目　　录

第一章　总论 …… (1)

第一节　大坝安全监测的主要项目 …… (1)

第二节　我国大坝安全监测技术的新进展 …… (6)

第三节　国外大坝安全监测及资料分析技术综述 …… (13)

第四节　国外施工及初次蓄水期间的大坝安全监测 …… (24)

第二章　变形监测 …… (31)

第一节　土坝倒垂线的设计与施工 …… (31)

第二节　应用水管仪观测大坝的变形 …… (34)

第三节　高精度观测大坝变形的一种重要方法 …… (39)

第四节　水工混凝土的变形特性 …… (45)

第五节　大坝变形监测设计及改进建议 …… (49)

第三章　渗流监测 …… (57)

第一节　大坝渗流监测技术综述 …… (57)

第二节　重力坝扬压力的观测研究 …… (68)

第三节　水工建筑物渗水压力观测的若干问题 …… (76)

第四章　应力监测 …… (81)

第一节　大坝应变及应力原型研究综述 …… (81)

第二节　混凝土无应力计的研究结果 …… (91)

第三节　混凝土变形对实测应力的影响 …… (98)

第四节　水工混凝土自生变形的应用 …… (107)

第五节　大体积混凝土施工温度的观测研究 …… (112)

第五章　动态监测 …… (123)

第一节　大型水轮机蜗壳叉管应力的原型观测 …… (123)

第二节　地下埋藏式高压管道的原型研究 …… (134)

第三节　腹拱坝初次蓄水的安全监测 …… (143)

第六章　安全检查 …… (150)

第一节　水库大坝的安全检查 …… (150)

第二节　混凝土坝的现场检查 …… (154)

第三节　坝内观测仪器编号的检查鉴别 …… (165)

第七章　监测技术研究……（172）
第一节　观测值中因线路电阻引起的误差及修正……（172）
第二节　控制大坝观测值质量的原理与方法……（179）
第三节　逐步回归分析法的电算程序设计与使用……（184）
第四节　地下结构物的原型监测研究……（190）
第五节　底孔的原型监测与现场试验技术……（199）
第八章　监测系统改造……（207）
第一节　大坝监测系统更新改造方案研究……（207）
第二节　腹拱坝监测技术改造设计简介……（213）
第三节　重力坝变形自动化观测系统改造设计……（218）
第九章　资料处理计算……（224）
第一节　大坝观测数据的统计计算……（224）
第二节　水工混凝土徐变的推算……（232）
第三节　钢弦式传感器计算方法的改进……（237）
第四节　水工钢筋混凝土结构实测钢筋应力的分解与计算……（242）
第十章　成果分析应用……（249）
第一节　大坝二期冷却及灌浆效果的观测与分析……（249）
第二节　腹拱坝原型观测数据的解释与分析……（258）
第三节　重力坝实测变形的分析与应用……（265）
第四节　大坝观测的变形性态及数学模型研究……（280）
第五节　底孔观测成果的分析与评价……（290）

PPRINCIPLES AND APPLICATIONS OF DAM SAFETY MONITORING

Contents

Chapter I General Description ..... (1)

Section 1 The main contains of the dam safety monitoring ..... (1)

Section 2 New technical progress on the dam safety monitoring in China ..... (6)

Section 3 A summary of technology on dam safety monitoring and analysis abroad ..... (13)

Section 4 Dam safety monitoring during the construction and the first filling stage abroad ..... (24)

Chapter II Deformation Monitoring ..... (31)

Section 1 Design and construction of the inverted plumb in an embankment dam ..... (31)

Section 2 Observation of the dam deformation with the watertube gauge ..... (34)

Section 3 An important high—accuracy method for observing deformation of dams ..... (39)

Section 4 Deformation characteristics of the hydraulic concrete ..... (45)

Section 5 Proposals for the design and improvement on dam deformation monitoring ..... (49)

Chapter III Seepage Monitoring ..... (57)

Section 1 A summary of the monitoring techniques on dam seepage ... (57)

Section 2 Observation and study of the uplift pressure for a gravity dam ..... (68)

Section 3 Several problems on observation of the piezometric pressure for hydraulic structures ..... (76)

Chapter Ⅳ Stress Monitoring ..... (81)

Section 1 A summary of prototype study on the strain and stress in dams ..... (81)

Section 2 Research findings of the no-stress meters in concrete ..... (91)

Section 3 The influence of concrete deformation on the observed stress ..... (98)

Section 4 Application of the autogenous growth in concrete ..... (107)

Section 5 Observation and study on the constructional temperature of the mass concrete ..... (112)

Chapter Ⅴ Dynamic Monitoring ..... (123)

Section 1 A Prototype observation of stress of the forkpipe in spiral case for a large turbine ..... (123)

Section 2 Prototype study on behaviors of the underground highpressure penspotks ..... (134)

Section 3 Safety monitoring during the first filling of a hollow gravity arch dam ..... (143)

Chapter Ⅵ Safety Inspection ..... (150)

Section 1 Safety inspection of the large reservoir dams ..... (150)

Section 2 Field inspection of concrete dams ..... (154)

Section 3 The inspection and identification for the mark number of observation instruments inside the dam ..... (165)

Chapter Ⅶ Study of Monitoring Techniques …… (172)

Section 1 The error observed owing to the wire resistance and it's correction …… (172)

Section 2 Principles and methotds for the quality control of the observed values of the dams …… (179)

Section 3 Design and application of a computer program for the step—by—step regression analysis method …… (184)

Section 4 Prototype monitoring study on underground structures …… (190)

Section 5 Prototype monitoring and field test techniques for the bottom outlets …… (199)

Chapter Ⅷ Improvement of Monitoring Systems …… (207)

Section 1 Proposed program study for the improvement of the dam monitoring system …… (207)

Section 2 Brief introduction of the technical improvement design on observation of a hollow gravity arch dam …… (213)

Section 3 Improvement design of an automatical deformation monitoring system of a gravity dam …… (218)

Chapter Ⅸ Data Processing and Calculation …… (224)

Section 1 Statistics and calculation of the odserved data of the dams …… (224)

Section 2 Calculation of the creep of hydraulic concrete …… (232)

Section 3 Improvement of the calculation method for string—wire transducers …… (237)

Section 4 Resolution and Calculation of the measured stress of the steel bars within the hydraulic reinforced concrete structures …… (242)

Chapter X Analysis and Application of the Results …… (249)

Section 1 Observation and analysis on the effects of the second—stage cooling and grouting of the dams …… (249)

Section 2 Interpretation and analysis of the prototype observed data from a hollow gravity arch dam …… (258)

Section 3 Analysis and application of the measured deformation for a gravity dam …… (265)

Section 4 A study of the observed deformation behavior and the math model for a dam …… (280)

Section 5 Analysis and evaluation of the observed results from the dam bottom outlets …… (290)

第一章　总　　论

第一节　大坝安全监测的主要项目

国务院发布的《水库大坝安全管理条例》[1]明确规定："大坝的建设和管理应当贯彻安全第一的方针"。为了确保大坝的安全性和经济性，就必须搞好大坝安全监测工作，因此，大坝安全监测已成为水利水电工程建设的重要组成部分，并受到国内外坝工界的普遍重视。我国兴建的一些大中型工程，如刘家峡、鲁布革、龙羊峡、葛洲坝、乌江渡等，都埋设和安装了数量可观的监测仪器和设备，并取得了一些有价值的成果。例如刘家峡大坝运行 20 多年来，通过安全监测，提供了大量的第一手资料，为提高设计、施工和运行水平作出了贡献，对掌握大坝的工作状态起到了重要作用。特别是 1979 年和 1985 年通过监测资料分析，使得大坝在比正常高水位分别超蓄 0.49m 和 0.80m 条件下工作，安全运行，从而获得了更大的经济效益。

文献[1]规定："必须按照有关技术标准，对大坝进行安全监测和检查"，并指出："大坝包括永久性挡水建筑物以及与其配合运用的泄洪、输水和过船建筑物等。"因此，本书中"大坝"一词，可理解为包括各种水工建筑物。本节先对大坝安全监测的主要项目作简要介绍。

一、变　形　监　测

大坝在自重、水压力、扬压力、淤沙压力及温度等荷载作用下，必然会产生变形，变形监测是了解大坝工作状态及安全管理的重要内容，主要包括以下几方面。

(一)垂直位移

1. **几何水准测量**　包括两部分：一是由水准基点校测各工作基点。这项工作对于混凝土坝和土石坝可分别采用一等和二等水准测量进行；二是利用工作基点测定各垂直位移标点的位移，其测量要求可考虑比上述降低一个等级。由于水准基点校核工作基点的要求较严，工作量较大，可以利用倒垂线作为工作基点，这样既可大大节省工作量又可提高观测精度。此外，如通过坝顶或廊道等部位观测时，可采用特制的微型因瓦水准尺，其优点为重量轻、使用简单、不需要司尺员立尺，而且位移标点可设在建筑物的墙上或已建的墩台上。

2. **三角高程测量**　主要用于测量薄拱坝和土坝上垂直位移标点的变化以及滑坡和崩塌地段的变形，其优点是可以测定人们难以到达地点的垂直位移。但该法一般要求测距不大于 600m，测边中误差不大于 2mm，因此，通常与三角测量同时进行。此法的精度比几何水准法低。

3. **流体静力水准测量**　此法测量方便、精度高、不受距离和方向的限制，克服了廊道内进行光学观测的困难，可实现自动记录和遥测，能及时预报将要达到的最大变形值。近年来在大坝、厂房及地壳变形观测中，已得到广泛应用。此外，该法除用于测量两点间的相对高差

外，还可将一系列的水管连通，组成一个整体的测量系统，以测量多点变形，如果将补偿器设置于稳定不变的基点上，即可测量各测点的绝对垂直位移.

4. **遥测仪器测量** 国内已经使用的主要有三种方法：差动变压器式遥测水管仪，已应用在葛洲坝大坝；真空激光装置，已应用在太平哨及丰满大坝；步进电机式及电容式遥测仪，已应用在潭岭及参窝大坝.此外，还有电磁式、横梁管式及干簧管式沉降仪，多用于土坝.遥测法虽给观测带来很大方便，但成本较高.

(二)水平位移

1. **视准线** 其原理是通过或平行于坝轴线建立一条固定不变的视准线，定期观测各位移标点对该线的偏离值，借以确定各点的位移量.按使用的工具和作业方法的不同，又可分为活动觇牌法和小角度法.

为了保证观测精度，每段视准线的允许长度对于重力坝为300m，拱坝为500m，对于滑坡体可增加到800m，同时要求视准线旁离障碍物大于1m，仪器底盘对中误差小于0.1mm.另外，目前我国已研制成有线遥控觇牌和无线遥控觇牌，应用效果较好.

2. **激光准直** 观测方法有以下几种：

(1)大气照准法 与前述视准线观测方法基本相同，但仪器改用具有衍射效应和投影成象的激光准直装置，其原理是把仪器的十字丝投影到觇牌上，由司标者观测，以消除激光漂移的影响，大气折光和调焦的误差仍不可忽视，但观测精度比视准线法有所提高.

(2)大气波带板法 它是把激光器和接收靶分别安置在两端固定的工作基点上，而将波带板安置在位移标点上，从激光器发出的激光束照满波带板后，在接收靶上会聚形成一个亮点或"十字"亮线，按照三点准直方法，在接收靶上测定"十字"亮线的中心位置，即可决定位移标点的位置.这种观测要求光源、波带板中心和接收靶中心三点基本在同一高度上.该法仪器结构简单、使用方便、观测精度较高，大约比视准线法高三倍，比大气照准法高一倍.

(3)真空管道法 与大气波带板法的观测方法基本相同，只是将激光束置入真空管道传输，从而避免了大气折光的影响，观测精度更高，同时也可观测垂直位移，但其成本较高.

3. **引张线** 此法是在两端点之间张拉一根钢丝作为基准线，用来测量坝上各点相对于该钢丝的水平位移，由于端点的张力产生一个水平分力，使钢丝力图保持原位，故而成为一条基准线.引张线法的成本低、精度高(可达0.2～0.3mm)，外界影响小，可遥测自记，操作简便，不受距离和气候影响，已获得普遍应用.作者曾在刘家峡和潭岭大坝上将引张线和倒垂线组合成一个水平和垂直的钢丝系统，作为广泛量测大坝和基础变形的监测网，这种方案已相继被国内外的一些大坝所仿效.此外，它还可兼测垂直位移.

4. **导线** 适用于拱坝观测，一般布置在廊道内，使两端点的径向与倒垂线相连系，定期地测定各导线点的角度(或矢高)和边长变化值，即可推算各导线点在拱坝上的径向和切向位移.

此外还有前方交会法，由于其观测和计算工作都比较复杂，一般是配合其它方法使用或作为备用手段.

(三)挠度

主要是混凝土坝的观测项目，近年来土坝亦逐步进行挠度观测.观测方法一般分为正垂

线和倒垂线两种.由于沿垂线不同高程进行观测,因而可求得大坝挠度曲线.对于双曲拱坝,当坝内设置垂线有困难时,也可在坝后设置专门的垂线导管来进行观测.应注意的是正垂线的重锤及倒垂线的浮力应随着垂线长度的增加而适当增加.

1.**正垂线** 是将垂线的一端固定在坝顶附近,另一端悬挂重锤以保持铅直,沿垂线不同高程坝体上设观测点.观测方式有多测站法和多支点法两种.多测站法是不改变垂线位置,而在每个位移观测点设置测站安置仪器,所得测值为各测点与垂线悬挂点之间的相对位移.多支点法则是不改变测点位置,将测站设在靠近重锤处,而在各高程上的测点处安装垂线支点,观测时把垂线依次夹在各支点上,所得观测值为各测点与垂线测站点之间的相对位移.

2.**倒垂线** 是将垂线的一端固定在基岩深处(钻孔),依靠浮力将垂线引至坝顶或某一高程处保持不动,用多测站法进行观测,所得观测值可认为是各测点对于岩基深处的绝对位移.倒垂线的锚固点需要设置在稳定的基岩中,因而一般都需要钻孔,孔深不宜小于坝高的1/4～1/2,钻孔的偏斜率要求在1‰以内,为此在钻孔时需埋设固定导向管和活动导向环.在土坝观测中,往往在地表很难找到合适的稳定点作为变形观测的基点,作者曾在黄河渠村分洪闸两端软基上设计了两条倒垂线及提出大锚块的方案,取得了良好的效果.

垂线观测的精度较高,一般可达0.2mm,观测仪器有光学垂线仪、机械垂线仪和遥测垂线仪三种.我国研制的遥测垂线仪以电容式和步进电机式较好.

(四)倾斜

此项观测可以判断坝体倾覆及稳定情况,对于混凝土坝和土石坝都是需要的.特别是在不宜进行挠度观测时,可利用在不同高程上观测的倾斜角而求得近似的挠度曲线.观测方法可分为直接法和间接法两种.

1.**直接法** 目前采用的设备有气泡倾斜仪和遥测倾斜仪两种.前者系由一个高灵敏度的气泡水准管和一套精密的测微器组成,其观测精度一般为2".后者可分为电容式、光电式、变压器式、电阻式、电感式和伺服加速度式等多种测斜仪,可进行长距离遥测,也可进行动态观测并自动记录变化曲线.

2.**间接法** 一般是通过观测相对垂直位移的方法来换算成大坝的倾斜角,主要采用前述几何水准和流体静力水准的测量方法.

除上述各项观测外,大坝的**接缝**和**裂缝**观测也是很重要的变形观测项目.

二、渗 流 监 测

据国内外统计,因渗流引起的大坝事故或失事约占40%.因此渗流监测是非常重要的,各种坝型都应进行.观测内容有以下几种:

(一)绕坝渗流

通常沿绕流线和可能集中渗流的透水层布置测点,以能绘出绕流等水位线为原则.对于近坝区的滑坡体或高边坡,有时也要进行地下水位的观测.各个观测孔孔底应深入至强透水层及建坝前地下水位以下.在坚硬岩石中,可不埋设测压管,对于破碎岩石可仅在破碎段埋设测压管,但均应设管口保护装置.在地质复杂部位,如需要分层观测渗流水位时,也可设置

双管式测压孔.

观测设备有测深钟、电测水位器、压气U型管、示数水位器及遥测水位仪等，一般要求读数精度≤±1cm.

(二)渗透流量

指库水穿过地基、坝肩介质及坝体产生的渗流量.为了掌握渗流情况，应分别观测各部分渗流量和总渗流量.可在混凝土坝廊道、排水井或土坝下游采用量水堰或容积法观测，同时，要注意及时进行渗水透明度检定和水质分析.渗水的浑浊不清，反应出坝基或两岸接头岩土受到溶滤或被渗流水带出，往往是管涌、内部冲刷或化学侵蚀等破坏的先兆.

(三)扬压力

指水库水头对坝基面上产生的渗透压力及尾水对坝基面上产生的浮托力.对于混凝土坝，从扬压力的大小可以判断灌浆和排水系统的效果，如果超过设计值，对大坝安全是不利的.以往观测坝基扬压力主要是采用测压管.作者首先在刘家峡大坝上采用孔隙压力计观测，取得了良好效果，现已在龚咀等工程推广使用.对于土坝坝基的渗水压力观测，可以检验有无管涌、流土及接触面的渗漏破坏，判断大坝防渗、导渗设施的工作效能，因此也是非常必要的.

需要注意的是不宜用排水孔来观测扬压力，以免影响大坝的正常运行和观测值的正确性.

(四)孔隙水压力

混凝土坝的孔隙水压力也是坝体内的一种扬压力.土坝的渗透水将在横断面上形成一条浸润线，如果高于设计值，就可能造成滑坡失稳事故.

混凝土坝的孔隙水压力一般采用孔隙压力计观测.土坝的浸润线以往均采用测压管观测，实践证明，由于滞后时间较长，只有在渗透系数 $k>10^{-3}$cm/s 的岩石或土壤中才能获得较好的效果.在 $k=10^{-4}\sim10^{-5}$cm/s 的粘土中，若库水位的持续稳定时间超过测压管滞后时间并形成稳定渗流，可选用 Φ15mm 小直径的测压管，但在下列情况下，不宜采用测压管，而可采用孔隙压力计.

1. 不稳定渗流条件下的浸润线和渗压变化过程的观测；
2. 在岩石或土壤的渗透系数 $k<10^{-6}$cm/s 的渗压和浸润线观测；
3. 混凝土和土壤孔隙压力的大小和消散过程观测.

三、应 力 监 测

应力监测包括混凝土、钢筋等应力监测及坝体的温度监测.监测结果从微观上反应了大坝承受的外荷载和由此而产生的工作性态变化，与上述变形和渗流监测的宏观变化结合起来分析，才能对大坝的安全性及发生异常的原因作出正确判断，同时也是对设计和施工技术进行反馈的重要手段.

(一)混凝土应力

一般采用应力计或应变计进行观测，由于现有应力计只能观测压应力而不能观测拉应

力，所以主要采用应变计观测应变，然后再换算成应力．用应变计观测混凝土应力时，尚需安装混凝土无应力计，这项观测不仅可供应力计算之用，而且对混凝土的化学反应、骨料的碱活性反应、冰冻引起的膨胀或崩解及渗水引起的化学溶蚀等，也有一定的监视作用．

（二）钢筋、钢板应力

在大坝的孔口、管道及洞室等部位常因产生拉应力而布置大量的钢筋，其应力状态可以用钢筋计直接测得．但根据刘家峡等五个工程实测钢筋应力统计结果，有 73.6％的测点为压应力，18.4％为拉压交替，仅 8％的测点为拉应力．究其原因主要由于钢筋与混凝土的材料性质不同，测值中包括有外部荷载应力和内部非荷载的附加应力，从而改变了钢筋的应力状态．本书第九章介绍了作者对钢筋与混凝土之间的应力转移规律及钢筋与混凝土联合作用情况下应力分析方法的研究结果．

钢板应力监测对象主要是压力钢管、蜗壳、尾水管及闸门等，这项观测是对钢板单独进行的，因而观测值是相当可靠的．钢板计一般是由长度为 10cm 的小应变计用夹具将仪器两端固定在钢板上改装而成的．在充、放水时，一般需进行动态观测，自动记录测值变化曲线．

对于预应力结构和大坝基岩锚固部位的预应力锚索或锚杆，可根据需要采用荷重计或测力计观测其拉力变化．荷重计可利用小应变计改装（一般要对称装 4 支），测力计则可利用钢筋计改装．

（三）温度

温度是产生坝体应力和变形的重要因素．对于坝温、气温、水温及基岩温度，都可以利用铜电阻温度计，也可以通过其它兼测温度的仪器进行观测，以了解坝体温度分布及重要部位的温度变化过程，这对于分析坝体变形、渗流、应力资料及采取温度控制和坝体灌浆等措施都是很重要的．

（四）基岩应变

据统计，在大坝失事的原因中，地基问题约占 25％，因此近年来对基岩变形的研究和观测日益重视和加强．

1. **相对变形**　此项观测系指对基岩浅层的变形监测．一般深度在 10m 以内，采用基岩应变计或基岩变形计进行．以往国内多采用长度 25cm 的混凝土应变计观测基岩应变，由于基岩本身存在层面、节理、裂隙等构造，加上混凝土应变计的标距及量程都较小，致使测值失去代表性．1965 年作者在刘家峡工程中采用测缝计改装成长度为 5m 的基岩变形计，用于观测大坝、隧洞和地下厂房等部位的基岩变形，取得了良好的效果，此仪器在葛洲坝、龚咀等工程已大量采用．此外美国、瑞士等国采用带式伸长计、法国采用无线电遥测变形计等也取得了较好的效果．

2. **绝对变形**　此项观测一般需要钻 20m 以上的深孔，才能找到稳定不变的基准点，以便量测绝对变形．为此除可利用上述倒垂线外，一般采用单点或多点位移计、沉降仪、测斜仪、链式挠度计或引伸仪等进行观测．

瑞士苏黎世联邦工学院（ISETH）研制的滑动测微计，可量测孔深达 100m 范围内的岩石变形，量距为 1m，量程有±5mm 和±2mm 两种，分辨率为 1‰mm，现场试验的标准差分别为 3‰和 1％mm，温度测量精度为±0.5℃，温度影响可自补偿，这是一种比较先进的仪

器.

四、安 全 检 查

以上各项观测通常只能在少数典型坝段和部位进行，故带有一定的局限性，大坝的各种异常现象不一定都能观测到. 实践证明还必须同时进行安全检查，才能更好地保证大坝的安全. 安全检查可分为现场检查和安全鉴定两部分.

(一)现场检查

包括日常巡查、年度详查及特种检查三种，主要工作是在现场进行的. 日常巡查结果可用表格方式记载，其它两种则应写出检查报告.

根据现场检查部位的不同，其检查方法也不同，可分为以下几方面：

1. **外部检查** 主要有人工巡视、望远镜、光电测距仪、遥感技术、摄影、直升飞机等检查方式.

2. **内部检查** 主要有超声法、回弹法、电测法及钻孔取样等.

3. **水下检查** 主要有潜水员、潜望镜、潜水船、水下电视、自浮沉柜及回声测深仪等.

(二)安全鉴定

这是由主管单位组织设计、施工、运行、科研等有关人员参加的一种定期检查，一般 5～10 年一次. 主要进行总结、分析和评价工作，其主要任务是：

1. 按照现行规范复查原设计数据、方法及安全度.

2. 审议施工方法、质量和施工中出现的特殊情况所造成的影响.

3. 对观测和检查资料的分析成果进行全面了解和审查，评定大坝及观测系统的运行情况和安全状况.

4. 提出大坝安全鉴定报告和改进建议.

大坝安全监测技术，由渗流、变形、应力、检查四个部分组成，其中应力部分以往国内常称为“内部观测”，其它三部分统称为“外部观测”. 然而，对一个坝的监测，在施工期、蓄水期和运行期各有不同的特点，应该有所侧重，例如施工期侧重内部观测，运行期侧重外部观测，蓄水期则两者兼顾. 因此，对坝的监测要求不应当是一成不变的，随着时间的推移及大坝工作情况的变化，应随时进行调整和完善.

第二节 我国大坝安全监测技术的新进展*

随着我国建坝数量的日益增加，大坝安全问题已愈来愈引起人们极大的关注. 1981 年水电部科技司组织了调查组，对安徽、浙江、湖南、云南等省的 17 座水电站进行了调查，发现在大坝安全管理及监测方面存在着一系列问题. 为此，调查组提出了一些改进建议，当即得到水电部领导的重视，大坝安全监测工作也随之有了较大的发展.

---

* 参加本节工作的有叶丽秋同志.

为了抓好这项工作，首先建立了相应的组织机构. 1982 年 9 月建立了“大坝安全监测情报网”，1983 年 9 月建立了“大坝安全监测技术组”，1984 年 3 月建立了“南京大坝观测资料分析中心”，1985 年 12 月建立了“大坝安全监察中心”，1986 年建立了“中国水电学会大坝管理与监测分会”，1988 年 5 月建立了“水利部大坝安全监测中心”，1989 年 4 月建立了“天津大坝安全监测研究中心”，1990 年 9 月建立了“中国水电学会大坝安全监测专业委员会”.

为促进大坝安全监测技术和监测仪器的发展，1983 年 9 月水电部科技司组织制订了《1984～1990 年混凝土大坝安全监测科技发展规划》. 与此同时，中国水力发电工程学会、中国水利学会、大坝安全监测情报网、大坝安全监测技术组等，分别或联合举办了各种学术会议，如：1981 年的“大坝和水库安全学术讨论会”，1982 年的“混凝土坝工建筑物原型观测学术讨论会”，1983 年的“拱坝变形观测技术交流会”及“大坝内部观测的作用及评价学术讨论会”，1984 年的“大坝外部观测技术讨论会”，1985 年的“水工建筑物观测情报网大会暨观测学术讨论会”，1986 年的“大坝观测设计专题讨论会”，1987 年的“大坝安全监测及资料分析学术讨论会”及“坝基及坝肩渗流观测研讨会”，1989 年的“大坝观测施工技术交流会”，1990 年的“大坝安全监测情报网大会暨大坝安全监测学术讨论会”，1991 年的“大坝安全监控指标学术交流会”等. 这些会议开展了学术交流，有助于促进大坝安全监测科学技术的发展.

为了使大坝安全监测工作有章可循、有法可依，进一步走向正规化和现代化，水电部抓紧了一系列规程规范的编制工作，1980 年颁布《土石坝观测资料整编办法》STJ－701－80，1982 年颁布《差动电阻式观测仪器的六项国家标准》GB3408－3413－82，及水电部标准《土工测试仪器系列型谱》SD106－82，1984 年颁布水电部标准《水利水电工程岩石测试仪器系列型谱》SD124－84，1985 年发布《混凝土坝监测仪器系列型谱》SD171－85，1987 年水电部颁布《水电站大坝安全管理暂行办法》，1988 年颁布《水电站大坝安全检查实施细则》，1989 年颁布《混凝土大坝安全监测技术规范》SDJ336－89，及《土石坝观测仪器系列型谱》SD314－89，1991 年 3 月 22 日国务院发布《水库大坝安全管理条例》，自发布之日起施行.

已编辑出版的有关大坝安全监测方面的刊物有：《大坝观测与土工测试》、《大坝监测技术》、《大坝监测动态》、《水利工程管理技术》及《大坝与安全》等. 此外，水电部有关单位历年还组织了数次观测技术培训班，对推动大坝安全监测工作起到了积极的作用.

一、仪 器 设 备

全国有关厂家、科研、设计和高校等单位研制了不少新仪器，在品种、性能、质量及自动化程度方面都有较大进展，有些产品已成批生产供应全国.

(一)变形观测仪器

在混凝土坝观测方面，新研制的变形观测仪器主要有：武汉地震研究所的 JSY－1 型差动变压器式遥测水管仪，南京自动化研究所的 QX 型电感式倾斜仪，BW 型电感式变位仪，DGB－1 型电感比指示仪及 GS－1 型数字指示仪，以及 RZ－50 型电容式垂线仪，RY－20 型电容式引张线仪，RBY－1 型电容比指示仪和 SRB－1 型数字指示仪. 其中 SRB－1 型自动数字仪带微处理机、打印机及与其它外部设备连接的接口，可定时进行多台仪器巡检、显

示并打印出 x、y 向坐标值，有报警及其它一些智能功能．福建奋生水电仪器研究所研制了步进电机式 WYC100－B 型微机遥测垂线仪及 WYY100－B 型微机遥测引张线仪，他们还与福建水科所合作研制了 CZ100 型数字显示遥控觇标．福建省水利管理技术服务中心与电子工业部 4057 厂合作研制成 WK－84 型无线遥控觇标，不仅解决了对游标读数的误差问题，而且提高了工作效率．

在光学仪器方面，东北勘测设计院等单位研制的真空激光管道装置，不仅提高了观测精度，而且可同时观测水平和垂直位移，他们还研制了 SYZ 型三维光学垂线仪．长委会勘测总队研制了 JZB－800 型激光准直仪，能自动跟踪、数字显示并打印结果，其照准中误差小于 0.1mm．安徽省水利厅利用读数显微镜改装成 DH－801 型光学垂线仪．武汉地震研究所将 CG－2 型光学垂线仪改进成 CG－2A 型垂线仪，减少了隙动差．四川省水电设计院还研制了 FCP－A 型多用式强制对中基座，通用性好面且有利于保护．

在土石坝观测方面主要有：南京电力自动化设备厂等单位研制的 BC 型电阻应变片式倾斜仪，CT－1 型电磁式沉降仪；南京水文水利自动化研究所研制的 TS 型电位器式位移计；南京水科院研制的 YS－1 型水平垂直位移计及水利水电科学研究院研制的水管式沉降仪．此外，用于混凝土面板堆石坝周边缝观测的测缝计有多种类型，如 TSJ 型电位器式、3DM－200 型旋转式、GXV3 型钢弦式及 CF 型差动电阻式等，均可进行人工或自动观测．

（二）渗流观测仪器

新研制的测压管水位遥测仪主要有：北京自动化仪器设备厂的 SD－A 型电压式水位遥测仪，福建奋生水电仪器研究所研制的步进电机式水位仪，黑龙江水利厅的电容式水位巡检系统，江西柘林水电厂的光电式水位遥测装置．这些仪器一般均有自动巡点测量、手动逐点测量及选点测量三种方式，可实现自动打印记录和计算机控制，观测水位变幅为 20m 左右，分辨率在 1cm 以内．

在孔隙压力观测方面，有南京水科院的 GKD 型钢弦式孔隙压力计，北京水科院的 SKY 型双管式孔隙水压计及南京自动化研究所的 TK 型电阻应变片式孔隙压力计，以及北京市京工电子设备厂的 BSY 系列电感调频式孔隙压力计．观测渗流量的新仪器有福建奋生水电仪器研究所研制的步进电机式渗流量仪，测量范围 300mm，精度为 0.1mm，安徽省龙河口水库的大坝渗流量水位遥测仪，可同时遥测水位、水温、气温各两点，可自动打印记录和人工开机加测，测量范围 500mm，精度 1mm．

（三）应力观测仪器

近几年来研制的仪器主要有：南京自动化研究所和自动化设备厂的 TY－25 型电阻片式应变计，南京自动化所的 TT 型电阻片式土压计和 SDY－1 型多用数字应变仪，南京水科院的 GJZ 型钢弦式土压计．

在差动电阻式仪器方面的主要革新是，利用新的恒流源技术消除接触电阻和长导线电阻影响引起的误差，提高观测精度，为此，南京电力自动化设备厂研制了 SBQ－4 型五芯比例电桥，南京自动化研究所研制了 ZJ－5 型电阻比检测仪，后者是数字显示智能仪器，更为直观方便，另外，该所还研制了用于四芯仪器测量的 ZJ－4 型电阻比检测仪，功能相同．

为了配合五芯测法，沈阳红星电缆厂和上海电线二厂分别研制成 YSSX 和 YSQW 型水

工观测专用橡套软电缆，可供选用.

(四)基岩观测仪器

观测基岩变形的新仪器主要有：成都勘测设计院科研所与清江仪表厂合作研制的 YSJ－2 型因瓦钢丝收敛计，ZRJ－1 型电阻应变片式钻孔多点挠度计，ZDSIZO－1 型电感式钻孔多点伸长计及电感式钢丝型多点钻孔位移计和液压应力计.

水科院等单位研制了 DWC－40 型差动变压器式杆型钻孔多点位移计及 CX－01 型伺服加速度式测斜仪，在紧水滩等水电站应用，取得了较好效果.此外，西北勘测设计院研制了无线遥测滑坡仪，已在龙羊峡水电站安装使用.

(五)自动化观测设备

新研制的自动化观测设备有南京自动化研究所的 BZC－A 型大坝自动测量系统，已安装在东江拱坝上投入使用.这种自动化观测设备应用了微型计算机实现数据自动采集和自动处理，由于采用新的测量技术，能够消除接触电阻和长导线电阻的影响，实现差动电阻式高精度测量，使工效和资料质量大大提高.

另外还有天津勘测设计院科研所研制的由 YKJ－1 型遥控集线箱和 SJ－900 型检测仪组成的轻便可靠、可交、直流供电、遥控集测的小型装置，由于采用积木式结构，可实现不同程度的集中遥控和自动化，并可消除长导线电阻及其变差和温度的影响，能在潮湿环境下长期正常工作.该所还研制成 DSBQ10－3 型动态比例电桥，并在安康水电站 4 号机动态观测中应用，取得了理想的成果.

一种简易的 SAO－2 型钢弦式仪器的多点巡回检测装置已由南京水科院研制成功，于 1984 年正式安装在浙江三堡船闸使用，该设备容量仅为 32 个测点，大型装置正在研制中.

二、量 测 技 术

在大坝安全监测系统的量测技术和量测方法方面也取得了较大进展，从而为保证观测值的质量和成果的应用创造了条件.

(一)变形量测

长委会勘测总队结合葛洲坝工程的安全监测，采用专用边角网和连续引张线法对引张线和倒垂线进行整体连系，在监测网数据处理方面采用正交加边法进行秩亏自由网平差.他们还应用近景摄影测量，进行倾斜引张线试验，在变形观测设计方面也作了一些研究.特别是 1985 年采用安全监测手段对长江西陵峡新滩滑坡的预报获得成功，取得了较大的经济效益和社会效益.1991 年又研究成功了“工程变形监测网优化及自动化系统”.

武汉水电学院结合流溪河等大坝监测，对觇牌法和小角度法进行试验和改进，对变形观测误差和工作基点的稳定性进行分析研究，并应用统计方法探讨了土坝变形规律、观测精度及限差要求，提出了展开式回归计算方法.

河海大学研究了直伸三角网和引张弦线法的精度及在拱坝变形观测中的应用，探讨了秩亏自由网平差及垂线变化的计算问题，提出了白山水电站控制网的优化设计和铜街子水电站控制网的平差方法.

东北勘测设计院研究了精密弦矢导线观测拱坝变形方法及相应的因瓦测长仪，提出在沉陷观测中采用双弦基准点代替双管基准点方案.

天津勘测设计院科研所为渠村分洪闸设计和建立了第一套软基上安装的倒垂线装置，解决了土坝等软基工程变形观测基准点的问题，并于 1985 年结合刘家峡水电站大坝的观测，在我国首先提出对大坝观测系统进行技术改造的方案.

水电部水电一局、八局，丰满发电厂，00619 部队等单位研究了倒垂孔的施工导正方法，取得了很好的效果. 水电一局结合白山电站水平位移观测网设计了一套精密三角高程网观测方案，已达到Ⅱ级精密水准测量的精度. 水电八局提出了引张线的影录测量法. 特别是水电四局在龙羊峡大坝施工期间即开展了库区滑坡、上游围堰、栈桥变形、进厂公路高边坡裂缝、T168 断层移动、导流洞出口危岩体变形等项观测，为施工期间及时开展变形观测迈出了可喜的一步.

(二)渗流监测

渗流监测是发现大坝和地基异常的重要项目，水电部科技司组织了"坝基及坝肩渗流状态的观测研究"课题组进行专题研究.

武汉水利电力学院等单位发现环境水的硫酸盐对水工混凝土侵蚀破坏严重，并提出了"抗、隔、堵、拆"等综合治理措施. 官厅水库管理处对测压管的工作情况进行了分析，认为在不稳定渗流中测压管水位将产生管溶滞后现象，影响测值. 他们还对直角三角堰各种计算流量的公式进行了比较和分析.

(三)应力量测

水电七局在铜街子工程中体会到对大体积混凝土进行应力量测是"搞好混凝土温度控制和加强工程施工管理必不可少的重要环节". 长办科学院、水电八局、成勘院科研所、黄委会设计院等单位提出了由钢筋应力推算混凝土应力的问题；天津大坝安全监测研究中心解决了在钢筋计应力观测值中计算混凝土徐变及自生变形等非荷载应力的影响问题，并研究了已建工程开展应力观测的方法和技术，取得了成功的经验.

长江科学院开展了葛洲坝工程的预应力观测，采用小应变计改装的锚索测力器取得了较好效果. 丹江口管理局等单位进行了已埋仪器的鉴定工作.

天津勘测设计院科研所改装了一套高压管道的观测仪器，提出了对内部仪器观测值进行质量控制的方法，研究解决了坝内观测仪器编号的鉴别问题，进行了混凝土自由体积变形的研究. 该院还与广东水科所等单位合作提出了在电子计算机上利用统计理论整理分析应变及应力观测资料的方法及自动化电算程序.

天津大坝安全监测研究中心在对三门峡底孔的应力分析中，首次提出了采用弯曲极限拉伸和弯曲抗拉强度作为底孔混凝土防裂安全控制指标的观点，有较大的实用意义.

(四)基岩量测

近年来陆续采用超声波法进行量测，特别是在新安江大坝基岩量测中，引进了美国 1580—2 型岩土弹性测波仪和日本 OYO—3000 系列测井仪.

天津大学等单位研制成彩色钻孔电视，不但能辨别与岩石颜色相近的泥化夹层，而且能查明基岩节理裂隙的发育程度、规律及产状.

天津勘测设计院科研所研制成水下探测仪，在三门峡、黄壁庄等水库应用，取得了理想的效果.

三、资 料 分 析

资料分析是大坝安全监测的一个重要环节，近年来不少单位开展了这方面的工作，并利用分析结果，陆续开展了大坝安全鉴定工作.

(一)变形资料分析

河海大学结合佛子岭连拱坝开展了分析工作，主要内容有：根据变形资料反演混凝土实际力学参数和断裂韧度及支墩纵缝实际传剪作用，用统计模型分析裂缝变化规律，用结构可靠度理论分析连拱坝的安全度，运用模糊数学进行大坝位移预报及评估大坝安全.

天津大坝安全监测研究中心在对三门峡溢流坝变形观测资料分析中分别建立了统计性和确定性数学模型，对两种模型的效果进行了比较，同时采用了"极值概率法"进行大坝安全监控的新方法.

武汉水利电力学院对古田溪一级、丹江口及太平哨等混凝土坝的变形资料进行了统计分析，提出了在 IBM 型微机上开发的观测资料统计分析软件包. 此外，他们还利用灰色系统理论分析了土坝变形的规律.

南京观测资料分析中心对里石门、新安江、恒山、参窝大坝的变形资料进行了分析，开展了周边缝拱坝的观测，并在参窝大坝变形分析中提出了差值逐步回归方法，与河海大学合作建立了恒山拱坝的混合模型，研究了恒山拱坝提高蓄水位的可能性，为进一步发挥工程效益提供了科学依据.

长委会勘测总队把逻辑分析法与统计法紧密结合，建立了葛洲坝变形预报模型.

在牛路岭水电站，运行部门根据天津勘测设计院和广东水科所对腹拱坝首次蓄水的观测分析结果，决定将运行水位提高 1m，从而提高了电站的经济效益.

此外，近年来对潭岭、刘家峡、龚咀、新丰江、磨子潭、安砂等水电站也进行了变形资料分析工作.

(二)渗流资料分析

对许多大坝，如新安江、刘家峡、葛洲坝、丹江口、梅山、湖南镇、云峰、陆浑、陡河、嵩山、密云、怀柔等的渗流资料进行了分析，不少分析报告都对设计进行了反馈，并注意分析渗流水质变异和侵蚀作用，分析内容包括坝基扬压力、坝体渗透压力、绕坝渗流及渗透流量等. 这些分析对监视大坝安全起到了很大的作用.

南京水科院、山东水利厅、黑龙江水利设计院等单位都提出过土坝渗流观测资料的分析方法.

武汉水电学院建立了泥沙淤积对坝基防渗效应的数学模型，适用于有或无防渗设施的坝基，为利用淤积效应创造了条件.

(三)应力资料分析

南京大坝观测资料分析中心在恒山拱坝高水位蓄水研究中提出了应力监控指标，对柘

溪大头坝实测温度应力及裂缝成果进行了分析，在新安江大坝应力分析结论中指出：坝踵及基岩应力观测能为大坝安全监测提供有价值的信息.

成都勘测设计院科研所和中国科学院计算中心等单位合作研究了纵缝张开的重力坝的应力和变形问题，根据计算分析和原型观测资料验证，提出对纵缝进行高压补充灌浆方案，使龚咀大坝实现了按设计正常高水位运行.

天津勘测设计院科研所在进行混凝土坝应变及应力研究工作中，对刘家峡大坝一期和二期冷却及接缝灌浆效果进行了系统分析，其结果应用到龙羊峡大坝施工中，将灌浆温度提高了 3～4 C. 另外，指出了重力坝设计规范和水工设计手册中存在的问题，并提出在基坑内适当充水、控制入仓温度及利用自生变形的重要性.

长江科学院对葛洲坝工程应力资料分析中，发现一期工程二江泄水闸闸室边墩外侧垂直钢筋拉应力过大，为此在二期工程冲砂闸中增加了配筋，并增设交通廊道. 通过观测资料分析表明，此项措施是有效的. 此外，他们还分析了预应力闸墩锚束的预应力损失情况.

天津大学结合水电站大型地下洞室围岩稳定和支护的研究，进行了鲁布革工程厂区区域围岩应力场的回归分析，通过利用系统实测成果进行有限元和应力函数的回归分析和原位试洞的反演计算，提供了地应力场的合理计算方法.

天津大坝安全监测研究中心在三门峡大坝应力分析中成功的建立了混合性数学模型，取得了良好的预报效果. 在温度分析中，采用谐量分析法求出年平均气温比设计值低 1. 1 C.

(四)基岩资料分析

长委会采用以有限元计算为基础的确定性模型，分析了葛洲坝二江泄水闸基岩变形资料，模拟地基岩体性状的地质概化模型为三层模型，并使用这一方法进行了变形预报.

河海大学研究了基岩时效位移的最佳数学模型，认为采用非线性项加周期项的模型比其它模型模拟效果好，精度高.

天津勘测设计院科研所提出了埋藏式高压管道充水及稳压过程中围岩变形结果，并与室内试验和野外双筒法、千斤顶法、地震法的试验结果进行了比较，对设计采用值进行了反馈分析，认为实测岩石单位弹性抗力系数值与野外千斤顶法试验值较接近.

天津大坝安全监测研究中心根据三门峡大坝基岩应变计的观测资料反演出基岩的有效弹性模量，并进行了大坝稳定分析及求出了基岩的主应变和主应力. 建立了基岩应变统计性数学模型，分解出水压、温度、时效等因素对基岩应变的影响，取得了理想的成果.

(五)数据管理系统

近年来已有许多单位利用微机建立了具有存储、管理、分析、制表、绘图等功能的观测资料离线管理分析系统，向实现数据处理自动化迈进了一步.

南京水科院在 IBM－PC 机上开发了混凝土坝安全监测数据管理系统，用 BASIC 语言编成. 按层次结构和网状结构的组合方式，形成多功能可扩层的软件系统. 此外，还利用微机 MZ－731 建立了渗流观测资料的管理系统.

甘肃电力试验研究所研制的大坝安全监测数据库及资料分析软件包，由数据库、原始数据预处理、统计分析及绘图四部分组成.

长江科学院的数据管理系统是由两个独立的子系统组成，即数据管理和分析绘图两部分。长委会勘测总队开发了在 PDP/1123 小型机和 STM－PC 微机上运行的数据处理系统，其功能有：数据管理和加工、绘图、统计分析和建立模型、预报与检验四部分。

北京水科院结构所和天津勘测设计院科研所、河海大学、武汉水利电力学院、大坝安全监察中心、南京自动化研究所等都研究开发了多种类型微机数据管理系统。

四、结　　语

综上所述，近年来，我国大坝安全监测工作在各个方面都取得了显著成绩，同国际先进水平的差距日益缩小。为了进一步推动大坝安全监测工作的发展和逐步实现大坝安全监测技术现代化，还有一些问题需要进一步研究改进。

对监测项目选择和测点布置要合理；对老坝要有计划地进行监测系统改造；大坝安全监测仪器要稳定可靠、质量高、配套成龙，有计划地生产，形成完整的系列；对安全监测自动化要采取稳妥的方针。

大坝观测资料分析工作近几年来取得了可喜的成绩，今后应加强观测资料的及时整编和分析应用；进一步研究资料分析方法和对设计、施工技术进行反馈。随着众多微机的广泛应用，应加强统一规划，开发出通用的大坝安全监测数据管理和分析系统，做到软件开发标准化，资源共享。

第三节　国外大坝安全监测及资料分析技术综述

大坝安全监测是监视工程安全、提高设计水平和改进施工方法的行之有效的手段。根据国外经验，大坝安全监测包括安全检查、仪器观测和资料分析三个方面，这些内容在近三十年来，获得了较大的进展。

从 1958 年到 1991 年召开的 12 次国际大坝会议，就有 10 次讨论了与大坝安全监测有关的议题（见表 1－1）。国际大坝委员会于 1972 年以第 23 号会刊发表了《关于混凝土坝观测的一般意见》，1982 年以第 41 号会刊发表了《大坝安全控制的自动化观测》，1987 年以第 59 号会刊发表了《大坝安全准则》，1988 年以第 60 号会刊发表了《大坝监测基本要求》，1989 年以第 68 号会刊发表了《大坝及其地基监测技术发展水平》等重要文件，在 1980 年召开的第 48 次执行委员会上，成立了“大坝安全委员会”，在 1982 年召开的第 50 次执行委员会上，又成立了“大坝及其地基监测委员会”。

目前，世界各国建坝数量逐年增多，坝高和体积不断增大，面坝址、地基的条件却更加复杂，一些经过长期运用的大坝已经明显的老化。在筑坝兴利的同时，发生事故危及安全，乃至溃坝失事造成灾害的事件屡有发生。因此，如何提高坝的安全性和经济性已成为迫切需要解决的实际问题，从而对大坝安全监测及资料分析提出了更高的要求，也促进了监测技术和资料分析方法更快的发展。

表 1 1　　历届国际大坝会议有关大坝安全监测的议题

届	年 份	会 议 地 点	议　　题
6	1958	美国华盛顿	议题 21.坝体、地基及坝肩的应力和变形观测
8	1964	英国爱丁堡	议题 29.各种坝型的观测结果及分析
9	1967	土耳其伊斯坦布尔	议题 34.坝的性态和老化
10	1970	加拿大蒙特利尔	议题 38.运行中大坝及水库的管理
12	1976	墨西哥墨西哥城	议题 45.坝与地基的渗漏调查研究及排水
13	1979	印度新德里	议题 49.大坝的损坏或失事
14	1982	巴西里约热内卢	议题 52.运行中大坝的安全
15	1985	瑞士洛桑	议题 56.大坝及地基监测
16	1988	美国旧金山	议题 60.水库与环境—管理和监测经验
17	1991	奥地利维也纳	议题 65.大坝老化与补救措施

一、大坝安全评价及监测方案

(一)安全评价

所有的大坝在其存在期间都在不断地发生各种变化,时而缓慢,时而剧烈,这与大坝本身的各种性质及与其相互作用的外部环境都有关系.因此,在评价大坝安全时,应该考虑许多外部作用的潜在危险因素、结构物和附属设施的可靠性,以及发生事故后生命财产的损失情况.

为了提供合理可行的评价途径,国际大坝委员会的第 41 号会刊提出了建议的危险状况评价表(见表 1—2).该表已得到大多数发达国家的认可和使用.表中将指标系数 α_i 分为各种不同的危险因素,并按照一个简单的评价尺度进行规定.系数 α_i 分为三类,每一类分别与外部作用力、结构物状况和事故影响的价值有关,属于同一类的所有系数的算术平均值构成该类的综合危险系数,用这种方法分别确定环境系数 E、可靠性系数 F、居民与经济损失系数 R,最后取这三部分系数 E、F、R 的乘积求得总危险系数 α_g.

1984 年 4 月在葡萄牙召开的国际大坝安全会议的有关报告中,根据葡萄牙在 9 座混凝土坝和上石坝上的使用经验,认为表 1—2 的作用得到了充分的肯定,同时也建议将超设计洪水危险可能性很小的堆石坝的 α_i 改为 2.此外,如果出现分指标 $\alpha_i=6$ 的情况,将表明必须立即在技术上采取适当的处理措施.例如,葡萄牙高 62m 的普拉卡纳(Pracana)支墩坝,观测出有大范围的裂隙和明显的渗漏区域,同时还观测到不可逆的位移,在坝的上部位移更为显著,并以常速率增长,垂直分量向上,水平分量向下游.有鉴于此,可认为其维护条件是不好的,故其相应的系数取为 6.事实上,该坝从 1980 年 7 月以来已停止运用,等待处理.

显然,大坝的危险状况是与总危险系数 α_g 的大小成比例的,如何定量地确定 α_g 的控制限仍然是一个有待研究的问题.

重要的是,综合表 1—2 中的 11 项内容可以明显地看出,几乎所有的项目都直接或间接地与大坝安全监测成果有关,特别是其中(1)、(2)、(5)、(6)、(7)、(9)等项的关系更为密切.因此,国外对评价大坝安全和结构物运行条件的合理性,是同大坝安全监测紧密连系在一起

的.

表 1－2　　建议的危险状况评价

分指标	外部的或环境的条件(因数 E)					坝的状况，可靠性(因数 F)				居民/经济方面的潜在危险(因数 R)	
α_i	地震强度	库岸滑坍的危险	超设计洪水的危险	水库的功用(蓄水类型与管理)	侵蚀性环境的作用(气候、水)	结构的配置	基础	泄洪设施	维护状况	水库的库容(m^3)	下游设施
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
1	最小或零 V<4cm/s	最小或零	可能性很小(对于混凝土坝)	多年、年、或季调节的水库	很弱	适当	很好	可靠	很好	小于 10 万	没有经济价值的非居民区
2	低 4<V<8cm/s	低			弱		好		好	10 万～100 万	孤立的区域，农业
3	中 8<V<16cm/s		可能性很小(对于土石坝)	周调节的水库	中	合格	合格		良好	100 万～1000 万	小城镇、农业、手工业
4	强 16<V<32cm/s			日调节的水库	强					1000 万～10 亿	中等城镇，小工业
5	很强 V>32cm/s			抽水蓄能水库	很强		差			大于 10 亿	大城镇、工业、核设施
6		大滑坡的危险	可能性大			不适当	差或坏	不足，不起作用	不良		

(二)监测方案

显然，对一个特定的大坝所设计的监测项目和监测方案，首先取决于坝型、坝高和工程等级，但仍必须考虑上述表 1－2 中所包含的各种危险因素．在这方面，制定一套比较切合实际的标准一直是世界各国所特别关注的．

为此，国际大坝委员会分别给出了混凝土坝和土石坝必须的和可按需要选用的监测项目和监测方案，详见表 1－3 及表 1－4．两表中将监测的参数按重要性分成 A、B、C 三类及其它类，从该两表可以看出：

1．大坝的重要性主要是根据坝高区分的，但同时也考虑到表 1－2 中的分危险系数 α_i 及总危险系数 α_g 的影响，表中建议了"必须有"的项目和"可选用"的项目．

2．在 A 类中，包括有现场检查和渗漏量测(包括渗水浑浊度)，这是任何一种大坝都必须进行监测的，当坝高在 30m 以上时，则各种坝都要观测分部渗流量．

3．在 B 类中，包括有渗压力、位移和气象观测，对混凝土坝则增加接缝和裂缝移动的观测．

其中渗压力和位移观测是各种坝都必须进行的，而对接缝和裂缝移动及气象观测，只有当坝高在 30m 以上时才必须进行．

4．在 C 类中，对混凝土坝包括温度和应力、应变观测．当坝高在 100m 以上时必须进行应力、应变观测．

对土石坝包括内部位移、孔隙水压力、总应力和应变观测，其中当坝高在 15m 以上时，应进行内部位移和孔隙水压力观测，而当坝高在 50m 以上时，则应进行总应力、应变观测．

5．在其它类中，包括地震观测、自动化记录和警报．其中地震观测对 100m 以上的坝是

必须的，对其它坝则按地震引起的最大地动速度决定（该速度是指在100年中有95%的可能性不会被超出的最大地动速度）.

对于自动化观测和警报，均作为可按需要选择的项目.一般对主要的监测量最好采取连续自动记录，但也不应忽视派人值班和对记录数值进行定期检查.

各类监测设施及监测方案在某些情况下，还要考虑表1－2中危险系数的影响.

