

DOI: 10.16285/j.rsm.2016.0925

地下洞室地震动力响应的岩体结构控制效应

崔 臻^{1,2}, 盛 谦^{1,2}, 冷先伦^{1,2}, 罗庆姿³

(1. 中国科学院武汉岩土力学研究所 岩土力学与工程国家重点实验室, 湖北 武汉 430071; 2. 中国科学院大学, 北京 100049;
3. 广东工业大学 土木与交通工程学院, 广东 广州 510006)

摘 要: 为了评价在层间错动带 C2 影响下白鹤滩地下洞室群尾调室在地震作用下的稳定性, 针对其在试验中表现出来的明显的延性及法向荷载依赖性特征, 一种非线性的连续屈服 (CY) 模型被采用, 用来描述层间错动带在静力以及地震动力作用下的复杂力学特性。在 CY 模型中, 非连续面的变形特性采用幂函数形式表述, 并且考虑了剪切破坏过程中强度的渐进性破坏。CY 模型预测的 C2 错动带的力学行为与试验获取的结果相比较差异非常小, 证明了 CY 模型在静力作用下的适用性。基于位移非连续假设的应力波透射理论被用来论证 CY 模型在动态作用下的适用性, 同时将结果与线性结构面本构模型的结果进行了对比。比较结果表明, CY 模型预测的规律与已有文献利用其他非线性模型得到的结论基本相同, 并优于线性本构模型, 理论结果在数值软件中得到了验证。3 条地震波在经过特殊的反应谱匹配处理后, 对白鹤滩地下洞室左岸 1[#]尾调室进行了地震动力响应分析。分析结果表明, C2 错动带在地震作用下对尾调室的变形及稳定性有明显的控制作用。地震作用下洞室整体运动趋势以刚体位移为主, 岩体间相对变形为辅。相对变形中, 错动带 C2 的相对变形占据了较大的成分。C2 的相对变形以接触面上下盘的切向错动变形为主, 主要发生部位为洞室顺 C2 走向的部位; 结构面上、下盘法向变形为辅, 主要发生在洞室顺 C2 倾向部位。通过超载法, 获取了洞室的地震动力安全裕度。当超载系数从 2 增加到 3 时, C2 的剪切变形、洞室的塑性区指标均剧烈增加, 显示洞室的安全裕度大约在 2~3 之间, 即洞室最大可抗拒峰值加速度为 438g~657g 的地震动作用。研究结论可供地下洞室的抗震设计与分析参考。

关键词: 地下洞室; 地震稳定性; 结构面型破坏; 离散单元法; 连续屈服模型

中图分类号: TU 452

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 7598 (2018)05 - 1811 - 14

Control effect of large geological discontinuity on seismic response and stability of underground rock caverns

CUI Zhen^{1,2}, SHENG Qian^{1,2}, LENG Xian-lun^{1,2}, LUO Qing-zi³

(1. State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan, Hubei 430071, China; 2. University of Chinese Academy of Sciences, Beijing 100049, China;
3. School of Civil and Transportation Engineering, Guangdong University of Technology, Guangzhou, Guangdong 510006, China)

Abstract: This paper studied the seismic stability of the 1[#] surge chamber in the Baihetan hydropower plant under the influence of interlayer shear weakness zone (ISWZ) C2 regarded as the large dominating geological discontinuity. Based on the dependent behaviour of normal stress, a nonlinear continuous yielding (CY) model was adopted to describe the complex mechanical properties of the ISWZ C2 under static and seismic dynamics. In this model, the deformation characteristics of the discontinuity surface were expressed in terms of a power function, and the progressive destruction of the strength during shear failure was also considered. Besides, 3DEC software was applied to verify the CY model. Then the applicability of the CY model was proved by comparing experimental results with theoretical solutions. Three ground motion waveforms were utilised to conduct the seismic analysis of the 1[#] surge chamber after the special response spectrum matching process. The seismic analysis confirmed the control effect of ISWZ C2 on the seismic stability of the cavern. The seismic displacement of the cavern was mainly the elastic body movement and was supplemented by the plastic deformation. Furthermore, most of the deformations were caused by the contact deformation of C2. For the contact deformation of C2, the magnitude of permanent shear deformation was larger than that of the normal deformation. The magnitude of permanent shear deformation was more obvious along the strike direction of C2, and the permanent normal

收稿日期: 2016-04-22

基金项目: 国家重点基础研究发展计划(973)项目 (No. 2015CB057905); 国家自然科学基金资助项目 (No. 51779253, No. 41672319); 国家重点研发计划 (No. 2016YFC0401803); 广东省自然科学基金 (No. 2016A030310345)。

This work was supported by the National Basic Research Program of China (2015CB057905), the National Natural Science Foundation of China (51779253, 41672319), the National Key R&D Program of China (2016YFC0401803) and Guangdong Natural Science Foundation (2016A030310345).

第一作者简介: 崔臻, 男, 1986 年生, 博士(后), 副研究员, 主要从事岩土工程静动力稳定性评价方面的研究。E-mail: zcui@whrsm.ac.cn

displacement of C2 mainly occurred along the dip direction of C2. Finally, the seismic stability of the cavern was determined by the overload method. The measured seismic safety factor of the cavern was approximately 2~3. The findings in this study may provide helpful references for the seismic design of the underground caverns.

Keywords: underground cavern; seismic stability; structural failure; discrete element method; continuously yielding model

1 引言

位于中国四川境内的金沙江白鹤滩水电站是西电东送骨干电源点之一,为大(1)型水电工程。电站包括大坝、两岸的地下厂房及其他附属设施。两岸洞室群构成基本相同,均由四大主要洞室——主厂房(容纳 $8 \times 1\,000$ MW 机组, $439.0 \text{ m} \times 32.2/29.0 \text{ m} \times 90.0 \text{ m}$)、主变室($400.0 \text{ m} \times 20.5 \text{ m} \times 33.2 \text{ m}$)、尾闸室、尾调室(4座,直径约为 $44 \sim 48 \text{ m}$,高约为 100 m)及其他辅助洞室构成。

对于左岸地下洞室群,埋深约为 350 m ,主要位于二叠系上统峨眉山组玄武岩中,岩层产状中倾向为 $120^\circ \sim 145^\circ$,倾角为 $15^\circ \sim 20^\circ$ 。主要由 $P_2\beta_2^3$ 、 $P_2\beta_3^1$ 、 $P_2\beta_3^2$ 等岩层构成。其中, $P_2\beta_2^3$ 层主要构成为隐晶玄武岩、杏仁状玄武岩及熔岩角砾岩; $P_2\beta_3^1$ 层主要构成为隐晶玄武岩、杏仁状玄武岩、角砾熔岩及斜斑玄武岩; $P_2\beta_3^2$ 层主要构成为角砾熔岩、柱状节理玄武岩、杏仁状玄武岩。一条产状与岩层相同的层间错动带 C2 穿过整个左岸地下洞室群区域,并出露在河谷山坡上,成为左岸厂区的控制性结构面,(如图 1 所示)。根据测量及反演成果,厂区地应力主应力量值分别为 22 、 17 、 10 MPa 。

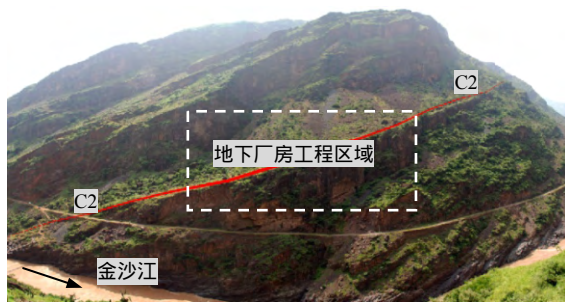


图 1 层间错动带 C2 是左岸地下厂区的控制性结构面
Fig.1 ISWZ C2 as dominating geological discontinuity in the planned project site

层间错动带的力学性质非常软弱,其自身的剪切错动或者与其他结构面交切形成关键块体,均是洞室稳定性的重大威胁。此外,由于工程场地处于我国西南强震多发地区,根据《水工建筑物抗震设计规范》(DL5073-2000)^[1],对白鹤滩水电站这样的大(1)型工程,由地震机构进行了专门的概率地震危险性分析(probabilistic seismic hazard analysis,

简称 PSHA)。分析结果表明,电站基本抗震烈度为度,水平设计地震加速度峰值为 $219g$ 。白鹤滩水电站地下洞室群为目前正在建的最大的地下洞室群,若在地震作用下遭到破坏,后果严重。因此,层间错动带在地震动力作用下的力学响应及其控制作用下洞室的稳定性,成为非常关键的科学与工程问题。

虽然传统上认为地下工程相对于地面工程具有更好的抗震性能,但在近年来的强震中,如 1976 年唐山地震(中国)^[2]、1988 年 Spitak 地震(亚美尼亚)^[3]、1995 年阪神地震(日本)^[4]、1999 年集集地震(中国台湾)^[5]、2007 年 Singkarak 地震(印尼)^[6]、2008 年汶川地震(中国)^[7-8],均报道了不同程度、不同类型的地下工程破坏现象。因此,考虑到白鹤滩水电工程的重要性,其地下厂房洞室的地震稳定性理应得到详细的研究。

