

独立式石箍窑洞地震模拟振动台试验及数值模拟

刘祖强^{1,2}, 马东¹, 张凤亮³, 薛建阳^{1,2}, 潘文彬¹

(1. 西安建筑科技大学土木工程学院, 陕西 西安 710055; 2. 西安建筑科技大学结构工程与抗震教育部重点实验室, 陕西 西安 710055; 3. 陕西省建筑科学研究院有限公司, 陕西 西安 710082)

摘要:以山西省静乐县的某独立式石箍窑洞为原型,制作 1/4 缩尺的三跨试验模型,对其进行了地震模拟振动台试验,分析了地震作用下窑洞模型的破坏过程及破坏形态。在试验研究基础上,采用 ABAQUS 软件建立独立式石箍窑洞的有限元模型,将模拟得到的动力特性、动力响应和地震损伤结果与试验结果进行了对比分析,验证了有限元模型的合理性,进而基于对原型结构的有限元模拟,分析了覆土厚度、拱跨数和拱矢跨比对窑洞模型受力性能的影响。结果表明:独立式石箍窑洞在地震作用下主要发生砂浆灰缝开裂破坏,开裂最严重的部位为洞口拱顶和侧墙与背墙的连接处;有限元模拟结果与试验结果吻合较好,能够较好地反映地震作用下窑洞模型的受力性能;窑洞模型的纵墙刚度大于横墙,加速度和位移响应随输入峰值加速度的增大不断增大;随着覆土厚度变薄和拱矢跨比减小,窑洞模型的抗震性能增强,但拱跨数对窑洞模型的抗震性能影响较小。

关键词:独立式石箍窑洞;振动台试验;数值模拟;地震损伤;动力响应

中图分类号:TU363 **文献标志码:**A **文章编号:**1004-4523(2023)04-1101-12

DOI:10.16385/j.cnki.issn.1004-4523.2023.04.024

引言

窑洞作为传统民居,是中国西北地区一种独有的建筑形式,具有保温性能强、隔音效果好、建造成本低、绿色环保等优点^[1]。窑洞根据结构形式的不同可分为靠崖式、下沉式和独立式 3 种。与其他两种相比,独立式窑洞可不受地形限制,建造在地势相对平缓和靠近水源的地区。独立式石箍窑洞是采用石材和水泥砂浆砌筑而成的独立式窑洞,是石材与拱券技术相结合的产物,没有梁架支撑,以石拱券为主要受力结构,在多个地区的居住建筑中被广泛采用。

石材是典型的脆性材料,而石砌体结构一般为全石结构,在地震作用下极易发生脆性破坏;另外,石材与砂浆的粘结作用相对较差,导致结构的抗震性能不理想。鉴于此,国内外部分学者对石砌体结构的抗震性能进行了研究。李德虎等^[2]对两个单层足尺石砌体结构进行了振动台试验,结果表明,纵横墙咬槎和砂浆抹面是提高石砌体结构抗震性能的有效途径;Benedetti 等^[3]对 10 个 1:2 缩尺的两层石砌体结构进行了振动台试验,结果表明,石砌体结构的阻尼比约为 10%,水平连接对于防止墙体倒塌效果

显著;Juhássová 等^[4]对一个足尺的单层石砌体结构进行了振动台试验,结果表明,结构的破坏是从水平灰缝开始的,与自振频率和质量相比,结构的整体性对动力特性影响更大;Ahmad 等^[5]对一个 1:3 缩尺的单层石砌体结构进行了振动台试验,结果表明,由于楼板平面内刚度较大,并与墙体整体连接,使得其在承重墙破坏后发生突然失效;张淑娴^[6]对一个 1:2 缩尺的两层石砌体结构进行了振动台试验,结果表明,门窗洞口角部是结构的薄弱环节,墙体出现阶梯型裂缝进而发生剪切破坏;崔利富等^[7]对一个 1:5 缩尺的 3 层石砌体结构进行了振动台试验,结果表明,由于结构下宽上窄,质量和刚度沿竖向突变,使得结构形成薄弱层,且墙体在地震作用下出现外闪趋势。上述是针对普通石砌体结构进行的研究,对于独立式石箍窑洞,目前尚未看到关于其抗震性能的研究,已进行的研究均为静力性能研究。闫月梅等^[8-9]根据石箍窑洞承受的竖向荷载计算得到了合理拱券,并分析了恒荷载和活荷载作用下的内力及其他因素引起的附加内力,给出了拱券厚度的计算公式;王崇恩等^[10]对山西太原店头村的石箍窑洞进行了调研和测量,采用 ANSYS 软件对其受力性能进行了分析,结果表明,竖向荷载作用下,石箍窑洞拱顶承受的应力最大,拱肩、拱脚的应力依次减小。为了更好地评

收稿日期:2021-10-28; **修订日期:**2022-03-29

基金项目:陕西省重点研发计划(2022LL-JB-12);陕西省住房城乡建设科技研发计划项目(2019-K24);陕西省建筑科学研究院科研项目(2020-11-350, 2021-11-370)。

估独立式石箍窑洞在地震作用下的受力性能,进而采取有效的保护措施,该传统民居结构的抗震性能研究亟待开展。

本文以山西省静乐县某典型独立式石箍窑洞为原型,制作缩尺比为1:4的3跨试验模型,进行地震模拟振动台试验,在此基础上开展数值模拟分析,研究独立式石箍窑洞的动力特性和地震响应变化规律,分析不同设计参数对独立式石箍窑洞受力性能的影响。

1 试验概况

1.1 模型设计与制作

通过调研,选取山西省静乐县某典型独立式石箍窑洞为原型。该地区抗震设防烈度为7度,设计基本地震加速度为0.10g,Ⅱ类场地土,设计地震分组为第三组。

考虑到振动台性能、吊装能力等因素的影响,本试验采用欠人工质量缩尺振动台模型^[11],共3跨,几何尺寸相似系数为1:4,加速度相似系数为2:1,根据量纲分析法得出其余相似系数,具体相似关系如表1所示。

表1 试验模型相似关系

物理量	相似系数	物理量	相似系数
长度 l	1:4	质量 m	1:32
位移 δ	1:4	时间 t	$1:2\sqrt{2}$
应变 ϵ	1:1	加速度 a	2:1
应力 σ	1:1	频率 f	$2\sqrt{2}:1$
弹性模量 E	1:1	阻尼 ξ	$1:16\sqrt{2}$
密度 ρ	2:1		

试验模型如图1所示,几何尺寸如图2所示。制作模型所采用的主要材料为石材、砂浆和黄土。石材为人工切割大块石得到的小块石,基本尺寸为30 mm×75 mm×60 mm,留取试样测得石材的抗压强度平均值为102 MPa。砂浆的配合比为水泥:砂子:水=1:4:1.86,实测28天立方体抗压强度平均值为12.3 MPa。黄土作为覆土覆盖在模型顶部,其实测性能指标如表2所示。

根据相似关系,试验模型需配重7.64 t,采用钢架、混凝土配重块和铅块施加。先将钢架(0.6 t)与模型连接固定,再将混凝土配重块(3.1 t)固定于钢架上,最后将铅块(3.94 t)粘贴于钢架和混凝土配重

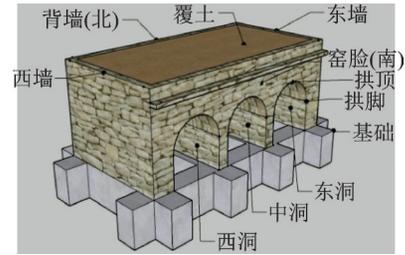
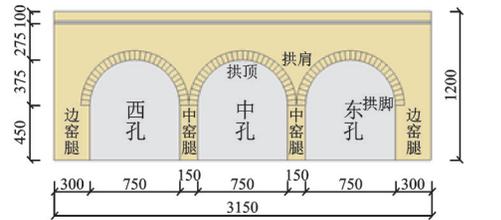
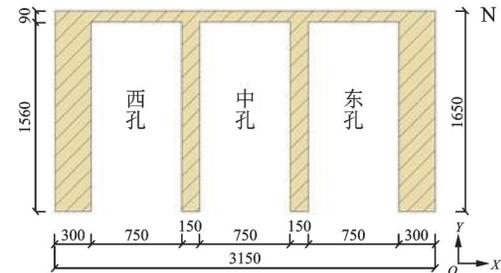


