奥地利 Kölnbrein 拱坝开裂机理研究综述①

裴爱国　田　斌　夏颂佑

（河海大学水利水电科学研究所　南京　210098）

摘要　奥地利 200 m 高的 Kölnbrein 双曲薄拱坝在初次蓄水期间上游坝踵便开裂，放水修补再蓄水，又在坝踵区平行于原裂缝开裂。本文综合介绍该坝裂缝的基本情况和国内外专家对该坝开裂机理的分析和见解，对其进了简单的评述并提出了有待探讨的问题。

关键词　Kolnbrein　高拱坝　坝踵裂缝　开裂机理　综述

1　工程概况

Kölnbrein 拱坝（以下简称科坝）位于奥地利南部卡林西亚州（Carinthia）马尔塔（Malta）河上，坝高 200 m，坝顶长 626 m，顶、底宽分别为 7.6 m 和 36 m，坝体混凝土方量 160 万 m^3，是一座极薄的双曲拱坝（图 1[1]），由奥地利 ÖDK 公司于 1974～1977 年修建[2]。

科坝坝址河谷宽阔而平坦，属地形对称的 U 型河谷；基岩主要由三种岩性差异较大的片麻岩组成（见图 1）。地基处理是做一个深 80 m 的灌浆帷幕[3]；监测系统由 2 000 多个可测量大坝和基础变化的测点组成[4]。

2　大坝裂缝的基本情况

由于经济原因，科坝施工中采用分期封拱、分期蓄水方式。1976 年开始部分蓄水，水位达 1 817 m（略超过坝高的一半），1977 年水位达 1 852 m（设计最高水位以下 50 m），占水库蓄水总量的 50%。鉴于两次蓄水期间坝和基础工作性态完全正常[3]，奥地利最高水法机构决定于 1978 年将库水位蓄至 1 902 m（设计最高水位）。但当库水位从 1 860 m

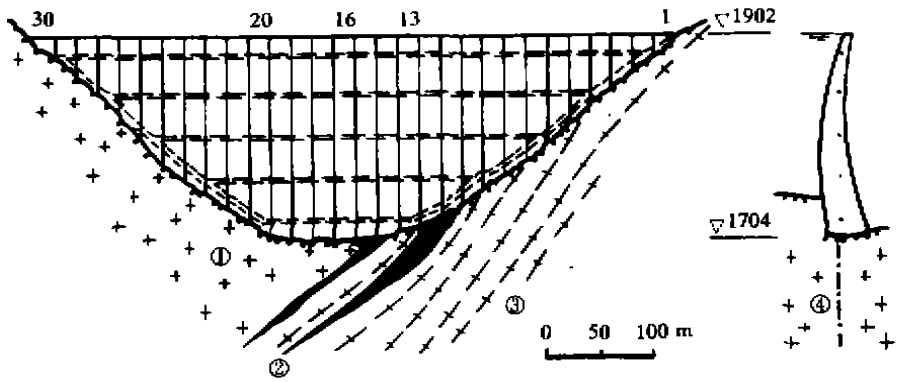

图 1　科坝纵剖面与横剖面图

①块状片麻岩（E = 30 GPa）；②片状片麻岩（E_p = 15 GPa，E_n = 7 GPa）；③层状片麻岩（E_p = 25 GPa、E_n = 18 GPa）；④灌浆帷幕

①本研究获“八五”攻关项目子题“高拱坝坝踵开裂机理研究”（85－208－01－03－05(1)）资助。

到 1 902 m 时，观测到一系列异常现象[1]：

a. 最下部检修廊道内排水孔中渗透量达 200 L/s；

b. 中间高坝段坝基扬压力及裂隙水压力达 100%的库区水头；

c. 下游坝趾有上抬趋势。

稍做补强后，蓄水位继续上升，1979～1980 年首次达设计最高水位 1 902 m。这时拱坝工作性态进一步恶化[3,4]，大量探测的结论是：坝基底部防渗帷幕已被拉裂；中间高坝段上游坝踵基础以上 18 m 处，形成一条延伸长度 100 m 的向基础倾斜的断裂带（图 2），库满时其最大缝宽 30 mm[2,5]。为了降低扬压力和渗透量，以后几年采取了水泥和合成树脂灌浆帷幕、冰冻阻水帷幕、坝前护坦及护坦前防渗斜帷幕等措施[2,3]。

