



Research
Hydro Projects—Article

300m 级特高拱坝建设关键技术与实践

王仁坤

PowerChina Chengdu Engineering Corporation Limited, Chengdu 610072, China

ARTICLE INFO

Article history:

Received 3 April 2016

Revised form 24 August 2016

Accepted 29 August 2016

Available online 21 September 2016

关键词

特高拱坝
优化设计
整体安全
抗震安全
混凝土温控

摘要

中国于 2000 年成功建设二滩拱坝(高 240 m)以来,至 2014 年年底已建成 7 座坝高超过 200 m 的特高拱坝,其中锦屏一级拱坝(高 305 m)、小湾拱坝(高 294.5 m)、溪洛渡拱坝(高 285.5 m)不仅坝高达 300 m 级,而且因地质条件复杂,水推力巨大,抗震要求高,在安全控制技术等方面取得了新的突破。本文主要阐述 300 m 级特高拱坝的基础可利用岩体及合理建基面、体形优化设计、安全设计准则、抗震研究与抗震措施、复杂地基的典型处理、混凝土及施工期温控防裂等关键技术。

© 2016 THE AUTHORS. Published by Elsevier LTD on behalf of Chinese Academy of Engineering and Higher Education Press Limited Company. This is an open access article under the CC BY-NC-ND license (<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/>).

1. 引言

近 20 年来,中国先后建成了 7 座坝高超过 200 m 的特高拱坝[1]。二滩拱坝(高 240 m)于 2000 年建成,是中国首座突破 200 m 大关的特高拱坝;随后建成的特高拱坝有拉西瓦(高 250 m)、构皮滩(高 230.5 m)、小湾(高 294.5 m)、溪洛渡(高 285.5 m)、锦屏一级(高 305 m)和大岗山(高 210 m);其中锦屏一级、小湾、溪洛渡等 3 座拱坝的高度达 300 m 级,位居世界最高拱坝前 3 名,见表 1。正在建设或将要建设的特高拱坝有白鹤滩(高 289 m)、乌东德(高 270 m)等。

特高拱坝对建基条件要求高,安全控制严。复杂地基上建设 300 m 级特高拱坝对结构抗裂、基础抗滑、工程

抗震、施工温控防裂等要求更高,安全控制难度大。

锦屏一级拱坝,高 305 m,是当前世界已建的第一高坝,也是基础地质条件最复杂的特高拱坝。坝址河谷呈窄 V 形,坝基岩体主要由大理岩和砂板岩构成;大理岩强度高,为整体块状结构;砂板岩性状差,分布于左岸中上部地基,受河谷下切影响倾倒变形突出,变形模量 E_0 为 1~2 GPa;加上左岸煌斑岩脉、层间挤压带、卸荷松弛带等地质缺陷的影响,构成大坝十分复杂的基础地质条件。大坝设计地震(100 年基准期超越概率 2%,下同)和校核地震(100 年基准期超越概率 1%,下同)的基岩水平峰值加速度分别为 269 Gal 和 317 Gal。基础处理与整体稳定是大坝安全控制的关键。

小湾拱坝高 294.5 m,坝址河谷呈 V 形,坝顶弧长

* Corresponding author.

E-mail address: wrenkun@chidi.com.cn

表1 世界前10座高拱坝特性表

序号	坝名	国家	坝高 H (m)	坝顶弧长 L (m)	拱冠厚度		L/H	B/H	拉应力 (MPa)	压应力 (MPa)	地基岩性	泄洪方式	建成年
					顶厚 (m)	底厚 B (m)							
1	锦屏一级	中国	305.0	552.25	16.00	63.00	1.81	0.207	1.19	7.77	大理岩、砂板岩	4表孔+5深孔+1隧洞	2013
2	小湾	中国	294.5	892.79	12.00	72.91	3.03	0.248	1.18	10.37	花岗片麻岩	5表孔+6中孔+2隧洞	2010
3	溪洛渡	中国	285.5	681.51	14.00	60.00	2.39	0.210	1.31	9.00	玄武岩	7表孔+8深孔+4隧洞	2013
4	英古里	格鲁吉亚	271.5	640.00	10.00	50.00	2.36	0.184	—	10.40	石灰岩、白云岩	6表孔+7深孔	1987
5	瓦依昂	意大利	262.0	190.50	3.40	22.70	0.72	0.087	0.90	7.00	白云石灰岩	10表孔+1底孔	1959
6	莫瓦桑	瑞士	250.0	520.00	14.00	53.50	2.08	0.214	1.50	10.50	砂岩、钙质页岩	泄水隧洞	1960 + 1991
7	拉西瓦	中国	250.0	475.80	10.00	49.00	1.90	0.196	0.82	7.32	花岗岩	3表孔+2中孔+2底孔	2010
8	德里内尔	土耳其	249.0	720.00	12.00	60.00	2.89	0.241	—	—	花岗闪长岩	8深孔+3隧洞	2013
9	萨扬·舒申斯克	俄罗斯	242.0	1068.00	25.00	114.00	4.41	0.471	1.00	11.50	变质石英砂岩	11中孔	1987
10	二滩	中国	240.0	769.00	11.00	55.74	3.20	0.232	0.99	8.82	玄武岩、正长岩	7表孔+6中孔+2隧洞	2000

注：①萨扬·舒申斯克为重力拱坝，其余为双曲拱坝。瑞士莫瓦桑拱坝于1960建成，坝高为237 m，1991年坝顶加高至250 m。②拉压应力值为多拱梁法计算成果。③泄洪方式“7表孔+5深孔+4隧洞”表示工程采用坝身7个表孔+5个深孔和岸边4条泄洪隧道泄洪；未有数字表示数量不明确。

892.79 m，弧高比为3.03，水推力高达 1.8×10^8 kN，是当前世界上水推力最大的拱坝。坝基岩体为花岗片麻岩，总体性状较好，但分布有多条横河向断层以及潜伏于坝肩抗力体中的蚀变岩带。大坝设计地震和校核地震的基岩水平峰值加速度分别为313 Gal和359 Gal。

