Kobe 波（X、Y 双向）；KZ：Kobe 波（X、Y、Z 三向）；SH：上海人工波（X 单向）；SJ：上海基岩波（X 单向）；X:Y:Z=1:0.85:0.5。

试验中分别输入不同加速度峰值的 El Centro 波（简称 EL 波）、Kobe 波（简称 KB 波）、上海人工波（简称 SR 波）、上海基岩波（简称 SJ 波）4 种地震波，台面输入加速度峰值按小量级分级递增，按相似关系调整加速度峰值和时间间隔，获取结构各层的加速度响应，并且观察了不同损伤下结构的裂缝开展情况，加载制度见表 2。每次改变加速度输入大小时都输入小振幅的白噪声激励，观察模型系统动力特性的变化。

试验过程中实际观察到的平行于 X 方向的裂缝开展情况如下：

在前 7 个工况下（EL1 工况之前），结构上没有发现任何裂缝。在第 9 工况 SH2（EL2 后第 1 工况）后，在 4 层的框架梁的梁端出现小于 0.05 mm 细微裂缝。在第 18 工况 SH3（EL3 后第 1 工况）后，3~6 层框架梁的梁端裂缝贯通，最大缝宽在第 4 层处，约 0.15 mm。之后，随着输入激励加大，梁端裂缝增大，整个加载结束后，2~8 层梁端裂缝贯通，3~6 层最严重，缝宽达 4 mm，形成塑性铰。

为了验证第 2 节所述方法的准确性，选取 EL 波输入的不同工况进行损伤程度识别验证。EL 波输入下结构各工况如表 3 所示。

表 3 振动台试验数据

Tab. 3 Test data of vibration table

工况	EL1	EL2	EL3	EL4	EL5	EL6
加速度 ( $\text{m/s}^2$ )	0.090	0.258	0.388	0.517	0.646	0.775
等效地震	小震	中震	中震	大震	大震	大震

El Centro 波是 1940 年 5 月 18 日美国 IMPERIAL 山谷地震 ( $M7.1$ ) 在 El Centro 台站记录的加速度时程。其主要强震部分持续时间约为 26 s, 记录全部波形长为 54 s, 原始记录离散加速度时间间隔为 0.02 s, 其加速度时程曲线及傅里叶变换如图 3 所示。

3.2 建立  $P_K - k_f$  关系式

由于整个试验过程中, 第 4 层的损伤程度最为严重, 假设整个结构仅第 4 层损伤, 其它层均未出现损伤。采用结构第 4 层的刚度折减  $P_K^4$  作为损伤程度指标, 以第 8 层加速度响应的频率变化率  $k_f^8$  作为已知条件。用 Matlab 软件建立与振动台试验

材料属性相同的模型, 提取结构在第 4 层的损伤程度指标  $P_K^4$  为 0.1 ~ 0.8 时结构第 8 层加速度响应的频率  $k_f^8$  变化率。结果如表 4 所示。

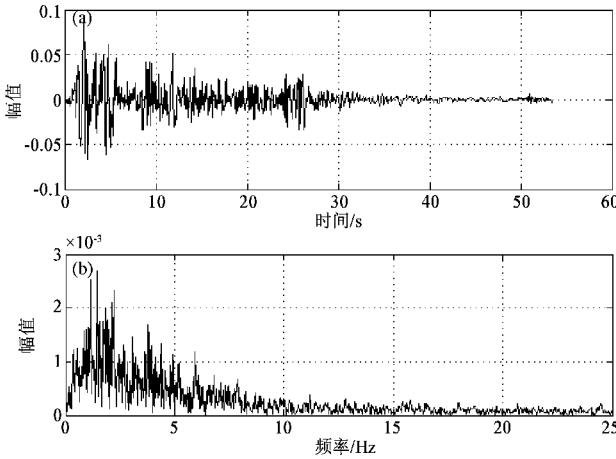


图 3 El Centro 波时程曲线 (a) 及傅式变化曲线 (b)  
Fig. 3 The time history curve of El Centro wave (a) and Fourier variation curve (b)

表 4 Matlab 数值模拟第八层加速度响应的频率变化率

Tab. 4 Rate of frequency change of the eighth floor by Matlab numerical simulation

