

复杂基岩稳定分析的弹塑性极限平衡法^{*}

钱向东

(河海大学土木工程学院 南京 210098)

摘 要 以塑性极限理论为基础,提出适合于复杂基岩稳定分析的弹塑性极限平衡法.研究中采用逐渐降低材料强度来逼近系统的极限平衡状态,并以屈服区的贯通来表征系统的极限平衡状态.考例和工程实例表明,此方法是合理可行的,且当系统只有单一的失稳面时,与刚体极限平衡法的结果是一致的.此方法也可推广应用于岩质边坡和地下洞室的稳定性分析.

关键词 基岩 稳定性 弹塑性 极限平衡

中图分类号 TU470

基岩稳定是水工建筑物的关键问题之一,一直被广大工程技术人员和科研人员所关注.目前,最常用的基岩稳定分析方法是刚体极限平衡法.在某些简单情况下,采用单块体的极限平衡条件可以得到基岩的抗滑稳定安全系数,而在复杂条件下,则必须采用多块体的极限平衡条件.根据对块体的不同划分和对块间力的不同假定,已经提出了一系列的多块体极限平衡法,其中以 Samma 法最为先进^[1].这个方法允许对滑动体进行斜块分割,并假定滑动体达到极限平衡时在各斜块的交界面上也达到极限平衡.当已知基岩的真实失稳模式时,根据塑性极限定理^[2],刚体极限平衡法给出的稳定安全系数是真实稳定安全系数的下限.然而,在一般情况下,基岩的真实失稳模式是未知的,故必须在诸多的可能失稳模式中搜索稳定安全系数最小的失稳模式,显然,这个安全系数是刚体极限平衡法能够得到的安全系数的上限.因此,在复杂条件下用刚体极限平衡法无法界定真实的稳定安全系数,正如 Samma 在介绍其方法时强调的那样,必须尽可能地搜索最小安全系数,否则可能导致不安全的计算结果.

在介绍的弹塑性极限平衡法中,采用弹塑性理论分析系统的应力和变形,由系统的应力和变形特征来确定系统的极限平衡状态,从而避免了最小安全系数的搜索,在地质条件、材料参数、屈服准则和本构关系为正确的前提下,能够保证由此得到的稳定安全系数为真实稳定安全系数的下限.

1 极限平衡状态与稳定安全系数

系统的稳定是指系统在外荷载的作用下能够保持稳定的平衡状态,即这样的平衡状态不会受外部条件的微小扰动而改变.系统的失稳是指系统受外部条件的微小扰动而丧失原来的平衡状态.系统从静力平衡转向塑性流动的平衡状态称为系统的极限平衡状态.

系统稳定性的研究就是研究系统的设计平衡状态与极限平衡状态的距离.这个距离可以用现代的稳定可靠指标来度量,也可以用传统的稳定安全系数来度量.在塑性极限理论中,用极限荷载与设计荷载的比值来表示稳定安全系数,在刚体极限平衡法中,用使系统处于极限平衡状态而应降低材料强度的倍数来表示稳定安全系数.前者称为超载安全系数,后者称为强度储备安全系数,可以证明在某些简单的情况下,如此定义两种安全系数是等价的.

在弹塑性极限平衡法中,可以采用逐步超载或逐渐降低材料强度来逼近系统的极限平衡状态,并以系统位移变化率的不连续点的出现或屈服区的贯通来表征极限平衡状态的到达.在研究复杂的结构——基岩系统的整体稳定性时,由于超载过程一般不同于系统所有荷载的比例加载,将会严重改变系统原来的受载形式和基岩应力特征,建议采用类似于刚体极限平衡法的做法,即降低材料强度的方法来确定基岩的稳定安全

收稿日期:1999-04-21

作者简介:钱向东,男,副教授,工程力学与水工结构专业,主要从事水工结构力学及岩土稳定性研究.