溪洛渡拱坝高285.5 m，坝址河谷呈U形，坝顶弧长为681.51 m，弧高比为2.39，总水推力约为 1.4×10^8 kN。坝基岩体为多期喷溢的玄武岩，整体块状结构，强度高，但层间层内错动带发育，产状平缓。大坝设计地震和校核地震的基岩水平峰值加速度分别为362 Gal和431 Gal。坝址位于金沙江即长江上游干流，枢纽设计和校核泄洪流量分别为 $43\ 800\ \text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ 和 $52\ 300\ \text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ，坝身布置有7表孔、8中孔和10个临时导流中孔、底孔，共4层25个孔口，是目前拱坝坝身泄洪孔洞最多，结构最复杂的特高拱坝，加上地基条件复杂，抗震要求高，也是特高拱坝设计综合技术难度最大的拱坝。

针对300 m级特高拱坝工程特点，在勘测设计研究与建设过程中，充分吸取国内外高拱坝建设的成功经验，结合现代筑坝技术与信息技术的发展，对大坝基础可利用岩体及合理建基面、拱坝体形优化设计，基础抗滑与整体稳定安全控制，抗震研究与设计，复杂地基处理，混凝土材料及施工温控防裂等关键技术开展了一系列科技攻关，取得多项技术突破并直接应用于工程[2]。小湾、

溪洛渡和锦屏一级拱坝均已建成并经历了3年次及以上正常蓄水位的运行检验，各项监测结果表明大坝工作性态正常。

现将300 m级特高拱坝建设关键技术阐述如下。

2. 坝基可利用岩体及合理建基面研究

300 m级特高拱坝承受的水压荷载巨大，对基础承载能力、抗变形、抗滑、抗渗流等要求高，坝基可利用岩体及合理建基面的研究是300 m级特高拱坝设计的关键之一。

特高拱坝基础可利用岩体及建基面的研究论证，是伴随坝址勘探及拱坝设计不断深化反复论证的过程。如溪洛渡拱坝建基面，是在查明坝址两岸岩体的风化卸荷影响，断层、软弱带的空间展布，节理裂隙发育程度，以及各级岩体和结构面及其物理力学参数的基础上，建立三维地质数字模型，直观分析可能的建基面方案与各级岩体、错动带、软弱带和主要节理裂隙等的相关关系，以及对弱风化无卸荷III₁级岩体(块状一次块状结构，声波纵波速度 $V_p=4000 \sim 5200\ \text{m} \cdot \text{s}^{-1}$)和弱风化弱卸荷III₂级岩体(镶嵌结构， $V_p=3500 \sim 4500\ \text{m} \cdot \text{s}^{-1}$)开展固结灌浆试验的研究成果，拟定了3套可能的建基面方案[3]：

(1) 开展拱坝体形设计与基础处理设计，通过技术经

济比较,最终确定拱坝建基面为:两岸上部约1/4坝高的拱端地基利用了III₂级岩体,其变形模量 $E_0=5.0\sim 7.0\text{ GPa}$;

(2)中部约1/3坝高的建基岩体以III₁级岩体为主,其变形模量 $E_0=10.0\sim 12.0\text{ GPa}$;

(3)下部及河床建基岩体为III₁级和微风化新鲜II级岩体(块状结构, $V_p=4800\sim 5500\text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$),综合变形模量 $E_0>12.0\text{ GPa}$ [4,5]。

图1为溪洛渡拱坝三维地质模型及建基面嵌深示意图。

锦屏一级拱坝建基面嵌深的确定原则与溪洛渡拱坝相似,对于左岸中上部砂板岩地基采取了混凝土垫层和传力洞结构等处理措施。小湾拱坝建基面相对略深,拱端主要置于微风化新鲜II级岩体,仅拱坝上部拱端基础利用了弱风化III₁级岩体。

3. 拱坝体形优化设计

拱坝体形与坝址河谷形态、建基条件及拱端嵌深、基础抗滑、工程抗震以及体形设计方法及应力控制水平等密切相关。

随着计算机技术的发展,特高拱坝的体形设计多采用数学优化方法设计,如利用准则法和数学规划法相结合的优化计算方法。其中,准则法指拱轴线逼近拱向压力中心线并合理兼顾有利拱座稳定要求的准则;数学规划法是以大坝体积为目标函数,求解满足几何、应力和稳定等约束条件的各种可能线形拱坝,包括抛物线形拱、椭圆拱、多心圆弧拱以及统一二次曲线拱或混合曲线拱等几何模型拱坝中的最优拱坝体形。在体形优化设计中,坝体应力计算方法主要是多拱梁法。特高拱坝的优化设计体形,同时采用弹性有限元-等效应力法进一步验证坝体应力分布的合理可行性[6]。

300 m级特高拱坝的应力控制指标需兼顾坝址河谷形态、基础地质条件、坝身泄洪孔口布置、拱坝整体稳定

性、工程抗震等因素综合确定。三座特高拱坝对应基本工况的允许压应力各有不同。其中小湾拱坝的基础条件总体较好,水推力巨大,压应力按10.0 MPa控制;锦屏一级拱坝因基础地质条件十分复杂,左右岸地形不对称,压应力按8.0 MPa控制;溪洛渡拱坝的孔口结构复杂,兼顾抗震需要,压应力按9.0 MPa控制。但他们的允许拉应力相同,均为1.2 MPa(上游面)和1.5 MPa(下游面)。

在拱坝优化设计体形的基础上,通过基础抗滑、结构抗震和大坝整体稳定的全面论证,最终确定适宜的拱坝体形。锦屏一级、小湾和溪洛渡拱坝体形的主要参数见表2。

300 m级特高拱坝体形设计合理性的类比评价,采用龙巴蒂提出的柔度系数(C)及其建议的控制指标[7,8],即

$$C = \frac{F^2}{VH} \leq 25 - 0.05H \quad (1)$$

和中国工程院院士朱伯芳提出的应力水平系数(D)及上限参考值[9],即

$$D = CH < 3500 \quad (2)$$

式(1),(2)中: F 、 V 、 H 分别为大坝中面面积(m^2)、基本坝体体积(m^3)、大坝高度(m),计算分析如下。

锦屏一级、小湾、溪洛渡拱坝的柔度系数(C)及建议控制值和应力水平系数(D)的计算结果见表2;中国特高拱坝与其他拱坝的柔度系数(C)与坝高(H)关系的对比如图2所示。不难看出,三座300 m级特高拱坝的柔度系数值和应力水平系数均位于建议指标线附近,且小湾拱坝还超出了控制指标。表明300 m级特高拱坝体形设计的先进性。

