

刘家峡水电站左坝肩岩质边坡稳定分析

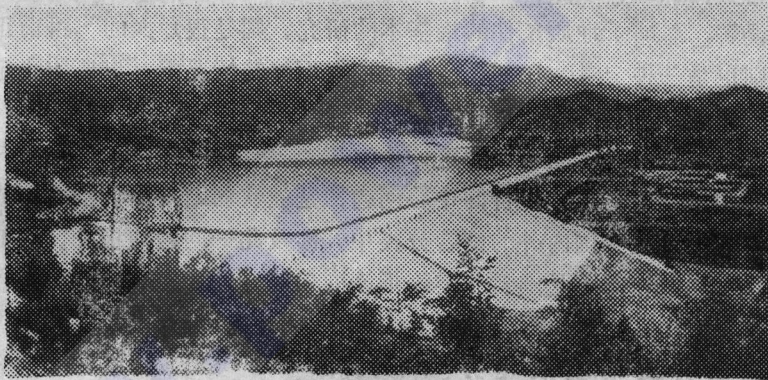
夏万仁 赵建国*

(水利水电科学研究院)

一、工程概况及边坡地质条件

(一) 工程概况

刘家峡电站位于黄河上游甘肃省永靖县内,下游距兰州市约100公里,是一座以发电为主,兼有防洪、灌溉、防凌、养殖等综合效益的大型水利枢纽。直线型混凝土重力坝,最大坝高147米,坝后式厂房,装机五台,总容量122.5万千瓦,总库容57亿米³。(照片1,图1)。



照片1 刘家峡水利枢纽全貌

(二) 边坡地质条件

坝址地段黄河流向S260°W,峡谷呈“V”型,左岸边坡多为60°~70°,右岸边坡开挖后一般达80°以上。

坝区岩体为前震旦系变质岩,以云母石英片岩为主,夹少量角闪片石。

左岸坝肩下游300米范围内的边坡走向N75°~77°E,坡高110米(照片2)。

对边坡稳定不利的结构面有NE向顺层或微切层,倾向河床偏下游的挤压破碎带(代号R_p),带内充填有岩屑、云母片、绿泥石、方解石、阳起石及泥质等,厚1~40厘米。还有两组裂隙(代号T),一为平行岸坡的NEE向高倾角的张性结构面(T_{5.10});另一为近于垂直岸坡的NW向压扭性结构面(T_{1.47}, T_{1.48}等),其影响宽度3~30厘米,结

*本文编写过程中,得到朱之杰教授、于学馥教授、黄仁福高级工程师、傅冰骏高级工程师的指导和帮助,在此表示衷心感谢。

构面充填物为黄绿色泥质及碎屑、石棉等，还常有泥质及钙质应力膜。

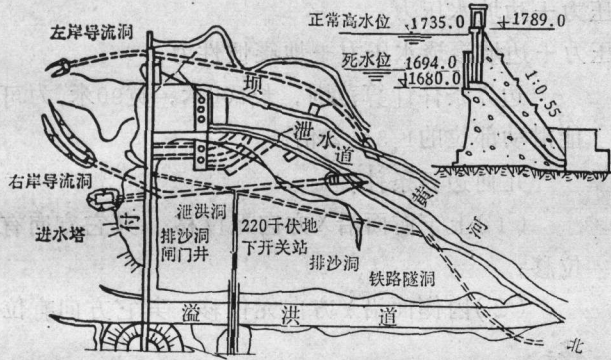


图1 枢纽平面布置图



照片2 左岸岩质边坡概况

二、边坡工程地质单元剖分与边界条件确定

在划分工程地质单元时，结合了边坡实际情况，不忽略任何有影响的地质因素。对地质因素既不孤立看待，也不等量齐观；注意了它们彼此的相互连续与相互制约关系，分清主从，使问题就简驱繁，变难为易。

