

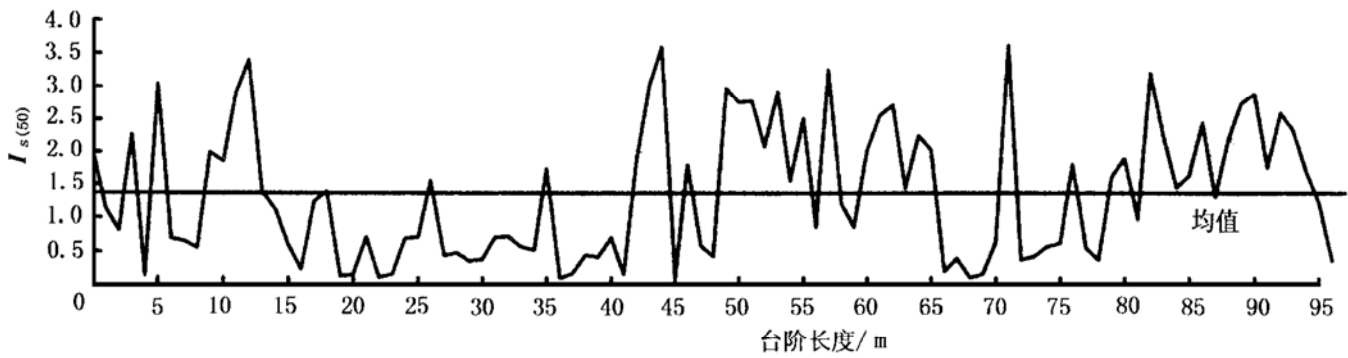


图2 砂岩标准点荷载指数 $I_{s(50)}$ 沿台阶的变化情况

Fig. 2 Variation of standard point load index along slope axis

从图2可以看出,沿台阶轴线方向,砂岩标准点荷载指数波动较大,但总体均值不变,没有产生漂移,且波动范围稳定,满足地质统计学的本征假设,故实验变差函数为

$$\gamma^*(h) = \frac{1}{2N(h)} \sum_{i=1}^{N(h)} [I_{s(50)}(x_i) - I_{s(50)}(x_i + h)]^2 \quad (2)$$

式中 h 为取样点的间隔距离,本研究中 $h = 1\text{ m}$; $N(h)$ 为计算点与后续取样点的数据对数; x_i 为取样点。

选用球状变差函数理论模型拟合实验变差函数^[1],结果见式(3)与图3。从中可以看出,在 $h = 0$ 处,函数产生跳跃,不连续,其跳跃值 $C(0) = 0.6178$,称为块金常数,它反映了标准点荷载指数的连续性差,在很短距离内,可产生大的变化。

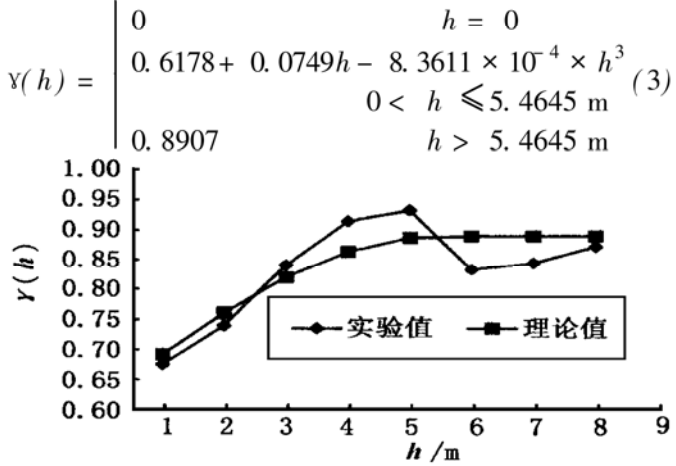


图3 实验变差函数及理论变差函数图

Fig. 3 Experimental and theoretical variation diagrams of the sandstone

从中得出,砂岩标准点荷载指数的相关距离为5.4645 m。根据相关函数模型对边坡可靠性计算结果影响不大的实际情况,选用三角相关函数模型^[2,3],得出标准点荷载指数的相关函数 $R(h)$:

$$R(h) = \begin{cases} 1 - \frac{h}{5.4645} & h \leq 5.4645\text{ m} \\ 0 & h \geq 5.4645\text{ m} \end{cases} \quad (4)$$

在边坡可靠性分析计算区200 m范围内的390台阶坡面,人为设定参照标尺,垂直台阶坡面摄影,获取照片,然后在室内进行台阶坡面上裂隙的水平 and 垂直间距的统计分析,它们均服从对数正态分布,见图4、5。

