

# 白鹤滩高拱坝坝趾锚固研究

官福海<sup>1</sup>, 刘耀儒<sup>1</sup>, 杨强<sup>1</sup>, 徐建强<sup>2</sup>, 杨若琼<sup>1</sup>

(1. 清华大学 水沙科学与水利水电工程国家重点实验室, 北京 100084; 2. 中国水电顾问集团 华东勘测设计研究院, 浙江 杭州 310014)

**摘要:** 高拱坝坝趾区域是加固设计的重点关注区域。为了对其锚固进行研究, 进一步阐述基于变形加固理论的高拱坝坝趾锚固机制。给出坝趾锚固区域不平衡力的计算方法和坝趾锚固的基准状态。将这一机制应用于白鹤滩高拱坝坝趾锚固数值分析中, 得到锚固所需的最小加固力和最优锚固角, 并分析坝趾不平衡力分布规律的原因。同时, 对白鹤滩高拱坝进行大比例尺(250:1)下的地质力学模型试验研究。通过对加载过程中的位移、应变和开裂的监测和分析, 得出坝趾区域随荷载增加过程的破坏规律。通过对地质力学模型试验与数值分析结果的对比分析表明, 两种研究方法的结论是相一致的, 白鹤滩高拱坝左岸坝趾较右岸坝趾更为薄弱。研究结果表明, 变形加固理论为坝趾锚固分析和评价, 提供科学的理论基础和实用的分析方法。

**关键词:** 水利工程; 变形加固理论; 坝趾锚固; 地质力学模型; 白鹤滩; 高拱坝

**中图分类号:** TV 64

**文献标识码:** A

**文章编号:** 1000-6915(2010)07-1323-10

## RESEARCH ON ANCHORAGE OF DAM TOE OF BAIHETAN HIGH ARCH DAM

GUAN Fuhai<sup>1</sup>, LIU Yaoru<sup>1</sup>, YANG Qiang<sup>1</sup>, XU Jianqiang<sup>2</sup>, YANG Ruoqiong<sup>1</sup>

(1. State Key Laboratory of Hydrosience and Hydraulic Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China;

2. East China Investigation and Design Institute Under CHECC, Hangzhou, Zhejiang 310014, China)

**Abstract:** High arch dam toe area is the focus of reinforcement design. In order to study its anchorage, anchorage mechanism of high arch dam toe, based on the deformation reinforcement theory, is farther illuminated. In this mechanism, the unbalance force of a load case is the corresponding minimal reinforcement for stability and unbalanced force direction is the optimal design of anchorage direction. Combined with this idea, the method of unbalanced force calculation and normal condition of anchorage of high arch dam toe area are presented. The mechanism is applied to numerical analysis of anchorage of Baihetan high arch dam toe, and the minimum reinforcement force and the optimal design of anchorage direction are obtained. The reasons of unbalanced force distribution law are analyzed. At the same time, geomechanical model experimental research, under large-scale (250:1), is carried out. From loading to failure, the displacement, strain and crack of high arch dam toe are monitored and analyzed; failure relationship between dam toe area and loading process is obtained. The experimental results and the numerical ones consistently show that left bank dam toe area of Baihetan arch dam is more vulnerable than the right ones. The research validates that deformation reinforcement theory provides scientific theoretical basis and practical analyzing method for anchorage of high arch dam toe.

**Key words:** hydraulic engineering; deformation reinforcement theory; anchorage of dam toe; geomechanical model; Baihetan; high arch dam

**收稿日期:** 2010-03-02; **修回日期:** 2010-03-28

**基金项目:** 国家杰出青年基金资助项目(50925931); “十一五”国家科技支撑计划(2008BAB29B05); 国家自然科学基金资助项目(50709014)

**作者简介:** 官福海(1979-), 男, 2003年毕业于辽宁工程技术大学工程力学专业, 现为博士研究生, 主要从事高拱坝稳定方面的研究工作。E-mail: gfh06@mails.tsinghua.edu.cn

## 1 引言

高拱坝坝趾区域是一个压剪应力集中区,也是拱坝破坏的先导区,其加固效果直接关系到高拱坝的稳定和安全,并且高拱坝坝趾区域不确定因素居多,这就使其成为了加固设计的重点关注区域。一些工程实践表明,拱坝坝趾锚固是一个值得研究的有效加固措施<sup>[1]</sup>。诸如,意大利瓦依昂拱坝在遭受巨大的滑坡涌浪的冲击下,坝体和坝基基本完整。分析原因认为:除拱坝具有很强的超载特性外,坝趾锚固也起到了重要作用。李家峡拱坝是典型的建于复杂地基上的高拱坝,采用了坝趾锚固方案,1996年蓄水至今运行良好。四川铜头拱坝采用坝趾锚固后,运行良好,2006年大规定检首度将其确定为正常坝。小湾拱坝在设计阶段也采用了坝趾锚固方案。

但是,在以往加固效果评价的数值分析中,通常会得出加固与否无关紧要的结论。例如小湾的锚索加固措施对拱坝应力、位移的扰动不足1%;在李家峡拱坝坝趾锚固分析中,强调以提高断层 $f_{20}$ 的面安全度为设计依据,但加固计算效果也不甚显著。其他加固措施(混凝土置换、格栅、抗剪洞等)也存在类似问题。这与工程实践的结论是相悖的。造成这一矛盾的原因在于,评价加固措施的主要方法都是立足于判断加固措施对结构的位移、应力和屈服区等力学效应的影响程度。大量的计算实践表明,尽管有限单元法求得的位移、应力精度较高,但加固措施对这些力学效应的影响往往并不显著。

为了解决这一矛盾,任青文和杜小凯<sup>[2]</sup>提出了基于最小变形能原理的岩土体加固效果的评价理论,指出结构和地基系统临近失稳破坏状态的判据是系统的变形能趋于无穷大;并认为加固效果最好的方案,其变形能最小。这为高拱坝坝趾锚固研究提供了一种值得借鉴的评价理论。杨强等<sup>[3~7]</sup>提出了变形加固理论,确立了高拱坝坝趾锚固的理论框架和基于塑性余能的结构稳定性理论<sup>[8]</sup>。目前,这一理论已经被应用于小湾高拱坝的坝趾锚固分析中<sup>[9]</sup>;而在李家峡高拱坝的坝肩(坝基)加固处理分析中<sup>[10~11]</sup>,不但应用变形加固理论得出了在 $3.5P_0$ ( $P_0$ 为大坝所受的正常工况下的水荷载)时,拱坝开始丧失正常工作荷载,通过10a的现场观测证明了数值分析的结论,而且地质力学模型试验表明,对拱坝

