

DOI: 10.11779/CJGE20231101

# 基于可液化场地离心机振动台试验的地下结构地震响应研究

张梓鸿<sup>1</sup>, 闫冠宇<sup>2</sup>, 许成顺<sup>\*2</sup>, 杜贺港<sup>2</sup>

(1. 中国铁道科学研究院集团有限公司城市轨道交通中心, 北京 100081; 2. 北京工业大学城市与工程安全减灾教育部重点实验室, 北京 100124)

**摘要:** 为研究场地液化对地下结构地震响应的影响, 开展了可液化场地条件下的离心机振动台试验, 得到液化场地地下结构地震响应规律, 并通过 Pushover 分析方法确定场地不同液化程度下土体刚度的衰减程度。研究结论如下: 在 4 种加载工况下, 模型结构的侧墙及顶板总应变峰值响应完全处于弹性范围内, 中柱应变在大震作用下略超过混凝土的弹性应变限值, 损伤程度较低, 模型结构表现出良好的抗震性能; 四种加载工况下, 可液化场地中结构层间位移较结构等高处场地层间位移衰减了 63%~76%; 由场地水平位移和土-结构体系位移衰减比来看, 尽管饱和砂土层液化后会出现较大的水平位移, 但场地液化后土-结构刚度比降低仍会避免结构出现较大的层间位移和严重破坏; 在实际工程应用 Pushover 分析方法对液化场地地下结构进行简化分析时, 可考虑最不利工况, 将土体模量折减为初始模量的 3% 进行计算。

**关键词:** 地下结构; 地震响应; 可液化场地; 离心机振动台试验

中图分类号: TU433 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2025)02-0324-13

作者简介: 张梓鸿 (1990—), 男, 博士, 助理研究员, 主要从事岩土地下结构抗震等方面的研究工作。E-mail: zhangzihong2021@126.com。

## Seismic responses of underground structures based on centrifuge shaking table test in liquefiable site

ZHANG Zihong<sup>1</sup>, YAN Guanyu<sup>2</sup>, XU Chengshun<sup>2</sup>, DU Hegang<sup>2</sup>

(1. China Academy of Railway Sciences Corporation Limited, Urban Rail Transit Center of CARS, Beijing 100081, China; 2. Key Laboratory of Urban Security and Disaster Engineering, Ministry of Education, Beijing University of Technology, Beijing 100124, China)

**Abstract:** In order to study the effects of site liquefaction on the seismic responses of underground structures, the centrifuge shaking table tests under liquefiable site conditions are carried out. The seismic response laws of underground structures in liquefiable site are obtained. The attenuation degree of soil stiffness under different liquefaction degrees of the site is obtained by using the Pushover analysis method. The conclusions are drawn as follows: (1) The peak total strain responses of the sidewalls and plates of the model structures are within the elastic range under the four loading conditions. The strains of the center column just exceed the elastic strain limit of concrete under large earthquakes, with a low level of damage. The underground structures conforming to the existing codes exhibit good seismic performance. (2) The inter-story drifts of the structures in the liquefiable site are attenuated by 63%~76% compared with those in the site at the structural equivalent height under the four loading conditions. (3) From the horizontal displacement of the site and the displacement attenuation ratio of the soil-structure system, although the liquefaction of the saturated sandy soil layer will lead to a larger horizontal displacement of the site, the reduction of the soil-structure stiffness ratio caused by the liquefaction of the site will still avoid the structures from experiencing a larger inter-story drift and serious damage. (4) When applying the Pushover analysis method to simplify the analysis of underground structures in liquefiable sites, the most unfavorable conditions should be considered, and the soil modulus can be discounted to 3% of the initial modulus for calculation.

**Key words:** underground structure; seismic response; liquefiable site; centrifuge shaking table test

## 0 引言

随着中国城市化进程的快速发展, 地铁建设成为

基金项目: 国家杰出青年科学基金项目 (52225807); 国家自然科学基金面上项目 (52078020)

收稿日期: 2023-11-24

\*通信作者 (E-mail: xuchengshun@bjut.edu.cn)

缓解城市交通拥堵的重要手段。当前,中国正处于地铁建设高峰时期。以往震害经验表明,地下结构在强震作用下会发生严重破坏<sup>[1-3]</sup>,因此引起了研究人员对地下结构抗震问题的高度关注。不同于地上结构,地下结构的地震反应主要由围岩土体惯性力控制,因此地下结构的地震反应与围岩土体有着直接关系<sup>[4-5]</sup>。由于地铁线路规划的限制,地铁车站和区间隧道难以避免要穿越可液化土层<sup>[6-8]</sup>,因此开展可液化场地地铁车站地震响应的研究十分必要。

液化土层属于典型的不良土层条件。宏观经验表明,液化土层对于结构地震响应会带来双重作用,一方面液化带来的地基失效会加重结构震害,另一方面场地液化后会减小传递给结构的地震能量,能够减轻结构震害,起到隔震作用。针对可液化场地中地下结构地震响应,学者们开展了大量的物理模型试验。主要研究不同形式的地铁车站结构和区间隧道结构位于可液化砂土场地中时,场地的地震响应及地下结构的变形损伤和宏观破坏模式<sup>[9-13]</sup>。也有学者通过数值模拟的方法,考虑地下结构位于可液化场地中的地震破坏机理,并表明砂层的液化可能是导致大开地铁车站塌毁破坏的主要原因<sup>[14]</sup>。针对不同场地条件下地下结构的地震反应规律,学者们展开了大量的研究工作。部分学者认为,相较于非液化场地,场地液化会降低结构的地震响应,可液化场地成为结构天然的隔振系统<sup>[15-17]</sup>。也有部分学者认为,可液化场地的场地液化后产生的大变形会加重结构的损伤破坏,是极为不利的土层条件<sup>[18-19]</sup>。上述研究工作大多采用1g振动台模型试验或者数值模拟的手段开展。但是在科学应用中,数值模拟方法需要通过物理模型试验来验证它的有效性。而1g振动台试验由于对模型进行缩尺,会导致模型自重应力缺失,难以对破坏性动力问题进行定量研究。对于岩土工程,小尺寸物理模型中能合理反映原始应力水平是至关重要的。离心机振动台可以很好地解决在1g振动台中会存在模型自重应力缺失问题,因此本文针对地下结构位于可液化场地的情况开展离心机振动台试验研究。

简化分析方法计算量小且相对简单,在地下结构抗震分析中具有突出优势,但有学者指出现有的拟静力方法并不适用于可液化场地<sup>[20]</sup>。Pushover分析方法可以有效反映某一场地条件下结构的变形,被广泛应用于地下结构抗震设计中,但该方法不能反映液化带来的土体刚度的变化。因此,针对可液化场地应用Pushover分析方法时,应考虑对场地的初始模量进行折减<sup>[21]</sup>。然而不同液化程度下,场地初始刚度的衰减程度仍需进一步研究。

本文通过试验中获取的场地超孔隙水压力、加速

度、水平位移以及模型结构损伤、应变、结构层间位移的典型结果,研究可液化场地及地下结构地震响应规律。通过场地层间位移与结构层间位移间的关系对比,将土结刚度比变化对结构地震响应的影响进行定量分析,并采用Pushover分析方法对场地不同液化程度的刚度衰减问题进行定量讨论。

## 1 试验概况

### 1.1 试验设计

本次试验在浙江大学软弱土与环境土工教育部重点实验室ZJU400土工离心机<sup>[22]</sup>上进行。采用矩形层状剪切模型箱,整体尺寸为0.73 m×0.33 m×0.42 m。本文采用现有单层双跨地铁车站,开展液化场地的离心机振动台模型试验。试验中土-结构模型如图1所示。

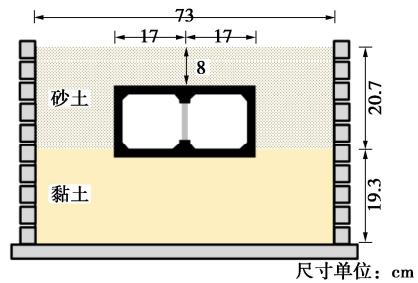


图1 土-结构模型示意图

Fig. 1 Schematic diagram of soil-structure model

模型尺寸相似比过小将导致制模和布设传感器难度高,应在尽可能减小试验边界效应的前提下取较大相似比,因此,在本次试验中,几何相似比选定为1/55(模型/原型),试验过程中模型的离心速度为55g。由于试验中模型材料与原型相同,因此密度的相似比为1。其余物理量的相似比关系根据以上3种关系推导得出,如表1所示<sup>[23]</sup>。如果采用与原型一致的水作为孔隙流体,会导致动力时间和渗流时间相似比不一致。因此采用粘滞系数为水的55倍的硅油作为饱和砂土层的孔隙流体,通过提高孔隙流体的粘滞性,保证渗流时间是1/55。在黏土的离心机动力试验中,一般仍采用水来饱和黏土<sup>[24]</sup>。