在左坝肩三维有限元计算中，根据地质模型(图2)，把岩体分为两大类：(1)线弹性单元；(2)集块单元。并将岩体剖分为30种材料，采用空间四面体单元。节点数及

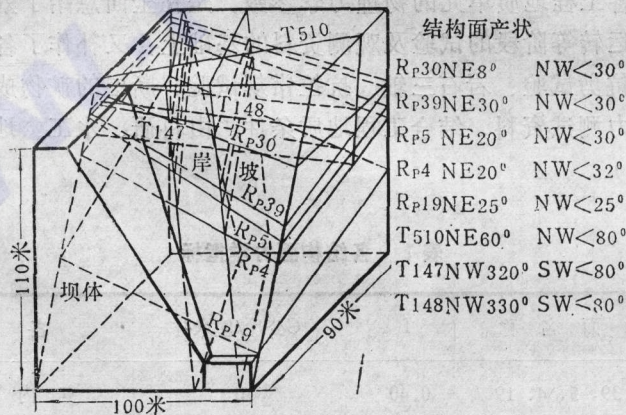


图2 三维有限元计算地质模型图

节点疏密分布，主要根据边坡计算精度要求、边界条件进行离散(图3)，将边坡岩体剖分成3021个节点，14506个单元，软弱结构面集块单元为684个。

计算了三种不同应力组合情况：

- (1) 岩体自重+坝体承受上游水压力；
- (2) 岩体自重+坝体承受上游水压力+边坡水压力；
- (3) 岩体自重+坝体承受上游水压力+边坡渗透水压力+地震惯性力。

边界条件计算范围，长100米，宽90米，为可能滑动部位的1.5~2倍。

几何边界条件：

- (1) 上下游面沿X方向无位移，其它方向有位移；
- (2) 内侧面沿Y方向无位移，其它方向有位移；
- (3) 底面沿X、Y、Z方向均无位移。

力学边界条件：

- (1) 岩体自重应力场；
- (2) 坝上游作用静水压力；
- (3) R_{P-4} 以下受渗透水压力；
- (4) 整个边坡受-Y方向的水平地震荷载，

$$a=0.12g$$

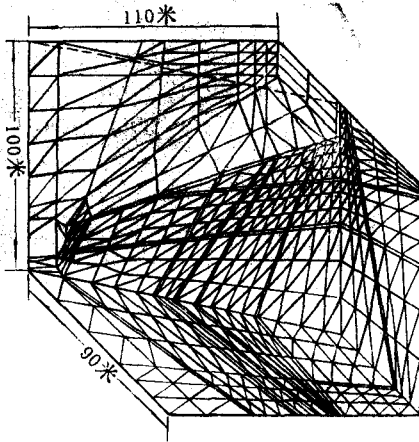


图3 三维有限元计算网格离散模型图

三、参数测试与选择

参数选择的准确与否，直接影响计算精度和边坡稳定分析的可靠性。我们所选择的主要控制滑动面及各工程地质单元的物理力学参数，是在全面总结了刘家峡水电站勘测、设计、施工和运转等阶段的试验及观测资料的基础上，又补作了各主要控制性滑动面的室内中型原状抗剪试验、岩石三轴、抗拉常规试验，断层的矿物成分分析、水质分析，还搜集了地应力测试资料，结合工程地质条件，由科研、水工、地质人员共同研究确定的（表1、2）。

表1 各结构面力学指标

序号	结构面名称	f	C公斤/厘米 ²	备注
1	R _P 30、39、5、4、19	0.40	0	室内中型剪
2	T147、148、510	0.47	0	原状抗剪试验

表2 工程地质单元剖分后参数选择表

序号	$E \times 10^4$ 公斤/厘米 ²	$G \times 10^4$ 公斤/厘米 ²	μ	γ 吨/米 ³
1	15.0	6.00	0.25	2.78
2	0.5	0.19	0.30	1.48
3	1.0	0.38	0.30	1.48
4	1.0	0.38	0.30	1.48
5	0.5	0.19	0.30	1.48
6	0.5	0.19	0.30	1.48
7	0.5	0.19	0.30	1.48
8	10.0	3.80	0.30	2.78
9	10.0	3.80	0.25	2.78
10	1.0	0.38	0.30	1.48
11	0.5	0.19	0.30	1.48
12	1.0	0.38	0.30	1.48
13	1.0	0.38	0.30	1.48
14	0.5	0.19	0.30	1.48
15	0.5	0.19	0.30	1.48
16	0.5	0.19	0.30	1.48
17	10.0	3.80	0.30	2.78
18	10.0	3.80	0.30	2.78
19	20.0	8.10	0.24	2.78
20	1.0	0.38	0.30	1.48
21	0.5	0.19	0.30	1.48
22	1.0	0.38	0.30	1.48
23	1.0	0.38	0.30	1.48
24	1.0	0.38	0.30	1.48
25	1.0	0.38	0.30	1.48
26	1.0	0.38	0.30	1.48
27	15.0	6.00	0.25	2.78
28	28.0	11.97	0.17	2.48
29	0.5	0.19	0.30	1.48
30	0.5	0.19	0.30	1.48

