水　利　学　报

2018年12月　SHUILI　XUEBAO　第49卷　第12期

文章编号:0559-9350(2018)12-1550-09

# 丹巴水电站右1#坝段坝基稳定二维地质力学模型验证性破坏试验

杨庚鑫[1,2]，杨宝全[2,3]，张　林[2,3]，陈　媛[2,3]，陈建叶[2,3]

（1. 国电大渡河水电开发有限公司，四川 成都　610000；2. 四川大学 水利水电学院，四川 成都　610065；
3. 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：**丹巴水电站将是国内首座建在深厚覆盖层上坝高超过40 m的闸坝工程，坝址区以第四系深厚覆盖层为主，最大厚度达127.66 m，坝基覆盖层自上而下总共分为5层，其变形模量较低，压缩性大，这样的地质条件会使坝与地基产生较大的不均匀沉降，直接影响到闸坝与坝基的稳定安全性，需要开展坝基稳定问题的深入研究。针对上述地质问题，本文选取地质条件最为复杂的右1#坝段，采用地质力学模型试验方法，全面模拟了坝址区的深厚覆盖层、深层浅层固结灌浆及回填层等加固方案，通过超载法破坏试验，研究了坝与地基的变形分布特征，获得了正常工况下坝体最大竖向位移为7.60 cm，满足规范要求，揭示了破坏机理与破坏形态，提出了超载法试验安全系数为：起裂超载安全系数$K_1$=1.2，非线性变形超载安全系数$K_2$=1.6～1.8，极限超载安全系数$K_3$=2.0～2.4，综合评价了右1#坝段的安全性。试验成果可对工程的设计、施工和加固方案优化提供参考依据。

**关键词：**丹巴水电站；深厚覆盖层；坝基稳定；地质力学模型；破坏试验；安全系数

**中图分类号：**TV321　　**文献标识码：**A　　**doi：**10.13243/j.cnki.slxb.20180194

## 1　研究背景

大渡河流域的一大批水电站工程相继进入规划、设计和建设阶段，如丹巴水电站、金川水电站、双江口水电站和沙坪水电站等[1]，这些水电站均建设在高山峡谷、高地应力和高地震烈度区，坝基中往往存在深厚覆盖层、断层、节理裂隙和破碎带等复杂地质构造，使得坝基稳定问题成为目前大渡河流域水电开发中最为关心的问题。坝基稳定性分析的主要方法有刚体极限平衡法、有限元法和地质力学模型试验法等。刚体极限平衡法通过分析坝基岩体在破坏时的平衡来求得安全系数，概念清晰，计算简单，并且具有长期工程实践经验[2-3]；有限元法突出的优点是适应性强，能解决各种非线性、非均匀和复杂边界等问题，通过分析坝基岩体和软弱带的屈服区和点安全等，来研究坝基的稳定性[4-5]；地质力学模型是按照一定的相似原理对工程进行缩尺研究的试验方法[6-13]，能够较准确地反映出地质构造与工程结构的空间关系，模拟坝基岩体、上部结构的破坏全过程，得到地基的极限承载能力，通过分析破坏机理，得出模型的稳定安全系数，进行工程的安全性评价。

丹巴水电站将是国内首座建在深厚覆盖层上坝高超过40 m的闸坝，坝址区以深厚覆盖层为主，坝基稳定问题十分突出。本文采用二维地质力学模型破坏试验方法，对地质条件最为复杂的右1#坝段进行地基稳定性研究，在模型中模拟1#坝段及其基础覆盖层的结构特征和力学特性，同时对深层、浅层固结灌浆及回填层等加固方案进行模拟，通过超载法破坏试验获得坝与地基变形分布特征，揭示破坏形态与破坏机理，提出坝与地基在各阶段的超载安全系数，综合评价右1#坝段的安全

收稿日期：2018-03-19；网络出版日期：2018-11-29

网络出版地址：http://kns.cnki.net/kcms/detail/11.1882.TV.20181129.1550.004.html

基金项目：国家自然科学基金项目(51609163)；国家重点研发计划项目(2016YFC0401908)

作者简介：杨庚鑫(1986-)，男，四川乐山人，博士，工程师，主要从事水电工程研究。E-mail：36151431@qq.com

通讯作者：杨宝全(1985-)，男，云南大理人，博士，讲师，主要从事水利水电工程研究。E-mail：yangbqscu1019@163.com

性，以期为工程后期的设计、施工和加固处理方案的优化提供依据。

## 2　工程概况及地质构造分析

丹巴水电站位于四川省甘孜藏族自治州丹巴县境内，是大渡河干流水电规划“三库22级”的第8级电站。丹巴闸坝坝高42 m，总库容约0.5亿$m^3$，总装机1196.6 MW。坝址区为深厚覆盖层，其成因复杂，主要以冲洪积、泥石流堆积和堰塞河湖相沉积为主，从河床覆盖层自下而上大致可分为5层：第①层漂(块)卵(碎)石层；第②层粉土、粉砂层；第③层漂(块)卵(碎)砾石层；第④层冲洪积与泥石流堆积层；第⑤层砂卵砾石层。其中第④层局部出露地表，第⑤层分布于河床表部，连续但厚度较小。这些覆盖层地基变形模量较低，地基压缩性大，这样的地质条件会使坝与地基产生较大的不均匀沉降，对坝体应力产生不良的影响，降低坝与地基的整体稳定性，并对工程的安全性造成不利影响，因此需对地基进行加固处理。工程设计中对覆盖层地基初步的加固处理方案为：闸室及两岸挡水坝基础覆盖层防渗采用混凝土防渗墙，为满足覆盖层基础承载要求，挖除浅表部的第⑤层和第④层，回填有级配要求的石渣料，并进行深、浅层的固结灌浆，浅层固灌深度15 m，深层固灌最大深度70 m。闸址部位覆盖层地质剖面如图1所示。

