

地质缺陷对坝体结构影响分析模型研究

顾冲时^{1,2}, 伍元¹, 赖道平³, 苏怀智^{1,2}, 董利斌¹

(1. 河海大学水利水电工程学院, 江苏 南京 210098; 2. 水资源高效利用与工程安全国家工程研究中心, 江苏 南京 210098;

3. 中国水电顾问集团华东勘测设计研究院, 浙江 杭州 310014)

摘要: 针对坝基及坝肩地质缺陷对大坝结构性态影响较大的问题, 深入研究了地质缺陷的蠕变特性及其变化规律, 据此构建了地质缺陷的法向和切向蠕变分析模型, 该模型综合反映了地质缺陷的瞬时弹性变形、衰减蠕变和卸载后滞后回复变形以及不可恢复的蠕变变形。工程实例表明, 所建立的地质缺陷的蠕变分析模型能较好地反映地质缺陷对大坝结构性态的影响。

关键词: 地质缺陷; 蠕变分析模型; 大坝结构性态

中图分类号: TV64

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2009)06-0886-06

作者简介: 顾冲时(1962-), 男, 教授, 博士生导师, 主要从事水工结构方面的教学与研究工作。E-mail: gu_cs@163.com。

Analytic model for effect of geologic defects on dams

GU Chong-shi^{1,2}, WU Yuan¹, LAI Dao-ping³, SU Huai-zhi^{1,2}, DONG Li-bin¹

(1. College of Water Conservancy and Hydropower Engineering of Hohai University, Nanjing 210098, China; 2. National Engineering

Research Center of Water Resources Efficient Utilization and Engineering Safety, Nanjing 210098, China; 3. East China Investigation &

Design Institute, China Hydropower Engineering Consulting Group Co., Hangzhou 310014, China)

Abstract: Aiming at the effect of geologic defects on dam foundation and abutment, the creep character of geologic defects and its variation rules are thoroughly studied. Base on such a basis, a normal and tangential creep deformation model is established. The model reflects the instant elastic deformation, attenuation creep, lagged recoverable deformation and un-recoverable creep deformation of the geologic defects. Engineering cases have indicated that the present creep analytic model perfectly reflects the effects of geologic defects on dam characters.

Key words: geologic defect; creep analytic model; dam character

0 引言

目前, 人们已经认识到大坝安全主要依赖于受人为和自然环境影响的复杂而多变的地基。在国内外的 大坝中, 由于地基中断层、裂隙等地质缺陷发育而失事或影响运行和效益发挥的事例很多, 例如安徽省梅山连拱坝 1962 年 11 月 6 日右岸坝座 14~16 号支墩部位的岩体裂隙内出现大量漏水, 坝基和个别支墩发生错动, 坝体出现几十条裂缝, 大坝处于危险状态, 被迫放空水库进行加固, 事后调查研究表明地质构造是主要的影响因素。响洪甸重力拱坝左岸坝肩坝基断层裂隙发育, 致使左岸坝头出现排水孔大量漏水, 绕坝渗流孔水位高且与上游库水位相关性强, 左岸坝肩位移有明显的向下游的趋势, 所测拱冠切向位移明显向左岸的位移趋势, 拱坝裂缝问题严重。法国马尔帕赛拱坝, 1954 年建成, 1959 年 7 月监测得的坝体和坝基的位移值偏大, 同年 12 月 2 日晚大坝突然溃决, 造成

巨大的生命财产损失; 尽管对该坝的真正失事原因存在较大争议, 但都认为: 该坝坝址地质条件差, 尤其是左岸坝座岩体质量很差, 断裂发育, 包括片理、裂隙、节理和断层各种尺度都有, 产状不规则且有夹泥, 变形性和疏松性大, 抗剪强度低等是大坝失事的重要因素。据不完全统计, 全世界失事大坝中 60% 是由工程及其基础共同破坏引起, 因洪水漫顶导致失事的事例中也有相当部分是工程及其基础共同破坏引起的。

