

考虑地震动行波效应的大型岩体地下洞室动力非线性反应分析

赵宝友^{1, 2}, 马震岳², 梁冰¹, 宋志强², 张存慧²

(1. 辽宁工程技术大学 力学与工程学院, 辽宁 阜新 123000; 2. 大连理工大学 土木水利学院, 辽宁 大连 116085)

摘要: 水电站地下厂房岩体洞室具有高边墙、大跨度和长轴线的特点。通过进行大量的数值模拟工作, 研究这类长轴线(线长度为 300~400 m)大型岩体地下洞室在不同地震动幅值的一致激励和行波激励作用下的动力非线性响应。数值计算中, 洞室岩体采用弹塑性损伤本构模型, 同时考虑几何大变形非线性效应。对比分析一致与非一致 2 种地震动输入情况下该岩体洞室的动力响应。研究表明, 对于具有同一频谱特性的地震动而言, 地震动幅值对于地下洞室地震响应起决定性作用; 当地震动幅值较小时(地震动幅值 $<0.1\text{ g}$), 地震动行波效应对地下洞室的地震反应影响不大; 当地震动幅值较大时(地震动幅值 $>0.2\text{ g}$), 地震动行波效应会显著增加地下洞室的损伤破坏。因此, 在进行类似的地下岩体洞室设计和地震动安全评价时, 对于建在烈度较低区域的岩体地下洞室, 可以不考虑地震动行波效应的影响, 而对于建在烈度较高区域的岩体地下洞室, 则应考虑地震动行波效应的影响。

关键词: 岩石力学; 岩体洞室; 行波效应; 地震动; 动力非线性; 损伤

中图分类号: TU 45

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 6915(2010)增 1 - 3370 - 08

DYNAMIC NONLINEAR RESPONSE OF A LARGE UNDERGROUND ROCK CAVERN SUBJECTED TO SEISMIC MOTION CONSIDERING WAVE PASSAGE EFFECT

ZHAO Baoyou^{1, 2}, MA Zhenyue², LIANG Bing¹, SONG Zhiqiang², ZHANG Cunhui²

(1. *College of Mechanics and Engineering Science, Liaoning Technical University, Fuxin, Liaoning 123000, China;*

2. *School of Civil and Hydraulic Engineering, Dalian University of Technology, Dalian, Liaoning 116085, China*)

Abstract: The main features for this kind of rock cavern in a hydraulic power station are high walls, large span and long axial-length, the axial length of this kind of underground rock cavern is mainly ranging from 300 to 400 m. In order to study the influence of wave passage effect on the dynamic non-linear response of underground rock cavern under uniform and wave-passage seismic excitation, separately, a great many 3D nonlinear finite element numerical simulations are conducted by considering three different amplitudes of seismic motions. The damaged plasticity model is adopted for the rock mass. Geometric nonlinearity is also considered in each simulation. For a given seismic motion with specified frequency-spectrum features, the results show that: (1) seismic response of the cavern mainly depends on the amplitude of the seismic motions; (2) As the amplitude of seismic motions is small(for example, the peak ground acceleration is less than 0.1 g). The wave passage effect has no negative impact on the underground cavern, and the wave passage effect can be ignored. (3) However, as the peak ground acceleration is greater than 0.2 g , the wave passage effect dramatically aggravates the failure of underground cavern, which

收稿日期: 2009 - 01 - 08; **修回日期:** 2009 - 04 - 27

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(50679009)

作者简介: 赵宝友(1979 -), 男, 2009 年于大连理工大学水利水电工程专业获博士学位, 现为讲师, 主要从事岩体工程结构静 - 动力稳定性、安全评价及抗震措施方面的教学与研究工作。E-mail: rocksoul@163.com

indicates that the wave passage effect should be considered once the rock cavern is built in regions with highly seismic activity.

Key words: rock mechanics; rock cavern; wave passage effect; seismic motion; dynamic non-linearity; damage

1 引言

当结构的几何尺寸与地震波波长相近或者大于地震波波长时,地震波的行波效应比较显著,因此,对这些大型结构进行设计和安全评价时,往往需要考虑地震动的行波效应^[1~3]。迄今,有关地震动行波效应的研究,主要针对诸如大跨度桥梁^[4, 5]、大跨度空间结构^[6]、水工大坝^[7]等地上结构开展的研究工作比较多。而对地下结构而言,相关工作开展较少,主要集中在轴线长度为几公里甚至是几十公里的长线型隧洞与管线结构^[8~12],这些地下洞室与管线结构不仅埋深较浅而且大都建于土体介质之内。受地形条件限制,我国西部地区在建或即将兴建的一大批大型水电站大都采用地下厂房洞室群结构发电,这类地下岩体洞室群具有高边墙、大跨度和长轴线的特点,水平轴线长度在 300~400 m 左右,轴线长度正好与工程中感兴趣的频率范围内的地震波波长大体接近,而且这些洞室群都赋存于山体或地下的岩体介质内,场址地震动活动频繁,地震烈度高,因此,有必要研究这类地下岩体洞室在地震波行波激励下的动力响应。

