

DOI: 10.11779/CJGE202107006

振动台试验中地下结构地震响应预测方法

江志伟^{1, 2}, 刘晶波¹, 许成顺²

(1. 清华大学土木工程系, 北京 100084; 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: 考虑土-结构相互作用的地下结构大型振动台试验成本极高, 周期长, 通常难以在短期内多次重复开展, 为保证试验顺利开展, 在试验前对其响应开展预测工作具有重要意义。采用完全数值模拟进行预测的方法在模型试验中已得到广泛的使用, 但这种方法有时会产生较大误差, 特别是对于强非线性的地下结构振动台模型试验。为提高预测方法的准确性, 提出了一种整体式反应位移法数值模拟与自由场试验相结合的方法来预测地下模型结构在振动台试验中的地震响应。首先, 介绍采用自由场振动台试验获取整体式反应位移法计算参数的方法, 基于此, 分别采用所提出方法和传统全数值方法预测某地铁车站结构模型在振动台试验中的地震响应, 并将预测结果与后续试验结果进行对比。结果表明: 所提出方法预测结果准确性较传统全数值方法预测结果准确性有大幅提升, 方法可用以定性地预测后续试验结果, 并可在一定程度上指导和完善后续试验方案。

关键词: 地下结构; 地震响应; 振动台试验; 试验预测; 整体式反应位移法; 抗震

中图分类号: TU43 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2021)07-1220-08

作者简介: 江志伟(1988—), 男, 博士后, 主要从事地下结构抗震方面的科研工作。E-mail: zhiweijiang163@163.com。

Prediction method for seismic responses of underground structures in shaking table tests

JIANG Zhi-wei^{1, 2}, LIU Jing-bo¹, XU Cheng-shun²

(1. Department of Civil Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China; 2. The Key Laboratory of Urban Security and Disaster Engineering of the Ministry of Education, Beijing University of Technology, Beijing 100124, China)

Abstract: The large-scale shaking table tests on an underground structure embedded in soil need extremely high cost and long test period, and usually they can hardly be frequently conducted in a short time. In order to successfully conduct the tests, predicting their responses before the tests is meaningful. The fully-numerical prediction method has been widely applied in model tests, but sometimes the results may have a great error, especially under the strong non-linear condition. To improve the accuracy of the prediction, the method combining both the numerical analysis and the free-field shaking table tests is proposed to predict the seismic responses of underground model structures in shaking table tests. The method using the data of the free-field tests to estimate the parameters for the Integral Responses Displacement Method is firstly introduced. The seismic responses of underground model structures in shaking table tests are predicted using the proposed method and the traditional fully-numerical prediction method. The predicted results are then compared with those by the subsequent tests. It is shown that the accuracy of the predicted results by the proposed method is greatly improved compared with that by the traditional fully numerical method. The proposed method can be used to qualitatively predict the seismic responses of underground structures in shaking table tests and further improve the design of the subsequent tests.

Key words: underground structure; seismic response; shaking table test; experimental prediction; integral response displacement method; seismic resistance

0 引言

大型振动台试验具有尺寸大、承载力高和可实现多台协同加载的优点, 是开展地下结构抗震研究工作常用且重要的试验方法^[1-3]。

近年来, 中国地震模拟振动台的建设逐渐加快, 尤其是大型、高性能振动台逐渐增多, 已规划建设的

振动台台面尺寸和竖向承载力分别可达 10 m×8 m 和 1600 kN, 可为开展考虑土-结构相互作用的大型地下结构动力模型试验提供良好工作条件^[4]。然而, 地下

基金项目: 国家自然科学基金项目(52008233, U1839201); 国家重点研发计划课题(2018YFC1504305)
收稿日期: 2020-04-02

结构大型振动台试验成本极高, 周期长, 通常难以在短期内多次重复开展; 此外, 开展试验所涉及的专业知识较多, 对试验人员的要求很高。因此, 为保证试验顺利开展, 提前发现试验方案中可能存在的问题, 有必要在试验前对模型试验结果开展预测工作。

对于地上结构的大型振动台试验, 已经有学者采用数值方法预测其试验结果, 甚至已举办过一些“盲测”比赛, 结果显示可采用数值模拟方法较好地预测结构在振动台中的地震响应^[5-6]。

但目前对于地下结构在振动台试验中的预测工作还很少, 其主要难点在于如何获取可靠的场地地震响应信息。以采用反应位移法的数值预测为例, 计算前须获取试验场地的地震分析结果, 但采用常规测试手段难以直接获取模型箱内任意高度位置处土体的计算参数, 这对开展试验场地的地震响应数值分析造成一定困难; 其次, 因试验在单位重力加速度下开展, 土体较软, 非线性极强, 现有的1维场地分析方法本身还存在对强非线性场地计算精度欠佳的问题^[7-8]。因此, 若直接采用传统的全数值方法开展地下模型结构在振动台试验中地震响应的预测工作, 可能会产生较大的误差。

值得注意的是, 在进行地下结构的振动台模型试验前, 经常会开展相应的自由场振动台试验^[9-12]。其中, 有学者将自由场土体视为大型土样, 由动力试验结果估算其剪切波速、动剪切模量比和阻尼比^[13-15]。因此, 若可直接通过自由场试验获取场地的地震响应与计算参数, 并将其应用至地下模型结构的数值计算中, 则可更加准确地预测其在振动台试验中的地震响应。