因此, 建立合理的地质缺陷分析模型是非常必要的。本文从地质缺陷的蠕变特性出发, 建立蠕变模型; 并以南方某拱坝为例, 深入分析地质缺陷对坝体结构

基金项目: 国家科技支撑计划项目(2006BAC14B03); 国家科技支撑计划项目(2008BAB29B06); 国家科技支撑计划项目(2008BAB29B03); 国家自然科学基金重点项目(50539010); 国家自然科学基金重点项目(50539110); 国家自然科学基金项目(50579010)
收稿日期: 2008-08-27

变化性态的影响, 并据此验证所建立模型的可行性。

1 地质缺陷蠕变分析模型

对于影响较大的地质缺陷, 一般其力学特性主要受地质缺陷体性质控制, 它们都具有较大的流变性^[1]。根据监测资料和试验资料, 缺陷岩体的蠕变特性在一定应力作用下产生几个阶段变形过程, 即首先产生瞬时弹性变形, 然后产生过渡蠕变、等速蠕变和加速蠕变等。缺陷岩体蠕变破坏本质是剪切或压剪破坏, 而带状和面状地质缺陷的性质还受到两侧硬岩块的影响, 地质缺陷法向和切向的性质完全不同, 下面分别建立其法向和切向的蠕变模型。

1.1 法向压缩蠕变分析模型

因为地质缺陷体压剪蠕变破坏的实质是剪切破坏, 所以本文主要研究建立法向蠕变变形趋于稳定的压缩蠕变模型, 即建立法向压缩的黏弹性蠕变模型。由于地质缺陷中存在较多的孔隙, 因而其法向压缩的黏弹性蠕变特性不同于一般的岩石蠕变, 在法向力的作用下可产生显著的压密。在一定压应力作用下, 其黏弹性蠕变变形的过程为: 首先产生瞬时变形, 然后呈现蠕变速率减小的蠕变变形, 最后变形趋于一稳定值。若在加载一段时间后卸载, 已经产生的法向压缩变形大部分无法恢复。因此, 法向压缩的黏弹性蠕变模型中应该包括弹性体以反映瞬时弹性变形、一个 Kelvin 体反映衰减蠕变和卸载后变形的滞后回复, 此外, 由于法向压缩变形大部分无法恢复, 所以模型中应该包括一个黏滞体反映不可恢复的蠕变变形, 但是这个黏滞体必须能够反映应变硬化和衰减蠕变的特性, 本文采用一个黏滞系数为时间函数的非线性黏滞体,

$$\eta_M(t) = \eta_0 e^{At}, \quad (1)$$

式中, η_0 为 $t=0$ 时黏滞体的黏滞系数, A 为与材料流变特性相关的常数, $\eta_M(t)$ 随着受荷时间的增加而增大。

由上分析, 得到地质缺陷法向压缩的黏弹性蠕变分析模型如图 1 所示。

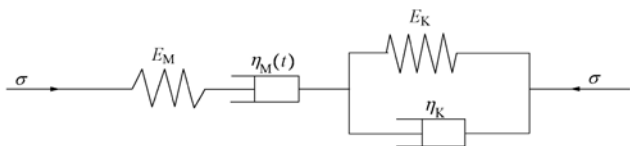


图 1 地质缺陷法向压缩蠕变模型

Fig. 1 Normal compression creep model of geologic defects

其总的应变

$$\varepsilon = \varepsilon_{E_M} + \varepsilon_{\eta_M} + \varepsilon_K, \quad (2)$$

式中, ε_{E_M} 表示瞬时弹性变形, ε_{η_M} 表示不可恢复的蠕

变变形, ε_K 表示衰减蠕变变形。上述的各部分变形可用下式表示

$$\varepsilon_{E_M} = \frac{\sigma}{E_M}, \quad \dot{\varepsilon}_{\eta_M} = \frac{\sigma}{\eta_M(t)}, \quad \sigma = E_K \varepsilon_K + \eta_K \dot{\varepsilon}_K, \quad (3)$$

