DOI:10.11918/201905067

垂直扩容垃圾挡坝稳定性离心机试验与数值仿真

周小文[1,2],蒋浩然[1,2],周 密[1,2],程 力[1,2],韩泽军[1,2]

(1. 亚热带建筑科学国家重点实验室(华南理工大学),广州 510640; 2. 华南理工大学 华南岩土研究院,广州 510640)

摘 要: 垃圾填埋场的稳定性事关填埋场工程安全,为此,采用离心机试验和数值仿真模拟研究垂直扩容垃圾填埋场挡土土坝的稳定性.利用离心机试验检验陡峭垃圾挡坝在纯素填土材料填筑和加筋填土两种工况下的稳定性,验证其设计的合理性.通过与离心机试验获得的位移进行比对验证数值模型的可靠性,而后通过数值仿真扩展离心机试验结果,研究施工阶段和运营阶段,考虑加筋填土坝在施工运营阶段不同工况下的坝体安全系数和潜在滑移面的位置和形状,并对坝体填料渗透性、加固措施、坝体填料强度、筋材刚度和布置形式等影响因素进行对比分析.研究结果显示:对于垂直扩容垃圾挡坝扩容工程,加筋挡土坝的采用能有效提高由于场地限制的陡峭挡土坝的稳定性,使其达到设计要求.

关键词: 垂直扩容挡坝;稳定性分析;滑动面;垃圾挡坝;离心机试验;数值仿真

中图分类号: U213.1 **文献标志码:** A **文章编号:** 0367-6234(2020)11-0157-10

Centrifuge test and numerical simulation on stability of vertically extended earth dam in landfill project

ZHOU Xiaowen[1,2], JIANG Haoran[1,2], ZHOU Mi[1,2], CHENG Li[1,2], HAN Zejun[1,2]

(1. State Key Laboratory of Subtropical Building Science(South China University of Technology), Guangzhou 510640, China;
2. South China Institute of Geotechnical Engineering, South China University of Technology, Guangzhou 510640, China)

Abstract: The stability of a landfill is a key issue for the safety of the landfill project. Thus, centrifuge test and numerical simulation were carried out to investigate the stability of vertically extended earth dams in landfill projects. The stability of a steep extended earth dam with or without reinforced by geotextile was studied through centrifuge test, and the rationality of the design was verified. Before using the finite element (FE) method for parametric study, the FE model was validated by comparing with centrifuge test data in terms of soil displacement. Then, numerical simulations were conducted to extend the centrifuge test data during construction and operation stages. For extended earth dam reinforced by geotexile, the safety factor of the dam and the position and shape of potential slip surface were investigated under different working conditions during construction and operation stages. Effects of parameters such as permeability of fill soil, reinforced methods, shear strength of fill soil, stiffness and arrangement of reinforcement were analyzed and compared. Results show that for vertically extended earth dam projects, the stability of the steep dam reinforced by geotextile was effectively improved and not constrained by site conditions, which meets the demand of safety for design purpose.

Keywords: vertically exteneded earth dam; stability analysis; potential slip surface; landfill dam; centrifuge test; numerical simulation

目前,获批一个新的填埋场选址越来越困难,设计者常采用垂直扩容对已有的垃圾填埋场进行扩建.垂直扩容具有充分利用堆填区、降低建造费用、较易获批等优点[1].中国大部分垃圾填埋场均属于山谷型填埋场,在填埋场的坡脚处都建有垃圾坝,因此,在垂直扩容中垃圾坝也需要加固加高以增加填埋场的容量和提供额外的挡土阻力,从而增加填埋体的整体稳定性.垃圾填埋场失稳造成的危害非常巨大[2],填埋体的整体稳定性问题成为设计和运行中最重要的考虑因素之一,而垃圾坝的设计又是该问题的关键.垂直扩容是高效利用土地的一种方法,可以最大效率地利用土地资源,尤其是对中国人口众多的超级大城市而言.垂直扩容通常可分为两种方案:填土挡坝(通常为均质填土坝)扩容和加筋填土挡坝扩容[3].若填土坝方案不能满足要求或者需要较高的安全稳定性,应考虑加筋填土坝方案,加筋填土坝安全稳定性更高,但是造价相应增加.垂直扩容垃圾挡坝设计在中国暂无专业规范可依,而在美国加筋土坝应用于填埋场扩容较多,表 1 列出了一

收稿日期: 2019-05-10
基金项目: 国家自然科学基金(51508203);广东省水利科技创新项目(2015-17);广州市 2017 年科学研究专项重点项目(201707020047)
作者简介: 周小文(1965—),男,教授,博士生导师
通信作者: 周 密(1983—),zhoumi@scut.edu.cn

些美国垂直扩容填埋场中加筋土结构(在美国“加筋土坝”的称谓不常见,故此用“加筋土结构:geosynthetics reinforced soil(GRS) structures”). 在2010年前多为高度小于15 m的小型结构,而后逐渐出现了高度超过20,30 m的大型结构,在中国大型的加筋土垃圾坝应用还未见到报道.

