

装配整体式地铁车站结构地震位移与变形响应研究

江志伟^{1,2,3} 许成顺¹ 杜修力¹ 吴成刚^{2,3}

1. 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

2. 城市轨道交通绿色与安全建造技术国家工程研究中心, 北京 100037

3. 北京城建设计发展集团股份有限公司, 北京 100037

摘要: 装配整体式地铁车站结构中, 预制构件主要由后浇混凝土和灌浆套筒连接, 设计目标为“等同现浇”, 但其构造与现浇车站相比仍存在较大差异, 结构的地震变形特征是否仍可“等同现浇”需要进一步研究。该文以北京地铁实际工程为背景, 开展了场地-装配式整体式地铁车站结构的大型振动台模型试验, 针对结构的位移和变形响应开展了分析, 包括水平、竖向绝对和相对位移, 以及角位移等。结果表明: 结构的水平向地震响应主要受控于周围土体的响应, 但竖向响应未能被有效抑制, 结构整体产生了0.03°以内的角位移响应; 同时试验中地下一层和二层的峰值层间位移角较大, 并伴有小于0.2 mm的水平和竖向不可恢复变形, 但试验后未见结构有明显损伤, 这表明预制构件在节点区产生了相对运动。

关键词: 装配整体式地铁车站结构; 1-g 振动台试验; 竖向位移; 装配式地下结构; 地下结构抗震
中图分类号: TU93 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-131X(2026)01-0037-14

DOI: 10.15951/j.tmgcxb.24110906

Seismic displacement and deformation responses of monolithically precast subway station

Jiang Zhiwei^{1,2,3} Xu Chengshun¹ Du Xiuli¹ Wu Chenggang^{2,3}

1. Key Laboratory of Urban Security and Disaster Engineering of the Ministry of Education, Beijing University of Technology, Beijing 100124, China

2. National Engineering Research Center of Green & Safe Construction Technology in Urban Rail Transit, Beijing 100037, China

3. Beijing Urban Construction Design and Development Group Co., Ltd., Beijing 100037, China

Abstract: The prefabricated components in a monolithically precast subway station are mainly connected by the cast-in-situ concrete and splice sleeve. The design objective is to make sure that the structural performance is equivalent to that of a cast-in-place structure. But the structure is different from a cast-in-place structure, so the abovementioned objective should be investigated. Based on a real subway engineering project at Beijing, 1-g shaking table model tests of the site-monolithically precast subway structure were performed to study the seismic structural displacement and deformation responses, including the horizontal, vertical absolute and relative displacement, and angular displacement, etc. Results show that the structural horizontal responses were dominant by the responses of the surrounding soil. But the vertical responses were not sufficiently restrained. The angular displacement were observed to be within 0.03 degree. The story drifts of the basement-1 and basement-2 were large with unrecoverable deformation smaller than 0.2 mm in the both horizontal and vertical directions. However, almost no structural damage was observed after the experiments, indicating that the prefabricated components have relative displacement at the joint regions.

基金项目: 国家自然科学基金(52008233)、国家重点研发计划(2018YFC1504305)和北京市交通委项目(2016-gdsbssc-01-02)

作者简介: 江志伟, 博士, 高级工程师 **通信作者:** 许成顺, 博士, 教授 **收稿日期:** 2024-11-14

Keywords: monolithically precast subway station; 1-g shaking table test; vertical displacement; prefabricated underground structure; seismic resistance on underground structure
E-mail: xuchengshun@bjut.edu.cn

0 引言

在大力推广装配式建筑结构的背景下,相关技术已在地上结构中广泛应用,近年来也逐步拓展到地下结构的建设中。在此方面,国外的建设起步较早,俄罗斯自20世纪70年代就开始了地铁的装配式设计和工业化建造,目前已逐步发展并建成了标准化绿色地铁车站结构^[1];我国也已经有了一些建设案例,长春、济南和广州等多个城市已完成了装配式试点车站结构的建设^[2-3]。

装配式地下结构由独立的预制构件拼装而成,从根本上区别于传统整体现浇结构,目前对其抗震性能的研究总体上处于起步阶段,对地震响应的认识也还不够深入,这导致目前建设还主要局限于六度和七度设防区。为进一步拓展装配式车站结构在强震区的建设,在北京地铁6号线西延工程中,形成了整套的装配整体式地铁车站结构设计方案,结构由预制构件、灌浆套筒和后浇混凝土构成,其设计目标为抗震性能等同于同等情况下现浇车站结构的抗震性能。

由以往震害可知,地下结构可在地震作用下产生严重损伤甚至坍塌^[4-6],但目前对装配整体式地铁车站结构抗震的研究工作还很少,可参考的案例不多。因此作者及其团队开展了系列足尺预制节点的拟静力试验^[7-9],发现预制和现浇节点的抗震性能基本相当。然而,因装配整体式地铁车站结构存在的连接节点较多,独立的节点试验并不能全面反映车站结构整体的抗震性能,还有必要从结构体系的角度出发,来进一步研究车站结构的地震响应。

目前地下结构动力试验研究方法主要有1-g(单位重力加速度)振动台试验和离心机振动台试验,其中离心机振动台试验可为模型结构提供充足的地应力,为一种理论完备的地下结构模型试验方法。但离心机振动台试验尺寸较小,试验时通常将模型结构简化为金属^[10]或塑料管^[11],难以反映出装配式结构的连接构造特征及其可能带来的非线性响应。

还原预制节点的连接构造为开展装配式地下结构模型试验的首要考虑因素,而1-g振动台试验具有试验尺寸大和承载力高等优点,适合还原结构的连

接构造特征。Tao等^[12-13]开展了全装配式地铁车站结构的1-g振动台模型试验,结果表明装配式地铁车站结构的地震响应大于同等条件下现浇车站结构的响应,但在罕遇地震下其损伤可控,仍较为安全。然而全装配式车站结构采用了柔性榫槽接头连接^[14-16],与装配整体式地铁车站结构的刚性连接方式具有本质区别,成果并不能直接被本研究所参考。还有学者通过折减整体结构^[17]或节点刚度^[18]的方式设计了等效装配式隧道结构模型,并研究了其地震响应特征,但这种方式只能宏观地模拟装配式地下结构的地震响应,不能反映地下结构在连接处的非线性响应特征。

类似地,有学者针对装配式综合管廊结构开展了振动台试验^[19-20],但其原型结构断面较小,可实现整环预制,构件间仅存在纵向连接,与大断面、多分块的车站结构存在较大差异。此外,还有学者在振动台试验中考虑了特殊场地条件^[21]和结构形式^[22]的影响,但研究对象均为整体现浇车站结构,无法反映非连续装配式结构的地震响应特征。

基于此,开展了1-g大型振动台系列模型试验来研究装配整体式地铁车站结构的地震响应,模型结构的几何相似比为1:30,由预制模型构件和后浇微粒混凝土拼接而成,系列试验的主要目的为分析结构的地震响应特征,并分析规律。本文重点研究装配整体式地铁车站结构的位移和变形响应,分析了水平、竖向绝对和层间相对位移,以及角位移等,研究成果可供装配式地下结构的抗震设计所参考。

1 振动台试验方案

试验在中国建筑科学研究院开展,本节主要介绍相似关系、模型结构制作、传感器布置方案和地震动输入顺序等。

1.1 原型车站结构简介

原型车站结构为矩形断面,长和高分别为22.9 m和14.3 m,纵向柱距为8 m。墙、柱和梁均为预制构件,中板和顶板为叠合后浇板,底板为现浇构件,见图1。各预制构件使用灌浆套筒或钢筋搭接的方式连接,并通过后浇混凝土将构件形成整体。关于各节点的介绍,详见文献^[7-9]。

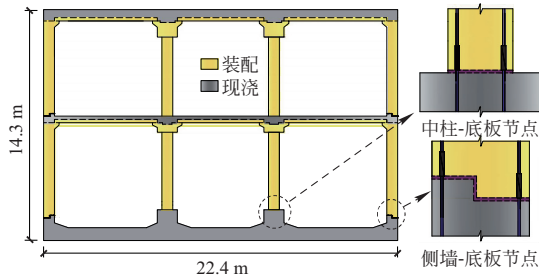


图1 原型车站结构示意图

Fig. 1 Schematic diagram of the prototype station structure

1.2 振动台、模型箱和试验用土

在开展车站试验前，已经完成了对应的自由场地^[23]和装配式马蹄形隧道结构1-g振动台试验^[24-25]，本次试验采用的振动台、模型箱和试验用土以及相应的试验方法与文献[23-25]中的一致，其中振动台台面尺寸和叠层剪切箱尺寸分别为6 m×6 m和3.2 m×2.4 m×3 m(长×宽×高)，见图2；由与本试验对应的自由场试验可知，叠环可迫使土体产生剪切变形模式，也即模型箱可较好地模拟边界条件，详细分析结果请见文献[23]。试验用土则为级配不良的砂土，最大粒径和含水率分别为2 cm和6.3%。由于振动台设备性能、模型箱尺寸、土的物理学特性和动力特性，以及填土方式等已在文献[23-25]中详细介绍，本文不再赘述。

