

DOI:10.3969/j.issn.1672-1144.2020.04.038

砂土 UH 模型在土石坝有限元分析中的应用

许天鑫^{1,2}, 朱俊高^{1,2}, 郑惠峰³, 刘忠⁴

(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 岩土工程科学研究所, 江苏 南京 210098;

3. 中国电建集团 华东勘测设计研究院有限公司, 浙江 杭州 311122;

4. 黄河水利委员会 黄河水利科学研究院, 河南 郑州 450003)

摘要: 利用砂土 UH 模型对两岔河水库工程心墙堆石坝进行了应力变形三维有限元计算, 分析了坝体在竣工期和满蓄期的应力变形特性。结果显示: 坝体在竣工期和满蓄期的最大沉降分别为 73.8 cm 和 77.7 cm; 坝体在竣工期和满蓄期的大主应力、小主应力均存在拱效应, 大主应力的拱效应更显著, 心墙内小主应力均为正, 未出现拉应力; 竣工期和满蓄期防渗墙左右两侧小主应力出现了拉应力区, 防渗墙最大拉应力和压应力均在混凝土强度容许范围内。大坝应力变形的计算结果符合心墙堆石坝应力变形一般规律。有限元计算结果均在合理范围内, 表明砂土 UH 模型在土石坝工程中有较好的适用性。

关键词: UH 模型; 心墙堆石坝; 有限元; 应力变形

中图分类号: TV641

文献标识码: A

文章编号: 1672—1144(2020)04—0228—06

Application of UH Model for Sands in Finite Element Analysis of Earth Rockfill Dam

XU Tianxin^{1,2}, ZHU Jungao^{1,2}, ZHENG Huifeng³, LIU Zhong⁴

(1. Key Laboratory of Ministry of Education for Geomechanics and Embankment Engineering,

Hohai University, Nanjing, Jiangsu 210098, China;

2. Geotechnical Research Institute, Hohai University, Nanjing, Jiangsu 210098, China;

3. Power China Huadong Engineering Corporation, Hangzhou, Zhejiang 311122, China;

4. Yellow River Institute of Hydraulic Research, YRCC, Zhengzhou, Henan 450003, China)

Abstract: In this paper, the three-dimensional finite element analysis of stress and deformation for the core rockfill dam of Liangchahe Reservoir was performed by UH model for sands. The stress and deformation characteristics of the dam at the completion period and the full storage period are analyzed. The results are as follows. The maximum settlement at completion period and the full storage period was 73.8 cm and 77.7cm, respectively. There are arching effects in the major principal stress and minor principal stresses of the dam during the completion and full storage period. The arch effect of the major principal stress is more significant. The minor principal stresses in the core wall were positive without any tensile stress. Tensile stress zones appear on the left and right sides of the cut-off wall on the contour lines of minor principal stress during the completion period and the full storage period. The maximum tensile stress of the cutoff wall is within the allowable range of concrete strength. The calculated results of dam stress and deformation basically accord with the general law of stress and deformation of core rockfill dam. The settlement ratio and displacement ratio of the dam measured by many existing earth-rock dams are collected. The finite element calculation results are all within a reasonable range, indicating that the UH model for sands has a good applicability in the earth-rock dam project.

Keywords: UH model; core rockfill dam; finite element; stress deformation

收稿日期:2020-04-06

修稿日期:2020-05-03

基金项目:国家自然科学基金委员会-雅砻江流域水电开发有限公司雅砻江联合基金项目(U1865104);国家自然科学基金项目(51609098)

作者简介:许天鑫(1995—),男,浙江杭州人,硕士研究生,研究方向为土体基本性质及土石坝工程。E-mail:549227173@qq.com

土石坝具有造价低、结构简单、对自然条件适应性强、抗震性能好、工作可靠、工作寿命长、施工管理方便等优点,在国内外被广泛采用。为确保大坝施工及运行期的安全性,需采用数值计算方法对坝体应力应变特性进行研究。其中,有限单元法对复杂地形条件下的土石坝的数值计算具有较强的适用性,得到广泛应用。众所周知,现有土体本构模型众多,但都存在一定程度的缺陷或对土体种类有一定适用性。同一本构模型用于分析不同的土类或结构时,其准确性可能存在较大差异。而对堆石料等粗颗粒土,其本构模型研究相对较少,已有本构模型对粗颗粒土的适用性没有得到充分验证。因此,进行土石坝应力变形分析时,土体本构模型的选择对有限元应力变形计算结果影响较大,选用合适的本构模型十分重要。

