

DOI :10.3876/j.issn.1000-1980.2008.05.023

应用两场耦合理论解析复杂岩基长期变形疑点

郭海庆^{1,2}

(1.河海大学岩土力学与堤坝工程教育部重点实验室,江苏 南京 210098;2.河海大学土木工程学院,江苏 南京 210098)

摘要 针对地质条件复杂,包含黏、塑性裂隙和软弱夹层等断裂带岩体的复杂混凝土坝坝基,在高水头渗流场与岩基流变的长期变形特性耦合作用下,对大坝系统结构性态的影响,结合原型观测资料和工程实例的地质力学分析,应用黏弹性、黏弹塑性有限元方法对复杂混凝土坝坝基岩体渗流与流变耦合的效应问题进行了深入研究.结果表明,该方法能合理解析实际工程在复杂混凝土坝坝肩和坝基地质条件、运行条件下产生的长期变形疑点.

关键词 复杂岩基 渗流场 应力场 流变 耦合 变形疑点

中图分类号 :TV642.3 **文献标识码** :A **文章编号** :1000-1980(2008)05-0689-04

随着我国水利水电资源的深入开发,大坝的规模向高大型方向发展,而可供选择的优良坝址却越来越少,相应坝址的地质条件也越来越复杂,因此遇到的坝基岩体工程方面的问题也越来越多、越来越复杂.如坝高 178 m 的黄河龙羊峡重力拱坝、坝高 165 m 的乌江渡重力拱坝、总混凝土量达 2 800 万 m³ 的三峡大坝工程,以及在建的小湾、龙滩、锦屏和拟建的拉西瓦、溪洛渡等高坝,正在或将要对我国的防洪、发电、供水、航运等方面做出巨大贡献,也标志着我国的坝工技术达到了一定的水平,但同时也要看到,这些工程一旦失事,后果不堪设想.

大坝是一个包括坝体和坝基的复杂系统,不仅坝基、坝体结构与荷载之间有复杂的相互作用,坝基岩体的流变、坝基应力场与渗流场的相互作用也是一个很复杂的问题.本文介绍了复杂混凝土坝坝基岩体渗流与流变耦合作用的机理、本构模型、黏弹性与黏弹塑性分析模型以及相应的有限元数值分析方法,并应用这些理论和方法解析某大坝在坝基复杂岩体渗流场与应力场的耦合作用下,其变形疑点形成的物理成因,对该坝的渗流及变形控制有一定的科学和实用价值.

1 岩基流变的分析理论和方法

岩基流变的流变特性表现在流变、应力松弛、长期强度、弹性后效和滞后效应等诸多方面,模拟该流变的全过程非常困难,通常根据岩石的特性,用不同的流变模型模拟.

为反映岩基的流变性,最基本的方法就是采用弹性(Hooke 体)、黏性(Newton 体)和塑性(Saint-Venant 体)等 3 种基本元件,通过这些基本元件的相互“并联”或“串联”,形成反映岩基流变特性的模型.然后借助这些流变模型建立材料的本构关系,即应力、应变、时间三者之间的关系.根据模型所反映的流变特性可以将这些流变模型分为黏弹性和黏弹塑性本构模型等.而岩基受力变形的时间效应,最常由 Kelvin 模型和 Maxwell 模型串联成 Burgers 模型来描述^[1-2].

笔者近年来尝试采用其他流变模型,如西原模型、改进的西原模型、改进的广义 Bingham^[3-6],对更好地模拟不同类型的复杂坝基岩体的流变特性进行了有益的探索.在得到不同模型流变方程的基础上,推导出相应的黏性、黏塑性应变增量计算公式,并由此构建相应的黏弹性、黏弹塑性本构模型^[7],继而进行本文的数值模型计算和分析.

收稿日期:2008-05-18
基金项目:国家自然科学基金(50539110)
作者简介:郭海庆(1974—),男,山东鄄城人,副教授,博士,主要从事复杂岩土体在应力、渗流及多场耦合作用下的变形与稳定等研究.

