

doi:10.11835/j.issn.1674-4764.2013.S2.004

# 竹子坝料场边坡开挖支护的优化设计

易光伟, 林 彤, 张学文

(中国地质大学(武汉)工程学院, 武汉 430074)

**摘 要:**以竹子坝料场边坡为实例,采用 FLAC<sup>3D</sup> 对开挖过程进行了动态模拟;采用强度折减法进行数值计算,得到了塑性区分布范围,并确定出了潜在滑动面;通过敏感性分析确定出  $c$ 、 $\varphi$  值对边坡特定监测点位移的影响性强弱,并结合该点的实测位移值进行反分析确定出了潜在滑动面的力学参数。在分析锚固方式对锚固效果的影响的基础上,设计出了 2 种开挖-支护方案。研究表明:采用强度折减法确定潜在滑动面是可行的,并与采用赤平投影的方式进行结构面分析取得的滑面较为接近;指定点的位移与  $\varphi$  之间的关系表现出了明显的线性关系,且在同一内聚力下,内摩擦角对该点位移的影响是相似的;在同一内摩擦角下,内聚力对该点位移的影响也是相似的;数值模拟方法可用于确定出特定边坡的最优锚固长度与锚固间距组合,以使建筑材料得到最优化利用。

**关键词:**边坡工程;开挖支护;数值模拟;优化设计

**中图分类号:** TU443    **文献标志码:** A    **文章编号:** 1674-4764(2013)S2-0012-06

## Study of Optimization Design of the Excavation and Support of the Zhuziba Material-Yard Slope

Yi Guangwei, Lin Tong, Zhang Xuewen

(School of Engineering, China University of Geosciences, Wuhan 430074, China)

**Abstract:** Taking Zhuziba material-yard slope as an example, it use FLAC<sup>3D</sup> to dynamically simulate the excavation process. Numerical calculation is carried out and strength reduction method is used to identify the plastic zone and the potential sliding surface. Sensitivity analysis is carried out to determine the influence on the the values of  $c$  and  $\varphi$  of the monitoring points on displacement. And combined with the measured displacements of the point, back analysis is carried out to determine the mechanical parameter of the potential slip surface. Based on analyzing the effect of anchorage on the anchoring method, 2 excavation - supporting schemes are designed. The results show that it can be accepted to identify the potential sliding surface by using strength reduction method, because the result is similar to what is drawn by using stereographic projection. The displacement of monitor point is linear to  $\varphi$ . The influence of  $\varphi(c)$  is similar on displacement at same  $c(\varphi)$ . It also can be accepted to determine the best interval of anchor and length of anchoring section of double anchor by using numerical calculation to make the most considerable use of building materials.

**Key words:** slope engineering; excavation and support; numerical analysis; optimization design

在高速公路、铁路、水电站建设中,高边坡是一种常见现象。在边坡稳定性评价、边坡治理设计过程中,岩土体力学参数、临界滑面位置确定、临界滑面力学参数的准确选取直接关系到边坡工程的安全和经济。

边坡岩土体力学参数一般可通过室内试验确定,但在确定边坡滑面位置的方法上,学术界一直有争议。游敏等<sup>[1]</sup>从初始环境地质条件入手确定滑面位置和形态,是一种常见的、粗略的确定滑面的一种办法,但实际工程中,不可能经常遇到具有显著剪切面特征的边坡,因此用该法确定滑面有很大的局限性。郭炳跃等<sup>[2]</sup>认为,岩质边坡滑面的特点是软弱结构面的组合,呈阶梯状,抗剪力最小的组合,就是滑动面。钟卫等<sup>[3]</sup>运用赤平投影的方法,统计找出优势结构面组合,确定出可能从坡体上滑出的块体。然而该法采用了基于