本文提出采用自由场试验和整体式反应位移法相结合的方法预测地下结构模型在振动台试验中地震响应, 主要目的为开展考虑土-结构相互作用大型振动台模型试验的技术人员提供一种初步预测试验结果并掌握试验概况的方法, 其计算结果可用以指导选择合适的地震动强度、传感器量程, 并保障试验安全。首先介绍采用自由场试验结果估算整体式反应位移法所需计算参数的方法, 在此基础上, 分别采用本文所提出方法和传统全数值方法预测某地铁车站模型结构在振动台试验中的地震响应, 并将预测结果与后续试验结果进行对比。所提出方法可同时用来预测地下模型结构在振动台试验和离心机振动台试验中的地震响应, 具有较强的实用价值。

1 自由场振动台试验方案

本节主要介绍自由场振动台试验的试验方案, 包括砂土的级配和部分物理力学特性、试验设备、填土

方案、传感器布置方案和地震动及其输入顺序等。

1.1 砂土的级配和部分物理力学特性

试验用土的最大粒径约为2 cm, 级配详见图1。土的不均匀系数 C_u 为8.3, 曲率系数 C_c 为0.75, 粒度中值 D_{50} 为0.82 mm, 属于级配不良的砂土。土的初始含水率 w 为6.3%, 初始重度 γ_t 为17.6 kN/m³, 最大孔隙率 e_{max} 为0.92, 最小孔隙率 e_{min} 为0.43, 初始相对密度为68.6%。

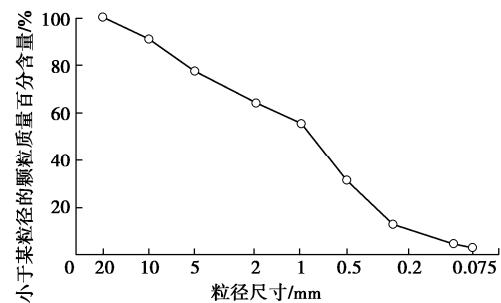


图1 砂土的级配曲线

Fig. 1 Grain-size distribution curve of sand

1.2 试验设备和填土方案

振动台试验在中国建筑科学院建筑安全与环境国家重点实验室中完成, 振动台的台面尺寸为6 m×6 m, 额定工作频率范围为0.1~50 Hz。模型箱为叠层剪切箱, 可为土体提供等效一维场地边界条件^[19], 其尺寸为3.2 m×2.4 m×3 m(长×宽×高)^[20], 由23个叠环构成, 每个叠环高度为13 cm。动力荷载沿模型箱的长度方向水平单向加载, 模型箱在震动方向的2个侧边界未设置约束, 内壁配有1 cm厚的橡胶膜, 用来吸收震动过程中的散射能量。振动台和模型箱详见图2。

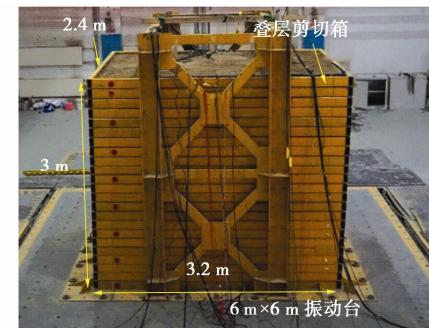


图2 振动台和模型箱

Fig. 2 Shaking table and model box

砂土以人工扬土的方式填至模型箱内, 在填土过程中, 每隔10 cm人工夯实一次, 同时在土内埋设传感器。

1.3 传感器布置方案

试验中使用的加速度传感器为圆柱体, 尺寸为4

$\text{cm} \times 3 \text{ cm}$ (直径 \times 高), 采样频率为 256 Hz。共布设了 35 个加速度传感器, 其布置方案如图 3 所示。传感器的编号为 CH_n ($n=01, 02, \dots, 35$), 其中 $\text{CH}01$ 布置在振动台台面上, 用来采集台面的加速度记录; $\text{CH}02 \sim \text{CH}29$ 被埋置于土中, 用来记录土体的运动; $\text{CH}30 \sim \text{CH}35$ 则用来记录模型箱的运动。此外, 还在土体表面上方布置 3 个激光位移计, 用于测量土体的沉降。

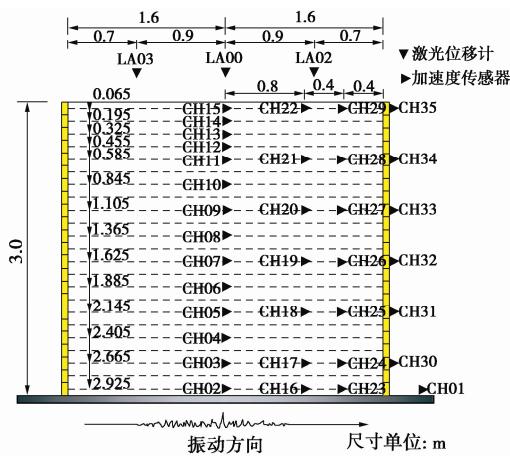


图 3 传感器布置方案

Fig. 3 Schematic diagram of arrangement of sensors

1.4 地震动及其输入顺序

试验使用了 1 条白噪声记录、1 条脉冲记录和 4 条地震动记录。其中地震动的台面记录及其正则化傅里叶频谱如图 4 所示, 图中的 A_{mpk} 为傅里叶频谱的幅值。输入的地震动记录包括 3 条天然记录和一条人工记录, 3 条天然记录分别取自 1989 年美国 Loma Prieta 地震 (台站: Gilroy Array #3, H20F)、1995 年日本 Kobe 地震 (台站: KJMA, H1) 和 2008 年汶川卧龙