对于岩体地下洞室的地震稳定性问题,前人已经进行了较多的研究。在国内,崔臻等^[9]总结了大型地下洞室群地震动力灾变研究中的若干重要问题的研究进展,提出了地震动力灾变诱发因素的内、外两个层面。盛谦等^[10-11]使用传递函数分析了地下洞室地震响应的频谱特性。在国外,Chang 等^[12]提出了一种岩体地下洞室的地震易损性评价方法;Dowding 等^[13]研究了节理岩体中洞室受到正弦振动激励时的响应;Chen 等^[14]对集集地震中谷关电站地下洞室的受损情况进行了数值模拟;Genis^[15]和 Ayden^[16]等对不同输入地震动作用下岩体洞室的塑性区形成机制进行了讨论;Zhao 等^[17]提出了一种考虑地震稳定性的洞室安全间距评价方法。前人的研究取得了较丰富的成果,但应注意在这些研究成果中,出于简化目的,一般没有考虑岩体中普遍发育的、规模不等的节理、断层等地质非连续面。

层间错动带这样的大型地质结构本身的力学性质已非常的复杂,拥有延性、应力相关性等诸多复杂力学特性(后文将展示)。对此,一些非线性结构面模型^[18-22]被提出并被尝试来解决实际问题,可以认为较好地解决了静态工况下结构面的力学响应描述。但当考虑地震这样的动力情况,特别是需要考虑地震波在岩体中不连续面的传播时,多数研究采用的都是简化的线性分界面模型^[13-14, 23-24],少数研究中对于地震波在非线性和不连续面中的传播问题

进行了讨论^[25]，但工程实践中应用的研究相对少见。

本文分析中，为了评价在层间错动带 C2 影响下白鹤滩地下洞室群大型圆筒尾调室在地震作用下的稳定性。一种非线性连续屈服（continuously yielding，简称 CY）模型被采用以描述 C2 的延性及法向荷载依赖性特征。CY 模型在静力作用下的适用性采用试验结果进行了对比。另外，通过对非线性岩体结构的地震波透射理论的讨论以及与已有的非线性动态结构面本构的对比，论证了 CY 模型在动态作用下也可以较好地模拟诸如 C2 这样的大型岩体非连续面。最终，3 条经过专门的反应谱匹配的地震波被选中用以对左岸地下厂房 1#尾调室进行地震动力响应分析（1#尾调室为所有尾调室中受 C2 影响下最不利的一个）。通过分析，试图揭示地震作用下 C2 对洞室稳定性的控制性作用。最终，使用超载法计算了洞室的安全裕度。

2 静态条件下控制性结构面的力学特性描述

2.1 试验成果

层间错动带是指软硬相间的岩层在构造作用下发生层间剪切错动，并在地下水长期物理化学作用下形成的一种组构特异、性状很差的薄层带状岩土体系统。具有结构疏松、性状软弱、延展性强、错动变形性强等一系列特殊性质^[20, 26]。从力学角度而言，层间错动带是一种类似于“夹心饼干”软弱结构。其现场图片及其成分构成如图 2 所示。

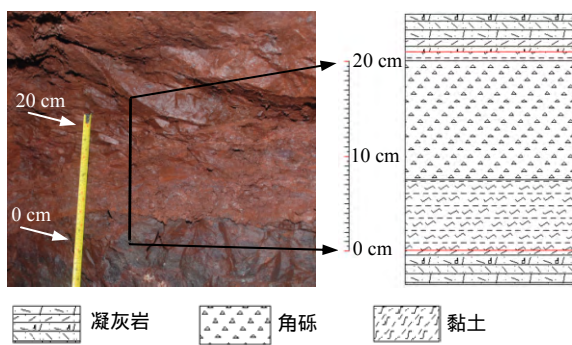


图 2 层间错动带 C2 照片及其构成
Fig.2 Photo of ISWZ C2 and its components

为了对其力学特性有深入的认识，设计勘察单位在拟建洞室群区域的勘察平硐中进行了一系列的现场直剪试验^[27]。剪切面尺寸为 0.5 m×0.5 m，法向荷载范围为 0.3 ~ 1.2 MPa。所取试件的预剪面位于错动带弱体的顶层，剪断面位于错动带软弱体内部，顺错动带产状方向剪切。

图 3 中的虚线给出了典型的试验曲线。以下几个特点可以从中得以归纳：法向加载下，随法向荷载增加，层间错动带的法向刚度增加，使得法向应力-法向位移曲线呈现上扬的趋势；剪切加载过程中，非线性特征明显，峰值荷载不显著，显示出明显的延性特征；法向荷载越大，剪切过程中初始阶段的剪切刚度越大。

为了使得读者对 C2 的软弱程度有一个直观的认识，根据图 3 中试验成果计算了 Mohr-Coulomb 强度参数，仅有摩擦系数（摩擦角） $f = 0.25 (\varphi = 14^\circ)$ ，黏聚力 $c = 0.04 \text{ MPa}$ 。

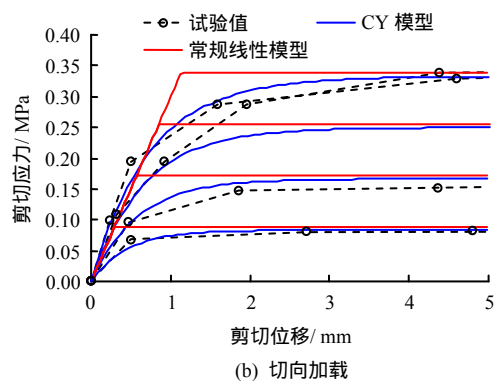
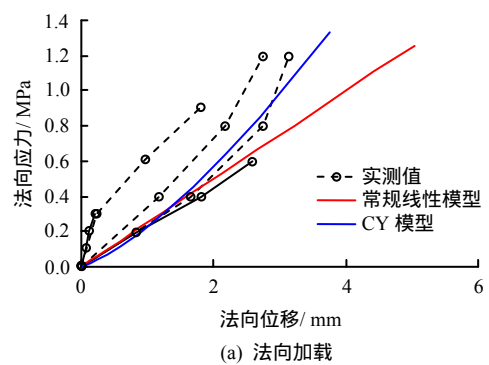


图 3 层间错动带 C2 典型现场试验成果(虚线)及 CY/线性模型反演结果(蓝线/红线)

Fig.3 Field test results of C2 (solid lines with dot) and the corresponding simulated results via CY/Linear model (red/blue dashed lines)

2.2 非线性结构面本构模型

过去的研究中，线性的结构面模型，如基于 Mohr-Coulomb 结构面模型^[27]被广泛使用。在这些模型中，节理的法向/切向刚度采用常量参数 K_n 和 K_s 表示。

但如前文所述，现场试验中层间错动带体现出了明显的延性及法向荷载依赖性特征。常规的线性的分界面模型显然无法准确地描述层间错动带的这些力学特性。因此，需要一种可以考虑法向应力作用，且可以考虑剪切过程中渐进性破坏的结构面模型。

针对这一需求,本文引入了 Cundall 提出的 CY 模型^[22]来描述层间错动带的复杂力学特性。CY 模型中,可以考虑物理实验中所观察到的较多复杂力学特性,如结构面剪切损伤、法向应力依赖性、膨胀角随塑性变形增加而降低、循环加卸载中的滞回现象等。

增量形式的 CY 模型法向变形关系可以写为

$$\Delta\sigma_n = K_n \Delta u_n \quad (1)$$

式中: σ_n 为结构面的法向应力; u_n 为结构面的法向变形。法向刚度 K_n 按如下定义取得

$$K_n = a_n \sigma_n^{e_n} \quad (2)$$

式中: 参数 a_n 也可写作结构面初始法向刚度 K_{ni} ; 参数 e_n 为结构面法向刚度指数。

式(2)表现了 CY 模型中法向变形特性的法向应力依赖性,即法向应力越大,结构面法向刚度也将随之变大。

对于切向变形, CY 模型可以体现出剪切变形中一些不可逆的非线性特性。增量形式的切向变形关系为

$$\Delta\tau = FK_s \Delta u_s \quad (3)$$

式中: τ 为结构面的切向应力; F 为 CY 模型的特定参数; K_s 为切向刚度。切向变形 u_s 同样具有法向应力依赖性,则有

$$K_s = a_s \sigma_n^{e_s} \quad (4)$$

式中: 参数 a_s 也可写作结构面初始切向刚度 K_{si} ; 参数 e_s 为结构面法向刚度指数。

参数 F 是剪切变形中切线剪切刚度的控制参数,与应力历史、当前剪切应力、结构面初始摩擦角 φ 、结构面有效摩擦角 φ_m 及结构面粗糙度有关,更详细的推导可参见文献^[22]。

