

DOI :10.3876/j.issn.1000-1980.2012.04.012

水力吹填堤坝危险水力条件和防渗墙受力分析

王路军¹,李 锐¹,叶源新²

(1.上海市水利工程设计研究院,上海 200061;2.上海青草沙投资建设发展有限公司,上海 201206)

摘要:针对潮汐河口水力吹填堤坝的特点,对河口边滩水库堤坝边坡稳定的危险水力条件进行研究,采用非线性有限元方法结合防渗墙施工工艺特点分析水库蓄水后柔性防渗墙的应力应变,探讨不同墙体材料、变形模量以及工后沉降对墙体应力应变的影响。研究结果表明 潮汐河口水力吹填堤坝在外海潮位快速降落时不会达到骤降状态 河口边滩水库围堤采用柔性防渗墙是安全可行的,设计中应尽量选用‘ 高强低弹 ’的防渗体材料,合理控制弹强比。

关键词:潮汐河口堤坝 水力吹填堤坝 危险水力条件 防渗墙 应力应变分析 河口边滩水库 青草沙水库大坝

中图分类号:TV139.14

文献标志码:A

文章编号:1000-1980(2012)04-0426-06

Analysis of dangerous hydraulic conditions of hydraulic fill dam and impervious wall under impact of tidal action

WANG Lujun¹, LI Rui¹, YE Yuanxin²

(1. Shanghai Water Conservancy Engineering Design and Research Institute, Shanghai 200061, China ;

2. Shanghai Qing Cao Sha Raw Water Engineering Co., Ltd., Shanghai 201206, China)

Abstract:Based on the characteristics of the tidal estuarine hydraulic hill dam, the dangerous hydraulic conditions of the slope stability of an estuarine reservoir dam were studied. Stress deformation analysis of the flexible impervious wall after impoundment of the reservoir was conducted using the non-linear finite element method according to the characteristics of the construction techniques for the impervious wall. The effects of different materials, deformation modulus, and settlement on stress deformation of the impervious wall were studied. The results show that the rapid drawdown of the hydraulic fill dam in the tidal estuary would not occur when the tidal level declined rapidly, the flexible impervious wall was safe and feasible, and flexible materials with higher strength and lower elastic module should be preferentially applied in practical projects.

Key words:tidal estuarine dam ;hydraulic fill dam ;dangerous hydraulic condition ;impervious wall ;stress deformation analysis ;estuarine reservoir ;Qingcaosha Reservoir Dam

水力吹填筑堤是沿海筑堤挡潮的 1 种新技术,它利用水力吹填技术将粉细砂充填到土工管袋中并将其应用于填筑堤坝。上海及周边地区从 20 世纪 80 年代就开始了较大规模水下充泥管袋的应用研究,取得了较好的效果,并随着围垦工程的发展而得到广泛应用。近年来由于水资源的紧缺,河口边滩水库在长江口地区逐渐开始兴建,水力吹填筑堤技术也得以应用与发展。长江潮汐为非正规半日潮,潮位每日两涨两落,周期短,水位变化快。河口边滩水库尤为典型,坝体承受双向渗流作用,库内高水位形成向外的渗流场,库外水位每日快速起落,水位下降对库外边坡稳定不利。因此,十分有必要对水力吹填堤坝边坡稳定的危险水力条件进行研究,分析河口边滩地区潮位变化情况下堤坝是否会达到骤降状态,探讨水力吹填堤坝的渗透特性,研究其对危险水力条件的影响。

收稿日期:2011-07-04

基金项目:上海市科技人才计划(11QB1404100)

