

# 地铁车站结构临界破坏特性的振动台试验\*

左 熹<sup>1,2</sup>, 陈国兴<sup>2</sup>, 王志华<sup>2</sup>, 周恩全<sup>2</sup>

(1. 金陵科技学院建筑工程学院 南京, 211169) (2. 南京工业大学岩土工程研究所 南京, 210009)

**摘要** 以南京地铁车站结构作为研究对象, 采用镀锌钢丝模拟钢筋、微粒混凝土模拟原型混凝土, 设计并制作地铁车站三层三跨模型结构。采用上覆黏土的饱和砂土作为模型场地以模拟地震液化场地。开展了地基液化作用下地铁地下车站结构临界破坏特性的大型振动台模型试验, 测试并分析了模型地基的加速度、振动孔压和模型结构的加速度、应变、水平位移和侧向压力反应等。结果表明: 主震 0.8 g 的什那波作用时, 液化持续时间较长, 上部土层的孔压消散较慢; 运用达朗贝尔原理定义模型场地的液化势, 并与孔压比的分布规律进行对比, 证明了地下结构具有抑制附近土体液化, 并对一定距离处土体具有促进液化的作用; 中柱是地铁地下车站结构最薄弱的构件, 且底层中柱的损伤度已达到临界破坏状态。

**关键词** 振动台模型试验; 液化; 地铁车站结构; 临界破坏特性

**中图分类号** TU375.4; TU354; TH82

## 引 言

由于城市土地资源日益缺乏, 城市交通在平面上的发展受到了严重的约束, 因此城市的交通应向立体空间化的地铁地下交通体系发展。但近年发生的地震破坏现象已充分表明, 在强震作用下地铁结构会发生严重的损伤和破坏, 地铁结构的抗震性能已引起社会的高度关注。

振动台试验是研究地下结构抗震性能的一种重要手段, 近年来, 国内外学者已针对不同场地条件、不同结构形式和不同模型材料的地下结构振动台试验进行研究, 取得了一些很有价值的研究成果<sup>[1-8]</sup>。本次试验是地铁地下车站结构抗震性能振动台系列试验(可液化土、软土地基; 石膏、微粒混凝土模型结构; 二层二跨、三层三跨框架式及三拱式车站模型结构)之一<sup>[7-8]</sup>, 采用弱化刚度的模型结构, 通过主、余震作用下地铁车站结构的振动台模型试验, 测试并分析地铁地下车站结构的应变、加速度、侧墙压力和位移反应特性, 以及可液化地基的加速度反应、孔压反应, 探索液化场地上地铁地下车站结构临界破坏的地震反应特性, 揭示三层三跨地铁车站结构的地震损伤与灾变机理。

## 1 试验方案

### 1.1 振动台试验设备、模型地基与模型结构设计

地铁车站结构振动台试验在南京工业大学防灾减灾重点实验室的大型振动台试验设备上完成。该振动台采用美国 MTS 公司的电液伺服加载与控制系系统, 其台面尺寸为 3.36 m×4.86 m、水平最大加速度为±1.0 g; 采用自行研发的叠层剪切土箱作为模型土置放容器<sup>[9]</sup>, 采用自行研制的 98 通道动态信号采集系统采集各类测试数据<sup>[10]</sup>。

在模型体系的相似比设计中, 模型地基土的基本物理量为: 密度、剪切波速和重力加速度。模型结构的基本物理量为: 几何长度、弹性模量、加速度, 地基土-地铁车站体系的几何比尺选为 1:30, 模型场地纵向截面尺寸为 3.5 m(长)×1.4 m(深), 用于模拟 105 m(长)×42 m(深)的原型场地。模型车站结构截面尺寸为 705 mm(宽)×577 mm(高), 用于模拟 21.15 m(宽)×17.31 m(高)的原型车站结构, 地基土-车站结构体系的相似比设计详见文献[7]。模型地基土分为 2 层: 表层覆盖黏土, 厚度为 15 cm, 其余为饱和砂土, 厚度为 125 cm。模型结构的上覆

\* 国家自然科学基金资助项目(51408281); 江苏省自然科学基金资助项目(BK20140108); 中国博士后科学基金资助项目(2013M540442)

收稿日期: 2014-08-12; 修回日期: 2014-10-22

土层厚度为 12 cm。采用水沉法制备模型地基土,分层装土并控制每层土厚度为 25 cm,每层土装好后,用木板将土层表面扫平,再装下一层土。为使砂土固结充分,装样完毕后,模型地基土在饱和状态下静置 48 h,模型地基土如图 1 所示。在振动台试验前取土样进行室内试验,测得其不均匀系数  $C_u = 2.31$ ,曲率系数  $C_c = 1.07$ ,其颗粒密度  $G_s = 2.71 \text{ g/cm}^3$ ,最大孔隙比  $e_{\max} = 1.15$ ,最小孔隙比  $e_{\min} = 0.62$ ,砂土的颗粒级配曲线如图 2 所示。采用 SUMIT 剪切波速测试仪量测模型地基土的平均剪切波速,模型地基的平均剪切波速在试验前后分别为 77.9 m/s 和 119.3 m/s。



