

九 高拱坝结构安全

1 水工结构学科调研背景概述

目前，水资源的短缺正在成为 21 世纪最为严重的全球性资源危机。作为我国水利发展战略的重要组成部分，我国将陆续兴建一批以南水北调工程为代表的跨流域调水工程。这些跨流域调水工程的输水干线穿越分水岭及山岭地带，主要依靠水工隧洞引水。这些引水隧洞洞线长、埋深大、地质条件复杂，常常遇到高地下水、高地温、高构造应力等不利条件，且受强地震及大断层控制，将给设计和施工等方面带来极其复杂的技术难题，也为水工结构学科的发展提出了更高的要求。

同时，随着我国经济的不断发展，对电力的需求不断增大，开发我国丰富的水电资源成为水利水电建设的重要任务之一。在未来的 20 年内，计划在 9 条大江大河上新增水电装机容量 1.7 亿千瓦，建设多种类型的高坝 40~50 座，其中就包括小湾、锦屏一级等多座 300m 级的高坝。在上述工程项目中，大部分的关键建筑物均为超大型水工建筑物，而且这些建筑物多处于高山峻岭之间，地质和水文条件恶劣，结构本身以及施工过程都极为复杂。在工程的建设与运行中将会遇到大量复杂的工程问题，如大型地下洞室（群）、超长深埋隧洞、高坝设计、高坝安全、特殊地质条件、地震危害的影响等，这些工程难题都是世界性难题，也为大坝及地下结构计算分析提出了许多挑战性的课题。

建国以来，我国已建成的大坝有 8 万 6 千多座，据 1999 年统计，全国病险水库大坝超过 3 万座，占水库大坝总数的 36%。因此，以大坝为主体的水利枢纽工程的安全分析评估是防洪减灾中一项极重要的工作，该项工作分析难度大，时效性强，迅速得出正确的分析成果对防汛指挥决策是否及时、正确至关重要。病险坝结构和修补加固措施的安全分析及混凝土结构生命周期性能预测评估，其计算规模大、难度高，目前的分析条件和手段，尚难以胜任。

水工结构学科具有很强的实践性，其学科产生与发展都是与实际工程的需要密不可分的。当前，无论从建设规模还是建设难度，我国都是世界水利水电建设的中心，所面临的水工结构问题也是世界级难题，工程实践的需要要求我国的水工结构工程学科积极迎接新的机遇和挑战，在现代水工结构科学技术理论与应用方面登上新的高峰。

本调研的专题是高拱坝结构安全，围绕这一专题，调研的材料包括国际国内公开发表的与高拱坝有关的期刊论文、会议论文、学位论文和技术报告。在国家科技文献图书中心的数据库里输入“arch dam”和“拱坝”查询，共查得近 10 年来的英文论文共计 171 篇，其中与拱坝动力分析相关的 49 篇，与拱坝体型和应力计算相关的 27 篇，与拱坝稳定分析相关的 15 篇，详见参考文献。

2 选择本专题进行调研的原因、必要性及意义

拱坝以其安全性高,相对重力坝而言经济性较好等优势,是我国大坝建设的主要坝型之一^[1]。二滩、构皮滩、拉西瓦等 250m 级的高拱坝陆续建成,小湾、溪洛渡、锦屏一级等 300m 级别高拱坝正在建设,未来白鹤滩、乌东德、松塔、马吉等一批 300m 的高拱坝已经提上日程,国际上伊朗等国家也在建设 300m 级的高拱坝,这些高拱坝的建设都将突破现有的建设记录。如图 1 所示为不同年代各国拱坝修建数目对比,由图可知,进入上世纪 80 年代以后,我国已成为世界拱坝建设的中心。

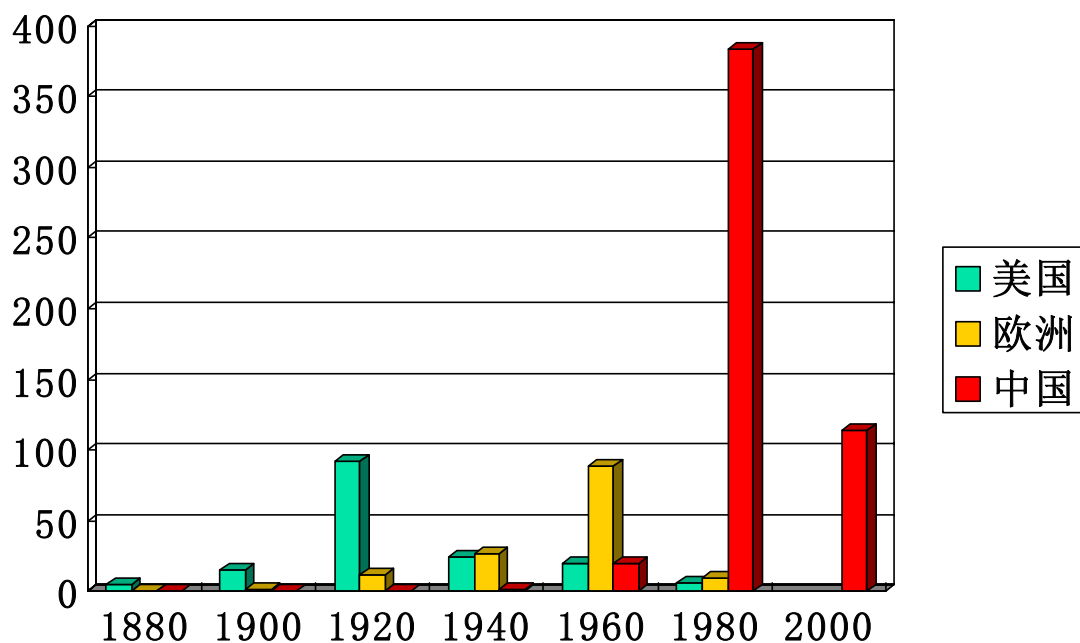


图 1 不同年代各地区拱坝建造数量^[2]

目前的高拱坝建设呈现出以下几个特点:①高度突破 300m,给坝体应力控制、泄洪消能、防渗带来一系列技术难题;②水推力巨大,坝体应力水平高;③施工能力强,建设速度快,对混凝土温度控制等带来新的挑战;④地形地质条件复杂,700m 级高边坡处理难度大,拱坝稳定性评价难度大。以上特点使得高拱坝的结构安全成为坝工专家们关注的焦点。通过本次调研,可了解国际同行解决类似具体问题的经验,分析和探讨未来相关研究的发展思路和新兴增长点,关注适合我国国情的新观点、新理论和新技术,为研究国内高拱坝建设的复杂问题提供科学借鉴。

另一方面,我国高拱坝建设的高潮期已持续一段时间,也有了一定的技术积累。在这种背景下,进一步深入了解我国相关技术领域与其他国家的差异,明确我国的技术优势点和劣势点,明确高拱坝结构安全领域下一阶段的研究方向,可为制定新一代国际领先的技术标准奠定基础,进

而提高我国在相关领域的国际竞争力。

3 近年该专题发展新动向和值得关注点

3.1 本专题发展的新方向和值得关注点

高拱坝安全专题涉及高拱坝的发展及其体型、高拱坝应力计算方法和标准、高拱坝的稳定分析方法和标准、高拱坝的温控防裂、高拱坝的防渗体系、高拱坝的安全监测、高拱坝新的工程措施以及碾压混凝土拱坝的新动态等方面，本次调研报告仅涉及高拱坝的新体型、高拱坝应力计算方法和标准、高拱坝的温控防裂，其他部分将留待 2011 年完成。

3.1.1 高拱坝的发展及其体型

(1) 拱坝建设的发展

现在发现的最古老的拱坝遗址是罗马时期建于法国圣.里米省南部的 Baome 拱坝（坝高 12m），运用现代力学方法薄壁圆筒公式设计建造的代表性工程是意大利的 Zola 拱坝（坝高 36m）。20 世纪 20 年代，美国的萨凡奇、伏格特、克恩等人在拱冠梁法的基础上发展了试载法，首次形成了完整系统的现代结构力学方法，为 20 世纪拱坝的飞速发展做出了重要贡献。目前，拱梁分载法仍然是我国拱坝设计的主要方法^[1]。

1936 年美国垦务局修建的胡佛（Hoover）重力拱坝，坝高 221m，底厚 201m，是第一座超过 200m 的拱坝。坝面断面接近重力坝（如图 3-1），胡佛重力拱坝反映了当年美国拱坝设计的特点：断面厚硕、拱梁并重，这一点也被后来的设计人员议论甚至是批评，但是胡佛重力拱坝仍不失为当时拱坝技术的集大成者。其坝厚重体型的选择，是考虑了当时建设时面临的 3 个背景：①当时世界上最高的 130m 的 Sautet 拱坝，其弧高比仅 0.60，比胡佛坝的 1.71 要小得多，高度也相差很大；②胡佛坝未建成以前，拱坝的体量是不大的，就美国和世界范畴，它分别是 27.2 万 m³ 和 34 万 m³，而胡佛坝的坝体混凝土量已经达到了 248 万 m³，体量一下子增加至 7~9 倍，这种规模上的突跃，对于搞应用技术的设计人员来说增加了很大的压力；③胡佛坝形成的水库米德湖总库容的巨大（367 亿 m³），它绝不同于欧洲后期建造的诸多特高拱坝（库容极小），大坝的重要性也不可同日而语^[3]。基于以上理由，胡佛坝的“厚重”是不难理解的。该坝对坝工技术的另一个重要贡献是对坝体大体积混凝土温度控制做了系统的研究，研究了冷却水管、宽缝冷却、预冷骨料和坝体采用预制混凝土块，经过详细的分析比较以及 Owyhee 坝的现场试验，选定了水管冷却方案^{[1][2]}。

与美国不同，欧洲的坝工专家更加大胆，富有创新精神，他们更强调“拱”的作用，对付坝踵拉应力不是采用加大厚度的办法，而是切除受拉区的混凝土。1935年法国坝工专家首次根据这一原则设计了90m高的Marege拱坝，如图3-2，该坝切除了底宽7m的上游坝踵混凝土，成为世界上第一座双曲拱坝。拱坝的拉应力主要发生在坝体沿基础的周边，为了消除拉应力，意大利工程师首先设置了周边缝（见图3-3），第一座周边缝拱坝—奥雪莱塔（Osigletta）坝于1939年建成，见图3-4。欧洲工程师的大胆改变了坝工建设的技术发展方向，在1950~1975年间修建了大量特薄的高拱坝，代表着当时拱坝修建技术的先进水平。如：意大利的瓦扬特拱坝（坝高265.5m），瑞士的康脱拉拱坝（230m）、柳松拱坝（208m），南斯拉夫的姆拉丁其拱坝（220m），伊朗巴列维拱坝（203m），西班牙的阿尔曼德拉拱坝（203m）等，除柳松拱坝外，其厚高比均小于0.15。

欧洲众多需要修补加固的病险坝也为我国的拱坝设计提供了宝贵的经验。本报告列举了3个工程：Vajont拱坝，Malpasset拱坝和Kolnbrein拱坝。

Vajont拱坝（见图3-5），坝高262m，坝顶弦长168.6m，弦高比0.64，底厚仅22.6m，混凝土方量36万 m^3 。1958年开工建设，1963年库区左岸发生大滑坡，滑坡体体积达2.7亿 m^3 ，形成涌浪翻过大坝，漫流水深右岸超过坝顶260m，左岸超过坝顶100m，造成下游重大灾害，死亡2600人，大坝也因水库淤积而报废^[1]。此事故表明，对水库库区滑坡体的防治至关重要；窄河谷拱坝安全储备很高（失事时峰值荷载约为设计荷载的2~3倍）。

Malpasset拱坝（见图3-6），坝高66m，坝顶长222.7m，坝顶厚度1.5m，底厚6.78m，1952年开工，1954年建成，1959年12月2日水位升至100m高程，当晚坝体突然溃决。387人死亡，100多人失踪，损失300亿法郎。Malpasset拱坝失事的原因众说纷纭，但这一事故使得拱坝设计者开始审慎地对待坝基的地质勘探和地基处理，坝体体形也趋于扁平化，使拱端的合力方向向山里偏转，以利于坝肩的稳定^[1]。

Kolnbrein拱坝（见图3-7（a）），最大坝高200m，坝顶弦长626m，坝顶及坝底厚分别为7.6m和36.0m。Kolnbrein拱坝1974年开工，1977年建成。1978年当库水位升至1860m高程时，出现异常情况：河床13~19#坝段坝基扬压力增大，已接近全水头，作用范围扩大到坝基的1/3宽度。经1979年春天放空水库检查，发现在上游坝面基础以上18m处有1条张开裂缝，其长度延伸达到100m。经过补强灌浆加固以后，再次蓄水过程中又出现第2组裂缝。经过各种分析和讨论，认为Kolnbrein拱坝河谷较宽，底部抗剪能力不足，需要加固。加固方案为了避免在拱坝上部出现新的开裂，采用了Lombardi的加固方案（见图3-7（b）），在坝后建设1座重力支墩，依

靠可以调整的传力器件调整支撑力，避免过大的下部支撑力造成上部新的开裂^[4]。Kolnbrein 拱坝的开裂成为了数十年来坝工专家们的研究对象，坝踵开裂问题成为拱坝设计者们所要考虑的首要问题之一。关于 Kolnbrein 拱坝坝踵开裂的原因，主流专家认为主要是^[5]：拱坝设计得太薄；坝址河谷开阔，底部平坦，拱的作用小，梁向承受较大荷载；坝所承受的总水压力巨大，其平均剪应力已接近混凝土的极限抗剪强度；施工期引起的下游面裂缝削弱了坝的有效断面。这些因素综合影响的结果导致坝体出现裂缝。

近 10 年来国外修建的坝高超过 200m 以上的拱坝主要有土耳其的 Deriner 拱坝(坝高 247m)，Ermenek 拱坝(坝高 220m)^[6]，伊朗的 Karun IV 拱坝(坝高 222m)，Karun III 拱坝(坝高 205m) 等。