表1 离心机试验相似比

Table 1 Scaling laws of centrifuge tests

物理量	量纲	模型/原型
密度	$[M][L]^{-3}$	1
尺寸	$[L]$	1/55
渗透系数	$[L][T]^{-2}$	55
动力时间	$[T]$	1/55
渗透时间	$[T]^2$	1/55 <sup>2</sup>
水头	$[L]$	1/55
孔隙水压力	$[M][L]^{-1}[T]^{-2}$	1
频率	$[T]^{-1}$	55
加速度	$[L][T]^{-2}$	55
应力	$[M][L]^{-1}[T]^{-2}$	1
应变	—	1

## 1.2 模型结构和场地

模型结构以国内某现有的单层双跨地铁车站结构作为参考,原型结构断面尺寸为 $18.7\text{ m}\times 7.85\text{ m}$ ,顶板、底板及侧墙的厚度分别为 $0.8$ , $0.9$ , $0.7\text{ m}$ ,中柱截面尺寸为 $0.8\text{ m}\times 1.0\text{ m}$ ,中柱、顶板、侧墙配筋率分别为 $3\%$ , $1\%$ , $1.2\%$ 。模型结构混凝土采用粒径为 $2\sim 3\text{ mm}$ 的中细砂和325普通硅酸盐水泥制备,此外加入一定质量的混凝土防渗剂以满足结构的抗渗性,配合比为水泥:砂:水:防渗剂=1:3:0.8:0.08。模型结构侧墙和板采用两层钢丝网片(直径 $0.9\text{ mm}$ ,间距 $9\text{ mm}$ )配筋,中柱的纵筋(直径 $1.2\text{ mm}$ )和箍筋(直径 $0.6\text{ mm}$ )选用镀锌钢丝。混凝土保护层厚度 $2\text{ mm}$ ,配筋与原型结构一致。模型结构制作过程及实际模型结构如图2所示。

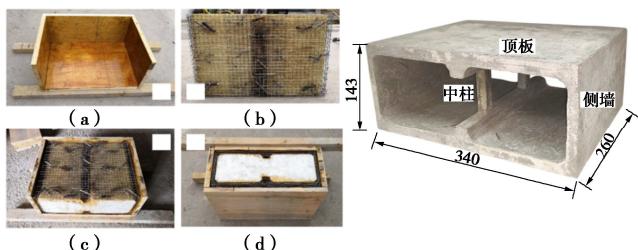


图2 模型结构制作过程及实际模型结构

Fig. 2 Model structures and production process

与模型结构浇筑同时,制作了棱柱体试块。在液压伺服压力机上测试混凝土的强度和弹模,并获得了完整的混凝土受压应力-应变曲线,如图3所示。试验中,混凝土的抗压强度和弹性模量分别为 $16.9\text{ MPa}$ , $13\text{ GPa}$ 。根据相关研究,在混凝土受压应力-应变曲线上划分了4个特征点A~D,分别为应力上升阶段峰值的 $30\%$ , $70\%$ , $100\%$ 以及下降阶段峰值的 $80\%$ 所对应的应变。4个特征点的应变值分别为 $615\times 10^{-6}$ , $1150\times 10^{-6}$ , $1915\times 10^{-6}$ , $2380\times 10^{-6}$ 。*A*点为混凝土材料的弹性应变限值,*B*点为混凝土材料的弹塑性应变限值,在*AB*阶段混凝土材料进入弹塑性反应,但混凝土构件仍处于弹性状态。自*B*点之后,混凝土构件进入弹塑性阶段。本文将通过结构应变峰值在混凝土的受压应力-应变曲线上发展阶段近似评价混凝土内

部发生劣化的程度。

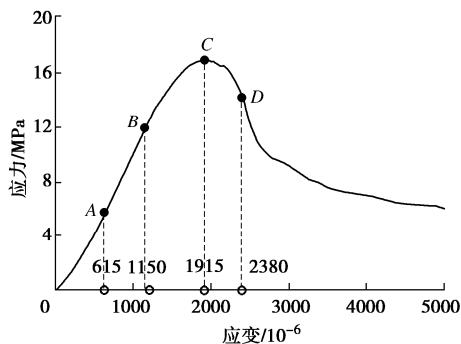


图3 混凝土受压应力-应变曲线

Fig. 3 Compressive stress-strain curve of concrete

试验中,黏土层为高岭土,其物理参数如表2所示。为便于布设黏土层的传感器,采用了常重力下在模型箱里用固结仪预压固结的方式制备黏土层。底部黏土层的固结压力为 $220\text{ kPa}$ ,后将模型结构装配至固结完成的黏土层上。砂土层选用福建标准砂,砂土的物理参数如表3所示。试验采用的砂土层的相对密实度为 $50\%$ ,试验前对砂土装置进行标定,最终确定落距为 $45\text{ cm}$ 。试验中模型场地制备流程如图4所示。由于模型场地底部为黏土层,无法从模型箱底部注入硅油来饱和砂土。因此本次可液化场地采用将橡胶管插入砂土层底部的方式注入硅油如图5所示。砂土层采用真空饱和箱进行饱和。

表2 高岭土的物理参数

Table 2 Basic physical parameters of kaolin

$G_s$	$\text{SiO}_2/\%$	$\text{Al}_2\text{O}_3/\%$	液限/%	塑限/%
2.68	47~53	32~38	65.35	40.04

表3 福建标准砂的物理参数

Table 3 Physical properties of model sand

$G_s$	$e_{\max}$	$e_{\min}$	$e$	$D_{50}/\text{mm}$	$\phi/(^{\circ})$
2.645	0.961	0.615	0.78	0.16	39

## 1.3 监测及加载方案

试验中共采用15个加速度计、8个孔压计、1个激光位移计、5个拉线式位移计(LVDT)和28个应变片采集场地及结构的地震响应。沿模型结构纵向,选取3个震动方向的截面为观测面,如图6(f)所示。中柱应变片放置在观测面I和III上,其余传感器布设

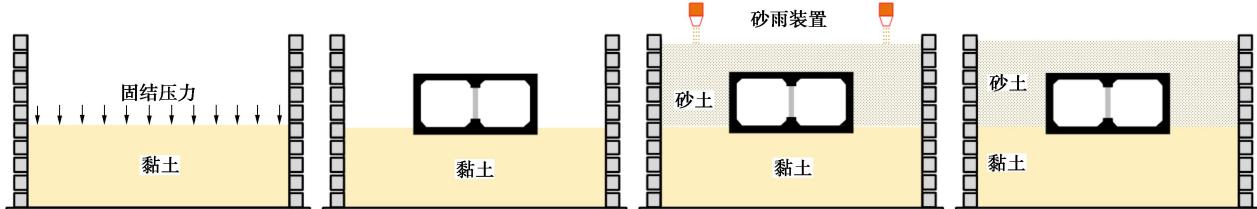


图4 模型场地制备示意图

Fig. 4 Diagram of preparation of model site

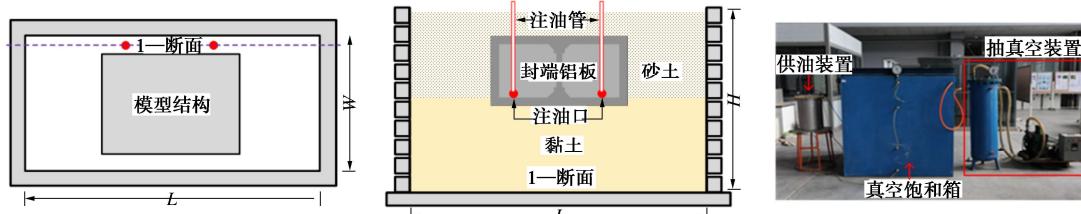


图 5 土-结构模型饱和示意图

Fig. 5 Diagram of model saturation

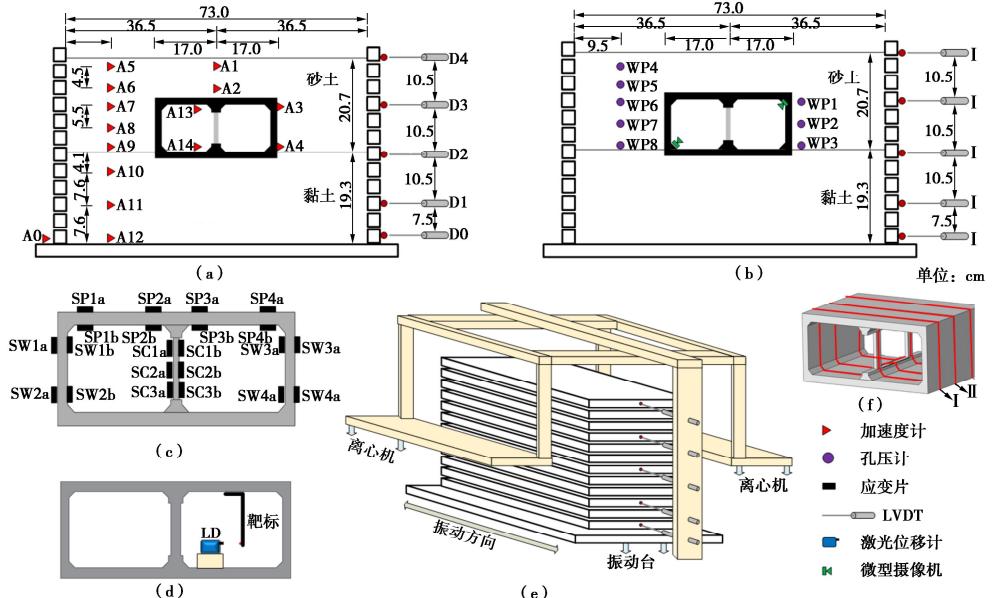


图 6 试验监测方案示意图

Fig. 6 Schematic diagram of monitoring program for tests

在观测面 II 上, 布设位置如图 6 (a) ~ (c) 所示。

本试验通过激光位移计和靶标结合的方式直接测量模型结构在地震过程中的层间位移, 用以评价地下结构抗震性能, 监测原理如 6 (d) 所示。场地水平位移是分析地下结构地震响应主控因素的重要指标, 本文设计侧向位移监测装置, 采用 LVDT 直接测量场地的水平位移, 如图 6 (e) 所示。