地震 (20~40 s, 台站: 51WCW, EW)。试验用土取自北京市石景山区, 人工地震动的设计采用了石景山区的地震动参数, 并以抗震规范中的设计谱为目标拟合而成。

试验前采用场地分析软件预测了自由场土体的卓越频率, 并通过对地震动频谱进行缩尺的方式使其卓越频率接近场地的卓越频率, 目标为激发土体的最不利地震响应。但同时为确保工作人员和试验设备的安全, 响应又不宜过大, 综合考虑, 最终确定 Loma Prieta、Kobe、汶川和北京人工地震动的缩尺比分别为 $1/3$, $1/4$, $1/3$, $1/2$ 。

动力荷载的输入顺序如表 1 所示。地震动按其峰值加速度不同分为两个阶段加载, 分别为 $0.2g$ 和 $0.4g$ 阶段。白噪声和脉冲荷载在每个阶段的开始和结尾输入, 其峰值加速度为 $0.05g$, 分别共输入 3 次。

表 1 动力荷载的输入顺序

Table 1 Sequence of input motions

工况序号	动力荷载	峰值加速度/g	试验阶段/g
IM-1	第一次白噪声	0.05	
IM-2	第一次脉冲	0.05	
IM-3	Loma Prieta (LP)	0.20	
IM-4	Kobe	0.20	
IM-5	汶川	0.20	0.20
IM-6	北京人工记录	0.20	
IM-7	第二次白噪声	0.05	
IM-8	第二次脉冲	0.05	
IM-9	Loma Prieta (LP)	0.40	
IM-10	Kobe	0.40	
IM-11	汶川	0.40	0.40
IM-12	北京人工记录	0.40	
IM-13	第三次白噪声	0.05	
IM-14	第三次脉冲	0.05	

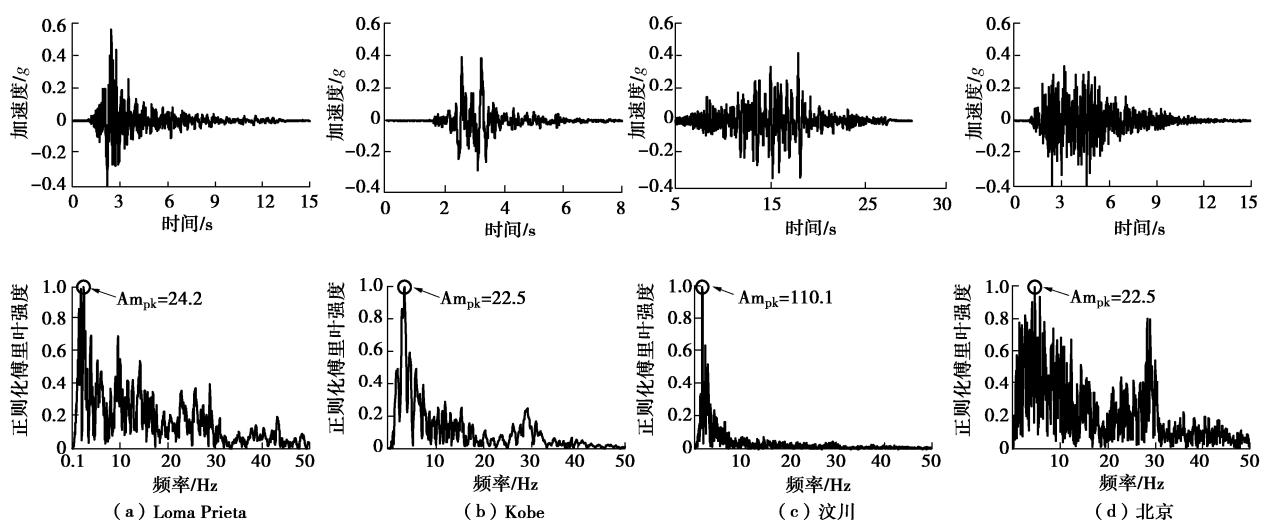


图 4 0.4g 阶段台面地震记录及其正则化傅里叶频谱(A_{mpk} 为傅里叶幅值)

Fig. 4 Input seismic motions and normalized Fourier amplitudes with peak amplitude A_{mpk}