4. 结构强度、基础抗滑和整体安全分析与控制

长期以来,拱坝安全设计准则以坝体混凝土强度安全系数和基础抗滑稳定安全系数是否满足规范作为判据。随着计算分析技术和试验技术的发展,考虑大坝和基础作为整体挡水结构的拱坝整体稳定研究得到广泛应用。因此,坝体混凝土强度安全系数(K_1)、基础抗滑稳定安全系数(K_2)和拱坝整体安全系数(K_3)[10,11]等安全分析与控制成为我国高拱坝尤其是300 m级特高拱坝安全设计控制的主

表2 锦屏一级、小湾和溪洛渡拱坝的柔度系数和应力水平系数表

工程名称	锦屏一级	小湾	溪洛渡
坝高(m)	305	294.5	285.5
坝体混凝土体积 $V(\times 10^4\text{ m}^3)$	476	768	558
柔度系数 C	8.0	12.4	10.9
(隆巴迪建议的控制值)	(9.8)	(10.3)	(10.7)
应力水平系数 D	2440	3652	3112

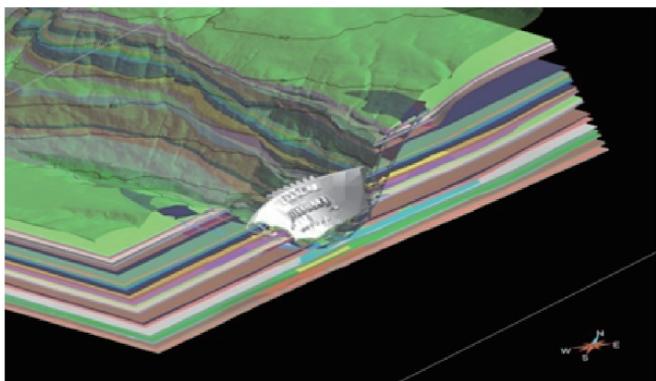


图1. 溪洛渡拱坝三维地质模型及建基面嵌深示意图。

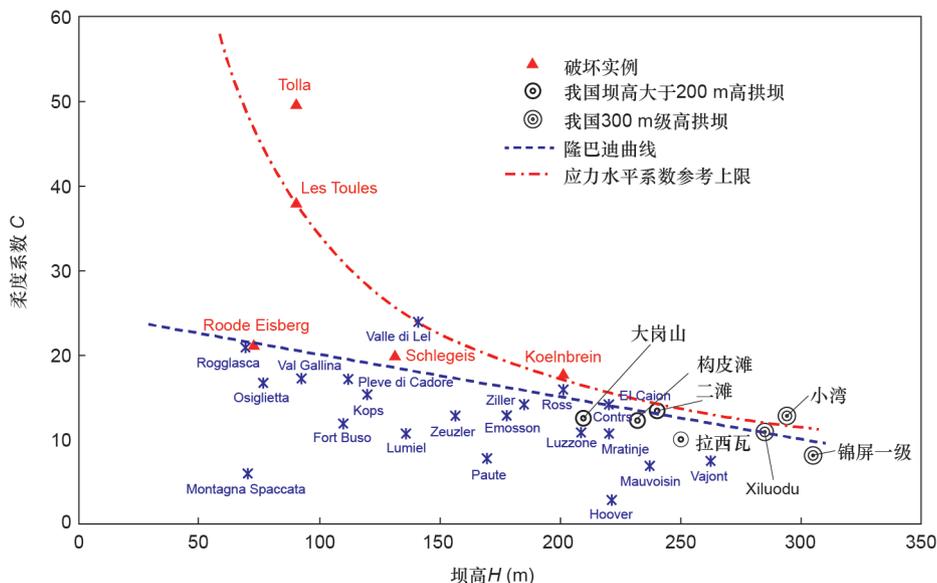


图2. 典型拱坝柔度系数与坝高关系图。

注：应力水平系数参考上限：取柯茵布兰拱坝(Koelnbrein)的应力水平系数 $D = 3500$ 对应的 $C = 3500/H$ 曲线。

要内容。

坝体混凝土强度安全系数(K_1)特指设计强度标准值与允许应力的比值,拱坝应力计算方法以多拱梁法为主。我国混凝土拱坝设计规范(DL/T5436—2006)[12]规定拱坝混凝土强度以 15 cm^3 立方体试件80%保证率90d龄期抗压强度计,I级高拱坝抗压强度安全系数应满足 $K_1 \geq 4.4$ 的要求。考虑到建设周期长和对混凝土质量的严格要求,特高拱坝的设计强度标准值多以 15 cm^3 立方体试件85%保证率180d龄期抗压强度计。对应锦屏一级、小湾和溪洛渡拱坝混凝土的设计强度标准值分别为 40 MPa 、 45 MPa 和 40 MPa ,并记为 $C_{180}40$ 、 $C_{180}45$ 和 $C_{180}40$ 。

基础抗滑安全系数(K_2)立足刚体极限平衡法的坝肩抗力体抗滑安全系数。我国混凝土拱坝设计规范(DL/T5436—2006)规定了I级高拱坝基础抗滑计算公式及其参数的取值和设计安全控制指标[12]。300m级特高拱坝的基础抗滑研究重在各种可能滑移块体及其稳定状况分析,具体包括但不限于如图3所示的大块体、小块体和阶梯状等滑移块体的稳定分析。

拱坝整体安全系数(K_3)指大坝和基础作为整体挡水结构在基本工况上的超载安全系数。分析理论与方法主要是三维非线性有限元法和拱坝整体地质力学模型试验。

非线性有限元法可计入坝体混凝土、基础各区不同属性岩体或置换混凝土的非线性特性,分析大坝在基本工况下的受力属性,包括变位、应力、屈服区分布;并在基本工况的基础上逐级增加水压荷载,探究结构受力属性的发展趋势和超载能力。

拱坝整体地质力学模型试验按照相似规律精细模拟

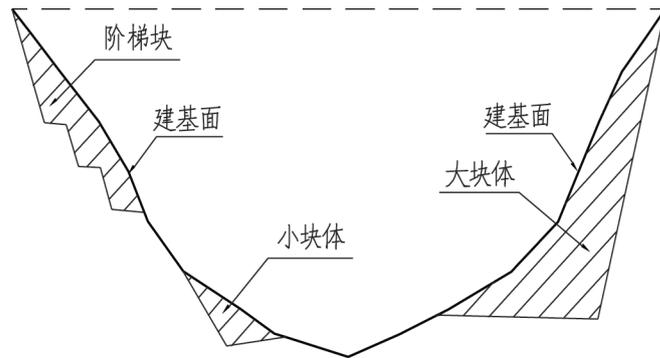


图3. 拱坝基础抗力体可能滑块模式。

大坝混凝土和基础岩体及软弱带、断层和优势节理裂隙,检测大坝在正常水压和超载工况作用下的变位、应变以及开裂破坏现象及破坏机理,并对检测结果的整理分析,探究拱坝超载能力[13]。

