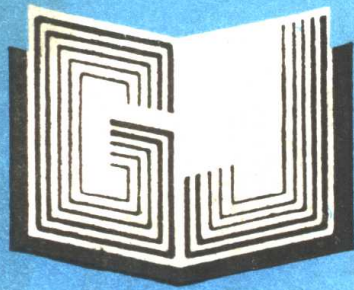


925167



高等学校教材

水利工程管理

武汉水利电力学院 钱尧华 编



925167

TV
8342

TV
8342

高等学校教材

水利工程管理

武汉水利电力学院 钱尧华 编

水利电力出版社

内 容 提 要

水利工程管理是水利部门一项极其重要的工作，对充分发挥工程效益具有重要的意义。本教材就是根据要“把水利工作的重点转移到管理上来”的指导方针，充分总结了我国和国外的实践经验和先进技术而写成的。全书共有8章，分别论述了：土石坝的除险加固，坝基渗漏处理，溢洪道和水闸、隧洞和涵洞的运用管理，水库和堤坝的防洪抢险，堤坝土栖白蚁的防治，冻土地区水工建筑物的管理，土工合成材料在水利工程中的应用。每章内容，既有丰富的理论阐述，又有大量的工程实例介绍，可资参考。因此，本书不仅是一部高校水利水电类水工、农水、施工专业的选修教材，同时也是一部可供从事水利工程管理的技术人员学习的参考书。

高等学校教材
水利工程管理
武汉水利电力学院 钱尧华 编

*
水利电力出版社出版
(北京三里河路6号)

新华书店北京发行所发行·各地新华书店经售
水利电力出版社印刷厂印刷

*
787×1092毫米 16开本 11.5印张 259千字
1991年5月第一版 1991年5月北京第一次印刷
印数 0001—5290册

ISBN 7-120-01280-0/TV·438
定价3.05元

前 言

建国以来，随着水利建设事业的大发展，水利工程管理也积累了许多经验，特别是1981年5月全国水利管理会议提出“把水利工作的着重点转移到管理上来”以后，在全国范围内水利工程管理得到普遍重视。随着改革开放政策的深入贯彻，水利管理中新技术、新材料和新工艺在日新月异地发展着。为适应水利工作重点的转移和新形势发展的需要，我院从1985年开始对农田水利工程专业开设了“水利工程管理”课程。通过10届学生的教学实践，普遍反映良好。

本书是根据1988年5月和11月两次高等学校水利水电类专业教学委员会会议，确定为1990~1995教材出版计划中供水工、农水、施工专业用的选修教材。

本书是以原来学校使用教材为基础，吸取了学生和工程单位提出的意见进行了删节和补充，尽量反映我国在水利管理中的新成就和国外管理中的先进技术；并结合我国当前的实际国情，以工程维修养护及抗洪抢险为主，顾及北方冻土地区水利工程管理的需要，比较详细总结冻土地区水利工程管理的经验。

本书由成都科技大学陆文海教授主审。

在教材编写过程中，周素真教授对教材的内容提出了许多宝贵的意见，陈德亮和钱绪来副教授提供了部分资料，张劲松同志描绘了部分插图，在此一并表示衷心的感谢。

由于编写时间仓促和经验不足，书中可能存在不妥及错误之处，敬请读者批评指正。

编 者

1990.4

CA 09/03

目 录

前 言	
第一章 土石坝的除险和加固	1
第一节 土坝的工作条件及特点	1
第二节 土坝裂缝及其处理	2
第三节 土坝渗漏及其处理	28
第四节 土坝滑坡及其处理	43
第五节 土坝坝体劈裂灌浆加固技术	46
第六节 高压喷射灌浆地基防渗加固技术	59
第二章 混凝土坝和浆砌石坝的运用管理	64
第一节 重力坝失稳原因及防护措施	64
第二节 混凝土及浆砌石坝坝体裂缝和渗漏处理	69
第三节 坝基渗漏及其处理	79
第三章 溢洪道和水闸的运用管理	81
第一节 溢洪道的运用管理	81
第二节 软基上水闸的运用管理	93
第四章 隧洞和涵管的运用管理	99
第一节 坝下涵管的运用和管理	99
第二节 隧洞的运用管理	105
第五章 水库和堤防的防汛抢险	120
第一节 工程性防洪措施	121
第二节 非工程性防洪措施	128
第六章 堤坝土栖白蚁的防治	134
第一节 概述	134
第二节 堤坝土栖白蚁的防治	135
第七章 季节性冻土地区水工建筑物的管理	140
第一节 水工建筑物冻害破坏原因及表现形式	140
第二节 水工建筑物冻害的防治	157
第八章 近代土工合成材料在水利工程管理中的应用	168
第一节 土工薄膜的应用	168
第二节 土工织物的应用	172

第一章 土石坝的除险和加固

第一节 土坝的工作条件及特点

土坝主要是由松散颗粒的土料填筑而成的挡水建筑物。由于土粒间的联结强度低，抗剪能力小，上下游坝坡为维持其稳定必须较平缓，否则有可能在各种荷载的情况下发生坍塌，其失稳的形式常是坝坡滑动或坝坡连同部分地基一起剪切破坏，这是土坝区别于其它挡水建筑物的重要特点。且由于筑坝土料颗粒间孔隙较大，在渗流、冲刷、沉降、冰冻、地震等影响下，表现出相应的工作特点以及设计时应考虑的原则和要求。

(1) 渗流的影响。土坝挡水后，在上下游水位差的作用下，库水将通过坝身及坝基（包括两岸）向下游渗透，坝体、坝与坝基的结合面以及坝与混凝土（或浆砌石）的结合面为渗流易于通过而产生集中渗流处。在坝体浸润线以下土体受到水的浮力作用而减轻其有效重量，并使土的摩擦角和粘结力减小，同时在渗透动水压力作用下，会增加坝坡滑动的可能。其次，水在土中渗透流动时，当流速和渗透坡降超过一定限值时，细粒土体会在渗流通道流失产生渗透变形，严重时招致大坝失事。若渗流量过大，直接影响水库的蓄水。为消除或减轻上列渗流的不利影响，在土坝需要防渗及防止产生渗透变形的部位需用一定型式的防渗排水设施。