作者简介:王路军(1980—),男,浙江金华人,工程师,硕士,主要从事围垦工程设计及研究。E-mail:wljunwang@126.com

为解决砂性土地基的渗透稳定问题,围堤采用垂直防渗墙进行渗流控制。由于防渗墙属于隐蔽工程,其设计工作比较复杂,且并非所有防渗设计问题都有规范可循。河口软土地基的堤坝存在较大的工后沉降,需研究工后沉降的影响、墙体材料及成墙工艺的选型、墙体厚度的选定、墙体开裂等问题,目前尚无解析解。笔者针对潮汐条件下河口边滩水库水力吹填堤坝的实际情况,探讨边坡稳定的危险水力条件,并就适用于砂性土地基的搅拌桩成墙法、高压摆喷成墙法所形成的柔性墙体进行非线性有限元分析,尤其是针对不同时期防渗墙的应力分布特点进行分析和论证,探讨不同变形模量下墙体的变形规律及不同材料的墙体应力特点以及工后沉降对墙体应力的影响。

1 水力吹填堤坝危险水力条件分析

1.1 分析方法及有关参数

水库水位快速降落后,堤身内部浸润线的高低随着填筑材料渗透特性的不同而不同。堤身渗透性强,则水头消散快,浸润线低;堤身渗透性弱,则水头消散慢,浸润线高。曾有许多学者对衡量水库水位降落速度快慢的指标进行过研究。例如,1957 年施尼特和泽勒提出当判别指标 $k/(\mu v) < 0.1$ 时,可以认为水库水位降落为速降(骤降);当 $k/(\mu v) > 10$ 时,自由水面与水位同步下降,此时可以认为水库水位降落为缓降^[1],其中 k 为坝体渗透系数, v 为水位降落速度, μ 为给水度(在没有实测资料时,可以采用 $\mu = 1.137n \cdot (0.000\ 1175)^{0.607(6+\lg k)}$ 估算给水度, n 为孔隙率)^[2]。1977 年勃劳恩对具有水平褥垫式排水的土坝进行了试验研究,认为当 $k/(\mu v) < 0.1$ 时为骤降;当 $k/(\mu v) > 5$ 时,坝体自由面与水位同步下降,可认为是缓降^[1]。余湘娟等^[3]通过大比例模型试验研究,认为当 $k/(\mu v) < 0.13$ 时为骤降;当 $k/(\mu v) > 3.43$ 时为缓降。由此可见,骤(缓)降并非只取决于水位降落速度,它还与堤身土的渗透特性相关。《堤防工程设计规范》^[4]将水位降落速度分为 3 个阶段:骤降、缓降以及介于两者之间的中间状态,其中条文 E.6.1 明确规定当 $k/(\mu v) \leq 0.1$ 时,堤身内渗流自由面在水位降落后仍保持总水头的 90% 左右,故近似认为堤身浸润线基本保持原位置不变,这种情况对上游坡的稳定不利,为了偏于安全考虑,可以按照水位开始降落前的浸润线进行堤坡稳定分析。当 $k/(\mu v) > 60$ 时为缓降,此时堤身渗流自由面保持总水头的 10% 以下,已不致影响堤坡稳定,因此,一般不需要进行上游坡的水位降落稳定计算。只有在 $0.1 < k/(\mu v) \leq 60$ 的范围内,浸润线的下降介于上述两种情况之间,为进行上游坡的稳定分析,应计算浸润线下降的位置。

以目前长江口最大的蓄淡避咸水库——青草沙水库为例,环库大堤主要采用水力吹填工艺施工而成,为充砂管袋斜坡堤结构,其特点是围堤堤身两侧及下部主要由土工织物管袋吹填砂土堆叠而成,堤芯中上部由砂性土散吹形成。渗透系数的平均值为 1.73 m/d ,孔隙率的平均值为 0.86 ,库外潮位百年一遇的降落速度约为 15 m/d ,库内水位可近似视为恒定。经计算,库外长江侧潮位下降的 $k/(\mu v)$ 值约为 1.25 ,大于 0.1 ,介于缓降与骤降之间,为进行库外侧边坡的稳定分析,库外长江侧需要按非稳定渗流计算水位变化引起的堤身渗流场,进而分析外侧边坡的抗滑稳定。按照骤降状态计算得出的边坡抗滑安全系数必然比在实际非稳定渗流场下计算得到的安全系数小。以水库北围堤为例,咸潮期库内蓄水常水位维持在 7.0 m ,如库外潮位按照骤降考虑,计算得到外坡抗滑稳定安全系数为 1.33 (瑞典法),而按照非稳定渗流场得到的安全系数为 1.40 ,两者相差约 5% 。