四、边坡稳定分析方法

(一) 三向应力圆与其计算方法

1. 三向应力圆绘制

本文根据三维有限元计算成果,以莫尔理论为基础,研究岩体破坏区域及稳定性。三向应力状态的应力分析,采用图解法,按照 σ_1 、 σ_2 、 σ_3 画三向应力圆。首先分析与 σ_3 平行的斜截面应力(图4),不难看出,这种斜面的应力与 σ_3 无关,而仅仅取决于 σ_1 和 σ_2 ,即可由 σ_1 和 σ_2 所决定的应力圆确定。同理,在 σ_2 和 σ_1 平行的各截面应力,则可分别由 σ_1 、 σ_2 或 σ_2 、 σ_3 所决定的应力圆确定。

2. 三向应力计算方法

对于与三个主应力都不平衡的任意截面,它们在 $\sigma \sim \tau$ 平面的对应点(σ_n 、 τ_n)必须由上述图4的阴影部分所构成。

由斜截面应力公式可知:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_n &= \sigma_1 \cos^2 \alpha + \sigma_2 \cos^2 \beta + \sigma_3 \cos^2 \gamma \\ \tau_n &= \sigma_1^2 \cos^2 \alpha + \sigma_2^2 \cos^2 \beta - \sigma_3^2 \cos^2 \gamma + \sigma_n^2 \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

已知:

$$\cos^2 \alpha + \cos^2 \beta + \cos^2 \gamma = 1 \quad (2)$$

联立求解由上述三式所组成的方程组得:

$$\left. \begin{aligned} \cos^2 \alpha &= \frac{(\sigma_n - \sigma_1)(\sigma_n - \sigma_3) + \tau_n^2}{(\sigma_1 - \sigma_2)(\sigma_1 - \sigma_3)} \\ \cos^2 \beta &= \frac{(\sigma_n - \sigma_3)(\sigma_n - \sigma_1) + \tau_n^2}{(\sigma_2 - \sigma_3)(\sigma_2 - \sigma_1)} \\ \cos^2 \gamma &= \frac{(\sigma_n - \sigma_1)(\sigma_n - \sigma_2) + \tau_n^2}{(\sigma_3 - \sigma_1)(\sigma_3 - \sigma_2)} \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

式中 α 、 β 、 γ 是最大主应力在X、Y、Z坐标系中的夹角。在(3)式中,左边均为正,故右边也应为正。又由于 $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$,可见 σ_n 、 τ_n 应满足下列不等式:

$$\left. \begin{aligned} (\sigma_n - \sigma_2)(\sigma_n - \sigma_3) + \tau_n^2 &\geq 0 \\ (\sigma_n - \sigma_3)(\sigma_n - \sigma_1) + \tau_n^2 &\leq 0 \\ (\sigma_n - \sigma_1)(\sigma_n - \sigma_2) + \tau_n^2 &\geq 0 \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