块体理论的基本假设,只考虑结构面的产状,未考虑结构面的具体位置及延伸长度,存在较大缺陷。

潜在滑动面力学参数的确定,常见的有室内和现场试验法、神经网络、经验公式法等方法,但由于岩质高边坡的地形特点及其复杂组成,滑面力学参数的确定有相当大的随意性。李治广等<sup>[4]</sup>以具体边坡为实例,将反分析法和室内试验的对比,确定出了岩体参数。谭万鹏等<sup>[5]</sup>从岩石的流变性出发,通过参数反演,确定了流变参数的理论解。

现行的边坡稳定性分析手法中,极限平衡理论、数值分析、可靠度分析是研究最多、应用最广的 3 种边坡分析方法。基于数值模拟的强度折减法是前两种方法的综合,有效弥补了极限平衡法、数值分析法各种假设的不足,是一种较为可靠的边坡稳定性分析方法<sup>[6-8]</sup>。

收稿日期:2013-09-30

作者简介:易光伟(1987-),男,硕士生,主要从事岩土工程的研究,(E-mail)yqw007@126.com。

笔者以竹子坝料场边坡为实例,通过 FLAC<sup>3D</sup> 数值模拟、强度折减法确定出潜在滑动面;通过敏感性分析、位移反分析确定出岩体强度参数。在分析锚固方式对锚固效果影响的基础上,设计出了 2 种开挖-支护方案,与原方案对比,得出了原方案是在保证安全前提下最经济的开挖-支护方案的结论,为边坡工程的设计、施工提供参考。

## 1 工程概况

竹子坝料场边坡是四川省官地水电站建坝取石所形成的人工边坡,位于坝址上游右岸约 300 m(直线距离)的斜坡地带,距西昌市 80 km。该区出露地层为二叠系上统玄武岩组上统及第四系覆盖层,工程地质平面图见图 1。

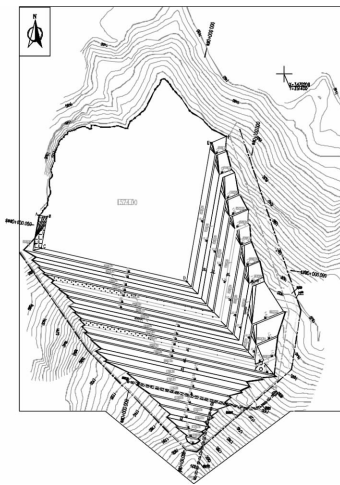


图 1 竹子坝料场工程地质平面图

## 2 开挖过程的动态模拟

竹子坝料场边坡按其相对位置主要分为东坡、西坡、南坡三大坡段:①料场东坡为顺向坡;②料场西边坡为逆向坡;③料场南边坡为斜(横)向坡。与东、西坡相比,南坡坡高更高,开挖量更大,故选取南坡  $B-B'$  剖面作为典型剖面(图 2),分析讨论其稳定性。

将坡形设计为台阶形有利于简化爆破作业,方便人工施工,近似的直线形坡形对边坡整体的应力应变分布影响并不大<sup>[9]</sup>。为了能在后面的优化分析中抓住主要矛盾,便于分析问题,笔者对实际的开挖坡面作了简化处理,即将台阶形开

挖面简化为坡度为 1:0.75、1:0.5 的两段。模型顶部地表高程约为 1 730 m,底部高程 1 230 m,整个范围长约 600 m。水平方向为  $x$  轴,向右为正;竖直方向为  $y$  轴,向上为正;垂直纸面方向为  $z$  轴,向外为正;坐标原点位于左下角附近。在 ANSYS 中采用计算机自动生成技术生成网格单元,为满足计算精度要求,结合局部细化剖分来控制网格单元尺寸,然后导入 FLAC<sup>3D</sup> 中,形成最终的计算网格,见图 3。

