

心墙坝湿化变形的特点及其计算方法研究^{*}

王瑞骏, 陈尧隆

(西安理工大学 水利水电学院, 陕西 西安 710048)

[摘 要] 在分析心墙坝湿化变形特点的基础上, 对湿化变形的两种传统计算方法所存在的缺点和局限性进行了系统探讨, 进而提出了湿化变形计算的初应变增量有限元法, 并对该方法进行了实例验证。

[关键词] 心墙坝; 湿化变形; 增量有限元法

[中图分类号] TV 641. 103. 1

[文献标识码] A

[文章编号] 1671-9387(2003)06-0149-04

现代建设的 100 m 以上的高土石坝大都为心墙坝, 这种坝的心墙通常由渗透系数较小的粘土填筑而成, 上下游坝壳则由经过碾压的堆石或砂卵石组成。正因为如此, 心墙坝在初次蓄水期对水的作用十分敏感, 尤其是在坝壳压实不够或坝壳由过多的风化料组成时, 坝壳的浸水下沉效应就更为突出。许多研究表明^[1, 2], 产生这种现象的根本原因在于坝壳土料的湿化变形。在有限元计算中, 关于这种变形的计算比外荷所引起的变形计算要复杂得多。目前, 对湿化变形分析计算方法的研究还不够深入^[3, 4], 在工程实际中, 有两种近似的传统计算方法还一直被使用, 一种是 Nobari 方法, 或称作双线法; 另一种是与双线法相对应的所谓单线法。但是, 这两种方法均有缺点。本研究拟在对心墙坝湿化变形特点进行分析的基础上, 对湿化变形的计算方法进行一些有益的探讨。

1 心墙坝湿化变形的特点

心墙坝在施工期的受力条件是单一的, 即坝体自重。一旦水库蓄水后, 坝体受力和变形情况就变得十分复杂。除坝体自重外, 坝体还将受到水压力、浮托力和湿化三方面的库水影响。

许多心墙坝的原型观测结果^[3]表明, 蓄水时上游坝壳表面往往产生向上游的位移, 这与水压力作用的方向正好相反, 同时还伴随一定的下沉, 而并不是想象中的随浮托力的增大而上抬。显然, 这主要是上游坝壳料及心墙底部部分土料湿化变形的结果, 湿化所引起的下沉常大于浮托力所引起的上抬。在水位较低时, 水压力的水平分力不大, 且水压力的合

力作用点位于坝体下部, 而浸水湿化的断面相对较大, 这样上游坝壳将因下沉而有前倾的趋势, 致使坝顶发生向上游的倾斜位移。在这种情况下, 心墙受弯, 须考虑上游坝壳与心墙之间产生裂缝的可能。当水位升高后, 水压力的水平分力增大, 其合力作用点的位置又继续上移, 坝顶才转为向下游的水平位移。因此, 湿化变形是引起心墙坝不均匀沉降和产生裂缝的重要因素之一。

2 湿化变形的计算方法

2.1 Nobari 方法

Nobari 方法是目前土石坝湿化变形有限元计算中广泛采用的方法^[5, 6]。Nobari 和 Duncan 在三轴仪上作了两种试验: 一种是用风干砂和饱和砂分别作应力-应变试验; 另一种是将风干砂加荷到某一应力状态后再浸水, 测量其湿化应变。经过对两种试验结果的对比, 认为可以用前一种试验来代替后一种试验, 由干、湿两种应力-应变曲线来求湿化变形。在具体有限元计算中, 湿化变形按“初应力”法进行计算^[3]。Nobari 方法从干、湿两种应力-应变曲线确定“初应力”的基本思想是合理的, 然而该方法在初应力的具体计算中却存在一些不容忽视的问题。主要包括:

(1) 不论干态还是湿态土料, 三轴试验应力-应变曲线反映的均是应力与应变之间的全量关系, 某种应力唯一地对应一种应变, 而与应力路径无关, 且这种应变是通过先加固结应力 σ_3 , 再加偏应力 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ 得到的。尽管也假定 $(\sigma_1 - \sigma_3) \sim \epsilon$ 符合双曲线, 但这并不是邓肯双曲线模型。

* [收稿日期] 2003-04-08

[作者简介] 王瑞骏(1963-), 男, 陕西宝鸡市人, 副教授, 在读博士, 主要从事坝工应力研究。

(2) 干、湿两种三轴试验应力-应变曲线是在轴对称条件下获得的, 而土坝变形一般属平面变形问题, 因此试验变形条件与实际变形条件有明显差别。Nobari 方法将在轴对称三轴试验中获得的应力-应变曲线上查得的应变直接用于平面问题, 显然是不合理的。

