

DOI:10.13409/j.cnki.jdpme.20231022001

强震作用下岩石场地群洞地铁车站试验研究*

李若舟¹, 贺维国², 袁勇^{1,3}, 李清菲²

(1. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092; 2. 中铁第六勘察设计院集团有限公司隧道设计分公司, 天津 300308; 3. 同济大学土木工程防灾减灾全国重点实验室, 上海 200092)

摘要: 为探究岩石场地群洞地铁车站在地震作用下的动力特性, 设计了一个比尺 1:30 的群洞地铁车站结构的大型振动台试验模型, 通过采用横向输入峰值加速度 0.07g、0.15g、0.21g、0.30g、0.50g、0.70g 和 1.0g 等 7 个不同强度的人工地震波, 研究了群洞地铁车站在强震作用下的加速度响应特征、位移响应特征、结构破坏模式和动应变响应特征。结果表明: 阿里亚斯强度 (Arias Intensity) 的放大系数曲线揭示, 模型围岩和站厅衬砌结构在峰值加速度 0.5g 后进入塑性破坏状态; 站台衬砌结构在峰值加速度 0.3g 后从塑性状态逐步进入破坏状态, 同时能量耗散逐渐增加。随着地震动强度的增大, 站厅横断面的相对位移增幅显著, 开口断面与非开口断面的相对位移峰值差距进一步扩大。结构的裂缝主要分布在纵向, 站台直墙中部纵向裂缝宽且长, 而站厅直墙中部未产生明显裂缝。结构传递函数的主频随着地震动强度逐渐减小, 在弹性阶段和塑性破坏阶段, 结构主频分别为 22.7、18.5 Hz。当地震动横向激励时, VL 断面相同位置的拉应变均大于 HR 断面, 最大拉应变出现在竖向联络通道的下断面拱肩处。

关键词: 群洞地铁车站; 振动台模型试验; 岩石场地; 抗震性能; 裂缝分布

中图分类号: TU443 **文献标识码:** A **文章编号:** 1672-2132(2025)01-0169-10

Experimental Study of Tunnel-group Metro Station on Rock Sites under Strong Ground Motions

LI Ruozhou¹, HE Weiguo², YUAN Yong^{1,3}, LI Qingfei²

(1. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China;

2. China Railway Liuyuan Group Co., Ltd., Tianjin 300308, China;

3. State Key Laboratory of Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: To investigate the dynamic characteristics of the tunnel-group metro station on rock sites under ground motions, a large-scale shaking table test model of the structure was designed at a scale of 1:30. Seven artificial seismic waves with different intensities, having peak accelerations of 0.07g, 0.15g, 0.21g, 0.30g, 0.50g, 0.70g, and 1.0g, were applied horizontally to investigate the acceleration response characteristics, displacement response characteristics, structural failure modes, and dynamic strain response characteristics of the tunnel-group metro station under strong ground motions. The results showed that the amplification factor curve of Arias Intensity revealed that the modeled surrounding rock and the station hall lining structure entered the plastic failure state after a peak accelera-

* 收稿日期: 2023-10-22; 修回日期: 2024-01-11

基金项目: 国家重点研发计划项目(2021YFE0114100)、国家自然科学基金(U1934210, 52061135112)资助

作者简介: 李若舟(1995—), 男, 博士研究生。主要从事地下结构抗震研究。E-mail: liruzhou@tongji.edu.cn

通信作者: 袁勇(1963—), 男, 教授, 博士。主要从事地下结构动力问题研究。E-mail: yuany@tongji.edu.cn

tion of 0.5g. The platform lining structure gradually transitioned from a plastic state to a failure state after a peak acceleration of 0.3g, accompanied by a gradual increase in energy dissipation. As seismic intensity increased, the relative displacement of the station hall cross-section increased significantly, and the difference in peak relative displacement between the open and non-open sections further widened. Cracks in the structure are primarily distributed longitudinally. Wide and long longitudinal cracks were observed in the middle of the vertical walls of the station platform, while no significant cracks appeared in the middle of the vertical walls of the station hall. The fundamental frequency of the structural transfer function decreased with the increase in seismic intensity, with fundamental frequencies of 22.7 Hz in the elastic phase and 18.5 Hz in the plastic failure phase. Under lateral seismic excitation, the tensile strains at the same locations in the VL section were greater than those in the HR section, with the maximum tensile strain occurring at the lower arch shoulder of the vertical connecting passages.

Keywords: tunnel-group metro station; shaking table model test; rock site; seismic performance; crack distribution

0 引言

近年来,全球范围内频繁发生强震事件,最近的例子是2023年2月6日土耳其大地震,其中两次强震分别达到 M_w 7.8级和 M_w 7.5级,地震观测站记录到超过1.0g的巨震^[1]。地下结构在强震作用下的动力响应已然成为岩土工程防灾减灾领域备受关注的研究热点。

尽管普遍认为岩石场地中地下结构的抗震能力优于地上结构^[2],然而,通过广泛的震害调查研究发现,地震作用导致地下结构及围岩的损伤和破坏屡见不鲜^[3]。特别是在2008年汶川地震中,龙溪隧道的严重破坏现象引起了广泛关注^[4]。群洞地铁车站作为一种新型结构形式,其埋深较浅,站厅与站台分离,通过水平与竖向联络通道连接,且站厅层采用大跨无柱结构,这些结构特征导致群洞地铁车站显著不同于软土层中的框架式地铁车站,更接近于地下洞室群的特点,但又区别于水电站地下厂房,因为地铁车站内人流密度和列车班次密集,联络通道是重要的人流疏散通道,导致其安全等级更高,但目前对这种结构的抗震性能研究尚属有限。

振动台试验广泛用于模拟地下结构在地震动作用下的动力特征^[5],探究地下结构在强震下的破坏过程和破坏机理,为地下工程的设计提供依据。一些学者已经开展了岩石场地的振动台试验研究。梁庆国等^[6]利用振动台试验研究了山岭隧道洞口段在地震动动力作用下对边坡及其二者之间的相互影