左岸坝肩加固后,拱坝的超载安全度从3.0增加到5.4,这与数值分析的结果是相符合的。

邵国建等<sup>[12]</sup>应用干扰能量法研究了高拱坝坝肩的稳定性。梅明荣等<sup>[13,14]</sup>以应变能突变作为判据,分别研究了白鹤滩和锦屏高拱坝的整体稳定,并分析了坝肩(坝基)岩体的稳定和加固重点。张冲等<sup>[15]</sup>采用三维可变形离散元分析了拱坝坝肩的整体稳定。陈胜宏等<sup>[16,17]</sup>采用弹黏塑性块体元方法研究了小湾高拱坝坝肩(坝基)的稳定安全度。这些研究都为高拱坝坝趾锚固评价提供了思路和方法。张林等<sup>[18]</sup>通过变温相似材料地质力学模型试验研究了锦屏一级高拱坝坝肩(坝基)的整体安全度,评价了工程的安全性,针对坝肩的薄弱环节提出了加固处理措施的建议。

本文进一步阐述了基于变形加固理论的高拱坝坝趾锚固机制,并将其应用于白鹤滩高拱坝的坝趾锚固数值分析中;同时,进行了大比例尺下的地质力学模型试验研究。通过对比分析2种研究方法的结果表明,数值分析和地质力学模型试验的结果是相一致的,这为高拱坝坝趾锚固提供了理论指导。

## 2 高拱坝坝趾锚固机制

### 2.1 变形加固理论

变形加固理论针对的是由关联理想弹塑性材料组成的结构在小变形下的弹塑性分析,主要研究结构在荷载超出极限承载力后的失稳行为。变形加固理论的基本要点可表述为:在给定外荷载下,结构出现不平衡力的区域即为首先破坏的区域;为维持其稳定,出现不平衡力的区域就是需要加固的区域;加固力和不平衡力大小相等,方向相反。变形加固理论的基础是最小塑性余能原理,它要求在给定外荷载下结构总是趋于加固力最小化、自承力最大化的状态。其有限元表述为

$$P + \Delta Q = F \quad (1)$$

式中: $P$ 为自承力, $\Delta Q$ 为不平衡力(其与加固力大小相等、方向相反), $F$ 为外荷载等效节点力。各项的具体表达式及其物理含义参见杨强等<sup>[8]</sup>的研究。

### 2.2 高拱坝坝趾锚固思路

变形加固理论的分析思路是立足于现有的常规弹塑性分析,不是寻求不确定的最终破坏形态,而是寻求抑制破坏发生的最优加固力分布。因此,高

拱坝坝趾锚固的思路是：以变形加固理论为基础，通过对高拱坝进行三维弹塑性有限元整体变形稳定分析，从而确定坝趾锚固力。其基本做法是：在高拱坝三维弹塑性有限元整体变形稳定分析中，对高拱坝进行增量加载计算。在任何一个加载状态下，对应一定的整体安全系数  $K$  (超载系数或强度储备系数，或两者组合，本文采用超载系数)，计算结果将是以下 2 种情况之一：

(1) 如果没有不平衡力  $\Delta Q$ ，即  $\Delta Q = 0$ ，结构是稳定的，结构整体安全度  $\geq K$ ，无需加固；

(2) 如果存在不平衡力  $\Delta Q$ ，即  $\Delta Q \neq 0$ ，结构是不稳定的，结构整体安全度  $< K$ ，需要加固。

按照变形加固理论，上述 2 种情况存在一个统一的表述：结构在加固力  $-\Delta Q$  (第一种情况时， $\Delta Q = 0$ ) 的辅助下，可以达到结构整体安全度  $K$ 。这种表述和刚体极限平衡法是一致的：一定的安全系数对应于一定的加固力。

根据最小塑性余能原理，在某个外荷载下的不平衡力，就是其所需的最小加固力，它综合考虑了结构的变形、稳定、平衡等要素。具体到高拱坝坝趾锚固，不平衡力的大小就是该荷载工况下所需最小锚固力，不平衡力方向就是锚固设计中关注的最优锚固角。

### 2.3 高拱坝坝趾锚固力的确定

需要强调的是，加固力采用的是反复迭代后的不平衡力  $\Delta Q$ ，反映的是结构充分调整后所需的最小加固力。为适应锚固设计的要求，需要计算诸高程段坝趾抗力体的不平衡力。坝趾抗力体不平衡力的计算范围如图 1 所示。以下游拱端顶点为起点，向山里延伸  $D_x$ ；向下游延伸  $D_y$ 。

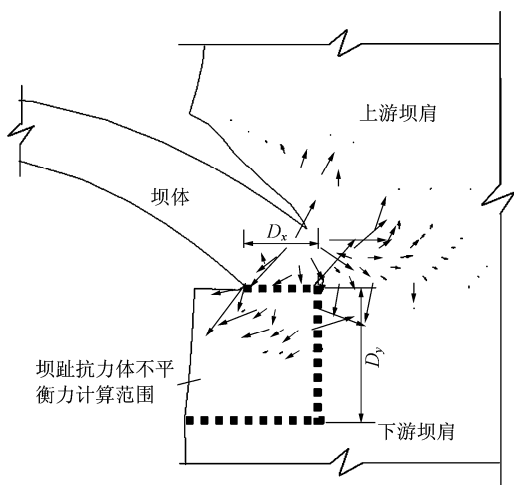


图 1 坝趾抗力体不平衡力计算示意图

Fig.1 Sketch of computation of dam toe's unbalanced forces

对某一岸某一高程段，坝趾沿  $x, y, z$  三向总不平衡力  $F_x, F_y, F_z$  由下式<sup>[9]</sup>确定：

$$\left. \begin{aligned} F_x^0 &= \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n |\Delta Q_{ix}|, & F_y^0 &= \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n |\Delta Q_{iy}|, & F_z^0 &= \frac{1}{2} |\Delta Q_{iz}| \\ \Delta F_x &= \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n \Delta Q_{ix}, & \Delta F_y &= \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n \Delta Q_{iy}, & \Delta F_z &= \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n \Delta Q_{iz} \\ F_x &= F_x^0 + \Delta F_x, & F_y &= F_y^0 + \Delta F_y, & F_z &= F_z^0 + \Delta F_z \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

式中： $n$  为此岸此高程段坝趾抗力体总节点数； $i$  为其中某一节点号； $\Delta Q_{ix}, \Delta Q_{iy}$  和  $\Delta Q_{iz}$  分别为第  $i$  个节点  $x, y, z$  方向的不平衡力。

对于左岸， $F_x^0$  取负值，当计算所得的  $\Delta F_x$  为负值时， $F_x = F_x^0 + \Delta F_x$ ，否则  $F_x = F_x^0$ ，右岸的情况与左岸相反；当计算所得的  $\Delta F_y$  为正值时， $F_y = F_y^0 + \Delta F_y$ ，否则  $F_y = F_y^0$ ；当计算所得的  $\Delta F_z$  为正值时， $F_z = F_z^0 + \Delta F_z$ ，否则  $F_z = F_z^0$ 。式(2)反映了：(1) 不平衡力(或加固力)是自平衡力系，不能简单采用代数和；(2) 加固力总是使加固区域受压。