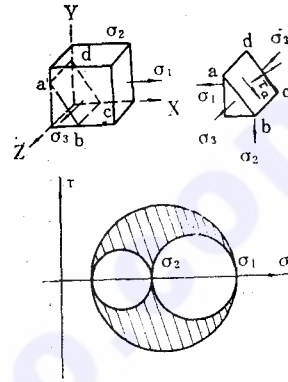


图4 三向应力圆分析图

经适当变换，不等式又可分别写为：

$$\left. \begin{aligned} [\sigma_n - \frac{1}{2}(\sigma_2 + \sigma_3)]^2 + \tau_n^2 &\geq (\frac{\sigma_2 - \sigma_3}{2})^2 \\ [\sigma_n - \frac{1}{2}(\sigma_2 + \sigma_1)]^2 + \tau_n^2 &\leq (\frac{\sigma_3 - \sigma_1}{2})^2 \\ [\sigma_n - \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2)]^2 + \tau_n^2 &\geq (\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2})^2 \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

由图4中，三个应力圆的圆心分别位于 σ 轴 $\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}$ 、 $\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2}$ 、 $\frac{\sigma_3 + \sigma_1}{2}$ 处，它们的半径分别为 $\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}$ 、 $\frac{\sigma_2 - \sigma_3}{2}$ 和 $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$ ，由此可见，满足上述不等式的点

(τ_n 、 σ_n)必位于图4所示阴影区域内。

众所周知，应力圆具有此种特性，即其点的坐标表示作用于各面上的正应力与剪应力。例如，为计算作用于与主应力面方向成 α 角的面上的应力，必须从 σ 轴引出与 σ 轴成 2α 角的半径CM，这时M点的纵坐标将等于作用于所研究的面上剪应力 τ_α ，而横坐标则等于作用于同一面上的正应力 σ_α ，见图5。

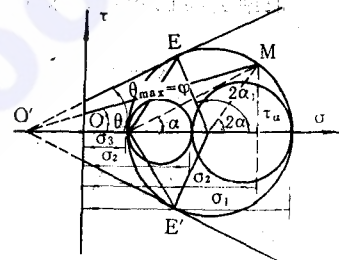


图5 岩体极限应力圆

实际上按最大最小主应力圆破坏，M点的纵坐标等于：

$$\left. \begin{aligned} \tau_\alpha &= CM \cdot \sin 2\alpha = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\alpha \\ \sigma_\alpha &= OC + \frac{\tau_\alpha}{\operatorname{tg} 2\alpha} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

或：

$$\sigma_\alpha = \sigma_1 \left(\frac{1 + \cos 2\alpha}{2} \right) + \sigma_3 \left(\frac{1 - \cos 2\alpha}{2} \right)$$

换算成：

$$\frac{1 + \cos 2\alpha}{2} = \cos^2 \alpha \quad \text{及} \quad \frac{1 - \cos 2\alpha}{2} = \sin^2 \alpha$$

则得

$$\left. \begin{aligned} \sigma_\alpha &= \sigma_1 \cos^2 \alpha + \sigma_3 \sin^2 \alpha \\ \tau_\alpha^2 &= \frac{1}{4} (\sigma_1 - \sigma_3)^2 \sin^2 \alpha \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

按应力圆(图5) $\angle MO'A = \angle \theta$

很明显, 当 $O'M$ 射线为应力圆的切线情形下, 即当 θ 角的值等于 $EO'C$ 角时, 倾斜角有最大值 θ_{max} 半径直线 $O'E$ 及 $O'E'$ 为与 θ_{max} 角一致的极限半直线

$$\theta_{max} = \phi.$$

在极限平衡条件下, 最大倾斜角将等于岩体的内摩擦角: $\theta_{max} = \phi$

刘家峡左坝肩岩体缓倾角挤压破碎带倾角一般为 $25^\circ \sim 35^\circ$, 构造裂隙倾角为 80° 。按莫尔强度理论绘制三向应力圆后, 应计算出层面与最大主应力构成的夹角, 对三向应力圆进行修正, 检验在层面与最大主应力构成夹角时是否稳定。

层面与最大主应力构成夹角 θ 的计算:

根据平面方程点法式

$$A(X - X_0) + B(Y - Y_0) + C(Z - Z_0) = 0 \quad (8)$$

根据层面已知点, 采用三点式方程, 计算法线的方向数 A 、 B 、 C

$$\begin{vmatrix} X - X_3 & Y - Y_3 & Z - Z_3 \\ X_1 - X_3 & Y_1 - Y_3 & Z_1 - Z_3 \\ X_2 - X_3 & Y_2 - Y_3 & Z_2 - Z_3 \end{vmatrix} = 0 \quad (9)$$