1.2 水位降落速度及材料渗透特性对危险水力条件的影响

实际工程中的堤身土具有离散性,尤其是采用吹填筑堤工艺的水力吹填堤坝,堤身均采用砂性土吹填而成,堤身吹填土的渗透系数在较大的范围内变动, k 介于 $0.25 \sim 3.28\text{ m/d}$ 之间,离散系数为 0.59 ,因此判别指标 $k/(\mu v)$ 也具有较大的离散性。考虑到堤身土孔隙率离散性不大,故假定孔隙率不变,分析渗透系数的离散性对危险水力条件的影响。对于库内水位下降而言, $k/(\mu v)$ 实际上介于 $0.45 \sim 1.89$ 之间,均大于 0.1 ,库外水位迅速下降,但均不会达到骤降状态。

为了对比研究填筑材料特性对危险水力条件的影响,选取如表 1 所示的不同渗透特性的填筑材料进行分析,同时选取不同的水位降落速度(20 m/d , 15 m/d , 10 m/d , 5 m/d)进行分析,计算结果见图 1。由图 1 可知,水力吹填堤坝因其特殊的水力吹填工艺导致砂性土的渗透系数不会低于 $8.64 \times 10^{-2}\text{ m/d}$,相应的 $k/(\mu v)$ 不会小于 0.1 ,因此,对于河口边滩水库的水力吹填堤坝结构而言,外海潮位降落速度虽然快,但绝不会达到骤降状态。

表 1 典型材料的渗透特性

材 料	$k/(\text{cm}\cdot\text{s}^{-1})$	n	μ	资料来源
粗 砾	613	0.392	0.360	文献[2]
中粗砂	4.8×10^{-2}	0.394	0.180	文献[2]
粉 砂	2×10^{-3}	0.450	0.090	工程详勘
重粉质壤土	2×10^{-4}	0.442	0.007	文献[2]
含黏土的砂砾	2.5×10^{-6}	0.342	0.002	文献[2]

如图 1 所示,在不同的水位降落速度下,骤(缓)降的判别指标 $k/(\mu v)$ 与渗透系数 k 在双对数图上均呈较好的线性平行关系。通过正交化分析,得到 $k/(\mu v)$, k 与 v 三者之间的经验关系式:



图 1 $k/(\mu v)$ 与 k 的关系曲线
Fig. 1 Relationship between $k/(\mu v)$ and k

$$\frac{k}{\mu v} = 43.284 \frac{1}{v} k^{0.7315}$$

(1)

式中: k ——渗透系数, m/d ; v ——水位降落速度, m/d 。

根据式(1)可以由 k 与 v 很方便地计算出 $k/(\mu v)$, 以初步判断潮位降落的渗流状态(骤降、缓降及中间状态), 当 $k/(\mu v)$ 的数值较接近临界值时(骤降状态临界值为 0.1, 缓降状态临界值为 60), 可根据具体材料特性进行详细的计算分析。

2 柔性防渗墙的应力分析

2.1 分析方法及有关参数

采用商业软件 Plaxis 2D 进行非线性有限元分析, 本构模型选用适用于软土地区的硬化塑性模型^[5] (简称 HS 模型)。不同于理想弹塑性模型(摩尔库伦模型), HS 模型是一种改进的二阶岩土材料模型, 它可以模拟包括软土和硬土在内的不同类型的土体行为。HS 模型的基本思想是三轴加载条件下竖向应变和偏应力之间呈双曲线关系。

