

DOI:10.3969/j.issn.1672-1144.2015.05.041

心墙掺砾黏土料静力本构模型的对比分析

李云清¹, 邹德高^{1,2}, 董博文¹

(1.大连理工大学 水利工程学院, 辽宁 大连 116024;

2.大连理工大学 海岸和近海工程国家重点实验室, 辽宁 大连 116024)

摘要: 掺砾黏土广泛应用于高心墙堆石坝, 掺砾黏土本构对大坝的数值模拟至关重要, 但目前对于掺砾黏土本构适用性的研究较少。研究采用广义塑性模型以及邓肯 E-B 模型, 分别标定了某 300 m 级高心墙坝掺砾黏土料的静力计算参数, 并结合该高坝进行二维有限元静力计算, 同时分析两种模型下心墙在填筑期与蓄水期的竖向变形。结果表明邓肯 E-B 模型参数简单, 计算结果偏于安全, 而广义塑性模型参数复杂, 计算结果偏于精确。

关键词: 掺砾黏土; 邓肯 E-B 模型; 广义塑性模型; 心墙堆石坝

中图分类号: TU442

文献标识码: A

文章编号: 1672-1144(2015)05-0208-04

Comparison and Analysis of Static Constitutive Models on Gravel Clay Used in Core walls

LI Yunqing¹, ZOU Degao^{1,2}, DONG Bowen¹

(1. School of Hydraulic Engineering, Dalian University of Technology, Dalian, Liaoning 116024, China;

2. The State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology, Dalian, Liaoning 116024, China)

Abstract: Gravel clay is widely used in high core wall rock-fill dams and its constitutive models are very important to the simulation of the dams. However the applicability of these models is rarely studied. Here, generalized plasticity model and Duncan E-B model were adopted to calibrate the static parameters of the core wall rock-fill dam with gravel clay of 300 m level. Meanwhile a two-dimensional finite element static analysis was conducted on two models to study the vertical displacements of the core wall during the filling period and operation period. The results suggest that the parameters of Duncan E-B model are relatively simple but its calculation results possess general accuracy, while the generalized plasticity model parameters are more complicated but its calculation results are more accurate.

Keywords: gravel clay; Duncan E-B model; generalized plasticity model; core wall rock-fill dam

心墙堆石坝是土石坝的一种,也是目前工程实践中应用最为广泛的一种坝型。心墙堆石坝一般采用渗透系数小的黏土作为防渗心墙材料,但是单一黏土有着强度低、压缩变形大、不适于机械化施工的缺陷,制约了黏土心墙坝向 300 m 级高土石坝的发展。掺砾黏土既具有黏土的防渗透功能,同时又具备了砾石抗剪剪强度高、压缩变形小、和坝壳变形协调一致等特点,因此作为心墙材料已经在前苏联的罗贡坝、中国的糯扎渡、双江口等高心墙堆石坝中得到了广泛的应用。

不同的土料具有不同的特性,所以其对于本构

模型适用性也不尽相同。目前对于掺砾黏土的压实性^[1]、渗透性^[2]、动强度^[3]等特性已经有了比较深入的研究,但是在本构适用性^[4-5]方面的研究较少。土体静力本构模型主要分为非线性弹性模型和弹塑性模型,非线性弹性模型主要有邓肯 E-B 模型、邓肯 E- ν 模型,而弹塑性模型主要有广义塑性模型^[6-8]、沈珠江双屈服面模型等。本文通过邓肯 E-B 模型和广义塑性模型对掺砾黏土静力三轴试验的模拟比较,并利用两种模型对实际工程静力变形进行二维有限元数值计算,对比分析广义塑性模型和邓肯 E-B 模型对于掺砾黏土的适用性。