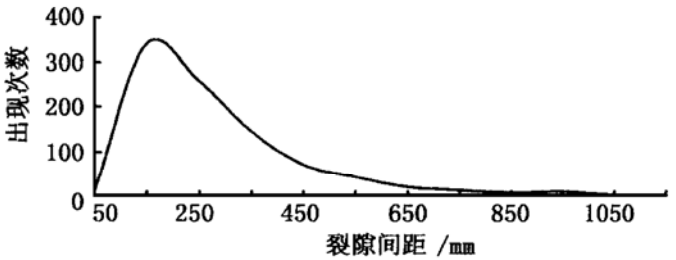


图4 裂隙的水平间距分布

(均值 258.39 mm, 标准差 224.71 mm)

Fig. 4 Horizontal space distribution of joints

(mean= 258.39 mm, standard variance= 224.7 mm)

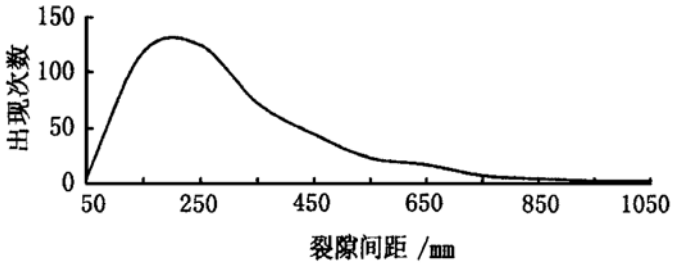


图5 裂隙的垂直间距分布

(均值 275.25 mm, 标准差 187.67 mm)

Fig. 5 Vertical space distribution of joints

(mean= 275.25 mm, standard variance= 187.67 mm)

根据岩块标准点荷载指数及裂隙间距分布情况,参照工作帮边坡以前岩体强度研究资料及文献[4]的岩体分类及强度取值原理,边坡可靠性计算中选取的强度指标见表1。

表1 边坡岩体强度参数

Table 1 Strength parameters of slope rock					
参数	粘聚力 c/kPa		内摩擦角 $\varphi/(\circ)$		相关距离 a/m
	均值	变异系数	均值	变异系数	
砂岩	211.0	0.68	37.1	0.32	5.46
泥岩	37.0	0.53	12.8	0.24	3.56

3 整体边坡的可靠性计算

岩体强度按负指数分布,通过 FLAC 数值计算的 Monte- Carlo 2000 次随机模拟,计算边坡剖面各单元的破坏概率,然后将破坏概率最大的单元相连,确定边坡破坏模式,如图 1 所示。具体计算过程为,首先按岩体的粘聚力 c 和内摩擦角 φ 的负指数分布函数,产生它们各自 M 个随机数,然后将每组随机值输入到 FLAC 计算程序中,计算边坡剖面各单元的应力状态,判断各单元破坏与否。待 M 组数据计算完成后,求出每个单元的破坏次数 N ,则该单元的破坏概率为 N/M 。由于计算次数 M 对计算结果有一定影响,但当 M 较大时,其影响程度逐渐减小,根据该实际边坡计算情况,当 $M \geq 2000$ 时,计算的相对误差小于 1%,故选 $M = 2000$ 。随机模拟计算中,铁路载荷的线集度按均值为 250 kN/m,标准差为 75 kN/m 的正态分布计算^[5]。边坡可靠性计算方法为 Sarma 法的 Monte- Carlo 2000 次随机模拟计算,具体计算过程与 FLAC 数值计算的 Monte- Carlo 随机模拟类似。Sarma 法是 1979 年由美国的 S. K. Sarma 博士提出来的计算任意形状滑动面的边坡稳定计算方法,该方法可以考虑到滑体内部强度的影响,目前在岩石边坡计算中广泛应用^[6]。由于分块对计算结果有较大影响,甚至出现不合理的应力分布状况。经过调整分块界面和数量,避免滑块界面出现拉应力,最终计算剖面的典型滑体分块见图 6。

通过相似材料的模拟试验,对典型剖面进行了试验研究,结果与 FLAC 数值模拟结果相同,同时表明了边坡的渐进破坏过程。即首先在边坡上部产生破坏、形成坡顶拉裂缝,然后剪切破坏逐渐向下扩展,最终整体边坡滑动破坏,见图 7。