图 1 装箱完成后的模型地基土  
Fig. 1 Model soil after packing

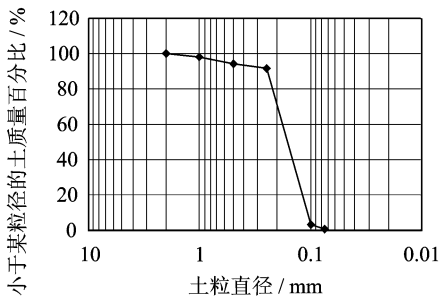
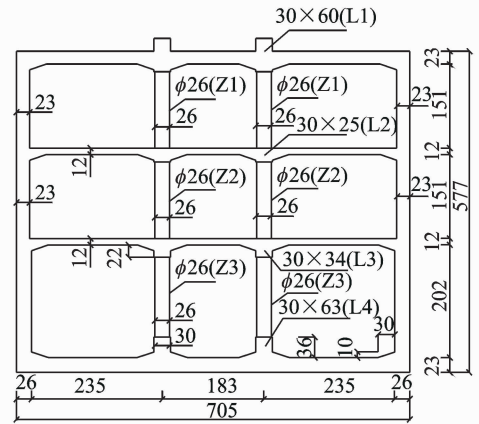


图 2 试验砂土颗粒级配曲线图

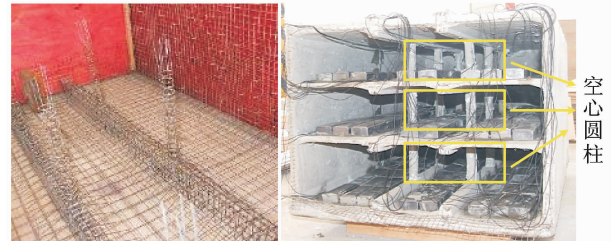
Fig. 2 Particle size distribution curve of sand

以南京地铁车站结构为研究背景,将三层三跨结构作为试验结构类型,结构中钢筋用镀锌钢丝模拟、混凝土用微粒混凝土模拟,模型结构的刚度和强度依据相似比计算确定,根据不同配合比的微粒混凝土强度试验,设计配合比及钢丝的使用量,微粒混凝土配合比为水:水泥:石灰:粗砂=0.5:1:0.58:5,镀锌钢丝直径设计为 0.7~1.4 mm(梁为 1.4 mm,柱为 0.9 mm,箍筋为 0.7 mm,板为 0.9 mm)。为使车站结构达到接近破坏的试验效果,将结构中柱设计为薄壁空心圆柱,以达到减弱中柱和结构整体刚度的目的。考虑模型结构的承载能力,采用不完全配重法模拟原型结构的惯性力效应,

在每层楼板上均匀布置 120 kg 铅块,共计 480 kg,采用的附加配重约占完全配重的 50%,模型结构如图 3 所示。



(a) 横截面设计图  
(a) Cross-sectional design



(b) 钢丝骨架 (b) Steel skeleton  
(c) 模型结构及配重 (c) Model structure and counterweight

图 3 振动台模型试验中地铁车站结构

Fig. 3 Subway station structure in shaking table model test

## 1.2 传感器的布置

采用不同的传感器分别测试模型地基土的加速度、孔压和模型结构的应变、加速度、相对位移及侧墙土压力。在模型地基中设置 1 个主观测面和 2 个次观测面,以获得模型场地的三维加速度场和孔压场,模型地基、模型结构的传感器布置如图 4~图 6 所示,共有加速度传感器 16 个、孔压传感器 17 个、位移传感器 6 个、土压力传感器 4 个和应变片 32 个。图中字母 A 代表加速度计、字母 W 代表孔压计、字母 J 代表激光位移计、字母 S 代表应变片。

## 1.3 试验相似比与加载方案

将什邡波和 Taft 波分别作为模拟主震和余震的输入地震波,加速度时程如图 7 所示。什邡波是汶川地震什邡八角台站的地震记录,断层距为 10 km,原始峰值加速度为 0.548 g,持续时间为 200 s,试验中将峰值加速度调整为 0.8 g,模拟主震。Taft 地震波是美国加州 Kern 县的地震记录,断层距为 41 km,原始峰值加速度为 0.152 g,持续