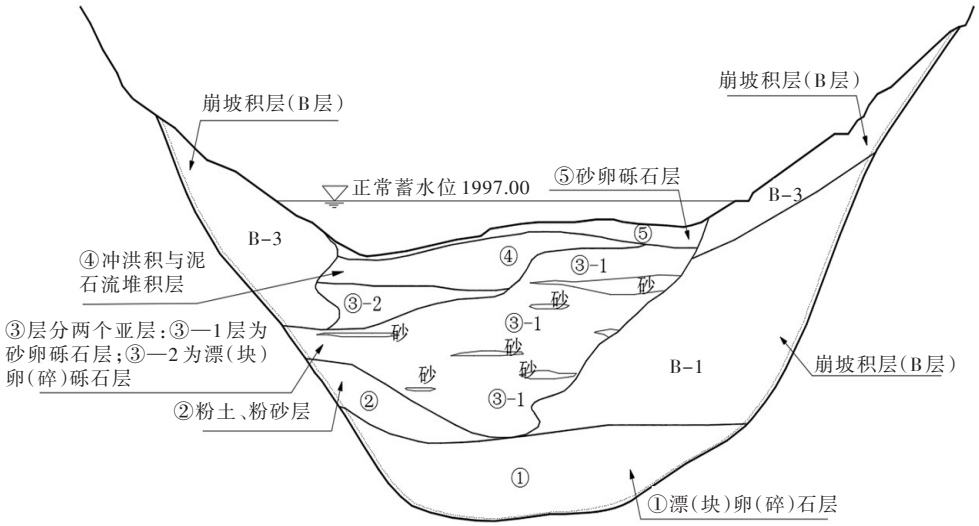



图1　闸址部位覆盖层地质剖面

## 3　地质力学模型破坏试验方法

**3.1　模型相似理论**　地质力学模型试验是一种非线性的破坏试验[14-15]，必须要符合破坏试验的相似条件，尤其是考虑到需要模拟出坝基岩体(土)特性以及其中的断层、破碎带、剪切带及节理裂隙等，其相似要求更为复杂，不仅要满足工程结构及岩体(土)模型与原型之间在线弹性阶段的相似要求，还要满足破坏阶段的相似要求，即：(1)坝体、坝基岩体(土)及主要地质构造的几何条件满足相似要求；(2)模型材料的变形模量、抗拉强度、抗压强度与原型相似，材料的应力与应变关系满足相似；(3)主要的地质构造面、覆盖层地基的抗剪断强度 $f'$ 与 $c'$ 满足相似；(4)施加在模型上的自重、水沙荷载需要与原型保持相似。具体需要满足以下相似关系：

$$\begin{cases} C_\mu = 1,\ C_\varepsilon = 1,\ C_f = 1 \\ C_\sigma = C_E = C_\tau = C_c \\ C_F = C_\gamma \cdot C_L^3 \\ C_E = C_\gamma \cdot C_L \\ C_\delta = C_L \end{cases} \tag{1}$$

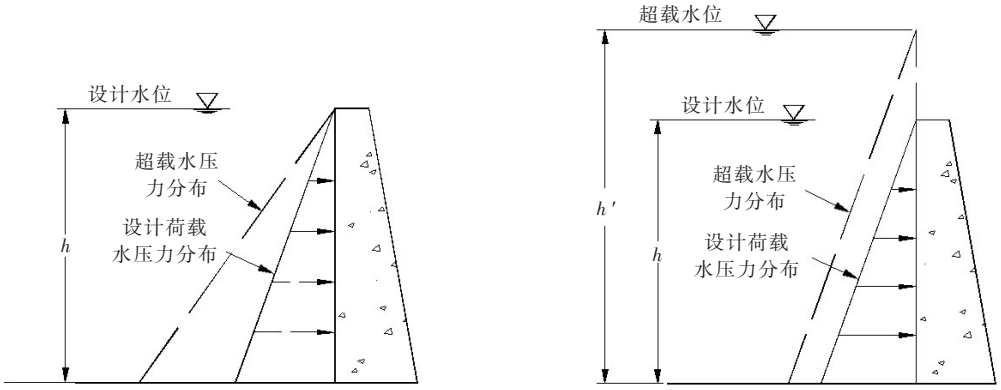
当 $C_\gamma = 1$ 时，则有：

$$C_E = C_L;\ C_F = C_L^3 \tag{2}$$

式中：$C_E$、$C_\gamma$、$C_L$、$C_\sigma$、$C_\delta$及 $C_F$分别为变形模量、容重、几何尺寸、应力、位移及荷载的相似比；$C_\mu$、$C_\varepsilon$、$C_f$ 及 $C_c$分别为泊松比、应变、摩擦系数及凝聚力的相似比。

