

某龙头水库电站近坝边坡抗滑稳定分析方法的对比研究

王友春 杨懿函 刘 玲

大唐雅安电力开发有限公司 四川 雅安 625000

摘要: 根据《水电工程边坡设计规范》NB/T10512-2021相关规定,对于Ⅰ级、Ⅱ级的高边坡、特高边坡及超高边坡,宜采取2种或2种以上的计算方法。本文以龙头水库电站近坝边坡为例,选取刚体极限平衡方法及有限元法进行边坡稳定分析。刚体极限平衡法采用Autobank软件进行分析计算,有限元采用ANSYS强度折减方法软件进行分析计算,根据分析成果提出合理的边坡支护措施,经边坡加固处理后,塑性区深度发展得到限制,边坡安全系数和稳定性得到显著提高。

关键词: 边坡稳定;计算方法;有限元;强度折减

引言

边坡稳定性问题历来困扰着水电行业的顺利施工,边坡稳定与否是决定工程建设质量好坏、工程建设工期长短和保证财产安全的关键问题,因而对边坡的稳定性分析研究具有很大的现实意义^[1]。近年来,随着有限元法及强度折减法的迅速发展,强度折减法已成为解决复杂边坡安全稳定问题的重要手段,并得到了广泛的应用。本文结合龙头水库电站近坝边坡工程实例,基于刚体极限平衡法和有限元强度折减法,运用Autobank软件及ANSYS软件对边坡稳定性进行对比分析,为实际工程设计施工提供参考。

1 工程概况

某龙头水库电站位于四川省雅安市天全县境内,为单一发电工程,开发方式为混合式开发。电站总装机 $3 \times 70\text{MW}$,年发电量 $7.7855\text{亿kW} \cdot \text{h}$,年利用小时数 3707h 。本工程为Ⅱ等大(2)型工程,其合理使用年限为100年,相应主要永久建筑物级别为2级,次要建筑物为3级^[2]。大坝抗震设计按Ⅰ级建筑物要求100年基准期超越概率2%的基岩地震加速度设计,相应的基岩水平峰值加速度为 418cm/s^2 。

边坡工程按照枢纽建筑物不同部位分为大坝边坡、表孔溢洪洞边坡、中孔泄洪放空洞边坡、进水口边坡和料场边坡。本文以首部枢纽一近坝边坡为例进行分析研究,经分析计算结果,边坡采取以下支护措施后满足设计规范要求:①浅表层支护:坡面设置 $\Phi 25$ 锚杆,

$L = 4.5\text{m}/6\text{m}$,间排距 $2\text{m} \times 2\text{m}$,交替布置,挂 $\Phi 6.5@20\text{cm}$ 钢筋网,喷C20砼厚 10cm ^[3]。全坡面设置d48花管排水孔,孔深 3m ,间排距 3m ,仰角 5° 。②框格梁:正常蓄水位以上边坡,布置C25砼框格梁,框格梁尺寸 $0.4\text{m} \times 0.4\text{m}$ (宽 \times 高),框格结点间距 8m ,排距 5m ,结点位置布置 $3\Phi 28$ 锚筋束, $L = 12\text{m}$,倾角 15° ^[4]。③深层预应力锚索支护:在主滑弧范围内设置11排 $1500\text{kN} \sim 2000\text{kN}$ 预应力锚索,锚索间距 8m 。边坡典型计算剖面见图1.1-1。