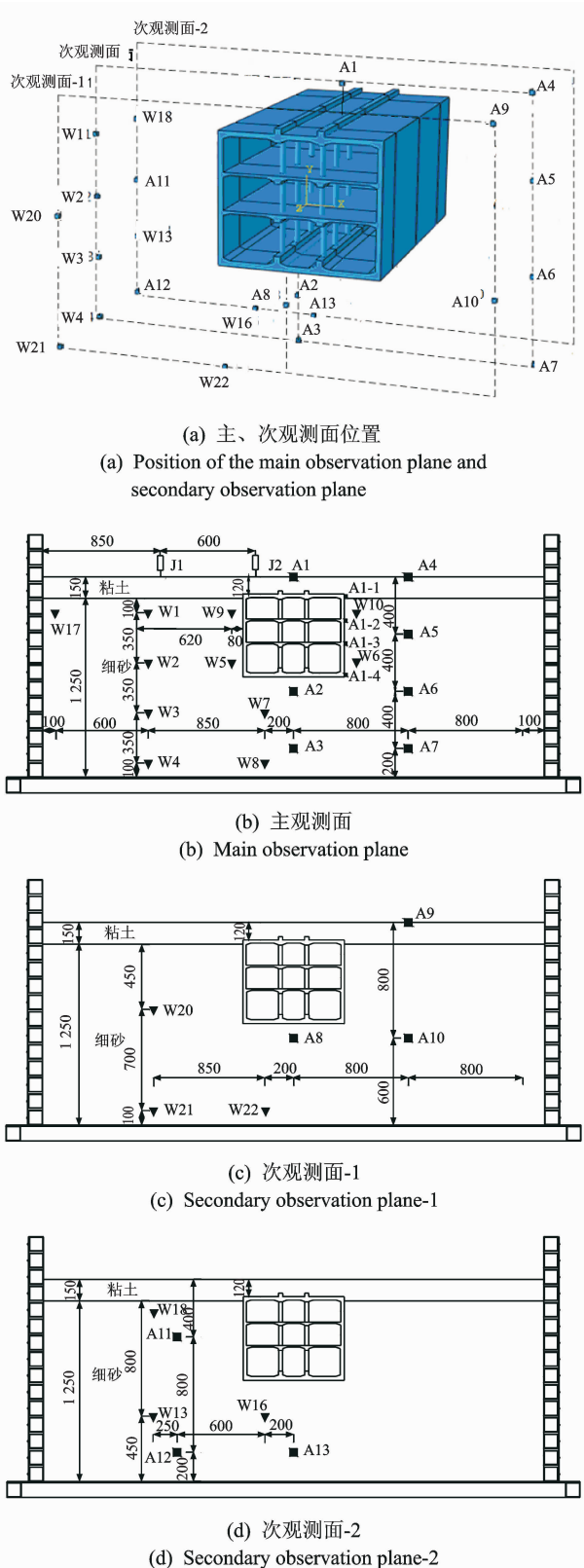


图 4 模型场地土中的传感器布置

Fig. 4 Arrangement plan of sensors embedded in soil layers

时间为 30 s, 试验中将峰值加速度调整为 0.3 g, 模拟余震。输入地震动的时缩尺比为 1 : 2, 试验的加载工况如表 1 所示。

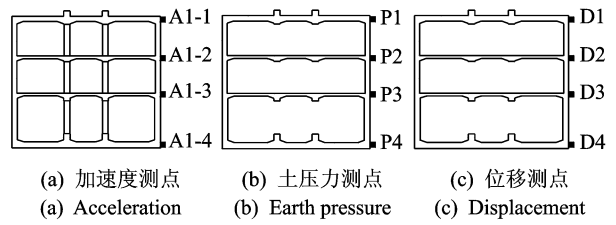


图 5 模型结构侧墙加速度、土压力和位移测点布置  
Fig. 5 Arrangement plan of acceleration, soil pressure and displacement sensors on side-wall of model structure

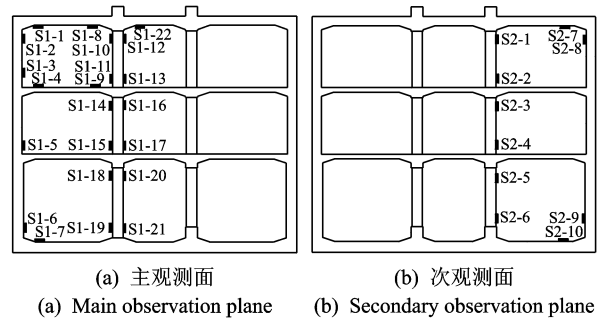


图 6 地铁车站模型结构横断面上各观测面应变片布置图  
Fig. 6 Distribution map of strain sensors in sections of subway station model structure

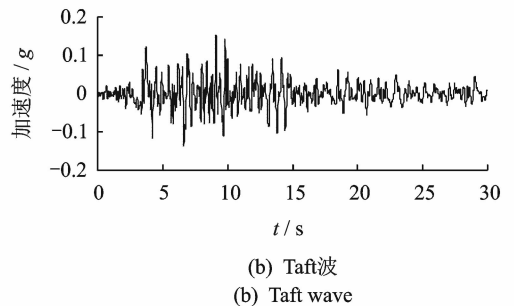
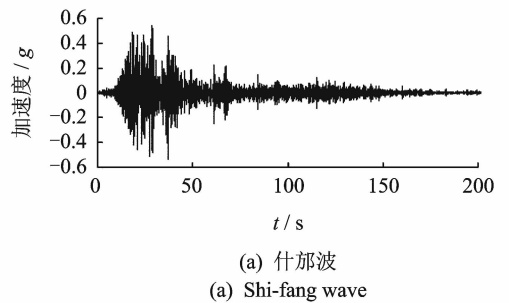


图 7 振动台试验的输入地震动加速度时程及傅氏谱  
Fig. 7 Ground motion acceleration time-histories and Fourier spectra from shaking table surface input

表 1 振动台模型试验加载工况

Tab. 1 Loading conditions for shaking table test

序号	工况	输入波	峰值加速度/g	持续时间/s
1	B1	白噪声	0.02	
2	SF-1	什那波	0.80	100
3	TA-1	Taft 波	0.30	15
4	B2	白噪声	0.02	

## 2 液化地基土的动力反应

### 2.1 地基土加速度反应规律

地基土的峰值加速度放大系数沿深度变化如图8所示。可以发现:在主震0.8g的什邡地震动作用下,地基土中上部的峰值加速度放大效应明显减小,地表放大系数为0.85;在余震0.3g的Taft地震动作用下,地基土各测点的峰值加速度放大效应显著,地表放大系数为1.31。

