

木里河立洲拱坝整体稳定地质力学模型试验研究

陈媛¹, 张林^{1, 2}, 杨宝全¹, 董建华¹, 胡成秋¹

(1. 四川大学 水利水电学院, 四川 成都 610065; 2. 四川大学 水力学与山区河流开发保护国家重点实验室, 四川 成都 610065)

摘要: 采用三维地质力学模型超载法试验, 对立洲拱坝的整体稳定性进行研究, 在模型中充分反映断层、层间剪切带、裂隙密集带及长大裂隙等复杂地质构造对拱坝与地基整体稳定性的影响。通过超载法破坏试验获得坝体、坝肩、坝基岩体及结构面的变形特征、破坏失稳过程、破坏形态和破坏机制, 揭示影响稳定的控制性因素和工程薄弱部位, 确定拱坝与地基在各阶段的超载安全系数为: 起裂超载安全系数 $K_1 = 1.4 \sim 2.2$, 非线性变形超载安全系数 $K_2 = 3.4 \sim 4.3$, 极限超载安全系数 $K_3 = 6.3 \sim 6.6$ 。通过对比分析类似拱坝工程的超载法试验结果可知, 立洲拱坝的超载安全系数在统计分布范围之内, 但两坝肩中上部的岩体和结构面局部破坏较严重, 需对这些薄弱部位进行重点加固处理, 以进一步提高坝与地基的整体稳定安全性。

关键词: 水利工程; 拱坝整体稳定性; 复杂地质构造; 地质力学模型; 超载法试验

中图分类号: TV 31

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 6915(2012)增2 - 3928 - 08

GEOMECHANICAL MODEL EXPERIMENT OF GLOBAL STABILITY OF LIZHOU ARCH DAM ON MULI RIVER

CHEN Yuan¹, ZHANG Lin^{1, 2}, YANG Baoquan¹, DONG Jianhua¹, HU Chengqiu¹

(1. College of Water Resources and Hydropower, Sichuan University, Chengdu, Sichuan 610065, China;

2. State Key Laboratory of Hydraulics and Mountain River Engineering, Sichuan University, Chengdu, Sichuan 610065, China)

Abstract: The global stability of Lizhou arch dam is studied by overloading model test in the 3D geomechanical model, the complex geological structures including faults, interlayer shear zones, fissure zones and large fissures affecting the global stability are considered and simulated. Through the overloading destructive test, the deformation characters, the failure process, pattern and mechanism of dam, rocks and structure planes in foundation and abutment are obtained. The controlling factors and weak regions impacting the stability are revealed. And the overloading safety factors of dam and foundation at each destructive stage are determined as follows: the crack initiation overloading factor $K_1 = 1.4 - 2.2$, the nonlinear deformation overloading factor $K_2 = 3.4 - 4.3$, the ultimate overloading factor $K_3 = 6.3 - 6.6$. Furthermore, comparing with other similar projects, the safety factor of Lizhou dam is within the statistical range of overloading test safety factors. While local parts of rocks and structure planes in middle and upper abutments are damaged seriously, their reinforcements should be paid more attention to improve the global stability of Lizhou arch dam.

Key words: hydraulic engineering; global stability of arch dam; complex geological structure; geomechanical model; overloading test

收稿日期: 2012 - 04 - 15; **修回日期:** 2012 - 05 - 16

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51109152); 国家重点基础研究发展计划(973)项目(2010CB226802); 博士学科点专项科研基金资助项目(20100181110077)

作者简介: 陈媛(1973 -), 女, 2008年于四川大学水工结构工程专业获博士学位, 现任副教授, 主要从事水工结构与岩土工程方面的教学与研究工作。E-mail: chenyan8899@163.com。通信作者: 张林(1955 -), 女, 现任教授、博士生导师, 主要从事水工结构与岩土工程方面的教学与研究工作。E-mail: zhanglin_scdx@163.com

1 引 言

随着我国国民经济的快速发展以及西部大开发战略的深入,水电工程建设迎来新的发展机遇,一大批高坝工程相继进入规划、设计和建设阶段,如雅砻江锦屏一级拱坝(坝高 305 m)、澜沧江小湾拱坝(坝高 294.5 m)、大渡河大岗山拱坝(坝高 210 m)、金沙江溪洛渡拱坝(285.5 m)和白鹤滩拱坝(289 m)等。这些工程的主要特点是:坝高库大、工程地质条件复杂,如小湾拱坝枢纽区断裂构造发育,存在不同规模的断层、挤压带、蚀变岩带及节理裂隙等地质缺陷;锦屏一级拱坝位于变质岩地区,坝肩发育有断层、X 煌斑岩脉、层间挤压带、深部卸荷裂隙等构造;金沙江白鹤滩拱坝两岸地形具有明显的不对称性,左岸低缓、右岸高陡,且发育有断层、层间层内错动带、卸荷裂隙、柱状节理等多种不利地质构造。这些复杂的地质构造严重影响了拱坝与地基的整体稳定性。据有关统计数据显示,截至 1980 年,在国外 48 座已出现问题的拱坝中,就有 31 座拱坝(占 64.6%)是由于没有处理好坝肩、坝基稳定问题而造成了失稳事故^[1]。因此,在高拱坝的设计和建设中,确保两岸坝肩和坝基的稳定安全就显得尤为突出和重要,需开展全面而深入的研究。

地质力学模型试验是解决上述问题的重要方法之一^[2-4],其显著特点是在模型中能较真实地模拟岩体中的断层、节理、裂隙等复杂地质构造,反映岩体非均匀性、非弹性、非连续性及多裂隙的岩石力学特征,并通过破坏试验获得较为直观形象的试验结果^[5-12]。

