

DOI:10.13409/j.cnki.jdpme.20220720001

摩擦摆隔震地铁车站结构地震响应规律研究*

韩学川^{1,2}, 陶连金³, 解咏平^{1,2}

(1. 河北地质大学城市地质与工程学院, 河北 石家庄 050031; 2. 河北省地下人工环境智慧开发与管控技术创新中心, 河北 石家庄 050031; 3. 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: 基于ABAQUS软件建立土-隔震地铁车站结构静-动力耦合三维数值仿真模型, 以典型两层两跨箱型结构为研究对象, 将摩擦摆隔震支座应用于地铁车站结构, 通过在中柱不同位置布置隔震支座, 研究隔震地铁车站的地震响应规律和减隔震效果。结果表明: (1) 摩擦摆隔震支座能够增大车站侧墙和板的相对水平位移以及中柱的绝对水平位移且能够有效减小中柱的相对水平位移; 从控制结构中柱相对水平位移方面考虑, 单支座隔震地铁车站结构应将隔震支座布置于车站底层中柱底部位置, 而双支座隔震地铁车站结构应布置于车站顶层和底层中柱柱底位置; (2) 摩擦摆隔震支座能够降低隔震层中柱的应力, 隔震支座布置于顶层时, 其对底层各构件的应力影响较小; 隔震支座布置于底层时, 最大应力出现在侧墙底部位置且能够有效减小隔震层中柱应力集中的现象; (3) 摩擦摆隔震支座能够有效降低隔震层中柱的剪力和弯矩, 而对于非隔震层中柱内力的降低则效果不佳; 从控制结构中柱内力方面考虑, 双隔震支座结构优于单隔震支座结构。

关键词: 摩擦摆隔振支座; 动力特性; 地震响应; 数值模拟; 地铁车站

中图分类号: TU443 **文献标识码:** A **文章编号:** 1672-2132(2024)01-0146-10

Study on Seismic Response of Metro Station Structure with Friction Pendulum Bearing

HAN Xuechuan^{1,2}, TAO Lianjin³, XIE Yongping^{1,2}

(1. College of Urban Geology and Engineering, Hebei GEO University, Shijiazhuang 050031, China; 2. Hebei Technology Innovation Center for Intelligent Development and Control of Underground Built Environment, Shijiazhuang 050031, China; 3. Key Laboratory of Urban Security and Disaster Engineering of Ministry of Education, Beijing University of Technology, Beijing 100124, China)

Abstract: Based on ABAQUS software, a three-dimensional static-dynamic coupling numerical simulation model for a soil-isolated subway station structure is established. Taking a typical two-story two-span box structure as the research object, the friction pendulum isolation bearings are applied to subway stations. By arranging friction pendulum isolation bearings at different positions of the center column of the station, the seismic response law and isolation effect of isolated subway stations are studied. The results show that: (1) The isolation bearing can increase the relative horizontal displacement of the side walls and slabs of the station, as well as the absolute horizontal displacement of the center

* 收稿日期: 2022-07-20; 修回日期: 2022-09-19

基金项目: 国家自然科学基金项目(41877218)、河北省教育厅高等学校自然科学研究重点项目(ZD2019026)资助

作者简介: 韩学川(1984—), 男, 讲师, 博士。主要从事地下结构抗震方面的研究。E-mail: tshanxuechuan@126.com

column, and can effectively reduce the relative horizontal displacement of the center column. Considering the inter-story displacement control of the structure, the single isolation bearings should be arranged at the bottom of the center column of the ground floor, while the double isolation bearings should be arranged at the bottom of the center column at the top and bottom floors of the station. (2) The isolated subway station structure can reduce the stress of the column in the isolation layer, and when the isolation bearings are arranged on the top floor, they have little influence on the stress of the components on the bottom floor; When the isolation bearings are arranged on the ground floor, the maximum stress appears at the bottom of the side walls, which can effectively reduce the stress concentration of columns in the isolation layer. (3) The isolation bearing can effectively reduce the shear force and bending moment of the column in the isolation layer, but the effect of reducing the internal force of the column in the non-isolation layer is not obvious. Considering the internal force control of the center column of the structure, double isolation bearings are superior to single isolation bearings.

Keywords: friction pendulum system; dynamic characteristics; seismic response; numerical simulation; subway station structure

0 引言

随着城镇化进程的加快,以地下地铁车站为代表的轨道交通建设日新月异,轨道交通建设的发展促进了城市的繁荣。目前,城市轨道交通结构由形式简单、功能单一的结构逐渐发展成复杂、多功能结构有机融合的城市综合体以及轨道交通一体化结构等^[1]。地下工程受围岩土体的约束很难表现出结构自身特性,而且地下结构的加速度响度相对较小,结构的自身惯性作用难以发挥作用。因此,许多学者认为地下结构的抗震等级及结构的安全性普遍高于地上结构,导致地下结构的抗震分析理论以及抗震分析方法等研究还有待完善^[2]。

然而,近年来世界范围内爆发的地震灾害造成了大量的地下结构损坏甚至塌毁,如1976年的唐山大地震,导致天津市部分地铁车站结构内部装饰面层发生开裂甚至局部出现脱落。在1989年Loma Prieta地震中,位于旧金山海湾地区Alameda双线沉管隧道的通风设施产生了一些裂缝,发生渗水现象。2008年汶川8.0级地震中,成都地铁车站发生了局部损坏,车站侧墙最长裂缝达5 m,个别裂缝存在渗水现象。尤其是1995年日本阪神地震,神户市内包括大开车站、上泽站以及三宫站等多条地铁线路内的地下车站均发生不同程度的严重破坏,成为世界地震史上造成地下工程破坏及塌毁的典例^[3-4]。此后,国内外学者针对地下结构的灾害机理及地震

