

# 软弱土( $\varphi \neq 0$ )地基上加筋路堤稳定性分析

陈昌富, 袁玲红, 赵明华

(湖南大学 岩土工程研究所, 湖南 长沙 410082)

**[摘 要]** 探讨软弱土( $\varphi \neq 0$ )地基加筋路堤稳定性分析方法。针对传统分析方法因对加筋材料的加筋作用估计不足, 导致计算结果过于保守问题, 文中在充分考虑加筋体的加筋作用下, 提出了加筋路堤稳定性分析新的改进分析计算方法, 并同时提出采用演化算法搜索临界滑动面和最小安全系数。算例计算结果表明, 提出的加筋路堤稳定性分析方法与工程实际情况吻合较好, 而且混合演化算法能有效地搜索到路堤所有的临界滑动面。

**[关键词]** 演化计算, 土工合成材料, 软弱土地基, 路堤, 稳定性分析

**[中图分类号]** U416.01

**[文献标识码]** A

**[文章编号]** 1002-1205(2003)03-0023-03

## Stability Analysis of Reinforced Embankment Constructed on Soft Soil ( $\varphi \neq 0$ ) Foundation

CHEN Chang-fu, YUAN Ling-hong, ZHAO Ming-hua

(Institute of Geotechnical Engineering, Hunan University, Changsha, Hunan 410082, China)

**[Abstract]** In the stability analysis of embankment constructed on soft soil ( $\varphi \neq 0$ ) foundation and reinforced with geosynthetics, traditional methods, such as Sweden method and Holland's method, are unduly conservative due to limitations in understanding the reinforcing mechanism. Further study on the reinforcing mechanism shows that the effect of reinforcement of geosynthetic is significantly underestimated in the traditional methods. In this paper, a new method for stability analysis of embankment reinforced with geosynthetics is developed by improving the assumption of reinforcement effect. In addition, an evolutionary algorithm is suggested to search for the critical sliding surface of the embankment. Two examples are given for the purpose of examination with satisfactory results, which indicate that the new method is effective and feasible.

**[Key words]** evolutionary algorithm; geosynthetic; soft soil foundation; embankment; stability analysis

在软土地基上修筑路堤时,常在路堤底部铺设一层水平的土工合成材料(土工织物或土工格栅等)作加筋处理,其作用是通过侧向约束力效应限制侧向变形,均化地基应力分布,以达到减小地基土的不均匀沉降,提高土坡的稳定性。目前对使用土工合成材料加筋的路堤土坡进行稳定性分析,采用的是在工程中得到广泛应用的静力极限平衡法,其中最常用的是瑞典法、荷兰法。不管是瑞典法还是荷兰法,有文献报道加筋后计算得到的安全系数值比不加筋时只提高2%~8%<sup>[1,2]</sup>,计算结果明显偏低,与工程实际不符,因为实际工程中的加固效果往往很好,完全满足工程要求,工程没有出现问题。这说明

现有的设计计算方法存在不合理的地方。为此,文献[3]利用极限分析法来进行分析,所得计算结果可提高23.4%,但文献[4]指出,大量的工程计算证明极限分析法与圆弧滑动面法的安全系数计算结果相差很大,若将由极限法得到的计算结果近似折算成圆弧滑动法的结果,仍然只提高了6.3%。可见文献[3]仍然未圆满解决工程中加筋效果好但按极限平衡分析法得到的安全系数值却提高不大的问题。本文在深入分析加筋材料的加固机理基础上,改进了现有的加筋路堤稳定性计算方法,重新推导了计算公式,并提出了分析加筋软土路堤稳定性的小生境遗传算法。通过算例验证,本文提出的方法更能