立洲碾压混凝土拱坝为世界级高碾压混凝土拱坝,坝址区地质条件复杂,拱坝与地基的整体稳定性问题十分严峻。本文采用三维地质力学模型超载法试验,对立洲拱坝与地基的整体稳定问题进行研究。通过试验研究获得坝与地基的工作性态、破坏过程与破坏形态,探明复杂地质构造对整体稳定性的影响,揭示影响工程安全的控制因素和薄弱部位,确定拱坝与地基的超载安全系数,并与类似拱坝工程的超载法试验结果进行对比分析,综合评价立洲拱坝的安全性,对坝基薄弱部位提出相应的加固处理建议,为工程设计提供参考。

2 工程概况

立洲水电站位于四川省凉山彝族自治州,是木里河干流水电规划“一库六级”的第六个梯级,开发任务以发电为主,正常蓄水位 2 088 m,电站装机容量 355 MW。拦河大坝为抛物线双曲拱坝,坝顶高程 2 092 m,坝底高程 1 960 m,最大坝高 132 m,为世界级高碾压混凝土拱坝。

立洲拱坝地处高山峡谷,两岸山体高大陡峭,河谷较为狭窄。坝址区出露的地层主要为灰岩,岩层自右岸倾向左岸,层面倾斜较缓,倾角为 $15^{\circ}\sim 25^{\circ}$ 。两岸坝肩地质条件较复杂,发育有断层、层间剪切带、裂隙密集带与长大裂隙等多种地质构造,其主要性状为:(1) 断层 f4, f5 横贯左右两岸,断层 f4 为正断层,产状为 $N30^{\circ}\sim 40^{\circ}W/NE\angle 40^{\circ}\sim 50^{\circ}$;断层 f5 为横河向平移断层,产状为 $N70^{\circ}W/SW\angle 80^{\circ}\sim 85^{\circ}$,2 条断层均为岩屑、方解石夹泥充填型。(2) 4 条层间剪切带 fj1~fj4 在左右两坝肩平行于层面发育,张开度较差,fj1 及 fj2 为岩屑充填型,fj3, fj4 为岩屑夹泥型。(3) 裂隙密集带 L1, L2 与长大裂隙 Lp285 在左坝肩中部发育,L1 产状为 $N75^{\circ}W/NE\angle 68^{\circ}$,L2 在 L1 下游发育,产状为 $N80^{\circ}\sim 90^{\circ}E/SW\angle 60^{\circ}\sim 64^{\circ}$,并与 L1 在高程 2 087 m 相交呈“λ”型,2 条裂隙带的充填物为岩屑、铁质夹少量泥;Lp285 产状为 $N30^{\circ}W/NE\angle 70^{\circ}\sim 85^{\circ}$,充填黄色黏土夹少量灰岩碎石。

立洲水电站工程地质剖面图见图 1,高程 2 050 m 处的工程地质平切图见图 2。由图 1,2 可见,立洲工程两岸地质条件存在明显的不对称性:左坝肩集中发育的 f5, L1, L2, Lp285 等多条结构面削弱了左岸抗力体的完整性,而右坝肩发育的结构面相对较少、坝肩抗力体较完整。这种地质构造的复杂性和不对称性给拱坝与地基的变形和整体稳定性带来较大的影响,十分必要对立洲拱坝与地基的整体稳定性进行研究。

3 三维地质力学模型超载法试验

3.1 试验方法

地质力学模型试验是建立在模型相似理论基础上的非线性破坏试验,将原型上的物理现象按

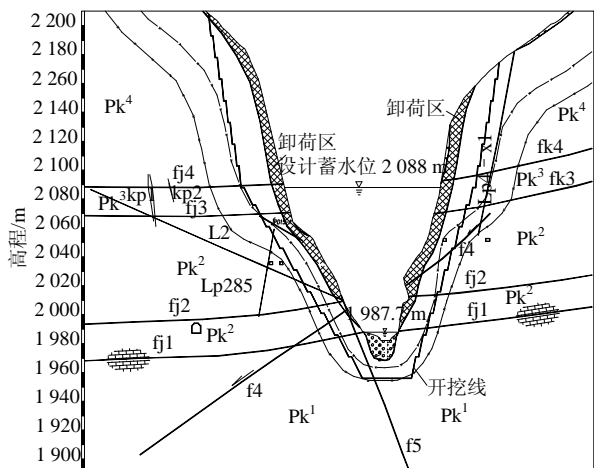


图1 立洲水电站工程地质剖面图
 Fig.1 Geological profile of Lizhou Project

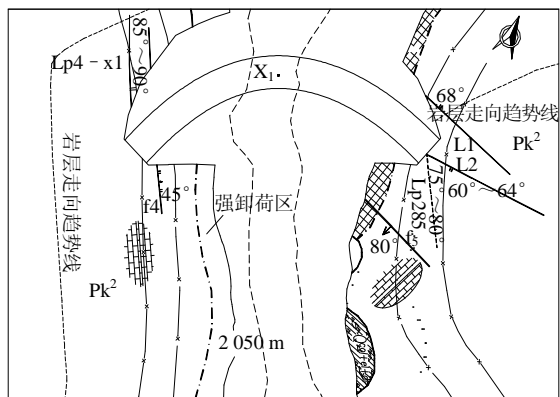


图2 立洲水电站高程2050m工程地质平切图
 Fig.2 Geological horizontal section of Lizhou project at elevation 2050 m