(X_1, Y_1, Z_1) 、 (X_2, Y_2, Z_2) 、 (X_3, Y_3, Z_3) 表示层面通过的三个点。设

$$S_1 = (Y_1 - Y_3)(Z_2 - Z_3) - (Y_2 - Y_3)(Z_1 - Z_3)$$

$$S_2 = (X_1 - X_3)(Z_2 - Z_3) - (X_2 - X_3)(Z_1 - Z_3)$$

$$S_3 = (X_1 - X_3)(Y_2 - Y_3) - (X_2 - X_3)(Y_1 - Y_3)$$

(9) 式展开后代入 S_1 , S_2 , S_3 得:

$$(X - X_3)S_1 - (Y - Y_3)S_2 + (Z - Z_3)S_3 = 0$$

$$XS_1 - X_2S_1 - YS_2 + Y_2S_2 + ZS_3 - Z_3S_3 = 0$$

$$XS_1 - YS_2 + ZS_3 - X_3S_1 + Y_2S_2 - Z_3S_3 = 0$$

因:

$$A = S_1, B = S_2, C = S_3, D = Y_3S_2 - X_3S_1 - Z_3S_2$$

所以:

$$AX - BY + CZ + D = 0 \quad (10)$$

根据线与面公式, 算出层面与最大主应力构成的夹角 θ 。

$$\sin \theta = \frac{l_1 A + m_1 B + n_1 C}{\sqrt{l_1^2 + m_1^2 + n_1^2} \sqrt{A^2 + B^2 + C^2}} \quad (11)$$

式中 θ ——层面与最大主应力构成的夹角，

$$l_1 = \cos \alpha;$$

$$m_1 = \cos \beta;$$

$$n_1 = \cos \gamma.$$

α 、 β 、 γ 是最大主应力在X、Y、Z坐标系中的夹角。

表 3

整体坐标系		x	y	z
局部坐标系	x'	l_0	m_0	n_0
	y'	l_1	m_1	n_1
	z'	l_2	m_2	n_2

(二) 三维有限元整体极限平衡法

三维有限元计算中采用直角坐标系，标出整体坐标系内的结点正应力。为了计算方便，进行座标变换，变换到以结构面为X'Y'平面，构造面的外法线为Z'轴的局部坐标系的应力。

设局部坐标系X'、Y'、Z'轴在整体座标下的方向余弦为表3所示：

与原座标应力分量间的关系有：

$$\begin{Bmatrix} \sigma'_x \\ \sigma'_y \\ \sigma'_z \\ \tau'_{xy} \\ \tau'_{yz} \\ \tau'_{zx} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} l_0^2 & m_0^2 & n_0^2 & 2l_0m_0 & 2m_0n_0 & 2n_0l_0 \\ l_1^2 & m_1^2 & n_1^2 & 2l_1m_1 & 2m_1n_1 & 2n_1l_1 \\ l_2^2 & m_2^2 & n_2^2 & 2l_2m_2 & 2m_2n_2 & 2n_2l_2 \\ l_0l_1 & m_0m_1 & n_0n_1 & l_0m_1+m_0l_1 & m_0n_1+n_0m_1 & n_0l_1+l_0n_1 \\ l_1l_2 & m_1m_2 & n_1n_2 & l_1m_2+m_1l_2 & m_1n_2+n_1m_2 & n_1l_2+l_1n_2 \\ l_2l_0 & m_2m_0 & n_2n_0 & l_2m_0+m_2l_0 & m_2n_0+n_2m_0 & n_2l_0+l_2n_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{Bmatrix} \quad (12)$$

根据局部座标下的应力，可求出该结构面上每点过该面的正应力和剪应力，设N为该面的法线矢量，则有：

$$\left. \begin{aligned} \sigma_n &= \sigma_z \\ \tau_n &= \sqrt{\tau_{zx}^2 + \tau_{yz}^2} \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

