

层状岩体坝基抗滑稳定分析 中的几个问题

陆 家 佑

(水利部天津勘测设计院科研所)

提 要

层状岩体坝基抗滑稳定分析是坝工建设中重要问题之一。但是分析方法还不完善,目前正进行多方探索,其中用极限平衡理论进行分析比较普遍,近年来有限单元法也在逐步开展,有的工程还补充进行脆性材料模型试验。本文以某工程为例,介绍了上述方法的应用,并对稳定分析中的一些问题提出初步看法。

一、前 言

本文涉及的工程为一浆砌块石重力坝,坝高95m,坝址区的地层有震旦系下部石英砂岩、石英岩、砂页岩与太古界片麻岩。石英砂岩按其性质不同共分九大类,中间夹有多层软弱夹层,产状倾向下游,倾角6~8度,夹层为薄层页岩和粉砂岩。由于构造变动、地下水 and 风化作用,软弱夹层泥化。震旦系与下伏片麻岩呈角度不整合接触。

大坝建筑在Ⅱ~Ⅵ层上。层间夹泥除Ⅱ层底与Ⅳ层底为2~5cm,分布稳定外,一般均为1~5mm。对坝体稳定性影响最大的是河床段的Ⅱ—5层和 C_{n72} 层,这两层的间距为2.5m。

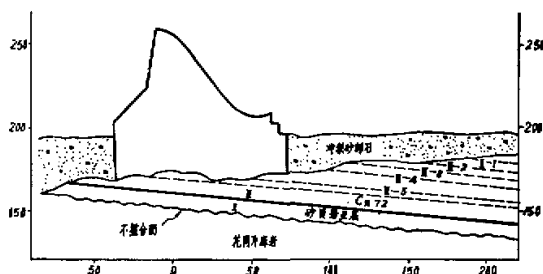


图 1

图1为河床段典型坝段地质纵剖面。

坝址附近有四条较大的断层,其中 F_4 断层与坝轴线成 $45^\circ \sim 50^\circ$ 交角,倾角 65° ,为张扭性结构面,破碎带宽8~10m,与坝体一部份较接近。在河床段,作坝型比较方案时,对于底流溢流方案的有限单元应力计算和脆性材料模型试验中,考虑了 F_4 断层的影响。

坝址区裂隙发育,倾角在 70° 以上,属扭性或张扭性结构面,近地表裂隙多呈张开状,并有粘土充填。

对坝基石英砂岩和软弱夹层进行了一系列调查与室内外试验,在查明的软弱夹层中,以Ⅱ—5和 C_{n72} 两个夹层抗剪强度最低,其摩擦系数分别为0.22~0.25及0.22~0.29。坝基抗滑稳定分析用了传统的极限平衡理论,此外还进行了有限单元法应力分析和脆性材料模型试验。

二、岩体力学性质

首先,对岩体的变形特性和软弱夹层的抗剪特性进行了试验研究。

静力法测弹性模量在探洞中进行,采用千斤顶平板法加载,用弹性理论中布辛涅斯克(Boussinesq)公式计算,即

$$E = \frac{pbW(1-\mu^2)}{s} \quad (1)$$

式中 p 为压应力, b 为承压板尺寸(圆形板为直径,方形板为边长), s 为岩体变形量, W 为刚度系数(测点在加压板下,圆形板 $W=0.79$, 方形板 $W=0.88$)。

试验过程中按 $5\text{kg}/\text{cm}^2$ 为一级,逐级加载、卸载,最大荷载为 $30\text{kg}/\text{cm}^2$ 。考虑到坝基地质构造复杂,不仅测量了垂直方向弹性模量,还测量了水平方向弹性模量,试验表明岩体呈各向异性。此外,在每一级荷载下岩体都产生残余变形(图2)。对应力-变形曲线线性化,由加载曲线计算每一级应力的变形模量,由卸载曲线计算弹性模量。