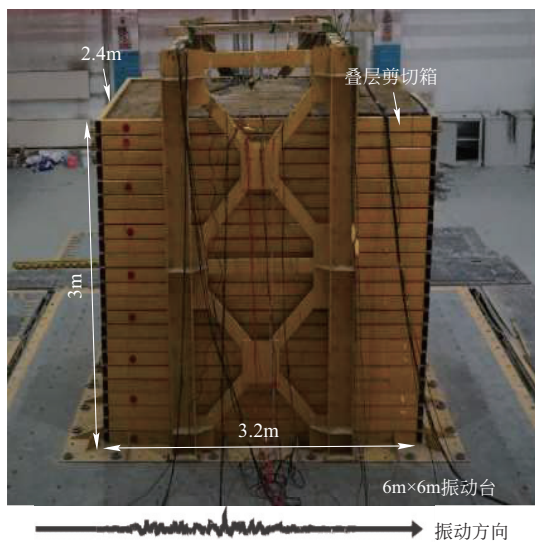


图2 振动台与模型箱

Fig. 2 Shaking table and model box

1.3 相似比设计

相似关系的设计以能反映原型车站结构的关键构造特征为主要原则。在本次试验中，模型构件的相似比设计使用了Harris等^[26]介绍的线弹性相似关

系。选择了几何尺寸、加速度和弹性模量3个物理量的相似比(S_l 、 S_a 和 S_E)为基本量，其他物理量的相似比则可由 S_l 、 S_a 和 S_E 通过量纲分析推导得出。综合考虑1-g重力环境、模型箱边界条件、微粒混凝土和模型钢丝材料性能等因素，最终确定 $S_l=1:30$ 、 $S_a=1:1$ 和 $S_E=1:4$ ，详见表1。关于相似关系取值原则的详细介绍，请见文献[23-25]。

表1 相似比设计

Table 1 Design of the scaling ratio

物理量	相似关系	设计相似比	备注
长度 l	S_l	1/30	
弹性模量 E	S_E	1/4	基本量
加速度 a	S_a	1	
等效密度 ρ	$S_\rho = S_E / S_l S_a$	7.5	未加配重，实际值为1
线位移 r	$S_r = S_l$	1/30	
质量 m	$S_m = S_\rho \cdot S_l^3$	2.78×10^{-4}	
惯性矩 I	$S_I = S_l^4$	1.23×10^{-6}	
抗弯刚度 EI	$S_{EI} = S_E \cdot S_l^4$	3.0864×10^{-7}	
抗压刚度 EA	$S_{EA} = S_E \cdot S_l^2$	2.78×10^{-4}	
力 F	$S_F = S_\rho \cdot S_l^3 \cdot S_a$	2.78×10^{-4}	
应力 σ	$S_\sigma = S_l \cdot S_a \cdot S_\rho$	1/4	
应变 ε	$S_\varepsilon = S_l \cdot S_a \cdot S_\rho / S_E$	1	

由表1可知，若按给定的 S_l 、 S_a 和 S_E 大小， S_ρ 应为7.5:1，也即应附加人工质量来模拟车站结构的惯性作用，但地下结构的地震响应主要取决于土-结构相对刚度和周围土体的相对变形，而非结构的惯性作用^[27-28]；此外，若施加配重块，还存在与模型结构固定连接，以及可能影响传感器布置和数据采集等问题。因此综合考虑，模型制作过程中 S_ρ 被保持为1:1，未附加人工质量。

1.4 模型结构制作

模型车站结构横断面的宽和高分别为763.3 mm和476.4 mm，纵向长度为2.4 m。各构件由微粒混凝土和钢丝构成，其中墙、柱和梁为预制构件；因原型中叠合后浇板的缩尺存在一定困难，将顶板和中板简化为了现浇板。各构件通过采用内、外模板支撑和控制拼装施工工序的方式形成结构整体，主要制作步骤如下(图3)：

步骤1：制作墙、柱和梁等预制模型构件的模板。

步骤2：制作各预制模型构件的钢筋，并向模板内浇筑微粒混凝土。在充分养护后，可得墙、柱和

梁的预制模型。

步骤3：铺设底板钢筋网，并将地下二层预制柱和预制墙定位在钢筋网内，浇筑底板并充分养护。

步骤4：安装地下二层的塑料泡沫内模，并在内模的支护下安装预制中梁，同时铺设中板钢筋网。

步骤5：将地下一层的预制柱和预制墙定位在中板的钢筋网内。

步骤6：浇筑中板，使流动的微粒混凝土充满地

下一层柱、地下二层柱、中梁和侧墙等预制模型构件间的空隙，使预制构件形成整体。

步骤7：安装地下一层的塑料泡沫内模，并在内模的支护下安装预制顶梁，同时铺设顶板钢筋网。

步骤8：浇筑顶板，使地下一层柱、预制顶梁与现浇顶板交汇处形成节点，同时使现浇顶板与地下一层墙形成连接。将模型结构充分养护后，可得到完整的车站模型。



图3 模型结构制作

Fig. 3 Manufacture of the model structure

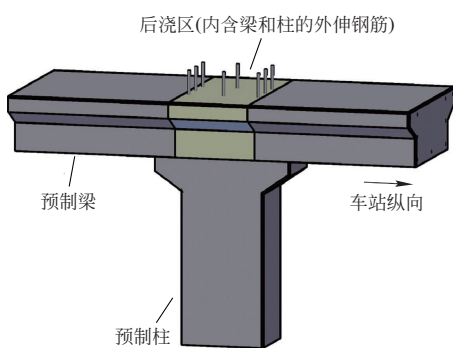


图4 模型结构中的中梁-中板-柱节点示意图

Fig. 4 Schematic diagram of beam-slab-column joint of the model structure

地下二层梁-柱节点示意图如图4所示。梁和柱等预制构件均预留了外伸钢筋，在完成构件的定位和安装后，外伸钢筋汇集到了后浇区域，浇筑中板时，微粒混凝土可充满后浇区域，连同外伸钢筋共

同硬化形成节点。同理，其他节点也采用了类似的连接方式。

表2 模型结构的材料属性

Table 2 Material properties of the model structure

微粒混凝土		模型钢筋		
弹性模量/ GPa	抗压强度/ MPa	泊松比	弹性模量/ GPa	屈服应力/ MPa
13.8	20.1	0.2	200	348

通过室内试验获取了结构的材料属性，微粒混凝土的弹性模量、抗压强度和泊松比分别为13.8 GPa、20.1 MPa和0.2；模型钢筋的弹性模量和屈服应力分别为200 GPa和348 MPa，详见表2。采用弯矩相似原则获取模型钢筋的直径和间距等参数，各预制构件的截面属性详见表3，关于弯矩相似原则的详细介绍请见文献[24]。

表 3 构件的截面属性

Table 3 Sectional properties of the components

构件	模型钢筋类别	模型钢筋直径/mm	间距/cm	配筋率/%	方向
柱	主筋	1.0	—	0.90	竖向
	四肢箍	0.8	2.6	0.26	水平向
	牛腿	1.0	—	—	竖向夹角 63°
侧墙	主筋(双层布置)	1.2	1.65	0.59	竖向
	分布筋(双层布置)	0.8	1.7	0.25	水平向
顶板	主筋(双层布置)	1.2	3.3	0.29	车站纵向
	分布筋(双层布置)	1.0	2.5	0.26	水平向
中板	主筋(双层布置)	1.0	2.5	0.47	车站纵向
	分布筋(双层布置)	0.8	2.5	0.30	水平向
底板	主筋(双层布置)	2.0	3.3	1.88	车站纵向
	分布筋(双层布置)	2.0	2.5	1.88	水平向
	底板中梁主筋	1.2	—	0.77	车站纵向
顶梁	主筋	1.0	—	0.49	车站纵向
	六肢箍	0.8	1.3	0.69	竖向
	牛腿	1.0	1.3	—	竖向夹角 63°
中梁	主筋	1.0	—	0.71	车站纵向
	四肢箍	0.8	1.3	0.77	竖向
	牛腿	1.0	1.3	—	竖向夹角 63°