图1 独立式石箍窑洞试验模型

Fig. 1 Test model of free-standing stone cave dwelling



(a) 模型正立面
(a) Front elevation of the model



(b) 模型0.45 m高对应的水平剖面
(b) Horizontal profile of the model at the height of 0.45 m

图2 模型几何尺寸(单位:mm)

Fig. 2 Geometry dimension of the model(Unit: mm)

表2 黄土的性能指标

名称	指标	名称	指标
含水率	11.60%	压缩模量	5.44 MPa
比重	2.71	黏聚力	64.22 kPa
密度	1.82 g/cm ³	内摩擦角	29.29°
干密度	1.63 g/cm ³		

块上。

1.2 传感器布置

本试验所用的传感器包括加速度传感器及位移传感器,分别测量窑洞拱脚、拱顶、中窑腿和边窑腿处的加速度和位移响应。考虑到结构对称,加速度传感器主要布置在中洞和东洞,总计27个,具体如图3所示;位移传感器主要布置在中洞和西洞,总计12个,具体如图4所示。图3和4中的X、Y表示两个水平方向,Z表示竖向。

1.3 地震波选取及加载工况

根据结构特点、结构原型所在场地条件及《建筑

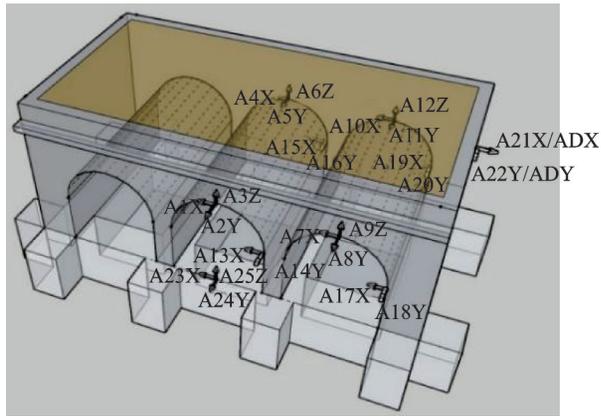


图 3 加速度传感器布置

Fig. 3 Arrangement of acceleration sensors

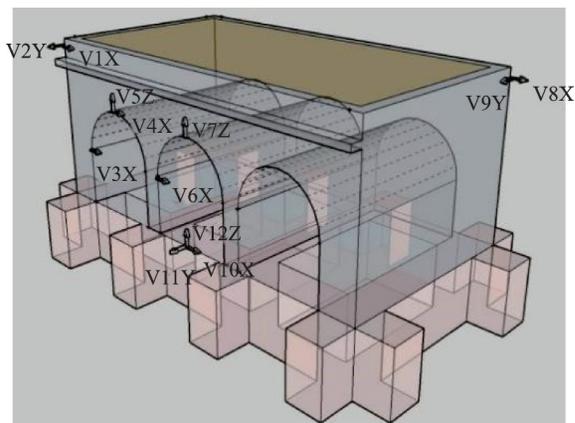


图 4 位移传感器布置

Fig. 4 Arrangement of displacement sensors

抗震设计规范》(GB 50011—2010)^[12]的规定,选取 El Centro Array 9[#]波和 LA-Hollywood Stor FF 波,并拟合山西人工波作为输入地震波。3条波的地震影响系数曲线与标准反应谱的对比如图 5 所示。由图 5 可知,人工波与标准反应谱较吻合,两条自然波存在一定偏差,但仍在允许范围内,因此 3 条地震波可满足本试验要求。

加载时,选取 El Centro Array 9[#]波的前 35 s, LA-Hollywood Stor FF 波的前 45 s 和山西人工波的前 40 s 输入,具体加载工况如表 3 所示。

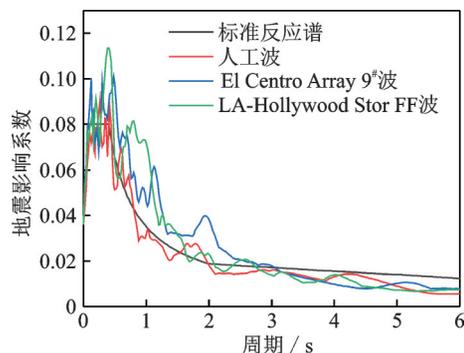


图 5 地震影响系数曲线对比

Fig. 5 Comparison of seismic influence coefficient curves

表 3 加载工况

Tab. 3 Loading cases

序号	工况代号	输入峰值加速度/g		
		X向	Y向	Z向
1	WN1			
2, 3, 4	Ex1, Lx1, Rx1	0.07	-	-
5, 6, 7	Ey1, Ly1, Ry1	-	0.07	-
8, 9, 10	Exy1, Lxy1, Rxy1	0.07	0.06	-
11, 12, 13	Ez1, Lz1, Rz1	0.07	0.06	0.05
14	WN2			
15, 16, 17	Ex2, Lx2, Rx2	0.14	-	-
18, 19, 20	Ey2, Ly2, Ry2	-	0.14	-
21, 22, 23	Exy2, Lxy2, Rxy2	0.14	0.12	-
24, 25, 26	Ez2, Lz2, Rz2	0.14	0.12	0.09
27	WN3			
28, 29, 30	Ex3, Lx3, Rx3	0.20	-	-
31, 32, 33	Ey3, Ly3, Ry3	-	0.20	-
34, 35, 36	Exy3, Lxy3, Rxy3	0.20	0.17	-
37, 38, 39	Ez3, Lz3, Rz3	0.20	0.17	0.13
40	WN4			
41, 42, 43	Ex4, Lx4, Rx4	0.44	-	-
44, 45, 46	Ey4, Ly4, Ry4	-	0.44	-
47, 48, 49	Exy4, Lxy4, Rxy4	0.44	0.37	-
50, 51, 52	Ez4, Lz4, Rz4	0.44	0.37	0.29
53	WN5			
54, 55, 56	Ex5, Lx5, Rx5	0.60	-	-
57, 58, 59	Ey5, Ly5, Ry5	-	0.60	-
60, 61, 62	Exy5, Lxy5, Rxy5	0.60	0.51	-
63, 64, 65	Ez5, Lz5, Rz5	0.60	0.51	0.39
66	WN6			
67, 68, 69	Ex6, Lx6, Rx6	0.80	-	-
70, 71, 72	Ey6, Ly6, Ry6	-	0.80	-
73, 74, 75	Exy6, Lxy6, Rxy6	0.80	0.68	-
76, 77, 78	Ez6, Lz6, Rz6	0.80	0.68	0.52
79	WN7			
80	Ex7	1.0	-	-
81	Exy7	1.0	0.85	-
82	Ez7	1.0	0.85	0.65
83	WN8			

注:WN—白噪声扫频;Ex/Ey/Exy/Ez—El Centro Array 9[#]波 X 向/Y 向/XY 向/XYZ 向输入;Lx/Ly//Lxy/Lz—LA-Hollywood Stor FF 波 X 向/Y 向/XY 向/XYZ 向输入;Rx/Ry/Rxy/Rz—山西人工波 X 向/Y 向/XY 向/XYZ 向输入;多向加载时,X:Y:Z=1:0.85:0.65。