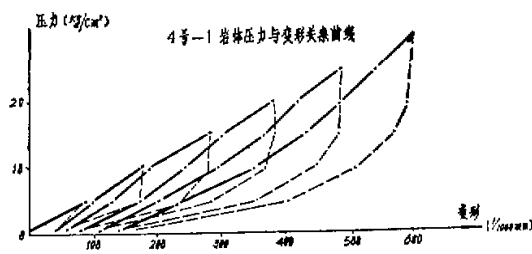


图 2

众所周知,有限单元法结合电子计算机计算应力分布精度很高,它还可以处理非线性物性关系。因此坝基岩体应力计算的关键主要取决于应力-应变曲线是否符合实际,这里对复杂的岩体应力-应变关系采用了简单的处理方法,因而影响了有限单元法的计算精度。应力计算要求提供完整的应力-应变曲线。由于布辛涅斯克公式是弹性解,不能用于非线性阶段。因此,需要考虑合理的试验方法。在现场原位岩柱体的单轴、常规三轴($\sigma_2 = \sigma_3$)或不等压三轴($\sigma_2 \neq \sigma_3$)压缩试验,方法简单,可以直接得到应力-应变曲线,值得尝试。

Ⅱ-1、Ⅱ-2、Ⅱ-3、Ⅱ-5、 C_{n72} 等夹泥层都在现场做了直剪试验,试件尺寸为 $50 \times 50\text{cm}$,

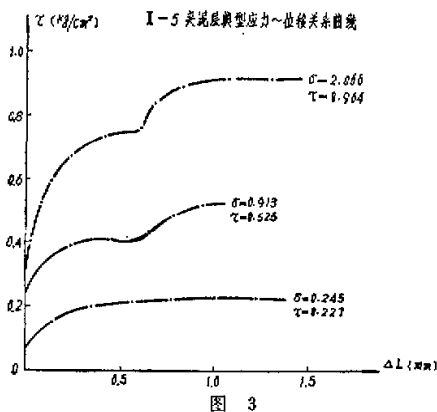


图 3

采取饱和固结快剪。此外,还取了原状试样做成 $15 \times 15\text{cm}$ 试件在室内进行中型饱和直剪试验。又取了部份扰动土在室内用人工控制含水量的重塑土样,在直剪仪上进行固结快剪。

通过试验弄清楚了Ⅱ-5和 C_{n72} 两个夹泥层抗剪强度最低,因而夹泥层是坝基滑动破坏的控制层。图3是Ⅱ-5夹泥层的典型应力-位移曲线,可见夹层是塑性破坏,根据现场试验结果取屈服值,Ⅱ-5和 C_{n72} 的摩擦系数分别为 $0.22 \sim 0.25$ 及 $0.22 \sim 0.29$,凝聚力分别为 $0.14\text{kg}/\text{cm}^2$ 和 $0.08\text{kg}/\text{cm}^2$ 。图3所示的变形曲线,下面一条为沿夹泥层本身破坏和部份沿夹

泥层与岩石接触面破坏,上面两条为岩石起伏差大于夹泥层厚度,因此变形曲线呈台阶形上升。

夹泥层的强度取决于层面的粗糙度和夹泥层厚度。当接触面光滑而夹泥层厚度又较大时,则其强度很小,甚至低于夹泥本身强度,故沿岩石和夹泥层接触面剪断。当夹泥厚度小于岩面起伏差时,上下岩面咬合并对抗剪强度起控制作用,夹泥只起“润滑”作用,夹层的强度比夹泥本身强度高。当局部没有夹泥时,形成岩面之间摩擦,强度显著增加。如果夹层上下有岩石错列,沿一部份岩石剪断,抗剪强度大为提高。

极限平衡理论只用强度值,有限单元法应力计算中没有用到夹泥层的物性关系。因此对试验曲线仅仅用了应力与水平变形曲线中某一特征点确定强度指标,试验过程中没有注意测量正应力与垂直变形关系曲线。但是,为了研究夹泥层的力学模型,夹泥层中垂直和水平方向的应力-应变关系是同等重要的,今后应该为建立夹泥层力学模型积累资料。