2 由自由场试验获取整体式反应位移法计算参数的方法

开展整体式反应位移法计算的关键是获取结构周围土体的位移、加速度、材料属性和剪应力等计算参数, 本节主要介绍采用自由场振动台试验结果获取这些计算参数的方法。

2.1 土体在结构区域的加速度与位移

由自由场中心位置处的加速度传感器 (CH01~CH15) 可获取试验体系在不同高度处的加速度和积分位移响应。假设在后续试验中, 模型车站结构顶板和底板大致位于自由场试验中的 CH14 和 CH11 位置处, 则可获取此范围内土体的峰值相对位移, 以及同时刻 t_1 土体在结构顶、底板对应位置处的加速度响应。以工况 IM-12 地震作用为例, 结构位置处土体的峰值相对位移及同时刻加速度如图 5 所示。

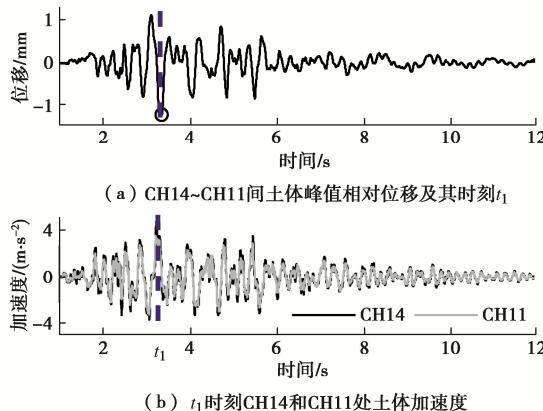


图 5 土体的相对位移与加速度

Fig. 5 Relative displacements and accelerations of soil at structural region

2.2 土体的材料属性

在开展整体式反应位移法计算前, 还须获取结构周围土体的材料属性, 即土体在 t_1 时刻的动剪切模量 G 。在获取土层的动剪切模量 G 之前, 需首先估算土体的最大剪切模量 G_{\max} 和动剪应变 - 动剪切模量比的关系 ($\gamma - G/G_{\max}$)。

受试验条件的限制, 准确获取土体在任意位置处的最大剪切模量 G_{\max} 是较为困难的。在已有的振动台试验中, 通常使用经验法估算砂土的 G_{\max} 。Tsai 等^[15]通过振动台试验的动力数据获取了土体动剪应变 - 动剪切模量关系, 通过拟合由 Seed 等^[21]得出的 $\gamma - G/G_{\max}$ 关系曲线来估算 G_{\max} ; Dihoru 等^[14]通过试验体系的一阶自振频率和剪切波长估算了 G_{\max} 的大小; Sadrekarimi^[22] 和 Anjali 等^[23]则通过经验公式来估算 G_{\max} 。

本文采用脉冲荷载在 3 m 土体内的传播时间估算

砂土的剪切波速 v_s 。当脉冲荷载在振动台台面激发时, 由加速度传感器 CH01~CH15 可记录其在土体内的传播时间, 并获取任意传感器之间的时间差 t_s , 相应土体的剪切波速即为 $v_s = h_s/t_s$ (h_s 为传感器之间的距离)。可进一步结合砂土的密度 ρ 获取土体在 CH15~CH10、CH10~CH06 和 CH06~CH01 范围内的土体的平均最大剪切模量 ($G_{\max} = \rho v_s^2$)。因 CH13、CH08 和 CH04 分别处于 3 个范围的中心位置处, 因此可采用 CH13、CH08 和 CH04 处的 G_{\max} 近似代表这 3 个土层的平均最大剪切模量 G_{\max} , 其在两次脉冲作用下的数值详见表 2。

表 2 土层的最大剪切模量 G_{\max} 估算结果

Table 2 Maximum shear moduli of soil layers (MPa)

工况	土层 1	土层 2	土层 3
第一次脉冲	5.0	21.7	55.4
第二次脉冲	4.0	12.0	32.4

由自由场试验可获取土体的加速度和积分位移响应, 在此基础上, 可进一步可由式 (1) 和式 (2) 获得砂土的剪应力 - 剪应变 ($\tau - \gamma$) 关系^[24-25]:

$$\gamma_i = \frac{u_{i+1} - u_{i-1}}{2h} \quad (i=2, 3, 4, \dots, 14), \quad (1)$$

$$\tau_i(z) = \int_0^{z_i} \rho \ddot{u}_i dz \quad (i=2, 3, 4, \dots, 14). \quad (2)$$

式中 γ_i 为土体在 CH_i ($i=2, 3, 4, \dots, 14$) 处的剪应变; u_i 为土体在 CH_i 处的水平位移; h 为相邻两个加速度传感器之间的高度; $\tau_i(z)$ 为深度为 z 处土体的剪应力, z_i 为土体表面至 CH_i 之间的距离; \ddot{u}_i 为土体在 CH_i 处的水平加速度。

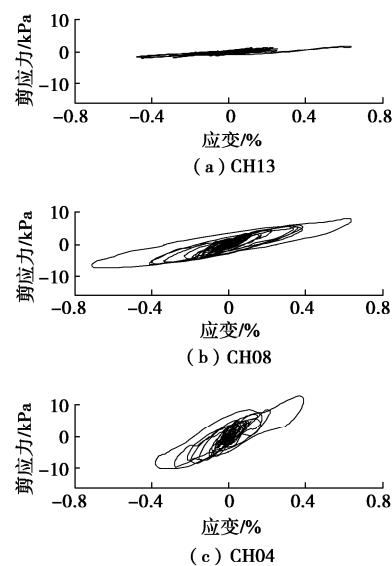


图 6 地震荷载作用下土体的剪应力 - 剪应变关系 (IM-12)