结合坝址区河床的地形特点、坝基主要地质特点、右1#挡水坝段的结构特征和模型槽要求等多种因素综合分析，确定几何比尺 $C_L$=100，模型尺寸为 1.73 m × 0.23 m × 1.08 m（顺河向×横向×高度），相当于原型工程 173 m × 23 m × 108 m 范围。根据模型相似原理，确定容重比 $C_\gamma$=1，变形模量比 $C_E$=100。根据相似关系研制模型材料，建立右1#坝段的二维地质力学模型。这里需要说明的是，重力坝二维地质力学模型方法能直观地展示大坝与地基的破坏过程、破坏形态，获得大坝与坝基的变形分布特征，是研究重力坝抗滑稳定问题的重要方法，但由于其未能考虑横河向的约束，坝基扬压力一般也只能通过等效模拟的方法进行考虑[16]，未能考虑地震荷载等，因此其具有一定的局限性，由试验获得的成果评定的坝基安全性总体偏于安全，但其成果可以作为工程设计中的重要参考。

**3.2 超载法破坏试验** 超载法试验是地质力学模型试验中最常用的一种试验方法，其主要考虑了大坝上游水荷载出现超载情况对大坝与地基整体稳定的影响，长期以来为人们所接受和采用，在工程实践中得到普遍应用。超载法的超载方式有三角形超载法（增大上游水容重）和梯形超载法（加高上游水位）两种，两种超载方式如图2所示。考虑到在实际工程运行中，上游水位不会无限加高，而汛期洪水对坝体的瞬时冲击会导致上游坝面应力出现超载情况，所以三角形超载较阶梯超载更符合工程实际，同时也便于在试验中加载。因此，目前在超载试验中通常按三角形荷载进行超载。本文试验采用三角形超载法对上游水荷载进行超载，以研究右1#坝段坝基的稳定性问题。




（a）三角形超载法　　（b）梯形超载法

图2　水压力超载方式

文献[17-18]中，通过紧水滩、龙羊峡、二滩、李家峡、拉西瓦、小湾、溪洛渡、锦屏一级和杨房沟等多个高拱坝工程的地质力学模型超载法试验研究，提出了基于3K理论的大坝安全度评价方法，即采用水压力超载系数 $K_1$、$K_2$、$K_3$综合评价大坝稳定性，其中，$K_1$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；$K_3$为极限承载能力超载安全系数，由坝与坝基丧失承载能力时水压力超载系数确定。超载法试验技术和评价指标已引入工程设计与规范中，应用广泛。本文也参考该评价指标进行丹巴水电站右1#坝段的稳定性评价。

**3.3 坝体与坝基覆盖层、加固层的模拟** 丹巴水电站右1#坝段工程最大的特点是基础的深厚覆盖层，坝体与地基的变形模量差异大，因此本文模型试验重点模拟坝基内回填料（天然区）、回填料（固结灌浆区）、③-1（天然区）、③-1（浅层固结灌浆区）、③-1（深层固结灌浆区）、③透（天然区）、③透