三、脆性材料结构模型试验

这部份工作主要是配合选择坝型进行的,一共做了五个比较方案,这里不拟细谈,本文只讨论坝基滑动模型的应用和有关的岩体力学问题。

层状岩体模型中模拟了石英砂岩和花岗岩片麻岩,对延伸较长的底流方案考虑了 F_4 断层,对于软弱夹层只考虑了Ⅱ-5和 C_n72 两层,取 $c=0$,只模拟了 f 值。齿槽的混凝土和岩体接触面上,摩擦系数比下游部份略为降低。

静力弹性模型试验的相似率,有两个独立相似系数,即几何比与应力比,它们分别是

$$C_L = \frac{L_P}{L_M} \quad (2)$$

和

$$C_\sigma = \frac{\sigma_P}{\sigma_M} \quad (3)$$

式中 L 和 σ 分别表示几何尺寸和应力,下标“ P ”表示原型,“ M ”表示模型。材料容重的因次为 $\rho = \sigma L^{-1}$,因此容重的相似系数为

$$C_\rho = \frac{\rho_P}{\rho_M} = \frac{\sigma_P L_P^{-1}}{\sigma_M L_M^{-1}} = \frac{C_\sigma}{C_L} \quad (4)$$

静力弹性模型只要选定几何比、应力比就可以确定容重比。然后根据弹性模量比选定模型材料即可。

因为试验一直进行到破坏,因此还需要夹层和围岩强度相似,对于软弱夹层,抗剪强度为因为

$$[\tau] = f\sigma + c \quad (5)$$

c 值很小,取 $c=0$, f 是无因次量,只要 $f_M = f_P$,夹层的强度就满足相似率。至于围岩,无论抗压、抗拉和抗剪强度都不满足相似率。

模型中Ⅱ-5和 C_n72 两个夹层,没有考虑应力-应变关系与原型相似,根据图3,夹泥层的剪切破坏过程为塑性破坏(稳定滑动),至于模型在剪切破坏过程中多次伴发声响并出现应力降低,可以推断它接近脆性破坏(粘-滑),二者的机制不一样。至于围岩比例极限(或屈服极限)以后的应力-应变曲线没有考虑服从相似率,实际上由于岩体变形试验加载方法的限制,模型上也无法模拟。

因此,模型试验对弹性范围内(围岩和夹层都在弹性范围内)的应力分布满足相似率,当坝基受拉应力作用开裂或沿软弱夹层错动以后,试验结果中无论应力、变形、破坏型式和超载系数都不满足相似率,都是近似的。至于抗滑安全系数,模型试验中以施加荷载与设计荷载之比定义,以开始滑动和极限状态的超载比值,得下限安全系数 K_1 和上限安全系数 K_2 。 K_1 的近似程度比 K_2 好。

此外,试验技术上存在两个问题。一是模型容重不满足相似率,须施以体积力补偿,而施加体积力又不方便,因而采用表面力代之。另一项是加载用千斤顶和静重,通过传力垫板传力,因此在着力部位的位移边界条件被改变。这两个原因对坝趾岩体破坏型式和 K_2 的大小有一定影响。

模型试验用于方案比较,由于各个方案模型的初始条件和边界条件大体一致,只是在模型破坏以后,破坏发展和应力调整情况才各不相同。因此,对选定坝型,还是有一定参考价值。

模型试验关于坝基破坏机制,可以得到一些启示。以某一坝型为例(图4),坝体上游端挖一齿槽,切断两个软弱夹层。试验过程中,上游岩体最先产生拉应力裂缝,这时虽然没有危及大坝安全,但是应力重分布以致使夹层和坝趾岩体增加负担。随后,坝基沿软弱夹层错动,最终的错动状况可由图4中的标记1、2、3看出。由于齿槽处混凝土与岩石接触面的 f 值大于软弱夹层,并且坝体在角点处应力集中,坝体产生裂缝。最终在坝下游岩体主应力差较大的区域产生剪切破坏。当沿软弱夹层滑动破坏阶段,滑动瞬间位移突增,水平压力下降,并伴发清脆的破裂声。