1949 年以后，我国开始大规模修建拱坝。响洪甸重力拱坝是我国第 1 座高拱坝(坝高 87.5m)。20 世纪 80 年代建成了凤滩、白山、龙羊峡、东江、紧水滩等 5 座百米以上的混凝土拱坝。20 世纪 90 年代，东风、隔河岩、李家峡、二滩拱坝先后建成。截至 2010 年，构皮滩、拉西瓦、小湾先后建成蓄水发电。其中二滩拱坝是我国已经正常运行的最高拱坝，二滩拱坝(见图 3-8)坝高 240m，坝顶弧长 774.69m，拱冠梁顶厚 11.00m，最大底宽 55.75m，最大拱端厚度 58.51m，弧高比 3.21，厚高比为 0.232。1991 年开工建设，1998 年竣工。该工程在坝基勘测与地质勘查、岩体质量评价与坝基稳定、高拱坝设计方法和准则、“高水平、大泄量、窄河谷”条件下的泄洪消能、地下厂房大洞室群的围岩稳定和支护设计、混凝土温控防裂等诸多领域取得创新型成果，为后续特高拱坝的建设提供了宝贵的经验，也成为我国拱坝建设的一个里程碑。

表 2-1 为 2010 年统计的世界上已建或在建高拱坝及其技术参数^[7,8]。统计在内的坝高超过 100m 的拱坝(含碾压混凝土拱坝和重力拱坝)共有 215 座，其中中国 31 座。截至 2010 年，在建最高拱坝为中国的锦屏一级拱坝(坝高 305m)，已封拱到顶的最高拱坝为中国的小湾拱坝(坝高 294.5m)，已建成运行的最高拱坝为格鲁吉亚的 Inguri 拱坝(坝高 271.5m)，最宽的重力拱坝是中国的龙羊峡拱坝(坝顶长 1226m)，弧高比最大的拱坝是奥地利的 Schelgeis 拱坝(弧高比 5.5)，厚高比最小的拱坝是葡萄牙的芒弗尔特拱坝(厚高比为 0.07)，最厚的拱坝是美国的胡佛拱坝(坝底厚 202m)。

本报告统计了表 2-1 中 100m 以上高拱坝的厚高比和弧高比，统计表明，我国 100m 以上高拱坝的厚高比均值为 0.27，美国为 0.27，瑞士、西班牙、奥地利等欧洲国家约为 0.21。我国 100m 以上高拱坝的弧高比均值为 2.78，美国为 1.90，欧洲约为 2.80。由此可以得出，我国拱坝的厚高比平均值与美国基本相当，而弧高比平均值比美国的拱坝大；而我国的拱坝弧高比平均值与欧洲

基本相当，但是厚高比平均值比欧洲的拱坝大。

综上，美国的拱坝多建于二战以前，欧洲的拱坝多建于上世纪 6、70 年代，这些拱坝大多已经正常运行超过 50 年，为我国的拱坝建设提供了很好的借鉴。我国拱坝大多建于上世纪 90 年代以后，但是在同等水平下，我国的拱坝仍然比欧洲的拱坝修得要厚，需要进一步从施工质量、高拱坝应力与稳定计算方法、参数选取以及控制标准等方面寻找原因。

表 2-1 世界上已建或在建高拱坝^[7,8]

序号	坝名	国家	最大坝高(m)	坝顶长(m)	拱冠厚度 (m)		厚高比 T/H	弧高比 L/H	顶中心角 (Ψ)	拱基岩石	最大拉应力(MPa)	最大压应力(MPa)	建成年份
					顶部	底部 T							
1	锦屏一级	中国	305	552.25	14	63	0.207	1.81		大理石、沙板岩	1.19	7.77	2014
2	小湾	中国	294.5	922.74	12	72.912	0.25	3.058	90°08'45.6"	角闪斜长片麻岩、黑云花岗片麻岩	1.18	10.37	2012
3	溪洛渡	中国	285.5	698.07	14	60	0.216	2.451	95°34'48"	玄武岩			2010
4	Inguri	格鲁吉亚	271.5	728	10	58	0.214	2.36	102	石灰岩、白云岩		10.4	
5	Vaiont Dam	意大利	261.5	190.5	4	22.1	0.08	0.73		白云石灰岩	0.9	7	1960
6	Mauvoisin Dam	瑞士	250.5	520	14	55	0.23	2.26	110	砂质砂岩钙质页岩	1.5	10.5	1958
7	拉西瓦	中国	250	475.83	10	49	0.196	1.9	92°25'51.6"	花岗岩	0.82	7.32	2010
8	Deriner Hydropower Station	土耳其	247	720									2004

9	Sayano-Shushenskaya Hydropower Station	俄罗斯	245	1066	25	114	0.49	0.49	102	变质石英砂岩	1	11.5	1989
10	二滩	中国	240	774.73	11	55.75	0.232	3.21	91.5	玄武岩、正长岩	0.99	8.82	1999
11	Ermenek	土耳其	235										在建
12	El Cajon Dam	洪都拉斯	234	382	7	48	0.21	1.69		石灰岩			1985
13	构皮滩	中国	232.5	553	10.25	5.028	0.216	2.38	88°	灰岩	1.15	7.46	2013
14	Chirkey Hydropower Station	格鲁吉亚	232.5	333	6	32	0.14	1.51		石灰岩	1.6	8.5	1977
15	Karun IV Hydropower Station	伊朗	222	574.5									2006
16	Hoover Dam	美国	221.4	379	13.7	202		0.91		安山岩、角砾岩			1936
17	Contra Dam	瑞士	220	380	7	27	0.12	1.73		瓦岩、云母岩	1.5	10.5	1965
18	Mratinje Dam	南斯拉夫	220	269	4.5	29.3	0.13	1.22	105	石灰岩		10	1976
19	Ermenek Project	土耳其	220	110									在建
20	Glen Canyon Dam	美国	216.4	475.5	10.7	115	0.53	2.11		软弱砂岩	0.83	5.2	1966
21	Luzzone Dam	瑞士	208	530	10	36	0.17	2.55		片麻岩	2~3	6	1963
22	Zimapan Dam	墨西哥	207	130									

23	Karun III Hydropower Station	伊朗	205	388									2001
24	Dez Hydropower Station	伊朗	203	212/240	4.6	21	0.103	1.18		钙质砾岩	1.4	99	1962
25	Almendra Dam	西班牙	202	561	10	40	0.2	2.81					1970
26	Berk Dam	土耳其	201	270									1996
27	Khudun Dam	格鲁吉亚	200.5	545									1991
28	Karun I Hydropower Station	伊朗	200	380	6.1	28.3	0.14	1.9		石灰岩			1993
29	Kolnbrein Dam	奥地利	200	620	8	36	0.18	3.13		片麻岩			1977
30	Batoka	赞比亚 津巴布韦	196	799									
31	New Bullards Bar Dam	美国	194	670.6	7.6	59.4	0.307	3.46	117	斑状角闪岩	1.7	99	1969
32	Kurobe No IV Dam	日本	186	492	8	39.7	0.213	2.55		花岗岩	2.4	9.5	1963
33	Zillergrundl Dam	奥地利	186	525									1986
34	Oymapinar Hydropower Station	土耳其	185	360									1987
35	Mossyrock Hydropower Station	美国	185	381	80.5	38.1	0.206	1.64		石灰岩		5~6.0	1968
36	Katse Dam	莱索托	185	710		50	0.27	3.84					1996
37	Tekeze	埃塞俄比亚	185										在建
38	Shasta Dam	美国	183.5	1054.6									1945
39	德基	中国	180	290									1974

40	Seymareh	伊朗	180										在建
41	Karaj Hydropower Station	伊朗	180	390	8	32	0.18	2.12		正长岩	1	7	1961
42	Emosson Dam	瑞士	180	435	9	34	0.189	2.42		角闪岩、片麻岩	1.8	7.75	1973
43	Tignes	法国	180	375	10	43.5	0.24	1.64	111	石灰岩		5~6.0	1952
44	龙羊峡	中国	178	393.34	15	80	0.45	2.21	85°02'39"	灰岩	1.76	6.36	1989
45	Hungry Horse Dam	美国	171.9	611.7	10	98	0.57	3.56		白云岩、石灰岩			1953
46	Daniel Palacios Dam	厄瓜多尔	170	400				2.33		花岗岩、闪长岩			1983
47	Idukki Hydropower Station	印度	169	366	7.6	19.8	0.116	2.14		花岗岩、片麻岩互层	0.7		1976
48	Vidraru	罗马尼亚	166	305	6	25	0.15	1.8		花岗岩、片麻岩		4.7	1965
49	Ross Hydropower Station	美国	165	380	10	95	0.47	1.88		花岗岩、片麻岩	1.9	11.6	1949
50	Cuayllabamba	厄瓜多尔	165	413									
51	乌江渡	中国	165	395									1983
52	Mobora Bassa Hydropower Station	莫桑比克	163.5	331	4	21	0.13	1.85		片麻岩、花岗岩	1.5	8.8	1975

53	东风	中国	162	263	8	25	0.163	1.66	950		1.63	4.94	1995
54	Owyhee Hydropower Station	美国	161.5	254									1932
55	Yellow Tail Dam	美国	160	442	6.7	44.5	0.27	2.7		厚层灰岩	0.43 (3.4)	6.18 (13.4)	1966
56	Gokcekaya Hydropower Station	土耳其	158	494	6	20	0.042	3.02	107.4	粗粒片麻岩	0.12	8.7	1972
57	东江	中国	157	438	7	35	0.223	2.82	950	片麻岩	0.98	6.86	1992
58	Speccheri	意大利	156.6	192.3	2.8	15.76	0.1	1.23	140	石灰岩		5.3	1957
59	Zeuzier Dam	瑞士	156	256	7			1.64		石灰岩		4.4	1957
60	Nukuyi Dam	日本	156	382									1985
61	李家峡	中国	155	414.39		47	0.285	2.47		片岩、混合岩	1.24	7.52	1997
62	Place Moulin	意大利	155	678	6.7	47.1	0.304	4.37		石灰岩		8.6	1965
63	Nagawado Dam	日本	155	355.5		35	0.23	2.29					1971
64	Monteynard Dam	法国	155	215	5	54	0.0065	1.4	120	石灰岩			1962
65	Bhumibol Hydropower Station	泰国	154	486	6	52.2	0.34	3					1964
66	Bhumibol IX Yahee 0	斯洛伐克	154	970									1964

67	Santa Giustina	意大利	153	124	3.5	16.5	0.108	0.814		石灰岩、白云岩	1	4.66	1950
68	Curnera	瑞士	153	350	7	24	0.158	2.2		次板岩			1967
69	Flaming Gorge Hydropower Station	美国	153	392	8.25	39.93	0.163	1.66		石英岩、砂岩	0.94	6.2	1964
70	Grand Surana	西班牙	152	350	7	24	0.158	2.3					
71	Huites	墨西哥	152	430									1995
72	Sazbon	伊朗	152										在建
73	Zervreila Dam	瑞士	151	504	7	35	0.232	3.34	113	结构片麻岩		5.4	1957
74	Rudbar-e-Lorestan	伊朗	151										在建
75	隔河岩	中国	151	653.5	8	75.5	0.5	4.33	82.3°		1.04	5.41	1995
76	Canelles Dam	西班牙	150	210				1.39		石灰岩			1960
77	Montanejos	西班牙	150	250	5	16	0.106	1.66					
78	Turkwel Hydropower Station	肯尼亚	150	160									1990
79	Roselend Dam	法国	150	804	6	22.03	0.147			结晶灰岩	2	7.5	1961
80	白山	中国	149.5	677	9	63.7	0.426	4.53	80°20'	混合岩	0.98	6.57	1986
81	Moiry	瑞士	148	610	5.5	34	0.23	4.1		片麻岩			1958
82	Gigerwald	瑞士	147	430						石灰岩			1976

83	Limmernboden Dam	瑞士	146	370	9	25	0.172	2.57		石灰岩		7	
84	Donnells	美国	145	293				1.9		花岗岩			1957
85	Morrow Point Hydropower Station	美国	142.6	220.7	3	15.9	0.11	1.5		云母石 英岩、片 麻岩	0.6	6.3	1971
86	Portas Dam	西班牙	142	477	5	26	0.19	3.5					1975
87	Virdnejavri	挪威	142	135									1987
88	Valle Di Lei Dam	瑞士	141	490	15	28.1	0.2	4.8		片麻 岩、灰岩	1.8	7.4	1960
89	Chamera I Hydropower Station	印度	141	295									1994
90	江口	中国	140	394.4		15	0.232	2.41					2004
91	Kawaji Dam	日本	140	320	8	26	0.19	2.3		凝灰岩、 砾 岩		7.5	1981
92	Gordon Dam	澳大利 亚	140	198	3	19.7	0.144	1.17		石英岩			-1978
93	Aldeadavila Dam	西班牙	139.5	250	7.5	45	0.32	1.8	120	花岗岩、 片麻岩		4.7	1964
94	Frera	意大利	138	390	5	33.7	0.244	2.83					1959
95	Kowsar 或 Tangedook	伊朗	138	126									1998
96	Shahid Rajai Dam	伊朗	138	430									1977
97	Beznar Dam	西班牙	137	175									
98	Kouilou	刚果(布)				15	0.13	2.8		石英片 麻岩			1992

99	Cancano II	意大利	136	390	5	30.93	0.227	2.8		石灰岩			1955
100	Maina Di Sauris	意大利	136	138	3.15	14.2	0.11	1	115	白玉岩、 石灰岩	0.8	5	1947
101	Foz Coa	葡萄牙	136	548									1992
102	Cabril Dam	葡萄牙	136	290	4.5	19	0.14	2.1	110	花岗岩 各向异 性		7	1954
103	Shahryar/Ostour	伊朗	135										在建
104	Susqueda Dam	西班牙	135	500	5	23	0.17	3.78		花岗岩			1968
105	大花	中国	134.5										
106	洞坪	中国	134	267									2006
107	Jiroft Dam	伊朗	134	250									1993
108	Atazar Dam	西班牙	134	484	6	36.7	0.26	2.62		片岩、石 英岩		5	1972
109	Quentar	西班牙	133	144									1974
110	Takane No. I Dam	日本	133	277		24	0.18	2.08		白云岩		5.6	1968
111	Plutarco Elias Calles Dam	墨西哥	133	300									1964
112	沙牌	中国	132	250.25									2002
113	Beauregard	意大利	132	394	5	30.2	0.23	3.09		云母页 岩			1957
114	Bin El Ouidane Dam	摩洛哥	132	290	5	28	0.212	2.2		石灰岩			1953
115	Salime Dam	西班牙	131.5	250	9								1956
116	Silent Velley	印度	131	430									1984
117	Yagisawa Dam	日本	131	352	7.9	29.5	0.22	3					1967

