

# 峡江枢纽工程有限元抗滑稳定性研究\*

严凌<sup>1</sup>, 吴浪<sup>2,3</sup>, 付典龙<sup>3,4</sup>, 史涌泉<sup>3</sup>

(1. 江西建设职业技术学院, 江西 南昌 330200; 2. 江西科技师范大学 建筑工程学院, 江西 南昌 330013;  
3. 南昌理工学院, 江西 南昌 330031; 4. 江西省水利规划设计院, 江西 南昌 330029)

**摘要:** 峡江水利枢纽工程岩体完整性差、抗冲能力较弱, 应采取相应工程防护措施。对11闸段墩进行计算分析后得知, 11闸段墩的抗滑稳定不满足规范要求。为此, 采用非线性数值方法, 对11闸墩的深层抗滑稳定安全系数进行核算, 并运用有限元软件SAPTIS对11闸段墩段深层抗滑进行非线性有限元分析。根据分析结果, 针对该缺陷提出加厚底板方案和锚筋桩方案, 并得出结论——两种方案都能够满足抗滑稳定性要求。

**关键词:** 泄水闸; 非线性有限元; 抗滑稳定; SAPTIS 计算分析

中图分类号: U 64

文献标志码: A

文章编号: 1002-4972(2016)07-0095-06

## Anti-sliding stability of Xiajiang hydro-junction project by finite element analysis

YAN Lin<sup>1</sup>, WU Lang<sup>2,3</sup>, FU Dian-long<sup>3,4</sup>, SHI Yong-quan<sup>3</sup>

(1. Jiangxi College of Construction, Nanchang 330200, China;

2. College of Architectural and Civil Engineering, Jiangxi Science and Technology Normal University, Nanchang 330013, China;

3. Nanchang Institute of Technology, Nanchang 330031, China;

4. Jiangxi Provincial Water Conservancy Planning and Designing Institute, Nanchang 330029, China)

**Abstract:** The Xiajiang hydro-junction project is featured with bad rock integrity and weak anti-scouring ability, so protective engineering measures shall be taken. Analyzing the No.11 sluice-pier, we know that the anti-sliding stability of No. 11 sluice-pier cannot meet the requirements of relevant specification. Adopting the nonlinear numerical method, we check the safety factor of deep-layer anti-sliding stability of No. 11 sluice-pier and conduct the nonlinear finite element analysis of it by SAPTIS. According to the analysis results, we propose two schemes, i. e., thickening the bottom slab and arranging systematic anchor piles, both of which can meet the requirements of anti-sliding stability.

**Keywords:** discharge sluice; nonlinear finite element; anti-sliding stability; APTIS simulation analysis

峡江水利枢纽工程位于赣江中游峡江老县城巴邱镇上游6 km处, 是鄱阳湖生态经济区建设的重点水利工程之一, 也是目前江西省投资最大的水利工程。由于岩体完整性差、抗冲能力较弱, 容易产生冲刷深坑、深槽等, 危及建筑物安全, 故应采取相应工程防护措施<sup>[1-2]</sup>。

近年来, 由于工程跨度和承重不断加大, 抗滑能力和稳定性<sup>[3-5]</sup>一直是水利工程界十分重视的课题。抗滑能力和稳定性分析评估目前主要采用结构或数值计算并结合试验进行, 由于简化太大者与实际情况有较大差别, 所以不能精确地得到各部位应力分布情况。而用模型试验方法时间周

收稿日期: 2016-02-14

\*基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51468022); 江西省科技计划项目(20143BBM26112, 2014BAB205018); 江西省教育厅科技项目(GJJ150812, GJJ151173, GJJ151175); 江西科技师范大学重点培育实验室(研究基地)资助项目(300098010309); 江西省教育厅教研项目(JXJG-14-25-1, JXJG-15-10-15)

作者简介: 严凌(1971—), 男, 高级工程师, 从事建筑材料研究工作。

期长，模型与实际结构有较大差别，难以重复试验，且耗费时间、财力较大，因此只在重要或重大工程中应用，一般工程中应用较少<sup>[6-8]</sup>。

有限元方法<sup>[9-13]</sup>能够很好地模拟实际结构形状，通过分析可以得到各工况和各时间点每个部位的变形和应力分布，模型参数易于调整且可重复性强，故采取有限元方法进行分析研究。