(2) 土料颗粒间的联结力小，因而抗冲刷能力低。在没有专门的有效保护措施情况下，绝不允许土坝坝顶过水及风浪越过坝顶。这不仅需要有足够泄洪能力的泄水建筑物保证洪水不会溢顶，同时坝顶应在最高库水位以上具有一定的超高。为了防止风浪和雨水对坝坡的冲蚀和淘刷，通常在坝坡表面应设保护措施。

(3) 变形量大。土粒之间存在孔隙，且易产生相对移动，在坝身自重及水压力作用下，坝体和坝基都会产生压缩变形，沉陷过大会造成坝顶高程不足，从而影响土坝的正常工作。不均匀沉陷超过限值时，坝体会开裂，以致造成渗流通道而威胁坝的安全。所以，为防止出现上述情况，土坝施工时要预留沉陷值，其值大小与施工质量、上坝土料及地基条件等因素有关。根据大量实测资料统计，预留沉陷值通常为坝体高度的1%~2%。对重要的土坝应通过沉降计算确定此值。

(4) 其它方面。在寒冷地区，坝坡坡面易为库面冰盖膨胀所产生的冰推力所破坏。地震区坝坡易受地震惯性力作用而增加坍塌的可能性。若坝壳为均匀的中细砂或粉砂时，在强烈振动作用下易产生液化破坏。当上游库水位突然下降时，在坝坡自重及渗透动水压力作用下，容易引起上游坝坡的坍塌等。

根据上列的工作特点，土坝的破坏是多方面原因造成的。根据密德尔布鲁克（T.A. Middle Brooks）1963年对美国100多年来200例失事坝的统计分析，得出如下结论：洪水漫顶引起失事占30%，滑坡占15%，渗透破坏占25%，坝下涵管断裂等占13%，护坡破坏及其它占17%。根据我国失事土坝统计，裂缝破坏占25%，滑坡占10%，渗透破坏占32%，

护坡及坝面冲刷占21%，坝内输水建筑物震动气蚀占14%，两者破坏原因基本相似。根据以上原因，不仅要求正确地进行设计和施工，更应在运行期加强管理，确保工程的安全运行及正常工作。

第二节 土坝裂缝及其处理

一、土坝裂缝的类型及形成原因

土坝裂缝形成的原因是很复杂的。它涉及到温度、变形、塑性流动等多方面因素。有时土坝裂缝形成并非单一原因，而由综合因素造成，下面就裂缝形成的主要原因及类型作简要介绍。

(1) 由于温度变化产生的裂缝有干缩裂缝（亦称龟状裂缝）和冻融裂缝。干缩裂缝多发生在粘土均质坝的表面、粘土心墙坝的顶部或施工过程中粘土填筑面上。裂缝产生的位置多系暴露在大气中，粘土表面受日光曝晒而干缩，土体在干缩过程中，土粒表面的自由水逐渐消散，薄膜水变薄，使土粒在薄膜水吸引力作用下相互近移而土体收缩，收缩引起各部土体间的拉应力，当拉应力超过土体本身抗拉强度时即开裂，形成不规则、无特定方向呈龟裂状，密集交错，缝间距较均匀，无上下错动，多与坝体表面垂直，上宽下窄，通常宽度不超过1cm的龟状裂缝。这种裂缝一般不会威胁坝体的安全，但需防止雨水浸入产生水力劈裂，加速裂缝的发展。特别对斜墙及铺盖等较薄防渗体上的干缩裂缝要及时处理，否则会使斜墙及铺盖开裂造成严重的渗透破坏。主要处理方法是及时在表面设置保护层，保护层通常用非粘性的块石、碎石及砂性土等，防止阳光直接照射。

冻融裂缝主要发生在季节性冻土区。在寒冷地区，粘土均质坝的坝坡和坝顶，粘土心墙坝的顶部，因冰冻产生开裂，气温进一步下降时土体又出现冻胀，气温升高融冰时，经过冻融的土不会恢复到原来的密实度，经过反复冻融，土体表面形成裂缝及松土层，失去

原有的抗拉和抗剪能力。因此，在寒冷地区粘性土质坝表面及坝顶需设块石或砂土保护层，其厚度一般应等于或超过冻土层厚度。

(2) 由变形产生的裂缝，亦称变形裂缝。主要原因是坝体受多种因素影响，在相邻部位产生不均匀沉陷和水平位移，使土体之间产生拉伸和剪切，当拉应力和拉应变，或剪应力和剪应变超过土体的抗拉强度和抗剪强度，以及相应的应变时，土体即开裂

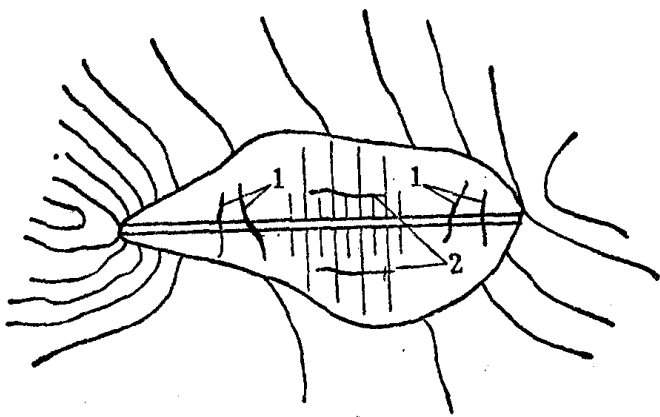


图 1-1 土坝变形裂缝示意图

1—横向裂缝；2—纵向裂缝

形成裂缝。土坝中绝大多数裂缝属于变形裂缝。缝的方向平行于坝轴线的称纵向裂缝，垂直于坝轴线的称横向裂缝，见图 1-1；纵向裂缝多发生在坝轴线中间的上、下游坡上，横向缝一般在坝轴两端岸坡的上部，发生在坝体内部的称内部裂缝。这些裂缝可能在施工过程

