

层状岩体高边坡溃屈失稳研究

杨清廷 马衍泉 李朝国

(四川省电力工业局) (成都科技大学)

提 要 本文研制了双重非线性有限元程序 DNPSAP, 然后用该程序进行大变形弹塑性有限元计算, 结合地质力学模型试验和能量平衡法, 探讨了工程中常见的层状岩体高边坡溃屈失稳时的应力, 变位变化规律, 失稳破坏机理和稳定性评价方法, 着重探讨了倾角、坡长和岩层厚度变化对层状岩体高边坡溃屈失稳的影响。

关键词 层状岩体高边坡 溃屈失稳 极限平衡法 有限元法 模型试验

一、引 言

在工程实践中, 常遇到层状岩体高边坡。由于结构、岩性和影响因素等的不同, 这类边坡在失稳时表现出不同的破坏特征。溃屈失稳是层状岩坡典型的破坏形式, 有很多这方面的实例。国内李家峡水电站坝址上游Ⅱ号滑坡, 二滩水电站坝址上游霸王山滑坡以及西南地区进行南水北调选线阶段工程地质调查时发现的许多滑坡都属于溃屈失稳^[1]。在国外, 卡特(H. K. Kutte^[2] 1974)曾介绍过英国矿山边坡发生溃屈失稳的实例, 节可比(O. Jacobi^[3])也曾例举过一些溃屈失稳的层状岩坡。层状岩坡的溃屈失稳是一个较复杂的课题, 目前国内外还很少进行专门研究。随着国民经济的发展, 越来越多的工程将在高山峡谷地区修建, 遇到层状岩坡的可能性也越来越多, 因此, 对这个课题的研究是十分必要的。

对层状岩坡稳定问题的研究, 目前仍然以极限平衡法、有限单元法和模型试验法为主, 常采用这些方法进行综合评价。由于极限平衡法假设边坡总是因部份岩体达到强度极限, 形成滑裂面而破坏, 这并不符合层状岩坡溃屈失稳破坏形式, 所以, 用该法分析层状岩坡的稳定性有很大的局限性。目前常用于层状岩坡失稳分析的非线性有限元仅考虑了材料的非线性性质, 实际上层状岩坡溃屈失稳以结构失稳为主, 材料破坏居于次要地位^[3]; 边坡失稳伴随着较大的位移, 应力应变关系也存在不可忽视的非线性性质, 所以, 研究层状岩坡的溃屈失稳应该用同时考虑几何非线性和材料非线性的双重非线性有限元。模型试验用于层状岩坡稳定问题的研究也还有不少问题需要作进一步研究。

二、研究方案与研究方法

影响层状岩坡稳定性的要素有倾角、坡长、岩层厚、岩层和夹层的物理力学指标及外界影响因素(如地应力、渗透力、地震和人类活动的影响), 本文首先研制完成了双重非线性有限元程序 DNPSAP; 然后用有限元计算和地质力学模型试验相结合的办法, 对不同倾角、不同坡长和不同岩层厚度的层状岩坡进行计算和试验, 探讨层状岩坡失稳破坏机理和稳定性评价方法, 共拟定了 10 种研究方案如表 1。表 2 为层状岩体、层状岩坡后部的岩体和夹层材料的力学参数。

(一)有限元计算

1. 原理及方法 本文采用完全的拉格朗日(Total Lagrangian)方法求解。在有限元离散的基础上,将时刻 $t + \Delta t$ 的应变分解为时刻 t 的应变与这个时间步长内增量应变之和,导出应变—位移转换矩阵。对相对于初始构形定义的克希荷夫(Kirchhoff)应力进行分解,由虚功原理,得到系统的平衡方程。平衡方程的线性化涉及到几何和物理两个方面的问题,本文先将应变—位移转换矩阵线性化,再将有限大小的应力增量和应变增量之间的关系线性化,用修正的牛顿法求解平衡方程。DNPSAP 程序用八结点等参单元模拟一般材料,用六结点曲边夹层单元模拟夹层类材料,分别考虑了莫尔-库仑(Mohr-Coulomb)准则、德鲁克-普拉格(Drucker-Prager)准则及张拉强度准则,针对问题的具体情况进行变刚度计算。