2 岩基渗流与流变耦合的分析模型与方法

岩体是力学性质很复杂的非均匀各向异性介质,按裂隙岩体特性进行复杂岩基的应力场与渗流场耦合分析较为合理^[7].但在实际工程的大量复杂计算中,在精度允许的情况下,多采用通常的均匀连续介质假定,即假设岩基只受重力和渗透力的作用.由相关的微元体平衡可得控制微分方程,根据质量守恒定律得到渗流场分析的连续性方程,再结合位移、应力、水头、流量等边界条件,组成应力场和渗流场耦合分析的基本方程.将其进行离散,得到进行应力场和渗流场耦合分析的有限元控制方程^[7-12].一般其简化形式为

$$\left. \begin{aligned} \bar{K}_t \Delta \delta - K_t \Delta p &= R - R_t \\ K_t^T \Delta \delta - (S + \Delta t \tilde{K}) \Delta p &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

式中: $\bar{K}_t$ ——总体切线劲度矩阵; $\Delta \delta$ ——位移增量; Δp ——超静孔隙水压力; K_t ——总体耦合矩阵; S ——总体压缩矩阵; $\tilde{K}$ ——总体渗透矩阵; Δt ——时步, $\Delta t = t_{m+1} - t_m$; R_t —— t_m 时刻前发生的位移相对应的应力所平衡的荷载.

式(1)一般采用增量初应变法来求解.在计算开始时刻,首先由迭代形成岩基的初始应力场和渗流场,然后在每一计算时步中,保持单元应力不变,因而其渗透系数也为常量.渗透系数值由该时步初的应力状态确定.每一时步末的水头值就是下一时步的初始水头,由此逐步迭代进行计算直至满足条件收敛.而在 $\Delta \epsilon (\Delta t)$ 内, $\sigma \sim \epsilon$ 可用弹塑性本构关系表示,只要在每次求解时,用弹塑性矩阵代替弹性矩阵,重新形成总体劲度矩阵 $\bar{K}_t$ 即可.而且,以黏弹塑性应变增量作为初应变,则只要在式(1)第 1 式的右端荷载项中计入黏性应变增量等效结点荷载,就可以考虑岩土体的流变.由此可见,应力场分析完全可以沿用常用的弹塑性分析方法,这样不仅可大大提高计算效率,而且此时黏弹塑性模型中所有的应力都是有效应力.

3 工程实例

3.1 某重力拱坝的主要变形疑点及力学模型

某混凝土重力拱坝,长 396 m,坝顶高程为 2 610 m,设计正常水位 2 600 m.坝顶宽 29.2 m,最大坝高 178 m,最大底宽 80 m,坝底建基面标高为 2 432 m.该工程坝高库大,坝基、坝肩地质条件复杂.大坝蓄水后,其切向位移经历了复杂的变形过程.相应于这种切向位移变形过程,可提出流变、渗流 2 种主要力学模型.

坝基流变对位移影响的力学模型以左岸的 4 号坝段为典型,其主要原因是在蓄水加载的过程中,靠大坝左岸坝肩、坝基岩体中的断裂带逐渐被压实.这是一个岩体流变的过程,即该部位岩体的流变使得该坝段产生向左岸显著的变形.而随着坝肩、坝基岩体中断裂带的逐渐被压实,坝基、坝肩岩体的变模逐渐提高,在低于此工况最高水位的荷载作用时,变形逐渐停止.

而坝基渗流对位移影响的力学模型以右岸 13 号坝段的变形过程为代表:由于右侧的 32 号和 34 号孔(17 号和 18 号坝段)在 1989 年 7 月孔水位骤升约 41 m,比 2 孔左侧地下水位高出约 110 m,并持续高水位.再加上横缝灌浆 1 MPa 的压力,使 13 号坝段持续向左岸变形.这是典型的坝基渗流对坝体结构影响的实例,其中也包含坝基岩体复杂流变对坝体变形特性的影响.

本文主要以 13 号坝段为例,利用渗流、流变的耦合分析来对其变形疑点进行解析.

3.2 有限元模型和计算条件

向上下游各取 1.5 倍坝高,坝基深度取 1 倍坝高作为建模范围,并考虑 $A_2 + F_{120}, F_{71}, F_{73}, F_{18}, G_4, F_{32}, F_{67}$ 等二级地质结构及其工程处理措施.布置节点时考虑变形、温度和测压孔等测点位置,以便利用实测变形、水头等数据进行辅助分析.其有限元网格见图 1,共剖分了 21 189 个六面体八结点等参单元,24 873 个结点.

计算参数方面主要参考设计参数和历次分析的反馈以及相关文献^[13-14],其材料参数取值如表 1 所示.渗透系数混凝土坝体取为 1.0×10^{-7} cm/s,岩体取为 1.0×10^{-9} cm/s,裂隙取为 1.0×10^{-4} cm/s,帷幕取为 1.0×10^{-8} cm/s,排水取为 1.0×10^{-2} cm/s.

