

# 重力坝深层抗滑可靠度分析探讨

兰仁烈

(成都勘测设计研究院,成都,610072)

**提 要** 本文利用可靠度理论,对双斜滑动面计算方法作了研究,提出了极限状态方程计算式,并举了实例供参考。

**关键词** 重力坝 深层抗滑 可靠度分析

## 1 概 述

重力坝深层抗滑稳定分析,当前多用刚体极限平衡原理提出的办法。参考文献也多有介绍,但是刚体极限平衡法,也存在很多缺陷,其中主要是所用的参数均未考虑其随机性,而且人为的因素太多,缺乏严格的科学性。譬如摩擦系数 $f$ 及凝聚力 $c$ 值,有时不经过实验,即由有关人员主观确定。有些虽做了实验,但是由于试验方法不同,岩性变化较大,常常出现峰值与谷值出入太大,使有关人员难以下定论,不得不保守取值。

利用可靠度理论,即可解决这方面的问题。譬如设计大坝的各种参数是按照数理统计分析,从其概率分布规律出发,找出其均值和标准差进行计算,即可减少人为的误差,达到实事求是的目的。

可靠度理论,用于水工结构,有些问题有待解决。

1. 随机变量的概率分布规律及数理统计分析的资料比较少,有待于今后不断做工作。虽然如此,有些资料已基本形成。如混凝土容重的值取 $24\text{kN/m}^3$ ,变异系数取0.03,通过大量的试验资料看,大部在此范围。岩石密度取 $26\text{kN/m}^3$ ,变异系数取0.05,也大部属此范围内。

2. 计算方法有待解决。用可靠度理论进

行建筑物设计,可以说是设计方法上的革新,设计概念要重新建立,因而在方法上也要逐步健全起来。本文主要是用可靠度理论,验证刚体极限平衡法在深层滑动中的安全度。

3. 目标可靠指标 $\beta$ 值,有待建立。目标可靠指标 $\beta$ ,类同传统安全系数法的安全系数 $K$ 。但目标可靠指标 $\beta$ 值的含义与 $K$ 值有很大的不同。它体现结构的安全、耐久、运用及经济合理诸方面平衡得出来的数据,比安全系数 $K$ 值更为全面合理。但是确定难度上更大,它涉及到建筑物的重要程度,设计基准期及随机变量的分布规律等等,我国有关部门已在着手研究这方面的工作,但正式文件至今尚未公布。

本文主要参考国内外有关部门制定出来的目标可靠指标 $\beta$ 值。其中有美国《LRFD规范》(Load and Resistance Factor Design)和“建筑设计统一标准”规定的 $\beta$ 值。

美国LRFD规范规定:临时结构 $\beta=2.5$ ;普通建筑物 $\beta=3.0$ ;非常重要建筑物 $\beta=4.5$ 。

《建筑结构设计统一标准》GBJ68-84(试行)建议值如表1。

表1 目标可靠指标 $\beta$ 取值表

| 破坏类型 | 安全等级 |     |     |
|------|------|-----|-----|
|      | 一级   | 二级  | 三级  |
| 延性破坏 | 3.7  | 3.2 | 2.7 |
| 脆性破坏 | 4.2  | 3.7 | 3.2 |

考虑深层抗滑的重要性,按非常重要建

筑物考虑,按 LRFD 规范取  $\beta=4.5$ 。其它有关可靠理论可参阅文献[1,2,3],本文不再阐述。

## 2 重力坝深层抗滑可靠度分析

### 2.1 随机变量的取值

重力坝深层抗滑稳定分析,经常用的有被动抗力法和等  $K$  值法,其中以被动抗力法用的最多,故本文以前者为主,论证深层抗滑稳定的可靠程度。

校核深层滑动的滑动面,多以最不利的软弱滑动面为主要部位。经常出现的是双斜滑动面,如图 1。本文以双斜滑动面加以论述,其它情况,有待另文补充。

设某坝深层滑动面及坝体断面如图 1,图内  $ab$  为主滑动面, $bc$  为第二滑动面。严格的说,随机变量有摩擦系数  $f_1, f_2$ ,凝聚力  $c_1, c_2$ ,混凝土容重  $\gamma_c$ ,岩石容重  $\gamma_s$ ,水深  $H$ ,坝顶附加荷载  $Q$ ,坝踵到滑动面的垂直距离  $h$ ,还有几何尺寸  $m, n, T$  及渗透压力的折减系数  $\alpha_1, \alpha_2$ ,滑动面倾斜角  $\alpha$ ,破裂角  $\beta_0$  等。为了简化计算把  $m, n, T, \alpha, \alpha_1, \alpha_2$  当作常量看待。