基于上述补强措施，科坝在限制最高蓄水位的情况下又运行了一段时间。但 1982～1983 年当库水位从 1 890 m 到 1 902 m 时，在坝踵原断裂带以上 2～5 m 处，又导致了几乎平行于原断裂带的新断裂带（图 2），同时渗透量达 400～1 000 L/s。此外，发现了位于坝下游面基础以上 14 m 处的几条延伸长度不同的水平裂缝，库空时其最大缝宽 3.5 mm，尚不知其发生的准确时间[2,5]。此后，水库运行水位严格限制在 1 880 m（设计最高水位以下 22 m）[1]。为了保证大坝安全和水库运行不受水位限制，最后采用瑞士专家 Lombardi 提出的在坝后建一个支撑拱体的方案作为永久补强措施[1]。

3 大坝开裂机理

科坝开裂成因分析在学术界引起了极大的关注和激烈的讨论。探讨该坝开裂机理的论文频繁出现在近十年召开的大坝工程方面的国际学术会议上，特别是 1992 年中国南京国际拱坝会议上，科坝开裂成因分析引起了与会中方代表的极大兴趣，中奥专家就此进行了专题讨论[6]。

3.1 科坝开裂敏感性

a. 瑞士 Lombardi[7] 采用柔度系数 C（图 3）判定拱坝开裂敏感性。科坝的该系数为 17.5，是已建高拱坝中最大值，位于拱坝柔度系数与坝高关系曲线图边界上，属开裂敏感区。

在 Lombardi 的分析中，1 860 m 水位作为坝体开裂临界水位在柔度系数中未反映；且柔度系数缺乏理论依据，能否作为判定拱坝开裂敏感性的标准值得探讨。

b. 意大利 Fanelli[8] 采用基于柔度系数，考虑河谷形状系数（图 4）和注重剪力效应的大坝安全与潜在开裂区判别法（图 5）。科坝（$\alpha = 1.16, \beta = 0.77$）位于拱坝潜在开裂区。

