

DOI:10.3969/j.issn.1672-1144.2018.04.040

模拟拱坝坝体-库水相互作用的振动台 动力模型试验研究

杜玉涛, 乐斌, 朱彤, 刘文俊

(大连理工大学 海岸及近海工程国家重点实验室, 辽宁 大连 116024)

摘要: 采用仿真混凝土材料在振动台上进行逐级加载的拱坝坝体-库水相互作用的动力模型试验研究, 分析拱坝从弹性阶段到破坏阶段的动力响应和损伤情况。在不同的地震波激励下, 测得拱坝沿不同高程拱圈和拱冠梁的坝面动水压力分布, 拱冠梁处动水压力最大值在坝底至距坝底 1/3 坝高之间, 认为拱坝动水压力分布与坝体体型、山体形状、地震动强度、地震干扰频率和地震激励方向等因素有关。在人工波顺河向激励下, 通过坝体基频、加速度响应分析确定坝体在 0.377 g 时出现损伤, 0.471 g 时在坝体两侧靠近坝肩和距右岸 1/4 拱圈处率先出现贯穿裂缝, 确定了坝体抗震薄弱部位, 对研究坝体的抗震安全有重要意义。

关键词: 拱坝; 动力模型试验; 动水压力; 拱冠梁; 抗震安全

中图分类号: TV312

文献标识码: A

文章编号: 1672-1144(2018)04-0209-06

A Shaking Table Dynamic Model Test on Simulated Arch Dam - Reservoir Interaction

DU Yutao, LE Bin, ZHU Tong, LIU Wenjun

(State Key Lab of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology, Dalian, Liaoning 116024, China)

Abstract: The dynamic model test of arch dam - reservoir interaction with step-by-step loading of simulation concrete material on shaking table is carried out. The dynamic response and damage of arch dam from elastic stage to failure stage are analyzed. Based on different seismic wave excitations, the distribution of hydrodynamic pressure along the arch ring and crown cantilever of the arch dam was measured. The maximum hydrodynamic pressure at the crown cantilever is between the bottom of the dam and 1/3 dam height at the bottom of the dam. The hydrodynamic pressure distribution of the arch dam was considered to be related to the shape of the dam body, the shape of the mountain, the intensity of seismic, vibration frequency, and direction of earthquake excitation. In the artificial seismic wave along the river, the damage of the dam body in 0.377 g is determined through the analysis of the fundamental frequency and acceleration response of the dam. At 0.471 g, penetrating cracks first appeared on both sides of the dam near the dam abutment and 1/4 arch ring, and the position of damage of the dam was determined, which was of great significance for the study of the seismic safety of the dam.

Keywords: arch dam; dynamic model test; hydrodynamic pressure; crown cantilever; seismic safety

研究坝体-库水相互作用问题对于高坝抗震分析具有重要意义, 受到试验条件的制约, 以往多是对空库坝体进行动力模型试验研究^[1-4]。动力模型试验是抗震分析的重要手段之一, 通过模型试验可以直观的观察坝体出现损伤的位置, 并根据相似要求可将模型转换到原型。地震发生时, 坝体多为蓄水

工况, 且我国高坝建设多分布在地震频发的西南地区, 坝体在蓄水工况下一旦出现破坏, 将会造成不可估量的损伤, 故进行坝体-库水相互作用的振动台动力模型试验相当有必要。

陈厚群等^[5]实测了白山拱坝的振型动水压力分布, 结果表明韦斯特伽德公式(下文简称韦氏公式)

偏离了水体对坝体的影响。祁建华等^[6]通过振动台试验实测了二滩拱坝的动水压力分布,认为动水压力分布的最大值接近坝底,与《水工建筑物抗震设计规范》^[7](DL 5073—2007)(下文简称规范)的结论不同。空库坝体的模型试验已有较成熟的经验,坝体-库水相互作用的动力模型试验的研究还很少^[8-11],且坝体模型试验所用的混凝土材料不宜与水直接接触,需要为坝体做防水处理,这也导致蓄水工况的大坝动力模型试验较难进行。