### 2.4 高拱坝坝趾锚固的基准状态

对于不同的荷载工况，由式(2)计算得出的诸高程段的加固力变化很大，其中正常工况下的加固力最小，随着超载倍数的增加，加固力显著地增加。所以采用何种荷载工况下的加固力作为高拱坝坝趾的加固力，亦即坝趾锚固基准状态的确定，就成为一个重要的问题。

通过杨强等<sup>[8]</sup>的讨论可知，塑性余能范数  $\Delta E$  是加固力的范数。以最小塑性余能范数  $\Delta E_{\min}$  为稳定指标，实际上就是以加固力来评价结构的稳定性。当  $\Delta E_{\min} \leq 0$  时，结构稳定；当  $\Delta E_{\min} > 0$  时，结构失稳。通过分析国内各高拱坝基础的最小塑性余能范数  $\Delta E_{\min}$  和传统上限分析中的安全系数  $K$  的变化规律发现，通常最小余能范数在 4~5 倍水载时开始出现拐点。因此，笔者建议以在整体安全系数  $K = 3.5$  的情况下，保持坝趾岩体稳定为依据确定坝趾锚固力，适当兼顾正常工况下维持坝趾弹性工作状态所需的加固力。这一锚固基准状态已经得到李家峡高拱坝地质力学模型试验和工程实践的验证<sup>[10, 11]</sup>；小湾高拱坝的坝趾加固中也采用了这一基准状态<sup>[9]</sup>。

## 3 白鹤滩高拱坝坝趾锚固分析

### 3.1 白鹤滩高拱坝坝趾锚固数值模拟

白鹤滩高拱坝坝高 289 m，坝址河谷左岸坡缓，右岸坡陡，呈不对称的 V 字型。坝基和坝肩抗力体范围内的主要断层和层间、层内错动带包括  $F_{14}$ ， $F_{16}$ ， $F_{17}$ ， $F_{18}$ ， $f_{108}$ ， $C_{3-1}$ ， $C_3$ ， $C_4$ ， $LS_{3318}$ ， $LS_{331}$  及  $LS_{337}$ 。本次模拟采用三维模型进行计算，计算范围为上游约 1.5 倍坝高，下游约 2.5 倍坝高；左右两岸各约 3 倍坝高；坝顶高程以上 50 m，坝底高程以下约 1 倍坝高；总的模拟范围为  $1\ 600\ m \times 1\ 200\ m \times 663\ m$ 。网格采用八节点六面体和六节点五面体单元，总节点数为 94 765，总单元数为 86 522，其中坝体单元数为 6 416。计算网格如图 2 所示。模型采用 Drucker-Prager 准则，岩体和主要地质构造物理力学参数见表 1，2<sup>[19]</sup>。

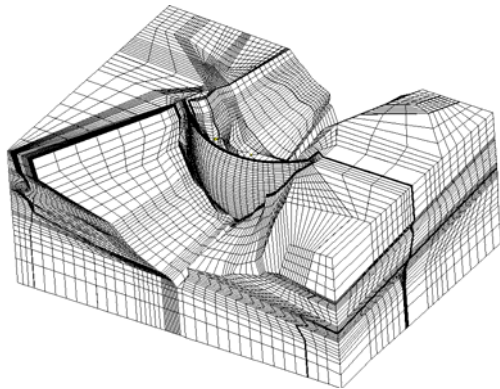


图 2 白鹤滩拱坝计算网格图

Fig.2 Numerical mesh model of Baihetan arch dam

表 1 岩体物理力学参数<sup>[19]</sup>

Table 1 Physico-mechanical parameters of rock masses<sup>[19]</sup>

岩级	容重 ( $kN \cdot m^{-3}$ )	变形模量 /GPa	泊松比	抗剪断参数	
				$f'$	$c'$ /MPa
I	28.5	25.0	0.21~0.22	1.50~1.60	2.0~2.2
II	28.0	18.0	0.22~0.24	1.20~1.40	1.3~1.5
III	27.5	13.0	0.24~0.26	1.00~1.20	0.8~1.0
IV	25.0	4.0	0.30~0.32	0.70~0.80	0.5~0.6
V	22.0	0.5	0.34~0.36	0.35~0.45	0.2~0.3

模拟中考虑的荷载包括：坝体自重、水载、泥沙荷载、温降。采用大型三维非线性有限元 TFINE 程序，对模型在各级水载工况下进行数值模拟。根据高拱坝坝趾锚固机制，主要关注坝趾区域在 3.5 倍水载(即高拱坝坝趾锚固基准状态)下的不平衡力分布。

3.2 白鹤滩高拱坝地质力学模型试验研究

表 2 坝趾主要地质构造物理力学参数<sup>[19]</sup>

Table 2 Physico-mechanical parameters of main geological strictures<sup>[19]</sup>

地质构造编号	结构面厚度/m	变形模量/GPa	抗剪断参数	
			$f'$	$c'$ /MPa
$F_{14}$	0.40	1.00	0.45	0.10
$F_{16}$	0.40	1.00	0.45	0.10
$F_{17}$	0.60	1.50	0.45	0.10
$F_{18}$	0.10	1.00	0.40	0.05
$f_{108}$	0.05	1.20	0.43	0.08
$C_{3-1}$	0.20	0.25	0.38	0.07
$C_3$	0.10	0.25	0.45	0.10
$C_4$	0.20	0.15	0.25	0.02
$LS_{3318}$	0.20	0.10	0.38	0.07
$LS_{331}$	0.10	0.10	0.65	0.15
$LS_{337}$	0.20	0.25	0.38	0.07

为了验证高拱坝坝趾锚固机制指导下的白鹤滩高拱坝坝趾锚固数值分析的正确性，进一步揭示白鹤滩高拱坝坝趾破坏机制，对白鹤滩高拱坝进行了地质力学模型试验研究。

3.2.1 模拟范围及相应参数

综合考虑各因素，本次试验的模拟范围为：上游约 0.65 倍坝高；下游约 3.3 倍坝高，其中约 2.1 倍坝高范围内模拟了全部地质构造及岩体特征，其余仅模拟了岩体弹性模量；左、右岸各约 2 倍坝高；坝体基础实际模拟约 0.8 倍坝高。模型试验在尺寸为  $4.6\ m \times 4.6\ m \times 2.8\ m$ (长×宽×高，钢架内部净空)的钢架内进行。

根据坝体的高度及模拟范围，选择模型试验的几何比例尺为 250 : 1。根据相似理论<sup>[20~22]</sup>，可以推导出下列相似比的取值：几何长度相似常数  $C_l = 250$ 、岩石容重相似常数  $C_\gamma = 1.0$ 、应力相似常数  $C_\sigma = 250$ 、应变相似常数  $C_\epsilon = 1.0$ 、岩体抗剪强度相似常数  $C_\tau = 250$ 、泊松比相似常数  $C_\mu = 1.0$ 、内摩擦角相似常数  $C_f = 1.0$ 、弹性模量相似常数  $C_E = 250$  和位移相似常数  $C_\delta = 250$ 。