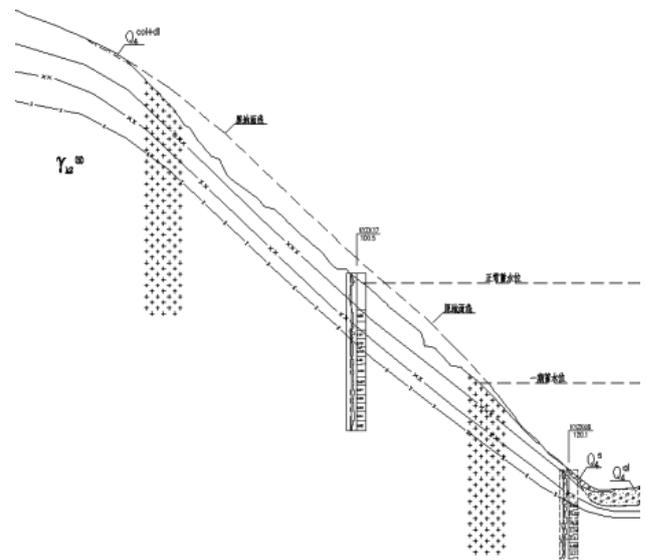


图1.1-1 边坡典型计算剖面

边坡物理力学参数指标见表1。

表1 边坡岩(土)体物理力学参数选取值表

层位	风化状态	质量分类	干密度	饱和抗压强度	抗剪断强度	
					岩体/岩体	
					$\tan\psi'$	c'
			g/cm^3	MPa	/	MPa
$\gamma_{k2}^{(5)}$ 花岗岩	新鲜	A _{III1}	2.81	117.2~155.6	1.00~1.10	1.00~1.20

续表:

层位	风化状态	质量分类	干密度	饱和抗压强度	抗剪断强度	
					岩体/岩体	
					$\tan\psi'$	c'
			g/cm^3	MPa	/	MPa
$\delta_2^{(3)}$ 闪长岩	微风化	A _{III2}	2.67	107.0~144.4	0.90~1.00	0.80~1.00
	弱风化	A _{IV1}	2.61	102.4~146.7	0.80~0.90	0.50~0.70
	强风化	B _{IV2} ~A _{IV2}	2.45	30.0~60.0	0.65~0.80	0.30~0.50
Q_4^{col-dl}	块碎石夹土		1.98		$\varphi 28^\circ \sim 30^\circ$	0.05
Q_4^{al}	漂卵石夹砂		2.25		$\varphi 36^\circ$	0

2 刚体极限平衡法

刚体极限平衡法数学模型计算简图如下。

2.1 刚体极限平衡法数学模型

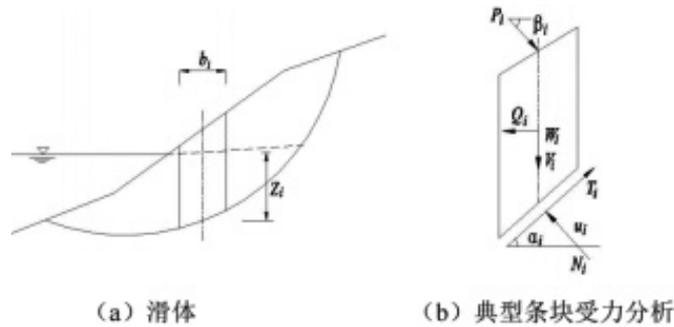


图2.1-1 刚体极限平衡法计算简图

刚体极限平衡法抗滑稳定安全系数K按下式计算。

$$K = \frac{\sum \left\{ \left[(W_i + V_i + P_i \sin \beta_i) \sec \alpha_i - u_i b_i \sec \alpha_i \right] \tan \varphi'_i + c'_i b_i \sec \alpha_i \right\} \left[1 / (1 + \tan \alpha_i \tan \varphi'_i / K) \right]}{\sum \left[(W_i + V_i + P_i \sin \beta_i) \sin \alpha_i + M_{Q_i} / R - P_i h_{p_i} \cos \beta_i / R \right]}$$

式中:

β_i —— 第*i*条块外力与水平面的夹角(°);

K —— 安全系数;

2.2 刚体极限平衡法计算成果

W_i —— 第*i*滑动条块自重(KN);

刚体极限平衡法采用Autobank软件进行计算,各工

V_i —— 第*i*条块上竖直向地震惯性力,向下为正,下同(KN);