响应规律开展了大量的研究。H.Huo^[5]基于有限元软件研究了大开车站结构的震害机制。杜修力等^[6-7]阐述了大开地铁车站的地震破坏机理,研究了车站结构的失效模式。H.Huo等^[8]针对大开地铁车站开展了系列地震响应分析研究,指出地震作用下的水平地震剪切作用是车站破坏的关键,同时,竖向地震作用削弱了中柱的抗剪能力,是导致地下结构破坏不可忽视的主要因素。因此,针对地下结构的抗震安全性,开展相应的隔震性能研究意义重大。

摩擦摆隔震支座通过上下座板与球冠体之间的滑动摩擦面来达到消耗地震能量的目的,从而有效减少结构的地震响应。我国对地下结构隔震技术的研究比较少,郑少河等^[9]以神户大开地铁车站为研究对象,开展了车站结构的振动台试验,通过在模型结构中柱端部位置设置隔震装置进行了相应的地震模拟试验,指出车站结构主要受围岩土体的影响而发生剪切变形,与竖向地震作用相比,设置隔震装置后结构对水平地震作用的减震效果更加明显。杜修力等^[10]针对大开地铁车站运用整体动力时程分析方法对比研究了摩擦摆支座滑道半径和摩擦系数对地铁车站结构变形和截面内力等影响。M.Dicleli等^[11-12]将摩擦摆隔震支座应用到桥梁结构和液体储存罐等结构,研究表明结构具有良好的隔震效果。

总体而言,隔震支座在地下结构中的减隔震效果显著,但研究内容大多针对二维数值模型的单层

车站结构,而三维数值模型的多层车站结构减隔震研究相对较少,隔震支座布置位置对结构地震响应规律的影响有待研究。因此,本文基于典型两层两跨箱型结构,将摩擦摆隔震支座应用于车站结构中,通过在中柱不同位置布置摩擦摆隔震支座,研究不同工况下隔震地铁车站结构的地震响应规律和减震效果并提出隔震装置的最优布置方案,研究成果可为减隔震地铁车站结构等相似地下结构的隔震设计提供参考。

1 土-地铁上盖一体化结构体系的有限元计算模型

1.1 地铁车站结构和隔震支座尺寸及参数

为了研究隔震支座布置位置对地铁车站结构地震响应规律的影响,本文以北京地区典型两层两跨箱型地铁车站结构为研究对象,建立三维数值分析模型。地铁车站结构横断面宽 18 m,高 17 m,其中,车站埋深 2.5 m,钢筋混凝土矩形中柱截面尺寸为 0.8 m×1.2 m,沿车站纵向间距 7.2 m,车站侧墙厚 0.8 m,顶板厚 0.9 m,中板厚 0.4 m,底板厚 1.0 m,侧墙与板交接位置采用加腋处理。结构中柱混凝土强度采用 C50 外,其余构件均为 C40。车站结构横断面尺寸如图 1 所示。

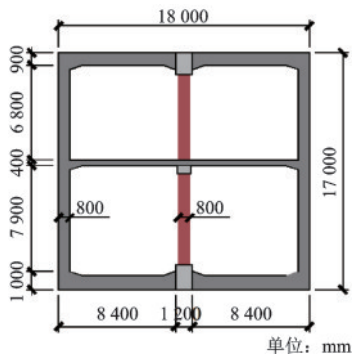


图 1 地铁车站结构横断面示意

Fig.1 Cross section of subway station structure

考虑地下结构与地上建筑结构在结构体型及方向布置等方面存在较大的差异,依据现有规范和标准^[13],提出并自主设计适合地下地铁车站结构的摩擦摆隔震支座,摩擦摆隔震支座采用双主滑动摩擦面型,基准竖向承载力 30 000 kN,考虑地下结构