### 1 工程概况

根据设计提供的素描资料可知，1~11号泄水闸地基岩性为C1z2变余粉砂岩，岩层总体走向北东-北东东，倾南东，倾角15°~35°，自左岸向右岸逐渐趋缓，局部产状扭。其中11号闸墩段基底存在倾向下游缓倾角泥化软弱夹层，倾角为18°，构成了闸基深层滑动的主要滑动面；下游护坦基底存在倾向上游断层，倾角为50°，与软弱夹层相交形成贯通的滑移通道；在上游水平荷载作用下，该滑移通道延伸至下游护坦底部，或直接剪断护坦滑出(图1a)，或经护坦底部从不同部位护坦接缝处滑出(图1b)。

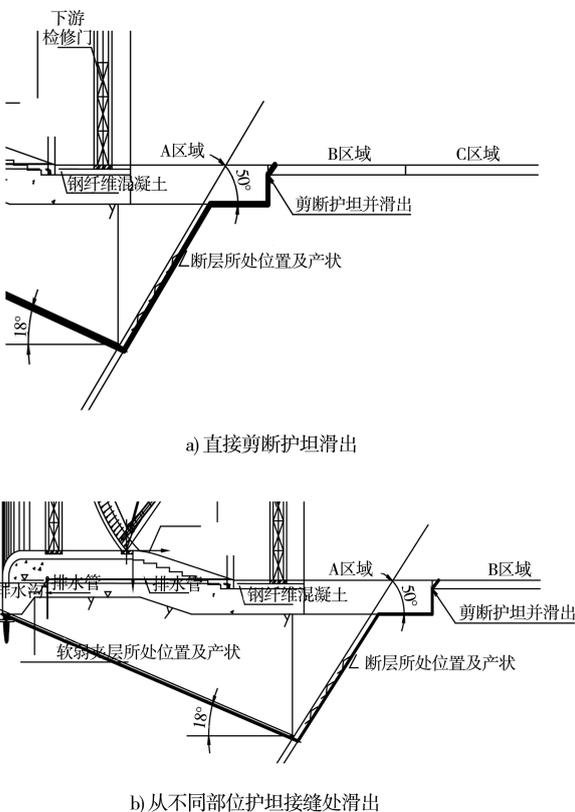


图1 11号闸墩段深层滑动破坏

## 2 研究方法

### 2.1 分析方法

典型闸墩的深层抗滑稳定安全系数<sup>[14]</sup>采用非线性数值方法进行校核。

在基础软弱面位置和滑动面位置布置实体单元，根据材料分区，如软弱夹层、断层、基岩和混凝土结合面等，分别给定不同的强度，包括粘聚力和摩擦系数，在正常荷载作用下，对每个单元进行屈服判断，判断准则采用Mohr-Coloum屈服准则，得到正常情况下的屈服区分布情况。

保持施加正常荷载，逐渐降低实体单元强度，降低幅度在初期阶段按照0.1的步长，后期逐渐加密至0.02，屈服区会随强度降低逐渐扩大，一旦屈服区完全贯通，计算不再收敛，将此时的降强系数（即强度降低幅度）求倒数，即可得到深层抗滑稳定安全系数。

在考虑加固措施时<sup>[15-17]</sup>，锚筋桩的工作原理是当闸基受闸体水平推力作用时，锚筋桩抗拔力的水平分量、附加剪切面摩擦力以及锚筋前部岩体抗力等综合力学效应使得闸基的承载和抗剪能力有较大的提高，在计算中，可认为主要体现在粘聚力的增加上，摩擦系数影响不予考虑。粘聚力增加值与结构力学计算方法时相同。