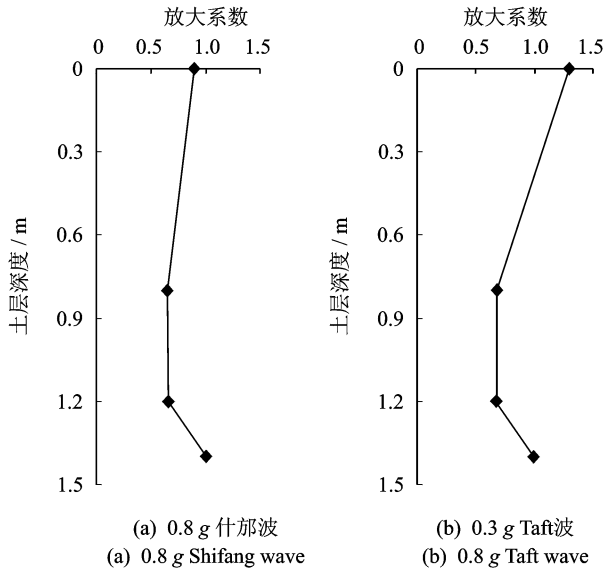


图8 模型地基土加速度放大系数  
Fig. 8 Acceleration amplification factor

### 2.2 液化地基土的孔压效应

模型地基土不同测点的孔压比时程曲线如图9~图10所示。可以看出:主震0.8g什邡波作用时,所有测点的孔压比都达到1,说明饱和砂土层全部液化;上部砂土层的孔压消散不明显,且液化持续时间较长,这是因为饱和砂土在震动作用下引起的孔压增长会驱使孔隙水向地表排出,深层土的孔隙水透过砂土孔隙向上转移。但由于黏土覆盖在砂土表面,使得浅层砂土的孔隙水难以迅速透过黏土向外排泄,同时浅层砂土仍然受到深层砂土孔隙水的补给,所以浅层砂土液化时间长,并且孔压的消散速度自下而上逐渐减缓。测点 $W_5, W_6$ 的孔压效应与其余测点的孔压效应有明显的差异,这是由于位于结构下部的土体,其埋深与地表存在一定距离,且地下结构阻碍了排水通道的形成,导致孔隙水排水不畅,从而使孔压不断增长并难以消散。余震

0.3g的Taft波作用时,浅层砂土全部达到液化,深层土未达到液化,浅层砂土的孔压比明显大于深层砂土的孔压比,说明浅层砂土具有更加显著的液化效应。

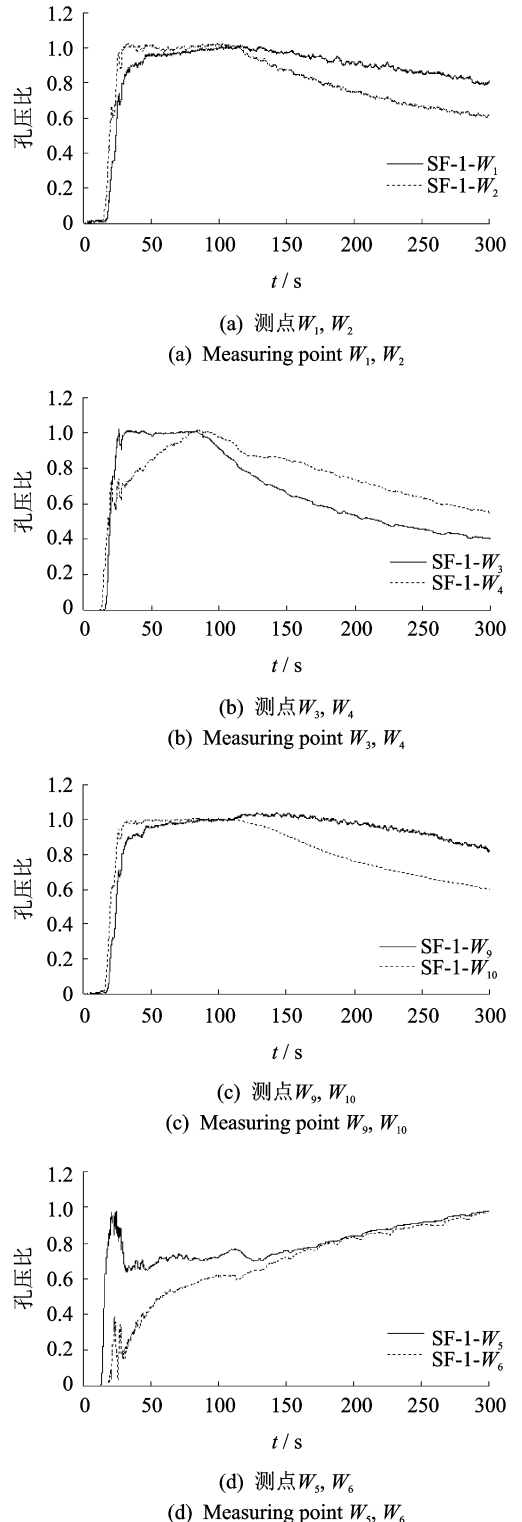


图9 主震0.8g的什邡波作用时地基土测点的孔压比时程曲线  
Fig. 9 Time histories of dynamic pore pressure ratio under 0.8g Shifang ground motion for main shock