#### 1.4 加载方案

本试验选取 1995 年阪神地震中神户大学观测到的基岩波作为输入地震动, 将原地震动持时调整为 27.5 s, 峰值分别调整为 0.1g, 0.32g, 0.52g 和 0.72g 依次进行加载, 原 Kobe 地震动加速度时程及频谱见图 7 所示。在每一次输入地震动工况之前, 采用小幅度白噪声测试体系的基频, 并用脉冲进行场地的剪切波速测试。

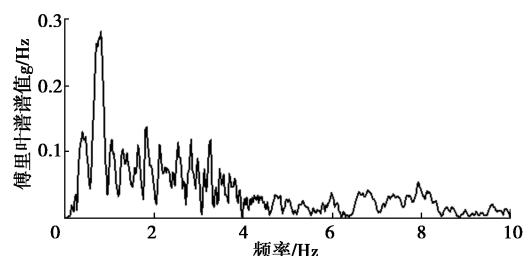
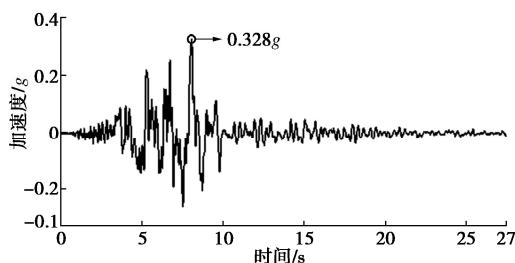


图 7 Kobe 地震动加速度时程及频谱

Fig. 7 Time histories of acceleration and spectra of Kobe earthquake

## 2 试验结果分析

### 2.1 场地超孔压响应

本文以超孔隙水压力比来描述土体的液化状态, 超孔隙水压力比是超静孔隙水压力和有效应力的比值。一般认为, 超孔压比达到 0.8 左右, 土体基本达到液化状态<sup>[25]</sup>。可液化场地模型试验中, 孔压测点位置如图 6 (b) 所示。图 8 给出了 0.1g 和 0.52g 地震作用下, 各测点的超孔压比时程和模型箱底部加速度测点 A12 的时程以及 A12 的 Arias 强度曲线。根据超孔压比的发展全过程, 对应模型箱底部加速度的时程曲

线, 将测点超孔压比时程曲线分为 3 个阶段: 初始阶段 I、快速发展阶段 II、消散阶段 III。阶段 I 土体表现出弹性特征, 超孔隙水压力发展缓慢。地震动 Arias 强度释放时刻与阶段 II 起始时刻相同, 随着地震动能量的释放, 超孔隙水压力急剧发展, 达到最大值。阶段 III 随着加速度幅值衰减, 土体超孔压比逐渐降低, 土体孔隙重新分布并趋于稳定状态, 积累在饱和砂土层中的孔压逐渐消散。0.1g 加载工况下, 场地液化程度最高的测点 WP4 的超孔压比达到 0.6 左右, 此时饱和砂土场地发生一定程度的软化, 而没有发生液化。0.52g 加载工况下, 场地测点超孔压比最大值超过 1.0, 液化程度最低的测点 WP8 的超孔压比也达到了 0.7 左右, 此时场地基本达到了液化状态。对比不同埋深的测点可知, 上层土更容易发生液化, 且液化程度更高; 对比等埋深近远场测点, 近场测点由于受到土结相互作用的影响, 液化程度更高, 且率先消散, 这可能是由于场地土体液化后与结构刚度存在较大差异, 土体与结构在地震动作用下无法保持协同运动, 为近场超孔隙水压力提供了消散通道。两种地震加载工况下, 超孔压比响应规律较为一致。

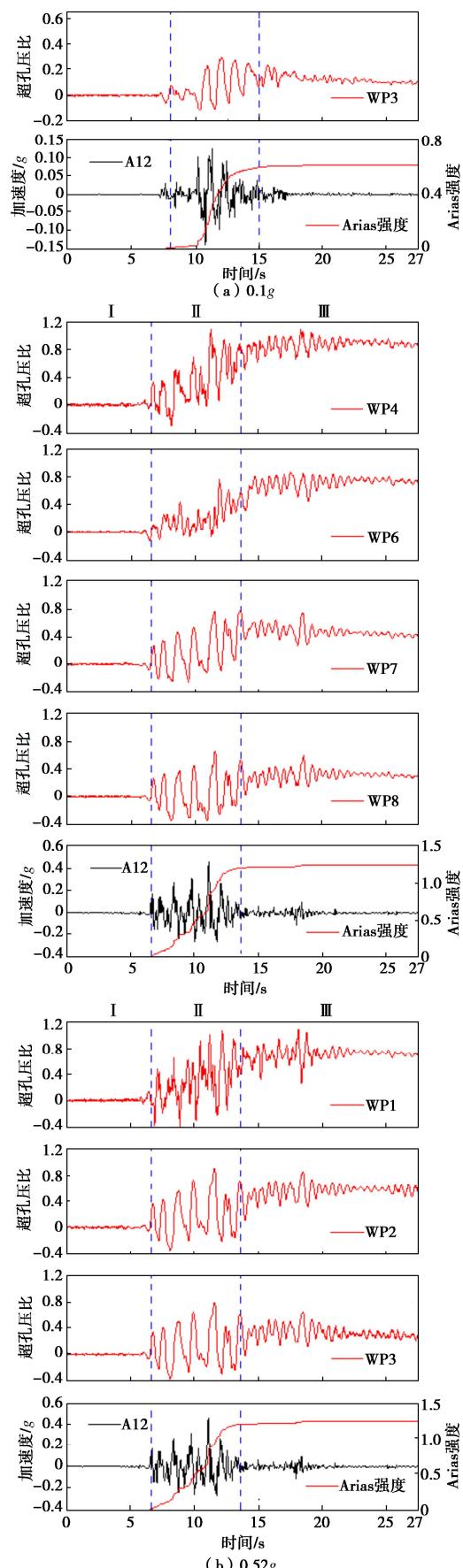
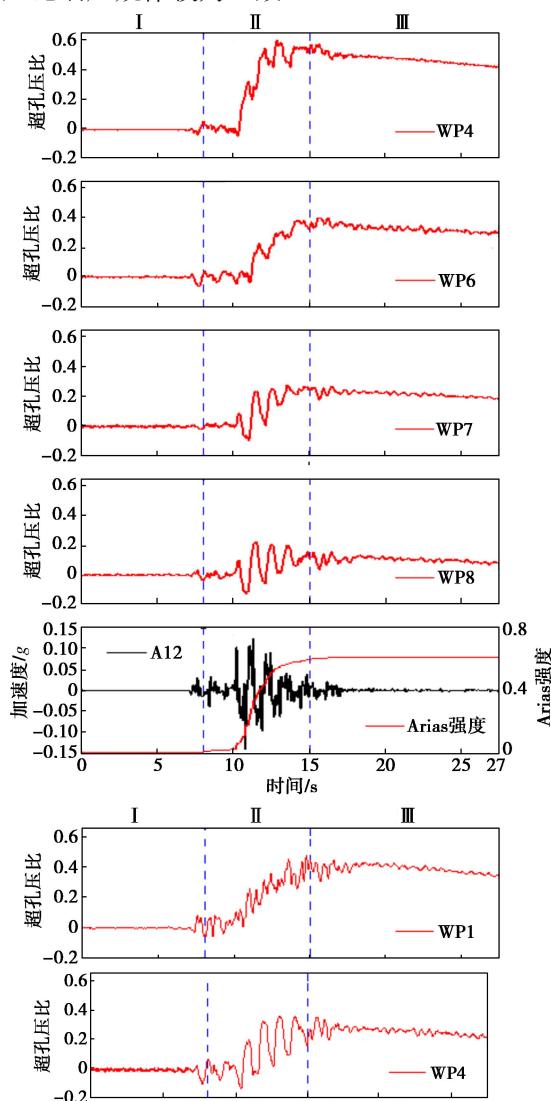


