

# 铜街子电站坝基软弱夹层抗滑稳定 分析及其加固处理研究

成都科技大学

陆文海

## 一、坝基地质特点

铜街子水电站(以下简称铜站)为大渡河中游梯级开发的最末一个梯级,装机容量60万千瓦。枢纽水工建筑物包括:厂房坝段,混凝土溢流坝段,筏闸和左右岸挡水坝段等部分。

混凝土溢流坝每一坝段宽20米。溢流堰顶高程458.5米,正常挡水位474米,最大坝高59米。坝下游采用底流式消能,护坦高程424.5米,长145米。为了增加坝体抗滑稳定性,在坝踵上游设置了长43米的混凝土阻滑板。

大坝位于第五层玄武岩上,坝基内层间错动、层内错动和断层均较发育,其中层间错动 $C_5$ 位于坝基下20~35米。坝基的地质剖面如图1所示。坝基地质条件具有以下三个明显的特点:

1. 坝基软弱夹层 $C_5$ 以 $6^\circ 30'$ 的缓倾角向下游倾斜,因其抗剪强度低( $f_1 = 0.25$ ,  $C_1 = 0$ ),变形模量小(125公斤/厘米<sup>2</sup>)且呈连续分布。因此,极易形成坝基深层滑动面;

2. 断层 $F_6$ 以 $14^\circ$ 倾角向上游倾斜,其抗剪强度亦低( $f_2 = 0.35$   $C_2 = 0$ )变形模量也小(400公斤/厘米<sup>2</sup>)。与 $C_5$ 交汇后构成了坝基天然的双斜软弱滑动面;

3. 软弱夹层 $C_5$ 厚0.5米,断层 $F_6$ 厚约3米。由于二者厚度较大,变模过小,极易造成严重的坝基变形问题。

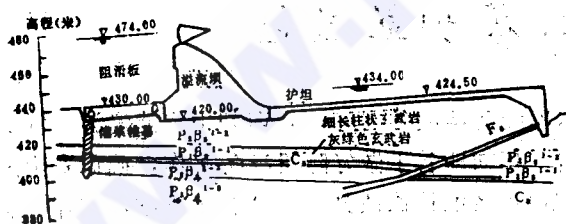


图1 坝基地质剖面示意图  
(地质纵3以右移8米)

## 二、坝基深层滑动的可能形式

根据坝基地质条件特点,坝基深层滑动的可能形式有以下三种(图2):

- 1 沿bde滑动面滑动(图2a);
- 2 沿bfg滑动面滑动(图2b);
- 3 断层 $F_6$ 在推力作用下,产生较大压缩变形,从而使坝基沿 $C_5$ 的bf段滑动。

### 三、坝基沿 bde 滑动面滑动的计算

当坝趾下游岩体坚固完整、体积巨大时,基岩在推力作用下将沿  $C_b$  的 bd 段及尾岩中 de 面滑动, cde 岩体称抗力体。如坝下岩体中没有 de 结构面, 则假设不同的  $\beta$  角, 根据抗滑稳定系数最小的原则试算确定 de 滑动面。其 de 面上的抗剪强度指标, 应采用尾岩岩体的抗剪强度指标数值。

按极限平衡理论计算坝基沿 bde 滑动面的抗滑稳定安全系数时, 有三种常用方法(图3):

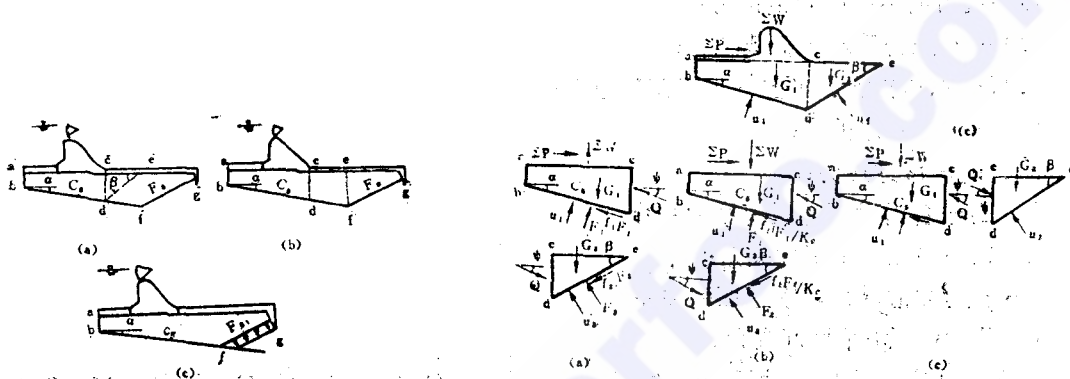


图 2

图 3

#### 1. 被动抗力法 (图 3 a)

设抗力体处于极限平衡状态, 求得抗力体产生的被动抗力  $Q$ , 再计算主滑动面 bd 上阻滑力与滑动力之比, 并以之作为沿 bde 滑动面的抗滑稳定安全系数  $K_c$ , 具体计算公式为:

$$Q = \frac{f_2(G_2 \cos \beta - u_2) + G_2 \sin \beta}{\cos(\psi + \beta) - f_2 \sin(\psi + \beta)} \quad (1)$$

$$K_c = \frac{f_1[(\sum W + G_1) \cos \alpha - Q \sin(\psi - \alpha) - \sum P \sin \alpha - u_1] + Q \cos(\psi - \alpha)}{(\sum W + G_1) \sin \alpha + \sum P \cos \alpha} \quad (2)$$

#### 2. 等稳定法 (图 3 b)

令主滑动块 abcd 与抗力体 cde 具有相等的抗滑稳定安全系数  $K_c$ , 可列出以下计算公式:

$$Q = \frac{f_2(G_2 \cos \beta - u_2) + K_c G_2 \sin \beta}{K_c \cos(\psi + \beta) - f_2 \sin(\psi + \beta)} \quad (3)$$

$$K_c = \frac{f_1[(\sum W + G_1) \cos \alpha - Q \sin(\psi - \alpha) - \sum P \sin \alpha - u_1]}{(\sum W + G_1) \sin \alpha - Q \cos(\psi - \alpha) + \sum P \cos \alpha} \quad (4)$$

计算时首先假设  $K_c$ , 由式 (3) 求  $Q$ , 再代入式 (4) 求  $K_c$ 。如果与假设相等即为所求。

#### 3. 剩余推动力法 (图 3 c)

首先计算主滑动块 abcd 沿 bd 面的阻滑力与滑动力之比  $K_1$ , 即

$$K_1 = \frac{f_1[(\sum W + G_1) \cos \alpha - \sum P \sin \alpha - u_1]}{(\sum W + G_1) \sin \alpha + \sum P \cos \alpha} \quad (5)$$