2 加载过程与破坏现象

当输入峰值加速度为 0.07g(相当于原型结构的 7 度多遇烈度地震)和 0.14g 时,窑洞模型未出现明

显的变形与裂缝,以刚体运动为主,整体性能良好,处于弹性受力阶段。当输入峰值加速度为 $0.20g$ (相当于原型结构的7度设防地震)时,窑洞模型的侧墙顶部和底部、墙背底部及窑腿底部出现裂缝,自振频率下降了 $7\% \sim 8\%$ 。当输入峰值加速度为 $0.44g$ (相当于原型结构的7度罕遇地震)时,窑洞模型侧墙底部、墙背底部和窑腿底部的裂缝均进一步扩展和延伸,自振频率下降了约 16% 。当输入峰值加速度为 $0.60g$ 时,窑洞模型的中窑腿处裂缝贯通,窑脸拱顶处出现裂缝,自振频率下降了约 22% 。当输入峰值加速度为 $0.80g$ 时,窑洞模型的中窑腿与基础连接处产生裂缝并连通,东墙、西墙的裂缝与窑脸、背墙的裂缝连通,且窑脸的裂缝延伸至洞内,裂缝最大宽度达 2.2 mm ,自振频率下降了约 35% 。当输入峰值加速度为 $1.00g$ 时,东墙、西墙与背墙连接处大量开裂,东墙、西墙底部形成贯通裂缝,窑脸处的拱券裂缝与东墙、西墙裂缝连通,窑腿拱脚裂缝延伸至掌子面,窑腿底部与拱脚的裂缝扩展延伸,裂缝最大宽度达 5 mm ,自振频率下降了约 50% ,由此可见,随着输入峰值加速度增大,窑洞结构的损伤不断加重、刚度连续退化,导致其自振频率逐渐下降。试验模型

的裂缝分布如图6所示。

由上述试验现象可知,窑洞模型开裂严重的部位主要有两处:一处是拱顶,因为窑洞为拱券式结构,拱顶处变截面导致应力集中,使得水平地震作用下此处应力较大,从而开裂严重;另一处是侧墙(东墙和西墙)与背墙的连接处,一方面是因为窑洞结构平面布置不对称,在地震作用下发生扭转,使得角部的应力较大,另一方面是因为连接处缺乏必要的拉结构造措施,导致该处破坏严重。因此,在设计独立式石箍窑洞时,应在拱券沿环向设置加强钢筋,在侧墙与背墙交接处沿竖向设拉结筋或埋入焊接钢筋网片,对薄弱部位进行加强,防止地震作用下发生严重破坏。另外,石箍窑洞拱脚处存在明显的结构质量和刚度突变,且因为拱券上部存在土拱效应,荷载和结构自重将沿拱轴方向传递至拱券两侧土体,致使拱券上方一定高度范围内竖向和水平应力减小,两侧拱脚处应力增大,从而导致拱脚处产生了裂缝。但由于两侧墙对边拱脚的约束及中间拱脚间的相互约束,提高了拱脚承受荷载和变形的能力,使得拱脚的破坏并没有拱顶及侧墙与背墙连接处严重。

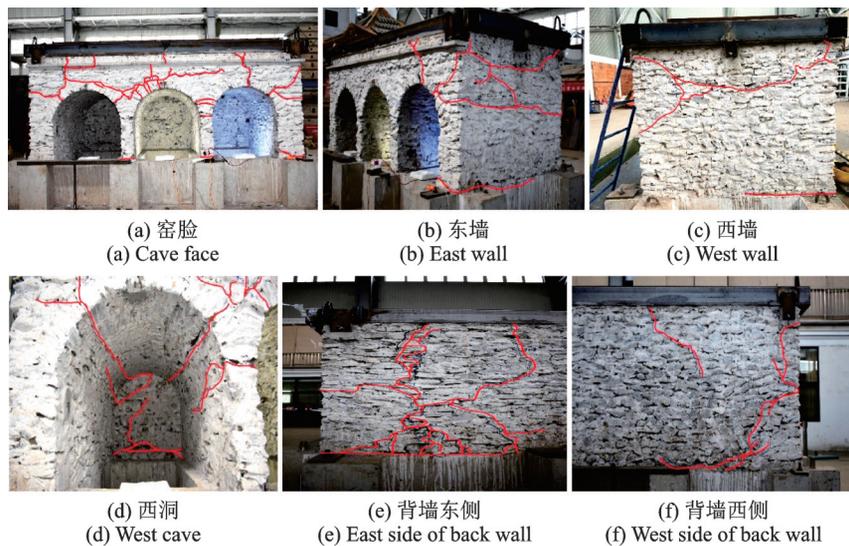


图6 裂缝分布

Fig. 6 Distribution of cracks

3 有限元模型的建立

对于砌体结构,有限元建模的方式有两种类型,即离散式和整体式。离散式建模是将砌块和砂浆分别建模,然后通过定义二者之间的接触形成整体模型,该建模方法较为精细,与实际情况符合程度高,但计算成本高,不易收敛,适用于构件层面的建模;整体式建模是将砌体结构作为整体建模,不考虑砌

块和砂浆的相互作用,该建模方法简单,所得到的结果没有离散式建模的结果精确,但仍能满足计算精度要求^[13],适用于结构层面的建模。因此,本文针对独立式石箍窑洞选用整体式建模。

采用ABAQUS有限元软件进行建模,模型包括石砌体、覆土和配重块3部分,均单独建模,单元类型为C3D8R。覆土与石砌体、配重块与石砌体及配重块与覆土均采用tie连接。另外,定义配重块的刚度远大于石砌体和覆土。有限元模型如图7所示。

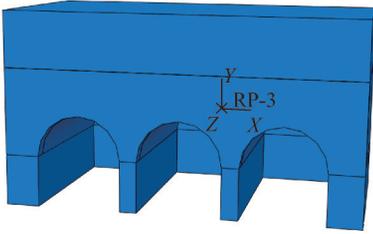


图7 独立式石箍窑洞有限元模型

Fig. 7 FEA model of free-standing stone cave dwelling

石砌体的受压本构关系根据下式确定^[14]:

$$\frac{\sigma}{f_m} = \frac{\eta}{1 + (\eta - 1)(\epsilon/\epsilon_m)^{\eta/(\eta-1)}} \cdot \frac{\epsilon}{\epsilon_m} \quad (1)$$

式中 σ 和 ϵ 分别为石砌体受压的应力和应变; f_m 为石砌体的抗压强度平均值^[15]:

$$f_m = k_1 f_1^\alpha (1 + 0.07f_2) k_2 \quad (2)$$

ϵ_m 为石砌体的峰值应变^[16]:

$$\epsilon_m = 0.005/\sqrt{f_m} \quad (3)$$

η 为系数:

$$\eta = E\epsilon_m/f_m \quad (4)$$

式中 k_1 , k_2 和 α 为系数, 本文分别取 0.79, 1.00 和 0.50; f_1 和 f_2 分别为石材和砂浆的抗压强度平均值, 根据本文 1.1 节取值; E 为石砌体的弹性模量:

$$E = (1 + h_2/\delta_f) \left[10^4 / (3 + 48/f_2) \right] \quad (5)$$

式中 h_2 和 δ_f 分别为石砌体的厚度和砂浆灰缝的厚度, 本文根据模型的实际情况分别取为 30 mm 和 10 mm。

砌体受拉本构关系的建立难度很大, 因为砌体结构一旦开裂强度会急剧下降, 呈现脆性破坏。由于砌体结构受拉强度由砂浆抗拉强度决定, 破坏情况与混凝土结构的受拉破坏极为相似, 故本文的石砌体受拉本构关系采用《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)^[17] 规定的混凝土受拉本构关系, 其抗拉强度平均值为:

$$f_{tm} = k_3 \sqrt{f_2} \quad (6)$$

式中 k_3 为系数, 取 0.075。

覆土的本构关系采用 ABAQUS 自带的修正摩尔-库伦模型, 其中密度、内摩擦角和黏聚力按照表 2 取值, 泊松比和剪胀角分别取 0.3 和 0, 弹性模量根据经验取 2~5 倍的压缩模量, 并反复试算确定^[18], 压缩模量按表 2 取值。