^{*} 水利部水利科技重点项目资助(SZ9527)

度. 根据岩体屈服区的贯通与否, 可以方便地确定系统达到极限平衡时材料强度应降低的倍数, 把这个倍数定义为系统的整体稳定安全系数. 根据岩体屈服区域的变化, 还可以了解基岩的屈服范围以及发展趋势, 以便确定可能的加固范围和加固措施.

2 屈服准则与本构关系

岩体材料的屈服一般遵循 Mohr – Coulomb 准则. 而计算时, 对于各向同性的完整岩体又常以 Drucker – Prager 屈服准则代替 Mohr – Coulomb 准则, 避免屈服面的奇异性. 屈服准则可表示为:

$$F = \sqrt{J_2} + \alpha I_1 - \kappa = 0$$
 (1)

其中: J_2 ——应力偏量的第二不变量; I_1 ——应力张量的第一不变量; α, κ ——材料参数, 若取

$$\alpha = \frac{\tan\varphi}{\sqrt{9 + 12\tan^2\varphi}} \quad \kappa = \frac{3c}{\sqrt{9 + 12\tan^2\varphi}}$$
 (2)

可保证在平面应变条件下 Drucker – Prager 屈服准则与 Mohr – Coulomb 屈服准则相一致. 其中 c 为材料的凝聚力, φ 为材料的内摩擦角.

对层状的具有定向节理的岩体材料以及结构和岩体的交界面, 材料的屈服在层面内占优势, 屈服准则可用如下修正的 Mohr – Coulomb 屈服准则^[3], 它可避免屈服面的奇异性.

$$F = (\tau^2 + \alpha^2 \sigma_n^2)^{1/2} + \sigma_n \tan\varphi - c = 0$$
 (3)

式中: τ ——层面上的切向剪应力; σ_n ——层面的法向正应力; α 是一个引入的很小的参数.

当 $F < 0$ 或 $F = 0$ 且 $\frac{\partial F^T}{\partial \sigma} D d\epsilon \leq 0$ 时, 反应是纯弹性的, 增量型的应力—应变关系为:

$$d\sigma = D d\epsilon$$
 (4)

其中 D 为材料的弹性矩阵.

当 $F = 0$ 且 $\frac{\partial F^T}{\partial \sigma} D d\epsilon > 0$ 时, 反应是弹塑性的, 增量型的应力—应变关系为:

$$d\sigma = D_{ep} d\epsilon = (D - D_p) d\epsilon$$
 (5)

式中: D_{ep} ——材料的弹塑性矩阵; D_p ——材料的塑性矩阵. 根据正交法则和流动理论, 可以得出 D_p 的表达式为:

$$D_p = \frac{D \frac{\partial F}{\partial \sigma} \frac{\partial F^T}{\partial \sigma} D}{A + \frac{\partial F^T}{\partial \sigma} D \frac{\partial F}{\partial \sigma}}$$
 (6)

其中 A 与材料的软硬化规律有关, 理想弹塑性材料时 $A = 0$.

塑性极限理论是针对理想弹塑性体建立起来的, 因此, 在塑性极限分析时应视材料为理想弹塑性材料, 即取 $A = 0$.

3 算例验证

为了考察屈服区的贯通率与极限平衡状态的关系, 研究一假想的重力坝沿建基面的抗滑稳定性. 重

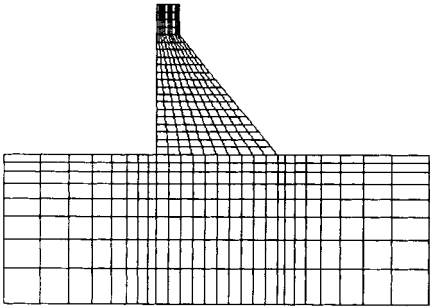


图 1 重力坝抗滑稳定分析模型

Fig.1 Stability analysis model of gravity dam

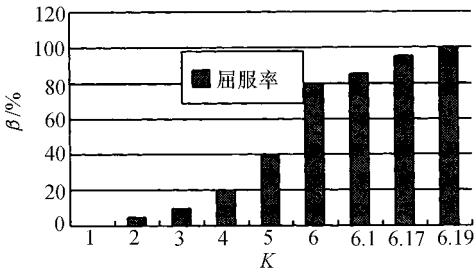


图 2 $K \sim \beta$ 关系

Fig.2 Relation between K and β

力坝(如图1所示)高100 m、顶宽15 m、底宽80 m,受齐顶水压力作用.坝基面摩擦系数 $f=0.7$,凝聚力 $c=3$ MPa.