相似关系缩小后在模型上进行缩尺模拟，并将模型中测试的物理量按照相似关系换算为原型物理量，从而达到用模型来研究原型的目的。因此，地质力学模型试验需要满足几何尺寸、物理变化过程、作用力、边界条件、初始条件等相似条件，主要的相似关系^[13-14]如下： $C_\gamma = 1, C_\epsilon = 1, C_f = 1, C_\mu = 1, C_\sigma = C_\epsilon C_E, C_\sigma = C_c = C_E = C_L, C_F = C_\sigma C_L^2 = C_\gamma C_L^3$ 。其中， $C_E, C_\gamma, C_L, C_\sigma, C_\epsilon$ 及 C_F 分别为变形模量比、容重比、几何比、应力比、应变比及荷载比； C_μ, C_f 及 C_c 分别为泊松比、摩擦因数及黏聚力的相似比。

地质力学模型试验方法主要有超载法、降强法及综合法3种试验方法^[15]，3种方法所考虑的影响因素和安全度的定义各自不同。超载法和降强法分别考虑了超标洪水、岩体与结构面力学参数逐步降

低对工程安全度的影响。综合法结合超载法和降强法，反映了多种因素对工程安全度的影响。其中，超载法是一种常规的地质力学模型试验方法，在多年的工程实践中得以广泛应用。试验中通过不断增加上游水压力，测试坝与地基在超载过程中的变形发展过程，分析超载因素对坝与地基工作性态和安全度的影响，研究坝与地基的超载能力，揭示影响工程安全的薄弱部位。对于拱坝与地基整体稳定地质力学模型试验，其超载安全系数可根据规范^[16-17]，采用水压力超载系数 K_1, K_2, K_3 进行综合评价(K_1 为起裂超载安全系数，由坝踵开始出现裂缝时的水压力超载系数确定； K_2 为非线性变形超载安全系数，由下游坝面开始出现裂缝时的水压力超载系数确定； K_3 为极限超载安全系数，由坝与坝基丧失承载能力时水压力超载系数确定)。

对天然坝基条件下立洲拱坝与地基的整体稳定性采用超载法破坏试验进行研究，通过试验确定超载法安全系数，评价工程安全性，并揭示影响稳定的薄弱部位，为加固处理方案的设计提供科学依据。

3.2 模拟范围与模型材料

根据立洲拱坝工程的地形地质特点以及试验精度的要求，模型几何比选用 $C_L = 150$ ，材料容重比为 $C_\gamma = 1$ ，应力比和变形模量比为 $C_\sigma = C_E = C_L = 150$ 。模型模拟范围为390m×420m×300m(顺河向×横河向×竖直向)，相应的模型尺寸为2.6m×2.8m×2m。三维地质力学模型砌筑完成时的全貌见图3。

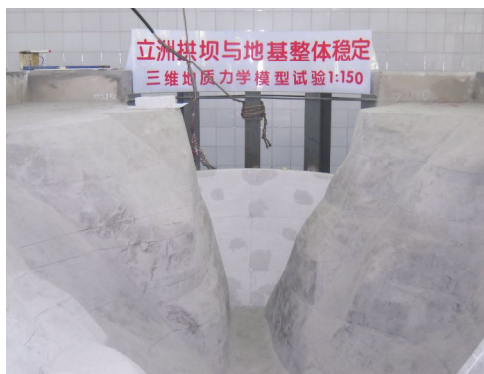


图3 模型制作完成时的全貌
 Fig.3 Overall view of the completed dam physical model

对于坝体、岩体与软弱结构面等各类模型材料，可根据相似理论将推荐的设计参数换算为模型参数，由此进行模型相似材料的研制，使原、模型材料的物理力学参数满足相似关系，材料的主要力学参数见表1。由模型相似关系可知，地质力学模型材料为高容重、低变形模量的材料。本次试验的模

表 1 原型和模型材料主要力学参数表
Table 1 Mechanical parameters of prototype and model materials

材料名称	原型材料设计参数			模型材料按相似关系要求的参数			模型材料实际参数		
	E_p /GPa	f_p	c_p /MPa	E_m /MPa	f_m	c_m /kPa	E_m /MPa	f_m	c_m /kPa
坝体混凝土	24	1.20	1.600	160.00	1.20	10.670	155.4	1.15	9.85
灰岩(Pk)弱风化下部	8	0.80	0.600	53.33	0.80	4.000	50.2	0.74	3.83
灰岩(Pk)微新	12	1.20	1.000	80.00	1.20	6.700	78.5	1.25	6.36
层间剪切带fj1, fj2	-	0.65	0.080	-	0.65	0.530	-	0.59	0.57
层间剪切带fj3, fj4	-	0.45	0.030	-	0.45	0.200	-	0.42	0.23
断层f4, f5	3~4	0.45	0.050	20.00~26.70	0.45	0.330	23.5	0.46	0.35
裂隙密集带L1, L2	3~4	0.65	0.060	20.00~26.70	0.65	0.400	25.2	0.61	0.42
长大裂隙L285	-	0.20	0.005	-	0.20	0.033	-	0.18	0.05

注： E 为变形/弹性模量， f 为摩擦因数， c 为黏聚力；下标“p”表示原型参数，“m”表示模型参数，下同。

型材料采用重晶石粉为主要原料，使原、模型材料的容重相等，即满足 $C_\gamma = 1.0$ 的要求。同时，还根据各类模型材料的力学参数，配以不同比例的石膏粉、水泥、水、机油及少量添加剂加工而成。在模型制作过程中，坝体按设计体型整体浇注成形；岩体按容重要求用自动压模机压制不同尺寸的块体备用；软弱结构面按抗剪断强度 $\tau = f\sigma + c$ 的要求，用低变形模量的基料配合不同摩擦因数的薄膜进行制作。

