

# 地下结构地震反应的振动台模型试验研究

殷 琳<sup>1,2</sup>, 楼梦麟<sup>1</sup>, 康 帅<sup>1,3</sup>

(1. 同济大学 土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092; 2. 宁波工程学院 建筑工程学院, 浙江 宁波 315000;  
3. 河南大学 土木工程学院, 河南 开封 475001)

**摘要:** 进行了土-地下结构动力相互作用的大型振动台模型试验, 分别测出了模型土中不同部位的加速度反应和地下结构的加速度与应变反应. 对模型体系的加速度反应实测值进行整理分析了模型箱效应、试验各阶段系统的自振频率及阻尼比的变化情况和地下结构的加速度和应变反应规律. 试验结果表明: 相对于仅有水平加速度激振, 峰值约为水平加速度峰值三分之二的竖向激振的参与, 可使结构的反应增加, 且应变反应的增量大于加速度反应的增量, 地下结构横断面的变形仍以剪切变形为主; 地下结构的加速度反应和应变反应的频谱分布有较大差异, 应变反应中竖向振型的贡献较大.

**关键词:** 地下结构; 振动台模型试验; 动力相互作用; 地震反应

中图分类号: TP1

文献标志码: A

## Analysis of Shaking Table Test on Underground Structure

YIN Lin<sup>1,2</sup>, LOU Menglin<sup>1</sup>, KANG Shuai<sup>1,3</sup>

(1. State Key Laboratory for Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. School of Architecture and Civil Engineering, Ningbo University of Technology, Ningbo 315016, China; 3. School of Civil Engineering And Architecture of Henan University, Kaifeng 475001, China)

**Abstract:** During the shaking table test, the acceleration responses of the soil mass and underground structure model, the strain responses of underground structure model were obtained. The simulative effect of boundary was evaluated by analyzing the seismic response acquired from accelerometers. At the same time, the change in natural frequencies and relative damping ratios of soil were also expatiated. And then the rules of the earthquake responses of structure model were concluded on the basis of the test result. The test results show that, compared with the only horizontal acceleration

excitation, vertical acceleration excitation's participation, whose peak was about 2/3 of the peak of the horizontal acceleration excitation, can increase the responses of the structure, and the increment of strain responses are larger than the acceleration responses. Shear deformation is a major deformation pattern for the structure model cross-sections. There was a big difference between the spectrum distribution of acceleration response time-history and spectrum distribution of strain response time-history. Vertical vibration mode made a greater contribution to strain response than horizontal vibration mode.

**Key words:** underground structure; shaking table model test; dynamic interaction; earthquake response

地下结构在城市建设、交通运输、能源开发和国防工程等方面获得了广泛的应用<sup>[1]</sup>, 尤其是在城市交通领域, 地铁系统已经成为城市客运交通问题重要的解决途径<sup>[2]</sup>. 地震资料表明, 强震发生时, 地下结构会发生严重破坏. 最为典型的震害是日本的阪神地震中大开地铁车站中柱破坏严重, 造成地面塌陷<sup>[3]</sup>, 在美国 Northridge 地震<sup>[4]</sup>、台湾 Chi-Chi 地震<sup>[5]</sup> 和我国汶川地震<sup>[6]</sup> 中都有地下结构、隧道或管线的震害现象. 因此, 近年来工程界和学术界十分关注地下工程的抗震安全性问题.

振动台模型试验是进行地下结构抗震研究的主要手段之一. 近年来, 宫必宁<sup>[7]</sup> 用有机玻璃模型模拟地下结构用标准砂模拟土进行了地下结构振动台模型试验, 杨林德<sup>[8]</sup> 用刚性模型箱加聚乙烯泡沫模拟土层边界, 用微粒混凝土配镀锌钢丝制作模型模拟地铁车站, 模型设计时考虑了主要抗侧力构件的几何相似与配筋相似, 顺利完成了地下结构振动台模型试验. 陈国兴<sup>[9]</sup> 主要针对液化地基上土-地铁车站

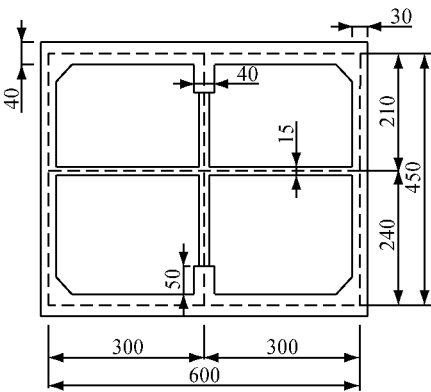
收稿日期: 2014-04-25

基金项目: 国家自然科学基金重点项目(90915011); 科技部国家重点实验室基础研究项目(SLDRCE08-A-07); 宁波市自然科学基金(2015A610303); 宁波工程学院建筑工程学院预研基金(NO:201401)

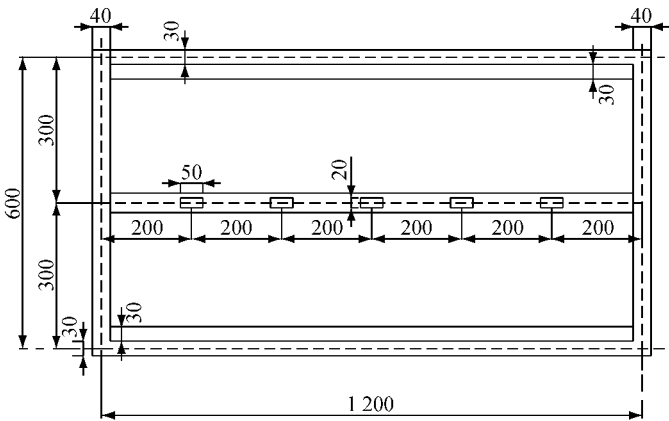
第一作者: 殷 琳(1982—), 男, 讲师, 工学博士, 主要研究方向为工程抗震. E-mail: 0710020122@tongji.edu.cn