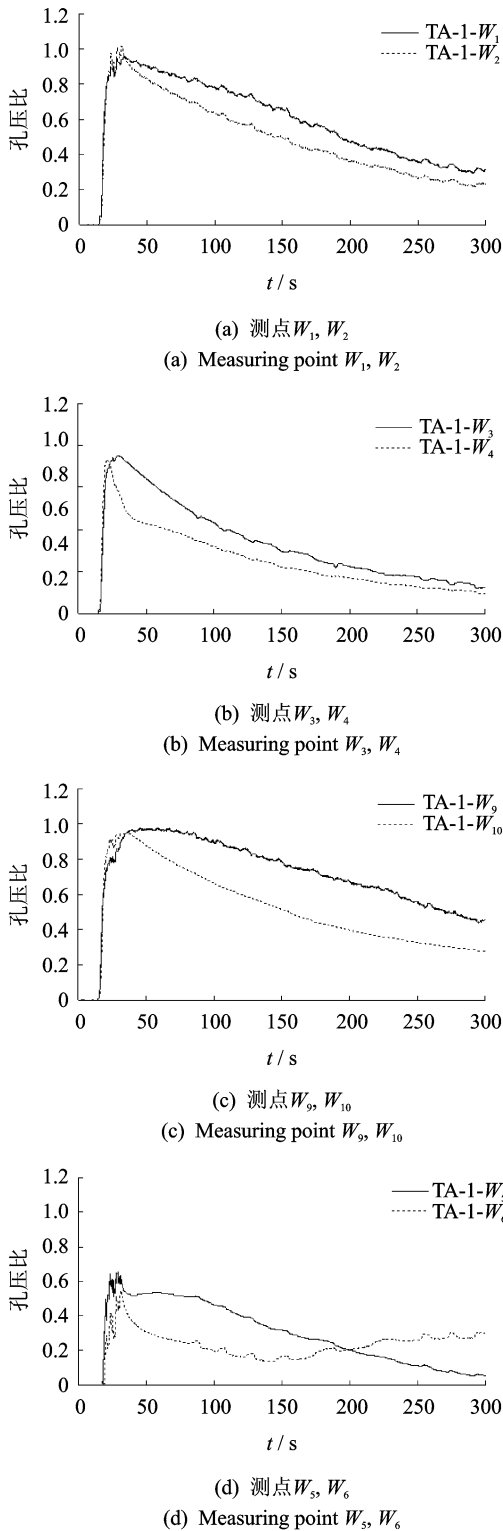


图 10 余震 0.3 g 的 Taft 波作用时地基土测点的孔压比时程曲线

Fig. 10 Time histories of dynamic pore pressure ratio under 0.3 g Taft ground motion for aftershock

### 2.3 场地液化势分析与验证

由于在振动台试验过程中饱和砂土的动剪应力不能进行直接测量,根据物理定律,运用达朗贝尔原

理推导出饱和砂土的动剪应力<sup>[11]</sup>,由此得出相应的剪应力比,从而评价模型场地的液化势。

在水平地震动作用下,土体受到的水平惯性力与水平剪力大小相等,且方向相反,如图 11 所示。因此,从地表到深度  $z$  处的土体所受到的惯性力与深度  $z$  处的水平剪力相平衡。假设深度  $z$  处的加速度为  $a(z)$ ,则惯性力为

$$N'(z) = A \int_0^z a(z) \rho(z) dz \quad (1)$$

其中: $A$  为水平受力面积; $a$  为水平加速度; $\rho$  为土体密度。

作用在深度  $z$  处截面上的水平剪力为

$$N(z) = \tau(z) A \quad (2)$$

其中: $\tau(z)$  为深度  $z$  处的水平剪应力。

由于水平方向的惯性力和剪力相等,可得

$$\tau(z) = \frac{N(z)}{A} = \frac{N'(z)}{A} \quad (3)$$

因此,由式(3)可计算出各点的剪应力,通过比较不同深度处的剪应力水平,得出相应的剪应力比,进而评价模型场地的液化势,将剪应力比定义为

$$\gamma_\tau = \frac{\tau(z)}{\sigma'(z)} \quad (4)$$

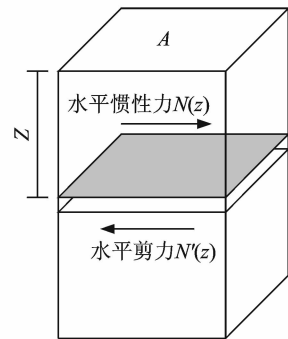


图 11 剪应力推导示意图

Fig. 11 Illustration of shear stress

根据各测点的剪应力比得出液化势分布如图 12 所示。可以发现:不同位置土体的液化势差异明显,地下结构下方土体的液化势明显小于同高度地下结构侧边土体,说明地下结构可以起到抑制其下方土体液化的作用;在结构侧部一定距离处,液化势显著,出现明显的“液化势中心”,说明地下结构具有促进其侧边一定距离处土体液化的能力。

在余震 0.3 g 的 Taft 地震动作用下,模型场地中孔压比的分布如图 13 所示。可以看出:最大孔压比区域位于场地上部并与结构侧边保持一定距离。紧贴结构侧墙处的孔压比相对外侧较小,在向远离模型结构方向的同一水平位置上,孔压比先逐渐增



