

用改进后的CSF算法研究某边坡的稳定性

李建明

(成都理工大学, 成都 610059)

[摘要] 用改进后的CSF算法对FWJ边坡进行了研究和探讨, 算出了边坡的安全系数, 并搜索出了潜在滑动面, 得出了影响边坡稳定的主要因素、破坏机理和初步的支护措施。实践表明, 笔者的做法是简便、合理、可信的, 有进一步研究和应用的价值。

[关键词] 临界滑动场算法; 岩质边坡; 稳定性

[中图分类号] TU457; P642.2 **[文献标识码]** A **[文章编号]** 1009-1742(2004)05-0079-04

1 前言

FWJ水电站在修建厂房和变电站之前要开挖山体, 形成高30 m的人工岩质边坡(以下简称FWJ边坡)。边坡大部分岩体十分破碎, 又没有顺坡向的弱面, 难以发现潜在的滑动面和确定破碎岩体对边坡稳定性的影响程度。而且底部要开挖1:0.2的临时边坡, 开挖临时边坡时以及电站投入使用后边坡是否稳定, 应该采取什么支护措施等, 均为亟待解决问题。普通的极限平衡方法很难解决这些问题, 对此, 笔者用改进后的临界滑动场算法(CSF算法)进行了探讨与研究。

原有的临界滑动场算法的核心是Janbu极限平衡法的推力公式^[1]。事先将边坡断面分成许多等宽度的条块, 在条块边界线上等间距取很多分点, 每个分点都有危险滑动方向水平倾角 α 和条块水平推力 E 两个状态值。先假设一个安全系数算出临界滑动面可能出口段的最大剩余推力 $E-out$, 不断调整安全系数值重新计算, 直至 $E-out=0$ 或接近于0, 便得到正确的安全系数。然后根据状态值, 从 $E-out$ 对应的出口点开始往坡顶方向搜索临界滑动面, 滑动面每经过一个点, 都在该点所在条块内做出倾角等于该点 α 值的滑面段。

2 现场工程地质概况^[2]

要开挖的山坡自然坡角为 45° 左右, 从坡脚至30 m高度之间的部分将被开挖成1:0.5的岩质边坡, 中部15 m高度处设1 m宽的马道。距后坡顶1 km左右有 f 断裂的支断层通过。受其引发的强烈区域构造作用的影响, 边坡岩体结构面纵横交错, 十分密集, 因而十分破碎, 呈碎裂镶嵌结构, 表部卸荷变形十分明显。岩体破碎程度呈现分区性, 如图1所示。

边坡岩体为变质岩, 重度 $\gamma=27 \text{ kN/m}^3$ 。中等风化。片理(似层面)发育, 倾向坡内。已发现3条与片理大致平行的挤压带, 平均间距15 m, 厚度小于10 cm, 规模较小。片理和挤压带都是倾向坡内的, 因而对边坡的失稳没有直接影响, 只是起到弱化岩体力学参数的作用。切割岩体的结构面除了变质岩的层面外, 还有一组节理面, 走向几乎垂直于坡面走向。从其空间方位来看, 也不能成为边坡的潜在滑动面, 只是降低了岩体的力学性质。根据连通率和不良工程地质条件折减后所得抗剪强度参数分别为: 破碎岩 $c=156 \text{ kPa}$, $\text{tg}\varphi=0.5$; 较完整岩 $c=400 \text{ kPa}$, $\text{tg}\varphi=0.75$ 。

在马道以上部位, 岩体出现了一组与坡面同倾

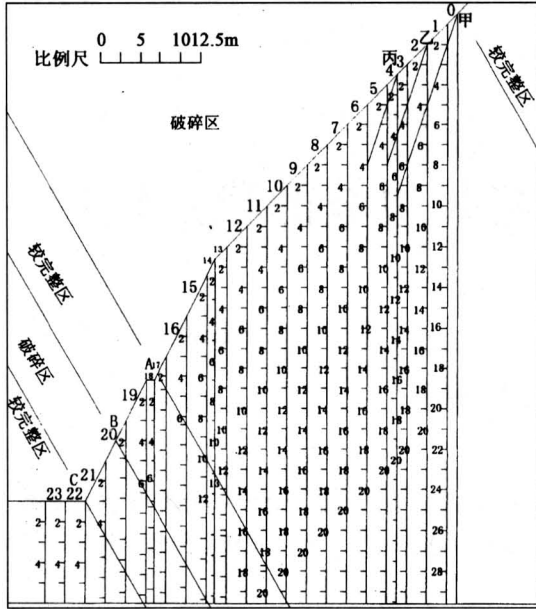


图1 边坡示意图和条分与分点的设置 (比例尺 1:909)