式中, σ 为应力, E_M 为弹性模量, E_K , η_K 分别为 Kelvin 体下的延滞弹性模量和黏性系数。

式 (2) 进行计算及整理, 消除式中 ε_{E_M} , ε_{η_M} , ε_K , 得出地质缺陷法向压缩的黏弹性蠕变本构方程

$$\begin{aligned} E_K \dot{\varepsilon} + \eta_K \ddot{\varepsilon} &= E_K (\dot{\varepsilon}_{E_M} + \dot{\varepsilon}_{\eta_M} + \dot{\varepsilon}_K) + \eta_K (\ddot{\varepsilon}_{E_M} + \ddot{\varepsilon}_{\eta_M} + \ddot{\varepsilon}_K) \\ &= E_K \left(\frac{\dot{\sigma}}{E_M} + \frac{\sigma}{\eta_M(t)} \right) + \eta_K \left(\frac{\ddot{\sigma}}{E_M} + \frac{\dot{\sigma}}{\eta_M(t)} - \frac{\sigma \dot{\eta}_M(t)}{\eta_M^2(t)} \right) + \\ &\quad (E_K \dot{\varepsilon}_K + \eta_K \ddot{\varepsilon}_K) \\ &= \left(\frac{E_K}{\eta_M(t)} - \frac{\dot{\eta}_M(t) \eta_K}{\eta_M^2(t)} \right) \sigma + \left(\frac{E_K}{E_M} + \frac{\eta_K}{\eta_M(t)} + 1 \right) \dot{\sigma} + \frac{\eta_K}{E_M} \ddot{\sigma}. \end{aligned} \quad (4)$$

1.2 切向剪切蠕变分析模型

地质缺陷的剪切蠕变特性与结构面充填物质的蠕变特性密切相关, 同时与结构面的粗糙度等相关。研究得出有厚度的软弱结构面剪切蠕变有别于一般连续介质, 在蠕变特性方面包括下列几个变形过程: 瞬时弹性变形、应力水平较低时最后蠕变趋于稳定的变形、常应变速率蠕变变形和加速蠕变变形等。因此, 蠕变模型中应该包括弹性体模拟瞬时弹性变形、Kelvin 体模拟衰减的蠕变变形、线性黏滞体模拟常应变速率蠕变、塑性体模拟塑性屈服及模拟进入塑性后加速蠕变的非线性黏滞体。由此得到地质缺陷切向剪切蠕变分析模型如图 2 所示。

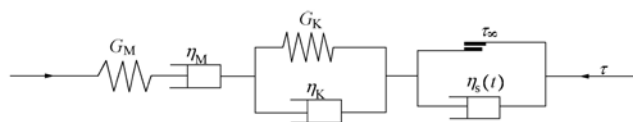


图 2 地质缺陷切向剪切蠕变模型

Fig. 2 Tangential shear creep model of geologic defects

当剪应力超过长期强度 τ_∞ 时, 地质缺陷发生屈服。为了反映屈服以后的随时间的加速蠕变特性, 非线性黏滞体的黏滞系数应随荷载作用时间的增加而减小, 本文采用下式来表示:

$$\eta_s(t) = \frac{\eta_0}{At^2 + Bt + C}, \quad (5)$$

式中, A , B , C 为与材料相关的常数。

由上述分析, 可以得到地质缺陷的剪切蠕变本构方程:

(1) 当 $\tau \leq \tau_\infty$, $\tau = \tau_0$ 为常数时, 剪切蠕变方程为

$$\gamma(t) = \frac{\tau_0}{G_M} + \frac{\tau_0}{\eta_M} t + \frac{\tau_0}{G_K} (1 - e^{-\frac{G_K t}{\eta_K}}), \quad (6)$$

式中, 第一项表示瞬时弹性变形, 第二项为常应变速率的不可恢复蠕变变形, 第三项为衰减蠕变变形。

(2) 当 $\tau = \tau_0 > \tau_\infty$ 时, 剪切蠕变方程为

$$\gamma(t) = \frac{\tau_0}{G_M} + \frac{\tau_0}{\eta_M} t + \frac{\tau_0}{G_K} (1 - e^{-\frac{G_K}{\eta_K} t}) + \frac{\tau_0 - \tau_\infty}{\eta_S(t)} t \quad (7)$$

这时变形主要是由第一项变形和第四项的加速蠕变变形组成, 而第二和第三项较小。其中 $\frac{\tau_0 - \tau_\infty}{\eta_S(t)} t$ 随