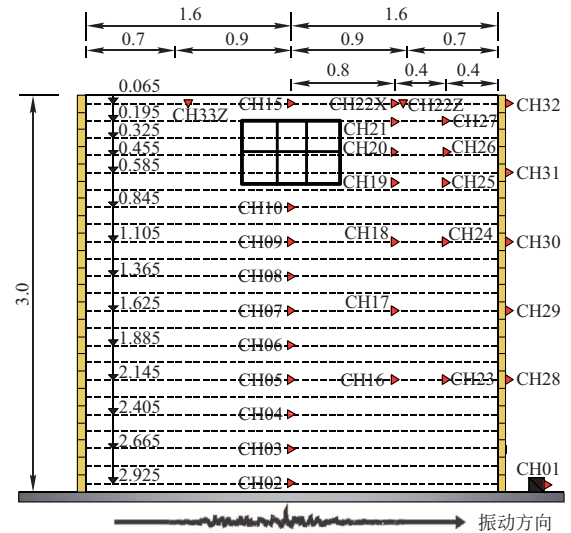
1.5 传感器及其布置方案

试验中共使用了 42 个加速度传感器，分别为 CH_n(n=01, 02, …, 10, 15, 16, …, 33, 40, 41, …, 45)命名，采样频率均为 256 Hz，布置方案详见图 5。图中 CH01 固定于振动台台面上，用来记录台面运动；CH02 ~ CH10、CH11 ~ CH27、CH22Z 和 CH33Z 埋置于土体中，其中 CH22Z 和 CH33Z 用来测量土体的竖向地震响应，其他传感器则用以记录土体的水平向地震响应；CH28 ~ CH32 固定于模型箱上，用以记录模型箱的运动。

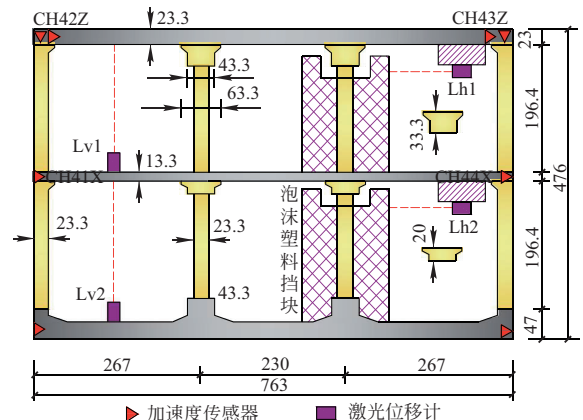
采用 8 个加速度传感器测量车站结构的地震响应，其中 CH40X ~ CH45X 分别固定于模型车站结构底板、中板和顶板的左右两端，用来记录车站结构的水平向加速度，CH42Z 和 CH43Z 固定于顶板左右两端，用于测量结构的竖向地震响应。

采用 4 个激光位移计测量结构的层间位移，采样频率为 256 Hz，如图 5(b)所示。其中 2 个水平向传感器(Lh1 和 Lh2)分别被固定于顶板和中板上，用来测量车站结构地下一层和二层的水平层间相对位移；2 个竖向传感器(Lv1 和 Lv2)则分别被布置于中板和

底板上，用来测量车站结构在地下一层和二层的竖向层间相对位移。因位移计存在量程的限制，分别为顶板和中板上的 2 个水平向位移计布置了挡块，分别固定于中板和底板上，用以反射激光位移计发出的激光束。当车站结构产生变形时，传感器和挡块之间的相对位移即可近似代替车站结构的水平层间位移。因地震动加载时，挡块本身也可能产生振动，为减小此部分作用的影响，选取了具有一定刚度的轻质泡沫塑料作为挡块。



(a) 土体内部和模型箱上的加速度传感器



(b) 结构传感器布置方案

图 5 传感器布置方案(单位: mm)

Fig. 5 Sensor arrangement plan(unit: mm)

1.6 地震动及其输入顺序

试验使用了白噪声、脉冲和四条地震动记录加载，动力荷载均自模型箱基底沿模型结构的横断面方向水平单向加载。试验按地震动峰值加速度的不同分为 4 个阶段，分别为 0.2g、0.4g、0.62g 和 1.0g 阶段，每个阶段的地震动输入顺序均为北京人工地震、Kobe 地震、Loma Prieta 地震和汶川地震记录，详见表 4。试验前对地震动频谱进行了缩尺，原

则为获取车站结构最不利的地震响应。综合考虑，确定四条地震动的缩尺比分别为 1/2、1/5、1/2 和 1/5，试验中 0.2g 阶段地震动台面记录详见图 6。关于地震动的选取和缩尺的详细介绍，详见文献[23]。

表 4 台面激振顺序

Table 4 Shaking table input excitation sequence

工况序号	动力荷载	台站	a_{pk}/g	阶段
IM-1	第一次白噪声	N. A.	0.05	0.2g
IM-2	第一次脉冲	N. A.	0.05	
IM-3	北京人工记录	N. A.	0.2	
IM-4	Kobe	KJMA	0.2	
IM-5	Loma Prieta	Gilroy Array #3	0.2	
IM-6	汶川	51WCW	0.2	
IM-7	第二次白噪声	N. A.	0.05	0.4g
IM-8	第二次脉冲	N. A.	0.05	
IM-9	北京人工记录	N. A.	0.4	
IM-10	Kobe	KJMA	0.4	
IM-11	Loma Prieta	Gilroy Array #3	0.4	

续表 4

工况序号	动力荷载	台站	a_{pk}/g	阶段
IM-12	汶川	51WCW	0.4	0.4g
IM-13	第三次白噪声	N. A.	0.05	0.6g
IM-14	第三次脉冲	N. A.	0.05	
IM-15	北京人工记录	N. A.	0.6	
IM-16	Kobe	KJMA	0.6	
IM-17	Loma Prieta	Gilroy Array #3	0.6	
IM-18	汶川	51WCW	0.6	
IM-19	第四次白噪声	N. A.	0.05	1.0g
IM-20	第四次脉冲	N. A.	0.05	
IM-21	北京人工记录	N. A.	1.0	
IM-22	Kobe	KJMA	1.0	
IM-23	Loma Prieta	Gilroy Array #3	1.0	
IM-24	汶川	51WCW	1.0	
IM-25	第五次白噪声	N. A.	0.05	1.0g
IM-26	第五次脉冲	N. A.	0.05	

注： a_{pk} = 峰值加速度

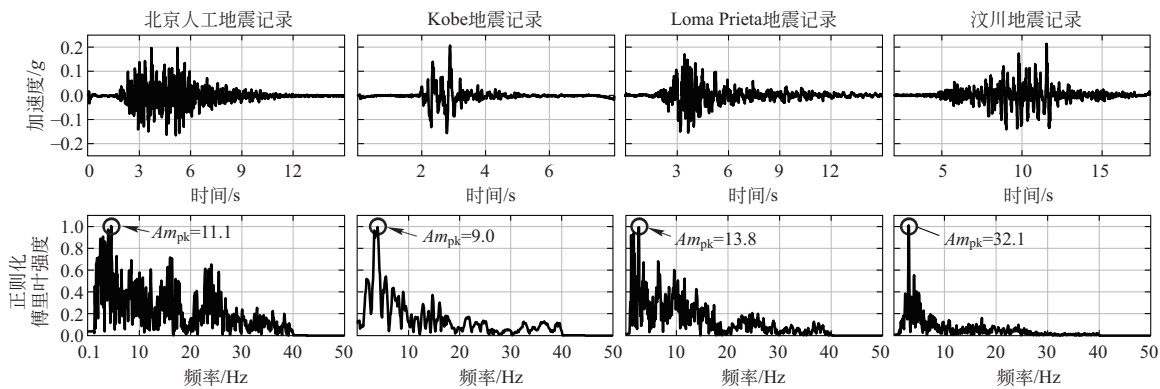


图 6 0.2g 阶段振动台台面地震记录及其傅里叶频谱 (Am_{pk} 为傅里叶幅值)

Fig. 6 Earthquake motions recorded at the shaking table and corresponding Fourier spectra at the 0.2g stage (Am_{pk} is the peak value of the Fourier spectra)

2 车站结构的绝对位移响应

对加速度时程进行两次积分，可得水平和竖向绝对位移(简称“积分位移”)，积分时采用了带通滤波器滤波，带宽为 1.0~40 Hz^[29]。本节针对结构的绝对位移开展分析。

2.1 水平向位移响应

图 7 为车站结构顶板(CH43X)和底板(CH45X)，以及相同高度处土体(CH21 和 CH19)的水平向绝对位移时程。对比结构与土体的位移时程可知，在整个试验过程中，土与结构各测点处的位移仅存在大小的差异，二者的运动几乎同相位，表明车站结构