图 8 饱和砂土层不同测点超孔压比时程

Fig. 8 Time histories of EPPR in saturated sandy soil at fully liquefiable site

## 2.2 场地加速度

各地震动加载工况下的加速度峰值放大系数如图9所示。可以看出, 随着加载地震动峰值的增大, 底部黏土层的加速度峰值自下而上衰减的越来越明显, 强震作用下, 场地产生了较强的非线性响应。地震波传递到饱和砂土层后, 加速度明显减小, 这可能是由于饱和砂土层在地震作用下发生液化, 导致土体的剪切模量衰减, 从而传递地震动的能力降低。

图10给出了0.1g和0.52g两个典型工况下不同深度土层中加速度时程以及时-频域计算结果。在0.1g地震动作用下, 地震波在底部黏土层中由A12传播至A10时, 未见高频成分降低, 且部分低频成分被放大, 此时, 底部黏土层传播地震动的能力较强, 场地没有发生明显非线性反应。从底部黏土层A10传播到中部土层A8时, 可液化场地的饱和砂土层的高频成分明显降低。由图8(a)可知, 此时可液化场地已经发生了一定软化, 过滤掉了地震动中的部分高频成分。在0.52g地震动作用下, 地震波由A12传播至A10时, 5~12 Hz范围内的频率分量显著降低, 这可能是由于0.52g地震动作用下, 底部黏土层出现强烈的非线性动

力响应造成的。从A10传播到A8时, 可液化场地的2~8 Hz范围内的频率成分被明显过滤掉, 由图8(b)可知, 此时可液化场地已经基本达到了液化状态, 饱和砂土液化后土体剪切模量迅速降低, 导致土体传播地震动的能力显著降低。

## 2.3 模型结构损伤

在本文开展的试验中, 连续施震后模型结构外观未见明显的震害现象。因此本文采用锤击法分别对模型结构试验前、后的基频进行测试, 来比较混凝土模型结构在试验中的损伤破坏程度。如图11所示, 首先在模型结构顶板位置粘贴一个加速度计, 然后用软绳将模型结构悬吊, 采用橡胶锤对模型侧墙底部位置进行一次敲击, 施震方向需与加速度传感器的布设方向保持一致, 开启加速度计采集系统, 设置采频与动力试验相同, 为5000 Hz, 通过加速度计记录锤击使得结构发生的震动, 将加速度传感器拾取的震动信号进行傅里叶变换, 傅氏谱峰值所对应的频率即为模型结构的一阶固有频率, 即为基频。试验前后结构基频测试结果如图12所示。试验后, 全液化场地模型结构基频较试验前无变化, 均为478.5 Hz, 说明模型结构基

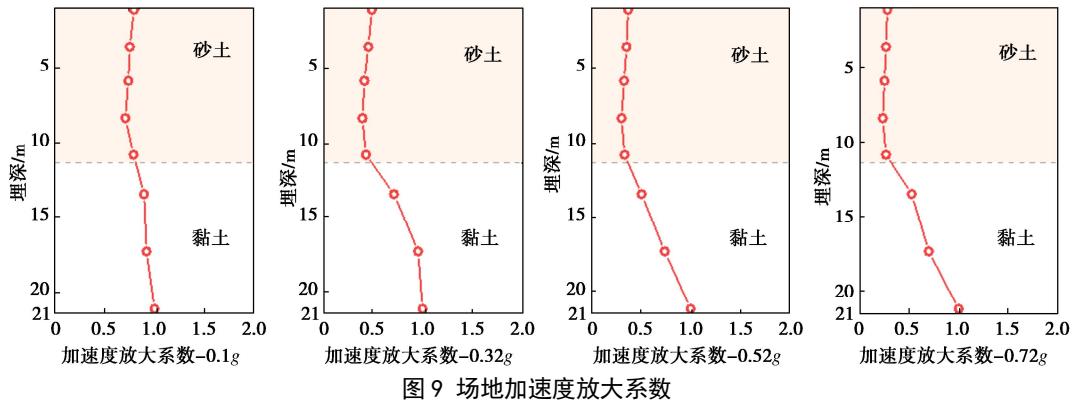


图9 场地加速度放大系数

Fig. 9 Amplitude factors of acceleration of site

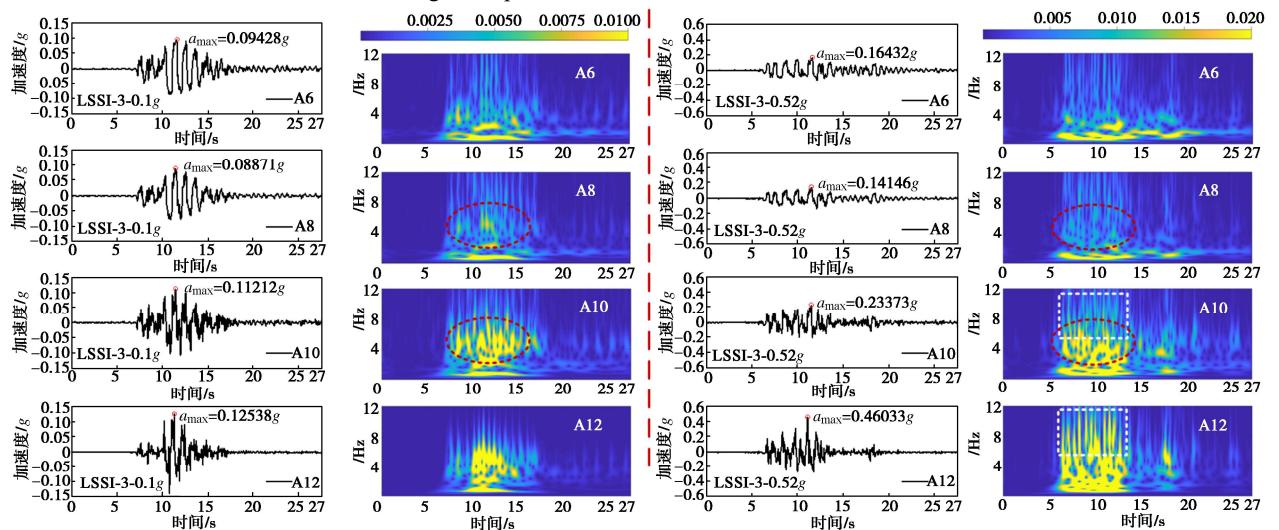


图10 加速度时程及时-频变换

Fig. 10 Time histories of acceleration and corresponding time-frequency spectra

本未发生损伤。结构的震后宏观状态和试验前后基频对比均表明，模型结构表现出良好的抗震性能。

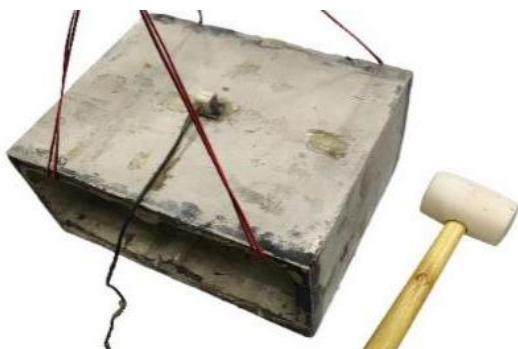


图 11 锤击法

Fig. 11 Hammering method

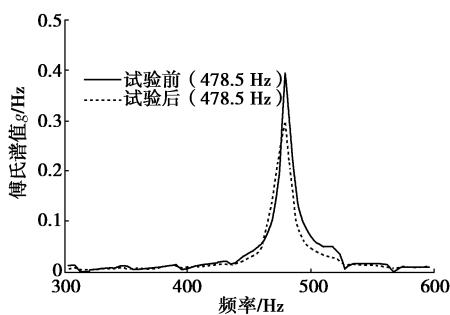


图 12 试验前后结构基频测试

Fig. 12 Fundamental frequencies of structures before and after tests

## 2.4 结构应变

图 13 展示了试验过程中监测的中柱、侧墙以及顶板部分测点的应变时程。图 14 给出了 4 种加载工况下不同测点的总应变峰值和残余应变峰值响应。

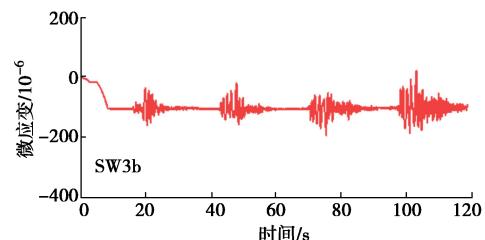
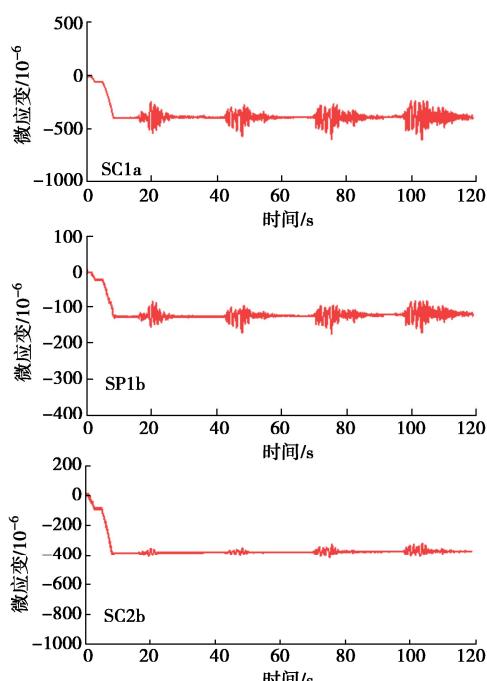