模型采用具有相应形状的小块体砌置而成。小块体由重晶石粉、膨润土和水等多种材料按相应比例制作而成，模拟了断层  $F_{14}$ ， $F_{16}$ ， $F_{17}$ ， $F_{18}$  及  $f_{114}$ ， $f_{101}$ ， $f_{108}$ ，层间错动带  $C_3$ ， $C_{3-1}$ ， $C_4$ ，层内错动带  $LS_{3318}$ ， $LS_{331}$ ， $LS_{337}$  及卸荷裂隙  $J_{110}$ ， $J_{139}$ ， $J_{101}$ <sup>[23]</sup>。

各级岩体和主要地质构造在模型中的物理参数可在表 1 和 2 的基础上, 通过相似理论求得。需要说明的是构造面厚度的相似常数为 2.5。

### 3.2.2 荷载模拟与观测技术

本次试验仅模拟水荷载, 共分 8 层, 形成近三角形荷载, 为此用了 61 个自制的小千斤顶, 每组千斤顶均与分油器相连, 用 10 个精密压力表来控制各层的外油压。试验超载系用超比重法加载, 并采用了逐级增量加压, 在弹性状态下, 采用多次多级加载卸载循环, 到达一定倍数后则连续加载直至破坏。

在坝体的上、下游面贴有电阻片, 在上游坝踵处还贴有拐弯电阻片, 共 453 片; 除电阻片外, 在下游面还布有 19 个测点共 42 个位移计, 在基础表面上布置有 47 个测点共 96 个位移计。这些量测设施均与数据采集系统(UCAM - 70A)相连, 通过计算机进行测量操作, 及时反馈数据, 调整加压系统。结合视频监控和采集系统, 形成了一整套测量和监控系统。与坝趾检测相关的电阻片、位移计和视频监控区域的位置示意图见图 3, 5 个虚线区域(A, B, C, D 和 E)为视频监控区域。

## 4 结果分析

### 4.1 白鹤滩高拱坝坝趾锚固数值模拟结果分析

通过分析坝趾区域不平衡力分布范围, 选取顺河向  $D_y$  为 60 m、横河向  $D_x$  为 50 m, 作为计算范围。

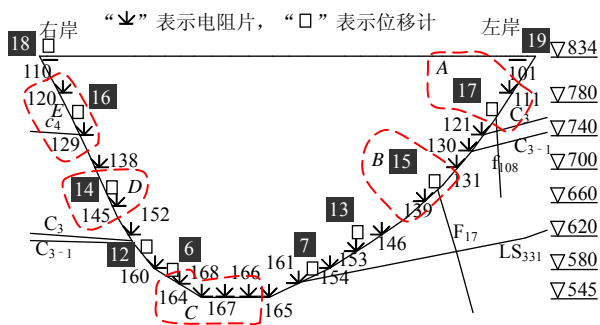


图 3 白鹤滩高拱坝坝趾测量和监控设备分布图(单位: m)  
Fig.3 Distribution map of measurement and Monitoring equipments of Baihetan high arch dam toe(unit: m)

在锚固基准状态下, 按式(2)计算左、右岸各高程段的坝趾不平衡力, 结果列于表 3。图 4 给出了各典型高程平切面的不平衡力矢量图。

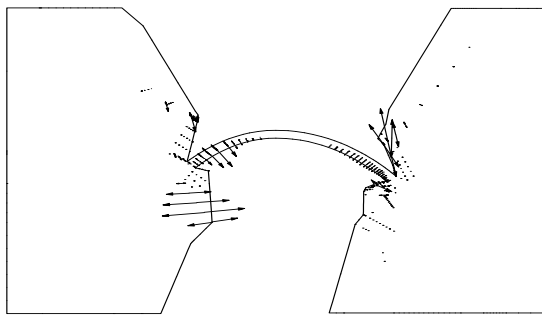
由表 3 可知, 左岸坝趾不平衡力合力为 4 479 660 kN; 右岸坝趾不平衡力合力为 67 720 kN。各高程段中, 左岸坝趾不平衡力都远远大于右岸坝趾。这表明, 左岸坝趾相对于右岸坝趾更为薄弱。

表 3 中, 左岸坝趾不平衡力数值都很大, 尤其在 640~610 和 580~545 m 高程段中不平衡力合力均在  $1.3 \times 10^6$  kN 以上; 右岸坝趾仅在 800~760 m 高程段的不平衡力数值较大, 其他高程段的不平衡力数值都很小, 尤其是 720~680 和 680~640 m 高程段的不平衡力合力仅分别为 110 和 90 kN。图 4 中典型高程平切面不平衡力矢量也表明了这种分布规律。产生这种分布规律的一个重要原因是白鹤滩坝址河谷的不对称性。

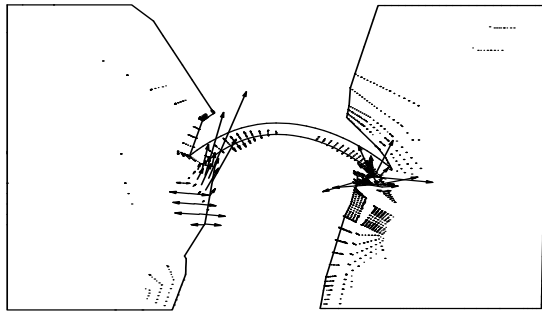
表 3 左右岸坝趾各高程段不平衡力表

Table 3 Unbalanced forces of left and right dam toes on different elevation intervals

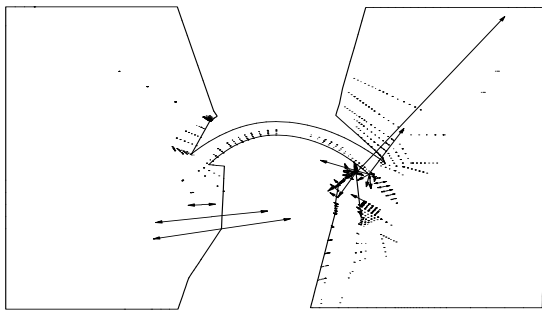
高程/m	左岸				右岸			
	$F_x$ /kN	$F_y$ /kN	$F_z$ /kN	合力/kN	$F_x$ /kN	$F_y$ /kN	$F_z$ /kN	合力/kN
834~800	-4 780	2 120	-2 060	5 670	810	630	-370	1 140
800~760	-102 930	52 480	-29 180	119 370	9 190	35 720	-45 010	58 310
760~720	-64 460	74 750	-51 430	113 670	670	1 730	-1 610	2 460
720~680	-222 140	166 990	-341 800	446 140	100	40	-50	110
680~640	-156 320	118 500	-216 010	307 680	70	30	-50	90
640~610	-795 400	354 870	-1 324 280	1 589 750	1 260	910	-3 830	4 150
610~580	-233 190	271 260	-375 580	526 120	170	260	-340	470
580~545	-632 610	243 270	-1 186 720	1 371 260	450	630	-570	990
方向合力	-2 211 830	1 284 240	-3 527 060	4 479 660	12 720	39 950	-51 830	67 720