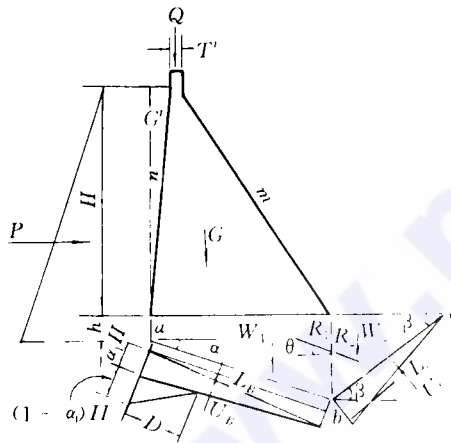


图1

$\theta$  是抗力倾斜角。它的变化将影响可靠指标  $\beta$  值的大小(常规算法指的是  $K$  值的大小)。一般情况下  $\theta$  为零时出现的情况最危

险。故为了安全计,常取零予以计算。但是实际情况  $\theta$  值不一定为零,常随作用力方向和抗滑体形状而变,一般常在  $0 \sim \varphi$  之间( $\varphi$ ——岩石的内摩擦角,多在  $0 \sim 15^\circ$  范围内),随着工作的深入仅取零值计算不合适,易造成浪费。为了全面了解由  $\theta$  变化而出现的  $\beta$  值和破裂角  $\beta_0$ ,本文取  $\theta$  值作为试值,也就是说在  $0 \sim \varphi$  之间,取不同的  $\theta$  值,看看得出的  $\beta$  和  $\beta_0$  的大小,从中找出合适的数值。

又按文献[5]介绍的公式,依据本文假定的条件,可找出  $\beta_0$  是  $f_2$  和  $\theta$  的函数。故本文采用的随机变量有  $f_1, f_2, c_1, c_2, \gamma_c, \gamma_s, H, Q$  共 8 个。这些随机变量的均值和变异系数,参考有关文献及试验资料取值如表 2。

表 2 随机变量的均值和变异系数

| 变 量        | 均 值                    | 变 异 系 数 | 分 布 |
|------------|------------------------|---------|-----|
| $f_1$      | 0.70                   | 0.20    | 正态  |
| $f_2$      | 1.20                   | 0.22    | 正态  |
| $c_1$      | 6(MPa)                 | 0.25    | 正态  |
| $c_2$      | 10(MPa)                | 0.28    | 正态  |
| $\gamma_c$ | 24(kN/m <sup>3</sup> ) | 0.03    | 正态  |
| $\gamma_s$ | 26(kN/m <sup>3</sup> ) | 0.05    | 正态  |
| $H$        | 50(m)                  | 0.06    | 正态  |
| $Q$        | 250(kN)                | 0.35    | 正态  |

### 2.2 极限状态方程

2.2.1 极限状态方程的主要参数式 按图 1 可得:

$$G_1 = W_1 + G + G' + Q = [(2h + T \tan \alpha) T \gamma_s + (m + n) H^2 \gamma_c + n H^2 \gamma_w] / 2 + Q \quad (1)$$

$$G_2 = W_2 = \cot \beta_0 (h + T \tan \alpha)^2 \gamma_s / 2 \quad (2)$$

$$P = (H + h)^2 \gamma_w / 2 \quad (\gamma_w \text{——水容重, 取 } 10 \text{ kN/m}^3) \quad (3)$$

$$U_B = [T(T \tan \alpha + 2h) \sec \alpha + \alpha_1 H T \sec \alpha + (1 - \alpha_1) H D] \gamma_w / 2 \quad (4)$$

$$U_C = \csc \beta_0 (h + T \tan \alpha)^2 \gamma_w / 2 \quad (5)$$

$$\beta_0 = \tan^{-1} \{ -\tan \varphi_2 + [\tan^2 \varphi_2 + \tan \varphi_2 \times \text{ctg}(\varphi_2 + \theta)]^{1/2} \} \quad (6)$$

$$\varphi_2 = \tan^{-1} f_2$$

其它几何尺寸如  $L_B, L_C$  等,当知  $\alpha, \beta_0$  后

均可很快求出。

以上各式就是下边要提出的极限状态方程主要参数式。

2.2.2 极限状态方程 结构的极限状态方程是以功能函数来描述。深层抗滑功能函数的基本表示式：

$$Z = f_i N_i + C_i L_i - V_i \quad (7)$$

(当有两个滑动面  $i=1,2$ )