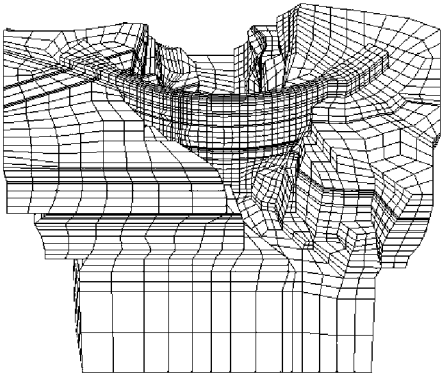


图 1 有限元模型网格
Fig.1 Mesh of FEM model

表 1 大坝及坝基材料参数

Table 1 Material parameters of dam and dam foundation

部位	密度/ (kg·m ³)	弹性常数			黏性常数		
		模量/GPa	泊松比 μ	E_K /GPa	η_K /(kPa·s)	E_M /GPa	η_M /(GPa·s)
坝体	2400	20	0.18	250	230	66.7	1.15
高程 2580~2560 m	2650	8	0.25	50	40	15.0	8.5
高程 2560~2540 m	2700	12	0.23	200	36	20.0	5.4
高程 2540~2500 m	2750	16	0.22	200	28	40.0	5.0
高程 2400 m 以下	2755	22	0.22	300	200	51.0	1.8
坝基							
G ₄	2600	3	0.25	30	54	10.0	9.5
F ₁₈	2600	4.5	0.25	40	40	15.0	9.0
F ₇₁ , F ₇₃ , F ₃₂ , F ₆₇	2600	3.2	0.25	30	54	10.0	9.5
A ₂ + F ₁₂₀	2600	5.4	0.25	40	40	15.0	9.0

计算工况就加载过程即库水位变化而言,分 4 个过程:(a)从 1990 年 4 月至 1992 年 5 月,库水位从 2575.04 m 下降至 2533.15 m;(b)从 1992 年 5 月至 1994 年 12 月,库水位从 2533.15 m 上升到 2577.58 m;(c)从 1995 年 1 月至 1998 年 7 月,库水位从 2577.58 m 下降至 2533.54 m;(d)从 1998 年 7 月以后,库水位从 2533.54 m 上升至 2581.08 m。而在渗流的考虑上,32 号和 34 号孔及其左侧孔 DRP21-27,DRP21-26,DRG1-3 的孔水位用实测孔水位计算,保证了计算精度。

3.3 计算结果与分析

根据该混凝土重力坝计算荷载工况,应用本文介绍的理论、方法和模型,计算主要成果如图 2 所示,其中渗流用实测值,采用计算典型日 1989 年 4 月 16 日,1990 年 4 月 16 日,1996 年 4 月 16 日的切向位移,以及 1989 年 12 月 31 日至 1999 年 12 月 31 日的时效位移。

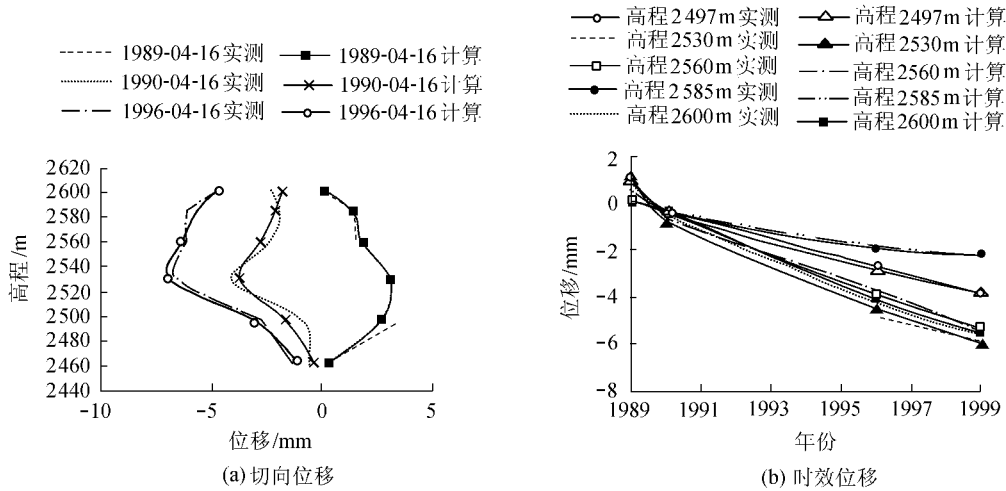


图 2 切向位移及时效位移的实测值与计算值

Fig.2 Measured versus calculated tangential and time-effect displacements

由分析计算结果可知:(a)计算值与实测值接近,变化规律一致,其中计算值的变化规律较强,说明计算成果合理;(b)1996 年 4 月 16 日在高程 2500 m 以上切向位移计算值分别为 -3.04 mm, -6.91 mm, -6.33 mm, -5.77 mm, -4.68 mm,即向左岸位移,而至 1999 年 12 月底,该坝段变形的时效位移计算值分别为 -1.75 mm (高程 2463.3 m), -3.82 mm (高程 2497 m), -5.97 mm (高程 2530 m), -5.48 mm (高程 2560 m), -2.26 mm (高程 2585 m), -5.49 mm (高程 2600 m),即该坝段仍有显著的向左岸变形,这主要是由于该坝段 32 号和 34 号测压孔测得的比左侧相邻扬压力高 100~110 m 的持续高水位作用,以及坝基岩体流变的影响。