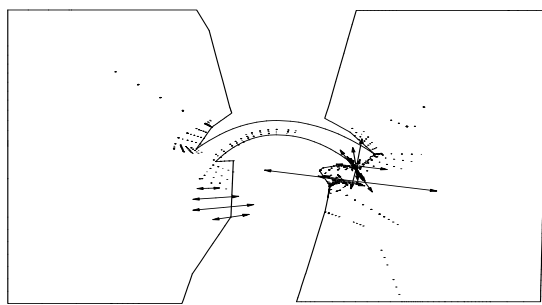
(a) 800 m 高程



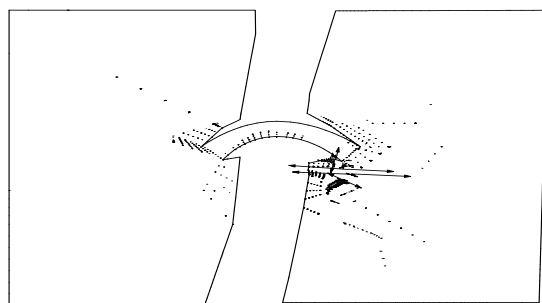
(b) 760 m 高程



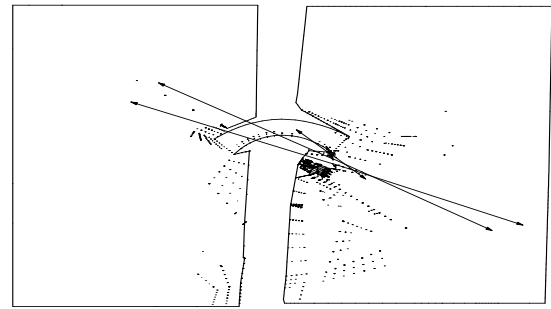
(c) 720 m 高程



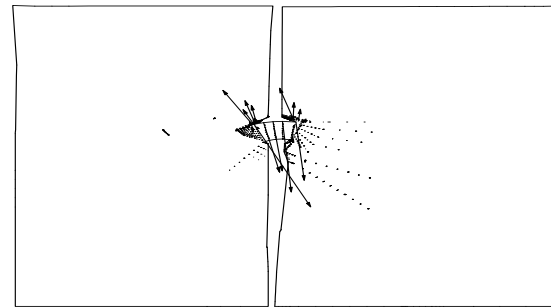
(d) 680 m 高程



(e) 640 m 高程



(f) 610 m 高程



(g) 545 m 高程

图 4 各高程平切面不平衡力矢量图

Fig.4 Unbalanced force vector diagrams of side grain on different elevations

如果将表 3 中的高程段细分为每段长 10 m，不但可以进一步明确不平衡力的分布规律，有助于锚固的实施，而且可以揭示不平衡分布规律的另一个重要原因。

细化高程段后分析表明：在左岸，690~680 m 高程段的不平衡力合力占到了 720~680 m 高程段的 57.2%，这是由于 680 m 高程附近的断层  $F_{16}$  的影响；不平衡力合力最高的 640~610 m 高程段中，620~610 m 高程段不平衡力的贡献达到 44.99%，而其他 2 个 10 m 的高程段不平衡力在数值上也很大，这是由于断层  $F_{16}$ 、 $F_{17}$  和错动带  $LS_{3318}$  的共同作用；580~545 m 高程段的不平衡力 45.98% 都集中于 562 m 高程处，此处正是错动带  $LS_{331}$  的影响范围。在右岸，770~760 m 高程段的不平衡力合力与 800~760 m 高程段的不平衡力合力分别是：58 030 和 58 310 kN，从图 4 中也可以看出，在 760 m 高程处，不平衡力集中区延伸至坝趾区域，这是由于右岸主要受断层  $F_{18}$  的影响。

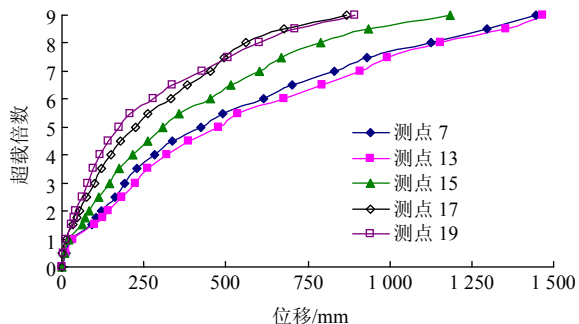
综上所述，影响坝趾不平衡力分布规律的主要原因除了坝址河谷的不对称性外，还包括其附近的断层、错动带等地质构造的影响。

根据高拱坝坝趾锚固机制，表 3 中各高程段的不平衡力就是其锚固所需的最小加固力，不平衡力的方向就是锚固力的最优锚固角。需要说明的是，在锚固设计中，可以根据有利于锚固操作及降低锚固成本的原则，选取适当的高程段长度，计算相应

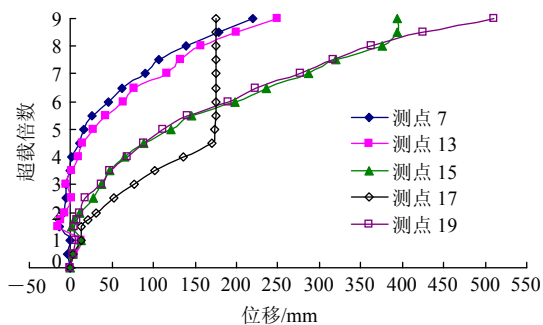
的最小锚固力大小和最优锚固角。

### 4.2 地质力学模型试验结果分析

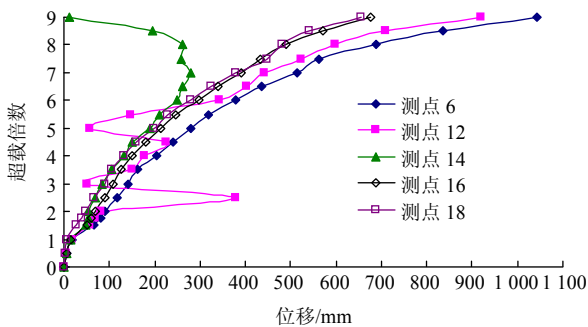
将图3中各位移计测点的位移值随荷载变化的关系绘制成曲线, 如图5所示(y向位移, 向下游为正, x向位移, 向山里为正)。图6给出了各个监视区域在关键荷载时的破坏图像。