118	O'Shaughnessy Dam	美国	131	277.37	9	81	0.04	2		片麻岩、 石灰岩			1932
119	Schlegeis Dam	奥地利	131	725	9	34	0.25	5.5		花岗岩	1	6	1971
120	Estcaiera	西班牙	130.5	571				4.3		结晶片 麻岩		8	
121	Chiotas	意大利	130	230	5	37.5	0.29			石灰岩			1979
122	Ghir Dam	伊朗	130	416									2002
123	Soria Dam	西班牙	130	248									1972
124	Punt Dal Gall Dam	瑞士	130	540	10	24.6	0.19	4.15		砂岩、泥 板岩		8.37	1968
125	Sambuco	瑞士	130	363	8	69	0.53	2.7					1956
126	Hitotsusu Dam	日本	130	415	4	23	0.177	3.2		石英岩	1.06		1963
127	Vougland Dam	法国	130	425	5	37.5	0.29	2.6		花岗岩、 片麻岩			1968
128	Sautet	法国	130	80	5.8	75	0.58	0.6		石灰岩、 白云岩			1934
129	Tsankov Kamak	保加 利亚	130										在建
130	Belesar Dam	西班牙	129	410									1963
131	Kariba Hydropower Station	赞比亚、 津巴 布韦	128	617	13	30	0.24	4.82	128.38			6.5	1959
132	Saveh Dam	伊朗	128	265									1993
133	Nalps	瑞士	128	480	7	23	0.18	3.75		片麻岩			1962
134	Managawa Dam	日本	127.5	357	6			2.9	75	石灰岩、 花岗岩			1979

135	藤子沟	中国	127	339	5	20.01	0.171	2.87	90°30.3'	砂岩、泥岩	1.17	5.79	2006
136	Val Noana	意大利	126	143	2.6	21.64	0.17	1.16		流纹岩、凝灰岩			1958
137	Tosco Lano	意大利	126										
138	Caprile	意大利	125	231									
139	Hongrin Nord	瑞士	125	325									1969
140	Scorilo	罗马尼亚	125										1996
141	Salman-e-Farsi/Ghir	伊朗	125										在建
142	Ponte Cola	意大利	124	286		22.5	0.18	2.31					1962
143	Grancarevo Dam	波斯尼亚和黑塞哥维那	123	349				2.8		石灰岩			1967
144	翡翠	中国	122.5	510									1987
145	Ilosa Del Cavall	西班牙	122	330									
146	Victoria Hydropower Station	斯里兰卡	120	520	6	25	0.21	4.5		花岗片麻岩			1984
147	Dracon	罗马尼亚	120										1984
148	Gebidem Dam	精士	120	327	3	17.5	0.15	2.7		凝灰岩	1.7	7	1967
149	Sounda	刚果(布)	120	340	3.6	15	0.13	2.8		石英片麻岩			
150	Bort Dam	法国	120	390	6	80	0.67	3.24		片麻岩、云母片岩			1951

151	Kops Dam	奥地利	120	420	6	30	0.25	3.33		结晶片麻岩、云母片岩		5.6	1965
152	Limberg Dam	奥地利	120	350	6	37	0.31	2.7		石灰岩、白云岩	0.1	5.6	1951
153	Agua del Toro	阿根廷	120	235				2.3		石灰岩、安山岩		5	1976
154	Nuraghe Arrubiu	意大利	119	315	3.8	28.8	0.242	2.48		片麻岩			1957
155	Santa Maria	瑞士	117	560	8	21	0.18	4.8		花岗岩			1968
156	Kawamata Dam	日本	117	137	6.7	38	0.32	1.14					1966
157	Shintoyone Dam	日本	116.5	311		19.6	0.17	2.7			2.2	8.7	1972
158	Dokan	伊拉克	116	360	6.2	28.9	0.25	2.05		石灰岩	1.4	3.6	1959
159	Sir Hydropower Station	土耳其	116	325									1990
160	Okumiomote Dam	日本	116	244									2001
161	Diablo	美国	116	360	4.9	27.5	0.23	1.5		花岗片麻岩			1930
162	San Esteban Dam	西班牙	115	295						辉绿岩			1955
163	Castelo De Bode	葡萄牙	115	402	7	53	0.46	3.5		结晶片岩、片麻岩			1951
164	雾社	中国	114.6	205									1959
165	Spitallamm Dam	瑞士	114	258									
166	Santa Rosa Dam	墨西哥	114	150	2.5	13.5	0.12	1.2		流纹岩			1964
167	Matalavilla Dam	西班牙	113	240				2					1967

168	Pacoima Dam	美国	113	195	3.2	30	0.27	1.6		闪长片麻岩	0.2	3.6	1929
169	Rapel	智利	112	350	5.8	17.7	0.16	3.14		花岗岩			1968
170	Pieve Di Cadore	意大利	112	410	6	35.81	0.32	3.67		石灰岩、白云岩			1949
171	Asfalou	摩洛哥	112										2000
172	Cavagnoli	瑞士	111	320									1968
173	Ikehara Dam	日本	111	460	12	25	0.23	4.15		砂岩、粘板岩	2.2	6.5	1973
174	Dragan	罗马尼亚	111	424									1984
175	石门子	中国	110	176.5	5	27.27	0.31	2.95	129°	石英岩、云母	0.98	3.92	2002
176	Kamishiba Dam	日本	110	341	7	27.7	0.25	3.1		粘板岩、砂岩	0.6	5.3	1955
177	Alto Lindoso Dam	葡萄牙	110	298						石灰岩	0.7		1992
178	Caselva	意大利	109	234									1965
179	牛头山	中国	108	312.7									
180	Eume	西班牙	108	284				2.4					1959
181	Paltinul	罗马尼亚	108	460		22	0.204	4.25		砂岩、粘土质页岩互层			1971
182	Kawabegawa Dam	日本	107.5	300				2.95		砂岩、粘板岩			1981
183	Kaore Dam	日本	107.5	341.2									1991
184	招徕河	中国	107	206									2005
185	P.K.Le Roux Dam	南非	107	765									1972

186	Buffalo Bill	美国	107	61	3	32.9	0.33	0.61		花岗岩			1910
187	Mooser Dam	奥地利	107	461.5									1955
188	Arrowrock Dam	美国	106.7	350.5									1914
189	Jareh	伊朗	106	215									1999
190	Laparan	法国	106	280	3.8	16.5	0.16	2.65		片麻岩			1985
191	La Vina	阿根廷	106	317									1944
192	Koshiu Dam	日本	105	293.3	4	20	0.19	2.8		花岗岩	3.5	8.5	1969
193	Boundary Hydropower Station	美国	105	226	2.4	9.75	0.09	1.5		石灰岩、白云岩	1.44	5.5	1986
194	华光潭二级	中国	104										2005
195	华光潭一级	中国	104										2005
196	Genissiat	法国	104	235									1948
197	白莲崖	中国	104										2007
198	群英	中国	103.5	154.28									1971
199	Ridracoli Dam	意大利	103.5	432									1982
200	Kardjali	保加利亚	103.5	384									1962
201	Shinnariwagawa Dam	日本	103	293		48.8	0.63	2.8		安山岩、角砾岩			1968
202	Sakamoto Dam	日本	103	256.3	4	12.9	0.13	2.5		砂岩、粘板岩互层	0.9	8.8	1962
203	La Baelis Dam	西班牙	102.5	302.8				4.3					
204	Hoheikyo Dam	日本	102.5	305		18	0.23	2.95		安山岩、熔岩			1972

205	Raees Ali Delvari	伊朗	102										在建
206	紧水滩	中国	102	350.6	5	24.6	0.241	3.44		花岗斑岩	1.84	6.13	1988
207	Riano	西班牙	101	337									1983
208	Tori Dam	日本	101	229.5		16	0.16	2.3		角闪岩、安山岩			1966
209	Alder	美国	101	488									1945
210	Castillon	法国	101	200									1948
211	下会坑	中国	101	264.6									2002
212	藺河口	中国	100	311									2004
213	Zayandeh	伊朗	100	450	0.5	28.7	0.29	4.5					1970
214	Yahagi Dam	日本	100	323									1970
215	Picote Dam	葡萄牙	100	139	11.6	17.5	0.18	1.39		花岗岩	0.5	3	1957

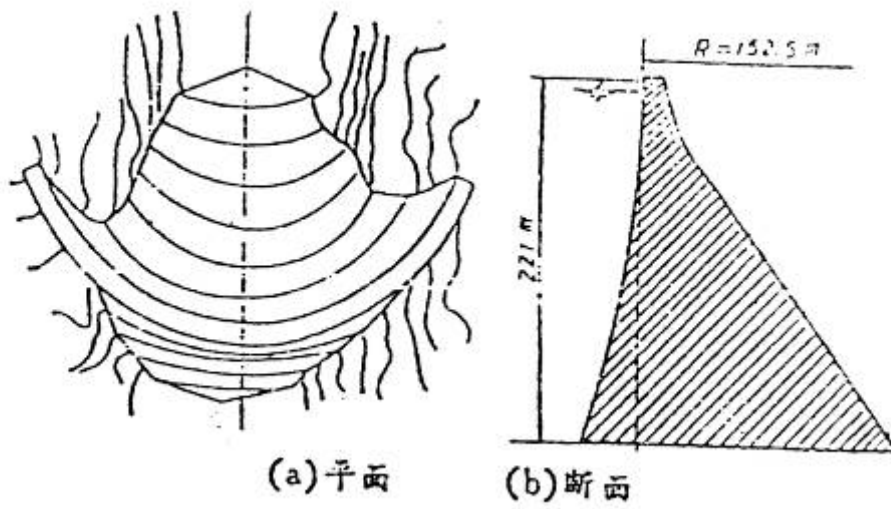


图 3-1 胡佛 (Hoover) 重力拱坝体型^[1]

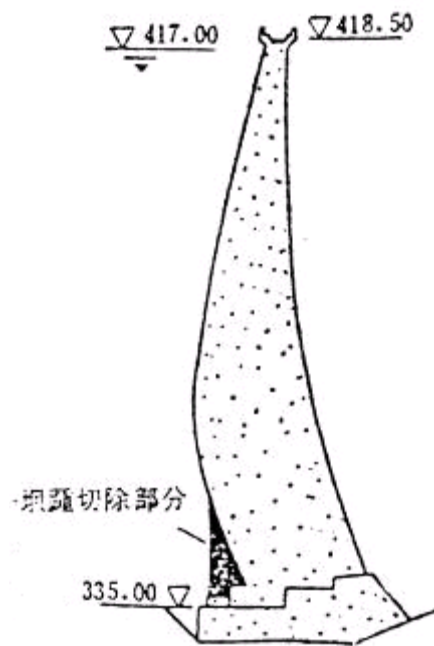


图 3-2 法国马立奇 (Marege) 拱坝^[1]



图 3-3 周边缝^[2]

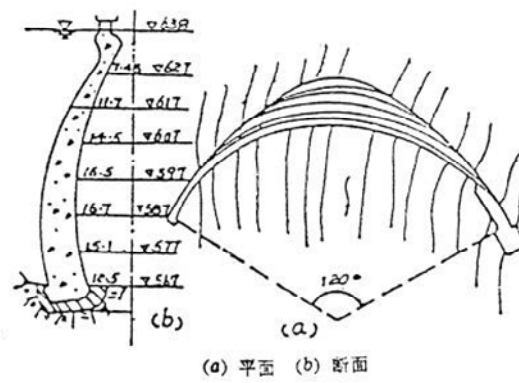


图 3-4 奥雪莱塔 (Osigletta) 拱坝^[2]

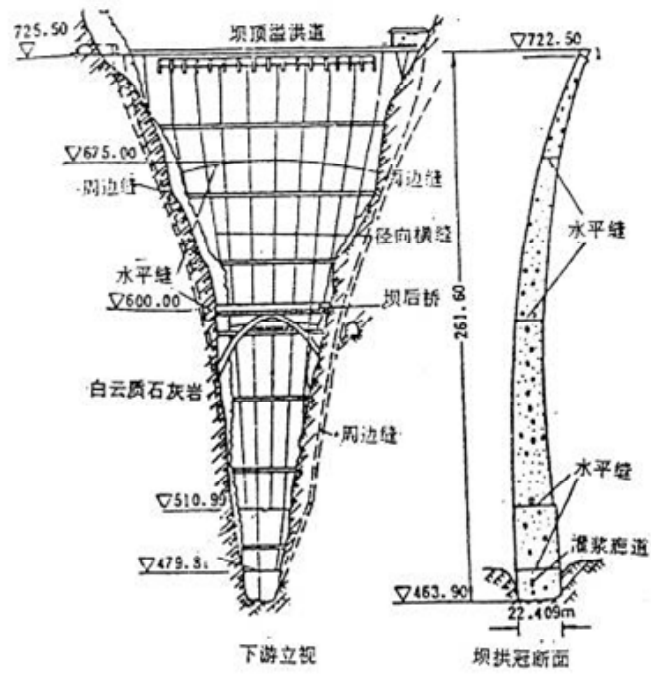


图 3-5 Vajont 拱坝^[1]