当  $K_1 < 1.0$  时, 说明主滑动块不能稳定。令主滑动块处于极限平衡状态, 可求得不能平衡

的剩余推力Q, 并将其传至抗力体上, 然后得出抗力体的抗滑稳定安全系数, 以之作为坝基的抗滑稳定安全系数  $K_c$ 。其计算公式为:

$$Q = \frac{(\sum W + G_1) \sin \alpha + \sum P \cos \alpha - f_1 [(\sum W + G_1) \cos \alpha - \sum P \sin \alpha - u_1]}{\cos(\psi - \alpha) - f_1 \sin(\psi - \alpha)} \quad (6)$$

$$K_c = \frac{f_2 [Q \sin(\psi + \beta) + G_2 \cos \beta - u_2]}{Q \cos(\psi + \beta) - G_2 \sin \beta} \quad (7)$$

以上式(1)~(7)中:

Q—抗力或不平衡剩余推力;

$\sum P$ —水压力等水平荷载总合;

$\sum W$ —坝体自重、水重等垂直荷载总合;

$G_1$ 、 $G_2$ —岩体重量;

$u_1$ 、 $u_2$ —渗透压力;

$f_1$ 、 $f_2$ —各滑动面的抗剪摩擦系数;

$\alpha$ —软弱夹层与水平面夹角;

$\beta$ —抗力体滑动面与水平面的夹角;

$\psi$ —抗力Q与水平面间夹角。

按照上述方法, 取一个坝段  $B = 20$  米进行计算。已知  $\sum P = 46,000$  吨;  $\sum W = 134,959$  吨;  $G_1 = 59,319$  吨;  $u_1 = 15,200$  吨;  $u_2 \approx 0$ ;  $f_1 = 0.25$   $f_2 = 0.65$ ;  $\alpha = 6.5^\circ$ ; 设  $\psi = \alpha = 6.5^\circ$ ; 计算求得  $\beta = 25^\circ$ , 计算结果如表1所示。

表 1 坝基沿 b d e 滑动面的  $K_c$  值

| 被动抗力法        |       | 等 稳 定 法      |       | 剩 余 推 力 法        |       |
|--------------|-------|--------------|-------|------------------|-------|
| 抗 力 Q<br>(吨) | $K_c$ | 抗 力 Q<br>(吨) | $K_c$ | 剩 余 推 力 Q<br>(吨) | $K_c$ |
| 64,568       | 1.59  | 40,639       | 1.59  | 24,542           | 3.89  |

4. 现仅就计算中的若干问题简要分析如下:

(1) 抗力法系假设抗力体处于极限平衡状态, 而以主滑动面bd的抗滑稳定安全系数代表沿bde的  $K_c$  是不准确的。等稳定法由于抗力体为坚硬岩体, 失稳时属脆性破坏, 而主滑面bd为软弱夹层, 失稳时属塑性破坏, 因此令二者  $K_c$  值相等也不够合理。剩余推力法令主滑块处于极限平衡状态, 意味着软弱夹层产生巨大变形, 充分发挥其抗剪强度后, 再将剩余的推力传给抗力体, 并且不恰当地以抗力体的  $K_c$  代表沿bde的抗滑稳定安全系数, 因此, 其计算结果没有实际意义。相对比较, 以1、2两法计算结果较为接近实际的抗滑稳定安全系数。

(2) 抗力Q的作用方向 $\psi$ , 对  $K_c$  值有较大影响,  $K_c$  值将随 $\psi$ 角的增加而加大。当 $\psi = 0$ 时,  $K_c$  最小。 $\psi = 0$ 表示主滑块与抗力体之间的铅直面cd为一绝对光滑的平面。这样显然过于保守;  $\psi = \phi$  (岩体内摩擦角), 表示cd面已处于极限平衡状态, 显然也不符合实际情况。根据铜站坝基有限元法计算的应力成果, 实际的 $\psi$ 在 $\alpha \sim \phi$ 之间。故可令 $\psi = \alpha$ , 此时计

算结果略偏于安全。

(3) 抗力体 $\beta$ 角的确定, 一般以不同的 $\beta$ 值代入式(1)试算求得, 相应于最小抗力( $Q_{\min}$ )的 $\beta$ 角, 再由式(2)求最小 $K_c$ 值。计算结果 $\beta = 25^\circ$ 。

亦可由式(1)令 $\frac{dQ}{d\beta} = 0$ 求得 $\beta$ 。当取 $\psi = \alpha$ 、 $u_2 \approx 0$ 时, 则可按下式计算或校核 $\beta$ 值:

$$[\sin(\alpha + \beta) + f_2 \cos(\alpha + \beta)](f_2 \operatorname{ctg} \beta + 1) \cos \beta - [\cos(\alpha + \beta) - f_2 \sin(\alpha + \beta)] [f_2 (\frac{\operatorname{ctg} \beta}{\sin \beta} + \cos \beta) + \sin \beta] = 0 \quad (8)$$

现以 $\beta = 25^\circ$ 代入式(8), 取 $\alpha = 6.5^\circ$ 、 $f_2 = 0.65$ 、得 $0.0888 \approx 0$ 。

由式(8)可以看出,  $\beta$ 仅与 $\alpha$ 和 $f_2$ 有关。

#### 四、沿bfg滑动面的抗滑稳定计算

沿 $C_2$ 及 $F_2$ 组合的双斜滑动面, 常采用如下两种方法:

##### 1. 分段计算法

如图4所示, 将滑动部分的坝基分为abdc、cdfe和efg三段。设铅直面cd和ef上的抗力为 $Q$ 和 $Q_1$ 。抗力与水平面间夹角 $\psi = \alpha$ 。

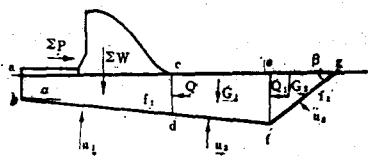


图4

由块体efg的平衡条件可得抗力 $Q_1$ 为:

$$Q_1 = \frac{f_2(G_2 \cos \beta - u_3) + G_2 \sin \beta}{\cos(\alpha + \beta) - f_2 \sin(\alpha + \beta)} \quad (9)$$

再由块体cdfe的平衡条件得抗力 $Q$ 为:

$$Q = f_1(G_1 \cos \alpha - u_2) - G_1 \sin \alpha + Q_1 \quad (10)$$

则坝体以下块体abdc的抗滑稳定安全系数 $K_c$ 参考

式(2)为:

$$K_c = \frac{f_1[\sum W \cos \alpha - Q \sin(\psi - \alpha) - \sum P \sin \alpha - u_1] + Q \cos(\psi - \alpha)}{\sum W \sin \alpha + \sum P \cos \alpha} \quad (11)$$