清华大学周维垣教授[14]是我国拱坝整体稳定研究的杰出代表。他立足理想弹塑性D-P准则,研制并提出了三维非线性有限元TFINE程序,计算分析与地质力学模型试验并举,开展了20多座高拱坝整体稳定研究,建立了拱坝整体超载安全度的评定方法。

超载工况特指正常工况基础上仅增加水压荷载,且以增加水容重的方式逐级增加水压。

通过计算分析或模型试验获取大坝在基本工况和超载作用下的大坝变位,建立大坝变位与超载关系曲线,如图4所示。如果将基本工况的水压荷载记为 P_0 ,若在超载 $K_{3i}P_0$ 作用下,大坝仍然整体稳定,表明大坝至少具有 K_{3i} 倍超载能力,或记为大坝超载安全系数 K_{3i} 。

当超载系数增加至 K_{31} 时,试验中的模型结构首次出

现裂缝, 或非线性有限元分析结果表明大坝屈服区范围在厚度向达到拱厚的1/6, 则 K_{31} 称为起裂超载安全系数。

继续增加水压荷载, 模型结构的裂缝扩展, 或非线性有限元计算分析的屈服区随超载而逐步扩展, 但结构体系整体稳定, 且变位与荷载关系仍然维持线性关系, 则表明结构整体维持准弹性工作状态。当超载大于 $K_{32}P_0$ 时, 结构变形开始出现快速增加, 即变位随荷载增加出现非线性增加, 表明结构在超载 $K_{32}P_0$ 作用下处于准弹性工作极限状态, 则 K_{32} 称之为结构准弹性超载安全系数。

超载至 $K_{33}P_0$ 时, 非线性计算不收敛, 或试验中的模型结构出现大量开裂并多数开裂缝贯穿坝体或基础, 大坝整体出现失稳。超载系数 K_{33} 称为拱坝极限超载安全系数。

采用上述方法研究得出的锦屏一级、小湾、溪洛渡拱坝的整体超载安全系数[15]见表3。这三座大坝均具有较高的超载能力。表3同时列出了我国其他高拱坝的整体超载安全系数。

5. 抗震设计与安全控制

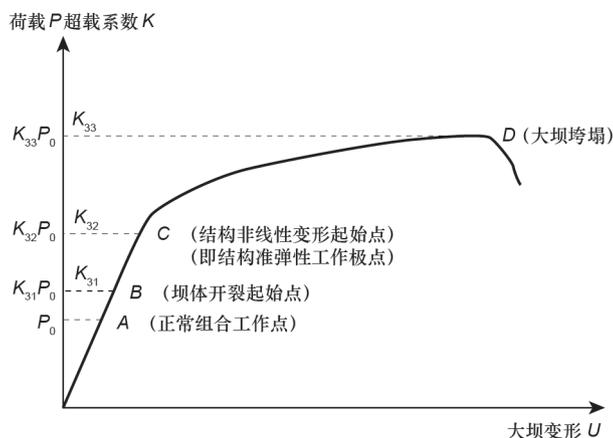


图4. 拱坝超载与变形关系曲线。

表3 中国部分高拱坝整体超载安全系数表

坝名	坝高(m)	K_{31}	K_{32}	K_{33}
锦屏	305.0	2.0	4.0-5.0	7.5
小湾	294.5	1.5-2.0	3.0	7.0
溪洛渡	285.5	2.0	4.5	8.5
拉西瓦	250.0	2.1	3.5-4.0	7.0-8.0
二滩	240.0	2.0	4.0	8.0
构皮滩	232.5	2.4	4.4	8.6
大岗山	210.0	2.0	4.5	9.5
东风	162.3	2.0	3.8	8.0
李家峡	155.0	1.6	3.0	5.4
紧水滩	102.0	2.0	3.9	10.0

5.1. 设防水准与设计原则

2008年中国西部发生了“5·12”汶川大地震, 震区内的沙牌碾压混凝土拱坝(高132 m)、紫平铺面板堆石坝(高156 m)、宝珠寺重力坝(高132 m)和碧口心墙堆石坝(高101.8 m)等四座大坝经受了超强地震的考验, 地震波及到坝址的影响烈度超过工程设防烈度。由此表明水库大坝的抗震潜力巨大, 现有的大坝抗震设计理论和方法能够确保大坝抗震安全。

300 m级特高拱坝规模大, 地震动力响应高, 抗震安全需要更加严格控制, 需要开展专门论证研究, 包括场地地震安全性评价和大坝抗震安全设计。其中, 抗震设防水准是在坝址所在区域地震地质和历史地震的调查研究以及地震危险性综合概率法分析评价的基础上, 采用设计地震和校核地震两级设防, 分别以100年基准期2%超越概率和100年基准期1%超越概率确定设计参数和设定地震反应谱; 大坝抗震设计满足“设震可抗, 校震不溃”的要求, 即“设震可抗”是指拱坝能抗御设计地震的作用, 如有局部损坏, 经修复后仍可正常运行[16]; “校震不溃”是指大坝遭遇校核地震时, 虽有局部结构明显开裂损坏等, 但大坝仍然保持挡水工作状态而不溃坝。

5.2. 拱坝动力分析方法

我国《水电工程水工建筑物抗震设计规范》(NB 35047—2015)[16]规定了拱坝地震作用效应的分析方法如动力多拱梁法, 动力弹性有限元法, 振型分解反应谱法等和应力控制指标的计算, 以及拱坝基础抗力体力抗滑分析方法与控制指标, 同时明确了甲类拱坝应开展非线性有限元法的计算分析。300 m级特高拱坝的抗震分析需要开展规范方法、非线性有限元分析以及地震动力模型试验研究, 全方位论证其抗震能力及抗震措施研究。

近30年来, 中国水利水电科学研究院[17]、清华大学[18]和大连理工大学等单位结合我国西部多座特高拱坝的抗震设计, 对坝体-地基-库水的动力相互作用, 非均匀地震动输入和库水可压缩性的影响, 无限地基地震动能量的逸散, 拱坝横缝强震开合的非线性影响等的研究取得实质性进展, 提出了基于不同理论及方法的多层次拱坝动力分析方法及软件, 包括计入一项或多项组合因素诸如不均匀输入、地基辐射阻尼影响、横缝等接触非线性和材料非线性等拱坝动力有限元分析方法及程序。