本文结合某拱坝工程,在大连理工大学的水下振动台上进行模型试验。研究该拱坝沿拱冠梁和不同高程拱圈处的动水压力分布,与韦氏公式和规范公式进行比较,并分析该拱坝的动力特性和损伤情况。

1 动力模型试验

1.1 模型设计

某双曲拱坝模型坝高 0.77 m,坝宽 2 m,坝前水位 0.67 m。地基和山体形状会对坝面动水压力分布产生影响,故试验模拟了部分地基和山体,地基厚 0.2 m,宽 0.55 m,山体上游宽 0.35 m,下游宽 0.45 m,拱坝模型如图 1 所示。坝体和部分地基均采用大连理工大学自主研发的仿真混凝土材料,密度为 $3\ 280\ \text{kg}/\text{m}^3$,动弹性模量 $340\ \text{MPa}$ 。



图 1 拱坝模型

拱坝在强震作用下瞬间破坏,在裂缝出现的临界阶段,认为坝体仍处于弹性阶段。按照弹性相似律设计并以坝体出现第一条裂缝时的加速度值作为坝体抗震安全的评价指标是可取的^[12-13]。根据规范拟合规范谱人工波, T_g 为 0.2 s,而振动台工作频率上限为 50 Hz,故时间比尺为 5。材料的密度比尺为 0.73,动弹性模量比尺为 91.76,加速度比尺为 1。其他相似比尺可通过上述四个比尺求得。

由于本文所采用的仿真混凝土的密度高于原型坝混凝土的密度,根据坝库密度比尺相等的原则,需

要一种密度大于天然水的液体来模拟库水。现实中,满足坝库密度比尺的液体是不存在的,因而只能以天然水来模拟库水,测得的动水压力显然偏小。本文的研究重点在于测得坝面动水压力分布规律,故以自然水来模拟库水认为是可取的。作者也采用了一种变通的试验方法来解决库水密度不足的问题,将另做介绍。

图 2 为坝体模型满库工况的传感器布置方案,沿顶拱均布 5 个顺河向加速度传感器,在振动台台面和右岸山体顶部各布置一个顺河向和竖向的加速度传感器。坝体上游面在拱冠梁处布置了 7 个动水压力传感器,沿拱圈的 6/7 坝高、2/3 坝高、1/3 坝高处各布置 5 个动水压力传感器。

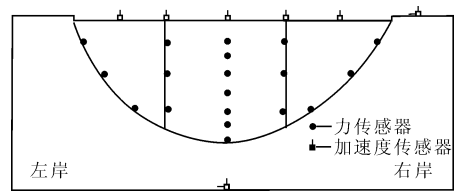


图 2 传感器布置方案

1.2 地震波输入

地震波加载方案由三部分组成:(1) 输入白噪声测定空库、满库工况坝体的动力特性;(2) 输入幅值 $0.2\ g$ 的顺河向、顺河向加竖向的 Koyna 波、Taft 波和规范谱人工波(见图 3)分析坝体的动力响应和动水压力分布;(3) 按 $0.05\ g$ 幅值输入逐级增大的规范谱人工波,直至坝体出现第一条裂缝,分析拱坝的损伤破坏过程。

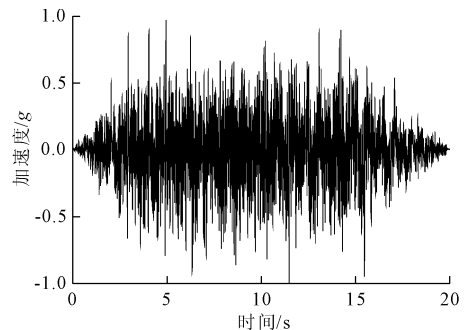


图 3 规范谱人工波

1.3 数据整理方法及过程

对振动台台面输入加速度时程和坝顶拱冠的加速度时程做频响函数,分别测得空库、满库工况的坝体基频。在峰值加速度 $0.2\ g$ 的不同地震波下,提取各个测点动水压力最大值,绘制沿拱冠梁和拱圈的动水压力分布曲线,并与韦氏公式和规范公式进行对比,总结出动水压力的分布规律。