考虑到软弱夹层 $C_2$ (bdf)实际是连续的, 在cd处分段, 按式(11)计算 $K_c$ 。意味着以滑动面bd的抗滑稳定安全系数代表沿bfg的 $K_c$ 。显然, 将块体abdc和cdfe合并计算较为合理。故 $K_c$ 为:

$$K_c = \frac{f_2[(\sum W + G_1) \cos \alpha - Q_1 \sin(\psi - \alpha) - \sum P \sin \alpha - (u_1 + u_2)] + Q_1 \cos(\psi - \alpha)}{(\sum W + G_1) \sin \alpha + \sum P \cos \alpha} \quad (12)$$

式(9)至式(12)中各符号代表意义如图4所示。

##### 2. 分段等稳定系数法

如图4所示, 设各段抗滑稳定安全系数均为 $K_c$ 、根据三段的平衡条件可得下列三式:

$$K_c = \frac{f_2[G_2 \cos \beta - u_3 + Q_1 \sin(\alpha + \beta)]}{Q_1 \cos(\alpha + \beta) - G_2 \sin \beta} \quad (13)$$

$$K_c = \frac{f_1(G_1 \cos \alpha - u_2)}{Q + G_1 \sin \alpha - Q_1} \quad (14)$$

$$K_c = \frac{f_2(\sum W \cos \alpha - u_1 - \sum P \sin \alpha)}{\sum W \sin \alpha + \sum P \cos \alpha - Q} \quad (15)$$

联立求解以上三式, 可得 $Q_1$ 、 $Q$ 和 $K_c$ ,  $K_c$ 即为沿bfg滑动的抗滑稳定安全系数。

实际上式(14)与式(15)可合并改写成式(4)的形式,

$$K_c = \frac{f_1[(\Sigma W + G_1)\cos\alpha - \Sigma P\sin\alpha - (u_1 + u_2)]}{(\Sigma W + G_1)\sin\alpha + \Sigma P\cos\alpha - Q_1} \quad (16)$$

联立求解式(13)和式(16), 即可得抗力 $Q_1$ 及 $K_c$ 。

按照上述方法, 利用式(9), 式(12)、式(13)和式(16), 取一个坝段进行计算。已知 $\Sigma P = 46,000$ 吨,  $\Sigma W = 194,278$ 吨;  $G_1 = 57,812$ 吨;  $G_2 = 66,444$ 吨;  $u_1 + u_2 = 16,722$ 吨;  $u_3 \approx 0$ ;  $f_1 = 0.25$ ;  $f_2 = 0.35$ ;  $\alpha = 6.5^\circ$ 和 $\beta = 14^\circ$ 。计算结果如表2所示。

表2 坝基沿bfg滑动面的 $K_c$ 值

| 被 动 抗 力 法    |       | 等 稳 定 法      |       |
|--------------|-------|--------------|-------|
| 抗力 $Q_1$ (吨) | $K_c$ | 抗力 $Q_1$ (吨) | $K_c$ |
| 47,468       | 1.41  | 36,400       | 1.50  |

3. 现仅就上述计算结果作如下分析:

(1) 坝基沿bfg滑动面的抗滑稳定安全系数小于沿bde滑动面的抗滑稳定安全系数。故由 $C_5$ 与 $F_6$ 组合的bfg是较危险的滑动面, 应进行较为深入的进一步分析;

(2) 由于沿 $C_5$ 和 $F_6$ 组合滑动面的破坏属塑性破坏型, 故其抗滑稳定安全系数宜大于土坝稳定计算中允许的最小安全系数, 即要求 $K_c \geq 1.3 \sim 1.4$ 。由表2可见: 在正常设计情况下, 沿bfg滑动面的抗滑稳定安全系数基本满足设计要求。

(3) 由于 $C_5$ 和 $F_6$ 均属塑性破坏型, 故坝基变形问题必将成为突出的问题, 应进一步研究。

(4) 在上述计算中, 假设铅直面ef上的抗力 $Q_1$ 与水平面夹角 $\psi = \alpha$ 。根据有限元法计算结果分析, ef面上 $\psi = 11^\circ 10'$ 。因此, 取 $\psi = \alpha = 6.5^\circ$ , 计算结果实际略为偏于安全。

## 五、沿bfg滑动的石膏模型试验及有限元法计算成果分析

为了了解坝基在荷载作用下, 沿bfg滑动的抗滑稳定性, 以及应力分布和变形情况, 曾进行石膏模型试验、光弹试验和有限元法计算。这是研究坝基稳定问题的正确途径, 能比较符合实际的了解坝基的稳定、应力和变形条件。

试验和计算均以图1剖面为标准。

石膏模型试验的几何比尺 $C_L = 150$ , 弹模比尺 $C_E = 3$ , 用不同纸张模拟 $C_5$ 及 $F_6$ 的摩擦系数, 取一个坝段宽度进行试验。

进行有限元电算时, 基岩的计算范围与模型试验基本相同。上游距坝踵43米, 下游至护坦末端, 基岩深度取60米, 约为一倍坝高。

边界约束条件为底部按固定结点考虑, 即水平与垂直方向均无位移; 上下游端在 $C_5$ 与 $F_6$ 组合滑动面以下按水平链杆考虑, 即垂直方向可自由移动, 而水平方向则不能产生位移。

计算取单位宽度按平面变形问题考虑。采用华东水利学院编制的“平面夹层程序”在



TQ-16 计算机上进行计算。坝体和岩基部分共划分为296个三角形单元, 203个结点, 软弱夹层  $C_5$ 。由于厚度较薄, 故将bf段划分为14个夹层单元。断层  $F_6$ 。由于厚度较大, 除将fg段顶部划分为8个夹层单元外, 整个厚度仍划分为三角形单元。根据模型试验和有限元计算结果, 对坝基沿bfg滑动面的稳定问题, 可得出以下的初步结论:

1. 模型试验过程中, 当水平荷载增加至正常设计情况荷载的85%时, 在坝踵部位  $C_5$  以下发生了裂缝。再继续加荷至正常设计情况时, 坝基没有滑移现象, 也未发现其他裂缝或异常现象。

当水平推力逐渐增加至正常设计荷载的1.72倍时, 在  $C_5$  与  $F_6$  交汇处开始出现挤压破碎现象, 沿  $C_5$  和  $F_6$  表层的剪切错动显著增大。当水平推力继续增加至正常设计情况荷载的2.45倍时, 坝基内裂缝大量出现,  $C_5$  和  $F_6$  表层错距急剧增大,  $C_5$  和  $F_6$  交汇处挤压破碎现象严重, 千斤顶不能继续加压。因此, 可以认为基岩已完全破坏, 其最终破坏超载系数为2.45。

根据有限元电算结果, 可求得在正常设计情况下, 沿  $C_5$  和  $F_6$  的正应力  $\sigma_n$  和剪应力  $\tau$  的分布图(图5), 从而求得沿 bfg 滑动面的抗滑稳定安全系数  $K_c = 1.47$ 。