4 结 语

本文针对坝基岩体本身应力-应变的复杂特性以及所处复杂运行工况环境,如高渗透水头、库水位急剧波动等,结合国家自然科学基金重大项目的研究,以某混凝土高拱坝为例,对坝基复杂岩体的渗流、流变及两

者耦合的分析理论和方法进行了研究,并应用该理论和方法,解析了该坝在运行期内向左岸持续位移变形疑点的物理成因,指出坝肩断裂带的流变影响,以及 17 号和 18 号坝段间的 32 号和 34 号孔持续高水位的渗流场作用,是使该坝 13 号坝段向左岸持续位移的物理成因,从而科学解析了长期困扰该坝安全运行的疑点。

参考文献:

- [1] 吴中如,顾冲时,吴相豪.碾压混凝土坝安全监控理论及其应用[M].北京:科学出版社,2001.
- [2] 孙钧.岩土材料流变及其工程应用[M].北京:中国建筑工业出版社,1999.
- [3] 陶波,伍法权,郭改梅,等.西原模型对岩石流变特性的适应性及其参数确定[J].岩石力学与工程学报,2005,24(17):3165-3171.
- [4] 褚卫江,徐卫亚,杨圣奇,等.基于 FLAC^{3D}岩石黏弹塑性流变模型的二次开发研究[J].岩土力学,2006,27(11):2005-2010.
- [5] 曹树刚,边金,李鹏.岩石蠕变本构关系及改进的西原正夫模型[J].岩石力学与工程学报,2002,21(5):632-634.
- [6] 周家文,徐卫亚,杨圣奇.改进的广义 Bingham 岩石蠕变模型[J].水利学报,2006,37(7):829-832.
- [7] 朱珍德,郭海庆.裂隙岩体水力学基础[M].北京:科学出版社,2007.
- [8] OHNISHI Y, KABAYASHI A. Thermal-hydraulic-mechanical coupling analysis of rock mass[C]//HUDSON J A. Comprehensive Rock Engineering. Oxford: Pergamon Press, 1993:191-208.
- [9] OHNISHI Y, SHIBATA H, KABAYASHI A. Development of finite element code for analysis of coupled thermo-hydro-mechanical behaviours of saturated-unsaturated medium[C]//New York: Int Symp On Coupled Process Affecting the Performance of a Nuclear Waste Repository, 1985.
- [10] ODA M. An equivalent continuum model for coupled stress and fluid flow analysis in jointed rock masses[J]. Water Resource Research, 1986,22(13):1845-1856.
- [11] 沈振中,徐志英,雒翠.三峡大坝坝基黏弹性应力场与渗流场耦合分析[J].工程力学,2000(1):105-113.
- [12] 盛金昌,速宝玉,王媛.裂隙岩体渗流-弹塑性应力耦合分析[J].岩石力学与工程学报,2000,19(3):304-309.
- [13] 河海大学,西北勘测设计院.龙羊峡重力拱坝原型结构性态和高水位运行的可行性研究[R].南京:河海大学,1989.
- [14] 河海大学,青海省电力工业局,龙羊峡水电厂.龙羊峡大坝及基础工作性态分析报告[R].南京:河海大学,1996.

Analysis on potential sites of long-term deformation in a complicated rock foundation by seepage-stress coupling method

GUO Hai-qing^{1, 2}

(1. Key Laboratory of Ministry of Education for Geomechanics and Embankment Engineering,
Hohai University, Nanjing 210098, China;

2. Geotechnical Research Institute, Hohai University, Nanjing 210098, China)

Abstract: The complicated concrete dam foundation which is characteristic of complicated geological conditions has a great influence on structure behaviour of dam system through the coupling action of a high water-head seepage field and the rock foundation creep. Based on the geomechanical analysis of prototype observation data and an engineering example, the coupling effect of seepage and creep of the complicated concrete dam bedrock is studied using the viscoelasto-plastic finite element method. The calculated displacements agree well with the measurements, demonstrating that this method can reasonably identify potential sites of long-time deformation.

Key words: complicated rock foundation; seepage field; stress field; creep; coupling; potential site of deformation