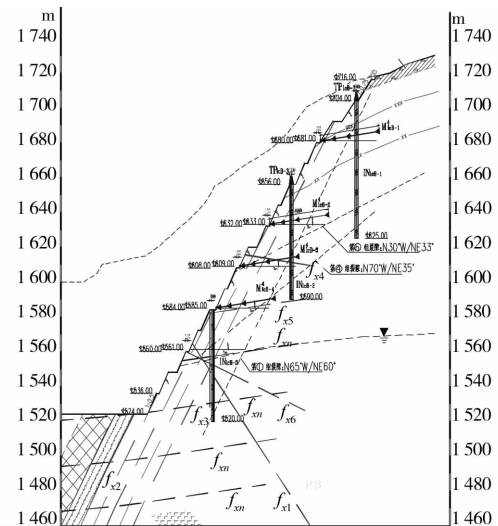


图 2  $B-B'$  剖面开挖监测图

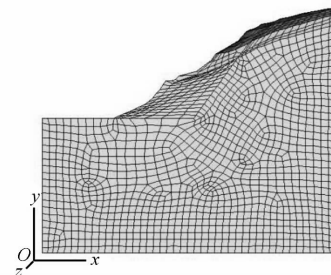


图 3  $B-B'$  剖面数值模拟网格图

根据前期室内岩石物理力学试验成果、断层带物质的土工试验和颗粒分析成果以及相关岩土体和结构面的经验参数,料场边坡南坡坡体岩土体参数值见表 1。边界条件模拟现场天然应力状态,采用莫尔-库伦模型进行数值计算。

表 1 岩体力学参数表

岩土体及状态	密度/ ( $\text{g} \cdot \text{m}^{-3}$ )	抗剪(断)强度		弹性模量/ GPa	泊松比	抗拉强度/ MPa	剪胀角/ ( $^{\circ}$ )
		$\varphi'/(^{\circ})$	$c'/\text{MPa}$				
残坡积层	1.85	16	0.02	0.8	0.38	0.0	8
强风化玄武岩	2.75	21	0.08	3.0	0.35	0.1	10
弱风化玄武岩	2.90	35	0.55	65.0	0.28	5.0	15
微风化玄武岩	2.97	49	1.20	80.0	0.24	8.5	17

高边坡在施工开挖过程中力学状态的变化,可以视为原岩应力场在岩体开挖面应力释放引起的,笔者模拟这一开挖结果按等效释放荷载进行。通过对 FLAC<sup>3D</sup> 中空单元一步步激活来模拟开挖施工的行进阶段,数值计算形成的塑性区见

图 4、图 5。由图中可以看出,随着开挖的进行,塑性区范围扩大加深,破坏深度由浅表扩散至深部,塑性区大致反映了一个可能发生破坏的范围。

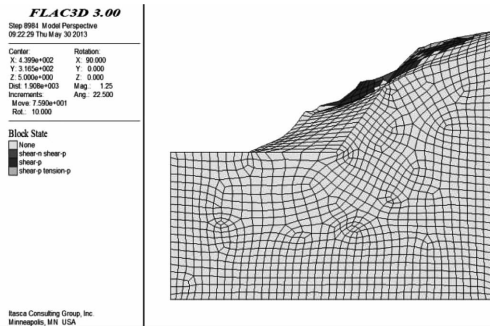


图 4 一次开挖塑性区分布图

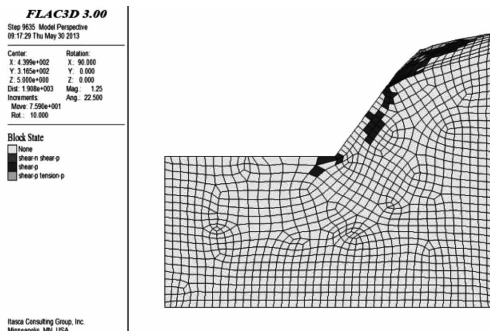


图 5 两次开挖塑性区分布图

众多工程应用实例<sup>[10-14]</sup>表明,强度折减法中塑性区的分布可以反映滑面的大致范围。经强度折减法计算,二次开挖后的稳定系数为 1.03,满足规范中对稳定性系数的要求。由其塑性区形状并参考图 3 中结构面分布的大致范围,勾勒出其滑动面,如图 6 中红线所示,滑体厚约 15 m。笔者潜在滑动面的位置与田斌等<sup>[15]</sup>单纯采用结构面分析得出的滑面位置大致吻合,这也说明岩质边坡中对边坡稳定性起控制作用的结构面的发生、发展,是边坡在受外界条件作用下自身应力逐步调整的结果<sup>[9]</sup>。