由于计算分块的滑面和分界面具有一定的长度 L ,因此,岩体强度在计算界面和滑面上要进行局部平均处理。岩体强度参数 $Z(x)$ 在坐标 x 方向上随机变化,其在长度为 L 的线段上的局部平均定义为

$$Z_L(x) = \frac{1}{L} \int_{x-L/2}^{x+L/2} Z(u) du \quad (5)$$

式中 L 为坐标 x 方向上的局部平均长度,称为局部平均域,即滑体小分块滑面和分块界面的长度。

由点荷载强度现场测试及分析可知,岩体强度的空间变化满足本征假设,所以 $Z_L(x)$ 与起点 x 无关,只与平均域 L 有关,且其均值与 $Z(x)$ 均值相同,即

$$E[Z_L(x)] = E[Z(x)] \quad (6)$$

但局部平均后的方差要发生变化,根据局部平均域大小、强度的空间相关距离、相关函数等不同,其方差衰减的程度不同,一般用下式表示局部平均 $Z_L(x)$ 的方

差:

$$\text{Var}[Z_L(x)] = G(L) \text{Var}[Z(x)] \quad (7)$$

$G(L)$ 为方差衰减函数,由下式计算^[2]:

$$G(L) = \frac{2}{L} \int_0^L \left(1 - \frac{x}{L}\right) R(x) dx \quad (8)$$

式中 $R(x)$ 是岩体强度的相关函数。

由点荷载强度空间相关函数分析可得,砂岩的 $I_{s(50)}$ 方差衰减函数为

$$G(L) = \begin{cases} 1 - \frac{1}{16.3935} & L \leq 5.465 \text{ m} \\ \frac{5.4645}{L} \left(1 - \frac{5.4645}{3L}\right) & L > 5.465 \text{ m} \end{cases} \quad (9)$$

考虑到岩体强度的空间局部平均处理,通过 Sarma 法的 Monte- Carlo 2000 次模拟计算,在无震动和水位线为边坡高度的 1/3 时,边坡的整体可靠指标 $\beta = 3.563$,破坏概率 $P_f = 0.018\%$ 。

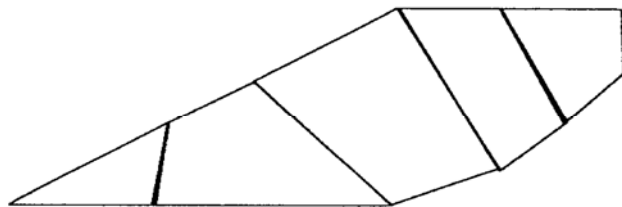


图 6 滑体分块图

Fig. 6 Slice sketch of the sliding mass

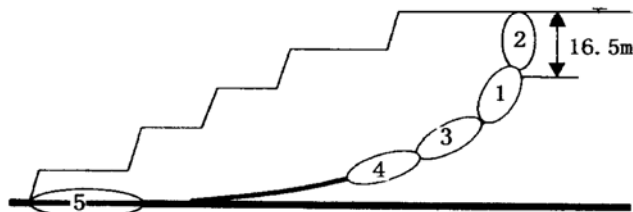


图 7 边坡破坏顺序示意图

Fig. 7 Failure sequence of the slope

4 边坡的敏感度分析

4.1 地震烈度分析

根据我国工业与民用建筑抗震设计规范,地震烈度与地面最大加速度系数的关系^[9],可计算出相应的边坡破坏概率,见表 2。

表 2 边坡可靠性与地震烈度的关系

地震烈度	< VI	VII	VIII	IX
地震系数	0	0.1	0.2	0.4
可靠指标 β	3.563	2.464	1.33	-0.876
破坏概率 $P_f / \%$	0.018	0.69	9.18	80.95

4.2 水位高度分析

不同水位高度时的边坡可靠性计算结果见表 3。

表 3 边坡可靠性与水位高度的关系(H 为边坡高度)Table 3 Relation of slope reliability with water level elevation
(H is the hight of slope)

水位高度 h_w	0	1/3H	1/2H	1H
可靠指标 β	3.733	3.563	3.011	2.154
破坏概率 $P_f/\%$	0.01	0.018	0.13	1.6

4.3 边坡渐进破坏的可靠性计算

引入边坡渐进破坏可靠性计算模型^[3,7,8], 得出边坡的渐进破坏过程, 见图 7。图中的数字反映边坡的破坏顺序, 即边坡的初始破坏在上部, 形成坡顶拉裂缝, 然后向下逐渐扩展, 到一定阶段, 坡脚处开始破裂, 最后上下滑面贯通, 形成边坡整体破坏滑动面。局部破坏首先产生于边坡体上部的原因是由于边坡蠕动变形, 并随着变形增大, 边坡顶部出现拉应力, 产生顶部直立拉裂缝。这一破坏过程在边坡模拟试验和 FLAC 数值计算中已得到证实。