2 动力模型试验结果分析

2.1 模型基频

空库、满库工况坝体基频分别为 49.5 Hz、42.5 Hz,满库工况较空库工况基频降低 14.1%,由于库水密度不足,导致基频下降值偏低,可知库水对坝体自振频率的影响较大。在逐级加载的人工波顺河向激励下,坝体基频的变化情况如图 4 所示。前 2 级人工波,坝体基频基本不变,表明坝体刚度未降低,坝体没有出现损伤;3 级~6 级人工波,每级人工波坝体基频降低 6 Hz 左右,坝体基频出现明显的减小,是由于坝体刚度降低引起的;后几级人工波,坝体刚度降低不大,使得坝体基频略微降低。

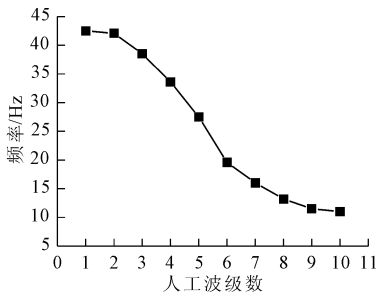


图 4 逐级加载人工波后坝体基频变化

2.2 加速度分析

输入各级顺河向人工波,满库工况振动台和坝顶拱冠的加速度峰值如表 1 所示。坝顶拱冠的加速度放大倍数在 2.56~4.98 之间。

表 1 振动台台面和坝顶拱冠加速度峰值

工况	振动台台面加速度峰值/g		坝顶拱冠加速度峰值/g	
	向上游	向下游	向上游	向下游
1	0.083	-0.087	0.289	-0.287
2	0.141	-0.135	0.461	-0.437
3	0.217	-0.187	0.826	-0.715
4	0.284	-0.220	0.948	-1.014
5	0.343	-0.308	1.409	-1.533
6	0.377	-0.316	1.178	-1.406
7	0.427	-0.357	1.215	-1.672
8	0.471	-0.401	1.263	-1.729
9	0.487	-0.403	1.335	-1.939
10	0.582	-0.510	1.494	-2.307

坝顶拱冠向上、下游方向的加速度峰值如图 5 和图 6 所示,前 2 级人工波,加速度增幅不大,拱冠梁处的加速度值最大,沿坝肩向两岸逐渐减小。可知,在顺河向激励下,坝体正对称模态起主要作用。3 级~5 级人工波,加速度分布较前两级明显增大,