损伤程度指标 $P_K^4$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
第 8 层变化率 $k_f^8$	-0.002 2	-0.003 3	-0.004 0	-0.005 0	-0.006 1	-0.007 2	-0.009 0	-0.010 9

从表 4 中可以看出, 随着损伤程度指标  $P_K^4$  的增大, 第 8 层的频率变化率  $k_f^8$  也逐渐增大。按照地震损伤程度识别流程, 获取  $P_K - k_f$  的关系式为:

$$G(P_K, k_f) = k' \cdot P_K - k_f + C_2 = 0 \quad (8)$$

画出表 4 中的  $P_K - k_f$  图, 并进行线性拟合如图 4 所示。

由图 4 可得, 第 8 层的频率变化率  $k_f^8$  与结构的第 4 层损伤程度指标  $P_K^4$  呈线性关系, 采用最小二乘拟合后  $P_K - k_f$  的关系式为:

$$G(P_K^4, k_f^8) = -0.011 9 P_K^4 - k_f^8 - 0.000 6 = 0 \quad (9)$$

3.3 损伤程度识别

将 EL1 ~ EL6 工况下结构第 8 层的加速度响应进行 STFT 变换分析, 提取其频率变化率如表 5 所示。从表中可以看出, 随着激励的加大, 第 4 层的损伤程度指标越来越大, 小震初期 EL1 工况, 结

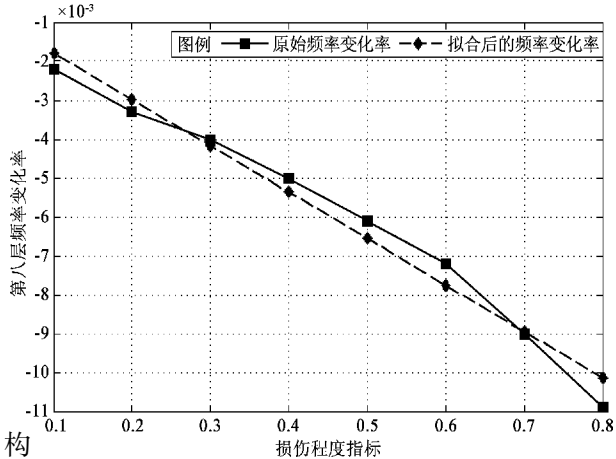


图 4  $P_K^4 - k_f^8$  图以及其拟合结果  
Fig. 4  $P_K^4 - k_f^8$  diagram and its fitting result

的刚度降低 12% 左右, 此时振动台试验中没有任何裂缝的痕迹产生, 说明结构内部已经出现损伤, 外部并未能观察到明显的裂缝; 中震初期 EL2 工况, 结构的刚度降低约 68%, 此时振动台试验中第 4 层梁端开始有裂缝产生, 缝宽约为 0.05 mm;

中震后期 EL3 工况，结构的刚度降低约 81%，此时振动台试验中第 4 层缝宽扩展为 0.15 mm；到大震后期 EL6 工况，结构的刚度降低达到了 91%，此时振动台试验中第 4 层缝宽达到 4 mm，结构已

成为不稳定的机动结构。该方法识别的损伤信息与振动台试验观察到的损伤相吻合，进一步验证了上述方法对高层框架结构地震损伤程度识别的有效性。

表 5 实际损伤结构第 8 层的频率变化率  
Tab. 5 Rate of frequency change of eighth floor about actual structure

参数	EL1	EL2	EL3	EL4	EL5	EL6
频率变化率 $k_f^8$	-0.002 02	-0.008 68	-0.010 25	-0.010 94	-0.011 88	-0.011 48
损伤程度指标 $P_k^4$	0.119 032	0.678 732	0.810 547	0.869 041	0.914 017	0.947 503

4 结论

通过对某 12 层框架结构振动台试验数据进行损伤程度识别后发现：以结构的刚度折减率为损伤程度指标的损伤程度与结构某一层加速度响应识别的频率变化率呈线性关系。根据结构实际材料属性建立 Matlab 仿真模型，得到所需结构层加速度响应识别的频率变化率与结构刚度折减率之间的函数关系式。将实际结构该层加速度响应识别的频率变化率代入上述关系式中，便可以准确获得结构的损伤程度，从而为地震作用下高层框架结构的损伤程度识别提供了有效的识别方法。与传统的地震损伤程度识别方法相比，该方法有如下特点：