况计算成果如下。

P_i —— 第*i*条块上的外力,不含坡外水压力(KN);

Q_i —— 第*i*条块上水平向地震惯性力,与滑动方向一致为正(KN);

u_i —— 第*i*条块底面的单位孔隙压力(KN/m);

b_i —— 第*i*条块宽度(m);

c'_i —— 第*i*条块底面有效凝聚力(KPa);

φ'_i —— 第*i*条块底面有效内摩擦角(°);

M_{Q_i} —— 第*i*条块水平向地震惯性力对圆心的力矩(KN.m);

h_{p_i} —— 第*i*条块外力水平向分力对圆心的力臂(m);

R —— 圆弧半径(m);

α_i —— 第*i*条块底面与水平面的夹角(°);

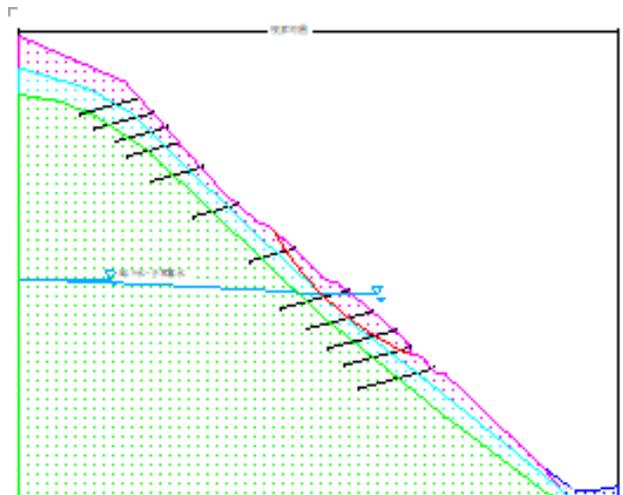


图2.2-1 正常运行期, $F_s = 1.33$

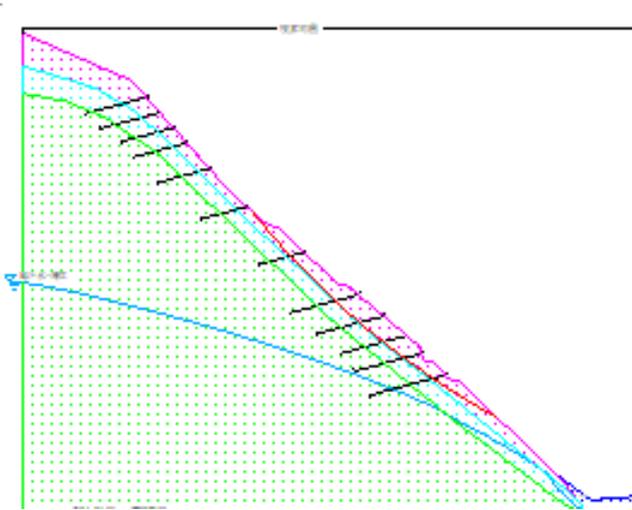


图2.2-2 施工期, $F_s = 1.32$

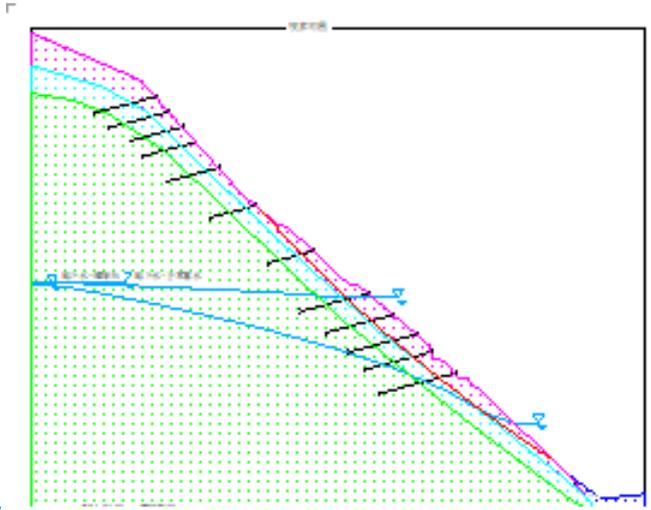


图2.2-3 库水位骤降期, $F_s = 1.27$

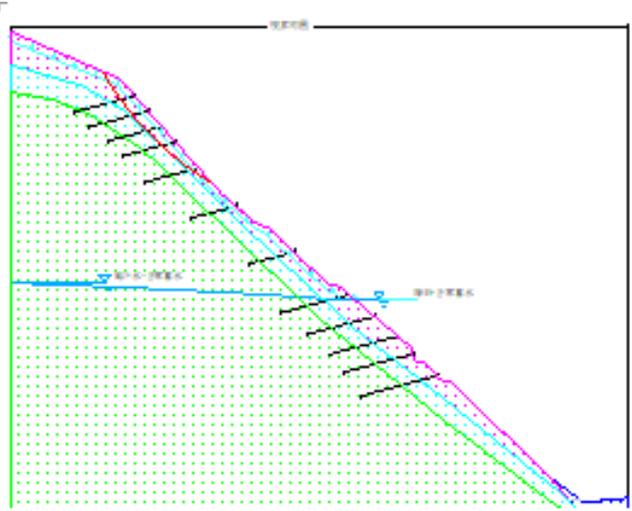


图2.2-4 降雨期, $F_s = 1.15$

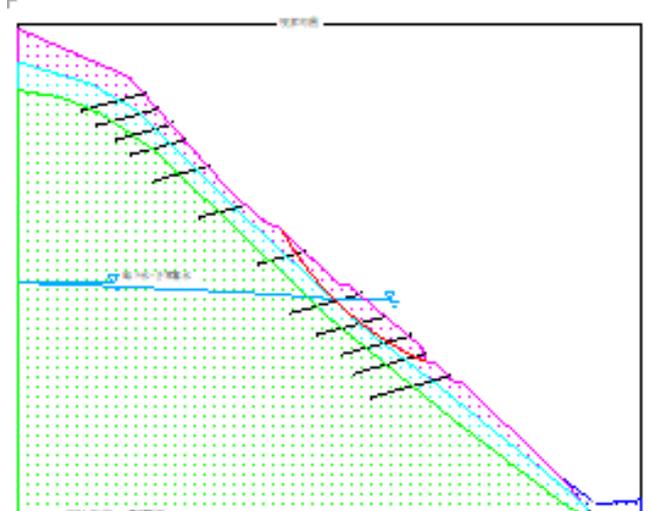


图2.2-5 正常运行期+地震, $F_s = 1.08$

表2 各工况边坡抗滑稳定安全系数计算成果 (Autobank)