着剪应力的增大而增大, 随着荷载作用时间的增加而增大, 所以蠕变模型能够反映屈服后随剪应力和应力作用时间增加的加速蠕变破坏特征。

2 工程实例分析

以我国南方某拱坝为例, 分析地质缺陷对坝体结构的影响, 并由此验证所建立模型的有效性。在计算分析时, 主要以 Marc 程序进行计算, 同时进行了相应的二次开发。

2.1 工程概况

某拱坝为等半径同圆心混凝土重力拱坝, 坝顶高程 143.4 m, 最大坝高 87.5 m, 坝顶弧长 361.0 m, 有效坝顶宽 5.0 m, 有效最大坝底宽 39.0 m。全坝分 24 块, 编号从左至右为 1~24, 每块沿上游圆弧长为 14 m。大坝左岸坡有 F_2 系列断层穿过, 8~12 坝块基础存在发育的破碎带及裂隙; 右岸地质条件较好, 1 坝块未设帷幕灌浆, 2~5 坝块灌浆孔距 12.0 m, 6~9 坝块 6.0 m。工程于 1956 年 4 月开工, 1958 年 8 月基本竣工。图 3 为该坝坝基地质平面分布图。

2.2 地质缺陷对大坝变形特性和裂缝形成及扩展的影响分析

由于大坝左岸坝肩有 F_2 断层穿过, 而且从坝基地质平面分布图可以看出, 靠近左岸的坝基地质条件复杂, 至今还不能确定大坝是否完全安全^[2]。文献[3~4]指出 F_2 断层胶结很差, 左坝头存在严重漏水问题, 断层带中充填的断层角砾和泥质物在地下水作用下大部分呈弱风化和强风化。针对这些问题, 分别于 1965

年和 1990 年对左坝肩 F_2 断层进行过两次工程处理, 处理的原则是上堵下排、堵排结合。处理的方法是加强帷幕, 尽量封闭 F_2 断层及其影响带, 堵塞渗水途径防止断层恶化, 增设地下排水, 降低渗压。

由实测资料分析表明: 拱冠切向位移和左岸径向位移有明显的趋势性, 穿过 F_2 断层的倒垂所测的切向位移明显比未穿过断层的倒垂所测的切向位移的年变幅大, 同时左岸的径向和切向位移虽有明显的周期性, 但也有一定的时效位移。因此 F_2 断层对大坝变形影响明显。与此同时, 大坝在运行过程中大坝出现了较多的径向竖向裂缝^[5], 1 坝段先开裂形成贯穿裂缝, 然后 24 坝段形成贯穿性裂缝, 逐渐 2 坝段也形成贯穿裂缝, 右岸坝段比左岸坝段开裂严重, 其它坝段也有裂缝形成或横缝开裂, 这些裂缝破坏了大坝整体结构, 影响拱坝受力条件。由拱坝的工作原理可知, 拱坝不能适应坝肩坝基的变形时会出现裂缝, 因此裂缝的产生与地质缺陷发育有关。

2.3 地质缺陷对拱坝变形和应力变化影响分析

从定性分析发现, 该拱坝的径向位移变化相对简单, 切向位移变形相对复杂, 并且都有横缝张开或竖向裂缝等病害, 因此主要研究地质缺陷体影响切向变形演变的力学机理, 并评价其对应力的影响。本文采用圆弧拱来研究。

根据拱坝左岸坝肩地质条件较差的情况, 此处也按左岸地质条件较差, 而右岸地质条件较好来进行模拟研究, 假定左岸坝肩中有一条与拱推力近于垂直的软岩夹层和一条与拱推力夹角较小的断层带。选取拱坝外半径为 50 m, 内半径为 42 m, 圆心角为 120° ; 左右岸宽取为 180 m, 上下游宽取为 140 m, 建立有限元模型^[6], 有限元网格见图 4。上下游边界施加 y 向约束, 左右岸边界施加 x 方向约束, 在底面施加 z 方向约束。不考虑自重和温度荷载, 假定拱坝上游面作用相当于 40 m 水头的水压荷载, 上游库岸受同样的水压荷载。模型中根据实际情况采用 5 种材料参数, 变化某些参数来研究地质缺陷对拱坝时效变形的影