表1－3　　建议的监控设施和监测方案（混凝土坝）

坝高h (m)	A类		B类				C类		其它		警报
	简易的目检	渗漏量测（包括浑浊度）	测压管测量	位移	接缝与裂隙的活动	气象状态	混凝土温度	应变与应力的测量	地震方面的测量	自动化记录	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
<15	X	X 总渗漏量 当 $\alpha_g>10$ 或 R≥3	X $\alpha_6>15$	X $\alpha_6>20$	X $\alpha_g>30$	—	—	—	—	—	—
15～30	X	X 总流量	X	X $\alpha_g>10$	(X) $\alpha_g>20$	(X)	—	—	X $\alpha_1=5$	(X) $\alpha_g>20$	(X) 当 $\alpha_g>25$ 或 $\alpha_{11}\geqslant3$
30～50	X	X 分部流量	X	X	X	X	(X) $\alpha_g>20$	—	X $\alpha_1\geqslant4$	(X) $\alpha_g>20$	(X) 当 $\alpha_g>25$ 或 $\alpha_{11}\geqslant3$
50～100	X	X 分部流量	X	X	X	X	(X)	(X)	X $\alpha_1\geqslant3$	(X)	(X) 当 $\alpha_g>25$ 或 $\alpha_{11}\geqslant3$
>100	X	X 分部流量	X	X	X	X	(X)	X	X	(X)	(X) 当 $\alpha_g>25$ 或 $\alpha_{11}\geqslant3$

注：表中"X"表示监控设施必须有；"(X)"表示监控设施可选用.

表1－4　　建议的监控设施和监测方案（土石坝）

坝高h (m)	A类		B类			C类				其它		警报
	简易的目检	渗漏量测（包括浑浊度）	测压管测量	表面位移	气象状态	内部位移	总应力	孔隙压力（快速反应）	应变测量	地震方面的测量	自动化记录	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)
<15	X	X 总流量 当 $\alpha_g>10$ 或 R≥3	X 当 $\alpha_g>10$ 或 R≥3	X 当 $\alpha_g>15$ 或 R>3	—	—	—	—	—	X 当 $\alpha_g>9$ 且 $\alpha_1=5$	—	—
15～30	X	X 总流量	X	X 当 $\alpha_g>10$ 或 R>3	(X)	X 当 $\alpha_g>20$		X 当 $\alpha_1=5$		X 当 $\alpha_1=5$	(X) 当 $\alpha_g>20$	(X) 当 $\alpha_g>25$ 或 $R_{11}>3$
30～50	X	X 分部流量 当 R≥3	X	X	X 当 R≥3	X 当 $\alpha_g>10$ 或 R>3	(X)	X 当 $\alpha_1\geqslant4$		X 当 $\alpha_1\geqslant4$	(X)	(X)
50～100	X	X 分部流量	X	X	X	X	X	X	X 当 $\alpha_g>20$ 或 R>3	X 当 $\alpha_1\geqslant3$	(X)	(X)
>100	X	X 分部流量	X	X	X	X	X	X	X	X	(X)	(X)

注：表中"X"表示监控设施必须有；"(X)"表示监控设施可选用.

二、数据采集及监控方法

(一)数据采集

上述大坝安全监测项目涉及外部或环境自变量及受其影响的因变量，为此，国外大坝一般都安装有各种观测仪器，以量测其变化情况．对于量测数据的采集，可分为由观测人员人工测读或由观测仪器自动记录两种方式．

在数据采集方面，至今还没有一座大坝的全部测量数据均用自动化方法获得．目前对一座坝的自动化量测一般都是选择最有代表性的 2～3 个观测项目，最常用的有垂线、渗漏等，同时也定期进行人工测读以资校核．

例如瑞士是大坝观测技术水平较高的国家，在瑞士国家大坝委员会的文章中，仍然提出最好由技术人员进行观测，这就提供了对大坝目测评价的机会．

奥地利的科伦布赖恩(Kolnbrein)拱坝(坝高 200m)所用的数据采集方法是有一定代表性的．该坝共布设 2,038 个测点，其中采用自动记录的有 444 个测点，占总测点数的 21.8%，其余均为人工测读．

奥地利水电局的 6 名观测人员负责人工测读，平均每天测读 180 只仪器，测读范围在 2km 距离内，高程差达 400m，每次测读后，将观测资料用电话报告给分析中心．除测读仪器外，还有一个观测人员负责现场检查，记录廊道和大坝附近地带发生的变化．此外还规定有两名观测人员在大坝值班，冬季也是如此．

该坝于 1974 年～1977 年建造，1978 年～1979 年由西德西门子公司安装了自动记录设备(见图 1－1)．

该设备具有以下功能：

1. 每隔 4 分钟记录一次 450 只仪器测点的读数；
2. 原始观测数据用 9 条线路传输到设在大坝上的计算机室；
3. 每一整点将观测数据转换为物理量，进行有效性的超限值校验以及存贮数据；
4. 数据远传至 Rottan 的中央控制装置和设在克拉根福(Klagenfurt)的公司总部；
5. 用绘图仪表示数据．

一个测点的读数变化通过传感器以每 4 分钟的间隔记录下来，并将模拟量以 50ms 的电脉冲经放大，由二进制模拟数字转换机输出，通过电缆将原始观测数据远传至计算机装置中去，该装置由两个中央处理单元、两台磁带盘存储单元、一台页式印刷机、一台数据显示终端及一台 X－Y 绘图仪组成．

每个中央处理单元有一个 128KB 的磁心存贮器，平均运算时间为 3.6ms，每个磁带盘存贮的容量为 100mB，可存储水库一个多蓄水周期内 450 只仪器测点每小时的读数．在模拟数字转换后，可校验观测值的有效性和遵守预限值的情况．远传线路分别采用供电企业的无线电通讯线路和邮电部门线路．

奥地利的这套自动记录设备大大有利于核实大坝性态的突然变化和克服外部测点的气候影响，但也和上述瑞士做法一样，即所有仪器仍能由人工直接测读，并在任何时候都能进行检验．人工读数作为检验值与自记值定期比较之后由计算机存贮．

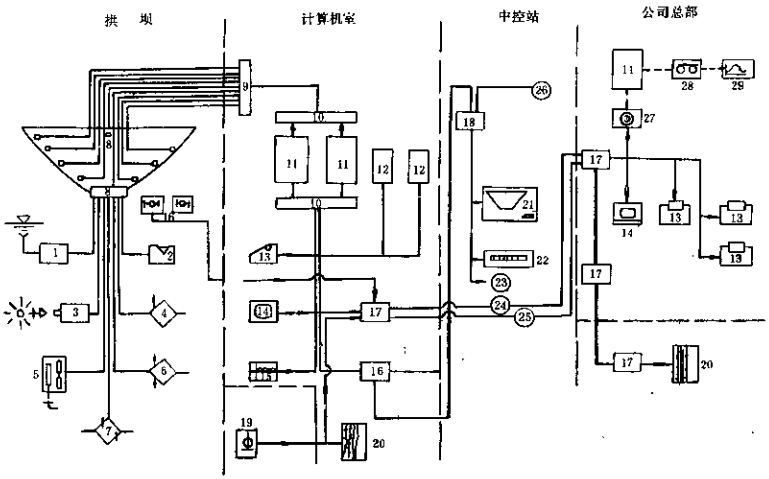


图1 1 监 测 流 程 图

1—压力平衡式水库水位计；2—渗流测量堰；3—垂线仪附电控摄影；4—混凝土温度；5—位移观测；6—遥测应变计和遥测应力计；7—测压管和渗压计；8—数据采集站；9—多路转接器；10—投掷开关；11—计算机；12—磁盘存储器；13—页式印刷机及打印机；14—数据显示终端；15—X—Y绘图仪；16—声发射分析系统；17—调制解调器；18—遥控装置；19 地震传感器；20—地震记录仪；21 坝的形象表示；22—拔号键盘；23 限制监视；24—无线电；25—电缆；26—其他结构的仪器测读；27—软磁盘；28—磁带机；29—绘图机

(二)监控方法

根据国际大坝委员会"坝和水库老化委员会"所制定的准则规定："安全监控是指采用一组措施来掌握坝的最近状况，当出现异常情况时，能及时发现并能根据需要考虑处理，以避免严重的后果"。可以认为，安全监控应包括安全监测和改善措施两方面。因此，在采集观测数据以后，要及时处理和分析观测资料，以便了解大坝的工作性态，进行正确评价，并采取相应的改善措施。

1. **大坝安全监控分两个阶段进行**　国外对大坝的安全监控一般分为以下两个不同的阶段：

(1)*大坝施工和初次蓄水阶段*　苏联将此阶段称为施工运行期，这时尚不知道大坝是否能满足原设计要求，值得注意的是有半数事故是在这一阶段发生的。因此，在这个阶段应连续监测，测次为每天几次至每周一次，以确保大坝正常运行，并根据监测成果来判断大坝是否有足够的安全度。

(2)*大坝正式运行阶段*　苏联将此阶段称为正常运行期，这时对坝的完好状态已有所了解，如果大坝能经受第一次满库蓄水的考验而又没有向不利方面发展变化，坝的安全就有可能得到保证。

2. **大坝安全监控过程** 实际上任何大坝外部条件的自变量变化都很大，因此大多数被观测的因变量的变化范围也是相当宽的，即使在特性正常时也如此. 安全监控首先要使观测结果与能够正常反映外部条件的预测数值或范围(理论模型)联系起来，由此对采集的观测数据进行计算、处理和分析，从而对大坝安全可获得较为可靠的评价. 安全监控过程框图见图 1－2.

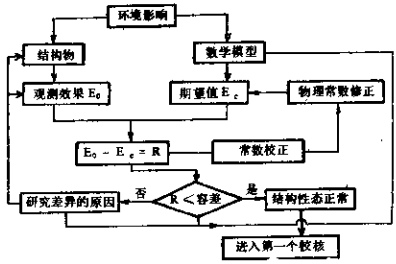


图 1－2 安全监控过程框图

在图 1－2 数学模型上得到的理论值通常同实测值之间会有某些差异，在坝运行正常的条件下，这些差异是在某一预测的统计容差范围内. 但是，也可能观测值与期望值相差甚大，即使坝是安全的，坝的性态也被认为是不正常的，此时应进一步研究结构物的安全状况，采取必要的措施检查运行方式，维护结构，校核测值和修正数学模型.

根据世界各国已取得的经验，国际大坝委员会推荐了一个安全监控的组织方案可供参考(见图 1－3). 这个组织方案是作为一个指南提出的，并建议首先应用于观测资料的处理和利用，然后再扩大到观测数据的采集.

此外，上述建议还强调指出，应由负责建筑物观测或运行的人员进行现场检查，专家要进行定期检查，这是对安全监控、控制老化和损坏现象的评价不可缺少的. 据法国的孔伯里(J. Conbelles)统计 126 个实例表明，约有半数以上的缺陷和事故是通过现场检查发现的.

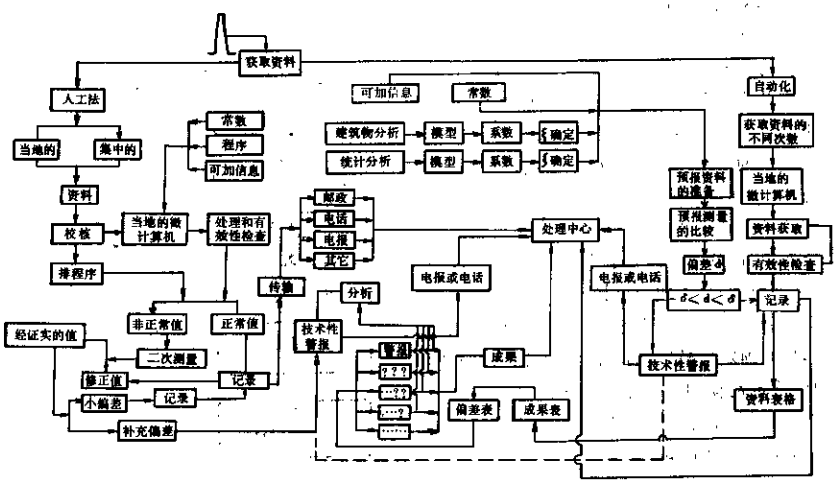


图 1－3 安全监控的组织方案

3. **大坝运行性状的数学模型**　在图 1－2 及图 1－3 中可以看出，国外对大坝安全监控一般需要建立大坝运行性状的数学模型，以便根据环境条件计算出理论参考值，再与实测值作比较. 这类数学模型可以分为以下三种.

(1)统计模型　按其本质来说，这是一种后验模型，它需要有在某一合适的观测日期内按时序排列的自变量和因变量观测的系列数据，将它们之间用回归方法建立相互关系的方程式，该方程式能用来解释坝的过去性态和预测将要发生的变化，其计算框图见图 1－4. 图中之 t 为时间，Q 为渗漏量，θ 为温度，H 为水位，R 为雨量，δ 为位移，σ 为应力.

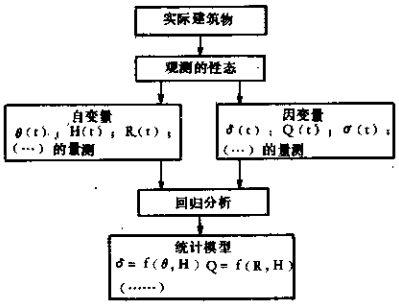


图 1－4　统计模型计算框图

(2)确定性模型　当自变量和因变量之间的联系通过结构分析的方法确定时，可采用确定性模型(先验模型)，对坝的结构分析一般采用强度理论或有限元法来完成.

当模型建立后，还必须根据坝的实际性态变化不断进行校正，其中包括根据反演的实际混凝土和地基岩石弹性模量及温度膨胀系数进行调整. 计算框图见图 1－5.

(3)混合模型　如果在考虑自变量与因变量的函数关系时，一部分采用力学计算的方法(如水位)，另一部分采用统计分析法(如温度)，即称为混合模型.

实际上确定性模型的大多数物理和时效参数都是由统计分析提供的. 因此，可以说没有一个模型纯粹是确定性的，混合模型与确定性模型并没有一条明显的界限.

上面已提到，大坝安全监控可分为两个不同的阶段，从实用的观点来看，在施工和第一次蓄水阶段以采用确定性模型为宜，而在正常运行阶段，统计模型对于安全监测是十分适用的. 统计模型可以用于各种因变量的分析，而到目前为止，确定性模型仅对混凝土坝位移分析取得较好的结果. 但是就大坝安全而论，位移不一定是最重要的，比如渗漏量就常常是衡量大坝安全状况的一个非常重要而敏感的效应量，但是至今还未能建立比较理想的确定性模型，而只能利用统计模型. 同时，确定性模型应用于土石坝还存在一些困难，例如尚需研究解决非线性影响、变形协调及滞后效应等问题.

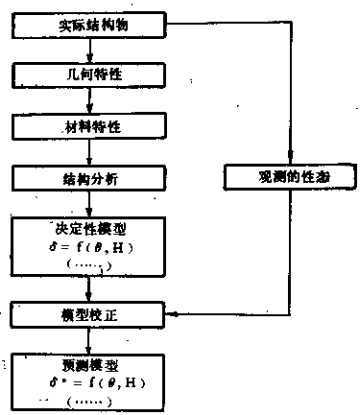


图 1－5　确定性模型计算框图

三、资料分析及判断标准

(一)资料分析

大坝观测的因变量(效应量)是在各种自变量(原因量)作用下的综合反应，为了了解自变量的作用，就要求对因变量进行分析和分解，因此，首先要求建立它们之间的函数表达式. 这项工作始见于35年前意大利的托尼尼(Tonini)在美国土木工程师学会会报(ASCE)第82卷(1956年12月号)上发表的《几座意大利拱坝的观测性态》一文中. 托尼尼首次将影响大坝的自变量(因子)分成为水压、温度、时效三部分，并对前两项因子均以三次多项式来表示，其中温度因子又分为顶拱与基础拱的平均温差和上下游面的平均温度两部分. 在1958年召开的第六届国际大坝会议上，葡萄牙水电公司的海里兹(Xerez)等人将温度因子改为气温，并取观测前不同天数的平均气温来分析高110m的卡斯特罗(Castelo)拱坝的观测资料. 与此同时，葡萄牙国立土木工程试验所(LNEC)的罗查(Rocha)等人采用大坝横断面各层的平均温度和温度梯度作为温度因子，并以δ(h)的函数式来表示水位因子，在函数式中以先消去δ(h)的方法来确定其它各因子的系数，这样可以事先不确定水压力与因变量的函数关系. 但是，这种反算方法将各种误差都归纳在δ(h)中，不易得出正确的分析结果. 在1964年召开的第八届国际大坝会议上，上文的作者之一塞尔维拉(Silvera)等人，又作了一些改进，主要是引入了幂函数来表示时效变化. 上述分析方法的特点是采用最小二乘法建立经验方程来同实测值进行曲线拟合.

1963年，日本的中村庆一等人，首先将数理统计中的回归分析方法应用于观测资料分析中，这种方法能从众多的因子中筛选出对大坝影响显著的因子，以建立"最优"回归方程，并对方程的有效性进行统计检验，使观测资料分析前进了一步. 在因子的处理上，考虑到第一次蓄水阶段时效和水位变化相关性较强，在回归分析中事先确定水位因子的函数式，其它因子则通过统计检验来筛选，这样建立的最优回归方程，实际上是一种混合模型. 此外，对时效因子采用了多项对数函数的方式，认为时效变化并不是单调的，这与以往其它国家的看法是不同的. 他们还将回归分析的成果应用于大坝安全管理及预测上，如果时效分量或残差发生趋势性变化，即说明大坝处于不利状态.

在1967年召开的第九届国际大坝会议上，奥地利的威德曼(Widmann)提出了另一种分析方法，其特点是认为对大坝有影响的温度是大气温度，面对气温的影响包括年平均气温过程及观测当时的温度偏离年平均气温两方面，对于水荷载的影响除水位因子外还应考虑水位的上升和下降的过程，这是由于水温及扬压力的滞后作用以及混凝土加荷和卸荷时弹性模量不同的缘故. 奥地利采用的是多元回归方法，一般选取的因子总数是15个. 直到1985年第十五届国际大坝会议上，威德曼等人的论文中仍然采用这种方法. 巴西的古德斯(Guedes)等人采用的高斯－马尔柯夫概率函数模型也属于多元回归法. 可是奥地利的普勒尔(Purer)和斯泰纳(Steiner)两人在英国的《水力发电与坝工建设》杂志1986年第12期上又提出了所谓"混合式自回归模型"来分析122m高的科普斯(Kops)拱坝的观测资料，此模型特点是在因子中增加某因变量的前期值作为自变量参加回归，计算结果表明其残差比一般回归可减少50%，复相关系数也有所增加，因而提高了回归值的精度.

苏联从60年代开始对坝高115m的克拉斯诺雅尔斯克重力坝的应变观测资料进行统计分析，温度取气温和测点处的混凝土温度作因子，其中气温用三角函数表示，此外再引入水深的三次多项式和以幂函数表示的时效影响，他们认为，在进行应变分析时，取用它的相对值而不是绝对值将较为方便，因而采用了"增量分析法".

在经常观测应变的情况下，不取实测的应变量，而取用它的增量进行分析，可以忽略与混凝土时效变化有关的因子，因为时效应变的变化缓慢，在短期内增量微小，从而可避免事先确定时效变化的表达式.这种方法只有在时效变化很小而观测次数较多的情况下才能取得较好的效果.

意大利的爱迪生水电公司曾在1958年的第六届国际大坝会议上提出了时效变化为双曲线函数的观点，该函数是通过对实测位移值用"年移动平均法"得出的位移变化趋势求得的，近年来也逐渐改用幂函数来表示时效的变化.在近15～20年中，意大利致力于观测资料分析方法及规范化的研究，已在世界各国取得了领先地位.意大利国家电力局(ENEL)的模型和结构研究所(ISMES)与水力和结构研究中心(CRIS)，合作开发了利用微处理机进行数据采集和分析的MAMS系统，提出了以有限元计算为基础的确定性模型，使观测资料分析工作向前迈进了一步.

MAMS系统分为"在线"和"离线"两部分，其中在线部分的功能是：

1.利用自变量和因变量之间函数关系的专用软件建立数学模型，并可利用观测数据来检验和校准模型；

2.在线处理软件可综合比较预测值与实测值的偏差和进行超限检查，并对超限值作技术报警；

3.对异常情况的演变趋势进行快速分析和提出干预方法；

4.将所有数据建立数据库和档案库，以备将来参考和分析.

离线部分由为大坝安全服务的信息管理系统——米达斯系统(Midas)处理，该系统的功能为：

1.储存、改正和管理所有影响大坝的观测值，并自动完成标准图表编制或显示；

2.分析历史系列的量测结果，如曲线趋势、移动平均值及傅立叶分析等；

3.利用确定性模型或统计模型预报或监测大坝性态或修正模型常数及反演大坝的结构性态；

4.完成与某些单存储量有关的统计模型或混合模型.

用户可在终端用密语与运行着的计算机联系，这既能保守记存资料的秘密，又可避免因系统使用不当而损坏存贮资料或运行着的软件.

Midas系统已在意大利大约50座坝的安全监控中发挥着重要作用，可见意大利的观测资料处理和分析方法是比较先进的.

(二)判断标准

安全判断标准实际上是对上述观测资料分析的数学模型中预报值和实测值之间偏差值(残差ε)的统计分析问题.因为数学模型的作用主要在于不断地将由模型本身得出的预测值$\delta_h(t)$与相应的实测值$\delta_m(t)$之间进行持续的比较，因此，必须确定偏差值的"允许范围"，

以便进行安全判断. 这个问题虽然从统计学的角度是不难解决的，但是如果要联系到工程的实际运行工况就有不少困难，因而在国外也是一个仍在探讨的问题.

现将国外利用统计学原理进行安全判断的方法简介如下：

假设 $\sigma(\varepsilon)$ 为残差的均方差，则误差的允许范围可定为 $\pm n\sigma(\varepsilon)$，判断异常的标准为

$$m=|\delta_k(t)-\delta_m(t)|/\sigma(\varepsilon)\leqslant n \qquad (1-1)$$

式中，n 随选定的显著性水平 α 而定. 如果式(1—1)成立，则认为所建立的数学模型是正常的，已为实际观测资料所确认. 很明显，不同范围的变幅可表示为：n_1、n_2、n_3（$n_1<n_2<n_3$ ……），当 $n_1<m<n_2$ 或 $n_2<m<n_3$ 或其它情况时，都能得出相应不同显著水平的异常信号.

假若结构状态正常，则残差 ε 是可以允许的，并具有随机分布的性质，例如近似于高斯正态分布. 如此则与不同等级（显著水平 α）相应 n 的概率 p(n) 为

$$p(n)=[|\varepsilon|\leqslant n\sigma]=1-\alpha \qquad (1-2)$$

由式(1—2)可知，n 值不能取得太小，因为这样做即使情况正常也会频繁的报警；n 值亦不能取得太大，因为在这种情况下，可能当警报尚未发出，结构变化已超出允许的限度，甚至已接近极限状态.

为了将判断标准与安全系数联系起来，应该确定一个安全系数 K 值，假定当位移（或其它效应量）$\delta\leqslant K\delta_k(t)$，$K>1$ 时，则不致损害建筑物实际安全度，并可由此确定一个 n 值：

$$\left.\begin{aligned}&|\delta_k(t)|+n\sigma(\varepsilon)=K|\delta_k(t)|\\ \text{或}\quad &n=\frac{K-1}{\sigma(\varepsilon)}|\delta_k(t)|\end{aligned}\right\} \qquad (1-3)$$

如何找出一个合理的 K 值，仍然是一个尚未得到很好解决，而又值得进一步研究的问题.

此外，在判断测值异常及安全度时，还应当考虑到各种观测物理量之间的关系. 例如大坝的渗流量和扬压力，其中任何一个突然有显著增加，而又没有明显的外部原因（如水库水位骤升），则本身已经是一个警告. 如果此时位移的残差也超过了警戒的界限，则情况就更为严重. 假如已给定位移变化的异常指标为任意等级中的 A 级，同时渗流量或扬压力又显著增加，则此时异常程度评价的标准就应上升到 A+1 级.

对裂缝扩展的实测值亦可作出相似的判断，如果裂缝是稳定的，则它相当于有关指标的正常值；如果裂缝在发展，就相当于有关指标中的异常值. 如果需要，还可用数值来表示与不同的裂缝发展速度相对应的等级. 当然，异常指标的等级不同所采取的改善措施也相应地有所不同.

四、结　　语

在世界大坝建设和管理方面，面临着许多有关安全性和经济性的技术问题，这些问题仅靠现行的设计理论和模型试验是不可能圆满解决的，因而广泛开展了安全监测工作. 近年来在各国的不断努力下，对大坝安全评价、监测技术、资料分析及判断标准等方面都取得了很大进展，其中有不少国外经验是值得我们借鉴和学习的.

但应看到，大坝安全监测及资料分析技术本身也存在一些问题，尚有待进一步研究和探索。历届国际大坝会议都在不断地提出和解决一些技术课题，从而推动了观测技术的改进和发展。我国的大坝安全监测工作者，也为此作出了不少贡献。

第四节　国外施工及初次蓄水期间的大坝安全监测*

国外对大坝的安全监测一般分为三个阶段：施工阶段、初次蓄水阶段、正式运行阶段。在法国，初次蓄水是指从水库开始蓄水直到水库达到设计正常高水位的整个期间。这个阶段的长短是根据具体情况而定，可以从几个月到几年。在苏联，由于重视提前发电，往往在主体工程全部竣工之前，水电站的部分机组已经投入运行，他们把从施工和开始蓄水到整个大坝全部竣工为止这段时间称为大坝的"施工运行期"。在施工阶段和初次蓄水阶段，人们尚不知道大坝是否能够满足原设计要求，而且在荷载作用下，坝和坝基可能会发生一些调整，所以此阶段监测尤为重要。根据世界上大坝失事的统计资料，几乎有60%左右的失事是发生在初次蓄水或其后几年内（由于材料老化等原因，大坝运行后期的失事机率也较高）。例如，根据国际大坝委员会最新发表的统计资料，已登记的全世界142座失事大坝中，在施工期、初次蓄水期及开始运行头5年失事的共占80座。

国外对施工和初次蓄水期的大坝安全监测特别重视，一般都规定在这个阶段应对大坝进行连续监测，观测频率也明显高于大坝正式运行期；监测手段包括现场检查和仪器监测，监测内容几乎包括了所有能表征大坝工作状况的项目。应该指出，国外对大坝在施工期，特别是初次蓄水期的安全监测要求是：手段多样（如现场检查和仪器监测两者俱要，不可偏废，现场检查包括用步行、车、船、直升飞机等），观测内容要尽可能全面（便于掌握各方面情况同设计对照），观测频率要高于正常运行期。国外比较重视现场检查，他们认为现场检查不可缺少的原因是，仅靠仪器来发现安全问题还不充分，有的情况只能靠目视观察（包括用遥控电视等）。特别是在施工期至初次蓄水到高水位时，或强地震、大洪水时，大坝处于激烈加荷阶段，就更应加强现场检查工作。

一、应　力　监　测

为了提高经济效益，国外往往在设计时已考虑把施工中的大坝分期使用。在每个蓄水阶段分别确定水库限制水位，由此确定在水荷载作用下大坝稳定的最小允许断面。为此，就加强了对应力、应变及温度的监测，以便有可能在施工期间提高库水位和多发电，同时掌握施工方法和材料性质对大坝性态的影响，消除对大坝安全性和耐久性的不利因素。

例如苏联的萨扬舒申斯克重力拱坝，高242m，长1066m，坝基和坝顶的宽度分别为105.7和25m，坝段宽15m，浇筑块长27m。1978年10月1日开始分期蓄水。在大坝中大约埋设了3000支观测仪器，用来观测混凝土中的应力、应变、温度和渗透压力。在施工和初次

* 参加本节工作的有褚德珊同志。

蓄水期的主要观测结果是：

1. 施工期温度对坝体应力有决定性影响，符合大家熟知的公式 $\sigma_T = KE\alpha\Delta T$，其中温度可按封缝温度为基准.

2. 初次蓄水时，距上游面 0.5m 以内是水饱和区，由此引起混凝土湿胀产生的压应力达 0.95～1.52MPa，压应力区深度在季节性水位波动范围以下是 3～4m，在水位波动范围以内小于 2m.

3. 当水头小于最高水头的 70%时，水荷载产生的应力不能决定坝体的应力状态，起主要作用的是温度变化和混凝土的湿胀. 因此，在施工和初次蓄水阶段可适当考虑温度和湿胀的有利因素.

苏联的契尔克薄拱坝坝高 232.5m，在坝体埋设各种应力观测仪器 1573 支. 水库蓄水分三个阶段进行：1974 年 8～12 月水位升高 158m，1975 年 4～10 月再升高 30m，1976 年 4～9 月又升高 35m，从而达到比正常高水位低 5m 的水位. 观测得出坝体应力状况如下：

1. 施工期各测点大部分为压应力，其值在 4.0MPa 以内，径向局部拉应力在2.0MPa 以内. 为改善应力状况，在低温季节坝体温度低于稳定温度情况下进行了横缝灌浆，使之形成附加的预压应力.

2. 初次蓄水过程中，坝体和两岸坡衔接处的 120 个测点表明，坝体应力和应变呈规律性的均匀变化，与水位、自重和温度密切相关.

3. 蓄水满库后，在平均坝高的 1/3 高度处，拱、梁应力增量均为最大值，其中拱应力增量绝对值最大. 从总体上看，实测与预测应力值接近.

4. 在拱冠梁坝段的上游坝踵处，拉应力增量达 1.1MPa，这是由于水荷载和温度下降 10℃引起的. 由于在蓄水前此部位有 1.6MPa 的压应力，故蓄水后仍有 0.5MPa 压应力.

巴西的伊泰普大坝，最大坝高 196m，总长 7772m，坝顶高程 225.0m，总库容 290 亿 m^3. 水库蓄水共分三个阶段：从 1982 年 10 月的起始水位为 109.51m，至 1984 年 5 月结束水位达正常高水位 220.0m.

应强调指出：在 1982 年 10 月 13 日关闭导流闸门开始正式蓄水的 9 个月以前，即从 1982 年 1 月 25 日至 4 月 18 日，已经进行并完成了一次预先蓄水运行试验. 这次蓄水试验是为了鉴定排水和灌浆的效果，检验坝及基础的整体性态.

这种预先蓄水试验是用水泵抽水到主坝和上游围堰之间的区域内，直到水位达最高水头的 56%. 每次以 15m 为间隔，每一间隔使水位稳定 5～6 天，以便观测坝内的性态及分析观测数据. 在此期间及其以后，坝的施工继续进行，直至完成.

在蓄水试验和正式进行初次蓄水过程中进行了全面的观测. 这里仅将应力观测结果稍作介绍. 观测手段是采用混凝土应变计和应力计.

1. 在薄和细长的结构中，例如支墩、闸墩及类似结构，或靠近暴露的温凝土表面部分，应力受温度变化的影响. 但是大体积混凝土结构，例如重力坝内和支墩头部的观测应力，则不大受温度变化的影响.

2. 应变计在短时期内观测的应力增量与应力计观测的相应值比较吻合，但在长期内两种仪器观测的应力，有明显的不同. 为了得到一致的结果，对应变计测值应考虑温凝土徐变

影响.

3. 实测应力一般比预测值低，有些情况下观测到反常现象，这往往是由于无应力计工作不正常引起的.

4. 在 1982 年 10～12 月初次蓄水期间，在主坝最高坝段及导流建筑物测得的垂直应力增量表明，上游面产生的拉应力最大为 0.3MPa，下游面产生的压应力最大为 2.0MPa，因为观测时间短及温度变化很小，故可认为这些应力是仅由水荷载的推力引起的.

苏联的乌斯特依里姆大坝由两岸土坝及河床重力坝组成，坝高 105m，总长 1477m，于 1974 年 10 月开始分三个阶段蓄水，至 1977 年 5 月结束达正常水位，在该坝的施工和初次蓄水的观测成果中，有以下两点是值得介绍的：

1. 在施工期，对该坝专门进行了“工艺应力”的观测试验，在 26 号非溢流坝段靠近上游面的第Ⅰ、Ⅱ柱状块体及其纵缝专门布置了观测仪器，用来观测由于人为灌浆产生的预压应力，灌浆压力高达 1.5MPa.

观测结果表明，灌浆时纵缝张开 0.6～4.0mm，并产生了强迫性的应力，使第Ⅰ柱状块体向上游转动，由此引起下游边压应力减少 0.5～1.0MPa，同时在上游面增加了压应力，在离坝基 15m 范围以内，压应力增加约 0.5～3.0MPa，并在基岩以下 0.5m 处也观测到其影响.

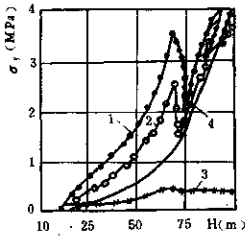


图 1－6 坝踵混凝土块中应力 σ_y 与上游水头的关系

1—第 30 号电站坝段；2—第 26 号非溢流坝段；3—第 32 号电站坝段；4—按有限单元法计算的 $\sigma_y=f(H)$

上述试验产生的强迫工艺应力是有利的应力储备，合理地利用它可以更经济地建设大坝. 这一结果已反映到苏联混凝土和钢筋混凝土建筑法规(СНиП Ⅱ—54—77)中.

2. 在初次蓄水过程中，观测出上游坝踵应力与接触缝状态关系密切. 在 26、32、39 及 45 坝段，距上游面 0.5m、基岩接触缝以上 1～1.5m 处应变计观测结果表明：32 号坝段因属电站坝段，压力钢管与外界大气相通，从而使坝踵接缝裂开，故当上游水位升高时混凝土应力没有变化；39 号坝段则相反，因坝踵接缝未裂开，产生了拉应力增量，压应力比施工期减少约 4.0MPa，26、45 号坝段属非溢流坝段，坝踵接缝局部裂开，故观测到压应力释放值分别为 3.6MPa 和 2.6MPa，见图 1－6.

二、渗 流 监 测

在混凝土坝的迎水面上通常有一定的温度裂隙网络和浇筑不良的混凝土层，它们在水库初次蓄水阶段开始渗水. 混凝土的自密、膨胀和淤塞能力通常能使在上游水位上升过程中坝的渗流量明显减少. 对于局部强烈渗流源，人们是用水泥灌浆或其它阻水措施来处理. 例如美国德沃歇克坝(高 219m)初次蓄水时，通过坝身的渗流量达 420L/s，使水电站厂房遭浸

淹，后来将水库放空，对裂缝进行了水泥灌浆．理查德·勃·拉塞尔坝（高 64m）的裂缝被立即用沥青材料填塞而未再渗漏．加拿大雷维尔斯托克坝的垂直裂缝张开 6.0mm，通过裂缝的渗流量达 280L/s，处理方法是先钻孔将渗流水放掉，然后对裂缝进行水泥灌浆．

苏联的一些大坝，通过迎水面混凝土的渗流量并不大，渗流往往是集中在水平施工缝或竖直温度裂缝．

苏联技术科学副博士 B.B 吉吉明等人从观测发现，水库蓄水后，库水渗入坝基可能超过 1000m 深．坝基中的裂隙是处于特殊的渗透－弹性平衡状态，浸水面上水头的任何改变都会引起岩体中渗透压力场的改变，从而使垂直裂隙张开度及地面和大坝的沉陷也引起相应的改变．

1982 年 4～5 月，苏联萨杨舒申斯克水电站的上游水位几乎增大了 80m．在上游水位上升期间，观测到大坝河床段有规律地沉陷（例如，第 25 坝段的沉陷量大于 2.0mm）．在以后的 4 个月中，上游水位实际上保持在同一高程，但尽管如此，大坝河床段继续以随时间而异的不同沉陷强度进行沉陷（例如，在此时期第 25 坝段的沉陷量超过 4.0mm）．这种情况只能用渗流透入弹性坝基深处和渗流压缩力的作用来解释．

在水库放水阶段，坝基发生弹性渗流卸荷，面渗流方向则既向下游又向上游．随着渗流水头的降低，坝基岩块的压缩也减小，最终导致地面和坝段上升．在萨扬舒申斯克水电站水库放水期，同一个第 25 坝段就上升了 4.0mm 多．

关于深处渗流对大坝岩基应力－应变性态有重大影响的解释已经得到间接证明．在英古里水电站拱坝的长期观测过程中，在坝基和库床的岩石中测到地震波和超声波的纵波及横波的通过速度 δV 有临时性的空间变化，电阻 δR 也有这种变化．在水库蓄水前，δV 和 δR 的变化只在坝基下深 80～100m 的岩体中观测到，当蓄水后则在 200～250m 的深处也能观测到．在水库库首处可以观测到这种变化的深度达 500～800m，同时，所测到的变化值超过可能的测量误差达一个数量级．

三、变 形 监 测

以往人们对水库蓄水强度的影响，即库水加压速度对变形的影响，观测成果较少，苏联工程师 B.A.乌利亚申斯基等人的观测结果表明，如果蓄水水位变化较快（约 0.3～0.5m/d）时，即使当上游水位稳定后，大坝仍将在若干天时间内产生线变形和角变形．因此加荷经历影响着大坝的性态．当水库迅速充水时，坝基中渗流现象出现明显的不稳定，这种情况可以在坝的总变形中发现．在高 124m 的克拉斯诺雅尔斯克重力坝上，也观测到水库充水速度对测压管水头单位增量的影响．从图 1－7 中曲线得出，在其开始部分是：水库充水速度越慢，则测压管水头对上游水位的滞后越小．当充水速度大于 0.15m/d 时，曲线的变化比较小，即此时水库充水速度并不能决定测压管水头的单位增量．

由于任一水工建筑物的地基都是水饱和的、渗透的，坝对所施加荷载的全部反应或有限反应不可能只是瞬时的．在这种情况下，坝基起了把输入信号（受压面上的静水荷载）转化为输出信号（坝段的角变形和线变形）的作用．

坝基的"塑性工作"可以近似地用福依赫特－开尔文的流变模型来表达，该模型是由平行工作的弹性和粘性元件组成：

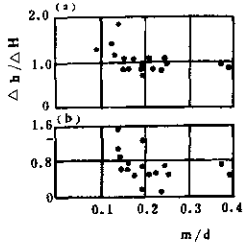


图 1－7　第 37 坝段测压管水头相对增量与水库充水强度之间的关系

a－坝基接触区中的上游测压管；b－上游测压管，进水部分埋深 29m；H－上游水位

$$\sigma(\tau)=E\varepsilon+\eta\dot{\varepsilon} \qquad (1-4)$$

式中　E、η——分别为介质的弹性模量和粘滞系数；

ε——相对变形.

当蓄水通过有裂隙的多孔介质渗透时，这里的荷载被坝基弹性力 Eε 和粘滞阻力 ηε̇ 所平衡.

根据上式，当开始蓄水时，坝基中某区的外荷载增量为应力的粘性成分（粘性要素）所承受，结果是该区的测压管水头跳跃式地增大. 以后由于水从高压区挤（渗）出，测压管水头逐渐消散，与此同时，应力的弹性成份增大.

荷载函数 σ(τ) 的形式，亦即是作用于坝的荷载的变化速度，对坝的性态起作用. 坝基乃是一种粘弹性介质，因而座落在此介质上的坝对静水荷载起反应必定带有一定的滞后.

当水库充水或消落的速度缓慢，通常这种滞后当然不大，或者没有. 在这种情况，坝基中的粘弹过程及其后果，亦即坝的反应，来得及追随外部作用力.

当上游水位变化迅速时，坝－地基体系来不及对外力起反应，在这种情况下，甚至当外力稳定后，坝的变形仍将持续一段时间.

克拉斯诺雅尔斯克水电站大坝的资料就是上述坝－地基体系工作机理的证明（图 1－8、1－9）. 这些资料都是根据垂线仪和倾斜仪观测结果经过相应整理的系统性成果.

绘制图 1－8 和图 1－9 时所用的坝段变形增量 Δu 和倾斜角增量 Δρ 已经考虑了温度校正. 为了得到可资比较的成果，曾对所研究年份的 5 月和 6 月的观测成果作了分析. 这两个图中所有 Δu/ΔH 比值和 Δρ/ΔH 比值都是针对同一上游水位.

图 1－8、1－9 的资料表明，随着水库充水强度的减小，Δu/ΔH 和 Δρ/ΔH 整个增大. 这种趋势在第 22 坝段表现得最明显. 该坝段坝基附近处有构造带并且坝基结构具有从中粒径土向细粒径土过渡的特点.

当大坝的静水荷载施加速度较快时，换言之，当水库充水强度较大时，每个坝段的坝基根据本身工程－地质特性的不同，产生这种或那种瞬时变形，与此同时，并显示出瞬时弹性性质. 特别当水库以大于每天 0.15m 的充水强度从 225m 高程充水到 239m 高程时，第 22、37 和 45 坝段的水平变形相对增量分别为 0.13、0.14 和 0.12mm/m.

当对坝段的加荷速度缓慢时，其粘弹性坝基中的松弛过程来得及完成，结果使水平变形值较大. 例如当加荷强度为每天水位升高 0.07m 时，第 22 坝段的水平变形已达 0.25mm/m.

坝段倾斜角与水库充水强度之间的变化规律也是如此.这时各个坝块的倾斜随着其编号的增大而有规律地减小.第22坝段对水库充水强度最敏感,当充水强度在0.06m/d以下,该坝段才来得及追随外力作用的变化而产生同步的最大变形.

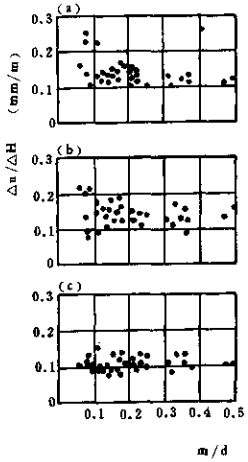


图1--8 大坝水平变形相对增量(172m高程处)与水库充水强度的关系

a—第22坝段;b—第37坝段;c—第45坝段

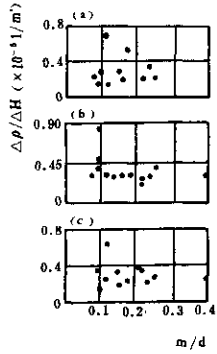


图1—9 大坝倾角相对增量与水库充水强度的关系

a—第22坝段;b—第37坝段;c—第45坝段

四、结　　语

综上所述可知,施工和初次蓄水是大坝重要的、复杂的、尚未稳定的工作阶段.施工期监测可以了解坝体和坝基在施工程序、方法和自重作用下形成的初始状态及其对今后运行的影响.初次蓄水则是检验并判断大坝是否适宜蓄水运行的一个敏感过程.在相对较短时间内所测出的大量数据及有针对性的试验数据,对推动坝工科学技术的发展具有重要作用和现实意义.

为了搞好这项工作,国外十分重视和强调在施工和初次蓄水期间,设计和科研人员参加监测工作的重要性,甚至认为,观测数据如果不与设计结果相对比,就失去了作用.

在施工和初次蓄水期与正常运行期的一个共同点是,在检测一些不易为任何一种观测仪器所能发现的异常现象时,例如某些裂缝、渗漏、局部破坏、施工质量以及湿润痕迹的扩大等,可由熟悉工程情况的人员到现场对大坝及两岸进行直接检查观察,这种方法的作用是不可替代的.

最后还应指出,一座大坝如果在施工和初次蓄水期间没有发现明显的缺陷或异常之处,

这种事实并不意味着安全就永远有了保证.特别是上坝,它们在若干年表面上的安全运行之后也可能会出现重大的有时是突然的事故,甚至破坏.因为坝的弱点和老化会随着坝龄而增大,所以安全监测工作仍应继续进行下去,而不应有所中断.

参 考 文 献

[1]国务院,水库大坝安全管理条例.1991 年 3 月.

[2]能源部、水利部,混凝土大坝安全监测技术规范,SDJ336- 89.(试行).水利电力出版社,1990 年.

[3]赵志仁、叶泽荣,混凝土坝外部观测技术.水利电力出版社,1988 年.

[4]Tonini,D.,Observed Behavior of Several Lealiar Arch Dams. Proc. ASCE,Journal of the Power Division,Vol. 82,Dec 1956.

[5]中村庆一、饭田隆一,实测资料にみるアリーチタムのたおみの举动解析,土木技术资料,Vol. 5,No12,1963.

[6] Widmann, R., Evaluation of Deformation Measurements Performed at Concrete Dams. 1Xth 1COLD, Q34,R38, 1967.

[7]Reports of the Committee on Observation on Dams and Models. 1COLD,Bulletin, No23,1972. 7.

[8]Fanelli,M., Automatic Observation for Dam Safety. International Water Power and Dam Construction. Nov,Dec. 1979.

[9]Урахчин В. П, Александровская. З. К., Соколов Н. Б.,Определение Модулей Деформации Плотины и ее Скального Основания по Данным Натурных Наблюдений за Перемещениями Сооружения. Гидротехническое Строительство. 1981. 10.

[10]Ludescher,H., A Modern Instrumentation for the Surveillance of the Stability of the Kolnbrein Dam. XVth 1COLD, Q56, R42, 1985.

[11]Gomezlaa,G., Rodriguez Gonzalez,J. A., In Search of A Determinist Hydroulic Monitoring Model of Concrete Dam Foundation. XVth 1COLD,Q58, R49. 1985.

[12]Breitenstein,F., and Others, Safety Control of the Dams of the Glockner—Kaprun Hydro Electric Development. XVth 1COLD, Q58, R59,1985.

[13]Parer,E., Steiner,N., Application of Statistical Methods in Monitoring Dam Behaviour. International Water Power & Dam Construction, December,1986.

[14]Glovanni Lembardi, Traitement et Analyse des Donne'es. Wessor, Energie,Luft,No1/2,1983.

[15]Л. А. 佐洛托夫等,水工建筑物的安全度.刘正有译,[苏]水工建设中译本,1991. 8.

[16]Улицинский В. А., Тетельмин В. В., Влияние Интенсивости Наполнения водохранилища на Общие Перемещения Бетонной Плотины. НЗВ. ВНИИГ, Т. 191.

第二章　变形监测

第一节　土坝倒垂线的设计与施工

本章除重点介绍简便快速、经济可靠的垂线、引张线和水管仪等高精度观测大坝变形的主要方法外，并对变形量较小的混凝土坝的变形特性进行微观分析。最后结合刘家峡大坝介绍变形观测设计并提出一些改进建议。

倒垂线的重要作用之一是作为变形监测的基准点或基准线，但以往仅在岩基上采用。下面介绍作者在软基上应用的方法，从而解决了软基上变形观测基准点的难题。

为了监测建于软基上的土坝和水闸的运用情况，可根据地质勘探资料，将外部变形观测基准点深埋于地下较坚硬的地层上，深埋标志的点位，用倒垂线装置传递到地面上来，作为采用三角网及准直法测量水平位移或用精密水准测量倾斜和垂直位移的基准。经作者首先在渠村分洪闸运用，表明实测精度较高，完全能满足土坝及其它软基上水工建筑物变形观测的精度要求。

一、倒垂线的设计

倒垂线的工作原理，如图 2－1 所示。图中 A 为浮体，B 为基准点处之锚块，L 为不锈或因瓦钢丝，BC 为垂直位置，L 为浮体 A 距 C 点之距离，α 为钢丝与垂线的夹角。由图中看出 F 为 B 点通过钢丝施加在浮体 A 上的作用力，它可分为垂直（f_1）和水平（f_2）两个分力。亦即

$$f_1=F\sin\alpha=\frac{FL}{L}=KL \qquad (2-1)$$

由式（2－1）可知，$f_2\propto L$，当 $L\neq 0$ 时，则 $f_2\neq 0$，因之在水平方向始终有一个作用力使浮体 A 向 C 点移动，只有当 $L\to 0$ 时，$f_2\to 0$，则浮体 A 才静止于 C 点，即钢丝静止于初始位置 BC。倒垂线的这一特性，是变形观测系统中作为基准点的理论根据，当基准点 B（锚块处）为不动点时，相对于此点所测得的坝顶或各闸墩之变形即为绝对变形。

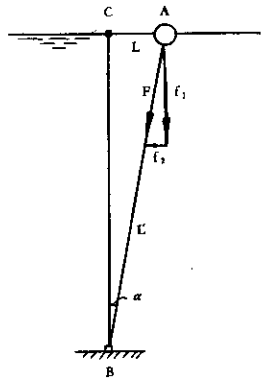


图 2－1　倒垂线工作原理

渠村分洪闸共设置了两条倒垂线，即在左、右两岸视准线端点上各设一条倒垂线作为固定的基准点。两条倒垂线的结构相似，其细部构造（见图 2－2）以左岸为例说明如下。

倒垂线长度约 36m，系用 Φ0.8mm 的高强不锈钢丝制成；基准点锚块重 22kg，依靠锚块

自重即可固定，并用水泥砂浆固结；孔底垫层混凝土厚度 1m，在保护管外壁周围分别回填小石子、砂、混凝土及壤土；在孔口地面处开挖 2×3.5×3.1m 的基坑，坑内夯填碎石，上部浇注混凝土观测墩，周围填土夯实.

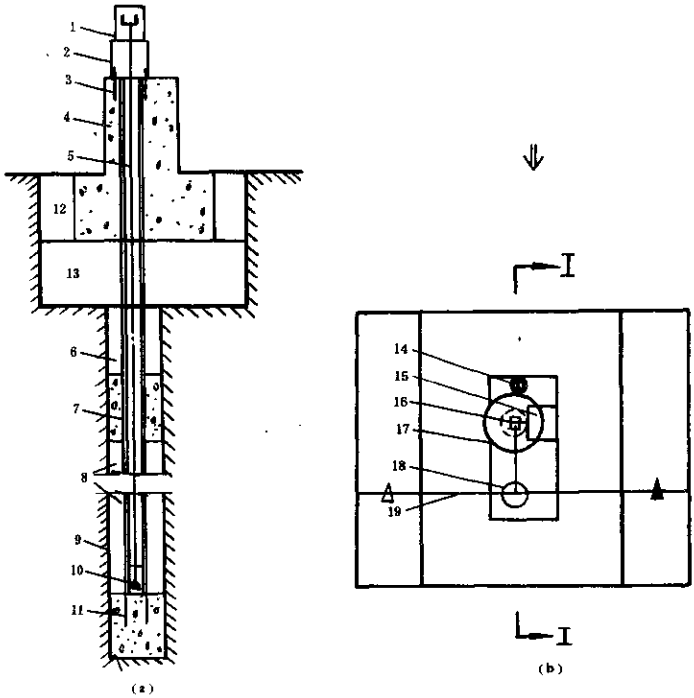


图 2—2　软基上安装的倒垂线

(a)—1—1 剖面图；(b)—观测墩布置

1—浮体组；2—浮筒架；3—预埋筋；4—观测墩；5—倒垂线；6—回填土；7—保护管；8—小石、砂；9—钻孔壁；10—钢锚块；11—4Φ30 锚筋；12—夯填土；13—夯填碎石；14—沉陷点；15—垂线仪；16—倒垂线；17—浮体组；18—经纬仪；19—视准线

设计浮筒浮力为 200N，其支架为角钢焊制，固定在观测墩面上，用以支持浮箱. 墩面上设有沉陷观测标点及垂线仪和经纬仪底座，观测墩处设有平面为 3.5×3.5m 的观测房.

倒垂线保护管采用 Φ219mm 的钢管，壁厚 6mm，每节长 7m，法兰盘连接，橡皮止水，内外管壁均涂红丹防锈. 钻孔直径可根据需要确定.

设计钻孔的允许偏斜值，一般是采用孔口和孔底两中心的水平差距 e 来计算的，如图 2

—3 所示. 设 O、O′分别为孔口和孔底的圆心，D 为钻孔直径，d 为要求的有效孔径，通常取为土10cm，由此可得

$$e=OO'=D-d \qquad (2-2)$$

式中 e 为无效孔径，当 d 等于常数时，则 D∝e，所以一般希望 D 尽量大一些. 在岩基上钻孔时要想增大 D 值比较困难，但在软基上则比较方便，本工程设计 D 值较大，很快即完成了两个钻孔.

二、施 工 过 程

首先按设计要求测定孔位，安装钻机钻孔. 在钻孔过程中，采用倒垂线的浮体法进行孔斜检查，测锤采用直径 6mm 的钢筋焊成高 1m 左右的锥形钢筋网，测量简单方便. 在钻右岸倒垂孔时，由于缺少经验，致使孔斜度较大，采用了"切土法"进行处理，效果很好. 具体作法是在孔口处用原钻头往下切掉一部分土(见图 2—4)，也可采用小钻头下钻切土，这样既保证了有效孔径，又避免了废孔. 值得注意的是切土后倒垂线中心将偏离设计位置 e′值，只要调正一下观测墩墩面尺寸即可解决.

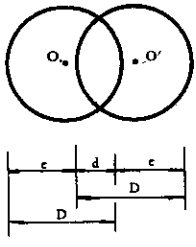


图 2—3 有效孔径计算

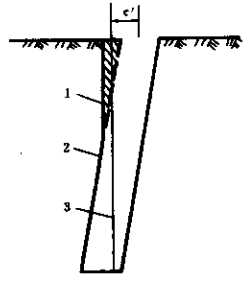


图 2—4 切土法纠偏

1—切土孔；2—钻孔壁；3—倒垂线

其次是浇注孔底混凝土垫层. 孔底垫层为 200 号细骨料混凝土，配合比为 1∶1.26∶2.55，水灰比为 0.48. 上部混凝土的标号为 150 号. 浇注的方法是，将拌合好的混凝土先用放料筒下放至孔底，然后将筒徐徐上提并同时拉开放料筒筒底活门，放出混凝土，如此反复放料至要求高程为止.