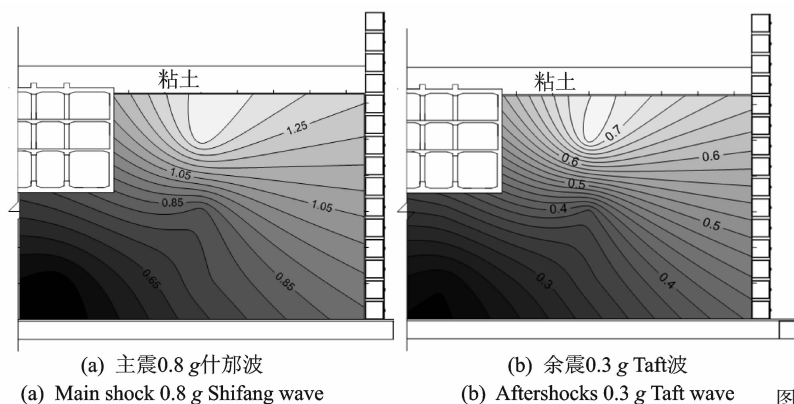


图 12 液化势分布云图

Fig. 12 Liquefaction potential distribution

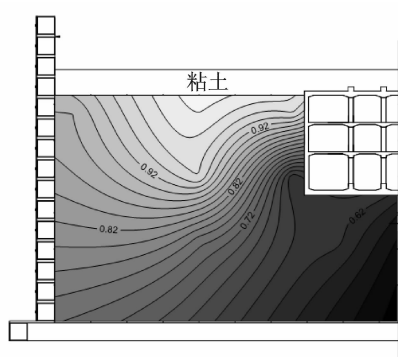


图 13 0.3 g Taft 地震动作用下孔压比分布图

Fig. 13 Pore pressure ratio distribution under 0.3 g Taft ground motion

大后逐渐减小。说明在地震动作用下非自由场地中孔压的“压力中心”出现在离地下结构一定距离的位置,该处液化程度较高,与液化势分析得出的结论一致,证明了地下结构具有抑制附近土体液化,并同时一定距离处土体具有促进液化的作用。这是因为地下结构一方面阻碍了附近土的体积压应变积累,使得附近孔压难以升高,另一方面地下结构的存在阻碍了排水通道的形成,使孔压必须通过较远处的排水通道向地表排出,从而进一步加强了较远处土体的液化。因此,地下结构抑制了附近土体的液化,同时促进了一定距离处土体的液化。

### 3 车站结构临界破坏特性

#### 3.1 宏观破坏现象

在主震、余震作用后,观察地下结构的破损情况,发现部分中柱出现  $45^\circ$  斜裂缝,并且中柱已经被裂缝切断,说明中柱已基本丧失受力功能,梁、板和侧墙的破损情况相对较轻,结构未发生整体坍塌现象,如图 14 所示。根据《建筑地震破坏等级划分标准》可将其评定为中等破坏结构。

#### 3.2 车站结构的应变反应

##### 3.2.1 峰值应变反应

主震、余震作用下模型结构各测点的应变反应峰值如图 15 所示。在主震 0.8 g 什邡波作用下,结构中柱损伤严重,峰值应变反应最大处位于模型结构底层中柱底端右侧,拉应变峰值为  $58.25 \mu\epsilon$ ,已超过微粒混凝土的应变极限强度,底层中柱的应变反应大于其余各层中柱的应变反应,车站结构中柱是抗震最薄弱的构件。车站结构中板的应变反应最



(a) 结构尚未发生整体破坏

(a) The structure has not yet occurred overall damage



(b) 结构中柱出现贯通裂缝

(b) Through cracks appear in the column

图 14 模型结构宏观现象

Fig. 14 Macroscopic phenomenon of model structure

大,顶板的应变反应相对较小;侧墙上部和下部的应变反应较大。部分测点在余震作用下发生的应变反应大于主震作用下的应变反应,这是由于在主震作用下结构的局部区域已发生严重损伤,导致结构刚度不连续,影响了结构整体的受力性能。

##### 3.2.2 车站结构的动力损伤分析

采用应变损伤度来衡量结构在地震动作用下的破坏程度,将应变损伤度定义为等效峰值应变与基准峰值应变的比值

$$S_D = \frac{E_S}{R_S} \quad (5)$$

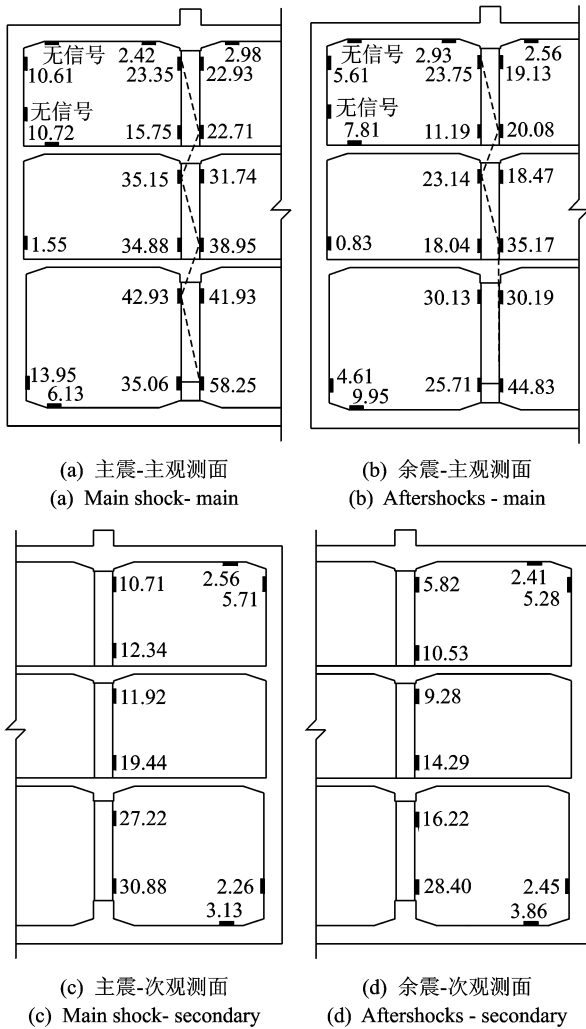


图 15 地铁车站结构的峰值拉应变分布(单位:  $\mu\epsilon$ )  
Fig. 15 Tensile strain of subway station structure (unit :  $\mu\epsilon$ )