中产生，也可能在竣工后的运行期产生。对粘土而言，由于粘土的压缩性及侧膨胀性，以及排水固结特性及流变特性，土心墙、土斜墙和均质土坝，在施工过程中，随着填筑荷载的增加，土体逐渐受到压缩，其垂直位移（即沉降）、纵向和横向水平位移逐渐增加，并延续到竣工后数年，甚至十几年后才趋稳定。对于黄土类、筑坝土料含水量太小及碾压不密实的土，在水库蓄水后产生迅速的大量浸水湿陷和纵向、横向水平位移，这些位移造成的主拉应变大于填土的极限拉应变时，该处土体产生裂缝。当坝壳为砂卵石或块石时，在碾压机械和填筑荷载作用下，孔隙被压密，软弱颗粒被压碎，块石棱角被压破，颗粒间重新排列，亦产生位移，但这些位移很快产生和完成，到竣工时，基本趋于稳定。大量水库出现的险情资料证明，土坝的许多问题，其中包括出现裂缝，大多发生在水库初期蓄水及运行的前10年内。特别对于碾压不密实或未充分洒水的碾压坝，初期蓄水时，坝壳会迅速而大量浸水湿陷，纵向和横向水平位移亦大，若这些位移过大，会对心墙和斜墙产生很大的剪切力，因而使心墙或斜墙产生纵向或斜向裂缝。斜墙后的坝体沉陷过大，直接危害斜墙。对于两侧为砂卵石或堆石的窄心墙坝，由于两种材料位移量差值大，心墙受到坝壳的钳制作用而不能自由沉陷，则心墙内部竖向正应力显著减小，会导致心墙产生水平裂缝（即拱效应作用）。在以上三种变形裂缝中，尤需注意横向裂缝和内部裂缝。横向裂缝易发展为通缝，穿过坝身形成渗流通道，若不及时抢治，可使土坝在很短时间内冲毁。内部裂缝如果发生在防渗体内，使防渗体断裂而失去防渗作用，亦将成为渗流通道。有时内部裂缝发生在坝体内混凝土齿墙的顶部或坝的底部，这些裂缝主要是两种不同材料沉降不均而产生张拉和剪切破坏造成的。坝底内部裂缝大多因地基内存在局部大孔隙性土壤，在清基时未加清除，泡水湿陷形成局部下陷，坝体土在局部下沉部位两侧地基的支撑下，存在拱效应，造成中间脱空现象而出现裂缝，造成坝体底部漏水严重，发展严重时出现溃坝。由于这类裂缝隐蔽，平时不易觉察，一旦发现，事态已相当严重。因此，在水利工程管理中，防治土坝裂缝作为重要内容之一。对于高土石坝的设计，已增列了土石坝防止裂缝的分析和计算。对于是否出现裂缝的判断，我国更多的是通过原体观测资料的分析和计算，这部分内容将在下节简述。

(3) 塑流裂缝，多发生在土坝基础有大面积的淤泥质粘土、含水量大的粉质粘土和砂质粘土中。当坝基的剪应力超过这些土层的屈服强度时，土层发生塑性变形，向坝脚挤出隆起，这种裂缝常常从坝体贯穿到坝基（图 1-2）。塑流裂缝发生时间快，一旦发生，较难处理，只有在设计时计算塑流面积的范围。若面积较大，可用预压或设置砂井，提高坝基的抗剪强度以防止塑流裂缝的发生。

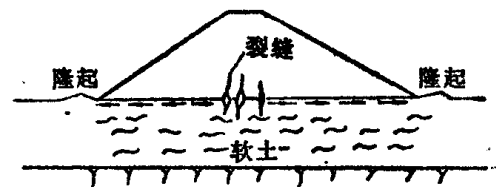


图 1-2 塑流裂缝

二、土坝裂缝的简捷估算方法

土坝裂缝产生的原因及涉及的因素是很复杂的，要作精确计算是很困难，不仅国内大部分土坝缺乏实际观测资料，即使有些大型水库设立了观测设备，亦缺乏完整和系统的观测资料，这亦增加了对土坝裂缝分析和估算的难度。许多学者^{[1][2]}和工程技术人员进行

过不懈努力和长期探索，力求找出裂缝的形成规律和计算方法。归纳起来，主要有经验分析法和理论计算法。

(一) 经验法

主要有相对沉陷率法和倾度法。相对沉陷率法是用坝的垂直位移(S)和坝高(H)的比率，即相对沉陷率来表示。当 $\frac{S}{H}$ 超过一定限值时坝将产生裂缝。国外资料建议限值取2%，当相对沉陷率 $\frac{S}{H}$ 超过2%时，土坝开裂。北京水利水电科学研究院调查国内8座出事坝，认为相对沉陷率限值为1.7%。顾淦臣教授调查统计国内外45座工程(其中国外10个)〔3〕〔4〕得出下列结论：竣工后相对沉陷率小于1%的坝均未产生裂缝，大于3%的土坝均产生裂缝，介于中间的有裂和未裂的，尚难找出规律。诚然，实际沉陷资料是土坝内部各种因素的综合反映，以此作为研究裂缝出现的可能性具有一定的参考价值。若能按照土类条件及物理力学性质，分别确定其限值范围更能反映实际情况，但目前尚无这方面的资料。表1-1是顾淦臣教授对国内外部分土石坝的统计资料。

表 1-1 国内外部分土石坝统计资料

国 别	土 坝 名 称	观测年限 (a)	累计沉陷量 (cm)	相对沉陷率 (%)	裂缝情况
中 国	大伙房土坝	18	4.6	0.1	未产生裂缝
	清河土坝	15	7.4	0.19	未产生裂缝
	毛家村土石坝	2.5	41.7	0.52	未产生裂缝
	碧口土石坝	4	28	0.27	未产生裂缝
	薄山土坝	20	19.5	0.48	未产生裂缝
	岸堤土坝	13	147	5.9	严重裂缝
	跋山土坝	7	120	4.0	裂缝甚多
	七一土坝	15	180	3.6	纵横裂缝甚多
	滨田土坝	15	200	7.7	严重纵向裂缝
美 国	奥洛维尔土石坝	4	18	0.08	未发现裂缝
加 拿 大	波太基尔土石坝	2	25	0.12	未发现裂缝
墨 西 哥	内扎华柯约特土石坝	1	25	0.17	未发现裂缝
加 纳	阿科松博土石坝	5	82	0.73	未发现裂缝
美 国	雷克特溪土石坝	10	92	1.5	发生裂缝
美 国	佛吉尼亚兰契	3		2.3	有 裂 缝
美 国	伍德克勒斯特	8		1.3	有 裂 缝