2.3 本构的验证

根据试验结果,在离散元软件 3DEC 中进行了 CY 模型的参数反分析工作,通过反复对比试算结果与试验结果的差别,最终得到了适用于 ISWZ C2 的 CY 模型参数,如表 1 所示。

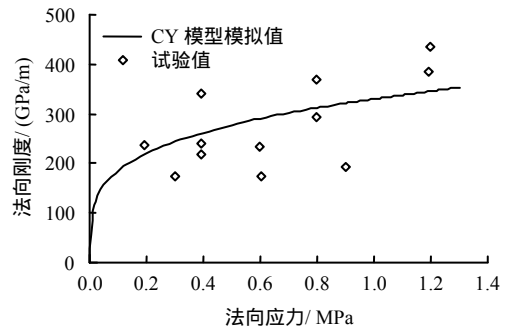
表 1 反算得到的错动带 (ISWZ) C2 的 CY 模型参数
Table 1 CY parameters for ISWZ C2

K_n /(GPa/m)	e_n	K_{ni} /(GPa/m)	e_s	φ /(°)	φ_m /(°)	R
0.33	0.25	0.391	0.652	15.5	7.0	1×10^{-8}

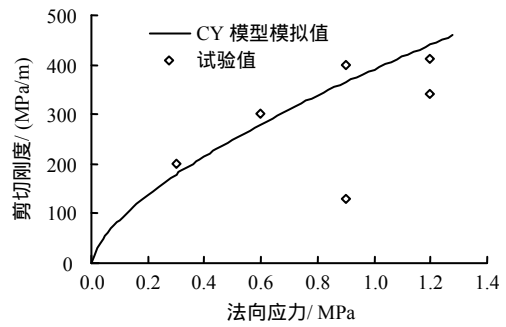
图 4 给出了层间错动带 C2 的结构面刚度与法向应力的关系。试验获得的结构面刚度参数显示出与法向应力明显的非线性关系,表明若采用常规线

性界面模型,将会产生明显的误差。

对应这组 CY 模型参数对当前层间错动带 C2 的描述结果如图 3 中的实线所描述。结果表明, CY 模型体现出了岩体结构面在不用法向应力条件下法向/切向刚度的变化,这应该认为是 CY 相比 Mohr-Coulomb 结构面模型的重要优势之一。



(a) 法向



(b) 切向

图 4 错动带 C2 的变形刚度与法向应力的关系
Fig.4 Relationships between contact stiffness and normal stress

3 岩体非连续面间的地震波传播

上节结果解决了静力工况下对错动带 C2 力学特性的描述,现将说明这一描述同样适用于地震波传播这一动力问题。

3.1 应力波在结构面的透反射理论

3.1.1 线性结构面本构

为了解释非连续面对波传播的影响,位移不连续理论被提出^[29]。该理论把非连续面的变形本构关系看作在波动方程中的位移不连续边界条件。根据不同的非连续面变形本构关系可以建立不同的位移不连续模型。对于最简单的线弹性位移不连续模型,已有较多的文献提出了结果。如对于应力波垂直入射至结构面的最特殊情况,Pyrak-Nolte^[30-31]给出了透、反射系数的计算公式:

$$R = \frac{1}{\sqrt{1 + 4 \left(\frac{K_n}{\omega Z} \right)}} \quad (5)$$

$$T = \sqrt{\frac{4\left(\frac{K_n}{\omega Z}\right)^2}{1+4\left(\frac{K_n}{\omega Z}\right)^2}} \quad (6)$$

式中： R 和 T 分别为应力波的反射系数和透射系数； Z 为介质的阻抗， $Z = \rho C$ ， ρ 为介质的密度， C 为应力波波速； ω 为应力波的圆频率， $\omega = 2\pi f$ ， f 为应力波的频率。从式 (5)、(6) 中可以清楚地看到，除岩体的密度 ρ 及波速 C 外，不连续面的透、反射系数尚与不连续面的刚度及入射波的频率有关。

3.1.2 非线性结构面本构

以上结论的基本假设是非连续面的变形本构特征是线性的，但如前文所述的，不连续面的变形本构关系显然是非线性的^[18]。当地震波幅值较小而不足以使得不连续面产生非线性变形时，诸如式 (5)、(6) 那样的线性位移不连续模型是有效的，但在解决大振幅应力波传播问题时（诸如爆炸、强震等场景），不连续面的非线性变形特性必须被考虑^[25]。

岩体不连续面的非线性变形本构关系已得到广泛的研究，有很多本构模型被提出。其中双曲线模型与幂函数形式的本构模型被普遍应用，两种函数形式的代表分别为 Barton-Bandis (BB)模型^[19, 25, 32]与前文讨论的 CY 模型。图 5 为典型的 BB 本构模型、CY 本构模型及线性本构的示意图，其中假定非连续面的闭合符号取正。线性模型中的刚度为一常数，而 BB 模型与 CY 模型的法向刚度均随法向应力增加而增大，较好地反映了不连续面的非线性变形特征。

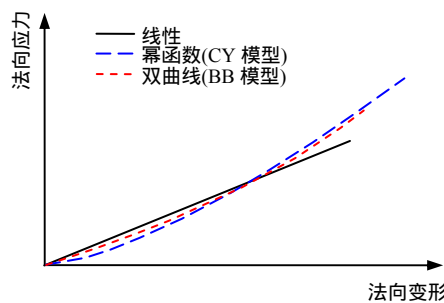


图 5 两种非线性结构面本构模型与线性模型比较
Fig.5 Comparison of two nonlinear models and linear elastic joint contact model

在利用 BB 模型讨论连续面的透反射问题时，一个非线性系数 γ 被引入，以描述非连续面的闭合程度对其刚度的影响：

$$K_n = \frac{K_{ni}}{(1-d/d_{ma})^2} = \frac{K_{ni}}{(1-\gamma)^2} \quad (7)$$

式中： K_{ni} 为非连续面的初始法向刚度； d 为非连

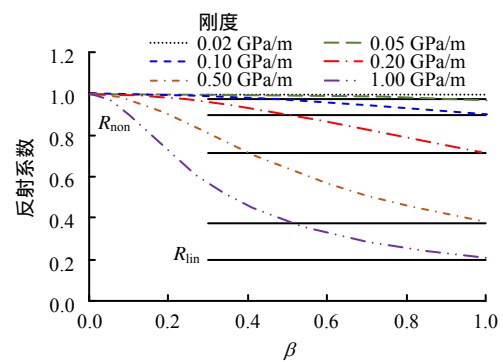
续面的闭合量； d_{ma} 为非连续面的最大允许闭合。

而在 CY 模型中，式 (2) 中的 σ_n^e 项，同样可以看作一个非线性系数，此处将其命名为 β ，则有

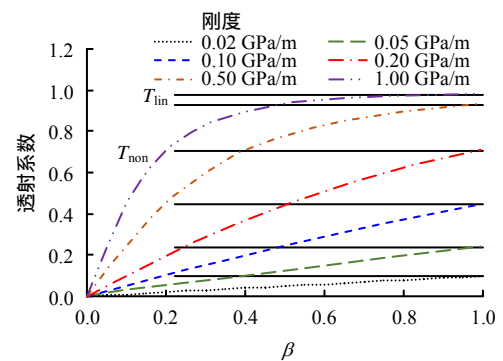
$$K_n = K_{ni}\beta \quad (8)$$

针对 BB 模型中的非线性系数 γ ，已有较多的参数分析成果可以供参考^[25]。针对此处定义的 CY 模型中非线性系数 β ，进行类似的参数研究。设定岩体密度为 2 700 kg/m³，纵波波速为 2 981 m/s，对应模量为 20 GPa，泊松比为 0.25，非连续面的初始法向刚度为 1 GPa/m，入射波频率为 8 Hz，则可分别求得线性模型下与 CY 非线性模型下的反射系数 R_{lin} （图 6(a)中实线）和 R_{non} （图 6(a)中虚线），透射系数 T_{lin} （图 6(b)中实线）和 T_{non} （图 6(b)中虚线）与 β 的关系如图 6 所示。

可见，非线性透射系数 T_{non} 随着 K_{ni} 增加而增加，相反 R_{non} 随着 K_{ni} 增加而减少，表明初始刚度更大的结构面可以透过更多的波；不同初始刚度条件下，线性模型的 T_{lin} 和 R_{lin} 为不变的常数，而 T_{non} 和 R_{non} 与 β 密切相关。当 β 量值增加时， R_{non} 减少，而 T_{non} 增加。这些结果的规律性与采用 BB 模型研究得到的结论基本相同，证明了 CY 非线性本构在表述非线性变形节理的波动问题时的适用性。



(a) 反射系数



(b) 透射系数

图 6 不同非线性系数 β 下的不同结构面初始刚度与结构面的透/反射系数及与线性透/反射系数的对比

Fig.6 R_{non} & T_{non} as a function of β at various K_{ni} and in comparison with R_{lin} & T_{lin}