4 有限元模型的验证

4.1 动力特性对比分析

对有限元模型进行动力特性计算, 得到模型前

两阶的自振频率, 并与试验结果进行对比, 如表 4 所示, 其中自振频率试验值是根据加载前对试验模型的白噪声扫频得到的。由表 4 可知, 结构前两阶自振频率的模拟值均比试验值高, 一阶(Y 向平动)高 20%, 二阶(X 向平动)高 26%, 原因是有限元模型的石砌体、覆土和配重块之间是没有任何缝隙的, 而试验模型却达不到这种理想化的状态, 因而前者的初始刚度比后者大, 导致自振频率更高。另外, X 向平动的自振频率高于 Y 向平动, 表明 X 向墙体(即纵墙)的刚度比 Y 向墙体(即横墙)更大。

表 4 自振频率对比

Tab. 4 Comparison of natural frequencies

振型	频率/Hz		模拟值/试验值
	模拟值	试验值	
一阶(Y 向平动)	18.25	15.12	1.20
二阶(X 向平动)	23.25	18.36	1.26

4.2 动力响应对比分析

考虑到加载工况较多, 本节仅分析 El Centro Array 9[#]波与 LA-Hollywood Stor FF 波作用下 X 向的加速度和位移响应。当输入峰值加速度为 0.07g (7 度多遇烈度地震)、0.20g (7 度设防烈度地震) 和 0.44g (7 度罕遇烈度地震) 时, 有限元模拟和试验得到的中洞洞口拱顶处加速度时程曲线对比如图 8, 9 所示, 西侧边洞洞口拱顶处位移时程曲线对比如图 10, 11 所示。由图 8~11 可知, 在 7 度多遇、设防和罕遇烈度地震作用下, 有限元模拟得到的加速度和位移时程曲线均与试验结果较为吻合, 尤其是二者的位移响应变化趋势基本一致, 表明本文所建立的模型能够较好地模拟独立式石箍窑洞在地震作用下的动力响应。

表 5 所示为 7 度多遇、设防和罕遇地震作用下中洞洞口拱顶处加速度峰值的模拟值和试验值及二者的比值。由表 5 可知, 随着输入峰值加速度的增大, 加速度峰值模拟值的增长速度明显快于试验值, 原因是试验模型只有一个, 随着加载的持续进行, 模型的阻尼比逐渐增大, 而有限元模型在每次加载前阻尼比完全一样, 因此加速度峰值的模拟值增长更快。

表 6 所示为 7 度多遇、设防和罕遇地震作用下西洞洞口拱顶处位移峰值的模拟值和试验值及二者的比值。由表 6 可知, 位移峰值的模拟值一直小于试验值, 且随着输入加速度峰值的增大, 二者的差距越来越大, 因为有限元模型的初始刚度本就大于试验模型(见表 4), 且有限元模型的初始刚度在每个加载工况都相同, 而试验模型的初始刚度却随着加载不断退化, 从而导致位移峰值的模拟值比试验值增长慢。

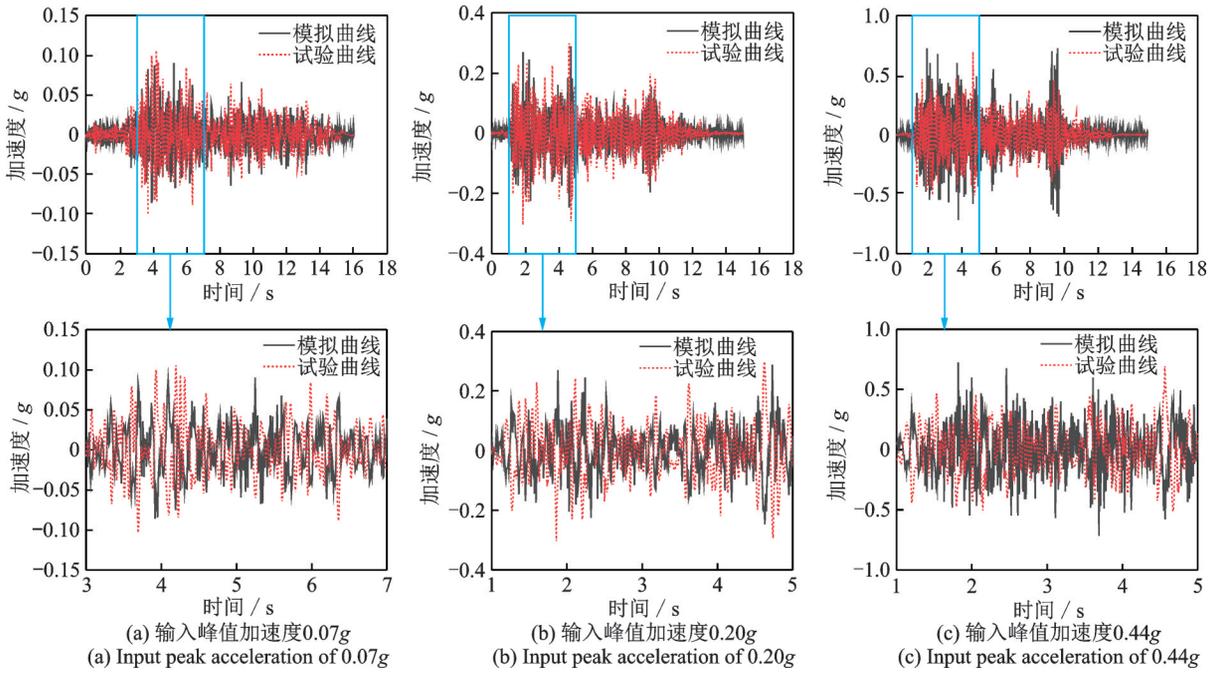


图8 El Centro Array 9^波作用下X向加速度时程曲线对比

Fig. 8 Comparison of X-direction acceleration time history curves under El Centro Array 9^波 waves

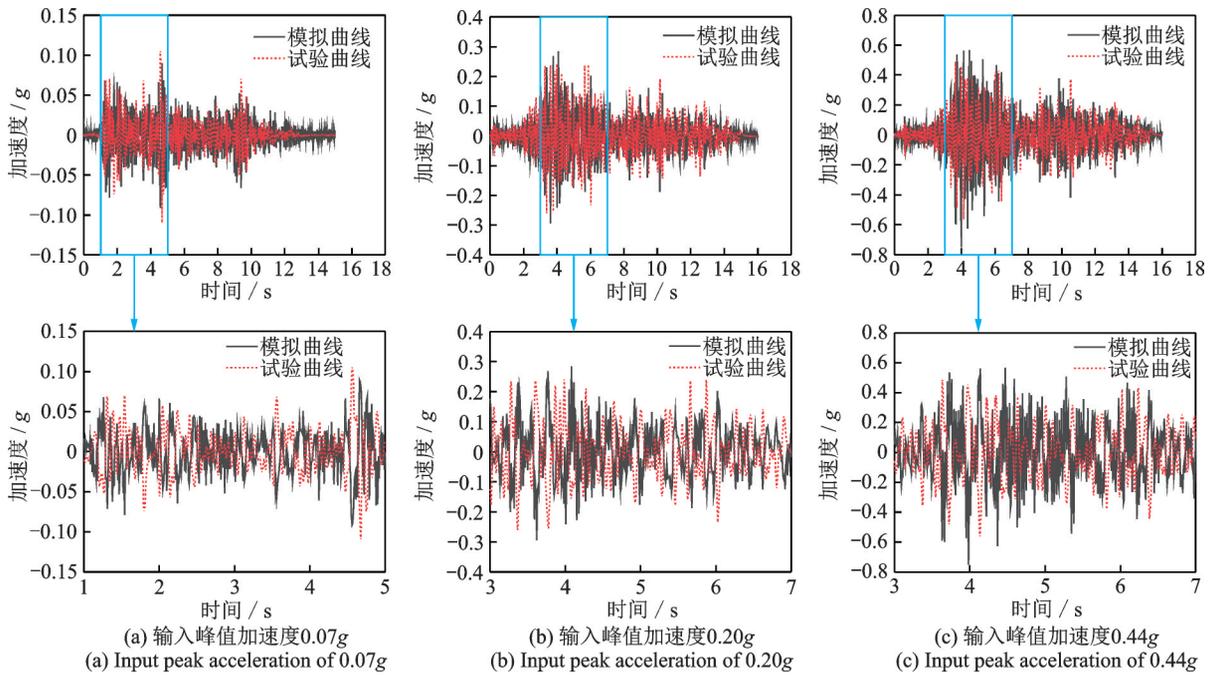


图9 LA-Hollywood Stor FF波作用下X向加速度时程曲线对比

Fig. 9 Comparison of X-direction acceleration time history curves under LA-Hollywood Stor FF waves