有的心墙土石坝由于坝壳碾压不实，蓄水后湿陷，水平位移大，即使垂直位移小于坝高的1%，但亦会产生裂缝，如美国的夏坝，坝高154m，竣工3年后竖直位移只有84cm，占坝高的0.55%，但坝顶却产生了几条通过整个坝长纵向裂缝。水位降落时缝宽扩大到15cm。其它如美国的园岗坝、印尼的贾提路格尔坝均因同样原因而出现裂缝。从上看，用相对沉陷率的大小作为分析裂缝产生的重要原因是可行的，但作为出现裂缝的判断有待研究。

其次是倾度法，亦称不均匀沉陷斜率法〔5〕。其基本原理是在土坝内某水平面上相邻

两点 a 和 b ，经历一定时间后两点将产生沉降，把沉降后两点的连线与水平面间的倾角 δ ，以弧度计，如图1-3所示，当其倾角超过容许值后，该处将出现裂缝。则有

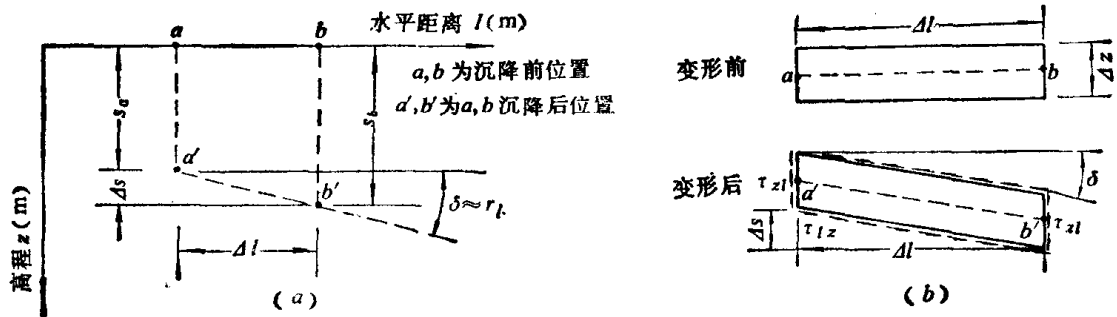


图 1-3 倾度法计算示意图
(a) 倾度示意图；(b) 薄片坝体放大图

$$r_t = \frac{\Delta s}{\Delta l} = \text{tg} \delta \approx \delta \quad (1-1)$$

式中 r_t ——倾度，无量纲；

Δs —— a 、 b 两点沉降差 $\Delta s = s_a - s_b$ ， s_a 、 s_b 为 a 、 b 两点经历同一时间后的沉降量，mm，见图1-3(a)；

Δl —— a 、 b 两点间的水平距离，mm。

图1-3(b)是取含有线 ab 、厚为 Δz 的极薄土层放大图，按力学定义，受荷后在 $l \sim z$ 平面的剪应变为

$$r_{lz} = \frac{\tau_{lz}}{G} = \lim_{\Delta l \rightarrow 0} \frac{\Delta s}{\Delta l} = \frac{ds}{dl} = b_l r_t \quad (1-2)$$

或 $\tau_{lz} = G \cdot r_{lz} = G b_l r_t$

上二式中 G —— Δl 区间土的剪切模量， N/cm^2 ；

τ —— Δl 区间土的剪应力， N/cm^2 ；

r_{lz} —— $l \sim z$ 平面土片的剪应变，无量纲；

b_l —— Δl 区间不均匀变形的修正系数。

当 Δl 区间无剪切破裂面时， $b_l = \frac{ds}{dl} / \frac{\Delta s}{\Delta l}$ ，根据南京水利科学研究院分析约10座坝的

经验，一般 $b_l \approx 1$ 。当 Δl 区间有剪切破坏时， $b_l = b_f = \left(\frac{ds}{dl} / \frac{\Delta s}{\Delta l} \right)_f$ ，式中注脚 f 标志破坏状态。

b_f 因破损区应变集中，故数值较大。当土料塑性指数 $I_p \approx 10 \sim 20$ ， $\Delta l \approx 10 \sim 20\text{m}$ ，粘粒含量 $P_c \approx 20\% \sim 45\%$ ，填筑稠度 $B \approx \pm 0.1$ （近于标准击实状态），水库在一般运用情况下变形时， $b_f \approx 4 \sim 6$ 。

如果某一时间 t 在高程 z 的平面上，沿 l 方向的沉降分布 $s(t, z, l)$ 及 G 、 b_l 、 b_f 为已知，且知 r_t 及库伦强度包线，则可用下式判断 Δl 区间是否剪切破坏

$$\frac{r_f}{r_{1z}} = \frac{r_f}{b_f r_1} = \frac{r_c}{r_1} \left\{ \begin{array}{l} > 1, \text{不破坏} \\ = 1, \text{临界状态} \\ < 1, \text{破坏} \end{array} \right. \quad (1-3)$$

式中 r_f ——剪切破坏时的剪应变，可由室内常规土工试验求得；

r_c ——破坏临界倾度，一般为 $r_c = 0.6\% \sim 1.4\%$ ，随填土性态和变形条件而异。

应当说明，倾度法只适用于剪切破坏可能性的估计。实际上，如果坝体发生剪切破坏，往往在破坏面的法线方向有较大水平位移差，以致沿剪破面易于拉开（该面抗拉强度为零），形成裂缝。若沿剪切面只受压应力时，则剪破面将无裂缝，或逐渐愈合。故用倾度法应重视破坏面的法向水平位移。