李海波等^[13]通过分析一致与非一致 2 种地震动输入情况下地下岩体洞室群的地震响应(一致输入的地震动加速度幅值为 1.04 m/s^2 , 非一致输入的地震动加速度幅值为 $0.95 \sim 1.70 \text{ m/s}^2$), 得出一些有意义的结论:地震作用下洞室围岩的惯性效应可以忽略,地震波幅值对于地下洞室地震响应具有决定性作用,在进行类似的岩体地下洞室地震动安全评价时可以不考虑地震动空间非一致性的影响。大量的震害调查表明^[14, 15],对于经历同一地震的地上结构与地下结构来说,地下洞室结构由于受周围岩体的强约束,其震灾要远远小于地上结构;但当地下结构遭受强震作用时,也会发生一定程度的震灾,如洞室表面产生裂缝,有的甚至发生侧墙片帮,拱顶溃顶等严重震害。为此,本文在李海波等^[13]的研究基础上,着重开展了地下岩体洞室在强震行波激励下的动力非线性响应的研究工作,为地震高烈度区内类似的地下厂房洞室的设计与安全评价是否需要考虑地震动行波效应提供可借鉴性参考。

实际上,水电站地下厂房大都建于岩性相对较好的岩体内,组成水电站地下厂房洞室群的主厂房、主变室、尾水调压井三大主要洞室平行布置。数值计算^[16]表明,对于建于岩性相对较好岩体内的地下岩体洞室群来说,当相邻洞室之间围岩厚度大于(1~2)倍的洞室特征长度时(这里的洞室特征长度定义为相邻洞室中最大的洞室跨度),在重力和地震动荷载联合作用下,洞室的动力损伤破坏受洞室开挖稳定后形成的洞室群效应的影响不大,动力分析时,可以忽略该洞室群效应。而大多数水电站地下厂房岩体洞室群之间的围岩厚度大都大于(1~2)倍的洞室特征长度,因此,本文以我国西部某一水电站为例,选取其主厂房洞室,利用大型非线性有限元软件 ABAQUS^[17]建立数值计算模型,研究在地震动行波激励作用下,该大型地下岩体洞室的非线性动力响应特征。数值计算中洞室周围岩体采用弹塑性损伤本构模型,且考虑岩体的几何大变形效应。

2 岩体洞室动力数值计算模型和弹塑性损伤本构理论

2.1 岩体洞室动力数值计算模型

该主厂房洞室尺寸为 $400 \text{ m} \times 32 \text{ m} \times 75 \text{ m}$ (长 \times 宽 \times 高)。洞室四周向外均取 150 m 岩体,洞室底部取 100 m 岩体,洞室拱顶一直建至地表,地表至拱顶的岩体厚度为 400 m,将以上范围内的岩体作为有限域岩体,有限域岩体外侧均建立一层 150 m 厚的岩体作为无限域岩体,来模拟半无限元岩体。图 1

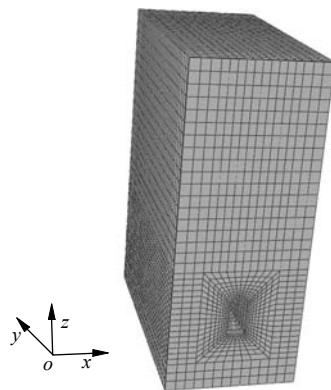


图 1 开挖后有限域岩体地下洞室数值模型

Fig.1 Numerical model of underground rock cavern in finite field after excavation

给出洞室开挖后的有限域模型。平行模型轴线 y 方向的水平侧压系数 $\lambda = 1.2$ ，垂直洞室轴线方向即 x 方向的水平侧压系数 $\lambda = 1.0$ 。

另外，数值计算结果表明，超过一定的埋深后，由于有限域岩体自身耗能特性和无限域岩体辐射阻尼的影响，地表凸凹不平的山体场地形成的反射波对非浅埋深岩体洞室动力破坏的影响较小，为此，可假定计算模型地表面为水平，不考虑山体场地效应。

2.2 弹塑性损伤本构理论

在实际地下洞室的服务期间，洞室岩体有可能会经历如地震等周期性循环动荷载的作用，即岩石经受多次加、卸荷载的作用。与岩石初始线性阶段的刚度相比，岩石的后继屈服阶段时的卸荷刚度表现明显的弱化现象。ABAQUS^[17]中的弹塑性损伤模型通过引入损伤因子，来反映混凝土和岩石等准脆性材料在周期荷载作用下的损伤机制。此模型是由 J. Lubliner 等^[18]提出，并由 J. Lee 和 G. L. Fenves^[19]改进。本文采用该模型来模拟洞室周围有限域岩体的动力特性。下面对该损伤模型进行简单描述。

根据塑性增量理论，总应变张量 ε 可分解为弹性部分 ε^e 和等效塑性部分 ε^{pl} 之和，即

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^{pl} \quad (1)$$

混凝土未发生损伤时，在传统塑性力学中混凝土的弹塑性应力 - 应变关系可表示为

$$\sigma = D^e(\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \quad (2)$$

式中： σ 为总应力， D^e 为弹性刚度矩阵。

当混凝土发生损伤时，引入损伤因子来描述材料的刚度退化，则损伤后混凝土的应力 - 应变关系为

$$\sigma = (1 - d)\sigma^{ef} = (1 - d)D^e(\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \quad (3)$$