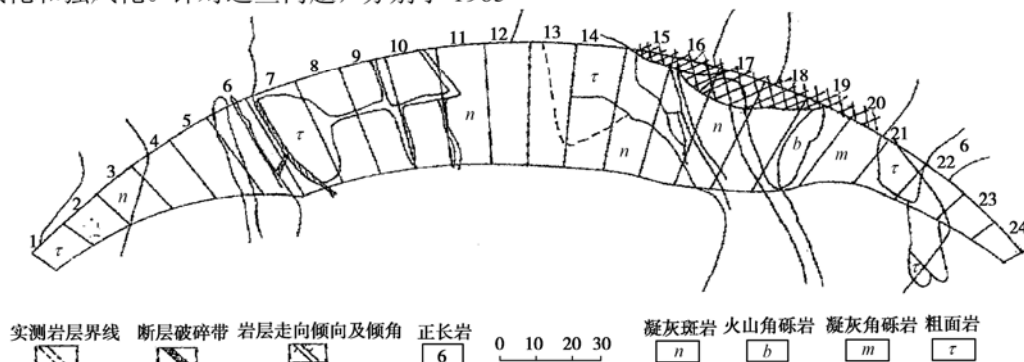


图 3 大坝坝基地质平面分布图

Fig. 3 Geologic distribution map of the dam base

表 1 三组材料力学参数表
Table 1 Mechanical parameters of materials

材料	G_1 /MPa	η_1 /(MPa · d)	G_2 /MPa	η_2 /(MPa · d)	η_0 /(MPa · d)	E_1 /MPa	E_2 /MPa	A	B	C	c /MPa	$\phi(^{\circ})$	ν
断层带	切向	84	1.0×10^6	400	2.0×10^3	200		1.0×10^{-3}	0	1.0			
	法向				2.0×10^3	2.0×10^5	200	2.0×10^3	0.05		0.1	20	0.2
材料	E_M /MPa	η_M /(MPa · d)	E_K /MPa	η_K /(MPa · d)	η_s /(MPa · d)								
左岸岩体	1.8×10^4	5.0×10^7	5.0×10^4	1.0×10^7	2.0×10^5						1.0	28	0.2
左岸软岩	1.2×10^4	1.0×10^7	2.0×10^4	2.0×10^6	2.0×10^4						0.5	25	0.2
右岸岩体	2.0×10^4	1.0×10^8	8.0×10^4	1.0×10^7	2.0×10^5						1.0	30	0.2
混凝土	2.0×10^4	1.0×10^8	8.0×10^4	1.0×10^7	2.0×10^5						1.0	30	0.2

注：表中所列为第一组材料力学参，表中的左岸岩体是指除断层和软岩层外的岩体数；第二组左岸岩体的力学参数取与右岸岩体相同，其余参数同第一组；第三组不考虑软岩、断层破碎带，所有岩体的力学参数取与第一组右岸岩体相同，混凝土也同第一组。