根据上述模型试验和有限元法计算结果, 可以认为在正常设计情况下, 坝基沿 bfg 滑动面的抗滑稳定安全系数已满足设计要求。

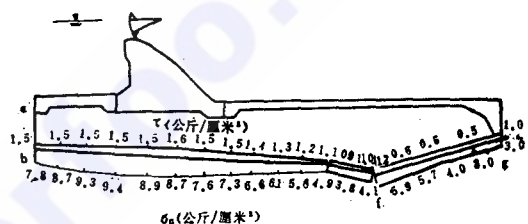


图5

2 基岩中应力分布较为均匀, 未出现过大的拉压应力区域。

在正常设计情况下的模型试验中, 除发现上述裂缝外, 未发现基岩其余部分有拉裂或挤压破碎现象, 而上述裂缝在荷载逐步增大达到设计荷载时, 并无显著变化。因此, 可以认为, 基岩在正常设计情况的荷载作用下, 并未出现拉压应力过大区域。

从有限元电算成果分析, 在基岩部分216个三角形单元下, 仅有17个单元产生了拉应力。其中四个单元的拉应力大于3.00公斤/厘米<sup>2</sup>, 而最大值为3.52公斤/厘米<sup>2</sup>, 其余拉应力均甚微小。基岩内仅有一个单元的压应力为21.0公斤/厘米<sup>2</sup>, 其余均小于20公斤/厘米<sup>2</sup>。因此, 也应该认为基岩中的应力分布是较为合理的, 未出现过大的拉压应力区域。

3. 在正常设计荷载作用下, 由模型测得坝趾处的水平位移达36毫米。有限元电算结果, 坝踵和坝趾处基岩的水平位移分别17.4和16.9毫米, 均超过一般试验、电算和实测数值。

此外, 在模型试验中, 当水平推力逐渐增大至设计荷载时, 发现沿  $C_5$  夹层有明显的错动现象。由电算成果得知,  $C_5$  上下基岩错距达15.3至16.3毫米(图6)。这样大的错距, 极易造成防渗帷幕剪断失效。

因此, 过大的水平位移和沿  $C_5$  的错动现象, 构成了坝基极为严重的问题。



图6

## 六、 $F_6$ 压缩变形较大时坝基沿 $C_5$ 的 bf 段滑动的计算

由于  $F_6$  变形模量较小(仅400公斤/厘米<sup>2</sup>), 为坝基岩体变模的1/40~1/200, 而厚度较大(平均达3米)。因此, 在荷载作用

下,可能由于压缩变形过大而使坝基沿 $C_0$ 滑动。此时 $F_0$ 仅提供一定的弹性抗力帮助稳定,而不能构成滑动面。当 $F_0$ 需发生较大的累计变位始能产生弹性抗力时,亦可视 $F_0$ 为临空面。此时坝基沿 $C_0$ 完全按单斜滑动计算其抗滑稳定安全系数 $K_c$ 。

### 1. 考虑弹性抗力时沿 $C_0$ 的稳定分析

设有限厚度断层破碎带的抗力 $p$ 与其径向位移 $y$ 成正比,即

$$p = ky \quad (17)$$

式中, $k$ —断层破碎带的弹性抗力系数(公斤/厘米<sup>3</sup>)。

对于厚度为 $t$ 、截面积为 $A$ 的岩体,在压力 $P$ 作用下,其压缩变形 $y$ 可用下式表达:

$$y = \frac{P_0 \cdot t}{E_0 \cdot A} = \frac{t}{E} p$$

$$\text{或} \quad p = \frac{E}{t} y \quad (18)$$

对比式(17)、(18)可知,有限厚度断层破碎带的弹性抗力系数 $k$ (与软弱夹层法刚度系数 $k_s$ 相似)为:

$$k = \frac{E}{t} \quad (19)$$

设坝基在外力作用下,断层 $F_0$ 产生压缩变形 $y$ ,参考图7由式(12)可得:

$$K_c = \frac{f_2[(\Sigma W + G_1 + G_2) \cos \alpha - \Sigma P \sin \alpha - (u_1 + u_2)] + \frac{E}{t} y L_2 \cos(90^\circ - \beta - \alpha)}{(\Sigma W + G_1 + G_2) \sin \alpha + \Sigma P \cos \alpha} \quad (20)$$

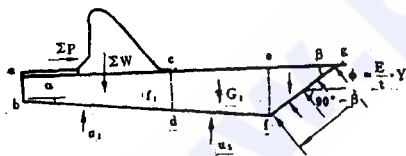


图 7

已知  $\Sigma P = 46,000$  吨;  $\Sigma W + G_1 + G_2 = 318,534$  吨;  
 $u_1 + u_2 = 16,722$  吨;  $f_1 = 0.25$ ;  $\alpha = 6.5^\circ$ ;  $L_2 = 83.25$   
 米;  $B = 20$  米;  $E = 4,000$  吨/米<sup>2</sup>;  $t = 3$  米。代入式(20)  
 化简得:

$$K_c = \frac{73639 + 257607y}{81763}$$

当  $y = 0.03$  米 = 30 毫米时,  $K_c \approx 1.0$ , 此时坝基水平位移 $u$ 和沿 $C_0$ 的剪切位移 $u_s$ 分别为

$$u = \frac{y}{\sin \beta} = 0.12 \text{ 米和 } u_s = \frac{y}{\cos(90^\circ - \beta - \alpha)} = 0.085 \text{ 米。均大大超过一般允许变形}$$

数值。

### 2. 视 $F_0$ 为临空面时沿 $C_0$ 的稳定分析

当 $F_0$ 需发生较大累计变位始能产生弹性抗力时,可将 $F_0$ 视为临空面,此时坝基沿 $C_0$ 的抗滑稳定安全系数 $K_c$ 为:

$$K_c = \frac{f_1[(\Sigma W + G_1 + G_2) \cos \alpha - \Sigma P \sin \alpha - (u_1 + u_2)]}{(\Sigma W + G_1 + G_2) \sin \alpha + \Sigma P \cos \alpha} \quad (21)$$