受周围岩土约束的影响,地下隔震结构的位移远小于地上隔震结构,故隔震支座的极限位移设计为 100 mm,摩擦摆隔震支座尺寸详图如图 2 所示。

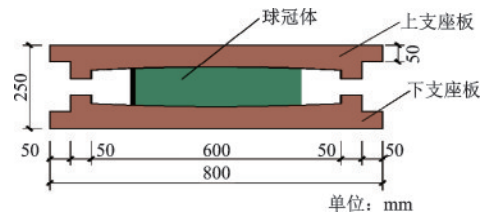


图 2 摩擦摆隔震支座尺寸详图

Fig.2 Size of friction pendulum bearing

1.2 计算模型和参数

本文基于 ABAQUS 有限元软件,考虑结构端部效应及计算效率,结构模型截选三樁车站结构,建立“土-隔震地铁车站结构”三维有限元静-动力耦合计算模型。为了减小边界效应对计算结果的影响,根据圣维南原理及楼梦麟教授研究成果^[14],土-地铁车站结构数值模型尺寸为 126 m (横向)×50 m (竖向)×21 m (纵向),模型土体与车站结构横向长度比为 7,满足模型抗震计算范围的要求。三维有限元计算模型,如图 3 所示。根据 R.L. Kuhlemeyer 等^[15]学者的研究,划分模型网格。考虑到半无限空间的辐射地震波,应在计算域周围设置动力人工边界。根据刘晶波等^[16]的研究成果,本文采用粘弹性人工边界,以吸收边界上的反射波。土体采用八节点减缩积分实体单元,结构采用八节点全积分实体单元。模型计算中,为了避免过多因素和场地土层变化对体系地震响应的影响,土体采用单层均质土,视土体为理想弹塑性体,服从 Mohr-Coulomb 屈服准则。结构采用线弹性本构来模拟其力学行为,各材料计算参数见表 1。为了考虑土与结构的分离和滑移等位移关系,在土-地下结构相互作用面之间设置接触面单元,分别设置法向行为“硬”接触,切向行为服从 Coulomb 摩擦定律,摩擦系数取为 0.4。选用阪神地震波作为水平向输入地震动,在计算分析过程中,对原始地震波进行滤波处理,并且进行基线校正,将地震波幅值调整为 0.2 s,截取地震能量较丰富的前 20 s,从底部基岩位置输入地震波,地震波及傅里叶幅值谱曲线,如图 4 所示。

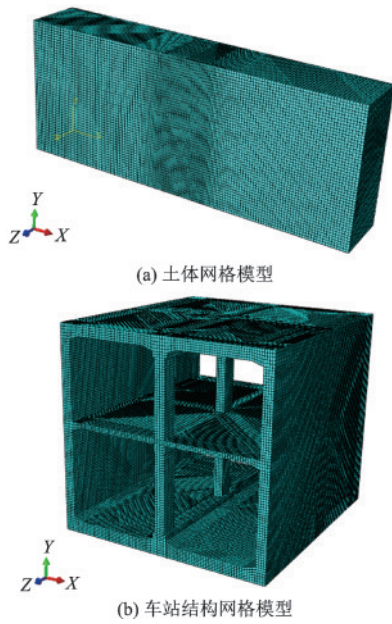


图3 三维有限元计算模型

Fig.3 Three-dimensional finite element calculation model

1.3 计算工况

摩擦摆隔震支座的隔震效果与滑移半径以及滑动面摩擦系数相关,为了研究隔震支座的布置位置对地铁车站结构地震响应规律的影响,取支座滑动摩擦面系数为0.01,分别将隔震支座布置于车站中柱端部位置,计算工况及隔震地铁车站结构数值模型,如图5所示。通过将6种隔震地铁

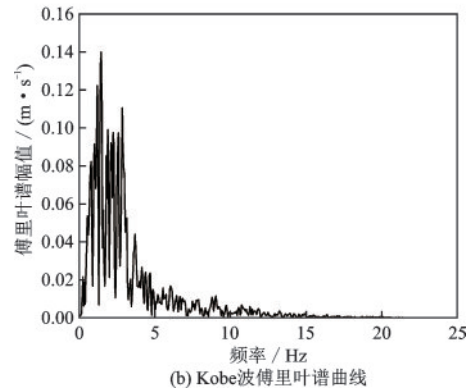
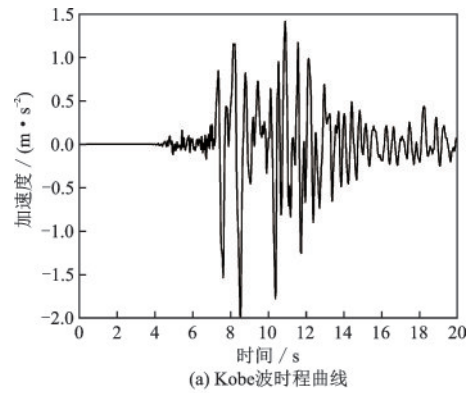


图4 输入地震动时程曲线及傅里叶谱曲线

Fig.4 Time-history curves and Fourier spectrum of input seismic wave

车站结构的地震响应与非隔震地铁车站结构进行对比,研究其地震响应规律并评价各种工况的隔震效果。

表1 各材料计算参数

Table 1 Calculation parameters of each material

名称	材料	重度/($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	弹性模量/MPa	泊松比	黏聚力/kPa	摩擦角/(°)
土体	中软土	19.80	180	0.32	12	10
结构	板、墙(C40)	24.00	32 500	0.20	/	/
	柱(C50)	24.20	34 500	0.20	/	/

2 计算结果与分析

为了对比不同工况下地铁车站结构的隔震效果,在车站结构关键位置布置监测点,如图6所示。定义设置隔震支座的车站层为隔震层;定义未设置隔震支座的车站层为非隔震层。定义隔震结构与非隔震结构物理量之差与非隔震结构的比值为该物理量的变化率。

2.1 车站位移响应分析

地下结构的变形和破坏主要是周围地层的变形强加在结构上造成的,因此,地下结构的变形分析尤为重要。考虑到篇幅有限,图7给出了工况四至六地铁车站结构侧墙的相对水平位移时程曲线。