计算工况		计算安全系数	许用安全系数	备注
基本组合	持久状况 正常运行期	1.33	1.30~1.25	满足
	短暂状况 施工期	1.32	1.20~1.15	满足
	短暂状况 库水位骤降期	1.27	1.20~1.15	满足
	短暂状况 正常运行+降雨期	1.15	1.20~1.15	满足
偶然组合	偶然状况 正常运行期+地震	1.08	1.15~1.05	满足

3 有限元法

3.1 有限元法本构模型

工程中常用的岩土体本构模型为摩尔库伦屈服准则 (M-C), 而ANSYS有限元软件提供Drucker-Prager本构模型 (D-P), 该本构模型与工程常用的M-C屈服准则存在一定的差异, 为提高计算成果的合理性及精度, 需要将M-C参数转换为D-P参数, 转换公式如下:

$$\varphi_3 = \arcsin\left(\frac{3\sqrt{3}a_3}{2 + \sqrt{3}a_3}\right) \quad c_3 = \frac{\sqrt{3}(3 - \sin\varphi_3)k_3}{6 \cos\varphi_3}$$

$$a_3 = \frac{\sin\varphi_0}{3} \quad k_3 = c_0 \cos\varphi_0$$

式中:

c_0, φ_0 ——M-C屈服准则下, 岩土体的凝聚力 (KPa), 内摩擦角 ($^\circ$);

c_3, φ_3 ——D-P屈服准则下, 岩土体的凝聚力 (KPa), 内摩擦角 ($^\circ$);