青草沙水库水力吹填堤坝模型有限元网格划分如图 2 所示, 采用 15 节点单元, 相对应的界面单元为 10 节点单元, 在防渗墙周边网格加密。



图 2 青草沙水库水力吹填堤坝模型网格划分

Fig. 2 Meshes of computation model of Qingcaosha hydraulic fill dam

水力吹填堤坝有关土体材料的主要参数见表 2~3, 其中防渗墙参数的确定主要基于现场试桩试验, 部分参数参考文献[6-9]综合确定。墙体与周围土体之间的接触面既不是完全光滑的, 也不是完全粗糙的, 需设置界面单元来模拟墙体与坝体的不连续性^[10], 界面单元采用弹塑性模型模拟土与结构的相互作用性状, 采用摩尔库伦准则区别弹性性状和塑性性状, 界面强度折减因子与结构接触的土层材料性质有关, 土与水泥土搅拌桩、高压旋喷桩之间的折减因子一般在 0.7~1.0 之间^[11-12]。

第 1 期模拟坝体的分期施工, 土方加载至顶, 工期 7 个月, 现已施工完成; 第 2 期为停歇期, 即土方完成至防渗墙施工前的时间段, 按 1 a 考虑; 第 3 期为防渗墙施工期; 第 4 期为加载运行期, 库内水位抬升至

7.0 m,库外水位周期变化,同时考虑地基土的逐步固结。

表 2 地基土计算参数

Table 2 Calculation parameters of foundation soil

土 层	$\rho_{\text{sat}}/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	$k/(\text{m}\cdot\text{d}^{-1})$	$E_{50,\text{ref}}/\text{MPa}$	m	ν_{ur}	R_{inter}
粉性土	1.84	0.173	5.20	0.66	0.200	0.85
砂质粉土	1.87	0.408	8.00	0.60	0.200	0.85
粉 砂	1.87	1.205	8.00	0.65	0.200	0.85
淤泥质土	1.70	2.3×10^{-4}	2.50	0.90	0.200	0.75
黏 土	1.75	2.3×10^{-4}	2.80	0.85	0.200	0.75
粉质黏土	1.80	2.5×10^{-3}	4.00	0.60	0.200	0.80

注： ρ_{sat} ——饱和密度； $E_{50,\text{ref}}$ ——三轴割线模量； m ——与刚度相关的幂指数； ν_{ur} ——泊松比； R_{inter} ——界面强度折减因子。

表 3 堤身及防渗墙材料计算参数

Table 3 Calculation parameters of dike and impervious wall

材 料	$\rho_{\text{sat}}/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	$k/(\text{m}\cdot\text{d}^{-1})$	$E_{50,\text{ref}}/\text{MPa}$	m	ν_{ur}	R_{inter}
吹填砂	18.5	1.00	9.2	0.5	0.200	0.85
搅拌桩防渗墙	21.0	2.32×10^{-3}	400	0.1	0.200	0.85
高压摆喷防渗墙	18.0	8.64×10^{-4}	1 800	0.7	0.200	0.85

2.2 防渗墙受力影响因素分析

2.2.1 不同变形模量的墙体位移分析

防渗墙墙体厚度与施工器械规格有关,不同施工工艺的墙体厚度及材料性质不尽相同,因此假定墙体的工艺、材料和厚度不变,分析不同变形模量下墙体的位移变化规律,见图 3。从图 3 可以看出,在搅拌桩墙体厚度不变的前提下,材料变形模量越大,墙体最大水平位移越小,水平位移变化幅度并不与变形模量变化幅度成比例增加。由此可以判断,在防渗墙厚度不变的前提下,当墙体变形模量变小并接近坝体材料的变形模量时,外界荷载主要由坝体承担,墙体位移主要取决于坝体位移。



图 3 不同变形模量下墙体的位移变化

Fig. 3 Horizontal displacement of impervious wall with different deformation moduli