表2给出了不同工况下板、侧墙和中柱的相对水平位移包络值以及位移变化率。可以看出:不同

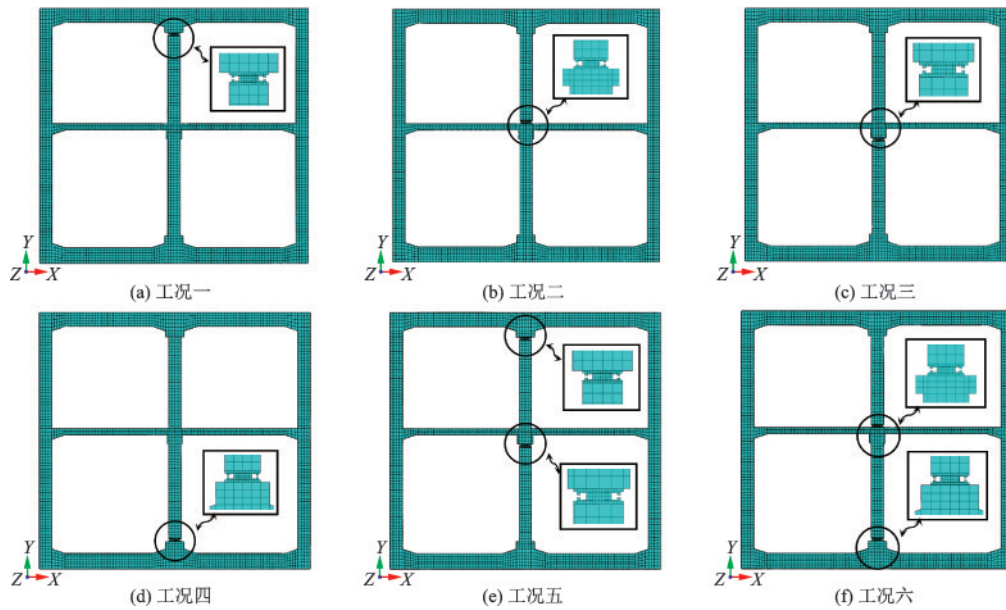


图5 计算工况

Fig.5 Calculation cases

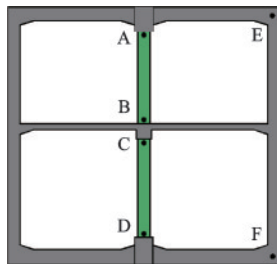


图6 监测点布置示意

Fig.6 Layout of monitoring points

工况下,隔震地铁车站结构顶底板的相对水平位移时程曲线与非隔震结构具有高度的一致性,说明地震作用对两种结构的位移时程影响较小。隔震地铁车站结构板和侧墙的位移变化率均表现为工况二<工况三<工况一<工况四<工况五<工况六,而中柱的位移变化率则正好相反。当摩擦摆隔震支座分别布置于顶层柱顶、顶层柱底和底层柱顶

时,隔震地铁车站结构的位移响应与非隔震结构较为接近,板、侧墙和中柱的位移变化率绝对值均在1.0%以内,说明该类工况下隔震支座对结构各构件位移的影响较小。当摩擦摆隔震支座同时布置于顶层柱底和底层柱底(工况六)时,地铁站隔震结构的位移响应与非隔震结构差异明显,板和墙的位移变化率分别为6.8%和4.2%,而中柱的位移变化率则达10.2%,说明地铁站采用隔震支座后,板和侧墙的相对水平位移呈增加的趋势,而柱的相对水平位移呈减小的趋势,此时隔震支座的隔震效果更加显著。针对隔震地铁车站结构中柱的位移变化而言,中柱的相对水平位移越小,则结构的隔震效果越显著,若采用单隔震支座,建议将隔震支座布置于底层中柱底部位置;而工况五和工况六采用的双隔震支座,二者隔震效果差异较小且均优于单隔震支座,鉴于隔震支座的施工布置以及检修等因

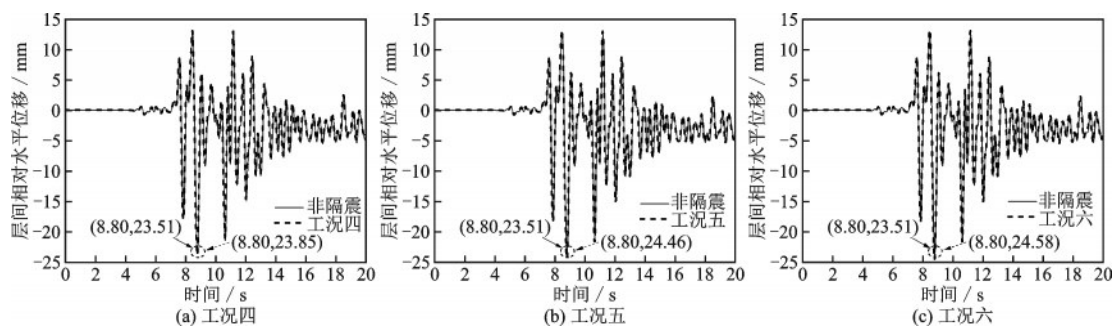


图7 顶底板相对水平位移时程曲线

Fig.7 Time history curves of relative horizontal displacement of slabs

表2 相对位移包络值

Table 2 Envelope value of relative displacement

工况	相对位移值/mm			位移变化率/%		
	板	侧墙	中柱	板	侧墙	中柱
非隔震	25.70	23.51	27.41	/	/	/
工况一	25.94	23.64	27.13	+0.93	+0.47	-0.95
工况二	25.76	23.52	27.24	+0.23	+0.04	-0.55
工况三	25.79	23.59	27.15	+0.35	+0.31	-0.88
工况四	26.22	23.85	26.45	+2.02	+1.28	-3.43
工况五	27.24	24.46	24.95	+5.99	+3.70	-8.91
工况六	27.44	24.58	24.61	+6.77	+4.16	-10.15