ANSYS有限元是通过材料强度折减法计算边坡的抗滑稳定系数k, 通过反复修改k值, 直至非线性计算不收敛, 即可认定边坡发生塑性破坏, 对应的k值即为边坡安全系数。折减公式如下:

$$\tan \varphi_3' = \frac{\tan \varphi_3}{k} \quad c_3' = \frac{c_3}{k}$$

3.2 有限元法有限单元模型

边坡稳定分析采用ANSYS软件提供的PLANE82单元, PLANE82单元是2维8结点单元, 每个结点有2个自由度, 分别为x和y方向的平移, 单元对于四边形和三角形混合网格具有较高的计算精度, 单元具有一致位移形状函数, 能很好地适应不规则地形边界^[5]。本单元具有塑性、蠕变、辐射膨胀、应力刚度、大变形以及大变形的能力。边坡有限元模型见图3.2-1。

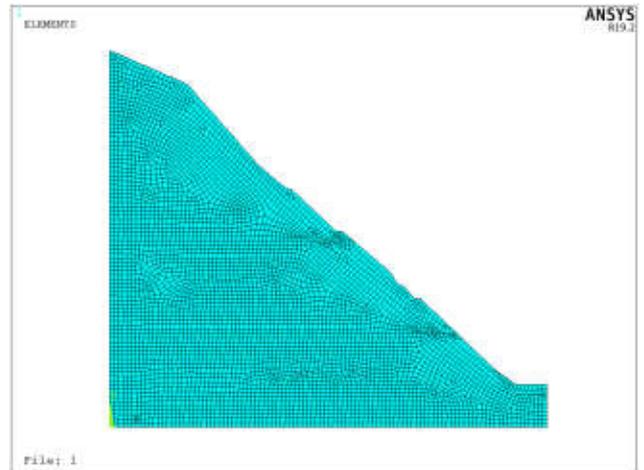


图3.2-1 有限元模型

3.3 有限元法计算成果

有限元法采用ANSYS软件进行计算, 各工况塑性应变计算成果如下。

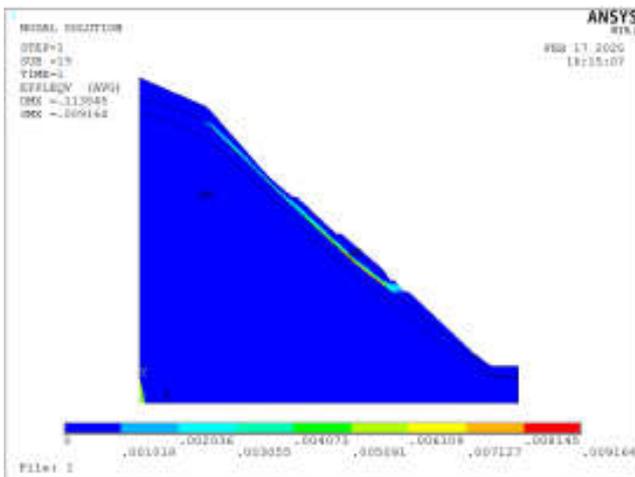


图3.3-1 施工工况, $k = 1.19$

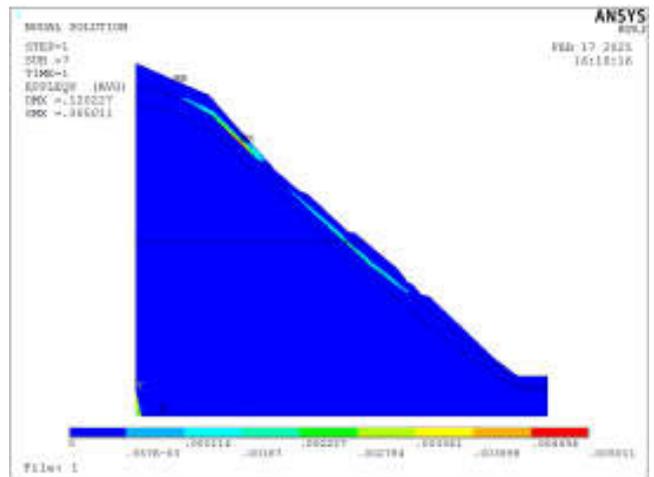


图3.3-2 正常蓄水工况, $k = 1.29$

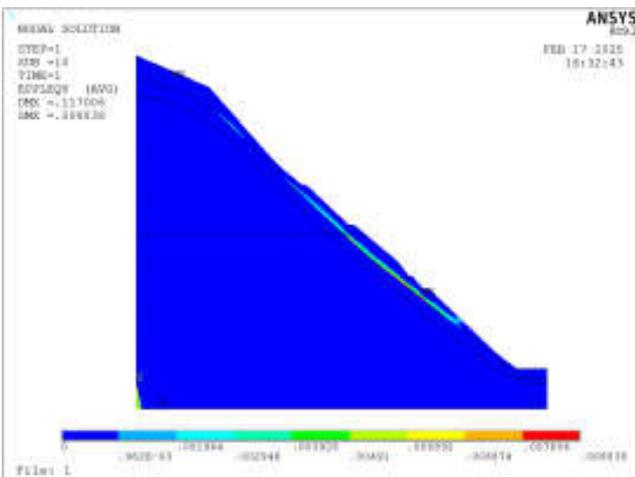


图3.3-3 水位骤降工况, $k = 1.18$

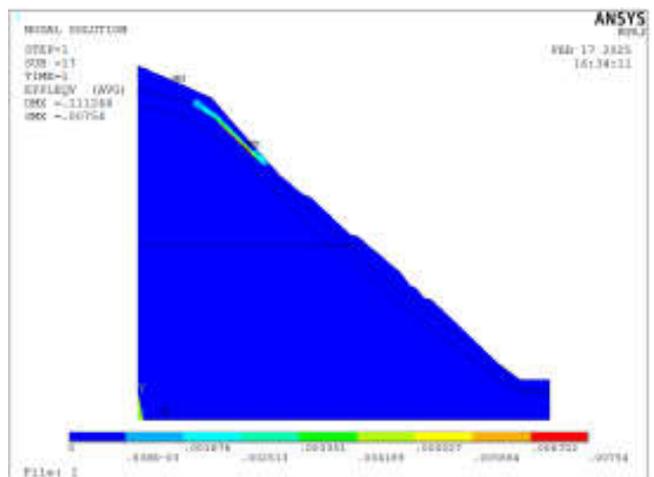