(浅层固结灌浆区)、③透(深层固结灌浆区)、碎块石(崩积相)天然区、碎块石(崩积相)深层固结灌浆区，共10个地质区域，如图3所示。

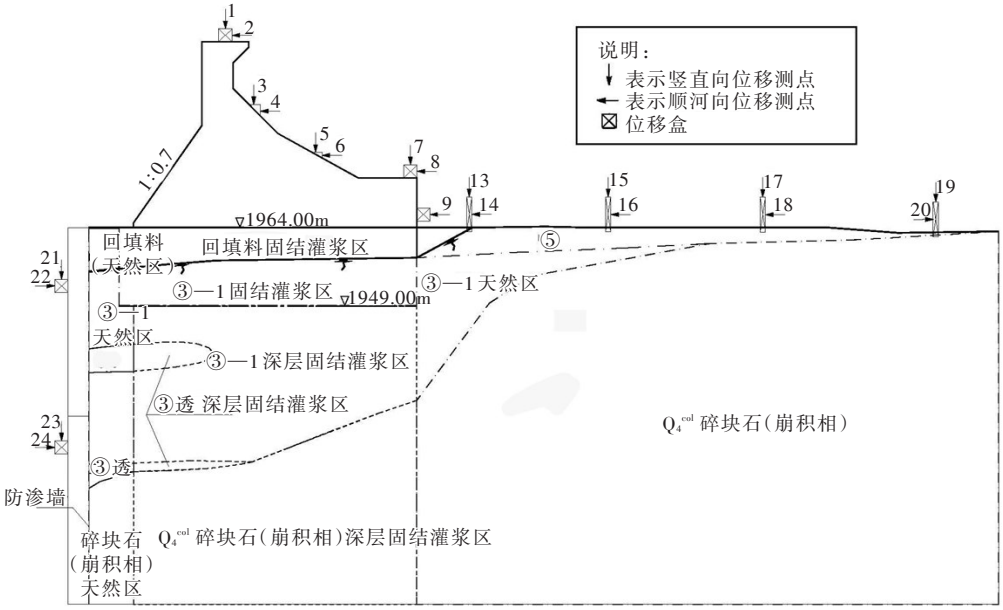



图3　坝基覆盖层、加固层情况及位移监测点布置

丹巴右1#坝段模型坝坯浇筑的加重料采用重晶石粉，胶结剂用少量石膏粉，稀释剂为水，掺适量的添加剂，体形依据原型坝体设计，配合比根据坝体混凝土材料的设计力学指标选定。坝体采用整体浇筑的方式，先制作矩形的模具用混合料浇筑成坝坯，待干燥后根据设计体型对坝体进行精修，当坝基砌筑到建基面时，进行安装、定位，根据大坝与基础的抗剪断强度将坝体粘接到坝基上。各类坝基模型材料的物理力学参数见表1。坝址区各类覆盖层、加固层的物理力学参数根据相似关系换算得到，并从力学相似的角度开展材料试验，选配模型材料，分别研制了坝体、覆盖层、透水层和加固层等模型材料。各类坝基材料采用以重晶石粉为主，高标号机油为胶结剂，根据覆盖层材料不同，掺入一定量的添加剂等，按不同配合比制成散粒状混合料，再烘烤干燥并存储备用。模型坝基制作时，依据覆盖层、固结灌浆层、回填层等的结构采用从下往上分层夯填方式制作。

表1　右1#坝段覆盖层物理力学参数建议值(原型)

| 材料 | 容重/(kN/m³) | 变形模量/MPa | 泊松比$\mu$ | 黏结力/MPa | 内摩擦角/(°) |
|---|---|---|---|---|---|
| 回填料(天然区) | 2.43 | 60 | 0.23 | 0.16 | 40.9 |
| 回填料(固结灌浆区) | 2.43 | 90 | 0.23 | 0.67 | 43.6 |
| ③-1(浅层固结灌浆区) | 2.35 | 63 | 0.27 | 0 | 37 |
| ③-1(天然区) | 2.35 | 42 | 0.27 | 2.81 | 38 |
| ③-1(深层固结灌浆区) | 2.35 | 63 | 0.27 | 0 | 37 |
| ③透(天然区) | 1.74 | 15 | 0.32 | 0 | 35 |
| ③透(浅层固结灌浆区) | 1.74 | 23 | 0.32 | 0 | 35 |
| ③透(深层固结灌浆区) | 1.74 | 23 | 0.32 | 0 | 35 |
| 碎块石(崩积相)天然区 | 2.36 | 55 | 0.25 | 0 | 38 |
| 碎块石(崩积相)深层固结灌浆区 | 2.36 | 83 | 0.25 | 2.39 | 39 |

**3.4　模型荷载组合及量测系统**　丹巴右1#坝段承受的主要荷载有水压力、淤沙压力、坝体自重、渗透压力、温度荷载和地震荷载等。鉴于本文为二维地质力学静力模型，而渗压目前只能采用等效模拟，因此本文模拟主要考虑的荷载组合为自重+水、沙压力，原型岩体(土)和坝体自重由模型材料容重相似来实现，上游水平荷载(包括坝体及坝基防渗墙)按照上游水、沙荷载分布形式分层分块，并

选用小吨位液压千斤顶加荷，油压千斤顶用WY－300/Ⅴ型五通道自控油压稳压装置供压。因为模型试验难以准确模拟温度场，故温度荷载按当量荷载近似模拟。

本文地质力学模型试验主要有两大量测系统，即坝体与地基外部变位量测和坝体应变量测系统。结合丹巴水电站右1#坝段的地质条件和空间分布关系，在坝顶、坝体坡度变坡处、下游覆盖层表面及防渗墙上游处共布置了11个表面变位测点。坝体应变采用电阻应变片进行监测量测数据，坝体建基面处布置有5个应变测点，坝体其他部位(坝顶和坝体变坡处)共布置有8个应变测点，每个测点贴3张电阻应变片，分别为水平向、竖向及45°向。模型位移点和应变监测点布置如图3、图4所示。

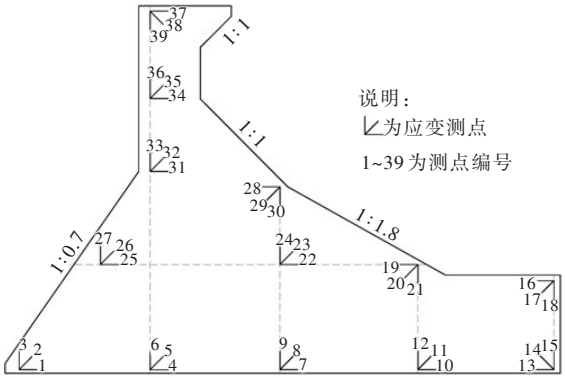



图4　坝体应变测点布置

## 4　模型试验成果分析

模型试验的超载步骤为，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状态，然后对上游水荷载按$0.2P_0$($P_0$为正常工况下的水荷载)进行分级超载，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特征、破坏过程和破坏形态。通过试验获得以下主要试验成果：坝与地基表面位移$d_P$与超载系数$K_P$关系曲线；坝体应变$\mu_\varepsilon$与超载系数$K_P$关系曲线；坝与地基最终破坏形态。

**4.1　坝体位移分布特征**　坝体顺河向位移如图5所示。由图5可以看出，坝体位移符合常规，顺河向总体向下游位移，其中以坝顶位移较大，从上至下顺河向位移依次减小。顺河向位移最大值出现在坝顶的2#测点，在正常蓄水位工况下，位移值为6.4 cm(原型值，下同)。随着超载系数的逐步增加，坝体顺河向位移也逐渐增大，当$K_p<1.6$之前，曲线斜率保持一定；在$K_p$=1.6时，曲线发生转折，随后单位加载步长内的位移增值明显；在$K_p$=2.0之后，曲线增长幅度进一步加大，出现了分散迹象。