注:表中变化率“+”表示位移增加百分率,变化率“-”表示位移减小百分率

素,若地铁车站结构采用双隔震支座,建议将隔震

图8给出了不同工况下隔震地铁车站结构的变形云图。从变形云图中可以看出,当车站采用单隔震支座时,隔震地铁车站结构的非隔震层与非隔震地铁车站结构的变形规律基本相同,而隔震层中柱则表现出良好的平动性,体现出将隔震支座应用在地铁车站结构中的可行性和采用中柱端部位置布置隔震支座的合理性;当车站采用双隔震支座时,隔震地铁车站结构与非隔震地铁车站结构的变形规律则完全不同,非隔震地铁车站结构的变形通常呈“S”型,即剪切变形,而隔震地铁车站结构各层中柱呈整体平动的趋势,说明采用双隔震支座时能够改变各层中柱的变形规律,使车站中柱与板的水平位移保持一致,减小了中柱的剪切变形,从而避免

支座布置于车站顶、底层中柱柱底位置。

中柱发生剪切破坏。

2.2 车站应力响应分析

应力云图能够直接反映结构内部的应力分布情况,是评价结构隔震效果最有效的途径。图9给出了隔震地铁车站结构的最大Mises应力云图。表3给出了隔震地铁车站结构不同监测点的Mises应力幅值。定义隔震地铁车站结构与非隔震地铁车站结构最大mises应力值的差与非隔震地铁车站结构最大mises应力的比值为结构mises应力变化率。可以看出:不同工况下隔震地铁车站结构的最大mises应力值表现为工况六<工况五<工况四<工况三<工况一<工况二,应力响应规律与车站位移

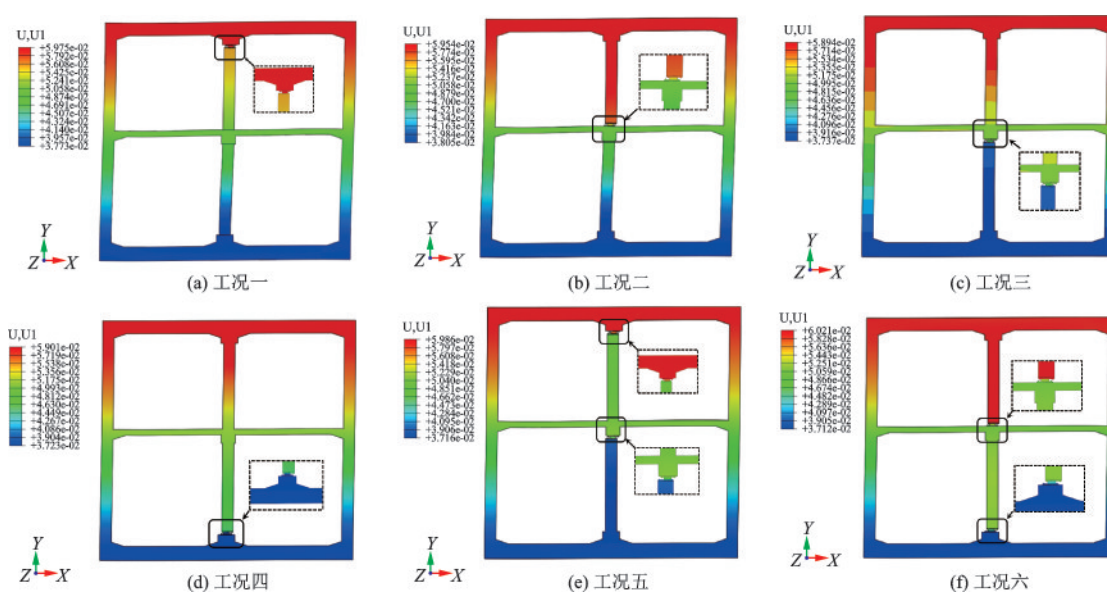


图8 车站结构位移云图

Fig.8 Displacement contour of station structure

响应规律基本相同,说明在地铁车站中柱柱底布置双隔震支座能够起到更明显的隔震效果。隔震地铁车站结构与非隔震地铁车站结构的应力分布存在明显差异且每种工况下车站结构的应力分布具有自身显著的特点,工况一和工况二的最大mises应力值出现在底层中柱柱底,而其余工况的最大mises应力则出现在了侧墙底部位置。其中,车站顶层布置隔震支座时,最大mises应力值一般出现在底层中柱柱底位置,而底层布置隔震支座时,最大

mises应力值则出现在底层侧墙与底板交接处,说明隔震支座布置于车站顶层时,其对底层各构件的影响较小,应力分布规律与非隔震结构相同,而隔震支座布置于底层时,由于中柱抗剪刚度减小,地震荷载在车站底层构件之间发生重分布,侧墙承担了大部分剪力,导致侧墙底部应力增加。此外,隔震支座布置于柱底时,应力在中柱各位置的分布较为均匀,说明隔震支座布置在地铁车站中柱柱底时能够有效减小中柱应力集中的现象。

表3 地铁车站结构各关键测点应力幅值

Table 3 Stress amplitude of each key measuring point of subway station structure

工况	监测点最大Mises应力/MPa						结构最大Mises应力/MPa	应力变化率/%
	A	B	C	D	E	F		
非隔震	27.9	31.9	30.1	34.9	3.8	27.2	34.9	/
工况一	8.7	10.2	32.7	33.8	4.2	29.3	33.8	3.1
工况二	16.9	9.2	29.1	34.2	4.7	29.4	34.2	2.0
工况三	29.1	23.9	11.8	18.5	3.9	30.2	30.2	13.5
工况四	26.2	20.2	15.2	5.3	3.9	26.3	26.3	24.6
工况五	6.1	14.4	9.5	19.1	4.2	17.2	17.2	50.7
工况六	17.3	8.2	17.6	4.6	4.1	15.6	15.6	55.3