其中:  $S_D$  为应变损伤度;  $E_s$  为等效峰值应变;  $R_s$  为基准峰值应变。

地震动作用会导致结构构件产生拉伸与压缩变形, 拉伸时构件开裂产生裂缝, 压缩时构件挤压也可产生裂纹, 因此可以将等效峰值应变定义为拉伸峰值应变和压缩峰值应变的线性叠加形式

$$E_s = \alpha S_t + (1 - \alpha) S_c \quad (6)$$

其中:  $S_t$  为拉伸峰值应变;  $S_c$  为压缩峰值应变;  $\alpha$  为比例因子。

式(6)中  $\alpha$  为小于 1 且大于 0 的数值, 对于不同力学特性的材料, 取不同的值。对于钢筋混凝土材料, 由于钢筋和混凝土的共同作用, 取 0.7, 并将应变损伤度达到 0.7 时的材料判定为完全破坏, 以此作为结构的破坏判据<sup>[12-13]</sup>。

模型结构各测点应变损伤度分布如图 16 所示。可以发现: 中柱为地震损伤最严重的构件, 底层中柱

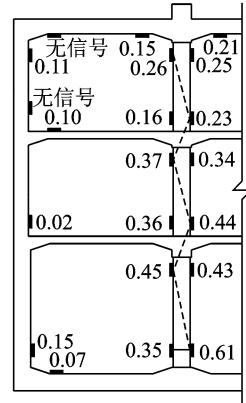


图 16 主震作用下结构各应变测点的损伤度分布  
Fig. 16 Damage degree of subway station structure under main shock ground motion

的损伤最为严重, 底层中柱右端的损伤度为 0.61, 已接近完全破坏, 处于临界破坏状态; 其余测点位置的损伤程度相对较轻。

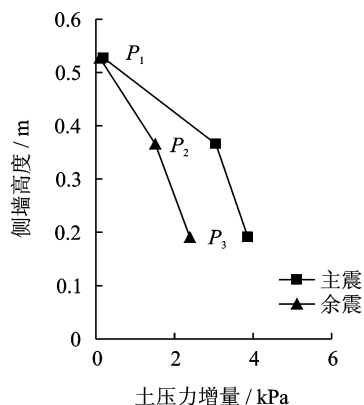
由于地震作用的随机性, 中柱左右两侧的应变损伤度分布不一致, 在主震作用下, 中柱两侧应变损伤度的较大值沿高度方向呈“S”形分布, 如图 16 所示。在余震作用下, 中柱应变损伤度的“S”形分布规律不明显。这是由于在主震作用结束后, 中柱已损伤严重, 其刚度的连续性被破坏, 导致余震对中柱的损伤作用规律不明显。

### 3.3 车站结构侧向压力与水平位移反应

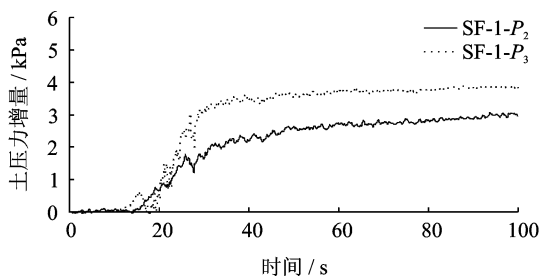
图 17 比较了模型结构侧墙各测点的土压力反应。可以看出: 侧墙中部的土压力反应较大, 在 20 s 左右逐步增大到峰值后保持稳定。模型结构侧墙的水平位移反应如图 18 所示。可以发现: 侧墙顶部的水平位移比侧墙其余位置的水平位移大, 顶部与底部之间具有一定的相对位移。结构的侧向压力与水平位移具有一定的相关性, 结构顶部位置处地基土的液化程度较高、流动性较强, 对结构顶部的约束减小, 使得结构顶部的接触压力较小, 所产生的位移相对较大; 随着土层深度的增加, 地基土的围压较大, 流动性相对较弱, 对结构的压力较大, 位移相对较小。

### 3.4 车站结构的水平峰值加速度反应

图 19 比较了模型结构侧墙各测点的水平峰值加速度反应。可以看出: 主震作用时, 侧墙顶部的峰值加速度最大, 底部的峰值加速度最小, 两者相差约 17%; 余震作用时, 侧墙上各测点的峰值加速度变化不大, 各测点的变化值均不超过 10%。



(a) 动土压力反应峰值沿模型结构侧墙高度的分布特征  
(a) Peak of soil pressure response along the sidewall height



(b) 动土压力时程反应  
(b) Time history response of soil pressure

图 17 模型结构侧墙动土压力反应

Fig. 17 Dynamic soil pressure response on the sidewall of subway station structure under ground motion

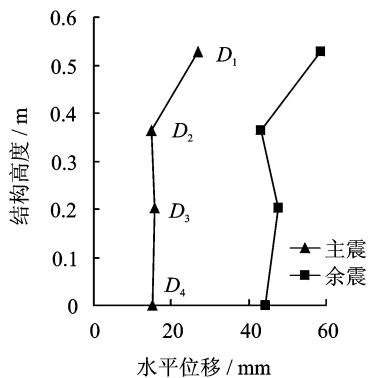


图 18 地铁车站结构侧向水平位移沿高度分布特征

Fig. 18 Horizontal relative displacement time histories on the sidewall of subway station structure