倾度法适用于已建成的坝，也适用于正在施工的坝。施工时的 s_u 及 s_v 可取用施工过程固结观测资料。表1-2是南京水利科学研究院对几座已建成的坝所作的调查和推算。表列为纵向裂缝估算，故破坏斜率应为横向不均匀斜率（即倾度）。

表 1-2 几个坝的横向破坏斜率调查估算

坝名	坝高 (m)	防 渗 体							坝壳 材 料	估 破 斜 率 r_c (%)
		型式	土料名称	塑限 w_p (%)	塑性 指数 I_p	填土 干重 度 (kN/m^3)	填土 含水 量 W (%)	粘粒 含量 P_c (%)		
金 蓝	41.8	心墙	含少量砾的坡积粘土	25.8	14.2	15	24.4	44	砾质砂或 砂卵石	1~1.4
白莲河	55	心墙	花岗岩风化残积砾 质重壤土	20.5	13	16.5	20	30.1	砂砾及 碎石	> 1
观音寺 (施工时)	60	斜墙	坡积壤土						风化砂 质页岩	1 ±
鸡公尖 (施工时)	58.5	斜墙	坡积壤土						风化砂 质页岩	0.9~1.1
毛尖山	72	心墙	花岗岩风化残积砾 质重壤土	20~23	10~13	16.5	21	21~27	砾 质 壤 土	< 1.33
横 山 0+174 断 面	48.6	心墙	凝灰岩风化残积粘土	31.5	19.5	14.1	30	45	砂砾石	> 1
横 山 0+256 断 面	48.6	心墙	凝灰岩风化残积粘土	31.5	19.5	14.1	30	45	砂砾石	> 1

应当指出，关于 r_c 值的变化范围，目前研究很不成熟，由于影响 r_c 值的因素较多，有待进一步调查统计分析，以便得出在不同情况下的 r_c 值标准。至于纵向允许倾度，调查资料更少，岳城水库作过观测，该坝为黄土类中、重粉质壤土均质坝， $I_p = 10 \sim 13$ ，干重度 16.5 kN/m^3 ，含水量 $18\% \sim 20\%$ ，河床段纵向不均匀斜率小于 1.5% 时，未出现裂缝；大于 1.8% 时有裂缝。但对不同土质和压实参数时，不宜引用该数值。

对于坝体横向裂缝的估算，目前尚无精确的方法，因为坝轴由两岸向河心方向位移时，垂直于坝轴方向亦存在变形和沉降，拉应变在两个方向均存在，属空间问题，尤其当坝轴线较短，河谷较深时，空间影响尤为明显。作为粗略估算，可用伦纳德^[7]提出的

近似估算方法，但这已属于半理论方法，越出了经验法的范畴。该法的基本点是：横向裂缝多由坝体在两端向河心位移过程中沿坝轴水平方向出现过大的拉应变 ε_{xx} 引起，当 ε_{xx} 超过土体临界拉应变 ε_c 时，坝体则开裂。而 ε_{xx} 是由沿轴线方向沉降差 Δs 引起， Δs 愈大，则 ε_{xx} 亦愈大，用纵向不均匀斜率 $r_x = \frac{\Delta s}{\Delta x}$ 来判断坝顶横向开裂的可能性。土坝在拉伸破坏时，常属脆性破坏， ε_c 值很小，只是剪应变的几十分之一，可认为破坏拉应变 ε_c 与拉应力 σ_c 大致呈线性关系（与剪切破坏时的剪应变与剪应力呈非线性关系有别），可用弹性变形理论来分析。伦纳德在分析时作了如下假定：

- 1) 坝体为均质、各向同性的弹性体；
- 2) 坝顶、坝底起始时为水平，坝的梯形断面可用等价、等高和恒定的矩形断面来代替，忽略变形后的体积变化（即平面应变问题）；
- 3) 坝顶与两岸接触处，铅直及水平方向均不能变形；
- 4) 坝底的剪应力（其合力为零）对坝顶的变形影响不大，即符合圣维南原理；
- 5) 水库蓄水引起的应力对坝顶轴向应变无大影响。

分析步骤为：

- 1) 将坝顶沿轴线已测出的沉降曲线化为富氏级数，其近似表达式为

$$S(x) = \frac{a_0}{2} + \sum_{n=1}^{\infty} (a_n \cos \alpha x + b_n \sin \alpha x) \quad (1-4)$$

$$\alpha = \frac{n\pi}{L}, \quad (1/m)$$

上二式中 x —— 沿坝轴线的横坐标轴，m；

L —— 坝轴线长，m；

n —— 连续正整数；

a_0 、 a_n 、 b_n —— 富里叶系数。

上式计算甚繁，若把计算参考零点置于坝轴线一端， x 轴与坝轴重合，延拓后上式变为以 $2L$ 为周期的奇函数，则 $a_0 = 0$ ， $a_n = 0$ ，式(1-4)变为

$$S(x) = \sum_{n=1}^{\infty} b_n \sin \alpha x \approx \sum_{n=1}^K b_n \sin \frac{n\pi x}{L} \quad (1-5)$$

$$b_n = \frac{2}{L} \int_0^L S(x) \sin \frac{n\pi x}{L} dx \approx \frac{2}{N} \sum_{i=1}^N S_i \sin \frac{n\pi x}{L}$$

式中 i —— 沿坝轴线分段的序号， $1, 2, \dots, N-1, N$ ；

S_i —— 沿坝轴线第 i 段右边界的沉降量，mm；

N —— 沿坝轴线等距离划分的总段数，即 $\sum i = N$ ；

K —— 达到收敛所需的计算项数，通常 $K \leq N$ 。

- 2) 计算坝顶由沉降差引起坝轴向水平拉应变 ε_{xx} ，按前面的假定和边界条件，其表达式为

$$\epsilon_{xx} = -\frac{1}{H} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\left(\frac{n\pi H}{L}\right)^2}{1 + \frac{n\pi H}{L} \operatorname{cth} \frac{n\pi H}{L}} b_n \sin \frac{n\pi x}{L}$$

$$\approx -\frac{1}{H} \sum_{n=1}^K F_n b_n \sin \frac{n\pi H}{L} \quad (1-6)$$

$$F_n = \frac{\left(\frac{n\pi H}{L}\right)^2}{1 + \frac{n\pi H}{L} \operatorname{cth} \frac{n\pi H}{L}} = \left(\frac{n\pi H}{L}\right)^2 \left/ \left(1 + \frac{n\pi H}{L} \frac{e^{\frac{2n\pi H}{L}} + 1}{e^{\frac{2n\pi H}{L}} - 1}\right)\right. \quad (1-7)$$