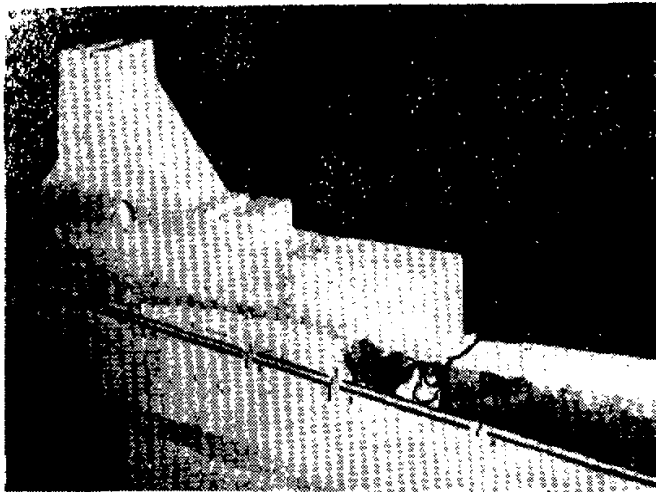


图 4

从破坏现象看,沿上游岩体、坝体和沿软弱夹层的滑动破坏都比较符合实际情况。坝趾岩体的破坏机制,由于受到上述种种影响,可能与实际情况有较大出入。特别是在原型中,由于这部份岩体垂直应力较小,岩体裂隙的产状和力学特性对破坏机制的影响比其它部位都大。有的同志提出,坝基抗滑稳定分析应该从计算破裂面发展过程中应力的变化及其相互影响,直到岩体最后失去承载能力。那么,坝趾岩体的破坏机制应该作充分的研究,以便建立

破坏准则。但是,本文提到的脆性材料模型试验还不能进行这种研究工作,根据模型试验结果,建立破坏准则需要谨慎从事。

四、关于极限平衡理论

用极限平衡理论分析抗滑稳定性时,假定倾向下游的软弱夹层为一滑动面 BC ,坝趾处有一垂直剪切破裂面 CE (图5),当滑动面处于极限状态时,坝后岩体沿 CD 面破坏,转移到下游岩体上的力 R 为:

$$R = \frac{\sum H \cos \theta + (\sum V + G_1) \sin \theta - f_1 [(\sum V + G_1) \cos \theta - \sum H \sin \theta]}{\cos(\varphi - \theta) - f_1 \sin(\varphi - \theta)} \quad (6)$$

然后假定坝后岩体破坏面与水平面成 α 角,根据下式

$$K = \frac{f_2 [R \sin(\varphi + \alpha) + G_2 \cos \alpha]}{R \cos(\varphi + \alpha) - G_2 \sin \alpha} \quad (7)$$

用一组 α 值代入试算,用 K 为最小值确定 CD 面, K 即为抗滑稳定安全系数。式中 $\sum V$ 为 AE 面以上的总重量, G_1 为岩体 $ABCE$ 的自重, G_2 为岩体 CDE 的自重, f_1 、 f_2 、 f_3 分别为软弱夹层和第一破裂面、第二破裂面的摩擦系数, θ 、 α 分别为软弱夹层和第一破裂面与水平面的夹角, φ 为 R 的作用方向 (与水平面的夹角), 这里取 $\varphi = \arctan f_3$ 。