图 13 结构总应变时程

Fig. 13 Time histories of total strain of structures

从图 14 (a) 可以看出，在 4 个震级连续加载的情况下，结构侧墙和顶板的应变远小于构件弹性响应的应变极限值 ( $615 \times 10^{-6}$ )，表明顶板及侧墙的混凝土材料完全处于弹性变形范围内。在  $0.1g$  加载工况下，中柱顶底应变峰值均小于  $615 \times 10^{-6}$ ， $0.32g$ ,  $0.52g$ ,  $0.72g$ ，结构中柱底 SC3b 的应变值峰值分别为  $634 \times 10^{-6}$ ,  $647 \times 10^{-6}$ ,  $671 \times 10^{-6}$ ，刚超过混凝土材料的弹性应变极限值  $615 \times 10^{-6}$ ，远小于  $1150 \times 10^{-6}$ 。说明此时中柱内混凝土出现微裂缝，但微裂缝速度发展缓慢。从图 14 (b) 可以看出，结构各个构件的残余应变峰值始终处于较低水平，总体结构非线性响应程度较低，结构地震反应整体处于弹性范围。

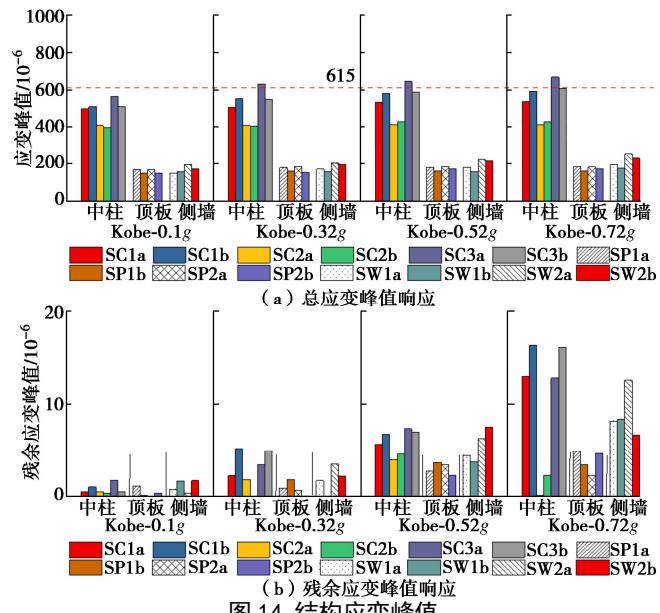


图 14 结构应变峰值

Fig. 14 Peak values of strain of structures

结果表明，不论是结构总应变峰值水平还是残余应变峰值水平，中柱都远大于侧墙和顶板。而柱中是中柱构件的反弯点位置，因此几乎不承担弯矩，柱端动应变明显大于柱中。因此在结构抗震设计中，应对中柱，尤其是柱端加以关注。

## 2.5 结构层间位移及场地水平位移

地下结构层间位移是评价结构响应的重要指标，本文采用 Du 等<sup>[26]</sup>提出的地下结构相对位移比限值来评价模型结构在各个工况下的破坏程度。如图 15 所示，将地下结构性能曲线按照性能目标划分为 E1、E2、

E3、E4四个阶段, 分别为正常使用、可以使用、修复后可使用及不可使用。图 16 展示了试验结构层间位移时程, 并给出了各个工况下模型结构所处的性能阶段。模型结构的层间位移随着地震动峰值的增大而增大。可液化场地模型结构在  $0.1g$  加载工况下的地震反应处于 E1 阶段, 表明地下结构反应完全处于弹性范围内。在  $0.32g \sim 0.72g$  加载工况下, 地震反应处于 E2 阶段, 说明模型结构可能存在局部混凝土发生塑性损伤, 但结构整体的地震反应仍在弹性范围内。综上所述, 地下结构性能评价结果与应变峰值的分析结果以及结构基频变化结果相对一致。

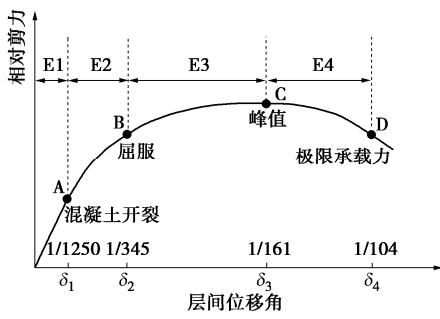


图 15 地下结构性能曲线

Fig. 15 Performance curve of structures

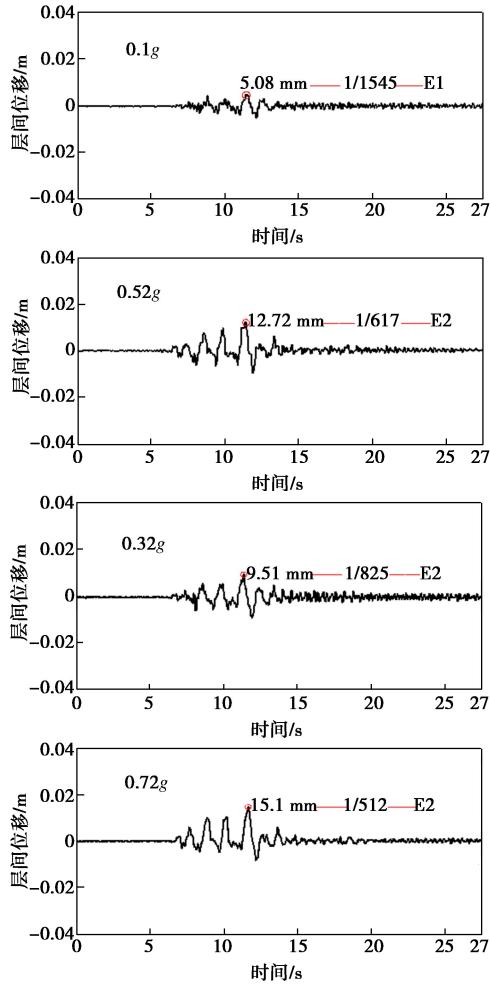


图 16 结构层间位移时程曲线

Fig. 16 Time histories of inter-story drift of structures

本试验通过在模型箱侧面设置侧向位移监测装置, 采用 LVDT 直接记录了场地的绝对侧向水平位移, LVDT 的布设如图 6 所示。将底部测点  $D_0$  的位移置零, 得到场地相对于模型底部的相对位移。图 17 展示了试验中, 4 种加载工况下, 沿场地高度方向的相对水平位移峰值, 表征场地的水平位移模式。说明随着地震动峰值的增大, 可液化场地的液化程度不断提高, 场地的水平位移越大, 整体呈线性分布。由于试验场地为水平液化场地, 震后未见有明显的残余位移。

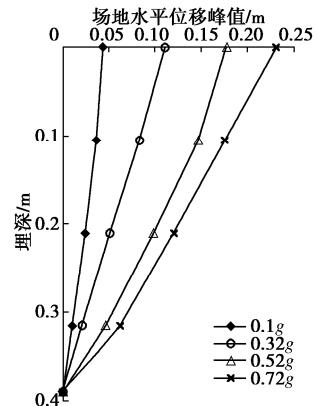


图 17 场地水平位移模式

Fig. 17 Patterns of horizontal displacement of site

将  $D_2$  和  $D_3$  记录到的场地侧向位移作差, 得到结构等高处场地的水平相对位移。图 18 展示了 4 种加载工况下, 结构层间位移和场地层间位移的时程曲线对比, 将场地层间位移峰值和结构层间位移峰值作差, 与场地层间位移峰值做比, 得到从场地层间位移到结构层间位移的位移衰减比。从图 18 可以看出, 可液化场地 4 种加载工况下的土结体系位移衰减比分别为  $-63.0\%$ ,  $-72.9\%$ ,  $-74.5\%$ ,  $-75.3\%$ , 随着输入地震动的增大, 位移衰减比呈现出增大的趋势。说明在地震动增大的情况下, 场地非线性均不断增强, 土结刚度比不断降低。且位移衰减比从  $0.1g$  到  $0.32g$  显著增加, 从  $0.32g$  到  $0.72g$  的增长幅度变缓。这可能是由于  $0.1g$  加载工况下, 场地液化程度较低, 从  $0.32g$  开始, 场地液化程度显著提高, 到  $0.52g$  加载条件下, 场地基本达到液化状态, 所以随着场地液化程度显著提高, 位移衰减比的增速放缓。由场地水平位移和土结体系位移衰减比来看, 尽管饱和砂土层液化后会使场地出现较大的水平位移, 但场地液化后导致的土-结构刚度比降低会使得土结体系的位移衰减比增大, 仍会避免结构出现较大的层间位移和严重破坏。