### 2.2 SAPTIS 计算分析

本次研究主要采用非线性有限元数值分析方法，具体研究采用SAPTIS软件<sup>[18-19]</sup>。程序分析流程见图2。

按根据规范推荐方法计算得到的各闸墩抗滑稳定成果，11号闸墩段安全系数最小。为确保计算成果的正确合理性，进一步采用有限元分析方法进行校核。

网格模型是根据实际地质条件和闸墩结构进行一定概化剖分而成的，取单宽进行分析。其中基础岩体主要采用六面体网格进行剖分，另外还包含部分三棱柱体，基础内软弱夹层、断层、混凝土和基岩剪断面采用四点对的夹层单元进行模拟。上部闸基和闸结构概化为连续的实体结构，采用六面体网格进行剖分。

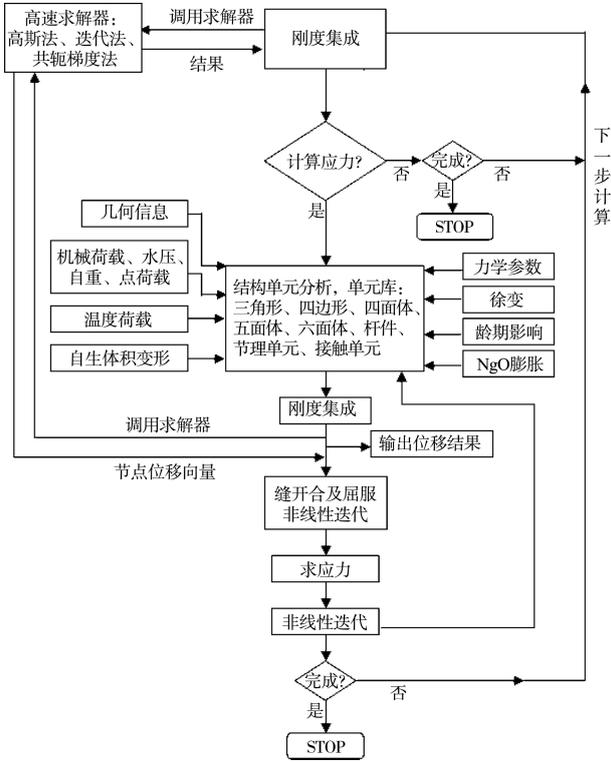


图 2 SAPTIS 的主框图

从图 3 为整体网格模型, 图 4 为沿 A-B 护坦接缝破坏模式的夹层单元模型。

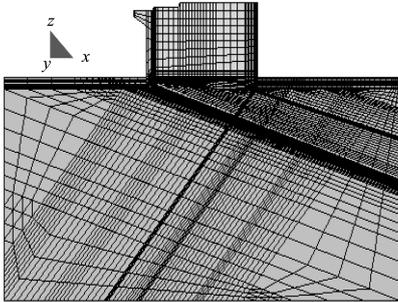


图 3 整体网格模型

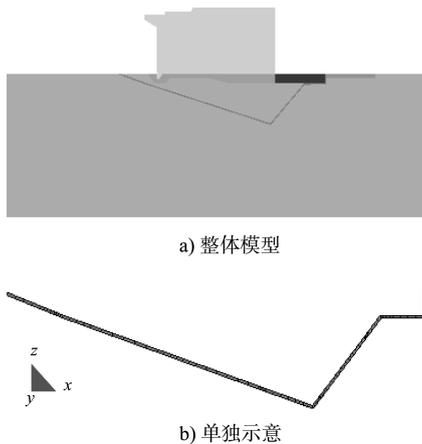


图 4 夹层单元模型

计算中, 采用的强度参数见表 1, 加载中扬压力按照面荷载方式施加。

表 1 滑动面的抗剪断强度参数

土层	$f'$	$c'/\text{MPa}$
泥化软弱夹层	0.225	0.025
断层	0.300	0.035
混凝土/岩体	0.600	0.500
混凝土/混凝土	0.900	1.500

### 2.3 计算工况

桩计算分析主要针对前面分析中的最危险工况进行校核, 因此主要计算工况见表 2。

表 2 不同工况下参数

工况	参数及说明
工况 1	正常蓄水位+原设计方案+沿 A 与 B 护坦接缝处滑出
工况 2	正常蓄水位+A/B 区域连接, B 区域 1 m 厚+B 区剪断
工况 3	正常蓄水位+(A/B 区域连接, B 区域 1 m 厚, 护坦 A 锚筋 3φ36 mm@2×2 m)