**[收稿日期]** 2003-05-28

**[基金项目]** 湖南省科技攻关项目(02CKY3024)

**[作者简介]** 陈昌富(1963-),男,湖南祁东人,副教授,博士后,主要从事岩土工程研究工作。

符合工程实际。

## 1 软土地基上加筋路堤稳定性分析方法

### 1.1 加筋路堤稳定性传统分析方法

软土地基上加筋路堤的稳定性,工程上通常采用荷兰法和瑞典法进行分析。荷兰法属柔性法,它假定土工合成材料在滑动面处形成一个与滑弧相适应的变形,从而使土工合成材料的出力方向与滑弧相切,然后据此按极限平衡条件得到安全系数计算公式。因此,荷兰法适合采用柔性加筋材料且处于极限平衡状态下的加筋路堤稳定性分析。瑞典法属刚性法,它假定土工合成材料为刚性的,土工合成材料的出力始终保持与原来的铺设方向(通常为水平方向)一致,不随加荷而改变(见图1),再根据极限

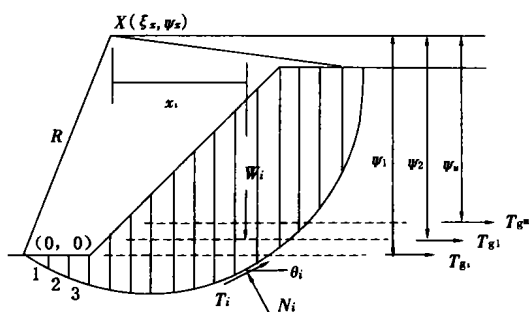


图1 加筋路堤稳定性分析图

Figure 1 Illustration of stability analysis of reinforced embankment

平衡条件得到安全系数计算式。因此,瑞典法比较适合采用刚性加筋材料且路堤处于正常使用极限状态下的加筋路堤稳定性分析。瑞典法的计算式可写为<sup>[1]</sup>:

$$F_s = \frac{\sum (c_i l_i + W_i \cos \theta_i \tan \varphi_i) R + \sum T_{s,j} y_j}{\sum (W_i \sin \theta_i) R} \quad (1)$$

式中,  $W_i$  为第  $i$  土条的重量;  $\theta_i$  为第  $i$  土条底面的倾角;  $l_i$  为第  $i$  土条底面的长度;  $c_i$  和  $\varphi_i$  分别为第  $i$  土条底面处土的粘聚力和内摩擦角;  $T_{s,j}$  为第  $j$  层加筋的容许抗拉强度;  $y_j$  为滑弧圆心至第  $j$  层加筋的垂距;  $R$  为滑弧半径。

工程实践证明,无论是荷兰法还是瑞典法,其计算结果均偏低。许多工程经加筋后,虽然按上述两种方法验算,安全系数提高很小,但实际加筋效果却非常好,没有出现工程问题。由此可见,上述传统的分析方法没用充分地考虑加筋材料的加筋作用,致使计算结果太过于保守,这在一定程度上影响了这

一地基处理技术的推广应用。因此,必须对传统加筋路堤分析方法进行改进,使之符合工程实际,以满足加筋路堤工程设计的需要。

### 1.2 加筋路堤稳定性改进分析方法

如图1所示,取土条底面法向方向力的平衡,可得:

$$N_i = W_i \cos \theta_i + T_{s,j} \sin \beta_j \quad (2)$$

式中:  $\beta_j$  为第  $j$  层加筋与滑面交点的切线与加筋之间的夹角。

根据安全系数定义和摩尔-库仑准则,有:

$$T_i = \frac{c_i l_i}{F_s} + N_i \frac{\tan \varphi_i}{F_s} \quad (3)$$

式中:  $F_s$  为滑动面上的平均安全系数。

同时,各土条对圆心的力矩和应等于零,于是有:

$$\sum W_i x_i - \sum T_i R - T_{s,j} y_j = 0 \quad (4)$$

式中:  $x_i$  为滑弧圆心至第  $i$  条块重力作用线的垂距。

将式(2)和(3)代入式(4),并注意到  $\sin \theta_i = x_i / R$ ,  $\cos \beta_j = y_j / R$ ,整理后可得:

$$F_s = \frac{\sum (c_i l_i + W_i \cos \theta_i \tan \varphi_i) \sum T_{s,j} \sin \beta_j \tan \varphi_i}{\sum W_i \sin \theta_i - \sum T_{s,j} \cos \beta_j} \quad (5)$$