Fig. 6 Shear stress vs. shear strain hysteresis of sand under seismic motion at IM-12

以工况 IM-12 为例, 在 CH04、CH08 和 CH13 处的 $\tau - \gamma$ 关系如图 6 所示。图 6 中第 i 个滞回圈所对

应的动剪切模量表达式为^[24-25]

$$G_i = \frac{\tau_{i,\max} - \tau_{i,\min}}{\gamma_{i,\max} - \gamma_{i,\min}}, \quad (3)$$

式中, G_i 为第 i 个滞回圈所对应的动剪切模量, $\tau_{i,\max}$ 和 $\tau_{i,\min}$ 分别为第 i 个滞回圈的最大和最小剪应力, $\gamma_{i,\max}$ 和 $\gamma_{i,\min}$ 分别为第 i 个滞回圈的最大和最小剪应变。

将一次地震作用下的多个滞回圈所对应的 G 与其所对应的最大剪应变一一对应, 即可得到 G 随 γ 的变化关系, 进一步将其采用 G_{\max} 正则化, 即可获取土体的动剪应变 - 动剪切模量比 ($\gamma - G/G_{\max}$)。

采用上述方法, 可获取土体在 $0.4g$ 阶段 4 条地震动荷载作用下的 $\gamma - G/G_{\max}$, 如图 7 所示。同时, 由式(1)可获取土体在 t_1 时刻的剪应变 γ 大小, 并由图 7 获取土体的动剪切模量比 G/G_{\max} , 进而结合表 2 中的最大剪切模量 G_{\max} 获取土体在 t_1 时刻的动剪切模量 G 。采用上述方法可获取任意传感器高度位置处土体的材料属性, 并可将其应用至整体式反应位移法的数值计算中。

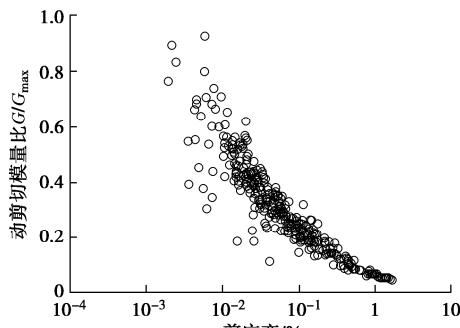


图 7 自由场试验中土体的动剪应变 - 动剪切模量比估算结果
(CH08, 0.4g 阶段)

Fig. 7 Estimated shear modulus degradation relationships obtained from shaking table tests (CH08, 0.4g stage)

2.3 结构周围土体的剪应力

假设模型车站结构顶、底板分别位于 CH14 和 CH11 位置处, 则可由式(2)获取自由场试验中土体在顶、底板位置处的剪应力时程, 进而获取土体在 t_1 时刻的剪应力大小。对于矩形地下车站结构, 其侧壁剪应力则可在顶、底板剪应力大小的基础上, 采用规范^[26]中的方法估算。

3 预测地下结构在振动台试验中地震响应典型案例

本节以某装配整体式地铁车站结构模型为对象^[27], 介绍采用本文所提出方法和传统全数值方法预测其在后续振动台试验中地震响应的典型案例。

3.1 试验与数值计算相结合预测方法及其计算参数

拟预测某矩形地铁车站结构模型在振动台试验中

的地震响应, 试验中使用的试验设备、土和模型箱与自由场试验中的一致, 模型结构的顶、底板大致位于自由场试验中 CH14 和 CH11 位置处。采用适用于矩形断面的整体式反应位移法^[16]对其开展预测工作, 计算参数均直接源于自由场振动台试验结果。

分别预测地铁车站模型结构在 $0.2g$ 和 $0.4g$ 两个阶段下的地震响应, 作为典型案例, 选取工况 IM-6 和 IM-12 开展预测工作。在开展预测前, 采用第 2 节中介绍的参数估算方法, 分别获取在结构顶一底板位置处土体的峰值相对位移, 及同时刻土体的加速度、土层动剪切模量和剪应力等计算参数, 详见表 3, 4。

表 3 整体式反应位移法计算中所使用的荷载参数

Table 3 Loads for integral response displacement method

工况	土体相对位移/mm	加速度/(m·s ⁻²)		结构周围剪应力/kPa		
		顶板	底板	顶板	底板	左墙
IM-6	0.47	3.00	2.73	-0.70	-2.63	-0.97
IM-12	-1.23	-3.46	-3.14	0.81	3.08	1.14

表 4 土层的材料属性 G

Table 4 Estimated dynamic shear moduli G of soil (MPa)

工况	土层 1(G_1)	土层 2(G_2)	土层 3(G_3)
IM-6	1.8	7.9	25.9
IM-12	1.5	2.7	9.2

3.2 传统全数值预测方法及其计算参数

同时采用传统全数值方法开展对车站结构在相同试验工况下的地震响应预测, 作为预测工作的对比。仍采用整体式反应位移法^[16]开展预测工作, 但计算参数主要源于已有文献中常用的研究成果和场地等效线性化地震响应分析结果。