### 2.4 计算成果

#### 2.4.1 工况 1

在降强过程中, 正常荷载不变, 随着强度降低, 可能滑动的弱面屈服程度不断加大, 在降强至 0.5 时, 计算很难收敛, 屈服区充分发展, 上部结构变形值明显增大, 说明抗滑稳定承载能力达到极限, 强度无法继续降低, 安全系数比 2.0 稍小, 与规范推荐算法结果总体一致(图 5)。图 6 为结构最大变形随降强系数变化曲线。从图 6 可知, 降强系数较大时变形基本呈线性变化, 随着系数逐渐变小, 变形逐渐增大, 呈现明显非线性特征, 以突变特性判断, 抗滑安全系数在 1.7~2.0; 以不收敛为标准, 则在 2.0(即降强系数为 0.5)附近。

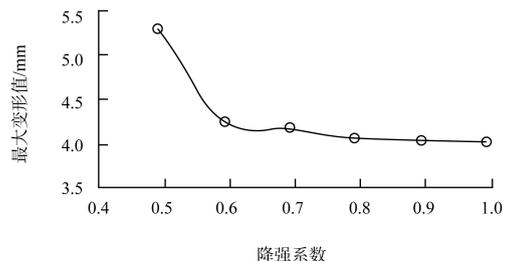


图 5 工况 1 最大变形与降强系数关系曲线

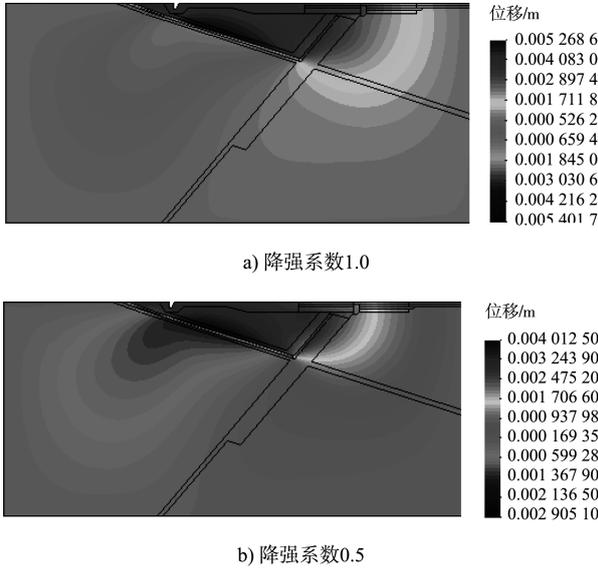


图6 结构顺河向变形随降强系数变化

从图6可以看到,基础软弱夹层上下部岩体有明显不连续现象,强度越低,不连续现象越明显,软弱夹层和断层下部岩体存在向上游的滑动变形。

图7为不同降强系数时软弱夹层、断层和滑动面屈服情况,由于软弱夹层和断层强度很低,一旦自重和水压施加,均全部屈服;护坦和基岩结合部位及下游护坦部位强度较高,屈服区出现较晚,在0.7倍之后才开始出现屈服。整体来看,强度越低,屈服区越大,在降强系数达到0.5倍(即抗滑安全系数为2.0)时,上下游屈服区完全贯通。