3.3 地质构造的模拟

地质力学模型试验的特点是能较真实地模拟山体中的复杂地质构造，并研究其对工程稳定安全的影响。因此，地质构造的模拟是地质力学模型试验的关键技术之一。

针对立洲拱坝坝肩坝基的地质构造特点，在模型制作过程中，重点模拟了影响坝肩稳定的主要地质构造：左坝肩的断层 f4, f5, 裂隙 L1, L2, Lp285, 层间剪切带 fj1~fj4, 右坝肩的断层 f4, f5, 层间剪切带 fj1~fj4。在模型制作时按照地质剖面图和平切图，以横河向、顺河向及竖向进行三维立体交叉控制。

由于立洲拱坝坝址区地质构造复杂，地层变化较大，在充分反映工程实际的前提下，力求抓住对稳定起控制作用的主要因素，而忽略一些次要因素，因此在不影响整体力学性态的情况下，对一些地质构造作一些适当的概化，如：对局部出现扭曲的结构面通过拉平、取直进行调整；依据综合抗剪断强度指标，对同一结构面采用相同材料、不同厚度进行制作等。

3.4 模型加载、量测与试验步骤

在拱坝上游坝面采用小型油压千斤顶进行分层、分块加载，对坝体施加水压力、淤沙压力、温升荷载，其中自重通过模型材料与原型材料容重相等来实现，温升荷载按当量水荷载进行近似模拟。

地质力学模型材料为非线型材料，试验中主要进行变位量测，包括坝肩抗力体及坝体下游面典型高程的表面变位，软弱结构面的内部相对变位及其在出露处的表面变位，此外还需监测坝体下游面典型高程的应变，由此测得表面位移 δ 、内部相对位移 $\Delta\delta$ 、坝体水平应变 μ_ϵ 与超载系数 K_p 的关系曲线(见图 4~9)。通过分析这些关系曲线的变化特征，如曲线的波动、拐点、增长幅度、转向等，可得到坝与地基的超载特性，并作为判定稳定安全系数的重要依据之一。

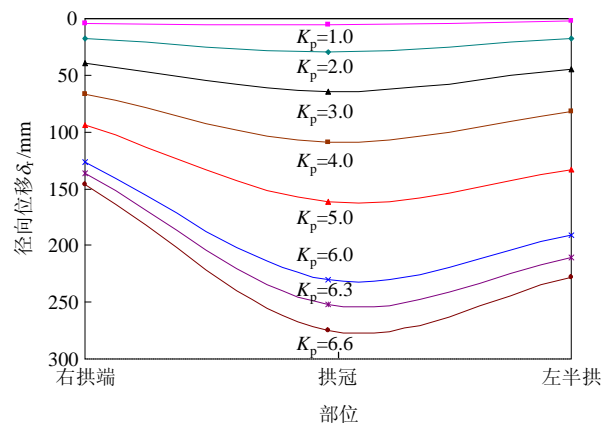


图 4 高程 2 000 m 拱圈下游坝面径向位移 δ_r 分布曲线
Fig.4 Distribution curves of radial displacement δ_r on downstream dam surface at elevation 2 000 m

根据试验研究目的，模型试验的加载步骤为：

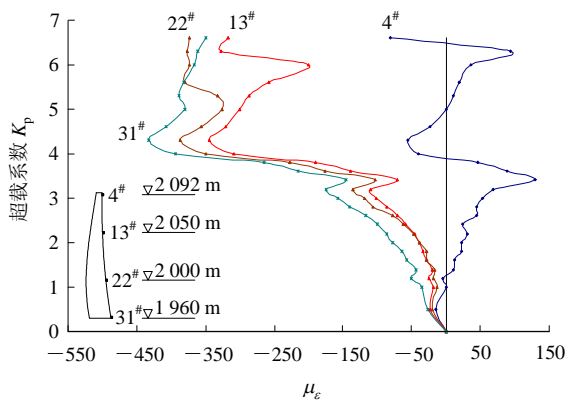


图5 拱冠梁下游坝面水平应变 μ_e 和超载系数 K_p 关系曲线
Fig.5 Relation curves between horizontal strain μ_e and overloading factor K_p on downstream dam surface in arch crown

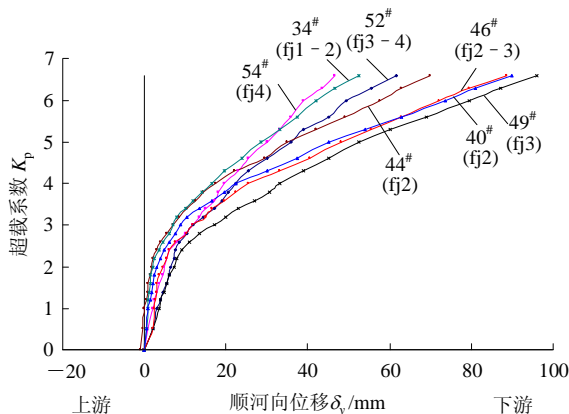


图6 左岸拱端附近顺河向位移 δ_y 和超载系数 K_p 关系曲线
Fig.6 Relation curves between displacement along river δ_y and overloading factor K_p near left arch abutment