结构进行了模型试验研究,分析了液化地基上地铁车站结构的动力学行为。

一些地铁车站往往设在城市商业活动中心,周边建有高层和超高层建筑,为了深入研究强震时地下结构-土层-地面结构之间的动力相互作用,同济大学土木工程防灾国家重点实验室进行了地下结构-土层-地面结构相互作用的系列振动台模型试验<sup>[10-11]</sup>,本文主要介绍其中有关土层中地下结构的振动台模型试验的研究成果。



a 地下结构模型横断面图



b 地下结构底层平面图

图 1 结构模型尺寸(单位:mm)

Fig.1 Dimension of structure model (unit: mm)

模型主体结构选用微粒混凝土、成品镀锌钢丝网和镀锌钢丝制作,其中微粒混凝土的标号为 C8,通过悬臂梁自由振动方法测得模型材料的动弹模为:2 200 MPa,由 5 个试块测得模型材料的平均密度为 1 920 kg · m<sup>-3</sup>,设计时使主要抗侧力构件,如

板、中柱、侧壁及其节点配筋尽量满足相似条件.模型土采用上海地区的粉质粘土,质量密度为 1 882 kg · m<sup>-3</sup>,动力特性参数动剪切模量比  $G/G_{\max}$  和阻尼比  $D$  与应变  $\gamma_d$  之间的关系如表 1 所示。

表 1 模型土的  $G/G_{\max}$  和  $D-g_d$  曲线典型值

Tab.1 Typical values of  $G/G_{\max}$  and  $D-g_d$  curves for soil

$\gamma_d/\times 10^{-4}$	0.064	0.115	0.196	0.366	0.626	1.040	1.770	3.150	6.110	10.6	18.2	31.4	54.8	99.8
$G/G_{\max}$	0.993	0.987	0.974	0.949	0.906	0.835	0.740	0.619	0.474	0.331	0.208	0.124	0.077	0.060
$D/\%$	1.3	1.4	1.7	2.1	2.5	3.3	4.4	6.0	9.1	13.4	19.4	25.3	28.2	28.9

1.2 模型箱的选取

模型箱的选取,除了要考虑土层边界问题外,振动台台面尺寸、最大载重和工作频率范围等因素也是需要关注的.综合考虑试验的特点和振动台设备的各参数指标,本次试验选用圆筒形柔性土箱<sup>[13]</sup>,该圆筒形土箱直径 3 m,侧壁由 5 mm 厚的橡胶膜围成,侧壁外侧用直径 4 mm 的钢丝作圆周加固,钢丝间距 60 mm.

1.3 输入加速度与试验工况

选取了 3 条地震波作为振动台的激励加速度时程,它们分别是 El-Centro 地震波、Taft 地震波和在

上海市建筑抗震规程中的设计地震反应谱基础上生成的人工波(简称上海人工波).按时间相似比尺调整后的 3 条地震波分别简称为试验波 1、试验波 2 和试验波 3,它们的时程和傅里叶幅值谱如图 2 和图 3 所示。

模型试验的工况设计如表 2 所示,其中 EL,TF 和 SH 分别代表输入地震波为 El-Centro 地震波、Taft 地震波和上海人工波,WN 代表小振幅白噪声激励,用以观察模型系统在试验过程中的自振频率和阻尼比的变化情况。