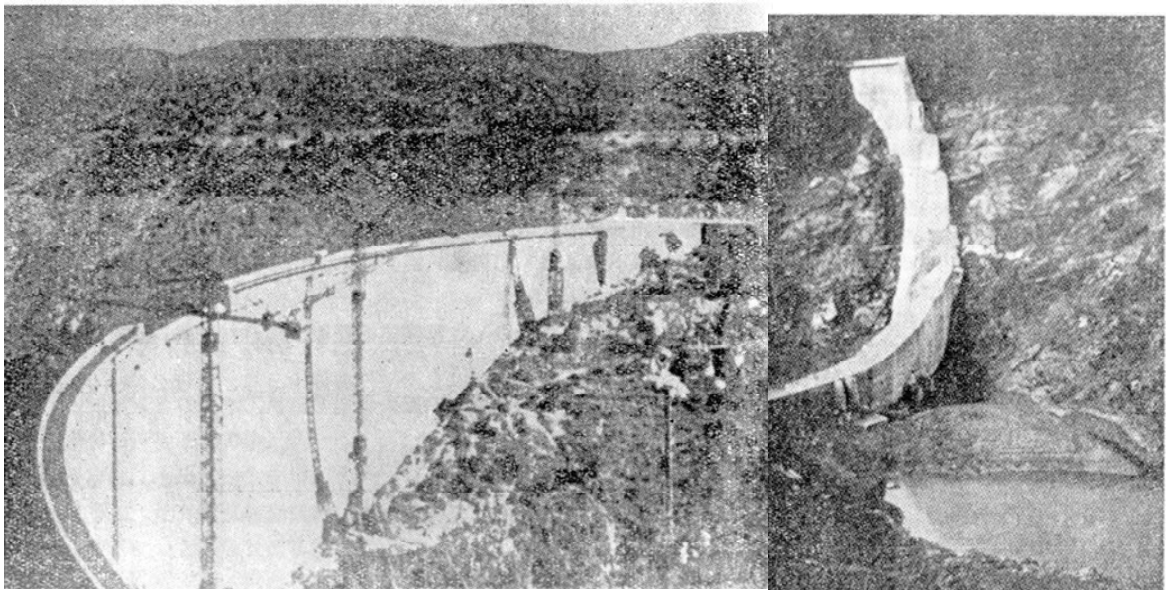
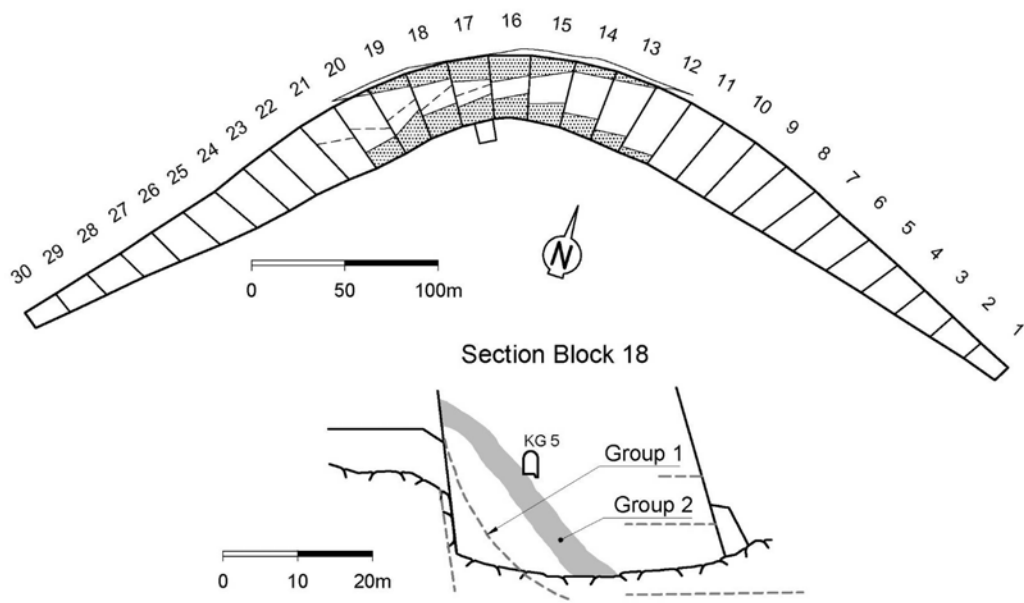
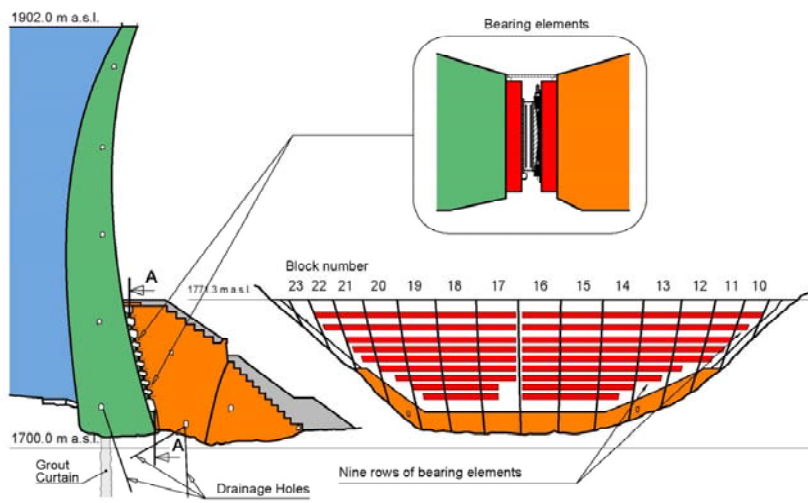


图 3-6 Malpasset 拱坝（左为溃决前，右为溃决后）^[2]

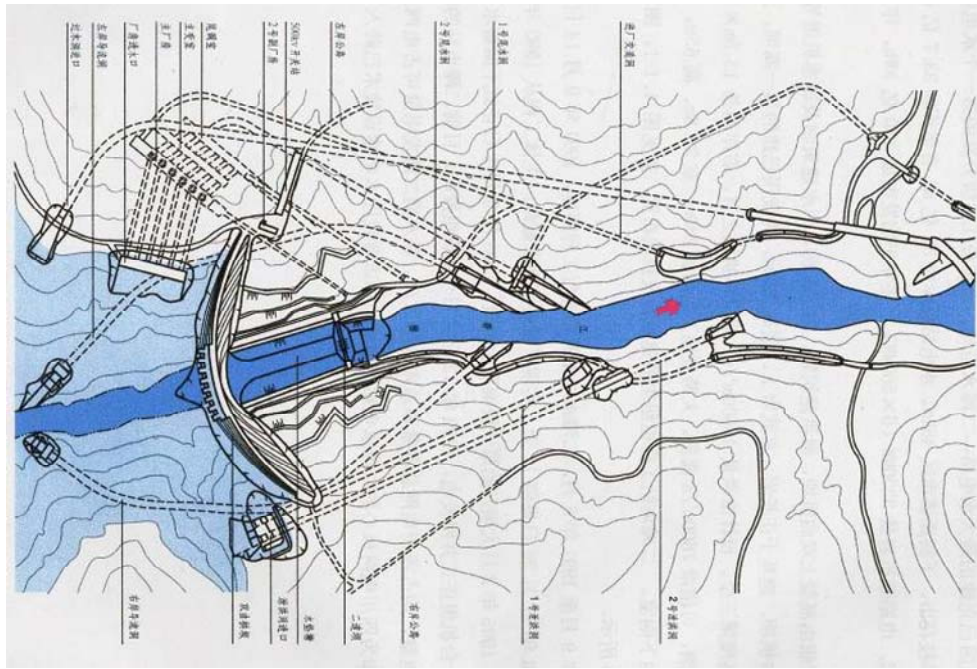


(a) 坝踵开裂情况（加固前）



(b) 加固方案

图 3-7 Kolnbrein 拱坝^[4]



(a) 枢纽布置图



(b) 大坝照片

图 3-8 二滩拱坝^[2]

2) 拱坝的体型选择

拱坝的体型和地基处理是拱坝设计最重要的两个部分。除了上述拱坝从单曲拱坝到双曲拱坝的发展之外，拱圈线型设计也是一个重要的方向。20 世纪 50 年代之前，圆拱几乎是所有拱圈的

形式。1954年, Emosson 坝(坝高 51m)第一次采用了抛物线拱圈; 1963年莱图莱斯坝(坝高 86m)第一次采用了椭圆拱圈; 1962年, 法国 Vouglans 拱坝第一次采用了对数螺旋线拱坝。这几种线型是目前较为常用的拱圈形式。美国、西班牙、葡萄牙拱坝设计多采用圆形拱圈形式, 日本、意大利等国拱坝设计多采用圆锥曲线^[9]。我国在建的构皮滩、拉西瓦、小湾、锦屏一级、溪洛渡等拱坝, 除拉西瓦拱坝是对数螺旋线型外, 其他均为抛物线型。

每一种拱圈线型都有其优缺点和适用条件。枢纽布置的要求和拱坝建基面河谷的空间形状是决定拱坝体型的基本因素。如果泄流量大而又无法由岸坡泄洪或坝身孔口泄洪, 必须要由溢流坝堰顶泄洪时, 往往以较厚的圆筒型拱坝为适宜。如为狭窄的 V 形河谷时, 适宜修建中心角足够大的双曲拱坝, 最好以等截面圆弧拱为首选拱形, 其应力条件好, 工程量也省。当为稍宽的 V 形或梯形河谷时, 可选择五心拱、抛物线拱或对数螺旋线拱。这 3 种曲线可弥补上部河谷宽度变化较大时圆弧拱的某些不足之处。当为较宽阔的梯形或 U 形河谷时, 一般以双曲线拱较为适宜。拱坝的坝头稳定性也是决定拱弧形状的重要因素, 在同样的河谷形状下, 一般非圆弧拱拱端曲率半径较圆弧拱大, 与岸坡交角较圆弧拱大, 对坝头稳定有利。每一类形状的拱在一定的厚度及跨度下, 都有自己适宜的中心角范围。在此范围内, 应力分布较匀缓, 数值也不大。一般圆弧拱、椭圆拱适宜的中心角较大, 其次为抛物线拱、对数螺旋线拱和五心拱, 而双曲线拱适宜的中心角最小。每一类形状的拱都有它的优缺点, 需结合具体情况与曲线特性, 趋利避害, 加以分析、调整, 方能定出较合理的拱弧曲线^[10]。

我国学者提出了两种拱圈新线型: 二次曲线拱坝和混合曲线拱坝, 已有近 10 座新线型拱坝建成。近年来, 有些学者提出采用样条曲线来表示拱圈, 并依此进行拱坝的优化设计^[11,76]。采用三次样条曲线表示拱圈, 比较了抛物线、椭圆、双曲线与三次样条曲线的优劣, 研究表明三次样条曲线具有灵活性、局部性、连续而光滑的特点, 且有利于施工放样^[4]。

3) 拱坝的体型优化

从 1976 年开始, 朱伯芳探索用最优化方法来进行拱坝体型设计, 主持开发了国内第一套考虑静动力分析基于多拱梁法的拱坝优化设计商业程序 ADASO^[12], 并在瑞垵^[13]、小湾^[14]、江口^[15]等工程中得到广泛应用。浙江大学和河海大学的研究小组也为我国拱坝优化领域走在世界前列做出了重要的贡献。孙林松等^[16]针对二次曲线型拱坝的优化设计, 在优化过程中结构分析采用线弹性有限元方法, 以体积最小和最大拉应力最小为目标函数, 建立拱坝优化设计模型; 此外, 孙林松等^[17]还引进裂缝深度约束条件, 研究了拱坝开裂条件下的体型优化设计问题; 厉易生^[18]、汪树玉、刘国华^[19]等提出了建立多目标优化设计的数学模型。在工程应用上, 成都勘测设计研

究院等各大设计院结合工程开展了大量拱坝优化设计工作，发挥了巨大的工程效益。

实际上，无论是在理论研究还是在工程应用方面，我国的拱坝优化都走在了世界的前列。目前，拱坝优化研究已经发展到理论和工程应用并重的阶段，在应用方面，如何选择合理的多目标函数以及构建反映高拱坝真实性态的约束条件是其中的关键问题，近年来许多学者把地震条件下的应力也作为约束条件，做了一些有益的研究^[20~23]；在理论研究方面，诸如遗传算法、免疫进化规划、退火法则等新型优化方法与现有拱坝优化技术的结合、有效的多目标优化求解技术，以及用拓扑优化理论研究拱坝优化等是研究的热点^[24~30]。

4) 三维可视化设计

在水电工程设计阶段，把计算机技术、图形技术、网络技术、虚拟现实技术同各专业标准规范相结合，在三维 CAD 系统所提供的三维空间中帮助设计师理解如何表达空间复杂结构及各种构件相互之间的关系，准确建立电站的三维模型，精确计算工程施工量，合理布置厂房中的各种设备和管线，节约成本，提高设计效率，已经成为现阶段提高设计电站质量和设计效率的必由之路^[31]。

拱坝的三维可视化设计是近年来设计单位提出的新需求，目前国内成勘院、华东院、中南院、西北院^[31]都在结合国内外的通用设计软件开发三维可视化设计平台。但是由于这一工作的极端复杂性，目前还没有一款三维可视化设计软件能真正应用于工程实际，拱坝三维设计软件开发工作任重而道远。

3.1.2 高拱坝的应力分析方法、标准

(1) 高拱坝应力分析方法简述

多拱梁法和有限元法是目前高拱坝应力计算中两种主流计算方法，目前其他数值方法和物理模型试验在拱坝应力分析中的应用并不广泛。

早在 1905 年，美国 Wheeler 就提出用拱冠梁径向变位协调方法计算拱坝应力，1923~1935 年，美国垦务局发展了多拱梁试载法，并编制了一整套计算表格，使试载法趋于完善。受手算工作量的制约，当时中小型拱坝多用拱冠梁法进行设计，较重要的工程进行多拱梁径向调整，只有极少数工程采用径向、切向、扭转三向全调整。到 1970 年以后，电子计算机代替了手工试算，计算方法也从三向协调发展到五向协调，计算精度进一步提高。

根据拱梁杆件系统相同点变位一致原理，将拱坝视为由若干水平拱圈和竖直悬臂梁组成的空间结构，荷载由梁系和拱系分担，荷载分配由变位一致来确定，通过建立变位方程，一次求解外

荷载在拱梁系统上的分配，从而分别计算出拱、梁杆件系统的内力、变位和应力。可见，拱梁分载法是一种将壳体结构转化为拱梁杆件结构计算问题的方法，力学概念直观、处理手段巧妙。

目前我国常用的几个多拱梁法程序如表 3-1 所示。需要指出，虽然各计算软件的计算原理相同，各计算软件得到的坝体应力的最大主压应力基本相同，但最大主拉应力差异较大。

表 3-1 国内常用的几个多拱梁程序^[8]