坝体竖直向位移如图6所示。从图6可以看出，竖直向位移以沉降为主，其中沉降最大的测点为靠近坝趾处的7#点，沉降约7.6 cm，但沉降值整体上与顺河向位移相比略微偏小。坝体沉降从下至上依次减小，在超载系数$K_p$=1.6之前，沉降值随着加载系数的增加而逐步增大；在$K_p$>1.6之后位移曲线开始放量递增，斜率减小，单位步长增加率加大；当$K_p$=2.2之后，曲线出现分散状，表明此时大坝出现整体失稳的趋势。

以上分析表明，坝体变位主要以向下游的顺河向位移和竖直向的沉降为主；从量值分析来看，在正常蓄水位情况下，坝体的沉降位移值(7.6 cm)大于顺河向位移(6.4 cm)，说明受到坝基深厚覆盖层的影响，坝体主要以沉降位移为主；随着超载系数的增加，顺河向位移和沉降位移逐渐增大，且逐渐呈现出顺河向位移大于竖直向沉降位移的现象，且最终顺河向位移明显大于沉降位移。

**4.2　下游覆盖层表面位移分布特征**　覆盖层顺河向位移如图7所示。从图7可以看出，首先从顺河向位移来看，最大顺河向出现在坝趾处的14#测点，在正常蓄水位工况下，14#测点位移值为2.2 cm；随着加载系数的增加，在$K_p$=1.6之后曲线发生明显转折，位移放量增长。而其它测点的位移值则相对

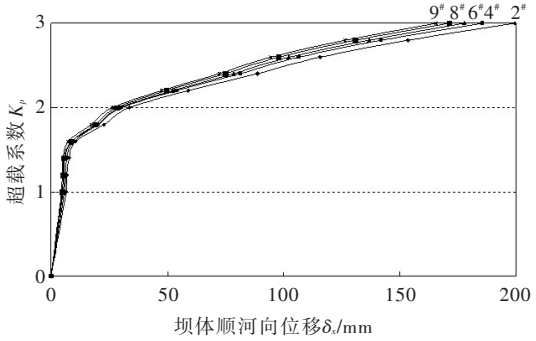



图5　坝体顺河向位移$\delta_x$–$K_p$关系曲线

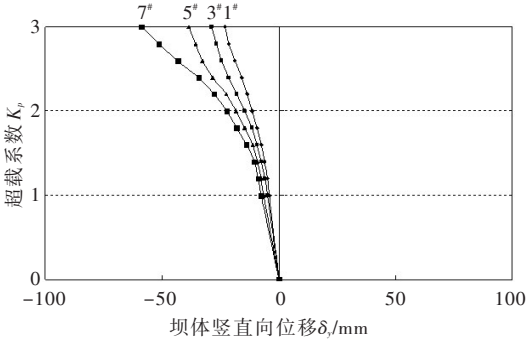



图6　坝体竖直向位移$\delta_y$–$K_p$关系曲线

较小，大约在$K_p$=1.6之后才出现顺河向位移值，且位移呈现向下游的递减趋势。

覆盖层竖直位移变化曲线如图8所示。由图8可以看出，在正常蓄水位工况下，临近坝趾处产生竖直向下的位移，13#点的竖直向位移值为2.8 cm(原型)，而远离坝趾处覆盖层表面出现了抬起现象。在超载阶段，随着超载系数的增加，当$K_p$ < 1.6时，位移值均相对较小；$K_p$ ≥ 1.6时，位移值开始增大。其中以临近坝趾处竖直向下的位移值较大，远离坝趾处竖直向上的位移值则较小。

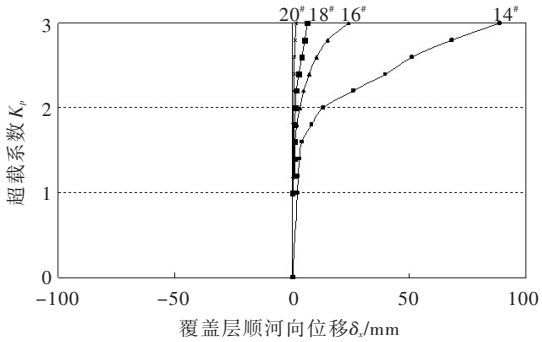



图7　覆盖层顺河向位移$\delta_x$—$K_p$关系曲线

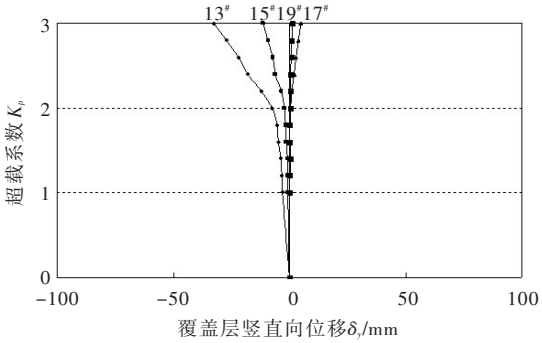



图8　覆盖层竖直向位移$\delta_y$—$K_p$关系曲线

综上所述，从方位上来看，覆盖层表面大都产生了向下游的顺河向位移；临近坝趾处产生了竖直向位移，远离坝趾处则出现了抬起现象。从量值大小来看，除14#测点以外，竖直向位移与顺河向位移值相差不大；从位移分布规律上来看，临近坝趾处顺河向位移大于远离坝趾处，临近坝趾处产生了竖直向下的位移，远离坝趾处产生了竖直向上的位移。