其中土体的 $\gamma - G/G_{\max}$ 关系取自文献[21], 3 层土体的最大剪切模量 G_{\max} 则为^[25]

$$G_{\max} = 250 \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{(1 + e)} \cdot \sigma_0^C, \quad (4)$$

式中, σ_0 为有效围压, C 为常数, 取 $0.47^{[25]}$ 。

基于此, 可开展场地的等效线性化地震响应分析, 并采用规范中的方法^[26]获取土体在结构顶底板位置处的峰值相对位移, 及同时刻土体的加速度、剪应力和动剪切模量等计算参数。

3.3 试验预测的数值模型

在有限元软件 ABAQUS 中开展预测计算, 土体和地铁车站结构分别采用二维实体单元和梁单元建模, 其中土体被划分为 3 层, 计算厚度分别为 0.84 , 1.04 , 1.10 m。

车站模型为两层三跨矩形断面装配整体式结构, 由已有研究可知, 装配整体式地铁车站结构在地震作用下的地震响应可近似等同为现浇地铁车站结构的地震响应^[28], 因此将其简化为现浇车站结构。

车站横断面长和高分别为 76.3, 47.6 cm, 埋深为 15 cm。结构底板、中板、顶板和侧墙的厚度分别为 2.7, 1.3, 2.3, 2.3 cm。柱在试验中的纵向间距为 26.67 cm, 横截面尺寸为 2.3 cm×3 cm。因计算在平面应变状态下开展, 将柱横截面面积等效至纵向为 1 m 的长度上, 可得其的计算截面宽度为 0.259 cm。结构和土体间采用摩擦接触, 计算模型如图 8 所示。

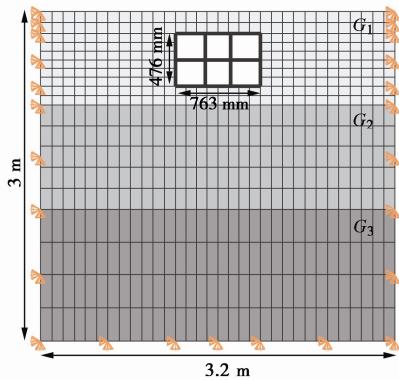


图 8 整体式反应位移法有限元计算模型

Fig. 8 Finite element model of integral response deformation method

模型结构采用钢丝和微粒混凝土材料制作, 因计算在线弹性范围内开展计算, 这里采用微粒混凝土材料的室内试验结果来近似代表其在计算中的材料属性, 即结构的弹性模量为 13.8 GPa^[27]。车站结构的材

料与截面属性详见表 5。

表 5 结构的材料与截面属性

Table 5 Properties of material and section

密度 /(kg·m ⁻³)	弹性模 量/GPa	截面厚度/cm			
		底板	中板	顶板	墙
2400	13.8	2.7	1.3	2.3	2.3
				0.259	

4 预测与后续试验结果对比

结构的水平和竖向位移, 以及典型位置处的应变响应可由后续车站结构振动台模型试验中的加速度传感器和应变片获取。在工况 IM-6 和 IM-12 地震作用下, 结构顶—底板峰值相对位移, 及其同时刻结构顶板右端竖向位移、地下一层和二层右侧柱底应变、地下一层和二层右侧墙底截面平均应变如表 6 所示。试验中使用的车站模型结构如图 9 所示。



图 9 后续试验中的模型车站结构

Fig. 9 Model structure in subsequent tests

表 6 预测与后续试验结果对比

Table 6 Comparison between predicted and subsequent test results

工况	后续试验结果	本文方法预测结果	全数值方法预测结果
IM-6	顶—底板水平相对位移/mm	0.35	0.45
	顶板右端竖向位移/mm	0.05	0.09
	地下一层右侧柱底应变/ $\mu\epsilon$	2.15	5.54
	地下一层右侧柱顶应变/ $\mu\epsilon$	1.95	7.32
	地下一层左侧墙底应变/ $\mu\epsilon$	0.27	7.24
	地下一层左侧墙顶应变/ $\mu\epsilon$	0.86	1.96
	地下一层右侧墙底应变/ $\mu\epsilon$	0.44	1.35
	地下一层右侧墙底应变/ $\mu\epsilon$	0.44	1.96
	地下二层右侧柱底应变/ $\mu\epsilon$	3.02	3.43
	地下二层左侧柱底应变/ $\mu\epsilon$	1.48	6.41
	地下二层左侧墙顶应变/ $\mu\epsilon$	0.81	3.45
	地下二层右侧墙顶应变/ $\mu\epsilon$	0.76	6.39
IM-12	地下二层右侧墙底应变/ $\mu\epsilon$	1.21	2.47
	顶—底板水平相对位移/mm	0.88	0.75
	顶板右端竖向位移/mm	1.10	0.15
	地下一层右侧柱底应变/ $\mu\epsilon$	5.01	0.02
	地下一层右侧柱顶应变/ $\mu\epsilon$	7.80	7.93
	地下一层左侧墙底应变/ $\mu\epsilon$	1.06	13.33
	地下一层左侧墙顶应变/ $\mu\epsilon$	2.59	7.94
	地下一层右侧墙底应变/ $\mu\epsilon$	1.63	14.32
	地下二层右侧柱底应变/ $\mu\epsilon$	1.06	2.61
	地下二层左侧柱底应变/ $\mu\epsilon$	2.59	1.20
	地下二层左侧墙顶应变/ $\mu\epsilon$	1.63	2.44
	地下二层右侧墙顶应变/ $\mu\epsilon$	1.06	10.32