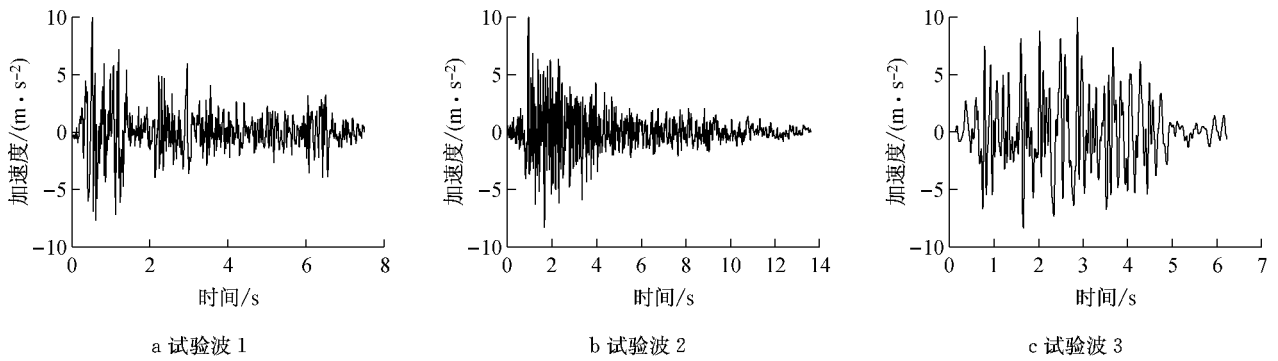


图 2 振动台输入地震波的时程  
Fig.2 Time history diagram of exciting wave

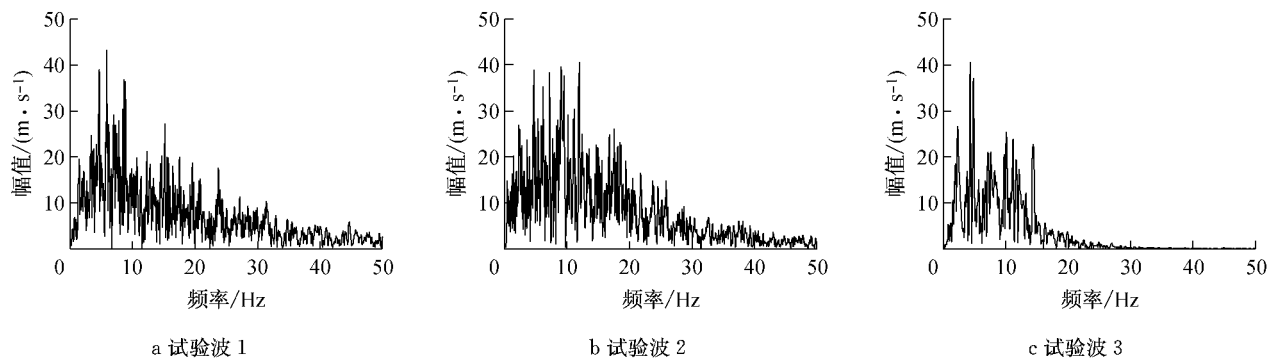


图 3 振动台输入地震波的傅里叶幅值谱  
Fig.3 Fourier spectrum diagram of exciting wave

表 2 模型试验工况设计  
Tab.2 Model test loading schedules

序号	工况代号	输入加速度峰值/ $g$		序号	工况代号	输入加速度峰值/ $g$	
		$x$ 向	$z$ 向			$x$ 向	$z$ 向
1	WN-1	0.07	—	11	WN-4	0.05	—
2	EL-1	0.15	—	12	EL-4	0.15	0.10
3	TF-1	0.15	—	13	TF-4	0.15	0.10
4	SH-1	0.15	—	14	SH-4	0.15	0.10
5	WN-2	0.05	—	15	WN-5	0.05	—
6	EL-2	0.3	—	16	EL-5	0.30	0.20
7	TF-2	0.3	—	17	TF-5	0.30	0.20
8	SH-2	0.3	—	18	SH-5	0.30	0.20
9	WN-3	0.05	—	19	WN-6	0.05	—
10	EL-3	—	0.10				

#### 1.4 测点布置

为了量测体系的动力反应,本次试验中主要采用了两种传感器:① JF-106 压电式加速度传感器,频响为  $0.2 \sim 300$  Hz,灵敏系数  $75 \text{ PF} \cdot \text{g}^{-1}$ ;② BCL120-10AA 电阻式应变片,栅长为  $5 \text{ mm} \times 2 \text{ mm}$ .传感器的数据采集系统型号为 STEX3,共有 96 个通道.

在试验土中和地下结构上设置了加速度计,水平加速度计的测量方向与激振方向一致,竖向加速

度计的测量方向竖直向上,在结构上除了设置加速度计外,在关键部位还设置了应变片,本试验加速度计设置情况如图 4,图 4 中的加速度计除 A19 和 A20 外均位于通过圆柱形土箱中轴线的平面内,该平面与水平激振方向一致,应变片的设置情况如图 5 所示.

本项模型试验是在同济大学四平路校区振动台实验室完成,振动台台面为  $4 \text{ m} \times 4 \text{ m}$ ,工作有效频率范围  $0.1 \sim 50$  Hz.

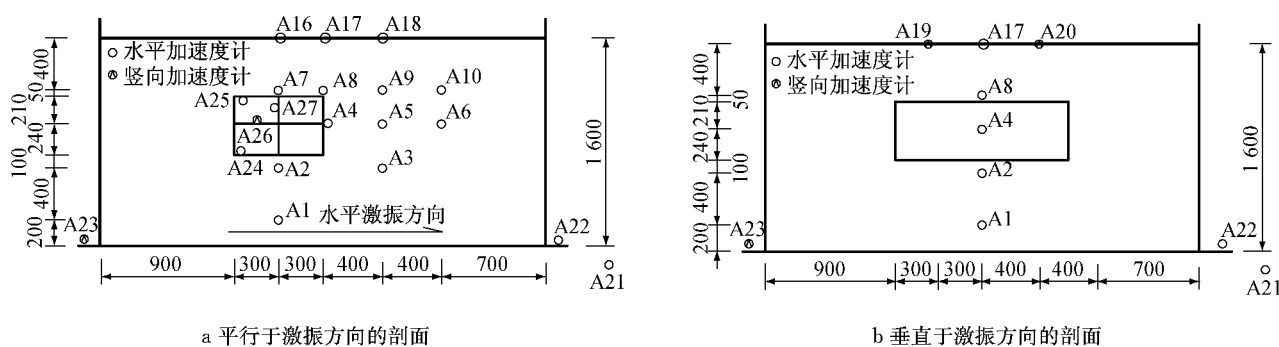


图 4 地下结构—土层体系的加速度传感器布置图(单位:mm)  
Fig.4 Sketch of the accelerometers arrangement (unit: mm)

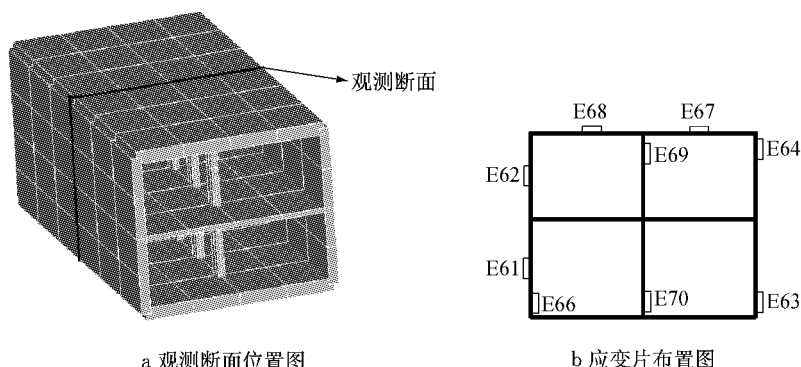


图 5 观测断面位置及观测断面的应变片布置

Fig.5 Location of observed section and sketch of strain gauge arrangement

## 2 试验结果

### 2.1 模型箱效应

模型箱效应是所有土-结构振动台模型试验中不可避免的,模型箱效应是否会对地下结构的地震反应产生影响,是这类试验中关心的一个重要问题,为此,进行自由场试验时,在试验土层中从土体中部至边界沿直线布置了 4 个加速度计,此 4 个加速度计的编号和位置与图 2 中 A7, A8, A9 和 A10 一致,考察此 4 个测点的加速度时程曲线,用以了解模型箱的边界效应.自由场试验时某工况下此 4 个测点的水平向加速度时程及其傅立叶幅值谱如图 6,对比图 6 中的时程曲线与傅立叶谱可以看出,各测点的加速度波形与频谱分布没有明显差别.4 个测点加速度峰值分别为  $3.43, 3.37, 3.42$  和  $3.45 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$ ,平均值为  $3.42 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$ ,4 个测点的加速度峰值差别很小,根据这些信息可以认为模型箱边界效应的影响较小.限于篇幅,其它工况所得类似加速度图形及峰值的比较不再列出.