受周围土体约束后自振特性被抑制，结构上各点的水平向振动基本上同场地土的振动，对于不同高度处的测点，其峰值位移差异主要源于测点位置的不同；而对于相近高度处的测点，其峰值位移差异应与结构存在带来的土体局部刚度变化相关，这可导致试验体系局部振型产生一定的改变。

各测点峰值绝对位移详见表 5，表中 d 为峰值绝对位移，下标为各测点编号。对比峰值位移结果可知，结构顶板(d_{CH43X})和上侧土体(d_{CH21})的峰值绝对位移均较结构底板(d_{CH45X})和下侧土体(d_{CH19})的大，峰值绝对位移随着测点高度的增大而增大。同时，对比图 7 中的位移时程可知，在大多数工况作用下，土与结构上各点峰值位移产生的时刻基本一致。此

阶段	工况	结构顶部 (d_{CH43X})	结构底部 (d_{CH45X})	结构顶部 对应土体 (d_{CH21})	结构底部 对应土体 (d_{CH19})
0.4g	IM-9	-7.99	-7.11	-8.15	-7.99
	IM-10	-15.80	-14.56	-16.12	-15.80
	IM-11	-9.21	-8.24	-9.29	-9.19
	IM-12	19.64	18.20	20.27	19.64
0.62g	IM-15	19.99	18.40	20.65	19.99
	IM-16	-24.93	-22.54	-26.28	-24.90
	IM-17	17.34	16.16	17.76	17.33
	IM-18	-32.31	-29.41	-34.23	-32.22
1.0g	IM-21	36.96	33.88	40.77	36.95
	IM-22	-34.02	-30.37	-37.22	-33.96
	IM-23	41.49	38.81	44.13	41.47
	IM-24	-50.68	-46.05	-54.95	-50.68

表 5 结构与周围土体峰值水平绝对位移
Table 5 Peak absolute displacement of the structure and surrounding soil mm

阶段	工况	结构顶部 (d_{CH43X})	结构底部 (d_{CH45X})	结构顶部 对应土体 (d_{CH21})	结构底部 对应土体 (d_{CH19})
0.2g	IM-3	4.22	3.87	4.22	4.22
	IM-4	-6.19	-5.94	-6.19	-6.19
	IM-5	3.58	3.42	3.63	3.58
	IM-6	5.40	4.99	5.39	5.40

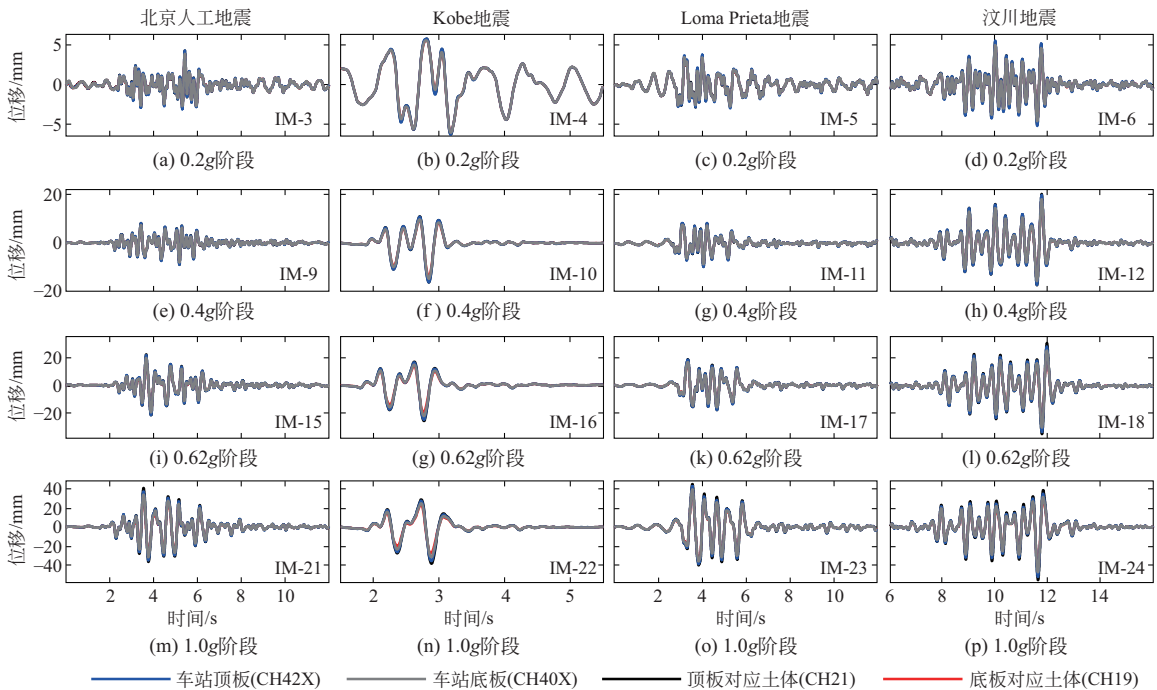


图 7 结构顶、底板与其对应土体位置处的水平绝对位移对比

Fig. 7 Absolute horizontal displacement comparison of top and bottom slabs and corresponding soil

2.2 竖向位移响应

除水平绝对位移外，还可获取结构和土的竖向绝对位移。结构左端和左侧土体，右端和右侧土体的竖向绝对位移时程分别如图 9 和图 10 所示。可知，试验中车站结构和土体均产生了一定循环往复的竖向位移响应，但对比结构的水平绝对位移可知，竖向位移相对较小，结构和土体的地震响应仍以水平

向响应为主。

由结构的竖向位移时程可知，当车站结构和土体向上运动时的位移较大，这可能是因为车站结构的埋深较小，上覆土体未能为结构提供充足的约束。但当结构向下运动时，其竖向位移大小有限，这主要是因为下部土体的压缩刚度较大，限制了结构的运动。