Fig.1 Illustration of setting blocks and special points of the slope

向的裂隙，倾角约 71°，延伸长度一般只有 3 m 左右，数量很少，明显的只有甲乙丙 3 条，平均水平间距 2.5 m。其中最长的一条（甲）出口在距坡脚 60 m 高度处破碎岩与上部坚硬岩的分界部位，60 m 高度以上为较完整岩体（见图 1）。由此看来，这一组裂隙虽远远未贯穿坡体，但是，如果边坡在内外营力作用下产生滑动破坏的话，它们将构成边坡潜在滑动面的开始段（滑移-拉裂破坏的张裂缝），尤其是最长的那一条（甲）^[3]。甲乙丙 3 条裂隙的抗剪强度参数 $c=0$ ， $\text{tg}\varphi=0.43$ 。

从工程地质条件来看，大范围破碎岩体对边坡稳定威胁最大，其次是上部的裂隙。

3 FWJ 边坡的稳定性和影响因素

已知 FWJ 边坡潜在滑动面开口于上部裂隙，但潜在滑动面以及稳定性还是不好确切定出。下面用改进和简化后的临界滑动场算法进行研究。

3.1 边坡计算模型的离散——条分和分点设置

边坡模型的离散结果如图 1。多数条块宽度为 2.5 m，但第 0, 3, 4, 13, 14, 17, 18 条块采用了更小的宽度；条块线上分点间距多数为 2.5 m，但是少数地方（如 12 条块的 13, 14 号分点间距等）用了更小的间距数值。结构面在条块线上应该

通过分点，而不能从相邻分点之间通过。这种不完全等分离散方式能提高分析精确度，减少工作量。如果采用文献 [1] 中的完全等宽条分和完全等间距取分点是达不到这些效果的。

3.2 状态值的计算

根据已知的 k 条块下边界线的分点状态值，利用公式 (1) (Janbu 极限平衡法的推力公式)^[1]

$$E_{i+1} = E_i + K_c W_i + W_i \text{tg}\alpha_i - \frac{(c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \text{tg}\varphi_i) \sec^2 \alpha_i}{K_s + \text{tg}\alpha_i \text{tg}\varphi_i} \quad (1)$$

求出 $k+1$ 条块下边界线分点的状态值。这里使用的新方法是：首先把已知的 k 条块下边界线离散分点状态值 E_k 公式化为二次函数 $E_k = f(s) = a_1 s^2 + a_2 s + a_3$ ，自变量 s 表示分点与第一分点（坡面点）的距离（即分点深度），此二次函数实际上是当 $i=k-1$ 时式 (1) 的二阶泰勒级数（舍弃余项后的部分）的极大值表达式，可通过求泰勒级数和其极大值表达式的过程求出，但也可以通过计算得到的离散数据 E 进行曲线拟合求得。将此函数代入公式 (1)，即得到另一函数 $E = g(x)$ ，其中 $x = \text{tg}\alpha$ 。如图 2 所示，要求 M 点状态值，滑块为 $MNQP$ 这个四边形截面块。设 $x = \text{tg}\alpha$ ，坡面 PQ 的倾角为 θ ，令 $l = \text{tg}\theta$ ， $MP = h$ ， $NQ = s$ ，显然 $s = h + lb - bx$ ，于是由公式 (1) 得到 $g(x)$ 为

$$E = a_1 (h + lb - bx)^2 + a_2 (h + lb - bx) + a_3 + \frac{K_c + x}{2} \gamma b (2h + lb - bx) - \frac{\left[cb + \left(\frac{1}{2} \gamma b (2h + lb - bx) - ub \right) \cdot \text{tg}\varphi \right] (1 + x^2)}{K_s + x \text{tg}\varphi} \quad (2)$$

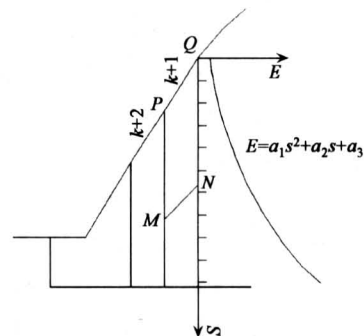


图2 函数推导用到的几何图

Fig.2 Figure for finding functions

式 (2) 中, 设当 $x = x_0$ 时 E 取极大值 E_0 , 则 M 点的状态值为 $\alpha = \alpha_0 = \arctg x_0$, $E = E_0$ 。