上二式中 H ——计算采用等价梁高，即 $H=CH_{max}$ ， H 为最大坝高； C 为系数，一般为 $0.3\sim 0.5$ ，狭谷中的高坝 C 用 0.25 左右，根据河谷形状而定。

3) 核算开裂可能性。当计算点的 $\epsilon_{xx} > \epsilon_c$ 时，则该处坝顶可能开裂， ϵ_c 应通过坝体土的拉伸试验或用土梁弯曲断裂试验来确定。

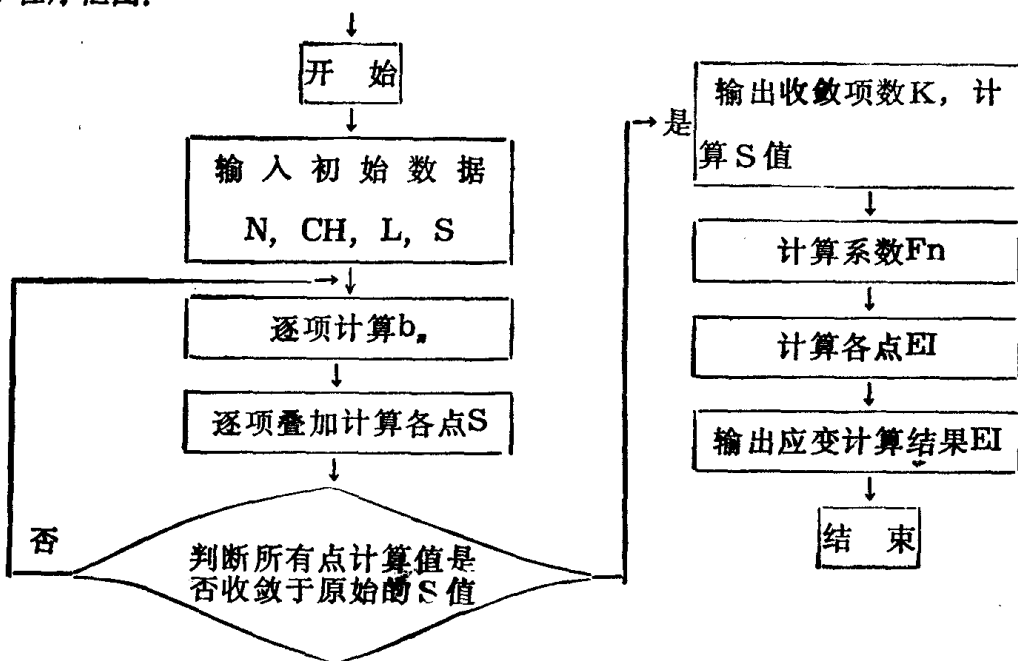
上述计算方法比较繁杂，文献[6]的附录五编写了TQ-16机的坝顶轴向水平应变计算程序，为适应通用机型的语言，本书把TQ-16机用的ALGOL-60语言改编为PC-1500的Basic语言程序。现将公式处理、使用说明、计算框图及程序分列如下：

1) 式(1-4)~式(1-7)的使用，程序规定用式(1-4)计算各点的沉降值与输入原始沉降值的误差小于万分之一为收敛条件(在有效数字范围内完全相等)，当所有计算点满足收敛条件时终止循环，求出收敛所需的项数 K 代入式(1-6)，计算各点的 ϵ_{xx} 。

2) 使用说明。输入初始数据 N ——坝轴线等距离划分的总段数； CH ——计算采用的坝高(m)； L ——坝轴线长(m)； $S(1:N)$ ——沿坝轴各段右边界的原始沉降量(mm)。

输出结果说明：计算结果以两张表格形式输出。表头 K 是算至收敛的实际计算项数。表头为 SI 的是理论计算沉降值(mm)； EI 为计算应变值，以%为单位。两表均逐行从左到右顺列各分段右边界计算值。 SI 及 EI 的打印表格可为纵列格式或平行格式。

3) 程序框图：



4) 程序,

```
5: CLEAR
10: DIM B(100),S(100),T(100),
    F(100)
20: INPUT N
30: INPUT CH
40: INPUT L
50: DATA S1,S2,S3,...Si
60: FOR I=1 TO N
70: T(I)=0
80: READ S(I)
90: NEXT I
100: J=0
110: J=J+1:A=0
120: FOR I=1 TO N
130: F(I)=SIN(3.14159×J×I/N)
140: C=F(I)
150: A=A+S(I)×C
160: NEXT I
170: A=Z×A/N:B(J)=A:K=0
180: FOR I=1 TO N-1
190: T(I)=T(I)+A×F(I)
200: C=T(I)
210: D=S(I)
220: IF ABS(C-D)/D
    >=0.0001 LET K=K+1
230: NEXT I
240: IF K>0 GOTO 110
250: LPRINT "K=" ; J
255: LPRINT TAB7; "SI"
260: USING "####.###"
265: FOR I=1 TO N
270: LPRINT TAB5; T(I)
280: T(I)=0
290: NEXT I
300: FOR K=1 TO J
310: A=3.14159×K×CH/L
320: IF A<10 GOTO 340
330: A=A^Z/(1+A):GOTO 360
340: C=EXP(Z×A)
350: A^Z/(1+A×(C+1)/(C-1))
360: FOR I=1 TO N-1
370: T(I)=T(I)+A×B(K)×SIN
    (3.14159×K×I/N)
380: NEXT I:NEXT K
390: LPRINT TAB7; "EI"
400: FOR I=1 TO N
410: T(I)=-T(I)/CH
415: USING "####.###"
420: LPRINT TAB5; T(I)
430: NEXT I
440: END
```

s_1, \dots, s_i 为实测沉降值, i 为实测值的个数。

应用倾度法计算时,沿坝轴线长度上的沉降曲线很难取得,因为早期建成的坝,很少在施工过程中有沉陷观测资料,大部分位移观测点是在建成后布设,因此存在漏测沉降量的遗补,即观测点埋设前已经发生了的沉降量的推求;基准面的选用,即观测点常常不在同一高程上,在使用已有观测资料时,均需推算到同一高程。而同一土料压缩层中,因其分层厚度不同,土质压缩性能不同而压缩量亦不同。这些问题要得到符合实际的解决办法是困难的,文献[6]提供了一些简化的解决方法,也只能得到一些近似的结果。