第三是安装保护管. 安装之前应先在地面上校正垂直，对各节管进行编号，在垫层混凝土初凝前即可按编号顺序下保护管，并把管底 4Φ30 锚筋插入垫层混凝土中定位，然后再回填保护管周围的小石子、砂及混凝土.

第四是浇注观测墩，安装浮体组. 按设计要求进行土方开挖并回填碎石后，即可浇注观测墩，最后进行土方回填及夯实. 浇注混凝土观测墩时，应将浮筒支架的预埋件及沉陷标点

安放正确，并留好倒垂仪和经纬仪底座的二期混凝土槽．待观测墩混凝土具有一定强度后，即可安装浮筒支架及浮体组，关键是将不锈钢丝正确定位．为此，必须先用浮体法测量出保护管的偏斜度，以便确定钢丝位置，同时要先在室内进行试安装，以检查设备和零件是否齐全配套，并熟悉安装方法．由于设计的锚块重量大于浮体浮力，所以再用砂浆固定锚块时，能够使得基准点更加稳定，而且也给安装带来方便，可不必再等待砂浆的强度了．所用砂浆的配合比是水泥：水：砂＝1：0.5：0.25．

应该指出，以往在岩基上安装锚块时，规定砂浆量以不超过锚块顶部为原则．实践证明这种限制是不必要的，稍微超过一点反而可以避免钢丝与锚块连接处的锈蚀．

最后安装垂线仪和经纬仪底座．安装时要使倒垂线和经纬仪中心的连线同视准线相垂直，并使得倒垂线和垂线仪中心的连线同视准线相平行．

三、结　　语

通过渠村分洪闸两条倒垂线的设计和施工实践，有以下几点体会：

1．在软基上设置倒垂线是可行的．这就扩大了倒垂线的应用范围，打破了以往只用在岩基上的框框，因而也解决了土坝等软基上水工建筑物变形观测基准点的问题．

2．渠村分洪闸首次采用倒垂线观测墩和视准线观测墩合二而一的方案，这样可以避免过去两墩之间相对位移的改正，因而也减少测量误差和现场观测工作量．

3．将锚块重量设计得稍大于浮体的浮力，这是一个改进，这样仅靠锚块自重即可固定，在安装浮体组时可以不受砂浆强度的限制，因而加快了施工进度，保证了锚块的稳定．

4．从施工角度讲，在软基上安装倒垂线的优点是对钻孔的要求较低，允许偏斜度较大．当发生孔斜过大时，采用孔口切土法校正比较容易，同时成本也比较低．

5．在土坝等软基上安装倒垂线必须仔细调查工程地质情况，找出坚硬稳固的地层作为锚块的固定位置，否则将难以达到预期的效果．

第二节　应用水管仪观测大坝的变形

水管仪是根据连通管原理设计的．利用由水管相连的两点或多点间的水位变化，求得建筑物的沉降、倾斜和挠度的相对或绝对值，因而也称为液体静力水准仪．近年来在大坝、水电站厂房及地壳等变形测量中，逐步得到了广泛的应用．

这种仪器量测方便，精度较高，一般不受距离限制，并能保证同步性和连续性，特别是安装在大坝的廊道内以及人员不便到达的地点，既可提高效率又可克服不便于进行光学观测的困难，更重要的是能实现自动记录和遥测，因而是值得推荐的方法．

我国于1960年前后，即开始在丰满、新安江、丹江口等大坝进行过少量的水管仪观测．1966年在刘家峡重力坝上进行过较大规模的应用．1979年在牛路岭大坝85m高程廊道内，设计布置15个测点，串联成一个整体观测系统，并将基点引入稳定的基岩上进行观测，同时

还设计 8 个测量两点间相对倾斜的水管仪测点. 1986 年在葛洲坝二江泄水闸基础廊道安装了 JSY－1 型遥测水管仪.

本节结合牛路岭和刘家峡等大坝的变形观测，对应用水管仪观测大坝变形的基本原理和安装方法等方面作一介绍.

一、基 本 原 理

连通管随大坝产生变形时两端水管的液面便相对于仪器出现垂直位移，根据此微量位移即可确定大坝的变形状态，如图 2－5 所示。

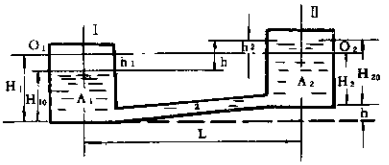


图 2－5　水管仪液面的位移

假定水管两端位于同一水准面，则此起始液面高程在平衡时应为 $H_0=H_{10}=H_{20}$. 当两端出现 h 的相对高差时，两端液面高程改变分别为 h_1、h_2，从面达到新的平衡面 O_1O_2. 对于不可压缩的流体有：

$$\left.\begin{aligned}\rho h_1A_1&=\rho h_2A_2\\ h&=h_1+h_2=H_1-H_2\end{aligned}\right\}\qquad(2—3)$$

式中　ρ——液体密度；

A_1、A_2——两端水管的截面积；

H_1、H_2——变形后两端液面的高程；

h_1、h_2——两端液面偏离平衡位置的高度.

由(2－3)式可得：

$$\left.\begin{aligned}h_1&=\frac{A_2}{A_1+A_2}\cdot h\\ h_2&=\frac{A_1}{A_1+A_2}\cdot h\end{aligned}\right\}\qquad(2—4)$$

当 $A_2\gg A_1$ 时，则 $h_1\approx h$，且 $h_2\approx 0$，即对截面小的水管 1 来说，其液面高程变化量 h_1 近似等于总变化量 h，自动记录的水管仪常利用这一特点把小截面的水管选作记录容器，而另一个大截面的水管则作为补偿容器.

当 $A_2=A_1$ 时，则：

$$h_1=h_2=\frac{1}{2}h=\frac{1}{2}(H_1-H_2)\quad(2—5)$$

即两端水管截面相等的仪器，其液面的垂直位移量均为高差变量 h 之半；基底面相对上升一端的液面下降，另一端液面则上升. 与两端高差 h 相应的倾角 α 为：

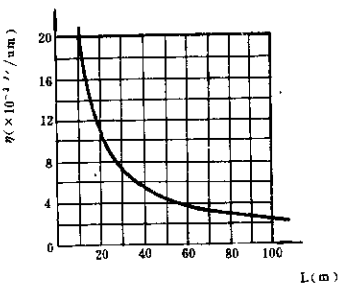


图 2－6　管长与格值关系

$$\alpha = 0.206265\frac{h}{L} = K\frac{h}{L} \qquad (2-6)$$

式中 L 为水管仪长度(m). 当 h=1μm 时，相应的倾斜量称为水管仪的格值 η，即：

$$\eta = \frac{\alpha}{h} = 0.206265\frac{1}{L} \qquad (2-7)$$

式中 η 的单位为角秒/微米，并记号为″/μm. 格值 η 仅由 L 决定，二者为双曲线关系(见图 2—6).

二、相 对 测 量

相对测量主要指测量两点之间的相对高差和倾角，必要时也可换算成坝体的挠度. 如图 2—5 所示的水管仪，若其变形前的水准面读数为 a_1、b_1，当水管Ⅱ下沉 h 时，测得第二次读数为 a_2、b_2，则两点间的相对变形量：

$$h = (a_1 - a_2) + (b_2 - b_1) - (b_2 - a_2) - (b_1 - a_1) \qquad (2-8)$$

当由式(2—6)得到倾角 α_i 后，可换算为坝体的挠度 L_i，如图 2—7 所示：

$$\begin{aligned} L_i &= \Sigma\Delta L = L_{i-1} + \Delta L_i = L_{i-1} + \Delta L_i' + \Delta L_i'' \\ &= L_{i-1} + (Z_i - Z_{i-1})\tan\alpha_{i-1} + \Delta L_i'' \\ &= L_{i-1} + (Z_i - Z_{i-1})\tan\alpha_{i-1} + \frac{Z_i - Z_{i-1}}{\cos\alpha_{i-1}} \cdot \frac{\sin\frac{\alpha_i - \alpha_{i-1}}{2}}{\cos\frac{\alpha_i + \alpha_{i-1}}{2}} \end{aligned} \qquad (2-9)$$

由于 α 很小，故近似有：

$$L_i \approx L_{i-1} + \Delta Z_{i,i-1}\frac{\alpha_{i-1}}{K''} + \Delta Z_{i,i-1}\frac{\Delta\alpha_{i,i-1}}{2K''} \qquad (2-10)$$

当 ΔZ 不大时，近似有：

$$L_i \approx L_{i-1} + \Delta Z_{i,i-1}\frac{\alpha_{i-1}}{K''} \qquad (2-11)$$

式中 $\Delta Z_{i,i-1} = Z_i - Z_{i-1}$；$\Delta\alpha_{i,i-1} = \alpha_i - \alpha_{i-1}$；$K'' = 206265''$. 可见通过水管仪观测，可近似求出坝体的挠度曲线，这对于不便安装垂线仪的大坝更具有实际意义.

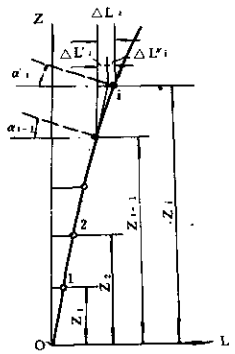


图 2—7 倾斜与挠度关系

三、绝 对 测 量

为了测量多点之间的变形，将一系列测点处的水管连通，组成一个整体测量系统，这样

既可节约水管又可测量绝对变形.为此要求在系统中安置有一定直径的贮水箱(或称为补偿器),详见图2—8.在刘家峡大坝观测中,就将贮水箱引入平硐深处或设置在稳定不变的基座上,即可测量各测点处的绝对变形.如果找不到合适的稳定点,可考虑采用钻孔建立深埋钢管标志或双金属管标志,也可采用钻孔设置因瓦倒垂线等方法,即将基准点引至地下深处作为稳定点从而对贮水箱进行校测.

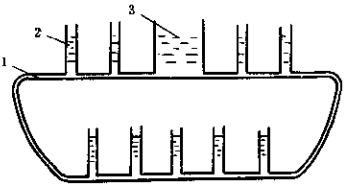


图2—8 水管仪观测系统

1—连接管;2—水管;3—贮水箱

用水管仪系统观测大坝变形的可靠性,主要取决于初始水位的恒定不变,这就要依靠贮水箱有足够的水面来保证.由于系统中任一水管的位移(在水管内径一致的条件下)将导致全部水管内液体的重新均匀分配,这就改变了液体的初始水位,从而造成观测系统中出现误差,这与前述的相对测量概念是不同的.其误差大小可按下式计算:

$$\delta h=\frac{\Delta h}{n} \tag{2—12}$$

式中 Δh——一个水管的垂直位移;

n——系统中水管数量.

当有几个水管同时位移时,上式为 $\Sigma\delta h=\frac{\Sigma\Delta h}{n}$.实践证明,设置一个或两个一定直径的贮水箱,可消除该误差影响.

系统中液体表面水位的变化与贮水箱断面积、水管总断面积以及某个水管的垂直位移之间的关系可用下式表示:

$$\delta h=\frac{A\Delta h}{Fs+An} \tag{2—13}$$

式中 A——水管内的有效断面积;

Fs——贮水箱内的有效断面积.

在测量过程中,若是有几个水管水位发生变化时,则式(2—13)为:

$$\Sigma\delta h=\frac{A\Sigma\Delta h}{Fs+An} \tag{2—14}$$

从而可得:

$$Fs=\frac{A\Sigma\Delta h-An\Sigma\delta h}{\Sigma\delta h} \tag{2—15}$$

当已知水管内径并假定几个垂直位移值以后,即可定出在所要求的观测精度内保证液面水位稳定的贮水箱内径.

牛路岭大坝85m高程观测系统中分别采用水位测针和座式光学水管仪两种方案进行比较.假定平均每个水管沉降1mm,要求观测精度为0.05mm,求得水箱断面积为:当采用水位测针时,水管直径 $d_1=50mm$,$A_1=1963.5mm^2$,代入式(2—15)得 $Fs_1=0.56m^2$;当采用水管仪时,水管直径 $d_2=110mm$,$A_2=9503.3mm^2$,代入式(2—15)得 $Fs_2=2.71m^2$.求出水箱和水管面积后,利用式(2—14)可求出相应的观测精度,这时系统中设置水箱就能保证水位稳

定，从而能观测变形的绝对值和各测点间的不均匀沉降，还可换算成各测点的倾角或挠度.

四、温 度 影 响

温度变化对水管仪观测结果的影响也可分为相对测量和绝对测量两种情况.

在相对测量情况下，当两水管间的水温同时升高时，由于液体密度降低其体积就膨胀，因而温度的影响也较大，但由式(2—8)可知，在相对高差 h 中已消除了这一影响，分析表明，座式水管仪的最佳工作温度约为 6℃，在大坝廊道内观测时，一般温度约为 10℃，是比较理想的. 有时廊道内温度不均匀，可能引起两水管间的温差，根据理论估算，当温差 $\Delta T=1$℃时，位移 $\delta\approx3\mu m$，另据现场观测结果，温差小于 2℃尚未造成明显的影响.

在绝对测量情况下，液面初始水位相应于系统内一定的平均温度，当温度改变时，将引起水的体积和初始水位的改变，从而产生观测误差. 系统中液体温度变化 ΔT 时，其体积变化为：

$$V_T=V_0(1+\beta\Delta T) \tag{2—16}$$

式中 V_0——初始温度 T_0 时系统中液体的体积；

V_T——温度 T 时系统中液体的体积；

β——水的体膨胀系数，见第一章文献[3]；

$\Delta T=T-T_0$.

由此引起的液体初始水位的变化量在未设贮水箱时为：

$$\Sigma\delta h=\frac{V_T-V_0}{An}=\frac{\Delta V}{An}\ . \tag{2—17}$$

牛路岭大坝 85m 高程的水管系统中，若平均温度变化为 10℃时，按上式计算的观测误差达 1.6mm，这一般是不允许的. 然而，当设有贮水箱时则可消除这一误差的影响.

五、安 装 和 试 验

现以座式水管仪为例，说明现场安装和试验的情况. 先把仪器安置在与基础或坝体紧密结合的观测台、墩上或预留孔内(刘家峡大坝采用预留孔；牛路岭和葛洲坝大坝采用观测台). 贮水箱应安置在稳定和不受温度影响的地方. 若只设置一个贮水箱时，宜放在系统的中间；设置两个贮水箱时则分别放在系统的两端. 清理好现场后，开始测量、放线，建立台面高程一致的观测台墩. 将水管固定在台上，然后安装连接管并用支承固定，要求连接管和通气管分别大致在同一高程上，水箱、连接管和水管均应有保护装置，并注意防止对水管系统的振动或碰撞.

为防止产生水藻，应在蒸馏水中加入 3～5%的酒精，最好使水具有一定的颜色，选择颜料时要使其不致沉淀或附着在水管和连接管的内壁，也可在水中加入 0.1%的福尔马林等防腐剂.

刘家峡大坝的现场试验是在靠基础部位 1631m 高程的廊道内，第Ⅴ、Ⅵ、Ⅶ三个河床坝

段的甲、乙、丙、丁四个浇注块上布设 16 个测点，因Ⅵ坝段位于断层破碎带上，故每坝块布设两个测点，此外，在右岸灌浆平硐内 60m 深处稳定的基岩上设置了一个贮水箱基点．见图 2—21．

首先进行仪器稳定性试验．先切断管路与水箱的联系，然后在某测点处放出 400～600ml 的水，观测各测点在放水前后的读数变化以及水位达到稳定所需的时间，试验表明，水流达到稳定的时间约需 2～3h．再进行贮水箱的性能试验，先打开水箱与测点管路的连通阀门，待水位稳定后，为模拟某测点产生沉降而放出 50～70ml 的水，观测各测点水位变化情况及恢复放水前读数所需的时间．试验表明，水箱能起到补偿作用，误差约在 0.05mm 以内，补偿所需时间约为 1～2h．

六、结　　语

目前水管仪还在向遥测和自动化观测方面发展．例如，日本和苏联采用自动光记录，即通过反光镜片随浮子的运动而自记．我国和加拿大采用差动变压器，把液面的升降运动通过换能器变成电讯信号输出，实现可见自动记录．美国则利用电容片作为换能器，连接到差动电容电桥进行自动记录．西德采用超声位移传感器，传送到中央控制室，由微型计算机进行数据处理．此外，若在水管仪内安装上下两个接触器，上面一个放在高出液面的某一数值处（例如等于该测点的允许变形值），下面一个放在液体中，当两触点接触时就可给出讯号而自动报警，该讯号的自动发出和记录，就给出了变形的动态过程．

综上所述，应用水管仪观测大坝变形具有一定的优点和实用意义，但也存在一些缺点，如当测点不在同一高程及不能保证贮水箱稳定或液体质量时，会给使用带来某些不便．虽然如此，水管仪仍是一个有发展前途和值得推荐的量测方法．

第三节　高精度观测大坝变形的一种重要方法

目前国内外观测大坝变形的常用方法有引张线法、激光准直法、视准线法、交会法、导线法等几种．一般说来，前三种方法观测精度比较高，多用于直线形坝；后两种方法观测精度较低，但可同时测出径向和切向位移，故多用于曲线形坝．面从高精度观测大坝水平位移来看，则主要是采用前三种方法．

一、观测方法的选择

在上述各种观测方法中，由于所采用的观测设备不同，其观测精度也不同．而观测误差则主要包括照准误差和测定误差两部分，其中不同仪器的测定误差基本相同，而照准误差则差别较大．现根据曾在丰满等大坝进行过的专门观测试验，将结果引入表 2—1，供参考．

表 2-1　　照准精度成果表

项目 \ 方法	引张线			激光准直			视准线	
观测时间	1978.6～1979.1			1981.3～1981.9	1976.8 夜间	1977 7.18 16～23h	1977.7.18 16～23h	1977.7.16 15～18h
观测地点	丰满大坝电缆廊道			太平哨电缆坑	丰满大坝坝顶		丰满大坝坝顶	
观测设备	遥测仪	显微镜	两线仪	真空管道	大气波带板	大气照准	觇牌法	小角法
天气限制	无			无	有		有	
观测距离(m)	954			557	1000	1159	1159	1220
一次照准中误差(mm)	±0.015	±0.016	±0.57	±0.052	±0.33	±0.62	±3.02	±0.98
相对误差	2×10^{-8}	2×10^{-8}	6×10^{-7}	1×10^{-7}	3×10^{-7}	5×10^{-7}	3×10^{-6}	1×10^{-6}

从表 2－1 可以看出，在丰满大坝进行的测距为 1km 左右的观测试验中，以引张线法的观测精度为最高，激光准直法次之，视准线法最差．太平哨大坝激光真空管道观测，测距仅 557m，观测精度也比较高，但从相对误差来看，仍稍逊于引张线遥测仪和读数显微镜的观测方法．表 2－1 中两线仪的观测精度稍低，需对仪器结构进行改进．

现场天气条件将会给观测带来很大的困难和误差．尤其在汛期要求加强观测，而往往这时的天气条件恶劣，阴雨连绵，特别是在雾、夜条件下观测就更困难了．但引张线法和激光真空管道法基本上不受气候和折光的影响，而激光准直和视准线法则受影响较大，因此其综合的观测精度将低于表 2－1 之照准精度．对激光准直法来讲，按表 2－1 的观测设备，在仔细操作的情况下，实际可能达到的综合精度依次分别为 $2\sim3\times10^{-7}$，1×10^{-6}，1×10^{-5}．

目前激光真空管道法应用较少，主要是投资高、造价贵，在经济上未必是合算的．因此，在我国大坝水平位移观测中，广泛地采用引张线法，不仅已在刘家峡、盐锅峡、恒仁、丹江口、陆水、枫树坝、牛路岭等大中型工程中使用，而且已成为葛洲坝水利枢纽工程水平位移观测的主要手段，共设引张线 28 条，260 个测点．此外目前还发展了折线引张线、分段引张线及端点不等高引张线等各种观测方案，并已实现了可同时观测垂直和水平位移的二维引张线．

以往在大坝的变形观测方面有一种偏向，就是往往只注重坝顶观测，而忽视了坝基附近的变形观测，其实后者是更为重要的，因为坝顶变形主要受温度的影响，允许变形的变幅比较大，可达数十毫米之多，而基础的位移则主要受水位的影响，允许变形量却很小，即使 1mm 的滑动也可能造成严重的破坏，因此对观测精度的要求较高，在这种情况下采用引张线遥测仪是很理想的．

引张线法属于机械或电测法的范畴，是大坝变形观测的发展趋势，也是观测工作现代化的必然方向，较之于其它方法有下列优点：

1. 成本低、精度高、外界影响小；
2. 速度快、重复性好、节省人力和时间；
3. 可自记、遥测、数字显示，操作简便；
4. 适应范围广、对观测条件要求低．

因此引张线法是适合我国国情的高精度观测大坝变形的一种重要方法，值得进一步推荐和推广使用．

二、引张线法的应用

在具体应用引张线法时有以下几个主要问题需要考虑：

(一)悬链线垂径(挠度)的影响

引张线一般采用 1mm 左右直径的高强不锈钢丝，于一端或两端施加荷重拉紧，跨度长达数百米，由于钢丝重力作用其垂径可达数十乃至数百厘米. 为了解决垂径过大问题，一般在中间设置若干浮托装置，将引张线自由地托在装置上，使之成为一悬链线而近似在同一高度上，且整个引张线的水平投影则仍为一直线(图 2—9).

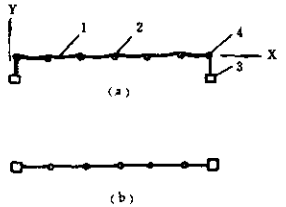


图 2—9 引张线示意图

(a)侧面图； (b)正面图

1—引张线钢丝；2—浮托装置；3—重锤；4—引张线端点

设悬链线与水平面的夹角为 θ，单位长度钢丝的重量为 W，重锤产生的水平拉力为 H，浮托装置的间距为 S，则由图 2—9 可得：

$$\tan\theta=\frac{dy}{dx}=\frac{WX}{H} \qquad (2—18)$$

对上式积分并取 $x=S/2$ 可得悬链线最大垂径的算式为：

$$Y=\int\frac{dy}{dx}dx=\frac{W}{2H}\left(\frac{S}{2}\right)^2=\frac{WS^2}{8H} \qquad (2—19)$$

当钢丝直径 d＝1mm，W＝0.007kg/m，H 分别为 100，200，400，600，800，1000N 时，按式(2—19)计算，结果如表 2—2，典型曲线如图 2—10、2—11. 从中可以看出钢丝垂径、引张线长度和拉力之间的关系. 例如，如果每隔 20m 设置浮托装置，当 H 采用 600N 时，其最大垂径仅为 5.8mm.

表 2—2 引张线垂径计算表(d＝1mm)

H(N) \ S(m) / Y(m)	10	20	30	40	50	100	200	300	400	500
100	0.00875	0.0350	0.0788	0.1400	0.2188	0.8750	3.5000	7.8750	14.0000	21.8750
200	0.0044	0.0175	0.0394	0.0700	0.1094	0.4375	1.7500	3.9375	7.0000	10.9375
400	0.0022	0.0088	0.0197	0.0350	0.0547	0.2188	0.8750	1.9688	3.5000	5.4688
600	0.0015	0.0058	0.0131	0.0233	0.0365	0.1458	0.5833	1.3125	3.3333	3.6458
800	0.0011	0.0044	0.0098	0.0175	0.0273	0.1094	0.4375	0.9844	1.7500	2.7344
1000	0.0009	0.0035	0.0079	0.0140	0.0219	0.0875	0.3500	0.7875	1.4000	2.1875

然而在某些情况下，也可以不设置浮托装置. 例如刘家峡主坝引张线长度为 150m，采用直径 d＝0.8mm 的钢丝，当水平拉力 H＝500N 时，最大垂径 Y＝0.28m. 由于采用了两线仪进行观测，其物距为 0.36m，只要对仪器照准镜筒适当调焦即可进行读数，因而未设置任何浮托装置，使观测工作大为简化. 国外采用精致的吊架在一点或几点上将悬链线向上提升到引张线端点高度上，也取得较好的效果.

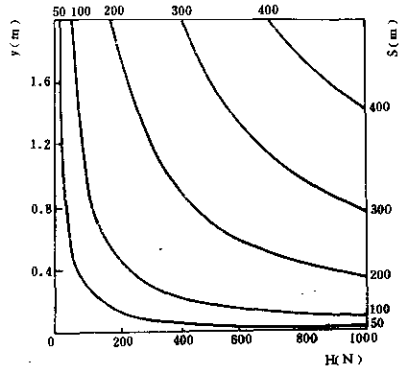


图2—10 不同S时的Y～H关系

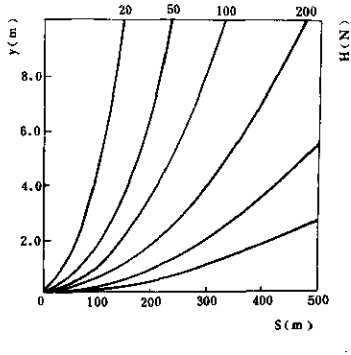


图2—11 不同H时的Y～S关系

引张线的最大垂径确定之后，可据此确定沿引张线长度方向各测点的垂径，其算式为：

$$y_i=(y+\frac{H}{W})-\frac{H}{W}\cosh X_i\frac{W}{H} \qquad (2—20)$$

式中 X_i——引张线某点i至中点的水平距离，以m计；

cosh—双曲线余弦函数.

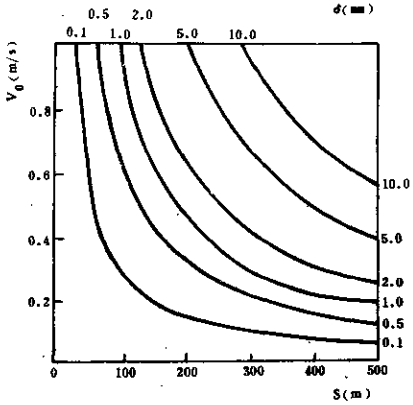


图2—12 不同S时的V_0～δ关系

(二)气体运动的分析

气体运动将影响引张线的稳定性，引起引张线产生摆动或偏移.其影响值取决于风速的大小，风速的允许值可由下式确定：

$$V_0=K\sqrt{\frac{P}{D}\tan\alpha_0} \qquad (2—21)$$

式中 α_0——$\arcsin\frac{\delta}{Y}$(°)；

D——Sd(m^2)；

V_0——允许风速(m/s)；

P——引张线S长自重(kg)；

δ——由于V_0形成的引张线在平面上的允许位移(m)；

K——$4m^2/(kg)^{1/2}s$，常数.

当钢丝直径d=1mm，拉力H=600N，允许位移δ分别为0.1，0.2，0.5，1.0，2.0mm时，按式(2—21)求出的V_0值列于表2—3，典型曲线绘于图2—12.

由表2—3及图2—12可知，允许风速与引张线直径、跨度及张力有关，为了减小引张线直径和自重，可试用高强度尼龙丝或其它合适材料来代替钢丝.其张力不能任意增加，应选择在引张线材料允许张力的65～70%以内.重要的是要创造使气体处于静止状态的条件，如尽量将引张线设置在廊道内，观测时将廊道的进出口及其它通道关闭；或将引张线设置在

防护管里. 国内以往多采用金属防护管，在潮湿的廊道里容易锈蚀，可采用透明塑料管代替. 我国潭岭、陆水大坝将引张线设置在坝顶，由于设保护管并在测点处设保护箱，从而达到了防风要求，取得了良好的观测效果.

表 2—3　　引张线允许风速计算表(d=1mm)

δ(mm) \ S(m) / V_0(m/s)	5	10	20	30	40	50	100	200	300	400	500
0.1	5.54	2.77	1.39	0.92	0.69	0.55	0.28	0.14	0.09	0.07	0.055
0.2	7.68	3.92	1.96	1.31	0.98	0.78	0.39	0.20	0.13	0.10	0.08
0.5	12.45	6.20	3.10	2.07	1.55	1.24	0.62	0.31	0.21	0.16	0.12
1.0	17.87	8.77	4.38	2.92	2.19	1.75	0.88	0.44	0.29	0.22	0.18
2.0	/	/	6.39	4.16	3.10	2.48	1.24	0.62	0.41	0.31	0.25

(三)端点变位的测定

当引张线两固定端点发生变位时，将引起测点的观测误差. 因此，要求将端点埋设在稳定基岩上；在廊道中设置引张线时，则应将端点引入两岸的岩洞中，使端点能稳定可靠. 否则应对端点变位进行校测和改正，以保证引张线的观测精度.

对于端点变位的测定，虽然可以采用大地测量方法，但精度较差，比较理想和常用的是倒垂线法. 此时应将引张线端点和倒垂线测点设置在同一个测墩上，以便利用倒垂线直接测出端点变位.

如果现场的条件不允许设在同一墩座上时，也要在引张线端点的上下游方向即水平位移的观测方向设置倒垂线. 此时需在引张线端点基座上增设位移标心，而在倒垂线测墩上设置观测标心，详见图 2—13. 图中位移标心 A 到观测标心 B 之间距为 b，倒垂线钢丝中心 R 至 B 之间距为 a. 由于倒垂线深入基岩深处，其钢丝中心 R 的位置是稳定不变的，当坝体上的端点变位后，A 点和 B 点也随之发生变位至 A′和 B′位置，观测时需用因瓦钢尺量出 A′B′间的距离 b′，用垂线仪观测出 RB′间的距离 a′，从而即可计算出端点的位移值 ΔX.

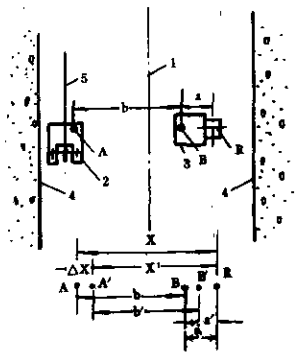


图 2—13　测量引张线端点变位

A—引张线端点位移标心；B—倒垂线观测标心；R—倒垂线；1—廊道中心线；2—引张线端点观测墩；3—倒垂线观测墩；4—廊道边墙；5—引张线钢丝

设 AR 间距离为 X，A′R 间距离为 X′，则 A 点位移值可按下式计算：

$$\Delta X = X - X' = (b+a) - (b'+a') = (b-b') + (a-a') = \Delta b + \Delta a \qquad (2—22)$$

上式中 Δa 和 Δb 的正负与 A、B 和 R 三点的相对位置有关，应根据实际情况分析确定，以免发生错误. 对上式取微分，并以中误差形式表示可得：

$$m_{\Delta x}^2 = m_{\Delta a}^2 + m_{\Delta b}^2 \qquad (2—23)$$

可见端点观测误差受垂线观测误差和量距误差的影响，根据丹江口工程采用读数显微镜观测和因瓦钢尺量距的资料表明，$m_{\Delta a}=0.04mm$，$m_{\Delta b}=0.10mm$，而测点的观测误差（包括引张线灵敏度误差 0.01mm）仅为 $m_{测}=0.03mm$，说明量距误差 $m_{\Delta b}$ 是主要的．因而将倒垂线测墩和引张线端点设置在同一个观测墩上，避免量距工作是非常重要的，即使在必须分开的情况下，也要尽可能减少量距的尺段数，缩小 AB 之间的距离，以提高观测精度．否则式（2—23）中之 $m_{\Delta b}^2$ 还要乘以尺段数 N，变为 $Nm_{\Delta b}^2$，这样误差就更大了．

三、变 形 量 的 计 算

下面主要介绍水平位移计算，包括测点变形计算和端点变位改正两部分．计算中可做如下规定：

1. 坝体水平位移的坐标系统以向上游位移为负，向下游位移为正；

2. 水平位移的增量计算，依本次观测值减去首次观测值（起始基准值）为准；

3. 水平位移读数标尺的零点均朝向下游．

当引张线端点未发生变位时，测点观测值的变化即直接表示坝体的水平位移值．今设 L 为测点本次观测值，L_0 为测点首次观测值，则坝体的水平位移量 Q_L 为：

$$Q_L=L-L_0 \tag{2—24}$$

当引张线的端点发生变位时，左右两端点的变位量可按下式计算：

$$\left.\begin{aligned}\Delta左&=L_{左}-L_{0左}\\ \Delta右&=L_{右}-L_{0右}\end{aligned}\right\} \tag{2—25}$$

式中，$L_{左}$、$L_{右}$ 分别为左右两端点的本次观测值，$L_{0左}$、$L_{0右}$ 分别为左右两端点的首次观测值，Δ 左、Δ 右分别为左右两端点的水平位移．

按图 2—14 所示，依据（2—25）式即可算出由于端点的位移而影响测点的读数变化量 λ：

$$\lambda=K(\Delta右-\Delta左)+\lambda左=K\Delta'+\Delta左 \tag{2—26}$$

式中 K——n/N，n 为测点与左端点之间距，N 为两端点之间距．

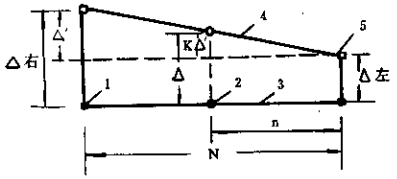


图 2—14 引张线变形计算

1—首次端点位置；2—引张线测点；3—首次测线位置；4—本次测线位置；5—本次端点位置

对于引张线来讲，端点变位引起测点变位的符号是相反的，因而应在测点中加入此值才能得到改正即补偿．因此测点处实际水平位移 Q 的算式为：

$$Q=Q_L+\Delta=L-L_0+\Delta \tag{2—27}$$

式中右边第一项为测点的位移计算，第二项为端点位移改正计算，两者相加即得测点本身实际的水平位移．

以往有的工程采用首次观测值减本次观测值求 Q_L 及 Δ，或者将这两项相减求 Q，显然都

会得出不正确的结果.如某坝坝顶引张线的观测数据,采用了首次减本次观测值计算,因此水平位移的结果与按式(2—27)计算结果符号相反.例如根据该坝1973年1月17日的本次观测和1970年9月14日的首次观测,计算10#坝段的水平位移为+3.75mm,而按式(2—27)计算则为—3.75mm,两者绝对值相差7.50mm,虽然该坝规定的坐标系统是正确的,但由于符号相反,产生了相当于大坝水平位移量Q两倍的误差.

又如某坝规定水平位移坐标向上游为正,向下游为负,与规范规定相反,而读数标尺零点朝向下游,则与一般规定相同,结果水平位移的方向(符号)也就搞反了.

将式(2—25)代入式(2—27)可以看出,还有其它一些计算组合,这里不一一列举.但应指出,只要按照式(2—27)进行计算,就会得出正确的结果.

四、结　　语

在各种观测大坝变形的方法中,以引张线法和激光真空管道法的精度为最高,而引张线法又较其它各种方法具有成本低、效益高、不受天气影响等一系列优点,是值得推荐采用的方法.

对于应用过程中存在的垂径和气流影响问题,本节已经得到较好的解决.此外,当采用浮托装置时,发现在北方严寒地区,冬季浮托水体结冰影响正常观测,为此,可改用防冻液,最低可达—47℃不结冰.在云峰大坝上改用变压器油也获得成功.

目前我国已研制成电容式和步进电机式引张线遥测仪,已在潭岭、黄龙滩、参窝等大坝使用,为引张线的遥测自记和推广使用创造了条件.

今后需进一步试验在引张线端点不设重锤的加荷方法,使操作更加简化,还要落实观测仪器和附件的配套定型生产,以及研究广泛应用引张线的某些新方案(如观测拱坝变形)和与其有关的一些理论问题.

此外,可进一步将引张线推广使用到需要进行高精度方向线观测的其它方面,例如对大型工程建筑物的轴线放样或设备的安装和检验工作,甚至在安装加速器的工艺设备时,也可以考虑采用引张线法.

第四节　水工混凝土的变形特性

混凝土是水工建筑物的主要建筑材料之一,特别是混凝土坝,其体积都在数十万乃至数百万立方米以上.为了经济合理地使用混凝土材料,必须了解混凝土的特性.

混凝土的特性是多方面的,但就其结构物的破坏条件来讲,关键是变形性能.例如,工程上常用的控制混凝土破坏的两种条件分别是:

变形条件　　$\sigma_t \leqslant E_t \varepsilon_p$　　(2—28)

强度条件　　$\sigma_t \leqslant R_p$　　(2—29)

式中　ε_p、R_p——分别为混凝土的极限拉伸及抗拉强度;

σ_t、E_t——分别为考虑混凝土徐变影响后的实际应力及持续(有效)弹性模量.

混凝土轴向极限拉伸值的变化范围是$(0.5\sim1.5)\times10^{-4}$,一般计算时可取$1\times10^{-4}$,必要时可由室内试验确定,也可采用下式进行计算:

$$\varepsilon_p=R_p/E_t \tag{2—30}$$

我国水工设计手册第2卷建议采用的近似算式为:

$$\varepsilon_p=R_p/0.77E_t \tag{2—31}$$

式中 E_t 为混凝土瞬时弹性模量.

混凝土的抗拉强度约为抗压强度的10%,抗压强度与极限拉伸的关系,可近似表示为:

$$\varepsilon_p\approx R_c^{2/3}/2E_t\approx 2R_c^{2/3}/3E_t \tag{2—32}$$

式中 R_c——为混凝土抗压强度.

由上述可知,无论是混凝土的变形破坏条件还是强度破坏条件,都可归结为控制混凝土的抗拉极限变形,该变形与徐变、弹模及强度有关.因此,这里有必要对混凝土的变形特性进一步进行微观分析.

控制混凝土变形的目的是防止产生裂缝,以保持结构物的整体性及稳定性.为此,下面将混凝土的变形分为荷载变形和自由体积变形两大类进行分析研究.

一、荷 载 变 形

如图2—15所示混凝土试件,当施加外部荷载后,可能产生的变形有以下几种:

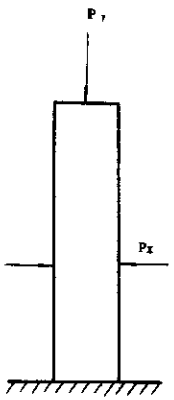


图2—15 混凝土受力试件

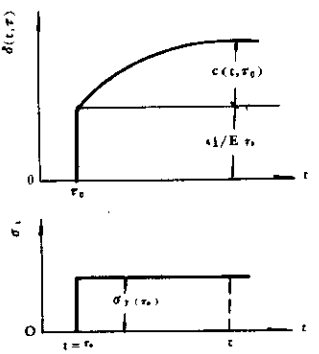


图2—16 受力试件的变形

1. **弹性变形** 如果仅施加轴向力P_y,则立即产生瞬时弹性变形ε_y,其弹性应力可按虎克定律$\sigma_y=E_t\varepsilon_y$计算.

2. **徐变变形** 混凝土是一种弹性徐变体，它在 P_y 荷载作用下，不仅产生瞬时弹性变形，而且随着时间的增长还要产生徐变变形，如图 2—16 所示. 故单位应力作用下产生的总变形 $\delta(t,\tau)$ 为：

$$\delta(t,\tau)=1/E_\tau+c(t,\tau) \qquad (2—33)$$

式中 $c(t,\tau)$——τ 龄期加荷单位应力持续作用到 t 时所增长的变形（称为徐变度）.

上式的倒数即为混凝土的持续弹模 E_τ，此时应力为：

$$\sigma_{y\tau}=\varepsilon_y/\delta(t,\tau)=E_\tau\varepsilon_y \qquad (2—34)$$

表达混凝土徐变变形的另一种形式是采用松驰系数，定义为在应变保持不变的条件下，实际应力 σ_t 与初始施加应力 σ_0 之比值，以 K_ρ 表示，如图 2—17. 当 $\varepsilon'_t=\varepsilon'_0$ 时应力将随时间延长逐渐减小而松驰，其系数为：

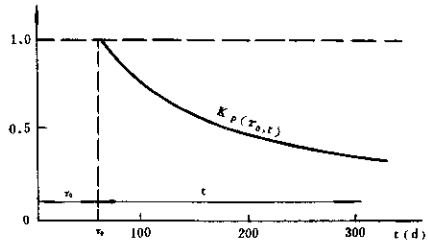


图 2—17 松驰曲线

$$K_\rho=\sigma_t/\sigma_0 \qquad (2—35)$$

其中，ε'_0 为初始加荷 σ_0 时产生的应变（τ_0 时刻），ε'_t 为此后任何 t 时刻的应变，K_ρ 与时间 t 的关系曲线称为应力松驰曲线. 不同的加荷龄期，有不同的松驰曲线及不同的徐变度与总变形曲线.

3. **泊松变形** 在实际结构物中，上述单向受力的情况较少，一般多为平面或空间受力状态，在这种复杂受力状态下，需要考虑泊松变形. 如图 2—15 中试件除轴向力 P_y 外，再施加垂直于轴向的力 P_x，则轴向变形 ε_y 将包含横向变形 ε_x 的影响. 假定弹性和徐变变形的泊松比 μ 相同，此时在平面应力状态下的轴向应力为：

$$\sigma_{y\tau}=E_\tau\left[\frac{1}{1-\mu^2}(\varepsilon_y+\mu\varepsilon_x)\right]=E_\tau\varepsilon'_y \qquad (2—36)$$

式中 ε'_y——在 y 方向考虑泊松影响的单轴应变；

ε_x、ε_y——分别为 x 和 y 方向的应力应变.

二、自 由 体 积 变 形

对于图 2—15 中的混凝土试件，即使不施加任何荷载，混凝土的变形仍然要产生，这是由于温度、湿度及水化作用等非荷载因素引起的，称为自由体积变形. 此变形在结构受约束时仍将产生应力，其关系可用下式表示：

$$\varepsilon=\varepsilon_m-\varepsilon_0 \qquad (2—37)$$

式中 ε——产生应力的应变；

ε_m——在各种因素作用下的总应变；

ε_0——自由体积应变.

式(2—37)为未考虑泊松变形影响的计算结果.如果考虑泊松影响,则平面及空间受力状态下自由体积变形对应力变形的影响将分别为$-1.2\varepsilon_0$及$-1.5\varepsilon_0$(设$\mu=\frac{1}{6}$).因此,有必要进一步研究ε_0的变化规律.它包括以下几部分:

1. **温度变形** 这是由于温度变化引起的热胀冷缩产生的变形,以温度膨胀系数α表示。一般α约为$(5.8\sim12.6)\times10^{-6}/℃$,设计中常取$\alpha=10\times10^{-6}/℃$,必要时应进行试验确定.显然,为了减少温度变形以简化温度控制措施,宜选择低α的混凝土.

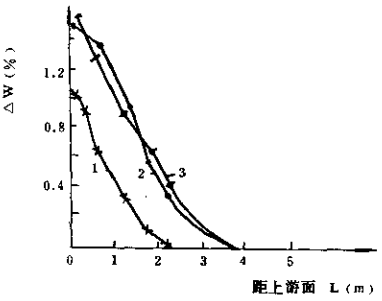


图 2-18 蓄水引起的混凝土含水量变化

1—1977.7.1;2—1980.1.1;3—1981.1.1

2. **湿度变形** 这是由于混凝土的含水量变化引起的干缩与湿胀变形.

(1)干缩变形 以干缩率ε_s表示,设计取-1.5×10^{-4}.

(2)湿胀变形 以ε_w表示,算式为

$$\varepsilon_w=\alpha_w\Delta W \tag{2—38}$$

式中 α_w——湿胀变形系数,平均约为3.4×10^{-3};

ΔW——混凝土含水量的变化.

水库蓄水后,湿胀变形是很显著的.图2—18是苏联萨扬舒申斯克坝的观测结果,在蓄水后1~1.5年期间,上游坝面含水量增长1.5%,按上述湿胀变形的公式算出其应变值为51×10^{-6},同时在坝上观测得到,龄期半年后$E_c=3.5\times10^9$Pa,由此可产生压应力17.85×10^5Pa.因此,该坝上游面在设计或施工期间所产生的拉应力可被该压应力所补偿,从而改善了坝踵受力状态.

3. **自生变形** 这是在混凝土水化过程中由于物理化学反应引起的变形,这种变形在许多混凝土坝中已经观测到了,其值可能是正值(膨胀),也可能是负值(收缩),一般早龄期发展较快,晚龄期发展较慢.

混凝土的自生变形大约在土$(50\sim100)\times10^{-6}$的范围内变化,式(2—37)说明,根据其正、负值的不同,对应力的影响也不同,正值将产生压应力,负值将产生拉应力.当然也不允许产生过量的正值(膨胀).

从温度控制的观点来看,自生变形G_t的当量温差变形可按下式估算:

$$\Delta T=G_t/\alpha \tag{2—39}$$

三、结　　语

综上所述,可得以下几点主要结论:

1. 混凝土的变形特性相当复杂,工程上可采取控制实际变形不超过抗拉极限变形,其值

与混凝土的徐变、弹模、抗压强度及抗拉强度有关.

2. 混凝土的变形可分为荷载变形和自由体积变形两大类. 前者包括弹性变形、徐变变形及泊松变形；后者包括温度变形、湿胀变形、干缩变形及自生变形.

3. 在混凝土的荷载变形中，徐变变形占很大的比例，可达弹性变形的 0.5～1.0 倍以上，如果早龄期荷载增长较快，则徐变变形就更大. 因此，在工程设计及变形分析中，必须考虑徐变变形的影响.

4. 在混凝土的自由体积变形中，除宜选择低 α 值的材料外，应着重控制干缩变形及收缩型的自生变形，合理地利用湿胀变形及膨胀型的自生变形，以便改善混凝土的温控措施及变形状态.

第五节　大坝变形观测设计及改进建议

大坝观测设计指导和控制着观测工作的进行，观测的效果与设计质量有很大关系，现以刘家峡大坝为例，着重介绍变形观测设计并提出一些改进建议.

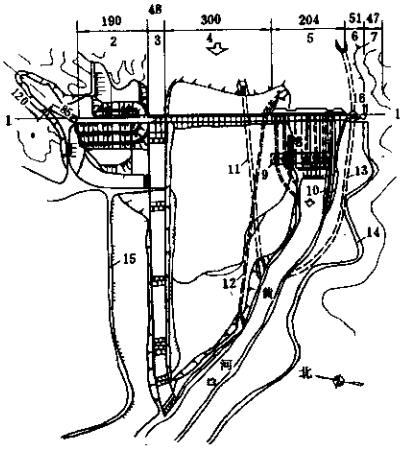


图 2－19　刘家峡水电站枢纽总平面布置

（单位：m）

1—坝轴线；2—黄上副坝；3—溢洪道；4—右岸混凝土副坝；5—河床主坝；6—左岸混凝土副坝；7—左岸深孔帷幕；8—坝后厂房；9—地下厂房；10—灌水道；11—右岸泄洪洞；12—排砂洞；13—左岸导流洞；14—左岸上坝公路；15—右岸上坝公路；16—左岸护墙

刘家峡大坝是我国已建成的最高的混凝土重力坝，于 1966 年开始浇筑混凝土，1968 年正式蓄水，1969 年发电，1974 年建成. 水库库容为 57 亿 m^3，控制流域面积 18.2 万 km^2，装机 5 台，总容量 122.5 万 kW. 运行二十几年来，在国民经济中发挥了重要作用.

大坝由峡谷河床主坝、左右岸混凝土副坝、溢洪道及黄土副坝组成，全长 840m，坝顶高程 1739m. 主坝最大坝高 147m，坝顶长 204m，共分 10 个坝段，按从右至左的次序编号. 右岸黄土副坝最大坝高 45m，坝顶长 236m，右端插入砂砾石黄土岸坡内，左端以裹头形式与混凝土坝连接，其枢纽布置见图 2－19.

河床主坝两岸岸坡陡峻，坝基岩石以云母石英片岩为主，夹有少量角闪片岩，右岸岩石较完整，左岸较破碎. 通过主坝的断层有十多条，其中主要是 F_{69} 断层，位于左侧Ⅵ坝段底部，顺流向且属张性. 主坝内共设有六层廊道，供灌浆、排水、冷却、观测、交通及维修之用，其高程分别为 1608.0～1615.0m，1631.0m，1660.0m，1673.0m，1690.0m 及 1715.0m.

黄土副坝的地质条件较差，越向右端覆盖越厚，故采用黄土宽心墙的土石坝，心墙的上

下游均设有反滤层.坝内未作专门的排水设施,仅在坝轴线下游处设有主排水洞,洞底高程1695.0m,先将坝体及坝基的渗水汇集此洞,再排至溢洪道.

按照设计规范规定,本坝属Ⅰ级建筑物,由于大坝处于复杂的自然条件和多种荷载的作用下,在设计时进行了必要的假定和简化,因此,设计结果与实际工作情况不能完全符合.为此,设计布置了一套完整的大坝观测系统,以便根据观测结果对大坝的工作状态作出判断,并为设计、施工和管理技术的发展及修订规范提供依据,以确保大坝的安全、经济运行.

目前大坝早已进入正常运行阶段,有关坝工技术研究的观测数据已经具备,今后观测工作的任务主要应是控制大坝的安全,而原设计的观测系统是考虑到设计、施工、运行和科研等多方面的需要确定的,随着时间的推移,在观测仪器、项目、方法等方面,已经不能适应现阶段对大坝观测的要求,需要适当简化并需加强关键项目的观测.

一、观 测 设 计

根据设计规范要求,结合大坝的结构特点,为刘家峡大坝设计了比较全面的观测项目,现介绍如下:

(一)外部观测

外部观测的测点布置见表2—4及图2—20和图2—21.在外部观测设计中,具有以下特点:

1.重视坝顶、基础及坝肩的观测.仅坝顶1739.0m高程、基础1631.0m高程及两岸坝肩3个部位就设置了185个测点,占全部外部观测点总数(341)的54.3%.

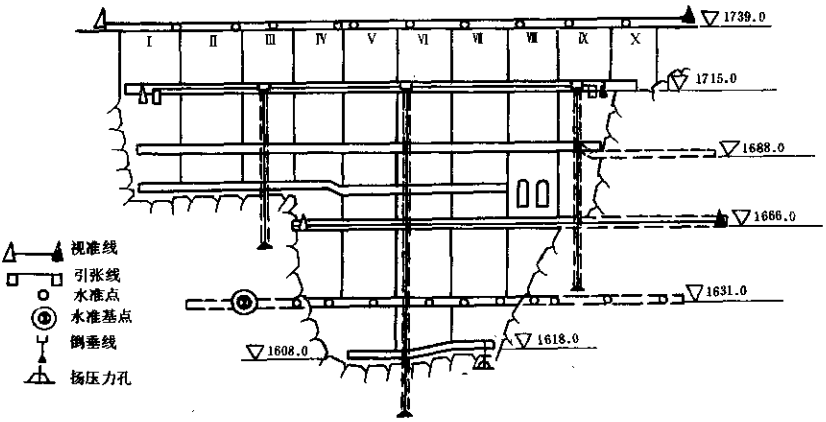


图2—20 混凝土主坝外部观测设备布置

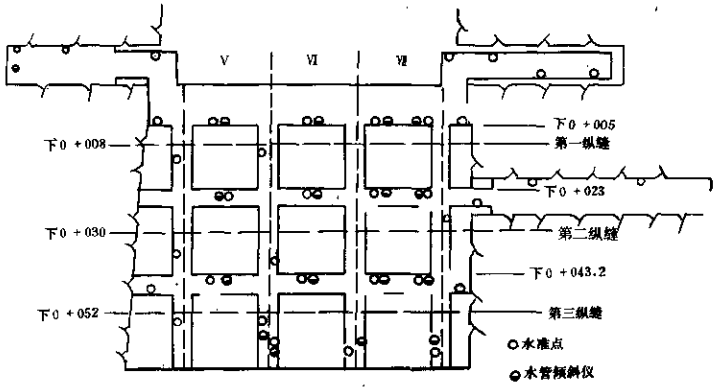


图 2-21 高程 1631.0m 基础廊道沉陷点布置

表 2-4 外部观测设计项目及测点数量

观测项目 \ 测点部位数量	坝顶	混凝土主坝												混凝土副坝	黄上副坝	坝后	坝肩	合计
		不同高程的廊道(m)							坝段									
		1715.0	1673.0	1668.0	1660.0	1631.0	1608.0	1607.0	Ⅲ	Ⅴ	Ⅵ	Ⅶ	Ⅸ					
视准法	17																	17
小角法		7			8													15
激光波带板	18	7			8													33
引张线		13																13
正垂线														1				1
倒垂线									3		6		3	1		1		14
精密水准	26					37									9			72
水管倾斜仪				4		17												21
横向扬压力										1	6	8						15
纵向扬压力										2	2	2						6
三向测缝器											8							8
单向测缝器											13							13
漏水量水堰			1		3	5	2	1						1	1	1		15
分层沉陷															1			1
浸润线															11			11
绕坝渗流																	64	64
前方交会																16		16
气象																6		6
总计	61	27	1	4	19	59	2	1	3	3	35	10	3	3	22	23	65	341

2. 在观测方法上，以激光波带板准直、绕坝渗流及精密水准三种布设的测点居多. 从整体上看，以采用简单、快速及高精度的方法为主，未布设复杂的导线及大地测量控制网.