此时坝体进入弹塑性阶段。第 6 级人工波,拱冠梁处加速度幅值降低,是由于坝体刚度降低,加速度放大倍数减少导致的,表明拱冠梁区域出现损伤,坝体进入破坏阶段。

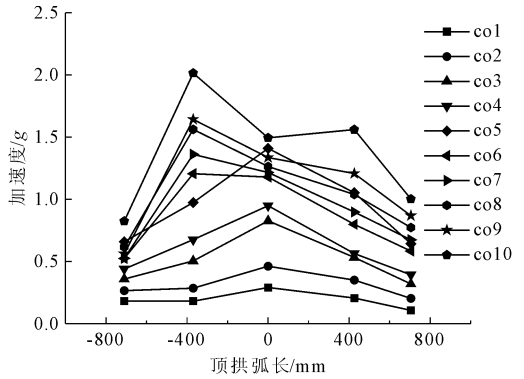


图 5 向上游方向加速度分布

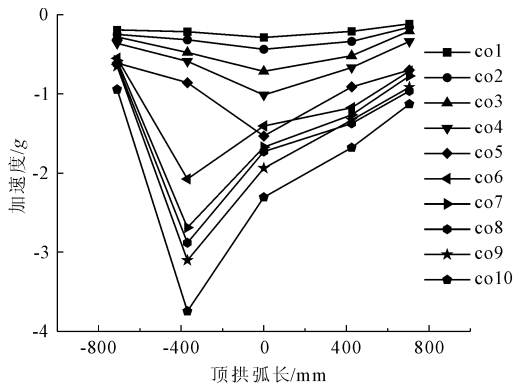


图 6 向下游方向加速度分布

2.3 动水压力分析

在人工波顺河向激励下,坝体拱冠梁处动水压力分布如图 7 所示,随着地震动输入强度增加,坝面动水压力整体增大,但动水压力增加幅度反而减小。这是由于随着地震动输入强度增加,坝体出现损伤,坝体刚度降低,使得沿坝高的加速度放大倍数出现改变。

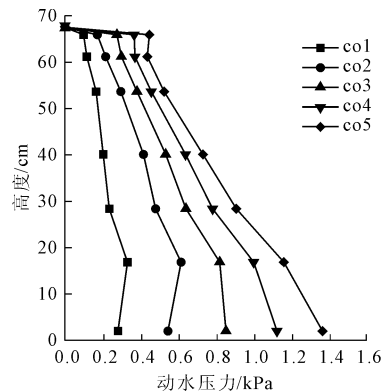


图 7 人工波作用下拱冠梁处动水压力分布

坝面动水压力分布还与坝体体型、山体形状、和地震干扰频率等因素有关,表明坝体-库水相互作用是一个复杂的流固耦合问题。前 2 级人工波,拱冠梁处动水压力最大值在距坝底 $1/4 \sim 1/3$ 坝高处,后几级人工波则在底部达到最大值。祁建华等^[6]实测的二滩拱坝拱冠梁处动水压力分布的最大值接近坝底,与本文试验结果一致。而以往的理论研究多认为弹性坝体在距自由液面 0.3 倍坝高处动水压力值最大^[14],与试验结果有偏差。一般认为刚性坝体在坝体底部动水压力值最大^[15-16],进行坝体结构动力模型试验时,由于模型试验材料的性质,本文缩尺模型的刚度较大,可能导致实测的动水压力分布与刚性坝体较接近,故实测的动水压力最大值接近坝底。

图 8 为 0.2 g 人工波、Koyna 波和 Taft 波作用下,拱冠梁处的实测的动水压力分布与韦氏公式和规范计算的动水压力分布,由图 8 可知,试验实测的动水压力分布形式与韦氏公式较为接近,而与规范公式的分布形式有较大差别,可能是由于模型试验中坝体刚度较大引起的。韦氏公式所得动水压力分布较实测的动水压力分布上部偏小,下部偏大,其明显偏离了水体对坝体的影响。输入人工波、Koyna 波和 Taft 波,其动水压力分布不同,分析其原因是由于不同地震波的卓越频率不同。

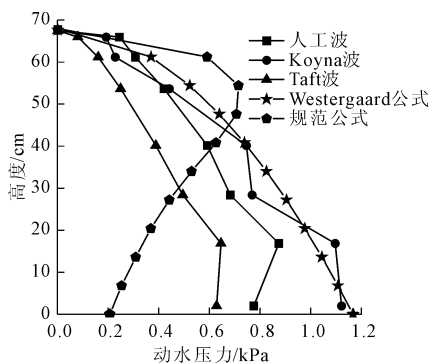


图 8 不同地震波作用下拱冠梁处动水压力分布

规范认为可将同一高程拱圈处的动水压力简化为均匀分布,而实际上由于拱端圆弧的影响,使得拱端的动水压力升高。在人工波顺河向激励下,沿拱圈的 6/7 坝高、2/3 坝高、1/3 坝高处的动水压力分布分别如图 9、图 10 和图 11 所示。由图 9~图 11 可知,6/7 坝高拱圈处拱的动水压力值在拱冠梁和拱端处较大,且拱冠梁较拱端处稍大;2/3 坝高、1/3 坝高拱端的动水压力值最大,且左拱端坝面动水压力