5 结果分析与结论

5.1 边坡可接受的破坏概率

对于露天矿边坡而言, 目前还没有统一的可靠性标准, 只能借鉴相关结构工程及前期的少量研究结果, 确定可接受的边坡破坏概率。表 4 是近年来的相关研究成果^[10]。这些结果差异很大, 这主要与岩石边坡的重要性的和岩体质量有关, 在此将其作为选取边坡可接受破坏概率的参考。

表 4 岩石边坡可接受的破坏概率[P_f]Table 4 Failure probability [P_f], acceptable for rock slope

来源	Piteau (1977)	Meyerhof (1982)	Priest (1983)	Hantz (1988)
[P_f] / %	10	1~ 0.001	20~ 0.3	15~ 30
来源	Hoek (1991)	Genske (1991)	Sandroni (1993)	Wittlestone (1995)
[P_f] / %	10~ 15	1~ 0.1	2	0.5

我国露天矿边坡曾经开展的可靠性研究中, 依据 Priest 和 Brown 的建议, 对于重要边坡区段均选取[P_f] $\leq 0.1\%$ 或 $\leq 0.3\%$ 作为可接受的破坏概率。美国某大型露天铜矿边坡分析中确定的可接受破坏概率为 3.9% 。依据目前情况, 考虑该边坡的重要性, 取[P_f] $\leq 0.05\%$ (即可靠指标 $\beta = 3.29$) 作为边坡可接受的破坏概率。

5.2 实际边坡可靠性评价

计算结果表明, 在 0.05% 的可接受破坏概率以及

无震动、水位为坡高 $1/3$ 的条件下, 计算剖面是可靠的。但考虑到实际边坡的重要性以及破坏始于边坡上部, 因此在开采过程中, 要及时回填坡脚, 形成压坡脚边坡维护工程, 减少整体高边坡的暴露时间, 同时要注重边坡顶面变形观测, 及时维护边坡。

5.3 主要结论

(1) 本研究工作从岩体强度的空间变异性入手, 通过模拟试验、FLAC 概率数值计算、Monte-Carlo Sarma 可靠性分析等, 对工作帮边坡进行了全面的可靠性研究, 说明对实际边坡系统的可靠性理论研究是可以实现的。

(2) 在无震动、边坡水位为坡高的 $1/3$ 条件下, 计算的义马边坡剖面破坏概率为 0.018% (即可靠指标 $\beta = 3.563$)。根据边坡工程的重要性以及国内外相关工程的可靠性研究结果, 选取可接受的破坏概率为 0.05% , 在这一破坏概率阈值条件下, 边坡计算剖面是可靠的。

(3) 地震、水位对边坡可靠性有很大影响, 边坡初始破坏区位于边坡上部, 因此要有效地降低边坡水位和加强地表变形观测。

参 考 文 献

- 王仁铎, 胡光道编. 线性地质统计学. 北京: 地质出版社, 1988. 41~ 45
- 王家臣著. 边坡工程随机分析原理. 北京: 煤炭工业出版社, 1996. 128~ 131
- 王家臣, 骆中洲. 基于岩体强度局部平均的边坡渐进破坏可靠性分析. 中国矿业大学学报, 1995, 24(4): 31~ 35
- Bieniawski. Engineering Rock Mass Classifications. John Wiley & Sons Inc., 1989. 99~ 105
- 铁道部第一勘测设计院. 路基. 北京: 中国铁道出版社, 1995. 89~ 92
- 郑永学主编. 矿山岩体力学. 北京: 冶金工业出版社, 1988. 113~ 116
- 王家臣, 谭文辉. 边坡渐进破坏三维随机分析. 煤炭学报, 1997, 22(1): 27~ 31
- Wang Jiachen. The simulation of the 26th slide of Pingzhuang west surface coal mine. International Journal of Surface Mining and Environment, 1995, 9(3): 125~ 128
- 地震工程概论编写组. 地震工程概论. 北京: 科学出版社, 1985. 128~ 131
- Duzgun, Karpuz. A probabilistic design approach for rock slopes. In: Mine Planning and Equipment Selection 1998. Balkema, Rotterdam, 1998. 179~ 184