2. 计算范围 若岩层厚度为 T ,则计算范围为:岩层前为 $3T$,岩层后为 $3T$,坡脚以下深度为 $2.5T \sim 3.75T$,视不同的 T 而定。这样既可满足层状岩坡的边界条件。又可避免一些次要因素的影响,便于研究主要问题,计算量也不太大。

(二)模型试验

根据层状岩坡产生溃屈失稳的近似条件^[3]和现有的设备条件,确定模型的几何比尺为 $1/300$ 。岩体及夹层模型材料力学参数如表 3 所示。摩擦系数 f 值是反映夹层力学特性的主要参数,故在模拟夹层强度时主要考虑 f 值的影响。

层状岩体模型材料的主要成份为重晶石粉和机油,将其按模型材料力学参数的要求配制成混合料,在根据几何比尺制成的木模内夯击成层状岩体模型。夹层用两层聚酯薄膜,中间涂滑石粉模拟。在每级荷载下,用 WY-300/V 液压稳压装置,通过油压千斤顶在模型顶部分级加压,百分表量测坡面特征点垂直于坡面的变位、坡顶压缩变位和侧向变位,观察破坏的发生发展全过程,了解破坏形态及拍摄最终破坏照片。

三、失稳破坏机理

(一)应力情况

在自重作用下,主压应力平行于坡面分布,从坡顶至坡脚逐渐增大。由于坡脚前岩体受到

表 1 研究方案汇总表

方案代号	倾角 (°)	坡长 (m)	岩层厚 (m)	层数	研究方法
C1	85	180	12	1	有限元计算,模型试验
C2	70	180	12	1	有限元计算,模型试验
C3	60	180	12	1	有限元计算,模型试验
C4	60	150	12	1	有限元计算,模型试验
C5	60	210	12	1	有限元计算,模型试验
C6	60	180	15	1	模型试验
C7	60	180	18	1	模型试验
C8	60	180	18	2	模型试验
C9	50	180	12	1	有限元计算,模型试验
C10	30	180	12	1	有限元计算,模型试验

表 2 岩体和夹层力学参数表

岩体类别	$\gamma \times 10^4$ ($\frac{N}{m^3}$)	E (GPa)	μ	R_t (MPa)	峰值强度		残余强度	
					C_p (MPa)	φ_p (°)	C_r (MPa)	φ_r (°)
层状岩体	2.62	2.058	0.24	3.23	6.47	42.00	2.59	30.34
岩体	2.61	6.174	0.28	2.94	5.88	54.46	2.35	41.99
夹层	2.02	0.029	0.45	0	0	14.04	0	11.86

注:夹层厚 0.01m

表 3 地质力学模型材料力学参数

岩体类别	$\gamma \times 10^4$ ($\frac{N}{m^3}$)	E (MPa)	μ	R_t (MPa)	峰值强度		残余强度	
					C_p (MPa)	φ_p (°)	C_r (MPa)	φ_r (°)
层状岩体	2.62	6.86	0.24	0.01078	0.02156	42	0.0086	30.04
夹层	2.02	0.098	0.45	0	0	14.04	0	11.86

岩层的挤压,在这部份层状岩体的夹层中,出现了较大的法向压应力。除夹层的个别点外,边坡处于受压状态,没有出现拉应力。

随着坡顶压力的增大,中下部向临空面的弯曲逐渐增大。由于夹层摩擦阻力的作用和自重产生的变形影响,坡顶也向临空面弯曲。整个岩层主压应力平行于坡面,从上到下逐渐增大。坡顶压力增大到一定程度后,将出现两个拉应力区:一是在坡顶段临近夹层一侧,这是因坡顶向临空面变位而产生的;二是坡脚附近,该处为中下弯曲段的起点,岩层横截面的弯矩较大。除所有夹层被剪坏外,岩体没有屈服或拉坏。