响。吴冬等^[7-8]对强震区的山岭隧道进行振动台试验,分析了不同工况下隧道衬砌模型的破坏形态。J. T. Chen等^[9-10]提出了隧道刚度变化段振动台模型试验方法,分析了隧道变刚度段的地震响应特征,模拟了该结构在强震作用下的破坏过程。S. M. Li等^[11-12]利用振动台试验研究了隧道穿越软硬地层时的动力响应。中国科学院武汉岩土力学研究所首次开展了水电站地下洞室群的振动台模型试验,探索了模型试验的相似材料配比试验和试验方案设计^[13-14]。需要指出的是,地下洞室群不同于单一洞室,洞室群会导致场地的力学环境复杂化,增加了地震动作用的不确定性^[15]。基于振动台试验的单一地下洞室的地震响应研究已经取得了不少进展,但对于地下洞室群,主要围绕数值模拟^[16-18]开展,对于群洞地铁车站结构的振动台试验尚无文献记录,仅有利用数值模拟^[19]的方式进行了初步探讨。

本文旨在弥补当前研究中存在的缺口,特别关注群洞地铁车站在强震作用下的抗震性能。因此,本研究设计了比尺1:30的群洞地铁车站结构模型,并通过大型振动台试验,旨在深入研究其在强震作用下的加速度响应特征、位移响应特征、结构破坏模式和动应变响应特征。

1 工程背景

本次试验研究以青岛地铁四号线江苏路站为依托。该车站结构形式为站厅与站台分离、左右站台分离的交叠型群洞地铁车站,如图1所示。站厅

层与站台层由水平联络通道及竖向联络通道连接,形成复杂三维空间结构。车站站厅长 184 m,站厅长 170 m,站厅埋深 15 m。乘客通过竖向联络通道在站厅和站台之间通行,通过水平联络通道在左右站台之间换乘,风道则连接站厅和站台,实现站内空气交换。地质调查报告显示,地层剖面由人工填土、强风化岩、中风化花岗岩和弱风化花岗岩组成,车站主体结构位于中风化岩层内。

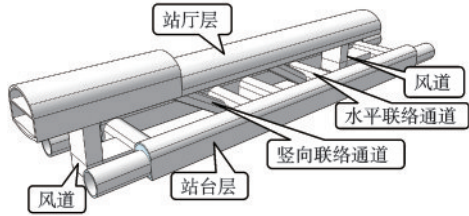


图1 车站原型

Fig.1 Station prototype

为了适应振动台的尺寸和载荷能力,并重点研究交叠型群洞的影响,考虑简化处理,包括:(a) 车站区段的长度减至 90 m(图 2);(b) 忽略非结构性构造,如楼梯、工作井和与地铁隧道的连接。车站主体结构和联络通道的具体尺寸如图 3 所示。

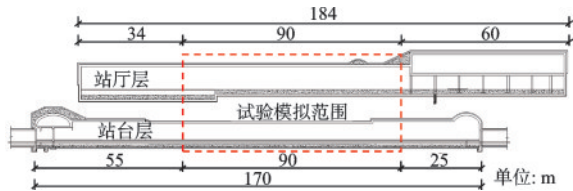


图2 车站模拟范围

Fig.2 Station simulation range

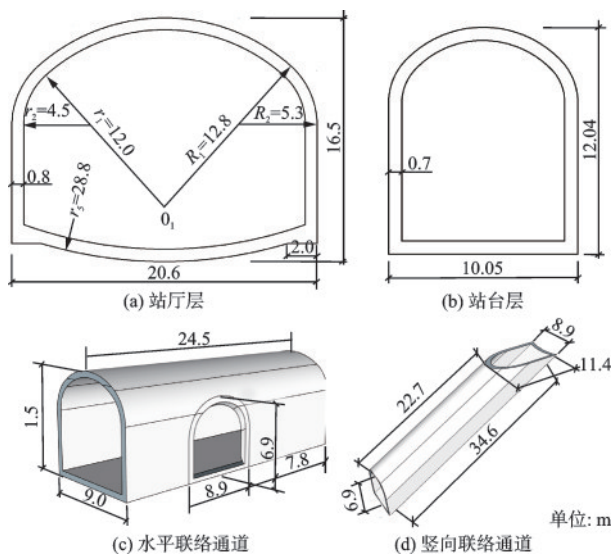


图3 车站结构和联络通道的具体尺寸

Fig.3 Specific dimensions of station structure and connecting passages

2 试验设计

2.1 振动台和相似关系

试验采用同济大学国家重点实验室的大型模拟地震液压振动台,台面尺寸 $4\text{ m} \times 4\text{ m}$,可以模拟三向六自由度的地震波作用。台面负载 15 t 时可以输出最大加速度 $1.2g$ 。该振动台可以拟合包括地震动、简谐振动以及冲击波等多种动力荷载。其中,台面工作频率 $0.1 \sim 100\text{ Hz}$,因此在进行频率设计时要考虑到模型结构的主要频率,保证其落在振动台的工作频率范围内。

综合考虑振动台的尺寸和最大承重能力、模型边界效应、试验条件限制和模型材料等影响因素,确定模型的几何相似比 $1:30$,加速度相似比 $1:1$,弹性模量相似比 $1:100$,根据量纲分析法和 Buckingham- π 定理^[20]推导其他主要相似常数(表 1)。

表 1 振动台试验相似比方案设计

Table 1 Similarity ratio design for shaking table test

| 物理量 | 量纲 | 结构 | 围岩 |
|------|--------------|---------|---------|
| 几何 | L | 1/30 | 1/30 |
| 加速度 | LT^{-2} | 1.0 | 1.0 |
| 弹性模量 | FL^{-2} | 0.01 | 0.01 |
| 密度 | FT^2L^{-4} | 0.30 | 0.30 |
| 时间 | T | 0.182 6 | 0.182 6 |
| 频率 | T^{-1} | 5.48 | 5.48 |
| 应变 | / | 1 | 1 |

2.2 模型材料

工程原型中隧道二次衬砌的混凝土标号为 C45。选用石膏材料模拟车站结构,本试验选用的石膏材料包括石膏粉、水、硅藻土和合成纤维,按照水:石膏:硅藻土=2.0:1.0:0.1 配比调制而成。其中,衬砌的配筋按照抗弯能力等效计算,采用直径 1.0 mm,间距 2.0 cm 的钢丝网组成。

车站主体结构主要位于中风化花岗岩中。选用泡沫混凝土模拟围岩,根据 X. Zhao 等^[21]对泡沫混凝土的试验研究,本试验经过不同配比的材性试验,最终采用水泥:水:泡沫=9 kg:4 kg:16 L 配比调制而成。以上两种材料既能满足力学特性的相似比要求,又能满足振动台承载能力的要求。原型和模型相似材料的物理力学参数见表 2。由于泡沫