(3) 干、湿两种三轴试验应力-应变曲线是全量的应力应变关系, 也即是主应力和主应变之间的关系, 而不是应力各分量与应变各分量间的关系。为确定应力分量和应变分量, Nobari 方法不得不假定土料在浸水前后主应力的方向角不变, 这与实际也是有出入的。

综上所述, Nobari 方法直接使用干、湿两种土料全量的应力-应变关系曲线来确定应力和应变, 但土石坝坝体的填筑、蓄水或降水均是一个逐级加载或卸载的过程, 其应力和变形应循应力路径进行增量形式的计算分析。显然, Nobari 方法与这一实际需要不相适应。

2.2 单线法

与 Nobari 方法即双线法不同, 单线法模拟土石坝实际的施工填筑及湿化变形的过程, 只使用一条应力-应变试验曲线来分阶段确定干、湿两种状态下的土体变形量^[5]。三轴试验时, 先把风干土样加荷到某种应力状态, 即 σ_1 和 σ_3 , 在保持此应力状态不变的条件使土样浸水饱和测量其湿化变形量; 然后, 组合各种 σ_1 和 σ_3 , 测得各应力状态下的湿化变形量, 由此建立湿化变形量与应力的关系。朱百里、沈珠江^[6]按该方法的试验原理, 曾提出了一套湿化体应变和剪应变的近似计算公式。

从单线法的上述试验原理可以看出, 单线法关于湿化变形的计算分析更接近于土石坝湿化变形的实际情况。但是, 对心墙坝的心墙粘土, 要在试验过程中保持其应力状态不变而使其浸水饱和, 这往往是很困难的; 另外, 此方法试验工作量大, 计算过程复杂。

2.3 初应变增量有限元法

根据上述分析, 可以看出, 上述两种关于土石坝湿化变形的传统计算方法都是有缺点的。如果将上述两种方法取长补短, 应可获得一种既接近实际情况又简便易行的计算方法。为此, 作者建议并提出一种初应变增量有限元法。其基本原理为:

设单元在浸水前的应力状态为 $\{\sigma\}$, 假定它是由 n 级应力增量按比例增加达到的, 则每级应力增量为

$$\{\Delta\sigma\} = \{\sigma_i\}/n \quad (1)$$

对于每级增量, 用干态的单元刚度矩阵 $[D_d]$ 求应变增量 $\{\Delta\epsilon\}$:

$$\{\Delta\epsilon\} = [D_d]^{-1}\{\Delta\sigma\} \quad (2)$$

式中, 刚度矩阵 $[D_d]$ 是与当前的应力状态有关的干态非线性弹性或弹塑性矩阵。将各级增量下的 $\{\Delta\epsilon\}$ 累加, 即得浸水前的总应变 $\{\epsilon_d\}$ 。

假定浸水前后应力保持不变, 即浸水后每级的应力增量仍为 $\{\Delta\sigma\}$, 则每级相应的湿态应变为

$$\{\Delta\epsilon_w\} = [D_w]^{-1}\{\Delta\sigma\} \quad (3)$$

式中, $[D_w]$ 为浸水饱和状态的单元刚度矩阵。将各级增量下的 $\{\Delta\epsilon_w\}$ 累加, 即得浸水后的总应变 $\{\epsilon_w\}$ 。按假想湿化变形受到约束的思路, 可确定由湿化变形产生的初应变为

$$\{\epsilon_c\} = \{\epsilon_d\} - \{\epsilon_w\} \quad (4)$$

然后, 将此假想的初应变按下式转化为等效结点荷载, 即

$$\{F\} = \sum \iint [B]^T [D_w] \{\epsilon_c\} dA \quad (5)$$

式中, $\sum$ 表示对所有湿化单元求和; $[B]$ 为湿化单元几何矩阵。

由等效结点荷载 $\{F\}$, 即可求得土体由于湿化变形所引起的附加位移及附加应变。为简化计算, 可将 $\{F\}$ 与水压力或渗透压力、浮托力等所转化的结点荷载叠加在一起进行计算。