中国水利水电科学研究院[17]的大型振动台拱坝动力模型试验除模拟大坝及横缝、一定范围基础及主要地质结

构面以及库水作用外；还可模拟基础隔断边界地震辐射阻尼的影响以反映坝基的不均匀输入等。通过逐级加载，研究设计地震和校核地震作用下的拱坝动力响应，测验坝体自震频率变化，观察横缝是否开合，结构局部是否开裂等。在设计地震作用的基础上，逐级增加地震作用强度，探究大坝抗震超载能力等，为特高拱坝抗震研究提供了丰富的研究方法。

5.3. 300 m 级特高拱坝的抗震研究成果

小湾、溪洛渡和锦屏一级拱坝采用动力多拱梁法和线弹性有限元动力法分析地震作用下的动静组合应力结果表明：坝体以受压为主，下游坝趾区压应力最大，但在上游周边坝踵区和中上部拱冠梁附近上下游坝面要出现受拉区；表4 为三座拱坝在设计地震和校核地震工况作用下的最大主应力结果表。根据我国《水工建筑物抗震设计规范》，小湾、溪洛渡和锦屏一级拱坝在地震作用下按动力多拱梁法计算的允许压应力/拉应力分别为18.8 MPa(压)/3.5 MPa(拉)，17.7 MPa(压)/ 3.3 MPa(拉)和19.0 MPa(压)/

3.5 MPa(拉)，三座拱坝在地震作用下的压应力基本满足要求，但拉应力存在明显超限区。

考虑地基辐射阻尼和大坝横缝等接触非线性影响的动力有限元分析，拱坝中上部区的拱向拉应力受横缝张开影响而释放，坝体动应力总体满足结构抗震控制应力的要求，但仍有少部分坝面的拉应力超限。进一步考虑材料非线性影响，三座特高拱坝的上下游坝面均有一定范围的屈服，校核地震的屈服区稍大，但在坝体厚度向均未出现屈服贯穿。图5和图6分别为拱坝下游面动应力分布示意图和坝面屈服损伤区示意图。

拱坝动力模型试验，通过逐级加载详细探讨了在设计地震作用下不同输入地震波的作用影响，然后选择相对不利作用效应的地震波，继续增加地震强度至校核地震，三座大坝的结构整体状态完好，继续超载直至设计地震的6~7倍，大坝仍然保持整体稳定。图7为溪洛渡拱坝动力模型试验图。

小湾拱坝体形宽大，地震作用较大，因此地震作用效应偏大。与溪洛渡、锦屏一级拱坝比较，小湾拱坝无论拉

表4 300 m级高拱坝抗震分析结构最大主应力成果表(MPa)

工程名称	小湾		溪洛渡		锦屏一级		
	设计地震	校核地震	设计地震	校核地震	设计地震	校核地震	
100年超越概率	2	1	2	1	2	1	
基岩水平峰值加速度(Gal)	313	359	362	431	269	317	
动力多拱梁法	拉应力	5.10	5.20	7.44	8.89	5.93	6.93
	压应力	14.01	14.54	11.87	13.12	10.26	10.93
弹性有限元法	拉	8.10		10.84	12.02	5.93	6.50
	压	23.10		19.25	14.88	11.70	12.21
非线性有限元法	横缝开度(mm)	21		24.94	28.75	17.26	
	拉	19.52	10.49	10.40	13.03	9.93	11.63
	压	22.55	11.46	12.23	13.24	11.48	12.15
动力模型试验	起裂超载倍数	2.0, 右岸坝肩		2.1, 右岸下游面梁向			
	最终加载倍数及状态	6.0, 右岸顶部位置出现0.1 mm残余位移		6.1, 加载后保持稳定		7.0, 加载后保持稳定	

注：①非线性有限元法：计入地基辐射阻尼影响，并考虑横缝及地基接触非线性，坝体材料线弹性；②动力模型试验的超载倍数均以设计地震动为基数。

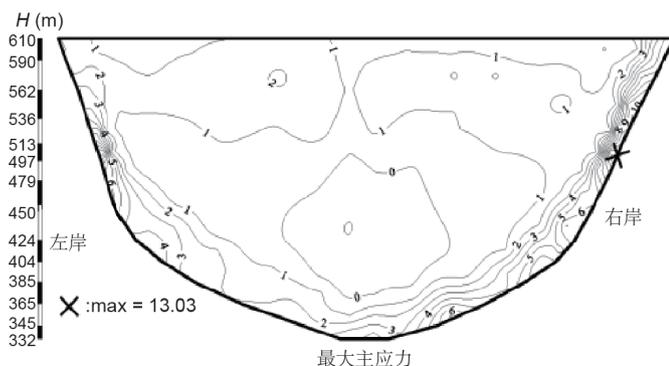


图5. 溪洛渡拱坝下游面动应力分布示意图。

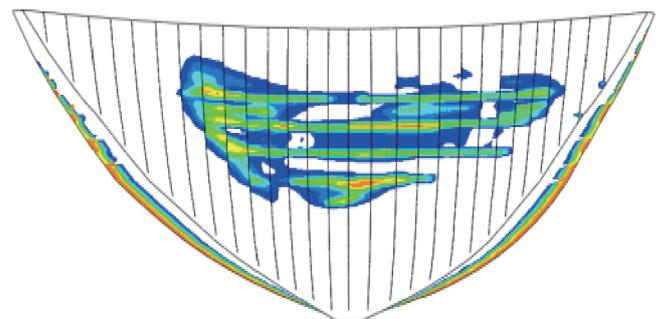


图6. 拱坝下游面屈服损伤区示意图。

应力超限区范围和超限量值, 以及屈服区范围均为最大。

5.4. 抗震措施

溪洛渡、锦屏一级拱坝在近基础高应力区和坝体上中部区以及孔口结构区采用高强度混凝土 $C_{180}40$, 并在地震拉应力超过 1.5 MPa 的坝面设置了限裂钢筋, 主要在上下游坝面的中上部, 钢筋不跨横缝。同时还在下游面中下部近基础区设置贴脚结构, 进一步增强拱坝抗震能力。