图1 临近破坏时的应力分布图

如坡顶压力继续增大,中下段将向临空面产生显著的弯曲变形,顶部向临空面的弯曲也明显增大。当坡顶压力接近极限荷载时,随着中下段向临空面显著的弯曲变形,最后边坡或因拉应力超过岩体抗拉强度的地方断裂而溃屈,或在坡脚处形成塑性区(图1),因坡脚处岩体的屈服而整体溃屈。临近溃屈时,应力分布的变化主要是岩体局部破坏后应力的调整引起的。在出现破坏较多的区域,应力变化大些,但总的应力分布与加载阶段的应力分布相比变化不大。

倾角由陡变缓时,坡上部内侧存在拉应力的范围缩小。当 $\alpha=85^\circ$ 时,在临近溃屈阶段,上1/3段均有拉应力,而当 $\alpha=30^\circ$ 时,仅在坡顶上1/9段内有拉应力。在同样坡顶压力下,拉应力在量上也明显减少。这说明,倾角较陡的层状岩坡,上部有明显向临空面倾倒趋势,倾角越缓,倾倒的可能性越小。

坡长 L 变化对层状岩坡的应力分布有一定的影响。 L 越大,岩层向临空面的弯曲越明显,弯曲段各截面的弯矩越大,更易失稳破坏。因此, L 越大,弯曲段截面应力分布越不均匀。此外, L 越大,临近失稳时坡顶以下拉应力段的长度越大。 $L=210\text{m}$ 的边坡临近失稳时,坡顶以下 70m ($L/3$)长度内有拉应力存在,而 $L=150\text{m}$ 的边坡的此长度仅为 30m ($L/5$)。

(二)变位情况

在坡顶压力作用下,边坡下2/3段向临空面鼓曲,形成中下弯曲段;上1/3段向坡内鼓曲,形成上弯曲段。此二弯曲段的交界处为一拐点(图2)。随着坡顶压力的增加,上弯曲段向临空面位移,但仍向坡内鼓曲,有倾倒的趋势;中下弯曲段进一步向临空面鼓曲,拐点的位置基本保持不变。

表4列出了各种倾角的边坡在自重及加荷情况下坡顶向临空面的位移,表中位移以向坡内为正,向临空面为负(下同)。当倾角由缓变陡时,坡顶向临空面的位移由小变大。这也说明

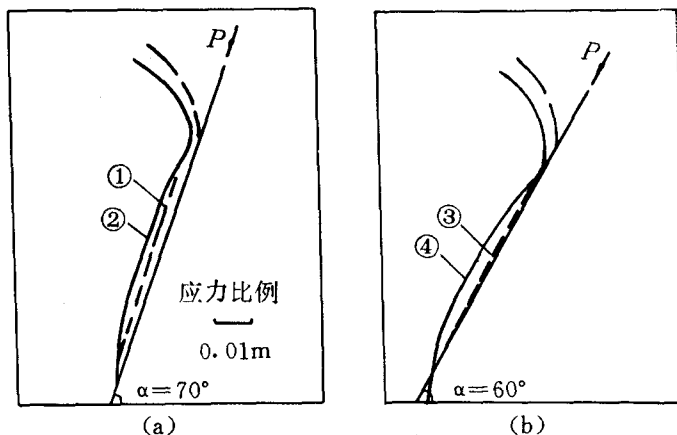


图2 有限元计算的坡面位移曲线

- ①—— $P=4.7\times 10^7\text{N}$ ③—— $P=4.61\times 10^7\text{N}$
②—— $P=9.26\times 10^7\text{N}$ ④—— $P=1.20\times 10^8\text{N}$

陡倾角边坡坡顶易发生倾倒破坏。倾角为 60° 、 70° 、 85° 的边坡在 $P = 8.40 \times 10^7 \text{N}$ 的压力作用下距坡底 $1/3$ 坡长处向临空面的位移分别为 $8.8 \times 10^{-4} \text{m}$ 、 $3.13 \times 10^{-3} \text{m}$ 、 $5.6 \times 10^{-3} \text{m}$ 。这说明边坡倾角越大,其中下部越易发生溃屈失稳。

