

裂隙岩体边坡稳定性的渗流与应力耦合分析

周桂云¹ 李同春¹ 金鹏飞²

(1. 河海大学水利水电工程学院, 江苏 南京 210098; 2. 上海市水务局, 上海 200040)

摘要 用裂隙岩体渗流与应力耦合分析的四自由度全耦合法对岩质边坡进行耦合分析, 通过强度折减有限元法求解岩体边坡的稳定安全系数。四自由度全耦合法建立了同时以渗流水压和位移为未知量的耦合方程组, 使得渗流场与应力场的求解能够一次性完成, 与两场交叉迭代分析方法相比达到了彻底的完全耦合。通过强度折减, 整个系统达到不稳定状态, 有限元计算将不收敛, 此时的折减系数就是安全系数。算例表明由此求得的边坡稳定安全系数和滑动面都与传统方法十分接近。

关键词 裂隙岩体 岩质边坡 渗流 应力 耦合分析 强度折减 有限元法

中图分类号 :TU457 **文献标识码** :A **文章编号** :1006-764X(2006)05-0022-04

Seepage-stress coupled analysis of stability of fissured rock mass slope//ZHOU Gui-yun¹, LI Tong-chun¹, JIN Peng-fei²
(1. College of Water Conservancy and Hydropower Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China; 2. Shanghai Bureau of Water Management, Shanghai 200040, China)

Abstract : Four degree-of-freedom completely coupled method is used for coupled analysis of the rock slope, and the safety factor of the rock slope is calculated by use of the strength reduction FEM. With the four degree-of-freedom completely coupled method, coupled equations are developed with the seepage pressure and displacement taken as unknown variables, which make the seepage field and stress field be solved simultaneously and overcome the shortcoming of the conventional method where the two fields are alternately analyzed. Through strength reduction, the whole system reaches an instable state, and the calculated result by the FEM is not convergent. In this way, the safety factor is obtained by $c-\varphi$ reduction strength algorithm. Case study shows that the safety factor and slip surface of the slope obtained by this method is fairly close to the result of the conventional method.

Key words : fissured rock mass; rock slope; seepage; stress; coupled analysis; strength reduction; FEM

边坡岩体由于受到风化、地质构造变化等的长期作用, 节理裂隙相当发达, 成为水体渗流的主要通道和储水空间。应力场的作用导致裂隙几何特性的改变, 从而影响渗流量改变渗流场, 而渗流场的变化通过改变渗透体积力对应力场产生影响, 这种相互影响作用即称之为耦合作用。应力场的分布将影响岩体结构, 引起岩体中地下水性态的改变, 最终影响岩体的稳定性。水利工程中 Malpasset 拱坝初次蓄水全坝突然溃决, Vajont 滑坡随水库水位上升滑动速度加快等, 这些事实和教训说明地下水对边坡稳定有着重要影响, 而且应考虑其动态的耦合影响。

目前在岩质边坡稳定性的渗流与应力耦合分析时, 常用的是两场迭代分析^[1]。即先通过渗流场计算求得各单元结点的水头值, 进而求出相应的渗流体积力和等效结点力, 并将它叠加到与初始应力相应的荷载项上, 求得应力值后再用应力和渗透系数之间的关系(即主要的耦合关系)来修正渗透系数,

并按上述步骤进行重复计算, 经过多次迭代趋于稳定。此法工作量大, 且带有近似性, 并非真正的耦合。本文将裂隙岩体渗流与应力耦合分析的四自由度全耦合法^[2]用于岩体边坡稳定性分析中, 建立同时以结点位移和孔隙水压力为未知量的方程组, 同时考虑了渗流场和应力场的变化。在求解岩质边坡的稳定安全系数时, 将土工弹塑性有限元数值分析中的强度折减系数概念用于裂隙岩体中, 即强度折减法。强度折减法克服了传统方法中需事先确定滑动面的困难, 且可以考虑岩质边坡破坏的渐进过程。

1 基本方程的建立

1.1 水流连续性方程

由于岩质边坡表面风化层对入渗速度的控制, 可假设有自由面的稳定渗流, 并忽略裂隙岩体介质的压缩性。由质量守恒定律, 可得稳定渗流的水流连续性方程为^[3]

$$\begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial x} \left(k_{xx} \frac{\partial h}{\partial x} + k_{xy} \frac{\partial h}{\partial y} + k_{xz} \frac{\partial h}{\partial z} \right) + \\ & \frac{\partial}{\partial y} \left(k_{yx} \frac{\partial h}{\partial x} + k_{yy} \frac{\partial h}{\partial y} + k_{yz} \frac{\partial h}{\partial z} \right) + \\ & \frac{\partial}{\partial z} \left(k_{zx} \frac{\partial h}{\partial x} + k_{zy} \frac{\partial h}{\partial y} + k_{zz} \frac{\partial h}{\partial z} \right) = 0 \quad (1) \end{aligned}$$