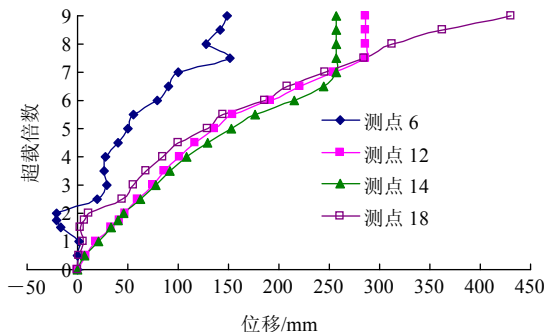
(a) 坝体下游面近左岸端 y 向位移



(b) 坝体下游面近左岸端 x 向位移



(c) 坝体下游面近右岸端 y 向位移

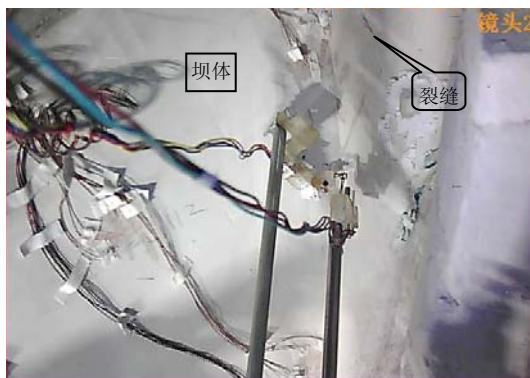


(d) 坝体下游面近右岸端 x 向位移

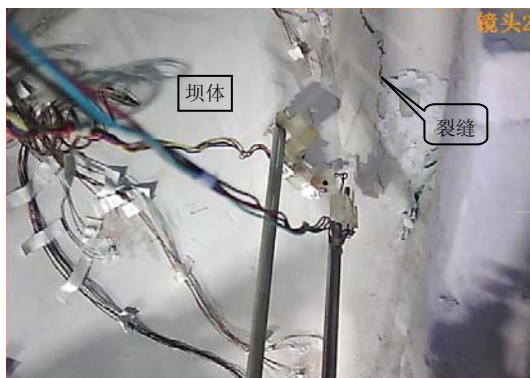
图5 坝趾位移与超载倍数关系曲线图

Fig.5 Relationship curves of displacement vs. overload multiple of dam abutment

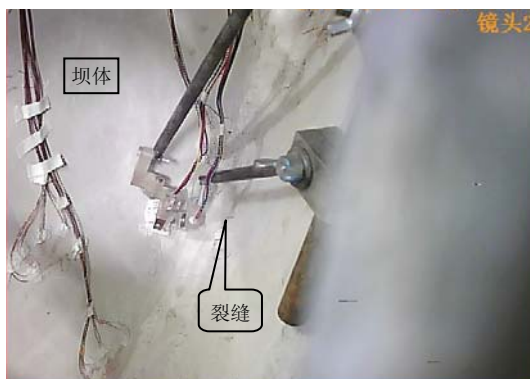
从图5和6并结合电阻片和试验观察可以得出, 坝趾各区域在超载过程中的开裂规律, 示意图如图7所示。在3.0倍荷载时, 河床底部坝趾C区