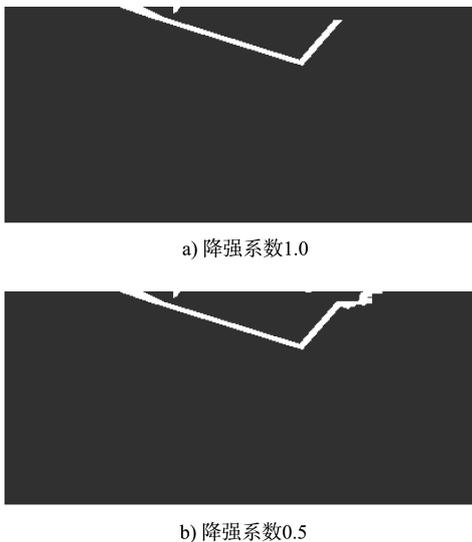


图7 工况1不同降强系数时软弱夹层、断层和滑动面屈服情况

由上述结果可知,原设计方案抗滑稳定安全系数小于3.0,不满足规范要求。

### 2.4.2 工况2

图8工况1为结构最大变形随降强系数变化曲线。可以看到,与工况1结果十分近似,降强系数较大时变形基本呈线性变化,随着系数逐渐变小,变形逐渐增大,呈现明显非线性特征,以不收敛为标准,也在0.5(即抗滑安全系数为2.0)附近,与工况1基本相同。

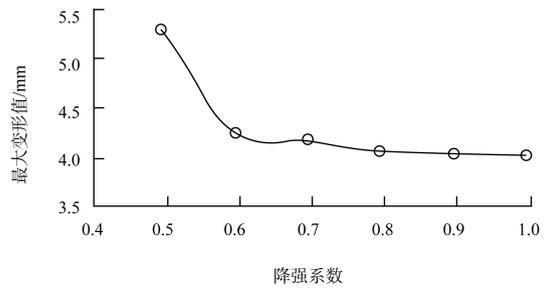
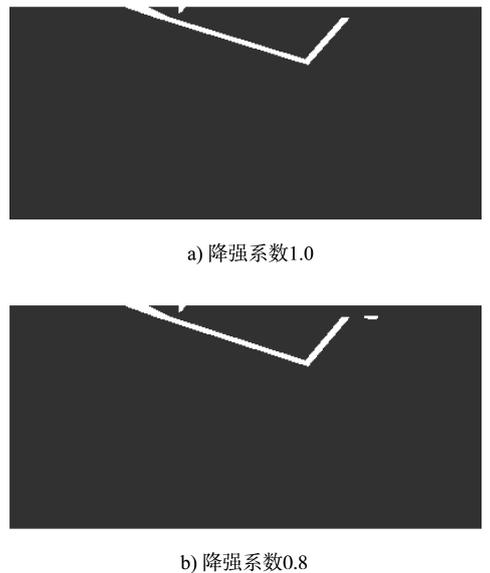


图8 工况2最大变形与降强系数关系曲线

图9为不同降强系数时软弱夹层、断层和滑动面屈服情况。很明显,强度越低,屈服区越大,在降强系数达到0.45(即抗滑安全系数为2.22)时最终完全屈服贯通,与工况1基本相同。即在A区护坦和B区护坦1m混凝土连接的情况下,对总体安全系数影响不明显。仅使得最终屈服时最大安全变形略有减小。



b) 降强系数0.8

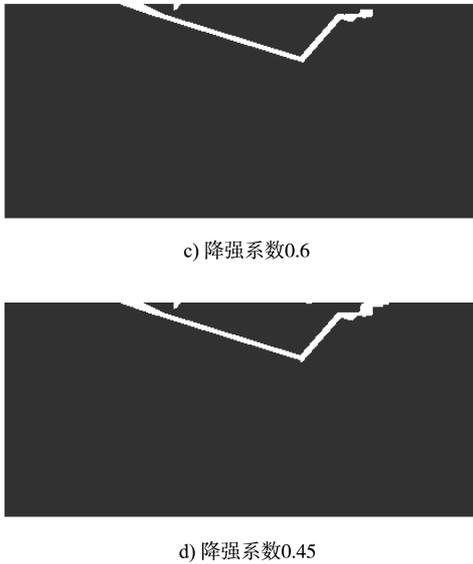


图 9 工况 2 不同降强系数时软弱夹层、断层和滑动面屈服情况

由上述结果来看，设计方案中考虑将 B 护坦与 A 护坦相连，基本没有改变抗滑安全系数，抗滑稳定安全系数仍小于 3.0，不满足规范要求。

### 2.4.3 工况 3

在将 A 区护坦后半部分与 B 区护坦(1 m 厚)连成整体，并采 3φ36 mm@2×2 m 的系统锚筋桩呈梅花形布置加固后，基岩与混凝土粘结强度可考虑为粘聚力增大 0.58 MPa，仍按照最危险工况进行分析，即破坏发生在 A 护坦与 B 护坦之间，以此进行计算，验算安全度情况。