其边界条件可表示为^[3]

$$\begin{cases} h(x, y, z) \Big|_{\Gamma_1} = \bar{h}(x, y, z) \\ \frac{\partial}{\partial x} \left(k_{xx} \frac{\partial h}{\partial x} + k_{xy} \frac{\partial h}{\partial y} + k_{xz} \frac{\partial h}{\partial z} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_{yx} \frac{\partial h}{\partial x} + k_{yy} \frac{\partial h}{\partial y} + k_{yz} \frac{\partial h}{\partial z} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k_{zx} \frac{\partial h}{\partial x} + k_{zy} \frac{\partial h}{\partial y} + k_{zz} \frac{\partial h}{\partial z} \right) = -\bar{q} \end{cases} \quad (2)$$

式中： h 、 $\bar{h}$ 分别为渗流场水头和 Γ_1 类边界条件上的已知水头； k_{xx} 、 k_{xy} 、 k_{xz} 为 x 方向的渗透系数分量； k_{yx} 、 k_{yy} 、 k_{yz} 为 y 方向的渗透系数分量； k_{zx} 、 k_{zy} 、 k_{zz} 为 z 方向的渗透系数分量； $\bar{q}$ 为 Γ_2 类边界条件上的单位面积流量，流入为正，流出为负。

1.2 应力平衡方程

以有效应力表示的平衡方程为

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} + \frac{\partial p}{\partial x} - X = 0 \\ \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z} + \frac{\partial p}{\partial y} - Y = 0 \\ \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial p}{\partial z} - Z = 0 \end{cases} \quad (3)$$

其边界条件以有效应力表示为

$$\begin{cases} l(\sigma_x + p) + m\tau_{yx} + n\tau_{zx} \Big|_{S_\sigma} = -\bar{X} \\ m(\sigma_y + p) + n\tau_{zy} + l\tau_{xy} \Big|_{S_\sigma} = -\bar{Y} \\ n(\sigma_z + p) + m\tau_{yz} + l\tau_{xz} \Big|_{S_\sigma} = -\bar{Z} \end{cases} \quad (4)$$

($\bar{X}$ 、 $\bar{Y}$ 、 $\bar{Z}$) 为已知边界力 (l 、 m 、 n) 为已知边界法向余弦。

1.3 弹性本构方程

假设为离散裂隙介质，有

$$\begin{cases} \sigma_x = E_1 \epsilon_x + E_2 \epsilon_y + E_2 \epsilon_z \\ \sigma_y = E_2 \epsilon_x + E_1 \epsilon_y + E_2 \epsilon_z \\ \sigma_z = E_2 \epsilon_x + E_2 \epsilon_y + E_1 \epsilon_z \\ \tau_{xy} = E_3 \gamma_{xy} \\ \tau_{yz} = E_3 \gamma_{yz} \\ \tau_{zx} = E_3 \gamma_{zx} \end{cases} \quad (5)$$

其中

$$E_1 = \frac{E(1-\mu)}{(1+\mu)(1-2\mu)}$$

$$E_2 = \frac{E\mu}{(1+\mu)(1-2\mu)}$$

$$E_3 = \frac{E}{2(1+\mu)}$$

式中： σ_x 、 σ_y 、 σ_z 为有效应力； E 、 μ 分别为骨架的弹性模量和泊松比； ϵ_x 、 ϵ_y 、 ϵ_z 均为正应变； γ_{xy} 、 γ_{yz} 、 γ_{zx} 均为剪应变。

1.4 几何方程

几何方程为

$$\begin{cases} \epsilon_x = -\frac{\partial u}{\partial x} & \gamma_{xy} = -\left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}\right) \\ \epsilon_y = -\frac{\partial v}{\partial y} & \gamma_{yz} = -\left(\frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y}\right) \\ \epsilon_z = -\frac{\partial w}{\partial z} & \gamma_{zx} = -\left(\frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z}\right) \end{cases} \quad (6)$$