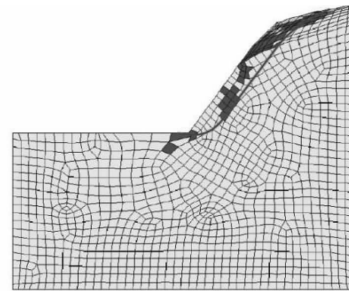


图 6 潜在滑动面位置图

### 3 滑面及滑面强度参数确定

#### 3.1 滑面确定

强度折减法有单折减系数法和双折减系数法,笔者采用单折减系数法进行边坡稳定性的计算。单折减系数法的具体求解公式如下:

$$\left\{ \begin{array}{l} \varphi' = \arctan \left( \frac{\tan \varphi}{F} \right) \\ c' = \frac{c}{F} \end{array} \right. \quad (1)$$

式中: $\varphi$ 、 $\varphi'$ 为折减前、后边坡内摩擦角; $c$ 、 $c'$ 为折减前、后边坡的内聚力; $F$ 为边坡处于极限平衡状态时的临界折减系数,即安全系数或稳定系数。

#### 3.2 滑面强度参数确定

3.2.1 强度参数敏感性分析 根据现场观测资料,变形观测墩 TP<sub>ICB-1</sub>的观测时间较长,持续了图 B-B'剖面开挖施工的整个过程;又由前面的数值分析可知,坡肩位置变形较大,这就意味着该点位移的动态变化,将更加显著,故选取该点变形观测资料作为敏感性分析的对照资料。

在图 3 中导入图 6 中的滑动面,分别以内聚力  $c$  和内摩擦角  $\varphi$  为自变量,代入到 FLAC<sup>3D</sup>中进行数值计算,以 TP<sub>ICB-1</sub>观测点的位移为因变量,得出表 2 结果。勘察阶段采用的微风化玄武岩  $c$  为 1.2 MPa,  $\varphi$  为 49°;滑动面主要存在于微风化玄武岩中,结构面控制下该滑面的  $c$ 、 $\varphi$  值大幅降低,但强度仍应大于强风化玄武岩,根据经验可取试算区间  $\varphi$ : 22°~42°,  $c$ : 0.1~0.8 MPa。表 2 中给出了不同的内聚力和内摩擦角组合情况下,TP<sub>ICB-1</sub>测点数值计算中取得的位移值,将表中数据分别以内聚力、内摩擦角为横坐标作图 7、图 8。

表 2 TP<sub>ICB-1</sub>位移数值模拟成果表

TP <sub>ICB-1</sub> 位移/ mm	内摩擦角 $\varphi$ / (°)											
	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40	42	44
内聚力 $c$ / 0.1 MPa	1	28.33	27.51	27.57	26.44	25.27	25.31	24.99	23.98	23.01	22.66	22
	2	25.82	25.6	25.77	23.16	23.17	22.93	21.85	21.18	20.17	19.86	18.2
	3	23.48	22.29	21.99	21.33	20.19	20.01	19.35	18.68	18.68	17.36	16.7
	4	22.13	20.46	19.79	18.13	18.47	17.81	17.15	17.48	15.82	16.16	14.5
	5	18.42	17.9	16.58	16.43	15.77	15.11	13.45	13.78	13.12	13.46	11.8
	6	15.72	14.71	15.05	13.73	13.07	11.41	11.75	11.08	10.11	9.83	10.1
	7	13.66	12.56	12.89	11.23	10.57	10.91	9.25	8.58	7.54	6.26	6.6
	8	10.72	10.37	9.39	8.02	8.07	7.41	7.66	6.08	5.42	4.76	4.1