### 2.2 体系的动力特性分析

对白噪声工况中所获得的加速度时程进行传递函数分析,可以得到试验体系的动力特性.图 7a 和

7b 为模型土中 8 号测点和地下结构顶部 25 号测点的水平加速度时程相对于模型箱底的 A22 号测点同方向加速度时程的传递函数图,图 7c 和 7d 为模型土表面 19 号和 20 号测点竖向加速度时程相对于 A23 号测点同方向加速度时程的传递函数图.

从传递函数图 7a 中可以看出,在  $6 \text{ Hz}$  附近有一个明显的峰值,这个峰值是由于水平向共振反应引起的,用共振放大曲线拟合可知,体系水平向振动的基频为  $6.2 \text{ Hz}$ ,其对应的阻尼比为  $15\%$ ;从图 7c 可以看出在  $14 \text{ Hz}$  和  $42 \text{ Hz}$  处各有一个明显峰值,而图 7a 在该频率点处峰值不明显,图 7d 也在  $14 \text{ Hz}$  和  $42 \text{ Hz}$  处有明显峰值,说明这两个峰值是由于竖向而非水平向共振反应引起的,由此可知,土层竖向振动的第 1 阶和第 2 阶振型对应的频率分别为  $14 \text{ Hz}$  和  $42 \text{ Hz}$  左右.

表 3 列出了从各次白噪声工况中得到的体系的基频和阻尼比,从表 3 中的数据可以看出,前 3 次扫频得到的基频一次比一次降低,因为每两次扫频期间有 3 条试验波输入,在这 3 条波激励下,土体颗粒结构部分逐渐被破坏、土的动剪切强度和动剪切模量有所下降,而导致频率有所降低.第 3~6 次扫频结果显示模型基频趋于稳定,基频和阻尼比没有明显变化,说明在此阶段模型系统的动力特性趋于

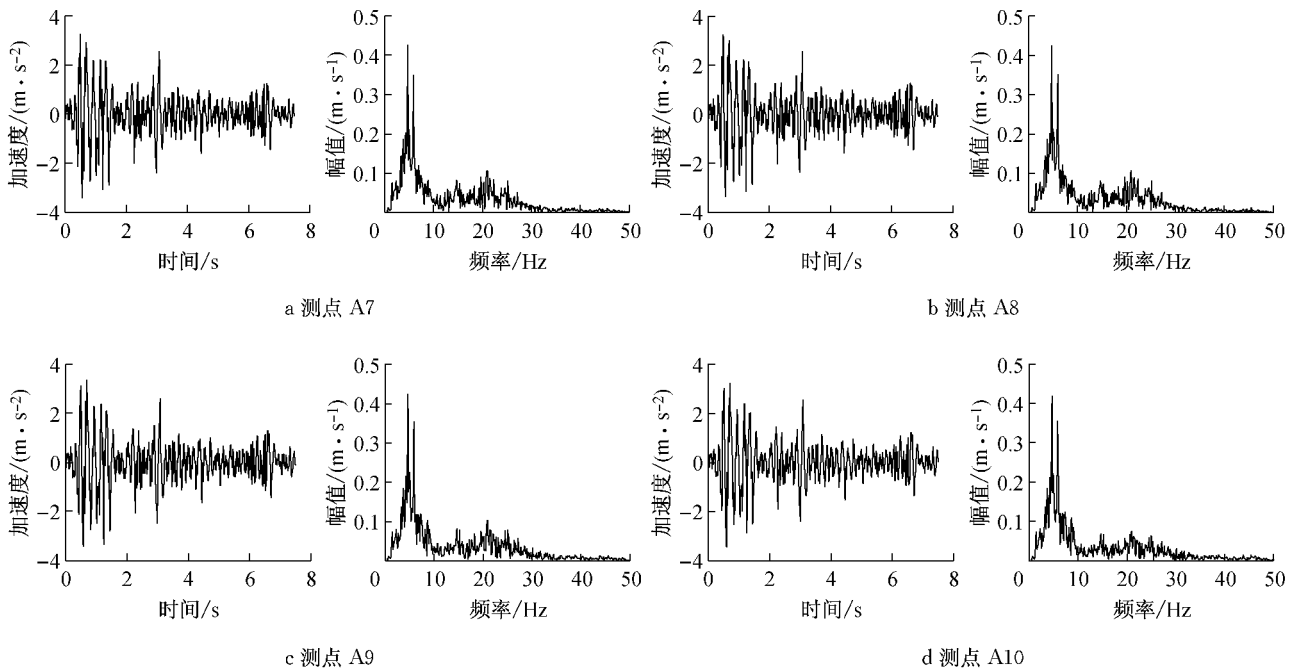


图 6 各测点的加速度时程及傅里叶幅值谱

Fig.6 Acceleration time-history and Fourier of the different measuring points

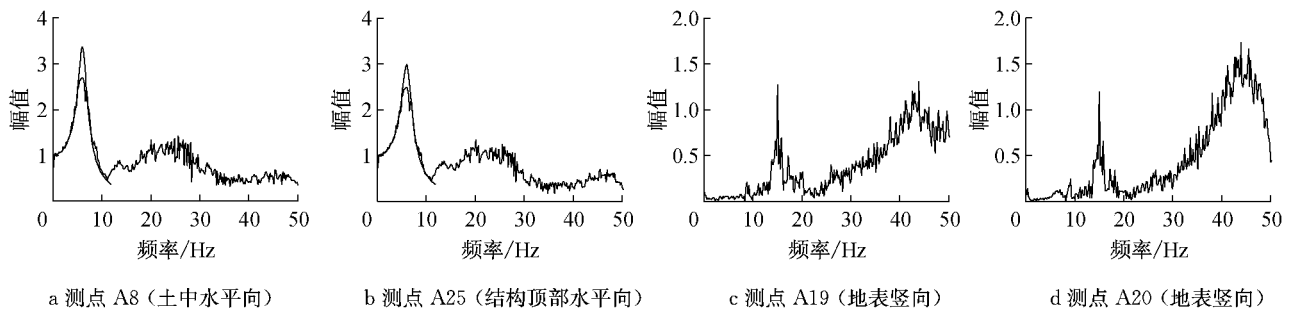


图 7 各测点相对于土层底部激振的传递函数图

Fig.7 Transfer function diagrams of each measuring points

稳定。

从表 3 还可以看出,地下结构上的测点反映出的系统基频和模型土中反映出的一致,说明地下结构随模型土体一同振动。

表 3 模型体系的基频和阻尼比

Tab.3 Frequency and damping ratio of the model				
序号	模型土中测点 A8		地下结构上测点 A25	
	频率/Hz	阻尼比/%	频率/Hz	阻尼比/%
1	6.20	15	6.20	15
2	6.05	12	6.05	14
3	5.20	10	5.20	11
4	5.20	11	5.20	12
5	5.10	11	5.10	12
6	5.00	12	5.00	12