程序名称	编制单位	主要特点	工程应用
ASASO	中国水利水电科学研究院	可进行常规的拱坝静力分析和静动力分析，同时对拱坝既可进行静力优化，也可进行动力优化；优化的目标函数可以是坝体体积（单目标优化），也可以是坝体体积+最大计算应力（双目标优化）；优化的约束条件可满足拱坝设计的多方面要求，包括：允许应力、施工期应力、中心角、倒悬、坝体厚度、保凸等等；拱圈线型包括单心圆、双心圆、三心圆、对数螺线、抛物线、双曲线、椭圆、统一二次曲线等。具有多样化的前后处理功能、分析结果可用图形化及表格化表示。	已在国内得到较广泛的应用，至今已应用于百余座拱坝工程的设计。较典型的拱坝工程有世界上第一座实际采用优化方法设计的拱坝—瑞垌拱坝以及小湾、江口、招徕河、藤子沟、锦潭、下会坑等拱坝，参与方案论证的典型工程有李家峡、二滩、白鹤滩、溪洛渡、锦屏一级、拉西瓦等拱坝。
ADSC-ck	中国水电顾问集团成都勘测设计研究院	集三向调整法、四向调整法、五向调整法和全调整法等多种方法于一体，可以由用户选择使用。具有前后处理功能，分析结果可用图形化、表格化表示。拱圈线型主要包括：单心、双心、三心等厚、变厚圆拱圈；抛物线、椭圆线、双曲线、对数螺弦线、统一二次曲线、混合曲线。	运用于二滩、溪洛渡、锦屏一级、沙牌、大岗山、双江口、两河口、李家峡、东风、小湾等几十个大、中工程的拱坝体形设计及优化研究。
ADAO	浙江大学	ADAO 软件集三向调整法、四向调整法、五向调整法和全调整法等多种方法于一体，可以由用户选择使用。拱圈线型主要包括：单心、双心、三心等厚、变厚圆拱圈；抛物线、椭圆线、双曲线、对数螺弦线、悬链线形和混合线形拱圈。具有前后处理功能、分析结果图形化、表格化。	运用于白鹤滩、构皮滩、华光潭、九井岗、大奕坑等拱坝，参与方案论证的典型工程有溪洛渡、锦屏一级、拉西瓦、小湾等拱坝。
ADAO-H H	河海大学	ADAO-HH 程序集四向、五向和六向调整多种方法于一体，可以由用户选择使用。拱圈线型主要包括：单心园、双心园、三心园、抛物线、椭圆、对数螺旋线和双曲线拱型。具有前后处理功能、分析结果图形化、表格化。	用于二滩、拉西瓦、李家峡、小湾、溪洛渡和松塔等数十座拱坝的合理体型论证与体形优化设计。

每一种计算方法都有其产生、发展和消亡的过程，拱梁分载法在上个世纪的拱坝应力分析方

法中发挥了主力军的作用，但是由于其固有的一些缺陷，其发展前景受到限制。该法主要存在如下缺点：1) 用 Vogt 系数计算基础变位，即使基础是均质岩体，也不能如实反映基础变位状态，而实际工程中，基础多是不均匀的，Vogt 系数无法反映真实的基础变位；2) 在建基面结点上，拱与梁的变位本来就相等，因而缺少变位协调条件，无法决定建基面结点上拱与梁的荷载分配；3) 无法计算坝内孔口；4) 无法计算重力墩；5) 无法进行从施工到运行的全过程仿真计算；6) 难以进行严格的非线性计算；7) 用有限元法计算拱坝时，只要网格相同，不同程序计算的结果基本相同，拱梁分载法则不然，不同程序计算的结果相差较大，尤其是拉应力相差较大，这是由于拱梁轴线是复杂的空间曲线，在计算各种荷载作用下的变位时往往还要采取一些近似方法，不同程序中所用的近似方法不同，导致计算结果不同^[32]。

针对上述缺陷，有部分学者对其进行了改进性研究。拱梁分载法就其原理而言是准确的方法，但在实际计算中由于采用了一些简化，其结果是近似的，普遍采用的 Vogt 地基假定就是一个简化的例子。Vogt 地基假定要求对地基变模取单值，地基变模如何取值成为拱梁分载法的关键。当地基岩性分布越复杂，地基变模取值的难度越大。为了考虑岩性分布的不均匀性，反映实际岩石情况，可采用三维有限元法来确定地基变位系数，以代替 Vogt 地基变位系数进行拱坝应力分析^[33,34]。针对高拱坝分期封拱和蓄水对坝体应力影响较大的实际情况，有学者结合小湾拱坝运用拱梁分载法研究了封拱过程和蓄水过程对高拱坝位移和应力的影响^[35]。

有限元法是 20 世纪发展起来的最重要的数值计算方法，也是目前在各个领域应用最广泛的数值方法。其基本思想是把连续介质离散成有限个单元，利用变形协调和平衡条件形成方程，利用电子计算机求解后可得到所求解的位移和应力分布。自从有限元法诞生之日起，这一方法就被用来进行拱坝应力分析，目前有限元法已经成为拱坝应力分析的主流方法之一。

采用有限元法计算时，在近基础部分有时会出现应力集中，应力数值较大，而且该数值与计算网格的稀密有关。朱伯芳院士认为有两种方法解决这一问题，一是通过选用合适的单元例如厚壳单元，或降阶积分；二是先用有限元计算内力再用材料力学公式计算应力等途径。

有限元等效应力是我国学者发展起来的一种方法^[36,37]，其基本思想是根据有限元计算的应力分量，沿拱梁断面积分，得到内力（集中力和力矩），然后用材料力学方法计算断面上的应力分量。经过这样处理，可消除应力集中的影响，与拱梁分载法相比，由于有限元计算中可考虑大孔口、复杂基础、不规则外形等因素的影响，其计算精度当高于拱梁分载法。

需要指出的是，在我国，拱梁分载法的应力控制标准已经经历许多工程的检验，而有限元等效应力方法的应力控制标准虽已经纳入规范，但依据其建设的工程还未经历历史检验，设计人员

接受这一标准尚需时日，其控制标准也还存在诸多需要修改完善之处，需要进一步深入研究。

(2) 高拱坝应力计算时的荷载选取

拱坝应力计算时的荷载包括：静水压力、自重荷载、温度荷载、扬压力、泥沙压力、浪压力、地震荷载等。其中静水压力、自重荷载、温度荷载、扬压力（厚拱坝）、地震荷载是影响拱坝应力的主要荷载^[6,38,39]。

我国在主要荷载选取上与美国的差别如表 3-2 所示，从中可见中美两国在主要荷载选取上差别不大。在静水压力方面，美国规定水压需同时施加在坝面和库底岩石上；中国标准未对是否施加库盆水压做出规定。实际施工过程中存在未封拱到顶就提前蓄水的情况，^[40]研究表明，提前蓄水将使得局部拱梁承担荷载，相对于拱坝整体而言是不利的，且会影响上部未灌浆横缝的灌浆，应予以专门研究。在自重施加，两国都建议要考虑拱坝分期封拱对坝体应力产生的影响。已有研究成果表明^[41]，考虑分期封拱自重加载后，自重产生的坝踵竖向压应力小于完全按照梁向加载的应力，大于全部按照拱梁分载的应力，如小湾拱坝，这一差值在 10%~20%左右。温度荷载方面^[42]，两国规范都规定为运行期坝体温度场与封拱温度的差值，且均按照统计月平均气温作为荷载计算的边界。两国规范的差异是我国已对温度荷载的计算方式进行了明确的规定，而美国垦务局要求在查勘和可行性研究阶段，只要确定平均混凝土温度的幅度即可，最终设计则需采用 Schmidt 法或有限元法确定混凝土温度^[43]。在扬压力方面，两国的计算模型基本相当，只是在折减系数的数值上存在差别。我国水利规范和电力规范也不尽相同。水利规范规定：坝基设有防渗帷幕和排水孔时，折减系数取 0.25；只有排水孔时，折减系数取 0.30~0.40；只有防渗帷幕时，折减系数取 0.50~0.70；无防渗帷幕和排水孔时，无需折减。电力规范规定，防渗帷幕处的折减系数为 0.40~0.6，排水孔的折减系数为 0.20~0.35。美国垦务局规定排水孔处的折减系数为 0.33。

表 3-2 我国与美国在拱坝应力计算主要荷载选取的异同^[44]

	中国规范	美国规范（垦务局）
静水压力	$p = \gamma_h H$ 未对是否施加库盆水压做出规定	$p = \gamma_h H$ 水压施加在坝面和库底岩石上
自重荷载	按体积力施加，应研究分期浇筑、封拱和蓄水的影响。	按体积力施加，需考虑封拱后自重荷载由下部坝体拱梁分载的影响
温度荷载	运行期坝体温度场与封拱温度的差值，考虑平均温差和线性温差	运行期坝体温度场与封拱温度的差值
扬压力 (中厚或厚拱坝)	坝基施加扬压力，上下游为相应水位水压，中间视帷幕灌浆和排水设施情况线性折减	坝基施加扬压力，上下游为相应水位水压，中间视帷幕灌浆和排水设施情况线性折减

(3) 应力控制标准

应力控制标准与应力计算方法是相配套的，是拱坝设计的关键性指标。美国和日本在拱坝设计中两种方法都采用，但坝体体型设计以试载法为主^[36]。欧洲的大多数国家，如法国、意大利、西班牙等，目前主要采用有限元方法，其理由是有限元方法可以很好地考虑基础变形，而在试载法中用 Vogt 假定计算基础变形，过于粗糙。

需指出，由于选取设计强度时依据的混凝土试件不同，各个标准之间存在一定差异。我国混凝土强度试验采用 90d 龄期、15cm 立方体的湿筛后试件，而美国采用 365d 龄期，直径 45cm、高 90cm 的圆柱体试件，两者抗压强度的比值在 0.68~0.87 左右，中国水科院的研究成果认为，美国安全系数 3.00 相当于我国的 4.17。（表 3-3）

通过中美两国标准的比较，可以得到如下初步结论^[45]：1) 混凝土试件强度带有很明显的尺寸效应，美国采用圆柱体大试件来定义坝体混凝土的强度，更具有仿真性；2) 湿筛混凝土试件和原级配混凝土大试件之间，以及不同形状的试件之间的强度换算关系很复杂，各家试验成果均不相同，实际上加大了大坝强度安全的不确定性，使安全系数的置信程度降低，这是偏危险的；3) 高拱坝混凝土不可能在 90d 龄期之内承受荷载，90d 龄期强度与 1 年龄期强度相比，后者强度可提高 20% 以上，故高拱坝混凝土的设计龄期定为 1 年比较合适。

表 3-3 我国与美国的应力控制标准[1,10,43,45]

	中国（水利规范—多拱梁法）	中国（水利规范—有限元等效应力）	美国（垦务局）—多拱梁法
拉应力控制标准	基本荷载组合不大于 1.2MPa，非地震特殊荷载组合不大于 1.5MPa	基本荷载组合不大于 1.5MPa，非地震特殊荷载组合不大于 2.0MPa	容许拉应力正常组合为 1.03MPa，非常组合为 1.55MPa。极端组合未限制拉应力值，但拉应力超过混凝土抗拉强度时，要求在考虑裂缝影响应力重分布后，最大压应力不超过抗压强度且拱坝稳定。
压应力控制标准	对于基本荷载组合取 4.0，对于非地震特殊荷载组合取 3.5；混凝土的抗压强度，指 15cm 立方体 90d 龄期的 80% 保证率的强度	对于基本荷载组合取 4.0，对于非地震特殊荷载组合取 3.5；混凝土的抗压强度，指 15cm 立方体 90d 龄期的 80% 保证率的强度	安全系数：正常荷载组合下为 3.0，非常荷载组合下为 2.0，极端荷载组合下为 1.0；混凝土抗压强度是指直径 45cm、高 90cm 的圆柱体 365d 龄期的强度。

意大利、葡萄牙、法国、瑞士的应力控制标准如表 3-4 所示。从允许应力和安全系数而言，欧洲国家的应力控制标准与我国基本相当。

表 3-4 意大利、葡萄牙、法国、瑞士的应力控制标准[2,45]

	意大利	葡萄牙	法国	瑞士
拉应力控制标准	自重水压条件下上游面不大于 0.5MPa, 下游面不大于 0.8MPa, 叠加温度变化后容许拉应力可提高 20%。	正常组合下, 容许拉应力为抗拉强度的 1/2	容许拉应力一般按 1.0~1.5MPa 控制, 实际工程中出现过 2.0MPa 拉应力的情况	容许拉应力 1.0~1.5MPa, 最大不大于 2.0MPa
压应力控制标准	抗压安全系数一般取 5.0, 混凝土设计龄期按 90d 控制, 习惯于采用直径 25cm 圆柱体试件作为标准试件	正常组合下, 安全系数 5.0, 考虑设计地震时, 安全系数 4.0, 考虑最大可信地震时, 安全系数 2.0。设计强度为 90d 龄期	抗压安全系数取 4.0。强度按 90d 龄期, 试件采用的尺寸为 50cm×50cm×153cm。	安全系数采用 4.0, 一般容许压应力在 6~7MPa, 最大可达 10MPa。90d 龄期设计, 以 20cm 立方体试件为标准试件。

意大利的拱坝多建于 20 世纪 60 年代以前, 并以建薄拱坝著称于世, 其设计方法主要采用水平弹性拱法, 或直接依据脆性材料模型试验成果。意大利的拱坝建设对拉应力有较严限制, 几乎所有的拱坝和重力拱坝都具有一个周边垫座, 用以消除上游基础面上的拉应力, 这是意大利拱坝设计的独特风格^[45]。

(4) 应力集中与坝踵开裂问题

运用有限元方法计算坝体应力时, 会在坝踵出现应力集中。这一过大的拉应力是否是真实存在, 以及是否会导致坝踵开裂一直是坝工设计人员关注的焦点。Kolnbrein 拱坝为坝工专家们提供了研究坝踵开裂问题的实际例子和标杆。

研究表明, 由于水压力的作用在上游坝踵将出现高拉应力, 从而导致坝踵开裂。而实际上, 坝体和基础的粘结并不是特别好, 而且由于岩石可能有节理或者在局部高应力条件下的非线性变形, 这种开裂在几十米厚的厚拱坝中仍然没有检测到, 他们对大坝安全也没有太多影响。对于窄河谷, 大部分水压由拱向承担, 如果坝基础的裂缝张开, 坝体变形增长将导致应力重分配, 即拱向承担更多荷载。对于宽河谷拱坝或者薄拱坝, 这种开裂还是存在问题的, 由于这将削减抗剪面积, 从而导致梁基础部位剪应力的增加, 由于裂缝内的水压力, 裂缝扩展也有可能发生, 这将进一步削减有效应力和断面的剪切强度。需要注意的是, 高拱坝坝踵裂缝的存在仅仅只有钻孔或者渗漏变化的时候才能观察到, 这时裂缝常常已经破坏了灌浆帷幕^[46]。

理论计算时, 当坝体刚性地与地基相连接时, 在混凝土和岩石线弹性假定条件下上下游坝踵坝趾区域将出现应力奇异。如果坝踵和坝趾部位有尖角, 应力将是无穷大的。在许多拱坝有限元

分析中，使用了相对较粗的模型，并计算有限单元的积分点的应力。这样，边沿的应力集中现象的真实本质可能不会在计算结果中显现^[47]。欧美的工程师一般在坝体和基础面设置接触单元^[9]，通过分析接触单元的开裂范围来评估坝踵开裂风险，也有学者用非线性有限元分析坝踵开裂现象。研究表明：对于各向同性岩体裂缝可能从坝踵发展到岩基础；如果建基面的结合强度小于基础和岩石的强度，裂缝将沿着建基面开裂；缝内水压对开裂深度有重要影响；坝嵌入基础仅影响上游面应力集中的局部；基础刚度增大，坝内最大拉应力增大；不同的参数研究能得到不同的开裂深度；开裂可能在上游坝踵发生，只要剪切应力没有达到混凝土或者基础的剪切强度，这些裂缝常常是稳定的。