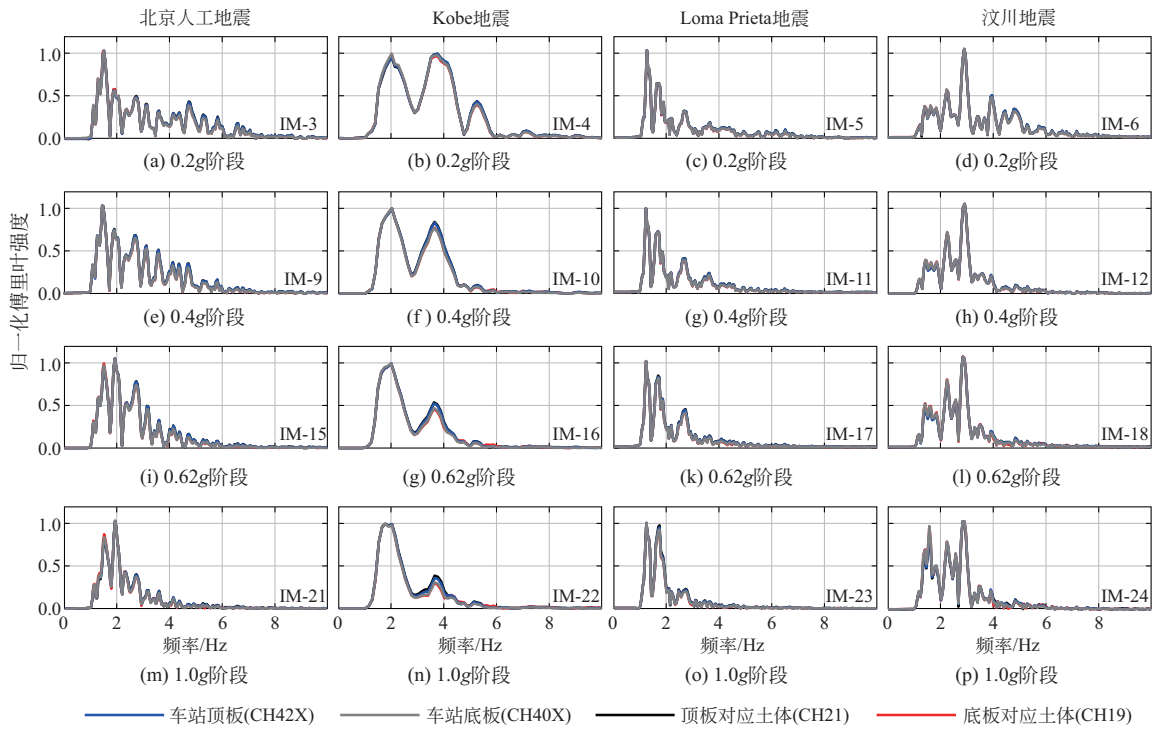


图 8 水平绝对位移傅里叶频谱

Fig. 8 Fourier spectra of horizontal absolute displacement

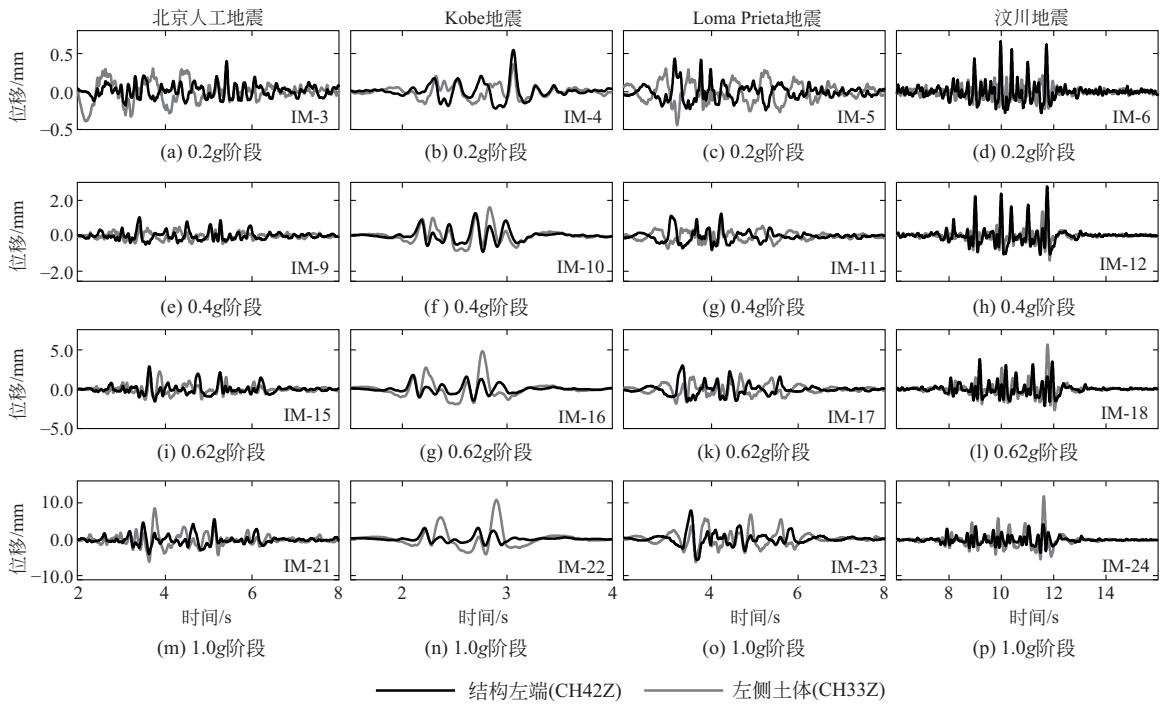


图 9 结构左端 (CH42Z) 与左侧土体 (CH33Z) 竖向绝对位移时程

Fig. 9 Vertical absolute displacement time histories at the structural left end (CH42Z) and in the soil at left (CH33Z)

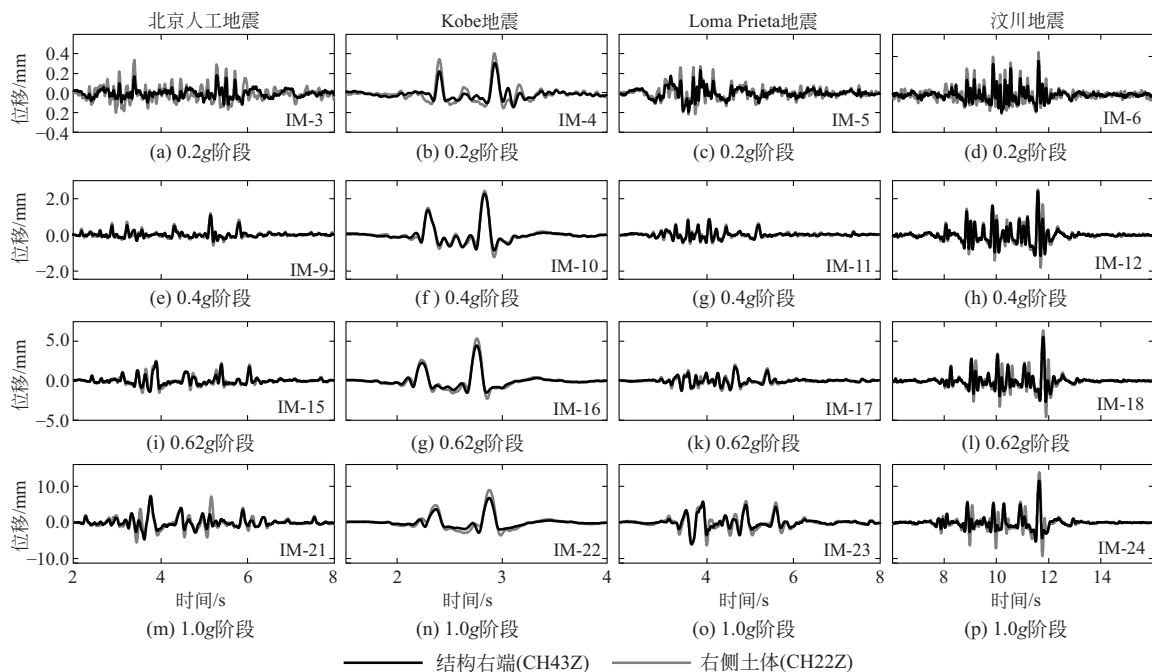


图 10 结构右端 (CH43Z) 与右侧土体 (CH22Z) 竖向绝对位移时程

Fig. 10 Vertical absolute displacement time histories at the structural right end (CH43Z) and in the soil at right (CH22Z)

此外, 观察图 9 和图 10 可知, 多数工况下左右两侧土体和结构的竖向位移均存在差异, 且土体的竖向位移略大于结构的竖向位移响应, 这可能是二者传感器测点的竖向高度差异所致。但因二者相位在多数工况下相同或相近, 且位移大小差异不大, 这表明土和结构在多数时刻沿竖向共同运动。但在部分时刻, 二者的竖向位移具有显著差异, 可观察到结构和土体明显的竖向相对运动, 结构表达出了明显的自振特性, 此时土体未能约束结构的竖向振动, 二者产生了一定的相对滑移。

3 车站结构的角位移响应

由图 9 和图 10 可知, 结构左右两端的竖向位移大小或方向并不一致, 这表明结构还产生了横断面内的摇摆响应, 本节对结构的角位移响应开展分析。

结构左 (CH42Z)、右两端 (CH43Z) 的竖向位移时程对比如图 11 所示。可知, 结构左右两端的竖向位移时程存在较大差异, 这主要体现在两个方面, 首先是两个时程存在较明显的相位差, 即当结构一端向上或向下运动时, 另一端反向运动; 其次

为结构的左右两端同时向上或向下运动, 但两端位移的大小不同, 这两种情况均表明结构在试验中摇摆。

结构左右两侧的峰值竖向位移如表 6 所示, 可知大多数工况下结构两端的峰值竖向位移差异较大。此外结合图 11 可知, 两个峰值竖向位移产生的时刻也不相同。因此, 为定量分析结构的峰值角位移响应, 需分别对这两个时刻的状态开展分析。

令车站结构左、右两端产生峰值竖向位移 ($d_{CH42Z-max}$ 和 $d_{CH43Z-max}$) 的时刻分别为 t_1 和 t_2 , 则可获取同时刻右、左两端的竖向位移 ($d_{CH43Z-t1}$ 和 $d_{CH42Z-t1}$)。因车站结构在整个试验过程中未产生明显的非线性响应, 由结构塑性变形产生的角位移很小, 可根据左右两端竖向位移大小和结构的几何尺寸近似获取结构在两个时刻的角位移响应, 如表 6 所示。可知, 车站结构的角位移大小随着输入峰值地震动加速度的增大而增大, 在工况 IM-24 的 t_2 时刻达到幅值, 此时结构左右两端的位移为 10.2 mm 和 4.07 mm。但因车站结构的横断面长度 (约为 763.3 mm) 远大于其竖向位移响应, 对应的角位移仅为 0.0253° , 这表明试验中车站结构角位移响应很小。