特别的,此处对非线性系数 $\beta = \sigma_n^e$ 中的法向应力 σ_n 进行参数研究,如图7所示。结果表明,随着不连续面法向应力增加,反射系数减少,透射系数增大。线性模型在法向应力较低时,低估了非连续面的反射系数,高估了透射系数;而在法向应力较高时,将高估非连续面的反射系数并低估透射系数。

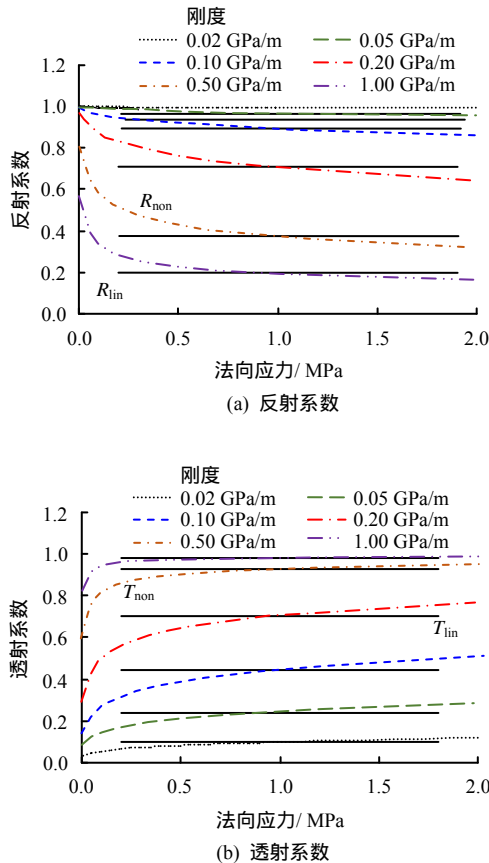


图7 不同法向应力下的不同结构面初始刚度的结构面透/反射系数及与线性透/反射系数的对比
 Fig.7 R_{non} & T_{non} as a function of σ_n at various K_{ni} and in comparison with R_{lin} & T_{lin}

3.2 程序验证

此处将验证采用的离散元软件具有实现正确描述非连续面间地震波传播的能力。因此,模拟一维正弦压缩波在含有一水平结构面的岩柱中传播时在结构面处的透反射关系,借以说明软件模拟能力的正确性。离散元计算模型如图8所示,其高为2000m,长、宽均为10m。岩石用弹性材料模拟,与3.1节中相一致,即密度为2700 kg/m³,模量为20 GPa,泊松比为0.25。忽略模型中岩石材料的阻尼特性。

计算时模型的截断边界上采用黏滞边界条件。在图8中点A输入幅值为1 m/s的正弦速度脉冲,然后分别在点A、B监测应力波在不连续面处的透反射系数。

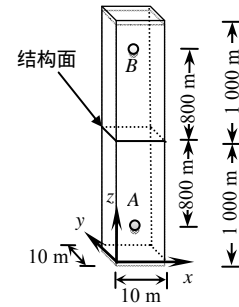


图8 含有一水平结构面的岩柱模型
 Fig.8 Geometry of the problem containing a horizontal discontinuity

首先,考虑非连续面为线性模型的一般情况。作为一个典型的例子图9给出了刚度为0.40 GPa/m时,对应频率为2 Hz和8 Hz的速度时程曲线。而图10中给出了更详细的比较,当非连续面刚度分别为0.10 GPa/m或0.50 GPa/m时,对于不同频率的应力波的透反射系数结果,将理论解和离散元软件的数值模拟解进行了对比,二者对比结果良好。

当考虑非连续面变形本构关系为线性时,设定结构面初始刚度值为0.50 GPa/m,分别考察入射波分别为2、8 Hz时,对应不同非线性系数 β 的透反射系数。图11给出3.1节中幂函数模型(CY模型)理论计算得到的透反射系数与数值软件模拟值得对比。二者对比结果较为相符。

以上对比中,理论解与数值模拟值基本吻合,显示出数值软件中的CY模型对于表述非连续面动力学特性的良好适用性。

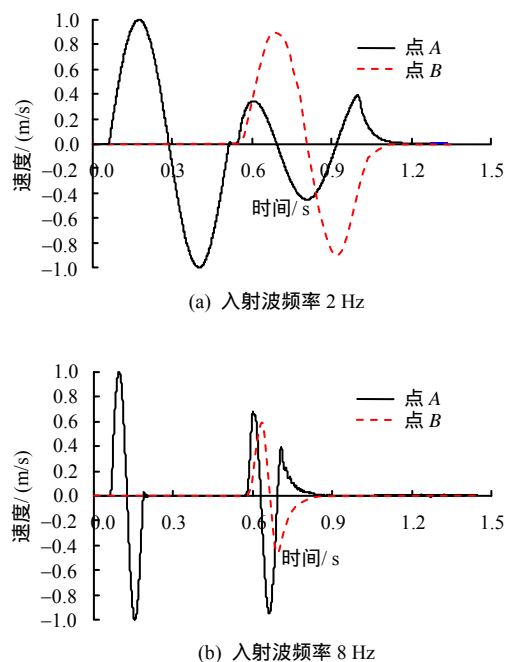


图9 点A、B的数值模拟波形
 Fig.9 Simulated waveforms at point A and B

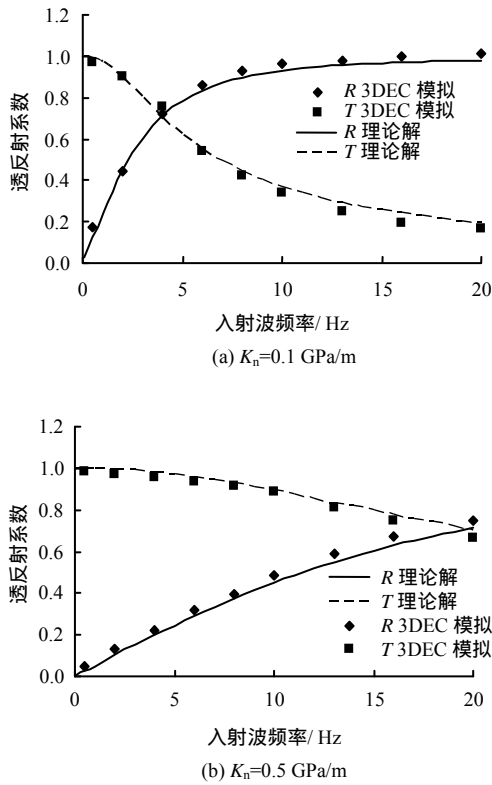


图 10 线性结构面模型的透反射系数的理论解与数值解对比

Fig.10 Comparison between theoretical and numerical solutions of reflection and transmission coefficients for linear behaviour discontinuity

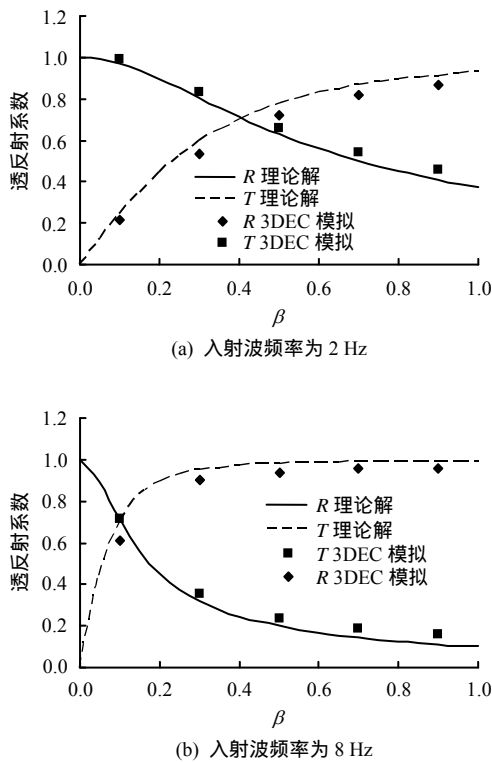


图 11 非线性结构面模型的透反射系数的理论解与数值解对比

Fig.11 Comparisons between theoretical and numerical solutions of reflection and transmission coefficients for nonlinear behaviour discontinuity

4 分析用地震动的确定

如前文所述，PSHA 中已经给出了工程场地的基本烈度及峰值加速度。PSHA 中还根据工程场地的地震地质特征，给出了一条本工程专用的设计反应谱，如图 12 中的实线所示。

根据当前的《水工建筑物抗震设计规范》(DL5073-2000) [1] 规定，在对某一具体工程进行地震响应分析时，需要至少采用 3 条地震波，其中至少一条为按照设计反应谱人工合成的地震波，其他为实测地震动。对于实测地震动，由于工程区域本身没有相应的实测记录，因此本文选用了邻近白鹤滩场址发生的汶川地震波和水工抗震领域常用的 Koyna 地震波。但如图 12(a)中虚线所示，这些选取的实测地震动的反应谱并不与设计反应谱相吻合，将使得分析结果有所偏差。为解决这一问题，Hancock 等 [33] 的反应谱修正方法被引入，完成了对这些地震波的反应谱修正。修正结果如图 12(b)中虚线所示。