用非线性有限元研究坝踵应力集中及开裂风险问题是近年来高拱坝安全领域研究的一个热点。各种混凝土断裂、损伤模型几乎都应用于拱坝坝踵应力分析，例如，Carpinteri (1992)、Feltrin (1990) 等学者利用虚拟裂缝模型应用于混凝土坝的开裂分析，Espandar 和 Lotfi 等^[48] (2003) 基于非正交弥散裂缝模型和弹塑性模型研究了伊朗 Shahid Rajaei 拱坝的开裂，陈胜宏等 (2003) 采用开裂单元对坝踵开裂进行分析，同时指出需要进一步研究配套的应力取值方法和安全准则，周元德等^[49] (2004) 利用基于断裂带理论发展起来的旋转裂纹模型研究了 Kolnbrein 拱坝的坝踵开裂问题，模拟结果与实际开裂符合较好。尽管诸多数值方法在研究混凝土坝坝踵应力集中及开裂研究方面取得了诸多进展，但是，如何将这些研究成果应用于工程设计还存在明显的困难，不同计算模型、方法与网格尺寸得到的结果往往相差很大。张楚汉等^[50] (2002) 提出了高拱坝坝踵开裂的工程类比法，用可比的网格和标准，相同的开裂模型对比分析在建运行良好（二滩），发生事故（Kolnbrein）与所要分析的对象（小湾），从而判断小湾拱坝的坝踵开裂安全，目前，工程类比法已成为我国在建重要工程进行安全评估的重要方法。

（5）高拱坝全过程仿真分析

受计算能力和工程师习惯等多方面条件的限制，现有规范中规定的荷载在真实荷载基础上进行了若干简化。如：1) 仅考虑封拱前的温度荷载，封拱灌浆前的温度荷载未计入应力分析时的荷载，且运行期末考虑非线性温差的影响；2) 将实际中存在的渗透力简化为扬压力加载；3) 一般未考虑分期浇筑、封拱、蓄水对坝体应力的影响；4) 混凝土徐变采用弹模折减的方式处理，与实际情况不符，计算的坝体响应与实测结果存在较大差异。由于以上简化的存在，导致高拱坝的计算应力与实际应力不相符。这些不相符对于中低坝而言可以由较大的安全系数来涵盖，对于高拱坝特别是特高拱坝，由于其应力水平高，这种差异可能带来危险。近些年来，有限元仿真计算及其在温控防裂方面的应用已经逐渐被同行所接受，运用有限元仿真计算方法模拟高拱坝从开

挖、到混凝土浇筑、封拱灌浆、蓄水乃至运行的全过程^[51,52]，进而研究高拱坝的真实应力与工作状况，已成为当前坝工领域的一个研究热点。

运用仿真分析方法模拟整个坝体从第一仓混凝土浇筑直至运行至准稳定场的全过程，最初是在碾压混凝土拱坝的温控防裂中得到应用。一些碾压混凝土拱坝没有常态混凝土拱坝的封拱灌浆过程，往往在拱坝内部未达到稳定温度时就开始蓄水，有些碾压混凝土拱坝甚至还依靠蓄水水压在拱向产生的压应力抵消温降带来的拉应力，达到提前蓄水发电的目的。碾压混凝土拱坝的分缝部位也与拱坝的施工进度密切相关，需要采用整坝全过程仿真分析的方法分析最大拉应力出现的部位和高程，从而为确定分缝条数和部位提供直接依据。中国水利水电科学研究院率先开展了整坝全过程仿真分析研究，并在沙老河、鱼筒河、三江、落脚河、黄花寨等工程中得到应用^[53~55]，目前这些拱坝均已正常运行。对于常态混凝土拱坝，特别是坝高超过 200m 的特高拱坝，由于这些拱坝存在分期蓄水、提前发电的特点，需要运用全过程仿真分析方法对高拱坝悬臂高度、提前蓄水对上部横缝影响、高拱坝真实工作性态等问题进行研究。笔者所在的研究团队结合拉西瓦拱坝、小湾拱坝、锦屏一级拱坝、溪洛渡拱坝开展整坝全过程仿真分析，为相关工程安鉴验收和设计单位优化相关标准提供了依据。

横缝的模拟是高拱坝全过程仿真分析的难点。拱坝施工中，坝轴线方向间隔一定距离会设置横缝。由于拱坝的施工方法，造成横缝上应力状态十分复杂。施工初期，由于混凝土升温及自重影响，横缝面上承受压应力；以后温度下降，这种压应力逐渐减少、压应力为零、直至横缝面张开，由于键槽的作用，横缝张开后仅能传递超过允许剪切错动后的剪力；灌浆后，横缝被灌浆材料粘接，具有抗拉、抗剪作用。蓄水后，横缝面在水压作用下，一般处于闭合状态，但近上下游面部分可能会开合。四季温度变化的影响也会影响下游面局部区域缝面的开合，并随季节变化反复开合。所以在施工运行过程中，横缝的工作状态是很复杂的。张国新^[56]等将 DDA 中的接触模型引入有限元程序中，可正确模拟横缝的工作性态。

高拱坝计算工作量大。笔者以小湾高拱坝为例按照其实际浇筑、封拱、蓄水过程进行模拟，共模拟了超过 2000 个浇筑仓，共计 1000 多天，以 Intel5160 服务器节点进行计算，计算时间超过 2 个星期。由此可见，对高拱坝进行整坝实时仿真并为工程设计提供反馈结果，往往存在时间上不及时的难题。发展并行仿真计算技术，将可能解决这一难题。

3.1.3 高拱坝的温控防裂

(1) 高拱坝温控防裂的特点

大体积混凝土温控防裂是确保大坝混凝土施工质量的重要组成部分,尤其是高拱坝通过拱梁分载把荷载传递到坝肩基础,对坝体的整体性要求高。如果施工期温控不当出现裂缝,将对高拱坝运行期的安全运行产生不利影响。

温度裂缝的产生是温度应力超过混凝土抗裂能力的结果,温度应力的产生取决于温差和约束。早龄期混凝土受混凝土水化热影响,温度升高,由于此时混凝土弹模较小,储备压应力较小。后期温降过程中,弹模已较大,会产生较大的拉应力。通过合理分缝分块减少约束,优化混凝土配合比在提高强度的同时减少水化热温升,严格控制混凝土温度减小温差,加强施工管理确保混凝土施工质量是混凝土温控防裂的主要途径。

相对于重力坝而言,由于温度过程的差异,拱坝的温控特点也与之有较大不同。一般而言,重力坝无需灌浆,而拱坝一般都需要封拱灌浆,混凝土温度需要在较短的时间(一般 120d~180d)内降至封拱温度,而重力坝由于需要几十年的时间自然冷却到稳定温度。

从开裂风险出现的部位而言,基础约束区受下部基岩约束,如果冷却高度太小,上部混凝土弹模一般高于地基的弹模,上下层约束可能大于基础约束。因此,拱坝从下部基础约束区到上部自由区均可能出现横河向贯穿性裂缝。陡坡坝段由于约束面长,约束强而引起与约束面接近平行的超标拉应力,从而可能产生建基面法向的裂缝。此外,受内外温差影响,坝体表面可能产生表面裂缝^[57]。

从发生裂缝的时间而言,一般发生在一期冷却末期和二期冷却末期。一期冷却温降幅度过大时,早龄期混凝土强度较小,可能导致混凝土开裂;二期冷却末期一般是温差和应力最大的时刻,开裂风险较大。此外,冬季低温季节以及寒潮来临或者昼夜温差较大的季节,容易产生内外温差裂缝。

我国近几年来建成的特高拱坝也为工程建设中的温控积累了一些经验教训。一是由于高拱坝高度以及底厚的增加(小湾、溪洛渡等拱坝底厚超过 70m),导致在灌区高度不变的情况下上下层约束增强;二是由于混凝土大多高掺 MgO,混凝土发热较慢,早期最高温度控制相对较为容易,而后期发热量大导致二期冷却温降幅度增大;三是由于施工能力的提高,施工进度相对较快,在提前蓄水发电尽快发挥经济效应的迫切要求下,冷却速度加快,冷却水温相对较低。这 3 个新特点均对高拱坝的温度控制产生不利的影响^[58]。说明必须要采取针对性的相应措施。

(2) 高拱坝温控防裂的分析方法和控制标准

对于中、低拱坝,可参照类似工程经验进行温度控制。对于高拱坝,应根据坝址气温、水温、低温等自然条件,坝体结构特点以及混凝土原材料和混凝土性能等,制定合理的温度控制标准及

温控防裂措施。目前，温控防裂一般采用有限元仿真分析方法，计算不同工况条件下高拱坝施工期的温度应力，将计算温度应力与允许拉应力进行比较，确定可行的温控措施，综合考虑经济和技术条件，拟定设计温控标准和措施。

上世纪 60 年代末，美国学者^[59]研制的二维温度场有限元仿真程序 DOT-DICE，并成功应用于德沃夏克（Dworshak）坝的温度场计算。水管冷却效果的计算方法，是仿真计算的关键技术。美国垦务局^[60]研究了二期冷却的计算方法，用分离变量法得到了无热源平面问题的严格解答和问题的近似解答；朱伯芳^[61,62]研究了一期冷却的计算方法，用积分变换得到了有热源平面问题的严格解答和空间问题的近似解答，提出了水管冷却的有限元分析方法，及考虑水管冷却的等效热传导方程，该方法可以在平均意义上考虑水管冷却效果，得到近似温度场，是目前我国仿真计算的通用算法。

在温度场温度应力仿真计算中，考虑了混凝土浇筑过程、混凝土绝热温升、混凝土弹模随时间变化与徐变、水管冷却等温控措施影响、外界气温变化等因素^[63,64]，仿真计算中各种参数采用的计算模型可参照朱伯芳的专著^[65]。对于拱坝仿真分析而言，真正意义上的仿真应该以全坝为计算对象，考虑所有的分缝分块，各坝段的浇筑过程、封拱过程和各项温控措施进行；在网格剖分上，沿每个浇筑层厚方向最少分 3 个网格，在坝厚度方向 8~10 层网格，每坝段沿拱向 5~8 层网格，时间步长在浇筑早期以 h 为单位，这样才能真正模拟全坝温度场、应力场随时间的变化。对于常态特高拱坝，由于计算量的限制，全坝仿真难以实现时，由于最大温度应力一般出现在封拱灌浆前，封拱后的应力由运行期控制，可采用典型坝段为研究对象，进行仿真分析。根据规范的要求，确定拱坝的温度控制标准时仅需考虑温度载荷。对于水平坝段而言，这种假定问题不大；对于陡坡坝段而言，这种假定为考虑坝体自重向斜坡变形引起的不利拉应力，因此，陡坡坝段计算时应采取 3 个坝段，中间坝段为研究对象，两侧坝段为边界条件。

按照初步拟定的温控措施，运用仿真计算方法计算温度应力后，与允许拉应力对比，就可以确定这一温控措施是否满足要求。我国目前的规范对于允许拉应力的取值有两套标准，水利行业的标准^[39]规定如 (3-1) 所示。式中， σ 为各种温差产生的应力之和， ε_P 取混凝土极限拉伸值， E_C 为混凝土弹性模量， K_f 为安全系数，宜采用 1.3-1.8，新编的水利行业混凝土重力坝设计规范的安全系数已修订为 1.5-2.0。

$$\sigma \leq \frac{\varepsilon_P E_C}{K_f} \quad (3-1)$$

电力行业的标准[38]规定如(3-2)所示。式中 σ 为各种温差产生的应力之和， ε_p 取混凝土极限拉伸值的标准值， E_c 为混凝土弹性模量的标准值， γ_0 为建筑物重要性系数，根据建筑物重要性分别取1.1、1.0、0.9， γ_{d3} 为温度应力控制正常使用极限状态短期组合结构系数，取1.5。

$$\gamma_0 \sigma \leq \frac{\varepsilon_p E_c}{\gamma_{d3}} \quad (3-2)$$

对比我国水利和电力行业的技术标准，水利行业标准采用单项系数法，电力行业标准采用可靠度理论。在实际应用中，电力行业规范要求给出强度的标准值，给工程师带来了很大的困扰。朱伯芳认为[66]，用可靠度理论进行结构设计，设计的精度取决于应力和强度的精度，这实际上涉及两个问题：1) 是否有足够的样本来决定应力和强度的概率分布、平均值和变异系数；2) 应力计算方法是否有足够的精度，使计算的应力比较符合实际。而实际上，在实际工程中，实际混凝土的强度可由混凝土试件强度、龄期系数、湿筛影响系数等相关参数求出，且与混凝土施工质量密切相关。一般而言，即使针对特大型工程，样本数也仅满足计算出平均强度的要求，而对于变异系数等指标则无法得到可靠的参数。而坝体应力的计算精度的变异性主要来自于计算方法和计算条件，仅考虑荷载的变异性而忽略了计算方法和条件的变异性，将使预计的应力与实际应力有较大的差距。为此认为，对于混凝土坝而言，采用可靠度理论意义不大。

在应力控制标准的计算中，还可以采用(3-3)，式中 R_t 为抗拉强度。考虑到以下两个因素：1) 目前设计规范中采用的安全系数偏低，是混凝土坝产生大量裂缝的根本原因；2) 混凝土拉伸变形量测精度低，不同单位得到的试验参数差别较大。有专家建议采用抗拉强度(3-3)代替极限拉伸值(3-1) [67]。

$$\sigma \leq \frac{R_t}{K_f} \quad (3-3)$$

此外，需要说明的是，我国现有强度试验采用的是湿筛混凝土，湿筛混凝土与坝体全级配混凝土的抗拉强度之比仅是0.6左右，这样即使采用1.8的安全系数，实际安全系数仅仅为1.0左右。为此，有专家提出要提高安全系数，以减少裂缝的产生。

(3) 高拱坝防裂的温控标准和温控措施

温控标准包括基础温差、上下层温差和内外温差，其中尤其以基础温差是温度控制的重点。按照水利行业规范规定[39]和电力行业规范规定[38]，高拱坝的基础温差控制标准如表3-5。规范规定，上下层温差指上层高度小于1/4块长范围内的新浇混凝土最高平均温度与开始浇筑新混凝土