大于右拱端。分析其原因,该拱坝为三心圆双曲拱坝,左右拱端的坝面形状不同,与山体接触形成的拱端圆弧不同,左拱端形成的负倾角较右拱端大,导致左拱端坝面动水压力大于右拱端。

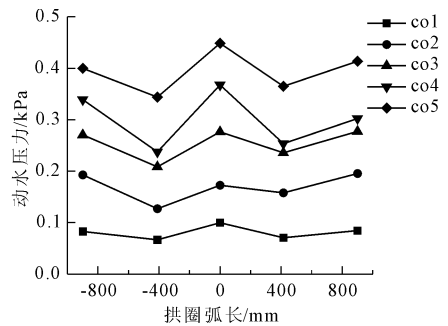


图 9 6/7 坝高拱圈处动水压力分布

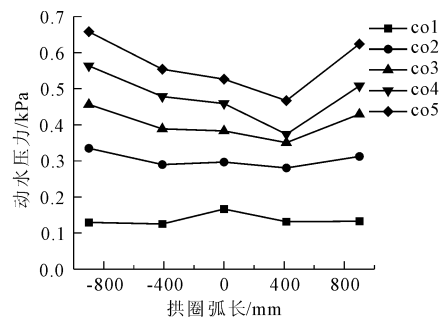


图 10 2/3 坝高拱圈处动水压力分布

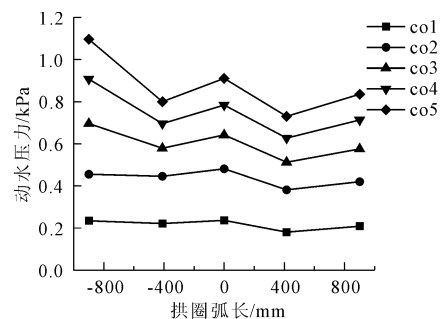


图 11 1/3 坝高拱圈处动水压力分布

2.4 竖向地震波对动水压力的影响

在 0.2 g 人工波、Koyna 波和 Taft 波作用下,拱冠梁处动水压力分布如图 12、图 13 和图 14 所示。纳思等^[17]用映射有限元的方法求解了拱坝坝面动水压力分布,认为相同峰值加速度的竖向地震波引起的动水压力可能大于水平向地震波引起的动水压力值。通过本文实测的动水压力值可发现,输入顺河向加竖向地震波较仅输入顺河向地震波,动水压力值整体增加 50% 以上,个别测点增加一倍以上。可知,竖向地震波显著提高了动水压力值,故不可忽略竖向地震波对动水压力分布的影响。