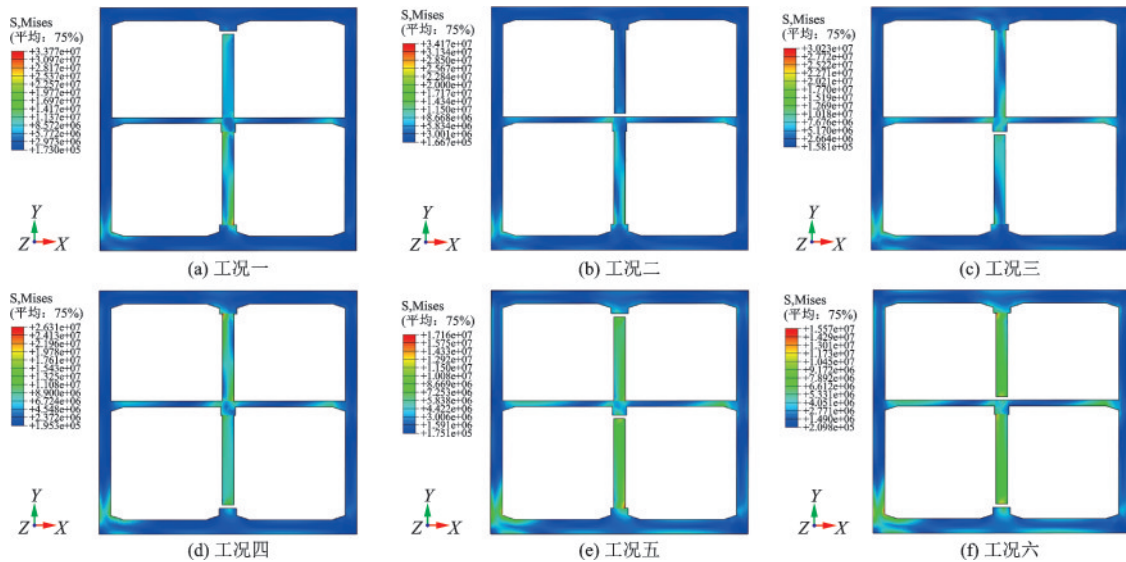


图9 车站最大Mises应力云图

Fig.9 Mises stress contour of station

2.3 车站加速度响应分析

考虑到篇幅有限,图10分别给出了工况四至六时,隔震和非隔震地铁车站结构顶板的加速度时程曲线。图11分别给出了工况四至六时,隔震和非隔震地铁车站结构顶板的加速度傅里叶频谱图。可以

看出:隔震和非隔震地铁车站结构顶板的加速度时程曲线和傅里叶谱曲线与输入地震动具有高度的一致性,但二者峰值加速度及其出现时刻略有不同,其中,非隔震地铁车站结构峰值加速度为 3.09 m/s^2 ,出现在 10.66 s ,主频率为 1.448 Hz ;而不同工况下隔震地铁车站结构的峰值加速度分别为 3.15 、 3.14 、 3.15 、

3.15、3.16、3.13 m/s^2 ,基本出现在同一时刻8.82 s且主频率均为1.442 Hz,说明将隔震支座应用于地铁车站时,不会显著改变地震波在土体以及结构内部