混凝土的自稳性以及模型截面的深宽比较小,试验中未使用模型箱。边界条件已在前期研究中得到验证^[22-23],满足试验要求。

表 2 材料的物理力学参数

Table 2 Physical and mechanical parameters of materials

| | 容重/(kN·m ⁻³) | 弹性模量/MPa | 泊松比 |
|-------|--------------------------|----------|-----|
| 围岩原型值 | 25.5 | 11 000 | 0.3 |
| 围岩试验值 | 7.3 | 115 | 0.3 |
| 衬砌原型值 | 25.0 | 33 500 | 0.2 |
| 衬砌试验值 | 7.2 | 350 | 0.2 |

2.3 模型制作和测点布置

由于车站纵向长度为 3 m,一次浇筑成型难度大,所以采取分段浇筑拼装。站厅主体结构根据开口位置分为 1.2、1.2、0.6 m 三段,每段一次浇筑成型,站台主体结构也采取同样方式。水平联络通道和竖向联络通道采取一次浇筑成型。将室内抽湿完成的石膏模型做好标记后,在内外表面均匀涂上清漆,然后用一定配比的环氧树脂将衬砌段依次拼装,首先拼装左右两个站台主体结构,接着拼接水平联络通道和竖向联络通道。第二步,拼装站厅主体结构,最后完成站厅层与垂直联络通道的连接,

至此衬砌模型的拼装完成。图 4 展示了衬砌模型和模型全貌的实物。

水平横向(x)、水平纵向(y)和竖直方向(z)在图 5 中标出。模型尺寸为 3.0 m×3.0 m×2.0 m(长×宽×高)。在模型侧视图中布置 1020S 型电荷式加速度传感器,灵敏度 500 pC/g,量程 10g,加速度传感器的布置如图 5(a)、(b)所示。模型顶部中心布置加速度计 AS1,站厅层开口断面 1 拱顶底布置加速度计 A1 和 A2,非开口断面 2 拱顶底布置加速度计 A3 和 A4,左站台距离左侧洞口 800 mm 拱顶底布置加速度计 A5 和 A6,左站台与水平联络通道连接部位拱顶底布置加速度计 A7 和 A8。

应变片的布置主要考虑联络通道和车站主体连接处的应变分布,如图 5(c)所示。根据前期数值模拟^[24]研究,车站主体与联络通道的连接处应力集中,容易发生破坏,故将应变片布置在断面 VL 和断面 HR。VL 为竖向联络通道的下断面,HR 为水平联络通道与站台连接的右断面,分别在拱顶、拱肩、拱脚和拱底设置双向应变片。

2.4 试验工况

采用青岛人工波(表示为 QD)输入模型底部,时程曲线和傅里叶谱如图 6 所示。采用地震动横向

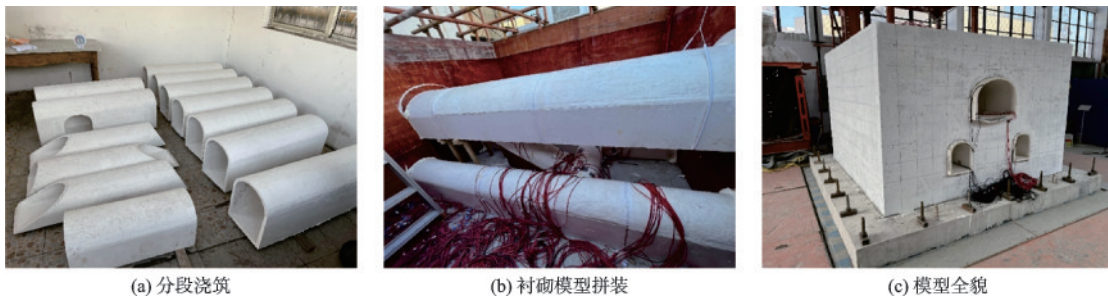


图 4 振动台模型试验

Fig.4 Shaking table model test

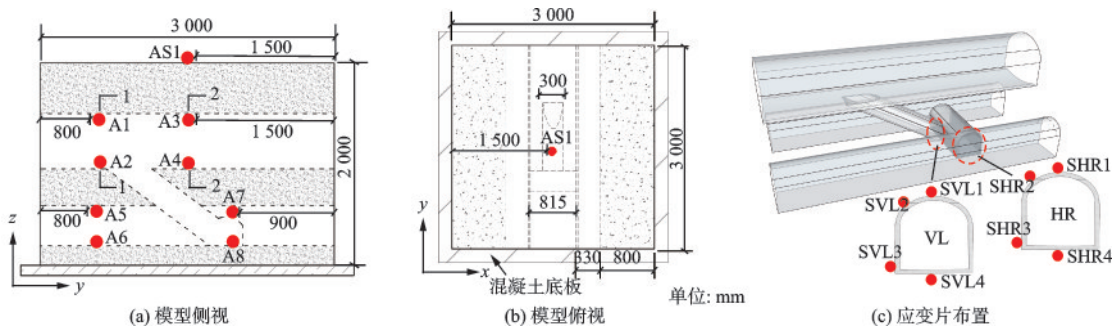


图 5 传感器布置

Fig.5 Layouts of sensors

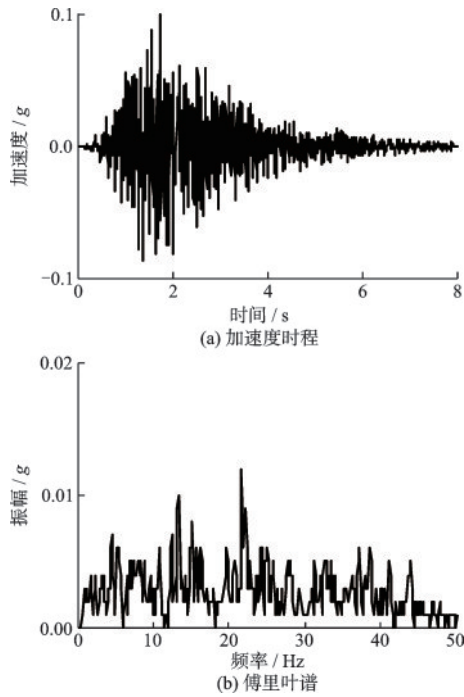


图6 青岛人工波动力特征

Fig.6 Dynamics characteristics of artificial wave in Qingdao

输入(图5中 x 方向),根据时间相似比调整初始地震波的时间间隔,根据场地深度调整地震波的加速度峰值,人工波加速度峰值分别为 $0.07g$ 、 $0.15g$ 、 $0.21g$ 、 $0.30g$ 、 $0.50g$ 、 $0.70g$ 和 $1.0g$ 7个工况,采取阶梯加载的方式逐级加载,直至车站结构发生破坏。