计算可得,坝体的自重 $G=9.84\times10^7$ kN,上游水平推力 $P=5.0\times10^7$ kN,不计扬压力(纯粹为了便于计算,不影响说明问题)时,用刚体极限平衡法(剪摩公式)算得的大坝沿建基面的抗滑稳定安全系数为:

$$K=\frac{f\cdot G+c\cdot L}{P}=6.18$$

式中 L 为坝底宽度.

由于这个问题是一个单一滑动面的问题,极限抗滑平衡状态是唯一的,采用弹塑性极限平衡法所确定的极限抗滑平衡状态应与刚体极限平衡法得到的极限抗滑平衡状态相同,相应的沿建基面的抗滑稳定安全系数也应相同.

用弹塑性有限元计算时,在建基面上设置一排薄层界面单元,其变形模量与坝体混凝土相同, $E=20$ GPa.图2列出强度指标降低倍数 K 与建基面屈服率 β (屈服区面积与坝基面面积之比)间的关系.引入屈服率 β 只是为了便于表示屈服区的贯通情况,当系统的失稳面不能预先确定时,无法计算屈服率 β .

由图2可以看出,当 $K=6.17$ 时,屈服率 β 为95%;当 $K=6.19$ 时,建基面全部屈服, $\beta=100\%$,即系统的极限平衡状态应当在 $K=6.17$ 与 $K=6.19$ 之间,可以定为6.18,与前面的刚体极限平衡法结果相一致.由此可见,以屈服区的贯通来确定系统的极限平衡状态是合理可行的.

4 工程应用

采用上述弹塑性极限平衡法研究某大型水利工程升船机上闸首结构与基岩系统的整体稳定性.上闸首顺水流向的长度为125 m,垂直水流向的宽度为62 m,航槽宽度为18 m.上闸首顶部高程为185 m,航槽底部高程为141 m.建基面高程在上游80.9 m范围内为95 m,下游按1:0.3的陡坡开挖至48 m高程,形成高达47 m的陡峭岩坡.上闸首上游设计通航高水位175 m.计算时考虑了基岩内的四条主要断层和两组节理,三维有限元网格如图3所示.材料参数见表1.

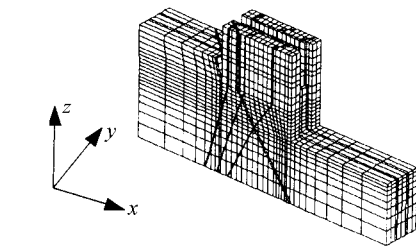


图3 上闸首三维有限元网格
Fig.3 FE mesh of up-stream lock head

表1 材料的物理力学参数

Table 1 Material parameters

材料	变形模量 E/GPa	容重 γ $(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	泊松比 μ	凝聚力 c/MPa	摩擦系数 f	备注
混凝土	26	24.5	0.167	3.0	1.10	
混凝土 /岩石界面	-	-	-	1.4	1.20	
岩石	35	27	0.22	2.0	1.70	
F_{23}	13	25.6	0.25	0.06	0.55	
F_{215}	0.2	25.6	0.3	0.08	0.30	
f_{603}	0.2	25.6	0.3	0.08	0.30	
f_{548}	0.2	25.6	0.3	0.08	0.30	
缓倾角裂隙	-	-	-	0.866	1.07	按63%连通率 加权平均

图4给出了强度指标降低倍数 $K=1.0$ 2.0 3.0 3.2 3.4 3.6时上闸首中心线剖面基岩屈服区的连通情况.从图中可看出,系统的极限平衡状态应在 $K=3.2\sim3.4$ 之间.因此,可近似地取系统的整体稳定安全系数为 $K=3.3$.