目前,国内用于土石坝有限元计算的本构模型主要有非线性弹性模型和弹塑性模型。邓肯(E- ν 、E-B)模型^[1-2]作为非线性弹性模型的代表,具有结构简单、使用方便、参数易于确定、实践经验丰富等优点,得到了广泛应用^[3-5]。但邓肯模型基于广义胡克定律,不能反映剪胀性,也不能反映软化特性和各向异性。沈珠江^[6]的南水模型和河海大学殷宗泽^[7]的椭圆-抛物双屈服面模型等弹塑性模型在土石坝应力变形分析中也得到较广泛应用,从理论上较非线性弹性模型更合理,但是,计算结果的合理性、准确性也没有得到充分论证。

姚仰平^[8]在修正剑桥模型基础上,引入统一硬化(UH)参数,建立 UH 模型,该模型能反映土体剪胀性、压硬性、应力路径相关性等复杂应力应变特性。在此基础上通过分析砂土特性,建立了砂土的 UH 模型^[9],该模型通过引入压硬性参量、剪胀性参数和临界状态参数,进一步提升了 UH 模型的应用前景,但目前该模型在土石坝工程中应用鲜少。

本文应用砂土 UH 模型,对两岔水库工程心墙堆石坝进行了应力变形三维有限元计算,分析了坝体和防渗墙在竣工期、满蓄期的应力变形特性,为砂土 UH 模型应用于土石坝工程提供参考依据。

1 工程概况及有限元模型

两岔水库大坝为黏土心墙堆石坝,最大坝高 74.50 m,坝顶长度 247 m,坝顶宽度 10 m。心墙顶宽 4.00 m,心墙最大底宽 39.25 m,上、下游坡比

1:0.25。两岸坝肩混凝土垫层与心墙接触部位采用高塑性黏土过渡,厚度为 2.0 m。坝基有砂卵石覆盖层,最大厚度 45.00 m,坝基处设置一道厚 1.2 m 的 C25 混凝土防渗墙。大坝断面及材料分区如图 1 所示。

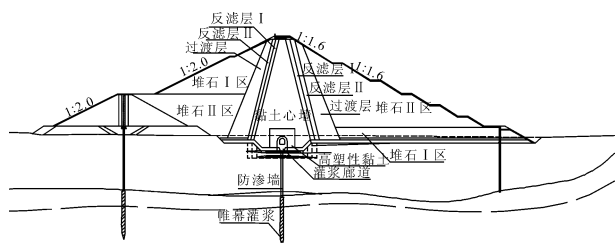


图 1 心墙堆石坝典型断面及材料分区图

有限元计算时,堆石料等土体采用砂土 UH 模型^[9],其参数列于表 1,该参数基于常规三轴 CD 试验结果采用最优化方法确定。具体方法为假定砂土 UH 模型参数初始值,由初始值求得常规三轴试验应力应变关系,计算模型预测曲线与试验曲线的误差,优化调整模型参数,使得这种误差“最小”,所确定的最优参数即认为是该土料的砂土 UH 模型参数。防渗墙、廊道等混凝土在达到破坏强度之前,应力应变一般表现为线性关系,故本研究中采用线弹性模型,其弹性模量为 28.0 GPa,泊松比 0.167,密度 2.5 g/cm³。在防渗墙和覆盖层接触面以及高塑性黏土和廊道的接触面采用了有厚度节理单元,具体参数见表 2。

大坝有限元模型划分为 56 848 个单元,59 480 个节点。坝体三维有限元网格和最大横断面网格如图 2 和图 3 所示。有限元计算中分 19 级荷载模拟大坝填筑及蓄水过程,其中前 15 级为施工加荷,后 4 级为蓄水加荷。