式中： σ^{ef} 为有效应力； d 为刚度退化因子，描述混凝土不同损伤状态的刚度恢复。

周期荷载作用下，混凝土损伤机制十分复杂，尤其当混凝土由受拉状态转为受压状态时，混凝土的弹性刚度会得到部分恢复，即所谓的单边效应，为很好地考虑此效应，损伤变量 d 假定符合：

$$1 - d = (1 - s_c d_c)(1 - s_t d_t) \quad (0 \leq s_t, s_c \leq 1) \quad (4)$$

式中： d_c 和 d_t 分别为压缩和拉伸状态下对应的刚度恢复因子； s_t 和 s_c 均为与应力变向有关的刚度恢复下的应力状态的函数，可定义为

$$\left. \begin{aligned} s_t &= 1 - w_t r(\sigma^{ef}) & (0 \leq w_t \leq 1) \\ s_c &= 1 - w_c [1 - r(\sigma^{ef})] & (0 \leq w_c \leq 1) \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

其中，

$$r(\sigma^{ef}) = \frac{\sum_{i=1}^3 \langle \sigma_i^{ef} \rangle}{\sum_{i=1}^3 |\sigma_i^{ef}|} \quad (0 \leq r(\sigma^{ef}) \leq 1) \quad (6)$$

式中： w_t 和 w_c 为刚度恢复权重因子，与材料属性有关，控制着反向荷载下拉、压刚度的恢复； σ_i^{ef} ($i = 1, 2, 3$)为主应力分量； $r(\sigma^{ef})$ 为多轴应力权重因子，为主应力的函数； $\langle \cdot \rangle$ 定义为 $\langle x \rangle = (x + |x|)/2$ 。

此模型的屈服函数考虑了拉、压荷载作用下混凝土材料的强度演化，以有效应力形式表述为

$$\begin{aligned} F(\sigma^{ef}, \varepsilon^{pl}) &= \frac{1}{1 - \zeta} [q - 3\zeta p + \beta(\varepsilon^{pl}) \langle \sigma_{\max}^{ef} \rangle] - \\ &\frac{1}{1 - \zeta} \gamma \langle -\sigma_{\max}^{ef} \rangle - \sigma_c^{ef}(\varepsilon_c^{pl}) \leq 0 \end{aligned} \quad (7)$$

其中，

$$\left. \begin{aligned} \zeta &= \frac{(\sigma_{b0}/\sigma_{c0}) - 1}{2(\sigma_{b0}/\sigma_{c0}) - 1} & (0 \leq \zeta \leq 0.5) \\ \beta(\varepsilon^{pl}) &= \frac{\sigma_c^{ef}(\varepsilon_c^{pl})}{\sigma_t^{ef}(\varepsilon_t^{pl})} (1 - \zeta) - (1 + \zeta) \\ \gamma &= \frac{3(1 - K_c)}{2K_c - 1} & \left(p = -\frac{1}{3} \text{trace}(\sigma^{ef}) \right) \\ q &= \sqrt{\frac{3}{2} S : S} & (S = pI + \sigma^{ef}) \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

式中： ζ 和 γ 均为材料常数， σ_{\max}^{ef} 为最大有效主应力， σ_{b0}/σ_{c0} 为等轴向初始屈服压应力 σ_{b0} 与非等轴向初始屈服压应力 σ_{c0} 的比值， K_c 为表征屈服曲线形状的参数， q 为 Mises 等效有效应力， p 为静水压力， S 为有效应力偏量。

该损伤塑性模型采用 D-P 非关联流动准则，流动势 G 为双曲线函数，表述为

$$G = \sqrt{(\Pi \sigma_{10} \tan \varphi)^2 + q^2} - p \tan \varphi \quad (9)$$

式中： φ 为高围压下的剪胀角； σ_{10} 为单轴拉伸极限强度； Π 为双曲线离心率的变量，定义了函数趋近于渐近线的速率。

该模型同样适合于准脆性材料，例如岩石等。赵宝友等^[20]已将该本构模型用于分析岩体地下洞室的动力特性。本文模型中有限域岩体的损伤变量 d_t 与开裂位移的曲线和峰后软化段应力与开裂位移曲线分别见图 2, 3，曲线的确定参照 ABAQUS^[17]帮助中的方法。其他岩体的物理力学参数见表 1。

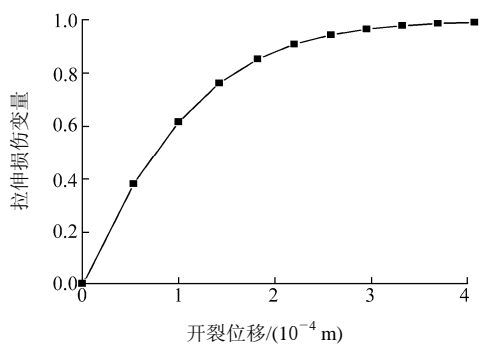


图 2 岩体拉伸损伤变量 - 开裂位移曲线

Fig.2 Tensile damage versus cracking displacement curve of rock mass

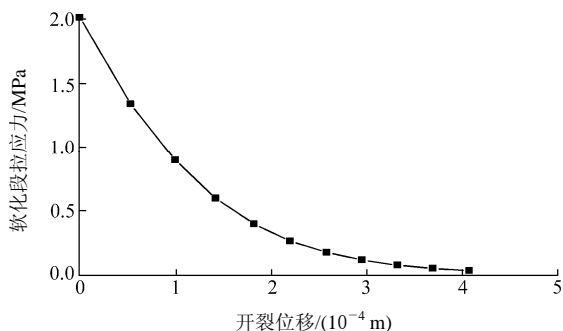


图 3 岩体峰后软化段拉应力 - 开裂位移曲线

Fig.3 Post-failure tensile stress versus cracking displacement curve of rock mass