图3.3-4 暴雨工况, $k = 1.15$

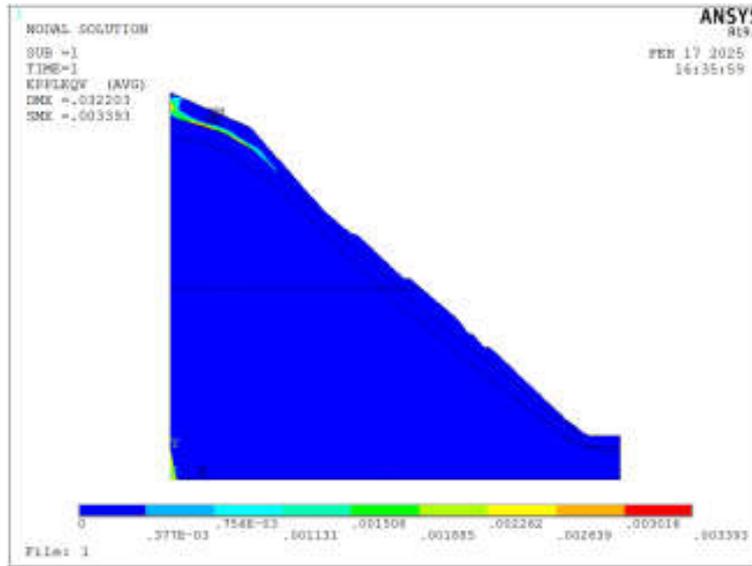


图3.3-5 地震工况，k = 1.08

表3 各工况边坡抗滑稳定安全系数计算成果（ANSYS有限元）

计算工况		计算安全系数	许用安全系数	备注
基本组合	持久状况 正常运行期	1.29	1.30~1.25	满足
	短暂状况 施工期	1.19	1.20~1.15	满足
	短暂状况 库水位骤降期	1.18	1.20~1.15	满足
	短暂状况 正常运行+降雨期	1.15	1.20~1.15	满足
偶然组合	偶然状况 正常运行期+地震	1.08	1.15~1.05	满足

4 计算成果对比

表4 刚体极限平衡法与有限元法计算成果对比表

计算工况		刚体极限平衡法 有限元法	有限元法 安全系数K2	许用安全系数	备注
基本组合	持久状况 正常运行期	1.33	1.29	1.30~1.25	满足
	短暂状况 施工期	1.32	1.19	1.20~1.15	满足
	短暂状况 库水位骤降期	1.27	1.18	1.20~1.15	满足
	短暂状况 正常运行+降雨期	1.15	1.15	1.20~1.15	满足
偶然组合	偶然状况 正常运行期+地震	1.08	1.08	1.15~1.05	满足

通过两种计算方法成果对比可知，各工况下边坡安全系数均满足设计规范相关要求，采取的边坡支护措施合理可靠，满足边坡的运用条件要求^[6]。有限元法可更直观的了解边坡各部位塑性应变区位置、塑性应变区深度、长度发展趋势，也可根据边坡的整体应力、变形等情况，采取针对性的进行加强支护措施。

