

三峡大坝左岸 3# 坝段稳定性的块体元分析

任青文 余天堂

(河海大学土木工程学院 南京 210098)

摘 要 采用弹塑性块体单元法计算三峡大坝左岸 3# 厂房坝段及地基的位移场和应力场,并根据位移突变和屈服区连通两类失稳判据确定其强度储备安全系数.此外,对地基内结构面具有不同连通率的情况进行了稳定性分析.

关键词 三峡大坝 弹塑性块体单元法 稳定性分析

中图号 TV64 ;TV311

三峡工程左岸 1# ~ 5# 厂房坝段的建基面高程为 85.0 ~ 90.0 m,而坝后厂房的建基面高程为 22.2 m,因此大坝坝趾后面形成高陡边坡.坝基岩体为坚硬、完整的花岗岩,但岩体内发育有基本倾向下游、倾角小于 30° 的缓倾角结构面,还有少量倾向下游的中倾角裂隙.这些结构面大部分在高边坡处露出,且材料的抗剪强度较低,对坝基及边坡的稳定不利.因此,对左岸 1# ~ 5# 坝段的稳定性研究显得尤为重要,特别是 3# 坝段,由于其坝基结构面多,稳定性更差.为此,本文通过模拟施工过程的仿真分析,研究了 3# 坝段抗滑稳定情况,并计算了厂坝之间的相互作用力.

1 计算模型

1.1 计算方法

目前,在根据数值分析成果进行重力坝稳定性分析时,多采用有限元方法.由于三峡大坝左岸 3# 厂房坝段地基的地质条件复杂,结构面众多,采用块体单元法^[1]可以极方便和精确地模拟这些结构面,还能减少输入的数据量和计算的工作量.因此,本文采用可求解非连续介质力学问题的弹塑性块体单元法计算坝基的位移和应力场.

块体单元法以块体形心处的刚体位移作为基本未知量,即用分片的刚体位移模式逼近实际位移场,在块体单元之间设“缝”单元,反映结构的弹塑性.根据虚功原理求出各块体形心处的刚体位移后,由缝单元两侧块体的相对位移确定缝的变形和应力.

假定计算范围内共有 n 块可动的块体单元,在外力作用下,其中第 i 块的刚体位移为

$$\{\delta_i\} = [U_i \quad V_i \quad W_i \quad \theta_{xi} \quad \theta_{yi} \quad \theta_{zi}]^T \tag{1}$$

则块体内任一点 (x, y, z) 的位移为

$$\{f_i\} = [u \quad v \quad w]^T = [A_i] \{\delta_i\} \tag{2}$$

其中

$$[A_i] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & z - z_{ci} & -y + y_{ci} \\ 0 & 1 & 0 & -z + z_{ci} & 0 & x - x_{ci} \\ 0 & 0 & 1 & y - y_{ci} & -x + x_{ci} & 0 \end{bmatrix} \tag{3}$$

式中: $U_i, V_i, W_i, \theta_{xi}, \theta_{yi}, \theta_{zi}$ ——第 i 块体单元在整体坐标系 xyz 下沿坐标轴方向的平移和绕坐标轴的转角;
 x_{ci}, y_{ci}, z_{ci} ——第 i 块体形心的整体坐标.

收稿日期:1997-04-22
第一作者简介:任青文,男,教授,工程力学专业,主要从事结构和岩土地基的数值分析和稳定性研究.

根据最小势能原理,可导出块体单元法的支配方程

$$[K]\{\delta\} = \{R\} \tag{4}$$
$$[K] = \sum_e ([C]^T)^T \int_{t_0}^t A^T L^T D L A dt [C] \tag{5}$$

式中: t_0 ——块体之间的缝面厚度 $[L]$ ——缝面局部坐标与整体坐标之间的方向余弦矩阵 $[D]$ ——缝面材料的弹塑性矩阵 $[C]$ ——单元选择矩阵 $[A] = [[A_i] \quad -[A_j]]$. 由式(4)求出整体刚体位移列阵 $\{\delta\}$,并据此确定缝单元的应变和应力.