坡长变化对层状岩坡的变位也有明显影响。坡越长,坡顶和中下弯曲段向临空面的变位越大(表 5),这说明边坡越长,越易发生溃屈失稳。

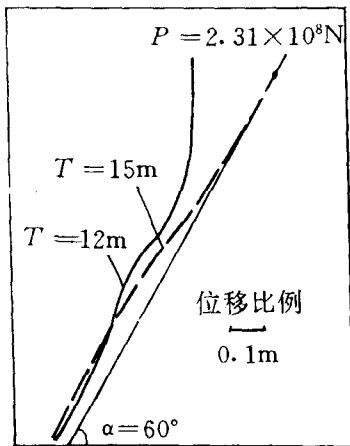


图 3 不同岩层厚的层状岩坡坡面位移曲线

图 3 为模型试验得到的不同岩层厚 T 的层状岩坡失稳时的边坡位移曲线。当岩层较薄时,坡顶部位移较大,表现为坡顶倾倒破坏;当岩层较厚时,坡下部位移较大,表现为坡下部溃屈失稳。

模型试验的位移与有限元计算所得的位移类似,见表 6 及图 4。由于加载千斤顶对坡顶位移有一定的约束作用,荷载也难免偏心,个别模型试验结果与有限元成果在坡顶有一定差异。

表 4 不同倾角边坡坡顶向临空面的位移 单位:mm

$\alpha (^\circ)$ $P (N)$	30	50	60	70	85
0	9.58	4.56	2.30	-0.76	-4.48
8.40×10^7	-28.90	-32.25	-34.25	-35.59	-36.58

注:加载后的位移已扣除自重产生的初给位移(下同)

表 5 不同坡长边坡($\alpha=60^\circ$)向临空面的位移单位:mm

	坡 顶 位 移			中下弯曲段最大位移		
坡长(m)	150	180	210	150	180	210
$P=0 \text{N}$	2.84	2.30	-10.78	1.65	-4.30	-8.83
$P=1.47 \times 10^8 \text{N}$	-61.01	-64.24	-193.3	-13.73	-15.62	-18.37

表 6 坡顶垂直位移 单位:mm

方 案	方 法	荷载 $P(\text{N})$			
		8.40×10^7	1.05×10^8	1.26×10^8	1.47×10^8
C2	有限元	468.47	626.21	783.95	941.69
	模型试验	428.10	566.40	814.20	1032.00
C3	有限元	467.27	573.14	679.00	784.87
	模型试验	354.00	543.00	732.00	1011.00
C9	有限元	349.39	471.75	594.10	716.46
	模型试验	225.30	317.40	488.40	671.40

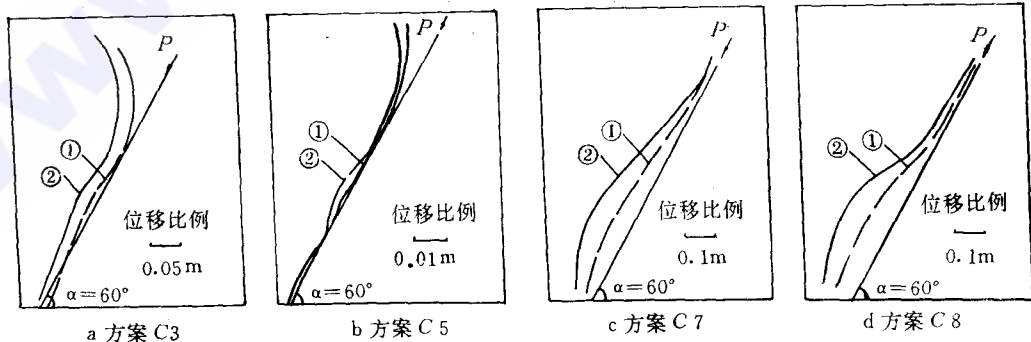


图 4 模型试验坡面位移曲线

- ① — $P = 8.4 \times 10^7 \text{N}$ ① — $P = 4.17 \times 10^7 \text{N}$ ① — $P = 2.65 \times 10^8 \text{N}$ ① — $P = 1.96 \times 10^8 \text{N}$
 ② — $P = 1.47 \times 10^8 \text{N}$ ② — $P = 8.40 \times 10^7 \text{N}$ ② — $P = 3.82 \times 10^8 \text{N}$ ② — $P = 2.55 \times 10^8 \text{N}$