注: 表中的位移和应变均为相应地震工况作用下的峰值大小。

同时,还可分别采用本文方法和传统全数值方法获取对后续试验预测结果,如表 6 所示。对比后续试验结果与传统全数值方法可知,在两个计算工况下,无论结构的顶—底板相对位移,还是地下一层和二层墙底、柱底处的截面平均应变大小,试验与预测结果均具有较大差异,预测结果不能还原地下结构在试验中的地震响应。

产生这种现象的主要原因为目前常用土体属性估算方法尚不能很好地获取任意类型土体在低围压下(围压不高于 50 kPa)的场地计算参数;此外,等效线性化场地地震分析方法本身也存在一定计算精度的问题。

而在本文所提出预测方法中,所有计算参数均直接源于自由场试验结果,可获取更为合理的计算参数。因此,对比后续试验结果与采用本文方法得到的预测结果可知,无论是结构顶—底板相对位移,还是墙、柱截面应变结果,二者的差异均相对较小,采用本文方法得到的预测结果相对于全数值预测方法具有大幅提升。但需要注意的是,在试验中观察到了结构较为明显的横断面内摇摆现象,也即结构左右两端产生了一定的竖向位移,而本文方法未能很好地预测结构的竖向位移响应。

在实践中,影响振动台试验结果的因素较多,如振动台设备性能、模型箱性能、土和微粒混凝土材料的离散性以及传感器数据采集误差等,由此可知,定量地预测后续振动台试验结果是较为困难的。而由表 6 中的预测结果可知,尽管采用本文方法得到的预测结果与后续试验结果仍存在一定差异,但总体来说,所提出的预测方法已较好地预测后续试验中地下结构的剪切变形和应变结果,可在一定程度上指导并完善后续试验方案。

5 结语

本文提出一种试验与数值计算相结合的方法,可用以预测地下结构模型在振动台试验中的地震响应,并结合典型案例和后续振动台试验结果验证了方法的有效性。相对于全数值预测方法,本文提出的自由场试验与整体式反应位移法相结合的振动台试验预测方法可大幅提升预测结果的准确性,方法可用以定性地预测地铁车站模型结构在振动台试验中的地震响应,并可在一定程度上指导和完善后续试验方案。

参考文献:

- [1] TANG B Z, LI X J, CHEN S, et al. Investigations of seismic response to an irregular-section subway station structure

located in a soft clay site[J]. Engineering Structures, 2020, 217: 110799.

- [2] WU W F, GE S P, YUAN Y, et al. Seismic response of subway station in soft soil: Shaking table testing versus numerical analysis[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2020, 100: 103389.
- [3] 禹海涛,陈希卓,李攀. 基于双台阵模拟地震空间差动效应的模型箱参数解析[J]. 岩土工程学报, 2020, 42(8): 1428 - 1434. (YU Hai-tao, CHEN Xi-zhuo, LI Pan. Analytical solution for design parameters of model box to simulate seismic spatial variability effect using double-array shaking tables[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, 42(8): 1428 - 1434. (in Chinese))
- [4] 刘必灯,郭迅. 西南交通大学 8 m×10 m 地震模拟振动台运行对场地振动的影响分析[J]. 中国地震, 2019, 35(2): 226 - 237. (LIU Bi-deng, GUO Xun. Experimental study of field vibration influence induced by the 8 m×10 m shake table of Southwest Jiaotong University[J]. Earthquake Research in China, 2019, 35(2): 226 - 237. (in Chinese))
- [5] 陈学伟,季静,吴培峰,等. E-Defense 振动台试验预测性分析比赛的研究综述[J]. 世界地震工程, 2010, 26(3): 175 - 181. (CHEN Xue-wei, JI Jing, WU Pei-feng, et al. Summary on research of blind analysis contest of E-Defense shaking table test[J]. World Earthquake Engineering, 2010, 26(3): 175 - 181. (in Chinese))
- [6] 孙严. 基于框架结构盲测试验 OpenSEES 建模参数敏感性分析[D]. 哈尔滨: 黑龙江科技大学, 2016. (SUN Yan. Sensitivity Analysis of Modeling Parameters for OpenSees Based on Frame Blind Test[D]. Harbin: Heilongjiang University of Science and Technology, 2016. (in Chinese))
- [7] 张震. 场地地震反应一维数值分析方法对比分析[D]. 廊坊: 防灾科技学院, 2020. (ZHANG Zhen. Comparison on One Dimension Numerical Methods of Site Seismic Response Analysis[D]. Langfang: Institute of Disaster Prevention, 2020. (in Chinese))
- [8] GRIFFITHS S C, COX B R, RATHJE E M. Challenges associated with site response analyses for soft soils subjected to high-intensity input ground motions[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2016, 85: 1 - 10.
- [9] 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 - 11. (YANG Lin-de, JI Qian-qian, ZHENG Yong-lai, et al. Shaking table test on metro station structures in soft soil[J]. Modern Tunnelling Technology, 2003, 40(1): 7 - 11. (in Chinese))
- [10] 李杰,岳庆霞,陈隽. 地下综合管廊结构振动台模型