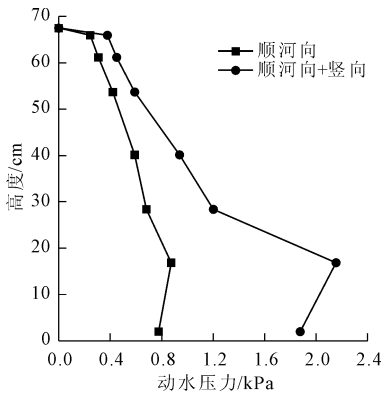


图 12 人工波动水压力分布

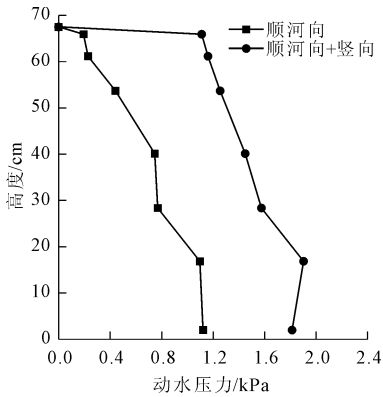


图 13 Koyna 波动水压力分布

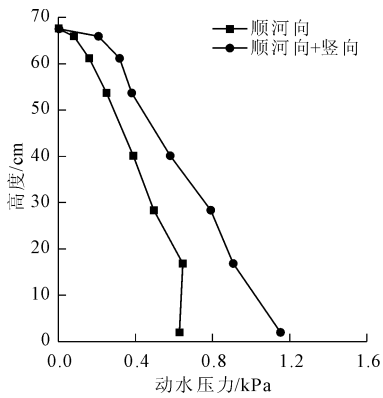


图 14 Taft 波动水压力分布

2.5 拱坝模型损伤分析

本文模型是按照弹性相似律设计的,故只关心拱坝模型出现第一条裂缝时的加速度值。拱坝在强震作用下呈脆性开裂,顺河向人工波 0.471g 时,坝体模型右侧靠近坝肩处出现第一条贯穿裂缝,紧接着在模型左侧靠近坝肩和距右岸 1/4 拱圈处出现多条竖向裂缝,拱坝模型上、下游面的破坏形态分别如图 15 和图 16 所示。

由于振动台工作频率的限制,坝体主要受到前二阶模态的影响,流固耦合分析得出该拱坝模型的一阶振型为反对称振型,二阶振型为正对称振型。

在反对称模态作用下,在顶拱中部和左右 1/4 拱圈处容易出现裂缝,而顺河向加载地震波不能激励出其反对称振型,坝体受到两阶模态叠加的影响,导致坝肩处受到扭曲,可能使得本文模型在靠近坝肩处先出现竖向裂缝,但靠近坝肩处的裂缝也较接近坝体 1/4 拱圈位置处,几乎同时在右岸 1/4 拱圈处也出现了竖向裂缝。



图 15 坝体上游面破坏情况



图 16 坝体下游面破坏情况

另外,由于本文模型材料的性质,坝体刚度较大,同时采用自然水模拟库水又不能提供足够的动水压力,并且由于试验条件的限制,本文模拟的满库水位较原型坝水位稍低,故坝体的损伤破坏形式可能与实际稍有偏差,但也可为大坝在蓄水情况下的抗震安全评价提供参考。

3 结 论

本文采用水下振动台上进行拱坝坝体 - 库水相互作用的试验研究,实测了拱坝坝面的动水压力分布,与以往的研究对比得出:

(1) 拱坝动水压力分布与坝体体型、山体形状、地震动强度和地震干扰频率等因素有关,且不可忽略竖向震动对动水压力分布的影响。

(2) 拱冠梁处动水压力最大值在坝底至距坝底 1/3 坝高之间,试验实测的动水压力分布形式与韦氏公式较为接近,而与规范公式的分布形式有较大差别,韦氏公式所得动水压力分布上部偏小,下部偏大,其明显偏离了水体对坝体的影响。

(3) 同一高程拱圈处的动水压力不是均匀分布的,拱端和拱冠梁处较大。

(4) 在强震作用下,两侧靠近坝肩和距右岸 1/4 拱圈处率先出现贯穿裂缝,确定了坝体抗震薄弱部位,为混凝土坝的抗震安全评价提供参考。

参考文献:

- [1] 王海波,李德玉,陈厚群.高拱坝极限抗震能力研究之挑战[J].水力发电学报,2014,33(6):168-173.
- [2] 王海波,李德玉,陈厚群.拱坝振动台动力破坏试验研究[J].土木工程学报,2006,39(7):109-118.
- [3] 范书立,陈健云,王建涌,等.高拱坝振动台地震破坏试验研究及数值仿真[J].岩石力学与工程学报,2009,28(3):467-474.
- [4] 魏国利,冯新,张宇,等.结构缝对高碾压混凝土拱坝抗震性能的影响分析[J].水利与建筑工程学报,2016,14(3):65-71.
- [5] 陈厚群,侯顺载,杨大伟.地震条件下拱坝库水相互作用的试验研究[J].水利学报,1989,20(7):29-39.
- [6] 祁建华,曹增延.二滩拱坝地震响应的动力模型试验研究[J].水电站设计,1993,9(1):63-70.
- [7] 水工建筑物抗震设计规范:DL 5037—2000[S].北京:中国电力出版社,2000.
- [8] 朱昆,冯新,张宇,等.地震输入对高拱坝动力模

型破坏试验结果的影响[J].水利与建筑工程学报,2015,13(5):14-19.