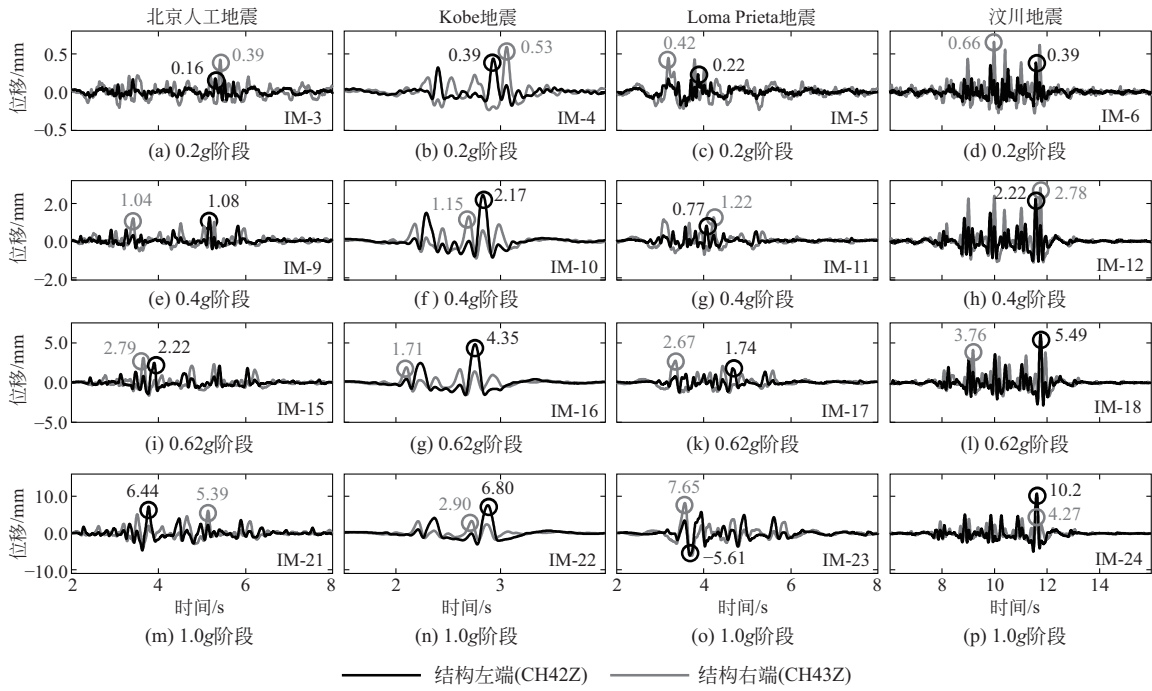


图 11 结构左右两端竖向位移时程对比

Fig. 11 Vertical displacement time histories comparison at the left and right structural ends

表 6 各工况作用下车站结构的峰值摇摆角

Table 6 Peak rocking angle of the structure mm

阶段	工况	左侧峰值竖向位移	同时刻 (t_1) 右侧 ($d_{CH43Z-t1}$) 竖向位移	t_1 时刻角位移 ($\times 10^{-3}^\circ$)	右侧峰值竖向位移	同时刻 (t_2) 左侧 ($d_{CH42Z-t2}$) 竖向位移	t_2 时刻角位移 ($\times 10^{-3}^\circ$)
		($d_{CH42Z-max}$)			($d_{CH43Z-max}$)		
0.2g	IM-3	0.39	0.05	1.4	0.16	-0.13	1.2
	IM-4	0.53	0.07	1.9	0.39	-0.18	2.3
	IM-5	0.42	0.16	1.1	0.22	0.02	0.9
	IM-6	0.66	0.16	2.1	0.39	-0.16	2.2
0.4g	IM-9	1.04	0.26	3.2	1.08	0.11	4.0
	IM-10	1.15	-0.02	4.8	2.17	0.48	6.9
	IM-11	1.22	0.30	3.8	0.77	-0.29	4.4
	IM-12	2.78	0.83	8.0	2.22	0.41	7.5
0.62g	IM-15	2.79	0.73	8.5	2.22	0.24	8.1
	IM-16	1.71	0.39	5.4	4.35	1.23	12.8
	IM-17	2.67	0.72	8.0	1.74	-0.29	8.4
	IM-18	3.76	1.25	10.3	5.49	1.51	16.4
1.0g	IM-21	5.39	1.98	14.0	6.44	1.80	19.1
	IM-22	2.90	-0.15	12.5	6.80	2.04	19.6
	IM-23	7.65	3.19	18.4	-5.61	-5.30	-1.3
	IM-24	4.27	9.88	-23.1	10.20	4.07	25.3

注：角位移顺时针为正，逆时针为负。

4 车站结构的变形分析

地震荷载作用下，车站结构除产生了绝对位移和角位移响应，还产生了层间相对位移，本节对结构的水平和竖向层间变形开展分析。

4.1 水平层间位移响应

可分别通过加速度传感器和激光位移计(简称“激光位移”)获取车站结构的水平层间位移，二者在典型工况下的对比如图 12 所示，图中 d_{Lh2} 为由地下二层激光位移计 Lh2 获取的层间位移时程。可知，激光和积分位移基本同相位，但其大小存在一定差异。这主要是因为激光位移包含了残余位移成分，其大小约为 0.1 mm。然而，因激光位移结果严重依赖于挡块的运动，而试验中又较难准确获取挡块本身的振动情况，这里主要采用积分位移结果开展结构的水平层间动力响应分析。

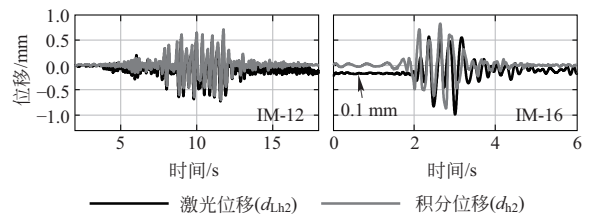


图 12 地下二层层间激光和积分位移对比

Fig. 12 Comparison of the laser and integral story drifts of basement-2

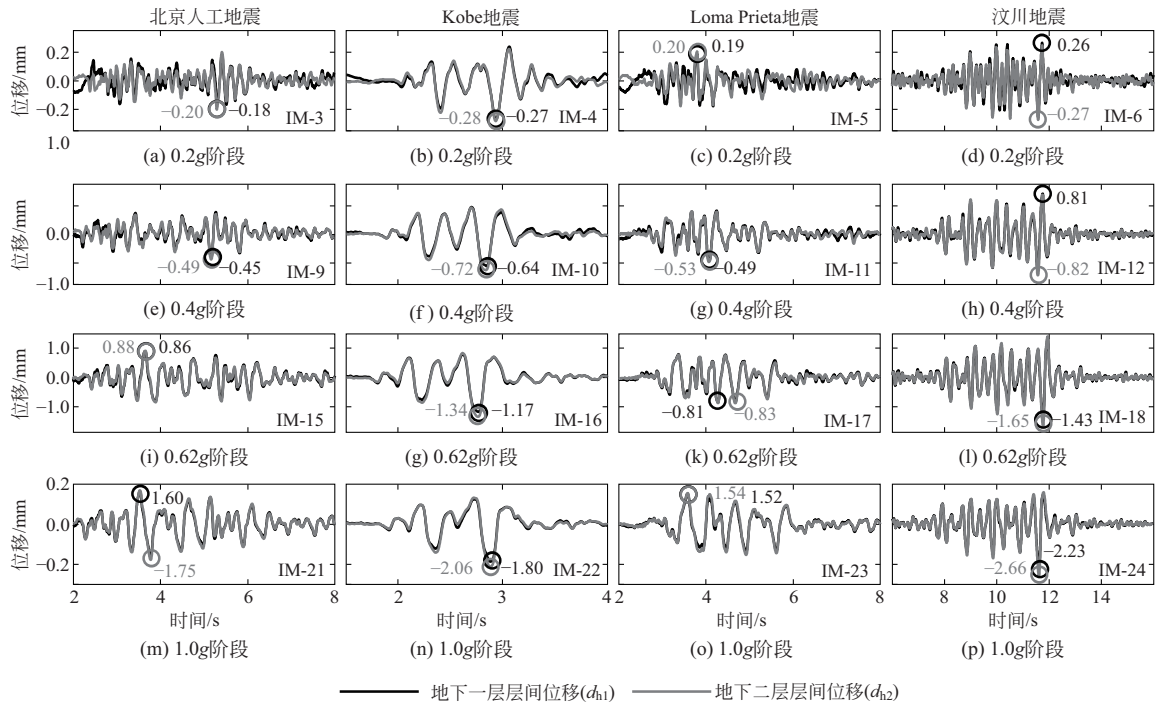


图 13 地下一层 (d_{h1}) 和二层 (d_{h2}) 水平层间位移

Fig. 13 Horizontal relative displacement of basement-1 (d_{h1}) and basement-2 (d_{h2})