表 1 岩体的物理力学参数

Table 1 Physico-mechanical parameters of rock mass

材料名称	弹性模量 /GPa	泊松比	密度 /($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	刚度 阻尼	剪胀角/($^{\circ}$)	初始压缩强度 /MPa	极限压缩强度 /MPa	极限拉伸强度 /MPa
有限域岩体	22.1	0.25	2 600	0.001 6	38.0	16.6	26.52	2.02
无限域岩体	22.1	0.25	2 600	0.001 6	-	-	-	-

2.3 动力边界条件和地震动荷载

2.3.1 动力边界条件

计算模型外围的无限域岩体采用无限元单元离散, 作为静、动力边界条件。在静力分析中无限元能提供静力边界条件, 动力分析中它能吸收射向边界外侧的地震波, 因此它可以近似模拟无限域地基辐射阻尼效应, 为静、动力统一的边界条件。

2.3.2 地震动荷载

选取 Koyna 地震动时程作为一致和非一致行波激励的地震动荷载, 加速度幅值归一化的地震动时程曲线见图 4。地震动激励位置为模型底部有限域岩体与无限域岩体的交界面, 且假设地震动沿洞室轴向从前向后传播, 激振方向为竖直方向, 地震动作用的总时间为 11 s。

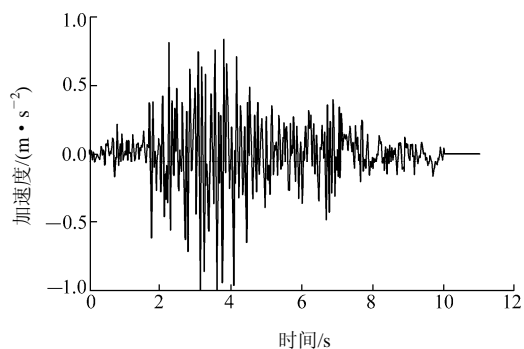


图 4 Koyna 地震动时程曲线(归一化)

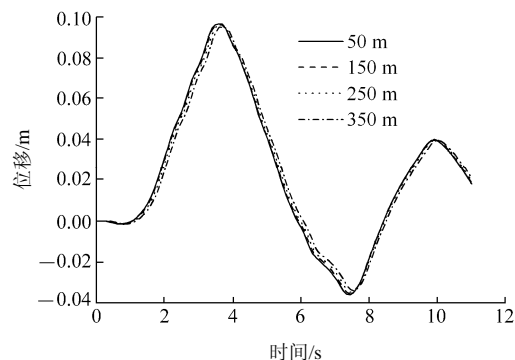
Fig.4 Time history records of Koyna earthquake(normalized)

3 岩体洞室地震反应分析

数值模拟过程: 首先在重力作用下, 进行一次静力开挖模拟分析, 形成洞室开挖稳定后的初始应力场, 并将模型的位移清零; 然后在此基础上, 分别进行地震动一致输入或非一致行波输入的动力计算。考虑加速度最大幅值分别为 1.02, 2.05 和 4.10 m/s^2 的 Koyna 地震波时程, 从洞室岩体的位移、应力和损伤角度来分析地震动行波效应对洞室动力响应的影响。静、动力计算均考虑模型的几何大变形和材料非线性效应。

3.1 位移分析

在加速度幅值为 2.05 和 4.10 m/s^2 的地震动行波激励下, 洞室轴线方向拱顶各点的动位移时程曲线说明(见图 5(a), (b)), 洞室各点动位移响应存在明显的相位差。2 种激励下, 垂直轴线方向的洞室中截面拱顶处的动位移时程曲线进一步说明, 行波激励与一致激励下洞室同一点的响应存在一定的相位差, 如图 6 所示(最大激振加速度幅值为 4.10 m/s^2)。无论是哪种激励方式, 洞室位移的响应均与激振的位移时程曲线基本一致, 这说明洞室的位移响应均按照激振点的振动形式做相似的受迫振动, 并不像地上结构那样存在鞭梢效应, 可见, 地下洞室地



(a) 最大激振加速度幅值 2.05 m/s^2

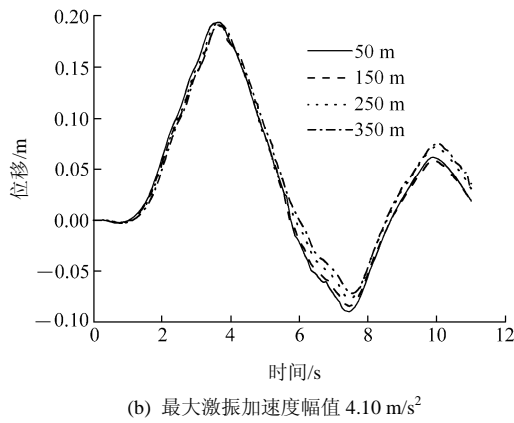


图5 行波激励下拱顶轴线各点竖向动位移时程曲线
Fig.5 Time-history curves of vertical dynamic-displacement of arch crown along axial direction under wave-passage excitation