c. 中国李璞[9] 基于对国内外 200 余座拱坝的分析研究，提出了衡量拱坝开裂敏感性的模糊指标。以 1 作为常见的拱坝设计，

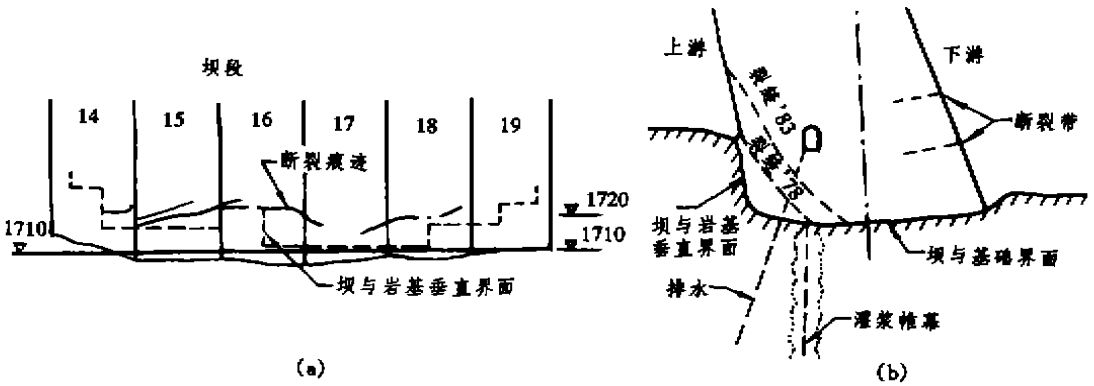

图 2 科坝开裂坝段的坝基区域图

(a)开裂坝段纵剖面图(上游)；(b)开裂坝段横剖面图

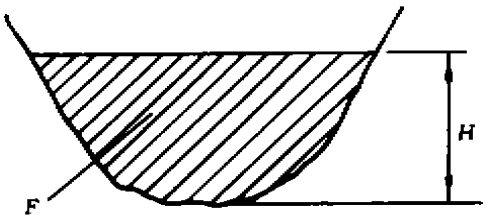

图 3　柔度系数 C（$C = F^2/(VH)$）
F：坝截河谷断面的展开面积；
H：坝高；V：混凝土体积。

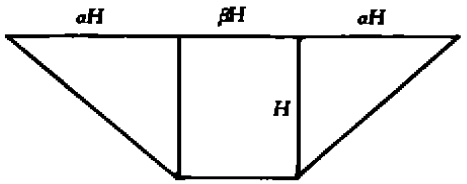

图 4　坝址河谷形状系数 C_1，C_2
（$c_1 = f_1(\alpha,\beta)$；$c_2 = f_2(\alpha,\beta)$）

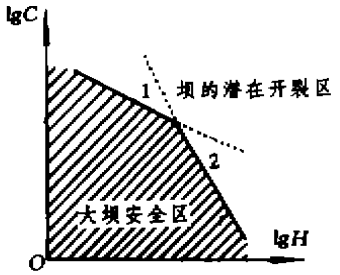

图 5　大坝安全与潜在开裂区图
直线 1：$\lg c = \lg c_2 - 0.7\lg H$
直线 2：$\lg c = \lg c_1 - \lg H$

小于 1 为节省混凝土设计；当该指标小于 0.7～0.8 时，拱坝可能开裂。科坝的该指标为 0.6～0.7，属开裂敏感区。

d. 中国黄文熙① 突破拱坝只要满足应力条件和坝肩稳定便安全的传统观念，提出高拱坝抗屈折稳定问题。科坝作为薄壁受压结构，其失事可能是不满足抗屈折稳定所致。

3.2　科坝开裂成因分析

科坝下游面裂缝的成因问题，专家们大体上达成一致意见[1,2,5,7,10]：早在大坝施工期就形成，是库空时坝体自重引起的下游面垂直拉应力过大所致，施工缝封拱灌浆时得到进一步扩展。上游面裂缝的成因涉及施工期封拱蓄水方式、坝基各向异性、蓄水前后地基弹模改变、水库变形、缝内水的劈裂作用等复杂因素，从而成为专家们关注和讨论的焦点。

a. 奥地利 Ludescher[1] 认为下述两个因素是产生裂缝的根源：对 U 型河谷、科坝混凝土量小且坝很薄；其谷底过于宽阔而平坦，底部拱圈作用微弱。

b. 瑞士 Lombardi[7] 采用考虑扭曲荷载的拱冠梁法研究了剪力对拱坝开裂机理的影响：剪力在坝踵产生可形成斜裂缝的斜向主拉应力。据此对科坝分析知：最高水位时坝踵平均剪应力达 2 MPa，最大剪应力已接近混凝土抗剪强度。其结论是：科坝施工期形成的下游面水平缝改变了基础断面的剪应力分布，在缝尖产生应力集中，从而在坝踵产生斜向拉应力，以致坝踵斜向开裂。随后的永久加固方案就是基于这种开裂机理。

此法取设计最高水位 1 902 m 计算科坝破坏时的剪应力不合理，因为库水位 1 860 m 时坝体开裂，对应的水荷载不到总水荷载的 65%。

c. 瑞士 Herzog② 采用参数研究法定量分析了影响科坝荷载作用的各种因素，其结论是：科坝开裂是因设计中低估岩基约束力所致。奥地利 Baustadter[11] 通过反演分析得出同样结论，蓄水后 $E_r/E_c = 1.25$，上游坝踵拉应力为 3.0 MPa，是 1976 年设计中取 $E_r/E_c = 0.77$ 所得拉应力 1.5 MPa 的 2 倍。

3.3　科坝坝踵开裂模拟

a. 奥地利 Stauble 和 Widmann[12] 考虑施工期封拱蓄水方式、蓄水前后地基弹模改变、缝内水的劈裂作用对坝踵应力的影响，假定裂缝开始产生于坝基表面上游 1/3 处，倾斜 45°，延伸到混凝土和岩石各 2 m（图 6），对科坝进行断裂分析的结果是：库水位低于 1850m 时裂缝稳定；水位达 1 860 m 时裂缝开始向上、下游扩展；水位达 1 880 m 时裂缝