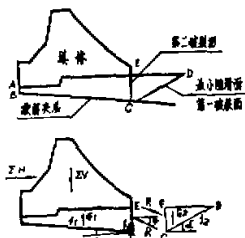


图 5

需要指出,公式(6)没有考虑夹层阻滑安全系数,事实上相当于阻滑安全系数 $K = 1$,因此公式(7)的计算值不能代表坝基的整体安全系数。

鉴于极限平衡理论的基本假定过于简化,不能反映坝基受力后的实际工作状态,即使安全系数 K 满足设计规范的要求,还不充分,于是又增加了补充条件,用 CE 面上的水平应力 σ_x 控制设计,并按下式算 σ_x :

$$\sigma_x = \frac{R \cos \varphi}{h} \quad (8)$$

式中 h 为第二破裂面高度,对允许值 $[\sigma_x]$ 作了如表1的规定。

表1 允许 $[\sigma_x]$ 的规定

部 位	$[\sigma_x]$ kg/cm ²	
	设计条件	校核条件
坝段 9	2.0	3.5
坝段 8, 10	3.0	4.5

这里,计算 σ_x 的公式是粗略的,允许值 $[\sigma_x]$ 的规定也缺乏充分依据。在实际设计中, K 值普遍比规范要求大,有的大了几倍,仍然不敢采用,结果就形成用 $[\sigma_x]$ 控制断面尺寸的局面。

石英砂岩岩块的抗压强度较高,根据少量试验数据,其湿抗压强度大于 2000 kg/cm²。如果岩体比较均匀, $[\sigma_x]$ 限制为 2、3 kg/cm², 显得偏小。如有低倾角裂隙,可以认为裂隙面即为 CD 面。但是在坝趾处裂隙为 80° 高倾角,它对阻滑起的作用比较有利。用 σ_x 控制设计同样不反映坝趾破坏的实际情况,无助于弄清问题,可能反而使设计偏于保守。

五、关于应力分析

有限单元法应力分析中,坝基用三角形单元,对II-5和C_n72两软弱夹层当作“层状介质”,沿层面的法向只能传递压应力,不能传递拉应力,夹泥层传递剪应力的最大值不超过 $|f\sigma_n|$ 。按初应力法分析应力,先把层状介质当作均匀弹性介质,计算应力场 $\{\sigma_0\}^e$,然后与夹泥层的强度条件比较,可能出现如下情况:

- (1) $\sigma_{oy}' > 0$, 夹层拉开, 不传递剪应力;
- (2) $\sigma_{oy}' < 0$, $|\tau_{ox'y'}| > -f\sigma_{oy}'$, 层状介质仍处于弹性状态, 第一次计算值即为其解;
- (3) $\sigma_{oy}' < 0$, $|\tau_{ox'y'}| > -f\sigma_{oy}'$, 剪应力超过极限状态, 实际上不存在, 实际应力为

$$\{\sigma_t'\} = \begin{Bmatrix} \sigma_{ox}' \\ \sigma_{oy}' \\ |f\sigma_{oy}'| \end{Bmatrix} \quad (9)$$

需要对计算值与实际应力的差值

$$\{\sigma\}^e = \{\sigma_0\}^e - \{\sigma_t'\}^e \quad (10)$$

进行调整。

非线性问题中的初应力法, 先解线性方程组

$$\{\delta_i\} = [K_o]^{-1}\{R_i\} \quad (i = 0, 1, 2, \dots) \quad (11)$$

以实际外荷载 $\{R_o\}$ 求 $\{\delta_o\}$

$$\{\delta_o\} = [K_o]^{-1}\{R_o\} \quad (12)$$

并计算弹性应力 $\{\sigma_0\}$, 再与前述的判断标准进行比较, 计算其应力差 $\{\sigma_0'\}$, 然后按

$$\{F_o\} = \int [B]^T \{\sigma_0'\} t dx dy \quad (13)$$

计算失衡等效节点力 $\{F_o\}$, 再接

$$\{\delta_1\} = [K_o]^{-1}\{R_o + F_o\} \quad (14)$$

重复上述步骤迭代, 直到

$$\{\delta_n\} = [K_o]^{-1}\{R_o + F_n\} \quad (15)$$

使得

$$\{\delta_n\} - \{\delta_{n-1}\}$$

小于允许精度为止。

考虑到坝踵范围内大部份单元水平方向都出现拉应力, 坝基中高倾角裂隙发育。因此第一次应力调整时, 按某一条单元分界线开裂(计算中采用了坝踵的垂直分界线), 该分界线上的节点用双节点代替, 分界面当自由边界处理。