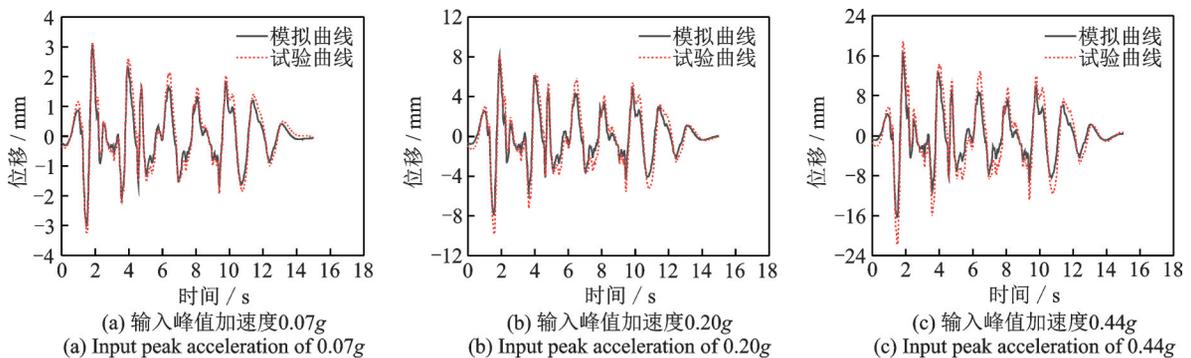


图10 El Centro Array 9^波作用下X向位移时程曲线对比

Fig. 10 Comparison of X-direction displacement time history curves under El Centro Array 9^波 waves

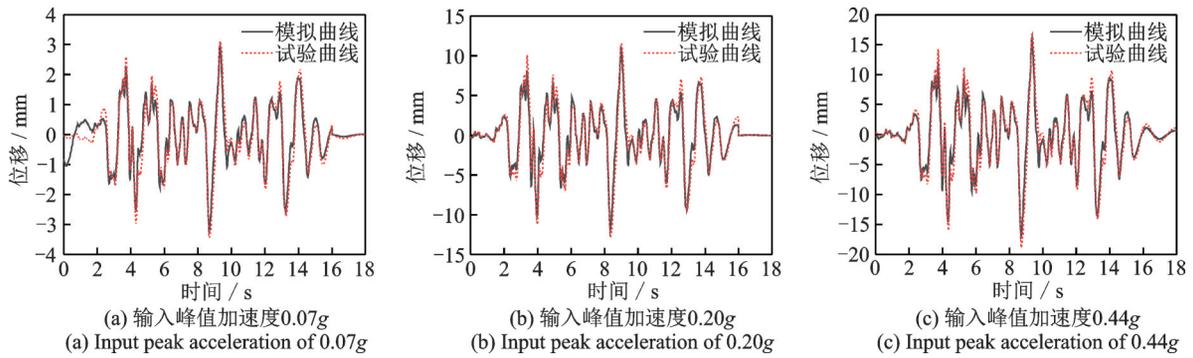


图 11 LA-Hollywood Stor FF 波作用下 X 向位移时程曲线对比

Fig. 11 Comparison of X-direction displacement time history curves under LA-Hollywood Stor FF waves

表 5 中洞洞口拱顶处 X 向加速度峰值对比

Tab. 5 Comparison of X-direction peak acceleration at the vault of middle entrance of cave dwelling

	输入峰值 加速度/g	模拟值/ g	试验值/ g	模拟值/ 试验值
El Centro Array 9 [#] 波	0.07	0.091	0.109	0.835
	0.20	0.289	0.304	0.951
	0.44	0.724	0.696	1.040
LA-Hollywood Stor FF 波	0.07	0.090	0.106	0.849
	0.20	0.295	0.261	1.130
	0.44	0.749	0.563	1.330

表 6 西洞洞口拱顶处 X 向位移峰值对比

Tab. 6 Comparison of X-direction peak displacement at the vault of west entrance of cave dwelling

	输入峰值 加速度/g	模拟值/ mm	试验值/ mm	模拟值/ 试验值
El Centro Array 9 [#] 波	0.07	3.081	3.290	0.936
	0.20	7.980	9.814	0.813
	0.44	16.548	21.765	0.760
LA-Hollywood Stor FF 波	0.07	3.242	3.439	0.943
	0.20	8.563	9.189	0.932
	0.44	17.260	18.915	0.913

4.3 地震损伤对比分析

本节对输入峰值加速度为 0.60g, 0.80g 和 1.00g 时三向地震作用下的损伤状况进行对比分析。

当输入峰值加速度为 0.60g 时, 有限元模型的地震损伤状况如图 12 所示。由图 12 可知, 边洞洞口拱顶和窑洞底部出现损伤, 与相同加载工况下试验模型的地震损伤状况(如图 13 所示)较为相似; 山西人工波作用下模型损伤最严重, El Centro Array 9[#]波次之, LA-Hollywood Stor FF 波影响最小。

当输入峰值加速度为 0.80g 时, 有限元模型的地震损伤状况如图 14 所示。由图 14 可知, 边洞洞口拱顶处损伤加剧, 拱脚沿进深方向及窑腿与基础连接处出现连续损伤, 拱脚部分损伤向边洞拱顶延伸,

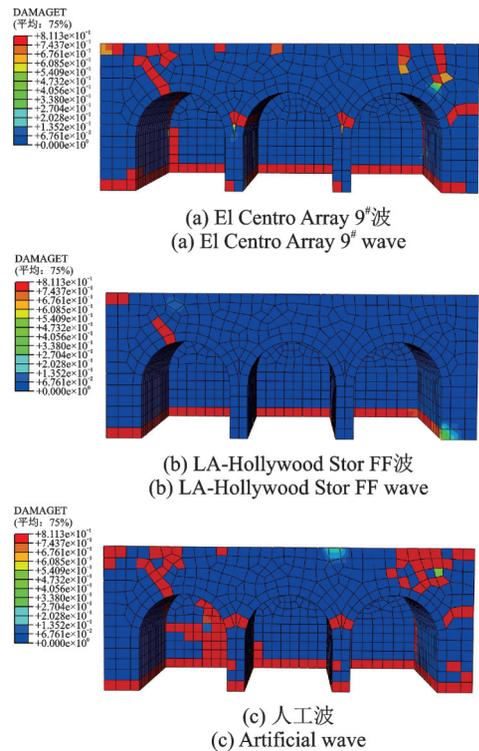


图 12 输入峰值加速度为 0.60g 时有限元模型地震损伤
Fig. 12 Seismic damage of FEA model with input peak acceleration of 0.60g

损伤状况与相同加载工况下的试验模型损伤(如图 15 所示)较为吻合。

在输入峰值加速度为 1.00g 的 El Centro Array 9[#]波作用下, 有限元模型的地震损伤状况如图 16 所示。由图 16 可知, 边洞拱顶处损伤进一步加剧, 窑腿损伤区域扩展至拱脚区域, 并与掌子面和拱顶损伤区域连通, 同时侧墙损伤严重, 其损伤区域扩展至窑脸和背墙, 损伤状况与相同加载工况下的试验模型损伤(见图 6)接近。