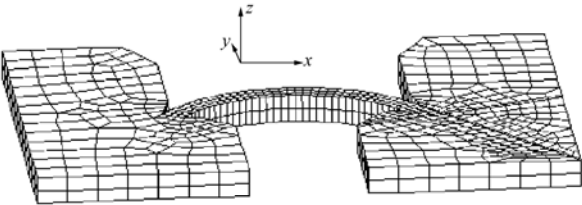


图 4 模型的有限元网格
Fig. 4 FEM model

响，并且由此分析该坝的时效变形机理。采用本文第 1 节中所建立的地质缺陷的蠕变分析模型进行分析，在分析时选取了三组参数，各组中各材料的力学参数的选取见表 1。

以下就三组参数的计算结果进行比较，研究缺陷体影响下拱坝 x 方向（以下简称切向）的位移、应力演变的机理，并评价地质缺陷的影响。计算的流变时间都为 2002 d。

(1) $t=0$ 时拱圈的切向位移比较

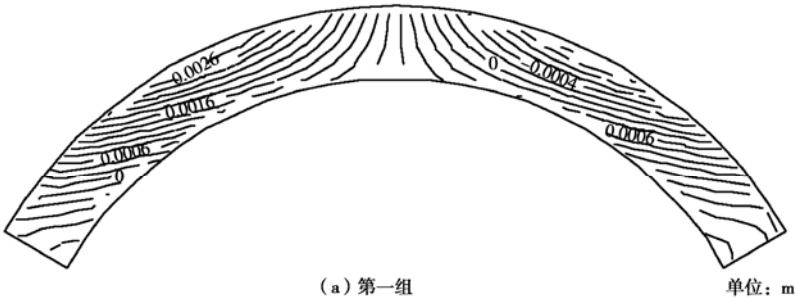
图 5 为三组参数 $t=0$ 时的拱圈中间截面的切向位移等值线图。从图中可以发现拱圈中存在切向位移为 0 的分界线，而分界线的位置随着两岸岩体的变化而变化，两岸岩体完全对称时，拱冠处切向位移为 0，在左半拱圈和右半拱圈各存在一切向位移为 0 的分界线，靠近拱端切向位移向两岸，靠近拱冠切向位移向