式(5)既是充分考虑筋材加筋作用后加筋路堤边坡稳定性分析计算公式。

## 2 软土地基上加筋路堤稳定性计算演化算法

路堤稳定性计算的关键是求出最危险滑动面及与之对应的安全系数。最危险滑动面的位置不仅与土层性质有关,而且还与土层的分布情况及相邻土层力学指标的差异程度有关。对于复杂边坡,准确地寻找出全局最危险(临界)滑动面的位置并不容易,它是一个含多峰、非凸的复杂非线性规划问题。为此,近20年来,国内外许多学者在这方面作了很大的努力,发展了很多计算方法。由于边坡的复杂性,常常使求解相当繁琐。采用模拟生物演化过程的演化算法来搜索安全系数的极小值是一个简便而又可行的方法<sup>[5]</sup>。

应用进化算法搜索最危险滑动面的过程如下:

a. 适应值函数的定义。这里的目标函数即为  $F_s$ , 目标是寻找最小安全系数  $F_s$  值, 因此其适应值函数可按式定义,

$$f(x, y) = \frac{1}{F_s + 1} \quad (6)$$

式中,  $x, y$  为滑弧圆心的横坐标和纵坐标。

b. 初始解种群的确定。给定最危险滑弧搜索范围, 在此范围内随机、均匀地选择  $n$  个滑弧圆心坐标  $C_i(x_i, y_i), i = 1, 2, \dots, n$ 。其中  $n$  为圆心群体个数; 圆心  $C_i$  代表第  $i$  条染色体; 坐标分量  $x_i$  和  $y_i$  为染色体  $C_i$  的基因。

c. 求确定圆心下最危险滑弧半径。对每个圆心给出滑弧半径搜索范围, 在此范围内搜索最危险滑弧半径, 具体方法如下:

① 随机均匀地选取  $m$  个半径  $R_j (j = 1, 2, \dots, m)$  作为父代;

② 按一定概率对父代中的滑弧半径进行变异操作, 产生若干新的个体, 并按式(6)计算对应的适应值;

③ 以优胜劣汰的机制, 将父代也参与竞争, 即从父代和新产生的个体中选取  $m$  个适应值较大的个体组成新一代群体;

④ 重复②和③的操作, 直至连续几代求出的最小安全系数不变, 即为圆心  $C_i$  所对应的最优半径。

d. 选择和复制。将群体  $C_i (i = 1, 2, \dots, n)$  中的个体根据适应值大小按赌轮旋转法选出  $n$  个个体, 形成新一代种群, 即  $n$  个圆心点。

e. 杂交和变异。按概率  $P_c$  随机选择  $[p_c n / 2]$  对圆心, 将每一对圆心坐标的某一个分量进行互换, 产生新的圆心, 从而完成杂交操作; 然后再按概率  $p_m$  随机选择  $p_m n$  个圆心, 将每个圆心坐标的某个分量通过加上一个随机变量来产生新的圆心, 从而完成变异操作。

f. 确定边坡最危险滑动面。重复 c~f 的操作, 直至达到迭代终止条件(通常是达到最大进化代数), 则计算结束。

于是, 最大适应值个体所对应的  $F_{\min}$  以及所对应的圆心  $C_{(x_{\min}, y_{\min})}$  和半径  $R_{\min}$  即为最小安全系数值和最危险滑动面。