1 试验结果与模型模拟

三轴固结排水单调加载试验结果如图 1、图 2

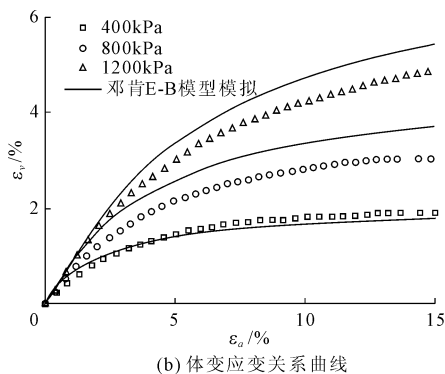
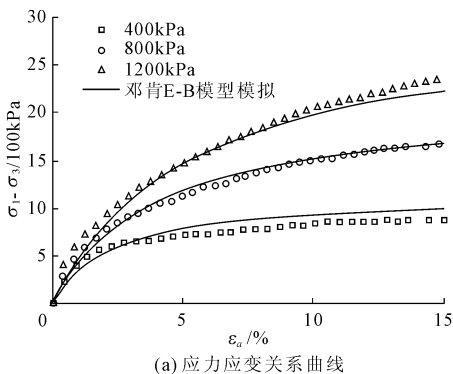


图 1 掺砾黏土三轴固结排水单调加载试验与邓肯 E - B 模型模拟比较

图 1、图 2 分别为邓肯 E - B 模型、广义塑性模型对掺砾黏土三轴固结排水剪切试验的应力与应变、体变与应变关系曲线的模拟,邓肯 E - B 模型参数及广义塑性模型参数见表 1、表 2。由图 1(a)与图 2(a)的对比可知,E - B 模型和广义塑性模型都能很

好地模拟应力应变关系,与试验结果吻合度较高。从图 1(b)可知,E - B 模型在模拟体变应变关系时,低围压下与试验结果较接近,高围压下模拟的结果体积变形偏大。由图 2(b)可以看出,广义塑性模型无论是高围压还是低围压都可以比较好地模拟。

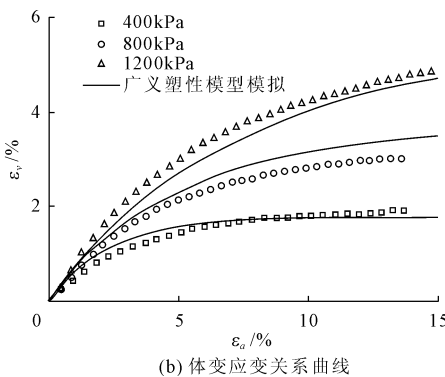
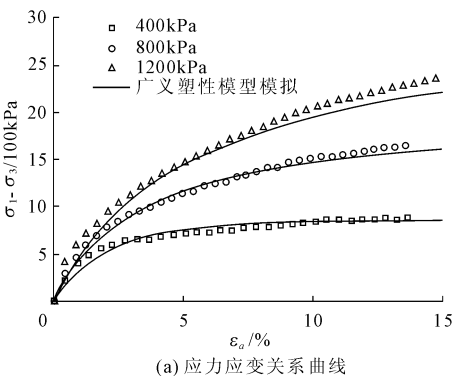


图 2 掺砾黏土三轴固结排水单调加载试验与广义塑性模型模拟比较

表 1 心墙料和主堆石 E - B 模型参数

| 材料 | $\Phi/(\circ)$ | c/kPa | $\Phi_0/(\circ)$ | $\Delta\Phi/(\circ)$ | k | n | R_f | K_b | m |
|-----|----------------|----------------|------------------|----------------------|------|------|-------|-------|------|
| 心墙料 | 22.3 | 55.50 | | | 420 | 0.12 | 0.784 | 290 | 0.15 |
| 反滤料 | | | 50.70 | 10.80 | 1300 | 0.22 | 0.800 | 500 | 0.22 |
| 主堆石 | | | 49.03 | 7.76 | 1100 | 0.25 | 0.800 | 350 | 0.20 |

表 2 心墙料和主堆石广义塑性模型参数

| 材料 | G_0 | K_0 | m_s | m_v | M_g | M_f | α_f | α_g | H_0 | m_l | β_0 | β_1 |
|-----|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------------|------------|-------|-------|-----------|-----------|
| 心墙料 | 800 | 1000 | 0.5 | 0.5 | 1.25 | 1.25 | 0.01 | 0.01 | 355 | 0.10 | 40 | 0.005 |
| 反滤料 | 1200 | 1400 | 0.5 | 0.5 | 1.69 | 1.25 | 0.38 | 0.37 | 1200 | 0.30 | 40 | 0.023 |
| 堆石料 | 1200 | 1400 | 0.5 | 0.5 | 1.77 | 0.99 | 0.45 | 0.45 | 900 | 0.40 | 24 | 0.045 |