小湾拱坝在体型设计中将动力问题作为一个重要因素加以考虑, 并在地震反应强烈部位采用混凝土强度等级为 $C_{180}45$ 。针对地震作用下大坝中上部横缝出现明显张开的问题和坝踵高拉应力区, 研究并实施了双向抗震钢筋以及顶部拱圈设置粘滞阻尼器加强抗震。其中, 拱向钢筋跨横缝配置, 限制横缝在地震作用下的张开度, 确保止水结构安全; 主要布置在距坝顶 50 m 的上部坝体, 上游面2层, 下游面1层, 钢筋在横缝两侧 4 m 范围内涂沥青并加聚氯乙烯(PVC)套管, 允许其自由滑动, 其余部位在混凝土内有足够的锚固长度。梁向钢筋主要布置在梁向拉应力大于 1.5 MPa 的区域以限制可能裂缝的开展深度, 布设区域为上部坝体距坝顶 135 m 高度的上下游坝面, 钢筋层数视拉应力大小分为1~3层。

6. 复杂地基的典型处理

300 m 级特高拱坝对基础岩体的完整性、均匀性要求更高。针对坝基岩体质量及结构面属性, 采取有效的固结灌浆, 软弱岩带的混凝土置换处理, 坝趾附近裂隙岩体的锚索加固, 以及防渗帷幕灌浆等是特高拱坝基础处理最基本的要求。对于锦屏一级拱坝左岸上部十分复杂的地基处理, 无疑是 300 m 级特高拱坝基础处理难度最大、措施最复杂的典型处理方案。

锦屏一级拱坝左岸上部砂板岩地基, 风化卸荷强烈, 倾倒变形突出, 加上陡倾断层和煌斑岩脉影响, 基础建基条件极差, 成为拱坝安全控制的根本问题之一。通过大量分析研究, 最终实施的处理方案包括: ①混凝土垫座, 竖向高 155 m , 拱向平均厚约 40 m , 平面呈不规则梯形, 以扩大拱端推力作用范围; ②垫座以里布设三层共5支洞式传力结构, 水平深约 80 m , 跨越断层和煌斑岩脉至新鲜岩体; ③断层和煌斑岩脉等软弱岩带的混凝土网格置换处理; ④卸荷松弛岩体的固结灌浆处理; ⑤垫座下游侧及基础抗力岩体的系列锚索加固等综合处理技术, 共同确保基础整体稳定, 如图8所示。

7. 大坝混凝土及施工温控防裂技术

7.1. 大坝混凝土采用组合骨料混凝土

受坝址附近料源选择限制, 溪洛渡和锦屏一级大坝混凝土均采用了组合骨料混凝土。其中, 溪洛渡拱坝混凝土采用玄武岩粗骨料+灰岩细骨料, 玄武岩粗骨料取自枢纽工程地下洞室群开挖料; 锦屏一级拱坝混凝土采用砂岩粗骨料+大理岩细骨料。如此组合骨料混凝土, 融合了粗骨料强度高、耐磨性能好的骨架作用, 以及细骨料变形性能及热学性能较佳的优势, 有利于提高混凝土的耐久性和抗裂能力。

针对溪洛渡组合骨料混凝土具有高强度、高弹模和低极限拉伸值等特点, 研究并实施了高掺粉煤灰提高混凝土后期强度、微掺改性聚乙烯醇(PVA)纤维增强温控防裂性能等技术。如混凝土 $C_{180}40$ 采用粉煤灰掺量 35% , 其 180 d 龄期强度较 90 d 龄期强度提高 10% 以上, 且混凝土绝热温升亦降低 $3\sim 4\text{ }^{\circ}\text{C}$; 同时掺改性PVA纤维 $0.9\text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$, 提高混凝土极限拉伸值约 15% 。表5为溪洛渡、锦屏一级和小湾拱坝 $C_{180}40$ 混凝土物理力学热学性能指标。

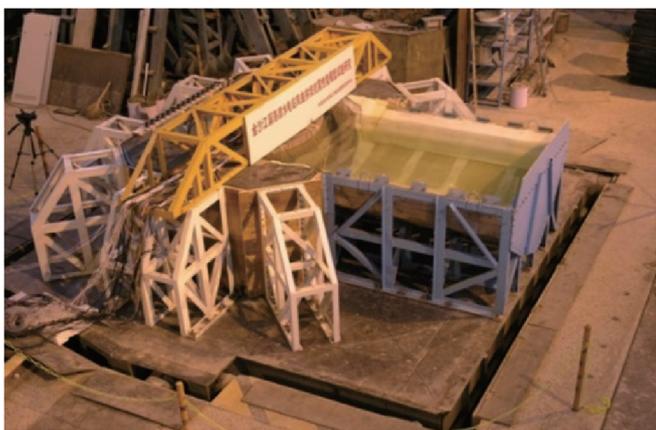


图7. 溪洛渡拱坝动力模型试验。

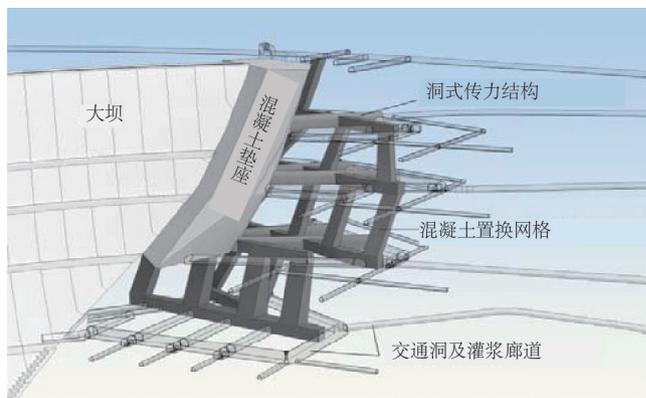


图8. 锦屏一级左岸上部基础处理示意图。

7.2. 混凝土施工温控防裂特征

因混凝土自身抗裂性能较低, 施工浇筑仓面大, 气候条件差等因素, 这三座特高拱坝的混凝土浇筑施工的温控防裂问题突出。如溪洛渡拱坝的混凝土浇筑仓面受坝身泄洪孔口布置及陡坡坝段基础块并缝影响, 坝段浇筑仓面多在1 000~1 800 m², 最大浇筑仓面达2 400 m², 绝大多数仓面长宽比为2.5~3.5; 坝址位于云贵高原北部, 多年平均气温约20 °C, 日气温变化幅度大, 秋冬季节气温骤降次数多, 最大气温降幅超过10 °C; 加上基础约束强, 陡坡坝段基础块浇筑以及基础固结灌浆施工影响等因数, 混凝土施工温控防裂难度大。