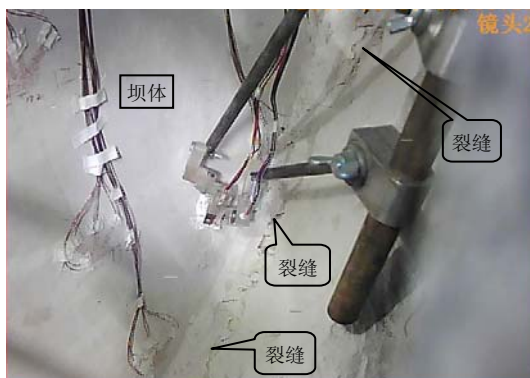
(a) A 区域 5.5 倍水载破坏图



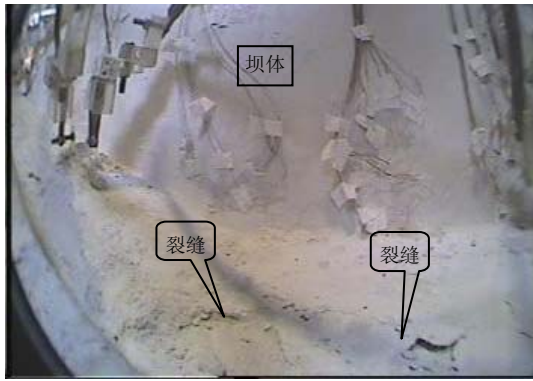
(b) A 区域 6.0 倍水载破坏图



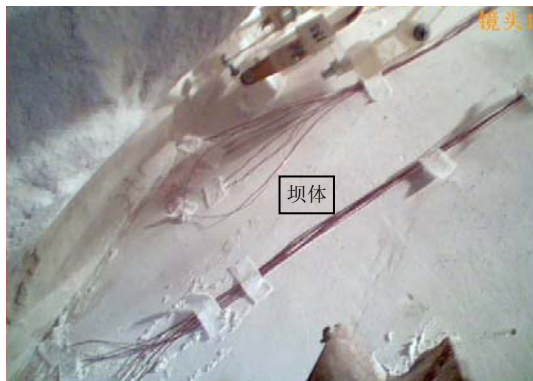
(c) B 区域 6.0 倍水载破坏图



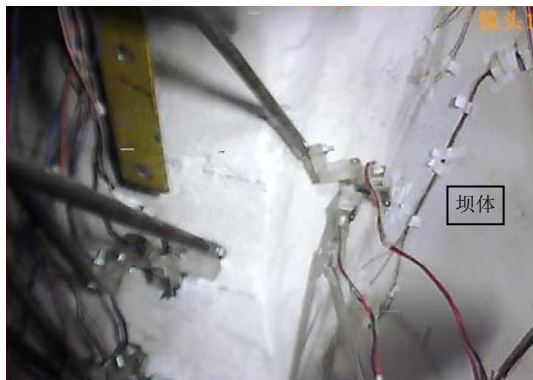
(d) B 区域 7.0 倍水载破坏图



(e) C 区域 3.0 倍水荷载破坏图



(f) D 区域试验结束后的图片



(g) E 区域试验结束后图片

图 6 监视区域在超载过程中的破坏图

Fig.6 Failure photos of monitoring area during overload

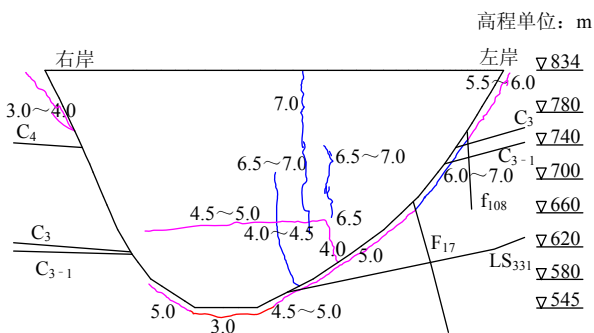


图 7 坝趾开裂位置与超载倍数示意图

Fig.7 Sketch of damage locations and overload multiples of dam toe

首先出现裂缝并隆起(见图 6(e)), 隆起厚度 4~5 mm(模型尺寸); 随之在 3.0~4.0 倍荷载时, 测点 16, 18 所处的坝趾 E 区开始出现裂缝, 图 6(g)上没有显示裂缝, 是因为裂缝在表面很细微, 试验后清理表面时发现, 裂缝分布在 760~834 m 高程之间; 在 4.5~5.0 倍荷载时, 测点 7 处开裂; 在 5.0 倍荷载时, 裂缝从测点 7 经测点 13 向测点 15 所在的 B 区发展, 同时从河床底部坝趾 C 区向测点 6 发展, 到达 574 m 高程处; 在 5.5~6.0 倍荷载时, 裂缝从测点 19 向测点 17 所在的 A 区发展; 在 6.0~7.0 倍荷载时, 测点 15 所在的 B 区附近也发生了开裂。在试验加载过程中, 左岸坝趾全部开裂, 右岸坝趾在 545~574 m 高程之间和 760~834 m 高程之间出现裂纹, 574~760 m 高程之间的右岸坝趾没有开裂(见图 6(f)所在的 D 区属于这一区域)。由此可见, 左岸坝趾比右岸坝趾更为薄弱。

超载过程中, 之所以出现河床底部坝趾和右岸 760~834 m 高程之间的坝趾区先于左岸坝趾开裂的试验现象, 是由于左岸下游存在众多断层、错动带等地质构造, 整体刚度小于右岸, 使得右岸坝趾的位移比左岸的小, 由位移引起的应力释放也就比左岸的小, 且超载过程中左右岸坝趾位移增加不同步, 再加上两岸坝趾河谷的不对称性, 使得上述两个部位首先出现了裂缝。

### 4.3 两种研究方法结果的对比分析

尽管数值分析和地质力学模型试验考察的物理量有所不同, 但是 2 种研究方法都得出了白鹤滩高拱坝左岸坝趾较右岸坝趾更为薄弱的结论。数值分析中不平衡力普遍较大的左岸坝趾, 在地质力学模型试验中全部开裂, 其中 580~545 m 高程段的坝趾区不平衡力较大, 同样在地质力学模型试验中较早开裂; 右岸坝趾中的 720~680 和 680~640 m 高程段的不平衡力在整个坝趾中是最小的 2 处, 而在地质力学模型试验中这 2 处坝趾始终没有出现开裂的现象。通过上述比较分析可以得出, 2 种研究方法的结果是相一致的。

## 5 结 论

本文以变形加固理论为基础, 进一步阐述了高拱坝坝趾锚固机制, 给出了坝趾锚固区域不平衡力的计算方法, 提出了选取 3.5 倍荷载作为坝趾锚固

的基准状态。将这一机制应用于白鹤滩高拱坝坝趾锚固的数值分析, 并结合大比例尺下的地质力学模型试验得到如下结论:

(1) 数值分析中得出的左、右岸坝趾不平衡力分布规律为: 左岸坝趾不平衡力合力为 4 479 660 kN; 右岸坝趾不平衡力合力为 67 720 kN, 左岸坝趾不平衡力远远大于右岸坝趾。表 3 中的不平衡力就是锚固所需的最小加固力, 不平衡力的方向就是锚固力的最优锚固角。

(2) 地质力学模型试验的超载过程中, 河床底部坝趾区和右岸 760~834 m 高程之间的坝趾区先于左岸坝趾开裂。

(3) 两岸坝址河谷的不对称性和左岸下游存在众多断层、错动带等地质构造, 是产生两岸坝趾不平衡力分布规律和河床底部坝趾区、右岸 760~834 m 高程之间的坝趾区首先开裂的原因。

(4) 在试验加载过程中, 左岸坝趾全部开裂, 右岸 574~760 m 高程之间的坝趾区始终没有开裂。

(5) 通过比较分析表明, 数值分析和地质力学模型试验的结果是相一致的, 左岸坝趾较右岸坝趾更为薄弱。由于数值分析先于地质力学模型试验研究完成, 这也表明了变形加固理论为坝趾锚固分析和评价提供了科学的理论基础和实用的分析方法。

### 参考文献(References):

- [1] 周维垣, 胡云进, 杨若琼. 垫脚加锚——高拱坝加固增稳的高效方法[J]. 水力发电学报, 2004, 23(1): 5 - 9.(ZHOU Weiyuan, HU Yunjin, YANG Ruoqiong. Anchorage of abutment near by dam toe—effective reinforcement method for high arch dam[J]. Journal of Hydroelectric Engineering, 2004, 23(1): 5 - 9.(in Chinese))
- [2] 任青文, 杜小凯. 基于最小变形能原理的加固效果评价理论[J]. 工程力学, 2008, 25(4): 5 - 9.(REN Qingwen, DU Xiaokai. Reinforcement evaluation theory based on least strain-energy principle[J]. Engineering Mechanics, 2008, 25(4): 5 - 9.(in Chinese))
- [3] 杨强, 周维垣, 陈新. 岩土工程加固分析中的最小余能原理和上限定理[C]// 冯夏庭, 黄理兴编. 21 世纪的岩土力学与岩土工程. 武汉: [s. n.], 2003: 158 - 166.(YANG Qiang, ZHOU Weiyuan, CHEN Xin. The principle of minimum complementary energy and upper bound theorem in geotechnical reinforcement analysis[C]// FENG Xiating, HUANG Lixing ed. The Geomechanics and Geotechnical Engineering in the 21st Century. Wuhan: [s. n.], 2003: 158 - 166.(in Chinese))
- [4] 杨强, 陈新, 周维垣, 等. 三维弹塑性有限元计算中的不平衡力研究[J]. 岩土工程学报, 2004, 26(3): 323 - 326.(YANG Qiang, CHEN Xin, ZHOU Weiyuan, et al. On unbalanced forces in 3D elastoplastic finite element analysis[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004, 26(3): 323 - 326.(in Chinese))
- [5] 杨强, 薛利军, 王仁坤, 等. 岩体变形加固理论及非平衡态弹塑性力学[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(20): 3 704 - 3 712.(YANG Qiang, XUE Lijun, WANG Renkun, et al. Reinforcement theory considering deformation mechanism of rock mass and nonequilibrium elastoplastic mechanics[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(20): 3 704 - 3 712.(in Chinese))
- [6] 杨强, 陈新, 周维垣. 岩土工程加固分析的弹塑性力学基础[J]. 岩土力学, 2005, 26(4): 553 - 557.(YANG Qiang, CHEN Xin, ZHOU Weiyuan. Elastoplastic basis of geotechnical engineering reinforcement analysis[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, 26(4): 553 - 557.(in Chinese))
- [7] YANG Q, LIU Y R, CHEN Y R, et al. Deformation reinforcement theory and its application to high arch dams[J]. Science in China (Series E), 2008, 51(Supp.2): 32 - 47.
- [8] 杨强, 刘耀儒, 陈英儒, 等. 变形加固理论及高拱坝整体稳定与加固分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(6): 1 121 - 1 136.(YANG Qiang, LIU Yaoru, CHEN Yingru, et al. Deformation reinforcement theory and global stability and reinforcement of high arch dams[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 27(6): 1 121 - 1 136.(in Chinese))
- [9] 杨强, 陈英儒, 周维垣. 基于变形加固理论的小湾拱坝坝趾锚固研究[J]. 云南水力发电, 2007, 23(1): 1 - 8, 18.(YANG Qiang, CHEN Yingru, ZHOU Weiyuan. Anchorage design of dam toe of Xiaowan arch dam based on deformation reinforcement theory[J]. Yunnan Water Power, 2007, 23(1): 1 - 8, 18.(in Chinese))
- [10] 白俊光, 林鹏, 李蒲健, 等. 李家峡拱坝复杂地基处理效果和反馈分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(5): 902 - 912.(BAI Junguang, LIN Peng, LI Pujian, et al. Reinforcement effects of Lijiexia arch dam on complicated rock foundations and its back analysis[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 27(5): 902 - 912.(in Chinese))
- [11] 周维垣, 杜广林, 杨强. 李家峡拱坝的坝肩加固[C]// 傅冰骏, 王建宇编. 锚固与注浆面向新世纪国际会议论文集. 广州: [s. n.], 1999: 146 - 150.(ZHOU Weiyuan, DU Guanglin, YANG Qiang. Dam abutment anchorage of Lijiexia arch dam[C]// FU Bingjun, WANG Jianyu ed. Proceedings of the International Symposium of Facing to