(二) 理论计算方法

60年代后,世界高土石坝迅速发展,同时因裂缝形成渗流造成垮坝的恶果时有发生,因而土石坝的变形开裂问题受到重视。克拉夫(Clough,1967)最早用有限元法分析了土坝的变形^[1],但要用数学力学模型及其有关特性参数来如实描述复杂的土石坝,尚待探

索^[1]。苏联吉依吉里鲍莫曾撰写过专著，但仍缺乏适用的方法。下面简要介绍顾淦臣教授根据土石坝变形、拉伸和剪切破坏，按有限元法的基本原理，把弹性力学问题用结构力学方法解的计算方法。

土体破坏形式有剪切破坏和拉伸破坏，与之相应表征指标为抗拉强度和抗剪强度。抗剪强度研究历史悠久，测试方法较为成熟，并已成功地解决了一系列重要问题，如土坡稳定问题，而对高土石坝中出现的拉裂渗漏的研究，起步较晚。当坝体同时存在张拉和剪切时，同一土体的容许拉应力和拉应变远小于允许抗剪强度和剪应变，见图1-4，故拉裂先于剪破。土坝表面开裂多属拉伸破坏，内部开裂有剪切破坏和脆性开裂破坏，填土类和软弱岩石类似，在一定的偏应力下，会产生脆性破坏。

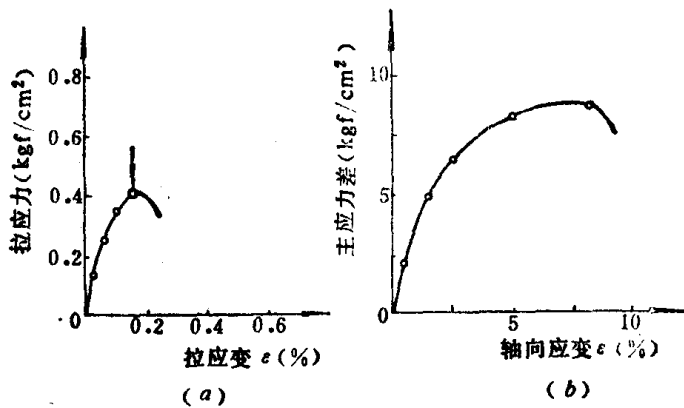


图 1-4 相同土料拉伸和剪切试验的比较(粘性土)
(a)拉伸; (b)剪切

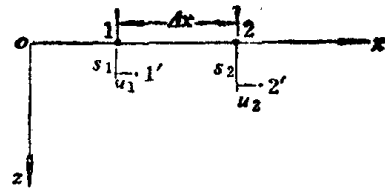


图 1-5 坝顶、铰台纵向位移、垂直位移示意图

1. 土坝破坏验算准则 验算表面裂缝时，可用计算的拉应力、拉应变与筑坝土料的抗拉强度、破坏拉应变对比，当前者小于后者时，不会出现裂缝。

对于坝体内部，计算主应力后，应作三种验算，

- 1) 剪切破坏验算，用摩尔-库伦破坏准则。
- 2) 脆性开裂验算，用三轴抗裂试验成果验算。
- 3) 单纯拉裂验算，用单轴抗拉试验成果验算。

对于窄心墙坝，还应验算在库水位的水头压力作用下不产生水力劈裂。

2. 应变应力计算

(1) 坝体表面的应力、应变:

1) 坝顶和铰台的应变计算。图1-5上 ox 轴沿坝轴线方向， oz 轴垂直向下。水平位移 u 和竖直位移 s 以与坐标轴相同方向为正，相反为负。压应变为正，拉应变为负。因 s 为坝表面至坝基的全部竖直位移，故 Δz 为坝表面至坝基的高度，此值较大，可忽略 ϵ_x 及 γ_{xz} 的

第二项 $\frac{u_1 - u_2}{\Delta z}$ ，得

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_x &= \frac{u_1 - u_2}{\Delta x} = \frac{\xi_1 s_1 - \xi_2 s_2}{\Delta x} \\ \gamma_{xz} &= \frac{s_1 - s_2}{\Delta x} \end{aligned} \right\} \quad (1-8)$$

用下式计算主应变

$$\left. \begin{matrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \end{matrix} \right\} = \frac{1}{2} \varepsilon_x \pm \frac{1}{2} \sqrt{\varepsilon_x^2 + \gamma_{xz}^2} \quad (1-9)$$

如果 $\xi_1 = \xi_2 = \xi$, 则 $\varepsilon_x = \frac{\xi(s_1 - s_2)}{\Delta x} = \xi \gamma_{xz}$, 用下式计算主应变

$$\left. \begin{matrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \end{matrix} \right\} = \frac{1}{2} (\xi \pm \sqrt{1 + \xi^2}) \gamma_{xz} \quad (1-10)$$

上三式中 ε_x —— x 方向的线应变;

γ_{xz} —— xz 平面上的剪应变;

ξ —— 纵向位移比 $\xi = \frac{u}{s}$;

ξ_1 、 ξ_2 —— 分别为点 1 和点 2 的纵向位移比。

在坝的横剖面上, 坝顶和坝台的线应变和主应变把式 (1-10) 中 x 换成 y , ξ 换成横向位移比 $\eta = \frac{v}{s}$ (v 为 y 轴方向位移) 即可。