土时下层老混凝土的平均温度之差，上下层混凝土温差应控制为 15~20℃。内外温差的控制标准由温度应力计算确定。

表 3-5 基础约束区混凝土容许温差(℃)

距基岩 面高度	浇筑块长边 l				
	16m 以下	17-20m	21-30m	31-40m	通仓浇筑
0~0.2l	26~25	25~22	22~19	19~16	16~14
0.2l~0.4l	28~27	27~25	25~22	22~19	19~17

国内已建、在建的几个高拱坝（二滩、拉西瓦、小湾、锦屏一级、溪洛渡）的温控标准如表 3-6 所示。从表中可以看出，各拱坝约束区的温控标准与规范规定的低值基本相当，脱离基础约束区后的温控标准有较大不同，二滩和拉西瓦拱坝自由区的温控标准比约束区松，小湾和溪洛渡拱坝自由区的温控标准要严于约束区，锦屏一级拱坝两者的温控标准相当。以上工程约束区的温控标准是合适的，与现有规范也较为相符，裂缝也较少。二滩和拉西瓦拱坝脱离约束区后混凝土裂缝也较少，证明二滩和拉西瓦的温控标准基本是合适的；而小湾拱坝自由区早期温差标准曾按 20℃控制，出现贯穿性裂缝后，按照 10~13℃控制；锦屏一级拱坝和溪洛渡拱坝受小湾拱坝的影响，也分别按照 14℃和 11~13℃控制。

表 3-6 国内已建、在建的部分高拱坝的温控标准[68~72]

工程	二滩	拉西瓦	小湾	锦屏一级	溪洛渡
底部厚度 (m)	59	56	92	84	77
线膨胀系数(℃ ⁻¹)	8.05	9.5	8.2	9.0	6.3
A 区混凝土 180d 设计极拉值(10 ⁻⁶)	105	110	105	105	101
0~0.2l	14	14	14	14	14
0.2l~0.4l	14	17	14	14	14
脱离基础约束区	20	20	10~13(20)	14	11~13

确定合理的温控措施是温控防裂的重要保障。目前主要的混凝土温度控制措施包括：预冷骨料与低温入仓；水管冷却；表面保护与养护。其中预冷骨料和水管冷却是美国在修建胡佛大坝时发展起来的温控技术。我国建设者发展了塑料水管冷却技术，减少了温控对施工的干扰。表 3-7 为国内已建、在建的部分高拱坝的主要温控措施。其中二滩拱坝温度控制的主要特点是：严格控制浇筑温度，对约束区严格控制基础温差，非约束区水管间距大，降温过程非常缓慢，自然形成较好的温度梯度；拉西瓦拱坝温控的主要特点是：约束区温控标准和措施严于自由区，冷却高度大于 0.3L，强调冬夏季节差异，夏季加冰拌和控制浇筑温度，冬季加热水拌和避免温度过低，

夏季浇筑混凝土过冬前中冷，上下游表面和仓面强化表面保温。小湾拱坝出现裂缝前的温控方案的主要特点是：温控标准符合一般规定，无中期冷却，冷却高度小于 0.2L（局部甚至小于 0.1L），上下游和仓面进行表面保温，一套冷却供水管，水温较低。小湾拱坝后期温控措施的主要特点是：约束区和自由区按照同一严格温控标准控制，三期冷却，冷却高度大于 0.3L，上下游和仓面进行表面保温，严格冷却速率要求。锦屏一级和溪洛渡拱坝的温控措施的主要特点与小湾拱坝出现裂缝后的温控措施基本相当，但是对温度梯度和冷却过程的控制更加明确和清晰。

（4）某特高拱坝贯穿性裂缝的启示

从建设规模而言，西南某特高拱坝是我国继二滩拱坝之后又一里程碑式的高拱坝，其混凝土施工质量也十分优良，但是由于混凝土温度控制不当，出现了贯穿性的裂缝，应该吸取其经验教训，避免类似事故的发生。

2007 年 2 月 9 日，发现 19[#]~23[#]坝段 EL.1010m 检查廊道顶部出现裂缝，随后又在其他部位相继发现多条裂缝，裂缝情况见有关资料^[77]。

裂缝发生后，业主单位组织多家科研单位进行研究，分析裂缝成因。目前，已得到业内公认的裂缝成因是^[64]：1) 一期冷却后温度回升较大，且无中期冷却，二冷幅度大；2) 二期冷却高度仅 6~12m，最小值小于 0.1L，冷却过程中上下层约束大；3) 上下游 3 区先后冷却，加大了温差；4) 冷却水温和混凝土之间温差大，产生冷击。上述 4 个原因中前两条是主要原因，后两条是次要原因。

针对裂缝成因，工程调整了温控措施，主要是：1) 增加了中期冷却；2) 二期冷却高度增加为 24m，且设置过渡区；3) 全坝按约束区控制最高温度 ($\leq 27^{\circ}\text{C}$)；4) 上中下游同时冷却；5) 控制冷却速率 ($\leq 0.5^{\circ}\text{C}/\text{天}$)。目前这一温控措施也在溪洛渡和锦屏一级工程中得到应用推广。笔者认为，对于已经产生贯穿性裂缝的该特高拱坝，由于裂缝扩展大大易于新产生裂缝，上述温控措施的调整是合适的。而对于新建坝而言，脱离自由区后，只要按照朱伯芳提出的“小温差、早冷却、缓慢冷却”的方针进行通水冷却，采取合理的冷却区高度 ($\geq 0.3L$) 且沿高程方向设置一定的温度梯度，温控标准可以适当的放宽（二滩、拉西瓦工程非约束区的最高温度控制标准比约束区高 6°C ）。

表 3-7 国内已建、在建的部分高拱坝的主要温控措施^[68-72]

温控措施			二滩	拉西瓦	小湾	锦屏一级	溪洛渡
低温入仓	出机口温度	约束区		≤7℃, 冬季 5~8℃	≤7℃	≤7℃	≤7℃, 冬季≤9℃
		非约束区		≤12℃, 冬季 5~8℃	≤9℃, 后改为≤7℃	≤7℃	≤7℃, 冬季≤9℃
	浇筑温度	约束区	≤10℃	≤12℃, 冬季 5~8℃	≤11℃	≤11℃, 且≥7℃	≤12℃
		非约束区		≤15℃, 冬季 5~8℃	≤14℃, 后改为≤11℃	≤11℃, 且≥7℃	≤12℃
水管冷却	水管布置	约束区	1.5m×1.0m	冬季 1.5m×1.5m, 其他 1.5m×1.0m	1.5m×1.0m	河床 1.5m×1.5m, 陡坡 1.5m×1.0m	1.5m×1.0m
		非约束区	1.5m×3.0m	1.5m×1.5m	1.5m×1.5m	1.5m×1.5m	1.5m×1.5m
	冷却期数	一冷至 22℃, 二冷至封拱温度(14~16℃)	一冷 20d, 夏季(4-9月)浇筑中冷至 16~18℃, 二冷至 7~9℃	初期为 2 期冷却, 出裂缝后增加中期冷却	一冷至 21~23℃, 中冷至 17~18℃, 二冷至 12~15℃	一冷至 20~22℃, 中冷至 16~18℃, 二冷至 12~16℃	
	冷却水温	一冷 13~15℃, 二冷 6~8℃	一冷 5-9 月通 4~6℃水, 其他季节通河水, 中冷通河水, 二冷通 6℃水	一套供水管路, 水温统一为 6℃左右	一冷中冷 14℃~16℃, 二冷 9℃~12℃	一冷控温 8~10℃, 一冷降温和中冷 14~16℃, 二冷 8~10℃	
	冷却高度		18m, 有过渡区	初期 6~12m, 出裂缝后改为 24m 以上	27m, 有过渡区	27m~36m, 有过渡区	
	降温速率	一冷≤1℃/d, 二冷≤0.6℃/d	≤1℃/d	出裂缝前≤1℃/d, 出裂缝后≤0.5℃/d	一冷≤0.5℃/d, 中冷和二冷≤0.3℃/d	一冷、二冷≤0.5℃/d, 中冷≤0.2℃/d	
	表面保护	上游面(kJ/m ² ·h·℃)		β≤3.05, 局部≤0.84	β≤10	5cm 苯板	5cm 苯板
下游面(kJ/m ² ·h·℃)			β≤3.05, 局部≤0.84	β≤10	3cm 苯板	3cm 苯板	
仓面(kJ/m ² ·h·℃)			β≤3.05	冬季 β≤20	3~5cm 泡沫塑料板	5cm 聚乙烯卷材	

注：固结灌浆区以下埋设金属水管，除二滩工程外其他部位埋设塑料水管。

3.2 专家点评和对水平的分析

一直以来,拱坝就由于其经济性和安全性的良好平衡受到人们的青睐,高拱坝的结构安全也一直是坝工专家们的关注重点,在拱坝即将成为第一个突破真正突破 300m 级的坝型的时候,对高拱坝结构安全相关领域的调研,具有重要的意义。调研分析认为:

1) 高拱坝应力分析与真实状态还有较大差异,当坝高突破 300m 级后由于评价失真可能导致设计状态偏危险。

在工民建领域的相关规范^[73]中,混凝土的抗压安全系数大致取 2.0,如 C40 混凝土的抗压强度设计值一般取 19.1MPa,水工混凝土中考虑材料分析系数和结构系数后,两者的乘积得到的抗压安全系数一般取 4.0^[38],允许拉应力一般按照 10MPa 控制。这就说明,与工民建结构领域相比,混凝土坝应力分析需要有更大的安全系数来包涵其不确定性。

笔者认为,这些不确定性主要包括:1) 水工领域的大体积混凝土的强度离散性一般要大于工民建结构混凝土的离散性,这是由两者不同的施工工艺带来的;2) 混凝土坝和工民建的结构虽然都采用材料力学的假定进行计算,但是就其结构特点而言,工民建结构中的板、梁、柱结构的应力显然更接近材料力学的平截面假定,而拱坝采用多拱梁法、重力坝采用材料力学法进行应力分析时,其误差相对更大;3) 高拱坝的设计荷载与其真实荷载存在一定的差异,而工民建结构的荷载则更接近于真实状态一些。基于强度、分析方法和荷载 3 个方面的差异,现有水工设计规范选取更高的安全系数是可以理解的。

在拱坝在 100m、200m 级时,由于应力水平相对较低,采用较大的安全系数能涵盖这些不确定性。但是当拱坝上升到 300m 级甚至更高的高度时,这些安全系数能否包含这些不确定性,成为一个亟待解决的问题。为此,需要采用更反映真实性态的研究方法,基于现有高拱坝的实测资料,研究高拱坝真实荷载及其真实工作性态,在进行了大量高拱坝实例分析的基础上,基于高拱坝真实工作性态分析方法,建立一套新的高拱坝设计方法和相应的准则。

2) 我国的高拱坝设计理念与欧洲国家有所差别,导致同等条件下我国设计的拱坝比欧洲设计的拱坝更厚,削弱了我国在相关领域的竞争力。

美国大规模建设拱坝是在二战前,欧洲大规模建设拱坝是在上世纪 6、70 年代,而我国开始大规模建设拱坝是在上世纪 80 年代以后,理应吸取国外先进经验,但是实际上在相类似的条件下,我国的拱坝比国外修得要厚一些,这虽然不能完全说明我国的拱坝设计水平就要比欧洲逊色,但是当我国的设计企业走出国门与欧洲设计公司竞争时,就会发现设计方案在经济性方面的劣势

将较大地削弱市场的竞争力。

而对比我国规范和欧洲国家常用的应力控制标准，两者的差别并不十分明显，但是欧洲的拱坝比我国薄又是客观存在的。笔者认为造成同等条件下欧洲国家拱坝设计比我国薄的原因可能有以下几点：①设计理念的差异。国外有一些高拱坝发生了较严重的裂缝，有的渗漏量已相当大，仍被认为是安全可靠的。且欧洲的拱坝应力控制标准一般不是强制性的，只是设计公司自己的控制指标，在经济利益的刺激下，运用工程类比的方式对已有大坝进行应力分析后，即可为新建大坝提供新的控制标准，从而设计出较薄的拱坝。当然，这样一种模式是否适合我国国情是值得商榷的；②在高应力区采用较高标号的混凝土^[74,75]。瑞士的莫瓦桑和康特拉拱坝分别浇筑过 R₉₀420 和 R₉₀450 号混凝土。对于拱坝而言，多数情况下，坝体厚度主要决定于允许压应力和允许拉应力，提高混凝土强度等级，可大大减少坝体混凝土体积，从而降低工程造价。采用高标号混凝土的弊端主要在于增加了温度控制的难度，而这在当前的施工条件下应该是可以实现的。

经过这些年的发展，我国拱坝设计和施工水平已取得了长足的进步，比如拱坝优化、混凝土温度控制等部分领域已经达到世界领先水平，但是也应该清醒地认识到在整体上并未取得领先优势。为提高国际竞争力，应该进一步深入调研国外拱坝设计的控制标准和一些先进的理念，加强以下两个方面的研究：① 重视研究工程失事对学科的巨大推动作用，通过对失事工程和正常运行工程的正反对比研究，尽可能接近所谓“失事的临界状态”，从而提高拱坝设计水平；② 加强对提高混凝土强度等级等一些有可能降低工程造价的工程措施的研究，克服当前重视高拱坝安全性研究而轻视经济性研究的不足，不仅要研究这些措施所带来的经济效益，也要研究怎么克服这些措施带来的其他方面的困难。

3) 现有规范还不能适应特高拱坝混凝土温控防裂的新特点，可利用数字监控着力提高我国混凝土拱坝的温控防裂与质量控制水平。

相对于以往建设的拱坝而言，特高拱坝的温控面临几大主要特点：①拱坝底宽超过 60m，在相同灌区高度条件下，约束系数增加；②混凝土高掺粉煤灰，在一期冷却后温度回升大，导致二期冷却温降幅度增加；③为加快施工进度不惜成本，实际施工中通水冷却降温速度有可能过快。

现有规范中并未针对上述问题进行有针对性的规定，按照现有规范来制定温控措施可能出现较严重的问题。比如，上下层温差，现有规范只规定了老混凝土上下层温差的控制标准。实际上二冷过程中的上下层温差控制更为重要。比如冷却高度，尽管科研机构提供的科研报告中已经对冷却高度提出了明确的要求，但是由于规范未做出规定，其执行力度在施工现场就要大打折扣。又如冷却速率，目前规范中不大于 1℃/天的冷却速率太过宽松等。针对这些问题，需要对特高拱