3. 将倒垂线与引张线和准直线适当的组合，从而为实现对大坝及其地基变形的广泛监

测提供了极好的测量网，不受距离和光折射的影响，可以达到高精度，并且在任何天气条件下均可进行观测．作者这种设计布置后来相继为国内（如恒仁、丹江口、丰满）及国外[如瑞士马泼拉吉(Marpragg)、施拉黑(Schrah)和雷姆奔(Rempen)]等大坝所仿效．

4．在测点布置上，采取保证重点照顾全面的原则，其中选择Ⅵ坝段作为重点坝段，比其它坝段布置了较多的测点，详见表2—4，同时，在内部观测布设时，也以Ⅵ坝段为重点．

5．由图2—20可以看出，主坝仅布置3条倒垂线，没有采用正垂线和倒垂线相结合的办法，这与国内其它工程是不同的（例如仅葛洲坝工程就布设倒垂线41条，正垂线44条），而且其中Ⅵ坝段的倒垂线最长，达127m，当时在国内是一条最长的倒垂线．实践证明，这种简化方法是可行的．

（二）内部观测

内部观测的测点布置详见表2—5及图2—22和图2—23．具有以下特点：

表2—5　　内部观测设计项目及测点数量

部位 \ 仪器名称及数量		钢弦土压计	电阻土压计	孔隙压力计	钢筋计	钢板计	测缝计	变位计	裂缝计	应变计	应力计	温度计	合计	备注
混凝土主坝	Ⅰ坝段				4/2		4/2						8/4	
	Ⅳ坝段				3		3		3	27/6		2	38/6	边坡坝段
	Ⅴ坝段				1				3	5/1			9/1	
	Ⅵ坝段	29/24	5/1	11/2			25/13		2	88/22	7	52/7	219/69	（共401/101）
	Ⅶ坝段			4/2	3		1		2/1	9/4		5	24/7	
	Ⅷ坝段			4/3	24/2								28/5	底孔坝段
	Ⅸ坝段			5			7/2			55/6	5	3/1	75/9	边坡坝段
引水钢管	*1钢管			3		6/2		4/3					13/5	
	*2钢管			4	14	6/1		13/1			8		45/2	（共89/16）
	*3钢管			4/1	16/1	11/7							31/9	
地下厂房	*1蜗壳			1/1	3	7/1		8/5		14/6			33/13	
	*1尾水		9/7		30/18		3/1						42/26	
	*2蜗壳				12/2	13/7	4/2						29/11	
	*2尾水				14/7					6/2			20/9	
	*3尾水				6/1		2/1			3/2			11/4	（共202/65）
	*4大厦盖				10/6		4/1						14/7	
	第4段顶拱			1	11/1		3/2						15/3	
	第4段拱座										2/1		2/1	
	第11段顶拱				11/4		3/1						14/5	
	第11段拱座	22/6											22/6	
灌浆洞	第22段			1/1	41/25			7/6			2		51/32	
	第48段				12/4			3/1		2	5		22/5	（共88/40）
	第49段	13/3									2		15/3	
混凝土副坝	第2段											10	10/0	
	第7段											2/1	2/1	
	第11段									17/4		6/1	23/5	（共44/8）
	第18段											9/2	9/2	
黄土副坝	混凝土副墙	21/4											21/4	（共21/4）
总计	支	85	14	38	215	43	59	35	10	226	31	89	845	
失灵	支	37	8	10	73	18	25	16	1	53	1	12	254	
正常率	（%）	56	43	74	66	58	58	54	90	76	97	86	70	

注：表中分数，分母为失灵的仪器数量；分子为埋设仪器数量．

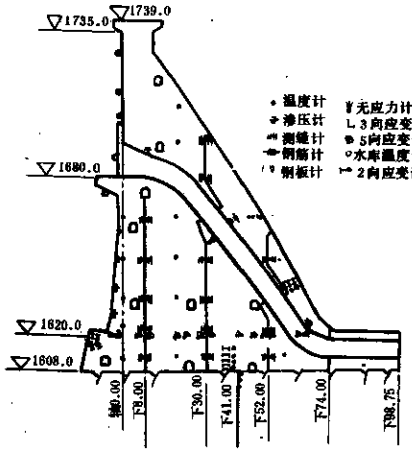
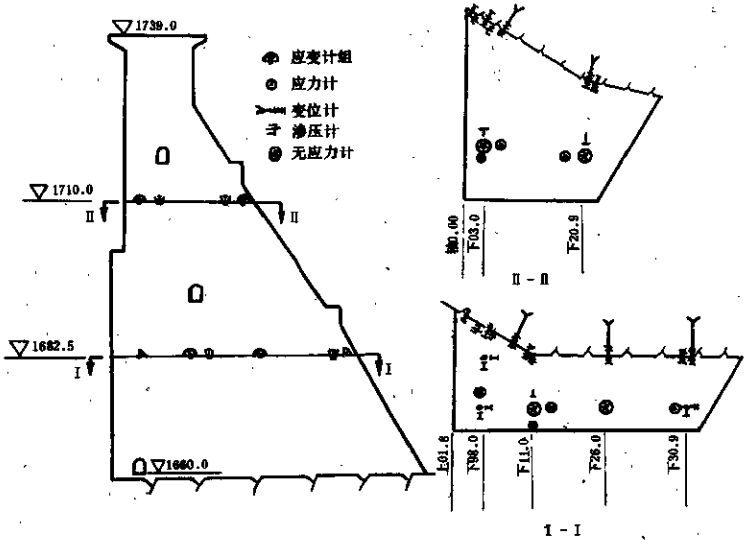


图 2—22　主坝Ⅵ段观测仪器布置

1. 在各种水工建筑物上共布置各类内部观测仪器 845 支. 仪器的分布以主坝为重点，共布设 401 支，占总数的 48%；其次为地下厂房(开挖跨度 31m，高度 64m)，共布设 202 支，占总数的 24%；在边坡Ⅸ坝段、引水钢管、泄洪洞、混凝土副坝及黄土副坝也适当布设了观测仪器，其中混凝土副坝的仪器是专门为施工期温度控制试验布置的. 这种设计说明，其指导思想是重点和一般相结合.

2. 在建筑物的各个部位，同样采取了保证重点、照顾全面的布置原则. 例如，主坝Ⅵ坝段共布置仪器 219 支，占主坝仪器总数的 54%；又如泄洪洞第 22 段布置仪器 51 支，占泄洪洞仪器总数的 58%等.

3. 从布置的仪器品种上看，以钢筋计和应变计较多，分别为 215 支及 226 支，合占布置仪器总数的 52%以上，其次是温度计、土压计及测缝计.



器 2—23　主坝Ⅸ段观测仪器布置

在钢筋计布置中，以地下厂房为最多，共 97 支，占钢筋计总数的 48%；而在应变计布置

中，则以Ⅵ坝段为最多，共88支，占应变计总数的40%.

4. 已失灵的仪器共254支，占布置总数的30%，说明在观测20多年后，有70%的仪器仍在正常工作. 其中损坏率较高的仪器有土压计、变位计及钢板计；损坏率较少的有应力计、应变计及温度计，详见表2—5.

仪器失灵原因除制造质量外，施工埋设质量也是原因之一.

5. 总的看来，除施工期温控试验测点外，在主坝、地下厂房、引水钢管、泄洪隧洞、底孔及黄土副坝等各种结构物中共布置801支观测仪器，还是比较合理的. 这就有可能用较少的仪器全面监测各建筑物的工作性态，以取得较好的效果.

二、改 进 建 议

虽然刘家峡大坝的观测设计是比较成功的，但经过多年的观测体验以及为了适应今后运行观测发展的需要，现分别提出以下改进意见.

(一)外部观测

1. **在垂线观测方面** 如图2—20所示，原设计是将倒垂线的浮体设置在1715.0m高程廊道处，此处高程与坝顶高程尚差24m，因此不能测出坝顶的最大水平位移，从多年实测平均位移值来看，坝顶为9.0mm，而1715.0m高程仅为4.7mm，约相差1倍.

由此可见，今后进行观测设计时，应尽可能将垂线延伸到坝顶，如本坝施工时能在坝顶预留竖井或预埋垂线管，问题就较易解决.

此外，图2—20中的3条倒垂线长度是不同的，最长的Ⅵ坝段为127m；最短的Ⅱ坝段为60m，相差1倍以上，但所设计的倒垂浮体结构尺寸却相同，这也是不合理的，今后设计时，应根据垂线的不同长度来选择不同的浮体尺寸. 根据国内外的经验，建议采用下式计算：

$$F=K(1+0.01L) \qquad (2—40)$$

式中 F——倒垂线浮力(N)；

L——倒垂线长度(m)；

K——系数，取值为200～500.

目前国内已开始采用三维倒垂线，这是今后观测设计中值得提倡的，采用三维倒垂线的关键是将现用的普通不锈钢丝改换成不锈因瓦钢丝，以便增加观测垂直变形的功能.

2. **在水平变形观测方面** 原设计主要采用视准线法(即觇牌法和小角度法)以及引张线法，到1979年又增加了大气波带板激光准直法，致使在不同高程的观测方法重复，工作量增大，建议仅保留精度较高的方法，淘汰精度较低的方法.

例如在1715.0m高程处除倒垂线外，还有激光法、引张线法、觇牌法及交会法等四种方法，建议仅保留激光法及引张线法，取消觇牌法及交会法.

3. **在垂直变形观测方面** 原设计主要在坝顶、基础1631.0m高程及黄土副坝马道三个部位进行精密水准测量，实践证明这是比较合理的. 但存在的主要问题是工作基点不稳定，特别是基础部位的工作基点逐年下沉，仅1967～1976年即下沉3.0mm，这是需要加以改进的.

建议将坝顶工作基点从受蓄水影响大的距上游面 50m 处移至靠下游水泵沟附近的稳定新鲜岩石上.在坝基部位最好能将倒垂线改换成不锈因瓦钢丝,从而可消除温度变化的影响并变为三维倒垂线,即能用来作为垂直变形观测的基准点或基准线.

4.**在倾斜观测方面** 如图 2－21 所示,其布置是比较系统全面的,但因采用的仪器质量较差,观测效果不理想,故宜更换质量好的仪器.

此外,对于左岸坝肩多裂隙的岩体,可增设少量的多点位移计及测斜仪,以监测左坝肩岩体变形情况.

今后进行观测设计时,在条件许可的情况下(例如本坝设有多层横向廊道就是十分有利的条件),宜尽量在不同高程的横向廊道内布设精密水准侧倾斜,或安装倾斜仪,以便与垂线观测值互相校核,并适当提高自动化观测的水平.

5.**在渗流量观测方面** 原设计的主要问题是,黄土副坝的量水堰设在坝后主排水洞的末端,这样测得的渗流量除坝基和坝身的渗漏外,还可能受地下水和地表水的影响.

为此建议对坝轴线下 122m 的主排水洞进行实验,在大雨前后分别观测量水堰水位和降雨量,以排除地下水和地表水对主排水洞排水量的影响,从而测出正确的渗流量数值.

(二)**内部观测**

1.**对于主坝** 原设计的应变计、土压计及温度计较多,可适当减少,但在坝踵处还应适当增加.这些仪器已观测多年,在今后运行中大部分可以停测,主要观测对象应是温度计、测缝计(包括变位计)、孔隙压力计及特殊应变计(即表面应变计和无应力计).

2.**对于地下厂房** 原设计的仪器也可以适当减少,例如 3 个尾水管都进行了观测,共布置 73 支仪器,这是比较多的,今后这部分仪器也可以停测.主要的观测部位应为蜗壳及顶拱和拱座部分,以监测运行安全.

3.**对于引水钢管** 这部分仪器已经基本上取得了所需要的观测研究资料,今后为了监视运行,可选择少量有代表性的钢板计及变位计继续观测.

4.**对于泄洪洞** 此处的钢筋计及变位计宜继续进行观测,而土压计、应变计及应力计则可考虑停测.

5.**对于副坝** 其中黄土副坝与混凝土坝连接的刺墙土压计需继续进行观测,而混凝土副坝为了施工温控试验布置的仪器则可全部停测.

三、结　　语

1.刘家峡大坝的观测设计基本上是成功的,所布设的观测项目和仪器测点数量也是比较合理的.

但总结刘家峡大坝的观测经验之后,可以认为在今后的观测设计中,有必要将设计内容分为施工期、蓄水期及运行期三个部分进行,并作为一个整体考虑,这样可使观测设计的目的更加明确,也更切合实际.另外,观测设计宜随着时间的推移及实践情况的变化,逐步进行修正和完善并逐步开展自动化观测.

2.刘家峡大坝观测设计采取在内、外部观测相结合的前提下保证重点照顾全面的设计

原则是正确的.观测项目确定后,应尽量采用快速、简易、高精度的观测方法.实践证明,复杂的方法不一定是最好的方法,采用多种方法观测同一种数据也不一定必要.

3.由于观测点的布设仅限于大坝的某些典型部位,例如扬压力测点就主要布设在Ⅵ、Ⅶ两个坝段,但实际上对每个坝段都应有所了解;况且大坝的局部破坏,例如裂缝、渗水、塌陷等往往不一定发生在固定的测点上,也不一定发生在观测的当时.为了克服观测的局限性,及时全面发现各种异常情况,以便于对观测值的解释和综合判断,还必须经常到现场进行巡视检查.

现场检查是对仪器观测的有力补充,是大坝观测和运行管理的重要组成部分,也要给予足够的重视,这在今后的观测设计中应予以补充或说明.

4.目前内部观测仪器大部分已可停测,仅适当保留少量对安全关系密切的温度计、孔隙压力计、变位计、钢筋计等继续观测即可.在今后的观测设计中,宜加强坝踵部位观测仪器的布设,以便进一步了解坝踵和基岩接触部位的工作状态.

参 考 文 献

[1]华东水利学院主编,水工设计手册,第2卷.水利电力出版社,1984年.

[2]Eto, T.,A Recording Water—Tube Tiltmeter. Bull. Dis. Rrev. Res. Inst, vol. 15, Part 3, No. 98, 1966.

[3]Жаринов Н. А.,Прибор Для гидростатического нивелирования. Изв. АН СССР, Физика Земли, Но. 3, 1975.

[4]Bower, D. R.,A Sensitive Water-Tube Tiltmeter. Phil. Trans, R. Soc. London, vol. 274, No. 1239, 1973.

[5]Buck, S. W. et al, Development of a Mercury Tiltmeter for Seismic Recording. AD—726521, 1971.

[6]VAMS型研制组,JSY—1型液体静力水准遥测仪研制报告.1988年12月.

[7]长办施工总队,陆水蒲圻水利枢纽外部变形观测总结.大坝观测与土工测试,1977年第1期.

[8]鲍利沙科夫 B.Д.,精密工程测量的方法和仪器.测绘出版社,1981年.

[9]赵志仁,国外混凝土坝外部观测工作的进展.水力发电,1983年第2期.

第三章　渗流监测

第一节　大坝渗流监测技术综述

大坝建成蓄水后，在水头作用下导致坝体、坝基和坝肩出现渗流现象，这对大坝运行是不利的，但又是不可避免的．渗流过大有可能引起大坝的失事和损坏．例如法国马尔巴塞(malpasset)拱坝和美国提堂(teton)土坝的失事，就是由于渗流造成的．根据国内外统计，因渗流问题引起的大坝失事占工程总数的 40%．因此，这是设计、施工和运行管理的关键问题，受到国内外坝工界的高度重视．

由于大坝渗流是一个三维问题，影响因素比较复杂，边界条件难以确定，致使根据设计计算或实验采用的防渗、导渗措施不可能很完善．实践证明，原型观测是监控渗流状态最真实的行之有效的方法，因而被大多数工程所采用．国际大坝委员会第 23 号会刊的报告中指出："坝基扬压力和渗流量的观测是最直接的也是最有意义的安全措施．如果是重力坝，这些观测是头等重要的"．

近年来，随着大坝建设事业的发展，渗流观测技术也取得了长足的进步．本节拟从观测设计与项目、仪器设备与方法及资料整理与计算等几个方面进行综述．

一、监测设计与项目

(一)监测项目

在水库水头作用下，渗流绕过两岸坝肩从下游岸坡流出，称为绕坝渗流．如果坝与岸坡连接不好，岸坡过陡，产生裂缝，或岸坡中有强透水层，就可能发生集中渗流，造成变形或漏水，威胁坝的安全和蓄水效益．

在渗流处于稳定状态时，其流量与水头保持稳定的相应变化．若渗流量显著增加，有可能发生管涌成集中渗流通道，反之可能是排水体堵塞的反映．在正常情况下，随着坝前泥沙淤积，渗流量会逐年减小．

渗流水浑浊不清，可能在水中带有泥沙颗粒或可溶盐成分，反应出坝基或两岸接头岩土受到溶滤或被渗流水带出．这些现象往往是管涌、内部冲刷或化学侵蚀的先兆．当地下水含有高浓度硫酸盐成分时，可能会对混凝土产生侵蚀作用，甚至使之成为酥松状态．

在土坝坝体内，渗流水将形成一个逐渐降落的渗流水面即浸润面，在土坝横断面上显示为一条曲线，称为浸润线．如果实测的浸润线高于设计线，就降低了坝坡的稳定性，甚至可能造成滑坡事故．此外，地下水也可能影响库边稳定．

库水在混凝土坝体内的渗流将形成孔隙水压力，也即是坝体内的一种扬压力，对坝体应力、变形及稳定都有一定影响．

混凝土坝和砌石坝基础与地基结合面上的扬压力是大坝重要的外荷载，目前设计都是假定为二维问题并按直线分布的图形计算，有必要通过观测作进一步校核.

观测土坝坝基中渗流沿程压力分布，可以了解土坝防渗和排水设施的作用，估算实际水力坡降，推算潜水是否可能形成管涌、流土和接触冲刷等破坏.

综上所述，可将渗流监测项目概括为：

1. 绕坝渗流及地下水位监测；

2. 浸润线及孔隙压力监测；

3. 扬压力及渗水压力监测；

4. 渗流量及渗流水质监测.

(二)监测设计

1. **绕坝渗流监测** 主要在大坝与两岸连接部分进行，一般根据交界面的轮廓线、地质情况、防渗措施、排水型式而定，以争取绘出等水位线为原则.

(1)沿绕流线布置测点. 一般每一岸布置 1～3 个基面，每个基面布置 2～4 个测点.

(2)在河槽两侧阶地中的绕流区，每侧在垂直坝轴方向布置 1～3 个基面，每个基面布置 1～3 个测点. 测点的进水位置应设在强透水层中或深入到筑坝前地下水位以下.

(3)沿可能绕流集中的渗水层布置测点. 对于观测不同透水层渗水的测点应深入到各层的中间，此时可设双管式测点或孔隙水压计观测.

2. **地下水位监测** 主要在近坝区的滑坡体和高边坡进行，以了解地下水位变化对岩土力学性质和边坡稳定的影响.

(1)已查明的滑坡体可沿滑动面的倾向或地下水的流向布置观测基面，测点应贯穿滑动面钻孔.

(2)未查明滑动面的高边坡或岸坡，观测基面可垂直临空面布置. 钻孔深度应深入到可能的滑动面以下.

(3)对高边坡附近的地表水，宜布置适量观测孔，量测入渗和排泄途径及对岩土稳定性的影响. 当可能的滑动面距地表很深时，可利用已有的勘探平硐或专设平硐布置观测基面.

(4)对坝肩或坝基稳定有重大影响的地质构造带，应设地下水位测点，量测渗流坡降、机械及化学管涌等的可能性.

3. **浸润线监测**

(1)*横基面的布置* 主要对土坝进行观测，选择最大坝高、原河床段、合笼段及地质条件复杂处作观测基面，对大中型土坝不少于 3 个.

(2)*观测点的布置* 测点位置和数量应根据断面大小、坝型结构、坝体与地基接触轮廓线、地质条件、设计浸润线位置等决定，使观测成果能反映出铺盖、斜墙、心墙、截水墙、反滤层和各部位的工作情况，并能掌握实际浸润线的形状及变化为原则，每个基面的测点数不少于 5 个. 对于均质土坝，在正常库水位与死水位之间的上游楔体区宜适当增加测点.

4. **孔隙压力监测**

(1)主要对混凝土坝进行. 施工时浇注分层缝被认为是可能渗水的薄弱环节. 因此在工作缝上应布置测点，同时也要观测完整的未分缝混凝土块体内孔隙压力情况，以资比较.

(2)一般布置 1～2 个观测基面及观测截面.考虑到由于坝体构造的影响(设置有横缝及排水管等),为了观测最大值,通常将测点布置在观测截面中心部位,且处在两排水管之间.

(3)测点距表面的深度可取此截面最大静水压力的 1/10,或到达上游廊道的中心线附近.靠上游面水力坡度较陡,应布置密些.最上游的测点与坝面距离应大于 20cm.为了观测排水效果,可在排水管的上下游部位布置测点.

(4)对于土石坝,每个观测基面上应布置 3～5 个截面,在靠近坝基和坝轴线附近应布设测点.

5.**扬压力监测** 主要对混凝土坝或砌石坝进行.

(1)*横基面布置*. 横基面的位置和数量取决于坝的地质条件、重要性和规模大小及结构型式等.一般布置 2～7 个.要选择最高断面,有断层、夹层及破碎带的部位进行观测.

(2)*纵基面布置*. 沿坝轴线的纵向观测基面,一般可布置 1～2 个,每个坝段 1～2 个测点.测点轴线位于灌浆帷幕和排水孔轴线之间.横基面靠上游的测点最好包括在纵基面中.

(3)*观测点布置*. 测点扬压力与地质特性、灌浆及排水等因素有关.扬压力强度的变化并不是一条直线,应考虑这些因素布置测点.

1)每个横基面上的测点数量一般是 3～8 个.从上游起,第一个测点布置在帷幕与排水孔之间(如果为了观测泥沙淤积及人工铺盖的影响,也可布置在帷幕之前.但以采用孔隙水压计量测为宜).第 2 个测点常布置在第一排排水孔下游.

2)在坝基开挖后应对设计的测点位置作适当调整,使其处在有可能产生最大扬压力的岩石裂隙上.此外,在透水性较大的岩层或断层、夹层中可适当增设测点.

3)对重力拱坝的观测基面按径向辐射线方式布置,即观测点轴线垂直于拱坝坝轴线.测点之间距可适当减小.薄拱坝一般不进行扬压力观测,支墩坝测点主要布置在靠上游的大头部位.

6.**渗水压力监测** 主要对土坝的坝基进行.观测点的位置和深度可根据坝基地质情况、防渗设施结构、排水设备的型式及可能产生的渗透变形情况而定.

(1)对于比较均匀的砂砾石层,一般布置 2～3 个观测基面,每个基面 3～5 个测点.

(2)对于双透水层坝基,一般布置 2～3 个观测基面,每个基面 2～4 个测点.各测点均应设在强透水层中,但在下游坝脚处和出水口附近的不同土层中可各布设一个测点,以观测各层中渗水压力的变化.

(3)对于多透水层坝基,为观测各层中的渗水压力,可布置 1～3 个观测基面,每个基面每层中布置 1～3 个测点.最好采用孔隙水压计观测,并在施工期进行埋设.

7.**渗流量监测** 此项观测包括坝肩、坝体及坝基各部位,应根据渗水部位、汇集条件、渗流量大小并结合所采用的观测方法进行布置.现按土坝和混凝土坝分别叙述.

(1)土坝

1)一般在坝趾下游能汇集渗水的地点设置集水沟,在沟的出口处布设量水设备进行观测.如集水沟后接有排水沟,则量测设备应布设在排水沟内.

当渗水可以分区拦截时,可在坝趾下游分区设集水沟,末端归入总排水沟.在集水沟和总排水沟上同时进行量测.对设有减压井的土石坝,尚应量测单井的渗流量.

2)集水沟、排水沟和量测设备应布置在不受泄水建筑物泄水影响、不受坝面及两岸排泄雨水影响的地方，并应结合地形尽量使其平直整齐，便于观测.

(2)混凝土坝

1)坝基和两岸的渗水必须分开观测，并力求按不同部位进行分区量测，有条件时可选择部分排水孔进行单独观测.

2)坝体靠上游面排水管的渗水流入排水沟后可分段集中观测.混凝土裂缝、伸缩缝或岩石裂隙的渗水，应选择有代表性的固定缝口进行观测，一般可采用容积法.

8.渗流水质监测

(1)在渗流量观测及现场检查时，同时在各部位目视观测渗水是否透明清澈，发现渗水浑浊或可疑时，应立即进行透明度检定，并及时掌握透明度的变化.

(2)渗水透明度一般 1～3 个月检定一次，可在河床、两岸、廊道、重要构造带等有代表性的部位取渗流水样.

(3)对有析出物或有侵蚀性的重要部位，应定期取水样进行水质分析.可根据要求及变化情况，分别选用简易分析或全面分析.必要时应与水库水质进行比较.

二、仪器设备与方法

(一)仪器设备

由于渗流观测项目较多，所以仪器设备的种类也较多，下面介绍几种常用的效果较好的观测仪器.

1.测压管 可用来观测扬压力、浸润线、渗水压力、地下水位及绕坝渗流等.按其用途不同构造也不完全相同，但基本上可分为土坝和混凝土坝两类.

(1)土坝测压管 可分金属管和塑料管两种，根据工程等级、水头大小及材料条件加以选择，但必须保证安装后不易变形、漏水或损坏.以往管径多采用 38～50mm，近年来为了减少滞后的影响，有向细管径发展的趋向.例如浙江和湖南的一些土坝采用了 Φ15mm 的聚氯乙烯塑料管；海南岛的松涛土坝采用 Φ15mm 的镀锌钢管，其进水段为透水砂轮($K=10^{-3}$ cm/s)，管外滤砂为中砂，高约 1.5m.测压管的构造可分为进水段、导管段和管口段三部分.

1)进水段 一般在进水段管壁上钻有足够数量的进水孔，其外壁应包扎土工织物过滤层或铜丝网，并填反滤料.该层材料必须能顺利渗水，经久耐用，不使土壤颗粒透过两眼.

2)导管段 其材料和直径与进水段相同，要求管壁不透水，内壁光滑，接头一般采用螺丝扣，塑料导管也可采用加箍焊接的办法.在土坝中导管一般是铅直的，只有在观测斜墙坝的浸润线时，才采用有水平管段的 L 型导管.建议导管直径为 20～30mm.

3)管口段 为了防止雨水、地表水流入管内或沿管外壁渗入坝体，避免石块或杂物落入管内，必须安装专门的保护设备，其构造应力求简单牢固，防止人为破坏.

(2)混凝土坝测压管 此种测压管多设置在岩基上，且可能为有压渗流，与土坝不尽相同，但仍可分为进水段、导管段和管口段三部分，典型的有以下几种：

1)单管式 管径一般为 50mm，进水段长 1m，交错的排列着 Φ5mm 钻孔，俗称花管.当

基岩灌浆后，在已浇混凝土上钻孔，然后将测压管插入经冲洗后的钻孔中，深入基岩 0.75m，管子末端离开孔底 0.25m.

在花管周围填充经过筛分冲洗干净的粒径为 6～8mm 的卵石. 填充高度为 1.25m，捣实后再将小块软粘土填入深约 0.5m，捣实压紧形成止水塞，上面再用水泥浆充填使之与混凝土紧密结合.

2)多管式　在地质条件较复杂的部位，如需分层观测不同高程的渗流状态时，可在一个钻孔中安装两个以上测压管. 进水段分别安装在不同的岩层内，再用导管分别引到管口，中间用粘土及水泥浆隔开.

3)U 型管式　适用于岩石破碎渗出物较多的部位. 因为有两个引出管，在灌浆的同时可用低压水冲洗，故不易被堵塞，用于需在灌浆前埋管的情况，用管材较多.

4)支撑式　此种构造比较简单，进水段没有花管，仅将直径 50～75mm 的镀锌钢管先固定在离基岩面 0.15m 的测点上，待浇注混凝土并灌浆后再从钢管口钻孔至基岩内 1m. 这种方法被广泛采用，效果较好.

2. 孔隙压力计　可用来观测扬压力、浸润线、渗水压力、地下水位、绕坝渗流及孔隙水压力等. 根据其原理不同有多种型式，现介绍以下几种：

(1)*差动电阻式*　水压力自进水口经透水石作用在感应板上，引起仪器内部两电阻 R_1 和 R_2 的比值差动变化. 但当温度变化，例如升高 ΔT 时，电气转换部件内的油和空气因温升面膨胀，给感应板施加一个与渗压力相反方向的压力. 因此，在仪器受水压和温度双重作用下，其计算公式应为：

$$P=f' \cdot \Delta Z-b\Delta T \tag{3—1}$$

式中　P——渗水压力；

f'——仪器修正压力最小读数(对于采用 5 芯电缆的仪器可不作修正)；

b——仪器温度补偿系数；

ΔZ——仪器电阻比变化量；

ΔT——仪器温度变化量.

(2)*钢弦式*　此种仪器感应板上安装有钢弦，当渗水压力使感应板受压挠曲后，利用钢弦长度的改变而产生不同的自振频率来测定挠曲的大小，进而换算成渗水压力. 计算公式如下：

$$P=f\Delta F^2+b\Delta T \tag{3—2}$$

式中　ΔF^2——仪器频率平方的变化量；

其余符号同式(3—1).

(3)*电阻片式*　此种仪器是将电阻丝应变片粘贴在感应板上，渗水压力引起电阻丝片变形，从而使其电阻发生变化并按线性关系转换成电压. 由于仪器温度影响能够自补偿，所以不需作温度修正. 计算公式为：

$$P=f \cdot \Delta S \tag{3—3}$$

式中　ΔS——仪器输出与输入电压比变化量($\mu V/V$).

3. 量水堰　量水堰是用来观测渗流量的设备，适用于 1～300L/s 的范围内. 一般设在集

水沟的直线段上，沟底及边坡需加护砌．要求堰下水深低于堰口，形成堰口自由溢流，且不受泄水及雨水的影响．有以下几种型式：

(1)三角堰　适用于流量为1～70L/s．三角堰的堰口为底角成直角的等腰三角形．美国垦务局采用装卸式的堰板，可根据流量大小改换型号．流量Q的计算公式如下：

$$Q=1.4H^{\frac{5}{2}} \tag{3—4}$$

式中　H——堰上水头．

(2)梯形堰　适用于流量为10～300L/s．过水断面为梯形，边坡为1∶0.25，堰口应严格保持水平，底宽不宜大于3倍堰上水头．算式如下：

$$Q=1.86H^{\frac{3}{2}}b \tag{3—5}$$

式中　b——堰坎宽．

(3)矩形堰　适用于流量大于50L/s的情况．分为有侧向收缩和无侧向收缩两种．算式如下：

1)有侧收缩

$$Q=(0.405+\frac{0.0027}{H}-0.03\frac{B-b}{B})[1+0.55(\frac{b}{B})^2(\frac{H}{H+h})^2]b\sqrt{2g}H^{\frac{3}{2}}$$

$$=A_1A_2b\sqrt{2g}H^{\frac{3}{2}} \tag{3—6}$$

式中　B——堰墙宽；

b——堰口宽；

h——堰高；

A_1、A_2——系数，均可查表．

2)无侧收缩

$$Q=(0.402+0.054\frac{H}{h})b\sqrt{2g}H^{\frac{3}{2}}=mb\sqrt{2g}H^{\frac{3}{2}} \tag{3—7}$$

上述式(3—4)～(3—7)均可查表计算，见第一章文献[3]．

4.**容积法**　适用于渗流量小于1L/s的量测，又分两种：

(1)棉絮吸水法　流量小于0.2mL/s时用；

(2)容器截水法　流量大于0.2mL/s时用，根据渗水条件又可分为固定引槽集水、临时引槽集水和导管集水三种．

5.**透明度管**　观测渗水透明度用．该管为高35cm、直径3cm的平底玻璃管．管壁刻有厘米刻度，零点在管底处并设有一个控制阀门．

(二)观测方法

1.**测压管**　虽然测压管是观测渗流的传统方法，但实践证明，由于滞后时间较长，只有在渗透系数$K>10^{-3}$cm/s的岩石或土壤中才能获得较好的效果．在$K=10^{-4}\sim10^{-5}$cm/s的粘性土中，若库水位的持续稳定时间超过测压管滞后时间并形成稳定渗流，可选用Φ15mm的测压管．但在第一章第一节已经指出的三种情况下不宜采用测压管，而可采用孔隙压力计观测．

观测测压管中水位或水压力的方法有：

(1)电测水位器　适用于管中水位低于管口的情况，是根据水导电的原理制成，使用较

多.

(2)测响锤　为上端封闭下端开敞的一段金属管，长度为 30～50mm. 观测时听接触水面声音.

(3)示数水位器　用于管中水位低于管口较深、管中水位变幅较小的情况. 利用水位升降带动传动系统拨动示数器，可直读水面高程.

(4)压气 U 形管　适用于管中水位低于管口 5m 以内的情况，并可用作遥测.

(5)遥测水位仪　一般由传感器、中转站和主机三部分组成. 传感器为水位讯号变送器. 中转站设在测压管比较集中的地方，安装有多点切换开关，由观测室主机发出脉冲来进行控制. 测值可自动打印在记录纸上，也可由数码管显示.

(6)压力表　用于管中水位高出管口 3m 以上. 采用水管或蒸汽管用的压力表，规格为 0.5～1.5 级，一般在量测范围的 1/3～2/3 以内使用.

(7)压差计　用于管水位高出管口 5m 以内. 一般用外径为 10mm、高度大于 400mm 并带有三通的 U 形玻璃管做压差计，安装在木板上，中间装有带 mm 刻度的标尺，零点设在中部.

2. **孔隙压力计**　适用于各种渗流水位、水压力以及孔隙水压力的观测. 一般没有滞后现象，可以反映测点的实际情况，土坝或混凝土坝采用都很适宜. 为了保证观测值质量，可提出以下要求：

(1)差动电阻式　每次应观测电阻比的正测值 Z、反测值 Z′、电阻值 R_1 及总电阻 R_S 四个数，则对电阻比限差为：

$$Z'+Z=2M+A^2\% \tag{3—8}$$

式中，$Z=100\pm A$；$M=100\pm B$. M 值为接收仪表的固定电阻. 按式(3－8)计算误差应在 $\pm 2\times 10^{-4}$ 以内才能符合要求.

对电阻值的限差按下式控制：

$$2\gamma=R_S-R_T \tag{3—9}$$

上式中 2γ 为仪器电缆芯线电阻，计算结果误差应在 $\pm 0.03\sim 0.04\Omega$ 以内才能符合精度要求.

(2)钢弦式　观测的频率波形可分为垂直和水平两种. 已知指示频率与被测频率的数值不同则呈现的频率比值也不同，如 1∶1、1∶2、1∶3 等. 其中 1∶1 图形为正常被测频率，与其它比值应满足下列关系：

$$f_y=f_x\cdot\frac{x}{y} \tag{3—10}$$

式中　f_y——仪器换算被测频率；

f_x——接收仪表指示频率；

y——观测图象垂直方向与垂线切点数；

x——观测图象水平方向与水平线切点数.

按上式计算结果与正常被测频率之差应在 $\pm 3Hz$ 以内.

(3)充气式　充气式多点渗压计的突出优点是可沿钻孔重复测量多点渗水压力. 它适用

于孔径 100mm，孔深可达 100m 以上．测量方法如图 3－1，可分为四个阶段：

1)将多点渗压计下放到孔内要求观测的部位．

2)将充气袋充气压出观测段(一般长为 0.55m)内的水．

3)将上、下塞充气隔断观测段，使该段内的压力低于渗水压力．

4)由于地下渗水压力压向孔壁及充气袋薄膜，使充气袋放气，袋内压力渐渐下降到内外二者压力平衡，即可求出渗水压力．

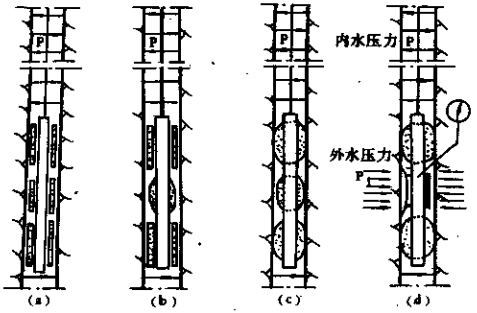


图 3－1　多点渗压计

3. 量水堰　由式(3－4)～(3－7)可知，一般是观测堰上水头然后换算渗流量．观测方式有：

(1)水尺法　在堰身上游水流平稳处设水尺读数至 mm．为提高精度应尽量采用水位测针，读数至 0.1mm．测针应垂直水面，倾斜度不得大于 1/500，并在测针上游设置稳流设备．

(2)遥测法　可利用遥测渗流量仪的传感器测定水位升降，显示器指示水位值，可由电缆传送到观测室的微型电子计算机并把水位变换为流量，以 L/s 显示打印．

4. 容积法

(1)棉絮吸水法　利用干、湿棉絮的重量差和浸湿时间可求出渗流量．

(2)容器截水法　利用容器集水并记录时间求算流量，要求集水时间不得小于 10 秒．

5. 透明度法

(1)先制做一块 5 号汉语拼音铅印字底板，置于透明度管底下 4cm 处，将水样摇匀后注入管内．

(2)从管口通过水样观看铅印字体，如看不清即打开阀门放水，直至看清字样为止．

(3)从管壁刻度读出水柱高度，即为渗水透明度，大于 30cm 为清水，愈小说明愈浑浊．

(4)应面定专人操作．每次观测要在同等光亮下进行，但应避免阳光照射字板．

上述观测应重复两次，差值不应大于±1cm．

三、资 料 整 理 与 计 算

(一)资料整理

进行资料整理时，须绘制以下几种曲线：

1. 过程线 一般以时间为横座标，测值为纵座标绘制. 除测点的水位或流量外，同时绘入上下游水位(或水头)及透明度，对于土坝还需绘入降雨量. 为了便于比较，可将同一断面的测点绘在同一张图上. 土坝测压管的水位常滞后于库水位，为了合理取用观测资料，应注意的是：

(1)当过程线上有受降雨影响的突变时，此段资料应舍去不用.

(2)如果测压管局部腐蚀成新的进水口，而原导管和进水段被堵塞，则管水位会突然上升，此时应停用此管另设新管.

(3)上游水位变化，管水位过程线不变化或没有明显的峰、谷，则表示滞后时间很长成进水段被淤堵. 此时的观测资料不能用.

(4)管水位过程线出现峰、谷的时间比库水位晚一些，这种时差常作为管滞后时间考虑.

2. 相关线 这是表示测点水位或流量与其影响因素之间关系的一种图形. 有时把几组数据绘在一张图上互相比较，叫综合相关线. 绘图时应注意：

(1)测点水位 h 和渗流量 Q 一般只与上、下游水位(H_1、H_2)相关. 目前习惯作 $h\sim H_1$ 和 $Q\sim H_1$ 相关线，这只有在 H_2 稳定时才适用. 若 H_2 变化较大，则应作$(h-H_2)\sim(H_1-H_2)$及$Q\sim(H_1-H_2)$的相关线，此线应为直线或曲线，不然就说明受降雨或滞后时间等因素的影响.

(2)测点水头 $h-H_2=\Delta h$ 与水库水头 $\Delta H=H_1-H_2$ 的相关线，应通过座标原点. 但 $Q\sim\Delta H$ 线有三种情况：

1)通过座标原点，说明全部渗流量被测出.

2)在纵座标上有正截距，表明有部分流量未测出. 该值等于该线延长后交于负 Q 轴的绝对值或等于该线平移通过原点时移动的横座标值.

3)相关线与横座标相交，表明量测到的渗流量中包括了非库水渗漏部分，即有其它水源流入.

(3)综合相关线的比较对象可以是横断面上的几个测点，一个纵断面上几个不同坝段的测点及同一测点几个不同年份的测值等. 例如，若历年测值的相关线不随时间变化，说明渗流场稳定；若逐年向左移动，说明逐年减小，渗流条件可能改善；若逐年向右移动则意味着渗流恶化.

3. 分布图 分布图上的一条分布线表示一次观测或果. 常把多次测值画在一起对比，如把一年内最高、最低两次测值对比，可看出各处年变幅的大小.

(1)*纵向分布图* 横座标为纵向(顺坝轴线方向)距离，其上标出观测点号、桩号或坝段号. 纵座标为观测值. 有时还画出坝底开挖线.

(2)*横向分布图* 横座标为横向(顺河流向)距离，其上标出测点号、桩号. 纵座标为观测值. 图上常画出帷幕、排水孔位置.

(3)*等值线分布图* 将同测次结果点绘在大坝平、剖面图上，然后用勾绘等高线的方法画出等值线，如等水位线、等势线(或流网)等. 也可作出各观测断面的流网和浸润线，了解空间渗流情况，评价防渗排水效果和渗透稳定性.

(二)资料计算

渗流观测资料的计算，主要包含以下内容：

1. **渗压系数与扬压系数** 以重力坝为例，如图 3—2 所示，先将各观测值换算成扬压水位 Z_i，Z_i 高于坝底高程的水柱高度即为扬压水头 h_i，可得：

$$h_i = Z_i - Z_0$$

$$i = 1, 2, 3 \cdots\cdots n \qquad (3—11)$$

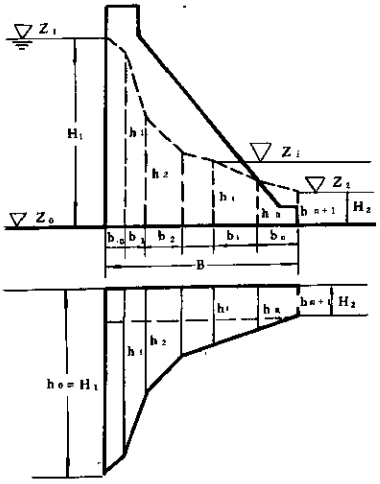


图 3—2 坝基扬压力计算示意图

扬压水位高于下游水位的水柱高度为渗压水头 h'，即

$$h'_i = Z_i - Z_2 = h_i - H_2 \qquad (3—12)$$

扬压水头与上游水深 H_1 的比值为扬压系数 α_i，即

$$\alpha_i = h_i / H_1 \qquad (3—13)$$

渗压水头与上下游水位差的比值称为渗压系数 α'_i，即

$$\alpha'_i = \frac{h'_i}{H_1 - H_2} = \frac{h_i - H_2}{H_1 - H_2} = \frac{\Delta h_i}{H} \qquad (3—14)$$

在土坝观测中习惯上将 α'_i 称为位势，并以 Φ 表示。如坝基为有压渗流，利用 Φ 不变的假设，可预报测点的水位。例如，推求最高库水位 H_{max} 情况下测点水位 h_{max} 的算式为：

$$h_{max} = \Phi(H_{max} - H_2) + H_2 \qquad (3—15)$$

2. **渗压力、浮托力和扬压力** 由上、下游水头差在坝基的渗流所造成的作用在坝底的向上的压力称为渗压力 W'（见图 3—2），即

$$W' = \frac{b_0}{2}(H_1 - H_2) + \sum_{i=1}^{n} h'_i \frac{b_{i-1} + b_i}{2} = \sum_{i=0}^{n} \frac{b_i}{2}(h'_i + h'_{i+1}) \qquad (3—16)$$

在有上游水头作用的条件下，由于下游水头在坝基的渗流所造成作用在坝底的向上压力，称为浮托力 W''，即

$$W'' = \sum_{i=0}^{n} b_i H_2 = B \cdot H_2 \qquad (3—17)$$

扬压力即为渗压力和浮托力之和，可由坝底各相邻测点扬压水头的平均值乘以两点间距离直接求得，也就是扬压水头的连接线与坝底包围的面积 W，即

$$W = W' + W'' = \frac{b_0}{2}(h_0 + h_1) + \frac{b_1}{2}(h_1 + h_2) + \frac{b_2}{2}(h_2 + h_3) + \cdots\cdots + \frac{b_n}{2}(h_n + h_{n+1})$$

$$= \sum_{i=0}^{n} \frac{b_i}{2}(h_i + h_{i+1}) \qquad (3—18)$$

3. **渗透系数和渗透坡降** 在推算出各测压管水位迟后时间的基础上，根据达西定律导出渗透系数 K 的算式如下：

$$K = \frac{L}{\Delta H T}\sqrt{L^2 + \Delta H^2}; \quad K' = \frac{K}{\mu} = \frac{L_2^2}{2\Delta T \Delta h_1} \qquad (3—19)$$

式中 L——测压管至库水位或测压管之间的水平距离（水平渗径）；

ΔH——库水位与测压管或测压管之间的水位差；

T——测压管水位迟后时间；

ΔT——两测压管之间水位迟后时间；

μ——库水位骤降时单位体积土体在饱和含水情况下的排水量，即给水度；

Δh_1——在迟后时间 ΔT 内，计算的两测压管中靠上游测压管的水位升高值；

L_2——靠上、下游两测压管间水平距离.

一般实测 K 值应小于设计值，在相同条件下 K′值应稳定或趋于减小. 此外，渗透坡降应小于允许值，以避免发生管涌和冲刷等渗透变形. 坝基平均坡降 J 和出逸坡降 J′的计算公式如下：

$$\left.\begin{aligned} J&=\Delta H/L;\\ J'&=(h-H_2)/H'_2 \end{aligned}\right\} \qquad (3—20)$$

式中 h——坝下游坡脚处坝基测压管水位；

H'_2——坝下游坡脚处测压管进水段至地表距离.

4. **化引渗流量** 由于渗水量随水温增大而增大，因此，应将不同水温时观测的渗流量换算成水温为 10℃时的渗流量，以进行温度校正. 其关系如下：

$$\left.\begin{aligned} &Q_{10}=Q_t\cdot A\\ 又\quad &A=1.359/(1+0.0337T+0.00022T^2) \end{aligned}\right\} \qquad (3—21)$$

式中 Q_{10}——水温为 10℃时的渗流量；

Q_T——天然水温为 T℃时观测的渗流量；

A——流量温度校正系数.

为了便于分析渗流量的变化规律，可将经温度校正的 Q_{10} 换算成化引流量 Q_n，即

$$Q_n=Q_{10}/H \qquad (3—22)$$

在渗流场稳定的情况下，α'_1(或 Φ)及 Q_n 也应基本稳定不变，如有增大或减小，则可能是渗流条件恶化或改善的反映.

5. **回归分析** 通过回归分析对观测值建立以数学模型表示的回归方程，并由此进行渗流监测的预报或控制. 这种方法可分为以下两种.

(1)**相关线回归** 是对相关线进行的，它涉及的影响因素和观测数据较少，所以效果不很理想，但计算比较简单. 例如对丰满大坝第 16 坝段建立的扬压力和上游水深关系的回归方程为：

$$\hat{W}=1000.5+11.08(H_1-240) \qquad (3—23)$$

由上式求得当置信水平为 95%时的置信带宽度为 $\pm 2S=\pm 75.8$t.

(2)**过程线回归** 是对观测的过程线进行回归分析，因此可包含影响整个观测全过程的众多因素. 一般数学模型可采用三个函数来表达，例如对渗流量可采用下式：

$$Q=a_0+F_1(H)+F_2(T)+F_2(\tau) \qquad (3—24)$$

式中 a_0——自由项；

$F_1(H)$——水库的静水头作用；

$F_2(T)$——周围介质的温度作用；

$F_3(\tau)$—— 随时间发展的不可逆时效分量，它可能有衰减或增大的趋势.

对水头函数可用三次多项式表达：

$$F_1(H)=a_1H+a_2H^2+a_3H^3 \tag{3—25}$$

温度函数看作谐量可展开成三角级数：

$$F_2(T)=a_4\sin\tau+a_5\cos\tau+a_6\sin2\tau+a_7\cos2\tau+a_8\sin3\tau+a_9\cos3\tau \tag{3—26}$$

式中 $\tau=2\pi t/365$；

t——从观测开始算起的时间，以天计.

与时间有关的不可逆分量可用两个指数函数表示：

$$F_3(\tau)=a_{10}e^{-t/365}+a_{11}e^{t/365} \tag{3—27}$$

将式(3—25)～(3—27)各分量相加，即得过程线回归的普遍式. 其中系数 $a_0,a_1,a_2,\cdots\cdots a_{11}$ 由电子计算机用最小二乘法解出. 然后根据 F—准则检验系数的重要性，将次要系数消去，从而求出最佳回归方程，可定量地描述渗流过程并计算其控制标准. 由于此法综合了各种影响因素和全部观测数据，因而效果较好. 详见第九章第一节.

四、结　　语

工程运用和观测实践表明，原型观测成果比之理论研究和模型试验更符合实际情况，特别是渗流观测更加起着关键作用. 但是，原型观测方法必须运用得当，才能取得理想的效果，为此应满足以下基本条件：

1. 合理地布置观测断面和各项测点；
2. 认真地选择仪器设备并取得可靠成果；
3. 正确地进行观测资料的分析和计算.

第二节　重力坝扬压力的观测研究

混凝土重力坝的扬压力应包括坝基和坝体两方面，它是重力坝的主要荷载之一，但至今尚无精确的计算理论和实验方法可被采用. 目前，设计人员往往根据实践经验和工程的实际情况，在设计规范规定的范围内选用扬压力值.

我国混凝土重力坝设计规范 SDJ—21—78(试行)第 63 条规定："设计时可根据坝基地质条件、帷幕和排水的布置情况，分别选用扬压力图形"，而对于图形中的扬压力系数"α_1,α_2 值根据坝基地质条件、防渗帷幕和排水设施拟定". 1984 年 12 月又颁发了《补充规定》，其中第 3 条作用于坝基面的扬压力分别按图 1 和图 2 的"假定采用". 补充规定的图 2 考虑了坝基抽排系统的作用，比试行规范有一定的改进.

但是，上述所谓"选用"、"拟定"和"假定"，实际上是根据一些坝的观测结果和工程经验推测出来的，事后也要进行观测验证.

本节主要结合刘家峡大坝的观测结果，探讨扬压力的变化规律，对规范的合理性进行反

馈分析，以达到节省工程量、降低造价之目的.

一、减 压 工 程 措 施

黄河刘家峡主坝共分 10 个坝段，坝顶高程为 1739m，正常高水位为 1735m，正常尾水位为 1623m. 基岩主要为前震旦系云母石英片岩. 为防止集中渗流及降低坝基扬压力、增加坝体及坝基稳定，对大坝地基采用"闭路式抽水减压排水系统"，详见图 3—3，其工程措施主要有：

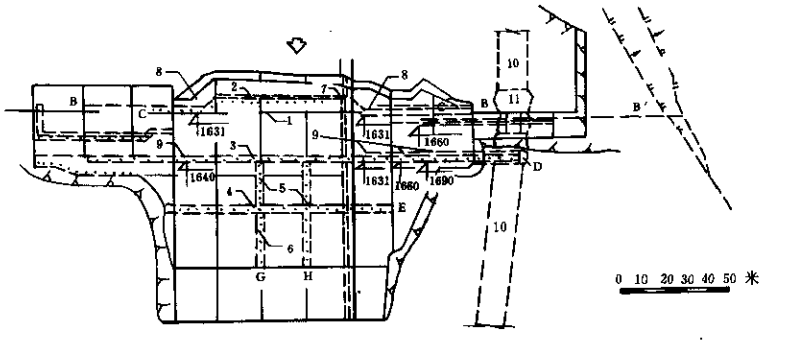


图 3 3 减压工程措施平面布置

B、B'—灌浆帷幕；C—主排水孔幕；D—第 2 排水孔幕；E—第 3 排水孔幕；G、H—横向排水孔幕；1—坝轴线；2—灌浆排水廊道；3—第一基础排水廊道；4—第二基础排水廊道；5—横向基础排水廊道；6—集水井；7—F_{69}断层截水墙；8—灌浆排水平洞；9—排水洞；10—导流隧洞；11 导流隧洞堵塞段

(一)灌浆

在靠近坝踵处设置深孔水泥灌浆帷幕一排(B 线)，河床部分孔深 50m，孔距 2m. 左岸增设深孔帷幕一道(B′线). 另外，大部分地基岩石都进行了固结灌浆，孔深 7～10m.

(二)排水

在灌浆帷幕下游设置了三条纵向排水孔幕(C，D，E 线)及两条横向排水孔幕(G，H)线. 孔径为 13cm，孔距为 2～2.5m. 主排水孔幕 C 线孔深为 25m，D 线孔深为 15m，其它各条孔深度均为 10m. 所有河床地基渗水均汇至Ⅴ、Ⅵ坝段间高程最低的集水井中，由水泵抽水排至下游.

(三)断层带处理

河床左侧有顺河张性断层，其中Ⅵ坝段的 F_{69}断层贯穿上下游，其破碎带宽度一般在 2m 以上. 为防止集中渗流，在深孔灌浆帷幕线处开挖深 15m、断面为 3×4m 的竖井. 用回填混凝土做截水墙，在墙下做深孔水泥灌浆及丙凝化学灌浆，墙的下游断层部位均挖槽回填成混凝土塞，同时在断层两侧影响带进行孔深为 15m 的水泥固结灌浆.

二、观 测 仪 器 设 备

为了监测上述减压措施的效果，选择地基条件较差的 F_{69} 张性断层带的Ⅶ坝段及有代表性的河床Ⅵ坝段，分别作为坝基及坝体扬压力的重点观测坝段.

(一)观测仪器布置

1. **坝基扬压力** 在Ⅵ坝段 F_{69} 断层处布置 7 根测压管，编号为 $U_{1\sim7}$，桩号为 0+136.5m，其中 U_1 在帷幕前，其余在帷幕后. 此外，还布置两支电测孔隙压力计观测坝基扬压力，编号为 P_{7-1} 及 P_{7-2}，分别位于 F_{68} 断层槽前、后，桩号为 0+144.5m，见图 3—4.

2. **坝内扬压力** 在Ⅵ坝段靠近基础 1620m 高程的水平施工缝内，距上游面不同深度处布置 4 支孔隙压力计，编号为 P_{6-4}～P_{6-7}，见图 3—5.