2.2.2 不同材料的墙体应力分析

地基土上部以粉砂和粉土为主,堤身采用吹填工艺填筑,较适用于这种地质条件的防渗墙施工工艺为高压摆喷和搅拌桩成墙工艺。由于不同施工工艺的墙体厚度存在一定差异,为便于分析,假定这 2 种工艺成墙墙体厚度相同,对搅拌桩墙体和高压摆喷墙体这 2 种



图 4 不同材料的墙体主应力分布

Fig. 4 Principal stress distribution of impervious wall for different materials

不同的墙体材料进行数值模拟分析,不同材料的墙体主应力分布和应力水平分布分别见图4和图5。由图4可知,由搅拌桩墙体改为高压摆喷墙体后,防渗墙的变形模量增大,墙体的第一主应力和第三主应力也随之增大,但是增加比例不同。由图5可知,当墙体材料由高压摆喷墙体改为搅拌桩墙体时,变形模量降低,虽然减少了墙体应力值,但并不一定会改善墙体的应力状况,变形模量较小的搅拌桩墙体的最大应力水平和高压摆喷墙体的最大应力水平相近。究其原因,是墙体材料抗剪强度随变形模量的降低而降低,应力降低的数值小于强度降低的数值。从工程安全角度出发,设计中应尽量选用‘高强低弹’的材料。若分析结果表明其不能满足抗压强度时,应采取加大墙厚或改善材料配合比等措施来改善墙体应力状况。另外,从应力水平来看,对于10 m以下低水头作用的河口边滩水库而言,无论选用高压摆喷成墙工艺还是搅拌桩成墙工艺,墙体的应力水平均处于0.1以内,防渗墙墙体在施工及运行期所承受的剪应力都不大,均不会导致墙体开裂破坏。

从图4~5还可以看出,防渗墙墙体承受的荷载大小及方向是影响防渗墙应力的主要因素。虽然水库堤坝承受的水头差不足7 m,但是运行期的墙体应力均大于施工期的墙体应力,而且变形模量越大越明显。材料的变形模量是影响墙体应力的另一个主要因素。防渗墙的变形模量越大,防渗墙承担的荷载越大,墙体的第一主应力和第三主应力也越大,但是应力水平变化不明显。

2.2.3 固结沉降对墙体应力的影响

由于河口地区地基土为新近沉积土,属于正常固结或欠固结土,地基在新建堤身荷载作用下必然发生沉降,而工后沉降是否会引起墙体开裂尚只能采用数值模拟方法进行求解。为了分析工后沉降对墙体应力的影响,对搅拌桩防渗墙分别进行考虑固结作用和不考虑固结作用的墙体应力应变分析,结果见图6。由图6可知,墙体应力水平随着地基土的固结沉降而逐步增大,增幅随着沉降趋于稳定而变小,呈抛物线形变化,说明工后沉降的发生对墙体安全不利,地基最终沉降状态下的墙体应力水平达到最大,这意味着实际工程中只需评估地基土固结完成状态下的墙体安全情况,不需评估固结过程中的墙体安全情况。同时也说明实际工程中应选取土性差、沉降大的典型地质剖面用于数值模拟分析。

图5 不同材料的墙体应力水平分布

Fig. 5 Stress level distribution of impervious wall for different materials

图6 固结沉降对墙体应力水平的影响

Fig. 6 Effect of consolidation settlement on stress level of impervious wall

3 结 论

- a. 对于潮汐作用下的水力吹填堤坝而言,由于吹填用砂性土的渗透系数不会低于 8.64×10^{-2} m/d,在百年一遇潮位作用下,外海潮位降落时不会达到骤降状态。只有当堤身土渗透系数低于 8.64×10^{-3} m/d时才需要考虑外侧边坡的潮位骤降工况。
- b. 潮汐河口地区实际潮位降速介于骤降与缓降之间,在分析水位降落条件下围堤边坡由内向外的抗滑稳定时宜按照非稳定渗流计算浸润线的实时位置。
- c. 在防渗墙厚度一定的前提下,墙体最大水平位移与变形模量成反比,墙体受力与变形模量成正比。材料的变形模量越大,墙体最大水平位移越小,墙体所承受的外部荷载越大。
- d. 柔性防渗墙墙体位移主要取决于坝体位移,外界荷载主要由坝体承担。降低防渗墙变形模量虽减小了墙体应力值,但并不一定会改善墙体的应力状况,它还和墙体材料强度相关。设计中应尽量选用‘高强低弹’的防渗体材料,合理控制弹强比。