① 黄文熙. 拱坝抗屈折稳定初探. 中国水力发电工程学会简报，1995.2

② Herzog M. 高拱坝承载特性的参数研究. 见：西北勘测设计研究院编. 高拱坝技术译文集. 1992. 70～80

延伸到大坝上游面。该结果与坝踵观测结果非常一致。

断裂分析中考虑封拱蓄水方式、蓄水前后地基弹模改变、缝内水的劈裂作用对坝踵应力的影响符合实际，但假定裂缝开始产生于坝基表面上游 1/3 处不合理，因拱坝模型试验中裂缝一般开始产生于坝踵角点处。

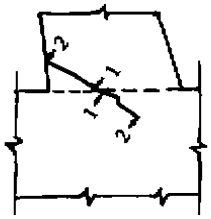

图 6　裂缝扩展图

1.库水位 1850 m；2.库水位 1880 m

b. 美国 Ingraffea 和奥地利 Linsbauer 等[3,4]基于混合型线弹性断裂力学适于混凝土高拱坝和坝踵裂缝的形成不受下游裂缝的影响这两个假设，采用计算机模拟和断裂力学手段提出模拟科坝开裂的 4 种模型(图 7)：①角裂缝模型。假设坝与岩基垂直界面 PQ 粘结完好，裂缝从角点 P 开始向坝基扩展；②张开裂缝模型。假定坝与岩基垂直界面完全脱开，裂缝从基础表面开始向坝面扩展；③可变坝底刚度模型。假设坝与岩基水平界面有相对局部滑动，两条裂缝都从基础表面开始向坝面扩展；④基础接缝模型。假定坝与岩基间有足够粘结强度，水库蓄水使节理滑动产生裂缝并向坝面扩展。其结论是：四种模型的开裂机理在现有开裂资料情况下均是可行的。

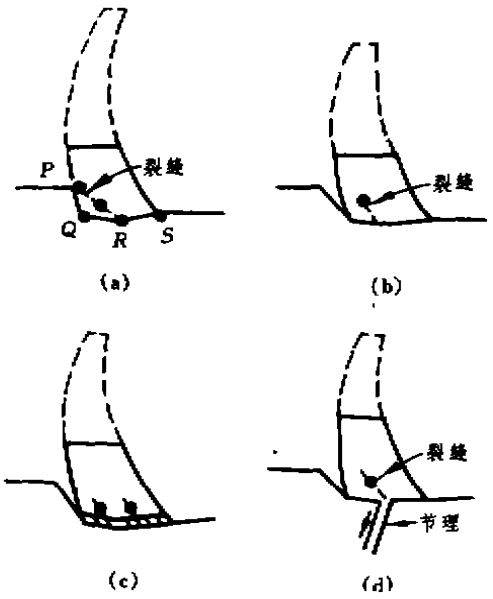

图 7　模拟上游侧开裂的四种模型示意图

(a)角裂缝模型；(b)张开裂缝模型；

(c)可变坝底刚度模型；(d)基础接缝模型

科坝开裂是真正的三维现象，而上述断裂分析仅限于单个断面而忽略了三维效应，故其结论仅是猜想。

4　几点建议

科坝开裂机理已渐渐明朗化，但仍有许多问题有待进一步探讨：

a. 施工期分期封拱、分期蓄水可能产生额外的应力；

b. 蓄水前后地基弹模改变使岩基约束力增大；

c. 高拱坝的剪切破坏问题；

d. 冰冻帷幕引起的温度问题可能是 1983 年开裂的直接原因；

e. 可将二维断裂模拟与三维应力分析结合来分析科坝。

参考文献

1　Ludescher H, et al. Remedial Project for Kolnbrein dam. In: Zuo Dongqi ed. Proceedings of Int Symp on Arch dam, 1992, China. Nanjing: Hohai Univ Press. 525～530

2　Ludescher H. Kölnbrein 拱坝的加固处理. 朱岳明译. 河海科技进展, 1993. 13(3): 115～121

3　Demmer W, et al. Measures taken to reduce uplife and seepage at Kölnbrein dam. In: Proceedings of ICOLD Congress, 1985, Switzerland: Q58～R81. 1371～1394