由图 7、8 可以看出,在此次数值计算中,尽管数据出现了一定的离散性,但 TP<sub>ICB-1</sub> 位移与  $c$ 、TP<sub>ICB-1</sub> 位移与  $\varphi$  之间的

关系表现出了明显的线性关系,且在同一内聚力下,内摩擦角对 TP<sub>ICB-1</sub> 的影响是相似的;在同一内摩擦角下,内聚力对

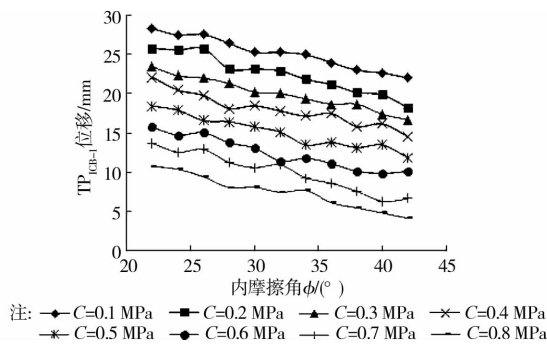


图 7 TP<sub>ICB-1</sub> 位移-c 关系曲线

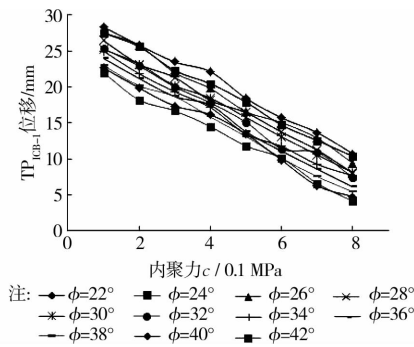


图 8 TP<sub>ICB-1</sub> 位移-φ 关系曲线

TP<sub>ICB-1</sub> 的影响也是相似的。图 7、8 中曲线大致倾角的明显差异表明, c 对 TP<sub>ICB-1</sub> 位移的影响要大于 φ, 即 TP<sub>ICB-1</sub> 位移对内聚力 c 更敏感。

3.2.2 基于位移反分析的强度参数确定 图 9 给出了 c=1.1 MPa, φ=42° 时的 TP<sub>ICB-1</sub> 位移点位移-时间步曲线。从图中可以看出, 一次和两次开挖后 TP<sub>ICB-1</sub> 位移都值趋于稳定, 这与实际情况是相符的。

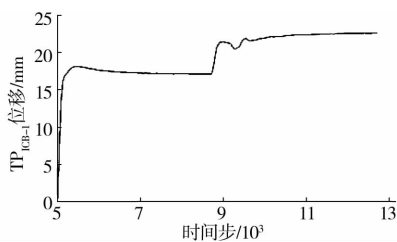


图 9 TP<sub>ICB-1</sub> 点位移-时间步曲线 (c=1.1 MPa, φ=42°)

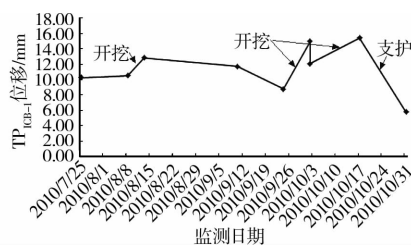


图 10 TP<sub>ICB-1</sub> 点监测总位移-时间曲线

在获得的变形观测墩监测数据中, 边开挖边支护抵消了一部分应有的变形(图 10), 在考虑这一因素后, 计算得出了 TP<sub>ICB-1</sub> 点的位移总位移为 22.713 mm; 由于岩体的蠕变性, 变

形还会随时间持续增长, 故在表 2 中, 选取稍大于 23 mm 的数据作图 10。在图 10 中选取稳定性系数在 1.02~1.05 之间的 c、φ 值, 得出滑面参数为: c=0.2 MPa, φ=29°。