e. 对于河口边滩水库的较顺直围堤而言,只要是柔性材料防渗墙,无论选用高压摆喷防渗墙还是搅拌桩防渗墙,防渗墙与坝体均能协调变形,防渗墙墙体在施工期及运行期均不会开裂破坏。

f. 工后沉降越大,对墙体安全越不利,实际工程中只需评估地基土固结完成状态下的墙体应力情况,应重点关注土性差、沉降大的典型地质剖面。

参考文献：

[1] 毛昶熙. 电模拟试验与渗流研究[M]. 北京 水利出版社,1981.

[2] 毛昶熙. 渗流计算分析与控制[M]. 北京 中国水利水电出版社,2003.

[3] 余湘娟,王路军,张幸农,等. 堤岸退水速度判别指标的试验研究[J]. 水利学报,2005,36(8) 919-923. (YU Xiangjuan,WANG Lujun,ZHANG Xingnong, et al. Model test study on discriminant parameter for drawdown velocity of dike[J]. Journal of Hydraulic Engineering,2005,36(8) 919-923. (in Chinese))

[4] GB 50286—1998 堤防工程设计规范[S].

[5] BRINKGREVE R B J,BROERE W,WATERMAN D, et al. Plaxis 2D manual [R]. Delft :Plaxis BV,2010.

[6] 夏细禾,刘百兴,熊进,等. 长江堤防防渗工程施工研究及其应用[M]. 北京 中国水利水电出版社,2004.

[7] 李存法. 高压喷射灌浆防渗墙三维应力应变分析[J]. 土工基础,1993,7(2) 29-35. (LI Cunfa. Stress-strain analysis of high-pressure jetting impervious wall by the 3D FEM[J]. Soil Eng and Foundation,1993,7(2) 29-35. (in Chinese))

[8] 孙星亮,王海珍. 水平旋喷固结体力学性能试验及分析[J]. 岩石力学与工程学报,2003,22(10) 1695-1698. (SUN Xingliang, WANG Haizhen. Testing on physical and mechanical properties of horizontal jet-grouted soilcrete[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering,2003,22(10) 1695-1698. (in Chinese))

[9] 梁仁旺,张明,白晓红. 水泥土的力学性能试验研究[J]. 岩土力学,2001,22(2) 211-213. (LIANG Renwang,ZHANG Ming,BAI Xiaohong. Analysis of laboratory test results of cemented soil[J]. Rock and Soil Mechanics,2001,22(2) 211-213. (in Chinese))

[10] 杨泰华,贺怀建,俞晓. 桩土接触界面特征参数对基坑位移的影响分析[J]. 武汉理工大学学报,2010,32(14) 142-146. (YANG Taihua,HE Huaijian,YU Xiao. Influence analysis of the character parameters of the pile and soils ' interfaces to the displacement of foundation pit[J]. Journal of Wuhan University of Technology,2010,32(14) 142-146. (in Chinese))

[11] CHAO S J. Finite element analysis of the I-Lan reinforced soil retaining Walls[C]//Proceedings of the Computational Mechanics Wccm. Beijing :Tsinghua University Press,2004 201-210.

[12] 刘润,闫澍旺,张启斌,等. 天津地区地铁深基坑施工安全控制标准研究[J]. 岩土力学,2007,28(7) 1511-1517. (LIU Run, YAN Shuwang,ZHANG Qibi,et al. A study of control criterion for safe construction of deep foundation pit of underground in Tianjin area [J]. Rock and Soil Mechanics,2007,28(7) 1511-1517. (in Chinese))