### 3 算例

某高速公路工程, 软土地基上路堤高 4.0 m, 坡比为 1:1.5。路堤剖面, 见图 2, 各土层物理力学参数计算值, 见表 1。

按瑞典法对该路堤进行稳定性验算, 得安全系数为 1.032, 不满足工程设计要求。现在路堤底面

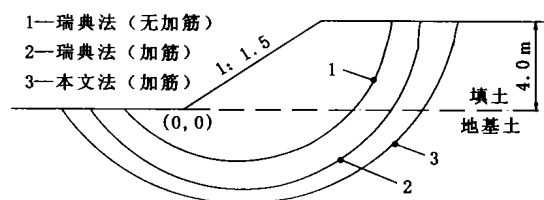


图2 路堤剖面及计算结果图

Figure 2 Profile of embankment and results of computation

表1 土层计算参数值

Table 1 Soil parameters of different layers for computation

| 土 层 | 粘土力/<br>kPa | 内摩擦角/<br>(°) | 容重/<br>(kN·m <sup>-3</sup> ) |
|-----|-------------|--------------|------------------------------|
| 填 土 | 2.0         | 36.0         | 19.0                         |
| 地基土 | 10.0        | 5.0          | 18.0                         |

处敷设一层高模量土工合成材料对其进行加固, 取拉伸模量为 1 000 kN/m, 加筋力  $T_g$  按土工合成材料的应变达到 5% 计算, 则  $T_g = 1\,000 \times 5\% = 50$  kN。分别采用瑞典法(规范法)和本文提出的路堤稳定性分析方法, 并利用小生境遗传算法搜索临界滑动面, 对该加筋路堤稳定性进行计算, 得计算结果, 见表 2 和图 2。从表 2 中可看出: 按瑞典法(规范法)计算, 加筋后路堤稳定性安全系数值为 1.170, 仅提高 13.4%, 仍不能满足工程设计要求(一般要求 1.3); 按本文方法计算, 加筋后路堤稳定性安全系数值为 1.314, 提高了 27.3%, 满足工程设计要求。而工程实践却证明<sup>[8]</sup>, 对于类似于本例的工程, 即使加一层低模量的土工合成材料往往都会满足工程要求, 并取得良好的效果, 由此说明, 本文提出的加筋路堤稳定性分析方法更接近工程实际。

表2 分析计算结果

Table 2 Results of analysis and computation

| 计算<br>方法 | 加筋力/<br>kN | 滑弧圆心坐标<br>$x_c/m$ $y_c/m$ | 滑弧半径/<br>m | 安全系数 $F_s$ | 提高率/<br>% |
|----------|------------|---------------------------|------------|------------|-----------|
| 瑞典法      | 0          | 2.432 4.291               | 6.588      | 1.032      | —         |
| 瑞典法      | 50         | 2.536 4.194               | 7.766      | 1.170      | 13.4      |
| 本文法      | 50         | 2.589 5.205               | 9.418      | 1.314      | 27.3      |

### 4 结语

软土地基上修建路堤时, 在路堤底面铺设土工合成材料加筋垫层, 一些工程实践表明可显著提高路堤的稳定性, 但用传统的圆弧滑动面法(如目前广泛采用的瑞典条分法)计算时, 所得安全系数提高不大。为解决这种计算结果与实际不符的问题, 本文从加筋路堤的加筋机理入手, 充分考虑加筋体的加

筋作用,基于瑞典条分法重新推导了安全系数计算公式,并采用演化算法搜索临界滑动面。经算例验证,本文提出的加筋路堤稳定性分析方法可有效地提高加筋路堤安全系数计算值,从而更符合工程实际。

### [参考文献]

- [1] 《土工合成材料工程应用手册》编写委员会.土工合成材料工程应用手册[M].北京:中国建筑工业出版社,1994.
- [2] 江苏宁沪高速公路股份有限公司,河海大学.交通土建软土地基工程手册[M].北京:人民交通出版社,2001.

- [3] 沈珠江. Limit analysis of soft ground reinforced geosynthetics[J]. 岩土工程学报, 1998, 20(4): 82-86.
- [4] 吴景海, 陈环. 关于“土工合成物加强软土地基的极限分析”一文的讨论[J]. 岩土工程学报, 1999, 21(2): 250-51.
- [5] 陈昌富. 仿生算法及其在边坡和基坑工程中的应用[D]. 长沙: 湖南大学, 2001.
- [6] 王国体. 高填土公路路堤的稳定性分析[J]. 岩土工程学报, 1994, 16(1): 99-104.
- [7] 陈昌富, 王贻荪, 邹银生. 边坡可靠性分析分步混合遗传算法[J]. 土木工程学报, 2003, 36(2): 72-76, 99.
- [8] 赵志川. 土工合成材料试验及加筋堤性状分析[D]. 杭州: 浙江大学, 2002.