用上面的方法编程算得 $K_s = 1.25807$, 潜在滑动面的计算结果如图 3 所示。

原临界滑动场算法算得 $K_s = 1.1836$, 瑞典条分法算得 $K_s = 1.255$, Bishop 法算得 $K_s = 1.29^{[4]}$, 已知瑞典法结果是小于实际值的, 而 Bishop 法是很精确的, 因而临界滑动场原算法结果是明显偏小的, 使用笔者改进的方法后安全系数值明显接近实际值。

4 分析和探讨

4.1 滑动面特点

如图 3 所示, FWJ 边坡最危险滑动面大部分为近圆弧的曲线, 边坡因为风化较重, 岩体十分破碎, 因而具有松散体土质边坡的特点。但在 A, B 之间的较完整岩体部位, 滑动面发生突变, 几乎为直线, 加之圆弧滑面部分曲率小, 上部滑面段刚好通过位于破碎岩与完整岩分界线处最长的那条顺坡向裂隙 (甲), 这又是岩质边坡的破坏特点。

4.2 内外因素对边坡稳定性的影响

4.2.1 安全系数和潜在滑动面相对抗剪强度指标的敏感性分析 由于岩体的抗剪强度指标值 c , φ 的可变性, 下面分别改变破碎岩体的内聚力 c_x 值和局部较完整岩体的内聚力 c_d 值重新计算 K_s 值, 结果如表 1。可以看出, c_x 每减小 10 kPa, K_s 值平均减小 0.03, 而 c_d 每减小 10 kPa, K_s 值平均才减小 0.004, 仅仅是前者变化量的 13%, 改变内摩擦角 φ 值也能得到类似的规律。这说明, 就岩体结构条件而言, 对本边坡变形破坏有显著影响的是破碎岩体, 而不是局部的较完整岩体。

表 1 不同 c 值时的 K_s 值

Table 1 K_s results varying with the data of c

c_x/kPa	K_s	c_d/kPa	K_s
136	1.1957	380	1.2502
146	1.2273	390	1.2543
156	1.25807	400	1.25807
166	1.2878	410	1.2618
176	1.3184	420	1.2654

另外, 取 $c_x = 126$ kPa, 算得 $K_s = 1.166$, 其临界滑动面如图 3 所示。与 $c_x = 156$ kPa 时的滑动面相比较, 可以明显看出, 滑动面位置明显变浅了, 最大深度差竟有 18 m 左右。滑动面出口点也

明显上移了很多。但是在上部两者都通过裂隙 (甲)。进一步计算表明, c_x 每减小 10 kPa, 滑动面最大深度平均减小约 3 m。如果认为 156 kPa 为最大值, 则图 3 中通过坡脚的滑动面为最深滑动面, 最大竖直和水平深度都约为 25 m, 这给边坡支护提供了依据。

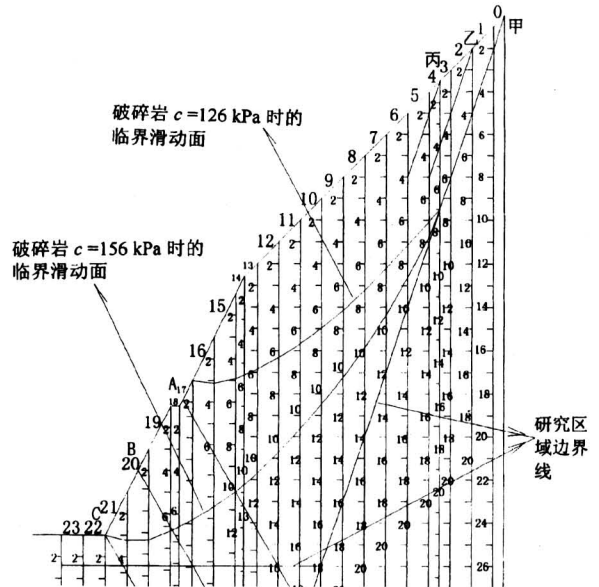


图 3 破碎岩 $c = 126$ kPa 与 $c = 156$ kPa 两种情况下的滑动面对比结果 (比例尺 1:833)

Fig.3 The critical slip surface when $c = 126$ kPa and the one when $c = 156$ kPa

4.2.2 不同工况下的结果 工程区降雨丰富, 边坡容易碰上饱水状态。本区地震烈度为 VIII 度, 地震影响系数 $K_c = 0.3735$ 。因此降雨和地震的影响不可忽视。调用原程序, 计算出不同工况下的安全系数 K_s 值, 结果为: 天然状况 $K_s = 1.25807$; 地震时 $K_s = 0.8371$; 饱水时 $K_s = 1.1393$ 。可见, 降雨对边坡稳定影响小, 主要是因为边坡没有顺坡向弱面, 且位于地下水位以上, 通常情况下坡体处于干燥状态, 所以临时降雨不会明显降低岩体力学参数, 因而不会明显影响边坡的稳定。而地震对边坡的稳定性影响很大。