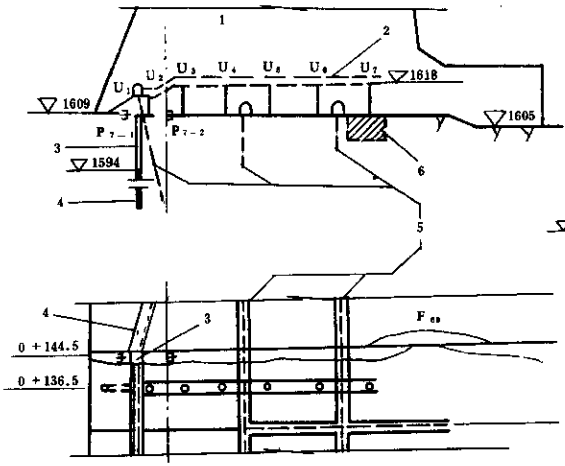


图 3—4 Ⅶ坝段坝基扬压力观测布置

U_1、U_2～U_7—测压管编号；P_{7-1}、P_{7-2}—孔隙压力计编号；1—坝轴线；2—观测廊道；3—混凝土截水墙；4—灌浆帷幕；5—排水孔幕；6—集水井

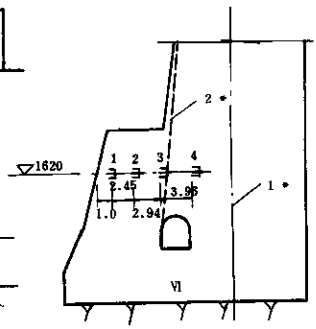


图 3—5 Ⅵ坝段坝体扬压力观测布置(单位：m)

1—P_{6-4}；2—P_{6-5}；3—P_{6-6}；4—P_{6-7}；1*—坝轴线；2*—排水管

(二)孔隙压力计滤浆试验

采用测压管观测坝基扬压力施工干扰大，容易堵塞又很难修复，作者在本坝首次采用孔隙压力计获得成功，但要注意防止水泥浆在孔隙压力计进水口硬结堵塞进口，使其失去观测效能. 为了确定埋设方案，曾在压力容器内进行过专门试验.

根据试验结果，安装时将孔隙压力计进水口装入由两层麻布或铜丝网做成的砂袋内，砂

袋直径为 8～10cm. 观测表明，这种结构能正确反映观测值，详见图 5—11.

今后可对测压管的进水段采取类似措施，以解决被水泥浆堵塞的问题. 采用孔隙压力计不需设专门的横向廊道，施工方便可靠，节约钢材，便于实现遥测和自动化观测等，是值得推荐的测量方法.

三、坝 基 扬 压 力

(一)测压管观测

1. 帷幕前扬压力 图 3—6 绘出了从 1972～1976 年实测扬压力分布情况，反映出帷幕前测点 U_1 大于设计值，为此将其历年的观测结果列入表 3—1，可以看出：

(1)测点 U_1 的渗压系数 α'_0 在 0.73～0.88 之间变化，平均为 0.83. 根据表 3—1 的作用水头 H 和渗压水头 h′作回归分析，得回归方程为：

$$\hat{h}' = 6.6893 + 0.7595H \qquad (3—28)$$

式(1)之相关系数为 0.934，可见呈密切的线性关系.

表 3—1 帷幕前测压管实测渗压力

观测日期	上游水位	下游水位	作用水头	渗压水头	渗压系数	淤积厚度
Y. M. D	H_1(m)	H_2(m)	H(m)	h′(m)	α'_0	(m)
1972. 9. 20	1722. 96	1622. 95	100. 01	85. 75	0. 86	/
1972. 11. 9	1732. 75	1622. 38	110. 37	94. 32	0. 85	50. 1
1973. 6. 15	1701. 25	1623. 56	77. 69	68. 18	0. 88	/
1973. 11. 19	1734. 58	1623. 00	111. 58	81. 96	0. 73	52. 2
1974. 5. 24	1702. 55	1624. 06	78. 49	66. 67	0. 85	/
1974. 10. 30	1734. 90	1623. 90	111. 00	94. 87	0. 85	54. 0
1975. 5. 20	1700. 62	1624. 70	75. 92	65. 03	0. 86	/
1975. 11. 18	1734. 98	1624. 30	110. 68	93. 43	0. 84	51. 7
1976. 6. 29	1714. 60	1623. 65	90. 95	68. 55	0. 75	/
1976. 11. 18	1734. 30	1624. 24	110. 06	90. 00	0. 82	55. 9
1977. 4. 21	1708. 55	1624. 40	84. 15	67. 33	0. 80	52. 8

(2)在淤积厚度达 50m 以上的天然铺盖防渗作用下，实测坝基总渗流量很小，仅为 $13m^3/d$. 其帷幕前的扬压系数也有明显的减小，分析其可能的原因是：1)本坝帷幕质量高，阻水效果好，帷幕体的渗透系数 $K_1 = 2.3 \sim 3.0 \times 10^{-7}cm/s$，并长期保持稳定；2)本坝基岩渗透系数($K_2 = 10^{-6}cm/s$)及淤积层的渗透系数($K_3 = 10^{-5}cm/s$)都比较小.

(3)试行规范第 63 条规定"在多泥沙河流上，坝前基础面能形成铺盖时，在坝踵处扬压力可小于 H_1"(H_1 为上游水深)，即坝踵处扬压力系数 $\alpha_0 < 1$，本坝设计时取 $\alpha_0 = 0.7$. 观测得 U_1 测点 $\alpha_0 \approx 0.8$，因该测点距坝踵仅 2m，由于帷幕的阻水作用，其间的水头损失甚微，扬压水头的变化应该是平缓的，即可推论出坝踵处亦为 $\alpha_0 \approx 0.80$，这说明规范第 63 条的规定基本上是合理的.

2. 坝基扬压力分布 由图 3—6 可以看出：

(1)帷幕后各测点的实测扬压力均小于设计值，其中 U_2 降压最明显，形成"泄压漏斗"，在第二道排水后的测值较稳定，没有回升现象.

(2)由图 3—6 可求出本坝实测与设计扬压力分布图的面积之比为 0.55 左右，说明实测值较小，坝基的减压措施非常有效. 在图 3—6 中渗压系数出现了负值，说明抽水作用削减了部分浮托力. 根据苏联对萨扬舒申斯克等 9 座坝的统计，实测与设计扬压力分布图面积之比平均值为 0.60，与本坝观测结果相接近.

(3)图 3—6 说明原设计和试行规范规定的扬压力偏大. 在《补充规定》的图 2 中已修改为在主排水幕上为 $\alpha_1 H_1$；在坝基面上为 $\alpha_2 H_2$(H_1、H_2 分别为上下游水深)，并规定河床坝段 $\alpha_1 = 0.2 \sim 0.3$，$\alpha_2 = 0.3 \sim 0.5$. 从图 3—6 看出仍然有较大的裕度.

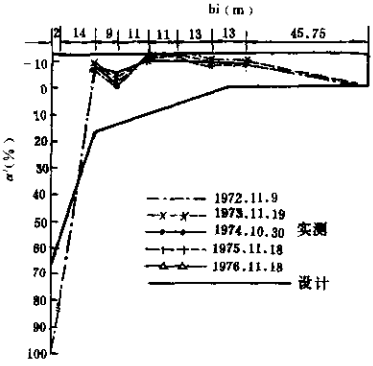


图 3—6 实测坝基扬压力分布

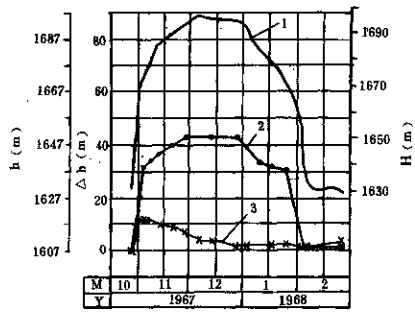


图 3—7 蓄水期坝基孔隙压力计观测过程线

1—库水位线；2—帷幕前测点；3—帷幕后测点

(4)以往均将扬压力的有效作用面积规定为 100%，即 $\alpha_e = 1$. 本坝下游水位较高，采取抽排措施虽然减少了浮托力，但没有解决 α_e 值的选用问题. 苏联曾在几个水电站进行过观测研究，得出 α_e 的平均值约为 0.5. 实际上，当大坝与基岩接触面闭合的情况下，其值是小于 1 的，由于其影响较大，不应把取为 1 作为设计裕度来考虑，而应作进一步研究.

(5)本坝将扬压力观测孔与排水孔分开是正确的，目前国内外相互代用的情况较多. 实践证明，如果利用排水孔观测扬压力时，会增加扬压力的测值，这是值得引起注意并加以改进的.

(二)孔隙压力计观测

1. **蓄水期观测结果** 孔隙压力计能及时观测到蓄水过程中的变化，不像测压管必须等到渗水充满部分管路才能观测，图 3—7～图 3—9 是孔隙压力计观测结果. 分析表明：

(1)如图 3—7 所示，1967 年 10 月开始蓄水后，水位由 1630m 很快上升到 1694m 高程，位于帷幕和截水墙前的 P_7 孔隙压力计随库水位而变化；在主排水幕后的 P_{7-2} 则不与库水位对应，它在蓄水一个月库水位继续升高时扬压力反而减小，估计此时排水管开始排水，各测点扬压系数见表 3—2.

表 3 2　　蓄水期孔隙压力计实测坝基扬压力

仪器编号	埋设位置	观测日期	作用水头	扬压水头	扬压系数
P_7	距坝踵(m)	Y.M.D	(m)	(m)	α_i
1	7.0	1967.11.15	56.0	36.0	0.64
		1967.12.15	63.0	42.0	0.67
		1968.1.15	50.0	32.0	0.64
2	19.0	1967.11.15	56.0	9.0	0.16
		1967.12.15	63.0	4.0	0.06
		1968.1.15	50.0	1.8	0.04

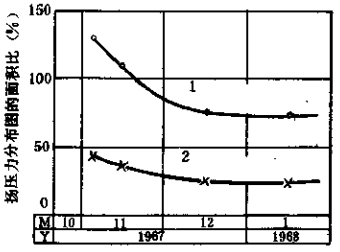


图 3－8　蓄水期坝基扬压力面积比值线

1—实测与设计比值线；2—实测与最大值比值线

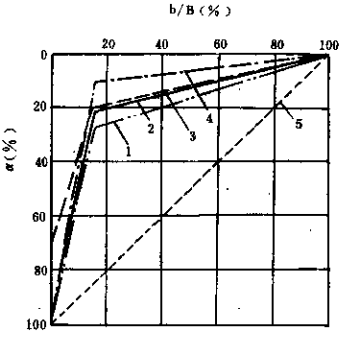


图 3－9　蓄水期孔隙压力计观测坝基扬压力分布

1—1967 年 11 月 4 日；2—1967 年 11 月 15 日；

3—设计采用线；4—1968 年 1 月 15 日；

5—最大值线；b—距坝踵；B—坝底宽

(2)从图 3－8 看出，蓄水初期实测扬压力大于设计值，蓄水三个星期后即小于设计值．其面积比在 1967 年 11 月 20 日小于 1，到 1968 年 1 月 15 日降为 0.75，而到运行期则稳定在 0.55 左右(见图 3－6)．因初期水位低，不会影响大坝安全．

(3)根据图 3－9 及表 3－2，坝踵处的扬压系数接近于 0.7，与上述测压管结果基本一致，进一步证明设计规范对多泥沙河流的规定基本合理．

在排水孔处的 α_i 值，随着库水位升高由 0.25 渐变至 0.10，直至运行期在正常高水位作用下，其最大值稳定在 0.07 左右．

2. **运行期观测结果**　已列入表 3—3，由此可知：

(1)在 1972 年以后的运行期中，由于减压工程措施的正常工作及淤积层基本稳定，使坝基扬压力长期处于相对稳定状态，位于截水墙前后的 P_{7-1} 及 $P_{7\ 2}$ 的扬压系数分别稳定在 0.70 及 0.07 左右，与表 3—1 及表 3－2 相一致．

表 3—3　　运行期孔隙水压计实测坝基扬压力

观测日期	作用水头	扬压水头 (m)		扬压系数 α_4	
Y.M.D	(m)	P_{7-1}	P_{7-2}	P_{7-1}	P_{7-2}
1972.11.9	110.37	80.92	6.62	0.73	0.06
1973.11.19	111.58	74.30	12.40	0.67	0.11
1974.5.24	78.49	60.14	2.90	0.77	0.04
1975.11.18	110.68	75.10	7.90	0.68	0.07
1976.11.18	110.06	82.46	7.40	0.75	0.07

(2)表 3—3 除进一步说明减压工程的良好效果外，也证明采用孔隙水压计是成功的，前述过滤砂体的埋设方案是合理的.

四、坝 内 扬 压 力

(一)蓄水期观测结果

在图 3—10 中绘出了实测坝内扬压力分布，分析可知：

1. 蓄水初期 P_{6-4} 号测值与库水位相关，但其扬压系数却逐渐减少. 在图 3—10 及表 3—4 中，从 1967 年 10 月到 1968 年 1 月，扬压系数 α_3 由 0.91 渐变为 0.48，说明坝内扬压力尚未稳定，也可能是由于泥沙逐渐渗入混凝土工作缝而引起的防渗效应. 将其观测结果与埋设在三门峡大坝水平工作缝的 P551 号孔隙水压计比较，两者非常接近.

表 3-4　　蓄水期实测坝内扬压力

仪器编号	测点位置	观测日期	作用水头	扬压水头	扬压系数
P_6	b(m)	Y.M.D	(m)	(m)	α_4
4	1.0	1967.11.15	56.0	51.0	0.91
		1967.12.15	63.0	43.0	0.68
		1968.1.15	50.0	24.0	0.48

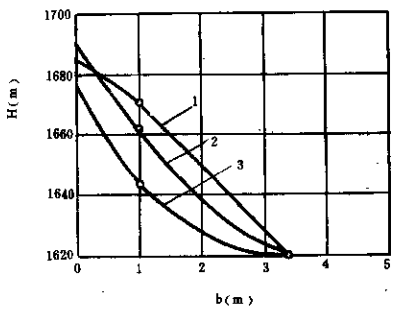


图 3-10　实测坝内扬压力分布

1—1967 年 11 月 15 日；2—1967 年 12 月 15 日；3—1968 年 1 月 15 日

2. $P_{6-5\sim7}$ 三个测点距离上游面分别为 3.46，6.40 及 10.36m，在蓄水最初三个月未测出扬压水头，即扬压系数 $\alpha_3=0$. 这是由于混凝土的渗透系数很小或工作缝处理质量较好，在较短的蓄水期内距坝面较远的部位尚未开始产生扬压力的缘故. 根据美国海瓦西(Hiwassee)坝的观测，蓄水第一年渗水对混凝土的穿透深度为 2.734m，方坦那(Fontana)坝相应为 3.048m. 而本坝水平工作缝的相应值为 6.4m. 这表明整体浇注的混凝土渗透速度较慢，而水平工作缝则较大，相对来说是一个薄弱环节.

3. 坝内扬压力为非线性分布，试行规范第 63 条规定“均以直线连接”的计算方法是近似的. 但根据观测结果，这种近似处理基本上是可行的.

(二)运行期观测结果

运行期坝内扬压力与坝体排水管的布置有关，观测结果已列入表 3—5.

表 3 5　　运行期实测坝内扬压力

观测日期	作用水头 (m)	扬压水头 (m)		扬压系数(α_1)	
Y. M. D	H	P_{6-4}	P_{6-6}	$P_{6\ 4}$	$P_{6\ 6}$
1968. 10. 16	42. 10	20. 87	3. 21	0. 50	0. 08
1969. 10. 28	111. 91	39. 83	4. 42	0. 36	0. 04
1970. 10. 27	88. 22	12. 87	3. 95	0. 49	0. 05
1971. 11. 18	112. 26	33. 12	3. 96	0. 30	0. 04
1972. 11. 18	111. 96	33. 00	3. 00	0. 30	0. 03
1973. 11. 16	114. 54	28. 40	5. 00	0. 25	0. 04
1974. 11. 26	114. 00	27. 90	2. 90	0. 25	0. 03
1975. 11. 19	115. 00	27. 30	3. 00	0. 24	0. 03
1976. 6. 29	94. 60	24. 40	4. 60	0. 26	0. 05
1977. 11. 26	95. 49	27. 40	7. 80	0. 29	0. 08

1. 位于排水管前的 P_{6-4} 测点，扬压系数可分为两个阶段变化，即在 1970 年以前较大，其值为 0. 36～0. 50，1971 年以后则较小，其值为 0. 24～0. 30. 为此，我们进一步考察泥沙淤积过程发现，在 1967～1968 年淤积层低于仪器埋设位置 1620m 高程，1969～1970 年逐渐上升到 1660m 高程，1971 年以后则基本稳定在 1660～1665m 高程之间，表明在 1971 年，淤沙高于仪器位置 40～50m，细小的颗粒可能逐渐填塞 1620m 高程水平施工缝的渗水通道，致使扬压系数 α_3 有所下降.

2. 位于排水管处的 P_{6-6} 测点，扬压系数 $\alpha_3=0.03\sim0.08$，其值是比较小的，说明坝体排水管的效果是良好的，测值基本上是稳定的. 试行规范第 63 条规定排水管处“α_3 值宜采用 0. 15～0. 30”，看来尚可适当减小.

3. 由于混凝土或工作缝内的渗水产生向上的静水压力，对坝体迎水面极为不利. 本坝距上游面 1. 0m 处 P_{6-4} 号测点扬压系数的最小值为 0. 24. 这表明《补充规定》第 4 条，在不计入扬压力时，坝体上游面的最小主应力 σ 应遵守下列规定的要求是必要的，即

$$\sigma\geqslant0.25\gamma H \qquad (3-29)$$

式中　γ——库水容重(t/m^3)；

　　H——坝面计算的静水头(m).

五、结　　语

1. 观测结果表明，本坝采用的“闭路式抽水减压排水系统”对降低坝基扬压力十分有效. 运行期实测扬压力约为设计值的 55%，说明设计偏于安全且地基处理和施工质量较好，也说明《补充规定》中将试行规范修改为 $\alpha_1=0.2\sim0.3$ 及 $\alpha_2=0.3\sim0.5$ 仍有一定的裕度.

2. 坝前淤积 层可以减少渗流量和坝基扬压力. 试行规范“在坝踵处扬压力可小于 H_1”的

规定基本上是可行的.坝踵处 α_0 值与帷幕效果、基岩渗透性及淤沙与坝面接合情况有关.

3.坝内扬压力为非线性分布,坝前淤沙的细小颗粒在一定程度上可以减小坝内扬压力.坝体排水管的作用显著,实测排水管处扬压系数 $\alpha_3=0.03\sim0.08$,建议对试行规范规定的 α_3 $-0.15\sim0.3$ 的合理性作进一步研究.

4.采用孔隙压力计观测坝基扬压力是可行的、是值得推荐的观测方法.

5.实践证明,大坝扬压力观测结果对坝体和地基工作性态反映非常敏感和直观,是安全监测和改进坝工技术的关键项目之一,应给予足够的重视.建议在设计阶段即应作好规划、施工期及时建立并逐步建全观测系统,充分利用观测资料,及时发现异常变化,使之在生产中发挥应有的作用.

第三节 水工建筑物渗水压力观测的若干问题

水工建筑物的渗水压力可分为外水渗压力和内水渗压力两种.前者如水库或水闸蓄水对坝体或地基的渗流;后者如底孔、管道或隧洞充水对衬砌或围岩的渗流.它们都可能造成工程的破坏或失事.例如我国水头为 129m 的上马岭压力管道及美国高 91.4m 的提堂(teton)土坝的失事,就是分别由内、外水渗压引起的.

1976 年在墨西哥召开的第 12 届国际大坝会议,议题 45 专门讨论了"大坝及地基的渗漏调查和排水",发表世界各国的有关论文 67 篇,此后 1985 年在瑞士召开的第 15 届国际大坝会议,议题 58 又专门讨论了"地基防渗处理",发表各国的有关论文 86 篇,是这两届会议论文最多的议题,其中有相当一部分是属于观测方面的论文,说明世界各国对这一问题的普遍关注.

事实上,由于认真进行渗水压力观测、发现险情及时抢护处理,从而避免了严重事故的实例也不少,例如我国的汾河、门楼、峡山、嵩山及官厅水库等.可见搞好渗水压力观测与水工建筑物的设计、施工和运行关系十分密切,历来都作为重要的必测项目,以保证工程的安全、经济和充分发挥效益.

然而,工程经验表明,往往由于观测设计和观测方法等存在问题,常使渗压观测不能发挥应有的作用.为了更好地开展这一工作,及时总结以往经验可能是有益的.为此,本节主要结合观测实践,对有关的几个技术问题作进一步探讨.

一、观 测 设 计

观测设计包括选择观测基面和确定测点位置两方面,一般取决于地质、灌浆、排水及结构特点等.这里有以下几点是需要引起特别注意的:

(一)选择观测基面

应采取重点和一般相结合的原则,将横基面作为重点断面选 2~3 个,纵基面作为一般断面选 1 个.有的工程仅布设横基面面不布设纵基面是不合适的,这样难以全面了解渗流情

况.比如刘家峡大坝5～6坝段扬压系数偏高,就是由纵基面的观测点发现的,经分析这是由于该部位钻孔偏浅使灌浆质量较差引起的,现已进行补充灌浆处理.

另外,有的工程横基面布设过多也是不合适的.如三门峡和丹江口大坝都布设10多个基面,苏联第聂伯大坝布设了33个基面,是否确有必要是值得商榷的.由于这样使工作量较大,不如从中进一步挑选少数有代表性的典型基面进行认真的观测,也许效果会更好一些.

(二)确定测点位置

以往存在着两个问题:一个问题是在有关文献上,规定要在大坝的上、下游端布设测压管测点.实际上,这是不应一概而论的,因为有的工程灌浆帷幕距上游端很近,例如响洪甸大坝的帷幕灌浆就是在上游拓宽部分进行的.此时如按上述文献要求在帷幕灌浆前设置测压管测点,在承压水作用下,很可能形成渗水压力通道,反而影响工程安全,故在帷幕前未布置任何测点.

在这种情况下,一般可用上、下游水深代表上、下游端的渗压,如果要进行观测,为慎重起见,建议采用电测孔隙压力计,而不宜采用测压管.

另一个问题是在设计图上预先确定的测点位置,往往可能处在无裂隙的完整大块岩石内,以致长期测不出最大的渗压值.所以设计时应说明当遇到这种情况,可根据现场施工开挖的地质条件,适当调整测点位置,使之尽量设置在岩石裂隙上.

二、施 工 安 装

观测设备的施工安装可分为测压管和孔隙压力计两方面,兹分别说明如下:

(一)测压管安装

测压管安装受灌浆的影响较大,据此可分为灌浆前安装和灌浆后安装两种方式.前者进水段易被灌浆堵塞失去效用,而且补救又十分困难甚至不太可能;后者安装质量容易保证,但增加了钻孔投资,使得造价较高.

为此,建议改进安装方法,即原则上采用灌浆前安装的方式,但在测压管进水段处设置反滤层滤浆,特别是采用粒径Φ0.6mm以下的灌合级配洗净砂包围进水口头部,经试验证明,这样具有良好的滤浆和进水性能,可以保证正常观测.必要时,例如土坝中的测压管,也可以考虑在进水口增设透水石(透水砂轮),其$K\approx10^{-3}$cm/s.

另外,尚需注意的是设滤水砂层的情况下,测压管所记录的是作用于滤水段顶部的渗水压力,因此,在安装测压管时,原则上要使进水段的反滤长度尽量缩短,同时还要注意施工期的保护,避免在施工期被机械损坏.测压管埋设完毕后,要及时做注水试验.检查灵敏度是否符合要求和迟后时间的影响.

(二)孔隙压力计安装

这里着重介绍一下在实践中证明成功的安装方法.根据不同工程的特点,主要有以下几种情况:

1.**当观测土工建筑物的渗水压力时** 在坝体填筑过程中,可采用挖坑埋设法,即在测点处挖一个直径为30～50cm的圆坑,坑内铺设10～15cm粒径0.6mm以下的混合级配洗净

砂或反滤料并充水饱和，中心安装孔隙压力计，在其周围填 10～15m 的干净中粗砂，并用水饱和，轻轻捣实．上部用坝料土回填，压实密度和含水量应与坝体设计一致．

对已建坝或在建坝的坝基，一般采用钻孔法埋设．

2．**当观测岩基或围岩的渗水压力时**　可待开挖完成后在岩石钻孔，该孔可由两段组成，其中集水段长 0.5～1m，直径 5～10cm；仪器段长 30cm，直径视仪器型号而定．钻孔内全部填满粒径 0.6mm 混合级配洗净砂或反滤料，岩而处用水泥砂浆封堵．

3．**当观测地下或坝内高压钢管的渗水压力时**　可先在管壁上焊接锚固螺栓，然后将用铜丝网、麻布或纱布包裹的混合砂组成的过滤体包住渗压计进水口并紧贴在管壁上，再用压板和螺丝固定，锚固件表面要涂一层沥青或其它合适的材料，使其与混凝土脱开．

三、现　场　观　测

在现场观测方面，目前也存在着以下两个问题：

(一)观测方法方面

一些工程在测压管和排水管之间互相代用的情况还比较多，例如龙羊峡和石门工程都有约 1/4 的排水孔兼作测压孔之用，作者认为最好不要这样做，这是因为当利用排水孔观测渗水压力时，其结果是偏高的．由于原设置排水孔的目的是通过排水降低渗水压力，若将排水孔用来观测渗压后，则随着时间变化压力将逐渐增大，在最终达到稳定以前，不同时间将会测出不同结果．

根据日本对 19 座混凝土坝的调查分析，当利用排水孔观测扬压力时，其增加的测值可达水库水头的 30%．

反之，当利用测压孔来观测排水量时，则孔中的压力会降低很多，并在短时间内不易恢复，造成测值滞后，特别是对渗水量较小的测压孔，原则上是不宜用来观测排水量的．

(二)观测设备方面

有的工程将孔隙压力计安装在测压管出口以代替压力表使用，虽然也能达到遥测的目的，但一般是不合算的，因为孔隙压力计的价格较高，只有将其用在进水口处，从而节省整个测压管的管路系统，才能充分显示其优越性．

特别是有的工程发现镀锌钢管锈蚀相当严重，例如摩洛哥的依特丽斯重力坝在运行观测 9 年以后，到 1982 年，由于腐蚀使所有与承压水相连的测压管都不能再进行观测了，为此全部改用聚氯乙烯塑料管进行了修复．在奥地利的芬斯特塔尔和盖伯兹奇堆石坝，测压管的进水段一开始就设计采用了聚氯乙烯塑料管，这对保证现场观测的长期可靠性是有利的．由此也使我们想到，当采用孔隙压力计观测时，对水质应该有一定的要求，要定期对水质进行化验分析，或者在认为必要时采用能防止不良水质浸蚀的孔隙压力计或测压管进行观测．

四、资　料　整　理

在渗水压力观测资料整理方面，目前存在的主要问题是在一些文献中将渗压系数和扬

压系数混淆了，致使观测结果产生矛盾．为此，这里将以下几个基本概念进一步明确如下：

（一）渗压水头、扬压水头和上下游水头

1. **渗压水头**　下游水位以上的测压水头．可能有负值．
2. **扬压水头**　坝底高程以上的测压水头．不应有负值．
3. **上、下游水头**　上、下游水位分别与坝底高程的差值．

（二）渗压系数、扬压系数和水头系数

1. **渗压系数**　渗压水头与上、下游水位差之比．可能有负值．
2. **扬压系数**　扬压水头与上游水深之比．不应有负值．
3. **水头系数**　扬压水头与上游正常高水位水深之比．此系数由作者提出并建议可采用此系数作为控制大坝安全运用的指标之一．

（三）渗压力、扬压力和浮托力

1. **渗压力**　由于上下游水头差在观测截面的渗透造成的作用于观测截面的向上压力．
2. **扬压力**　由于上下游水头在观测截面上渗透造成的作用于观测截面的向上压力．
3. **浮托力**　扬压力与渗压力之差．它是在有上游水头作用的条件下，由于下游水头在观测截面上的渗透所造成的作用于观测截面的向上压力．

（四）渗压力强度、扬压力强度及浮托力强度

其值分别等于渗压水头、扬压水头及浮托水头与水容重的乘积，即相应于单位面积上的力．

五、结　　语

水工建筑物的渗水压力控制着工程的安全性和经济性，因此，进一步加强和搞好这项工作，使之达到预期的效果是至关重要的．

本节结合工程的观测实践，对目前存在的若干技术问题进行了讨论和探讨，提出了改进意见和建议，可供工作中应用和参考．

在实际工作中，除采用仪器设备进行定时观测以外，对于一些裂缝渗水部位进行经常的巡视检查也是很重要的，只有把仪器观测和现场检查结合起来，才能更好地了解工程的运行性态．

参 考 文 献

〔1〕International Water Power and Dam Construction. 1980, No. 10.

〔2〕XI and XV th ICOLD, Q45 and Q58, 1976 and 1985.

〔3〕[美]内政部垦务局，土石坝观测仪器手册．1987 年．

〔4〕赵志仁、褚德瑞等，大坝渗流观测研究论文资料题录．观测技术，1987 年第 3 期．

〔5〕水利电力部水利管理司，水工建筑物观测工作手册．水利电力出版社，1978 年．

〔6〕华北水利水电学院，水库工程检查观测．水利电力出版社，1979 年．

〔7〕潘家铮，水工建筑物的设计扬压力和封闭式排水．水力发电，1980 年第 2 期．

[8]水利电力部.混凝土重力坝设计规范 SDJ21—78(试行).水利电力出版社,1979 年.

[9]水利电力部.混凝土重力坝设计规范 SDJ21 78(试行)补充规定.1984 年 12 月 25 日.水力发电,1985 年第 3 期.

[10]王振明,门楼,峡山,嵩山水库渗透破坏事故分析.水利工程管理技术,1992 年第 3 期.

[11]Марчук А. Н. ,Некоторые результаты обобщения и анализа опыта натурных наблюдений за статической работой бетонных плотин. Гидротехническое строительство, №. 2.1983.

[12]斎藤孝三、片平博,コンクリートタムの揚圧力分布の実測調査結果.土木技術資料,第 26 巻第 7 号,1984.

第四章　应力监测

第一节　大坝应变及应力原型研究综述

大坝应变及应力的原型监测工作始于1926年，当年美国垦务局在史蒂文森溪(Stevenson Creek)试验坝上埋设了140支应变计，观测成果证明拱梁分载法(试载法)可以用于圆柱形单曲率拱坝的结构计算. 1972年又在莫罗角(Morrow Point)坝上埋设972支应变计，进一步证明拱梁分载法亦可用于双曲拱坝.

苏联于1931年开始在第聂伯河大坝(Днепровская плотина)埋设应力观测仪器，至今已广泛开展了应力及应变观测工作. 例如，仅在乌斯特-依里姆大坝(Усть-илимская плотина)坝踵，就埋设了145支应变计，用来进行大坝安全监测，从而论证了各坝段的开裂及渗水情况，对监控大坝安全起了重要作用.

我国大坝应变及应力观测工作始于50年代，曾先后提出了柘溪、龚咀、刘家峡、三门峡、泉水、葛洲坝等大坝的观测成果，为改进设计、施工、运行发挥了显著作用. 特别是近几年来应力及应变观测技术有了较大的发展和创新，已成为我国水利水电建设事业不可缺少的一个组成部分.

在我国《混凝土重力坝设计规范》(SDJ21－78)及《混凝土拱坝设计规范》(SD145－85)中，均以应力应变决定坝体断面尺寸和安全度，如在这两个规范中对于混凝土防裂要求均采用下式：

$$\sigma \leqslant \varepsilon_p E_r / K_f \qquad (4-1)$$

上式可改写成

$$\varepsilon \leqslant \varepsilon_p / K_f \qquad (4-2)$$

式中　σ、ε——混凝土实际承担的(或实测的)拉应力或拉应变；

E_r——混凝土弹性模量；

ε_p——混凝土轴向极限拉伸(重力坝规定为$0.75\sim0.85\times10^{-4}$，拱坝规定为$0.7\sim1.0\times10^{-4}$)；

K_f——安全系数，重力坝和拱坝均规定为1.3～1.8.

由式(4－1)、(4－2)可明显看出进行应力及应变观测的重要性. 应力及应变观测是大坝安全监测中贯彻预防为主方针的有力手段，特别是在施工阶段，只有通过应力及应变观测才能真正掌握坝体的实际性态.

我国大坝安全监测的经验表明，应力及应变观测比位移观测更易发现大坝异常的先兆. 例如，恒山拱坝施工期即有多处开裂，应变计测值有明显反映，但拱冠位移测值仍然正常；又如柘溪大坝1969、1977年两次发生劈头裂缝，而垂线观测的上下游位移却无异常；再如，丰满大坝1986年8月溢流时，在坝面冲成高20m、宽37m、深2.5m的大坑，使大坝处于危险状态，但坝顶真空激光观测的位移值并未反映出来. 上述现象说明，大坝承受外部荷载后，首先

在各部位产生应变，它的一次积分为转角，二重积分才是位移，故应力及应变观测能较早的发现局部范围内结构性态变化的原因和部位．此外，混凝土极限应力及应变的离差要比极限位移离差小得多．换言之，确定应力安全监控指标较为容易，并可以根据异常程度建立分级报警．总之，开展应力及应变观测工作不仅是必要的而且是可行的．

一、观 测 精 度 的 分 析

由于应力、应变的观测和计算均较复杂，对成果的精度和可靠性有必要作进一步论证．

(一)应变精度

1．**不考虑基准值误差** 由应力产生的混凝土应变按下式计算(以 X 方向为例)：

$$\varepsilon_x=f_x(Z_x-Z_{x0})-f_0(Z_0-Z_{00})+(b-\alpha)[(T_x-T_{x0})-(T_0-T_{00})] \tag{4-3}$$

上式中各符号的定义可参见第七章第一节．

设 $f_x=f_0=f$，则应变观测误差为上式的全微分：

$$d\varepsilon_x=\frac{\partial\varepsilon_x}{\partial Z_x}dZ_x+\frac{\partial\varepsilon_x}{\partial Z_0}dZ_0+\frac{\partial\varepsilon_x}{\partial T_x}dT_x+\frac{\partial\varepsilon_x}{\partial T_0}dT_0+\frac{\partial\varepsilon_x}{\partial\alpha}d\alpha \tag{4-4}$$

应变值的中误差由误差传递定律得：

$$S_\varepsilon=\{(f\delta Z_x)^2+(f\delta Z_0)^2+[(b-\alpha)\delta T_x]^2+[(b-\alpha)\delta T_0]^2+[(T_x-T_0)\delta\alpha]^2\}^{1/2} \tag{4-5}$$

为了求得中误差，可取 $\delta Z_x=\delta Z_0=\pm0.5\times10^{-4}$，$\delta\alpha=\pm1\times10^{-6}$，$f=3.85\times10^{-6}/10^{-4}$，$\delta T_x=\delta T_0=\pm0.5$ ℃，$b=11.3\times10^{-6}/$℃，$\alpha=10\times10^{-6}/$℃，$T_x-T_0=\pm1$ ℃，代入式(4－5)得：

$$S_\varepsilon=(7.4+0.865+1)^{1/2}=3.04\times10^{-6}.$$

取 3 倍中误差作为极限误差，则 $\triangle=3S_\varepsilon=9.1\times10^{-6}$．

2．**考虑基准值误差** 对式(4－3)全微分并假设温度基准值相同得应变观测误差为：

$$d\varepsilon_x=\frac{\partial\varepsilon_x}{\partial Z_x}dZ_x+\frac{\partial\varepsilon_x}{\partial Z_0}dZ_0+\frac{\partial\varepsilon_x}{\partial T_x}dT_x+\frac{\partial\varepsilon_x}{\partial T_0}dT_0+\frac{\partial\varepsilon_x}{\partial Z_{x0}}dZ_{x0}+\frac{\partial\varepsilon_x}{\partial Z_{00}}dZ_{00}+\frac{\partial\varepsilon_x}{\partial\alpha}d\alpha \tag{4-6}$$

此时应变值的中误差为：

$$S_\varepsilon=\{(f\delta Z_x)^2+(f\delta Z_0)^2+(f\delta Z_{x0})^2+(f\delta Z_{00})^2+[(b-\alpha)\delta T_x]^2+[(b-\alpha)\delta T_0]^2+[(T_x-T_0)\delta\alpha]^2\}^{1/2} \tag{4-7}$$

将前述各值及 $\delta Z_{x0}=\delta Z_{00}=\pm0.5\times10^{-4}$ 代入上式得 $S_\varepsilon=4.1\times10^{-6}$．取 3 倍中误差作为极限误差则 $\triangle=12.3\times10^{-6}$．可见上述两种情况下的极限误差分别为 9.1 及 12.3×10^{-6}，因此，应变极限误差约为 $9\sim12\times10^{-6}$．

(二)应力精度

1．**不考虑混凝土弹模和徐变值误差** 为便于说明问题起见，可假定外荷载固定不变而得较为简单的应力公式：

$$\sigma=E'\varepsilon \tag{4-8}$$

根据微分性质及误差传递公式得：

$$S_\sigma=E'S_\varepsilon \tag{4-9}$$

即应力中误差为应变中误差的 E' 倍，取 $E'=3\times10^4$MPa 代入式(4－5)得：

$$S_\sigma=3\times10^4\times3.04\times10^{-6}=0.091\text{MPa}$$

2. **考虑混凝土弹模和徐变值误差**

(1)*定常荷载* 根据有效弹模定义有：

$$E'=\frac{1}{\frac{1}{E}+C(t,\tau)}=\frac{E}{1+EC(t,\tau)} \tag{4-10}$$

将上式代入式(4—3)并进行全微分得：

$$\begin{aligned}d\sigma&=\frac{\partial\sigma}{\partial E}dE+\frac{\partial\sigma}{\partial C(t,\tau)}dC(t,\tau)+\frac{\partial\sigma}{\partial\varepsilon}d\varepsilon\\&=\frac{\varepsilon}{1+EC(t,\tau)}dE+\frac{-E^2\varepsilon}{[1+C(t,\tau)E]^2}dC(t,\tau)+\frac{E}{1+C(t,\tau)E}d\varepsilon\end{aligned} \tag{4-11}$$

则应力的中误差为：

$$S_\sigma=\{[\frac{\varepsilon\delta E}{1+C(t,\tau)E}]^2+[\frac{-E^2\varepsilon\delta C(t,\tau)}{1+C(t,\tau)E}]^2+[\frac{E\delta\varepsilon}{1+C(t,\tau)E}]^2\}^{1/2} \tag{4-12}$$

为了求得中误差可取：$E=3\times10^4$MPa，$\delta\varepsilon=3.04\times10^{-6}$，$\varepsilon=100\times10^{-6}$，$\delta E=0.05E=0.15\times10^4$MPa，$C(t,\tau)=2\times10^{-5}$/MPa，$\delta C(t,\tau)=0.05C(t,\tau)=0.1\times10^{-5}$/MPa，代入上式可得应力中误差为：$S_\sigma=0.111$MPa，若考虑基准值误差时则 $S_\sigma=0.123$MPa，取 3 倍中误差为极限误差则其值分别为：0.333MPa 及 0.369MPa.

(2)*变荷载* 采用以松驰法计算应力的公式进行分析：

$$\sigma=\sum_{i=0}^{n}\triangle\varepsilon_iE_iK_p(t,\tau_i) \tag{4-13}$$

设 $F_i=E_iK_p(t,\tau_i)$，它是由于 τ 的单增函数，在区间$[\tau_0,\tau_n]$中，$K_p(t,\tau_i)$和 E_i 是有界的、连续的，存在最大和最小值，因此有：

$$\left.\begin{aligned}&\min F_i\sum_{i=0}^{n}\triangle\varepsilon_i\leqslant\sigma\leqslant\max F_i\sum_{i=0}^{n}\triangle\varepsilon_i\\&\min F_i\varepsilon\leqslant\sigma\leqslant\max F_i\varepsilon\\&\min F_i\leqslant\frac{\sigma}{\varepsilon}\leqslant\max F_i\end{aligned}\right\} \tag{4-14}$$

根据中值定理可知，存在着 ζ 属于$[\tau_0,\tau_n]$，使得 $F_\zeta=\sigma/\varepsilon$ 即：

$$\sigma=\varepsilon F_\zeta=\varepsilon K_p(t,\zeta)E_\zeta \tag{4-15}$$

设 $K_p=K_p(t,\zeta)$，$E_\zeta=E$. 对上式全微分得应力误差：

$$d\sigma=\frac{\partial\sigma}{\partial K_p}dK_p+\frac{\partial\sigma}{\partial E}dE+\frac{\partial\sigma}{\partial\varepsilon}d\varepsilon=\varepsilon EdK_p+K_p\varepsilon dE+K_pEd\varepsilon \tag{4-16}$$

应力的中误差为：

$$S_\sigma=[(E\varepsilon\delta K_p)^2+(K_p\varepsilon\delta E)^2+(K_pE\delta\varepsilon)^2]^{1/2} \tag{4-17}$$

取 $K_p=0.5$，$\delta K_p=0.05K_p=0.025$，并将上述各值代入上式得：$S_\sigma=0.115$MPa，当考虑基准值误差时，则 $S_\sigma=0.123$MPa. 若取 3 倍中误差作为极限误差，则其值分别为 0.345MPa 及 0.369MPa. 因此，应力的极限误差约为 0.3～0.4MPa. 此外，上述应力误差带有绝对值的性质，如从相对值考虑则精度还可以提高，另外弹模和徐变的误差约使观测精度降低 1 倍，因此，总的看来，应力应变的观测精度可以满足工程实用要求.

二、混凝土徐变的应用

混凝土是一种弹性徐变体，在由实测应变换算成应力时，需要利用混凝土的徐变和弹模值，由于它们影响应力成果的精度，所以通常重要工程都要进行专门试验，不仅工作量大、周期长，而且与现场混凝土也不一致．因此，如何推算徐变及将试验值换算成原型值就成为问题的关键．现就这两个带有普遍性的问题说明如下．

（一）徐变的推算

根据我国《水工混凝土试验规程》(SD105－82)规定，一般需进行 3、7、28、90、180、360 天等 6 个加荷龄期的徐变试验，为减少工作量，建议采用两个加荷龄期的徐变试验曲线推导其它任一加荷龄期徐变的"λ 系数法"．该法既能正确反映徐变与其自身材料性质的关系，又能合理地得出加荷龄期与持荷时间的关系，同时使试验工作大大简化．

设 λ 为推算系数，其表达式为：

$$\lambda_i=(E'/E_0)\tau_i/(E'/E_0)\tau \qquad (4-18)$$

式中 E_0——瞬时弹模；

E'——持续弹模；

τ——选定的基准龄期；

τ_i——任意的加荷龄期．

研究结果表明，同一个加荷龄期 τ 而不同持荷时间 t 的 λ 值基本相同，因而 λ 系数随加荷龄期变化的曲线近似为对数直线，故可选用自然对数曲线进行拟合，其方程如下：

$$\lambda=a_0+a_1\ln\tau \qquad (4-19)$$

式中 a_0、a_1——随混凝土不同而定的系数，由试验结果求出．

现以泉水工程为例，简要说明应用方法和效果．由 $\tau=7$ 天和 180 天的徐变试验结果，求出推算徐变方程式如下：

$$\lambda=0.761+0.1226\ln\tau \qquad (4-20)$$

将式(4－20)代入式(4－18)即可推算任意加荷龄期 τ_i 的徐变，计算结果见表 4－1．从该表可见推算的精度较高，相差仅 5%左右．

表 4－1　　泉水工程推算与试验徐变比较

τ_i	t	2	5	7	20	30	50	80	120	180
28	试　验	1.21	1.75	1.97	2.08	2.98	3.35	3.69	4.00	4.29
	推　算	1.205	1.76	1.97	2.04	2.91	3.24	3.54	3.8	4.06
	误差(%)	－0.4	0.6	0	－1.5	－2.35	－3.3	－4.1	－5.0	－5.4
540	试　验	0.62	0.88	0.98	1.31	1.46	1.68	1.92	2.14	2.37
	推　算	0.58	0.89	1.01	1.38	1.54	1.72	1.89	2.04	2.18
	误差(%)	－6.5	1.1	3.1	5.3	5.5	2.4	－1.6	－4.7	－8.0

（二）试验与原型的关系

在试验室内进行徐变试验的混凝土一般为湿筛后 2 级配，骨料最大粒径为 40mm，而原型混凝土一般为 3～4 级配，骨料最大粒径为 150mm，由于配合比不同，其徐变也不同，故室

内试验不能直接应用到原型，必须研究由试验值折算成原型混凝土徐变的方法.

为此，国内外曾进行过室内经湿筛的小试件和原级配的大试件对比试验，现将有关结果综合列入表 4—2.

表 4—2　　大小试件徐变比与灰浆率比的关系

加荷龄期	大试件尺寸	小试件尺寸	骨料最大粒径比	徐变比	灰浆率比	比例系数	国名	试验者
(d)	(cm)	(cm)	(D_0/D)	(C_0/C)	(η_0/η)	(β)		
2	Φ75×150	Φ15×45	150/40	0.65	0.66	0.98	美　国	陆军工程师团
28	Φ75×150	Φ15×45	150/40	0.62	0.58	1.07	日　本	君岛博茨
28	Φ40×80	Φ15×45	80/40	0.71	0.70	1.01	日　本	君岛博茨
31	Φ75×150	Φ15×45	150/40	0.56	0.59	0.95	美　国	波立夫卡等
31	Φ40×80	Φ15×45	80/40	0.70	0.70	1.00	美　国	波立夫卡等
395	Φ45×90	Φ15×45	150/40	0.71	0.66	1.08	中　国	惠荣炎等

在表 4—2 中 D_0、D 分别代表大、小试件的骨料粒径，表中大小试件的徐变比与相应的灰浆率比有密切关系，其比例系数 β 值变化范围为 0.95～1.08，平均值为 1.015，一般可近似取 $\beta=1.0$. 因此，原型混凝土徐变可按下式进行推算：

$$C_0=\beta C\eta_0/\eta \qquad (4-21)$$

式(4—21)表明，在以往实测应力计算中，直接采用 C 值是不合理的，应折算成 C_0 值参与计算.

三、自生变形的研究

(一)研究意义

研究混凝土自生变形对合理选用水泥及混合材料品种、改善结构受力状态及防止产生裂缝具有重要意义. 例如，1989 年 9 月 23 日通过能源部鉴定的"氧化镁微膨胀混凝土的研制与温度应力补偿的研究"就是根据作者撰写的刘家峡大坝观测报告中有关内容的启发完成的[14~16]，这本 1968 年写出的观测报告提出了一个重要观点："混凝土自生体积变形 G_r 与温度变形 $\alpha\triangle T$ 具有同等作用，因此，若按变形条件规定基础温差时，应将 G_r 加到混凝土极限拉伸成变形中去."具体应用方法见本章第五节.

作者在分析各坝观测资料时，先后于 1964 年发现柘溪大头坝用本溪矿碴水泥、1968 年发现刘家峡重力坝用永登大坝水泥及 1972 年发现猫跳河拱坝用乌江大坝水泥均具有膨胀性 G_r，也先后发现华新混合水泥及洛阳抗酸水泥具有收缩性 G_r. 同时指出其对应力的影响很大。表 4—3 的算例很能说明这个问题，表中按 G_r 分别为 0 和 -50×10^{-6}(即 B 与 A)两种情况，算得弹性应力 σ 最大相差 4.61MPa，徐变应力 σ' 最大相差 0.59MPa，而且出现应力符号相反的现象，其拉应力 B<A，即 G_r 为负值增加了拉应力，恶化了受力条件.

(二)应用情况

关于产生混凝土 G_t 膨胀性的原因，经研究认为是由于水泥中含有 MgO 成份引起的，其含量一般在 5%左右. 北京建材研究院为本溪水泥的鉴定报告确认安定性合格，曾对大连、塘沽、秦皇岛等地码头、沉箱工程采用本溪水泥的混凝土结构进行了调查，结果表明经 15 年运行没有发现水泥崩解破坏的迹象. 桓溪、桓仁、回龙山等工程，使用本溪水泥 20～30 年后也没有发现水泥出现崩解的事例. 这都说明尽管水泥的 G_t 为正值，但由于数值较合理，故体积的安定性是没有问题的.

表 4－3　　自生变形 G_t 对应力影响的计算

龄　期	G_t		ε'		σ		σ'	
(d)	($\times10^{-5}$)		($\times10^{-6}$)		(MPa)		(MPa)	
τ	A	B	A	B	A	B	A	B
2	−7	0	33.2	22.7	0.16	0.11	0.08	0.05
4	−13	0	93.5	70.0	0.82	0.65	0.41	0.37
6	−18	0	91.0	67.0	1.08	0.80	0.36	0.25
10	−26	0	110.2	71.2	1.85	1.20	0.50	0.26
15	−32	0	129.0	81.0	2.75	1.73	0.70	0.36
23	−37	0	135.5	80.0	3.46	2.04	−0.69	0.28
34	−42	0	146.0	83.0	4.28	2.43	−0.80	0.30
50	−47	0	143.0	72.5	4.65	2.36	−0.64	0.05
75	−49	0	−120.8	47.3	−4.26	1.67	−0.08	−0.50
106	−50	0	−99.5	24.5	−3.70	0.91	−0.37	−0.96

对于水泥 G_t 膨胀性的合理取值，根据作者研究结果已经指出：初期逐渐产生膨胀(龄期 i 个月达终值的 1/3)，0.5～1 年基本稳定，最大变形量最好控制在$(100\sim150)\times10^{-6}$，这对于防止大坝贯穿裂缝将是十分有效的. 可以预计，若利用混凝土 G_t 取代温度控制的部分防裂办法，在坝工技术上将会有重大改进.

此外，G_t 对坝体的纵缝灌浆也有很大的影响(见表 4－4). 该表说明，如能合理利用 G_t 的膨胀性，有可能使纵缝永久闭合，方法是使混凝土膨胀量稍大于冷却终了的收缩量即可，这将为研究纵缝不灌浆提供一个新途径.

表 4－4　刘家峡大坝纵缝冷却效果比较

纵缝开方法 \ 温度	10	20	G_t	备　注
	(C)	(C)	($\times10^{-6}$)	
计　算	1.98	3.96	0	/
观　测	1.90	3.80	−40.0	抗酸水泥
	1.00	2.00	+50.0	大坝水泥

四、湿　胀　应　力　的　计　算

(一)问题的提出

近 20 多年来，作者对蓄水引起的湿胀应力进行了较多的分析研究. 早在 60 年代就根据桓溪支墩坝的观测成果[11]，发现水库蓄水后坝踵拉应力由 1.45MPa 减少到 0.25MPa，后来

对刘家峡重力坝的观测研究又得出：在基坑内适当充水，造成混凝土湿胀，是降低最大温差、减少坝踵拉应力、防止贯穿裂缝的一种较好措施，见本章第五节。为了更好地利用湿胀应力，改善坝踵的应力状态，下面对湿胀应力的具体计算方法作进一步说明。

（二）计算方法

混凝土湿胀变形是无应力变形即自由体积变形的一部分，它与温度变形及自生变形对混凝土应力的影响在理论上是相似的，这里仅将湿胀应力的计算原理简介如下。

湿胀变形的算式如式(2－38)所示，即 $\varepsilon_w=\alpha_w\Delta w$。

全苏水工科学研究院在室内进行了 α_w 试验，混凝土为原级配，试件尺寸 15cm×15cm×60cm，试件用塑料布包扎经龄期 5 个月后开始放置在容器中，使水位按每天升高 1cm 的速度将试件逐渐湿润。在测量湿胀变形的同时，按重量法测定混凝土含水量变化，共做 6 组试验，其结果见表 4－5。

表 4－5　　湿胀变形系数试验结果

试件编号	湿胀后含水量 (g/g)	湿胀前含水量 (g/g)	含水量变化 △w(g/g)	湿胀变形×10^{-6} (mm/mm)	湿胀系数×10^{-3} $\frac{(mm/mm)}{(g/g)}$
1	0.0540	0.0321	0.0219	71.7	3.27
2	0.0485	0.0262	0.0223	76.7	3.44
3	0.0452	0.0210	0.0242	78.3	3.24
4	0.0433	0.0227	0.0206	68.3	3.32
5	0.0418	0.0205	0.0213	73.3	3.44
6	0.0528	0.0281	0.0247	88.3	3.58

从表 4－5 可知，混凝土湿胀系数在 $3.24\times10^{-3}\sim3.58\times10^{-3}$ 之间变化，平均值为 3.38×10^{-3}。

当由式(2－38)的湿胀变形计算应力时，可按观测原理代入不同受力状态的应力计算公式，考虑混凝土为弹性徐变体，按有效弹模计算可得如下算式：

1. 空间受力状态（包括平面应变状态）

$$\sigma_w=-E'\cdot\varepsilon'_w=\frac{-E'\varepsilon_w}{1-2\mu}=-1.5E'\alpha_w\Delta w \qquad (4-22)$$

2. 平面应力状态

$$\sigma_w=-E'\cdot\varepsilon'_w=\frac{-E'\varepsilon_w}{1-\mu}=-1.2E'\alpha_w\Delta w \qquad (4-23)$$

式中　E'、ε_w——分别为混凝土有效弹模和湿胀单轴应变；

μ——混凝土泊松比，取 1/6。

在初期蓄水的原型观测中，苏联萨扬舒申斯克大坝观测出含水量变化△w 为 1.5%，湿胀应力为 1.79MPa；我国柘溪为 1.2MPa；刘家峡考虑蓄水引起－9.2℃的修正后约为 2.0MPa，可见其产生的附加压应力是相当可观的（大约在 2.0MPa 左右）。

应当指出，在我国《水工设计手册》第 2 卷的混凝土变形分类中缺少湿胀变形的分类方法，这是值得改进的。

五、混 凝 土 应 力 的 推 算

(一)推算方法

在水工钢筋混凝土结构中常布设较多的钢筋计测量钢筋受力情况.钢筋应力是通过周围混凝土传递的,由于钢筋抗拉强度甚高而混凝土则相反,因而混凝土应力的大小及变化过程是衡量工程安全与否的关键指标,所以在仅布设钢筋计而缺少应变计测值的情况下,如何从钢筋的实测应力推算出混凝土应力,已成为急待解决的技术问题.