的传播规律。进一步验证了地下结构受到周围岩土介质的包裹和约束,结构和周围介质是共同振动的,很难体现结构自身的动力特性。

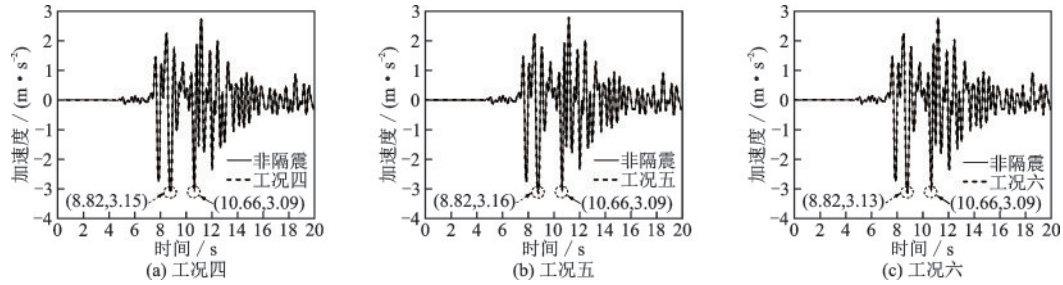


图10 车站顶板的加速度时程曲线

Fig.10 Acceleration time history curves at station roofs

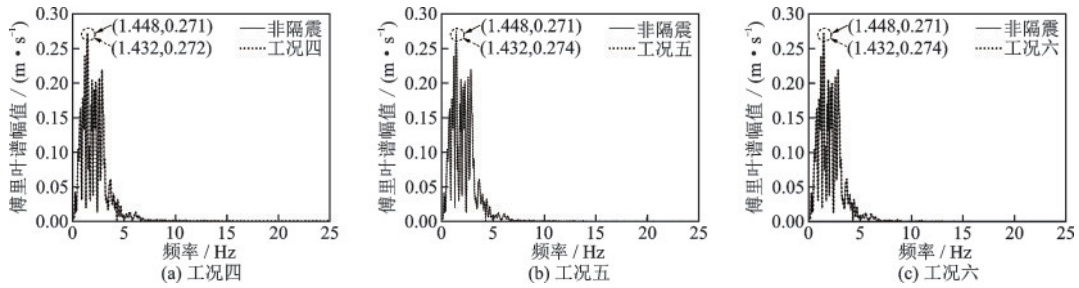


图11 车站顶板的加速度傅里叶频谱曲线

Fig.11 Acceleration Fourier spectrum curves at the station roofs

2.4 车站内力响应分析

表4给出了不同工况下隔震地铁车站结构中柱的内力幅值。可以看出:两种车站结构中柱的轴力基本相同,说明输入水平地震动对地下结构构件轴力的影响较小,而两种车站结构的剪力和弯矩差异较大。其中,针对单隔震支座而言,隔震结构中柱的内力均小于非隔震结构,尤其是隔震层中柱的剪力和弯矩,如工况一和工况二的顶层中柱、工况三

和工况四的底层中柱,剪力和弯矩分别降低了80%和75%以上,说明单隔震支座能够有效降低隔震层中柱的剪力和弯矩,而对于非隔震层中柱内力的降低相对较少;针对双隔震支座而言,隔震结构各层中柱的剪力和弯矩同样小于非隔震结构,如工况五和工况六的顶层以及底层中柱,剪力和弯矩甚至降低了90%以上,与单隔震支座相比,其内力值明显较小,说明双隔震地铁车站结构更能有效的降低车站中柱的内力。

表4 地铁车站结构中柱内力幅值

Table 4 Internal force amplitude of center column in subway station structure

工况	顶层中柱内力			底层中柱内力		
	轴力/kN	剪力/kN	弯矩/(kN·m)	轴力/kN	剪力/kN	弯矩/(kN·m)
非隔震	7 783	1 124	1 092	20 610	9 182	8 237
工况一	7 782	312	396	20 611	2 975	2 934
工况二	7 783	238	265	20 609	3 076	2 945
工况三	7 782	1 109	1 086	20 610	1 002	1 081
工况四	7 783	1 077	1 045	20 610	389	480
工况五	7 789	829	806	20 618	776	849
工况六	7 792	246	367	20 624	364	640

2.5 隔震支座位移响应分析

不同工况下隔震支座的滑动面峰值位移与残余位移不仅能够反应隔震支座的性能,也能够反应隔震地铁车站结构的隔震效果。图 12 分别给出了不同工况下单支座隔震地铁车站结构和双支座隔震地铁车站结构的支座滑移面相对水平位移时程曲线。表 5 给出了不同工况下各位置隔震支座滑移面的滑动峰值位移与残余位移。可以看出:不同工况下隔震支座的滑动位移时程曲线与输入

地震波的时程曲线和结构输出的位移时程曲线变形规律相似。当采用单隔震支座时,隔震支座的滑动面峰值位移与残余位移分别表现为监测点 $C > D > B > A$,与单隔震支座相比,双隔震支座的滑动峰值位移较大且存在明显的残余位移,说明摩擦摆隔振支座能够有效降低结构的地震效应,隔震效果随着支座的增加而更加显著,但会出现相对较大的残余位移。隔震支座设计时,可以结合滑动面摩擦系数和滑动面曲率半径等参数改善隔震支座的性能。

表 5 滑动峰值位移与残余位移

Table 5 Peak sliding displacement and residual displacement

工况	滑动峰值位移/mm				残余位移/mm			
	监测点 A	监测点 B	监测点 C	监测点 D	监测点 A	监测点 B	监测点 C	监测点 D
工况一	5.47	/	/	/	0.75	/	/	/
工况二	/	10.20	/	/	/	0.76	/	/
工况三	/	/	14.44	/	/	/	0.81	/
工况四	/	/	/	11.97	/	/	/	0.78
工况五	12.24	/	16.38	/	2.28	/	2.21	/
工况六	/	11.56	/	19.46	/	1.61	/	2.43

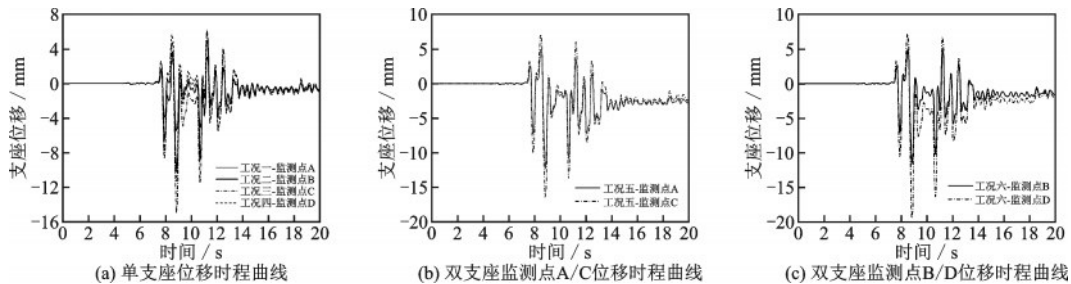


图 12 支座位移时程曲线

Fig.12 Time-history curves of bearing displacement

3 结 论

以典型两层两跨箱型结构为研究对象,将摩擦摆隔振支座应用于车站结构中,通过在中柱不同位置布置摩擦摆隔振支座,研究隔震地铁车站的地震响应规律和减隔震效果,所得结论如下:

(1) 隔震支座能够增大地铁车站墙、板的相对水平位移,减小中柱的相对水平位移。从控制结构层间水平位移方面考虑,若地铁车站结构采用单隔震支座,建议将隔震支座布置于底层中柱底部位置;若地铁车站结构采用双隔震支座,建议将隔震支座布置于车站顶层和底层中柱柱底位置。

(2) 与非隔震地铁车站相比,隔震地铁车站墙、板的应力变大而中柱的应力变小。其中,隔震支座布置于顶层时,其对底层各构件的应力影响较小;隔震支座布置于底层时,最大应力出现在侧墙底部位置且隔震层中柱无应力集中的现象。

(3) 隔震支座能够有效降低隔震层中柱的剪力和弯矩,而对于非隔震层中柱内力的降低幅度相对较小。从控制车站中柱内力方面考虑,双隔震支座优于单隔震支座。

(4) 与单隔震支座相比,双隔震支座的滑动面峰值位移较大且存在明显的残余位移。隔震支座设计时,可以结合滑动面摩擦系数和滑动面曲率半径等参数改善隔震支座的性能。

参考文献:

- [1] 韩学川,陶连金,张宇.城市轨道交通枢纽一体化车站结构震害机理[J].中南大学学报,2021,52(3):925-935.
Han X C, Tao L J, Zhang Y. Earthquake damage mechanism of integrated station structure of urban rail transit hub [J]. Journal of Central South University, 2021, 52(3): 925-935. (in Chinese)
- [2] Pitilakis K, Tsiniadis G. Performance and seismic design of underground structures [M]. Switzerland: Springer International Publishing, 2014: 279-340.
- [3] Parra-Montesinos G J, Bobet A, Ramirez J A. Evaluation of soil-structure interaction and structural collapse in daikai subway station during Kobe earthquake [J]. ACI Structural Journal, 2006, 103(1): 113-122.
- [4] Okimura T, Takada S, Koid T H. Outline of the great Hanshin earthquake, Japan 1995 [J]. Natural Hazards, 1996, 14(1): 39-71.
- [5] Huo H B. Seismic design and analysis of rectangular underground structures [D]. West Lafayette: Purdue University, 2005.
- [6] 杜修力,马超,路德春,等.大开地铁车站地震破坏模拟与机理分析[J].土木工程学报,2017,50(1):53-62.
Du X L, Ma C, Lu D C, et al. Collapse simulation and failure mechanism analysis of the Daikai station under seismic loads [J]. China Civil Engineering Journal, 2017, 50(1): 53-62. (in Chinese)
- [7] 杜修力,王刚,路德春,等.日本阪神地震中大开地铁车站地震破坏机理分析[J].防灾减灾工程学报,2016,36(2):165-171.
Du X L, Wang G, Lu D C, et al. Analysis of earthquake damage mechanism of Dakai subway station in Hanshin earthquake [J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2016, 36(2): 165-171. (in Chinese)
- [8] Huo H, Bobet A, Fernández G, et al. Load transfer mechanisms between underground structure and surrounding ground: evaluation of the failure of the Daikai station [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2005, 131(12): 1522-1533.
- [9] 郑少河,车爱兰,岩楯敞广,等.地铁地震响应的减震效果模型振动试验研究[J].四川建筑科学研究,2007,33(增1):42-44.
Zheng S H, Che A L, Yan F C G, etc. Model vibration test study on seismic response of subway [J]. Sichuan Building Science, 2007, 33(Sup1): 42-44. (in Chinese)
- [10] 杜修力,许紫刚,许成顺,等.摩擦摆支座在地下地铁车站结构中的减震效果研究[J].工程力学,2019,36(9):60-67.
Du X L, Xu Z G, Xu C S, et al. Study on damping effect of friction pendulum bearing in underground subway station structure [J]. Engineering Mechanics, 2019, 36(9): 60-67. (in Chinese)
- [11] Dicleli M, Mansour M Y. Seismic retrofitting of highway bridges in Illinois using friction pendulum seismic isolation bearings and modeling procedures [J]. Engineering Structures, 2003, 25(9): 1139-1156.
- [12] Shrimali M K, Jangid R S. Earthquake response of isolated elevated liquid storage steel tanks [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2003, 59(10): 1267-1288.
- [13] 建筑摩擦摆隔震支座:GB/T 37358—2019[S].北京:中国建筑工业出版社,2019.
- [14] 楼梦麟,潘旦光,范立瑞.土层地震反应分析中侧向人工边界的影响[J].同济大学学报,2003,31(7):757-781.
Lou M L, Pan D G, Fan L R. Influence of lateral artificial boundary in seismic response analysis of soil Layer [J]. Journal of Tongji University, 2003, 31(7): 757-781. (in Chinese)
- [15] Kuhlemeyer R L, Lysmer J. Finite element method accuracy for wave propagation problems [J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 1973, 99(5): 421-427.
- [16] 刘晶波,谷音,杜义欣.一致粘弹性人工边界及粘弹性边界单元[J].岩土工程学报,2006,28(9):1070-1075.
Liu J B, Gu Y, Du Y X. Uniform viscoelastic artificial boundary and viscoelastic boundary element [J]. Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 28(9): 1070-1075. (in Chinese)
- [17] 韩学川,陶连金,安韶,等.地铁车站结构下穿地表建筑地震响应分析[J].地下空间与工程学报,2021,17(2):488-495.
Han X C, Tao L J, An S, et al. Seismic response analysis of underground buildings with subway station structure [J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2021, 17(2): 488-495. (in Chinese)

(本文编辑:苏泽云)