以上列各已知数据代入得  $K_c = 0.9$ 。

表 3

国内外部分大坝实测坝基变形量

| 坝 名                    | 坝 型    | 坝 高<br>(米) | 坝 基 岩 石        | 实 测 坝 基 变 形  |             |                               |
|------------------------|--------|------------|----------------|--------------|-------------|-------------------------------|
|                        |        |            |                | 水平位移<br>(毫米) | 沉 陷<br>(毫米) | 坝基角变位<br>(10 <sup>-5</sup> 度) |
| 丹 江 口                  | 宽缝重力坝  | 110        | 辉长辉绿岩、<br>闪长岩  |              | 17.5        | >167 (等于<br>6秒)               |
| 桓 仁                    | 单支墩大头坝 | 78.5       | 安山凝灰集<br>块岩    |              | 8           | 3.7~4.1                       |
| 布拉茨克Братск             | 重 力 坝  | 126        | 辉 绿 岩          | 5            | 62.5        |                               |
| 克拉斯诺雅尔斯克<br>Храсноярск | 重 力 坝  | 120        | 花 岗 岩          | 8.5          |             |                               |
| 沃 腊 甘 巴                | 重 力 坝  | 127        | 砂 岩            | 7            | 50          |                               |
| 马尔巴塞Malpasset          | 拱 坝    | 66.5       | 片 麻 岩          | 7            |             |                               |
| 奈 川 渡                  | 拱 坝    | 155        | 黑 云 母 花<br>岗岩  | 5            |             |                               |
| 黑 部 第 四                | 拱 坝    | 185        | 花 岗 岩          | 略大于10        |             |                               |
| 方塔纳Fontana             | 重 力 坝  | 146        | 带有页岩夹<br>层的石英岩 |              | 25          |                               |
| 什尼西亚Genissiat          | 重 力 坝  |            |                |              |             | 15                            |
| 沙拉恩Sarrans             | 重 力 坝  |            |                |              |             | 9                             |
| 甘尔列达Geurledan          | 重 力 坝  |            |                |              |             | 13                            |
| 沙斯坦Chastang            | 重力拱坝   | 80         |                |              |             | 13                            |
| 沙休旦Chaudanne           | 重力拱坝   |            |                |              |             | 12                            |

根据上述分析可知, 在外荷作用下,  $F_0$  产生较大压缩变形, 使坝基沿  $C_s$  滑动, 将成为铜站坝基失稳的最可能形式。

## 七、坝基允许变形数值的确定

坝基在各种荷载作用下将发生四种变形即坝基水平位移、坝基沉陷、坝基角变位及软



弱夹层的剪切位移。各种变形数值过大, 不仅将影响坝体结构安全和灌浆帷幕的作用, 而且也是坝基稳定性存在着不安全因素的一种直接反映。因此, 严格控制坝基允许变形的数值, 是工程设计中极其重要的内容之一。但是, 坝基允许变形的具体数值, 迄今并无明确规定, 现仅从表 3、4 和以下资料进行初步的分析。

表 4 我国部分工程断面模型试验资料

| 坝 名   | 坝 型   | 坝 高<br>(米) | 地 质 简 况                      | 正常设计荷载作用下<br>坝踵位移 $\delta_0$ 。(毫米) |
|-------|-------|------------|------------------------------|------------------------------------|
| 朱 庄   | 重 力 坝 | 95         | 坝基为石英砂岩, 间有多层软弱夹层            | 12.6~13.6                          |
| 双 牌   | 大 头 坝 | 58.8       | 板岩砂岩互层, 坝基下有 5 层倾向下游的缓倾角破碎夹层 | 8.25                               |
| 大 黑 汀 | 宽缝重力坝 | 49         | 坝基为片麻岩, 内有 8 条断层, 岩石切割破碎     | 7.92~11.5                          |

1. 灌浆帷幕对夹层上下层面相对剪切位移的要求。根据湖南双牌水库观测资料, 该水库 61 年 4 月建成蓄水, 71 年 9 月即发现渗漏水中带有黄色絮状物质, 观测孔中水位升高, 涌水量增大。经勘测试验证明, 帷幕已破损漏水。有限元法计算结果, 夹层上下层面相对剪切位移为 1.36 毫米。双牌坝基软弱夹层一般厚约 3~5 厘米, 因此, 可以认为, 为保证帷幕不致剪断失效, 每厘米厚度软弱夹层的剪切位移必须小于 0.27~0.45 毫米。

2. 软弱夹层 $C_s$ 剪切位移的极限数值。因 $C_s$ 的破坏属塑性破坏, 应以屈服强度为取值标准。由 $C_s$ 剪应力 $\tau$ 与剪位移 $u$ 的关系曲线(图 8)查得, 相应于屈服极限时的剪应力 $\tau = 2$ 公斤/厘米<sup>2</sup>, 由下式可得 $C_s$ 允许的剪切位移数值:

$$k_s = \frac{G}{t} = \frac{\tau}{u_s} \quad (22)$$

式中:  $k_s$ —夹层切向刚度系数

$G$ —夹层剪切弹模,  $G = \frac{E}{2(1+\mu)}$ ,

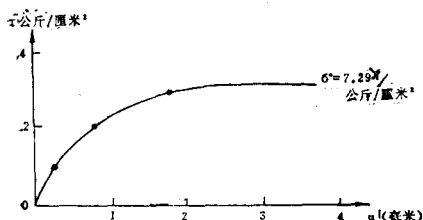
$t$ —夹层厚度

$\tau$ —夹层所受剪应力;

$u_s$ —夹层剪切位移。

已知:  $E = 125$  公斤/厘米<sup>2</sup>,  $\mu = 0.25$ ,  $t = 50$  厘米。取 $\tau = 2$  公斤/厘米<sup>2</sup>时, 可得 $C_s$ 允许剪切位移 $u_s = 20$  厘米。

3. 综合上述资料可知:

图8 C<sub>5</sub>的 $\tau-u$ 关系曲线

(1) 实测坝基水平位移均在5~10毫米之间。模型试验结果略为偏大,在正常情况下坝踵位移在8.25~13.6之间。故设计时坝基的允许水平位移以控制在10~15毫米以内为宜。铜站坝基属塑性破坏型,故建议采用15毫米作为坝基允许变形数值。

(2) 坝基沉陷数值各工程相差悬殊,在8~62.5毫米之间。因此,对坝基沉陷数值加以限制可能意义不大。重要的是应当控制不均匀沉陷的数值。

(3) 坝基角变位除丹江口水库以外,其余均在 $(3.7 \sim 15) \times 10^{-5}$ 度之间。根据丹江口21坝段地基倾斜过程线实测11年资料得知,在1967年蓄水前,坝基即逐渐向上游转动,累计约6秒。蓄水后的一年内,坝基向上游转动达4~5秒,此后即保持稳定状态(图9)。应该指出,丹江坝基角变位虽然大于其他工程十倍以上,但是大坝迄今基本正常运行,因此,对坝基角变位可以允许有较大的变化幅度。

(4) 根据双牌帷幕运行经验,将每厘米厚度软弱夹层上下层面相对剪切位移控制在0.27~0.45毫米以下,是完全必要的。铜站软弱夹层C<sub>5</sub>厚度约50厘米,因此,允许的相对剪切的位移应小于13.5~22.5毫米。考虑到双牌帷幕在该剪切位移下业已破坏,故铜站夹层上下层面相对剪切位移宜控制在13.5毫米以下。以C<sub>5</sub>夹层虽然允许20毫米剪切位移,但并非控制条件。