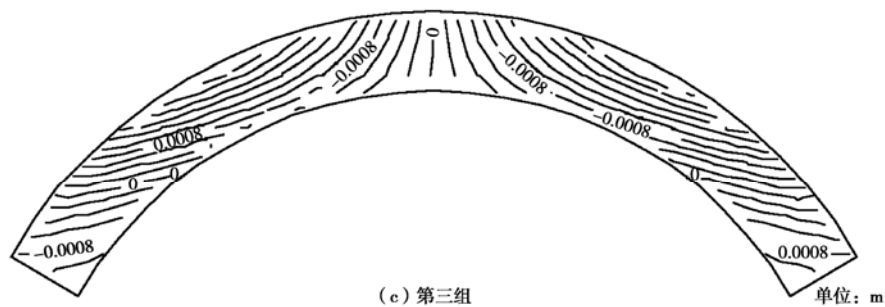
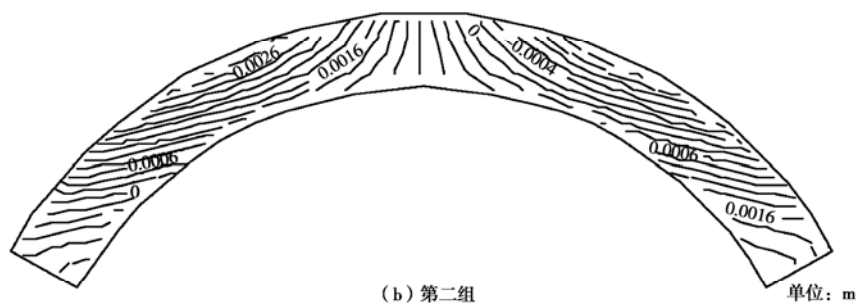
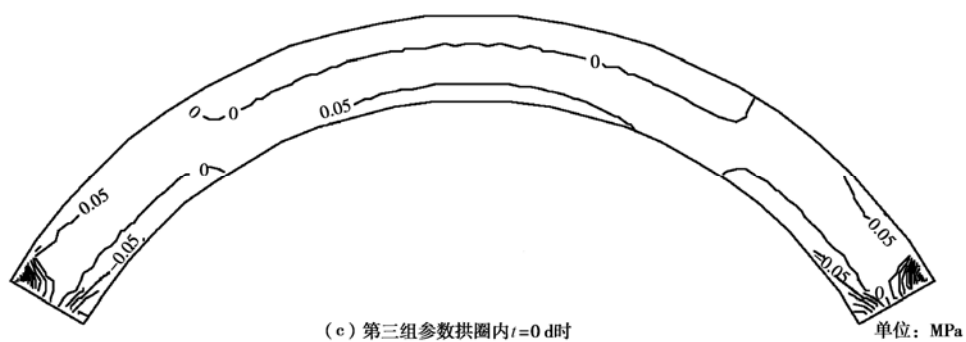
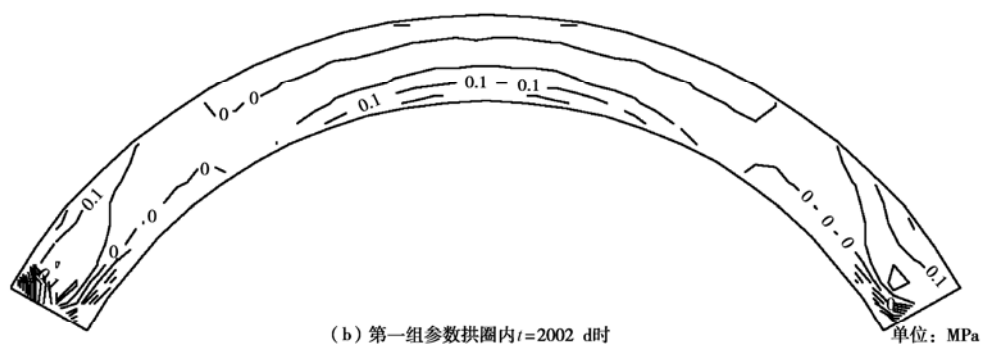
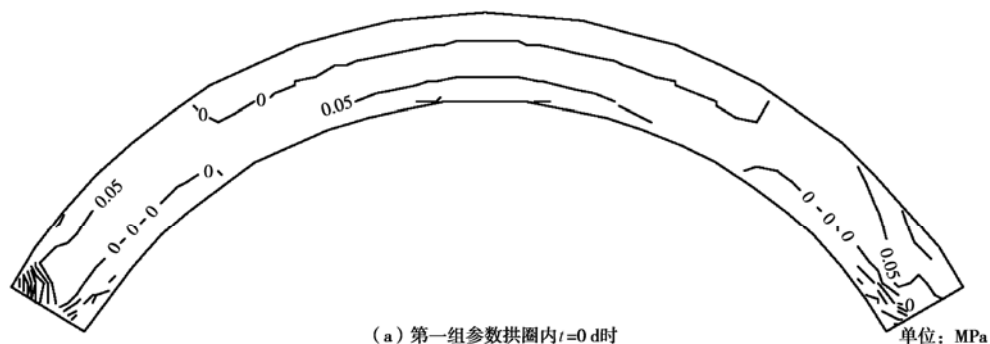
河床；在左岸岩体力学性质相对较差时，拱冠向左岸位移，右半拱圈向左岸位移量增大，向左岸位移的范围也扩大，而左半拱圈向右岸位移的范围减小，位移量减小。比较可以发现软弱岩体和断层带对拱圈的切向位移影响较大，说明缺陷体的存在大大地消弱了左岸坝肩的力学强度，对拱坝稳定不利。