- (1) 传统的地震损伤程度识别方法必须与损伤前的结构响应分析对比才能识别结构的地震损伤程度，该方法只需要对结构当前的响应进行分析便可以识别结构的地震损伤程度。
- (2) 传统的地震损伤识别方法只能定性地判断结构是否损伤以及损伤程度，该方法将结构的地震损伤程度指标与某一层的频率变化率公式化，根据公式可以准确的计算出结构的损伤程度指标，从而识别结构的损伤程度信息。
- (3) 该方法使用的 STFT 变换窗口是固定的，不能同时提高信号的频率分辨率和时间分辨率，因而对于频率变化率的提取具有一定的误差，但对结构损伤识别效果影响不大。

参考文献：

陈长征. 2001. 结构损伤检测与智能诊断[M]. 北京: 北京科学出

版社.  
董建华, 顾汉明, 张星. 2007. 几种时频分析方法的比较及应用[J]. 工程地球物理学报, 4(4): 312-316.  
方松, 曾京. 2013. 高速铁路客车振动特性时频分析[J]. 中国测试, 39(1): 88-92.  
蒋欢军, 朱剑眉, 陈前. 2014. 超高层钢-混凝土混合结构地震损伤研究[J]. 振动与冲击, 33(4): 77-83.  
李振春, 刁瑞, 韩文功, 等. 2010. 线性时频分析方法综述[J]. 勘测地球物理进展, 33(4): 239-246.  
刘波, 韩玉涛, 闫文赏, 等. 2015. 碳纤维加固与钢板加固混凝土梁抗震性能对比[J]. 世界地震工程, 31(4): 236-242.  
倪国葳, 姜忻良. 2013. 地震损伤钢筋混凝土结构修复加固方法试验研究[J]. 工业建筑, 43(2): 49-54.  
裴强, 王丽. 2013. 结构参数识别方法研究[J]. 大连大学学报, 34(3): 36-44.  
王祥建, 崔杰. 2016. 结构物理参数时域识别的振动台试验研究[J]. 地震研究, 39(1): 114-119.  
乌建中, 陶益. 2014. 基于短时傅里叶变换的风机叶片裂纹损伤检测[J]. 中国工程机械学报, 12(2): 180-183.  
肖瑛, 冯长健. 2010. 组合窗函数的短时傅里叶变换时频表示方法[J]. 探测与控制学报, 32(3): 43-47.  
续秀忠, 张志宜, 华宏星, 等. 2003. 应用时频分析方法辨识时变系统的模态参数[J]. 振动工程学报, 16(3): 358-362.  
赵小艳, 韩立波, 徐甫坤, 等. 2014. 2014 年云南鲁甸 6.5 级地震序列跟踪分析研究[J]. 地震研究, 37(4): 508-514.  
HOU H, PANG C, GUO H, et al. 2015. Study on high-speed and multi-target detection algorithm based on STFT and FRFT combination[J]. Optik - International Journal for Light and Electron Optics, 127(2): 713-717.  
NEILD S A, WILLIAMS M S, MCFADDEN P D. 2003. Nonlinear vibration characteristics of damaged concrete beams[J]. Journal of Structural Engineering, 129(2): 260-268.  
TANSEL B, TANSEL I N, DIZGE N, et al. 2011. Diagnostic Assessment of Membrane Health and Performance by S-Transform of Flux Data[C]// World Environmental and Water Resources Congress, 3355-3358.

## Application of STFT in High – rise Frame Structural Damage Degree Detection under Earthquake

PEI Qiang, GUO Shaoxia, CUI Di

(The R&D Center of the Civil Engineering Technology, Dalian University, Dalian 116622, Liaoning, China)

### Abstract

In order to detect the damage degree, the discount of stiffness is regarded as the damage degree index and the frequency change rate is regarded as the parameter of the damage degree detection. The short time Fourier transform is used to extract the rate of frequency change of acceleration response which is from the model of matlab, then the function between the index of damage degree and the rate of frequency change is established. Thus the damage degree would be detected according to the rate of frequency change of the damaged structure. The data of shaking table test which from Tongji University has demonstrated its accuracy and availability. The result shows that the damage degree is very similar between the damage degree detection and the actual damage degree.

**Keyword:** the short time Fourier transform; high – rise frame structure; damage detection; the shaking table test