2 计算结果分析

采用河海大学岩土工程科学研究所自行研制的 TDAD 三维有限元软件对大坝进行应力变形计算。表 3 给出了竣工期(坝体填筑到顶)、满蓄期(水库蓄水至正常蓄水位)坝体及防渗墙的最大沉降与水平位移,其中,坝体顺河向水平位移的正值表示向下游位移,负值表示向上游位移,坝体轴向位移的正值表示向右岸位移,负值表示向左岸位移。另在以下分析中,正应力以压为正,拉为负。

表 1 砂土 UH 模型计算参数

坝体分区材料	M	ν	κ	λ	e_0	N	c/kPa	Z	χ	m	$\rho/(\text{g} \cdot \text{cm}^{-3})$
上、下游堆石 I 区	1.978	0.39	0.01	0.128	0.350	1.632	300.0	0.712	0.82	0.69	2.24
上、下游堆石 II 区	1.886	0.37	0.01	0.135	0.352	1.702	300.0	0.787	0.83	0.66	2.24
上、下游反滤层 I	1.681	0.34	0.01	0.157	0.353	1.900	160.1	0.990	0.86	0.54	2.10
上、下游反滤层 II	1.747	0.36	0.01	0.154	0.358	1.899	265.6	0.990	0.87	0.63	2.14
上、下游过渡层	1.963	0.40	0.01	0.110	0.350	1.475	299.8	0.667	0.88	0.68	2.27
心墙黏土	1.074	0.22	0.05	0.099	0.350	1.005	49.4	0.990	0.10	0.49	1.42
全风化白云岩	1.045	0.22	0.04	0.088	0.355	0.941	59.8	0.989	0.10	0.51	1.48
高塑性黏土	1.000	0.35	0.03	0.095	0.354	0.827	72.6	0.968	0.10	0.25	1.38
地基覆盖层(0~5 m)	1.660	0.27	0.03	0.103	0.357	1.271	10.0	0.552	0.62	0.79	1.99
地基覆盖层(5 m~10 m)	1.661	0.27	0.03	0.081	0.355	1.078	10.0	0.485	0.62	0.80	2.04
地基覆盖层(10 m 以下)	1.657	0.27	0.04	0.087	0.354	1.154	10.0	0.451	0.68	0.44	2.08

表 2 接触面模型参数

名称	c/kPa	$\varphi/(\text{°})$	$\psi/(\text{°})$	E/MPa	ν
防渗墙与地基覆盖层	10.0	15.0	0	4.0	0.43
廊道与高塑性黏土	20.0	26.0	0	2.5	0.40

2.1 坝体位移分析

整理了坝体竣工和满蓄期的最大横断面沉降等值线图,如图 4 所示。可以看出,竣工期和满蓄期的沉降等值线分布规律基本相同,沿坝轴线基本对称,最大沉降值大致位于 1/3 坝高处心墙区域。覆盖层区域沉降等值线分布稀疏,沉降不大,竣工期和满蓄期覆盖层最大沉降分别为 25.1 cm 和 25.6 cm。竣工期坝体最大沉降值为 73.8 cm,占最大坝高(119.50 m,含覆盖层)的 0.62%,满蓄期的最大沉降值为 77.7 cm,占坝高的 0.65%,较竣工期仅增加了 3.9 cm,可见蓄水对坝体沉降的影响不大。

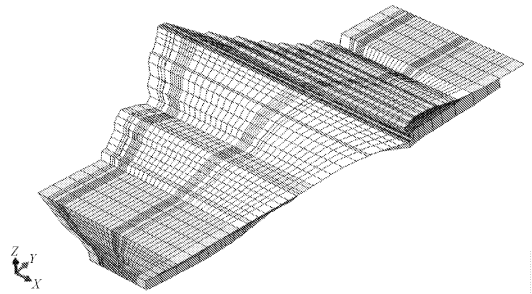


图 2 三维有限元网格

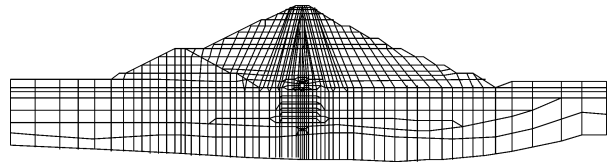


图 3 最大横断面网格

表 3 坝体及防渗墙沉降位移结果

计算工况	坝体沉降 /cm	坝体顺河向水平位移 /cm	坝体轴向位移 /cm	防渗墙沉降 /cm	防渗墙顺河向水平位移 /cm
竣工期	73.8	8.2/-7.7	5.6/-5.7	1.8	0.4
满蓄期	77.7	18.6/-5.0	6.4/-6.7	1.9	1.4