根据变形相等的原则,可将块体的变形考虑到缝面的材料性质中,就可得到等效的弹性矩阵 $[D]$. 从以上推导可知块体单元法既具有刚体极限平衡法的特点,又具有有限元方法的优点.而且,块体单元法克服了位移有限元应力不连续的缺点,提高了应力精度,使稳定安全系数的计算更为可靠.因此,块体单元法特别适用于具有软弱结构面的岩体的稳定分析.

1.2 计算模型

采用平面弹塑性块体元方法对厂 3[#] 钢管断面和非钢管断面(图 1)的稳定性进行研究,计算范围为垂直方向取坝基以下 150 m,水平方向的宽度为 340 m.图 2 示出厂 3[#] 坝段地基概化地质图,计算模型中如实地考虑了所有的实际结构面、概化结构面及岩桥.钢管断面的块体元离散模型由 596 个结点和 1 804 个单元组成,其中块体单元 637 个,缝单元 1 167 个.非钢管断面的块体元离散模型由 579 个结点和 1 736 个单元组成,其中块体单元 626 个,缝单元 1 137 个.

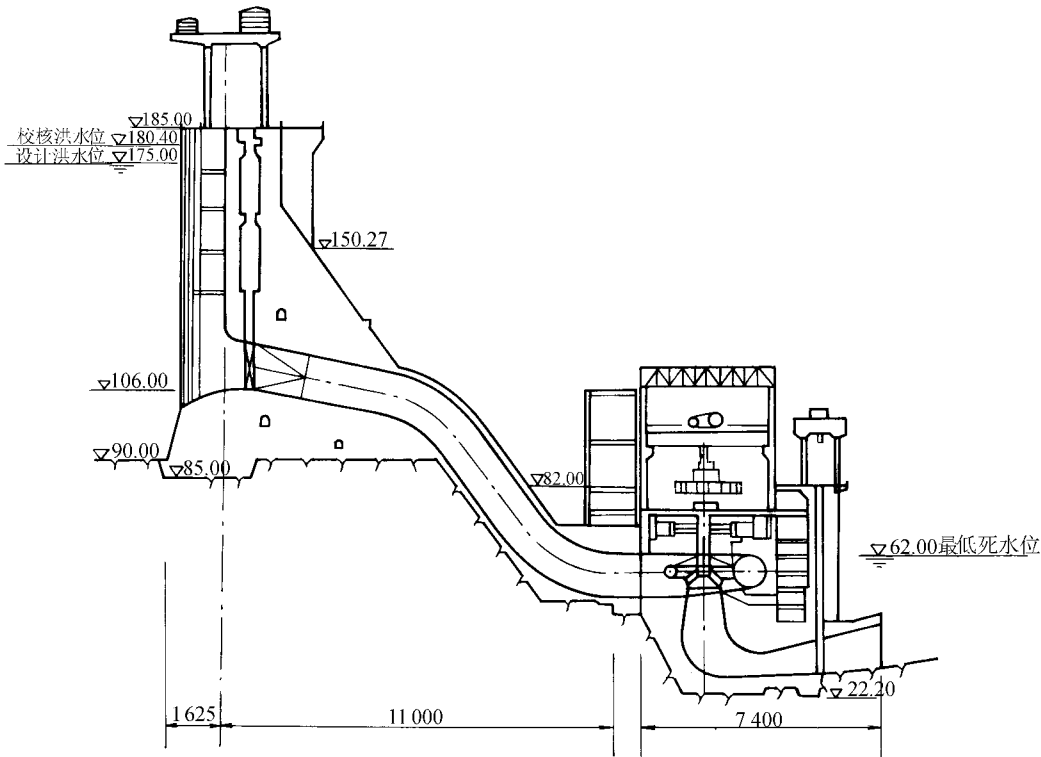


图 1 厂 3[#] 坝段(单位:m)

Fig.1 Dam section No.3 of powerstation(unit m)

1.3 材料参数

厂 3[#] 坝段坝体混凝土及地基的材料物理力学参数列于表 1.

1.4 稳定性分析及失稳判据

本文采用弹塑性块体单元法的位移和应力成果进行坝体的稳定分析.由于基础地质构造的复杂性,滑移面难以事先确定.对于两个滑移面以上的复合滑移面,也难以根据应力成果采用传统的方法合理地确定整体抗滑稳定安全系数.为此,采用同一比例 K 改变材料强度指标的方法确定强度储备安全系数 K_c .