4.2.3 坡底临时边坡开挖对边坡稳定性的影响

为了方便变电站的地基施工, 永久边坡底下要开挖坡比为 1:0.2、高 18 m 的临时边坡 (以后回填)。临时边坡的开挖使得永久边坡底部暂时失去“支挡”, 有失稳的可能。现在尚不知道临时边坡很深部位是否有大范围破碎岩, 若有则危险更大。计算

表明,如果临时边坡深部位也很破碎,则开挖后回填之前的 K_s 总是小于 1。

5 总结和建议

通过以上的详细计算和分析,并借鉴文献[5],可以得出如下结论和建议:

1) 在一般状况下,FWJ 水电站厂房岩质边坡是比较稳定的,这是因为开挖边坡不算高,坡比也不算太大,更主要的是边坡为岩质体,又没有贯通坡体的顺坡向弱面。如果不是因为岩体太破碎,其稳定性一定很高。

2) 对 FWJ 边坡稳定性威胁最大的是大范围的破碎岩体,底部临时边坡的开挖以及地震。

3) 建议永久边坡采用锚索、锚杆、喷射混凝土相结合的支护方式。锚索垂直穿过临界滑动面,长度应大于 25 m。还要尽量让锚杆和锚索插进坚硬完整岩体,使破碎岩与坚硬部分锁固在一起,有效提高边坡的稳定性。通过支护将安全系数提高至 1.4。由于破碎岩体明显威胁边坡稳定,所以对于局部坚硬完整岩体可以适当少支护,着重支护破碎岩体,以在保证安全的前提下降低生产成本。

设计单位提出在破碎部分只使用 5 m 长的锚杆,笔者认为偏于危险,因为这样难以将大范围破碎岩与局部坚硬岩锁固起来,也没有考虑潜在滑动面的危害。由于破碎岩的 c , φ 值具有很多不确定性,加上内外营力的破坏,尤其是附近断层的构造活动和地震,虽然前面算得 K_s 大于 1,也不可能非常符合实际情况,所以也不能保证边坡在复杂、偶然因素的影响下不发生失稳破坏。因此使用锚索贯穿图 3 中较深的临界滑动面支护,提高整体安全系数,还是有必要的。建议设计部门和施工单位采

纳笔者意见或者使用其他更安全合理的支护方案。

对于底部 1:0.2 的临时边坡,在开挖过程中如果岩体完整性好则没有危险,但如果发现更深处的岩体十分破碎,则应该采取步步为营,谨慎施工的措施,即每开挖一小段(高度不超过 5 m)应立即支护,支护妥当后再开挖下一段,再支护……。千万不要一挖到底,然后再全面支护,以免在开挖过程中导致破碎岩体松动,使上部坡体整体下滑,造成工程事故。

6 结语

笔者用改进后的临界滑动场算法计算推断了 FWJ 水电站厂房岩质边坡的稳定性,算出了安全系数,求出了边坡的临界滑动面,而且得出了两者的变化规律和影响因素,并用其他方法进行了验算,表明结果是合理的。该方法比较简便,没有涉及高深的数学知识和计算软件,仅仅是对一种被遗忘的新方法做了许多改进,得到了比较满意的结果,且具有一定的经济效益。

参考文献

- [1] 朱大勇. 边坡临界滑动场及其数值模拟[J]. 岩土工程学报, 1997, 19(1):
- [2] 王绍红, 曹刚, 唐庆松. FWJ 水电站工程地质报告[R]. 成都: 成都勘察设计研究院, 2002
- [3] 张卓元, 王士天, 王兰生. 工程地质分析原理[M]. 北京: 地质出版社, 1993
- [4] 许强, 巨能攀. 边坡安全系数计算 SlopeCAD 程序[CP], 成都: 成都理工大学, 2001
- [5] 马永潮. 滑坡整治及防治工程养护[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1996

Research on the Stability of a Slope in One Hydropower Station by the Improved Critical Slip Field(CSF) Methods

Li Jianming

(Chengdu University of Technology, Chengdu 610059, China)

[Abstract] Through researching on a rock slope by the improved CSF methods, the paper works out not only the security coefficient of the slope but also its critical slip surface, the influence factors and slip causes. It is proved that the author's ideas and ways, which can be studied and applied, are easy, appropriate, significant and reliable.

[Key words] CSF computing methods; rock slope; stability