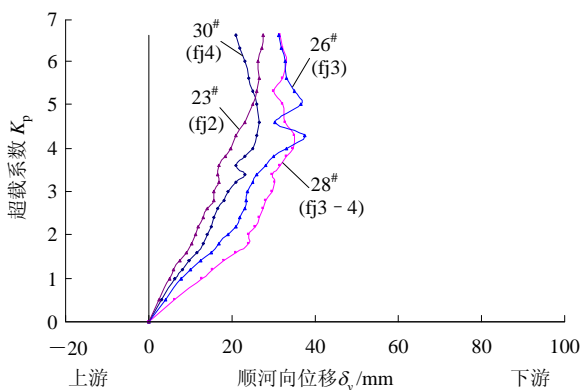


图7 右岸拱端附近顺河向位移 δ_y 和超载系数 K_p 关系曲线
Fig.7 Relation curves between displacement along river δ_y and overloading factor K_p near right arch abutment

首先将荷载逐步加载至一倍正常荷载，测试在正常工况下坝与地基的工作性态，然后对上游水荷载按 $(0.2\sim 0.3)P_0$ (P_0 为正常工况下的水荷载)的步长进

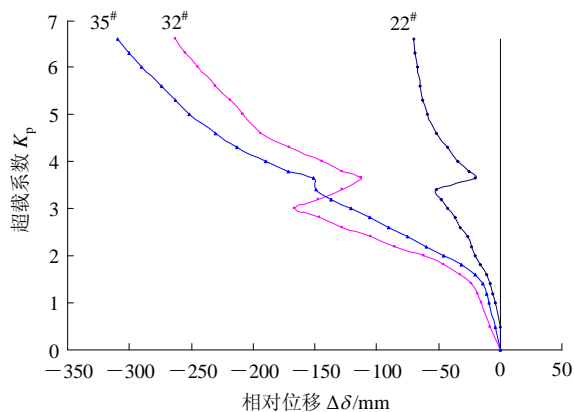


图8 左坝肩f5相对位移 $\Delta\delta$ 和超载系数 K_p 关系曲线
Fig.8 Relation curves between relative displacement $\Delta\delta$ and overloading factor K_p of f5 in left arch abutment

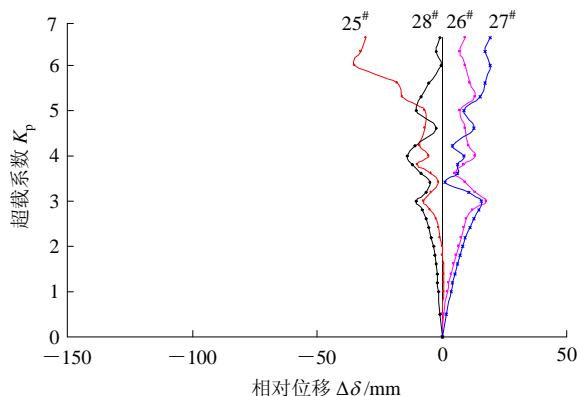


图9 右坝肩fj3相对位移 $\Delta\delta$ 和超载系数 K_p 关系曲线
Fig.9 Relation curves between relative displacement $\Delta\delta$ and overloading factor K_p of fj3 in right arch abutment

行分级超载，直至坝与地基发生大变形、出现整体失稳趋势，则停止加载、终止试验。试验中记录各级荷载下的测试数据，观测坝与地基的变形情况和破坏形态。

4 拱坝与地基整体稳定试验成果分析

4.1 坝体变位及应变分布特征

坝体上部变位大于下部变位，拱冠变位大于拱端变位，径向变位大于切向变位，其分布规律符合常规。在正常工况下，坝体变位对称性较好，最大径向变位出现在高程2092 m拱冠处，变位值为21.5 mm(原型值)；拱端切向变位向两岸山体内变位，其变位值较小。在超载阶段，随着超载系数的增加，左岸径向变位逐渐大于右岸径向变位，尤其是左半拱中上部变位的增幅较大，最终呈现出左拱端变位明显大于右拱端变位的不对称现象(见图4)，说明坝

体在向下游变位的同时伴随着有顺时针向的转动变位。这种变位特征主要是由于两岸地质条件不对称、左坝肩抗力体完整性较差所致。

由图 5 可见, 坝体下游面应变主要受压, 在正常工况下, 即 $K_p = 1.0$ 时, 坝体应变总体较小; 在超载阶段, 坝体应变随超载系数的增加而逐渐增大, 当 $K_p = 1.4 \sim 2.2$ 时, 应变曲线出现一定的波动, 曲线有微小的转折和拐点, 表明此时上游坝踵附近发生初裂; 当 $K_p = 3.4 \sim 4.3$ 时, 坝体应变整体出现较大的波动, 形成较大的拐点, 应变的变化幅度显著增大, 此时观测到坝体左半拱发生开裂; 此后, 应变曲线进一步发展, 陆续出现波动或转向, 表明坝体裂缝不断扩展; 当 $K_p = 6.3 \sim 6.6$ 时, 坝体裂纹贯通至坝顶, 坝体产生明显的应力释放, 坝与地基逐渐失去承载能力。