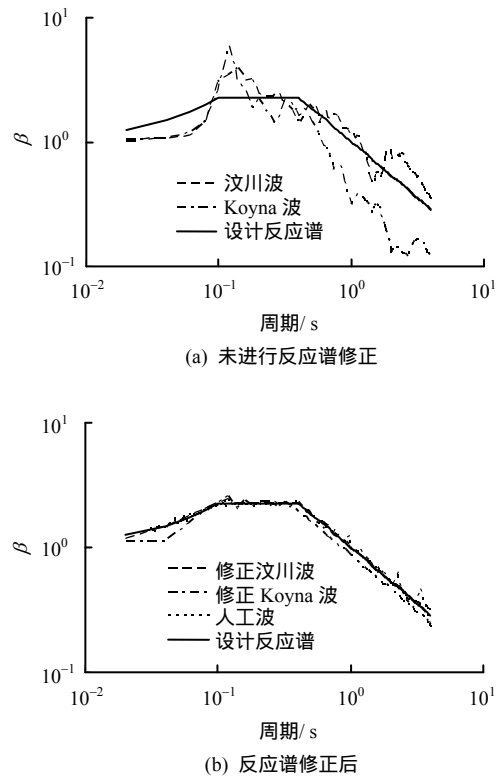


图 12 反应谱修正前后的实测地震波及人工地震波与设计反应谱的对比

Fig.12 Response spectrum of ground motion records used for analysis, before/after matching, and specified design response spectrum

最终图 13 中的地震动时程曲线将用于后续的地震响应分析。

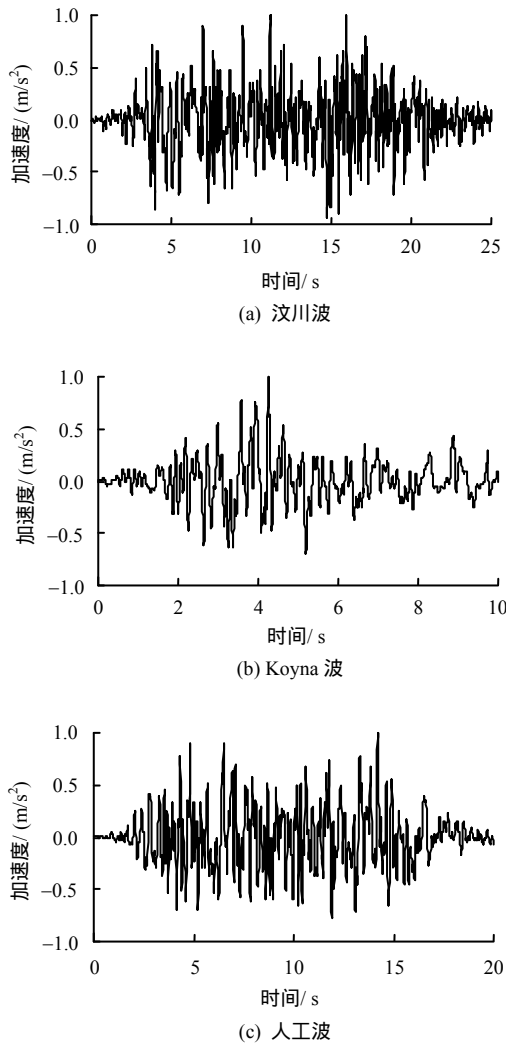


图 13 反应谱修正之后的地震动时程曲线(归一化)
Fig.13 Normalised waveforms of the ground motion records after matching

5 洞室的地震响应

5.1 三维离散元模型

在离散元软件 3DEC 中建立了包括 1#尾调室及底部尾水隧洞的三维可变形离散元数值模型，如图 14 所示。数值模型平面上以尾调室圆筒圆心为原点，以海拔 0 m 作为 z 轴起点，范围为 $x(-100, 100)$, $y(-100, 100)$, $z(500, 720)$ 。数值模型中，按照地应力回归公式施加了如第 1 节中所述的地应力，数值模型中顶部按照上部岩体的重量施加相应的竖直应力。

为了真实地考虑不利地质结构对洞室地震稳定性的影响，数值模型中除 C2 层面错动带之外，还考虑了 T736、T735、T734、f723、f722、f4 这些规模不等的断层。

除 C2 外，岩层和地质结构的力学参数如表 2 所述^[27]。其中由于缺少足够的勘察试验数据，其他相对次要的地质结构采用了传统的线性结构面本构

模型进行了模拟。1#尾调室为圆筒形结构，在进行地震响应分析前首先进行了开挖模拟，开挖自顶部半球形穹顶开始，分 7 步开挖完成。

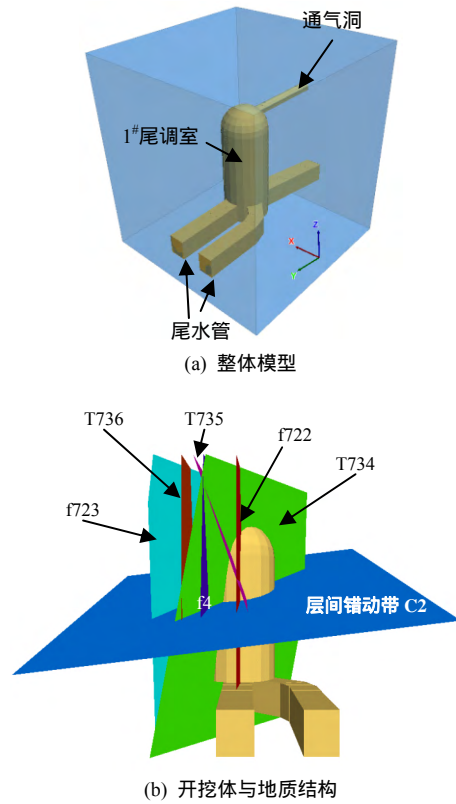


图 14 三维离散元模型
Fig.14 3D numerical model

表 2 岩体及结构面力学参数
Table 2 Mechanical properties of rock mass and structural surface

岩体及结构面	密度 / (kg/m³)	模量 / GPa	泊松比	K_n / (GPa/m)	K_{si} / (GPa/m)	黏聚力 / (MPa)	摩擦角 / (°)
岩体	2 700	20	0.25	/	/	3.50	51.0
f722	/	/	/	8	4	0.11	25.4
f723	/	/	/	8	4	0.10	26.6
T734	/	/	/	10	5	0.10	26.6
T735	/	/	/	10	5	0.17	26.6
T736	/	/	/	10	5	0.10	26.0
f4	/	/	/	10	5	0.10	26.6

地震动力数值模拟中，考虑到暂态波保真^[34]，需要网格尺寸小于 1/10 倍地震波上限频率。而本文中洞室群围岩的剪切波波速为 2 981 m/s，而输入的地震波经过滤波之后上限频率为 10 Hz，因此最大允许网格尺寸为 29.8 m。实际划分网格的过程中，遵循了更严格的最大网格尺寸为 10 m 的约定，平均网格尺寸为 8 m，以期获得更高的计算精度。动力人工边界采用自由场边界^[23, 35]，对于阻尼，考虑到大幅值的地震动激励下，模型内部可能产生较大范围的塑性区，塑性区的存在将不可避免地起到

能量耗散的作用。因此，在模型中，按照文献[36]的建议，将采用的瑞利阻尼比设置为一个较小的量值（1%）。按照地下工程地震动力响应的常规做法，在模型的顶部和底部设置黏性吸收边界，而在模型的四周设置了自由场边界^[34-37]。将地震波加速度时程进行积分后，根据岩体密度和相应的纵/横波波速转换为应力时程后，在数值模型的底部输入。输入量值按照水工抗震设计规范，为设计地震动加速度峰值的 50%。动力分析计算中的监测点设置如图 15 所示，图中角度为大地方位角。

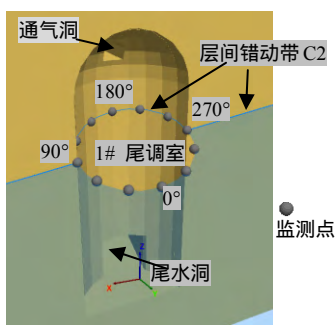


图 15 数值监测点
Fig.15 Layout of history points

5.2 设计地震动作用下洞室的地震响应

对地震动力分析成果的讨论中，地震位移、应力、塑性区成果将分别被讨论。

图 16 以汶川地震波算例（后文将说明汶川波为 3 条地震波中影响最大者）为代表，给出了 1#尾调室在地震动不同时刻的位移云图。同时，图 17 给出了 C2 附近部位各个记录点的整体地震位移量值的时程曲线。可见，洞室围岩的整体地震位移在地震