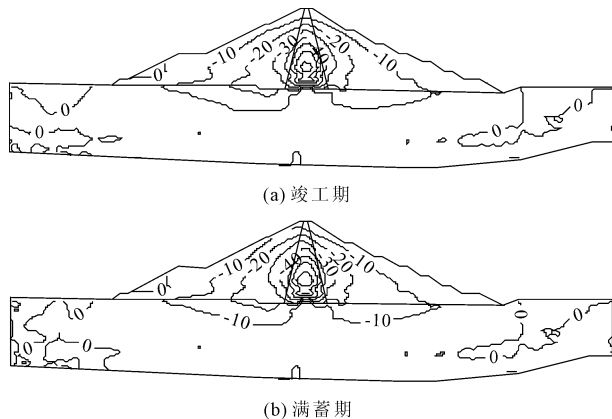


图 4 坝体沉降等值线(单位:cm)

同时,整理了坝体最大横断面顺河向水平位移等值线图,如图 5 所示。从图 5(a)可以看出,竣工时坝体向上游与向下游水平位移不大,整体基本呈对称分布,上游坝壳中上部向下游方向位移,下游坝壳中上部向上游方向位移,向上游与向下游的水平位移的最大值分别为 7.7 cm 和 8.2 cm。从图 5(b)可以观察到,蓄水后坝体向下游的水平位移大幅增加,最大值增至 18.6 cm,而且,该最大值位于上游坝壳内靠近心墙区域。

这种分布规律不同于坝较高的心墙堆石坝。主要原因是高心墙堆石坝为了满足设计需求,心墙材料多采用掺砾黏土,其变形模量将明显大于纯黏

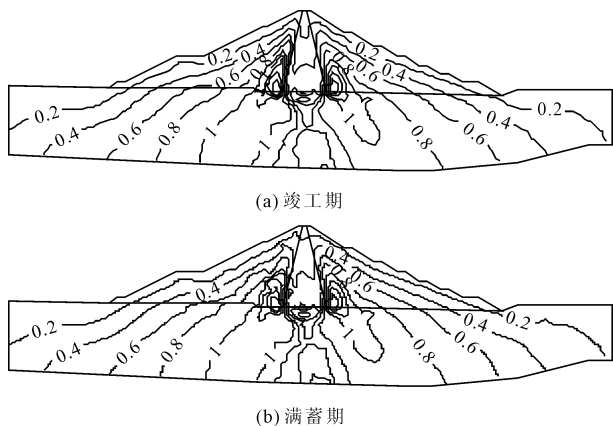


图 8 坝体大主应力等值线(单位:MPa)

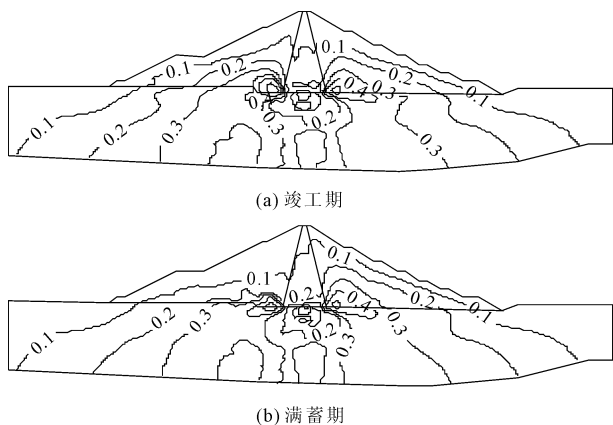


图 9 坝体小主应力等值线(单位:MPa)

2.4 防渗墙应力变形分析

防渗墙是土石坝防渗体系中的重要组成部分,需要单独分析其应力变形特性。为此,整理了防渗墙沉降及顺河向水平位移等值线图,由于竣工期和满蓄期的沉降和顺河向水平位移分布规律一致,仅数值有所差异,故只给出满蓄期情况,如图 10 所示。同时整理了防渗墙下游面大主应力等值线图,如图 11 所示。