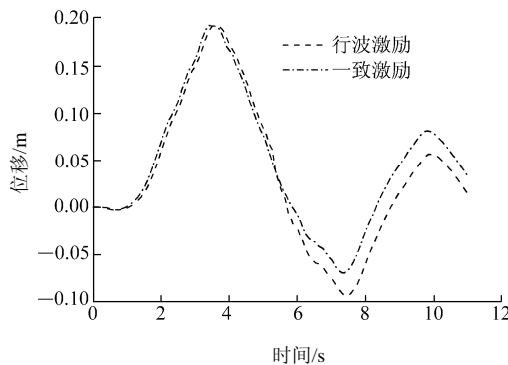


图6 行波激励与一致激励下拱顶竖向动位移时程曲线 (y = 200 m)
Fig.6 Time-history curves of vertical dynamic-displacement of arch crown at y = 200 m under wave-passage and uniform excitation

震响应的惯性效应可以忽略。这与李海波等^[13]所得的结论基本一致，进而为本文所得出结论的合理性提供了相应的佐证。

另外，计算结果表明，随着地震动幅值的增大，行波激励下同一时刻洞室相邻点之间的动位移的差值有增大的趋势，且较一致激励下相同时刻洞室相邻点之间的动位移的差值的增大幅度略有增大的趋势，图5，6的动位移时程曲线也直观地表明了这种现象。为此，可知强震行波效应使得洞室相邻节点位移差增大，更易造成洞室的损坏。

表2列出了图7所示的洞室中截面各点分别在行波激励和一致激励下对应的最大动位移。从表2可知，在竖向地震动激励下，无论是那种地震动输入机制，洞室动位移从下向上逐渐减小，即洞室地板的动位移最大，两侧墙次之，拱顶最小，且与过轴线的竖向平面基本呈对称分布。随地震动幅值的

表2 y = 200 m 处洞室监测点竖向最大动位移

Table 2 Maximum vertical dynamic-displacements at monitoring sites of the cavern at y = 200 m cm

测点 编号	1.02 m/s ²		2.05 m/s ²		4.10 m/s ²	
	一致	行波	一致	行波	一致	行波
1	3.82	3.80	8.64	8.61	18.29	18.22
2	4.22	4.19	9.07	9.01	18.77	18.65
3	4.22	4.19	9.07	9.01	18.77	18.65
4	4.58	4.55	9.45	9.39	19.19	19.07
5	4.58	4.55	9.45	9.39	19.19	19.07
6	4.87	4.83	9.75	9.69	19.53	19.40
7	4.87	4.83	9.75	9.69	19.53	19.40
8	5.07	5.04	10.03	9.96	19.94	19.80
9	5.07	5.04	10.03	9.96	19.94	19.80
10	5.37	5.34	10.40	10.32	20.47	20.32
11	5.37	5.34	10.40	10.32	20.47	20.32
12	5.68	5.64	10.71	10.65	20.78	20.65
13	5.68	5.64	10.71	10.65	20.78	20.65
14	6.89	6.88	11.96	11.93	22.14	22.27
15	6.87	6.86	11.94	11.91	22.10	22.02
16	6.87	6.86	11.94	11.91	22.09	22.02

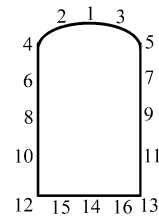


图7 洞室周边监测点位置
Fig.7 Monitoring sites around the cavern

增大，2种地震动激励方式下，洞室各点的最大动位移随之增大。洞室相同位置处不同激励方式下最大动位移之差随地震动幅值的增大而增大。

由此可见，地震荷载作用下，洞室围岩均按照激振点的振动形式做相似的受迫振动，围岩的惯性效应可以忽略。随地震动幅值的增大，行波激励下相同时刻洞室相邻位置的动位移之差随之增大；且其随震动幅值的增大幅度较一致激励下相同时刻洞室相邻位置动位移之差的增大幅度要显著些，因此，强震行波效应更易造成洞室的破坏。

3.2 应力分析

行波激励下洞室轴向各点的应力存在明显相位差，如图8(a)，(b)所示的Mises时程曲线，图中最大激振加速度幅值为2.05 m/s²。与相同幅值的地震动一致激励相比，行波激励下洞室的Mises应力要略大一些，且随激励的地震动幅值的增大，2种激励下洞室相同位置处的Mises应力相差越大，这与