3 试验结果及分析

3.1 加速度响应

加速度放大系数定义为测传感器点记录的最大加速度与输入地震运动振幅的比值。由此可以得到各测点在7种地震动强度下的加速度放大系数见表3。在工况 QD-0.07 和 QD-0.15 时,站厅和站台的开口断面加速度放大系数较非开口断面分别增大 10% 和 17%。当地震动强度继续增大,站厅的开口断面与非开口断面加速度放大系数趋于一致,而站台的开口断面加速度放大效应持续减弱;当地震动强度达到 $0.7g$ 时,非开口断面拱顶 A3 加速度放大系数首次超过开口断面拱顶 A1,此时模型顶部和站厅衬砌测点的加速度放大系数达到峰值 1.85 和 1.71;当地震动强度为 $1.0g$ 时,加速度放大系数开始减小。

表3 各测点加速度放大系数

Table 3 Acceleration amplification factors at each measurement point

| 工况 | 测点加速度放大系数 | | | | | | | | |
|---------|-----------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| | AS1 | A1 | A2 | A3 | A4 | A5 | A6 | A7 | A8 |
| QD-0.07 | 1.63 | 1.40 | 0.99 | 1.28 | 1.01 | 0.99 | 0.92 | 1.16 | 0.94 |
| QD-0.15 | 1.68 | 1.46 | 1.19 | 1.34 | 1.12 | 1.10 | 1.09 | 1.16 | 1.01 |
| QD-0.21 | 1.57 | 1.39 | 1.15 | 1.36 | 1.12 | 1.09 | 1.06 | 1.20 | 1.02 |
| QD-0.3 | 1.70 | 1.51 | 1.28 | 1.48 | 1.21 | 1.21 | 1.13 | 1.28 | 1.06 |
| QD-0.5 | 1.68 | 1.56 | 1.27 | 1.52 | 1.21 | 1.21 | 1.1 | 1.25 | 1.04 |
| QD-0.7 | 1.85 | 1.68 | 1.23 | 1.71 | 1.19 | 1.28 | 1.09 | 1.26 | 0.97 |
| QD-1.0 | 1.80 | 1.53 | 1.36 | 1.62 | 1.27 | 1.16 | 0.99 | 1.28 | 0.98 |

为了进一步分析围岩和衬砌的动力响应和破坏情况,从能量角度出发,引入阿里亚斯强度 I_a (Arias Intensity) 指标,可以量化地震动的能量大小,表征地震引起的结构变形破坏情况,简化表达式为:

$$I_a = \frac{\pi}{2g} \int_0^T a^2(t) dt \quad (1)$$

式中, g 为重力加速度; $a(t)$ 为地震动加速度时程; T 为加速度记录的有效持续时间。

模型顶部 AS1 测点和衬砌内部 8 个测点分别与振动台台面加速度记录进行对比,可以得到各测点在不同地震动强度下的阿里亚斯强度 I_a , 以及能量放大系数 α ($\alpha = \text{加速度测点 } I_a / \text{台面 } I_a$), 如图 7 所示。可以发现,模型围岩的能量放大系数 α 在工况 QD-0.5 达到最大值,与工况 QD-0.7 的能量放大系数基本持平,说明围岩在峰值加速度 $0.5g$ 时进入塑性状态,之后破坏程度逐渐加深。站厅衬砌拱顶测点 A1 的能量放大系数在工况 QD-0.5 之前一直大于

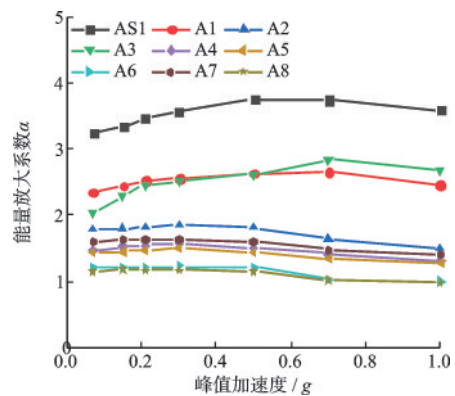


图7 各测点能量放大系数随峰值加速度变化

Fig.7 Variation of energy amplification factors with peak acceleration at each measurement point

A3测点,说明在衬砌弹性阶段内站厅开口断面放大效应十分显著;在工况 QD-0.7 之后,站厅衬砌结构破坏状态加剧,A1 的能量放大系数小于 A3。对于站台衬砌结构,A5 的能量放大系数在各工况下均小于 A7,说明站台衬砌结构的开口放大效应一直存在;站台衬砌结构各测点在工况 QD-0.3 后逐渐减小,说明站台衬砌结构从塑性状态逐步进入破坏状态,同时能量耗散增加。

3.2 位移响应

对于站厅横断面,将拱顶与仰拱的横向位移响应峰值差作为横向相对位移,分析在不同地震动强度下结构横断面的变形情况。首先,将拱顶底测点的加速度响应时程进行滤波,然后进行频域内积分,得到各测点的绝对位移响应,最后计算同一断面的相对位移时程,即车站衬砌的横向剪

切位移。

图 8 对比了地震动强度从 0.07g 逐级增大至 1.0g 过程中站厅开口断面与非开口断面的横向相对时程曲线。在 0.07g~0.21g 工况下,站厅衬砌的横向相对位移较小,开口断面与非开口断面位移响应基本一致,峰值相对位移分别为 0.94、2.24、3.34 mm。随着地震动强度的增大,两者的位移响应差距逐渐显著,当地震动强度为 0.3g、0.5g 和 0.7g 时,开口断面与非开口断面的峰值相对位移分别为 4.60、3.97 mm,7.58、7.01 mm,11.49、10.20 mm;当地震动强度为 1.0g 时,两者的峰值相对位移分别为 16.81、14.20 mm,相对位移增幅显著且峰值进一步扩大,说明强震作用下车站站厅开口断面的横向剪切变形更加显著,这与 3.1 节中能量角度结论相一致,站厅衬砌结构进入开裂破坏状态,横向刚度减小,横向相对位移增大。