车站结构地下一层 (d_{h1}) 和二层 (d_{h2}) 的水平层间位移时程如图 13 所示, d_{h1} 为左 ($d_{CH43X}-d_{CH44X}$)、右 ($d_{CH42X}-d_{CH40X}$) 两端测得的地下一层层间位移的平均值, 同理, d_{h2} 也由相同方法获取。由图 13 可知, 结构的层间位移随着输入峰值地震动加速度的增大而增大, 且其在不同地震动作用下的大小存在显著差异, 这与图 6~图 13 中的水平绝对位移规律类似。

对比地下一层和二层的层间位移时程可知, 二者的差异很小。几乎在所有的工况作用下, 二者的时程同相位, 且大小相近, 这表明地下一层和二层在试验中并未产生强非线性响应。这与试验观测结果类似, 对比试验前后车站内部情况可知 (图 14), 结构未见明显损伤, 基本完好。

结构的峰值层间位移, 如表 7 所示。地下一层和二层的峰值层间位移大小差异很小, 在 0.43 mm 以内。但二者产生的时刻可能不同, 例如在工况 IM-6 (图 13d) 时, 地下一层和二层的峰值层间位移分别为 -0.27 mm 和 0.26 mm。

可由两个峰值层间位移和层高获取地下一层和二层的峰值层间位移角, 如表 7 所示。尽管地下一层和二层的峰值层间位移差异不大, 但因地下一层的层高略小, 导致其层间位移角相对较大, 也即地下一层较地下二层更危险。



(a) 试验前状态



(b) 试验后状态

图 14 试验前后结构状态对比

Fig. 14 Comparison of the structural state that before and after the experiment

表 7 峰值水平层间位移

Table 7 Peak values of story drift 单位: mm

阶段	工况	地下一层		地下二层	
		峰值层间 相对位移 (d_{h1-max})/mm	峰值层间位 移角($\times 10^{-3}$)	峰值层间 相对位移 (d_{h2-max})/mm	峰值层间位 移角($\times 10^{-3}$)
0.2g	IM-3	-0.20	0.9	-0.18	0.8
	IM-4	-0.28	1.3	-0.27	1.1
	IM-5	0.20	0.9	0.19	0.8
	IM-6	-0.27	1.3	0.26	1.1
0.4g	IM-9	-0.49	2.3	-0.45	1.9
	IM-10	-0.72	3.4	-0.64	2.7
	IM-11	-0.53	2.5	-0.49	2.1
	IM-12	-0.82	3.8	0.81	3.4
0.62g	IM-15	0.88	4.1	0.86	3.6
	IM-16	-1.34	6.2	-1.17	4.9
	IM-17	-0.83	3.9	-0.81	3.4
	IM-18	-1.65	7.7	-1.43	6.0
1.0g	IM-21	-1.75	8.1	1.60	6.7
	IM-22	-2.06	9.6	-1.80	7.6
	IM-23	1.54	7.2	1.52	6.4
	IM-24	-2.66	12.4	-2.23	9.4

注: 地下一层和二层计算层高分别为 215 mm 和 237 mm。

由现行规范^[30]可知, 矩形地铁车站结构的弹塑性层间位移角设计限值为 4×10^{-3} 。本次试验中, 0.2g 和 0.4g 阶段地震作用下, 地下一层和二层的层间位移角均在 4×10^{-3} 以内, 此时结构较为安全, 但自工况 IM-15 开始, 地下一层峰值层间位移角超过 4×10^{-3} , 且其大小随着试验的开展继续增大, 在工况 IM-24 时达到 12.4×10^{-3} , 这远超规范中的层间位移角限值, 此时结构应该产生了塑性损伤。但试验后观察车站结构可知, 结构基本未产生塑性损伤, 这与由传统现浇车站结构建立的认识有较大差异。与此同时, 结合图 12 中的层间残余位移结果可知, 构件可能在连接接头处产生了相对错动, 也即在计算层间位移角时包含了相对错动成分, 表 7 中的峰值层间位移角偏大。

4.2 竖向层间位移响应

结构除产生水平层间变形外, 还产生了一定的竖向层间变形, 试验中地下一层和二层的竖向激光位移结果如图 15 所示, 图中的 d_{Lv1} 和 d_{Lv2} 分别为顶板-中板和中板-底板间的竖向相对位移, 分别由激光位移计 Lv1 和 Lv2 直接采集。

由图 15 可知, 结构的竖向层间位移也随着地震动峰值加速度的增大而增大, 但总体上竖向位移仅在有限范围内变化, 尤其是在 1.0g 阶段地震作用下,

地下一层和二层的竖向响应仍然保持稳定, 位移并未大幅增加, 这表明墙-板轴向连接性能较好, 并未因地震的循环往复作用而显著弱化。

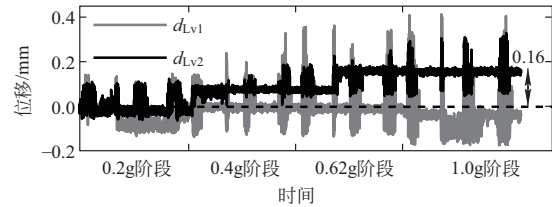


图 15 地下一层(d_{Lv1})和二层(d_{Lv2})竖向层间位移的累积
Fig. 15 Accumulation of vertical relative displacement of basement-1 (d_{Lv1}) and basement-2 (d_{Lv2})

此外, 还观察到了地下一层和二层的竖向累积不可恢复变形。对于地下一层, 其变形分别在工况 IM-4、IM-9、IM-22 和 IM-23 累积, 但累积变化量很小, 试验结束时累积不可恢复变形仅约为 -0.02 mm。对于地下二层, 其变形分别在工况 IM-9 和 IM-17 累积, 但在工况 IM-17 地震作用后保持稳定, 其大小并未随着峰值地震动加速度的增大而增大, 试验结束后地下二层的累积变形约为 0.16 mm。

因地下二层在工况 IM-9 时的层间位移角仅为 1.87×10^{-3} , 同等情况下的现浇结构还基本处于弹性工作状态, 但此时装配式车站结构已经产生了层间不可恢复变形, 这表明构件在节点连接区产生了相对运动, 即这里记录到的不可恢复变形并非产生于构件本身的弹塑性变形, 而是源自构件在节点区的张开-闭合或相对错动, 这主要取决于接头的连接性能、构件间的复杂接触作用和施工误差等。

由位移时程可进一步获取相应的峰值竖向位移 ($d_{Lv1-max}$ 和 $d_{Lv2-max}$), 如表 8 所示。可知, 尽管地下二层产生了较大的竖向残余位移, 但地下一层的峰值竖向位移几乎在任意工况作用下均比地下二层的大, 这表明地下一层在试验中较危险, 相对于地下二层更易产生地震损伤, 这也与水平层间位移结果类似。而因结构的竖向残余变形主要集中于节点连接区, 同时结合记录到的水平向残余位移可知, 节点区产生了明显的非线性响应。

表 8 峰值竖向层间位移

Table 8 Peak values of vertical relative displacement

单位: mm

阶段	工况	地下一层($d_{Lv1-max}$)	地下二层($d_{Lv2-max}$)
0.2g	IM-3	0.15	0.12
	IM-4	0.15	0.11
	IM-5	0.12	0.12
	IM-6	0.16	0.13

续表 8

阶段	工况	地下一层(d_{L1-max})	地下二层(d_{L2-max})
0.4g	IM-9	0.16	0.10
	IM-10	0.24	0.13
	IM-11	0.21	0.15
	IM-12	0.34	0.19
0.62g	IM-15	0.40	0.20
	IM-16	0.37	0.23
	IM-17	0.29	0.21
	IM-18	0.35	0.26
1.0g	IM-21	0.42	0.30
	IM-22	0.43	0.31
	IM-23	0.32	0.32
	IM-24	0.41	0.34

在对应的足尺预制侧墙底节点拟静力试验中,也观察到了类似现象,在受到一定的地震变形作用后,预制构件与后浇砂浆之间的接缝开裂,由此可知,这是装配整体式地铁车站结构的典型震害。还需要注意的是,因实际工程中,车站结构易受到地下水的困扰,尽管接缝内部设置有防水胶条,但并未直接受地应力作用而处于压紧状态^[31],一旦接缝开裂,则有渗漏水风险,这需在设计时予以重视。

5 结 论

本文以北京地铁实际工程为背景,开展了装配整体式地铁车站结构的1-g大型振动台模型试验,针对试验中结构的地震位移和变形响应开展了研究,可得出以下结论:

(1) 车站结构的水平位移地震响应与土层场地临近观察点的水平位移地震响应基本上呈同相运动,二者仅存峰值大小的细微差异,这表明车站结构自身的振动特性被周围岩土介质约束效应抑制,其水平地震响应振动特征基本上由场地固有频率和地震动频谱特性影响决定。但结构沿竖向的振动特性未能被土体的约束效应有效抑制,在部分时刻结构与土体的竖向位移响应差异较大,结构呈现出较强竖向自振响应。