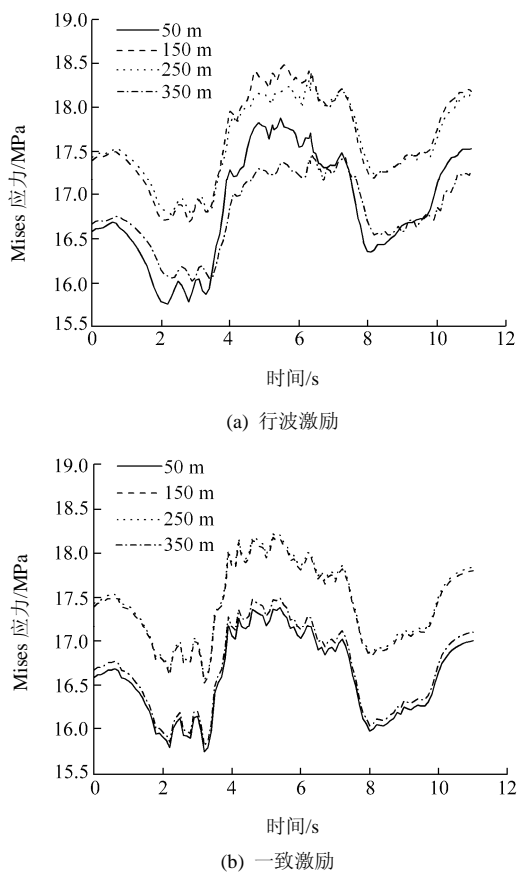


图 8 顶拱轴线各点 Mises 应力时程曲线

Fig.8 Time-history curves of Mises stress of arch crown along axial direction

地震动行波激励所造成洞室不同位置响应的非一致性有关。

表 3 给出了考虑 2 种地震动幅值的行波与一致激励下, 洞室中截面各监测点最大第一主应力 σ_{max} 和最小第三主应力 σ_{min} 。从表 3 可以看出, 当地震动幅值较小时, 2 种地震动输入下洞室各点的最大第一主应力和最小第三主应力都与过轴线的竖向平面呈对称分布, 而且相同位置处的应力相等或相接近, 洞室应力响应的幅值受地震动行波效应影响很小。随地震动幅值的增大, 2 种地震动激励下, 相同位置处的应力相差很大, 甚至出现应力反号现象, 如输入地震动幅值为 4.10 m/s^2 时, 一致激励和行波激励下, 监测点 5 的最大第一主应力 σ_{max} 分别为 -2.78 和 1.80 MPa , 这说明强震行波效应对洞室应力分布有显著影响。

3.3 损伤分析

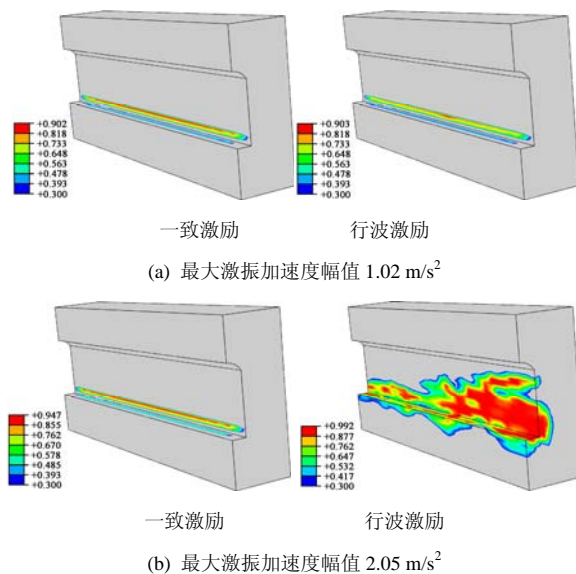
对于岩体地下洞室来说, 无论是在静载还是在动载作用下, 现实中的洞室破坏最为直接的表现就是洞室围岩产生宏观的裂缝、片帮、甚至是冒落坍塌等现象。在数值计算中最为直观体现洞室破坏程

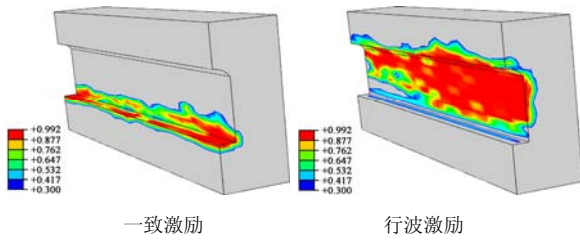
表 3 $y = 200 \text{ m}$ 处洞室监测点应力

Table 3 Stresses at monitoring sites of the cavern at

测点编号	$y = 200 \text{ m}$				MPa			
	1.02 m/s^2		4.10 m/s^2					
	一致	行波	一致	行波	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
1	-21.89	-1.41	-21.89	-1.42	-23.53	-1.35	-34.82	0.81
2	-25.32	-2.95	-25.26	-2.95	-28.68	-2.49	-28.42	1.71
3	-25.32	-2.95	-25.26	-2.95	-38.86	-2.49	-38.86	1.62
4	-22.26	-3.54	-22.20	-3.55	-26.49	-2.94	-26.23	1.15
5	-22.26	-3.54	-22.20	-3.55	-26.49	-2.78	-26.27	1.80
6	-9.83	0.04	-9.80	0.04	-13.02	0.04	-12.87	2.67
7	-9.83	0.04	-9.80	0.04	-13.03	0.09	-12.90	1.99
8	-9.05	-1.67	-9.02	-1.57	-12.21	0.17	-15.04	2.24
9	-9.05	-1.67	-9.02	-1.60	-12.10	0.17	-12.10	2.40
10	-10.26	-0.32	-10.24	-0.29	-13.57	1.52	-13.80	2.06
11	-10.26	-0.34	-10.24	-0.30	-13.57	1.53	-13.47	1.73
12	-30.44	-8.86	-30.44	-8.55	-33.75	-6.62	-33.46	-3.63
13	-30.44	-8.86	-30.44	-8.74	-33.72	-2.39	-33.44	-6.97
14	-11.12	-3.06	-11.12	-3.06	-11.19	2.49	-12.78	0.10
15	-30.48	-8.72	-30.48	-8.78	-30.61	-7.18	-30.48	-7.16
16	-30.48	-8.72	-30.48	-8.78	-30.61	-4.81	-30.48	-7.77