根据钢筋混凝土的受力特性及影响因素,考虑变形相容条件,可导出由钢筋应力推算混凝土应力应变的关系式如下:

$$\varepsilon_c=\frac{\sigma_s}{E_s}+\alpha_s\Delta T-\varepsilon_0 \tag{4-24}$$

在计算混凝土应力时,考虑到荷载、弹模及徐变随时间不断变化,宜分段进行叠加计算,在 n 时段之应变 ε_{cn} 应是前面各时段应力变化在 n 时段产生的应变之和,即:

$$\varepsilon_{cn}=\sum_{i=1}^{n}\Delta\sigma_i\left[\frac{1}{E_\tau}+C(t,\tau)\right]=\sum_{i=1}^{n}\Delta\sigma_i/E'(t_n,\tau_i) \tag{4-25}$$

同理,如需求应力 σ_n,则必须先求出以前各时段的应力变化然后进行叠加,即:

$$\sigma_n=\sum_{i=1}^{n}\Delta\sigma_i \tag{4-26}$$

在上述式(4-24)推算混凝土应变过程中,需用到无应力计 ε_0 的观测资料,因此,在钢筋计附近应同时布设混凝土无应力计,以便按上述方法推算混凝土应力.

(二)应用实例

将上述方法应用到三门峡大坝底孔观测资料分析,取得了良好的成果,图 4-1 是其中的一例.图中在钢筋同一部位埋设的应变计计算应变与钢筋计推算的混凝土应变十分接近.因此,它们之间的应力必然是十分接近的.

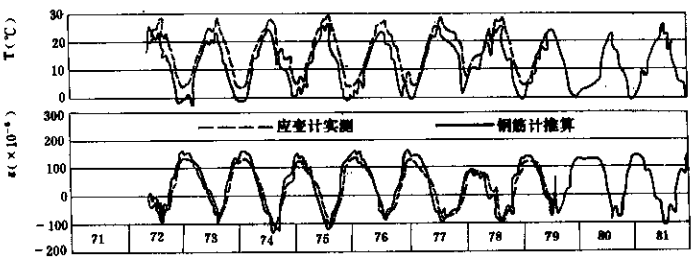


图 4-1 三门峡 8# 底孔顶板混凝土应力应变及温度过程线

六、钢筋应力的分解

实测结果表明，观测与设计钢筋应力相差很大，甚至符号相反。究其原因，主要是钢筋与混凝土的物理性质差别较大，实测应力是由外部因素作用的荷载应力与内部各非荷载因素作用的附加应力相叠加的综合应力，从而改变了钢筋的受力状态，因此与设计应力缺少可比性。

对于钢筋附加应力的影响因素，到目前为止只是在定性上引起了人们的注意，还未曾提出过任何定量的分析计算方法。

从国内外一直沿用的计算公式，即第一章参考文献[2]监测规范规定的(附 6.10)公式算出的钢筋应力，只是钢筋的"综合应力"，即包括荷载应力和附加应力在内。

下面介绍作者提出的考虑混凝土徐变、自生变形、干(湿)变形及温度变形等影响的钢筋应力计算及分解方法和公式。

(一)荷载应力

考虑钢筋与混凝土的变形相容条件，可以导出算式如下：

$$\sigma_p=E_s\{\frac{\sigma_b}{E_c}+K[(\alpha_s\Delta T-\varepsilon_0)-\varepsilon_t]\} \tag{4-27}$$

式中 K——钢筋对混凝土的约束系数，可取 0.6～0.8；

ε_t——混凝土的徐变变形。

上式表明，从钢筋综合应力减去附加应力，即得荷载应力(即相应于设计计算之应力)。

(二)附加应力

附加应力的影响因素较多，但可概括为非荷载变形及徐变变形两种影响因素，兹导出算式如下：

1. **非荷载变形**

$$\sigma_0=KE_s(\varepsilon_0-\alpha_s\Delta T) \tag{4-28}$$

2. **徐变变形**

$$\sigma_t=KE_s\varepsilon_t \tag{4-29}$$

将推导的上述各式，应用到三门峡大坝底孔的观测资料计算中，取得了良好的效果，图 4-2 是其中一例。图中荷载应力的年变幅较大，绝对值可达 45.0MPa，荷载引起的压应力达 30.0MPa 以上，综合压应力达 40.0MPa 以上。徐变应力的年变幅最大为 12.0MPa，其值随荷载应力和综合应力而变化。这是可以理解的，根据力学平衡原理，由底板所承受的总荷载应等于混凝土和钢筋承受的内力之和，在荷载的持续作用下，混凝土产生一定的徐变，导致内力的重分配，从而使混凝土应力减小，钢筋的应力增大，因此，钢筋的徐变应力与其荷载应力的符号相同。非荷载应力较小，这是因为底板的非荷载变形较小之故。

七、观测值限差的规定

保证现场观测质量是取得观测工作成效的关键。在《混凝土大坝安全监测技术规范》

(SDJ336－89)的附表 5.11、5.12 中对应力及应变观测值的限差规定了具体标准，现将其原理分别说明如下：

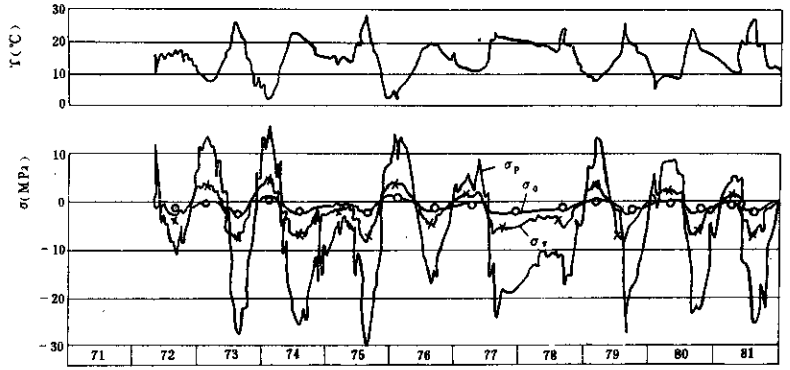


图 4 2 三门峡 3# 底孔底板钢筋分项应力及温度过程线

(一)电阻比测值

用电阻比电桥测量仪器电阻比时，应正测电阻比 Z 及反测电阻比 Z′. 设 $Z'=100\pm A$，桥路固定电阻 $M=100\pm B$，由仪器测量原理，将两测值相加可得：

$$Z+Z'=\frac{(100\pm A)^2+(100\pm B)^2}{100\pm A}\approx 2M+A^2\% \tag{4-30}$$

为了确定误差的允许范围，根据误差传播定律，可推导出上式的中误差如下：

$$\left.\begin{aligned}\sigma^2_{(Z+Z')}&=\sigma_Z{}^2+\sigma_{Z'}{}^2=2\sigma_Z{}^2\\ \sigma_{(Z+Z')}&=\sqrt{2}\,\sigma_Z=\pm 0.70\end{aligned}\right\} \tag{4-31}$$

取 3 倍中误差作为极限差值即容许误差，因此$\triangle=3\times 0.70=2.1$，故规范规定的上下限为±2 个电阻比.

(二)电阻值测值

联接差动电阻式仪器的电缆导线，可分为 3、4、5 芯三种，现场观测时，3 芯电缆需测量 R_{12}、R_{23}、R_s 三个读数，4 芯和 5 芯电缆可分别测量 R_T、R_s 及 R_{14}、R_{25}两个读数，从而可求出计算电缆导线电阻的代表式如下：

$$\left.\begin{aligned}&5\text{ 芯：}\quad 0=R_{14}-R_{25}\\ &4\text{ 芯：}\quad 2r=R_s-R_T\\ &3\text{ 芯：}\quad 2r=R_{12}+R_{23}-R_s\end{aligned}\right\} \tag{4-32}$$

为了确定电阻值的允许误差范围，根据误差传播定律可推出上式的中误差为：

$$\left.\begin{aligned}\sigma_{0(5)}{}^2&=\sigma^2_{RS1}+\sigma^2_{RS2}=2\sigma^2_R\\ \sigma_{2r(4)}{}^2&=\sigma^2_{RS}+\sigma^2_{RT}=2\sigma^2_R\\ \sigma_{2r(3)}{}^2&=\sigma^2_{RS1}+\sigma^2_{RS2}+\sigma^2_{RS}=3\sigma^2_R\end{aligned}\right\} \tag{4-33}$$

在保证观测精度的情况下，可求出 $\sigma_{2r(4)}=\sigma_{0(5)}=\pm 0.007$，$\sigma_{2r(3)}=\pm 0.009$，取 3 倍中误差作为容许误差，则 $\lambda_{(4,5)}=0.02$ 及 $\Delta_{(3)}=0.03\Omega$，考虑到温度观测精度要求及电缆导线电阻变化误差的影响，对 3、4 及 5 各芯电缆分别增加 0.01Ω、0.01Ω 及 0.02Ω，故规范规定的上下限相应为±0.04Ω、±0.03Ω 及±0.04Ω.

八、结　　语

综上所述可知，近年来应力及应变观测技术取得了显著的进展，并在坝工建设中发挥了重要作用. 为了更好地开展这项工作，再补充说明以下几点：

1. 应力及应变观测项目，担负着安全监测和原型研究的双重任务，是其它观测项目所不能替代的，同时，在具体工作中，也要注意有明确的目的和针对性，必要时，与渗流和变形观测相配合，以便取得更好的效果.

2. 应力及应变观测，不仅是大坝观测的重要组成部分，而且是隧洞、管道、底孔、厂房及其它地下结构物的主要观测手段.

3. 应力及应变观测技术已渐趋成熟，也不很复杂，特别是在普及应用微型电子计算机的情况下，使得观测资料的整理和计算工作变得非常方便. 但是，如何更广泛地应用应力及应变观测成果，反馈大坝整体工作性态及评估大坝的安全度和可靠度，尚需作进一步研究.

第二节　混凝土无应力计的研究结果

在混凝土坝工建筑物的应力应变观测中，无应力计是用来测量除外力作用以外的由于混凝土物理、化学因素及温度、湿度变化引起的变形，这部分非应力变形也称为自由体积变形.

设混凝土结构物中的总应变、应力应变及非应力应变分别为 ε_m、ε、ε_0，则它们之间的关系可由式(2－37)表示为：

$$\varepsilon_m=\varepsilon+\varepsilon_0 \tag{4－34}$$

在原型观测中，ε_m 和 ε_0 可直接测得，ε 可由上式计算求出. 而 ε_0 的表达式为：

$$\varepsilon_0=G_t+\alpha\triangle T+\varepsilon_W \tag{4－35}$$

式中　G_t——由混凝土物理、化学因素引起的自生变形($\times 10^{-6}$)；

$\alpha\triangle T$——温度变化引起的变形($\times 10^{-6}$)；

ε_W——湿度变化引起的变形($\times 10^{-6}$).

原型埋设的无应力计由圆形或锥形的双层套筒制成，筒内混凝土不受外力作用，将应变计埋设在筒内就可以测出无应力计的变形. 这种方法在 1931 年苏联第聂伯河大坝进行观测时开始应用，至今仍被认为是观测混凝土非应力变形的基本方法.

1940 年，美国加利福尼亚大学的戴维斯(Davis H. E.)教授提出了混凝土自生体积变形的概念，使人们对无应力计变形所包含的内容有了新的认识，并逐步开展了一些室内试验.

自 1958 年以来，我国陆续开展了混凝土坝的应力、应变观测，作者在 1964 年提出的柘溪大头坝实测应力分析结果[11]，得出了无应力计变形特别是自生变形对坝体应力状态影响很大的结论．根据柘溪和国外一些大坝的观测和试验结果，发现在湿度不变的前提下，混凝土自生变形有单调增长的趋势，由于实际影响因素非常复杂，对这些结果产生的原因和包含的内容，先后进行了较多的室内试验、理论分析和结构考核等工作，并得出了一些有益的结果和提出了一些新的问题．

一、室 内 试 验

室内试验是了解无应力计变形的重要手段，但是由于室内试验与现场观测条件差别较大，所以目前只能获得定性的结果．由式(4－35)可知，无应力计变形包括三部分，其中对温度变形和湿度变形的试验较多，而在自生变形方面，由于以往的试件大都密封不良，所以能够说明问题的结果还很少．

(一)湿度变形

在表 4－6 中列出了具有代表性的刘家峡大坝混凝土的试验结果．选取内部混凝土龄期 7、28、90 天及基础混凝土 28 天的试件各两个，各试件经历了养护室、塑料布密封、无密封、然后放入水中四个阶段，用差动电阻式应变计测量变形及温度，试件尺寸为 Φ20×60cm．

表 4－6　　混凝土湿度变形试验结果

混凝土龄期(d)	内部 7 天			内部 28 天			内部 90 天			基础 28 天			平均值		
密封方式	塑料布	无密封	水中	塑料布	无密封	水中	塑料布	无密封	水中	塑料布	无密封	水中	塑料布	无密封	水中
历时(d)	222	180	14	300	57	14	180	146	14	177	130	14	220	128	14
变形量 ($\times 10^{-6}$)	−106	−252	261	−135	−130	208	−68	−227	196	−101	−203	208	102.5	203.0	218.0
变形率 ($\times 10^{-6}$/d)	−0.48	−1.04	18.7	−0.45	−2.28	14.9	−0.38	−1.56	14.0	−0.57	−1.56	14.9	−0.47	−1.60	15.60

从表 4－6 可知，试件从养护室取出用塑料布密封后，水份便开始散失，产生干缩现象．当拆除塑料布而无任何密封时，便产生严重的干缩现象，但当放入水中以后，很快完成了湿胀，基本上恢复到在养护室时的变形．在上述三种情况下混凝土的变形率分别为：-0.47×10^{-6}/d、-1.70×10^{-6}/d、$+15.60\times10^{-6}$/d．这说明塑料布密封的收缩量为无密封的 28%，而在水中膨胀的速度比无密封的收缩速度要快近 10 倍．

(二)湿度变形

由式(4－35)可知，温度变形与其膨胀系数 α 值成正比，因此选择 α 较小者对坝体应力和温度控制是有利的．关于 α 值的影响因素和变化规律，综合国内外资料，初步得出以下几点认识：

1．在其它条件相同时，混凝土的龄期对 α 值没有明显的影响．

2．在常温下，温度变化对 α 值影响微小，但冰冻时的 α 值比常温时要大．

3. 水灰比与 α 值的关系不明显.

4. 在 0℃以上的情况下，干燥时的 α 值稍大于湿润时的 α 值.

5. 不同水泥和骨料的 α 值也不同，一般硅酸质骨料较大，火成岩质次之，石灰岩质最小.

6. 富混凝土的 α 值大于贫混凝土的 α 值.

(三)自生变形

在进行自生变形试验时，必须采用与原型相同性质的混凝土并将试件密封好，不受周围温、湿度变化的影响. 根据对以往几种密封方法进行的专门试验，所取得的结果见图 4－3. 图中每种密封试件皆为 2～3 个，取其平均值. 试验是在室温 12～24℃、相对湿度 45～70% 的情况下进行的. 试验材料为砂藻土、石膏和水，比例为 1∶2∶3，采用定期测量试件重量的办法求其含水量的变化. 从图中可知以往各种密封方法的效果都是比较差的，因而所得的结果就很难说明问题.

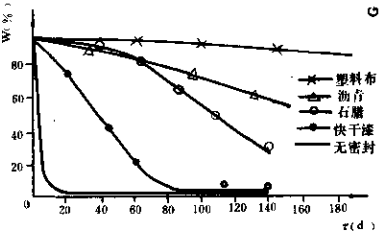


图 4－3　不同密封材料的混凝土含水量变化

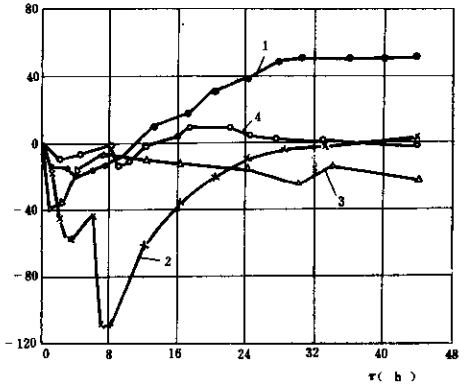


图 4－4　大黑汀水库混凝土初期自生变形

1，2　邯郸矿碴 400 号水泥；3，4—本溪大坝 600 号水泥

为了保证试件处于绝湿状态，北京水科院研究采用硬塑料筒、镀锌铁皮筒及氯丁橡胶板等制成圆形试件密封筒，取得了较好的效果[1].

1. **初期自生变形**　图 4－4 绘出了大黑汀水库初期自生变形的试验结果，图中 1#、2# 试件为邯郸矿碴 400 号水泥，3#、4# 为本溪大坝 600 号水泥，其中 2# 试件因早龄期测量时受震动使变形骤然变大.

从图 4－4 中看出，当混凝土浇注后 1～6h 内，每个试件均出现硬化前拌合物产生的沉降收缩变形，但并不是自生变形. 在常温下，当混凝土浇注 24h 左右，变形值基本趋于稳定，此时混凝土已经开始凝结硬化.

2. **不同水泥混凝土的自生变形**　自生变形的大小与使用的水泥品种、用量及掺合料的种类有关，水泥用量少时变形相对较小. 图 4－5 绘出了试验结果，试件尺寸为 Φ20×60cm，浇制在硬塑料筒中.

3. **不同介质的自生变形**　图 4－6 为采用矿碴 500 号水泥拌制的相同配合比的混凝土，

放入 20℃恒温室不同介质中养护时的试验结果.

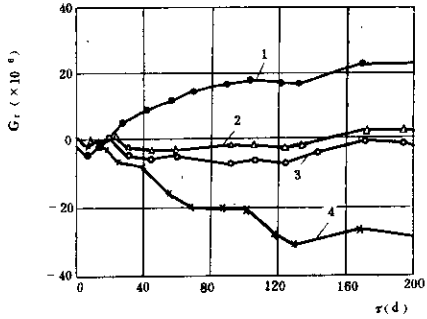


图 4-5 不同品种水泥混凝土的自生变形

1—矿渣 500 号水泥;2—纯大坝 600 号(掺 20%粉煤灰);3—纯大坝 600 号;4—普通 500 号

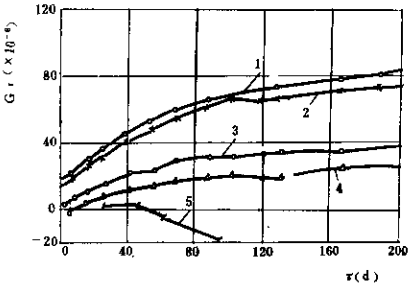


图 4-6 不同介质中混凝土的自生变形

1—水中;2—油中;3—铁皮桶中;4—塑料桶中;5—塑料布包裹

二、结 构 考 核

为了验证无应力计结构型式的合理性,陆水、丹江口、凤滩、三门峡等工程曾进行过结构考核试验.由于现场埋设的无应力计尺寸较大,而试验时需要将无应力计的尺寸缩小,这就要求保证试验与现场无应力计结构的完全相似,其尺寸的比例关系可推证如下:

设 P 为原型结构,M 为模型试件,两者的变形应相等,则

$$\left.\begin{aligned} \varepsilon_M=\varepsilon_P=\frac{F_M}{E_M S_M}=\frac{F_P}{E_P S_P}=\frac{\sigma_M}{E_M}=\frac{\sigma_P}{E_P} \\ F_M+F_P=\sigma_M S_M+\sigma_P S_P \end{aligned}\right\} \qquad (4-36)$$

式中 ε——无应力计处结构应变($\times 10^{-6}$);

F——荷载(N);

E——弹模(N/cm²);

S——截面积(cm²);

σ——应力(N/cm²).

式(4-36)即为求解模型与原型无应力计尺寸相似的基本公式.例如设原型直径为 50cm,模型直径为 20cm,当原型无应力计用厚 δ_p=1.0mm 铁皮时,代入上式则可求得 δ_M=0.35mm,即模型铁皮厚度应为 0.35mm.

据初步统计,丹江口工程曾采用 8 种不同型式的无应力计,材料有单层的、双层的、铁的、木的、钢的,埋设方向有大口向上的、向下的、向上游的,垂直的、水平的,形状有圆形的、锥形的、加顶盖的、不加顶盖的等等,其中对双层无应力计的两层之间也没有进行焊接密封,进水进浆的可能性很大.此外,像凤滩等工程也是采用单层的无应力计.首先有必要考核这些结构型式观测值的正确性,如果把所有这些无应力计的观测资料,都不加区别地直接当作正常的成果来分析无应力计的变化规律,就很难得出正确结论.

试验结果表明，无应力计应采用双层之间密封的型式，在改变结构型式时应采取慎重态度，在进行结构考核时，应满足相似性这一基本前提.

三、施 工 埋 设

现场埋设的无应力计工作状态如何，一直是人们关心的问题. 作者在 1975 年全国大坝观测资料整理分析技术讨论会的大会报告中[12]，首先提出了现场无应力计有可能受力，即变成有应力计的问题，这一观点引起了观测界内外的很大兴趣，随后做了不少研究工作，并按照热弹性理论证明了“当无应力计范围内存在不均匀温度分布时，一般不满足无应力条件”、“还包含由温度产生的应力应变”. 因为三维问题的无应力必要条件是，要求为无热源的定常温度场，即必须满足拉普拉斯方程：

$$\frac{\partial^2 T}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 T}{\partial y^2}+\frac{\partial^2 T}{\partial z^2}=0 \tag{4-37}$$

而满足无应力的充分条件是在仪器范围内温度保持一致，对于平面问题也是如此，即：

$$\left.\begin{aligned}&\frac{\partial^2 T}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 T}{\partial y^2}=0\\&\sigma_{xx}=\sigma_{yy}=\varepsilon_{zz}=\varepsilon_{zx}=\varepsilon_{yz}=\varepsilon_{xy}=0\end{aligned}\right\} \tag{4-38}$$

虽然如此，仍然存在着泊松比影响，即：

$$\left.\begin{aligned}&\sigma_{xx}=-E\alpha\triangle T\\&\varepsilon_{xx}=\varepsilon_{yy}=(1+\mu)\alpha\triangle T\end{aligned}\right\} \tag{4-39}$$

式中 μ——混凝土泊松比，一般取为 1/6.

由此可以看出，在无应力平面即 xy 平面上的温度应变量很小，如果温度保持一致，则相对值为零. 所以对于埋设在大坝表面附近的无应力计，往往有可能受到温度应力的作用，而在坝体内部温度应力的影响一般比较小.

因此，在一般坝体温度条件下，严格地说无应力计内是有应力的，但如果正确设计无应力计的埋设位置，并按现场施工分层分块及冷却水管布置情况及时作必要的调整，把无应力计埋设在温度接近均匀变化或梯度接近平缓的部位，就可以认为是无应力的或接近无应力的. 此外，还要注意无应力计的埋设方向，应使无应力计轴线平行于温度变化方向，避免垂直于温度变化方向，从而可大大减小温度应力的影响. 例如靠近坝体自由表面时，应将其轴线垂直于表面，这样不仅可以减小温度应力影响，而且便于和理论推算值互相比较验证.

施工时从无应力计筒内剔除大骨料的作法也值得进一步研究. 大骨料剔除后就增加了混凝土的灰浆率，通过室内试验已经得出了灰浆率与徐变和弹模的定量关系式，至于灰浆率对无应力计变形特别是自生变形的影响规律，目前在定量方面还不清楚. 一般认为自生变形会随灰浆率的增加而增加，但也可能在剔除大骨料时使应变计附近积聚了更多较小的骨料，造成自生变形偏小的情况. 因此，除要注意使无应力计与工作应变计处的混凝土配合比相同外，最好研究采用不必剔除大骨料的仪器.

四、实 测 结 果

无应力计的观测结果，不仅可以用于实测应力的计算，而且与坝体应力分析、温度控制及冷却灌浆等方面都有很大关系.

以往有些实测结果表现出明显的不正常现象，要在仪器设备的可靠性、结构的合理性、埋设的方向性、观测系统误差、基准值选择、湿度变形及温度膨胀系数的影响等方面找原因.

例如桓仁大坝的 19N—5 号无应力计，其自生变形在正温时持续增长，但负温时却立即下降，正温后又恢复原状并继续增长，分析认为这是冰冻产生的局部特殊变形而不是自生变形(见图 4—7).

在丹江口无应力计实测资料整理中，认为温度膨胀系数不是常数，在计算自生变形时假定为常数，因而随温度呈波浪式变化是合理的. 实际上在坝内出现这种现象往往可能是由于 α 取值不准所至. 前面已经指出，在常温下，温度和龄期变化对 α 影响甚小，不会引起 G_t 值的不规则波动.

为了便于比较，在图 4—8 中绘出了国内外各 3 个工程的实测 G_t 曲线，可知其值可能是正值也可能是负值，一般初期发展较快，后期发展较慢，大多数工程的发展规律比较好，其中三门峡则随温度呈年周期波动，由于各种因素的影响，实测曲线出现微小波动是可能的，但不应有以年为周期的变化，估计这种变化主要是温度应力引起的，而不是真正的 G_t. 但总的看来，图 4—8 的实测结果与图 4—4 至图 4—6 的室内试验结果变化趋势是接近的.

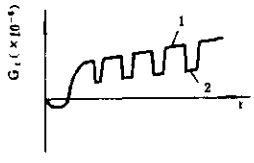


图 4—7　桓仁大坝实测自生变形

1—正温；2—负温

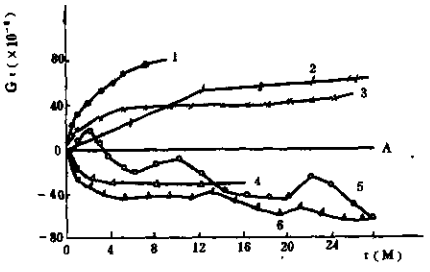


图 4—8　实测自生变形曲线

1—海瓦西；2—沙斯塔；3—刘家峡；4—黑步川；5—三门峡；6—柘溪；A—$G_t=0$

五、理　论　推　算

对于无应力计变形，除现场观测外，有必要寻找更多的手段和更方便的途径来求解，其中推求合理的计算公式就是重要途径之一. 下面简要介绍作者在这方面的研究成果.

在图 4—9 的空间坐标系统中，按照弹性力学的广义虎克定律，混凝土的应力应变关系

根据式(4－34)为：

$$\left.\begin{aligned}\varepsilon_{mx}&=\frac{1}{E}[\sigma_x-\mu(\sigma_y+\sigma_z)]+\varepsilon_0\\ \varepsilon_{my}&=\frac{1}{E}[\sigma_y-\mu(\sigma_x+\sigma_z)]+\varepsilon_0\\ \varepsilon_{mz}&=\frac{1}{E}[\sigma_z-\mu(\sigma_x+\sigma_y)]+\varepsilon_0\end{aligned}\right\}\qquad(4-40)$$

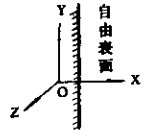


图 4－9 空间坐标

将上式等号两边相加并对应力求解可得：

$$\sigma_x=E[\frac{\varepsilon_{mx}}{1+\mu}+\frac{\mu(\varepsilon_{mx}+\varepsilon_{my}+\varepsilon_{mz})}{(1+\mu)(1-2\mu)}-\frac{\varepsilon_0}{1-2\mu}]=E\varepsilon'_x\qquad(x,y,z)\qquad(4-41)$$

式中(x,y,z)表示依次置换 x、y、z 可得 σ_x、σ_y、σ_z 的算式．ε'_x 为 x 方向单轴应变，由上式得其值为：

$$\varepsilon'_x=\frac{\varepsilon_{mx}}{1+\mu}+\frac{\mu(\varepsilon_{mx}+\varepsilon_{my}+\varepsilon_{mz})}{(1+\mu)(1-2\mu)}-\frac{\varepsilon_0}{1-2\mu}\qquad(4-42)$$

而葡萄牙的罗查(Rocha M.)等人在国际大坝会议上发表的论文中所采用的公式为[9]：

$$\varepsilon'_x=\frac{\varepsilon_{mx}}{1+\mu}+\frac{\mu(\varepsilon_{mx}+\varepsilon_{my}+\varepsilon_{mz})}{(1+\mu)(1-2\mu)}-\varepsilon_0\qquad(4-43)$$

比较式(4－42)和(4－43)，可以看出葡萄牙罗查等人所用公式的误差为：$\frac{-2\mu\varepsilon_0}{1-2\mu}=\frac{-\varepsilon_0}{2}$，即少扣除了无应力变形的$\frac{1}{2}$，因而其结果是失真的．

在图 4－9 中，x 方向为自由面，根据垂直于自由表面应力为零的边界条件，即 $\sigma_x=0$，由式(4－42)得：

$$\varepsilon_0=\frac{1-\mu}{1+\mu}\varepsilon_{mx}+\frac{\mu}{1+\mu}(\varepsilon_{my}+\varepsilon_{mz})=\frac{5}{7}\varepsilon_{mx}+\frac{1}{7}(\varepsilon_{my}+\varepsilon_{mz})\qquad(4-44)$$

此式即为空间应力状态下求解无应力计变形的理论计算公式．其中 ε_{mx}、ε_{my}、ε_{mz} 由式(4－34)知分别为 x、y、z 三个方向的实测总应变．同理可导出：

在平面应力状态下：

$$\varepsilon_0=\frac{\varepsilon_{mx}}{1+\mu}+\frac{\mu\varepsilon_{my}}{1+\mu}=\frac{6}{7}\varepsilon_{mx}+\frac{1}{7}\varepsilon_{my}\qquad(4-45)$$

在平面应变状态下：

$$\varepsilon_0=\frac{1-\mu}{1+\mu}\varepsilon_{mx}+\frac{\mu}{1+\mu}\varepsilon_{my}=\frac{5}{7}\varepsilon_{mx}+\frac{1}{7}\varepsilon_{my}\qquad(4-46)$$

利用上述算式对刘家峡、柘溪、猫跳河等工程的观测值进行了计算，结果与实测值非常接近．这表明上式可作为一种推算公式从实测应变反算无应力计值，以检验无应力计的实测成果．但也应注意，当仪器布置在距自由表面较远或 σ_x 值的影响不能消除时，有可能带来误差．此外，也可以利用上式推求 α 值．表 4－7 是在三门峡底孔上的应用实例，其中试验值系根据与计算相应龄期的现场钻孔取样试件求得的，由表 4－7 可看出，计算与试验值颇吻合，差值仅为 1.4%．

表 4-7　　公式推算的温度膨胀系数

项目 \ 方法	计算值					试验值	差值
仪器编号	TT51.52	TT65.66	TT85.86	TT105.106	平均	/	/
$\alpha(\times 10^{-6}/℃)$	10.80	11.20	9.70	10.50	10.55	10.40	0.15

六、结　　语

虽然对无应力计的研究已经取得了很大进展，但是由于影响因素比较复杂，如下一些问题尚需作进一步研究：

1. 现场混凝土湿度变化的观测方法与仪器.
2. 从观测资料中分离湿度变形的方法.
3. 温度应力对现场无应力计测值的影响.
4. 理论推算与实测无应力计的比较.
5. 现场剔除大骨料对无应力计测值的影响.
6. 不同水泥混凝土的 G_r 及 α 的变化规律.
7. 利用 G_r 和 α 改善温控及应力的方法.
8. 利用 G_r 的膨胀性研究纵缝不灌浆的可能性.

第三节　混凝土变形对实测应力的影响

混凝土的实测应力一般是根据变形计算的，因此变形对应力有直接的影响.但是，不同种类的变形对应力影响的规律也不同，下面作具体分析，并采用计算实例进行说明.

一、混凝土的变形性能

混凝土是一种弹性徐变体，在外荷载作用下，不但产生弹性变形，而且产生徐变变形.当荷载除去后，弹性变形便基本消失，但徐变变形却只能恢复一部分，另一部分不可恢复的变形则称为塑性变形.因此，在单位应力作用下，单向拉压混凝土试件的总变形如式(2—33)所示.由该式及图 2—16 可知，混凝土的徐变变形不仅与龄期有关，而且与持荷时间有关，时间越长徐变变形越大，早龄期增长速度比晚龄期大，最后趋于稳定.即有如下特性：

$$\left.\begin{aligned}&\frac{\partial C(t,\tau)}{\partial t}\Big|_{t=\infty}=0\\&\int_{\tau_1}^{\infty}\frac{\partial C(t,\tau)}{\partial \tau}d\tau\leqslant 0\end{aligned}\right\}\qquad(4-47)$$

在龄期 $\tau=\tau_1$ 时，对混凝土试件施加应力为 $\sigma(\tau_1)$，并保持为常量直至 t，则由式(2—33)

得总变形为：

$$\varepsilon(t,\tau_1)=\sigma(\tau_1)\delta(t,\tau_1)=\frac{\sigma(\tau_1)}{\dfrac{E(\tau_1)}{1+\psi(t,\tau_1)}}=\frac{\sigma(\tau_1)}{E'(t,\tau_1)} \tag{4-48}$$

式中 $\psi(t,\tau)=C(t,\tau)E(\tau)$——时效函数；

$E'(t,\tau_1)=\dfrac{E(\tau)}{1+\psi(t,\tau)}$——持续(有效)弹模.

如果单向作用应力是时间的函数，亦即是一个变量 $\sigma(t)$，则应变 $\varepsilon(t)$ 由式(4—48)及叠加原理可得：

$$\varepsilon(t)=\frac{\sigma(t)}{E(t)}-\int_{\tau_1}^{t}\sigma(\tau)\frac{\partial}{\partial\tau}\delta(t,\tau)d\tau \tag{4-49}$$

这就是考虑混凝土弹性和徐变性能的单向应力应变关系.对于空间应力状态尚应考虑泊松比影响，则其应力应变关系为：

$$\varepsilon(t)=\frac{(1+\mu)\sigma(t)-\mu s(t)}{E(t)}-\int_{\tau_1}^{t}[(1+\mu)\sigma(\tau)-\mu S(\tau)]\frac{\partial}{\partial\tau}\delta(t,\tau)d\tau \qquad (x,y,z) \tag{4-50}$$

式中 $S(t)=\sigma_x(t)+\sigma_y(t)+\sigma_z(t)$；

(x,y,z)——表示依次置换 x、y、z 可得三维状态的 $\varepsilon_x(t)$、$\varepsilon_y(t)$ 及 $\varepsilon_z(t)$ 算式.

以上仅分析了混凝土在外荷载作用下实测应力和应变的关系.如前所述，对于不受外力作用的混凝土，也会由于温、湿度的变化及物理化学作用不断产生非应力变形，在原型观测中，由无应力计测出的这种非应力变形称之为自由体积变形 ε_0，它可用式(4—35)表示.

在混凝土结构物内，ε_0 不可能自由发生，由于周围混凝土或其它边界的约束而受到限制引起了内部应力，因此由工作应变计测出的混凝土内部任一点总变形 ε_m 为：

$$\begin{aligned}\varepsilon_m&=\lambda G_t+\beta\alpha\triangle T+\gamma\varepsilon_w+\varepsilon(t)\\&=\varepsilon(t)+\varepsilon_0-[(1-\lambda)G_t+(1-\beta)\alpha\triangle T+(1-\gamma)\varepsilon_w]\\&=\varepsilon(t)+\varepsilon_0-\varepsilon_f=\varepsilon+\varepsilon_0\end{aligned} \tag{4-51}$$

式中 λ,β,γ——均为$\leqslant 1$ 的自由变形系数；

ε_f——由自由体积变形引起的应力变形；

ε——由应力和非应力变形引起的总应力变形.

由上述分析可知，总应力变形 ε 应为：

$$\varepsilon=\varepsilon_E+\varepsilon_C+\varepsilon_\mu \tag{4-52}$$

式中 ε_E——单向应力引起的弹性变形；

ε_C——单向应力引起的徐变变形；

ε_μ——在平面或空间应力状态下的泊松变形，对于单向应力则 $\varepsilon_\mu=0$.

混凝土在空间应力状态的应力应变关系如式(4—41)所示.对于 Y 和 Z 方向的应力应变关系可类推.

以上进一步说明了混凝土的实际变形包括荷载变形(应力变形)和自由体积变形(非应力变形)两大部分，每一部分又分别包含二种影响因素，它们对混凝土的实际应力都会产生很大的影响，与一般主要考虑弹性变形的设计应力相比，其值可相差数倍甚至改变了应力符

号，下面将作进一步分析.

二、荷载变形的影响

由式(4－52)可知，荷载变形中包括弹性变形、徐变变形和泊松变形三部分. 其中泊松变形可以通过式(4－41)求解单轴应变的公式扣除；弹性变形可按虎克定律计算应力也甚为简单；而对于考虑混凝土徐变变形的应力计算则较为复杂. 这主要是由于作用在混凝土结构上的各种荷载往往是随着时间的推移在逐渐变化的. 例如施工期混凝土自重的不断增加，运行期库水位的不断升降及泄水孔内水压力的不断改变等，都大大增加了考虑徐变后实测应力计算的复杂性. 因为实测应力与荷载的变化过程有关，前面任何一段应力的变化都会给后面带来不同的影响，需要用分段叠加的办法进行计算. 具体运算可分变形法和松弛法两种.

(一)变形法

图 4－10 的曲线 0A 是根据实测应变计算的单轴应变变化曲线，如沿时程将它分为 n 时段，其应变分别为 $\varepsilon'_1,\varepsilon'_2,\cdots\cdots\varepsilon'_n$，各段相应的应力变化为 $\Delta\sigma_1,\Delta\sigma_2,\cdots\cdots\Delta\sigma_n$，那么在 n 时段之应变 ε'_n 应是前面各时段的应力变化在 n 时段产生的应变之和，即：

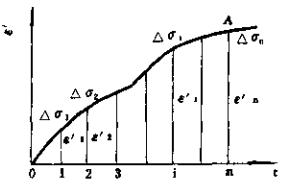


图 4－10 划分单轴应变时段

$$\varepsilon'_n=\sum_{i=1}^{n}\Delta\sigma_i\left[\frac{1+\psi(t_n,\tau_i)}{E_{(\tau)}}\right]=\sum_{i=1}^{n}\Delta\sigma_i/E'(t_n,\tau_i) \tag{4-53}$$

或

$$\Delta\sigma_n=E'(t_n,\tau_n)\left[\varepsilon'_n-\sum_{i=1}^{n-1}\Delta\sigma_i/E'(t_n,\tau_i)\right] \tag{4-54}$$

上式中的 ε'_n 和 $E'(t_n,\tau_i)$ 可分别从实测和试验值中计算出来，如需求 $\Delta\sigma_n$ 则必须先求出以前各时段的应力变化值 $\Delta\sigma_1,\Delta\sigma_2,\cdots\cdots\Delta\sigma_{n-1}$，算式为：

$$\left.\begin{aligned}&\Delta\sigma_1=\Delta\varepsilon'_1E'(t_1,\tau_1),\\&\Delta\sigma_2=E'(t_2,\tau_2)\left[\varepsilon'_2-\Delta\sigma_1/E'(t_2,\tau_1)\right],\\&\cdots\cdots\\&\Delta\sigma_{n-1}=E'(t_{n-1},\tau_{n-1})\left[\varepsilon'_{n-1}-\sum_{i=1}^{n-2}\Delta\sigma_i/E'(t_{n-1},\tau_i)\right]\end{aligned}\right\} \tag{4-55}$$

从而可按式(4－26)求得 n 时段处的实测应力.

(二)松弛法

需先求出松弛系数曲线，其定义为：在应变保持不变的条件下，实际应力 σ_t 与初始应力 σ_0 之比称为松弛系数 K_p，即式(2－35).

松弛系数一般是根据瞬时弹模和徐变度曲线计算而得的，其原理可参见图 4－11. 图中(b)是松弛曲线，初始应力 $\sigma_0=1$，(a)是相应的应变曲线，初始应变为 ε'_0，从开始加荷沿时程划分时段，各时段之起点龄期分别为 $\tau_0,\tau_1,\tau_2,\cdots\cdots$ 等，相应之时段中点分别为 $t_0,t_1,t_2,\cdots\cdots$

等.

如果应力保持不变，则到 t_1 时应变已增加 $\triangle\varepsilon'_1$，但实际上在 τ_1 时应力已减少 $\triangle\sigma_1$，它在 t_1 时产生的负应变为 $\triangle\varepsilon_1$，此时满足条件 $\triangle\varepsilon'_1=-\triangle\varepsilon_1$，则应变又回复至 ε'_0，即 t_1 时(在 A_1 点)满足了松弛曲线的条件. 但 $\triangle\varepsilon'_1=C(t_1,\tau_0)$，$\triangle\varepsilon_1=\triangle\sigma_1/E'(t_1,\tau_1)$，由此得：$C(t_1,\tau_0)=-\triangle\sigma_1/E'(t_1,\tau_1)$，这是第 1 时段的情况. 同理在第 2 时段令 $\triangle\varepsilon'_2=-\triangle\varepsilon_2$，则 $C(t_2,\tau_0)=-\triangle\sigma_1/E'(t_2,\tau_1)-\triangle\sigma_2/E'(t_2,\tau_2)$. 依此类推，在任意时段 n，其通式为：

$$C(t_n,\tau_0)=-\sum_{i=1}^{n}\triangle\sigma_i/E'(t_n,\tau_i) \tag{4-56}$$

上式即为计算松弛曲线的基本公式. 具体计算时需求出各时段的 $\triangle\sigma_i$，由上式得算式如下：

$$\left.\begin{aligned}
&\triangle\sigma_1=-E'(t_1,\tau_1)C(t_1,\tau_0),\\
&\triangle\sigma_2=-E'(t_2,\tau_2)[C(t_2,\tau_0)+\triangle\sigma_1/E'(t_2,\tau_1)],\\
&\cdots\cdots\\
&\triangle\sigma_n=-E'(t_n,\tau_n)[C(t_n,\tau_0)+\sum_{i=1}^{n-1}\triangle\sigma_i/E'(t_n,\tau_i)]
\end{aligned}\right\} \tag{4-57}$$

由此得计算松弛曲线的通式为：

$$K_p(t_n,\tau_i)=1+\sum_{i=1}^{n}\triangle\sigma_i(t_i,\tau_i) \tag{4-58}$$

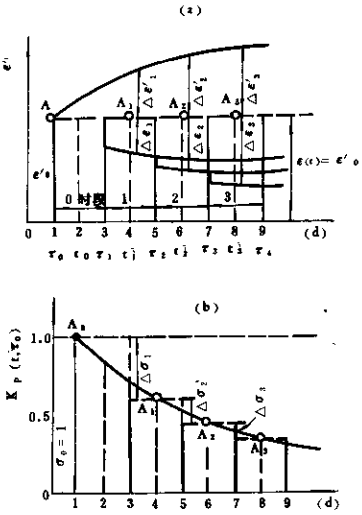


图 4—11　计算松弛曲线

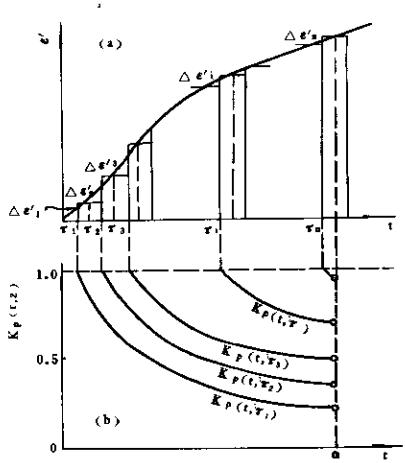


图 4—12　用松弛法计算应力

计算应力时，同样将单轴应变沿时程划分为 n 时段，如图 4—12(a)，各时段的应变变化为 $\triangle\varepsilon'_1,\triangle\varepsilon'_2,\cdots\cdots\triangle\varepsilon'_n$. 图 4—12(b)为相应的松弛曲线，如欲求时段 n 处的应力 σ_n 时，先求

由$\Delta\varepsilon'_i$产生的至时段 n 处的应力增量$\Delta\sigma_i$，然后求其总和，即：

$$\sigma_n=\sum_{i=1}^{n}\Delta\varepsilon'_i E_{(\tau_i)}K_p(t_n,\tau_i) \tag{4-59}$$

(三)试验数据的补插

上述两种算法都必须具有各时段徐变及弹模的试验数据．由于试验工作量较大，只能进行几个典型加荷龄期的试验．为此，以往多利用求解徐变方程式的办法进行补插．为了简便起见，作者于 1974 年根据半对数徐变曲线近似呈直线的关系，提出了分区半对数的补插公式，将整个徐变试验结果分为六个区进行内插外延，若求龄期 τ 加荷、持荷时间为 t 时的徐变度或弹模时，可先查取已知相邻的徐变或弹模试验值，然后按下式计算：

1. **对加荷龄期 τ 插值**

$$\left.\begin{aligned}C(t,\tau)&=C(t,\tau_i)+\frac{\log\tau-\log\tau_i}{\log\tau_{i+1}-\log\tau_i}[C(t,\tau_{i+1})-C(t,\tau_i)]\\ \text{或}\quad C(t,\tau)&=C(t,\tau_{i+1})+\frac{\log\tau_{i+1}-\log\tau}{\log\tau_{i+1}-\log\tau_i}[C(t,\tau_i)-C(t,\tau_{i+1})]\end{aligned}\right\} \tag{4-60}$$

2. **对持荷时间 t 插值**

$$\left.\begin{aligned}C(t,\tau)&=C(t_i,\tau)+\frac{\log t-\log t_i}{\log t_{i+1}-\log t_i}[C(t_{i+1},\tau)-C(t_i,\tau)]\\ \text{或}\quad C(t,\tau)&=C(t_{n-1},\tau)+\frac{\log t-\log t_{n-1}}{\log t_n-\log t_{n-1}}[C(t_n,\tau)-C(t_{n-1},\tau)]\end{aligned}\right\} \tag{4-61}$$

3. **对弹性模数 $E_{(\tau)}$插值**

$$E_{(\tau)}=E_{(\tau_i)}+\frac{\log\tau-\log\tau_i}{\log\tau_{i+1}-\log\tau_i}[E_{(\tau_{i+1})}-E_{(\tau_i)}] \tag{4-62}$$

$$\text{或}\quad E_{(\tau)}=E_{(\tau_{n-1})}+\frac{\log\tau-\log\tau_{n-1}}{\log\tau_n-\log\tau_{n-1}}(E_{(\tau_n)}-E_{(\tau_{n-1})}) \tag{4-63}$$

上述应力计算如果全部用手算工作量仍较大，为了节省大量人力和时间，作者已编制了全套的计算程序，可供直接使用．

(四)算例

以上说明了由荷载引起的弹性和徐变变形对应力的影响关系及计算方法．现取三门峡大坝 200 号混凝土的实测数据按上述方法进行计算，其结果列入表 4－8 及图 4－13．由此可以看出：

1. 在混凝土弹模、徐变和单轴应变相同的情况下，不考虑徐变的弹性应力均为拉应力，其最大值为 4.648MPa，此值是这种混凝土不可能承受的，而考虑徐变影响的应力则出现－0.367MPa 的压应力，拉应力的最大值仅为 0.796MPa，在混凝土允许拉应力范围之内，约相当于上述弹性应力的 1/6．可见如果不考虑徐变影响，将会得出错误的结果．

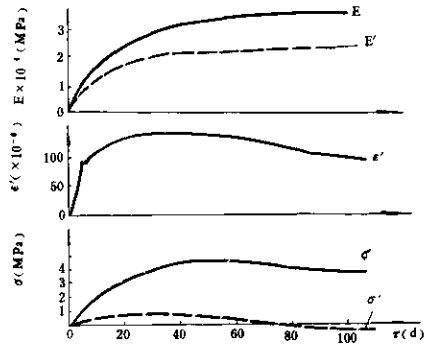


图 4－13　弹性应力和徐变应力

2. 表中在同一龄期出现弹性与徐变应力符号相反这一现象，说明前述混凝土应力与荷载历史有关，应采用叠加原理计算，而在设计计算时取弹模为常数的作法是值得改进的.

表 1—8　　荷载变形对应力影响的计算成果

龄　期　τ(d)	2	4	6	10	15.5	23	34	50	75	106
瞬时弹模 $E\times10^{4}$(MPa)	0.019	0.088	0.119	0.168	0.213	0.255	0.293	0.325	0.353	0.372
持续弹模 $E'\times10^{4}$(MPa)	0.024	0.062	0.093	0.105	0.155	0.167	0.197	0.209	0.223	0.245
单轴应变 $\varepsilon'(\times10^{-6})$	83.2	93.5	91.0	110.2	129.0	135.5	146.0	143.0	120.8	99.5
弹性应力 σ(MPa)	0.163	0.893	1.083	1.851	2.748	3.455	4.278	4.648	4.264	3.701
徐变应力 σ'(MPa)	0.080	0.443	0.355	0.303	0.695	0.690	0.796	0.641	0.083	−0.367

三、自由体积变形的影响

(一)对正应力的影响

由式(2—37)可知，混凝土的应力变形 ε 等于实测总变形 ε_m 减去自由体积变形 ε_0，这表明自由体积变形对应力变形影响的数值关系是变形量大小相等而符号相反. 这只是单向受力的情况.

前已指出，在计算应力时应采用单轴应变. 由式(4—41)可知，在空间应力状态下，ε_0 对单轴应变的影响量为 $\frac{-\varepsilon_0}{1-2\mu}=-1.5\varepsilon_0$(取混凝土泊松比 $\mu=1/6$)，同理可导出，在平面应力状态下，ε_0 对单轴应变的影响值为 $-\frac{\varepsilon_0}{1-\mu}=-1.2\varepsilon_0$. 由此可见，$\varepsilon_0$ 对实测应力的影响是很大的，不能忽视的.

(二)对剪应力的影响

上述是对正应力的影响. 在原型观测中，剪应力无法直接量测，因此可根据需要在 XY、YZ、ZX 三个坐标轴平面上设置与坐标轴成 45°方向的应变计，测量的线应变分别以 ε_{mxy}、ε_{myz}、ε_{mzx}表示，将式(2—37)代入剪应力算式可得：

$$\tau_{xy}=\frac{E'}{2(1+\mu)}\{2(\varepsilon_{mxy}-\varepsilon_0)-[(\varepsilon_{mx}-\varepsilon_0)+(\varepsilon_{my}-\varepsilon_0)]\}=\frac{E'}{2(1+\mu)}[2\varepsilon_{mxy}-(\varepsilon_{mx}+\varepsilon_{my})] \tag{4—64}$$

可见自由体积变形对实际剪应力计算结果并无影响。对 τ_{yz}和 τ_{zx}也可导出同样的结论.

(三)算例

由式(4—35)可知，自由体积变形包括温度变形、湿度变形和自生变形三部分，其中温度变形 $\alpha\triangle T$ 是不难求得的，在原型观测和室内试验中都能较准确的求出 α；湿度变形 ε_w 通常只影响表面附近，例如在苏联斯维尔斯克水电站船闸支座上进行的原型观测结果表明，对支座尺寸仅为 $2\times4\times6m^3$ 的结构，经过 100 天龄期后，布置在离表面 25cm 的湿度计根本看不出有什么逸散. 因此一般认为大体积混凝土内部 ε_w 变化是很微小的. 但对于自生变形 G_t，则随着水泥品种和用量及骨料的不同而有很大的变化，有可能是正值或负值，从而对实测应力产生重要影响. 事实上，同样的 $\alpha\triangle T$、ε_w 及 G_t 变化量对应力的影响是相同的，它们都是以 ε_0 的形式参与计算的. 现取其它条件相同，仅假定 A 和 B 两种不同 ε_0 值的三门峡大坝 200 号

混凝土实测数据进行计算，以便比较，其结果列入表 4－9 及图 4－14. 由此可以看出：

表 4－9　　自由体积变形对应力影响的计算成果

龄期(d)	$\varepsilon_0(\times10^{-6})$		$\varepsilon'(\times10^{-6})$		σ(MPa)		σ'(MPa)	
τ	A	B	A	B	A	B	A	B
2	7	0	12.3	22.7	0.060	0.111	0.029	0.054
4	13	0	54.5	70.0	0.480	0.651	0.289	0.367
6	18	0	43.0	67.0	0.512	0.797	0.140	0.248
10	26	0	32.2	71.2	0.541	1.196	0.011	0.257
15.5	32	0	33.0	81.0	0.703	1.725	0.016	0.356
23	37	0	24.5	80.0	0.645	2.040	−0.128	0.284
34	42	0	20.0	83.0	0.586	2.431	−0.197	0.302
50	47	0	2.0	72.5	0.065	2.360	−0.548	0.047
75	49	0	−26.2	47.3	−0.925	1.670	−1.088	−0.504
106	50	0	−50.5	24.5	−1.880	0.911	−1.558	−0.962

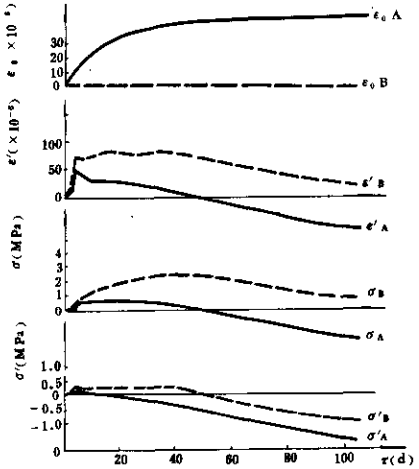


图 4－14　自由体积变形对应力的影响

1. 当其它条件相同，仅 ε_0 在龄期三个半月分别保持为 0 及从 0 渐变到 50×10^{-6}时(B 和 A)，其混凝上的弹性应力相差达 2.791MPa，徐变应力相差仅 0.596MPa. 可见在计算应力时必须考虑自由体积变形的影响，否则会得出错误的结果.