(三)失稳破坏机理分析

在坡顶压力作用下,坡顶向临空面位移,向坡内鼓曲。由于变形后荷载偏心产生的弯矩作用,该段内侧可能出现拉应力。中下弯曲段在上弯曲段推力的作用下,进一步向临空面鼓曲。由于坡底部被约束,拐点处的位移较小,故中下弯曲段的曲率增大,在坡脚处产生较大的弯矩。在坡的外侧,弯矩产生的压应力迭加上轴向推力产生的压应力,使该处的压应力达到较大的数值。坡顶荷载增大到一定程度后,伴随着显著的变形和材料的破坏,边坡发生溃屈失稳。溃屈失稳有两种可能形式:①坡脚外侧岩体首先塑性屈服,在荷载不增加的情况下,此塑性区不断发展,最后在坡脚附近形成更大的塑性区,导致边坡整体溃屈失稳。②上弯曲段内侧拉应力达到岩体抗拉强度,岩层断裂,边坡上部向临空面倾倒。

各种倾角的层状岩坡均可能溃屈失稳。理论分析和试验结果表明^[3],即使水平层状岩体,在水平推力作用下,也可能发生溃屈失稳。葛洲坝水电站层状岩体坝基抗力试验结果就是如此。只是不同倾角时的失稳条件和失稳形式有差异。陡倾角层状岩坡较缓倾角层状岩坡坡顶更易向临空面倾倒破坏,也更易在中下段发生溃屈失稳。正如长度是影响梁柱稳定性的主要因素一样,坡长对层状岩坡的溃屈失稳有显著的影响。坡越长,层状岩坡的稳定性越差,发生溃屈失稳的可能性越大。当坡长小于一定值后,在坡顶压力作用下,边坡不可能溃屈失稳,只能产生以岩体材料屈服为主的破坏。

相同倾角和坡长的层状岩坡,岩层越厚,截面的抗弯模量就越大,柔度减小,坡上段和中下段更不易产生弯曲变形,也就不易发生溃屈失稳。此外,岩层较薄的层状岩坡上段倾倒和中下段溃屈均是可能的;岩层较厚时,在坡顶倾倒的可能性变小,失稳主要表现为发生在中下段的溃屈。

四、稳定性评价

边坡在特定条件下是否失稳是工程技术人员最关心的问题。要合理地进行稳定性评价,首先必须确定临界失稳状态及其判别方法。孙广忠用能量法导出了溃屈失稳的极限荷载^[3]

$$P_{cr} = \beta(8\pi^2 EI - ql^3 \sin\alpha) / 2l^2 \quad (1)$$

式中 E 为层状岩体弹性模量; I 为截面惯性矩; q 为单位长度层状岩体的重量; l 为分析段长度; α 为边坡倾角; β 为层状岩体碎裂特征系数,它与岩体内节理发育程度有关,对完整的层状岩体, $\beta=1$ 。卡特导出了层状岩坡溃屈失稳极限荷载的另一种估算公式^[4]

$$P_{cr} = \pi^2 EI / (0.71 L_0)^2 \quad (2)$$

式中 L_0 为极限溃屈长度

$$L_0 = \left[\frac{\pi^2 EI}{6\gamma \cos\alpha (\operatorname{tg}\alpha - \operatorname{tg}\varphi)} \right]^{1/3} \quad (3)$$

式中 γ 为岩体容重; φ 为夹层内摩擦角。

对于模型试验,本课题采用边坡特征点位移速率法^[5]确定其临界状态;在有限元计算中,本课题采用迭代不发散的最大荷载作为极限荷载,认为此时的边坡处于临界状态。比较诸方法所得极限荷载(表7)可知,有限元和模型试验结果比较接近,而解析法得到的结果较大,这是因为层状岩坡溃屈失稳伴随着材料的破坏,而解析法只将边坡作为弹性稳定问题处理,没有考虑材料的破坏。