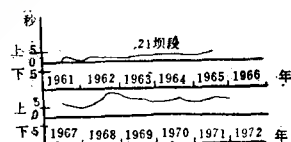


图9

根据铜站坝基有限元法计算结果,坝踵处基岩沉陷72.3毫米,坝趾处基岩沉陷57.3毫米。整个坝底57米间沉陷变化近乎直线。由于沉陷变形而引起的坝基转角为 $1500 \times 10^{-5}$ 度。应该指出,由于计算中将C<sub>5</sub>及F<sub>5</sub>以上岩体自重当作外荷考虑,因此,所得沉陷及角变位数值显然偏大。由于铜站岩体自重占垂直荷载总合的57%,故坝踵基岩实际沉陷约31毫米,在一般沉陷数值范围内。但是,坝基角变位仍达 $645 \times 10^{-5}$ 度,超过一般实测数值过多。

铜站坝基在正常荷载作用下,由模型试验得坝趾处水平位移为36毫米。有限元法计算结果,坝踵处水平位移为17.4毫米,坝趾处为16.9毫米。C<sub>5</sub>夹层上下层面间相对剪切位移为15.3~16.3毫米(图6),均超过上述初步分析所得坝基允许变形数值。构成了岩基极其严重的问题,故在坝基的稳定分析中,即要满足抗滑稳定安全系数的要求,也要对坝基的变形加以严格控制。

## 八、坝基加固处理研究

根据前述坝基抗滑稳定计算和坝基变形分析可见,铜站坝基的抗滑稳定性,尚未完全符合要求,存在着第三种失稳形式的可能;而且坝基角变位过大、水平位移及夹层剪切位移均超过允许变形数值,故必须加固处理。

### 1. 加强帷幕和排水,并配合阻滑板的加固方案:

采取加强坝基的灌浆帷幕和排水系统,并配合阻滑板的加固方案,无疑对于增加Kc是十分有效的。

阻滑板不仅可增大坝沿基岩表层的抗滑稳定性,而且板上的水重,还将增加深层软弱

夹层所受正应力,从而提高其抗剪强度,增加坝基深层滑动的抗滑稳定安全系数。

对阻滑板的构造应有一定要求。图10为东德劳申巴赫(Rauschenbach)坝剖面图。该坝在6个最高坝段采用了阻滑板,增加坝体的抗滑稳定性。阻滑板宽13.4米厚5米。在阻滑板上游廊道内,用预应力钢缆在水平方向与大坝锚固。在垂直方向上则用80根预应力钢缆与基岩固定,深入基岩15米,每根锚筋受力100吨。铜站阻滑板主要是利用板上水重增加 $C_u$ 的抗剪强度,因此,板内水平向钢缆以及垂直向锚筋的数量,皆可大量削减。

利用阻滑板上游廊道作为灌浆廊道是可取的。根据铜站有限元法计算结果,坝踵下基岩内存在着拉应力区,结构模型破坏试验亦证实,坝基裂缝即首先发生于该区域。因此,将灌浆帷幕布置于坝踵区外,有利于加强其防渗效果。虽然有限元法计算结果,在阻滑板上游端基岩内也有较小拉应力区,但可能是由于将水压力作为集中荷载施加于结点上所造成。因在模型试验中,该区域并无裂缝现象。

加强大坝的排水系统,是降低渗透压力最经济有效的方法。通过对法国马尔巴赛拱坝失事的分析,大坝排水系统更加受到重视,目前已成为混凝土坝必备的结构措施。铜站可利用阻滑板上、下游廊道布置两道排水系统。其中第一道排水,利用上端灌浆廊道布置于靠近帷幕的下游;第二道排水系统,则可利用下端廊道布置于坝踵下基岩内。由于该区域存在拉应力区,可增加排水效果。

在阻滑板上设置过深齿墙与地基联接是不必要的。相反,齿墙将削弱软弱夹层以上基岩的有效厚度,对应力分布不利。

加强防渗帷幕与排水系统,并配合阻滑板的加固方案,虽能有效地增加夹层 $C_u$ 的正应力,但是,其最终效果将由于 $C_u$ 过低的抗剪强度指标而大为减色。同时,并不能有效地控制基岩变形的问題。

## 2. 混凝土洞塞加固措施的研究

考虑到 $C_u$ 埋藏较深(20~30米),厚度较大(约50厘米),为增加其抗剪强度,以保证抗滑稳定并控制坝基变形,尚需采取混凝土洞塞加固措施。

我国桓仁水电站,坝基为白垩系火山岩,层面以 $15^\circ \sim 20^\circ$ 角倾向下游,控制滑动面为第10层,其粘土夹层的摩擦系数仅0.25。曾考虑采用高压水冲洗后回填灌浆、大直径混凝土桩基和开挖与混凝土洞塞等三种加固处理方案。分析比较结果选用了第三方案。在夹层埋藏浅处明挖,埋藏深处采用洞塞(图11)。加固后,沿塞顶安全系数为1.19,模型试验超载系数大于3。运行十余年来长期观测成果说明,坝基的稳定和变形均满足要求,工作正常。

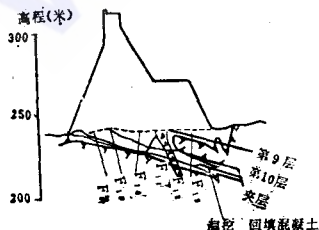
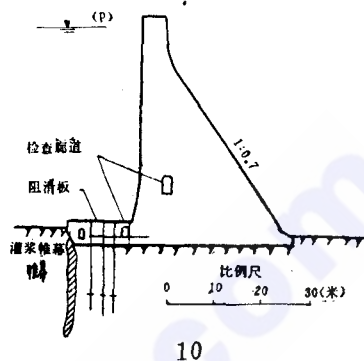


图11

印度斯瑞赛拉姆(Srisaillam)坝的11~15坝段,由于坝基下15.2米深处有一条倾向下游、倾角 $6^\circ$ ,厚约1.5米的剪切破碎带,因抗剪强度指标很低( $C = 1.26$ 公斤/厘米 $^2$ ,



$\phi = 18^\circ$ ) 而须加固处理。设计中考虑了扩大加深下游齿槽方案和在夹层内设置几排混凝土洞塞的方案。由于前者开挖工程过大, 而采用了洞塞方案。其具体布置如图12所示。

洞塞的施工可通过竖井进入夹层, 再纵向开挖。如斯瑞赛拉姆坝, 即在每排洞塞上有一  $3 \times 3$  米<sup>2</sup> 竖井。开挖时也可用横向洞将各排洞塞连接起来, 回填混凝土。纵横洞塞在软弱夹层中, 犹如混凝土骨架, 封闭了洞塞范围内的夹层, 将更有利于稳定。铜站也可利用下游原有  $C_5$  夹层的地探隧洞进行开挖工作。