4.2 坝肩抗力体表面变位分布特征

图 6, 7 中: $40^\#(fj2)$ 表示在层间剪切带 $fj2$ 出露处附近的岩体表面变位测点, $46^\#(fj2 - 3)$ 表示在层间剪切带 $fj2$ 与 $fj3$ 之间的岩体表面变位测点, 下同。在正常工况下, 两坝肩抗力体的变位均较小, 呈现出顺河向变位向下游、横河向变位向河谷、左岸变位大于右岸变位的规律。在超载阶段, 变位逐步增大, 位移值在拱端附近最大, 向下游延伸逐步递减。两坝肩表面变位沿高程方向的分布规律为: 左坝肩以层间剪切带 $fj2$, $fj3$ 及坝肩中部高程的岩体表面变位较大; 右坝肩以坝肩上部高程层间剪切带 $fj3$, $fj4$ 附近的岩体表面变位值较大。由此可见, 层间剪切带 $fj2$, $fj3$, $fj4$ 及发育在左坝肩中部的断层、裂隙对拱坝与坝肩的变形有较大的影响。

4.3 结构面对坝肩变形和稳定的影响

两坝肩发育的多条软弱结构面对坝肩变形和稳定存在影响, 影响左坝肩稳定的主要结构面有 $f5$, $Lp285$, $L2$, $fj2$, $fj3$, $fj4$, 影响右坝肩稳定的主要结构面有 $fj3$, $fj4$, $f4$ 。其中, 左坝肩软弱结构面的发育相对较集中, 并且在抗力体内相互切割, 结构面的内部相对变位较大(见图 8, 9), 对拱坝与地基的变形和稳定影响较大。

4.4 破坏形态及破坏特征

在试验超载阶段, 坝体先后出现了 2 条裂缝: 当 $K_p = 3.4 \sim 4.3$ 时, 左半拱在下游坝面高程 2 040 m 拱端处发生开裂, 裂缝最终向上扩展至坝顶, 并从下游坝面贯穿至上游坝面, 这条裂缝的开裂主要是由于该部位抗力体内发育有多条相互切割的软弱结

构面; 在超载阶段后期, 即 $K_p = 5.0 \sim 6.3$ 时, 右半拱在建基面坝趾处出现另一条裂缝, 并最终向上扩展至高程 2 043 m, 这条裂缝主要是受断层 $f5$ 的影响所致。坝体的最终破坏形态见图 10。

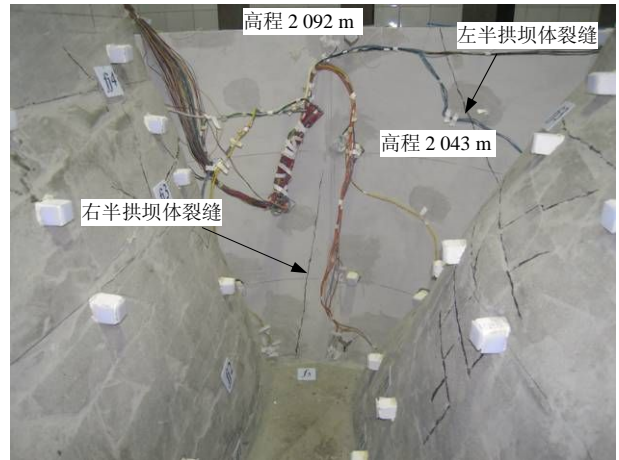
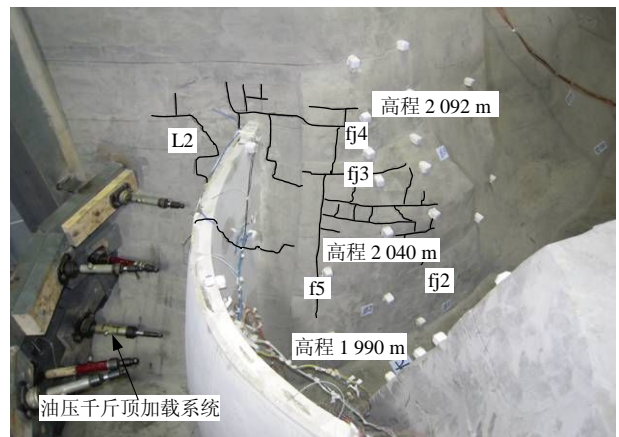


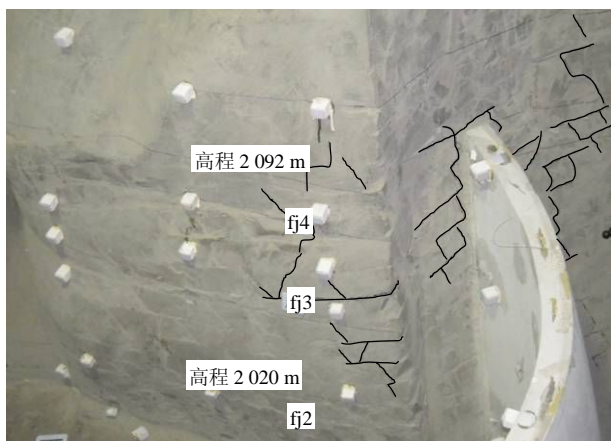
图 10 模型坝体最终破坏形态

Fig.10 Final failure pattern of model dam

由于两岸地质条件的不对称性, 左、右坝肩的破坏形态及破坏特征也呈现出明显的不对称性, 左坝肩破坏程度相对于右坝肩要大(见图 11)。左坝肩的破坏范围自坝顶拱端向下游延伸约 81 m(原型值), 主要是坝肩中上部的结构面及岩体发生破坏: 断层 $f5$ 沿结构面开裂, 从河床到坝顶完全开裂贯通; 层间剪切带 $fj3$, $fj4$ 沿结构面开裂、扩展; 坝肩中部 $fj2 \sim fj4$ 之间的岩体表面出现了多条裂缝。右坝肩的破坏范围自坝顶拱端向下游延伸约 57 m(原型值), 主要是坝肩上部岩体发生破坏, 此外层间剪切带 $fj3$, $fj4$ 沿结构面发生了局部开裂。在拱坝上游侧, 左岸的 $L1$, $L2$, $Lp285$ 沿裂隙面发生开裂, 坝踵附近的岩体被拉裂, 这些裂缝不断扩展、相互交汇, 最终贯通左右两岸。