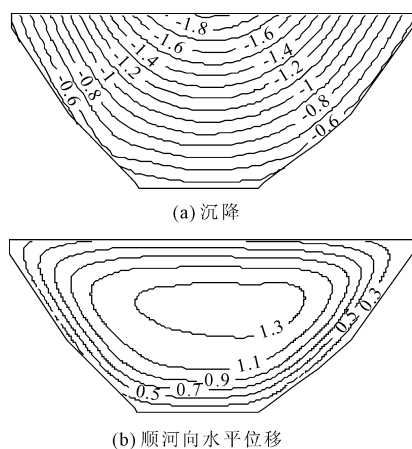


图 10 满蓄期防渗墙位移等值线(单位:cm)

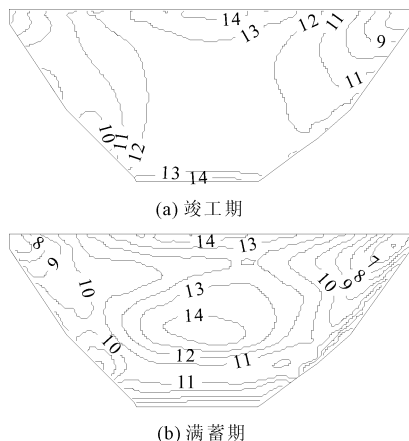


图 11 防渗墙下游面大主应力等值线(单位:MPa)

防渗墙沉降在防渗墙顶部中心位置沉降最大,向两侧和底部逐渐减小。竣工期和满蓄期的最大沉降分别为 1.8 cm 和 1.9 cm,蓄水后,沉降稍有增加。竣工后,防渗墙受到覆盖层土体的侧向挤压作用,表现为向下游的位移,位移量较小,最大值仅为 0.4 cm,位于防渗墙中央偏右岸位置,向四周逐渐减小。蓄水后,受水荷载作用,防渗墙向下游的位移增大,最大值增至 1.4 cm。

从图 11 可以看出,竣工期防渗墙底部和顶部中心大主应力较大,最大值达到 14.7 MPa,大主应力由中轴线向两侧逐渐减小,左右两端廊道下部防渗墙边角处应力变化梯度较大。防渗墙顶部中心大主应力较大主要是覆盖层的负摩阻力使墙体受压较大,而防渗墙底部插入基岩,由于基岩的约束作用产生较大的应力。蓄水后,防渗墙中心区域大主应力增大,达到 14.6 MPa,大主应力分布与竣工期大致相似,仍由中轴线向两侧递减。大主应力值没有超过混凝土抗压强度容许值。

同样,竣工期和满蓄期小主应力均在防渗墙顶部中心位置最大,最大值分别为 1.6 MPa 和 2.0 MPa,由中轴线向两侧逐渐递减,且左右两侧小主应力小于零,形成拉应力区,竣工期和满蓄期的拉应力最大值分别为 -1.5 MPa 和 -1.9 MPa。拉应力在混凝土的容许值范围内。

3 结 论

本文利用砂土 UH 模型,对两岔河水库工程心墙堆石坝进行了三维有限元计算,分析了坝体在竣工期、满蓄期的应力变形特性,主要结论如下:

(1) 竣工期坝体最大沉降值为 73.8 cm,占坝高(含覆盖层)的 0.62%,蓄水后增至 77.7 cm,占坝高的 0.65%,蓄水对坝体沉降的影响较小。由于心墙材料较软,坝体顺河向水平位移分布不同于高心

墙堆石坝。

(2) 根据国外内多座土石坝的变形观测资料,大坝的沉降比一般为 0.6% ~ 1.8%,且对于同一大坝,其满蓄期沉降比略大于竣工期沉降比,大坝在竣工期的位移比一般小于 0.25,在满蓄期的位移比一般小于 0.3。本文的有限元计算结果的沉降比和位移比均在此范围内,具有合理性。

(3) 心墙拱效应对竣工期和满蓄期大小主应力均有影响,对大主应力的影响更显著。心墙内小主应力均为正,未出现拉应力。

(4) 竣工期和满蓄期防渗墙下游面大小主应力均由中轴线向两侧逐渐递减,且左右两侧小主应力为负,形成拉应力区。防渗墙应力在其混凝土强度容许值范围内。

本文的有限元计算结果均在合理范围内,符合心墙堆石坝应力变形一般规律。表明砂土 UH 模型在土石坝工程中有较好的适用性,为砂土 UH 模型应用于土石坝工程提供参考依据。但选取合适的本构模型以及确定合理的模型参数仍是有限元计算中的难题,土石坝工程中砂土 UH 模型的适用条件以及其模型参数取值的合理性还有待深入研究。

参考文献:

[1] Duncan J M, Chang C Y. Non-linear analysis of stress and strain in soils[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineering, 1970,96(5):1629-1653.