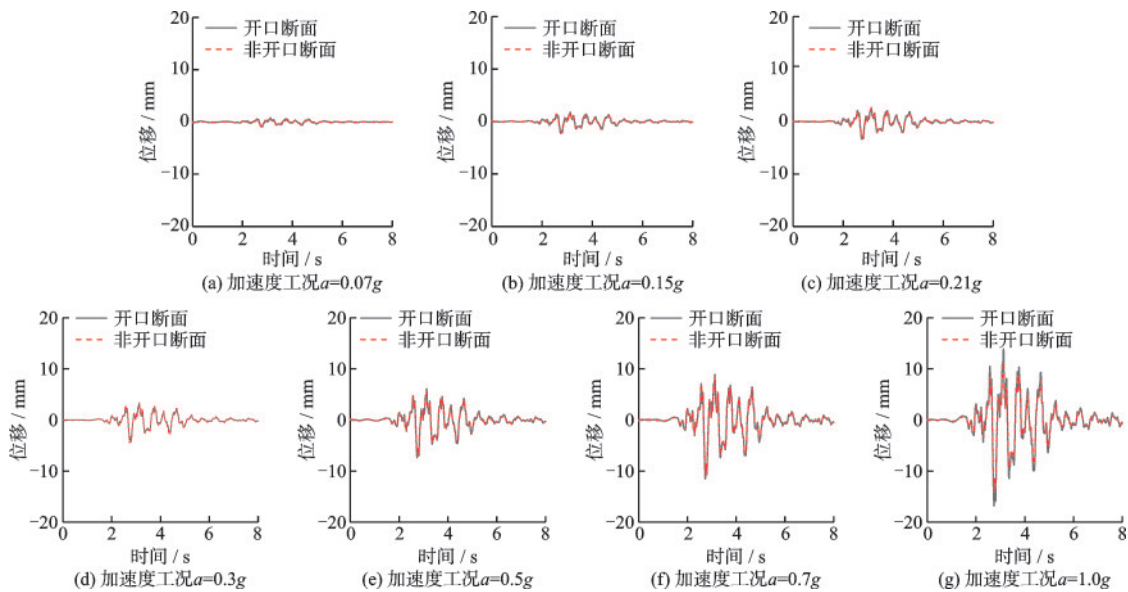


图 8 各工况下站厅衬砌横向相对位移时程曲线

Fig.8 Time history curves of lateral relative displacement of station hall under each condition

3.3 破坏模式

图 9 展示了群洞车站结构(站厅、竖向联络通道和站台)在强震试验后观察到的裂缝分布情况。观察发现,车站结构的裂缝主要分布为纵向,站厅结构裂缝主要分布在拱顶和拱肩,裂缝宽度较小,约为 0.1~0.6 mm,裂缝长度约为 0.8 m;竖向联络通道结构裂缝主要分布在拱肩,裂缝宽度约为 0.4 mm,裂缝长度约为 0.3 m;站台结构裂缝主要分布在拱肩和直墙中部,直墙中部裂缝宽度达到 1.0 mm,裂

缝长度约为 1.2 m。同时观测到少量的环向裂缝,宽度约为 0.5 mm,长度相对较短,约为 0.3 m。由于竖向联络通道与水平联络通道连接处发生衬砌型式和刚度的突变,拱肩处产生较多纵向裂缝(图 9(b)),说明此处受力集中;同时,站台直墙中部纵向裂缝宽且长(图 9(c)),而站厅直墙中部未产生明显裂缝,说明衬砌在地震动作用下产生横向剪切变形,站厅的仰拱提高了衬砌的横向刚度,而站台未设置仰拱导致在强震作用下直墙中部先产生裂缝,使站台结构破坏进一步加剧。

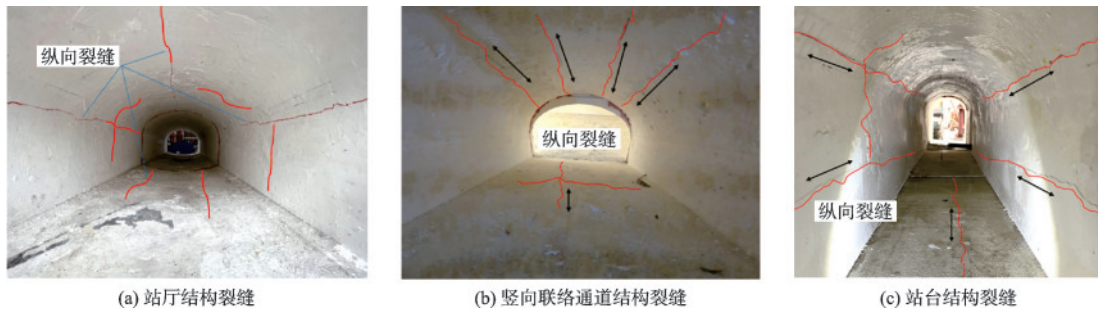


图9 车站结构开裂模式

Fig.9 Cracking pattern of station structure

为了进一步分析群洞车站结构在强震作用下的动力响应差异和判定结构的破坏模式,采用传递函数作为评价指标。对于连续时间输入信号 $x(t)$ 和输出信号 $y(t)$,传递函数 $H(s)$ 反映了输入信号的拉普拉斯变换 $X(s)=L\{x(t)\}$ 与输出信号的拉普拉斯变换 $Y(s)=L\{y(t)\}$ 的线性映射关系,即

$$H(s) = \frac{Y(s)}{X(s)} = \frac{L\{y(t)\}}{L\{x(t)\}} \quad (2)$$

将模型顶部 AS1、站厅拱顶 A1 和站台拱顶 A5 作为代表性测点,对比在不同地震动强度下的传递函数变化规律,如图 10 所示。随着地震动强度逐步增大,传递函数的峰值出现明显变化,主要出现三个峰值区域,高频峰值作为二阶主频不在本次的讨论范围内。对于模型顶部 AS1 和站厅拱顶 A1,在 $0.07g \sim 0.3g$ 工况下,围岩和站厅衬砌主频均为 22.7 Hz ,此时仍处于弹性阶段;在 $0.5g$ 工况下,传递