应力计算的结果与模型试验比较, 在坝踵处产生拉应力以致于出现裂缝, 基本上是一致的。夹泥层的滑动尚无完整资料可作比较。应力计算中滑动量最大的部位往往在坝踵与坝趾之间, 模型试验没有记录到开始滑动的部位。从最终破坏型式看, 夹层错动是上游错缝大, 下游错缝小。

这里所应用的初始应力法解非线性问题, 应力变化服从弹性规律。只是把超过破坏条件的多余应力进行再分配, 并没有同时考虑应力和变形, 且未与夹泥层的应力-应变关系相比较进行应力调整。这种处理方法是够完善的。

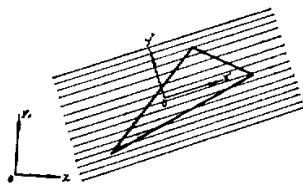


图 6

六、关于抗滑稳定安全系数

模型试验采用超载系数为安全系数。 K_1 是夹泥层开始滑动的超载系数,即下限安全系数, K_2 是坝基破坏失去承载能力的超载系数,即上限安全系数。

按理,极限平衡理论中 c 、 f 值应该用极限强度准则确定,并估算上限抗滑安全系数。因为设计规范规定 $K=1.1\sim 1.0$ (某种特殊荷载组合允许 $K=1.0$),这样它就不能保证坝基处于安全工作状态,于是只好修正强度参数。这里采用屈服准则确定 c 、 f 值。现在流行的取值方法除屈服准则外还有以下准则:比例极限、残余强度、试体上抬、最大位移、流变强度等。由于取值方法很多,所以给选定强度参数值造成困难和混乱。

有限单元法是计算应力的强有力的工具,但是目前在判定抗滑稳定性方面还没有发挥很好的作用。实际上用应力分布确定下限安全系数已属可能。随着进一步弄清层状岩体滑动破坏过程,并建立力学模型,用有限单元法计算上限安全系数也是可能的,并且能比极限平衡方法更好的反映实际情况。

表2 各种坝型的超载系数

坝型	K_1	K_2	K_2/K_1
I	0.84	1.72	2.25
II	0.96	2.56	2.69
III	1.49	5.08	3.41
IV	1.79	5.97	3.34
V	1.84	10.01	5.44

从坝基允许工作条件看,控制软弱夹层的剪应力,使夹泥层不产生错动,比较合理。同时,在坝趾破坏机制尚不十分清楚的条件下,采用下限安全系数,可以避免假定坝趾破坏机制的缺陷。今后,即使按逐点破坏过程计算上限安全系数达到比较精确可靠的地步时,下限安全系数仍然是衡量坝基安全工作的基本参数之一。

由于极限平衡方法是重力坝设计规范推荐的方法,对它合理的应用,必须用以计算上限安全系数 K_2 。这里产生的问题是,当夹泥层上开始错动的某一点的应力计算下限安全系数 K_1 ,

$$K_1 = \frac{f(\sigma_n - P) + c}{\tau} = 1.1 \sim 1.0 \quad (16)$$

式中 σ_n 、 τ 为夹泥层的正应力和剪应力, P 是裂隙水压力。那末, K_2 取多大数值,才能使其反映的坝基工作条件大体与式(16)相当?模型试验给了我们一些启发,五个坝型初始滑动和最终破坏时的超载系数列入表2。可以看到坝型II中 $K_1 < 1$, $K_2/K_1 > 2$;坝型III中 $K_1 > 1$, $K_2/K_1 > 3$ 。根据这少量初步成果推测,如 K_1 取 $1.1\sim 1.0$, K_2 大体在3左右。