5 结 语

基岩稳定分析的弹塑性极限平衡法以塑性极限理论为基础,其解的可靠性能够得到保证.考例和工程实例表明,采用逐渐降低材料强度来逼近系统的极限平衡状态,并以屈服区的贯通来确定系统的极限平衡状态是合理可行的.且当系统只有单一的失稳面时,弹塑性极限平衡法与刚体极限平衡法的结果是一致的,而弹塑性极限平衡法更适合于复杂基岩系统的稳定性分析,也可推广应用于岩质边坡和地下洞室的稳定性分析.

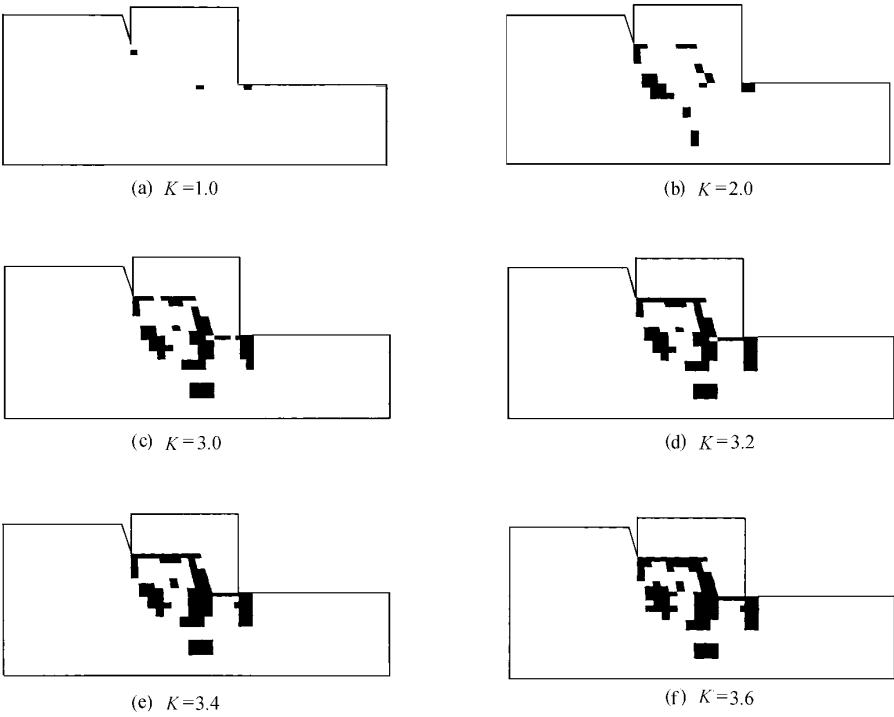


图 4 基岩屈服区

Fig.4 Yielding zone of rock

参 考 文 献

1 Sarma K S.Stability analysis of embankments and slopes. J of Geotechnical Engineering ,ASCE ,1979 ,105(GT12) :1511 ~ 1524

2 王仁 ,熊祝华 ,黄文彬.塑性力学基础.北京 科学出版社 ,1982.441 ~ 447

3 殷有泉.固体力学非线性有限元引论.北京 北京大学出版社 ,清华大学出版社 ,1987.47 ~ 51

Elasto – Plastic Limit Equilibrium Method for Stability Analysis
of Complex Rock Foundations

Qian Xiangdong

(College of Civil Engineering , Hohai Univ. , Nanjing 210098)

Abstract On the basis of the limit theory of plasticity ,an elasto – plastic limit equilibrium method is presented for stability analysis of complex rock foundations. The limit equilibrium state of a system is defined as the state in which the yielding zone of the system runs through the rock foundation , and approximated step by step with decrement of material strength. Examples show that the present method is reasonable and feasible and the result of the method is the same of rigid body limit equilibrium method when there is only one simple failure surface in the system. The method can also be used in the stability analysis of rock slopes and underground caverns.

Key words rock foundation ; stability ; elasto – plasticity ; limit equilibrium