对结构面上所有点的应力积分，则可得到结构面上的正应力，将其投影到整体坐标系中，就得到该结构面上的力 $P_i = (P_{ix}, F_{iy}, F_{iz})$ 。将所有结构面上的力迭加起来就得到切割块体的合力P。

$$P = \sum_{i=1}^n P_i \quad (14)$$

式中 n ——该块体结构面数。

有了合力，就可根据极限平衡建立方程：

$$\left. \begin{aligned} \text{单面滑动: } Sl_0 + P_1 l_1 &= F_x \\ Sm_0 + P_1 m_1 &= F_y \\ Sn_0 + P_1 n_1 &= F_z \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{双面滑动: } Sl_0 + P_1 l_1 + P_2 l_2 &= F_x \\ Sm_0 + P_1 m_1 + P_2 m_2 &= F_y \\ Sn_0 + P_1 n_1 + P_2 n_2 &= F_z \end{aligned} \right\} \quad (16)$$

安全系数：

$$K_c = \frac{\sum (P_i f_i + A_i c_i)}{S} \quad i = 1 \text{ 或 } 2 \quad (17)$$

式中 S ——滑动力；

P_i ——第 i 面垂直正应力；

f_i 、 c_i ——分别为第 i 面上的摩擦系数和粘聚力。

五、成果分析

本文计算成果(表4)可以看出,各种计算方法的稳定安全系数值的规律基本相同,但有限元计算成果更接近于工程实际。

三向应力圆分析中,若应力组合不同,则对破坏区域大小及分布规律都有影响。应力组合情况 I,边坡破坏区域主要在切割块体 R_P 挤压破碎带,其次分布在 T_{147} , T_{610} 顶部, T_{148} 顶部仅有一点破坏;应力组合情况 II,除情况 I 破坏部位破坏面积增大外,在 T_{147} 面 R_{P5} , R_{P4} , R_{P10} 之间又出现了新的破坏区;情况 III 在情况 I, II 破坏位置的基础上,破坏面积又有新的增加,同时在 T_{148} 面 R_{P30} , R_{P6} 之间又出现了新的破坏区。从情况 I 至 III,随着外荷增加,破坏面积也相应增加或同时出现新的破坏区。破坏区首先从坡脚开始,随着外荷载的增加,逐渐向安全系数低的部位转移,然后到起坡顶拉开。关键岩石部位出现新的破坏区 ($K_c < 1$ 时),应引起足够的重视。各种情况的破坏面积见表 5。

从整体位移来看,破坏区域的变化均比周围为大,情况 I 最大变位部位在 T_{147} 面 R_{P30} , R_{P30} 之间,最大变位达 7 毫米。情况 II 最大变位是在 T_{147} 面 R_{P30} , R_{P30} 之间,相应的变位 6.2 毫米,而 R_{P30} , R_{P30} 之间整体变位均比情况 I 大。渗透压力曲线以下 X 向变位均很大,最大变位 7.3 毫米。但渗透压力曲线以上由 T_{147} 向 T_{148} 变位逐渐减小,

由坡面向坡里变位也逐渐减小。情况Ⅲ是 T_{147} 面转向 T_{148} 面，垂直向及 Y 向变位均很

表4 各种方法计算成果表

切割块	荷载情况	安全系数	$K_c(f=0.4, c=0)$		
		计算方法	全空间赤平投影	极限平衡	有限元
a	I		2.602	2.620	3.580
	II		1.788	1.796	2.979
	III		1.756	1.760	1.774
b	I		0.886	0.891	1.358
	II		0.810	0.880	1.274
	III		0.773	0.810	0.910
c	I		1.077	1.080	1.425
	II		0.989	1.010	1.322
	III		0.946	0.960	1.001
d	I		1.011	1.024	1.135
	II		0.942	0.970	1.086
	III*		0.898	0.910	0.988

*此值 $f=0.47$

大，最大变位达8.8毫米，整体变位均比情况I、II大，由坡顶向坡底 T_{147} ，向 T_{148} 变位均增大。

各情况变位随着外荷载的增加而加大，破坏区域也随之增加，整体安全系数则相反。因此，在分析边坡稳定时，既要分析安全系数大小对工程的影响，又要分析整体变位和破坏区域大小对工程的影响，在综合分析的基础上，对工程进行评价。