由湿化变形转化成的等效结点荷载实际上并不存在, 为保持静力平衡, 湿化单元的应力中应扣除由于湿化变形引起的应变增量所对应的那部分应力, 即

$$\{\sigma\} = [D_w][B]\{\delta\}^e - [D]\{\Delta\epsilon\} \quad (6)$$

计算时, 土的本构模型可采用目前最常用的邓肯 E-B 模型。

显然, 上述增量分析方法是对每个单元作增量计算, 且计算时未用全量的应力-应变试验曲线直接确定应力或应变, 而仅仅是用上述曲线来确定 $[D]$ 矩阵中所含的参数, 因此克服了 Nobari 方法所固有的一些缺点; 同时, 本方法用干、湿两种状态的应力-应变试验曲线分别确定其相应的 $[D]$ 矩阵, 也避免了应力不变条件下, 单线法难于模拟心墙土料充水饱和及试验工作量大等问题。

3 应用实例

根据上述的初应变增量有限元法, 采用邓肯 E-

B 本构模型, 笔者编制了相应的二维有限元计算程序, 用该程序对某砂砾石坝壳粘土心墙坝进行竣工期和运行期的应力和变形计算, 已知该坝最大坝高 127.5 m, 坝顶长 440 m, 上游坝坡 1:2.2, 下游坝坡 1:1.8; 大坝自 1999-10 开始填筑, 2001 年底竣工蓄水。计算选用的断面为设计桩号 (0+226) m 的大坝最大断面, 计算中模拟逐级加载过程, 共采用 17 个荷载级, 其中施工阶段坝体填筑分 11 级, 水库

初次蓄水从几个观测水位直到正常高水位 594.0 m, 共分 6 级。计算所用的坝体材料模型参数有初始切线弹性模量系数 (K)、初始切线弹性模量指数 (n)、破坏比 (R_f)、切线体积模量系数 (K_b)、切线体积模量指数 (m)、凝聚力 (C)、内摩擦角 (φ)、内摩擦角度变化量 ($\Delta\varphi$) 和卸荷模量系数 (K_{ur}), 具体参见表 1。

表 1 坝体材料邓肯 E-B 模型参数

Table 1 The parameters of Duncan E-B model of embankment materials

坝体材料 Embankment materials	K	n	R_f	K_b	m	C/MPa	$\varphi/\text{度}$	$\Delta\varphi/\text{度}$	K_{ur}
坝壳砂卵石料 Dam shell sandy gravel	1 912.0	0.359	0.760	1 109.5	0.015	0	53.100	11.565	2 842.0
心墙土料 Core wall earth	180.8	0.492	0.684	95.3	0.325	0.045	34.686	7.536	358.1

(0+226) m 断面在竣工期和运行期(正常高水位 594.0 m)的坝体竖向变位分布见图 1 和图 2, 坝体在竣工期及与各蓄水位相应的最大竖向变位的计

算结果见表 2。表 2 中还同时列出相应的部分竖向变位观测成果, 以资对照。

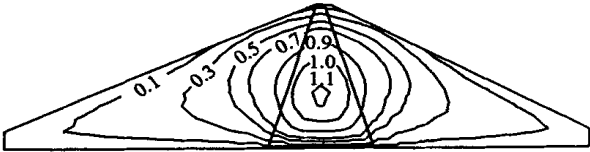


图 1 竣工期竖向位移等值线图

Fig. 1 The equivalent curve of vertical displacement in the completion period

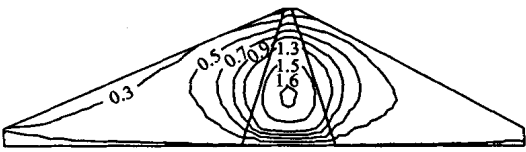


图 2 运行期竖向位移等值线图

Fig. 2 The equivalent curve of vertical displacement in the operation period

表 2 (0+226) m 断面坝体竖向变位的计算与观测结果

Table 2 The calculation and observation of vertical displacement in the 0+226 section m

数值来源 Value source	竣工期 Completion period	库水位/m Reservoir level					
		520.9	539.6	541.0	546.2	574.67	594.0
计算值 Calculated value	1.254	1.385	1.557	1.584	1.647	1.668	1.683
观测值 Observed value	1.373	1.452	1.510	1.559	1.635		

注: 观测所遇水库最高蓄水位为 546.2 m。

Note: Highest observation water level is 546.2 m.