### 2.3 地下结构与其周围土体加速度反应

为了对比地下结构的加速度反应与其周围土体加速度反应的区别,图 8 中给出了第 18 试验工况中测点 A2 和 A24 的水平加速度反应时程及其傅里叶

谱的比较。

图 8a 中 A2 和 A24 这两个测点水平向加速度时程曲线基本重合,很难看出两者的差别,这表明土中和结构上的水平加速度反应没有时间差。A2 测点的加速度峰值为  $3.25 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$ ,略大于结构上 A24 测点的加速度反应峰值  $3.14 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$ ,这种现象与文献[14]中所描述的试验结果一致。从图 8b 的两个测点水平加速度的傅里叶谱可以看出,A2 和 A24 两测点水平向加速度频谱分布情况基本一致,其它工况亦如此,这说明本项试验过程中,地下结构模型与土之间没有发生明显的滑移与脱离现象。

### 2.4 地下结构加速度反应定量分析

表 4 列出了在具有不同峰值和不同激励方向的试验波 1,2 和 3 的作用下,地下结构各测点的加速度放大系数,此处加速度放大系数  $\eta$  的计算公式为:  

$$\eta = |a_i|_{\max} / |a_a|_{\max}$$
 其中  $|a_i|_{\max}$  和  $|a_a|_{\max}$  分别为地下

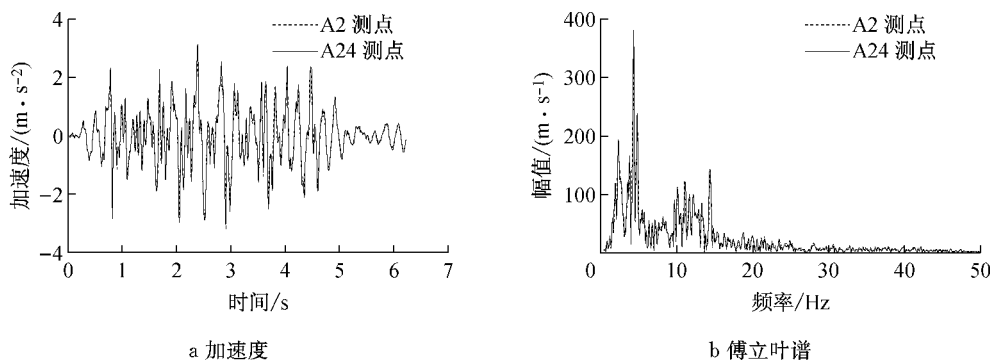


图 8 两测点水平加速度时程及其傅里叶幅值谱

Fig.8 Comparison of horizontal acceleration time-history and Fourier Spectrum between two measuring points

表 4 不同地震波激振下的地下结构各部位加速度放大系数

Tab.4 Amplification factors of the peak acceleration of underground structure under the excitation of three test waves

试验波	工况编号	激振峰值/g		地下结构各部位加速度峰值与放大系数 $\eta$							
		$x$ 向	$z$ 向	底部(A24)		中柱(A27)		顶部(A25)		楼板(A26)	
				水平峰值	$\eta$	水平峰值	$\eta$	水平峰值	$\eta$	竖向峰值	$\eta$
1	2	0.139 4	0	0.191 2	1.37	0.216 6	1.55	0.222 3	1.59	0.046 5	—
	6	0.309 0	0	0.267 7	0.87	0.313 1	1.01	0.319 6	1.03	0.094 4	—
	12	0.139 5	0.117 3	0.162 7	1.17	0.194 8	1.40	0.198 7	1.42	0.132 2	1.13
	16	0.298 1	0.266 9	0.300 9	1.01	0.325 3	1.09	0.330 2	1.11	0.189 5	0.71
2	3	0.1470	0	0.1481	1.01	0.1780	1.21	0.1802	1.23	0.0452	—
	7	0.3045	0	0.2884	0.95	0.2803	0.92	0.2849	0.94	0.0922	—
	13	0.1484	0.1002	0.1495	1.01	0.1554	1.05	0.1568	1.06	0.1673	1.67
3	4	0.169 0	0	0.190 6	1.13	0.218 4	1.29	0.220 6	1.31	0.044 0	—
	8	0.342 3	0	0.318 3	0.93	0.350 2	1.02	0.354 4	1.04	0.076 0	—
	14	0.175 4	0.123 3	0.200 0	1.14	0.244 5	1.39	0.241 5	1.38	0.181 5	1.47
	18	0.330 1	0.215 7	0.314 5	0.95	0.340 3	1.03	0.338 1	1.02	0.280 6	1.30

结构上和土箱底部绝对加速度最大值。

从表 4 中工况 2,3 和 4 对应的水平向放大系数可以看出,试验波 1 作用时系统的水平向加速度反应最大,试验波 3 次之,试验波 2 最小,工况 12,13 和 14 对应的相关数据也反映出同样的规律,这是因为试验波 1 的频谱主要集中在试验系统的基频附近,所以系统在试验波 1 激振时的反应较大。