通过有限元模型与试验模型的动力特性、动力响应及地震损伤对比, 表明本文建立的有限元模型能够较好地模拟独立式石箍窑洞在地震作用下的受力性能, 计算结果可满足计算精度要求。



(a) 西洞洞口拱顶
(a) The vault of west entrance of cave dwelling



(b) 中窑腿根部
(b) The bottom of middle leg of cave dwelling

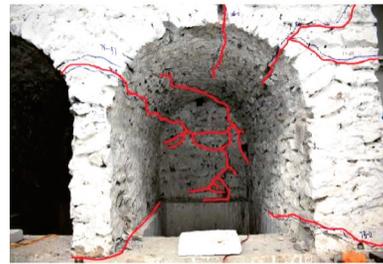
图13 输入峰值加速度为0.60g时试验模型地震损伤
Fig.13 Seismic damage of test model with input peak acceleration of 0.60g



(a) 西洞
(a) West cave

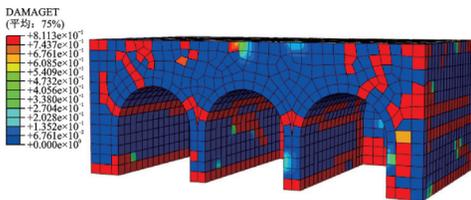


(b) 中洞
(b) Middle cave

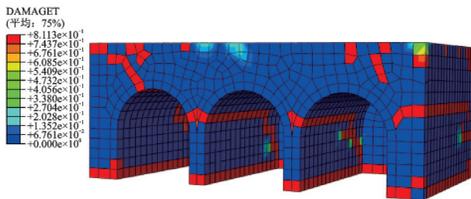


(c) 东洞
(c) East cave

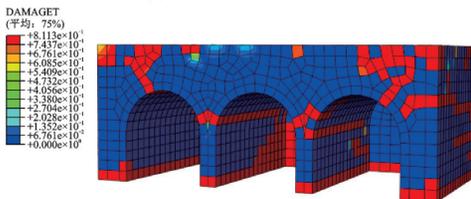
图15 输入峰值加速度为0.80g时试验模型地震损伤
Fig.15 Seismic damage of test model with input peak acceleration of 0.80g



(a) El Centro Array 9th波
(a) El Centro Array 9th wave



(b) LA-Hollywood Stor FF波
(b) LA-Hollywood Stor FF wave



(c) 人工波
(c) Artificial wave

图14 输入峰值加速度为0.80g时有限元模型地震损伤
Fig.14 Seismic damage of FEA model with input peak acceleration of 0.80g

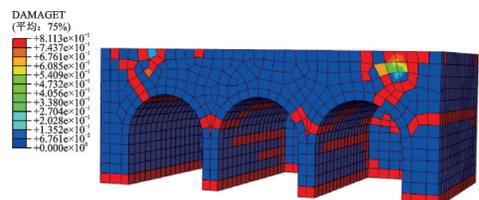


图16 输入峰值加速度为1.00g时有限元模型地震损伤
Fig.16 Seismic damage of FEA model with input peak acceleration of 1.00g

5 参数分析

为研究不同设计参数对独立式石箍窑洞受力性能的影响,根据本文方法建立原型结构的有限元模

型进行参数分析,变化参数包括覆土厚度、拱矢跨比和拱跨数。输入的地震波取三向 El Centro Array 9th波。

5.1 覆土厚度的影响分析

覆土厚度取0.8,1.0,1.2,1.4和1.6 m,分别建立模型,其余参数相同。当输入峰值加速度为0.22g时,得到左侧边洞拱顶和侧墙顶部的加速度峰值如表7所示。由表7可知,随着覆土厚度增加,拱顶加速度峰值变化较小、相对稳定,而侧墙顶部加速度峰

值逐渐增大。

表7 不同覆土厚度时的加速度峰值

Tab. 7 Acceleration peak with different soil thickness

覆土厚度/m	边洞拱顶加速度峰值/($m \cdot s^{-2}$)	侧墙顶部加速度峰值/($m \cdot s^{-2}$)
0.8	2.26	2.99
1.0	2.27	3.05
1.2	2.32	3.18
1.4	2.31	3.51
1.6	2.27	4.09

冒顶是窑洞的主要地震破坏形式,故提取左侧边洞拱顶的竖向相对位移峰值进行分析,如表8所示。由表8可知,随着覆土厚度增加,边洞洞口拱顶处竖向相对位移峰值逐渐增大,表明边洞拱顶随着覆土厚度增加更容易发生冒顶,地震作用下被破坏的几率更大。

表8 不同覆土厚度时左侧边洞拱顶相对竖向位移峰值

Tab. 8 Relative vertical displacement peak of the vault of left cave entrance with different soil thickness

覆土厚度/m	相对竖向位移峰值/mm
0.8	0.13
1.0	0.16
1.2	0.18
1.4	0.19
1.6	0.20

图17所示为输入峰值加速度为0.20g,覆土厚度分别为0.8,1.2和1.6 m时模型西南角部Mises应力的变化情况。由图17可知,随着覆土厚度增加,窑洞应力随时间的变化趋势基本一致,但应力大小逐渐增加,原因是覆土厚度越大,结构的质量越大,从而地震作用越大,在整体结构横截面积不变的情况下,应力逐渐增大。

图18所示为输入峰值加速度为0.40g,覆土厚

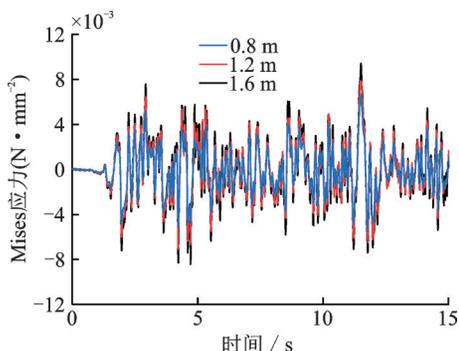


图17 不同覆土厚度的窑洞结构Mises应力

Fig. 17 Mises stress of cave dwelling with different soil thickness

度分别为0.8,1.2和1.6 m时模型的损伤状况。由图18可知,随着覆土厚度增加,窑洞的损伤程度逐渐加剧,尤其是洞口拱顶和掌子面的损伤更严重,这同样是因为覆土厚度增加会导致结构整体质量增加,并且重心上移,从而地震破坏程度加剧。

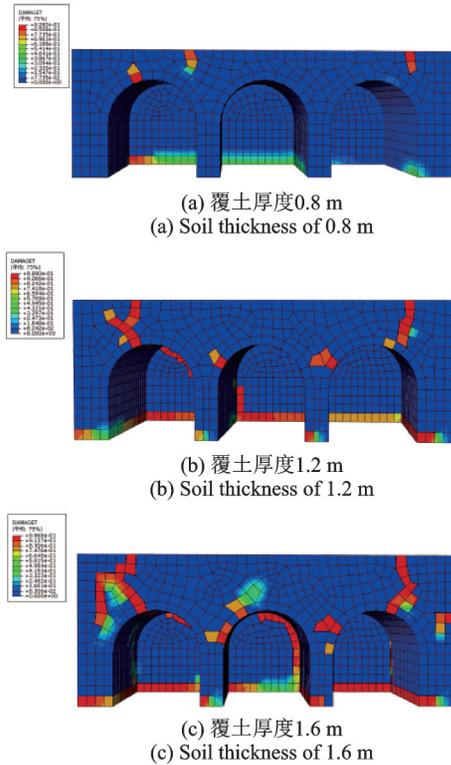


图18 不同覆土厚度的窑洞结构地震损伤状况

Fig. 18 Seismic damage status of cave dwelling with different soil thickness

由上述分析可知,随着覆土厚度增加,窑洞在地震作用下的应力增加,损伤加重,洞口拱顶的竖向相对位移增大,导致结构抗震性能减弱。但窑洞在使用过程中不仅会经历地震灾害,更多的是经历降雨、降雪及温度变化,而覆土厚度过小会使得防渗能力和保温能力降低。因此,综合考虑各方面因素影响,建议独立式石箍窑洞的覆土厚度取1.0~1.2 m。