洞塞的具体布置及尺寸, 应通过计算、或结构模型试验、或光弹试验等来确定。一般希望洞塞顶面上所受垂直应力越大越好, 此时洞塞在坝基内产生的剪应力较大, 可更好的保证夹层的抗滑稳定, 减小基岩变形。

参考铜站  $C_5$  夹层正应力分布图 (图5), 拟在大坝下游剖面延长线以上布置六排混凝土洞塞, 中心间距20米 (图13)。此时, 洞塞范围内正应力在  $6.6 \sim 9.4$  公斤/厘米<sup>2</sup> 之间, 属夹层  $C_5$  上最大正应力段。

软弱夹层中设置混凝土洞塞后, 初步设计时可按台阶状结构面进行分析 (图14)。

根据理论分析及石膏模型试验得知, 当洞塞宽度 (即台阶宽度)  $l < h \cot(45^\circ - \frac{\varphi_c}{2})$ , 则以洞塞被剪断方式破坏 (图14a); 当洞塞宽度  $l > h \cot(45^\circ - \frac{\varphi_c}{2})$  时, 则以洞塞压切方式破坏 (图14b)。

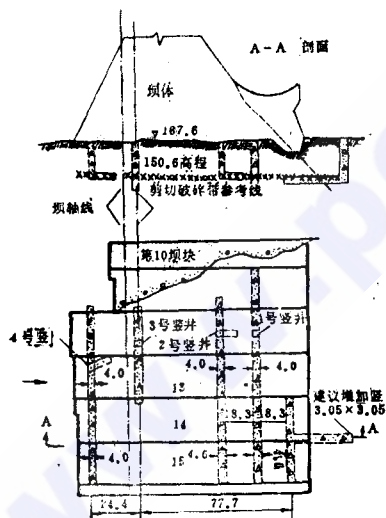


图12

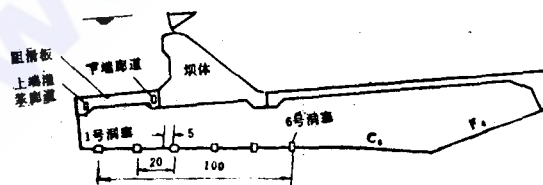


图13

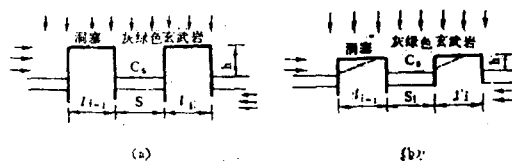


图14

当  $l < h \cot(45^\circ - \frac{\varphi_c}{2})$  时, 台阶状结构面的综合抗剪强度指标为:

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{\sum l_i \operatorname{tg} \varphi_c + \sum S_i \operatorname{tg} \varphi_{w.z}}{\sum l_i + \sum S_i} \quad (23)$$

$$C = \frac{\sum l_i C_c + \sum S_i C_{w.z}}{\sum l_i + \sum S_i} \quad (24)$$

式中:  $\varphi_{w.z}, C_{w.z}$ ——软弱夹层的抗剪强度指标;

$\varphi_c, C_c$ ——洞塞混凝土的抗剪断强度指标。其余符号如图14所示。

当  $l > h \cot(45^\circ - \frac{\varphi_c}{2})$  时, 台阶状结构面的抗剪强度指标为:

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{\sum S_i \operatorname{tg} \varphi_{w.z} + \sum [l_i - l_i \operatorname{tg}(45^\circ + \frac{\varphi_c}{2})] \operatorname{tg} \varphi_1 + \sum h_i \operatorname{tg}(45^\circ + \frac{\varphi_c}{2})}{L} \quad (25)$$

$$C = \frac{\sum S_i C_{w.z} + \sum [l_i - h_i \operatorname{tg}(45^\circ + \frac{\varphi_c}{2})] C_1 + \sum h_i C_k \operatorname{tg}(45^\circ + \frac{\varphi_c}{2})}{L} \quad (26)$$

式中:  $\varphi_1, C_1$ ——软弱夹层上下岩层与洞塞混凝土之间的抗剪断强度指标;

$L$ ——软弱夹层总长;

$$C_k = \frac{C_c}{\sin(45^\circ - \frac{\varphi_c}{2}) \cos(45^\circ - \frac{\varphi_c}{2}) - \sin(45^\circ - \frac{\varphi_c}{2})^2 \operatorname{tg} \varphi_c} \quad (27)$$

其余符号同前。

根据图13铜站坝基洞塞布置条件, 取洞塞断面为  $b \times h = 3 \times 2$  米<sup>2</sup>, 用200<sup>#</sup>混凝土回填。按照苏联斯克雷里尼柯夫Скрьльников所得混凝土抗剪强度与垂直应力关系式计算, 在  $\sigma_n = 10$  公斤/厘米<sup>2</sup> 时,  $\operatorname{tg} \varphi_c = 0.99$ , 即  $\varphi_c = 44.7^\circ$ 。因  $l > h \cot(45^\circ - \frac{\varphi_c}{2})$ , 故在荷载作用下洞塞将以压切方式破坏。此时夹层的综合抗剪强度指标可由式(25)、(26)求得。以  $C$  值作为安全储备, 由式(25)得

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{146.555 \times 0.25 + 6[3 - 0.75 \operatorname{tg}(45^\circ + \frac{44.7}{2})] 0.35 + 6 \times 0.75 \operatorname{tg}(45^\circ + \frac{44.7}{2})}{164.555} = 0.304$$

(注:  $\varphi_1$  按层内错动的抗剪强度指标取值  $\operatorname{tg} \varphi_1 = 0.35$ )

以之代入式(21)可得

$$K_c = 1.10。$$

设混凝土洞塞所受剪应力为  $\tau_p$ , 软弱夹层所受剪应力为  $\tau_{w.z}$ , 则夹层的剪切位移  $u_s$  可由下列二式联立求解求得:

$$\sum P \cos \alpha + (\sum W + G_1 + G_2) \sin \alpha = \sum \tau_p l_i B + \sum \tau_{w.z} S_i B \quad (28)$$

$$u_s = \frac{\tau_p t}{G_c} = \frac{\tau_{w.z} t}{G_{w.z}} \quad (29)$$

式中:  $G_c, G_{w.z}$ ——混凝土和软弱夹层的剪切弹模,

代入铜站坝基已知数据, 求得  $\tau_p = 22.6$  公斤/厘米<sup>2</sup>,  $u_s = 0.1$  毫米。由图6可以看出, 坝基水平位移主要由  $C_s$  的剪切位移造成。当  $C_s$  剪切位移减小后, 坝基水平位移必然随着减小至很小数值。由于抗滑稳定和变形条件均能满足设计要求, 故混凝土洞塞和加固处理方案能够成立。当然, 洞塞的合理布置, 应通过有限元法计算和多种试验而最后确定。