(2) 地下结构在横断面内可产生循环往复的角位移响应,包括两种模式,分别为结构左右两端沿竖向的反向运动;以及结构左右两端沿竖向同向运动,但大小不同。然而结构在试验中的角位移响应很小,仅约在0.03°以内。

(3) 装配整体式地铁车站结构的峰值层间位移角

较大,同时伴有水平和竖向层间累积不可恢复变形。因结构在试验中未见明显的损伤,这里的累积不可恢复变形主要源自构件在节点区的相对运动。

鉴于1-g振动台试验仅可定性分析结构的地震响应,宜结合数值模拟或离心机振动试验等其他手段进一步对试验中观察到的现象,以及原型结构的地震响应开展研究工作。

参 考 文 献

- [1] MASLAK V, BOYTSOV D. Modular design of subway facilities[J]. Procedia Engineering, 2016, 165: 782-787.
- [2] 杨秀仁. 我国预制装配式地铁车站建造技术发展现状与展望[J]. 隧道建设: 中英文, 2021, 41(11): 1849-1870. (YANG Xiuren. Development status of and outlook for construction technology for prefabricated metro stations in China[J]. Tunnel Construction, 2021, 41(11): 1849-1870. (in Chinese))
- [3] 杨秀仁. 明挖预制装配式隧道结构拼装精度控制标准研究与制定[J]. 都市快轨交通, 2023, 36(2): 14-25. (YANG Xiuren. Research and formulation of control standard for accurate assembly of open-excavated prefabricated tunnel structures [J]. Urban Rapid Rail Transit, 2023, 36(2): 14-25. (in Chinese))
- [4] AN X H, SHAWKY A A, MAEKAWA K. The collapse mechanism of a subway station during the Great Hanshin earthquake[J]. Cement and Concrete Composites, 1997, 19(3): 241-257.
- [5] YASHIRO K, KOJIMA Y, SHIMIZU M. Historical earthquake damage to tunnels in Japan and case studies of railway tunnels in the 2004 Niigataken-Chuetsu earthquake [J]. Quarterly Report of RTRI, 2007, 48(3): 136-141.
- [6] YU H T, CHEN J T, BOBET A, et al. Damage observation and assessment of the Longxi tunnel during the Wenchuan earthquake [J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2016, 54: 102-116.
- [7] 杜修力, 刘洪涛, 路德春, 等. 装配整体式地铁车站侧墙底节点抗震性能研究[J]. 土木工程学报, 2017, 50(4): 38-47. (DU Xiuli, LIU Hongtao, LU Dechun, et al. Study on seismic performance of sidewall joints in assembled monolithic subway station [J]. China Civil Engineering Journal, 2017, 50(4): 38-47. (in Chinese))
- [8] LIU H T, XU C S, DU X L. Seismic response analysis of assembled monolithic subway station in the transverse direction[J]. Engineering Structures, 2020, 219: 110970.
- [9] LIU H T, CHEN J N, XU C S, et al. Seismic performance of precast column connected with grouted sleeve connectors [J]. Journal of Building Engineering, 2020, 31: 101410.
- [10] TSINIDIS G, ROVITHIS E, PITILAKIS K, et al. Seismic response of box-type tunnels in soft soil: Experimental and numerical investigation [J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2016, 59: 199-214.
- [11] CHOU J C, KUTTER B L, TRAVASAROU T, et al. Centrifuge modeling of seismically induced uplift for the BART transbay tube [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2011, 137(8): 754-765.

- [12] TAO L J, DING P, SHI C, et al. Shaking table test on seismic response characteristics of prefabricated subway station structure [J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2019, 91: 102994.
- [13] TAO L J, DING P, YANG X R, et al. Comparative study of the seismic performance of prefabricated and cast-in-place subway station structures by shaking table test [J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2020, 105: 103583.
- [14] 杨秀仁, 黄美群, 林放. 地铁站预制装配式结构注浆式榫槽接头弯曲抵抗作用特性研究 [J]. *土木工程学报*, 2020, 53 (2): 33-40. (YANG Xiuren, HUANG Meiqun, LIN Fang. Research on bending resistance characteristics of grouted mortise-tenon joints for prefabricated metro station structures [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2020, 53(2): 33-40. (in Chinese))
- [15] 吴成刚, 杨秀仁. 装配式车站结构纵向张力影响因素及控制研究 [J]. *都市轨道交通*, 2023, 36(2): 26-33. (WU Chenggang, YANG Xiuren. Influencing factors and control of longitudinal tensioning force of metro station prefabricated tunnels [J]. *Urban Rapid Rail Transit*, 2023, 36(2): 26-33. (in Chinese))
- [16] 江志伟, 杨秀仁, 李霞. 强震区装配式和现浇地铁站结构地震响应对比研究 [J]. *工程力学*, 2025, 42(1): 164-173. (JIANG Zhiwei, YANG Xiuren, LI Xia. Response comparisons of precast and cast-in-place subway station structures in the high seismic intensity region [J]. *Engineering Mechanics*, 2025, 42 (1): 164-173. (in Chinese))
- [17] BAO Z, YUAN Y, YU H T. Multi-scale physical model of shield tunnels applied in shaking table test [J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2017, 100: 465-479.
- [18] CHEN J T, YUAN Y, YU H T. Dynamic response of segmental lining tunnel [J]. *Geotechnical Testing Journal*, 2020, 43(3): 660-682.
- [19] LIANG J W, ZHANG J Q, XU A Q, et al. Shaking table tests on transverse seismic performance of a new type of combined prefabricated utility tunnel [J]. *Structures*, 2024, 69: 107340.
- [20] WU X F, LU L L, JIN J X, et al. Study on seismic response of a novel prefabricated box culvert with split components based on shaking table test [J]. *Journal of Building Engineering*, 2024, 84: 108548.
- [21] 禹海涛, 王治坤, 张中杰, 等. 近河谷地铁站振动台模型试验研究 [J]. *岩土工程学报*, 2024, 46(9): 1800-1808. (YU Haitao, WANG Zhikun, ZHANG Zhongjie, et al. Shaking table tests on a near-valley subway station [J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2024, 46 (9): 1800-1808. (in Chinese))
- [22] 李江乐. 考虑 SSI 和双向地震作用的无柱地铁车站抗震性能研究 [D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2022. (LI JiangLe. Research on seismic performance of column-free metro station considering SSI and bidirectional earthquakes [D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture and Technology, 2022. (in Chinese))
- [23] XU C S, JIANG Z W, DU X L, et al. Property estimation of free-field sand in 1-g shaking table tests [J]. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 2022, 21 (3): 591-604.
- [24] XU C S, JIANG Z W, DU X L, et al. 1-g shaking table tests of precast horseshoe segmental tunnel: Experimental design, dynamic properties, deformation mode and damage pattern [J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2021, 113: 103976.
- [25] XU C S, JIANG Z W, DU X L, et al. Seismic displacement and deformation analyses of a precast horseshoe segmental tunnel [J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2022, 124: 104476.
- [26] HARRIS H, SABNIS G M. *Structural Modeling and Experimental Techniques* [M]. 2nd Edition. Boca Raton: CRC Press, 1999.
- [27] WANG J N. *Seismic design of tunnels: a simple state-of-the-art design approach* [M]. New York: Parsons Brickerhoff Inc., 1993.
- [28] PITILAKIS K, TSINIDIS G. *Performance and seismic design of underground structures* [M]//*Earthquake Geotechnical Engineering Design*. Cham: Springer International Publishing, 2014: 279-340.
- [29] 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.
- [30] 地下结构抗震设计标准: GB/T 51336—2018 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2018. (Seismic Design Standards for Underground Structures: GB/T 51336—2018 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2018. (in Chinese))
- [31] 黄美群, 杨秀仁, 钟元元, 等. 装配式地铁站结构接缝防水关键技术研究与应用 [J]. *都市轨道交通*, 2023, 36 (2): 62-71. (HUANG Meiqun, YANG Xiuren, ZHONG Yuanyuan, et al. Research and application of key technology of joint waterproofing for prefabricated metro station structures [J]. *Urban Rapid Rail Transit*, 2023, 36 (2): 62-71. (in Chinese))

江志伟(1988—),男,博士,高级工程师。主要从事轨道交通工程研究与设计工作。

许成顺(1977—),女,博士,教授。主要从事土动力学与岩土地震工程方面的研究工作。

杜修力(1962—),男,博士,教授,中国工程院院士。主要从事土木、水利工程结构抗震防灾研究工作。

吴成刚(1983—),男,硕士,正高级工程师。主要从事轨道交通工程研究与设计工作。