### 3 可液化场地地下结构 Pushover 分析方法参数分析

Pushover 分析方法可以有效反映某一场地条件下

表 4 数值模拟土体参数设置

Table 4 Soil parameters for numerical simulation

土层	质量密度 $\rho$ /(g·cm <sup>-3</sup> )	参考剪切模量 $G_r$ /MPa	参考体积模量 $B_r$ /MPa	黏聚力 $c$ /kPa	八面体剪应变 $\gamma_{\max}$	摩擦角 $\phi$ /(°)	参考围压 $p'_r$ /kPa	压力相关系数 $d$	屈服面数 $n$	剪胀角 $\phi_{PI}$ /(°)	剪缩参数 $C_1$	剪缩参数 $C_3$	剪胀参数 $D_1$	剪胀参数 $D_3$	孔隙比 $e$
砂土	1.9	49	119	—	0.1	33.5	101	0.5	20	22.5	0.045	0.15	0.06	0.15	0.7
黏土	1.75	51/56	164/184	30	0.1	0	100	0	20	—	—	—	—	—	—

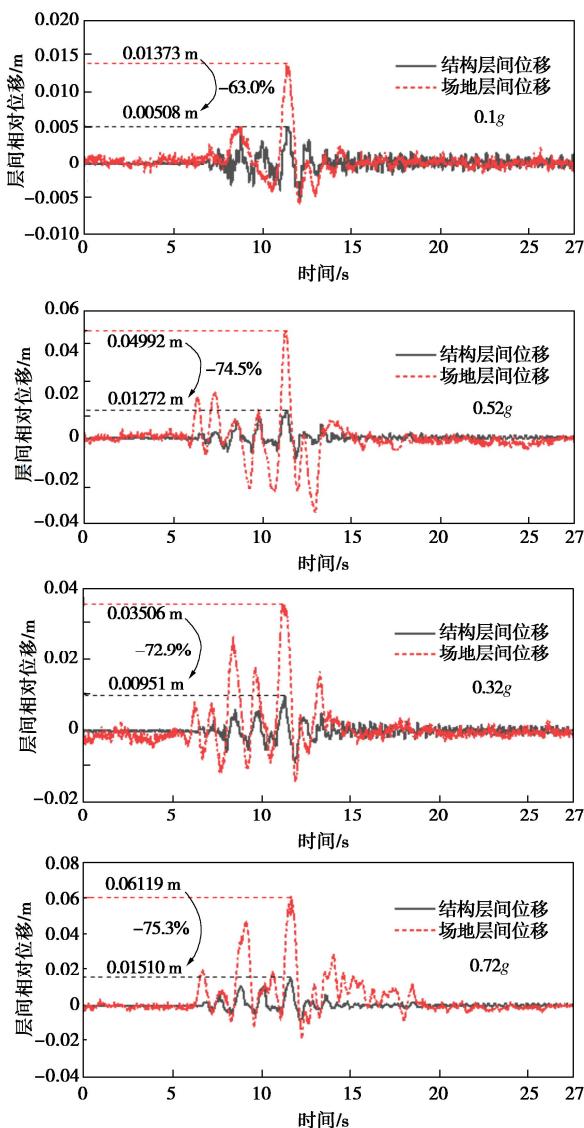


图 18 结构层间位移与场地层间位移的时程

Fig. 18 Comparison between time histories inter-layer drift of structure and site

结构的变形，但对于液化场地，在地震作用下，场地位会产生强非线性响应，随着场地液化程度的提高，土体刚度会逐渐降低，Pushover 分析方法不能反映液化带来的土体刚度的变化。因此，当采用 Pushover 分析方法对可液化场地地下结构地震响应进行分析时，仍使用初始的场地条件是不合理的。应对场地的初始模量进行折减，来模拟场地液化造成土体刚度降低后结构的变形情况。本节将结合试验中获取的土-结构体系位移衰减比，讨论不同液化程度下，场地初始刚度的

衰减程度。

### 3.1 有限元模型概况

为研究不同液化程度下场地刚度的衰减程度，采用 Pushover 分析方法对离心机试验中试验加载工况进行数值模拟分析。将离心机模型试验还原到原型尺度，建立了 Pushover 土-结构有限元模型，模型尺寸为 40 m×22 m，如图 19 所示。土体采用 Quad 单元，黏土采用 PressureIndependMultiyield 本构模型，砂土采用 PressureDependMultiyield02 本构模型，本构参数如表 4 所示。结构采用纤维梁单元和实体单元组成的混合单元共同模拟<sup>[19]</sup>，混凝土选用 ConcreteD 本构模型，采用 Steel02 本构模拟钢筋的力学特性，结构本构参数如表 5 所示。土与结构之间采用 ZeroLengthContact NTS2D 非线性接触单元模拟，法向采用硬接触，切向采用摩擦接触，摩擦系数为 0.4。为模拟真实试验的边界条件，模型底部固定，侧向对模型施加捆绑的等位移边界条件。由图 17 可知，试验中监测到的可液化场地水平位移模式整体呈线性分布，近似为倒三角形，因此采用倒三角形式作为 Pushover 分析方法的加载分布形式，将离心机试验中加载工况下结构的层间位移峰值作为结构的目标位移。

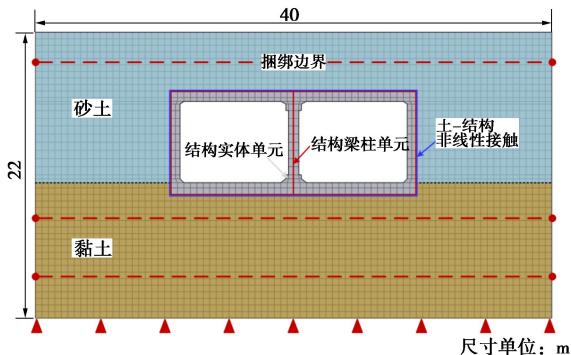


图 19 土-结构有限元模型示意图

Fig. 19 Finite element model for numerical simulation

表 5 钢筋混凝土本构参数

Table 5 Material parameters of reinforcement and concrete

本构模型	参数	取值
Steel02	抗拉强度 $f_y$	335 MPa
	弹性模量 $E_0$	200 GPa
	应变硬化率 $b$	0.00001
ConcreteD	弹性模量 $E$	13 GPa
	抗压强度 $f_c$	16.3 MPa
	峰值压应变 $\varepsilon_c$	0.001915
	抗拉强度 $f_t$	1.43 MPa

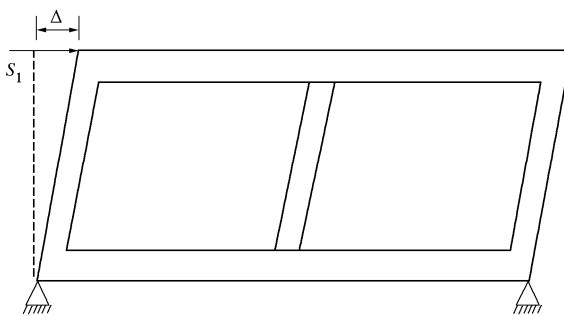
表 6 Pushover 多工况土结体系位移衰减比分析

Table 6 Pushover multi-condition analysis of displacement attenuation ratio for soil-structure system

目标试验 加载工况	Pushover 初始模量折减 系数(折减后/折减前)%	土结刚度 比 $F$	结构层间位移峰 值/m	场地层间位移峰 值/m	土-结构体系位移 衰减比/%
Kobe-0.1g	100	3.03	0.00508	0.005616	9.54
	50	1.515	0.00508	0.007199	29.43
	25	0.7575	0.00508	0.012390	59.00
	22	0.6666	0.00508	0.013715	62.96
	21	0.6363	0.00508	0.013793	63.17
	20	0.606	0.00508	0.013842	63.30
Kobe-0.32g	100	3.03	0.00951	0.010849	12.34
	50	1.515	0.00951	0.013670	30.43
	25	0.7575	0.00951	0.023476	59.49
	20	0.606	0.00951	0.026184	63.68
	11	0.3333	0.00951	0.034632	72.54
	10	0.303	0.00951	0.035222	73.00
Kobe-0.52g	100	3.03	0.01272	0.014791	14.00
	50	1.515	0.01272	0.018368	30.75
	25	0.7575	0.01272	0.031532	59.66
	10	0.303	0.01272	0.047445	73.19
	5	0.1515	0.01272	0.049961	74.02
	4	0.1212	0.01272	0.049417	74.26
	3	0.0909	0.01272	0.049882	74.50

土-结构的相对刚度对结构地震响应有着重要影响, 采用  $F$  表征土结刚度比, 定义如下式(1)所示。其中,  $G$  为结构等高处土层的剪切模量,  $L$  为结构宽度,  $H$  为结构高度,  $S_1$  为使框架结构产生单位侧向变形  $\Delta$  所需要的力, 可看作是矩形框架结构的侧向变形刚度, 如图 20 所示。试验所采用结构的侧向变形刚度  $S_1$  为 38.44 MPa,  $L$  为 19 m,  $H$  为 8 m,  $G$  为 49 MPa, 土结初始相对刚度比  $F$  为 3.03。

$$F = \frac{GL}{S_1 H} \quad . \quad (1)$$

图 20 侧向变形刚度  $S_1$  计算示意图Fig. 20 Calculation of lateral deformation stiffness  $S_1$ 