4　Ludescher H. A modern instrumentation for surveillance of the stability of the KölNbrein dam. In: Proceedings of ICOLD Congress, 1985, Switzerland. Q56～R42. 797～812

5　Linsbauer H. N, et al. Simulation of Cracking in

Large arch dam: Part I. Structure Engineering, 1989(7):1599～1615

6 邓昌铁等.国际拱坝会议综述(三).河海科技进展,1993,13(3):13～17

7 Lombardi G. Kölnbrein dam: an unusual solution for an unusual problem. Water Power & Dam Construction, 1991(6):31～34

8 Fanelli M, et al. On the Lombardi G "Slenderness Coefficient" for assessing the cracking potential of Arch dam. In: Zuo Dongqi ed. Proceedings of Int Symp on Arch dam, 1992, China. Nanjing: Hohai Univ Press. 229～232

9 李璁.从柯恩布赖茵坝的事故想到的.水电站设计,1993(9):82～88

10 Obernhuber P, et al. Numerical analysis for the remedial works of Kölnbrein dam. Dam Engineering, 1991(3):235～251

11 Baustadter K. et al. The behaviour of the Kölnbrein arch dam. In: proceedings of ICOLD Congress, 1985, Switzerland. Q57～R37.633～652

12 Stauble H, Widmann R. Design considerations for high concrete dams. In: Zuo Dongqi ed. Proceedings of Int Symp on Arch dam, 1992, China. Nanjing: Hohai Univ Press. 87～92

13 Linsbauer H N, et al. Simulation of cracking in large arch dam: Part Ⅱ. Structure Engineering, 1989(7):1616～1630

14 Wawrzynek P A, et al. Interaction finite element analysis of fracture processes: an integrated approach. Theorectial and Applied Fracture Mechanics, 1987(7):137～150

(收稿日期:1995－03－28)

(上接第 13 页)

9 Simons H A, Randolph M F. A new approach to one dimensional pile driving analysis. In: Kawamoto T, Ichikawa Y eds. 5th Int Conf on Numerical Methods in Geomechanics, Nagoya, 1985. 1457～1464

10 Wu A K H, Kuhlemeyer R L, To C W S. Validity of Smith model in pile driving analysis. J Geotech Engrg Div, ASCE, 1989, 115(9):1285～1302

11 Cividini A, Gioda G. Finite element modelling of the driving process of piles. In: Publications Committee of Ⅶ ICSMFE ed. Proc 12th ICSMFE, 1989.1093～1096

12 Banerjee P K, Fathallah R C. An Eulerian formulation of the finite element method for predicting the *stresses and pore water pressures around a driven* pile. In: Wittke W ed. 3rd Int Conf on Numerical Methods in Geotchnics, 1979. 1053～1059

13 Chan W T, Chow Y K, Liu L F. Neural network: an alternative to pile driving formulas Computers and Geotechnics, 1995, 17(1):135～156

14 Chow Y K, Smith I M. Static/Dynamic analysis of an axially loaded pile. In: Eissenstein Z ed. 4th Int Conf on Numerical Methods in Geomechanic, (Ⅱ), 1982. 819～824

15 Smith I M, Chow Y K. Three-dimensional analysis of pile drivability. In: The organizing committee of the university of Texas of Austin ed. Proc 2nd Int Conf on Numerical Methods in Offshore piling, Austin, Texas, 1982. 1～19

16 王远功.冲击问题的动态分析方法.振动与冲击,1994(1):41～45

17 赵振东,杉本三千雄,铃木善雄.桩基贯入过程的显式有限元分析.地震工程与工程振动,1992,12(1):45～55

18 钱七虎,黄小平,唐德高等.冲击荷载作用下有限元方法求解波动问题的精度研究.爆炸与冲击,1995.15(1):1～10

19 Cividini A, Gioda G. A simplified analysis of pile penetration. In: Swoboda G ed. 6th Conf on Numerical Methods in Geomechanics, 1988. 1043～1048

(收稿日期:1995－05－02)