度的就是洞室塑性区或损伤区的大小。而且, 地震动作用下地下洞室破坏大都以拉伸破坏为主^[15, 21, 22], 为此, 下面以洞室的拉伸损伤为指标来分析行波激励对洞室破坏的影响。2 种地震动激励下, 洞室围岩的损伤云图基本与过洞室轴线的竖向平面对称, 因此图 9(a)~(c)只给 1/2 洞室围岩拉伸损伤因子超过 0.3 的结果。通过分析图 9(a)~(c)可知:





(c) 最大激振加速度幅值 4.10 m/s^2

图9 地震动结束后洞室拉伸损伤云图

Fig.9 Tensile damage nephograms of rock cavern after seismic excitation

(1) 小幅值地震动激励下，地震动行波效应对洞室损伤几乎没有影响；如地震动加速度幅值为 1.02 m/s^2 时，一致激励与行波激励对应的洞室损伤位置与开挖稳定后的损伤位置相同(分别见图 9(a) 和 10)，最大拉伸损伤也相同，分别为 0.902 和 0.903。

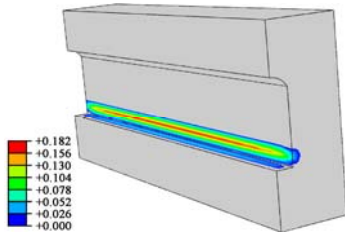


图10 洞室开挖稳定后的拉伸损伤

Fig.10 Tensile-damage of rock cavern after excavation

(2) 地震动幅值越大，行波激励对洞室破坏的影响越显著，即强震下的行波激励对洞室动力响应影响显著；例如：当地震动幅值为 2.05 m/s^2 时，一致激励情况下，洞室的损伤位置与静力开挖后的损伤位置基本相同，最大的拉伸损伤为 0.947，但在行波激励下，洞室损伤发生明显变化，洞室周围有接近一半的围岩发生了拉伸损伤破坏，且最大拉伸破坏区域也比较大(见图 9(b))。

(3) 地震动幅值在地下洞室产生破坏过程中起关键作用；强地震动激励下，无论是行波激励还是一致激励，洞室都会产生一定范围的损伤，如地震动幅值为 4.10 m/s^2 时，2种激励下均产生了一定范围的拉伸损伤，但相比之下，行波激励下洞室围岩几乎全部发生拉伸损伤。

由此可见，地震动幅值较小情况下，如地震动加速度幅值 $< 1.0 \text{ m/s}^2$ 时，地震动行波效应对地下洞室破坏影响不大，可不考虑地震动行波效应；但当地震动幅值较大时，如地震动加速度幅值 $> 2.0 \text{ m/s}^2$ 时，地震动行波效应对地下洞室破坏影响显著，

此时应考虑地震动行波效应对洞室破坏的影响。

4 结 论

本文从动位移、应力和损伤破坏角度来研究岩体地下洞室在考虑给定频谱特性不同地震动幅值的行波激励和一致激励下的动力非线性破坏响应，可得到如下结论：

(1) 地震动行波激励下，洞室各点位移响应存在一定的相位差，洞室围岩均按照激振点的振动形式做相似的受迫振动，围岩的惯性效应可以忽略。随地震动幅值的增大，行波激励下同一时刻洞室相邻位置的动位移之差随之增大；且其增大幅度较一致激励下同一时刻洞室相邻位置动位移之差随地震动幅值增大的幅度要显著些，可见，强震行波效应更易造成洞室的破坏。

(2) 由于行波激励引起洞室各点的振动响应在同一时刻存在一定相位差，使得洞室的应力尤其是拉应力较一致激励下洞室相同位置处的应力相差很大，这种应力的差别随激振地震动幅值的增大而显著增大。

(3) 地震动幅值是造成地下洞室发生破坏的关键因素；对于这类轴线长度为 $300\sim 400 \text{ m}$ 的大型岩体地下洞室来说，震动幅值较小情况下，如小于 1.0 m/s^2 时，地震动行波效应对地下洞室破坏未产生不利影响，可不考虑地震动行波效应；地震动幅值较大时，如大于 2.0 m/s^2 时，地震动行波效应对地下洞室破坏影响显著，此时应考虑地震动行波效应。

需要指出的是，影响地下洞室地震响应的因素有很多，本文只从给定频谱特性的地震动出发，考虑了不同幅值行波效应对岩体地下洞室地震响应的影响，后续工作中还应进一步研究地震动频率、持时等因素对地下洞室动力反应的影响。

参考文献(References):

[1] BONGANOFF J L, GOLDBERG J E, SCHIFF A J. The effect of ground transmission time on the response of long structures[J]. Bulletin of the Seismological Society of American, 1965, 55(3): 627 - 640.