**4.3　坝体应变分布特征**　坝体应变主要以压应变为主，上游坝面转角处有局部拉应变的出现。从坝体应变$\varepsilon_0$与超载系数$K_p$关系曲线可以看出(图9，图10所示)，在$K_p$=1.2时，曲线开始出现波动和转折，除了上游部位测点为拉应变之外，其它测点均表现出受压的特点；在$K_p$=1.2 ~ 1.6时，坝与地基接触面的应变增长较快，其中以7#测点附近压应变值最大；在$K_p$=1.6 ~ 2.0时，大部分曲线增长明显，而7#、13#测点的压应变也迅速变大；到$K_p$=2.0 ~ 2.4之后，曲线出现反转现象，表明坝体出现了应力释放，坝体开裂，模型出现整体失稳趋势。

**4.4　破坏过程及形态**　综合考虑试验现场观测记录、坝体与基础覆盖层的外部位移和应变特征，判定坝基的破坏发展过程。模型破坏过程归纳为以下几个特征：(1)正常工况$K_p$ = 1.0时，坝与地基工作状态正常，产生了较小的表面位移值及接触面的相对位移值，未发生开裂；随着超载倍数的增加，位移值逐渐增大；(2)超载至$K_p$ = 1.2时，位移曲线出现拐点，位移值明显增大，增幅加大。基础覆盖层回填料(天然区)出现微裂纹；(3)超载至$K_p$ = 1.6 ~ 1.8时，位移曲线再次出现拐点或者发生波动，测点位移的变化幅度进一步增大。基础覆盖层回填料(天然区)裂纹逐渐扩展，回填料(固结灌浆区)出现微裂纹；(4)超载至$K_p$ = 2.0 ~ 2.4时，坝体、上游防渗墙及基础表面的位移值迅速增大，坝

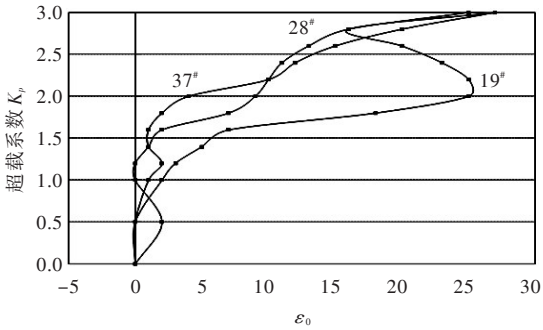



图9　坝体中上部典型测点的应变$\varepsilon_0$—$K_p$关系曲线

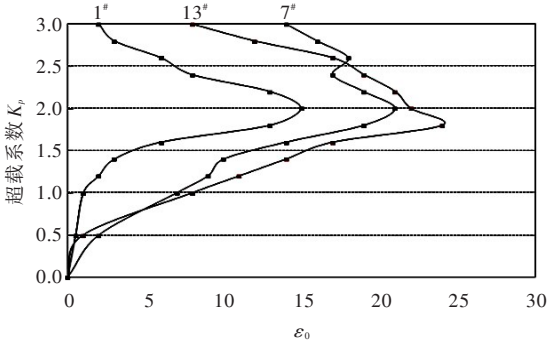



图10　坝与地基接触面典型测点的应变$\varepsilon_0$—$K_p$关系曲线

体位移也出现非常明显的波动和拐点；建基面严重开裂，下游基础覆盖层部分隆起，形成裂缝；覆盖层内裂隙区出现明显的开裂纹路。

通过模型超载破坏试验，模型破坏区域主要出现在坝体与基础接触部位上，建基面严重开裂，下游基础覆盖层部分隆起，形成裂缝，下游坝趾与坝基接触面裂缝开裂明显；回填料(天然区)、回填料(固结灌浆区)出现贯穿裂缝，覆盖层内裂隙区出现明显的开裂纹路；坝体从上游面折坡处出现裂缝，裂缝向坝体内部扩展，但未开裂至下游坝面。该开裂破坏形态符合重力坝的受力特性，超载过程中，坝踵出现拉剪破坏区，坝趾出现压剪破坏区，由于坝基为覆盖层或加固层散粒体，最终坝体沿建基面出现整体滑移破坏趋势。