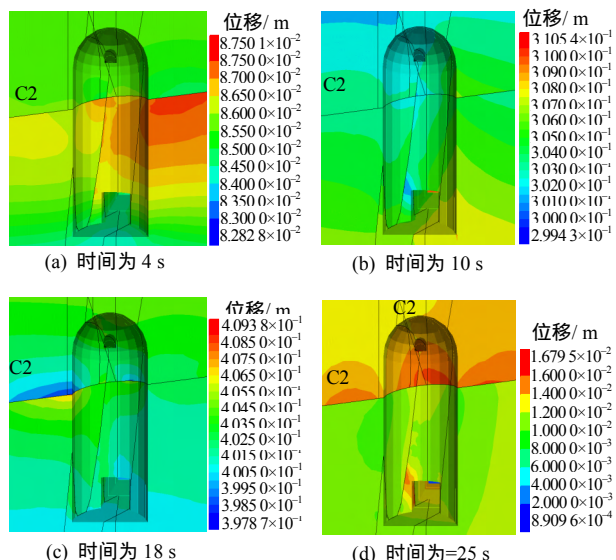


图 16 汶川地震动下洞室各个时刻的整体地震位移云图
Fig.16 Seismic displacement contour at deferent seismic moments (under Wenchuan records)

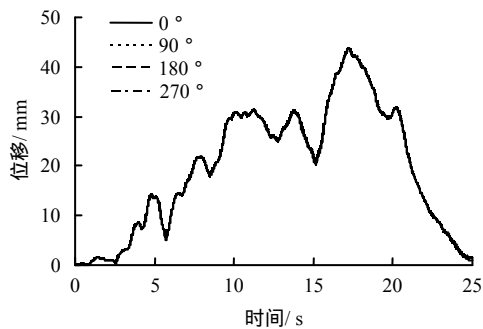


图 17 汶川波作用下部分监测点整体位移随时间的变化
Fig.17 Time histories of seismic displacement of some history points (under Wenchuan records)

初始阶段量值较小，表现不明显。随着地震动强度的逐渐增加，洞室的整体地震位移也随之增大，并在约 18 s 时达到最大值；随后，随着地震强度的逐渐减弱，整体地震位移逐渐减小，最终结束于一个残余值。力学性质相对非常软弱的 C2 错动带地震作用下，成为了围岩变形的一个重要控制性边界，错动带上、下盘岩体在地震作用下产生了相对错动，这一错动将对洞室的稳定性产生不利的影响。同时可以看到，图 17 中各个监测点地震位移量值差距很小，表明了地震作用下洞室整体运动趋势以刚体位移为主，岩体间相对变形为辅。

图 18 给出了 0° 记录点在汶川地震作用下最大、中间、最小主应力的时程曲线，其中符号约定压正、拉负。在地震动的动力荷载作用下，围岩的应力释放可以被观察到，表现为最大和中间主应力的量值随着地震动的进行而逐渐降低。地震前后，0° 记录点的最大主应力量值降低了 3 MPa。应力释放的主要原因被认为是地震作用下围岩进入破坏状态，产生了塑性流动。

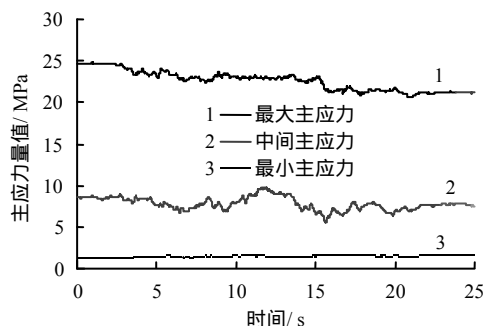
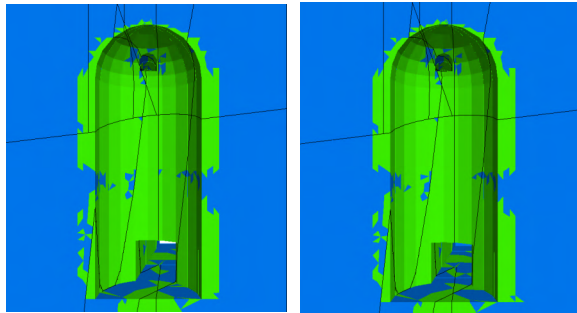


图 18 汶川波作用下 0° 监测点位移随地震时间的变化
Fig.18 Time histories of principal stress at the 0° history point (under Wenchuan records)

图 19 给出了地震前后洞室塑性区的比较，虽然地震结束之后洞周围岩塑性区体积增加了大约 10%，但这一增加趋势难以反映在整体的塑性区示

意图上。因此，得到如下结论：洞室塑性区主要由开挖影响产生，地震作用下塑性区体积增加相对有限。



(a) 开挖后塑性区体积为 $1.503 \times 10^5 \text{ m}^3$ (b) 汶川地震后塑性区体积为 $1.652 \times 10^5 \text{ m}^3$

图 19 汶川地震前后围岩塑性区变化

Fig.19 Failure zones before/after Wenchuan earthquake

为了展示 C2 错动带在地震作用下的响应，它的法向与切向接触变形时程曲线被展示在图 20 中。结果显示，随着地震动幅值的变化，接触变形也随之变化，在地震过程中将会达到一个较大的值，但在地震结束后这一较大值将逐渐恢复为一个较小的残余值。

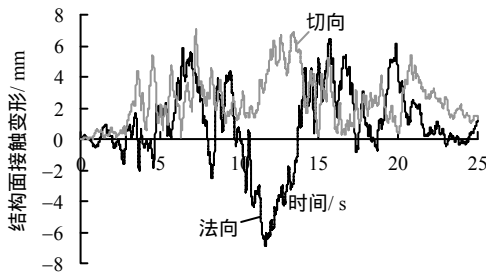


图 20 汶川地震作用下 0° 监测点结构面接触变形时程 Fig.20 Time histories of contact deformations at 0° history point (under Wenchuan records)

由于地震动的随机性，不同地震动的响应可能产生差异，这也是需要采用多条地震波进行分析的原因。为了比较不同地震动作用下洞室响应的差异。图 21 给出了不同地震动作用下洞室地震结束后 C2 部位各监测点位移的比较。额外地，还给出了 C2 的产状供比较。从图中可见，对地震位移，C2 并非制约因素，地震结束后各监测点的位移量值与 C2 似乎没有关系。但在 3 种地震动之中，汶川波影响相对较大，Koyana 波次之，人工合成波最小。

图 22 给出了各种地震波作用下震后的围岩最大主应力量值与开挖后的最大主应力的对比。在各种地震动作用下围岩均产生了应力松弛的现象，但仍可以观察到，汶川波作用下应力松弛程度最大，Koyana 波次之，人工波最小。

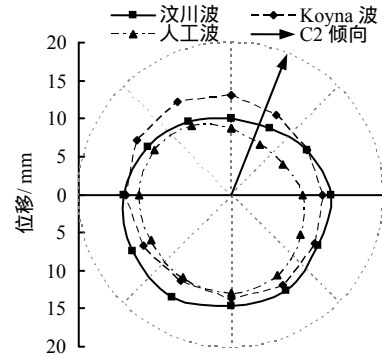


图 21 不同地震动作用下沿 C2 洞周各监测点震后位移 Fig.21 Seismic displacement of history points of C2 after different earthquake actions

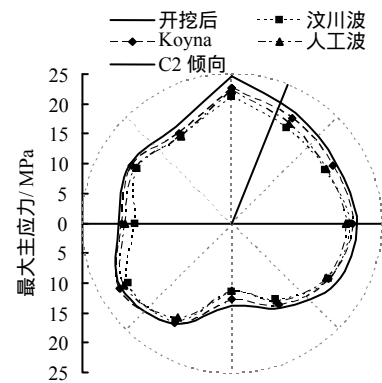


图 22 不同地震动作用下沿 C2 洞周各监测点震后最大主应力量值

Fig.22 The maximum principal stress of history points of C2 after different earthquake actions

图 23 给出了不同地震动作用下 C2 错动带接触变形的比较。由图可见，仍然是汶川波影响最大。但 C2 的影响在这两张图中可以被发现，在顺 C2 倾向方向，法向接触变形较大，而在与 C2 倾向正交的方向（走向方向），切向变形较大。

图 24 给出了不同地震动作用下震后塑性区体积的对比，汶川波作用下洞室的地震响应依然是最为剧烈的。

因此，可以认为在 3 种地震波中，汶川波的响应最为剧烈，参考《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010) [37] 中 5.1 节相关规定，当采用小样本地震动记录来分析结构地震响应时，应取各地震动记录的最大值作为设计控制值。本文在后续各类评判过程中，将采用汶川波的结果作为基本响应成果。

至此，层间错动带 C2 在地震作用下对洞室稳定性的控制作用可以归纳如下：地震作用下洞室整体运动趋势以刚体位移为主，相对变形为辅。相对变形中，错动带 C2 的相对变形占据了较大的成分。C2 的相对变形以接触面上、下盘的切向错动变形为主，主要发生部位为洞室与 C2 倾向正交的部位；