从表 4 中工况 2,12 的数据可以看出,在试验波 1 作用时,相对于仅有水平激振,竖向激振(峰值约为水平加速度峰值的三分之二)的参与可使地下结构水平加速度反应减小,结构底部减少 14.6%,中柱上部减少 9.7%,结构顶部减少 10.7%,但楼板竖向加速度明显增大;对比工况 6 和 16,可知试验波 1 激振时,相对于仅有水平激振,竖向激振的参与使地下结构加速度反应增加,结构底部增加 16.1%,中柱上部增加 7.9%,结构顶部增加 7.8%;对比工况 3 和 13,可知试验波 2 激振时,相对于仅有水平激振,竖向激振的参与总体上使结构的水平加速度反应减小,中柱上部减小 13.2%,结构顶部减小 13.8%,而楼板竖向加速度增大明显;对比工况 4 与 14 和 8 与 18,可知试

验波 3 激振时,相对于仅有水平激振,竖向激振的参与总体上使结构的水平加速度反应增加,最大增加量不超过 7.8%。从试验结果看,峰值约为水平加速度峰值的三分之二的竖向激振的参与可使结构水平向加速度反应增大,最大增量可达 16.1%,也可使结构水平向加速度反应减小,最大减小量为 13.8%,竖向激振的参与使楼板竖向加速度明显增加。

从表 5 的数据可以看出,对于同一种试验波,随着激振峰值的增大,地下结构上测点的放大系数将减小。如:在试验波 1 激振时,激振峰值由工况 12 的 0.139 5 g 增加到工况 16 的 0.298 1 g 时,地下结构底部(A24 测点处)的放大系数减小了 13.7%,中柱(A27 测点处)的放大系数减小了 22.1%,顶部(A25 测点处)的放大系数减小了 21.8%。表 5 列出了在试验波 1 和 3 激振下,各部位水平加速度放大系数的减小量。地下结构水平加速度放大系数随激振峰值的增加而减小,这说明系统动力反应进入了非线性,系统耗能能力增强。

2.5 地下结构的应变反应分析

试验中应变片布置在地下结构中部横断面上,

表 5 不同工况时地下结构各部位水平加速度放大系数减小量

Tab.5 Decrement of horizontal acceleration amplification factor of underground structure

试验波编号	工况	激振方向及大小/ $g$		加速度放大系数减小量/%		
		$x$	$z$	底部(A24)	中柱(A27)	顶部(A25)
1	12	0.139 5	0.117 3	13.7	22.1	21.8
	16	0.298 1	0.266 9			
3	14	0.175 4	0.123 3	16.7	25.9	26.1
	18	0.330 1	0.215 7			

具体位置如图 5a. 试验时只有图 5b 所示部位的应变片采集到了有效数据,其他应变片在试验过程中失效.

在振动台试验中,工况设定的激振峰值与土箱底部实测的峰值会有一定的差别,表 6 列出了部分工况的这两类峰值,从表 6 中可以看出,这两类峰值的差别较小,当这一差别较小时,为使各工况的反应有可比性,将测得的应变值乘以某一系数,称此系数

为应变反应调整系数,调整系数由工况表中的  $x$  向加速度峰值设定值与箱底测得的峰值相除获得. 如此处理后,可以认为箱底输入的水平向加速度峰值与工况表中设定的峰值相同. 调整系数如表 6 所示,表 7 中列出了各工况下,地下结构各部位的调整后的应变反应峰值,正值为拉应变峰值,负值为压应变峰值.

表 6 工况设定峰值的加速度值与土箱底部实测值及应变反应调整系数

Tab.6 Peak acceleration of setting and measuring and adjustment coefficient of strain response

工况		2	3	4	12	13	14	6	7	8
水平向	设定峰值/ $g$	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.30	0.30	0.30
	实测峰值/ $g$	0.14	0.15	0.17	0.14	0.15	0.18	0.31	0.30	0.34
	调整系数	1.07	1.00	0.88	1.07	1.00	0.83	0.97	1.00	0.88
竖向	设定峰值/ $g$	—	—	—	0.10	0.10	0.10	—	—	—
	实测峰值/ $g$	—	—	—	0.12	0.10	0.12	—	—	—

表 7 各测点调整后的应变峰值

Tab.7 Strain peak after adjustment of different measuring points

工况	试验波号	调整后的激振大小/ $g$		应变峰值							
		$x$	$z$	61 测点	62 测点	63 测点	64 测点	66 测点	67 测点	68 测点	69 测点
2	1	0.15	—	32.2	47.9	87.0	101.9	149.0	14.7	18.7	75.2
				-18.5	-82.5	-127.9	-72.0	-97.6	-9.3	-25.6	-62.8
3	2	0.15	—	19.5	40.0	69.6	64.9	55.9	8.8	14.6	50.1
				-15.5	-49.5	-81.4	-59.5	-63.3	-7.9	-16.1	-52.0
4	3	0.15	—	20.6	46.2	84.3	69.6	57.4	9.9	17.1	52.1
				-17.7	-53.5	-88.2	-70.8	-83.9	-10.1	-17.1	-62.9
12	1	0.15	0.12	22.5	47.4	96.7	94.9	131.8	13.4	21.2	65.6
				-16.0	-68.4	-132.4	-83.2	-92.0	-10.8	-23.5	-69.6
13	2	0.15	0.10	13.4	42.9	76.6	66.6	51.2	9.6	17.5	45.1
				-15.4	-46.8	-89.5	-67.1	-75.7	-8.5	-17.5	-54.6
14	3	0.15	0.12	27.8	58.3	125.4	118.0	101.1	26.2	25.5	77.3
				-21.2	-91.9	-162.5	-99.5	-169.9	-25.9	-32.4	-88.6
6	1	0.30	—	43.7	82.6	148.7	139.0	73.7	31.6	33.3	95.1
				-31.3	-112.4	-183.2	-130.2	-126.9	-24.0	-33.2	-114.1
7	2	0.30	—	35.9	83.2	153.9	121.6	71.1	22.9	32.6	83.4
				-31.1	-97.5	-163.1	-132.4	-114.1	-21.5	-29.1	-116.5
8	3	0.30	—	36.3	80.7	157.5	132.1	76.7	16.2	32.4	85.3
				-30.7	-106.1	-184.3	-133.4	-111.1	-19.5	-35.0	-115.3
16	1	0.30	0.27	38.1	83.1	162.6	141.2	148.6	24.4	36.1	93.4
				-31.2	-108.0	-198.5	-142.8	-151.4	-23.6	-34.2	-121.4
18	3	0.30	0.22	34.7	83.2	171.8	139.9	61.6	19.1	34.6	82.8
				-31.9	-113.7	-198.1	-145.7	-99.9	-22.4	-38.9	-122.4

工况 2~4 是水平单向激振,从表 7 中这 3 个工

况的应变反应数据可以看出,试验波 1 作用结构时

应变反应最大,试验波 3 次之,试验波 2 最小,这和水平向加速度反应特点是一致的.然而,在双向激振时,应变反应的这种特点发生了变化,从工况 12~14 的双向激振下应变反应数据可以看出,试验波 3 作用时的结构应变反应最大,试验波 1 的次之.