由前述层状岩坡的变形特点可知,下 2/3 段为溃屈段。设本文有限元计算和模型试验所得极限荷载的平均值为 \bar{P}_σ , 根据欧拉公式基本原理,由 \bar{P}_σ 与上 1/3 段不平衡下滑力之和应等于溃屈段极限荷载的条件得

$$\begin{aligned} \bar{P}_\sigma + \frac{1}{3} L T \gamma (2 \sin \alpha - \cos \alpha \tan \varphi) \\ = \frac{\pi^2 E I}{(\frac{2}{3} \mu L)^2} \end{aligned} \quad (4)$$

式中 μ 为层状岩坡的长度系数; L 为边坡总长。由(4)式得

$$\mu = \frac{3\pi}{2L} \sqrt{\frac{EI}{\bar{P}_\sigma + L T \gamma (2 \sin \alpha - \cos \alpha \tan \varphi) / 3}} \quad (5)$$

把不同倾角层状岩坡的有限元计算和地质力学模型试验结果代入(5)式,可得倾角 α 与长度系数 μ 的关系曲线(图 5)。由欧拉公式可得层状岩坡溃屈失稳极限荷载的半经验半理论公式

$$P_\sigma = \beta \left[\frac{2.25 \pi^2 E I}{(\mu L)^2} - \frac{1}{3} L T \gamma (2 \sin \alpha - \cos \alpha \tan \varphi) \right] \quad (6)$$

式中 $\mu = 0.905 \sim 1.090$, 由图 5 根据倾角确定。

雅砻江霸王山层状岩坡倾角 40° , 坡长 1462m, 岩层厚 10m, 岩体 $E = 490 \text{ MPa}$, $\gamma = 2.65 \times 10^4 \text{ N/m}^3$, 夹层 $\varphi = 17^\circ$, $\beta = 0.7$ 。从图 5^μ 查得 $\mu = 0.916$, 由(6)式算得 $P_\sigma = -9.45 \times 10^7 \text{ N} < 0$, 说明该边坡自身是不稳定的。实际上该边坡确实发生了溃屈失稳。用(1)式算得 $P_\sigma = -8.65 \times 10^7 \text{ N}$, 与(6)式计算结果较接近, 这是因为该边坡长厚比较大, 主要是稳定问题, 材料破坏可以忽略不计, 接近(1)式的基本条件。而本文各方案边坡长厚比较小, 材料的破坏

不可忽略, 故(1)式计算结果与模型试验和有限元计算结果相差较大。由此可知, 只有当长厚比相当大时, (1)式才是正确的, 而(6)式却适合较大范围长厚比的边坡。

表 7 极限荷载 单位 MN

方 案	有限元法	模型试验	孙广忠公式	Kutte 公式
C1	136.22	137.20	332.95	406.90
C2	148.96	147.00	334.54	377.76
C3	167.58	167.58	336.62	344.09
C4	199.92	189.14	499.85	355.18
C5	132.30	104.86	236.74	340.84
C6	—	189.14	674.67	596.84
C7	—	220.50	1181.99	985.61
C8	—	274.40	—	—
C9	205.80	99.96	339.45	309.46
C10	229.32	—	346.97	200.64

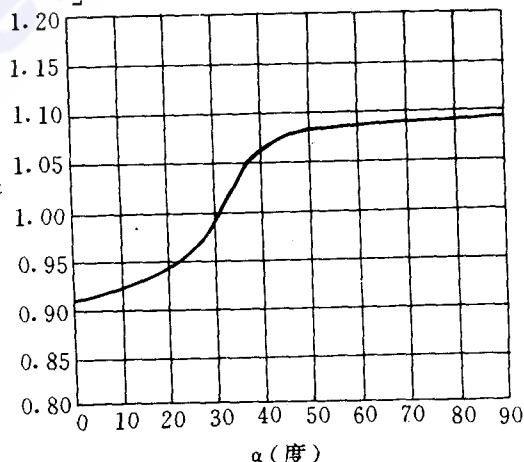


图 5 层状岩坡倾角与长度系数关系曲线

五、结 论

(一)层状岩坡溃屈失稳机理为:坡顶荷载增大到一定程度后,坡顶向临空面明显位移,上弯曲段曲率增大,保持向坡内鼓曲,中下弯曲段向临空面的位移也明显增大,最后边坡可能因坡脚岩体屈服而整体溃屈,也可能上弯曲段因内侧拉坏向临空面倾倒。