[2] 苗家武, 胡世德, 范立础. 大型桥梁多点激励效应的研究现状与发展[J]. 同济大学学报, 1999, 27(2): 189 - 193.(MIAO Jiawu, HU Shide, FAN Lichu. State of art and development of study of seismic performance of long span bridges under multiple-support excitations[J]. Journal of Tongji University, 1999, 27(2): 189 - 193.(in Chinese))

- [3] 屈铁军, 王前进. 多点输入地震反应分析研究的进展[J]. 世界地震工程, 1993, 11(1): 30 - 36.(QU Tiejun, WANG Qianjin. Progress in studies of seismic response analysis under multiple support excitations[J]. Journal of World Seismic Engineering, 1993, 11(1): 30 - 36.(in Chinese))
- [4] 王军文, 张运波, 李建中, 等. 地震动行波效应对连续梁桥纵向地震碰撞反应的影响[J]. 工程力学, 2007, 24(11): 100 - 105.(WANG Junwen, ZHANG Yunbo, LI Jianzhong, et al. Seismic wave passage effect's influences on longitudinal seismic pounding response for continuous girder bridges[J]. Engineering Mechanics, 2007, 24(11): 100 - 105.(in Chinese))
- [5] LIN J H, ZHANG Y H, LI Q S, et al. Seismic spatial effects for long-span bridges, using the pseudo excitation method[J]. Engineering Structures, 2004, 26(9): 1 207 - 1 216.
- [6] 杨庆山, 刘文华, 田玉基. 国家体育场在多点激励作用下的地震反应分析[J]. 土木工程学报, 2008, 41(2): 35 - 41.(YANG Qingshan, LIU Wenhua, TIAN Yuji. Response analysis of national stadium under specially variable earthquake ground motions[J]. China Civil Engineering Journal, 2008, 41(2): 35 - 41.(in Chinese))
- [7] 楼梦麟, 林 皋. 重力坝地震行波反应分析[J]. 水利学报, 1984, 15(5): 26 - 32.(LOU Menglin, LIN Gao. The effects of spatial correlation of seismic motion on earthquake response of dams[J]. Journal of Hydroelectric Engineering, 1984, 15(5): 26 - 32.(in Chinese))
- [8] 刘金云, 陈健云, 胡志强. 输水隧道在行波激励下的三维地震反应分析[J]. 防灾减灾工程学报, 2007, 27(1): 11 - 16.(LIU Jinyun, CHEN Jianyun, HU Zhiqiang. Three-dimensional seismic response analysis for water-supplying tunnel under excitation of traveling waves[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2007, 27(1): 11 - 16.(in Chinese))
- [9] 耿 萍, 何 川, 晏启祥. 水下盾构隧道抗震设计分析方法的适应性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(增 2): 3 625 - 3 630.(GENG Ping, HE Chuan, YAN Qixiang. Applicability study of aseismic design method of submarine shield tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(Supp.2): 3 625 - 3 630.(in Chinese))
- [10] 韩大建, 唐增洪. 珠江水下沉管隧道的抗震分析与设计(II)——行波法[J]. 华南理工大学学报(自然科学版), 1999, 27(11): 122 - 130.(HAN Dajian, TANG Zenghong. Aseismic analysis and design of the Pearl River tunnel(II)—travelling wave method[J]. Journal of South China University of Technology(Natural Science), 1999, 27(11): 122 - 130.(in Chinese))
- [11] 黄忠邦, 高 海, 项忠权. 埋地管线在均匀和非均匀土介质中的地震反应[J]. 天津大学学报, 1995, 28(1): 55 - 60.(HUANG Zhongbang, GAO Hai, XIANG Zhongquan. Research on seismic response in uniform and non-uniform soil medium for buried pipelines[J]. Journal of Tianjin University, 1995, 28(1): 55 - 60.(in Chinese))
- [12] HASHASH Y M A, HOOK J J, SCHMIDT B, et al. Seismic design and analysis of underground structures[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2001, 16(4): 247 - 293.
- [13] 李海波, 朱 莅, 吕 涛, 等. 考虑地震动空间非一致性的岩体地下洞室群地震反应分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(9): 1 757 - 1 766.(LI Haibo, ZHU Li, LU Tao, et al. Analysis of an underground cavern groups in rock subjected to spatially non-uniform seismic ground motion[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 27(9): 1 757 - 1 766.(in Chinese))
- [14] WANG W L, WANG T T, SU J J, et al. Assessment of damage in mountain tunnels due to the Taiwan Chichi Earthquake[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2001, 16(3): 133 - 150.
- [15] DOWDING C H, ROZEN A. Damage to rock tunnels from earthquake shaking[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1978, 104(GT2): 175 - 191.
- [16] ZHAO B Y, MA Z Y. Influence of cavern spacing on the stability of large cavern groups in a hydraulic power station[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2009, 46(3): 506 - 513.
- [17] ABAQUS Inc.. ABAQUS/Standard Version 6.6. ABAQUS theory manual[M]. [S. l.]: ABAQUS Inc., 2006.
- [18] LUBLINER J, OLIVER J, OLLER S, et al. A plastic damage model for concrete[J]. International Journal of Solids and Structures, 1989, 25(3): 299 - 326.
- [19] LEE J, FENVES G L. Plastic damage model for cyclic loading of concrete structures[J]. Journal of Engineering Mechanics, 1998, 124(8): 892 - 900.
- [20] 赵宝友, 马震岳, 梁 冰, 等. 基于损伤塑性模型的地下洞室结构地震作用分析[J]. 岩土力学, 2009, 30(5): 1 153 - 1 159.(ZHAO Baoyou, MA Zhenyue, LIANG Bing, et al. Seismic analysis of underground structures based on damaged plasticity model[J]. Chinese Journals of Rock and Soil Mechanics, 2009, 30(5): 1 153 - 1 159.(in Chinese))
- [21] DHAWAN K R, SINGH D N, GUPTA I D. Dynamic analysis of underground openings[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2004, 37(4): 299 - 315.
- [22] SHARMA S, JUDD W R. Underground opening damage from earthquakes[J]. Engineering Geology, 1991, 30(3/4): 263 - 276.