结构面上、下盘法向变形为辅，主要发生在洞室顺 C2 倾向部位。

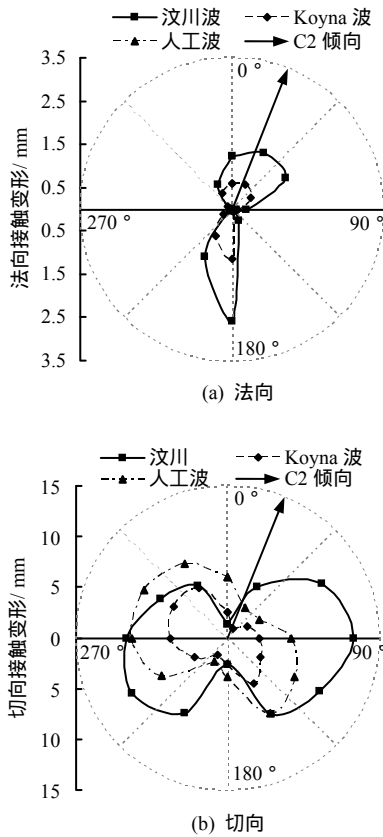


图 23 不同地震动作用下 C2 的接触变形

Fig.23 Contact deformations of ISWZ C2 after different earthquake actions

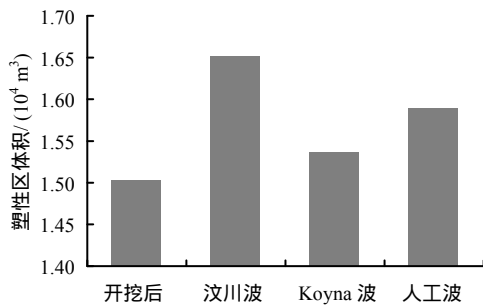


图 24 不同地震动作用下震后塑性区体积

Fig.24 Volume of fail zone after different earthquake actions

6 洞室的地震稳定性

第 5 节讨论了洞室在地震作用下的响应机制，本节试图回答洞室在地震作用下的稳定性裕度如何。常用的岩土工程稳定性分析方法可归纳为超载法与降强法两大类。考虑到本文中针对 C2 使用的 CY 模型是一种非线性本构模型，难以采用降强法进行安全裕度计算，因此本文中将采用超载法进行分析。

超载法分析过程中输入幅值逐步增加的地震动记录，直至洞室的响应剧增至一个不可接受的程度，此时的幅值增加程度即为超载安全系数。在本文中，将从洞周地震位移、塑性区体积等角度综合定义超载临界程度。

图 25(a)给出了 C2 错动带的法向接触变形与超载系数的关系，其中超载系数为 4 和 5 的工况下由于量值过大，会“淹没”掉其他工况的结果，未在图中给出。图 25(b)则是法向接触变形最大值与超载系数的关系。可见，C2 错动带法向接触变形的量值随着超载系数增加而增加，但这种增加的趋势是一种线性的趋势。最终，即使在超载系数为 5 时，最大法向接触变形仍仅有 3 cm。

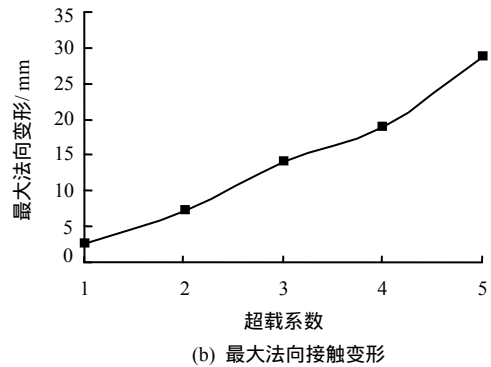
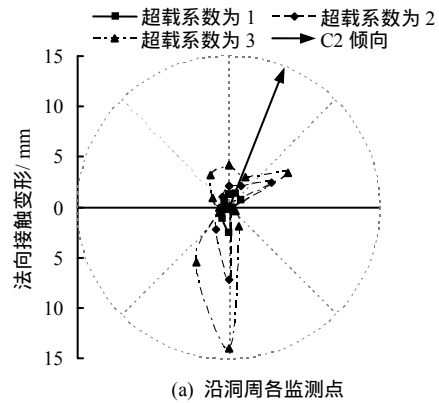


图 25 超载作用下 C2 的法向变形

Fig.25 Normal deformation of C2 under overloading

图 26(a)是 C2 错动带的切向接触变形与超载系数的关系，与法向变形相同的原因，仅给出了部分工况的结果；图 26(b)则是切向接触变形最大值与超载系数的关系。可见，随着超载系数的增加，C2 错动带的切向变形随之增加，且增加程度逐渐剧烈。同时，变形形态也有所变化，原本洞室在顺 C2 倾向部位的切向变形并不明显，但随着超载系数增加，洞室在该部位的切向变形也随之增加。显示出 C2 错动带在较大的超载系数下已经发生了连续的破坏。

最终,图 27 给出了岩体塑性区体积与超载系数的关系。显然,当超载系数超过 3 时,洞室塑性区强烈增加,显示出整体的失稳趋势。

综合以上的分析成果,可以认为,在地震作用下洞室整体的超载安全裕度大致在 2~3 之间,即在峰值加速度为 438g~657g 的地震动作用下,洞室仍可维持稳定性。

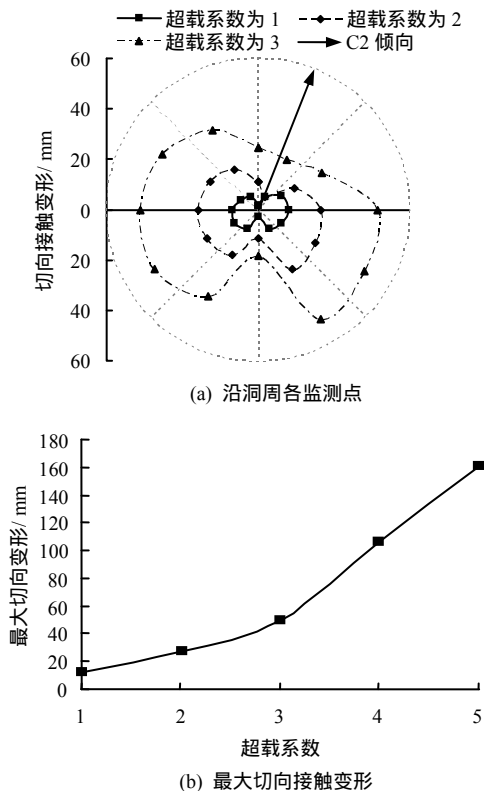


图 26 超载作用下 C2 的切向变形

Fig.26 Shear deformations of C2 under overloading

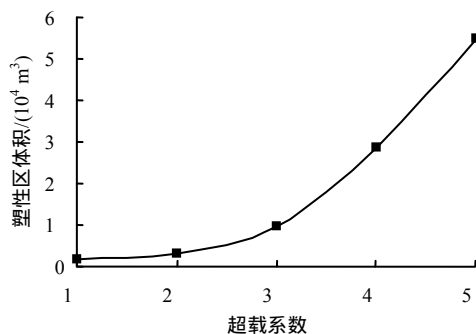


图 27 超载作用下围岩塑性区体积

Fig.27 Relationship of fail zone volume under overloading

7 结论

(1) 为了评价在层间错动带 C2 影响下白鹤滩地下洞室群尾调室在地震作用下的稳定性。针对其在试验中表现出来的明显的延性及法向荷载依赖性

特征,一种非线性的 CY 模型被采用,并用来描述层间错动带在静力以及地震动力作用下的力学行为。在 CY 模型中,非连续面的变形特性采用幂函数形式表述,并考虑了剪切破化过程中强度的渐进性破坏。

(2) CY 模型预测的 C2 错动带的力学行为与试验获取的结果相比较,差异非常小。证明了 CY 模型在静力作用下的适用性。基于位移非连续假设的应力波透射理论被用来论证 CY 模型在动态作用下的适用性,同时将线性结构面本构模型的结果进行了对比。比较结果表明,CY 模型预测的规律与已有文献利用其他非线性模型得到的结论基本相同,优于线性本构模型。理论结果在 3DEC 软件中进行了验证,表明了数值软件可以较好地实现这一本构。

(3) 3 条地震波在经过特殊的反应谱匹配处理后,对白鹤滩地下洞室左岸 1#尾调室进行了地震动力响应分析。分析结果表明了 C2 错动带在地震作用下对尾调室为变形及稳定性有明显的控制作用。地震作用下洞室整体运动趋势以刚体位移为主,相对变形为辅。相对变形中,错动带 C2 的相对变形占据了较大的成分。C2 的相对变形以接触面上、下盘的切向错动变形为主,主要发生部位为洞室与 C2 倾向正交的部位;结构面上、下盘法向变形为辅,主要发生在洞室顺 C2 倾向部位。

(4) 通过超载法,获取了洞室的安全裕度。当超载系数从 2 增加到 3 时,C2 的剪切变形,洞室的塑性区指标均剧烈增加,显示洞室的安全裕度大约在 2~3 之间,即洞室最大可抗拒峰值加速度为 438g~657g 的地震动作用。

参考文献

- [1] 中华人民共和国国家行业编写组. DL5073 - 2000 水工建筑物抗震设计规范[S]. 北京: 中国电力出版社, 2001. The Professional Standards Compilation Group of People's Republic of China. DL5073 - 2000 Specifications for seismic design of hydraulic structures[S]. Beijing: China Electric Power Press, 2001.
- [2] 煤炭工业部规划设计院. 唐山地震开滦煤矿井巷工程的震害[J]. 地震工程与工程振动, 1982, 2(1): 67 - 77. Coal Mines Planning and Design Institute, Chinese Ministry of Coal Industry. Damage to structures and installations in the underground excavations of the Kailuan colliery during the Tangshan earthquake[J].