向河床的切向位移是由拱圈的压缩引起，向两岸的切向位移主要是拱对坝肩的推力引起。所以拱圈的切向时效位移也与这两个因素有关，在 0 位移分界线附近坝体切向位移变化受同时受两个因素的引起相对明显，其位移变化相对复杂。

(2) 蠕变变形对拱圈应力的影响

图 6 绘出了第一、三组 $t=0$ d 和 $t=2002$ d 时刻的最大主应力值等值线（应力以拉为正，以压为负），从图 6 中可以发现，左岸坝肩岩体的力学强度较低使得右拱端上游面处的拉应力增大，且右拱端上游面的最大主应力值比左拱端上游面明显大，第一组 $t=0$ d 时，右拱端上游面最大主应力值比左拱端上游面大 0.831MPa；左拱端下游面处压应力集中明显。坝体和坝肩岩体的蠕变使最大、最小主应力增大，第一组右拱端上游面处 $t=2002$ d 时的最大主应力比 $t=0$ d 大 0.326 MPa；下游面处最小主应力则大 0.578 MPa。



图 5 参数 $t=0$ d 时的切向位移Fig. 5 Tangential displacement when $t = 0$ d

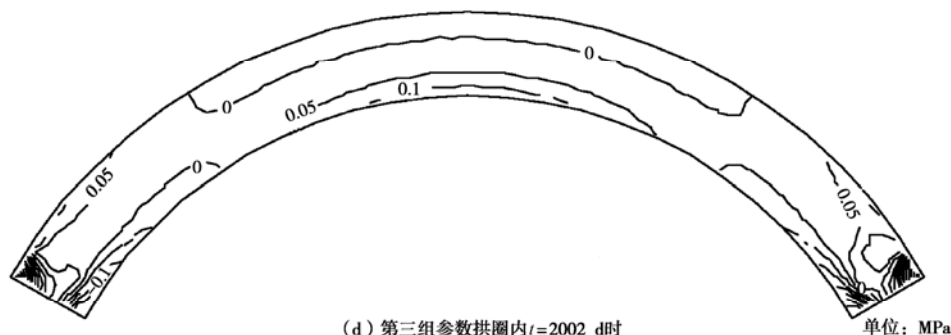


图6 最大主应力等值线

Fig. 6 Contours of the major principal stress

取第三组参数时, 由于两岸岩体基本对称, 所以应力基本呈现对称的特征。蠕变变形同样使最大、最小主应力增大, 但其增大量明显较小, 如拱冠下游面处的最大主应力第一组增大 0.079 MPa, 而第三组仅增大 0.033 MPa。

由上分析表明: 该拱坝切向总体上向较软弱坝肩变形, 这充分反映了较软弱坝肩岩体具有更强的流变特性, 同时由于坝体和岩体都具有流变特性, 使位移 0 分界线附近坝体的切向时效变形的方向随着时间发生变化。此外, 由于左岸坝肩岩体由于存在地质缺陷引起右岸拱端的拉应力增大, 缺陷岩体的流变使坝体内的应力值增大较大。因此, 拱坝竖向裂缝的产生与缺陷岩体较强的流变特性有关。

3 结 论

(1) 研究了地质缺陷的蠕变特性, 揭示了在荷载作用下地质缺陷体的变形由瞬时弹性变形、衰减变形和卸载后滞后回复变形以及不可恢复的蠕变变形组成的规律。

(2) 建立了地质缺陷的法向和切向蠕变分析模型, 据此提出了量化分析地质缺陷对于大坝结构性态影响的方法。

(3) 通过工程实例, 验证了所建立的模型的可行性。此外, 由于理论的通用性, 也可将该方法推广应用于具有结构面的工程性态分析。

参考文献:

[1] 范广勤. 岩体工程流变力学[M]. 北京: 煤炭工业出版社, 1993. (FAN Guang-qin. Rheological mechanics in rock engineering[M]. Beijing: China Coal Industry Publishing

House, 1993. (in Chinese))

- [2] 邢林生. 运行工况对二座拱坝上游面竖向裂缝的影响[J]. 水力发电学报, 1999, 65(2): 21 - 30. (XING Lin-sheng. The effect of operational conditions on vertical cracks in upstream face of two arch dams[J]. Journal of Hydroelectric Engineering, 1999, 65(2): 21 - 30. (in Chinese))
- [3] 赖道平, 顾冲时, 郑东健. 陈村大坝坝基帷幕防渗效果分析及疑点[J]. 水利水电技术, 2003, 34(11): 37 - 39. (LAI Dao-ping, GU Chong-shi, ZHENG Dong-jian. Analysis of foundation seepage of Chencun dam[J]. Water Resources and Hydropower Engineering, 2003, 34(11): 37 - 39. (in Chinese))
- [4] 邢林生. 陈村大坝坝基断层处理效果检测研究[J]. 水力发电学报, 1995, 48(1): 49 - 58. (XING Lin-sheng. Monitoring and study of treatment results on faults of Chencun dam foundation[J]. Journal of Hydroelectric Engineering, 1995, 48(1): 49 - 58. (in Chinese))
- [5] 方学敏, 彭汉兴. 从长系列渗流监测资料分析陈村大坝丙凝帷幕的耐久性[J]. 四川水力发电, 1994(增): 96 - 100. (FANG Xue-min, PENG Han-xing. Analysis on the durability of the acrylamide curtain of Chencun dam based on the long term seepage monitoring data[J]. Sichuan Water Power, 1994(S): 96 - 100. (in Chinese))
- [6] 赖道平. 地质缺陷对混凝土坝结构性态演变和转移的影响研究[D]. 南京: 河海大学, 2005. (LAI Dao-ping. The influence of geologic defects on the evolution and variation of concrete dams[D]. Nanjing: Hohai University, 2005. (in Chinese))