2. 两种 ε_0 之间的单轴应变、弹性和徐变应力均出现了正负反号的现象，说明由于 ε_0 的作用已经改变了应力应变的性质，也就改变了混凝土的工作状态.

3. A 和 B 两种 ε_0 的弹性和徐变应力均出现了 B 大于 A 的情况，这说明 ε_0 为正值(A 种)能够改善应力状态. 反之当 ε_0 为负值时对应力是不利的. 可见在研究混凝土的实际应力时，必须考虑材料的变形性能.

为了便于理解和应用，现将作者采用变形法计算应力的通用表格和算例列入表 4－10. 由表 4－10 可知，观测得各时段中点的应变由两部分组成，一部分是由本时段应力变化所产生，另一部分则由以前各时段的应力变化所产生. 后者就是表中的“承前应变”. 由中点应变减去承前应变即为本时段的“应变变化”. 应变变化乘持续弹模即为本时段的应力变化，此应力变化累计起来就是要求的应力即“中点累计应力”.

表 4－10 的右上方是根据式(4－54)先将各加荷龄期及计算时段之 $1/E'$值计算出来，以供计算应力时应用. 可以看出，由于徐变的影响，单位荷载作用下之应变值随着持荷时间的延长而不断增大，开始增长快，后来增长慢.

四、实测与设计应力的比较

在混凝土坝的设计中，应力和抗滑稳定条件是必须满足的两项基本要求．严格地讲，抗滑要求也是一种应力控制要求．就应力计算而言，对于重力坝各国规范普遍采用重力法，对于拱坝则采用拱梁分载法．目前我国拱坝及重力坝的设计规范已由水利电力部颁布试行，其中后者第74条规定"混凝土重力坝一般均用材料力学法计算应力指标，并设计断面"．材料力学法（即重力法）是假定应力成直线分布，与实测结果的曲线分布相差较大，这主要是由于设计中没有很好考虑混凝土和地基材料的变形性能及施工方法的影响．此外在重力坝应力计算中也不计入温度应力，拱坝仅考虑封拱前后的均匀温差，因此可以说，目前混凝土坝的设计还处于半经验半理论的阶段．通过原型观测总结出应力变化规律，则有可能对改进设计提出可行的建议．

表4－10　　变形法应力计算表

时段序号	中点龄期 t (d)	中点应变 $\varepsilon'_{中}$ (×10⁻⁶)	承前应变 $\varepsilon'_{前}$ (×10⁻⁶)	应变变化 $\Delta\varepsilon'$ (×10⁻⁶)	持续弹模 E' ×10⁵ (MPa)	应力变化 $\Delta\sigma_i$ (MPa)	中点累计应力 $\Sigma\Delta\sigma_i$ (MPa)	$\Delta\sigma_i$ 作用下应变 (×10⁻⁶)	$\frac{1}{E'}$ (×10⁻⁶) 时段分 1	3	5	7	13	18	28	40	60	90 121
1	2	12.3	0	12.3	0.024	0.029	0.029	12.3	42.6	43.6	45.7	47.8	49.5	50.8	51.7	52.3	52.8	53.0
2	4	54.5	12.6	41.9	0.062	0.260	0.289	12.6	11.9	16.1	17.6	19.0	20.2	21.0	21.7	22.2	22.6	22.8
3	6	43.0	59.0	16.0	0.093	−0.149	0.140	13.2	15.8	−16.0	10.8	12.6	13.7	14.6	15.2	15.6	15.9	16.2
4	10	32.2	44.5	−12.3	0.105	−0.129	0.011	13.9	19.4	−18.8	−12.3	9.5	10.7	11.5	12.2	12.6	13.3	13.3
5	15.5	33.0	32.7	0.3	0.155	0.005	0.016	14.4	52.5	−20.4	−13.8	0.3	6.5	7.7	8.4	8.9	9.3	9.6
6	23	24.5	33.0	−8.5	0.167	−0.142	−0.126	14.7	54.6	−21.8	14.8	0.3	−8.5	6.0	7.0	7.5	7.9	8.3
7	34	20.0	23.6	−3.6	0.197	−0.071	−0.197	15.9	56.4	−22.6	−15.7	0.4	−9.9	−3.6	5.1	6.0	6.7	6.7
8	50	2.0	18.8	−16.8	0.209	−0.351	−0.548	15.2	57.7	−23.2	−16.3	0.4	−10.7	−4.3	−16.8	4.8	5.6	6.0
9	75	−26.2	−2.0	−24.2	0.223	−0.540	−1.088	15.3	58.8	−23.7	−17.2	0.5	−11.2	−4.8	−19.7	−24.2	4.5	5.1
10	106	−50.5	−31.3	−19.2	0.245	−0.470	−1.558	15.1	59.3	−24.1	−17.2	0.5	−11.8	−4.8	−21.1	−27.5	−19.2	4.1

为了说明实测与设计应力的关系，现取刘家峡大坝靠上游面甲块基础部位的实测和设计结果为例进行分析，观测点仪器布置见图4－15，同时计算了混凝土坝块的自重应力和蓄水应力以便和实测值进行比较，现分别说明如下．

（一）自重应力

选择甲块温度呈均匀状态又未进行灌浆和蓄水情况下的实测和设计自重应力绘入图4－16，可以看出：

1．实测为非线性分布，与设计计算的直线分布不同．图中实测应力呈抛物线状，最大应力发生在断面中部，其值达－1.34MPa．实测与设计的差别估计是由于甲块混凝土的自生变形为正值，因断面中心受到约束，其自生变形的膨胀影响当较外部为大，因面中心产生比较高的压应力．此外，由于甲块为变截面，在上游面1625m高程有一平台对应力分布也有一定影响．

2．如图4－16所示，上游面拉应力设计为0.2MPa，实测为0.6MPa．这种由于甲块偏心荷重单独作用面产生不利的拉应力，是在设计和试验时按整体作用分析中难以预料的．

3．为了验证实测应力的正确性，将实测应力产生的总反力与混凝土浇注荷重进行了比较，实测反力W的算式为：

$$W=\int\int \sigma_y d_x d_z \qquad (4-65)$$

式中 σ_y 为实测垂直应力.计算结果得出实测反力为 1869t,实际荷重为 1698t,两者仅相差 10%,表明实测值是比较可靠的,考虑徐变的应力计算方法也是可行的.

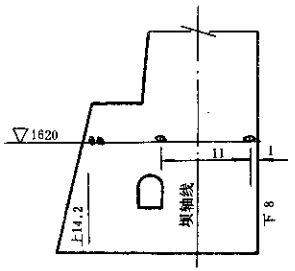


图 4—15 应变计组布置

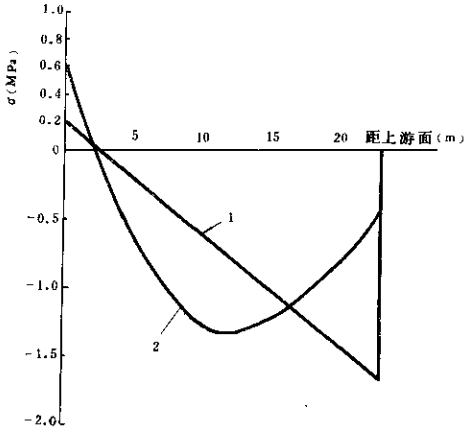


图 4—16 实测与设计自重应力

1 设计应力;2 实测应力

(二)蓄水应力

图 4—17 绘出了从库空到蓄水高程为 1694m 水位期间的实测垂直和水平应力及温度增量分布,同时绘出了设计应力增量.可见:

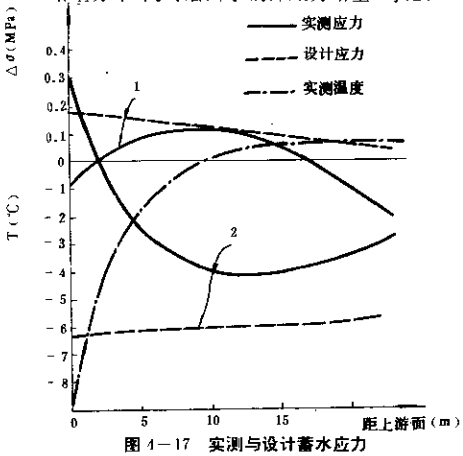


图 4—17 实测与设计蓄水应力

1—垂直正应力;2—水平正应力

1. 由水荷重引起的实测垂直应力增量为非线性分布,与设计值的直线分布不同的.

2. 坝体内部测点的实测应力均小于设计值,估计是由于蓄水前坝体纵横缝均进行了灌浆,内部测点受到了三维整体作用的影响所致.

3. 实测水平应力增量不同于设计值,其上游面测点相差最大,设计值为 0.632MPa 的压应力,实测却为 0.3MPa 的拉应力,绝对差值为 0.932MPa.从图中实测温度增量曲线可以发现,其值是由于蓄水时上游面负 9.2℃的温差造成的,大约温降 1.0℃相对引起 0.1MPa 的拉应力,这在设计值中是未予计入的.

由上述分析可知，实测温度应力是相当严重的．观测经验表明，温度应力往往会超过水压应力．然而在重力坝设计规范第59、60条规定的荷载及其组合中，是完全不考虑温度应力的．由此，规范第71～73条规定的允许应力也就不能完全符合实际情况．建议今后应规定包括温度荷载作用的设计允许应力，此值才具有真正的实际意义．

目前在混凝土坝施工时，温度应力主要靠采取温控措施和提高混凝土标号来解决．由于设计时对混凝土材料的变形性能及施工工艺考虑不够，这种解决办法可能带有一定的盲目性，也许并不是最经济安全的，在这方面有必要加以改进．

五、结　　语

综上所述，混凝土的变形性能可概括为荷载变形和自由体积变形两大部分．在计算实测和设计应力时，必须全面考虑这些变形的影响，才能得到合理的结果．

通过混凝土坝的原型观测和室内试验工作，使我们对混凝土的变形性能有了更深刻的认识．随着电算技术的发展和观测、试验资料的积累，考虑多种影响因素精确计算混凝土应力已经成为可能．

本节着重分析了混凝土的实际变形性能对实测应力的影响及其计算方法，通过实际算例分析可知，目前我国拱坝和重力坝设计规范均规定采取适当降低混凝土弹性模量来考虑徐变影响（一般取瞬时弹模的0.6～0.7），这种应力计算方法是不够合理的，宜参照本节计算方法予以改进．

第四节　水工混凝土自生变形的应用*

本节将对水工混凝土自生变形的几个关键问题进行探讨和研究．首先利用混凝土徐变力学的本构关系导出自生变形的理论计算公式，并计算分析由于自生变形不同对应力的影响，从而对自生变形进行优化，以改善混凝土结构的应力状态．同时还对近年来研制的低热微膨胀水泥混凝土的补偿收缩效果进行计算，指出其不足之处，最后提出利用混凝土变形性能改进设计和施工的具体建议．

一、自由体积变形的徐变力学解

观测结果表明，研究混凝土自生变形对改进设计、施工和运行都具有重要意义．以往国内外对温度和湿度变化引起的变形研究较多，但对自生变形的研究却较少．甚至在我国1984年出版的《水工设计手册》中关于混凝土变形种类也未包括自生变形．然而原型观测结果证明，自生变形对应力的影响是至关重要的．

---

* 参加本节工作的有朱化广同志．

由式(4－35)可知，为了求得自生变形，一般需先求出自由体积变形 ε_0. 过去一直是采用现场原型观测和室内混凝土试验的方法来量测 ε_0，以便求出 G_r. 现场观测要在浇筑混凝土时埋设无应力计，存在很多实际困难；室内试验不易采用原型配合比，也不易解决温、湿度变化的影响，往往失去代表性. 为了寻求更简便的方法，在本章第二节的基础上再补充考虑混凝土为弹性徐变体推导的计算公式.

(一)空间受力状态

根据弹性力学中的基本物理方程式，并假定混凝土为各向同性，由图 4－9 建立的空间坐标系中，可列出弹性徐变体的应力-应变关系为：

$$\varepsilon_{mx}=\frac{(1+\mu)\sigma_x-\mu S}{E}+\int_{\tau_1}^{t}[(1+\mu)\sigma_x-\mu S]\xi d\tau+\varepsilon_0 \qquad (4-66)$$

$$\varepsilon_{my}=\frac{(1+\mu)\sigma_y-\mu S}{E}+\int_{\tau_1}^{t}[(1+\mu)\sigma_y-\mu S]\xi d\tau+\varepsilon_0 \qquad (4-67)$$

$$\varepsilon_{mz}=\frac{(1+\mu)\sigma_z-\mu S}{E}+\int_{\tau_1}^{t}[(1+\mu)\sigma_z-\mu S]\xi d\tau+\varepsilon_0 \qquad (4-68)$$

式中 $S=\sigma_x+\sigma_y+\sigma_z$；

$\xi=\frac{\partial}{\partial\tau}\delta(t,\tau)$，$\delta(t,\tau)=\frac{1}{E(\tau)}+C(t,\tau)$，$C(t,\tau)$为徐变度；

t—— 加荷后的持荷时间；

τ—— 加荷时的龄期；

ε_{mx}、ε_{my}、ε_{mz}——分别为 x、y、z 方向观测的混凝土总应变.

把式(4－66)～(4－68)相加得出：

$$\varepsilon_{mx}+\varepsilon_{my}+\varepsilon_{mz}=\frac{(1-2\mu)S}{E}+\int_{\tau_1}^{t}(1-2\mu)S\xi d\tau+3\varepsilon_0 \qquad (4-69)$$

将式(4-69)乘以 $\mu/(1-2\mu)$并加到式(4－66)得：

$$\frac{\mu}{1-2\mu}(\varepsilon_{mx}+\varepsilon_{my}+\varepsilon_{mz})+\varepsilon_{mx}=\frac{1+\mu}{E}\sigma_x+\int_{\tau_1}^{t}(1+\mu)\sigma_x\xi d\tau+\frac{1+\mu}{1-2\mu}\varepsilon_0 \qquad (4-70)$$

从图 4－9 可知，x 方向是一个自由面，利用自由面的边界条件 $\sigma_x=0$ 的原理，则由式(4－70)可导出空间应力状态下推算 ε_0 的公式为式(4－44). 式中可取 $\mu=1/6$.

(二)平面受力状态

1. **平面应力状态** 弹性徐变体的物理方程为：

$$\varepsilon_{mx}=\frac{(\sigma_x-\mu\sigma_y)}{E}+\int_{\tau_1}^{t}(\sigma_x-\mu\sigma_y)\xi d\tau+\varepsilon_0 \qquad (4-71)$$

$$\varepsilon_{my}=\frac{(\sigma_y-\mu\sigma_x)}{E}+\int_{\tau_1}^{t}(\sigma_y-\mu\sigma_x)\xi d\tau+\varepsilon_0 \qquad (4-72)$$

将式(4－71)、(4－72)相加得：

$$\varepsilon_{mx}+\varepsilon_{my}=[(1-\mu)(\sigma_x+\sigma_y)/E]+\int_{\tau_1}^{t}(1-\mu)(\sigma_x+\sigma_y)\xi d\tau+2\varepsilon_0 \qquad (4-73)$$

上式等号两边同乘以 $\mu/(1-\mu)$后加入式(4－71)得：

$$\varepsilon_{mx}+\frac{\mu}{1-\mu}(\varepsilon_{mx}+\varepsilon_{my})=\frac{(1+\mu)\sigma_x}{E}+\int_{\tau_1}^{t}(1+\mu)\sigma_x\xi d\tau+\frac{1+\mu}{1-\mu}\varepsilon_0 \qquad (4-74)$$

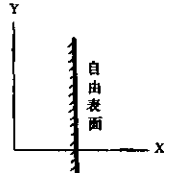


图 4－18 平面坐标

如图 4－18 所示，在 x 方向有一个自由面，同样可利用自由面法向应力为零的原理求得

平面应力状态下 ε_0 的算式为式(4－45).

2. **平面应变状态** 平面应变状态时 $\varepsilon_{mz}=0$,其 ε_0 可由 2 种途径求得:

(1)令式(4－44)中 $\varepsilon_{mz}=0$,即得式(4－46).

(2)直接由弹性徐变体的物理方程求得:此时在式(4－66)～(4－68)中,令 $\varepsilon_{mz}=0$,即可推导出式(4－46).

从上面导出的式(4－44)～(4－46)3 个公式即可简便地计算出混凝土的 ε_0. 然后再由式(4－35)求解自生变形 G_t. 考虑到一般混凝土龄期 3 个月后 G_t 的变化渐趋缓慢,可选取后期温度梯度变化较大而 G_t 变化微小的短时段求温度 T～ε_0 的斜率,即为混凝土的温度膨胀系数 α,也可采用室内试验或对观测资料作回归分析的方法求 α,再代入式(4－35)求解 G_t. 观测结果表明,在水工大体积混凝土内部湿度变化量是微小的,通常 ε_w 可以忽略不计.

二、自生变形的分析比较

如前所述,混凝土自生变形直接影响结构的应力状态,为此有必要定量地计算和分析由于自生变形不同面引起的自应力有多大差别,从而推求一种自生变形的优化曲线.

为了计算混凝土的实际应力,需要先给出混凝土的弹性模量、徐变度和单轴应变曲线,在空间应力状态下,x 方向的单轴应变 ε'_x,其算式为式(4－42).

在平面应力和平面应变状态下的单轴应变算式依次分别为:

$$\varepsilon'_x=\frac{\varepsilon_{mx}}{1+\mu}+\frac{\mu}{1-\mu^2}(\varepsilon_{mx}+\varepsilon_{my})-\frac{\varepsilon_0}{1-\mu} \tag{4-75}$$

$$\varepsilon'_x=\frac{\varepsilon_{mx}}{1+\mu}+\frac{\mu}{(1+\mu)(1-2\mu)}(\varepsilon_{mx}+\varepsilon_{my})-\frac{\varepsilon_0}{1-2\mu} \tag{4-76}$$

上节已说明了由单轴应变计算应力的方法,为了便于比较及更好地说明问题起见,我们选取图 4－8 给出的国内外有代表性的 6 个典型工程实测自生变形曲线,同时统一利用三门峡大坝混凝土徐变、弹模和实测单轴应变曲线(图 4－19),采用变形法计算应力,其结果见图 4－20. 可以看出以下几点:

1. 在其它条件相同时,6 种不同的自生变形对应力影响各不相同,与不考虑自生变形($G_t=0$)所计算的应力曲线 A 比较,最大差值依次为－0.7602、－0.6861、0.4182、0.3114、0.5474 和 0.3137MPa. 由此可知,自生变形对应力影响很大,在设计、施工及计算混凝土实际应力时必须加以考虑.

2. 由于曲线 4、6 的 G_t 都是负值,见图 4－8,其相应的两种应力计算结果都大于曲线 A 的应力,面曲线 1～3 的 G_t 都是正值,相对应的曲线 1～3 的应力都小于曲线 A 的应力,曲线 5 的 G_t 出现波动现象,变化过程为负(开始)→正(初期)→负(后期),所对应的曲线 5 的应力也比较复杂,开始大于曲线 A ,初期相反,后期又变为最大. 这就更好地说明了负 G_t 值使混凝土产生拉应力,是不利的;反之,却能改善混凝土的应力状态. 因此,尽量选用 G_t 为正值的水泥和掺合料,是改进和提高混凝土性能的一项有力措施,当然其 G_t 的膨胀量应适当.

3. 虽然 1～3 三种 G_t 曲线都能使混凝土产生压应力,但其值是不相同的,曲线 1 对应的应力比曲线 2、3 的压应力大,初期几乎没有拉应力,后期仅产生微小的拉应力,所以曲线 1

的 G_i 对改善混凝土应力更有效，所产生的最大压应力为 0.7602MPa.

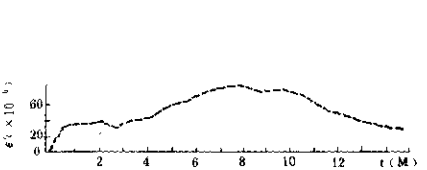


图 4—19 三门峡单轴应变曲线

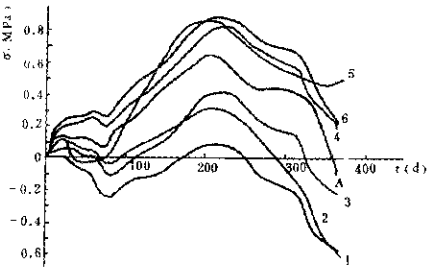


图 4—20 用变形法计算的不同自生变形的 σ—t 曲线

4. 即使曲线 1 的应力比较理想，但不能认为它就是最优曲线. 根据计算结果分析，如果考虑施工降温和变温因素，第一节已建议最优的 G_i 值为初期降温时开始逐渐的产生膨胀，龄期为 0.5～1.0 年时基本稳定，3 年以后不变，最大变形量最好控制在(100～150)×10⁻⁶之间.

三、低热微膨胀水泥补偿收缩效果的计算

为了改善混凝土性能，国内外已经研究应用一种添加剂，使 G_i 膨胀来补偿混凝土的收缩. 美国混凝土学会把它定义为"补偿收缩混凝土". 然而这种添加剂都是早期膨胀，后期不胀甚至收缩，不宜用于坝工建筑. 1978 年我国研制出一种低热微膨胀水泥，用于拌制水工补偿收缩混凝土，从其 G_i 曲线分析，这种水泥的补偿效果不太理想. 这是由于其 G_i 的膨胀变形是同早期水化热温升同时产生，至初期降温之前已基本稳定，龄期 7d 即达最大值(图 4—21). 该图为研制者在长诏坝和池潭坝对其水泥作现场试验测得的 G_i 曲线[5]，由图中可看出长诏坝坝体中埋设的无应力计的 G_i 最大值分别为 430×10^{-6}和 285×10^{-6}；池潭坝坝体中埋设的无应力计的 G_i 最大值分别为 220×10^{-6}、150×10^{-6}及 140×10^{-6}. 虽然这种水泥的 G_i 很大，但主要发生在龄期 1～3d 内，这段时间分别为 G_i 最大值的 16%、74%及 97.5%，此后则基本达到稳定.

文献[6]给出池潭坝采用低热微膨胀水泥的实测预压应力为(0.29～0.45)MPa，但未介绍是如何求出的以及产生的龄期. 为了验证这一结果，现仍用变形法对池潭坝 G_i 进行应力计算，同时还计算了 $G_i=0$ 的情况(见图 4—22)以资比较，结果表明：

1. 在龄期 1～4d 内，曲线 1、2 变化剧烈，且为压应力，而曲线 3 未出现压应力. 说明 G_i 产生了一定的预压应力，但除个别点外，一般均小于 0.20MPa，且在龄期 2d 时为最大，但比文献[6]给出的要小很多. 虽然计算中采用的混凝土力学特性等数据不同，计算结果会有一些差别，但相对来讲池潭坝的 G_i 正值已经很大，而补偿效果却不理想，这是因为其 G_i 值在 1

一3d 内就基本结束，占最大值的 97%以上，后期又没有继续增长的缘故，由于混凝土初期的强度和弹模很小，致使预压应力也小得多。

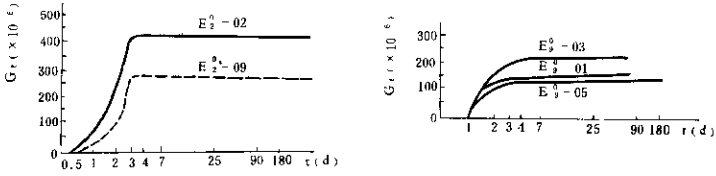


图 1 21 实测低热微膨胀水泥的 G t 曲线

(a)长沙加 (b)也沙现

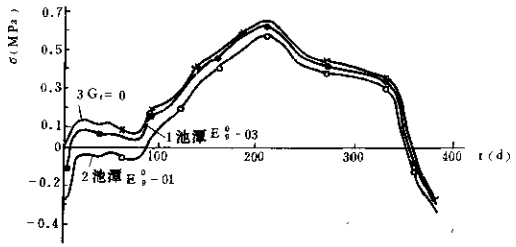


图 1 22 用变形法计算的低热微膨胀水泥 σ t 曲线

1 池潭 Eg 03;2 池潭 Eg 01;3 G_t=0

2. 曲线 1、2 的应力在初期相差较大，两个不同的 G_t 使应力相差 1 倍左右。其共同的特点是初期产生一定的预压应力，但随着龄期的增长而很快减少，曲线 1 在第 8d 压应力就消失了，曲线 2 在第 10d 也仅剩 0.098MPa。这是由于混凝土徐变的影响，早期徐变大、松弛系数小，使初期的预压应力很快就松弛。

3. 由于低热微膨胀水泥在龄期 7d 后 G_t 几乎没有发展，所以对后期混凝土应力没有起到改善作用。从图 4—22 可看出，在一般情况下，初期混凝土的约束预压应力，到后期已基本松弛，3 个月后曲线 1～3 的应力最大相差仅 0.1MPa，一年后已基本重合，故对后期变温引起的拉应力难以起到补偿作用。

4. 根据计算结果，低热微膨胀水泥早期的 G_t 产生的预压应力较小，且在降温时已大部分被松弛，同时早期过量膨胀有可能给施工造成一些麻烦，由于施工层之间的变形不均匀，使应力状态复杂化。

低热微膨胀水泥具有很多优点，如水化热低、G_t 有微膨胀性等，可以改善混凝土的受力条件。但上述水泥补偿收缩效果尚不理想，需进一步研究改进，可调整水泥的化学和矿物成分及生产方式或研制合适的膨胀剂加入水泥或者混凝土中，使之产生本节建议的比较合理的 G_t 值。

四、结　　语

根据以上分析，对改善混凝土变形性能的建议如下：

1. 设计时应尽量使结构的荷载应变及应力合理化，避免出现过大的拉伸变形引起的裂缝. 除预应力结构外，宜在保证混凝土强度的条件下，适当提高弹模和增大徐变.

一般骨料的性质直接影响混凝土的抗拉极限，适当提高骨料的弹模，有可能改善混凝土的抗裂性能.

2. 温度变形的大小决定于温度变化量和膨胀系数两个因素. 为了减少不利的温度变形，除采用降低温差和温度梯度及采用表面保温措施外，宜尽量选择低 α 值的水泥和骨料及配合比，以降低温度收缩变形. 混凝土的温度膨胀系数与水泥和骨料的关系可表示为：

$$\alpha=(\alpha_c E_c V_c+\alpha_a E_a V_a)/(E_c V_c+E_a V_a) \qquad (4-77)$$

式中　α、α_c、α_a——混凝土、水泥、骨料的线膨胀系数；

E_c、E_a——水泥、骨料的弹性模量；

V_c、V_a——水泥、骨料的体积率.

3. 干缩是混凝土的主要变形之一，应尽量避免产生这种变形. 为了减少干缩影响，宜降低水泥用量、水灰比及水泥细度，施工时注意表面养护，尤其要避免干缩和降温的叠加作用. 有条件时，宜选用碾压混凝土.

4. 观测结果表明，湿胀对改善应力作用显著，例如苏联克拉斯诺雅尔斯克重力坝坝高124m，在水库蓄水两个月后，坝踵处实测的湿胀应力达 0.8MPa 以上的压应力，占总应力的(40－60%)，可见效果十分明显. 作者在 1968 年提出的在基坑内适当充水来改善坝踵应力、简化温控措施和防止裂缝的建议，取得了良好的效果，实践证明，这种方法简便易行，可在工程施工中推广应用.

第五节　大体积混凝土施工温度的观测研究

在大体积混凝土坝的设计和施工中，由于结构和施工上的需要，常常是浇注大块体混凝土，这就引起了极为重要的温度控制和散热问题.

众所周知，水泥在硬化时，会产生很可观的水化热量，引起混凝土温度显著上升，然后这些热量会逐渐散发，造成混凝土温度和体积的变化，从而会发生拉力或裂缝.

平行于坝轴线的垂直贯穿裂缝，将破坏大坝的整体性，最为危险；上游面顺水流方向的深层裂缝，可能引起渗漏和溶蚀，也十分有害；表面裂缝通常深度较浅，危害较小，但在一定条件下也可能发展成为贯穿裂逢，也应予以重视.

为了防止裂缝，一般先参照温度应力的计算结果，根据浇注块尺寸、基岩弹模、混凝土抗拉强度等因素，来控制混凝土后期冷却完毕后发生的拉应变不超过极限拉伸，从面规定出相应的允许温差(即 $\triangle t=t_p+t_r-t_f$)，并在施工中采取各种温控措施，使其实际温差不超过此允许值.

刘家峡大坝坝区年平均气温为 9.8℃，设计规定的允许温差和温度控制措施见表 4—11. 表中冷却水温采用 2℃和 10℃两种，冷却 12～15d，最初 2～3d 用 2℃水冷却.

关于混凝土的允许温差，以往均按强度条件控制. 由于混凝土的分层浇注、弹性模数、徐变、抗拉强度等未知和假定的因素较多，致使规定的允许温差往往与实际情况不相符合. 近年来提出了一种以混凝土的极限拉伸作为控制指标的观点，由于极限拉伸的试验比较困难，同时室内试验的条件与现场的实际情况也不完全一致，实质上极限拉伸与强度条件并没有本质的区别. 然而由于规定了过严的允许温差，就给施工带来了一系列的困难和问题，特别是与高速度施工发生矛盾，因此关于允许温差的规定常常难以完全遵守. 世界各国不同设计施工单位所采用的数值相差很大，一般在 17～28℃之间. 它受到混凝土材料、温度、湿度、抗裂性、分缝分块、结构形式、施工程序等许多因素的影响，目前对其变化规律的认识还不够清楚. 理论计算和试验分析的结果往往不能满足温控施工的实际需要，因此进行原型观测来了解坝体的温度状态就显得十分重要了.

表 4－11　　允许温差和温控要求

温控分区	高程部位	允许温差	温控措施	浇注块长度
A	1617m 以下	22～23℃	1. 层厚 1.5m，间歇不大于 5d. 2. 水管一期冷却，间距 1.5×1.2m. 3. 预冷混凝土，t_p≤15℃.	22～26m
B	1617～1634m	24～25℃	1. 层厚 3m，间歇不大于 5d. 2. 水管一期冷却，间距 1.5×1.5m. 3. 预冷混凝土，t_p≤15℃.	
C	1634m 以上	/	1. 层厚 3m，间歇不大于 5d. 2. 一期水管冷却，间距 3.0×3.0m. 3. 预冷混凝土，t_p≤15℃.	

本节即着重结合刘家峡大坝具有代表性的主坝Ⅵ坝段的温度观测资料进行研究，所利用的温度测点部位见图 4—23.

一、温度变化与控制概况

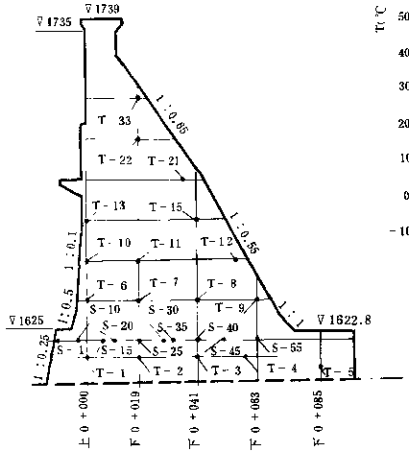
为了解坝体温控情况，对Ⅵ坝段各块混凝土的温度观测资料进行了统计，根据温控分区不同，将其结果分别列入表 4—12～4—14 中，并将主要成果绘入图 4—24 中，图中包括入仓温度(t_p)、水化热温升(t_r)、最高温度(t_p+t_r)、最大温差($\triangle t$)、气温(t_a)及基坑水温(T_w)，从上述结果可以看出施工期间坝体温控的大致过程.

1. 混凝土的入仓温度与气温值相近，但冬季高于气温. 例如 1966 年 12 月平均入仓温度较平均气温高 20℃左右，其它时间则相差很小. 这说明冬季(11 月中～翌年 3 月中)预热骨料和加热水拌合的效果是比较好的，而夏季(5～9 月)采用的预冷骨料和冷却拌合水降低入仓温度的效果不明显，未能完全遵守设计规定的入仓温度. 而美国最高的德沃夏克重力坝，坝区年平均气温与本坝相近(为 10℃)，其入仓温度却要求控制在 4.4～6.7℃之间. 显然，为了简化施工措施，利用每年春秋季节进行大量浇注是适宜的.

2. 虽然进行了一期水管冷却，但混凝土的最高温度、水化热温升及最大温差仍随入仓温

度的变化而变化.这说明为了减少最大温差,在夏季降低混凝土的入仓温度是很重要的.

3.实际水泥用量一般均大于设计水泥用量.根据表 4—12 至 4—13 的统计数据,实际水泥用量在 A 区为 160～210kg/m³,平均为 182.4kg/m³;B 区为 142～170kg/m³,平均为 152kg/m³;而设计值分别为 160 及 132kg/m³,实际用量比设计用量增加约 15%左右.由于水泥用量增加,必然会增加水化热温升,这对温控和防裂都是不利的,因此施工时应严格控制水泥用量.这里的关键是要在满足设计标号的情况下,力争降低混凝土的热强比——单位强度的发热量.



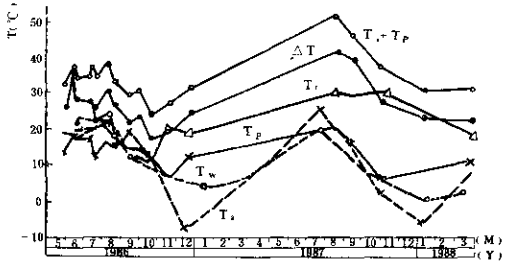


图 4—24 温度控制过程

图 4—23 温度测点位置

表 4—12 Ⅵ坝段 A 区温度有关数据(基岩～▽1617)

仪器编号	浇筑日期	水泥品种	水灰比及用灰量	平均强度	冷却情况	T℃	浇筑层厚及仪器位置	t_p	t_p+t_r	出现日期	t_r	Δt	t_f
T—1	1966 5.27～5.28	抗酸 500#	0.50 160	25.4	一期 二期	20.0	3m 底部	13.2	32.2	5.31	19.0	26.2	6
T—2	1966 6.11～6.12	抗酸 500#	0.50 170	25.8	一期 二期	21.1	3m 距层面 2m	17.8	36.0	6.14 14：50	18.2	36.0	6
T—3	1966 7.9～7.10	大坝 600#	0.50 210	30.8	一期 二期	21.5	4m 距层面 1m	18.7	34.5	7.12 17：00	15.8	27.5	7
T—4	1966 7.17～7.19	大坝 600#	0.42 202	31.8	部分水管损坏	27.4	4m 距层面 1m	22.3	49.8	7.19 17：00	27.5	42.8	7
T—5	1966 7.18～7.19	大坝 600#	0.50 170	28.8	一期 二期	27.7	3.5m 距层面 1.5m	22.5	33.8	7.20 13：00	11.3	25.8	8

注:表中单位用灰量为 kg/m³,平均强度为 MPa,温度为℃.下同.

表 4 13　　Ⅵ坝段 B 区温度有关数据(▽1617～▽1634)

仪器编号	浇筑日期	水泥品种	水灰比及用灰量	平均强度	冷却情况	气温	浇筑层厚及仪器位置	t_p	t_p+t_r	出现日期	t_r	Δt	t_r
S－10	1966 6.15～6.16	大坝 600#	0.42 142	29.6	一期 二期	22.9	3m 底部	17.3	34.1	6.18 3：00	16.8	28.1	6
S－15	1966 6.15～6.16	大坝 600#	0.42 142	29.6	一期 二期	22.9	3m 底部	17.3	33.6	6.18 1：00	16.3	27.6	6
S－20	1966 7.21～7.22	华新 600#	0.60 142	21.4	一期 二期	22.9	3.5m 距层面 3m	19.8	37.5	7.24 9：15	17.7	31.5	6
S－25	1966 7.21～7.22	华新 600#	0.60 142	21.4	一期 二期	22.9	3.5m 距层面 3m	19.8	37.1	7.24 9：15	17.3	31.1	6
S－30	1966 7.21～7.22	华新 600#	0.60 142	21.4	一期 二期	22.9	3.5m 距层面 3m	19.8	35.7	7.24 9：15	15.9	29.7	6
S－35	1966 8.8～8.8	大坝 600#	0.65 170	25.0	一期 一期	24.8	2.5m 底部	22.0	38.2	8.9 17：00	16.2	31.5	7
S－40	1966 8.8～8.8	大坝 600#	0.65 170	25.0	一期 二期	24.8	2.5m 底部	22.0	38.0	8.9 11：00	16.0	31.0	7
S－45	1966 8.8～8.8	大坝 600#	0.65 170	25.0	一期 二期	24.8	2.5m 底部	22.0	38.2	8.9 19：00	16.2	31.2	7
S－55	1966 9.12～9.13	大坝 600#	0.60 142	25.6	一期 二期	11.5	3m 距层面 2.4m	13.8	34.0	9.17 1：30	18.6	25.4	7
TA－5	1966 8.25～8.26	粉煤灰	0.60 150	17.7	一期 二期	22.0	3m 中心	18.2	31.9	8.29 10：30	13.7	24.8	7
TA－7	1966 9.5～9.5	粉煤灰	0.60 142	13.8	一期 一期	19.7	4m 中心	17.8	29.0	9.7 8：20	11.2	22.0	7
TA－4	1966 9.10～9.11	粉煤灰	0.50 176	20.6	一期 二期	13.5	2.5m 中心	14.8	24.5	9.13 9：25	9.7	18.5	6

表 4－14　　Ⅵ坝段 C 区温度有关数据(▽1634 以上)

仪器编号	浇筑日期	水泥品种	水灰比及用灰量	平均强度	冷却情况	气温	浇筑层厚及仪器位置	t_p	t_p+t_r	出现日期	t_r	Δt	t_r
T－6	1966 8.18～8.19	大坝 600#	0.42 202	32.2	一期 二期	18.6	3m 底部	19.0	33.3	8.22 16：30	14.3	27.3	6
T－7	1966 9.28	大坝 600#	0.60 141	25.0	一期 一期	12.3	4m 顶部	14.4	30.7	10.1 8：50	16.3	23.7	7
T－8	1966 10.20～10.21	大坝 600#	0.60 141	27.0	一期 二期	11.2	4m 顶部	13.4	24.5	10.24 17：00	11.1	17.5	7
T－9	1968 1.10	大坝 600#	0.55 155	/	一期 二期	−4.0	4"钢管 距层面 1m	/	31.9	1.13 9：00	/	25.9	6
T－10	1966 10.16～10.17	大坝 600#	0.45 189	34.5	一期 二期	9.6	3m 顶部	12.0	23.8	10.20 0：00	11.8	17.8	6
T－11	1966 11.17～11.17	大坝 600#	0.65 131	29.8	一期 二期	2.3	2.8m 距层面 2m	5.8	26.9	11.23 9：30	21.1	19.9	7
T－12	1968 1.10	大坝 600#	0.55 155	/	一期 二期	−4.4	/	/	31.1	1.18 9：40	/	22.1	9
T－13	1966 12.21	大坝 600#	0.50 170	36.6	一期 二期	−7.3	3m 距层面 2m	12.5	30.7	1.28 2：40	18.2	24.7	6
T－15	1967 9.14～9.17	大坝 600#	0.48 306	27.7	停水	15.9	4m 距层面 2m	17.4	47.3	9.19 9：00	29.9	40.3	7
T－21	1967 11.2～11.4	大坝 600# 普通 500#	0.50,200 0.55,173	30.2	/	2.8	4m 距层面 2m	7.0	38.2	11.14 11：30	31.2	28.2	10
T－22	1967 8.19	大坝 600# 普通 500#	0.50,200 0.45,267	29.8	一期 二期	20.7	5m 底部	21.1	52.4	8.22 21：00	31.3	42.4	10
T－23	1968 3.27	普通 500#	0.45 267	38.7	一期 二期	9.7	5m 顶部	11.8	31.9	4.22 9：30	20.1	22.9	9

另外从表 4－12 至 4－13 中还可看出主要采用的是永登大坝水泥，水泥品种比较单一，对混凝土的质量控制是有利的．但表中同时指出该水泥标号较高、颗粒较细，引起早期温升加快，一般 1～3d 即达最高温度，这对温控也是不利的．美国联邦规范 SS－C－192g 规定大坝使用的Ⅱ类(中热)水泥，应具有 7d 达到最大水化热的要求．

4．靠近基础上游面测点 S－1 温度的年变幅为 18℃，此温度变幅远小于气温年变幅 35℃，约为气温变幅的二分之一．据考察，施工期基坑水位保持在 1630m 高程左右，因此这是由于基坑内积水的影响，即水温 $T_w \approx T_{S-1}$，这对减少上游面温度应力是有利的．可见当施工期较长时，除其它表面保温措施外，在基坑内适当充水可作为减小上游面基础拉应力的一种较好措施．

5．实测混凝土的最大温差一般均大于表 4－11 中的设计允许值．大多是在 25～35℃之间，个别已达 40℃以上，其影响因素比较复杂，下面将作进一步讨论．但可指出(根据表 4－12～4－14)，对于最大温差在 40℃以上的测点，受到冷却水管损坏、停水及高块浇注的影响．

二、水化热温升与冷却效果

水化热温升是检验一期水管冷却效果的主要指标，其理论计算比较复杂，直到目前精确的解法还没有求得，只有在不计层面散热的条件下才有解答，与实际情况不尽相同．因此下面着重根据实测资料进行研究并与室内试验结果进行比较．由于主坝Ⅵ坝段 B 区是应力观测截面所在部位，测点较多，温控要求较严，拟作为研究的重点．根据表 4－13 绘出了 B 区混凝土入仓温度与最高温度关系线(见图 4－25)，可以看出：

1．进行一期水管冷却与不进行一期水管冷却相似，其混凝土最高温度近似与入仓温度成正比．其关系为：

$$t_{max} \approx t_r + t_p \approx 15.5 + t_p \qquad (4-78)$$

上式表明，在进行一期水管冷却的情况下，计入层面散热影响后，实测大坝水泥的水化热温升约为 15.5℃．粉煤灰水泥的测点较少，但从图 4－25 仍可看出，其水化热温升比大坝水泥平均低 4～5℃，这也是粉煤灰水泥的主要优点．

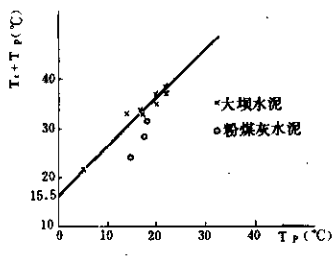


图 4－25　入仓温度与最高温度关系

美国德沃夏克和利比两座混凝土重力坝，坝高分别为 219 和 128m，其大体积混凝土内部的温升则限制在 17～18℃．

2．室内试验大坝水泥在设计配合比时的绝热温升为 17.5℃，这与上述实测值 15.5℃相近，单纯从温升来看，即使不考虑层面散热的作用，这一结果也说明一期水管冷却的效果没有很明显的反映出来．但是如前所述，由于现场实际使用的水泥用量大于设计采用的室内试验值约 15%，因此早期水管冷却的效果就被多用的这部分水泥的发热抵消了一部分．多用

水泥的发热可按下式计算：

$$\triangle t_r=\frac{M\cdot Q}{\gamma\cdot C} \tag{4-79}$$

根据室内试验结果取：混凝土比热 C=0.88KJ/kg·℃；水泥水化热 Q=323.6KJ/kg；混凝土容重 γ=2450kg/m³；查表 4－13 多用水泥量 M 平均值为 20kg.

将上述各值代入式(4－79)得△t_r=3.1℃，考虑加入前述实测小于试验的 17.5℃－15.5℃=2.0℃，则一期水管冷却降温效果为 3.1℃+2.0℃=5.1℃，这与设计计算可将水化热温升削减 8℃的结果相差约 40%，这可能是由于设计值偏高和试验值偏低的缘故．至于观测值的精度是比较高的，其误差一般在 0.5℃以内.

3. 应该指出，虽然实际施工时，由于现场对混凝土的和易性要求，水泥用量增加 20kg，致使水化热有所增加，然而本坝的设计和实际水泥用量指标仍然是比较先进的，与国外瑞士的大狄克逊、日本的奥只见、苏联的布拉茨克及美国的德沃夏克等百米以上的重力坝相比，其水泥用量都是比较接近的．尽管如此，施工时仍应严格控制水泥用量，这样不仅降低了水化热，而且也节约了水泥.

4. 施工期间混凝土的实际水化热温升(T_r)可按下式决定：

$$T_r=B\frac{M\cdot Q}{\gamma\cdot C}=B\frac{A\cdot R}{\gamma\cdot C}=K_T\cdot A\cdot R \tag{4-80}$$

式中 B——降温系数，为水化热温升与绝热温升之比，可通过计算或观测决定．本坝观测结果为 0.763 和 0.771，见表 4－15；

K_T——只与混凝土热性能和降温措施有关的系数，$K_T=B/\gamma\cdot c$；

A——为混凝土的热强比，$A=M\cdot Q/R$；

R——混凝土的抗压标号.

由式(4－80)可知，水化热温升随标号的提高是与降温措施、冷却效果和施工工艺水平有关的，如能采取有效的降温措施和改进施工方法，降低 A 和 B 值，则由于提高标号带来温升增加的不利影响就可以减少.

5. 由表 4－12 可求出实测 A 区的水化热温升平均为 18.4℃，再根据室内试验和式(4－79)计算可得 A 区混凝土的绝热温升应为 17.5℃+6.6℃=24.1℃，故其一期水管的冷却效果为 24.1℃－18.4℃=5.7℃，降温系数为 18.4/24.1=0.763，可见 A 区的冷却效果稍高于 B 区(见表 4－15).

三、关于允许温差的讨论

混凝土的允许温差是混度控制的主要标准．设计要求的允许温差见表 4－11，但从表 4－12～4－14 可知，实测的温差一般均大于设计值，在 25～35℃之间变化，个别已达 40℃以上．根据实地调查并未发现贯穿裂缝，本坝已安全运行达 20 余年之久，其原因有必要作进一步探讨.

1. 根据混凝土极限拉伸的变形破坏条件以及以往采用的应力强度条件规定允许温差，两者本质上是一致的，都不能确切地反映混凝土的实际抗裂性能.

变形破坏条件控制的要求是：

$$\triangle T \leqslant K_1 \varepsilon_p \approx (0.2 \sim 0.3)\varepsilon_p \tag{4-81}$$

防裂强度条件控制的要求是：

$$\triangle T \leqslant K_2 R_p \approx (1.0 \sim 1.5) R_p \tag{4-82}$$

式中 $\triangle T$—— 允许温差；

K_1、K_2—— 考虑混凝土弹性模数、徐变、温度膨胀系数、强度、约束系数、散热条件、安全系数等的综合影响系数；

ε_p、R_p—— 分别为混凝土的极限拉伸与抗拉强度.

由于对 K_1、K_2、ε_p、R_p 等的影响因素较多，很难正确决定. 例如美国德沃夏克重力坝采用 30×30×106cm 的无筋混凝土简支梁，进行快速(0.1～0.28MPa/min)及缓慢(0.18MPa/W)加载试验，结果表明：缓慢加载可以承受大约两倍于快速加载混凝土的应变[16]，所以由式(4－81)和(4－82)规定的允许温差，很难符合实际情况，本坝的温度观测结果明显地说明了这一点.

2. 一般说来，混凝土的抗拉强度、徐变以及弹性模数相对较大，则其抗裂性也越好. 本坝基础部位(A 区)的试验结果见图 4－26，可以看出其抗拉强度是相当高的，28d 龄期已接近 3.0MPa，与抗压强度之比已达 $\frac{1}{10}\sim\frac{1}{12}$；据北京水科院和工地试验室的试验结果，28d 极限拉伸分别为 1.12 和 1.245×10^{-4}，超过了 1.0×10^{-4}，28d 弹模为 2.91×10⁴MPa. 这表明本坝混凝土质量较好、抗拉能力较高是未发生基础贯穿裂缝的因素之一.

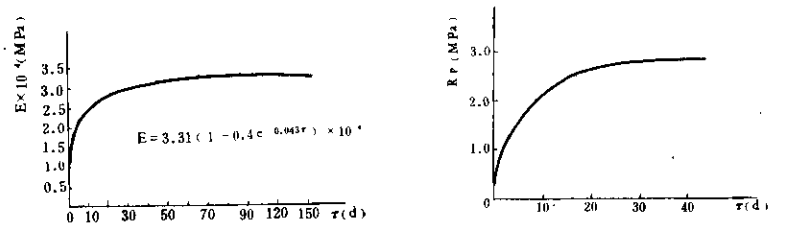


图 4－26 混凝土弹模与中心抗拉强度(大坝水泥 600#，水灰比 0.5)

3. 设计采用的 ε_p(90d)为 1.025×10^{-4}，实际试验值约为 1.245×10^{-4}，设计比试验偏低约 21%，其允许温差相应可提高到：

$$\triangle T' = \frac{1.245\times10^{-4}}{1.025\times10^{-4}}\triangle T = 1.21(22\sim24)\approx27\sim29\,C$$

又 $$\triangle T_1 = (27\sim29)-(22\sim24)\approx5\,C$$

可见仅从试验的 ε_p 约可比设计提高 5 C的允许温差，因此，如果设计采用偏低的假定值，要求偏严，对施工是不利的，今后对混凝土的主要技术指标，应及早进行试验.

4. 由表 4－12～4－13 求得大坝 A 和 B 区混凝土的实际抗压强度分别为 28.52 和 23.21MPa，设计分别为 20.0 和 15.0MPa，混凝土的标号提高后，其抗拉强度和极限拉伸将随着增加，抗拉与抗压强度关系为：

$$R_p = 1.07R^{0.5n7} \tag{4-83}$$

极限拉伸与轴心抗拉强度之间的线性关系，最早是由齐斯克烈里提出的：

$$\varepsilon_p = K_3 R_p \tag{4-84}$$

式中常数 $K_3 = (5\sim6)\times10^{-5}$/MPa. 值得注意的是，由式(4－83)与(4－84)可知，随着抗压标号的提高，抗拉强度和极限拉伸的增加率是渐减的. 此外，混凝土标号和弹性模数之间的常用关系式为：

$$E = 10^6/[1.7+(360/R)] \tag{4-85}$$

在基岩弹模已知的情况下，提高标号相应地提高了混凝土的弹模，因而就使基础约束引起的温度应力减小，有利于防止贯穿裂缝，这是因为约束系数是随着混凝土与基岩两者弹模比的增加而降低的. 根据计算，当标号从 100 增加到 200 时，基础约束应力约可减小 20～30%，从 200 增加到 300 时，约可减少 10%以上.

然而上面谈到，提高标号也增加了水化热温升，往往由此造成超过允许温差，由式(4－81)和(4－82)可知，温差和标号之间的关系应满足下式：

$$\left.\begin{aligned} \triangle T/K_1 &\leqslant \varepsilon_p \\ \text{或}\quad \triangle T/K_2 &\leqslant R_p \end{aligned}\right\} \tag{4-86}$$

因此提高标号必须和改善混凝土性能、降低水化热温升和改进施工工艺结合起来，同时也不能盲目追求降低热强比，必须在使用实际可行的最低水泥用量的前提下降低热强比. 根据上述分析求得混凝土有关性能的数据列入表 4－15.

表 4－15　　混凝土有关性能数据

温控分区	平均抗压强度		抗拉强度		极限拉伸		水泥用量		热强比			降温系数	水化热温升		降温效果
	MPa		MPa		$\times10^{-6}$		kg/m³		KJ/MPa				C		C
	设计	观测	设计	观测	设计	观测	设计	观测	设计	观测	降低率(%)		计算	观测	
A	20.0	28.52	2.05	2.49	102.5	124.5	160	182.4	22.651	18.087	20.1	0.763	21.1	18.4	5.7
B	15.0	23.21	1.74	2.22	87.0	118.8	132	152	24.912	18.548	25.6	0.752	20.6	15.5	5.1

注：表中除设计标号和水泥用量外，其余均按观测试验或本节有关公式计算而得.

5. 大坝 C 区属于离开基础约束范围的坝体上部，以往的温控规范中主要要求控制内外温差，此外在间歇时间过长时(例如超过 1 个月)也要求控制上下两层混凝土之间的温差. 从刘家峡大坝的温度观测结果来看，施工中往往不注意上下层温差，大多数浇注块的实际间歇时间也不会过长，同时考虑到某一时刻混凝土内的温度应力并不单纯取决于该时刻的温度分布，还与以前的历程有关，因此建议在必要时采用适当限制混凝土最高温度的措施进行控制，似更切实易行，不过也应注意到坝体各部位稳定温度 t_f 的差别. 此外对坝面来说，还应根据气候情况、施工条件和工程部位等，采取必要的表面保温措施.