图 10 为工况 2 加固后结构最大变形随降强系数变化曲线。明显看出，在加固之后强度能够降低到 0.28 倍，安全系数明显高于加固前，以变形曲线突变为判据在 3.3~3.57，以计算不收敛为判据，安全系数为 3.57。

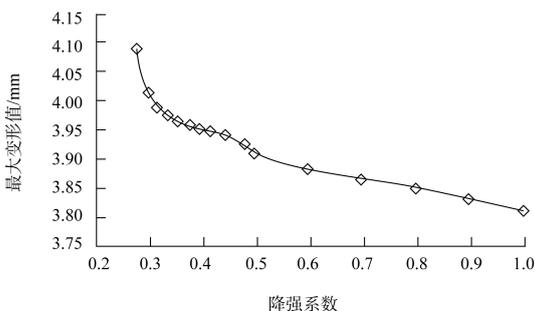


图 10 工况 3 最大变形与降强系数关系曲线

图 11 为不同降强系数时基岩和下游护坦屈服贯通情况，在 A 区护坦后半部分采用 3φ36 mm@2×2 m 的系统锚筋桩加固，呈梅花形布置，根据 Mohr-Coulomb 准则闸体混凝土和闸基接触面的锚筋桩等效抗剪强度  $C_b$  为 0.58 MPa。加固后，使得该部分在降强至 0.4 倍以后才逐渐出现屈服，屈服区出现的时间明显晚于软弱夹层、断层以及后部基岩。最终上下游完全屈服贯通时，降强系数为 0.28，即安全系数为 3.57。

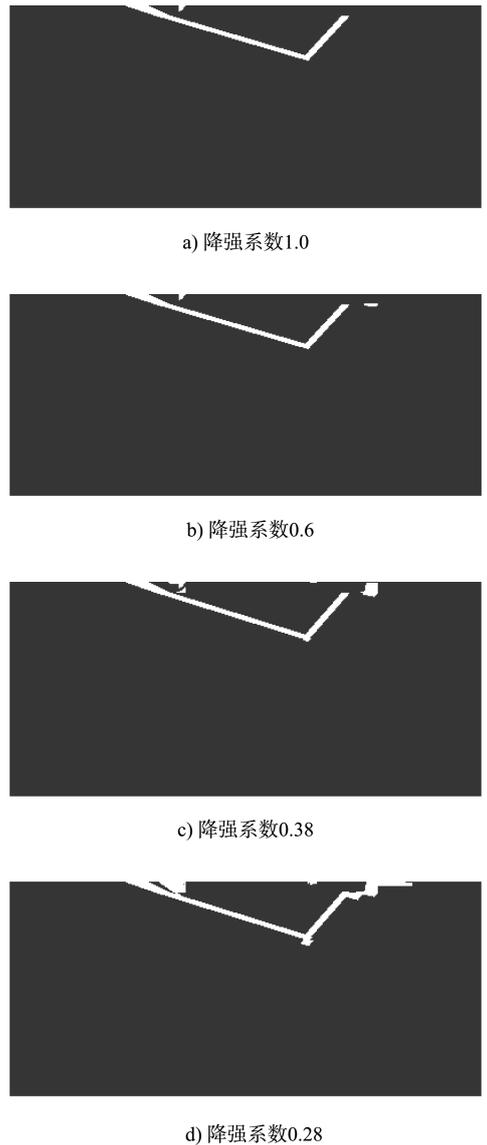


图 11 工况 3 不同降强系数时基岩和下游护坦屈服贯通情况

通过非线性有限元方法对典型闸墩段(11 号)3 种代表性工况进行研究的降强结果显示：

- 1) 原设计方案下，A 区与 B 区护坦未连成整

体,安全系数在 2.0 左右,与结构力学方法计算结果基本一致,小于规范规定值,不满足要求;

2) 在原设计方案基础上,将 A 区与 B 区护坦连成整体,安全系数在 2.2 左右,与原设计方案结果基本一致,未有明显改善,小于规范规定值,不满足要求;