(二)各种倾角的层状岩坡都可能发生溃屈失稳,但其失稳形式有所不同。倾角越大,坡顶

向临空面倾倒的可能性越大;边坡缓到一定程度后,只可能中下段溃屈。

(三)坡长和岩层厚度对层状岩坡的破坏机制影响较大。长厚比越大,越可能发生溃屈失稳;长厚比小到一定程度后,边坡破坏与否决定于岩体材料强度。因此,高边坡与低边坡的破坏机制是不同的,在层状岩坡稳定性研究中,以一种破坏机制的观点对待所有的层状岩坡是不合适。

(四)倾角和岩层长厚比对层状岩坡极限荷载影响较大。倾角越小,极限荷载越大;长厚比越大,极限荷载越小。其根本原因是不同倾角或不同长厚比的层状岩坡的破坏机制不同。

(五)在欧拉公式基础上,由有限元计算成果和模型试验结果得到的层状岩坡溃屈失稳极限荷载的半经验半理论公式,比较符合实际情况,具有实用意义。

参 考 文 献

- 1 孙广忠,张文彬,一种常见的岩体结构——板裂结构及其地质力学模型,地质科学,1985年第3期
- 2 MÜller, L. 主编,李世平等译,岩石力学,煤炭工业出版社,1981年
- 3 孙广忠,岩体结构力学,科学出版社,1988年
- 4 王少东,四川雨季滑坡规律的初步探讨,滑坡文集(第四集),中国铁道出版社,1984年
- 5 胡给泗,剪切变形曲线特征点的确定,人民长江,1988年第7期
- 6 殷有泉,固体力学非线性有限元引论,北京大学出版社,清华大学出版社,1987年

A Study of the Buckling Failure of High Stratified Rock Slope

Yang Qingting

(Sichuan Power Industry Bureau)

Ma Yanquan Li Chaoguo

(Chengdu University of Science and Technology)

Abstract At first, the double-nonlinear finite element analysis program, DNPSAP, was developed. Then the large deformation elastic-plastic finite element analysis was carried out by this program. Under the light of geomechanics model test and energy budget method, the authors probe into the stress, displacement variation pattern, the mechanism of buckling failure and the appraising method of buckling stability of high stratified rock slope which commonly occurs in the construction site. The influence of the changes of the dip angle, length and rock stratum thickness of the slope on the buckling failure of high stratified rock slope was investigated in detail.

Key Words high stratified rock slope, buckling failure, method of limit equilibrium, finite element method, model test.

本刊1993年第2期要目预告

关于加强沱江综合开发治理的建议 四川省政协经济委员会
ARMA模型在实时水文预报中的应用探讨 章上游等
模糊聚类分析在宝珠寺水电站施工洪水分期中的初步探讨 洪家宁
节理岩体强度和变形模量的经验估算方法 徐光黎
论西南地区土工离心试验研究的进展 张利民
运行条件对拱坝下游面水平裂缝的影响 邢林生等
堤堰软基塑流稳定计算 张文焯

浅谈安居水电站二期截流龙口位置施工设计 李克礼
映秀湾发电厂汽车吊桥加固改造施工 严家翔
西河水电站取水口引水防沙问题 陈家扬
东西关水电站枢纽工程布置中对水力条件的研究 邵培汉
高标号大流动度砼配合比设计与质量控制 陈国胜
二滩水电站右岸导流洞洞钻爆开挖施工 殷家庆
水轮机调速器的技术发展(二) 温励强