式中： u 、 v 、 w 为位移。

位移边界条件为

$$u \Big|_{S_u} = \bar{u}(x, y, z) \quad (7)$$

1.5 渗透系数与应力的关系

目前关于渗透系数与应力的关系有较多的表示形式，Louis^[4]在试验的基础上提出裂隙岩体渗透系数与正应力之间的关系，即

$$K_f = K_{f0} \exp(-\alpha \sigma_m) \quad (8)$$

式中： $\sigma_m = (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)/3$ ； K_{f0} 为 $\sigma_m = 0$ 时裂隙岩体的渗透系数； α 为待定系数，可通过实验获得。

2 渗流应力耦合求解

2.1 位移模式及孔隙水压模式

采用等参单元进行离散，则位移及孔隙水压模式为

$$\begin{cases} u = \sum_{i=1}^n N_i u_i & w = \sum_{i=1}^n N_i w_i \\ v = \sum_{i=1}^n N_i v_i & p = \sum_{i=1}^n N_i p_i \end{cases} \quad (9)$$

式中： N_i 为形函数； u_i 、 v_i 、 w_i 为结点位移； p_i 为结点孔隙水压力； n 为单元结点数。

2.2 基本方程组的建立

将式(6)代入式(5)，再代入式(3)可得用位移表示的平衡微分方程，将 $h = (p/(\rho_w g)) + z$ 代入式(1)可得用水压力表示的水流连续性方程，联立即得

以 u 、 v 、 w 、 p 为未知量的基本方程组，再用伽辽金有限元法^[5]，以试函数项作为权函数的加权残值法，进行分部积分，并考虑以位移表示的应力边界条件和以渗流水压力表示的渗流边界条件，最后将式(9)

带入,可得同时以结点位移和结点渗流水压力为未知量的耦合有限元支配方程^[6]如下:

$$\begin{cases} \sum_{i=1}^8 [m_{ji}^{11} u_i + m_{ji}^{12} v_i + m_{ji}^{13} w_i + m_{ji}^{14} p_i] = F_j^1 \\ \sum_{i=1}^8 [m_{ji}^{21} u_i + m_{ji}^{22} v_i + m_{ji}^{23} w_i + m_{ji}^{24} p_i] = F_j^2 \\ \sum_{i=1}^8 [m_{ji}^{31} u_i + m_{ji}^{32} v_i + m_{ji}^{33} w_i + m_{ji}^{34} p_i] = F_j^3 \\ \sum_{i=1}^8 [m_{ji}^{41} u_i + m_{ji}^{42} v_i + m_{ji}^{43} w_i + m_{ji}^{44} p_i] = F_j^4 \end{cases} \quad j = 1, 2, \dots, 8 \quad (10)$$

式(10)整理后是一个大型稀疏非线性对称方程组:

$$M(\sigma) \delta = F(\sigma) \quad (11)$$

式中: δ 表示结点位移和渗流水压力的总列阵; $F_j^1, F_j^2, F_j^3, F_j^4$ 分别为 x, y, z 方向的结点荷载; F_j^4 为 j 点的入渗水量。该方程组的求解可采用耦合初流量法^[7]。

3 边坡稳定性计算

目前在分析裂隙岩体边坡稳定性时,传统的方法有条分法、剩余推力法以及极限平衡法等,这些经典的方法经过不断完善,变得相当有效、实用。但这类方法在进行稳定分析时都要事先确定滑动面的形状与位置,而且无法给出边坡在接近临界失稳状态时的变形规律,也无法考虑裂隙岩体力学特性的不均匀性及滑动面上应力分布的影响等。裂隙岩体中广泛存在着结构面(裂纹、节理、夹层、断层等),对于结构面特征非常明显的岩质边坡,利用结构面的勾连所确定的滑动面进行稳定分析,基本上可以反映实际情况;对于结构面特征不是很明显的岩质边坡,滑动面的确定显然不能通过勾连结构面的方法来实现,传统方法的应用受到了限制。张飞等^[8]提出通过最大剪应力等值线来确定滑动面,但此法工作量较大。

1975年 Zienkiewicz 等^[9]首次在土工弹塑性有限元数值分析中提出抗剪强度折减系数的概念。抗剪强度折减系数定义为:在外荷载保持不变的情况下,边坡内土体所发挥的最大抗剪强度与外荷载在边坡内所产生的实际剪应力之比。到目前为止,已有很多学者对折减系数进行了较为深入的研究^[10-11, 17-18]。本文将抗剪强度折减系数用于岩体介质中,克服了确定岩体中破坏面的困难,而且可以考虑岩体破坏的渐进过程。