5 总结

本文应用刚体极限平衡法和有限元法对龙头水库电站近坝边坡进行了对比分析计算，根据计算结果得出以下结论：

(1) 两种计算方法成果对比可知，各工况下边坡计算安全系数均满足设计规范相关要求；

(2) 岩土工程常用摩尔库伦屈服准则（M-C），而ANSYS软件中提供的岩土本构模型D-P屈服准则需要进行修正，经修正后D-P准则计算精度更高。

(3) 采用有限元法进行边坡的稳定分析不需要假设破裂面的存在，计算结果更符合工程实际情况，适用于大型、复杂边坡的稳定分析。

(4) 工程采取相应的支护措施后，可有效控制塑性区发展趋势，从而提高边坡的整体稳定性，满足边坡的

运用条件要求。

参考文献

[1]国家能源局。《工程边坡设计规范》(NB/T10512-2021)[S].北京:中国电力出版社,2021。

[2]赵尚毅,郑颖人,时卫民,等.用有限元强度折减法求边坡稳定安全系数[J].岩土工程学报,2002,24(3):333-346。

[3]郑颖人,赵尚毅.有限元强度折减法在土坡与岩坡中的应用[J].岩石力学与工程学报,2004,23

(19):3381-3388。

[4]郑颖人,赵尚毅,邓楚键.等.有限元极限分析法发展在岩土工程中的应用[J].中国工程学科,2006,8(12):39-62。

[5]娄一青.降雨条件下边坡渗流及稳定有限元分析[J].水利学报,2007,38(S1):346-351。

[6]张磊,李建林,郑东健.刚体极限平衡法在岩质边坡稳定分析中的改进应用[J].岩石力学与工程学报,2019,38(S2):3568-3575。