从表6可以看出， K 随着 f 值的提高而加大，本文根据室内中型剪原状试验推荐的 f 值与地质上所采用的 $f=0.47$ 计算后，左坝肩边坡的各岩体切块的 K 值均大于1，满足稳定计算所要求的数值。对于d块，在荷载下 $K_c=0.988$ ，接近于1。因此，计算成果除地震情况有待实践检验外，目前左坝肩岩质边坡自电站运行以来，无失稳迹象，亦与计算结果相符。因此，用有限元节点应力值，结合刚体极限平衡理论，直接求解岩体切割孤立体的稳定安全系数值，成果是可信的。

采用全空间赤平投影法计算成果见表7。从表中可以看出，各种应力组合情况下 R_{p30} 、 T_{148} 的双面塌滑都不会发生，因为， $F/G < 0$ ， $K=1$ ，而其它可能滑动的结构面组合中，没有 R_{p30} 参与组合，故可以认为沿 R_{p30} 这一结构面不会产生任何滑动，在该面上岩体是稳定的。

在自然状态下，情况I各种结构面组合的安全系数均大于1， $E/G < 0$ ，其中稳定最

差的是 T_{148} 与 R_{p30} 的组合,安全系数为1.018,而其它组的安全系数大都高于1.2,因此是稳定的。

考虑长期运行岩体流变及软化影响后,除 T_{147} 与 R_{p30} 安全系数为0.866外,其它各种结构面组合的安全系数都大于1。

情况Ⅲ,除 T_{148} 与 R_{p30} 安全系数大于1外其它都小于1,但考虑到 R_{p10} 与 T_{148} 、 T_{147} 所形成的切割体,部分与坝体接触,对岩体的滑动有一定的限制,不会出现失稳问题。控制岩体稳定的是 R_{p30} , R_{p5} , R_{p4} 三条结构面。

对于全空间赤平投影法,极限平衡法,由于计算中作了一定的假定,其结果偏于安全,但实际上左坝肩岩质边坡并不是一个或两个结构面控制滑动,其它结构面也对切割体的滑动有一定的限制,因此,边坡岩体的潜在安全系数应比计算为高。

六、结 语

综上所述,可以得出如下结论:

1. 各种结构面的组合,是刘家峡左坝肩岩质边坡稳定的控制因素,只有建立符合实际的地质模型,选择合理的边界条件及参数,计算成果才接近实际。
2. 在边坡稳定研究中,采用各种方法计算的安全系数值规律基本相同,而有限元法计算成果更符合工程实际情况。
3. 在边坡稳定分析中,探讨了安全系数对工程的影响。又分析了整体变位,破坏面积对工程的影响。方法虽然不同,但变化规律基本相同。
4. 用全空间赤平投影法、极限平衡法分析,左坝肩岩质边坡主要受四组软弱结构面控制,可与有限元法相互论证。
5. 左坝肩岩质边坡岩体切割块的 K_c 值均大于1。对于d块,在地震荷载下 $K_c=0.988$,这是属于非常校核情况,安全系数可取 $K_c=1$ 。电站自运行以来,无失稳迹象,验证了有限元法计算成果的可靠性。

参 考 文 献

- [1] 单辉祖:材料力学,国防工业出版社,1983年8月。
- [2] H. A. 崔托维奇:土力学,地质出版社,1954年。
- [3] 曾利庆等:刘家峡水电站左坝肩有限元计算报告,水利水电科学研究院计算中心,1983年9月。
- [4] 马国瑾:刘家峡水电站左坝肩软弱夹层室内抗剪试验及成果分析,水利水电科学研究院,1983年。
- [5] 杨英群:刘家峡水电站左岸边坡岩体稳定条件分析,西北勘测设计院技术处。
- [6] 张明瑶等:岩体稳定计算的整体极限平衡法,西北勘测设计院,1983年8月。
- [7] 曾利庆:等刘家峡水电站左坝肩岩体切割块稳定分析报告,1983年8月。
- [8] 相建南:刘家峡水电站左坝肩边坡岩体稳定性的极限平衡法分析,水利水电科学研究院,1983年9月。