6. 以往决定允许温差是取混凝土的最高温度为基准减去稳定温度. 建议取混凝土的终凝温度为基准，因为从终凝至最高温度是产生压应力的. 终凝温度比最高温度往往低很多，如取混凝土开始产生温度拉应力的这个终凝温度来确定允许温差，就可以把过去规定的标准适当降低，从面改善温控条件.

四、自生变形的影响

1. 在混凝土硬化过程中，由于水泥的水化作用及混凝土材料的物理化学变化，除产生温度升高外，还要产生自生体积变形 G_t，这种变形可以通过原型观测、室内试验和公式计算三种方法求得. 对于刘家峡大坝的各种结果见图 4－27. 可以看出，本坝根据上述各种方法求得大坝水泥的 $G_t \approx 40 \sim 50 \times 10^{-6}$，代入式(4－81)可得 $\triangle T \approx 12$℃，可见大坝水泥的允许温差尚有约 12℃的潜力未记入，不过，由于新老混凝土龄期的差别，自生变形沿高度的变化也是不均匀的，对于提高允许温差的效果也有调整削弱的作用，所以实际应用时，建议取安全系数 K＝1. 3～1. 8，尽管如此，膨胀性的自生变形也是本坝实测温差达 25～35℃仍未发生贯穿裂缝的基本原因之一. 例如当取 K＝1. 5 时，$\triangle T_2 = 8$℃，再加入前述由 ε_p 提高之 $\triangle T_1 = 5$℃，则总共允许温差可达到 $\triangle T'' \approx (22 \sim 24) + 8 + 5 \approx 35 \sim 37$℃.

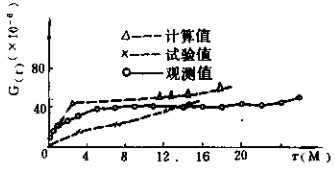


图 4－27　大坝水泥混凝土自生变形

2. 选用具有膨胀性自生变形的水泥是改善温控要求的有效方法之一. 反之，具有收缩性自生变形的水泥对温控是不利的，应尽量避免采用. 为此，作者在 1968 年综合分析刘家峡大坝的观测资料时，明确地提出了在设计阶段即开始对所用混凝土水泥和掺合料进行选择试验的建议. 此后，1970 年在加拿大召开的第 10 届国际大坝会议上，发表了美国德沃夏克和利比混凝土坝在设计阶段的室内试验结果，其试件尺寸为 Φ23×46cm，试验确定在水泥中掺入火山灰可增加自生变形的膨胀性，所用的火山灰要求符合美国陆军工程师团的 CRD－C262 规范的规定. 关于这一问题，早在我国柘溪大头坝中，就曾观测到类似的结果.

3. 由式(4－35)可知，混凝土的温度变形与其膨胀系数 α 成正比，因此选择 α 较小者对温控是有利的，其变化范围一般在 5. 8～12. 6×10^{-6}/℃之间，本坝的实测值约为 10×10^{-6}/℃. 关于 α 值的影响因素和变化规律可参阅文献[12]，在具体选用水泥时 α 值也应作为指标之一.

4. 混凝土的自生变形不仅对温控有重要影响，而且对坝体的纵横缝灌浆也有很大的影响. 本坝为保证整体性而进行的二期冷却和灌浆的工作量是很大的，从而延缓了大坝工期和增加了投资. 然而在一些情况下，虽然混凝土已冷却到灌浆温度或最终稳定温度(可以是人工或天然冷却)，只要合理地利用自生变形的膨胀性，就有可能使接缝永久闭合，条件是使膨胀量控制到稍大于混凝土冷却终了的混度收缩量即可，此时坝体的施工接缝将被该膨胀量所抵消(充填)，相应的灌浆工作也就可以不必再进行.

五、结　　语

综上所述不难看出，设计规定的允许温差对材料性能和施工工艺考虑不够，设计结果和采取的措施有可能带有一定的盲目性，因此现行的温度控制和防止裂缝的设计计算方法尚

需加以改进.本节的观测及分析结果,可供设计施工时参考,同时再着重说明以下几点:

1.本坝实测混凝土的温差一般均超过了设计允许值,但并未发现贯穿裂缝,混凝土的实际抗拉能力较高、质量较好是主要原因之一,而设计采用的极限拉伸值是偏低的.

2.由于施工时实际水泥用量超过设计值而增加了水化热,相应的损失了一期水管冷却的效果,施工拌合时应注意严格控制水泥用量;二期水管冷却的效果受到混凝土自生变形的影响.本坝实测大坝水泥的自生变形是膨胀性的,为利用其性能研究纵缝不灌浆的可能性提供了新的途径.

3.混凝土的自生变形对温控和抗裂性影响很大.选用具有膨胀性自生变形的水泥是降低温控要求提高允许温差的有效措施之一,今后在设计施工中,应对所采用的混凝土水泥和掺合料进行选择试验,并在温控中计入其影响.

4.实测结果表明,采用本章提出的公式计算混凝土的非应力变形和自生变形是可行的.该公式除用于刘家峡和三门峡重力坝外,还曾用于柘溪支墩坝、猫跳河拱坝和丹江口宽缝坝等,其计算结果与实测和试验值颇吻合.

5.实测最高温度与入仓温度近似成正比,因此控制混凝土的入仓温度至关重要.为了简化施工措施,利用春秋季节浇筑混凝土是有利的.

6.当施工期较长时,除根据气候情况、施工条件和工程部位等采取其他必要的表面保温措施外,在基坑内适当充水,是降低最大温差、减少上游面基础拉应力、防止贯穿裂缝的一种较好措施.

7.必须在使用施工时实际可行的最低水泥用量的前提下降低热强比,设计规定的允许温差和温控要求必须同改善混凝土性能和改进施工工艺结合起来,才能获得较好的效果.

参 考 文 献

[1]关英俊,混凝土自生体积变形试验研究.水利水电科学研究院科学研究论文集,第9集,水利电力出版社,1982年.

[2]藤 尺侃彦等,コンクリートの自己成长ひずみ试验とその考察.土木技术资料,29—3,1987.

[3]赵志仁,水工混凝土自由体积变形的推算.水利水运科学研究,1981年第4期.

[4]Rocha, M. et al., A Quantitative Method for the Interpretation of the Results of the Observation of Dams. VI Congress on Large Dams, New York, 1958, Report on Question 21.

[5]冯兴常等,低热微膨胀水泥混凝土自生体积变形的试验研究.大坝观测与土工测试,1983年第1期.

[6]储传英等,补偿收缩混凝土筑坝研究.长江科学院院报,1986年第2期.

[7]Александровская З. К., Напряжения в плотине Красноярской ГЭС в периоды строительства и временной эксплуатации. Гидротехнич. строи., №4, 1971.

[8]邵庆芬,三门峡4号机蜗壳混凝土温度控制初步总结.水利电力部第十一工程局勘测设计研究院,1974年.

[9]Rocha, M., Serafim J. L. da Silveiva, A. F. and Guerreivo M. Q., Observation of Concrete Dams: Results Obtained in Cabril Dam. VI Congress on Large Dams, New York, 1958. Report on Question21.

[10]徐芝纶,弹性力学简明教程.人民教育出版社,1980年.

[11]赵志仁等,柘溪大头坝实测应力分析.水利学报,1964年第6期.

[12]赵志仁，三门峡泄流排沙底孔混凝土无应力计观测资料的分析研究. 大坝观测资料整理分析技术讨论会论文集，1975 年.

[13]Эйдельман С. Я. ，Натурное исследование собственных напряжений бетона. Известия ВНИИГ，т. 56.

[14]曹泽生，MgO 微膨胀混凝土与温度应力补偿综述. 混凝土坝技术，1989 年第 1 期.

[15]赵志仁，黄河刘家峡水电站混凝土重力坝原型观测资料初步分析. 水利水电科学研究院，1969 年.

[16]D. L. ，Haughton，X Congress on Large Dams. Vol. 4，Question39，Report14，Canada，1970.

第五章　动 态 监 测

第一节　大型水轮机蜗壳叉管应力的原型观测

在大坝观测中，根据外荷载引起观测物理量的变化速度可分为静态观测和动态观测两方面，其观测设备的原理也有所不同，静态观测采用零位法，动态观测则采用偏位法。当外荷载变化缓慢时，进行静态观测，反之，当外荷载快速变化时，则应进行动态观测，例如，在钢管或蜗壳充、放水时，溢流建筑物高速泄流时，闸门起闭或振动时等。因此，动态观测是大坝观测的一个重要方面。下面先结合蜗壳叉管应力的动态观测进行介绍。

在多沙河流兴建水电站时，常采用低水头大流量的径流发电方式，造成汛期上游洪水携带的大量泥沙、水草、污物等，可能堵塞电站进水口拦污栅，影响安全发电。为此，我国三门峡水电站改建后，确定在机组的水轮机蜗壳上开孔，增设一叉管，其主要作用是：

1. 当堵塞拦污栅时，关闭导叶停机，开启叉管闸门，提栅清污。

2. 当机组检修或其他原因停机时，利用叉管泄水，防止电站进口被淤堵。

3. 在恢复发电前，可利用叉管泄水，冲开进口淤堵的泥沙。

这种结构型式在水电工程中还是尝试，其应力状态还没有成熟的计算方法和实践，由于蜗壳本身是渐变断面的壳体，开叉后是一个高次超静定的空间结构，体形十分复杂，荷载的传递和内力分配难以确定，致使计算与实际应力之间可能存在很大差异。为了确实了解它的实际工作状态，改进设计和监控电站的长期安全运行，对该蜗壳叉管的原型应力进行了动态观测研究。本节介绍了观测仪器和方法，并对观测成果进行了整理分析，据此对叉管的设计和施工提出了改进建议。

一、结 构 设 计

蜗壳叉管开孔部位在蜗壳⑤、⑥两节，相应蜗壳内径 7.2m，孔口内径 2.8m，叉管全长 10.27m，出口在尾水管的左侧孔顶板以上，进口底部高程为 276.59m，与水轮机底环高程 276.46m 相近，如图 5—1 所示。

在蜗壳开孔后，壳体的连续性遭到破坏，孔口附近将产生应力集中，设计采用整体加强与局部加劲相结合的方法进行补强，主要措施有：

1. 将蜗壳④～⑦节由未开孔前的厚 28～36mm 的 A_3 钢板，全部换成厚 40mm 的 16Mn 低合金钢。

2. 叉管的第 1 节用 40mm16Mn 钢焊制，外再套厚 30mm 的 16Mn 钢套管补强。

3. 在套管外设厚 40mm、高 600～627mm 的 16Mn 钢加劲环一圈，加劲环翼板宽 250mm。

4. 沿蜗壳叉管接缝圆周设 14 块 16Mn 钢的加劲肋板，板厚 30mm，与蜗壳及叉管第 1、2

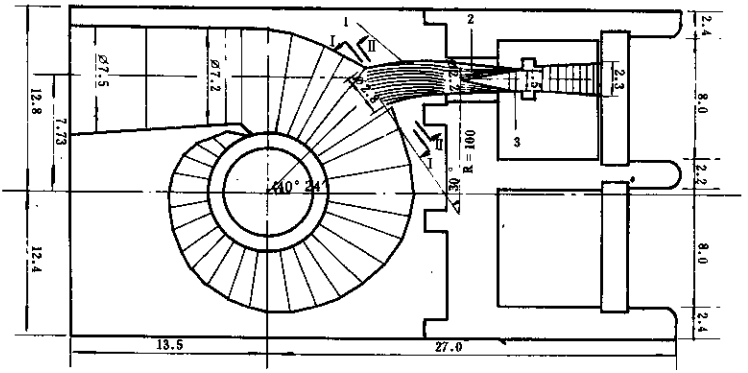
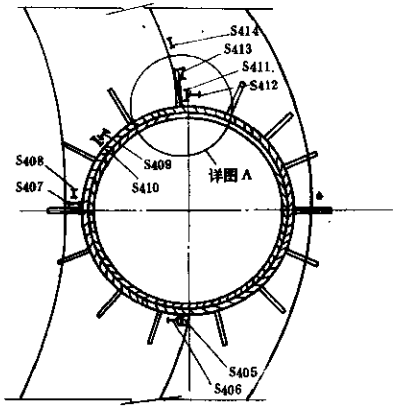
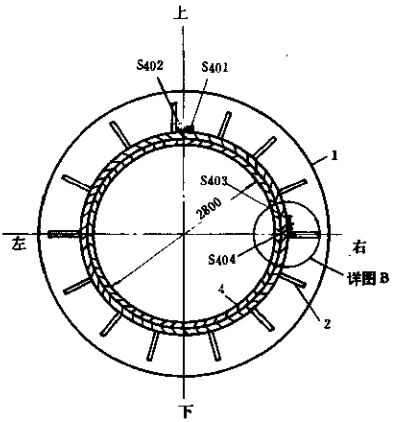


图 5－1a　蜗壳叉管平面布置　　（单位：m）

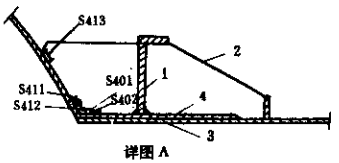
1—渐变叉管(Φ2.8～Φ2.2)，长 5.3m；2－渐变段由Φ2.2变平矩形(1.5×2.0)，长 4m；3—矩形段(1.5×2.0)



Ⅰ－Ⅰ 剖面
蜗壳上安装的钢板计



Ⅱ－Ⅱ 剖面
叉管壁上安装的钢板计



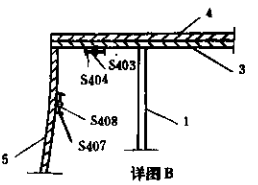


图 5－1b　测量仪器布置　　（单位：mm）

1—加劲环；2—肋板；3—叉管；4—套管；5—蜗壳

节组焊在一起.

5. 在加劲环外圈和厂房内管节段的混凝土内加强配筋，并进行回填灌浆.

6. 除叉管第1节计入外部混凝土的侧向弹性抗力外，其余均按明管设计.

7. 叉管第2节采用16Mn钢，厚30mm，其后各节厚度为20mm，各节叉管外均设高20～25cm的长条形或T型加劲环.

8. 在蜗壳叉管第1节组装后，在现场进行退火，以消除焊接应力.

设计时，对蜗壳叉管的结构应力进行了以下三种方法的近似计算：

1. 参照球形叉管的力学计算法，按轴向对称荷载计算蜗壳叉管的附加应力.

2. 按球形叉管轴向不对称荷载，计算蜗壳叉管的附加应力.

3. 参照蜗壳碟形边的附加应力计算方法，计算蜗壳开孔处应力.

设计条件及材料的允许应力如下：

1. 内水压力不超过70m水头，其中水锤压力按静水头的30%计算.

2. 管壁内设有抗磨措施，但仍考虑泥沙磨损量6mm.

3. 按弹性极限设计，材料的允许应力为屈服强度σ_s的二分之一，局部应力的允许应力提高至σ_s.

4. 叉管外压按百年一遇洪水($Q=12800m^3/s$)的尾水位290.3m设计.

5. 蜗壳与叉管的连接处考虑混凝土的侧向弹性抗力，假定$K=500kg/cm^3$抵抗加劲环受扭作用.

6. 不考虑温度应力和蜗壳外混凝土自重.

二、测 量 方 法

为了节约仪器，重点观测蜗壳开孔部位的应力状态，在蜗壳与叉管上共布置长度为10cm的差动电阻式应变计14支(后期S401和S406两支失灵)，各仪器中心距开孔边界一般为10cm左右，如图5－1b所示. 此外在叉管进口外尚有测量内水压力的差动电阻式孔隙压力计2支，这种仪器不但可以兼测温度，而且可以进行静态或动态观测.

静态观测时采用零位法，用比例电桥测量仪器的电阻和电阻比.

动态观测时采用偏位法，将仪器接入动态比例电桥(或动态应变仪)，由电磁示波器进行记录. 图5－2为动态观测原理与线路图. 从图5－2(d)示出的实用线路图的输出端，即黑、红、白三端，接入差动电阻式传感器在图5－2(b)中所示同色的电缆导线，轴出端接到光线示波器的振子输入端，这样就组成一个测点的动态测量线路，加简化原理图(c)所示. 它的工作过程是，当传感器受到外荷载作用后，将使传感器内部电阻R_1、R_2同时产生反方向的$+\triangle R_1$、$-\triangle R_2$电阻增量，如(a)、(b)所示. 这个电阻增量将使原已预调平衡的动态电桥，在它的输出端(R、Q两端)产生输出电势$\triangle E$，如(c)所示. 则

$$\triangle E=\frac{R_1R_2}{(R_1+R_2)^2}\left(\frac{\triangle R_1}{R_1}+\frac{\triangle R_2}{R_2}\right)U=S_U\triangle ZU \qquad (5-1)$$

该电势$\triangle E$接入振子电路后，使振子线圈产生电流$\triangle I$，即

$$\triangle I=\frac{\triangle F}{R_1+R_f}\quad\frac{S_i\triangle Z}{R_0+R_f}U \tag{5-2}$$

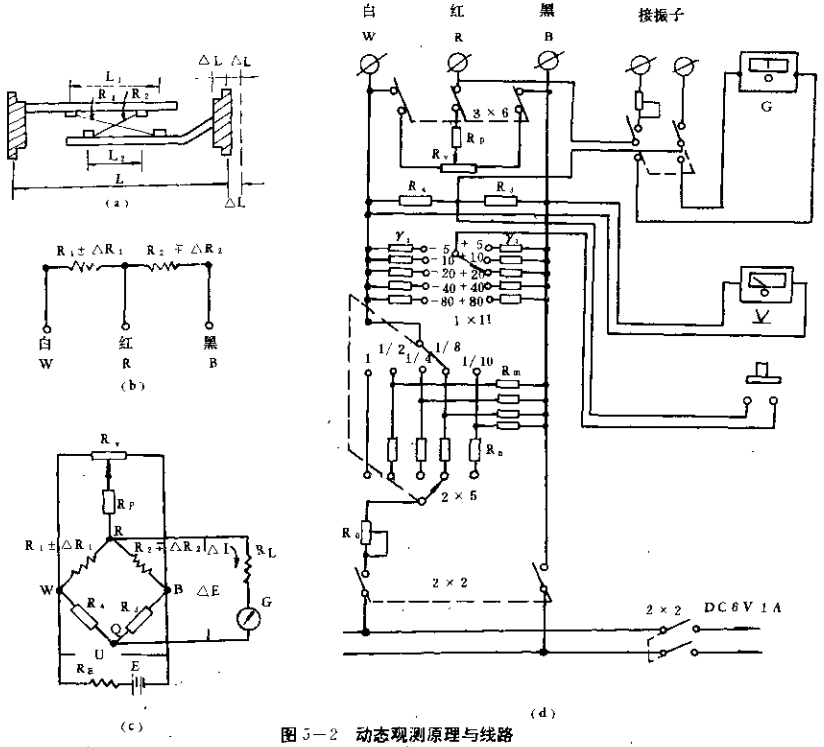


图 5-2 动态观测原理与线路

该电流将使振子光点偏移，由示波器的记录纸，记录下光点的偏移量 D. 这样就完成了由传感器将外荷载的变化量转换成电量(△E)，再由动态比例电桥和示波器将电量转换成可见的光点偏移量. 该光点的偏移量表达式为：

$$D=S_e\triangle I\times 10^{-3}=\left(\frac{S_iS_uU}{R_B+R_L}\right)\triangle Z\times 10^{-3} \tag{5-3}$$

式中 D——振子光点偏移值(mm)；

S_e——振子的电流灵敏度(mm/mA)；

R_B——动态比例电桥输出端(RQ 端)电阻(Ω)；

S_u——动态比例电桥的电压灵敏度(μV/0.01%V)；

R_L——振子电路的总电阻(包括匹配电阻在内，Ω)；

U——动态比例电桥的输入电压(V)；

△Z—— 差动电阻式传感器转换的电阻比增量(0.01%).

式(5－3)中圆括号内的项，是与动态比例电桥设计时选择的参数以及在现场操作时测试系统组配选择的参数有关的值.

各项一经选定后均为常量，所以振子光点的偏移值 D 正比于差动电阻式传感器反应的电阻比增量△Z，这样通过记录到的振子光点偏移值，就可以直接测定电阻比增量，公式的论证请看文献[2].

例如当采用钢板计组成的测量系统，并考虑钢板计的应变最小读数 f 及钢板的弹性模量 E_s 时，测量后的钢板计应力 σ 为：

$$\sigma=\triangle Zf E_s=D\left(\frac{R_H+R_L}{US_gS_u}\times 10^3\right)fE_s \qquad (5-4)$$

式(5－4)中，D 是测量得到的振子光点偏移值，圆括号中的参数项可以通过计算得到，但一般是利用在现场测量时，事先或事后通过动态比例电桥上设置的标定档进行标定而求得该项数值.

如果使用其他差动电阻式传感器组成测量系统时，也可利用(5－4)式进行计算，但应代入相应传感器的最小读数 f 值，以及介质的弹模等值.

这种电路组成的动态测量系统的特点是，性能稳定、操作简单、抗干扰能力强且重量轻，特别是现场测量时，进行预调平衡、量值标定等，操作非常方便，克服了通常使用其它仪器(如动态应变仪)需要在设置传感器前与动态应变仪联线进行标定的麻烦，因此传感器的埋设工作可以单独进行，并与动态测量互不干扰.

各仪器均于 1973 年 11 月 10 日安装埋设，1973 年 12 月 21 日进行试充水，12 月 26 日正式充水发电，至 1974 年 4 月 1 日停机检修，4 月 27 日再次充水恢复发电.

观测工作自仪器埋设时开始，平时采用比例电桥进行静态观测，充放水过程中则进行动态观测. 原型观测实际上是一种真实的整体的原型试验，可直接反应蜗壳叉管焊接成型及周围钢筋混凝土的影响，了解整体强度和实际安全度，特别是本叉管焊接后没有条件进行整体退火处理，在经过原型充放水的加压和退压循环过程后，可在一定程度上调整焊接内应力分布，这种情况通过原型观测才能有所了解.

三、观 测 过 程

由安装在钢板上的应变计测得的应变，为各种因素综合作用下的总应变，应根据弹性理论按式(5－9)计算应力.

图 5－3 中绘出了实测水压和温度过程线，整个观测过程可分为三个阶段考察：

1. 自 1973 年 11 月 10 日至 12 月 20 日共 40 天，可称为施工期. 主要在混凝土水化热和气温作用下产生了一个升降温的过程，此时各测点应力基本上随温度而变化.

2. 自 1973 年 12 月 21 日至 1974 年 2 月 20 日共 60 天，可称为初期运行期，从 1973 年 12 月 21 日第 1 次充水后，温度基本保持不变，而水压则在 0～0.48MPa 之间变化，此时结构应力在不断调整，属于应力重分布阶段.

3. 自 1974 年 2 月 21 日以后，可称为正常运行期，在较高水压下运行，应力与水压关系

较好，结构已处于基本稳定的工作状态.

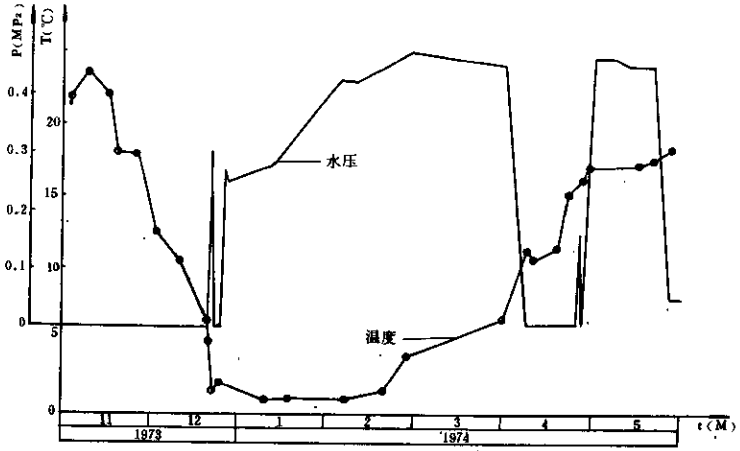


图5 3 实测水压与温度过程

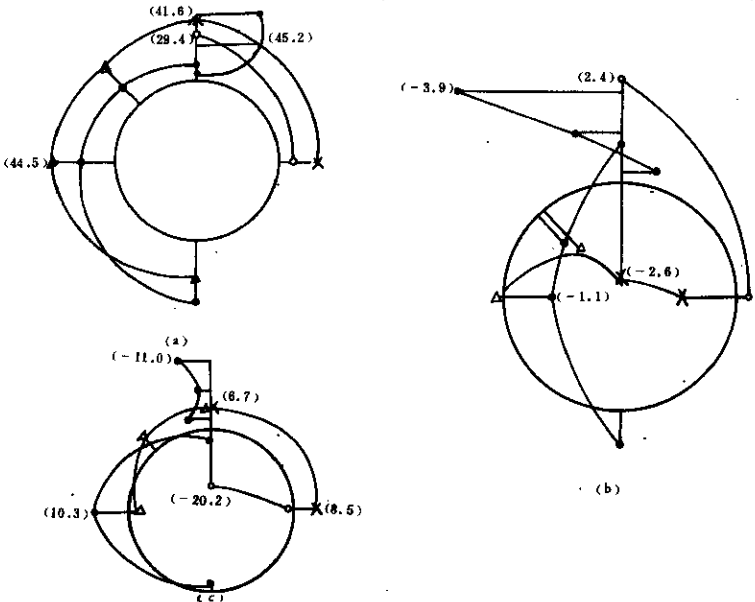


图5 4 应力分布图(单位:MPa)

(a)—最大应力分布;(b)—单位温度应力分布(升温);(c)—水压应力分布($p=0.4$MPa);(孔口周边向外为正向内为负;蜗壳顶部向右为正向左为负);×——叉管环向;○——叉管轴向;·——蜗壳子午向;△——蜗壳环向

在以上三个阶段中，实测的最大应力列于表 5－1 并绘于图 5－4a，表 5－1 备注栏内写入“μ”字者，即为计入了波松比的影响．结果表明：

表 5－1　　实测最大应力

测点 \ 项目	拉力				压力				备注
	应力	温度	水压	时间	应力	温度	水压	时间	
	MPa	℃	MPa	y.M.d	MPa	℃	MPa	y.M.d	
S401	/	/	/	/	－23.99	23.1	0	73.11.12	
S402	29.42	23.9	0	73.11.13	－93.60	3.0	/	75.2.24	
S403	28.45	2.5	0.274	73.12.25	－26.60	27.0	0	74.7.23	μ
S404	8.50	8.4	0.415	74.4.1	－26.50	25.9	0.236	74.8.12	μ
S405	41.40	2.1	0	75.1.23	－6.68	26.1	0	73.11.11	
S406	24.46	15.9	0	73.11.19	－18.88	26.1	0	73.11.11	
S407	44.50	0.6	0	75.1.7	－1.26	23.3	0	73.11.15	μ
S408	24.70	7.1	0.369	74.12.13	－23.20	27.4	0	74.7.23	μ
S409	34.06	2.5	0	73.12.22	－27.50	27.3	0	74.7.23	μ
S410	16.65	1.5	0	73.12.22	－23.80	27.3	0	74.7.23	μ
S411	9.86	2.7	0	73.12.22	－98.40	3.0	/	75.2.24	μ
S412	41.59	2.7	0	73.12.22	－49.80	26.2	0	74.7.23	μ
S413	45.20	17.4	0.245	73.12.26	－18.59	21.3	0	73.11.12	
S414	45.02	11.2	0	73.12.17	－83.60	27.7	0.252	74.8.30	

1．实测最大应力的控制值出现在蜗壳的顶部，分别为距孔口边界 0.6m 的 S413 测点的拉应力 45.2Mpa（当计入波松影响后为 63.7Mpa）和距孔口 0.15m 的 S411 测点压应力－98.4MPa．此外顶部的 S412、414，底部的 S405 及腰部的 S407 各测点的拉应力也都在 40.0MPa 以上．

2．各测点的最大拉应力与水压无明显的关系，但大多发生在 1973 年第 1 次充水之后，这说明结构本身有较大的初应力．最大压应力也与水压无明显关系，但大多发生在高温情况下，特别在最高水化热温升及翌年 7～8 月份，说明受温度的影响较大．

3．实测最大应力分布的规律性是比较清楚的，在蜗壳子午向顶部应力为最大，环向以腰部的锐角处为最大，这与理论分析基本上是一致的．

四、温　度　应　力

这里仅对温度变化较大的第 1 和第 3 阶段进行分析，并分别称为施工期和运行期．各测点的最大值和应力梯度列于表 5－2，并在图 5－4b 和图 5－5 中绘出了有关曲线，这些结果说明：

1．施工期应力主要受温度影响，由于结构受到约束，所以一般低温出现拉应力，高温出现压应力．但施工期温度应力的规律性不很理想，例如最大拉应力的 S414 测点，温度为 11．

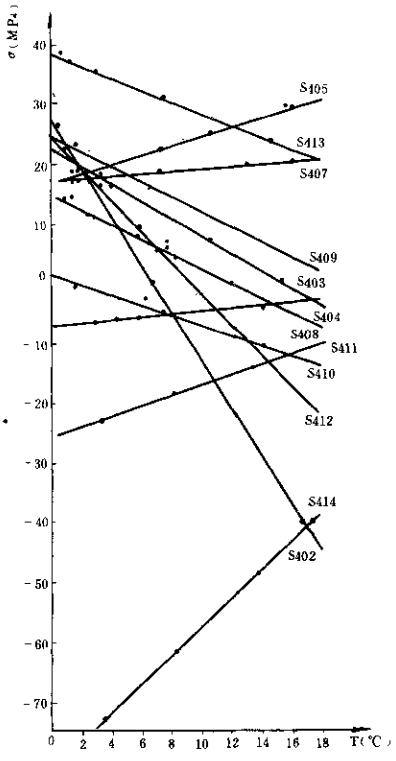


图 5 运行期温度与应力关系

2℃；而最大压应力的S402测点，其温度却为6.3℃.

施工期的应力梯度一般比较小，个别测点较大，例如S414已达3.0～4.0MPa/℃.

2. 运行期应力主要受温度和水压两种因素的影响. 在消除水压影响后得出温度与应力相关关系较好，应力梯度与施工期尚接近，但个别测点相差较大，甚至产生反号现象. 主要是经过中间第2阶段初期运行期引起应力的重分布所形成.

运行期仍有个别测点应力梯度接近4.0Mpa/℃，此值超过全约束情况下的应力，估计是由于局部应力集中引起的.

3. 原设计时未考虑温度应力，今后应予计算. 根据实测结果，温度应力的最大值取决于最大温差. 实测运行期最低温度约为0～1℃，年平均水温约为14～15℃，水化热引起的最高温度为26℃. 为了控制温度应力，应以降低初始(入仓)温度为主，为此，可选择在气温低于年平均水温的低温季节进行安装和浇注，此时根据观测和估算，最大温度应力约为50.0Mpa.

4. 运行期温度应力梯度分布的规律性较好，最大应力发生在蜗壳顶部而不是叉

表5 2 实测温度应力

测点 \ 项目	施工期最大值				应力梯度				温度			
	MPa及℃				MPa/℃				℃			
	拉力		压力		施工期		运行期		施工期		运行期	
	应力	温度	应力	温度	升温	降温	升温	降温	最大值	初始值	最大值	最小值
S401	/	/	−23.99	23.1	−1.95	1.63	/	/	24.7	10.8	/	/
S402	29.42	23.9	−63.40	6.3	2.09	−3.14	2.40	−2.41	21.9	10.7	27.4	0.2
S403	13.57	12.3	−15.30	23.3	−1.36	1.65	−1.44	1.85	25.6	11.1	27.0	0.6
S404	0.90	15.5	−13.47	12.5	0.30	−0.54	0.15	−0.53	25.6	11.4	27.5	0.7
S405	23.66	11.1	−6.68	26.1	−0.82	0.71	0.72	−1.25	25.9	12.7	27.7	0.8
S406	24.46	15.9	−18.88	26.1	−2.06	3.61	/	/	26.1	12.3	/	/
S407	7.09	15.4	−1.26	23.3	0.44	0	0.22	−0.30	24.5	11.8	27.1	0.6
S408	2.42	12.6	−12.01	22.3	−1.05	1.50	−1.14	1.25	24.6	11.6	27.4	0.8
S409	13.39	3.9	−8.97	16.4	−0.64	0.69	−1.28	0.93	21.4	11.4	27.5	0.2
S410	3.79	4.3	−10.60	22.9	−0.86	0.48	−0.90	0.60	24.4	11.4	27.3	0.7
S411	3.51	24.4	−9.55	6.7	0	0	0.88	−0.94	24.5	10.2	28.0	0.4
S412	28.01	5.8	−24.95	22.1	−2.12	2.14	−2.60	1.65	24.4	10.4	27.5	0.8
S413	13.49	7.2	−18.59	21.3	−1.63	0.57	−1.30	1.06	25.4	10.6	27.4	0.7
S414	45.02	11.2	−37.97	24.5	−3.06	4.20	−3.90	2.92	24.5	12.1	27.7	0.9

管，其位置距孔口边界较远(1.1m)，这说明加固后开孔处的刚度较大.

五、水 压 应 力

由内水压力引起的应力可分为两个阶段来考察，第一阶段为1973年12月首次充水发电时，第二阶段为1974年4月停机检修后再次充水恢复发电时. 该两阶段都分别进行了静态与动态观测，静态观测仅能测出充水前后的应力增量，而动态观测则可测出水压与应力之间的相关曲线.

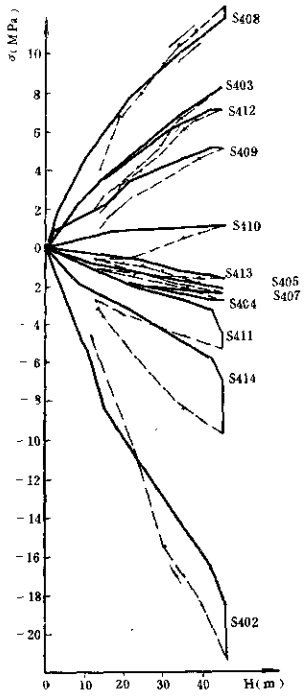


图5-6 水压与应力关系的动态观测结果

在上述两阶段中有代表性的测量数据已列入表5—3，其动态观测结果分别绘入图5—4c，5—6，5—7中，这些结果表明：

1. 在第一阶段水压在0.27～0.30Mpa变化，各测点的两次观测结果相差悬殊，说明结构应力不稳定. 主要是由于结构复杂、焊缝重迭等因素造成的.

2. 第二阶段水压在0.42～0.44Mpa变化，各测点不同时间不同方法的三次观测结果比较接近，说明结构内应力的调整工作已基本完成，这种调整引起的应力重分配，使应力峰值得以削减.

3. 从应力分布规律来看，充水时叉管环向受拉轴向受压；蜗壳顶部子午向受压环向受拉，腰部相反，45度方向恰为顶部或底部与腰部的平均值，反映出实测规律性很好.

4. 为了求得设计水压为0.70Mpa时的最大应力，根据图5—6曲线依水头为15.～20m为界分成两种斜率的特点，采用两种方法近似外推，第一种采用曲线的后半段，第二种采用曲线的前半段. 求得的最大应力分别为蜗壳腰部S408测点的拉应力16.60和31.0Mpa，以及叉管顶部S402测点的压应力32.60和46.0Mpa.

5. 充水应力与水压成非线性关系，当水头在15～20m以内时应力增长较快，之后则趋向缓慢，说明由于施工及温差使钢板与混凝土间产生了缝隙，致使充水初期水压主要由钢板承受，之后周围钢筋混凝土产生了抗力与叉管联合作用，分担了部分水压使应力增长率相应减小，这种现象对于埋管具有一定的普遍性.

6. 沿开孔周围的应力分布不均匀，反映出周围的抗力、初应力、缝隙等不同，也可能是套管与叉管之间结合不好，此外叉管断面不圆、肋板焊接等引起的局部应力也是原因之一.

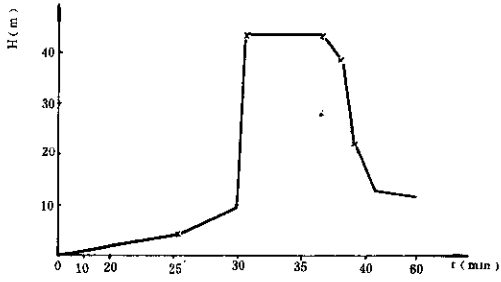


图5 7 充放水过程水压的动测结果

表5—3 实测水压应力(MPa)

日期	第一阶段(1973年)		第二阶段(1974年)			第二阶段平均值	第一阶段动测最大值	第二阶段推算最大值	
	12月21日	12月25日	4月27日	4月28日	5月27日				
水压(MPa)	0.295	0.274	0.439	0.4390	0.420				
测点 \ 测法	动态	静态	动态	静态	静态			第一种方法	第二种方法
S402	7.40	−19.70	−21.40	−20.80	−18.40	−20.20	−39.50	−32.60	−46.00
S403	5.20	7.10	8.19	7.30	10.10	8.52	17.85	13.78	18.00
S404	0	1.01	−2.84	−3.80	−1.50	−2.71	17.23	−4.38	−7.00
S405	−5.16	−4.75	−2.25	−3.60	−1.60	−2.48	15.95	−4.00	−6.00
S407	−2.06	2.30	−2.26	−2.50	0	−1.58	13.10	−2.55	−7.50
S408	5.60	12.01	12.32	8.60	9.90	10.27	14.60	16.60	31.00
S409	2.30	9.28	5.00	5.50	5.90	5.47	23.00	8.85	11.00
S410	−3.32	−0.50	1.06	1.30	3.60	1.99	19.00	3.22	3.50
S411	0.80	−4.10	−5.36	−7.20	−5.30	−5.95	3.72	−9.62	−6.60
S412	0	9.26	6.98	6.10	7.10	6.72	44.80	10.85	18.50
S413	0	4.14	−2.44	−2.30	−2.80	−2.51	33.60	−4.06	−3.00
S414	1.62	−0.74	−9.75	−11.00	−12.40	−11.05	20.60	−17.85	−15.50

7. 初期充水时动测曲线记录的最大拉压应力分别为蜗壳顶部S412测点的拉应力44.80MPa和叉管顶部S402测点的压应力−39.50Mpa，其出现的时间是短暂的，与经过应力重分布的第二阶段应力比较可知，应力峰值有明显削减，个别测点出现了反符号的现象。

六、实测与计算的比较

根据上述设计采用的球形叉管的力学计算法分别按轴向对称和不对称荷载的两种情况进行了计算，各测点的计算结果列入表5—4和图5—8中，计算时采用实际水压0.44MPa和实际安装的钢板厚度。比较结果表明：

表 5—4　　实测与计算应力比较(MPa)

方法	计算		实测				第二阶段按第二种方法推算值
测点 \ 条件	水压荷载对称	水压荷载不对称	水压应力	单位水压应力	单位温度应力(升温)	单位应力比(绝对值)	
S401	48.00	22.00	/	/	/	/	
S402	14.50	6.50	−20.20	−4.60	2.40	0.52	
S403	23.00	51.00	8.52	1.94	−1.44	0.74	11.35
S404	7.00	15.50	−2.71	−0.62	0.15	0.24	
S405	43.00	42.50	−2.48	−0.56	0.72	1.29	
S407	32.00	28.00	−1.58	−0.36	0.22	0.61	
S408	/	/	10.27	2.34	−1.14	0.49	19.50
S409	/	/	5.47	1.25	−1.28	1.02	
S410	/	/	1.99	0.45	−0.90	2.0	
S411	43.00	42.50	−5.95	−1.36	0.88	0.65	
S412	/	/	6.72	1.53	−2.60	1.70	
S413	21.50	18.50	−2.51	−0.57	−1.30	2.28	
S414	29.50	29.50	−11.05	−2.52	−3.90	1.55	
平均						1.09	

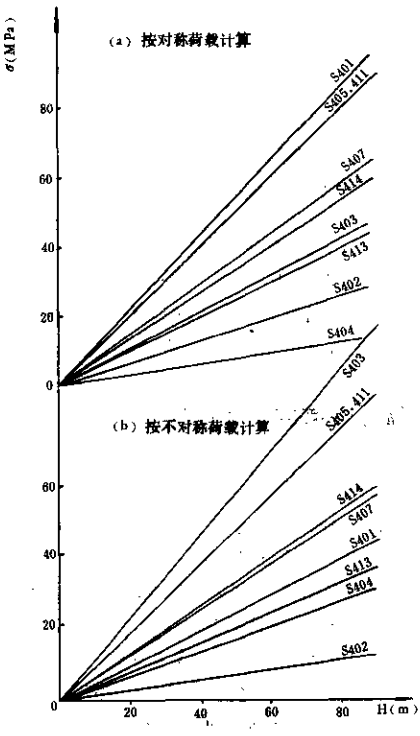


图 5—8　计算水压与应力关系

1. 实测水压应力小于计算应力. 不论按荷载对称或不对称计算,实测应力的绝对值都是偏小的,这一方面说明设计的加固措施效果较好,另一方面也说明结构安全度过大,其加固措施可以简化.

2. 实测表明周围钢筋混凝土能够联合作用,其抗力不可忽视,如前所述当水头达15～20m时即开始分担内水压力,今后应按照联合受力的条件进行设计.

3. 计算时把加劲环作为独立的圆环,径向能自由变形,实际上它与后面的管节是连接的,而且沿管周布置了较多的肋板,使整个加劲环嵌固在混凝土中,其实际抵抗扭转的作用要大得多,即实际变形比计算的少,使计算应力偏大.

4. 将实测单位温度与单位水压引起的应力比较后,发现其算术平均值约略相等,可见温度引起的应力相当可观,今后设计时应考虑温度对应力的影响.

5. 设计取钢材的允许应力为 $0.5\sigma_s$,是比较小的,国外仅在明管设计中采用,国内对埋管一般取$(0.65\sim0.9)\sigma_s$,特别是对局部应力集中已允许达到屈服强度. 例如澳大利亚的图墨特2级和我国鱼子溪水电站叉管,其实测最大应力已达到或超过 σ_s,也仍然认为是安全的. 建议今后设计时钢材的允

许应力可提高至$(2/3)\sigma_s$.

6. 根据第二阶段实测应力按前述第二种方法的推算值与计算值相比，其最大值对蜗壳实测约为计算值的 1/2，对叉管实测约为计算值的 1/4.

七、结　　语

1. 观测结果表明，本工程在机组蜗壳上开孔增设叉管的结构型式是可行的，但计算的应力是偏大的. 实测最大拉应力发生在蜗壳顶部，当计入波松影响后其值为 63. 7Mpa.

2. 实测叉管上套管的最大拉应力约为 30. 0Mpa，其值较小，同时套管的施工比较困难，故建议取消套管，也不要再用 16Mn 钢，全部采用 A_3 钢即可满足强度要求. 据此已对其后几台机组的设计进行了修改. 十几年来运转正常.

3. 加劲环的作用主要在于加强叉管，鉴于观测表明叉管的实际安全度较大，同时根据国内在蜗壳上增设减压阀的实践，一般也只采用肋板加固，故建议取消加劲环.

4. 测量结果证明叉管与周围钢筋混凝土能够联合作用，受力条件得到改善，故建议将钢材的允许应力提高至 2/3 屈服强度.

5. 实测初应力较大，其中由于焊缝重迭焊接应力占重要地位，除在施工过程中应严格控制质量外，建议对退火前后的应力进行测定，以选择更合理的工艺和程序.

6. 实测温度应力梯度可达 3. 0～4. 0Mpa，为了控制温度应力宜在低温季节浇注和安装，否则最好控制混凝土的入仓温度在年平均气温以下. 今后在设计中应考虑温度应力的影响.

7. 实测水压与应力呈非线性关系，沿孔口周围的应力分布是不均匀的，在首次充水前后应力变化是不稳定的，并在急剧调整，产生了重分布的现象.

8. 实测水压应力小于计算值，主要是由于加劲环抵抗扭转的作用较大以及周围钢筋混凝土能够起联合受力作用. 今后设计时应采用考虑周围钢筋混凝土抗力的埋管计算方法.

第二节　地下埋藏式高压管道的原型研究

在高水头水电站建设中，随着地下开挖技术和岩石力学的发展，为了充分利用围岩的承载能力，埋藏式高压管道已经逐渐得到广泛的应用. 这种结构的设计，是基于钢管、混凝土与岩石联合作用的基础上进行的，因而与明管相比，优越性是十分显着的.

但是，由于受到地质条件、岩石性能、施工方法、钢材质量等因素的影响较大，设计时对联合作用的荷载分配情况难以明确，致使设计结果往往与实际情况差别较大，甚至会引起管道破裂，反而造成巨大损失. 例如，我国上马岭水电站高压管道的破坏，就是突出的例子.

实践证明，原型研究是了解钢管、混凝土与岩石联合受力状态的重要手段. 本节拟简要介绍我国以礼河大型高压管道原型观测研究的方法和结果，特别着重说明观测与设计计算结果不同甚至相反的情况. 在此基础上，对今后设计、施工和运行提出了改进意见.

一、设计与施工简介

(一)结构设计与施工

所设计的管道，穿过二迭纪玄武岩埋藏于地下 30～250m，系由两段斜井和两段平洞组成，全长 1823.18m，管径自 2.9m 分段渐变至 2.2m. 最大静水头 629m，最大动水头 724m，混凝土设计 28 天强度为 200 号，根据岩石和施工情况，分别进行了回填或固结灌浆，并在 1 号高压平洞段设有直径 2m 的排水洞，详见图 5—9.

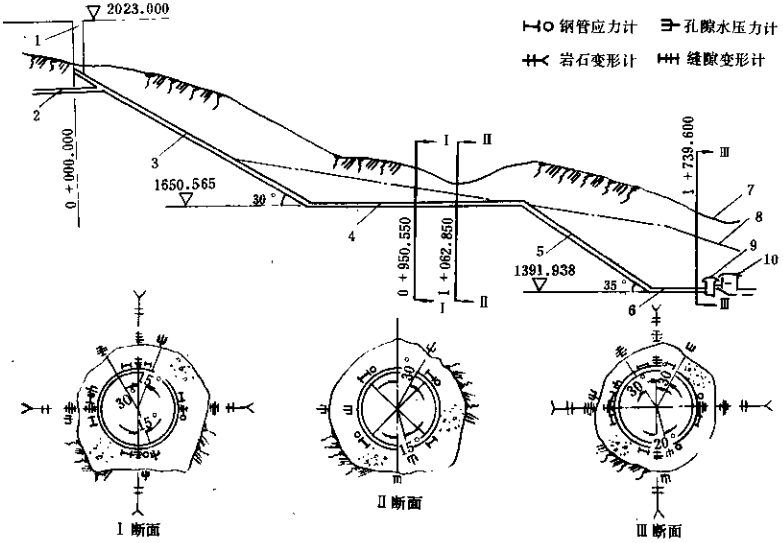


图 5—9　工程及仪器布置

1—调压井；2—引水隧洞；3—1*斜井；4—1*平洞；
5—2*斜井；6—2*平洞；7—地面线；8—地下水位线；9—球阀室；10—厂房

设计时假定围岩为无限弹性体各向同性的厚壁圆管，钢管为一圆环. 受轴对称的内水压力后，钢板、混凝土与岩石联合受力. 假定其间有均匀缝隙存在，则钢管设计应力 σ_s 为

$$\sigma_s=\frac{Pr_1+100K_0'\triangle_0}{\delta+\frac{r_1K_0'}{0.01E_c'}} \qquad (5-5)$$

式中　P——全部内水压力；

δ——钢管壁厚；

r_1——钢管内半径；

$\triangle_0$——管道缝隙；

E_s'——钢材有侧向约束的弹性模数；

K_0'——岩石综合弹性抗力系数.

岩石综合弹性抗力系数的算式为：

$$K_0'=\frac{1}{\frac{1}{0.01E_r'}\ln(\frac{r_2}{r_1})+\frac{1}{K_0}} \tag{5-6}$$

式中 E_r'——岩石有侧向约束的弹性模数；

K_0——岩石单位弹性抗力系数；

r_2——岩石开挖半径.

岩石承担的内水压力 P_r 为：

$$P_r=\frac{r_1}{r_2}(P-\frac{\sigma_s\delta}{r_1}) \tag{5-7}$$

缝隙值$\triangle_0$包括施工缝隙和温降缝隙，其中温降缝隙的设计值为：

$$\triangle_T=\alpha_s r_1\triangle T \tag{5-8}$$

式中 α_s——钢材的温度膨胀系数；

$\triangle T$——钢管温度变化量.

假定施工期管内最高平均气温为 18℃，运行期最低水温为 4℃，因此，在基本情况下，$\triangle T=14$℃，校核情况下另加施工缝隙 0.2mm.

设计采用勘测时地下水位，按伏汉(Vaughan E. W.)公式判断管壁的稳定性.

表 5－5 观测仪器数量

名称	项目	各断面数量		
		Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ
钢管应力计	钢管环向	6	4	6
	钢管轴向	2	3	2
缝隙变形计	钢管与混凝土间	1	0	1
	混凝土与岩石间	1	0	1
岩石变形计	距岩面 4m 范围	1	0	1
内外孔隙压力计	钢管与混凝土间	2	2	2
	混凝土与岩石间	3	3	3
	钢管内水压力	0	0	1

(二). 观测设计与施工

根据管道的结构设计和受力情况，观测设计研究项目有：

1. 钢管应力；
2. 管道缝隙；
3. 围岩变形；
4. 外水压力；
5. 内水压力；
6. 钢管、混凝土和岩石的温度.

表 5－6 观测断面基本数据

断面编号	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ
桩号(m)	950.55	1062.85	1739.60
中心高程(m)	1647.51	1646.655	1390.732
观测最大内水压力(MPa)	3.71	3.72	6.28
钢管材料	A_3	16Mn	A_3
钢材屈服强度(MPa)	240.0	340.0	220.0
钢管内径(m)	2.3	2.3	2.2
设计外水压力(MPa)	0.35	0.20	1.50
钢管壁厚(mm)	32	22	36
设计抗力系数(kg/cm^3)	破碎玄武岩 50	软弱火山岩 50	坚硬玄武岩 800
岩石覆盖层厚(m)	85	40	230
灌浆情况	全面回填固结	全面回填固结	只作顶拱回填

观测断面选择在便于检验设计、施工及控制工程安全的代表性部位，同时尽量缩短与观测站的距离，最后选择了三个断面共 63 支观测仪器. 主要特点是：Ⅰ断面处有断层；Ⅱ断面覆盖层仅 40m，覆盖比为 0.108；Ⅲ断面靠近厂房，内水压力最大. 各断面设计、施工及仪器布置情况详见图 5—9 及表 5—5、表 5—6.

二、观测方法与过程

(一)观测方法

各种观测项目所使用的仪器，都是采用差动电阻式仪器自行改装的，上节已介绍其动态观测的原理，下面介绍几种仪器的观测方法.

1. **应力计** 将应变计用夹具固定在钢管测点上，夹具与钢管焊接，其上设有保护盖，既能保证仪器安全，又避免了仪器处钢管与混凝土脱离. 在原型研究中，由安装在钢管上应变计测得的应变量，为钢管本身在各种因素综合作用下的总应变. 欲求应力时，根据弹性理论按下式计算：

$$\left.\begin{aligned}\sigma_h&=\frac{(\varepsilon_h-\alpha_s\triangle T)+\mu_s(\varepsilon_v-\alpha_s\triangle T)}{1-\mu_s^2}E_s\\ \sigma_v&=\frac{(\varepsilon_v-\alpha_s\triangle T)+\mu_s(\varepsilon_h-\alpha_s\triangle T)}{1-\mu_s^2}E_s\end{aligned}\right\}\qquad(5-9)$$

式中 σ_h、σ_v——分别为钢管的环向与轴向应力；

ε_h、ε_v——分别为钢管环向与轴向观测的总应变.

2. **变形计** 缝隙变形计和岩石变形计都是采用测缝计改装的. 由于测缝计刚度及压缩量程较小，改装时将其装入钢套筒内，以便于调整量程并保证仪器安全和正常工作. 套筒分前后两段用活塞连接，由三个互成 120° 的铜销钉锁紧，铜销钉是经过对铅、锡、铝、铜等多种材料反复试验选出的. 根据试验结果决定采用直径 1mm 的钢销钉，从而取得了良好的观测效果，详见图 5—10，图中螺纹底孔 16，当作为缝隙变形计时与底座连接，而当作为岩石变形计时则与加长杆连接. 变形计的计算公式如下：

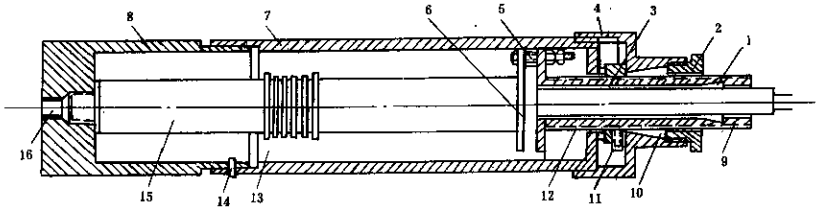


图 5—10 变形计套筒结构

1—橡皮止水；2—止水螺帽；3—调整螺母；4—顶盖；5—连接螺栓；6—扣紧板；7—套筒前部；8—套筒后部；9—压紧螺帽；10—橡皮止水；11—锁钉；12—出线管；13—防水材料；14—铜销钉；15—测缝计；16—螺纹底孔