### 3.2 Pushover 分析结果

以试验中记录的结构等高处的中部孔压测点 WP2 的超孔压比来表征场地的液化程度, 如图 21 所

示, 在 0.1g 加载工况下, WP2 测点的超孔压比在 0.4 左右, 场地发生一定程度的软化, 并未达到液化状态; 在 0.32g 加载工况下, WP2 测点的超孔压比在 0.75 左右, 场地接近液化状态; 在 0.52g 加载工况下, WP2 测点的超孔压比达到 0.9 左右, 场地完全达到液化状态。通过对场地初始模量进行不同程度的折减, 对全液化场地土结体系响应进行多工况 Pushover 有限元分析, 将离心机试验中 0.1g, 0.32g, 0.52g 加载工况下, 结构的层间位移峰值 0.00508, 0.00951, 0.01272 m 作为 Pushover 的结构目标位移, 得到各个土体模量条件下, 结构达到目标位移时场地的层间相对位移响应。将得到的场地层间位移峰值与结构层间位移峰值作差, 差值与场地层间位移峰值做比, 得到土-结构体系的位移衰减比。将各模量折减工况下的位移衰减比与试验中 0.1g, 0.32g, 0.52g 加载工况下的位移衰减比 63.0%, 72.9%, 74.5% 进行对比, 从而确定场地不同液化程度下土体刚度的衰减程度。

表 6 给出了 Pushover 分析的初始模量折减工况及其对应的土结相对刚度比, 并给出各工况下结构与场地的层间位移峰值和对应的土-结构体系位移衰减比。针对试验 0.1g 加载工况, 首先将 Pushover 模拟中土体初始模量折减到 100%, 50%, 25% 和 20%, 得到土-结构体系位移衰减比分别为 9.54%, 29.43%, 59.00% 和 63.30%, 对比试验中 0.1g 工况下衰减比为 63.00%,

说明  $0.1g$  作用下土体模量衰减应在  $20\% \sim 25\%$ 。进一步将模量折减为初始模量的  $21\%$ ,  $22\%$ , 得到土-结构体系位移衰减比分别为  $63.17\%$ ,  $62.96\%$ 。当 Pushover 土体模量折减为初始模量的  $22\%$ 时, 衰减比  $62.96\%$ 与  $0.1g$  加载工况下试验结果  $63.00\%$ 非常接近。对于试验  $0.32g$  加载工况, 当 Pushover 土体模量折减为初始模量的  $10\%$ 时, 土-结构体系位移衰减比  $73.00\%$ 与  $0.32g$  试验结果  $72.90\%$ 最为接近。对于试验  $0.52g$  加载工况, 当土体模量折减为初始模量的  $3\%$ 时, 土-结构体系位移衰减比  $74.50\%$ 与  $0.52g$  试验结果  $74.50\%$ 一致。

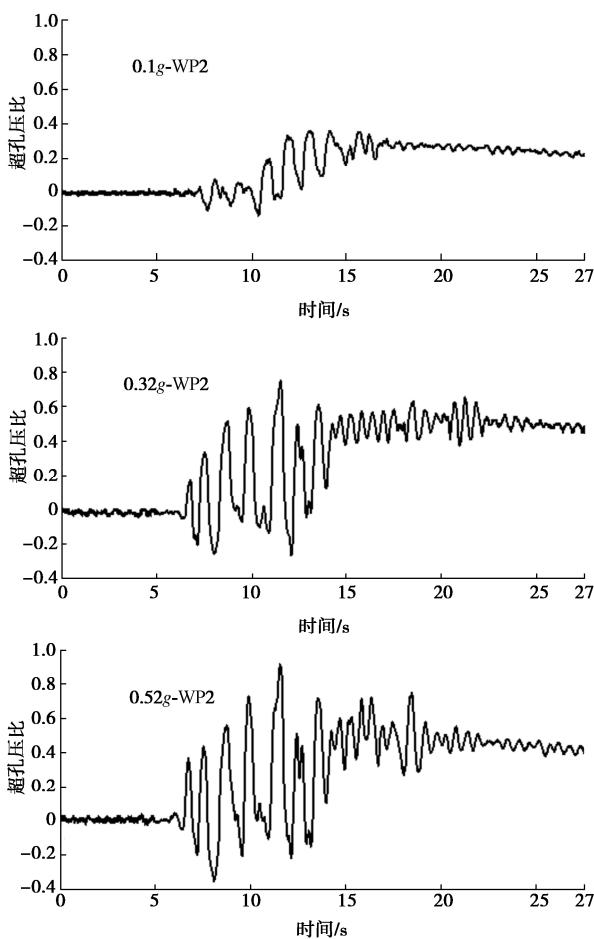


图 21 测点 WP2 超孔压比时程曲线

Fig. 21 Time history curves of excess pore pressure ratio at measuring point WP2

Pushover 分析结果表明,  $0.1g$  加载工况下, 场地超孔压比  $0.4$  左右, 未达到液化状态, 表现为一定程度的软化, 此时, 土体模量折减为初始模量的  $22\%$ 左右, 土结刚度比由初始值  $3.03$  衰减为  $0.6666$ ;  $0.32g$  加载工况下, 场地超孔压比  $0.75$  左右, 接近液化状态, 土体模量折减为初始模量的  $10\%$ 左右, 土结刚度比由  $3.03$  衰减为  $0.303$ ;  $0.52g$  加载工况下, 场地超孔压比  $0.9$  左右, 达到完全液化状态, 土体模量折减为初始模

量的  $3\%$ 左右, 土结刚度比由初始值  $3.03$  衰减为  $0.0909$ 。在实际工程应用中, 采用 Pushover 分析方法对液化场地地下结构进行简化分析时, 可考虑最不利工况, 场地达到完全液化状态, 将土体模量折减为初始模量的  $3\%$ 进行计算。

## 4 结 论

针对可液化场地地铁车站结构地震响应开展离心机振动台试验, 弥补了前人研究中采用  $1g$  振动台带来的模型应力缺失问题。通过试验中获取的场地超孔隙水压力、加速度、水平位移以及模型结构损伤、应变、结构层间位移的典型结果, 研究可液化场地及地下结构地震响应规律。通过场地层间位移与结构层间位移间的关系对比, 将土结刚度比变化对结构地震响应的影响进行定量分析, 并通过 Pushover 分析方法确定场地液化后初始模量的折减系数, 得到以下 4 点结论。

(1) 随着输入地震动峰值的增大, 底部黏土层非线性逐渐增强, 可液化土层液化程度逐渐提高, 地震动传递到饱和砂土层后峰值明显减小, 且呈现出高频率滤波的现象。

(2) 在 4 种加载工况下, 模型结构的侧墙及顶板总应变峰值响应完全处于弹性范围内, 中柱应变在大震作用下刚刚超过混凝土的弹性应变限值, 损伤程度较低, 表明符合现有规范的地下结构在可液化场地中表现出良好的抗震性能。

(3) 本文定义的土结体系位移衰减比, 四种加载工况下, 可液化场地中结构层间位移较结构等高处场地层间位移衰减了  $63\% \sim 76\%$ ; 由场地水平位移和土结体系位移衰减比来看, 尽管饱和砂土层液化后会出现较大的水平位移, 但场地液化后土-结构刚度比降低会使土-结构体系的位移衰减比增大, 仍会避免结构出现较大的层间位移和严重破坏。

(4) 试验  $0.1g$ ,  $0.32g$ ,  $0.52g$  地震动作用下, 场地超孔压比分别达到  $0.4$ ,  $0.75$ ,  $0.9$  左右, Pushover 分析结果表明, 3 种工况下对应土体模量分别折减为初始模量的  $22\%$ ,  $10\%$ ,  $3\%$ , 土-结构刚度比由  $3.03$  分别衰减为  $0.6666$ ,  $0.303$ ,  $0.0909$ 。在实际工程应用 Pushover 分析方法对液化场地地下结构进行简化分析时, 可考虑最不利工况, 将土体模量折减为初始模量的  $3\%$ 进行计算。本文研究场地类型规避了地下结构的上浮风险, 仅考虑场地液化对结构水平向地震响应的影响, 而在实际液化场地中, 地下结构的破坏模式或发生变化, Pushover 简化分析方法是否仍然适用有待进一步研究。