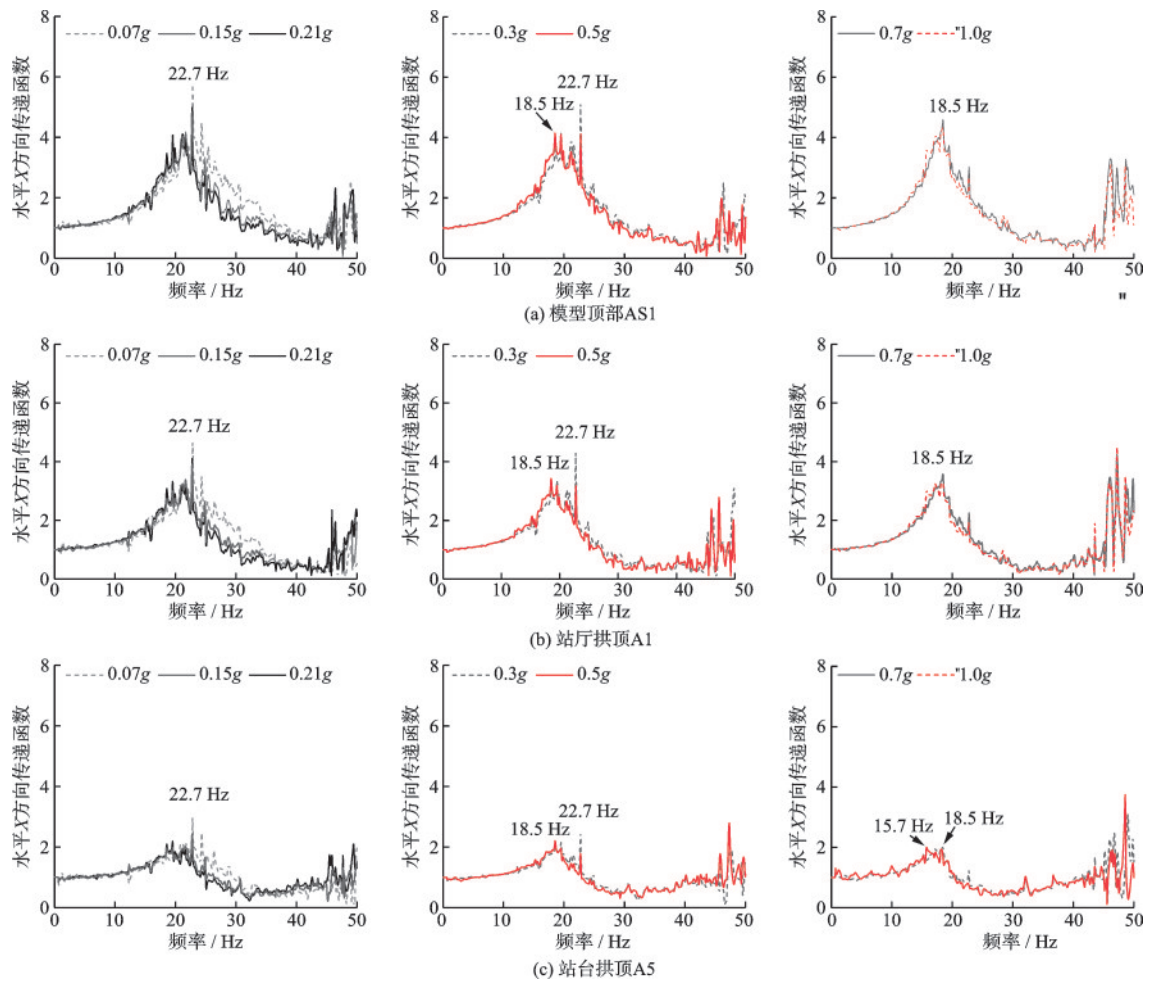


图 10 测点 AS1、A1 和 A5 在不同地震动强度下的传递函数变化

Fig.10 Variation of transfer function at AS1, A1 and A5 under different seismic intensities

函数发生改变,产生新的峰值主频 18.5 Hz,说明围岩和站厅衬砌发生塑性破坏,横向刚度减小;在 0.7g 和 1.0g 工况下,主频继续向 18.5 Hz 偏移,围岩和站厅衬砌破坏程度进一步加深。对于站台拱顶 A5,在 0.07g~0.21g 工况下,站台衬砌主频均为 22.7 Hz,此时仍处于弹性阶段;在 0.3g 工况下,首先产生新的峰值主频 18.5 Hz,说明站台衬砌发生塑性破坏,横向刚度减小,这与站台直墙中部的纵向裂缝相吻合;在 0.5g~1.0g 工况下,主频逐渐减小至 15.7 Hz,站台衬砌破坏程度加剧。

3.4 动应变响应

图 11 对比了 VL 断面和 HR 断面测点的峰值动拉应变随输入峰值加速度的变化情况。总体来说,应变测点的峰值动拉应变随着地震波激励强度增强而增大。当地震动横向激励时,VL 断面相同位置的拉应变均大于 HR 断面,VL 断面的最大拉应变出现在拱肩 VL2,当峰值加速度达到 1.0g 时,峰值动拉应变 510 $\mu\epsilon$,远大于钢筋混凝土的开裂应变 320 $\mu\epsilon$,这与图 9(b)中竖向联络通道的结构裂缝相

吻合。另一方面,HR 断面的最大动拉应变出现在拱脚 HR3,当峰值加速度达到 1.0g 时,峰值动拉应变为 310 $\mu\epsilon$,试验中未发现拱脚产生明显开裂裂缝。综上,竖向联络通道的下断面是抗震的最薄弱环节。

4 结论

(1) 模型围岩和站厅衬砌结构在工况 QD-0.5 后进入塑性状态,破坏程度逐渐加剧。站台衬砌结构在工况 QD-0.3 后从塑性状态逐步进入破坏状态,同时能量耗散增加。

(2) 随着地震动强度增大,站厅横断面的相对位移增幅明显,且开口断面与非开口断面的相对位移峰值差距进一步加大,衬砌结构进入开裂破坏状态,横向刚度减小,横向相对位移增大。