表 7 中结构各部位应变峰值的数据表明,侧壁顶部、底部和中柱端部的变形较大,而位于中柱与侧壁间的顶板变形相对较小,这说明,在地下结构横截面的角部应变反应大,除角部以外各部位的应变反应小,这是因为在台面激励下,试验系统主要产生水平剪切变形,地下结构也随着周围土体产生横向的剪切变形,所以侧壁和中柱这些竖向构件端部的变形较大.从表 7 中列出的应变峰值数据可以看出,侧壁中部变形较小,说明土侧压力主要使侧壁产生剪切变形,土侧压力使侧壁产生的弯曲变形量很小.

对比工况 4 和 14 知,试验波 3 激振时,相对于水平单向输入,竖向激励的参与使结构的应变反应明显增大,其中中柱顶部的应变增加 48.4%,其它部

位的应变增量也在 50% 左右.

图 9 为试验工况 3 中基底的水平激振和地下结构部分测点处应变反应的时程及傅里叶谱,为了使各测点应变大小更直观,将 4 个测点应变时程图和傅里叶幅值谱图的纵坐标范围设置相同.

震害现象表明地下结构的中柱是最易破坏的部位之一,本项试验仅中柱顶端的应变片 E69 测得了中柱反应的有效数据,中柱底部的应变片失效.试验 3 号工况中的地下结构中柱顶端测得的应变时程示于图 9e 中,在本试验的特定情况下,中柱顶部的反应要小于侧壁的顶部和底部.

对比图 9 中中柱顶部与侧壁顶部和底部应变的傅里叶谱图可知,中柱顶部应变的傅里叶谱与其他部位相似,各部位反应傅里叶谱图峰值对应的频率也基本一致,这说明在本试验的特定情况下,中间立柱没有发生明显的局部振动,中柱的应变由于整体剪切变形产生的.

从图 9 还可以看出,地下结构应变反应的频谱

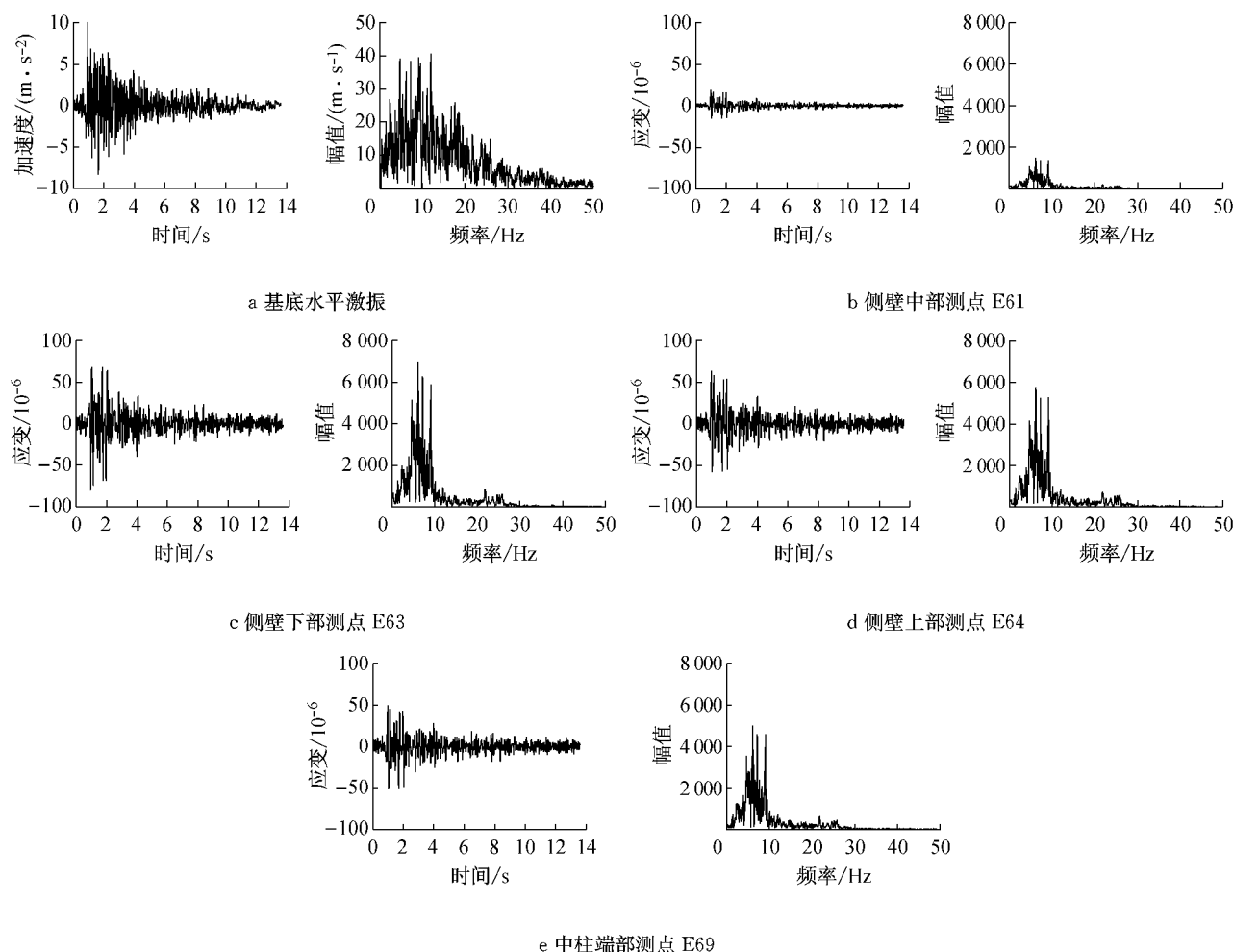


图 9 基底激励和地下结构部分测点处的应变反应及其傅里叶幅值谱

Fig.9 Time-history and Fourier Spectrum of exciting and strain response of different measuring points