**参考文献:**

- [1] IIDA H, HIROTO T, YOSHIDA N, et al. Damage to Daikai subway station[J]. Soils and Foundations, 1996, **36**: 283-300.
- [2] WANG Z Z, GAO B, JIANG Y J, et al. Investigation and assessment on mountain tunnels and geotechnical damage after the Wenchuan earthquake[J]. Science in China Series E: Technological Sciences, 2009, **52**(2): 546-558.
- [3] YAMAGUCHI A, MORI T, KAZAMA M, et al. Liquefaction in Tohoku district during the 2011 off the Pacific coast of Tohoku earthquake[J]. Soils and Foundations, 2012, **52**(5): 811-829.
- [4] HASHASH Y M A, HOOK J J, SCHMIDT B, et al. Seismic design and analysis of underground structures[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2001, **16**(4): 247-293.
- [5] SUN Q Q, DIAS D, RIBEIRO E SOUSA L. Impact of an underlying soft soil layer on tunnel lining in seismic conditions[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2019, **90**: 293-308.
- [6] 唐军平, 李建强, 孙双祥, 等. 佛山市城市轨道交通二号线南庄站砂土液化分析及处理措施[J]. 路基工程, 2017(1): 189-193, 212. (TANG Junping, LI Jianqiang, SUN Shuangxiang, et al. Analysis of sand liquefaction at Nanzhuang Station of Foshan urban rail transit line 2 and treatment measure[J]. Subgrade Engineering, 2017(1): 189-193, 212. (in Chinese))
- [7] MENG F Y, CHEN R P, KANG X. Effects of tunneling-induced soil disturbance on the post-construction settlement in structured soft soils[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2018, **80**: 53-63.
- [8] ZHENG G, FAN Q, ZHANG T Q, et al. Multistage regulation strategy as a tool to control the vertical displacement of railway tracks placed over the building site of two overlapped shield tunnels[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2019, **83**: 282-290.
- [9] AN J H, TAO L J, JIANG L Z, et al. A shaking table-based experimental study of seismic response of shield-enlarge-dig type's underground subway station in liquefiable ground[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2021, **147**: 106621.
- [10] 凌道盛, 郭 恒, 蔡武军, 等. 地铁车站地震破坏离心机振动台模型试验研究[J]. 浙江大学学报(工学版), 2012, **46**(12): 2201-2209. (LING Daosheng, GUO Heng, CAI
- Wujun, et al. Research on seismic damage of metro station with centrifuge shaking table model test[J]. Journal of Zhejiang University (Engineering Science), 2012, **46**(12): 2201-2209. (in Chinese))
- [11] CHEN G X, CHEN S, QI C Z, et al. Shaking table tests on a three-arch type subway station structure in a liquefiable soil[J]. Bulletin of Earthquake Engineering, 2015, **13**(6): 1675-1701.
- [12] CHEN S, TANG B Z, ZHUANG H Y, et al. Experimental investigation of the seismic response of shallow-buried subway station in liquefied soil[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2020, **136**: 106153.
- [13] TANG B Z, YU B Y, ZHUANG H Y, et al. Seismic behavior of irregular underground structures in saturated sand[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2024, **179**: 108478.
- [14] 王 刚, 张建民, 魏 星. 可液化土层中地下车站的地震反应分析[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(10): 1623-1627. (WANG Gang, ZHANG Jianmin, WEI Xing. Seismic response analysis of a subway station in liquefiable soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(10): 1623-1627. (in Chinese))
- [15] WU Q, DING X M, ZHANG Y L, et al. Experimental and numerical study on dynamic response of underground structure in coral sand under earthquakes[J]. Journal of Earthquake Engineering, 2024, **28**(1): 62-84.
- [16] CHEN S, TANG B Z, ZHAO K, et al. Seismic response of irregular underground structures under adverse soil conditions using shaking table tests[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2020, **95**: 103145.
- [17] 邹 炎, 景立平, 李永强. 隧道穿过土层分界面振动台模型试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, **33**(增刊 1): 3340-3348. (ZOU Yan, JING Liping, LI Yongqiang. Study of shaking table model test of tunnel through soil interface[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, **33**(S1): 3340-3348. (in Chinese))
- [18] 刘春晓, 陶连金, 边 金, 等. 可液化土层对地下结构地震影响的振动台试验[J]. 浙江大学学报(工学版), 2021, **55**(7): 1327-1338. (LIU Chunxiao, TAO Lianjin, BIAN Jin, et al. Shaking table test of seismic effect of liquefiable soil layer on underground structure[J]. Journal of Zhejiang University (Engineering Science), 2021, **55**(7): 1327-1338. (in Chinese))
- [19] CHEN R R, TAIEBAT M, WANG R, et al. Effects of layered

- liquefiable deposits on the seismic response of an underground structure[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2018, **113**: 124-135.
- [20] ZHU T, WANG R, ZHANG J M. Evaluation of various seismic response analysis methods for underground structures in saturated sand[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2021, **110**: 103803.
- [21] 城市轨道交通结构抗震设计规范: GB 50909—2014[S]. 北京: 中国标准出版社, 2014. (Code for Seismic Design of Urban Rail Transit Structures: GB 50909—2014[S]. Beijing: Standards Press of China, 2014. (in Chinese))
- [22] 张梓鸿, 许成顺, 闫冠宇, 等. 液化夹层场地地铁车站结构离心机振动台试验方案设计[J]. 岩土工程学报, 2022, **44**(5): 879-888. (ZHANG Zihong, XU Chengshun, YAN Guanyu, et al. Experimental design for dynamic centrifuge tests on a subway station structure in liquefied interlayer site[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2022, **44**(5): 879-888. (in Chinese))
- [23] KUTTER B L. Dynamic centrifuge modeling of geotechnical structures [J]. Transportation Research Record, 1992:24-30.
- [24] BANERJEE S. Centrifuge and Numerical Modelling of Soft Clay-pile-raft Foundations Subjected to Seismic Shaking[D]. Singapore: National University of Singapore, 2009.
- [25] MONTOYA-NOGUERA S, LOPEZ-CABALLERO F. Effect of coupling excess pore pressure and deformation on nonlinear seismic soil response[J]. Acta Geotechnica, 2016, **11**(1): 191-207.
- [26] DU X L, JIANG J W, EL NAGGAR M H, et al. Interstory drift ratio associated with performance objectives for shallow-buried multistory and span subway stations in inhomogeneous soil profiles[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2021, **50**(2): 655-672.

## 第四届全国非饱和土与特殊土力学及工程学术研讨会（第一号通知）

为了及时总结和交流相关成果与经验,更好地推动非饱和土与特殊土力学的发展,中国土木工程土力学及岩土力学分会将于2025年7月召开“第四届全国非饱和土与特殊土力学及工程学术研讨会”。

研讨会将以促进非饱和土与特殊土力学的理论和技术发展为宗旨,以“探索前沿,服务工程,实事求是,百家争鸣”为方针,以发展新质生产力与科技创新为中心议题,对非饱和土、黄土、膨胀土、冻土、分散土、软土、盐渍土、红黏土、残积土、海洋土、人工填土等特殊土的基本性质、测试技术、理论模型、计算方法、工程应用、地基处理、基坑支护、桩基工程、地下工程、边坡工程、水土保持工程、生态修复与环境工程等方面研究的新成果、新技术、新材料、新工艺与新经验进行广泛深入的学术交流。

**主办单位:** 中国土木工程学会土力学及岩土工程分会; 西北农林科技大学。

**承办单位:** 西北农林科技大学

**会议议题:** ①非饱和土与特殊土的基本特性研究(包括持水、渗水、渗气、变形、强度、屈服等静-动力学特性与热力学特性,电磁学特性与物理-化学特性等);②非饱和土与特殊土室内和现场测试新技术、新方法(包括量测吸力、水分、应力、变形、孔隙和微细观结构等方面);③非饱和土与特殊土的力学理论(包括应力理论、强度理论、本构理论、多相多场

耦合分析理论、土压力理论、承载力理论、变形局部化理论和边坡渐近破坏理论等);④非饱和土与特殊土的地基变形及控制、土与结构物的相互作用;⑤非饱和土与特殊土地区的基坑工程、基础工程和地下工程;⑥非饱和土与特殊土的地基处理及土体加固的新工艺、新材料;⑦非饱和土与特殊土地区的滑坡灾变机理及边坡治理与防护;⑧非饱和土与特殊土地区的地质灾害、水土流失的机理和防治;⑨非饱和土与特殊土相关的重大岩土工程实录和新经验(包括能源交通、水利水电、城乡建设、机场、矿山、通讯、国防等方面);⑩非饱和土与特殊土相关的绿色环保节能技术、废物处置与资源化利用;⑪非饱和土与特殊土相关问题的数值分析新方法、软件开发设计及工程应用;⑫“一带一路”沿线工程建设中的非饱和土与特殊土疑难问题的实践与认识;⑬人工智能技术在非饱和土与特殊土工程中的应用;⑭其他岩土力学与工程问题。

论文经本次会议学术委员会和组织委员会组织专家评选后,推荐到《岩土工程学报》(正刊和增刊)、《地震工程学报》、《中国水利水电科学院学报》、《水资源与水工程学报》、《水利与建筑工程学报》等刊物上发表。

**联系方式:** 孟敏强(15691850562),孙增春(18716281569),武智鹏(18272733775),茹含(18700948223),成晓峰(18040106751),董欢(18492886514),王雨静(18041106326);tst2025@nwafu.edu.cn(投稿专用邮箱)。