### 3. 预应力锚固问题。

预锚也是加固软弱夹层, 增加坝基抗稳定性的有效方法。国外在30年代即开始用于大坝



岩基加固工程, 目前各国使用预锚的大坝约有60座。我国1964年首次在梅山水库坝肩采用预锚加固获得成功。以后又相继在陈村、双牌等工程采用了预锚来加固坝肩和坝基。

预锚加固时, 一般锚索垂直于软弱夹层面或略为倾向上游, 使锚索产生一平行夹层的、指向上游的分力 $T_x$ (图15), 使坝基更有利于稳定。此时, 沿夹层的抗滑稳定安全系数 $K_c$ 为:

$$K_c = \frac{f[(\sum W + G) \cos \alpha - \sum P \sin \alpha + T_y - u]}{\sum P \cos \alpha + (\sum W + G) \sin \alpha - T_x} \quad (30)$$

式中符号如图15所示。

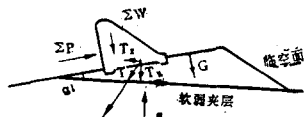


图15

当软弱夹层埋藏较深, 层数较多, 下覆岩层坚硬完整时, 采用预锚效果最佳。

对国外较为典型的预锚工程进行具体分析是有意义的。如1934年加固的阿尔及利亚谢尔法 (Cheurfas) 坝、1955年加固的印度坦萨 (Tansa) 坝以及1957年加固的美国密尔顿湖 (Milton Lake) 坝等, 均属预锚效果较好工程。其共同特点就是各工程均蓄水多年, 坝基变形趋于稳定之后进行加固的。上述三坝实际分别建于1882年、1892年和1917年, 预锚加固是在大坝运行了52年、63年及58年之后进行的。由法国什尼西亚坝的沉陷过程线 (图16) 可知, 该坝在运行了4~5年之后, 沉陷变形才基本稳定。具有软弱夹层的坝基, 其变形稳定所需时间应该更长。

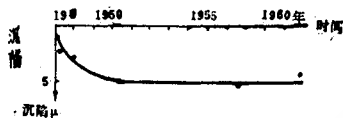


图16什尼西亚坝沉陷过程线

预锚加固在坝基变形稳定以后施工效果是良好的, 可是在大坝兴建过程中作为坝基加固手段, 却不一定有利。因为坝基在外荷作用下, 将不断发生变形, 使施加的预应力因变形松弛而受到损失。除非采取经常性的调整措施, 否则预应力的损失很难弥补。但是, 经常性的调整措施, 将对管理工作、锚索防锈和锚头构造等带来困难。我国梅山水库于1956年建成, 1964年对右坝肩采用预锚加固。根据7年长期观测结果, 平均预应力损失8.8%。双牌水库1961年建成蓄水, 1980年预锚加固处理, 根据18~49天短期观测, 平均预应力损失为3.2~6.1%。梅山与双牌工程的预锚, 应该认为是坝基变形基本稳定以后进行的, 但仍有一定的预应力损失。由此可见, 铜站坝基不宜在兴过程中采用预锚加固方案。

## 九、结 论

1. 铜站坝基深层滑动有三种可能形式。由计算得知, 失稳的最可能形式是F。在荷载作用下产生较大压缩变形, 坝基沿 $C_0$ 滑动, 此时抗滑稳定安全系数为最小 ( $K_c = 0.9$ ), 不能满足设计要求。

2. 根据分析, 建议铜站坝基允许水平位移取为15毫米, 软弱夹层 $C_0$ 的相对剪切位移宜控制在13.5毫米以内。由于铜站坝基计算和试验所得的水平位移和剪切位移均超过上述数值, 因此, 坝基变形是极其严重的问题。

3. 在既要求增加坝基抗滑稳定安全系数、又要求减小坝基变形数值的条件下, 铜站坝基应在加强灌浆帷幕和排水系统的同时, 采取阻滑板及混凝土洞塞加固处理方案。采用预

应力锚固方案,对铜站坝基是不合适的。

最后应该指出:铜站系我省重点工程,坝基加固设计应通过有限元法计算、石膏模型试验和光弹试验同时研究予以确定,这是设计研究的正确途径。此外,随着研究工作的逐步深入,对 $C_0$ 和 $F_0$ 的有关资料,亦应进一步充实、补充和完善。

#### 主要参考文献

- 〔1〕蒋毓龙等:关于坝基有软弱夹层的混凝土重力坝抗滑稳定初步分析。《水利水电技术》,1979年,第7期。
- 〔2〕陶振宇:岩石力学理论与实践,水利出版社,1981年。
- 〔3〕潘家铮:水工结构分析文集。电力工业出版社,1981年。
- 〔4〕长江流域规划办公室技术情报科:坝体抗滑稳定和坝基处理译文集。水利电力出版社,1975年。
- 〔5〕陶振宇:水工建设中的岩石力学问题。水利电力出版社,1976年。
- 〔6〕金永堂:坝基深层滑动稳定计算中若干问题的研讨。《水利学报》,1980年,第6期。
- 〔7〕黎保琨:具有软弱夹层的岩基重力坝超载模型试验研究。《岩土工程学报》,1979年,12月。
- 〔8〕坝基软弱夹层地质调查组:水利水电工程坝基软弱夹层抗滑稳定的探讨。《水利电力勘测设计》,1979年,第1期。
- 〔9〕吴胜光:混凝土重力坝抗滑稳定计算的研究。水电建设科技情报,1974年。
- 〔10〕Фишман Ю.А.О Современных Требованиях К Сопряжению Гравитационных и Контрфорсных Плотины Со Скальными Основами. Гидротехническое Строительство, NO.11.1980.
- 〔11〕水电部成都勘测设计院:铜街子水电站初步设计,第三篇工程地质(附件)。1979年1月。
- 〔12〕成都科技大学铜街子水电站模型试验组:铜街子水电站坝基抗滑稳定性的模型试验和有限元电算成果分析报告。1980年3月。

### 敬告为本刊撰稿的同志们

本刊自创刊以来,陆续收到不少稿件,我们很感谢为本刊撰稿的同志们的大力支持。但有如下几个问题请作者同志们谅解:

- 1、来稿切勿一稿两投,若半年内未接到本刊采用通知时,作者可自行处理。
- 2、来稿不宜过长,一般不超过6000—8000字。对短小而内容充实的文章尤为欢迎。
- 3、稿件应用稿纸钢笔书写,字迹切勿潦草,插图勿过大,并尽可能用描图纸墨笔描绘。

- 4、本刊接纳翻译稿有限,对目前水电工程中存在的重大问题有突出参考价值的仍可选登,但以编译成6000字以下的综述文章为佳。

《四川水力发电》编辑组 1983.4.