强度折减系数法的要点是调整岩体的强度指标 c, φ 用一个折减系数 F_s 如式(12)和式(13)所示:

$$c_{eF} = c_e / F_s \quad (12)$$

$$\varphi_{eF} = \tan^{-1}(\tan \varphi_e / F_s) \quad (13)$$

式中: c_e 为 e 单元岩体的黏聚力; φ_e 为 e 单元岩体的内摩擦角。

在有限元数值分析中,折减系数 F_s 的初试取值应取得足够小,以保证开始时是一个近乎弹性的问题,然后不断增加 F_s 的值,折减后的强度指标逐步减小,反复对岩体进行分析,首先部分岩体开始屈服,应力在单元之间重新分配,岩体中局部失稳逐步发展,直到某一个临界状态,在虚拟的折减抗剪强度指标下整个岩体发生失稳,那么在发生失稳前的那个折减系数值(岩体的实际抗剪强度指标与发生虚拟破坏时折减强度指标的比值)即为岩体的稳定安全系数。

4 算例分析

4.1 岩质边坡几何形状和岩体参数

某岩质边坡各岩层的参数^[19]如图1所示,坝体高度为10m,坡度为1:2。

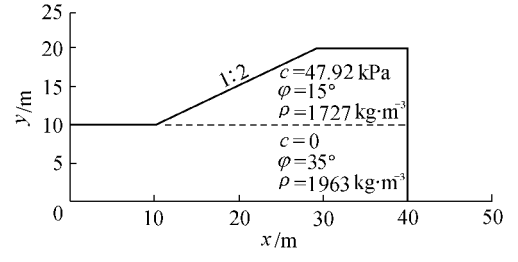


图1 岩体边坡几何形状和计算岩体参数

4.2 计算结果的比较

为了证明强度折减有限元法在岩体介质中的适用性,编写有限元程序对上述算例进行计算,并与用毕肖甫法计算的结果进行比较。

计算出毕肖甫法和强度折减法的稳定安全系数分别为2.592和2.617,相差很小。而传统极限平衡的毕肖甫法计算的稳定安全系数是偏安全的,因此抗剪强度折减有限元法用于计算岩质边坡稳定安全系数是安全可靠的。

毕肖甫法计算的圆弧滑裂面如图2所示。强度折减计算结果经有限元软件处理后的应变和应变增量等值线见图3和图4。

由分析知,岩体发生破坏前的临界时刻在滑裂面上将产生最大广义剪应变和应变增量,而最大应变和应变增量等值线就应该是可能的最危险滑裂面。从图3和图4可以看出广义剪应变和应变增量等值线图以最大等值线的连线为中心,向两侧形成近似圆弧的带状区域,且最大应变和应变增量连线自坡底向上贯通,构成一个圆弧形曲线,与图2毕肖