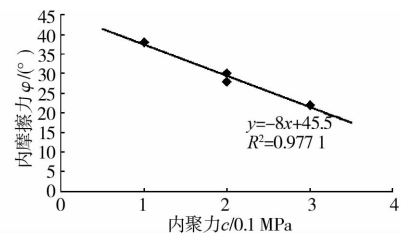


图 11 φ-c 关系拟合曲线

#### 4 锚固方式对锚固效果的影响

为研究预应力锚杆对竹子坝边坡的锚固支护效果, 仍采用数值模拟方法, 在第 4 章模型的基础上, 分析不同锚杆锚固段长度和不同锚杆间距情况下, 哪种组合最有利于保证安全性并提高经济效益。

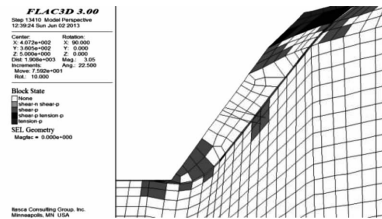


图 12 双锚分布图(锚固段长度 4 m, 锚杆间距 4 m)

不断调整预应力大小, 直到塑性区分布图中锚固段刚好全部被塑性区包裹为止(图 12), 此时的预应力大小即为该锚固长度下锚杆的极限抗拉力。分别求得锚固段长度为 4, 5, 6, 7 m 情况下, 间距分别为 2.5, 3, 3.5, 4 m 时单根锚杆的极限抗拉力。数值计算结果见表 3。

表 3 单根锚杆极限抗拉力-不同双锚间距、锚固段长度关系表

极限抗拉力/(10 <sup>5</sup> N)	锚固段长度/m				
	4	5	6	7	
2.5	1.42	2.05	2.46	2.72	
3.0	1.59	2.23	2.55	2.83	
间距/m	3.5	1.83	2.36	2.72	2.87
4.0	2.05	2.52	2.81	2.95	
4.5	2.05	2.49	2.85	2.9	

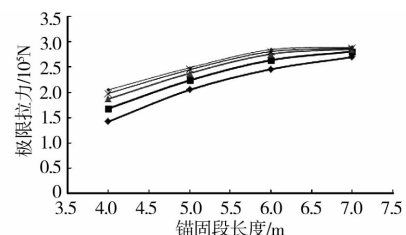


图 13 极限抗拉力-锚固段长度关系图

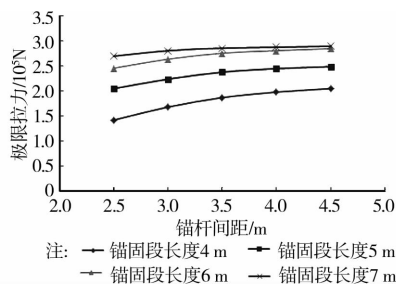


图 14 极限抗拉力-锚杆间距关系图

从图 13、图 14 看出,随着锚固段长度的增加,单根锚杆的极限抗拉力都在增长,但增长到一定程度后都趋于稳定;随着锚固段长度的加大,单根锚杆的极限抗拉力也在不均匀增长,并且涨幅越来越小。在锚杆间距较大时(4 m),单根锚杆的极限抗拉力已不再随锚杆间距的增大而增长,即接近于单根锚杆作用的情况。在锚固段长度较大时,锚杆间距对单根锚杆极限抗拉力的影响较小,而长度较小时,影响较大。增加锚固段长度会增加成本,而增加锚杆间距则会降低成本,从节省成本的角度考虑,应该在保证边坡稳定性的前提下,适当的缩短锚固段长度,增加锚杆间距。从图 14 看出,锚杆锚固段长度增至 6 m 后,即使锚固段长度再增加,所增长的极限抗拉力也有限,因此,取锚固段长度 6 m,既能节省成本,又能取得较高的极限抗拉力;在锚固段长度为 6 m 时,增加锚杆间距,既能节省成本,又能获得较高的极限抗拉力;因此从最优化角度考虑,锚固段长度 6 m,锚杆间距大于 4 m,是该边坡条件下的最优锚杆布置方式。