因此, K_2 可以考虑在4~2范围内,即

$$K_2 = \frac{f \sum (W - U) + CA}{\sum H} = 4 \sim 2 \quad (17)$$

式中 W 、 H 为夹泥层上的总荷载的垂直分量和平行分量, U 为浮托力, A 为夹泥层面积。

由于模型试验资料有限,岩石直剪试验初裂与破坏强度缺少系统资料,建议取 $K_2 = 4 \sim 2$ 仅是初步的。

七、关于强度参数取值准则

已经明确了坝基允许工作条件和上、下限安全系数的含义以及它们的近似比值。还需要明确强度参数的取值。

在应力计算中,对于夹泥层应该根据应力-应变关系建立力学模型,要弄清其屈服状态和破坏状态,以及描述这两个状态的强度参数和应变强化参数。对于理想塑性夹泥层,没有应变强化,屈服状态和破坏状态是一致的。

在极限平衡方法中,对于脆性破坏,可取极限强度值;对于塑性破坏,可取屈服强度值。

八、结 论

层状地基抗滑稳定分析十分复杂,要多方面做工作。首先要弄清岩体的力学性质。现在已经逐步把围岩和夹泥层分别处理了。随着计算理论和计算方法的发展,需要深入认识岩体力学性质,力求反映其真实的变形特性和破坏机制。

极限平衡方法、模型试验和有限单元法各有优缺点。极限平衡法假定过于简化,但是计算简捷;模型试验相似条件尚不能完全满足,但是可以得到直观现象;有限单元法方便灵活,计算精确度高,不仅可以判断抗滑安全度,还可以指导坝基加固处理。几种方法配合使用,取长补短可以得到较好的效果。

抗滑安全度可以用初始破裂和最终破坏两个特征阶段判别。如果用初始破裂作为大坝允许工作条件,并且取 $K_1 = 1.1 \sim 1.0$ 。初步考虑 $K_2 = 4 \sim 2$ 。

在极限平衡方法中,对于脆性破坏,强度参数由极限强度准则确定;对塑性变形,由屈服准则确定。在应力计算中,最好根据应力-应变试验建立力学模型。

参 考 文 献

- 〔1〕 水利水电科学院岩基组,岩基上混凝土坝抗滑稳定性研究初步报告,水利学报,第1期,1962,第44~52页。
- 〔2〕 河北省水利水电学院、朱庄水库指挥部试验组,朱庄大坝抗滑稳定性模型试验总结报告,河北水利水电学院科技剪辑,第3期,1975。
- 〔3〕 水利电力部第十三工程局勘测设计院、北京大学汉中文分校固体力学教研组、河北省朱庄水库工程指挥部,用有限单元法对有软弱夹层的地基和坝体应力的分析,水利水电工程应用电子计算机资料选编,水利电力出版社,1977,第77~86页。
- 〔4〕 陆家佑,岩体不连续面的力学特征与坝基抗滑稳定分析,水利水电岩石力学情报网,岩石力学,1,1978,第29~46页。
- 〔5〕 Zienkiewicz, O. C., et al, The Finite Element Method in Engineering Science, 1971, McGraw-Hill.

Some Problems Related to the Stability Analysis of a Dam on Layered Rock Foundation

Lu Jia-you

(Research Division, Tianjin Institute of Design and Exploration, Ministry of
Water Conservancy)

Abstract

The stability analysis of a dam on layered rock foundation is one of the important problems encountered in dam construction. But now, the methods available for analysis are far from being complete. Among the various methods, the limit equilibrium method for the calculation of the stability of a dam is applied more widely. The finite element method is also used increasingly. Moreover, the model test made of brittle material gives us some supplementary information. This paper describes and discusses the use of these methods with a dam as an example.