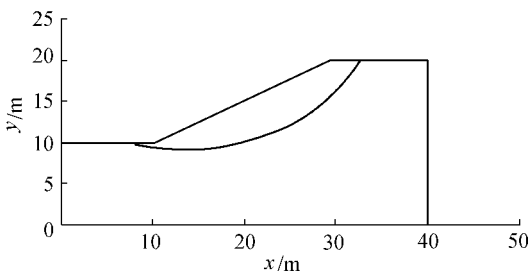


图2 毕肖甫法得到的圆弧滑裂面

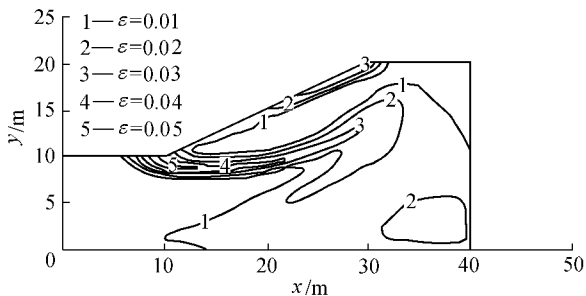


图3 强度折减有限元法得到的应变等值线

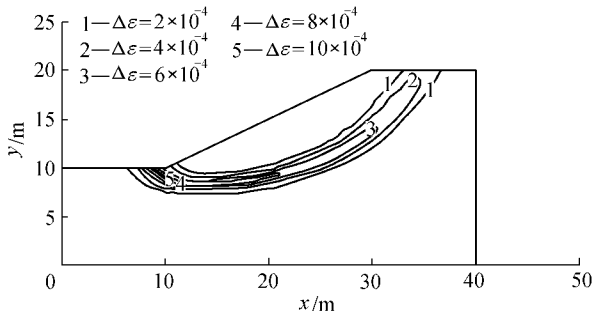


图4 强度折减有限元法得到的应变增量等值线

甫法得到的圆弧滑裂面吻合得相当好,说明当岩质边坡发生圆弧滑动时,强度折减有限元法计算得到的滑裂面是可靠的,其形状和位置与极限平衡法得到的形状和位置几乎相同。

5 结 语

本文选用裂隙岩体渗流与应力耦合分析的四自由度全耦合法对岩质边坡进行耦合分析,达到渗流和应力完全耦合,且使得耦合分析较简便。在求解稳定安全系数时用强度折减法,该法不需预先确定滑动面的形状和位置就能够求出滑移面及对应的稳定安全系数。通过实例分析得出如下结论:①强度折减法计算得到的稳定安全系数值与传统极限平衡法得到的安全系数值相差甚微,是可靠的计算岩质边坡稳定安全系数的方法;②用强度折减有限元法分析岩质边坡,得到的滑裂面是一个沿中心基本对称的圆弧形带状区域,其形状和位置与极限平衡法得到的形状和位置非常接近,因此用强度折减有限元法可以得到岩质边坡滑裂面的近似位置。

参考文献:

- [1] 张国,朱济祥,庄军,等.岩质边坡稳定性的渗流耦合分析[J].天津大学学报,1996,33(5):560-564.
- [2] 张国,薛玺成,麻凤海.裂隙岩体水力特性及其对边坡稳定性的影响[J].辽宁工程技术大学学报,1998,17(4):348-352.
- [3] 毛永熙.渗流分析与控制[M].北京:水利水电出版社,1989:97-133.
- [4] LOUIS C. Rock hydraulics in rock mech[M]. London: Muller L, 1974.
- [5] 徐次达.新计算力学加权残值法——原理、方法及其应用[M].上海:同济大学出版社,1997:1-5.
- [6] 王媛,徐志英,速宝玉.裂隙岩体渗流与应力耦合分析的四自由度全耦合法[J].水利学报,1998(7):55-59.
- [7] 王媛.裂隙岩体渗流及其与应力的全耦合分析[D].南京:河海大学,1995.
- [8] 张飞,池秀文.岩质边坡稳定性分析的探讨[J].岩土力学,2003,24(增刊):307-309.
- [9] ZIENKIEWICZ O C, HUMPHESON C, LOWIS R W. Associated and non-associated visco-plasticity and plasticity in soil mechanics[J]. Geotechnique, 1975, 25(4):671-689.
- [10] 栾茂田,武亚军,年延凯.强度折减有限元法中边坡失稳的塑性区判别及其应用[J].防灾减灾工程学报,2003,23(3):1-8.
- [11] 连镇营,韩国城,孔宪京,等.强度折减有限元法研究开挖边坡的稳定性[J].岩土工程学报,2001,23(4):407-411.
- [12] DAWSON E M, ROTH W H, DRESCHER A. Slope stability analysis by finite elements[J]. Geotechnique, 1999, 49(3):387-403.
- [13] 孙伟,龚晓南.土坡稳定分析强度折减有限元法[J].科技通报,2003,19(4):319-322.
- [14] NOORISHED I. A finite-element method for coupled stress and fluid flow analysis in fractured rock masses[J]. Int J Rock Mech Min Sci & Geomech Abstr, 1982, 19(2):185-193.
- [15] ODA M. An equivalent continuum model for coupled stress and fluid flow analysis in jointed rock masses[J]. Water Resour Res, 1986, 22(13):845-856.
- [16] 张鲁渝,郑颖人,赵尚毅,等.有限元强度折减系数法计算土坡稳定性安全系数的精度研究[J].水利学报,2003(1):21-27.
- [17] JIANG G L, MAGNAN J P. Stability analysis of embankments: comparison of limit analysis with methods of slices[J]. Geotechnique, 1997, 47(4):857-872.
- [18] GRIFFITHS D V, LANE P A. Slope stability analysis by finite element[J]. Geotechnique, 1999, 49(3):387-403.
- [19] LESHCHINSKY D. Slope stability analysis: generalized approach[J]. Journal of Geotechnical, 1990, 116(5):851-867.

(收稿日期:2005-06-05 编辑:高建群)