3) 将 A 区与 B 区护坦连成整体,并将 A 区护坦后半部分加以  $3\phi 36 \text{ mm} @ 2 \times 2 \text{ m}$  进行锚固,该种安全系数为 3.57 倍,与结构力学方法计算结果有一定差异,但总体分布规律相同,即该种加固措施安全度满足要求,不小于规范规定的允许值 3.0。

### 3 结语

1) 原设计方案下,11 号闸墩段抗滑稳定安全系数较小,其中最小抗滑稳定安全系数为 1.986,小于 3.0,不满足规范要求,需采取较复杂的加固措施。

2) 参考类似工程经验并结合本工程特点,针对 11 号闸墩段提出加厚和锚筋桩两种加固方案,经计算均能满足抗滑稳定要求;从施工难度考虑,推荐加厚方案作为 11 号闸墩段抗滑加固方案,并经过计算复核能满足规范要求,以保证工程的顺利进行。

### 参考文献:

- [1] 喻和平,田斌.滑坡防治措施的现状和发展[J].甘肃工业大学学报,2003,29(2):104-107.
- [2] 朱庆华,顾美娟.水闸闸室抗震动力分析及措施[J].水电能源科学.2012,30(1):114-116.
- [3] 吴平,曾黎明,邓海忠.峡江水利枢纽 18 号水闸右边墙地基稳定分析与处理[J].资源环境与工程,2011,25(5):456-458.
- [4] 刘志敏,官志鑫.泄水闸深层抗滑整体稳定分析及基础处理措施探讨[J].中国水运,2013,13(6):177-180.
- [5] 张宪宏.关于岩基混凝土重力坝抗滑稳定的一些问题[J].水力发电学报,2005,24(1):127-128.
- [6] 付宏渊,蒋中明,李怀玉,等.锚固岩体力学特性试验研究[J].中南大学学报:自然科学版,2011,42(7):2095-2101.
- [7] 雷长海,曾令华,职承杰,等.亭子口重力坝深层抗滑稳定分析及基础处理[J].人民长江,2009,(23):23-27.
- [8] 林柏年,王伯驥,郝迺琴.安康水电站拦河坝深层抗滑稳定分析和基础处理设计[J].水力发电,1990(11):37-41.
- [9] 张海龙,苏礼邦,郭雷.高拱坝泄水深孔预应力闸墩有限元分析[J].人民黄河,2010,33(12):222-226.
- [10] Zienkiewicz O C, Taylor R L.有限元方法基础理论[M].6 版.北京:世界图书出版公司,2008.
- [11] 曹邱林,孟怡凯.微桩群复合地基水闸闸室结构有限元分析[J].人民长江,2013,44(4):31-34.
- [12] 王庆,郭德发.水闸地基整体结构有限元分析[J].中国水运.2009,9(2):149-151.
- [13] 麻媛.基于 ANSYS 的水闸-地基体系抗震分析[J].人民黄河,2014,36(12):101-106.
- [14] 郭利娜,李同春,赵兰浩,等.重力坝深层抗滑稳定分析[J].人民黄河,2011,33(1):101-105.
- [15] 张建华,李海枫,周秋景,等.峡江水利枢纽工程典型泄水闸段抗滑稳定及加固措施研究[J].水利水电技术,2014,45(11):33-38.
- [16] 陈鸿丽.龚家坪大坝基础处理设计及施工[J].人民长江,2007,38(2):29-31.
- [17] 黄波,张亮.石洼分洪闸抗滑稳定加固设计[J].人民黄河,2013,35(12):106-108.
- [18] 张国新.SAPTIS:结构多场仿真与非线性分析软件开发及应用(之一)[J].水利水电技术,2013,44(1):31-35.
- [19] 刘有志,张国新,杨萍.SAPTIS:结构多场仿真与非线性分析软件开发及应用(之四)[J].水利水电技术,2013,44(1):33-39.
- [20] SL 265—2001 水闸设计规范[S].
- [21] SL 191—2008 水工混凝土结构设计规范[S].

(本文编辑 郭雪珍)