- Earthquake Engineering and Engineering vibration**, 1982, 2(1): 67 - 77.
- [3] KUDOYAROV L I, SUKHANOV G K, BUNÉ V I, et al. State of hydropower installations in Armenia after the Spitak earthquake[J]. **Power Technology and Engineering (Formerly Hyrotechnical Construction)**, 1989, 23(8): 450 - 455.
- [4] ASAKURA T, SATO Y. Mountain tunnels damage in the 1995 Hyogoken-Nanbu earthquake[J]. **Quarterly Report of Railway Technical Research Institute**, 1998, 39(3): 9 - 16.
- [5] WANG W L, WANG T T, SU J J, et al. Assessment of damages in mountain tunnels due to the Taiwan Chi-Chi earthquake[J]. **Tunnelling and Underground Space Technology**, 2001, 16(3): 133 - 150.
- [6] AYDAN Ö, GENIS M. The seismic effects on the Bukit-Tinggi WWII underground shelter by 2007 Singkarak (Solok) earthquake[C]//Proceedings of the ISRM International Symposium 2008, Fifth Asian Rock Mechanics Symposium, Tehran, Iran, 24–26 November 2008. Salzburg: [s. n.], 2008: 917 - 924.
- [7] WANG Z Z, GAO B, JIANG Y J, et al. Investigation and assessment on mountain tunnels and geotechnical damage after the Wenchuan earthquake[J]. **Science in China (Series E: Technological Sciences)**, 2009, 52(2): 546 - 558.
- [8] LI T B. Damage to mountain tunnels related to the Wenchuan earthquake and some suggestions for aseismic tunnel construction[J]. **Bulletin of Engineering Geology and the Environment**, 2011: 1 - 12.
- [9] 崔臻, 盛谦, 冷先伦. 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 - 617.
CUI Zhen, SHENG Qian, LENG Xian-lun. A review of study on seismic catastrophe of large-scale underground cavern group[J]. **Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering**, 2013, 33(5): 616 - 617.
- [10] 盛谦, 崔臻, 刘加进, 等. 传递函数在地下工程地震响应研究中的应用[J]. 岩土力学, 2012, 33(8): 2253 - 2259.
SHENG Qian, CUI Zhen, LIU Jia-jin, et al. Application study of transfer function for seismic response analysis of underground engineering[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2012, 33(8): 2253 - 2259.
- [11] 崔臻, 盛谦, 宋艳华, 等. 地下洞室群随机地震响应研究中传递函数的应用探讨[J]. 岩土力学, 2012, 33(12): 3760 - 3767.
CUI Zhen, SHENG Qian, SONG Yan-hua, et al. Application of transfer function to stochastic seismic response analysis of underground caverns[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2012, 33(12): 3760 - 3767.
- [12] CHANG S P, SEO J M. Seismic fragility analysis of underground rock caverns for nuclear facilities[C]//Transaction of the 14th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology. Raleigh: [s. n.], 1997, 10: 151 - 158.
- [13] DOWDING C H, BELYTSCHKO T B, DMYTRYSHYN O. Dynamic response of million block cavern models with parallel processing[J]. **Rock Mechanics and Rock Engineering**, 2000, 33(3): 207 - 214.
- [14] CHEN J C, CHANG Y L, LEE H C. Seismic safety analysis of Kukuan underground power cavern[J]. **Tunnelling and Underground Space Technology**, 2004, 19(4 - 5): 516 - 527.
- [15] GENIS M, AYDAN Ö. Static and dynamic stability of a large underground opening[C]//Proceedings of the Second Symposium on Underground Excavations for Transportation. Istanbul: [s. n.], 2007: 317 - 326.
- [16] AYDEN Ö, OHTA Y, GENİŞ M. et al. Response and stability of underground structures in rock mass during earthquakes[J]. **Rock Mechanics and Rock Engineering**, 2010, 43(6): 857 - 875.
- [17] 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.
- [18] GOODMAN R E. Introduction to rock mechanics (2nd ed.)[M]. New York: John Wiley & Sons, 1989.
- [19] BANDIS S C, LUMSDEN A C, BARTON N R. Fundamentals of rock fracture deformation[J]. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, 1983, 20(6): 249 - 268.

- [20] XU D P, FENG X T, CUI Y J. Use of the equivalent continuum approach to model the behavior of a rock mass containing an interlayer shear weakness zone in an underground cavern excavation[J]. **Tunnelling and Underground Space Technology**, 2015, 47(2): 35 - 51.
- [21] WU Q, KULATILAKE P H S W. REV and its properties on fracture system and mechanical properties, and an orthotropic constitutive model for a jointed rock mass in a dam site in China[J]. **Computers and Geotechnics**, 2012, 43(3): 124 - 142.
- [22] CUNDALL P A, LEMOS J V. Numerical simulation of fault instability with the continuously-yielding joint model[C]//Rockbursts and Seismicity in Mines. Rotterdam: A. A. Balkema, 1990.
- [23] ZHANG Y H, FU X D, SHENG Q. Modification of the discontinuous deformation analysis method and its application to seismic response analysis of large underground caverns[J]. **Tunnelling and Underground Space Technology**, 2014, 40(1): 241 - 250.
- [24] LI J C, MA G W. Analysis of blast wave interaction with a rock joint[J]. **Rock Mechanics and Rock Engineering**, 2009, 43(6): 777 - 787.
- [25] ZHAO J, CAI J G. Transmission of elastic P-waves across single fractures with a nonlinear normal deformational behavior[J]. **Rock Mechanics and Rock Engineering**, 2001, 34(1): 3 - 22.
- [26] XU D P, FENG X T, CUI Y J. An experimental study on the shear strength behavior of an interlayered shear weakness zone[J]. **Bulletin of Engineering Geology and Environment**, 2013, 72(3 - 4): 327 - 338.
- [27] 中国电建集团华东勘测设计研究院有限公司. 白鹤滩水电站可研阶段工程地质报告[R]. 杭州: 中国电建集团华东勘测设计研究院有限公司, 2006.
PowerChina Huadong Engineering Co., Ltd. (ECIDI). Engineering geology report for dam site selection of the Baihetan hydropower station at the feasibility study stage[R]. Hangzhou: PowerChina Huadong Engineering Corporation, 2006.
- [28] PANDE G N, BEER G, WILLIAMS J R. Numerical methods in rock mechanics[M]. New York: John Wiley & Sons, 1990.
- [29] JONES J P, WHITTIER J S. Waves at a flexibly bonded interface[J]. **Journal of Applied Mechanics**, 1967, 34(4): 905 - 909.
- [30] PYRAK-NOLTE L J. Seismic visibility of fractures[D]. Berkeley: University of California, 1988.
- [31] PYRAK-NOLTE L J. The seismic response of fractures and the interrelations among fracture properties[J]. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, 1996, 33(8): 787 - 802.
- [32] BARTON N R, BANDIS S. Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice[C]//Proceedings of International Symposium on Rock Joints. Rotterdam: A. A. Balkema, 1990.
- [33] HANCOCK J, WATSON-LAMPREY J, ABRAHAMSON N A. An improved method of matching response spectra of recorded earthquake ground motion using wavelets[J]. **Journal of Earthquake Engineering**, 2006, 10(Supp.1): 67 - 89.
- [34] KUHLEMEYER R L, LYSMER J. Finite element method accuracy for wave propagation problems[J]. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 1973, 99(5): 421 - 427.
- [35] Itasca Consulting Group. 3DEC user's manual (version 5.0)[R]. Minneapolis: [s. n.], 2013.
- [36] 陈育民, 徐鼎平. FLAC/FLAC^{3D} 基础与工程实例 (第 2 版) [M]. 北京: 水利水电出版社, 2013.
CHEN Yu-min, XU Ding-ping. Basic knowledge and engineering examples of FLAC/FLAC^{3D} (2nd eds.). [M]. Beijing: China Water & Power Press, 2013.
- [37] 中华人民共和国国家标准编写组. GB50011—2010 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
The National Standards Compilation Group of People's Republic of China. GB50011—2010 Code for seismic design of buildings[S]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2010.