7.3. 拱坝混凝土温度应力分析

拱坝混凝土施工期温度应力计算主要采用有限元法仿真分析。通过仿真模拟各坝段每一仓浇筑升层混凝土及其特性, 包括强度、水化热、硬化过程、徐变和自身体积变形等随龄期的变化, 以及浇筑后的通水冷却、表面保温等产生的温度变化, 由此获得坝段或整个坝体的温度场、应力场及其变化过程。

拱坝运行期的温度应力主要受封拱温度与库水温度

和气温的变化影响, 采用多拱梁法或有限元法分析。

7.4. 混凝土施工温度控制

300 m级特高拱坝混凝土的施工周期长, 存在不同季节不同区域的混凝土浇筑施工与温控防裂要求。通常分夏季或冬季施工河床坝段和陡坡坝段基础区、孔口约束区和其余部位混凝土, 通过有限元仿真分析及防裂强度控制要求, 分别确定基础温差、内外温差和上下层温差控制指标, 以及各仓混凝土浇筑后的通水冷却控温过程指标。

遵循朱伯芳院士提出的“早冷却、慢冷却、小温差控温”要求[19], 采取通水冷却控温、高温季节仓面喷水雾降温, 冬季仓面盖被保温和坝面粘贴苯板保护层等措施, 使每仓混凝土浇筑后按“三期九段”控温过程线以及坝段竖向“五区协调”的时间全过程、空间全维度的温度控制(如图9所示)。在小湾拱坝温控防裂的研究实践中, 明确提出了灌浆区上部同冷区的高度不少于0.2B(B指坝段厚度)的控制。

结合混凝土施工质量控制、混凝土智能通水控温技术的使用, 实现了特高拱坝混凝土浇筑施工未出现危害性开裂缝的控制目标。

表5 溪洛渡、锦屏一级和小湾拱坝C₁₈₀40混凝土物理力学热学指标

参数	溪洛渡	锦屏一级	小湾
180天龄期抗压强度 (MPa)	52.8	52.6	51.2
180天龄期轴拉强度 (MPa)	4.00	4.20	4.09
180天龄期弹性模量 (GPa)	45.1	32.1	30.6
180天龄期极限拉伸值 ($\times 10^{-4}$)	1.01	1.25	1.40
线膨胀系数 ($\times 10^{-6}$)	6.5	9.0	
泊松比	0.18	0.18	0.18
绝热温升(°C)	26.4	27.1	28.2
自身体积变形(微应变)	-38.0	-13.3	-10

7.5. 基于数值大坝的混凝土施工智能化通水控温技术

采用分布式光纤测温 and 数字温度传感器等自动采集混凝土温度; 按照设计要求的混凝土龄期温度控制线, 采用模拟PID控制算法计算通水温度与流量, 通过专用成套设备, 实现大坝混凝土智能化通水控温。

7.6. 大坝混凝土施工计算机仿真模拟与优化跳块技术

将计算机模拟、VR技术与现代工程施工技术有机融合, 自动分析各类影响因素如仓面间歇期、备仓时间、机械干扰、入仓强度、相邻块高差、基础块施工和孔口坝段

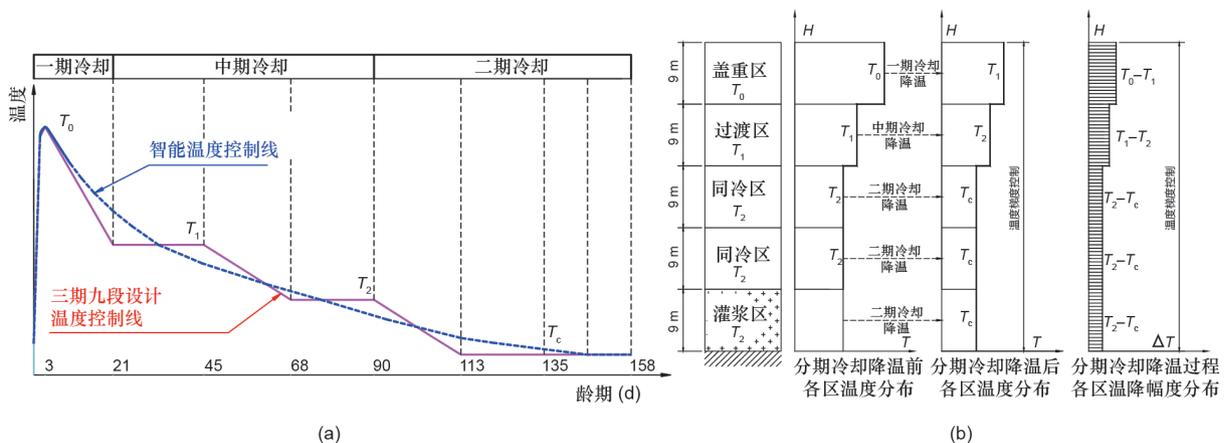


图9 拱坝混凝土“三期九段”及坝段竖向“五区协调”控温示意图。
注: T_0 : 最高温度限制; T_1 : 一期冷却目标温度; T_2 : 二期冷却目标温度; T_c : 封拱温度。

施工等及其对工程施工的影响,并以工期最短为目标模拟各坝段坝块的浇筑顺序、混凝土温度控制、封拱灌浆等优化浇筑方案,实现拱坝混凝土施工高效快捷的目的。图10为溪洛渡拱坝混凝土浇筑至坝顶的仿真模拟图。

7.7. 大坝混凝土浇筑质量物联网实时监控技术

基于物联网全球定位系统(GPS)的大坝混凝土生产、运输、平仓、振捣(包括位置、深度、速率、时长)等实时在线监测、预警与智能反馈控制技术,实现了混凝土施工过程与质量的数字化控制。

8. 大坝运行状态正常

小湾拱坝于2010年建成,初期两年缓慢升蓄,至2013年汛末首次蓄水至正常蓄水位。溪洛渡拱坝和锦屏一级拱坝均于2013年初建成,同年10月蓄水至正常蓄水位,至今已经历了3次正常蓄水位的检验。