当有  $n$  个随机变量影响结构的可靠度时,结构的功能函数为  $Z = g(x_1, x_2, \dots, x_n)$ ,  $x_1, x_2, \dots, x_n$  表示结构上的作用效应,结构构件性能的基本变量。结构处于极限状态下,  $Z = g(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0$ , 本文采用8个随机变量,则极限状态方程:

$$g(x_1, x_2, \dots, x_8) = 0 \quad (8)$$

经过推导,深层抗滑稳定可靠度分析的极限状态方程可用下式表示:

$$Z = R_1 + R_2 = 0 \quad (9)$$

式中  $R_1 = [(f_1 \cos \alpha - \sin \alpha) G_1 - (f_1 \sin \alpha + \cos \alpha) P - f_1 U_B + C_1 L_B] / [\cos(\theta - \alpha) + f_1 \sin(\theta - \alpha)]$  (10)

$$R_2 = [G_2 (\sin \beta_0 + f_2 \cos \beta_0) - f_2 U_c + L_c C_2] / [\cos(\beta_0 + \theta) - f_2 \sin(\beta_0 + \theta)] \quad (11)$$

$R_1$  相当滑动力减去经过主滑动面  $ab$  以上的坝体岩石重组成的阻滑力后的剩余推力(滑动力),这部分推力传给坝后阻滑体(坝后三角部分),阻滑体的合力就是  $R_2$ 。 $R_2$  在一些文献中用  $R$  表示<sup>[5]</sup>,称阻滑体的抗力。以极限状态方程要求  $R_2 = -R_1$ ,两者大小相等而方向相反。

将(1)~(6)式代入(10),(11)即可得出极限状态方程的全式。此式计算很复杂,因为可靠度计算中,功能函数是按台劳级数展开取一阶偏导数计算,随机变量愈多,偏导的次数也愈多,使计算增加了很大的难度。本文采用8个随机变量,如果用人工叠代计算不好解决,好在有计算的帮助,可以很快得出结果。

有了上列极限状态方程,就可代入 JC

法程序,进行迭代计算,求出可靠指标  $\beta$ 。

### 3 算 例

若令图1内,  $n=0.1, m=0.7, T=40m, h=5m, \alpha=5^\circ, \alpha_1=\frac{1}{3}, \alpha_2=0.25, D=10m$  则可得本例的体型如图2。把上列数据代入(10),(11)式,就可列出含有8个随机变量的极限状态方程。由于  $\theta$  在此当作一个试值,为了更清楚地了解方程的全过程,把  $\theta, \alpha, h$  当输入值看待(即在程序中直接输入此数据)。则极限状态方程可用(12)式表示出来:

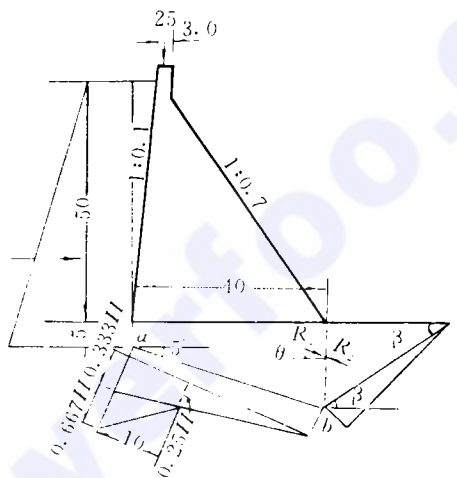


图2

$$Z = [S_1 U_1 - S_2 (H+h)^2 - f_1 U_2 + 80 C_1 / \cos \alpha] / S_3 + (S_4 C^2 \gamma_s / \tan \beta_0 - 40 f_2 C^2 / \sin \beta_0 + 2 C_2 C / \sin \beta_0) / S_5 = 0 \quad (12)$$

$$\text{式中 } S_1 = f_1 \cos \alpha - \sin \alpha \quad (13)$$

$$S_2 = f_1 \sin \alpha + \cos \alpha \quad (14)$$

$$S_3 = \cos(\theta - \alpha) + f_1 \sin(\theta - \alpha) \quad (15)$$

$$S_4 = f_2 \cos \beta_0 + \sin \beta_0 \quad (16)$$

$$S_5 = \cos(\beta_0 + \theta) - f_2 \sin(\beta_0 + \theta) \quad (17)$$

$$U_1 = (80h + 1600 \tan \alpha) \gamma_s + 0.8 H^2 \gamma_c + 0.1 H^2 + 2Q \quad (18)$$

$$U_2 = (1600 \tan \alpha + 40h) / \cos \alpha + 13.32H / \cos \alpha + 6.67H \quad (19)$$

$$C = h + 40 \tan \alpha \quad (20)$$

有了(13)~(20)式就可代入(12)式,求出含有8个变量的一阶导数式,从而代入JC法程序进行迭代计算。经过本例取的条件验算,得可靠指标 $\beta$ 值,抗力,破裂角等如表3。