- [9] 钟红,林皋,李红军,等.拱坝地震破坏的模型试验与数值模拟[J].水力发电学报,2010,29(4):148-153.
- [10] 李德玉,张伯艳,王海波,等.重力坝坝体一库水相互作用的振动台试验研究[J].中国水利水电科学研究院学报,2003,1(3):216-220.
- [11] 李德玉,王海波,涂劲,等.拱坝坝体—地基动力相互作用的振动台动力模型试验研究[J].水利学报,2003,34(7):30-35.
- [12] 林皋,朱彤,林蓓.结构动力模型试验的相似技巧[J].大连理工大学学报,2000,40(1):1-8.
- [13] Zhou J, Lin G. Seismic fracture analysis and model testing of concrete gravity dams[J]. Dam Engineering, 1992, 3(1):35-46.
- [14] 韩国城.水工建筑物地震动水压力[J].大连理工大学学报,1978,18(4):1-13.
- [15] 王毅.混凝土坝水库水动力相互作用计算模型研究[D].大连:大连理工大学,2013.
- [16] 杜建国,林皋,谢清粮,等.一种新的求解坝面动水压力的半解析方法[J].振动与冲击,2009,28(3):125-130.
- [17] B·纳思,陈和群.用映射有限元法求解拱坝的动水压力[J].华水科技情报,1982(1):102-110.

(上接第 135 页)

- [4] 沈新普,岑章志,徐秉业.脆塑塑性软化本构理论的特点及其数值计算[J].清华大学学报(自然科学版),1995,35(2):22-27.
- [5] Kulatilake P H S W, Fellow, ASCE, J Liang, H Gao. Experimental and numerical simulations of jointed rock block strength under uniaxial loading[J]. Journal of Engineering Mechanics, 2001, 127(12):1240-1247.
- [6] 郑宏,葛修润,李焯芬.脆塑性岩体的分析原理及其应用[J].岩石力学与工程学报,1997,16(1):8-21.
- [7] 朱泽奇,盛谦,梅松华,等.改进的遍布节理模型及其在层状岩体地下工程中的应用[J].岩土力学,2009,30(10):3115-3132.
- [8] 金华,王媛.多组贯穿节理岩体的扩展遍布节理模型研究[J].地下空间与工程学报,2012,8(5):951-957.
- [9] 朱道建,杨林德,蔡永昌.节理岩体复合型多弱面软化模型的研究及实现[J].岩土工程学报,2010,32(2):185-191.
- [10] 黄书岭,徐劲松,丁秀丽,等.考虑结构面特性的层状岩体复合材料模型与应用研究[J].岩石力学与工程

学报,2010,29(4):743-756.

- [11] Zienkiewicz O C, Pande G N. Time-dependent multilaminate model of rocks—a numerical study of deformation and failure of rock masses[J]. International Journal for Numerical & Analytical Methods in Geomechanics, 2010, 1(3):219-247.
- [12] 朱伯芳.有限单元法原理与应用[M].3版.北京:中国水利水电出版社,2009:328-341.
- [13] 刘运思.横观各向同性岩体巴西劈裂试验理论及工程应用研究[D].长沙:中南大学,2013.
- [14] 贾善坡,陈卫忠,杨建平,等.基于修正 Mohr - Coulomb 准则的弹塑性本构模型及其数值实施[J].岩土力学,2010,31(7):2051-2058.
- [15] 余成学,张龙.管片衬砌承担高内水压力的可行性分析[J].岩石力学与工程学报,2008,27(7):1442-1447.
- [16] 位伟,姜清辉,周创兵.节理面附近锚杆力学模型及其数值流形方法应用[J].工程力学,2014,31(11):70-78.