## 5 开挖与支护方案优化设计

竹子坝料场的采石骨料为弱风化-微风化的玄武岩,第四纪残坡积物、玄武岩强风化层都不能作为此次取石的对象,为保证新方案能与原方案进行同向比较,新方案的设计应使玄武岩的弱、微风化层的在不同方案中的开挖方量一致。由于这里选取了一个截面,故应使玄武岩微风化、弱风化这两个层面的开挖面积和与原开挖面相等;为保证稳定性,第四纪残坡积物、玄武岩强风化层的开挖坡角与原开挖面相同,开挖位置见图 1,具体方案如下:

1)方案 1。原方案玄武岩微风化、弱风化层中的开挖坡角为  $54^\circ$ ,设计新方案 1 案坡角为  $64^\circ$ ,调整开挖面位置,使开挖出的截面面积与原方案相同,见图 15。

2)方案 2。原方案玄武岩微风化、弱风化层中的开挖坡角为  $54^\circ$ ,设计新方案 2 坡角为  $44^\circ$ ,调整开挖面位置,使开挖出的截面面积与原方案相同,见图 15。

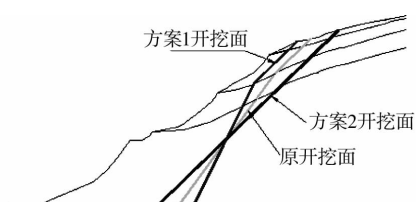


图 15 不同方案开挖面位置图

仍采用前面的方法,将锚固段长度 6 m、不同根数的锚杆以与坡面法线呈  $15^\circ$  夹角均匀分布到原方案、方案 1、方案 2 中的剖面中,为获取整体稳定性系数为 1.15 进行试算,试算结果见表 4。由表 4 看出,方案 1 的锚杆用量约为原方案用量的 3 倍;方案 2 锚杆用量是原方案的  $1/3$ ,但开挖的无用方量却是原方案的 2 倍多。从锚杆间距上考虑,相对于方案 1,原方案、方案 2 的锚杆间距更为合理,最大程度的发挥了锚杆的锚固效果;从开挖的无用方量上看,原方案和方案 1 要比方案 2 少很多;因此综合考虑,原方案为最优方案。在实际方案选择时,可从造价角度,对施工技术难度、用料成本和开挖无用方量进行综合评估,比较得出较合理的开挖支护优化方案。

表 4 不同方案优化设计数据统计表 ( $F_s = 1.15$ )

	锚杆/根	无用开挖/ $m^3$	锚杆间距/m
原方案	18	1 432	4.1
方案 1	53	842	1.3
方案 2	6	2 198	14.6

## 6 结论

通过对竹子坝料场料场边坡进行 FLAC<sup>3D</sup> 数值模拟,以强度折减法确定出滑动面,以敏感性分析、位移反分析确定出了潜在滑动面的力学参数,分析了不同锚固方式对锚固效果的影响,并设计对照方案,得出以下结论:

1)采用强度折减法确定潜在滑动面是可行的,并与采用赤平投影的方式进行结构面分析取得的滑面较接近。

2)在强度参数敏感性分析中,数值计算的结果出现一定的离散性,但整体规律明显,即指定点的位移与  $\varphi$  之间的关系表现出了明显的线性关系,且在同一内聚力下,内摩擦角对该点位移的影响是相似的;在同一内摩擦角下,内聚力对该点位移的影响也是相似的。