2) 坝坡斜面的应变计算。图 1-6 上 oy' 为坝坡, 坡角为 θ , s, v 为竖直和水平位移, s', v' 为沿坝坡及垂直坝坡的位移。由几何关系知

$$\begin{aligned} v'_1 &= s_1 \sin \theta + v_1 \cos \theta, & v'_2 &= s_2 \sin \theta + v_2 \cos \theta \\ s'_1 &= s_1 \cos \theta - v_1 \sin \theta, & s'_2 &= s_2 \cos \theta - v_2 \sin \theta \end{aligned}$$

同样, 忽略 $\varepsilon_{y'}$ 和剪应变中的 $\frac{s'_1 - s'_2}{\Delta z'}$ 项, 故

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_{y'} &= \frac{v'_1 - v'_2}{\Delta y'} \\ \gamma_{y'z'} &= \frac{s'_1 - s'_2}{\Delta y'} \end{aligned} \right\} \quad (1-11)$$

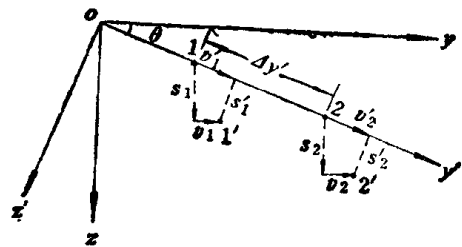


图 1-6 坝坡横向和垂直位移示意图

用下式计算主应变

$$\left. \begin{matrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \end{matrix} \right\} = \frac{1}{2} \varepsilon_{y'} \pm \sqrt{\varepsilon_{y'}^2 + \gamma_{y'z'}^2} \quad (1-12)$$

如果 $\eta_1 = \eta_2 = \eta$, 则主应变为

$$\left. \begin{matrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \end{matrix} \right\} = \frac{1}{2} (\sin \theta + \eta \cos \theta \pm \sqrt{1 + \eta^2}) \frac{s_1 - s_2}{\Delta y'} \quad (1-13a)$$

对比式 (1-10) 和式 (1-13a) 可以看出, 当竖直位移差相等时, 斜坡上的应变比平面上的应变大, 且 θ 愈大, 应变愈大, 则愈易裂缝。

3) 应力计算。主应变算出后, 可从填土的单轴拉伸或压缩试验得到的应力与应变关系曲线上查得主应力。若主应变为正值, 在压缩曲线上查。主应变为负值, 在拉伸试验曲线上查, 其主应力为拉应力。图 1-7 为单轴拉伸试验的应力与应变曲线图。

(2) 坝体内的应力、应变计算。坝体内部处于三向应力状态, 应按空间问题计算,

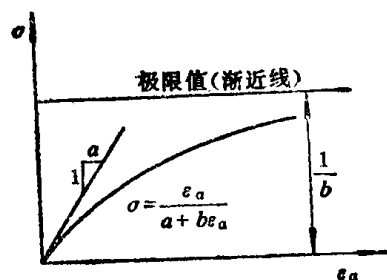


图 1-7 单轴拉伸试验应力与应变曲线

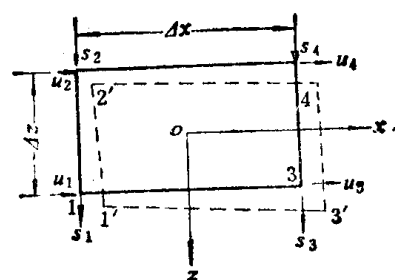
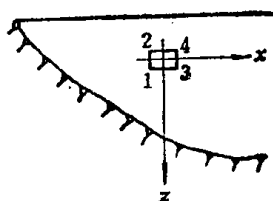


图 1-8 平面应变矩形单元位移示意图

为简化计，沿坝轴线方向竖直剖面及河床坝段的最大横剖面可近似用平面应变问题考虑。

坝体应力可用有限元法或弹性力学方法计算。坝体内部三轴抗裂强度可由三轴拉伸试验取得，抗剪强度由三轴剪切试验得到。有限元法是把连续弹性体分割成许多离散单元，各单元由结点相互铰接在一起。假定单元的变位是坐标的线性函数，通过几何方程、物理方程及虚功原理，可求出单元结点位移和结点力的关系。而结点力等于结点荷载，故结点荷载可用结点位移来表示，这是结点平衡方程。对于平面应变问题，每个结点可列 $\Sigma x_i = 0$ 和 $\Sigma y_i = 0$ 两个方程；对于空间问题，每个结点可列三个平衡方程，即 $\Sigma x_i = 0$ ， $\Sigma y_i = 0$ 和 $\Sigma z_i = 0$ 。解各平衡方程可得到结点的位移。然后由几何方程求各单元的应变，用物理方程求各单元的应力。这样，有限元法将把弹性力学问题用结构力学方法来解，简化了计算。但在计算中应考虑土石坝并非完全弹性体，应力和应变呈非线性关系，在应力矩阵中，弹性模量和泊桑比是随应变而变化，常用切线模量和切线泊桑比。下面就已具备了施工和运行期垂直和水平位移观测资料的平面应变问题作简单介绍：

粘土心墙坝或均质坝沿坝轴线的剖面（纵剖面）可作为平面应变问题。图1-8为坝体纵剖面内的一个单元，用1,2,3,4表示， x 轴沿坝轴方向， z 轴为竖直方向。单元体受外荷后产生变位，水平方向位移为 u_1, u_2, u_3, u_4 ，竖直方向位移为 s_1, s_2, s_3, s_4 。单元体水平方向宽度为 Δx 、竖直方向为 Δz 。符号规定：正应变以压为正，剪应变以直角增大为正，正应力和主应力以压为正，剪应力以逆时针方向为正。

位移和应变之间关系的几何方程为

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_x &= \frac{\partial u}{\partial x} \\ \epsilon_z &= \frac{\partial s}{\partial z} \\ \gamma_{xz} &= \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial s}{\partial x} \end{aligned} \right\} \quad (1-13b)$$

式中 ϵ_x 、 ϵ_z ——分别为 x 方向和 z 方向的正应变；

γ_{xz} —— xz 平面的剪应变；

u 、 s —— x 和 z 方向的位移。

单元中心应变为周围应变的平均值