## 4 结论

1) 主震和余震作用下,地表的放大效应差异显著,地震波在传播过程中频谱反应体现出明显的低频集中与放大效应,主震产生的地基土液化作用可以明显减弱余震作用,具有一定的减震效应。

2) 主震作用时,饱和砂土层全部液化,上部砂

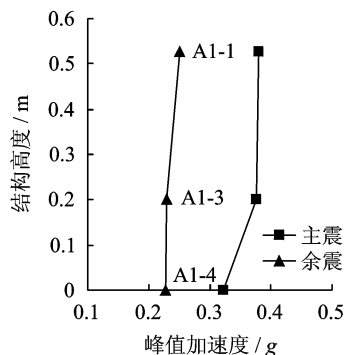


图 19 地铁车站结构的峰值加速度反应

Fig. 19 Peak acceleration response of subway station structure

土层的液化持续时间较长且孔压消散不明显;运用达朗贝尔原理定义模型场地的液化势,并与孔压比的分布规律对比,证明了地下结构具有抑制附近土体液化,并对一定距离处土体具有促进液化的作用。

3) 主、余震作用下,中柱为地震损伤最严重的构件,且底层中柱的损伤最为严重,已接近完全破坏,处于临界破坏状态;结构侧墙的动土压力与水平位移具有一定的相关性。

## 参 考 文 献

- [1] Ueng T S, Wu C W, Cheng H W, et al. Settlements of saturated clean sand deposits in shaking table tests [J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2010, 30(2): 50-60.
- [2] Chen Jun, Shi Xiaojun, Li Jie. Shaking table test of utility tunnel under non-uniform earthquake wave excitation[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2010, 30(11): 1400-1416.
- [3] Ha I S, Olson S M, Seo M W, et al. Evaluation of reliquefaction resistance using shaking table tests[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2011, 31(1): 682-691.
- [4] Chau K T, Shen C Y, Guo X. Model test study on the dynamic response of the portal section of two parallel tunnels in a seismically active area [J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2011, 26(2): 391-397.
- [5] Cuia B, Tanga Y Q. Land subsidence and pore structure of soils caused by the high-rise building group through centrifuge model test [J]. Engineering Geology, 2010, 113(4): 44-52.



- [6] Chian S C, Madabhushi S P G. Effect of buried depth and diameter on uplift of underground structures in liquefied soils[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2012, 41(1): 181-190.
- [7] 陈国兴, 左熹, 王志华, 等. 地铁车站结构近远场地震反应特性振动台试验[J]. *浙江大学学报: 工学版*, 2010, 44(10): 1955-1961.  
Chen Guoxing, Zuo Xi, Wang Zhihua, et al. Shaking table model test of subway station structure at liquefiable ground under far field and near field ground motion[J]. *Journal of Zhejiang University: Engineering Science*, 2010, 44(10): 1955-1961. (in Chinese)
- [8] 陈国兴, 左熹, 王志华, 等. 可液化场地地铁车站结构地震破坏特性振动台试验研究 [J]. *建筑结构学报*, 2012, 33(1): 128-137.  
Chen Guoxing, Zuo Xi, Wang Zhihua, et al. Shaking table test on seismic failure characteristics of subway station structure at liquefiable ground[J]. *Journal of Building Structure*, 2012, 33(1): 128-137. (in Chinese)
- [9] 陈国兴, 王志华, 左熹, 等. 振动台试验叠层剪切型土箱的研制[J]. *岩土工程学报*, 2010, 32(1): 89-97.  
Chen Guoxing, Wang Zhihua, Zuo Xi, et al. Development of laminar shear soil container for shaking table tests[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2010, 32(1): 89-97. (in Chinese)
- [10] 韩晓健, 左熹, 陈国兴. 基于虚拟仪器技术的振动台模型试验 98 通道动态信号采集系统研制[J]. *防灾减灾工程学报*, 2010, 30(5): 503-508.  
Han Xiaojian, Zuo Xi, Chen Guoxing. 98 channels' dynamic signal acquisition system development for shaking table test based on virtual instrument technology[J]. *Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering*, 2010, 30(5): 503-508. (in Chinese)
- [11] Zeghal M, Elgamal A W. Analysis of site liquefaction using earthquake records[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 1994, 120(6): 996-1017.
- [12] 陈彦江, 张宇博, 闫维明, 等. 高架桥动力模型设计及其振动台台阵试验研究[J]. *振动、测试与诊断*, 2014, 34(2): 321-329.  
Chen Yanjiang, Zhang Yubo, Yan Weiming, et al. Scaled dynamic model design and shaking table test of vibration[J]. *Journal of Vibration, Measurement & Diagnosis*, 2014, 34(2): 321-329. (in Chinese)
- [13] 尹强, 周丽. 基于 ASNLSE 方法的橡胶隔震结构损伤识别[J]. *振动、测试与诊断*, 2012, 32(5): 730-735.  
Yin Qing, Zhou Li. Damage identification for Rubber-bearing isolated structure based on ASNLSE method. [J]. *Journal of Vibration, Measurement & Diagnosis*, 2012, 32(5): 730-735. (in Chinese)



**第一作者简介:**左熹,男,1982年11月生,博士后、副教授。主要研究方向为地下结构动力分析。曾发表《近远场地震动作用下地铁地下车站结构地基液化效应的振动台试验》(《岩土力学》2010年第31卷第12期)等论文。  
E-mail:zxjit@jit.edu.cn