分量主要集中在5~10 Hz,水平加速度反应的频谱主要集中在5 Hz附近,应变反应的卓越频率要高于水平加速度反应的卓越频率.这种现象的出现是因为系统竖向振动会对应变有较大贡献.前面的数据分析表明,系统的竖向振动振型对应的频率较水平向高出一倍多,因此竖向激振会对应变反应的高频产生影响.

### 3 结论

通过振动台模型试验可得出以下结论:

(1) 不同的输入地震波对地下结构不同反应量的影响是不同的,从试验结果看,相对于仅有水平加速度激振,峰值为水平加速度峰值三分之二的竖向加速度激振的参与可使结构反应增大,水平加速度峰值增量可达16.1%,应变峰值增量可达49.1%.

(2) 在本次试验条件下,地下结构横断面的变形以剪切变形为主,横截面的角部应变反应大,角部以外部位的应变相对较小.

(3) 分析本次试验得到的数据,对比中柱顶部和地下结构侧壁顶部、底板各测点应变反应的傅里叶谱可以看出,中柱没有明显的局部振动,中柱的应变反应主要是因为整体剪切变形产生的.

(4) 试验结果表明,地下结构应变反应的频谱分量主要分布在5~10 Hz范围内,而水平加速度的频谱主要集中在5 Hz附近,应变时程的卓越频率要高于加速度时程的卓越频率,这种现象是由系统竖向振动引起的,表明在应变反应中竖向振型反应的贡献较大.

### 参考文献:

- [1] 林皋. 地下结构抗震分析综述(上)[J]. 世界地震工程, 1990(2):1.  
LIN Gao. Review of seismic analysis of underground structure (Part 1)[J]. World Earthquake Engineering, 1990(2):1.
- [2] 施仲衡,王新杰,沈子钧. 解决我国大城市交通问题的根本途径——稳步发展地铁与轻轨交通[J]. 地铁与轻轨, 1996(1): 2.  
SHI Zhongheng, WANG Xinjie, SHEN Zijun. The basic way to solve traffic problem of our metropolis is developing rail transit [J]. Metro and Light Track, 1996(1):2.
- [3] An X H, Ashraf A S, Maekawa K, *et al.* Collapse mechanism of a subway station during the Great Hanshin Earthquake[J]. Cement & Concrete Composites, 1997, 19(3): 241.
- [4] Bardet J P, Davis C A. Lower San Fernando corrugated metal pipe failure[C]//Proceedings of the Fourth US Conference on Lifeline Earthquake Engineering. San Francisco: Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering, ASCE, 1995:644-651.
- [5] Wang W L, Wang T T, Su J J, *et al.* Assessment of damage in mountain tunnels due to the Taiwan Chi-Chi Earthquake [J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2001, 16 (3): 133.
- [6] 楼梦麟,叶爱群. 汶川地震震害[M]. 上海:同济大学出版社, 2008.  
LOU Menglin, YE Aiqun. Seismic hazard in Wenchuan[M]. Shanghai: Tongji University Press, 2008.
- [7] 宫必宁,赵大鹏. 地下结构与土动力相互作用试验研究[J]. 地下空间, 2002, 22(4): 320.  
GONG Bining, ZHAO Dapeng. Experimental research on dynamic interaction of underground structure and soil [J]. Underground Space, 2002, 22(4): 320.
- [8] 杨林德,季倩倩,郑永来,等. 软土地铁车站结构的振动台模型试验[J]. 现代隧道技术, 2003, 40(1):7.  
YANG Linde, JI Qianqian, ZHENG Yonglai, *et al.* Shaking table test on metro station structures in soft soil[J]. Modern Tunneling Technology, 2003, 40(1):7.
- [9] 陈国兴,庄海洋,杜修力,等. 土-地铁车站结构动力相互作用大型振动台模型试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2007, 27(2):171.  
CHEN Guoxing, ZHUANG Haiyang, DU Xiuli, *et al.* Analysis of large-scale shaking table test of dynamic soil-subway station interaction [J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2007, 27(2):171.
- [10] 康帅. 地下结构-土层-上部结构系统的振动台模型试验及数值分析[D]. 上海:同济大学, 2012.  
KANG Shuai. Shaking table model test of substructure-soil-superstructure system and numerical analysis[D]. Shanghai: Tongji University, 2012.
- [11] 殷琳. 地下结构振动台模型试验与数值模拟[D]. 上海:同济大学, 2012.  
YIN Lin. Shaking table model test of underground structure and numerical analysis [D]. Shanghai: Tongji University, 2012.
- [12] 曹炳政,罗奇峰,马硕,等. 神户大开地铁车站的地震反应分析[J]. 地震工程与工程振动, 2002, 22(4):102.  
CAO Bingzheng, LUO Qifeng, MA Shuo, *et al.* Seismic response analysis of Dakai subway station in Hyogoken-nanbu earthquake [J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2002, 22(4):102.
- [13] 陈跃庆,吕西林,黄炜. 结构-地基相互作用振动台试验中土体边界条件的模拟方法[J]. 结构工程师, 2000(3):25.  
CHEN Yueqing, LÜ Xilin, HUANG Wei. Simulation method of soil boundary condition in shaking table Tests of Soil-Structure Interaction[J]. Structural Engineers, 2003(3):25.
- [14] JIANG Luzhen, CHEN Jun, LI Jie. Seismic response of underground utility tunnels: shaking table testing and FEM analysis [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2010, 9(4): 555.