- New Century Anchorage and Grouting, Guangzhou: [s.n.], 1999: 146 - 150.(in Chinese)
- [12] 邵国建, 卓家寿, 章青. 岩体稳定性分析与评判准则研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, 22(5): 691 - 696.(SHAO Guojian, ZHUO Jiashou, ZHANG Qing. Research on analysis method and criterion of rockmass stability[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2003, 22(5): 691 - 696.(in Chinese))
- [13] 梅明荣, 徐建强, 任青文. 白鹤滩拱坝整体安全度的非线性分析[J]. 水利水电科技进展, 2006, 26(5): 41 - 44, 58.(MEI Mingrong, XU Jianqiang, REN Qingwen. Nonlinear analysis of overall safety factor for Baihetan arch dam[J]. Advances in Science and Technology of Water Resources, 2006, 26(5): 41 - 44, 58.(in Chinese))
- [14] 余天堂, 任青文. 锦屏高拱坝整体安全度评估[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(4): 787 - 794.(YU Tiantang, REN Qingwen. Evaluation of global safety degree of Jinping high arch dam[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(4): 787 - 794.(in Chinese))
- [15] 张冲, 侯艳丽, 金峰, 等. 拱坝-坝肩三维可变形离散元整体稳定分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(6): 1 226 - 1 232.(ZHANG Chong, HOU Yanli, JIN Feng, et al. Analysis of arch dam-abutment stability by 3D deformable distinct elements[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, 25(6): 1 226 - 1 232.(in Chinese))
- [16] 陈胜宏, 汪卫明, 邹丽春. 岩石边坡开挖及加固分析的弹黏塑性块体元方法[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(7): 953 - 958.(CHEN Shenghong, WANG Weiming, ZOU Lichun. Elasto-viscoplastic block element method for excavation and reinforcement analysis of rock slope[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2002, 21(7): 953 - 958.(in Chinese))
- [17] 汪卫明, 徐明毅, 陈胜宏, 等. 小湾拱坝坝肩稳定的弹黏塑性块体理论分析[J]. 武汉大学学报(工学版), 2001, 34(3): 42 - 46.(WANG Weiming, XU Mingyi, CHEN Shenghong, et al. Stability analysis of Xiaowan arch dam abutment with elasto-viscoplastic block theory[J]. Engineering Journal of Wuhan University, 2001, 34(3): 42 - 46.(in Chinese))
- [18] 张林, 费文平, 李桂林, 等. 高拱坝坝肩坝基整体稳定地质力学模型试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(19): 3 465 - 3 469.(ZHANG Lin, FEI Wenping, LI Guilin, et al. Experimental study of global geomechanical model for stability analysis of high arch dam foundation and abutment[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(19): 3 465 - 3 469.(in Chinese))
- [19] 杨强, 周维垣, 杨若琼, 等. 金沙江白鹤滩拱坝整体安全度分析报告[R]. 北京: 清华大学水利水电工程系, 2009.(YANG Qiang, ZHOU Weiyuan, YANG Ruoqiong, et al. Analysis report on global safety degree of Baihetan arch dam in Jinsha river[R]. Beijing: Department of Hydraulic and Hydropower Engineering, Tsinghua University, 2009.(in Chinese))
- [20] 周维垣, 杨若琼, 刘耀儒, 等. 高拱坝整体稳定地质力学模型试验研究[J]. 水力发电学报, 2005, 24(1): 53 - 58, 64.(ZHOU Weiyuan, YANG Ruoqiong, LIU Yaoru, et al. Research on geomechanical model of rupture tests of arch dams for their stability[J]. Journal of Hydroelectric Engineering, 2005, 24(1): 53 - 58, 64.(in Chinese))
- [21] 张强勇, 李术才, 焦玉勇. 岩体数值分析方法与地质力学模型试验原理及工程应用[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2005.(ZHANG Qiangyong, LI Shucai, JIAO Yuyong. Principle and engineering application of rock mass numerical analysis method and geomechanical model test[M]. Beijing: China Water Power Press, 2005.(in Chinese))
- [22] 周维垣, 林鹏, 杨若琼, 等. 高拱坝地质力学模型试验方法与应用[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2008.(ZHOU Weiyuan, LIN Peng, YANG Ruoqiong, et al. Method and application of high arch dam geomechanical model[M]. Beijing: China Water Power Press, 2008.(in Chinese))
- [23] 杨强, 周维垣, 杨若琼, 等. 金沙江白鹤滩拱坝地质力学模型试验研究报告[R]. 北京: 清华大学水利水电工程系, 2009.(YANG Qiang, ZHOU Weiyuan, YANG Ruoqiong, et al. Research report on geomechanical model experiment of Jinsha river Baihetan arch dam[R]. Beijing: Department of Hydraulic and Hydropower Engineering, Tsinghua University, 2009.(in Chinese))