5.2 拱跨数的影响分析

调研发现窑洞以3~5孔居多,故取拱跨数为3,4和5分别建立模型,其余参数相同。图19所示为输入峰值加速度为0.20g时各模型西南角部Mises应力的变化情况。由图19可知,拱跨数不同的窑洞,其应力变化趋势一致,3跨窑洞的应力略小,4跨和5跨窑洞的应力大小基本相同,表明拱跨数对窑洞的应力影响较小,因为尽管结构质量增加了,但横截面积也增加了,从而应力变化较小。图20所示为输入峰值加速度为0.40g时各模型的地震损伤状况。由图20可知,拱跨数不同的窑洞,其损伤最严

重的部位均发生在边洞洞口拱顶,且各窑洞的损伤程度基本相同,表明拱跨数对独立式石箍窑洞的抗震性能影响较小,这主要是因为拱跨数增多后,窑洞的窑脸和背墙的刚度差进一步增大,使得扭转作用更大,但窑洞的长度也增大,抗扭能力增强,二者相互抵消,使得各窑洞角部的损伤接近。基于上述分析,在设置功能分区时,建议将起居室设置在中间窑洞,而边洞可作为储藏室使用。

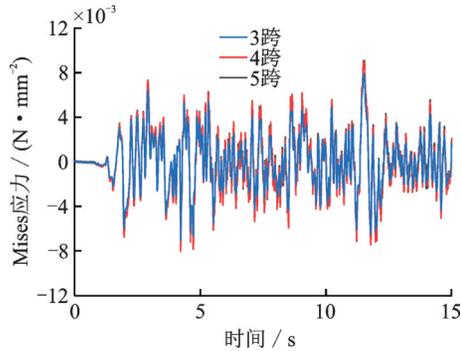


图19 不同拱跨数的窑洞结构 Mises 应力

Fig. 19 Mises stress of cave dwelling with different number of arch spans

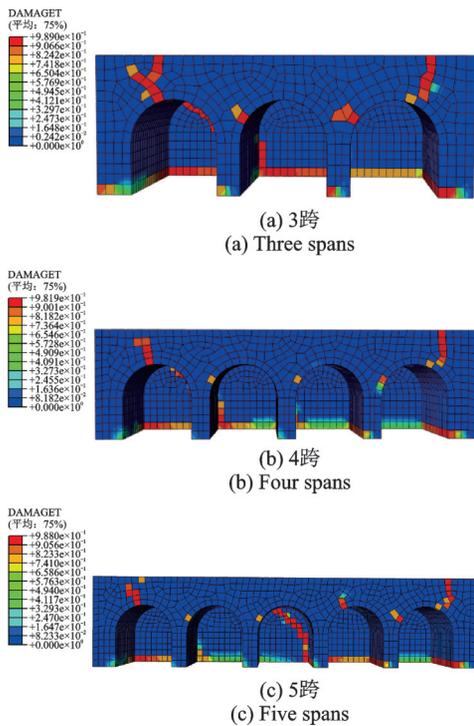


图20 不同拱跨数的窑洞结构地震损伤状况

Fig. 20 Seismic damage status of cave dwelling with different number of arch spans

5.3 拱矢跨比的影响分析

独立式石箍窑洞的拱矢跨比是根据不同的使用要求确定的,以半圆拱居多,还有一定数量的两心圆拱和三心圆拱。为研究不同拱矢跨比的影响,取矢高为 1.3, 1.5 和 1.7 m 分别建立模型,对应的拱矢跨

比分别为 0.43, 0.50 和 0.57,其他参数相同。图 21 所示为输入加速度峰值为 0.20g 时各模型结构西南角部 Mises 应力的变化情况。由图 21 可知,不同拱矢跨比的窑洞,其应力变化趋势不一致,但数值大小相近,表明拱矢跨比改变后,结构的动力特性变化较大,但质量相近。图 22 所示为输入峰值加速度为 0.40g 时各模型结构的地震损伤状况。由图 22 可知,不同拱矢跨比的窑洞,较为严重的地震损伤发生在边洞洞口拱顶及窑腿处;随着拱矢跨比增大,窑洞的地震损伤愈加严重,因为结构的重心不断提升,表明减小拱矢跨比有利于改善独立式石箍窑洞的抗震性能,但拱矢跨比太小会影响窑洞的使用空间。因

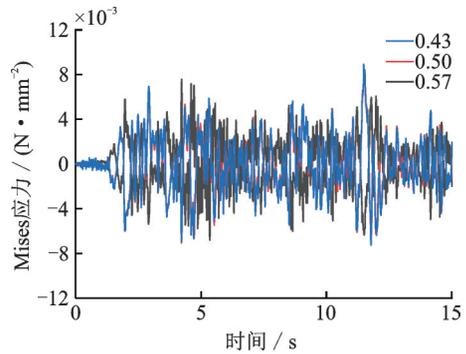


图21 不同拱矢跨比的窑洞结构 Mises 应力

Fig. 21 Mises stress of cave dwelling with different arch rise span ratio

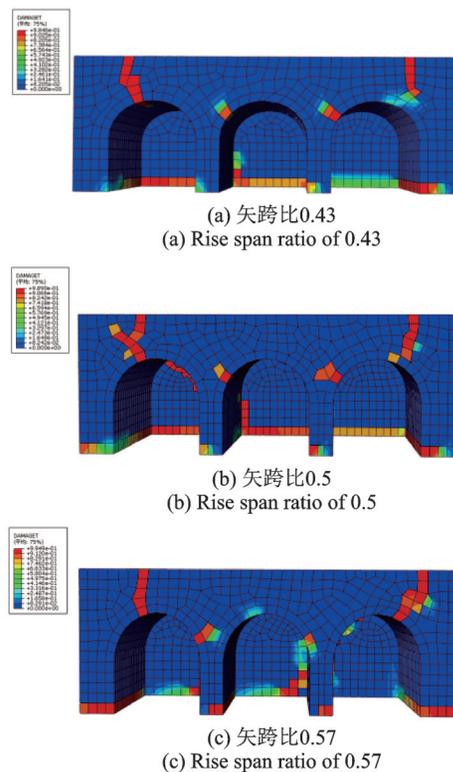


图22 不同拱矢跨比的窑洞结构地震损伤状况

Fig. 22 Seismic damage status of cave dwelling with different arch rise span ratios

此,综合考虑抗震性能和使用空间,建议独立式石箍窑洞的拱矢跨比取为0.5(半圆拱)或略大于0.5。

6 结 论

本文采用地震模拟振动台试验及其有限元模拟对独立式石箍窑洞的抗震性能进行分析,得到以下主要结论:

(1)在地震作用下,独立式石箍窑洞的破坏以砂浆灰缝开裂为主;洞口拱顶和侧墙与背墙连接处的开裂最为严重,在设计时应采取加强措施。

(2)利用ABAQUS软件建立了独立式石箍窑洞的有限元分析模型,并将模型结构动力特性、动力响应和地震损伤状况的计算结果与试验结果进行了对比分析,二者较为吻合,表明所建立的有限元模型能够用于独立式石箍窑洞的地震响应分析。在此基础上,建立了独立式石箍窑洞原型结构的有限元模型,进行了参数分析。

(3)独立式石箍窑洞模型X向平动的自振频率明显高于Y向,表明纵墙刚度大于横墙;随着输入地震波峰值加速度增大,窑洞模型的加速度响应和速度响应不断增大,且山西人工波作用下模型损伤最严重,El Centro Array 9[°]波次之,LA-Hollywood Stor FF波影响最小。