[2] Duncan J M, Byrne P, WONG K, et al. Strength, stress-strain and bulk modulus parameters for finite element analysis of stress and movement in soil masses[R]. Berkeley: University of California, 1980, 49(4):554-567.

[3] 陈松,宁聪,王岩,等.某水库沥青混凝土心墙坝有限元计算分析[J].水利与建筑工程学报,2016,14(6):152-156,168.

[4] 赵晓龙,朱俊高,王平.两种本构模型的土石坝应力变形分析比较[J].中国农村水利水电,2018(1):165-169,173.

[5] 黄华新,秦强,王振宇.深厚覆盖层上沥青混凝土心墙坝应力变形敏感性分析[J].水利与建筑工程学报,2018,16(4):181-185.

[6] 沈珠江.南水双屈服面模型及其应用[C]//海峡两岸土力学及基础工程地工技术学术研讨会论文集.西安,1994:152-159.

[7] 殷宗泽.一个土体的双屈服面应力-应变模型[J].岩土工程学报,1988,10(4):64-71.

[8] 姚仰平.UH模型系列研究[J].岩土工程学报,2015,37(2):193-217.

[9] 姚仰平,刘林,罗汀.砂土的UH模型[J].岩土工程学报,2016,38(12):2147-2153.

[10] 杨建国,胡德金,高正中.土质心墙堆石坝弹塑性有限元计算分析[J].四川大学学报(工程科学版),2000(5):9-13.

[11] 王倩,刘树峰,刘佳佳.老松江水电站粘土心墙土石坝有限元分析[J].东北水利水电,2014,32(10):14-15.

[12] 许莹莹.土石坝地基混凝土防渗墙应力变形数值模拟研究[D].南京:河海大学,2007.

[13] 吴永康,董威信,于玉贞,等.糯扎渡高心墙堆石坝位移反演分析方法研究[C]//中国水利学会2014学术年会论文集.南京:河海大学出版社,2014:756-764.

[14] 卢祥,吴震宇,周正军,等.高心墙堆石坝施工期变形时空预测模型研究[J].工程科学与技术,2017,49(4):61-69.

[15] 刘建坤,由广昊,马林艳.长河坝大坝施工期安全监测成果分析[J].水力发电,2016,42(10):57-61.

[16] 伍文锋,税思梅.长河坝特高土石坝首次蓄水期安全监测资料分析[J].水电站设计,2019,35(2):90-93.

[17] 曲传勇,王炜,王新,等.大西沟水库大坝施工期及蓄水初期监测资料分析[J].水力发电,2014,40(12):101-104.

[18] 钱亚俊.高心墙坝应力变形特性研究[D].南京:南京水利科学研究所,2005.

[19] 邴能惠,朱家谟,李锡龄,等.克孜尔水库土石坝变形观测与资料分析[J].水利水运科学研究,2000(2):26-32.

[20] 刘东升.某水库大坝观测资料及其运行性状分析[J].黑龙江水利科技,2015,43(9):40-44.

[21] 李镇惠,罗琛,骆建宇.三峡茅坪溪防护土石坝变形监测成果分析[J].长江科学院院报,2013,30(2):97-102.

[22] 王占锐,陈礼亮.土石坝位移比的分析与研究[J].大坝观测与土工测试,1997(3):19-22,26.

[23] 何敏.西安市黑河心墙土石坝安全监测资料分析与稳定性评价研究[D].西安:西安理工大学,2007.

[24] 邹波忠.仁宗海堆石坝在填筑过程中的变形分析与坝坡稳定性研究[D].成都:成都理工大学,2009.

[25] 陈宗梁.世界超级高坝[M].北京:中国电力出版社,1998.