3)通过数值模拟,可以确定出特定边坡的最优锚固长度与锚固间距组合,使建筑材料得到最优化的利用。

### 参考文献:

- [1] 游敏, 聂德新. 利用大型岩质滑坡形成的环境条件及重力压密原理分析滑面形态与强度参数[J]. 工程地质学报, 2010, 18(4): 470-476.
- [2] 郭炳跃, 张发明, 刘建东, 等. 基于 A\* 算法的边坡稳定分析方法[J]. 岩土力学, 2008, 29(8): 2297-2301.
- [3] 钟卫, 杨涛, 孔纪名. 复杂岩质高边坡半确定性块体三维稳定性研究[J]. 岩土力学, 2011, 32(5): 1485-1490.
- [4] 李治广, 董昕, 马健. 反分析法与室内试验法确定岩质边坡结构面抗剪强度对比研究——以西柏坡纪念馆不稳定斜坡为例[J]. 工程地质学报, 2009, 17(4): 569-573.
- [5] 谭万鹏, 郑颖人. 岩质边坡弹黏塑性计算参数位移反分析研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(Supp. 1): 2988-2993.
- [6] 雷远见, 王水林. 基于离散元的强度折减法分析岩质边坡稳定性[J]. 岩土力学, 2006, 27(10): 1693-1698.
- [7] 吴顺川, 金爱兵, 高永涛. 基于广义 Hoek-Brown 准则的边坡稳

- 定性强度折减法数值分析[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(11): 1975-1980.
- [8] 李远耀, 殷坤龙, 代云霞. 基于广义 Hoek-Brown 准则强度折减法的岩坡稳定性分析[J]. 岩土力学, 2008, 28(Sup): 347-352.
- [9] 陈祖煜, 汪小刚, 杨健, 等. 岩质边坡稳定性分析——原理·方法·程序[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2005.
- [10] 赵杰, 邵龙潭. 基坑土钉支护边坡有限元稳定性分析方法探讨[J]. 岩土力学, 2008, 29(6): 1654-1658.
- [11] 徐湘涛, 汪家林, 黄润秋. 紫坪铺水利枢纽工程左岸坝前堆积体变形破坏机制研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(Sup1): 2642-2650.
- [12] 张昊, 余巍伟, 林杭等. 不同安全系数对应的边坡滑动面位置分析[J]. 岩土力学, 2012, 33(2): 449-475.
- [13] 尹骥, 杨林德, 管飞. 强度折减法确定的复合土钉支护整体稳定系数[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(21): 3882-3886.
- [14] 李强, 张力霆, 齐清兰等. 基于流固耦合理论某尾矿坝失稳特性及稳定性分析[J]. 岩土力学, 2012, 33(Sup2): 243-250.
- [15] 田斌, 卢晓春, 黄耀英等. 雅砻江官地水电站料场边坡开挖扰动及其影响因素[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(Sup1): 3199-3207.

(编辑 王维朗)

(上接第 4 页)

3) 模型 3 曲线与模型 1 曲线对比可知, 模板支撑体系中布置横向剪刀撑, 虽然没有提高架体承受的的稳定承载力, 但显著减小了模板支撑体系中节点 X 向位移。

4) 模型 4 曲线与模型 1 曲线对比可知, 模板支撑体系中竖向和横向剪刀撑均布置时, 对承载力提高作用明显, 同时也显著减小了节点 X 向位移。

## 2 结论

运用 ANSYS 有限元软件建立 4 种不同剪刀撑布置方式的模型, 通过对模型逐步加载, 分析不同模型中同一节点位移值的变化规律, 对模拟结果进行分析发现模板支撑体系中竖向剪刀撑的布置对提高架体稳定承载力的作用明显, 并且显著减小架体中节点的竖向位移。模板支撑体系中横向剪刀撑的布置对减小架体中节点的横向位移效果明显, 限制架体横向变形, 保证平面内刚度。

## 参考文献:

- [1] 辛可贵, 黄勋. 碗扣式钢管模板支撑架定尺模型承载力试验研究[J]. 施工技术, 2010, 39(12): 67-70.
- [2] Peng J L, Pan A D, Rosowsky D V, et al. High clearance scaffold Systems during construction II. Structural modeling and modes of failure [J]. Engineering Structures, 1996, 18(3).
- [3] 韩学威. 碗扣式高支模架力学性能试验研究[D]. 郑州: 郑州大学, 2012.
- [4] ANSYS, Inc. ANSYS10.0 Documentation.
- [5] 鲁征. 扣件式脚手架及模板支架施工期安全性研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2005.
- [6] 杨宏伟. 扣件式钢管模板支撑体系整体受力性能分析[D]. 长沙: 中南大学, 2009.

(编辑 彭建国)