2 数值计算

某水电站为砾石土心墙堆石坝,坝顶高程为 2 875 m,最大坝高 295 m,坝顶宽度为 16 m,上游坝

坡坡比为 1:2.0,下游坝坡坡比为 1:1.9。大坝有限元网格如图 3 所示,共 631 个节点,604 个单元。大坝分 20 级荷载填筑,填筑完成之后蓄水,蓄水分 40 级,共 60 级荷载,分别用广义塑性模型和邓肯 E

- B 模型对大坝进行有限元静力计算。

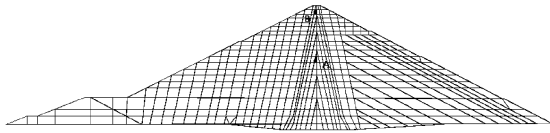


图 3 大坝有限元网格

2.1 计算模型参数

本次计算都采用大连理工大学自主研发的岩土工程非线性有限元分析程序 GEODYNA^[9]。根据试验整理的邓肯 E-B 模型以及广义塑性模型参数见表 1、表 2。

2.2 计算结果分析

2.2.1 心墙最大沉降处模型计算对比分析

图 4,图 5 给出了填筑完成与蓄水期广义塑性模型和邓肯 E-B 模型大坝心墙的竖向位移(向下为负),两者计算的心墙最大沉降都发生在心墙中部偏上,竖向位移的规律类似。邓肯 E-B 模型计算心墙填筑完成时最大沉降 6.4 m,约占坝高的 2.17%,蓄水完成后最大沉降从 6.4 m 减小到 6.1 m,占坝高的 2.06%。广义塑性模型计算的填筑完成时最大沉降为 4.9 m,占坝高的 1.66%,蓄水完成后最大沉降由 4.9 m 增加到 5.1 m,占坝高的 1.72%。在蓄水过程中,心墙一般认为是完全不透水,水压力直接作用在心墙上,在水压力和浮托力的共同作用下,心墙的沉降有一定的变化,两种模型计算的结果不同,邓肯 E-B 模型计算结果减小,而广义塑性模型计算结果增大。

应力路径对土体变形有影响。填筑过程中,可认为是等应力比加载 $p/q = \text{常数}$ ($p = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$, $q = \sigma_1 - \sigma_3$),蓄水时应力路径发生偏转,为 $dp/dq = \text{常数}$ 的复杂应力状态^[10]。图 6 为心墙最大沉降处 A 单元(如图 3 所示)的 $p-q$ 应力路径。可以看出,填筑期应力路径两者规律相同,偏转角略有不同。当蓄水高度达到最大沉降处单元时,应力路径都发生了偏转,两者的规律是一致的,但在蓄水后期,随着水位升高,邓肯 E-B 模型出现了第二次偏转,张如林^[11]使用邓肯 E-B 模型计算的糯扎渡大坝心墙在蓄水时也出现了应力路径的二次偏转,而广义弹性模型计算结果没有发生偏转。邓肯 E-B 模型计算的竖向位移偏大,本文计算未考虑湿化变形^[12-13],计算结果比较保守,而广义塑性模型计算结果更精确。

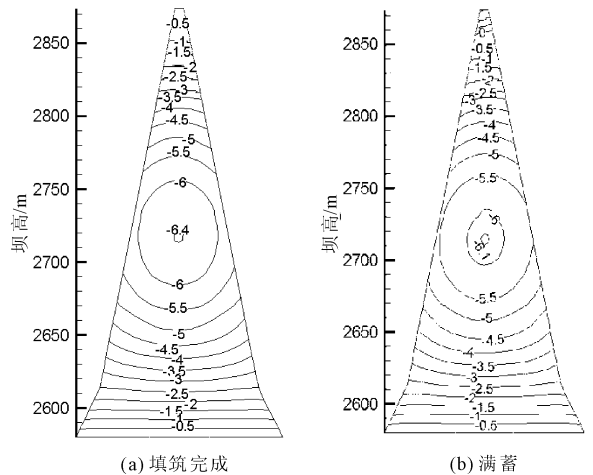


图 4 邓肯 E-B 模型计算大坝心墙竖向位移(单位:m)