坝的温控防裂经验和教训进行认真深入的总结，将科研成果及时反映到设计规范中，指导工程实践。

数字监控是朱伯芳于 2008 年提出的，其基本思想是：在现有仪器监测的基础上，利用有限元仿真分析方法跟踪反演仿真大坝混凝土施工运行的全过程，在仪器监控之外建立一套数字监控系统，预测未来一段时间的温度、应力及安全系数，在施工期及时调整措施避免混凝土开裂等风险，在运行期及时调整运行方案避免事故的发生。

对于重大工程，运用数字监控方法可有效提高温控防裂水平，而且将混凝土振捣密实度无损检测等技术纳入数字监控系统，可将数字监控的应用范围扩展到混凝土的施工质量控制。

3.3 对本专题发展的若干建议

我国当前在建拱坝的数量和高度都是空前的。这为我国走向混凝土坝世界首强提供了千载难逢的机遇，应该努力做好各方面的工作，紧紧抓住这个机会，使我国的坝工技术达到世界领先水平，这既是保证高坝建设高质量的需要，也是历史赋予的使命。未来一段时间内，笔者认为，可在以下几个方向开展科研工作：

（1）高拱坝真实工作性态及设计新理论

分阶段开展高拱坝真实工作性态及设计新方法的研究。①开发有限元等效应力计算专用程序，研究相对应的拱坝应力控制标准，用有限元等效应力方法替代多拱梁法作为拱坝基本设计方法；②运用整坝全过程仿真分析方法研究高拱坝真实工作性态与真实安全度，确定相对应的计算模型、荷载与参数选取方式，形成一整套高拱坝真实工作性态及安全度评价的方法；③基于高拱坝真实工作性态，开发专用计算平台，研究相对应的控制标准，时机成熟时将这一方法作为基本设计方法。

（2）数字拱坝与数字监控

1) 施工期实时监测仪器研发；2) 混凝土实时质量评价关键技术与设备研发；3) 数字大坝建模方法研究；4) 大坝温度场温度应力实时跟踪反演关键技术研究；5) 大坝施工期质量风险控制与预警指标研究；6) 大坝运行期安全控制与预警指标研究；7) 数字监控系统平台建设关键技术。

（3）拱坝体型优化与拱坝三维可视化设计

综合考虑安全性与经济性，跟随设计方法的升级换代，进行相应设计体系下的拱坝体型优化方法研究、系统平台开发，并着力于推广应用。将拱坝体型优化与三维可视化设计相结合，研发集拱坝体型设计、施工设计、应力分析、稳定分析于一体的综合性可视化平台，提高我国的拱坝

设计水平。

参考文献

- 1 朱伯芳, 高季章, 陈祖煜, 厉易生. 拱坝设计与研究. 中国水利水电出版社, 2002
- 2 金峰, 高等水工结构—拱坝工程讲义, 清华大学, 2010
- 3 李瓚. 胡佛大体积重力拱坝体形设计思想剖析. 西北水电, 2000(2): 50-52
- 4 金峰等. 奥地利高拱坝考察报告, 清华大学, 2007
- 5 夏颂佑, 鲁慎吾, Kolnbrein 拱坝坝踵开裂机理探讨, 水电站设计, 1999, 15 (1): 26-33
- 6 Gerald Zenz, Johannes Linortner. Hydropower Plant Ermenek – Arch Dam Construction. Felsbau, 2007. 25(5): 36-42
- 7 中国大坝协会. 100m 以上高拱坝统计资料, 2010
- 8 王仁坤等, 水工设计手册第五卷第二章—拱坝 (第二版), 待出版
- 9 Eric Hansen, Daniel Rypl. 3D non-linear analysis of an arch dam form mathematical model to finite element analysis. Dam Engineering. 2003. 14(1): 41-67
- 10 黎展眉. 国内外拱坝建设与发展 (下). 贵州水力发电, 2003, 17(2): 1-6
- 11 A.H. Delgado, L.Marquez. Modelling of an arch dam by polynomial interpolation. Mathematics and Computers in Simulation. 2009, 79(12):3434-3443
- 12 贾金生, 朱伯芳, 拱坝体形选择的专家系统, 水利学报, (8): 25-31, 1992
- 13 厉易生, 范修其, 瑞垌拱坝优化设计, 水利水电技术, (8): 5-10, 1985
- 14 厉易生, 贾金生, 朱伯芳, 小湾拱坝拱型优化研究, 水力发电, (3): 15-18, 1997
- 15 厉易生, 陈玉夫, 杨波, 贾金生, 江口椭圆拱坝优化设计, 中国水利水电科学研究院学报, 1 (3): 221-225, 2003
- 16 孙文俊, 孙松林, 王德信, 以应力为目标的拱坝体形优化设计, 河海大学学报, 28 (1): 57-60, 2000
- 17 孙松林, 孙文俊, 王德信, 考虑开裂深度约束的拱坝体形优化设计, 水利学报, 42 (10): 18-23, 1998
- 18 厉易生, 双目标优化的有效点集及拱坝双目标优化, 水力发电, (11): 10-13, 1998
- 19 汪树玉, 刘国华, 杜王盖等, 拱坝多目标优化的研究与应用, 水利学报, 44 (1): 17-21, 2000
- 20 S.M.Seyedpoor, S.Gholizadeh. Optimum shape design of arch dams by a combination of

- simultaneous perturbation stochastic approximation and genetic algorithm methods. *Advances in structural engineering*, 2008, 11(5): 501-510
- 21 S.M.Seyedpoor, J.Salajegheh, E.Salajegheh, S.Gholizadeh. Optimum shape design of arch dams for earthquake loading using a fuzzy inference system and wavelet neural networks. *Engineering Optimization*. 2009, 41(5): 473-493
- 22 S.M.Seyedpoor, J.Salajegheh, E.Salajegheh. Shape optimal design of arch dams including dam-water-foundation rock interaction using a grading strategy and approximation concepts. *Applied Mathematical Modelling*. 2010, 34(5):1149-1163
- 23 D.Hamidian, S.M.Seyedpoor. Shape optimal design of arch dams using an adaptive neuro-fuzzy inference system and improved particle swarm optimization. *Applied Mathematical modeling*, 2010, 34(6): 1574-1585
- 24 S.M.Seyedpoor, J.Salajegheh. Adaptive Neuro-fuzzy inference system for high-speed computing in optimal shape design of arch dams subjected to earthquake loading. *Mechanics Based Design of Structures and Machines*. 2009. 37: 31-59
- 25 Jin Hai, Lin Gao, Yang Ming-sheng. Bin-objective shape optimization based on linear programming model of arch dam. *Journal of Harbin Institute of Technology*, 2007. 14(3): 436-439
- 26 Li Shouyi, Ding Lujun, Zhao Lijuan, Zhou Wei. Optimization design of arch dam shape with modified complex method. *Advances in Engineering Software*. 2009, 40:804-808
- 27 Jalal Akbari, Nam H.Kim, M.T.Ahmadi. Shape sensitivity analysis with design-dependent loadings-equivalence between continuum and discrete derivatives. *Struct. Multidisc. Optim.* 2010 40:353-364
- 28 Li Shouyi, Ding Lujun, Zhao Lijuan, Zhou Wei, Optimization design of arch dam shape with modified complex method. *Advances in Engineering Software*. 2009, 40:804-808
- 29 陈忠, 谢能刚, 张子明. 结构多目标优化设计的合作博弈解法, *工程力学*, 2009, 26(4): 32-37
- 30 陈忠, 谢能刚, 王璐. 基于模糊理论的高拱坝体型多目标优化设计. *河海大学学报*, 2009, 37(3): 330-334
- 31 魏群, 张国新, 尉军耀, 李蒲健, 熊登峪, 彭校初. 拱坝三维可视化设计软件的开发与应用, 2008, 41(9): 1087-1090
- 32 朱伯芳, 当前混凝土坝建设中的几个问题, *水利学报*, 2009, 40 (1): 1-9

- 33 王钰睫, 林皋, 胡志强, 拱梁分载法计算模型的改进和实现, 2009, (3): 10-14
- 34 林绍忠, 苏海东, 复杂岩基上的拱坝多拱多梁法应力分析, 长江科学院院报, 2002, 19 (5): 27-30
- 35 刘华丽, 彭辉, 基于多拱梁分载法的高拱坝应力分析, 2009,25 (3): 26-29
- 36 朱伯芳, 国际拱坝学术讨论会综述, 混凝土坝技术, 1987,(2):11-15
- 37 傅作新, 钱向东. 有限单元法在拱坝设计中的应用, 河海大学学报, 1991, (2): 8-15
- 38 中华人民共和国发展改革委员会, 混凝土拱坝设计规范 (DL/T5346-2006), 2007
- 39 中华人民共和国水利部, 混凝土拱坝设计规范 (SL282-2003), 2003
- 40 J R Stevenson. Hydro power in Ethiopia-the staged construction of Tekeze arch dam. *International Water Power & Dam Construction*. 2009. 61(4): 20-25
- 41 葛劭卿, 张国新, 喻建清. 自重与初次蓄水对特高拱坝应力的影响. 水力发电, 2006, 32 (9): 25-27
- 42 Farrokh Sheibany, Mohsen Ghaemian. Thermal Stress analysis of concrete arch dams due to environmental action. ASME International Mechanical Engineering Congress and Exposition, 2004, Anaheim, 13-20
- 43 美国垦务局著, 拱坝设计翻译组译, 潘家铮校, 拱坝设计, 水利电力出版社, 1984
- 44 Ghanaat Y. Theoretical manual for analysis of arch dams. 1993
- 45 朱伯芳, 张超然主编, 高拱坝结构安全关键技术, 中国水利水电出版社, 2009
- 46 Martin Wieland, Sujan Malla. Investigating stress concentration. *International Water Power & Dam Construction*. 2007. 59(1):28-30,32-33
- 47 Wieland M. uncertainties in seismic analysis of concrete and Embankment Dams, Proceedings of the 73rd Annual Meeting of Icold, Tehran, Iran, 1-6 May 2005, Paper no O15-S1
- 48 Espandar R, Lotfi V, Comparison of non-orthogonl smeared crack and plasticity models for dynamic analysis of concrete arch dams. *Computers and Structures*, 2003, 81(14): 1461-1474
- 49 周元德, 陈观福, 尹显俊, 张楚汉. 用工程类比法研究高拱坝坝踵开裂稳定性, 水力发电学报, 2002, 76: 19-26
- 50 周元德. 混凝土非线性断裂力学模型与高拱坝开裂分析研究, 清华大学博士论文, 2004
- 51 张国新, 许平, 杨波, 朱伯芳, 整体拱坝的仿真与可行温控措施, 水利水电技术, 2002, 33 (12): 19-22

- 52 朱伯芳, 混凝土坝安全评估的有限元全程仿真与强度递减法, 水利水电技术, 2007, 38 (1): 1-6
- 53 申献平, 杨波, 张国新. 沙老河拱坝整体应力仿真与掺 MgO 效果分析. 水利水电技术, (2): 38-40, 2004
- 54 张国新, 罗健, 杨波, 陈大松. 鱼筒河 RCC 拱坝的温度应力仿真分析及温控措施研究. 水利水电技术, 36(5): 26-29, 2005
- 55 张国新, 杨卫中, 罗恒等. MgO 微膨胀混凝土的温降补偿在三江拱坝的研究和应用. 水利水电技术, 37(8): 20-23, 2006
- 56 张国新. 大体积混凝土结构施工期温度场、温度应力分析程序包 SAPTIS 编制说明及用户手册: 1994-2004
- 57 张国新, 谢敏, 赵文光, 向弘, 特高拱坝温度应力仿真与温度控制的几个问题探讨, 水电 2006 国际研讨会, 昆明, 2006
- 58 张德荣, 刘毅, 锦屏一级高拱坝温控特点与对策, 中国水利水电科学院学报, 2009, 7(4): 270-274
- 59 Wilson E L. The determination of temperatures within mass concrete structures (SESM Report No. 68-17). Structures and Materials Research, Department of Civil Engineering University of California, Berkeley, 1968
- 60 美国内务部垦务局编, 侯建功译. 混凝土坝的冷却. 北京: 水利电力出版社. 1958
- 61 朱伯芳, 蔡建波. 混凝土坝水管冷却效果的有限元分析. 水利学报, 1985, 4: 27-36
- 62 朱伯芳. 考虑水管冷却效果的混凝土等效热传导方程. 水利学报, 1991, (3): 28-34
- 63 张国新, 艾永平, 刘有志, 刘毅, 特高拱坝温控防裂问题再议, 现代水工结构技术进展, 中国水利学会水工结构专委会第八次年会, 2008.10, 233-245
- 64 张国新 刘有志, 刘毅等, 特高拱坝施工期裂缝成因分析与温控防裂措施讨论, 水力发电学报, 2010, 29(5): 45-51
- 65 朱伯芳, 大体积混凝土温度应力与温度控制, 中国电力出版社, 1999
- 66 朱伯芳, 论混凝土坝安全系数的设置, 水利水电技术, 2007, 38 (6): 35-40
- 67 朱伯芳, 论混凝土坝抗裂安全系数, 水利水电技术, 2005, 36 (7): 33-37
- 68 本书编委会, 二滩水电站工程总结, 中国水利水电出版社, 2005
- 69 中水顾问集团成都勘测设计研究院, 四川省雅砻江锦屏一级水电站拱坝混凝土温控技术要求, 2009年3月

- 70 中水顾问集团成都勘测设计研究院,金沙江溪洛渡水电站拱坝混凝土温控技术要求,2009
- 71 中水顾问集团西北勘测设计研究院,黄河拉西瓦水电站工程大坝混凝土温度控制技术要求,2006年2月
- 72 中水顾问集团昆明勘测设计研究院,云南澜沧江小湾水电站大坝混凝土温度控制技术要求(A版,C版),2005—2010
- 73 中华人民共和国建设部,混凝土结构设计规范(GB50010-2002),2002年4月
- 74 朱伯芳,论特高混凝土拱坝的抗压安全系数,水力发电,2005,31(2):25-28
- 75 朱伯芳,厉易生,提高拱坝混凝土强度等级的探讨,水利水电技术,1999,30(3):15-19
- 76 邱勇,刘德富,李卫明.拱坝三次样条曲线拱圈线型及优化研究,2007(1):11-14
- 77 中水顾问集团昆明勘测设计研究院,云南省澜沧江小湾水电站施工详图设计阶段拱坝1095m高程以下混凝土裂缝分析报告,2008年4月

负责人:刘毅

主要参加人员:张国新,冯帆