(4)随着覆土厚度增加和拱矢跨比增大,独立式石箍窑洞的抗震性能减弱,但覆土厚度增大有利于保温和防渗,拱矢跨比增大有利于增加使用空间,故综合考虑各方面因素,建议独立式石箍窑洞的覆土厚度取1.0~1.2 m,拱矢跨比取0.5或略大于0.5。

(5)拱跨数对独立式石箍窑洞的抗震性能影响较小,不同拱跨数窑洞的地震破坏均发生在边洞洞口拱顶,因此建议将起居室设置在中间窑洞。

参考文献:

- [1] 杨柳,刘加平.黄土高原窑洞民居的传承与再生[J].建筑遗产,2021(2):22-31.
Yang Liu, Liu Jiaping. Inheritance and renewal of traditional Yaodong dwellings on the Loess Plateau[J]. Heritage Architecture, 2021(2): 22-31.
- [2] 李德虎,李得民.石结构房屋抗震性能的振动台试验研究[J].建筑科学,1992(4):31-36.
Li Dehu, Li Demin. Experimental study on seismic behavior of stone model buildings on shaking table[J]. Building Science, 1992(4): 31-36.
- [3] Benedetti D, Carydis P, Pezzoli P. Shaking table tests on 24 simple masonry buildings[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1998, 27(1): 67-90.
- [4] Juhásová E, Sofronie R, Bairráo R. Stone masonry in historical buildings—ways to increase their resistance and durability[J]. Engineering Structures, 2008, 30(8): 2194-2205.
- [5] Ahmad N, Ali Q, Ashraf M, et al. Seismic vulnerability of the Himalayan half-dressed rubble stone masonry structures, experimental and analytical studies[J]. Natural Hazards and Earth System Sciences, 2012, 12(11): 3441-3454.
- [6] 张淑娴.粗料石砌体房屋振动台试验研究[D].南京:东南大学,2015.
Zhang Shuxian. Research on shaking table test of rough block stone masonry building[D]. Nanjing: Southeast University, 2015.
- [7] 崔利富,孙建刚,王振,等.甘堡藏寨194号杨家宅院地震模拟振动台试验研究[J].建筑结构,2018,48(1):42-45.
Cui Lifu, Sun Jiangang, Wang Zhen, et al. Experimental study on earthquake-simulated shaking table test of Tibetan village of No. 194 Yang' fort in Ganbao[J]. Building Structure, 2018, 48(1): 42-45.
- [8] 闫月梅.石砌窑洞拱圈的受力和截面计算[C].第五届全国结构工程学术会议论文集(第一卷),1996:663-666.
Yan Yuemei. Stress analysis and section calculation of arch ring in stone cave[C]. Proceedings of the 5th National Academic Conference on Structural Engineering (Part 1), 1996: 663-666.
- [9] 闫月梅,郭秉山.石砌窑洞合理拱圈的研究[C].第四届全国结构工程学术会议论文集(下),1995:2058-2061.
Yan Yuemei, Guo Bingshan. Study on reasonable arch ring of stone cave[C]. Proceedings of the 4th National Academic Conference on Structural Engineering (Part 2), 1995: 2058-2061.
- [10] 王崇恩,李媛昕,朱向东,等.店头村石箍窑洞建筑结构分析[J].太原理工大学学报,2014,45(5):638-642.
Wang Chongen, Li Yuanxin, Zhu Xiangdong, et al. Analysis on building structure of stone arch cave houses in Dian Tou county[J]. Journal of Taiyuan University of Technology, 2014, 45(5): 638-642.
- [11] 赵作周,管桦,钱稼茹.欠人工质量缩尺振动台试验结构模型设计方法[J].建筑结构学报,2010,31(7):78-85.
Zhao Zuozhou, Guan Hua, Qian Jiaru. Design method of small scaled shaking table test structural model lacking artificial mass[J]. Journal of Building Structures, 2010, 31(7): 78-85.
- [12] 中国建筑科学研究院.建筑抗震设计规范:GB 50011

- 2010[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2010.
China Academy of Building Research. Code for seismic design of buildings: GB 50011—2010[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.
- [13] 林旭川,陆新征,叶列平. 砌体结构的地震倒塌模拟与分析[A]. 汶川地震建筑震害调查与灾后重建分析报告[C]. 北京:中国建筑工业出版社,2008: 285-292.
Lin Xuchuan, Lu Xinzheng, Ye Lieping. Simulation and analysis on seismic collapse of masonry structures [A]. Report on the earthquake damage investigation and post disaster reconstruction analysis of buildings in Wenchuan Earthquake[C]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2008: 285-292.
- [14] 杨卫忠. 砌体受压本构关系模型[J]. 建筑结构,2008, 38(10): 80-82.
Yang Weizhong. Constitutive relationship model for masonry materials in compression[J]. Building Structures, 2008, 38(10): 80-82.
- [15] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 砌体结构设计规范: GB 50003—2011[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2011.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development, PRC. Code for design of masonry structures: GB 50003—2011[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2011.
- [16] 杨卫忠,樊潘. 砌体受压应力-应变关系[J]. 郑州大学学报(工学版),2007, 28(1): 47-50.
Yang Weizhong, Fan Jun. A generic stress-strain equation for masonry materials in compression[J]. Journal of Zhengzhou University (Engineering Science), 2007, 28(1): 47-50.
- [17] 中国建筑科学研究院. 混凝土结构设计规范: GB 50010—2010[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2010.
China Academy of Building Research. Code for design of concrete structures: GB 50010—2010[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.
- [18] 于丽鹏. 基于FLAC^{3D}模拟的土体弹性模量取值分析[J]. 水利与建筑工程学报,2014, 12(2): 162-166.
Yu Lipeng. Analysis of soil's elastic modulus values based on FLAC^{3D} simulation[J]. Journal of Water Resources and Architectural Engineering, 2014, 12(2): 162-166.

Shaking table test and numerical simulation for free-standing stone cave dwelling

LIU Zu-qiang^{1,2}, MA Dong¹, ZHANG Feng-liang³, XUE Jian-yang^{1,2}, PAN Wen-bin¹

(1.School of Civil Engineering, Xi'an University of Architecture & Technology, Xi'an 710055, China; 2.Key Lab of Structural Engineering and Earthquake Resistance, Ministry of Education, Xi'an University of Architecture & Technology, Xi'an 710055, China; 3.Shaanxi Architecture Science Research Institute Company Limited, Xi'an 710082, China)

Abstract: Taking a free-standing stone cave dwelling in Jingle county, Shanxi province as the prototype, the 1/4 scale test model with three spans was manufactured and carried out by shaking table test. The failure process and failure pattern of cave dwelling under earthquake action were analyzed. Based on the test, the finite element analysis (FEA) model of free-standing stone cave dwelling was established by using ABAQUS. The dynamic characteristic, dynamic response and seismic damage, which were obtained by simulation, were compared with test results to verify the rationality of the FEA model. And then the FEA models of prototype structures were established, and the influence of soil thickness, number of arch spans and rise span ratio on the mechanical performance of cave dwelling was analyzed. The results showed that the main failure of free-standing stone cave dwelling under earthquake action was the cracking of mortar joint, and the most serious cracking failure occurred at the vaults of cave dwelling entrance and the connection between side walls and back wall. The simulation results agreed well with the test results, which can better reflect the mechanical performance of cave dwelling under earthquake action. The stiffness of longitudinal wall was larger than that of horizontal wall. The acceleration and displacement responses of cave dwelling increased with the increasing of input peak acceleration. As the decreasing of soil thickness and rise span ratio, the seismic performance of cave dwelling could be improved, but the influence of number of arch spans was insignificant.

Key words: free-standing stone cave dwelling; shaking table test; numerical simulation; seismic damage; dynamic response

作者简介: 刘祖强(1984—),男,博士,教授。E-mail: liuzuqiang0081@126.com。

通讯作者: 张凤亮(1985—),男,博士,正高级工程师。E-mail: 364580843@qq.com。