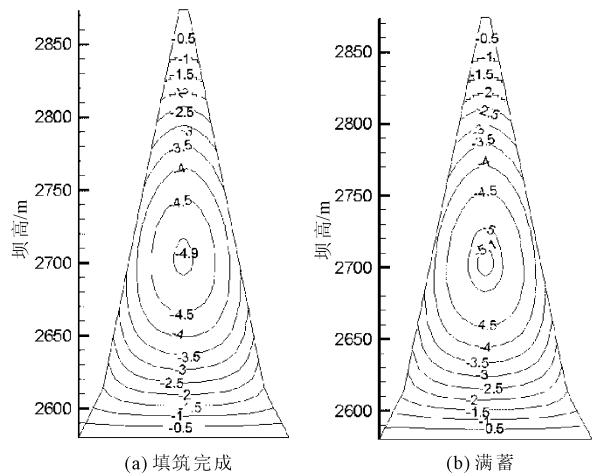


图 5 广义塑性模型计算大坝心墙竖向位移(单位:m)

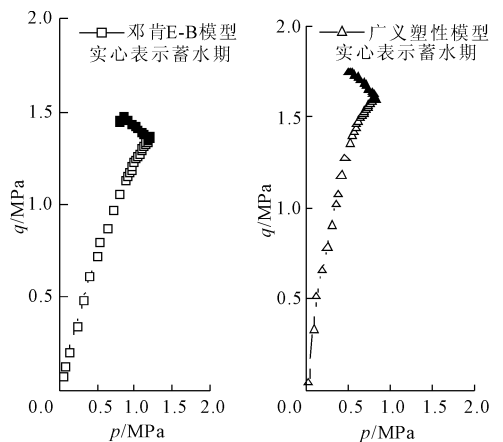


图 6 心墙最大沉降单元应力路径

2.2.2 心墙顶部沉降模型计算对比分析

图 7 为心墙顶部的竖向位移,由图 7(a)邓肯 E-B 模型计算的结果可以看出心墙顶部区域出现了正的位移,也就是说心墙顶部在蓄水过程中发生了上抬现象,上抬量为 0.6 m,而图 7(b)广义塑性模型

计算的结果显示,心墙顶部跟随心墙整体向下沉降,与心墙整体变形协调一致,没有出现上抬现象。许多实测资料表明,心墙顶部在填筑与蓄水过程中不会发生上抬现象。图 8 为心墙顶部单元 B(如图 3 所示)的应力路径,其中,心墙顶部单元荷载加载经历填筑 2 级,蓄水 40 级。可以看出,填筑过程的应力路径两者规律相同,蓄水过程出现明显的差异。实际的蓄水过程中,心墙顶部单元的大主应力和小主应力保持不变,直到蓄水位达到该点或者超过该点,由此可知,邓肯 E-B 模型计算结果的应力路径不符合以上分析,导致计算结果出现心墙顶部上抬现象。张宗亮等^[14]通过复杂应力路径试验表明邓肯 E-B 模型在一些复杂应力路径无法正确判别加载卸载情况,可能导致计算结果失真。蓄水过程中土体处于复杂应力状态,邓肯 E-B 模型无法正确判别土体处于加载或者卸载,计算结果失真,使心墙顶部产生了上抬。

3 结 语

(1) 邓肯 E-B 模型与广义塑性模型对掺砾黏土心墙料的固结排水剪切试验都可以进行模拟,邓肯 E-B 模型对于体变的模拟偏大,总体来说两者模拟结果与试验吻合度较好。

(2) 采用邓肯 E-B 模型和广义塑性模型对掺砾黏土心墙坝进行计算,广义塑性模型计算的心墙竖向沉降符合一般规律,心墙在填筑期与蓄水期的应力路径合理。邓肯 E-B 模型计算心墙竖向沉降偏大,在蓄水期的应力路径出现二次偏折,计算结果失真,心墙顶部出现上抬。