(a) 左坝肩



(b) 右坝肩

图 11 模型左、右坝肩的最终破坏形态

Fig.11 Final failure patterns of left and right arch abutments

4.5 整体稳定超载安全系数

本次超载法破坏试验，在正常工况下对上游水荷载进行逐级超载，当超载系数 $K_p = 1.4 \sim 2.2$ 时，上游坝踵附近发生初裂；当超载系数 $K_p = 3.4 \sim 4.3$ 时，左半拱发生开裂，坝肩岩体表面裂缝明显增多，结构面相继发生开裂；当超载系数 $K_p = 6.3 \sim 6.6$ 时，坝体裂缝贯通至坝顶，坝肩岩体表面裂缝相互交汇、贯通，坝体、坝肩岩体及结构面出现变形不稳状态，拱坝与地基逐渐呈现出整体失稳的趋势。根据试验成果综合分析得出，立洲拱坝与地基在各阶段的超载安全系数为：起裂超载安全系数 $K_1 = 1.4 \sim 2.2$ ，非线性变形超载安全系数 $K_2 = 3.4 \sim 4.3$ ，极限超载安全系数 $K_3 = 6.3 \sim 6.6$ 。

5 工程类比分析

根据规范^[16-17]可知，国内已有多座拱坝工程进行了超载法地质力学模型试验研究，如铜头、李家峡、构皮滩、二滩、拉西瓦、溪洛渡、小湾、锦屏一级等拱坝工程，其超载安全系数详见表 2。这些拱坝工程超载安全系数的分布规律为：起裂超载安全系数 $K_1 = 1.1 \sim 2.2$ ；非线性变形超载安全系数 $K_2 = 1.5 \sim 5.0$ ；极限超载安全系数 $K_3 = 2.5 \sim 10$ 。对比分析上述典型工程的模型试验结果，立洲拱坝与地基整体稳定的超载安全系数在拱坝工程超载安全系数的统计分布范围之内。

四川省汶川县草坡河上的沙牌碾压混凝土拱坝(坝高 132 m)的工程规模与立洲拱坝相当，但其地质条件相对较好，坝址区内无顺河断层和贯穿性软弱

表 2 典型拱坝工程地质力学模型试验超载安全系数
Table 2 Overloading safety factors of typical arch dams determined by geomechanical model test

序号	工程名称	坝高/m	K_1	K_2	K_3
1	铜头拱坝(天然地基)	75	1.1	1.5	2.5
2	紧水滩双曲拱坝	102	2.0	4.0	10.0
3	李家峡双曲拱坝	165	1.6	3.0	7.0
4	东风双曲拱坝	166	2.0	3.8	8.0
5	构皮滩双曲拱坝	231	2.2	5.0	8.5
6	二滩双曲拱坝	245	2.0	3.5	8.0
7	拉西瓦双曲拱坝	250	2.0	4.0~5.0	6.0~7.0
8	溪洛渡双曲拱坝	278	1.8	5.0	8.0
9	小湾拱坝(天然地基)	285	1.8	3.0	6.5
10	锦屏拱坝(天然地基)	305	2.0	4.0~5.0	6.0~7.0

结构面发育，坝肩稳定主要受多组不同产状的节理裂隙控制。根据沙牌拱坝的超载法地质力学模型试验成果，其超载安全系数 $K_2 = 4.6 \sim 5.0$ ^[18]，右坝肩高程 1 810 m 以上的山脊及左坝肩高程 1 820 m 以上陡崖的破坏形态较严重，是影响坝肩稳定的薄弱部位。因而，在工程施工过程中，在这 2 个部位进行了大量的预应力锚索加固处理，使拱坝与地基具有超强的整体稳定性和抗震性，从而在 5·12 汶川地震中经受住考验，为工程安全提供了有力的保障。考虑到立洲工程坝址区的地质条件比较复杂，存在大量断层、层间剪切带、裂隙等不利地质构造，尤其是左坝肩集中发育有多条软弱结构面，坝肩抗力体完整性较差。因此十分有必要对影响坝肩变形与稳定的软弱结构面，尤其是对破坏形态较严重的薄弱部位进行重点加固处理，以进一步提高拱坝与地基的整体稳定性，确保工程的安全运行。

6 结 论

(1) 根据立洲碾压混凝土拱坝的地形、地质特征，建立三维地质力学模型进行超载法破坏试验，对拱坝与地基的整体稳定性进行研究，综合分析试验成果，得出各阶段的超载安全系数为：起裂超载安全系数 $K_1 = 1.4 \sim 2.2$ ，非线性变形超载安全系数 $K_2 = 3.4 \sim 4.3$ ，极限超载安全系数 $K_3 = 6.3 \sim 6.6$ 。

(2) 通过工程类比分析可知，立洲拱坝的超载安全系数在典型拱坝工程超载安全系数的统计分布范围之内，但与同等规模的沙牌拱坝工程相比较，其坝肩地质条件较复杂，超载安全系数稍低，且坝