表3 深层抗滑可靠度计算主要指标成果表

| 抗力倾角 $\theta$ (度)           | 0                | 5                | 7                | 9                | 11               |
|-----------------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|
| 可靠指标 $\beta$<br>(安全系数 $K$ ) | 2.84<br>(1.63)   | 3.13<br>(1.73)   | 3.26<br>(1.78)   | 3.39<br>(1.84)   | 3.51<br>(1.93)   |
| 抗力 $R_2$ (kN)               | 15890<br>(9470)  | 16120<br>(12240) | 16270<br>(13710) | 16350<br>(15460) | 16370<br>(18180) |
| 破裂角 $\beta_0$ (°)           | 22.47<br>(19.90) | 21.72<br>(17.12) | 21.35<br>(16.07) | 21.01<br>(15.02) | 20.17<br>(13.99) |

注:表内括号数字用常规法得出的结果。

## 4 结 语

1. 以目标可靠指标 $\beta$ 为4.5来衡量,当 $\theta$ 为零时,可靠指标 $\beta$ 最小为2.84,未满足4.5的要求,可靠度仅有99.77%。随着 $\theta$ 的加大, $\beta$ 值也在逐步增加,但从所取的 $\beta$ 值来看,均未满足 $\beta$ 值4.5的要求。以表3括号内的常规法计算数字看,也未满足正常情况下安全系数 $K$ 等于3.0(考虑抗剪断)的要求。

从两种方法得的结果的变化规律来看,两者是一致的。例如 $\theta$ 为零时, $\beta$ 、 $K$ 值均为最小,但常规算法得的结果普遍小。由于 $\beta$ 值中,考虑了变量的随机性,得的结果要切合实际。

2.  $\theta$ 的变化,以零度时得的安全度为最小。从表3的成果看, $\theta$ 大于零的 $\beta$ 值,也未满足4.5的要求。要解决此问题,需要加大坝后的压重,即加大 $W_2$ ,本文是在坝后基面无压

重的情况下计算出来的,偏于危险。经过验算, $W_2$ 以上能加10m高的块重即可满足目标可靠指标4.5的要求。

3. 随机变量,一般呈正态分布,但有些荷载不一定呈正态分布。

本文曾对坝顶附加荷载按对数正态分布考虑,得的结果还要小。例如 $\theta$ 为零时, $\beta$ 为2.79抗力 $R_2$ 为15410kN,比正态分布要低,从此可以看出,结构的安全与否和随机变量的分布规律有关,取值时要力求正确。从本文的计算情况看,可靠度用于深层抗滑稳定分析是可行的。

4. 刚体极限平衡法未考虑岩体变形,另有一个缺陷,即抗力 $R$ 的倾角 $\theta$ 的精确取值,当前仍无很好的解决办法,对 $\theta$ 的取值只能采用假定的方法,应用于可靠度理论此问题也未解决,是一个值得今后重视和探讨的问题。当前可用有限元法计算成果确定 $\theta$ 值或可根据安全度的概念取 $\theta = \text{ctg}(f/K)$ ( $f$ ——为第一破裂面的摩擦系数, $K$ ——为安全系数)的计算结果,作为计算参考。

### 参 考 文 献

- 1 吴世伟.《结构可靠度分析》.河海大学,1986年
- 2 赵国藩等.《工程结构可靠度》.水利电力出版社,1984年
- 3 中国建筑科学研究院主编.《建筑结构设计统一标准》GBJ68-84(试行)
- 4 潘家铮.关于拦河坝的滑动稳定安全度问题.水利水电技术,1981年5月
- 5 张怡震.大坝深层抗滑分析及滑裂角的计算.水利学报,1983年第7期
- 6 兰仁烈.重力坝可靠度分析.水力发电,1991年第12期  
(收稿日期:19930309)

## Reliability Analysis for Gravity Dam Against Deep sliding

Lan Renlie

(Chengdu Hydroelectric Investigation and Design Research Institute)

**Abstract** Based on reliability theory, computation method for double oblique slide plane is studied and limiting state equation is shown. The examples are set for reference.

**Key Words** gravity dam, deep sliding, reliability analysis.