(3) 车站结构的裂缝主要分布为纵向,站厅结构裂缝主要分布在拱顶和拱肩,竖向联络通道结构裂缝主要分布在拱肩,站台结构裂缝主要分布在拱肩和直墙中部,站台直墙中部纵向裂缝宽且长,而站厅直墙中部未产生明显裂缝。在地震动作用下衬砌产生横向剪切变形,站厅的仰拱提高了衬砌的横向刚度,而站台未设置仰拱导致在强震作用下直墙中部先产生裂缝,使站台结构破坏加剧。

(4) 随着地震动强度增大,结构传递函数的主频随着地震动强度逐渐减小,在弹性阶段和塑性破坏阶段,结构主频依次为 22.7 Hz 和 18.5 Hz。当输入地震动强度 0.3g 时,站台结构开始进入塑性破坏;当输入地震动强度 0.5g 时,围岩和站厅结构开始进入塑性破坏。

(5) 当地震动横向激励时,VL 断面相同位置的拉应变均大于 HR 断面,最大拉应变出现在 VL 断面拱肩 VL2,当峰值加速度达到 1.0g 时,峰值动拉应变 510 $\mu\epsilon$,所以竖向联络通道的下断面是抗震的最薄弱环节。

后续可进一步基于模型试验分析群洞地铁车站结构在不同地震动激励方向和不同类型地震波激励下结构的动力响应特征,提高对这类结构动态行为的理解,并有助于设计和评估群洞地铁车站,以为工程防灾减灾提供参考。

参考文献:

[1] Kemal Ö, Makkbule I, Gizem C, et al. Preliminary reconnaissance report on February 6, 2023 Kahramanma-

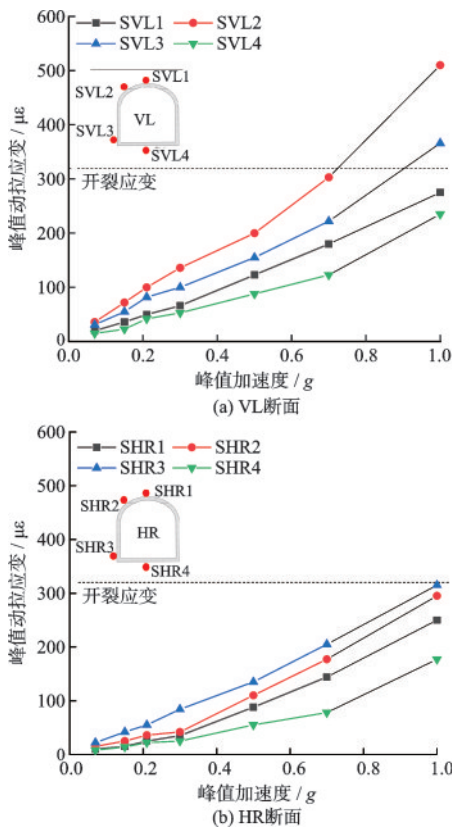


图 11 峰值动拉应变随峰值加速度的变化

Fig.11 Variation of peak dynamic tensile strain with peak acceleration

- raş-Pazarcık ($M_w=7.7$) and Elbistan ($M_w=7.6$) Earthquakes[R]. [S.l.] : Middle East Technical University and Earthquake Engineering Research Center, 2023.
- [2] Pakbaz Mohammad C., Yareevand Akbar. 2-D analysis of circular tunnel against earthquake loading[J]. Tunneling and Underground Space Technology, 2005, 20: 411-417.
- [3] 于生生,张熙胤,陈兴冲,等.场地地震反应分析研究现状及展望[J].防灾减灾工程学报,2021,41(1): 181-192.
Yu S S, Zhang X Y, Chen X C, et al. Present research situation and prospect on analysis of site seismic response[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2021,41(1): 181-192. (in Chinese)
- [4] 崔光耀,王明年,林国进,等.汶川地震区典型公路隧道衬砌震害类型统计分析[J].中国地质灾害与防治学报,2011,22(1): 122-127.
Cui G Y, Wang M N, Lin G J, et al. Statistical analysis of earthquake damage types of typical highway tunnel lining structure in Wenchuan seismic disastrous area [J]. The Chinese Journal of Geological Hazard and Control, 2011, 22(1): 122-127. (in Chinese)
- [5] 陈国兴,陈苏,杜修力,等.城市地下结构抗震研究进展[J].防灾减灾工程学报,2016,36(1): 1-23.
Chen G X, Chen S, Du X L, et al. Review of seismic damage, model test, available design and analysis methods of urban underground structures: retrospect and prospect[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2016,36(1): 1-23. (in Chinese)
- [6] 梁庆国,陈克霖,熊玉莲,等.地震动作用下隧道洞口段破坏特征试验研究[J].防灾减灾工程学报,2023,43(1): 122-131.
Liang, Q G, Chen K L, Xiong Y L, et al. Experimental study on failure characteristics of tunnel portal under ground motion[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2023, 43(1): 122-131. (in Chinese)
- [7] 吴冬,高波,申玉生,等.隧道仰坡地震动力响应特性振动台模型试验研究[J].岩土力学,2014,35(7): 1921-1928.
Wu D, Gao B, Shen Y S, et al. Shaking table test study of seismic dynamic response of tunnel entrance slope[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, 35(7): 1921-1928. (in Chinese)
- [8] 申玉生,高波,王峥峥,等.高烈度地震区山岭隧道模型试验研究[J].现代隧道技术,2008,45(5): 38-43.
Shen Y S, Gao B, Wang Z Z, et al. Model test for a road tunnel in the region of high seismic intensity[J]. Modern Tunneling Technology, 2008, 45(5): 38-43. (in Chinese)
- [9] Chen J T, Yu H T, Bobet A, et al. Shaking table tests of transition tunnel connecting TBM and drill-and-blast tunnels [J]. Tunneling and Underground Space Technology, 2020, 96: 103197.
- [10] Chen J T, Yuan Y, Yu H T. Dynamic response of segmental lining tunnel [J]. Geotechnical Testing Journal, 2019, 43(3): 660-682.
- [11] Li S M, Cudmani R, Xiao M Q, et al. Ground motion amplification pattern with TBM tunnels crossing soil-rock interface: Shaking table test [J]. Underground Space, 2023, 12: 202-217.
- [12] Yuan Y, Li S M, Yu H T, et al. Local site effect of soil-rock ground: 1-g shaking table test[J]. Bulletin of Earthquake Engineering, 2023, 21(7): 3251-3272.
- [13] 刘晓敏,盛谦,陈健,等.大型地下洞室群地震模拟振动台试验研究(I):岩体相似材料配比试验[J].岩土力学,2015,36(1): 83-88.
Liu X M, Sheng Q, Chen J, et al. Seismic shaking table test for large-scale underground cavern group (I): Proportioning test on similar materials of surrounding rock[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, 36(1): 83-88. (in Chinese)
- [14] 刘晓敏,盛谦,陈健,等.大型地下洞室群地震模拟振动台试验研究(II):试验方案设计[J].岩土力学,2015,36(6): 1683-1690.
Liu X M, Sheng Q, Chen J, et al. Seismic shaking table test for large-scale underground cavern group (II): Test scheme[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, 36(6): 1683-1690. (in Chinese)
- [15] 崔臻,盛谦,冷先伦,等.大型地下洞室群地震动力灾变研究综述[J].防灾减灾工程学报,2013,33(5): 606-616.
Cui Z, Sheng Q, Leng X L, et al. A review of study on seismic catastrophe of large-scale underground cavern group[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2013,33(5): 606-616. (in Chinese)
- [16] 周朝,尹健民,周春华,等.考虑累积微震损伤效应的荒沟电站地下洞室群围岩稳定性分析[J].岩石力学与工程学报,2020,39(5): 1011-1022.
Zhou C, Yin J M, Zhou C H, et al. Stability analysis of surrounding rock mass of underground caverns at Huanggou hydropower station considering cumulative microseismic damage effect[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2020, 39(5): 1011-1022. (in Chinese)
- [17] 李文倩,佟大威,王振,等.大型地下洞室群相邻块体地