肩局部区域破坏较严重,因此必须重视对立洲拱坝坝肩的加固处理。

(3) 模型试验结果表明,立洲拱坝左坝肩中上部及右坝肩上部的岩体及结构面变形较大、开裂破坏较严重,是影响坝肩变形与稳定的薄弱部位,可采用混凝土置换、预应力锚索、固结灌浆等措施进行重点加固处理,以提高拱坝与地基的整体稳定性。

参考文献(References):

- [1] 王毓泰,周维垣,毛健全,等.拱坝坝肩岩体稳定分析[M].贵阳:贵州人民出版社,1983:1-2.(WANG Yutai, ZHOU Weiyuan, MAO Jianquan, et al. Stability analysis of arch dam abutment[M]. Guiyang: Guizhou People's Press, 1983: 1-2.(in Chinese))
- [2] 潘家铮,何璟.中国大坝50年[M].北京:中国水利水电出版社,2000:257-259.(PAN Jiazheng, HE Jing. Large dams in China—a fifty-year review[M]. Beijing: China Water Power Press, 2000: 257-259.(in Chinese))
- [3] REN Q W, XU L Y, WAN Y H. Research advance in safety analysis methods for high concrete dam[J]. Science in China(Series E): Technological Sciences, 2007, 50(Supp.1): 62-78.
- [4] 王汉鹏,李术才,郑学芬,等.地质力学模型试验新技术研究进展及工程应用[J].岩石力学与工程学报,2009,28(增1):2765-2771.(WANG Hanpeng, LI Shucui, ZHENG Xuefen, et al. Research progress of geomechanical model test with new technology and its engineering application[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, 28(Supp.1): 2765-2771.(in Chinese))
- [5] LIU J, FENG X T, DING X L. Stability assessment of the Three Gorges dam foundation, China, using physical and numerical modeling—part I: physical model tests[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2003, 40(5): 609-631.
- [6] FEI W P, ZHANG L, ZHANG R. Experimental study on a geomechanical model of a high arch dam[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2010, 47(2): 299-306.
- [7] GUAN F H, LIU Y R, YANG Q, et al. Analysis of stability and reinforcement of faults of Baihetan arch dam[J]. Advanced Materials Research, 2011, 243-249: 4506-4510.
- [8] 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))
- [9] 姜小兰,陈进,孙绍文.锦屏一级高拱坝物理模型试验研究[J].人民长江,2009,40(19):76-78.(JIANG Xiaolan, CHEN Jin, SUN Shaowen. Research on physical model test for high arch dam of Jinping I hydropower station[J]. Yangtze River, 2009, 40(19): 76-78.(in Chinese))
- [10] 董建华,谢和平,张林,等.大岗山双曲拱坝整体稳定三维地质力学模型试验研究[J].岩石力学与工程学报,2007,26(10):2027-2033.(DONG Jianhua, XIE Heping, ZHANG Lin, et al. Experimental study of 3D geomechanical model on global stability of Dagangshan double curvature arch dam[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(10): 2027-2033.(in Chinese))
- [11] 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):3465-3469.(ZHANG Lin, FEI Wenping, LI Guilin, et al. Experimental study on global geomechanical model for stability analysis of high arch dam foundation and abutment[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(19): 3465-3469.(in Chinese))
- [12] 杨宝全,张林,陈建叶,等.小湾高拱坝整体稳定三维地质力学模型试验研究[J].岩石力学与工程学报,2010,29(10):2086-2093.(YANG Baoquan, ZHANG Lin, CHEN Jianye, et al. Experimental study of 3D geomechanical model for global stability of Xiaowan high arch dam[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(10): 2086-2093.(in Chinese))
- [13] FUMAGALLI E. 静力学与地力学模型[M].蒋彭年译.北京:水利电力出版社,1979:1-10.(FUMAGALLI E. Static and geomechanical models[M]. Translated by JIANG Pengnian. Beijing: Water Resources and Electric Power Press, 1979: 1-10.(in Chinese))
- [14] 陈兴华.脆性材料结构模型试验[M].北京:水利电力出版社,1984:7-17.(CHEN Xinghua. Structure model test for brittle material[M]. Beijing: Water Resources and Electric Power Press, 1984: 7-17.(in Chinese))
- [15] 张林,陈建叶.水工大坝与地基模型试验及工程应用[M].成都:四川大学出版社,2009:64-68.(ZHANG Lin, CHEN Jianye. The engineering application of model test about hydraulic dams and foundation[M]. Chengdu: Sichuan University Press, 2009: 64-68.(in Chinese))
- [16] 中华人民共和国行业标准编写组. SL282—2003 混凝土拱坝设计规范[S].北京:中国水利水电出版社,2003.(The Professional Standards Compilation Group of People's Republic of China. SL282—2003 Design specification for concrete arch dams[S]. Beijing: China Water Power Press, 2003.(in Chinese))
- [17] 中华人民共和国行业标准编写组. DL/T 5346—2006 混凝土拱坝设计规范[S].北京:中国电力出版社,2006.(The Professional Standards Compilation Group of People's Republic of China. DL/T 5346—2006 Design specification for concrete arch dams[S]. Beijing: China Electric Power Press, 2006.(in Chinese))
- [18] 张立勇,张林,李朝国,等.沙牌RCC拱坝坝肩稳定三维地质力学模型试验研究[J].水电站设计,2003,19(4):20-23.(ZHANG Liyong, ZHANG Lin, LI Chaoguo, et al. 3D geomechanical model experimental for abutment stability of Shapai RCC arch dam[J]. Design of Hydroelectric Power Station, 2003, 19(4): 20-23.(in Chinese))