通过大坝变位、应力与应变、渗流与渗压、温度和测缝等监测结果分析,该3座拱坝的运行状态正常,基础防渗控制良好。

特高拱坝在蓄水初期的变位增量较一般高拱坝具有明显的时效性延长,但在正常运行期的水位升蓄与消落,均表现出:①结构变位与水库水位变化的正相关性;②水位升或降至某一稳定水位下的结构变形具有明显收敛性;③增量水位产生的结构变位增量的监测值与计算值具有良好的可比性;④结构变形随库水位周期变化而变化,表现出明显的准弹性。图11为锦屏一级拱坝拱冠梁径向变位与库水位变化的监测结果示意图;图12为二滩拱坝投运前15年的拱冠梁径向变位与库水位变化的监测结果示意图。

9. 结语

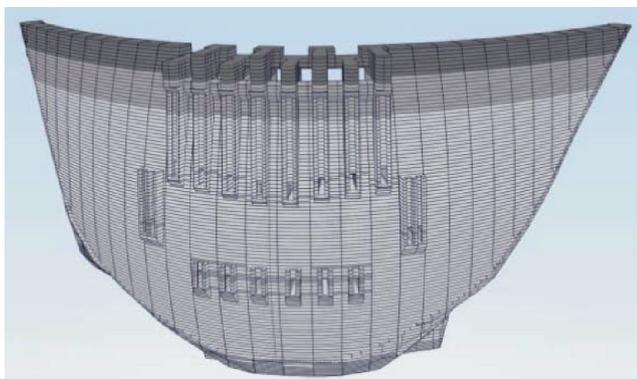


图10. 溪洛渡拱坝混凝土浇筑至坝顶的仿真模拟图。

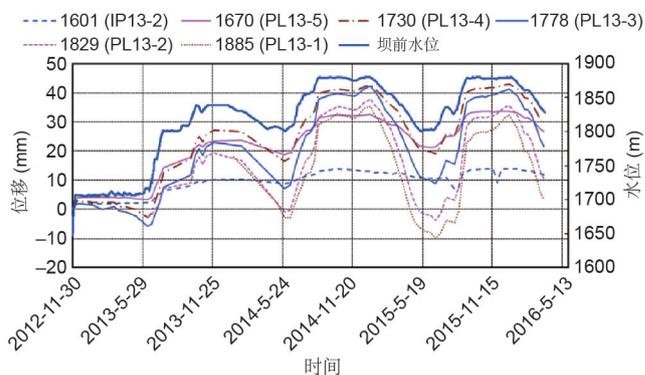


图11. 锦屏一级拱坝拱冠梁径向变位示意图。

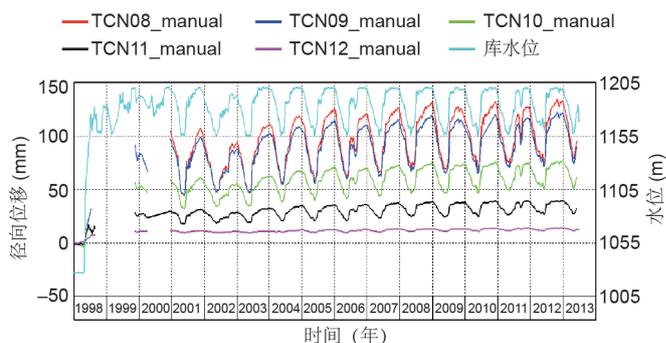


图12. 二滩拱坝拱冠梁径向变位示意图。

锦屏一级、小湾、溪洛渡、二滩等拱坝的成功建设为现代特高拱坝的设计与建设积累了丰富的经验。随着白鹤滩、乌东德、叶巴滩、孟底沟等一系列特高拱坝的建设将更加丰富特高拱坝建设技术,包括物联网、传感器、云计算等技术的广泛应用,拱坝建设智能化技术将不断完善。

References

- [1] 王仁坤. 我国特高拱坝的建设成就与技术发展综述. 水利水电科技进展, 2015,35(5).
- [2] 王仁坤. 高混凝土拱坝设计 // 中国水电 100 年. 北京: 中国电力出版社, 2010: 124-127.
- [3] 王仁坤. 特高拱坝建基面嵌深优化设计分析与评价 [博士学位论文]. 北京: 清华大学, 2007.
- [4] 王仁坤, 林鹏. 溪洛渡特高拱坝建基面嵌深优化的分析与评价. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(10): 2010-2018.
- [5] 王仁坤, 赵文光, 杨建宏. 溪洛渡拱坝的设计与安全分析 // 2008 中国水力发电论文集 [C]. 2008.
- [6] 朱伯芳, 贾金生, 饶斌. 在静力与动力荷载作用下拱坝坝体优化的求解方法. 水利学报, 1992(5): 20-26.
- [7] Lombardi G. Koelnbrein Dam: an unusual solution for an unusual problem. Water Power & Dam Construction, 1991(6): 31-34.
- [8] 任青文, 王柏乐. 关于拱坝柔度系数的讨论. 河海大学学报, 2003, (1): 1-4.
- [9] 朱伯芳. 混凝土坝理论与技术新进展. 北京: 中国水利水电出版社, 2009: 270-274.
- [10] 王仁坤. 拱坝的整体安全度及控制标准初探. 水电站设计, 1991, 7(3).
- [11] 王仁坤, 林鹏, 周维垣. 复杂地基上高拱坝开裂与稳定研究. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(10): 1951-1958.
- [12] 中华人民共和国行业标准编写组. DL/T5436—2006 混凝土拱坝设计规范. 北京: 中华人民共和国发展和改革委员会, 2007.
- [13] R. K. Wang, P. Lin, W.Y. Zhou, R.Q. Yang. Experimental study on cracking and whole stability of Xiluodu Arch Dam. Key Engineering Material, 2007, 353-358: 2565-2568.
- [14] 周维垣, 杨若琼, 刺公瑞. 高拱坝的有限元分析方法和设计判据研究. 水利学报,

- 1997(8).
- [15] Wang Renkun. Crucial technologies in the design of Xiluodu Super High Arch Dam. 中国工程科学 (英文版), 2012,10(2).
- [16] 中华人民共和国能源行业标准编写组. NB 35047-2015 水电工程水工建筑物抗震设计规范. 北京: 中国电力出版社, 2015.
- [17] 陈厚群. 高拱坝抗震安全. 北京: 中国电力出版社, 2012.
- [18] 潘坚文, 王进廷, 张楚汉. 超强地震作用下拱坝的损伤开裂分析. 水力学报, 2007(2).
- [19] 朱伯芳, 张超然, 张国新, 王仁坤, 李文伟. 高拱坝结构安全关键技术研究. 北京: 中国水利水电出版社, 2010.