- 试验与有限元分析研究[J]. 地震工程与工程振动, 2009, 29(4): 41 - 45. (LI Jie, YUE Qing-xia, CHEN Jun. Research on shaking-table test and finite element numerical simulation of utility tunnel[J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2009, 29(4): 41 - 45. (in Chinese))
- [11] WANG Z Z, JIANG Y J, ZHU C A, et al. Shaking table tests of tunnel linings in progressive states of damage[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2015, 50: 109 - 117.
- [12] MOGHADAM M R, BAZIAR M H. Seismic ground motion amplification pattern induced by a subway tunnel: shaking table testing and numerical simulation[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2016, 83: 81 - 97.
- [13] 陈国兴, 王炳辉, 孙田. 饱和南京细砂动剪切模量特性的大型振动台试验研究[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(4): 582 - 590. (CHEN Guo-xing, WANG Bing-hui, SUN Tian. Dynamic shear modulus of saturated Nanjing fine sand in large scale shaking table tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(4): 582 - 590. (in Chinese))
- [14] DIHORU L, BHATTACHARYA S, MOCCIA F, et al. Dynamic testing of free field response in stratified granular deposits[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2016, 84: 157 - 168.
- [15] TSAI C C, LIN W C, CHIOU J S. Identification of dynamic soil properties through shaking table tests on a large saturated sand specimen in a laminar shear box[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2016, 83: 59 - 68.
- [16] 刘晶波, 王文晖, 赵冬冬, 等. 地下结构抗震分析的整体式反应位移法[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, 32(8): 1618 - 1624. (LIU Jing-bo, WANG Wen-hui, ZHAO Dong-dong, et al. Integral response deformation method for seismic analysis of underground structure[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, 32(8): 1618 - 1624. (in Chinese))
- [17] 刘晶波, 王文晖, 赵冬冬, 等. 复杂断面地下结构地震反应分析的整体式反应位移法[J]. 土木工程学报, 2014, 47(1): 134 - 142. (LIU Jing-bo, WANG Wen-hui, ZHAO Dong-dong, et al. Integral response deformation method in seismic analysis of complex section underground structures[J]. China Civil Engineering Journal, 2014, 47(1): 134 - 142. (in Chinese))
- [18] 刘晶波, 王东洋, 谭辉, 等. 整体式反应位移法的理论推导及一致性证明[J]. 土木工程学报, 2019, 52(8): 18 - 23. (LIU Jing-bo, WANG Dong-yang, TAN Hui, et al. Theoretical derivation and consistency proof of the integral response deformation method[J]. China Civil Engineering Journal, 2019, 52(8): 18 - 23. (in Chinese))
- [19] ZENG X, SCHOFIELD A N. Design and performance of an equivalent-shear-beam container for earthquake centrifuge modelling[J]. Géotechnique, 1996, 46(1): 83 - 102.
- [20] 倪克闯. 成层土中桩基与复合地基地震作用下工作性状振动台试验研究[D]. 北京: 中国建筑科学研究院, 2013. (NI Ke-chuang. Shaking Table Test of Pile and Composite Foundations' Dynamic Behavior in Layered Soils Subjected to Earthquake Excitation[D]. Beijing: China Academy of Building Research, 2013. (in Chinese))
- [21] SEED H B, IDRIS I M. Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses[R]. Berkeley: Earthquake Engineering Research Center, University of California, 1970.
- [22] SADREKARIMI A. Dynamic behavior of granular soils at shallow depths from 1g shaking table tests[J]. Journal of Earthquake Engineering, 2013, 17: 227 - 252.
- [23] ANJALI M, VIVEK B, RAYCHOWDHURY P. Seismic response analysis of Ganga sand deposits using shake table tests[J]. International Journal of Geo-Engineering, 2015, 6(1): 11.
- [24] ZEGHAL M, ELGAMAL A W. Analysis of site liquefaction using earthquake records[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1994, 120(6): 996 - 1017.
- [25] LI Z, ESCOFFIER S, KOTRONIS P. Using centrifuge tests data to identify the dynamic soil properties: application to Fontainebleau sand[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2013, 52: 77 - 87.
- [26] 地下结构抗震设计标准: GB/T 51336—2018[S]. 2018. (Standard for Seismic Design of Underground Structures: GB/T 51336—2018[S]. 2018. (in Chinese))
- [27] 江志伟. 装配式地铁隧道和车站结构抗震研究[D]. 北京: 北京工业大学, 2019. (JIANG Zhi-wei. Aseismic Investigations on Precast Subway Tunnel and Station[D]. Beijing: Beijing University of Technology, 2019. (in Chinese))
- [28] 刘洪涛, 许紫刚, 杜修力. 基于不同计算方法下的装配整体式地铁车站抗震性能研究[J]. 特种结构, 2019, 36(5): 71 - 76. (LIU Hong-tao, XU Zi-gang, DU Xiu-li. Analysis of seismic performance of assembled monolithic subway station based on different calculation methods[J]. Special Structures, 2019, 36(5): 71 - 76. (in Chinese))