(3) 邓肯 E-B 模型参数简单、计算结果偏于安全,工程应用广泛;而广义塑性模型计算结果更精确,但整理参数比较复杂。至于掺砾黏土更适用于哪种模型有待与实测资料对比分析。

参考文献:

- [1] 朱建华,游 凡,杨凯虹.宽级配砾石土坝料的防渗性及反滤[J].岩土工程学报,1993,15(6):18-27.
- [2] 陈志波,朱俊高,王 强.宽级配砾质土压实特性试验研究[J].岩土工程学报,2008,30(3):446-449.
- [3] 杜晓东,迟世春,聂章博.掺砾心墙土料的动强度特性研究[J].水利与建筑工程学报,2014,12(3):110-114.
- [4] 姜德全,金 伟,姜媛媛.高心墙堆石坝应力应变分析[J].水电能源科学,2010,28(9):57-59.
- [5] 陈 青.高心墙堆石坝变形计算模型的对比与验证[D].北京:清华大学,2007.
- [6] Duncan J M, Byrne P M, Wong K S, et al. Strength, stress-strain bulk modulus parameters for finite element analysis of stresses and movements in soil masses [R]. Report No. UCB/GT/80-01, Berkeley: University of California, 1980.
- [7] 邹德高,徐 斌,孔宪京,等.基于广义塑性模型的高面板堆石坝静、动力分析[J].水力发电学报,2011,30(6):109-116.
- [8] 邹德高,杨依民,刘京茂,等.广义塑性模型在海洋砂土中的适用性研究[J].水电能源科学,2013,31(11):159-162.
- [9] 邹德高,孔宪京.Geotechnical dynamic nonlinear analysis - GEODYNA 使用说明[R].大连:大连理工大学土木水利学院工程抗震研究所,2003.
- [10] 郭熙灵,文丹译.粗粒料的现场压实[M].北京:中国水利水电出版社,1999.
- [11] 张如林.模拟大坝实际应力路径下堆石料本构关系研究[D].大连:大连理工大学,2008.
- [12] 刘祖德.土石坝变形计算的若干问题[J].岩土工程学报,1983,5(1):1-13.
- [13] 沈珠江.土石坝应力应变分析中的若干问题[J].水力发电学报,1985,4(2):10-19.
- [14] 张宗亮,贾延安,张丙印.复杂应力路径下堆石体本构模型比较验证[J].岩土力学,2008,29(5):1147-1151.

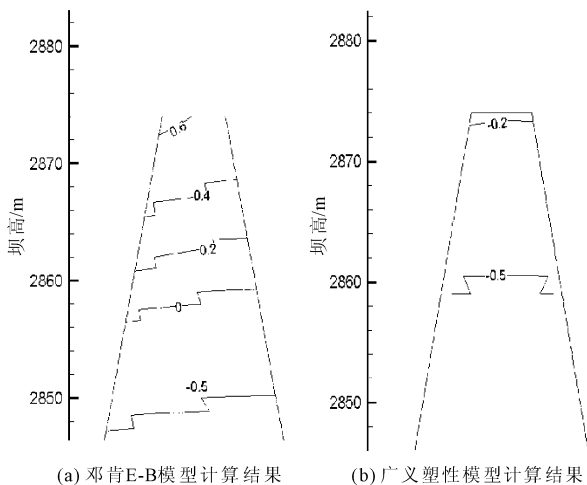


图 7 心墙顶部竖向位移(单位:m)

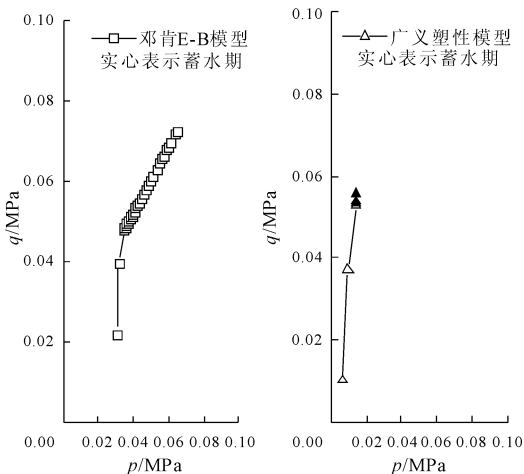


图 8 心墙顶部单元应力路径