(上接第 17 页)

程中绕临时铰转动,不论节段状态如何,其相互之间的几何关系是不会改变的,由此就可以控制拱肋线型。

## 2 工程应用

某钢管混凝土拱桥,计算跨径 245 m,计算矢高 49 m,拱轴线为二次抛物线,全桥两条肋分 18 个大段吊装,采用定长扣索法施工,各扣索的控制索力和预抬高量值,见表 1、2。

该桥从 2000 年 12 月开始吊装,到 2001 年元月全桥合拢,历时 39 d,扣除运输、天气等原因,实际有

效工作日仅 32 d。

表 1 控制索力值  
Table 1 Forces in control cables 10 kN

| 施工工况    | 节 段 标 高 |       |       |        | 备注     |
|---------|---------|-------|-------|--------|--------|
|         | ①       | ②     | ③     | ④      |        |
| 1°、2°节段 | 30.6    |       |       |        | 控①30.6 |
| 3°横梁    | 41.46   |       |       |        |        |
| 4°、5°节段 | 43.50   | 48.58 |       |        | 控②47.0 |
| 6°临时横梁  | 46.98   | 52.75 |       |        |        |
| 7°、8°节段 | 50.75   | 58.28 | 64.85 |        | 控③58.0 |
| 9°横梁    | 54.50   | 64.29 | 72.67 |        |        |
| 10°节段   | 48.36   | 55.80 | 62.29 | 117.58 | 控④135  |

注:表中备注栏中表示该扣索的控制张拉力。

表 2 节段标高与预抬高量值  
Table 2 Segment elevations and pre-rise values m

| 施 工 工 况 | 节 段 标 高 |       |        |       |        |       |        |      |
|---------|---------|-------|--------|-------|--------|-------|--------|------|
|         | 8°      |       | 17°    |       | 27°    |       | 37°    |      |
|         | 控制标高    | 预抬高量  | 控制标高   | 预抬高量  | 控制标高   | 预抬高量  | 控制标高   | 预抬高量 |
| 1°、2°节段 | 21.277  | 0.189 |        |       |        |       |        |      |
| 3°横梁    | 21.195  | 0.107 |        |       |        |       |        |      |
| 4°、5°节段 | 21.179  | 0.091 | 36.611 | 0.192 |        |       |        |      |
| 6°临时横梁  | 21.152  | 0.064 | 36.554 | 0.135 |        |       |        |      |
| 7°、8°节段 | 21.123  | 0.035 | 36.493 | 0.074 | 48.094 | 0.118 |        |      |
| 9°横梁    | 21.093  | 0.005 | 36.430 | 0.011 | 47.994 | 0.018 |        |      |
| 10°节段   | 21.088  | 0.0   | 36.419 | 0.0   | 47.976 | 0.0   | 53.758 |      |

该桥索力计算时,考虑了浪风索的影响,由于浪风索对称布置,计算索力时考虑了 5 kN 的竖向力。采用定长扣索法,施工速度较快,季节性温差变化较小,采用定时测量变形,忽略了温度变化对扣索伸长量的变化。

## 3 结语

本文介绍的定长扣索法确定控制索力的基本原则,控制索力的计算方法,具有施工简便、快捷、拱肋

轴线容易控制等优点。实践证明,这种方法是可行的。

### [参考文献]

- [1] 周水兴,李 焱. 钢管混凝土拱桥的建设与发展[J]. 工程力学(增刊), 1999.
- [2] 周水兴,顾安邦. 钢管混凝土拱桥架架设斜拉扣挂法索力仿真计算研究[A]. 中国公路学会桥梁和结构工程学会 1999 年桥梁学术讨论会论文集[C]. 北京:人民交通出版社, 1999.