出主应力 σ_1 和 σ_3 的最大值.

表 2 特征点位移

Table 2 Displacements of the characteristic points cm

位移情况	钢管断面		非钢管断面	
	坝顶	坝踵	坝顶	坝踵
水平位移 u	1.768	0.40	1.049	0.41
垂直位移 w	0.841	0.33	1.007	0.51

当采用位移变化率作为失稳判据时,同时选用坝踵和坝趾结点作为关键点,特别是坝踵点的位移过大,不仅可反映大坝的整体位移大,而且还将危及防渗帷幕的正常工作,引起坝基扬压力的提高.图 3 的曲线 1 和 2 分别表示钢管断面和非钢管断面在坝踵点的水平位移 u 和 K 的关系,每条曲线都有 a, b 两个特征点.当 K 达到 a 点时,位移开始变大;当 K 达到 b 点时,位移将迅速增大,实际上此时坝体已失稳,计算不再收敛,可以认为 a, b 两点对应的 K 值是抗滑稳定安全系数的上下限.曲线 ab 是稳定状态与非稳定状态之间的过渡区,它表明了 K_c 的范围.

表 4 列出了两种失稳判据下的 K_c 值.可以发现,按屈服区连通求出的 K_c 值接近按位移变化率求出的 K_c 范围的上限,这是合理的,因为坝基岩体屈服,当范围不大时,坝体位移增加是不明显的.只有当屈服范围增大,形成上下游之间的滑移通道后,坝体位移才会迅速增大.由此可知,若以屈服区连通形成滑移通道或以位移变化曲线的上限点(图 3 中的 b 点)确定安全系数 K_c ,对其容许值的要求应当高一些,若以位移变化率作为失稳判据,并取 K 的下限值(图 3 中的 a 点)作为安全系数时,可取较小的容许值.本文取坝踵结点水平位移与 K 的关系曲线中的下限点 a 所对应的 K 为稳定安全系数 K_c ,并根据现行规范取其容许值.因而,钢管断面的 $K_c = 4.0$,非钢管断面的 $K_c = 4.4$.根据规范的要求 $[K_c] = 3.0$,可见三峡大坝左岸 3[#] 厂房坝段的稳定性是足够的.此时,相应的滑移面由屈服区连通的情况可知为图 2 中的 $JLMCP \dots$

计算还表明,厂房之间的相互作用的水平推力约为 1 400 t/m,水轮机轴线的偏转角为 9.09'.

3.1.2 校核工况

本工况只计算了非钢管断面的稳定安全系数,以位移变化率为判据时 $K_c = 3.4 \sim 4.6$,以屈服区连通为判据时 $K_c = 5.2 \sim 5.3$.

3.2 假设情况

由于地质情况的复杂性,地质勘查工作不可能了解所有的地质构造,而结构面的连通率将直接影响稳定分析的成果,因而本文还研究了假定结构面具有不同连通率时的稳定情况.另外,在前面的分析中,认为采取一定的工程措施后,厂房之间连接良好,可以共同作用,以提高大坝的抗滑稳定性,但为了了解万一工程措施失效,厂房不参加联合作用时的大坝稳定性,本文还研究了大坝单独承受荷载时的稳定性.假设情况仅对设计工况下的非钢管断面进行,其结果列于表 5.表 5 还列出了采用刚体极限平衡方法求得的稳定安全系数.可以看出,采用刚体极限平衡方法所得的 K_c 值一般位于这一变化范围的下限值附近.

表 3 σ_1 和 σ_3 的特征值

Table 3 Characteristic values of σ_1 and σ_3 MPa

应力	钢管断面			非钢管断面		
	坝踵	坝趾	最大(最小)值	坝踵	坝趾	最大(最小)值
σ_1	1.03	-0.28	1.03	0.60	-0.35	0.92
σ_3	-0.48	-0.98	-4.04	-0.69	-1.70	-4.23