由图 1、2 及表 2 可以看出, 随水库蓄水位的逐渐升高, 由于上游坝壳料及心墙底部部分土料的湿化变形越来越大, 从而使心墙的竖向变位越来越大。同时还可以看出, 计算得到的竖向变位与实测结果较为接近, 且二者的变化趋势基本一致。根据位移计算结果, 计算得到的竖向位移均是铅直向下的, 这说明湿化变形所引起的下沉作用总大于浮托力所引起的上抬作用。另外, 从水平位移的计算结果可以发现, 在较低的蓄水位时, 由于上游坝壳底部湿化变形作用较为明显, 而水平推力尚小, 致使上游坝壳部分单元产生向上游的位移; 但随着蓄水位升高, 几乎全部上游坝壳的单元水平位移又变为向下游的位移。

显然, 此计算结果与前述关于心墙坝湿化变形特点的分析结论是一致的。

(0+226) m 断面坝体在竣工期及运行期(正常高水位 594.0 m)时的主应力矢量图分别如图 3、图 4 所示。由图 3 和图 4 可见, 由于水荷载的作用, 心墙内各单元在蓄水后应力都略有增大; 但由于浮托力的作用, 上游坝壳内的应力却有所减小。同时还可以看出, 不论心墙还是上游坝壳, 主应力的方向都逆时针偏转了一个角度, 某些单元的偏转角甚至达 15°左右。这也说明, Nobarri 方法对浸水前后主应力方向角不变的假定是不合理的。

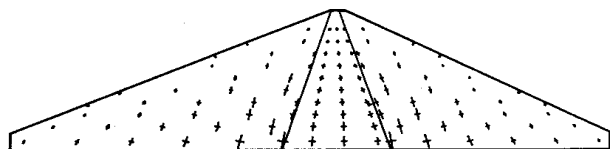


图 3 竣工期主应力矢量图

Fig 3 The vector figure of principal stress in the completion period

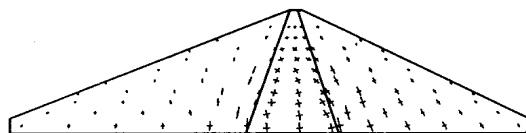


图 4 运行期主应力矢量图

Fig 4 The vector figure of principal stress in the operation period

4 结 语

(1) Nobari 方法直接使用干、湿两种土料全量的应力-应变关系试验曲线来确定应力和应变,与土石坝实际逐级加载或卸载的过程不相适应。而单线法又存在对心墙粘土料试验难度大、计算过程复杂等缺点。因此,不论是 Nobari 方法还是单线法,对心墙坝而言均存在一定的缺点和局限性。

(2) 本文提出的初应变增量有限元法,对每个单元作增量计算,且只是用干、湿两种状态的应力-应变试验曲线分别确定其相应的 $[D]$ 矩阵,而非直接用两种试验曲线确定应力或应变。本方法是对上述两种传统分析方法取长补短的结果,既接近心墙坝湿化变形的实际,又便于运用。而且上述应用实例表明,本方法还具有较高的计算精度。

[参考文献]

- [1] Kutzer C. Interaction of embankment dam control during construction and first reservoir filling[A]. 14th congress on large dams[C], 1982
- [2] Moreno E, Alberro J. Behavior of the Chicoasen dam, construction and first filling[A]. 14th congress on large dams[C]. 1982
- [3] Nobari E S, Duncan J M. Movements in dams due to reservoir filling[A]. Performance of earth and supported structures[C]. 1973
- [4] 钱家欢,殷宗泽. 土工原理与计算[M]. 北京:中国水利水电出版社,2000
- [5] 蒋国澄,傅志安,凤家骥. 混凝土面板坝工程[M]. 武汉:湖北科学技术出版社,1997
- [6] 朱百里,沈珠江. 计算土力学[M]. 上海:上海科学技术出版社,1990
- [7] 陈惠远. 土石坝有限元分析[M]. 南京:河海大学出版社,1987
- [8] 祁庆和. 水工建筑物[M]. 北京:中国水利水电出版社,1997

Research on the characteristics and calculation method of core wall type rockfill dam wetting deformation

WANG Rui-jun, CHEN Yao-long

(College of Water Conservancy and hydropower, Xi'an University of Technology, Xi'an, Shaanxi 710048, China)

Abstract: On the basis of analyzing wetting deformation characteristics of core wall type rockfill dam, two traditional calculation methods of wetting deformation are systematically analyzed and initial strain increment FEM is proposed and developed in this paper. With an example of one core wall type rockfill dam, reasonability and practicability of the calculation method are demonstrated.

Key words: core wall type rockfill dam; wetting deformation; increment FEM