- 震响应[J].河海大学学报(自然科学版),2016,44(3):196-202.
- Li W Q, Tong D W, Wang Z, et al. Seismic responses of adjacent blocks in large-scale underground cavern group[J]. Journal of Hohai University Natural Sciences, 2016, 44(3): 196-202. (in Chinese)
- [18] 李良权,田迎春,郑齐峰,等.中东某抽蓄地下厂房洞室群地震动力响应分析[J].水利水电技术,2018,49(8):55-63.
- Li L Q, Tian Y C, Zheng Q F, et al. Seismic response analysis on underground powerhouse cavern group of a pumped storage hydro power station in Middle East[J]. Water Resources and Hydropower Engineering, 2018, 49(8): 55-63. (in Chinese)
- [19] 袁勇,李若舟,贺维国,等.岩石场地群洞地铁车站联络通道地震响应分析[J].城市轨道交通研究,2022,25(8):182-186.
- Yuan Y, Li R Z, He W G, et al. Seismic response analysis of link passage in rock site tunnel-group metro station[J]. Urban Mass Transit, 2022, 25(8): 182-186. (in Chinese)
- [20] KlineStephen J. Similitude and approximation theory [M]. New York: Springer Science & Business Media, 2012.
- [21] Zhao X, Li R H, Yuan Y, et al. Shaking table tests on fault-crossing tunnels and aseismic effect of grouting [J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2022, 125: 104511.
- [22] Chen J T, Yu H T, Bobet A, et al. Shaking table tests of transition tunnel connecting TBM and drill-and-blast tunnels [J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2020, 96: 103197.
- [23] Zhao X, Li R H, Yuan Y, et al. Shaking table tests on fault-crossing tunnels and aseismic effect of grouting [J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2022, 125: 104511.
- [24] Li R Z, Yuan Y. Seismic experiment of tunnel-group metro station in rock site [C]//Expanding underground-knowledge and passion to make a positive impact on the World. London: CRC Press, 2023: 3174-3181.
- (本文编辑:苏泽云)



(上接第136页)

- [17] 肖国清,黄仁和,陈春燕.基于N-K模型改进的FRAME建筑火灾风险评估[J].安全与环境学报,2022,22(3):1139-1146.
- Xiao G Q, Huang R H, Chen C Y. Improved frame building fire risk assessment based on N-K model[J]. Journal of Safety and Environment, 2022, 22(3): 1139-1146. (in Chinese)
- [18] Niu L, Guan H. The mechanism of crowd stampede based on case statistics through SNA method[J]. Tehnički Vjesnik, 2021, 28(2): 548-555.
- [19] 武乾,孙敏,黄太兴,等.基于SNA视角的旧工业厂房绿色再生项目治理风险研究[J].安全与环境学报,2022,22(3):1121-1131.
- Wu Q, Sun M, Huang T X, et al. Research on project governance risk of green regeneration of old industrial plant based on SNA[J]. Journal of Safety and Environment, 2022, 22(3): 1121-1131. (in Chinese)
- [20] Heinrich H W, Petersen D, Roos N. Industrial accident prevention-a safety management approach [M]. New York: McGrawHill, Inc, 1980: 22-25.
- [21] Kauffman S. At home in the universe: the search for laws of self-organization and complexity [M]. Oxford: Oxford University Press, 1995.
- [22] 周红波,杨奇,杨振国,等.基于复杂网络和N-K模型的塔吊安全风险因素分析与控制[J].安全与环境学报,2020,20(3):816-823.
- Zhou H B, Yang Q, Yang Z G, et al. Analysis of the risk involved factors and safety control of the tower crane based on the complex network and N-K model [J]. Journal of Safety and Environment, 2020, 20(3): 816-823. (in Chinese)
- [23] 王岩韬,唐建勋,赵焜飞.航班运行风险因素耦合性分析[J].中国安全科学学报,2017,27(7):77-81.
- Wang Y T, Tang J X, Zhao Y F. Coupling analysis of risk factors in flight operation[J]. China Safety Science Journal, 2017, 27(7): 77-81. (in Chinese)
- [24] 刘军.整体网分析讲义——UCINET软件实用指南[M].上海:世纪出版社,2009.
- [25] 张兆宁,高振方.基于DEMATEL/N-K的机坪管制系统运行风险因素耦合分析[J].安全与环境学报,2024,24(3):873-882.
- Zhang Z N, Gao Z F. Coupling analysis of operational risk factors of apron control system based on DEMATEL/N-K [J]. Journal of Safety and Environment, 2024, 24(3): 873-882. (in Chinese)