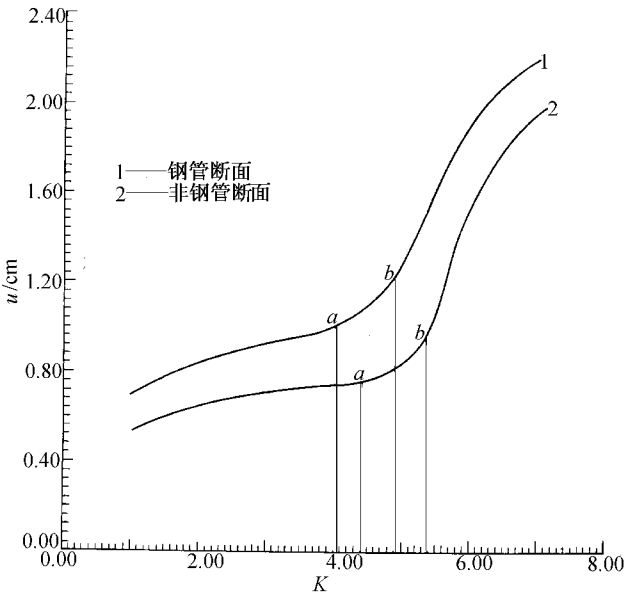


图 3 坝踵结点 $u \sim K$ 曲线
Fig.3 $u \sim K$ at the dam heel

表 4 稳定安全系数 K_c

Table 4 Stability safety factor K_c

失稳判据	位移变化率	屈服区连通
钢管断面	4.0 ~ 4.9	4.9 ~ 5.0
非钢管断面	4.4 ~ 5.4	5.5 ~ 5.6

表 5 假设情况下的稳定分析成果

Table 5 Stability safety factor under assumed conditions

序号	计算情况	厂坝联合作用		不考虑厂坝联合作用	
		刚体极限平衡法	本文方法	刚体极限平衡法	本文方法
1	<i>JH</i> 滑移面 $n = 100\%$	2.387	1.7 ~ 2.9	1.224	1.3 ~ 1.7
2	<i>JC</i> 滑移面 $n = 65\%$		4.3 ~ 4.5	3.339	4.0 ~ 4.2
3	<i>JC</i> 滑移面 $n = 100\%$		2.2 ~ 2.3	1.560	2.0 ~ 2.2
4	<i>ABCFHI</i> 滑移面			1.663	1.6 ~ 1.7
5	结构面 <i>HI</i> 连通率 $n = 100\%$, 其他与实际情况相同		4.3 ~ 5.1		3.8 ~ 4.5

如果不计厂坝之间的联合作用,3#坝段单独承受上游的水压力,地基内各结构面的连通率仍根据勘测资料考虑,则 K_c 值将大幅度减小,这一结果列于表5中的第4行, $K_c \approx 1.6$,相应的滑移面为图2中的 $ABCFHI$.可见,此时3#坝段的稳定安全度是不足的.

4 结 论

应用块体单元法进行岩体的稳定性分析,可以方便且精确地模拟各种复杂的结构面,得到精度较高的位移和应力成果,从而使稳定安全度的计算更为可靠.本文根据弹塑性块体元的成果,同时采用位移变化率和屈服区连通的失稳判据确定抗滑稳定的强度储备安全系数,可自动找出最危险滑移面.根据位移突变失稳判据,可得到稳定安全系数的变化范围,其上限与屈服区连通失稳判据求得的安全系数接近,应选用较大的容许安全系数.本文采用其下限作为稳定安全系数,并与现行规范的容许值进行了比较.

根据已有地质资料给出的结构面连通率,在设计和校核工况荷载作用下的块体元数值分析表明,三峡大坝左岸3#厂房坝段的稳定性是足够的,但关键是要采取有效的工程措施,保证厂房和大坝基岩的连接,使厂坝可以联合作用.

参 考 文 献

1 任青文.块体单元法及其在岩体稳定分析中的应用.河海大学学报,1995,23(1):1~7

Block Element Method Stability Analysis for Dam Section No.3
of the Three Gorges Project

Ren Qingwen Yu Tiantang
(College of Civil Engineering ,Hohai Univ . ,Nanjing 210098)

Abstract The displacement and stress fields of dam section No.3 and its foundation of the Three Gorges Project are computed with elasto-plastic Block Element Method(BKEM).The safety coefficient is determined with two unequilibrium criteria of abrupt displacement enlargement and yielded area connection.Stability analysis for different connection rates of structure interface in the foundation is also presented.

Key words Three Gorges dam ,elasto-plastic BKEM ,stability analysis