**4.5　超载安全系数**　针对坝与地基整体失稳破坏的特点，本文采用突变理论以及水压力超载系数3K理论对丹巴水电站右1#坝段的超载法模型试验进行安全系数的判定。超载安全系数的评价依据主要根据不同试验阶段结果综合评定。

本文超载法破坏试验，在正常工况下对上游水荷载逐级进行超载，当超载系数$K_p$=1.2时，下游坝体与坝基接触面发生初裂；当超载系数$K_p$= 1.6 ~ 1.8时，坝基固结灌浆区和天然区域发生开裂，并沿建基面往下游发展；当超载系数$K_p$= 2.0 ~ 2.4时，坝体拉应力区发生开裂，并逐步发展出现贯通趋势，坝与地基呈现出整体失稳的趋势。根据试验成果综合分析得出，丹巴水电站右1#坝段超载法试验安全系数为：起裂超载安全系数$K_1$=1.2，非线性变形超载安全系数$K_2$=1.6 ~ 1.8，极限超载安全系数$K_3$=2.0 ~ 2.4。由于目前地质力学模型试验安全系数还没有明确的判定标准，参考《水闸设计规范》(SL265—2001)，试验所得右1#坝段的安全系数($K_2$=1.6 ~ 1.8)大于规范允许值($K$≥1.3)，说明闸坝与闸基是稳定的。且正常运行工况下，坝段最大的沉降变位为7.6 cm，未超过15 cm，满足规范要求，因此闸基加固处理方案(挖除闸基覆盖层中的第④和⑤层，回填砂砾石料并碾压密实，并进行深、浅层的固结灌浆，浅层固灌深度15 m，深层固灌最大深度70 m)是可行的。但从模型破坏过程来看，当超载系数$K_p$ = 1.2时，基础覆盖层回填料(天然区)已经出现微裂纹(初裂)。最终，坝体与基础接触部位上开裂破坏严重，下游基础覆盖层部分隆起，形成裂缝，回填料区出现贯穿裂缝，覆盖层内裂隙区出现明显的开裂纹路。而且对于闸坝工程，各坝段之间的不均匀沉降是设计中关心的重要问题，本文试验未能获得该成果，这也是二维模型试验的局限性，因此坝基加固效果及加固方案的优化需进一步开展三维模型试验加以研究。

## 5　结论和建议

(1)结合丹巴水电站右1#坝段的坝体结构，坝基的地形、地质特征、覆盖层、深层浅层固结灌浆和回填层的分布状况，建立了二维地质力学模型，试验中模拟了坝体、坝基覆盖层等不良地质构造及加固方案，运用超载法对模型进行了破坏试验。根据试验成果综合分析得出，丹巴水电站右1#坝段超载法试验安全系数为：起裂超载安全系数$K_1$=1.2，非线性变形超载安全系数$K_2$=1.6 ~ 1.8，极限超载安全系数$K_3$=2.0 ~ 2.4。参考闸坝规范，右1#坝段的安全系数($K_2$=1.6 ~ 1.8)大于规范允许值($K$≥

1.3)，说明坝与坝基是稳定的。

(2)坝体应变、位移及坝基覆盖层的表面位移总体分布规律。坝体总体呈现出向下游及向下沉降的位移规律，正常工况下顺河向位移值为6.4 cm(原型值)，而竖直向位移以沉降为主，坝趾处则沉降较大，最大的沉降约为7.6 cm(原型值)，最大沉降量未超过15 cm，满足规范要求。沉降值大于顺河向位移，说明受到坝基深厚覆盖层的影响，坝体主要以沉降位移为主；超载过程中，坝体位移逐渐增大，且呈现顺河向位移大于沉降位移；覆盖层表面大部产生了向下游的顺河向位移；临近坝趾处产生了竖直向下的竖直向位移，远离坝趾处则出现了抬起现象；坝体应变主体上以压应变为主，上游坝体拐角处体现出了局部的拉应变。

(3)模型破坏形态。模型破坏区域主要出现在坝体与基础接触部位上，建基面严重开裂，下游基础覆盖层部分隆起，形成裂缝；回填料(天然区)、回填料(固结灌浆区)出现贯穿裂缝，覆盖层内裂隙区出现明显的开裂纹路。考虑到在本文模型试验中未考虑横河向的变形约束、地基覆盖层的强度折减效应等不利因素，其试验成果有一定的局限性。

## 参 考 文 献：


[1] 潘家铮，何璟．中国大坝50年[M]．北京：中国水利水电出版社，2000．

[2] 张津生．浅析刚体极限平衡法——探讨重力坝深层抗滑稳定的安全判据[J]．水力发电学报，2005，24(5)：26-32．

[3] 李瓒，龙云霄．重力坝、拱坝基础岩体抗滑稳定分析中一些问题的探讨[J]．水利学报，2000(8)：39-45．

[4] BOULON M，ALACHAHER A．A new incrementally non linear constitutive law for finite element applications in geomechanics[J]．Computers and Geotechnics，1995，17(2)：177-201．

[5] 陈胜宏，汪卫明．小湾高拱坝坝踵开裂的有限单元法分析[J]．水利学报，2003(1)：66-71．

[6] 丁泽霖，张林，陈媛，等．重力坝深层抗滑稳定三维地质力学模型破坏试验研究[J]．水利学报，2011，42(4)：499-504．

[7] 熊堃，何蕴龙，吴迪．Hardfill坝结构破坏模型试验研究[J]．水利学报，2012，43(10)：1214-1222．

[8] 李仲奎，徐千军，罗光福，等．大型地下水电站厂房洞群三维地质力学模型试验[J]．水利学报，2002(5)：31-36．

[9] 杨宝全，张林，陈媛，等．锦屏一级高拱坝整体稳定物理与数值模拟综合分析[J]．水利学报，2017，48(2)：175-183．

[10] 杨宝全，张林，陈媛，等．锦屏一级高拱坝坝基结构面弱化效应研究及坝肩稳定性分析[J]．水利学报，2016，47(7)：907-915．

[11] CHEN Y，ZHANG L，YANG B Q，et al．Geomechanical model test on dam stability and application to Jinping High arch dam[J]．International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences，2015，76：1-9．

[12] 蒋昱州，姜小兰，王瑞红，等．乌东德双曲拱坝三维地质力学模型试验研究[J]．长江科学院院报，2014，31(10)：139-145．

[13] 姜小兰，陈进，孙绍文．锦屏工程地质力学模型坝基岩体型新材料研究[J]．长江科学院院报，2009，26(6)：40-43．

[14] 张林，陈媛，杨宝全，等．水工大坝与地基模型试验及工程应用[M]．2版．北京：科学出版社，2015．

[15] ZHANG Lin，CHEN Yuan，YANG Baoquan，et al．A comprehensive testing method for global stability analysis of high arch dams[J]．Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering，2012，4(1)：73-81．

[16] 陈媛，张林，陈建叶，等．大坝地质力学模型试验中扬压力模拟方法研究[J]．水力发电，2010，36(4)：23-25．

[17] LIU Y R，GUAN F H，YANG Q，et al．Geomechanical model test for stability analysis of high arch dam based on small blocks masonry technique[J]．International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences，2013，61(7)：231-243．

[18] 张泷，刘耀儒，杨强，等．杨房沟拱坝整体稳定性的三维非线性有限元分析与地质力学模型试验研究[J]．岩土工程学报，2013，35(S1)：239-246．

**Confirmation failure test of 2D Geomechanical model for dam foundation stability of right #1 dam section in Danba Hydropower Station**

YANG Gengxin[1, 2], YANG Baoquan[2, 3], ZHANG Lin[2, 3], CHEN Yuan[2, 3], CHEN Jianye[2, 3]

(1. *Guodian Dadu River Hydropower Development Co., Ltd., Chengdu* 610000, *China*;

2. *College of Water Resource & Hydropower, Sichuan University, Chengdu* 610065, *China*;

3. *State Key Laboratory of Hydraulics and Mountain River Engineering, Chengdu* 610065, *China*)

**Abstract**: Danba Hydropower Station will be the first gate dam project in China with a dam height of more than 40m on the deep overburden. The dam site area is dominated by deep Quaternary overburden layer with a maximum thickness of 127.66m. The foundation of the retaining right #1 dam section is divided into 5 cover layers with low deformation modulus and large compressibility. Such geological conditions could result in uneven settlement on the dam and foundation, which has a direct impact on the stability and safety of dam foundation. Therefore, further study on the stability of dam foundation is needed. For the above geological problems, this paper selected the right #1 dam section with weak geological conditions as the research object, and the geomechanical model test method was adopted. In the test, the deep overburden in the dam site was fully simulated. Through the failure test, the deformation distribution characteristics of the dam and the foundation are obtained, the maximum vertical displacement of the dam is 7.60cm under the normal water level, which meets the requirements of the specification. The destruction mechanism and the failure mode are revealed. And the dam foundation stability of overloading method test safety coefficients are determined as follows: crack initiation overload safety coefficient $K_1$=1.2, nonlinear deformation safety coefficient $K_2$=1.6 ~ 1.8, ultimate overload safety coefficient $K_3$=2.0 ~ 2.4. The test results can provide reference for the design, construction and reinforcement design of the project.

**Keywords**: Danba Hydropower Station; thick overburden layer; stability of dam foundation; geomechanical model; failure test; safety coefficient

（责任编辑：王冰伟）

# 2017年度《水利学报》优秀论文公告

为了更好鼓励学风严谨的作者，促进水利科技的创新发展，提高《水利学报》的学术影响力，我刊今年继续举行优秀论文评选活动。经《水利学报》编委会推荐、编委会主任审定，以下10篇论文为2017年度《水利学报》优秀论文，名单如下：

2017年度《水利学报》优秀论文

| 第一作者姓名 | 第一作者单位 | 论文题目 | 所在刊期 |
|---|---|---|---|
| 纪昌明 | 华北电力大学 | 基于来水不确定性的梯级水电站负荷调整耦合模型——以锦官电源组梯级水电站为例 | 第1期 |
| 周建中 | 华中科技大学 | 面向航运和发电的三峡梯级汛期综合运用 | 第1期 |
| 张亚磊 | 四川大学 | 自由液面附近空化泡的溃灭特性 | 第2期 |
| 冯仲恺 | 大连理工大学 | 大规模水电系统优化调度降维方法研究I：理论分析 | 第2期 |
| 刘之平 | 中国水利水电科学研究院 | 黑龙江防凌爆破试验研究 | 第3期 |
| 左其亭 | 郑州大学 | “一带一路”中国大陆区水资源特征及支撑能力研究 | 第6期 |
| 吴普特 | 西北农林科技大学 | 作物生产水足迹量化方法与评价研究 | 第6期 |
| 王　浩 | 中国水利水电科学研究院 | 海绵城市系统构建模式 | 第9期 |
| 钟登华 | 天津大学 | 考虑压实质量影响的碾压混凝土坝层间结合质量动态评价研究 | 第10期 |
| 邓铭江 | 新疆额尔齐斯河流域开发工程建设管理局 | 额尔齐斯河水库群多尺度耦合的生态调度研究 | 第12期 |

《水利学报》编辑部