表1 一些美国的垂直扩容垃圾填埋场中的加筋土结构

Tab. 1 GRS structures of vertically extended landfills in the United States

序号	工程	年份	加筋类型	高度/m	文献[c]
1	Pottstown Landfill	1996	—[a]	9.1	[4]
2	GROWS Landfill SW Expansion	2000	单向土工格栅	9.8	[5]
3	GROWS Landfill NE Expansion	2001	单向土工格栅	13.4	[5]
4	South Hadley Landfill	2010	双向土工格栅	14	[6]
5	Cherry Island Landfill	2011	双向土工格栅	21	[7-8]
6	Rolling hills landfill	2017	土工格栅[b]	37	[9]

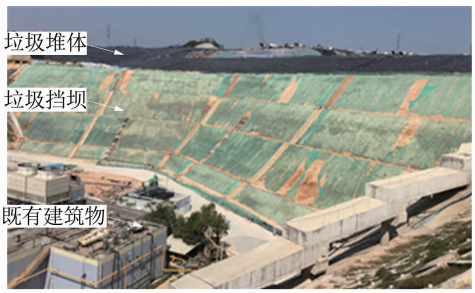
注:a. 未指明加筋类型;b. 未指明单向或双向;c. 此类案例报道极少见诸期刊文献,而散落于网上其他信息源.

对填土坝的稳定性研究由来已久,中国土石坝规范[10]通常采用刚体极限平衡分析法,对均质土坝规范推荐采用简化毕肖普法,对于复杂工况的稳定性计算需要采用数值算法,因而通用条分法和有限元得到了广泛应用[11-14]. 对加筋土坝的稳定分析,当前国内外均无专业规范,而是依据加筋土设计规范[15-17]采用圆弧滑面极限平衡法,无视筋土相互作用机理,把筋材作用当成一种总抗滑力,人为假定其作用点和方向,并按照一定规则分配给各层筋材,这种简化设计方法偏离实际甚远. 一些研究者[18-24]采用模型试验和数值模拟考察加筋土结构. 在模型实验方面,Zornberg等[19,24]采用离心机模型试验考察了加筋土边坡力学行为以及失稳破坏机制;在数值模型方面,Griffiths等[13-14,25]基于一些简单算例得出在合理处理筋土接触问题后认为将有限元强度折减法用于考察加筋土结构与考察一般土工结构并无本质区别,介玉新等[26]采用用强度折减法对加筋土边坡滑移破坏形态进行了研究.

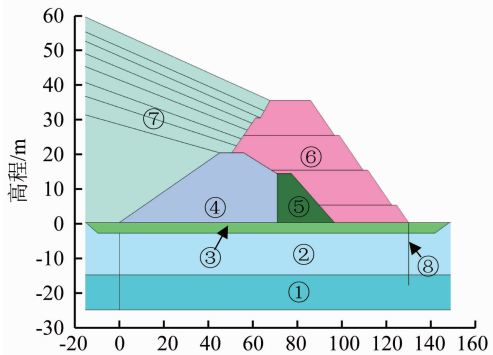
本文采用离心机试验和有限元数值计算分析对垂直扩容工程中垃圾挡坝的稳定性展开系统研究,研究结论不仅服务于实体工程,并且为加筋土坝推广应用于垃圾填埋场提供借鉴依据.

1 工程背景简介

本工程实例来源于位于广州市东北部郊区的兴丰生活垃圾卫生填埋场,为继上海老港垃圾填埋场后中国第二大的生活垃圾填埋场. 2012年该填埋场库容达到饱和,为增加库容在南侧边界新建了一个长300 m、高35 m的垃圾坝来增加750万 m^3 的容量. 受南侧既有建筑的限制(见图1(a)),新的垃圾坝边设计成了45°的斜坡并且采用土工布加筋,在坝高5,15和25 m处各设置2 m宽的平台,垃圾坝顶高35 m,宽12 m. 坡脚设计了一排灌注抗滑桩,旧坝靠新坝侧局部采用了注浆加固(即图1(b)中的⑤),坝体下2 m地基换填成高摩擦黏聚材料. 土工布极限抗拉强度为500 kN/m,其5%伸长率时的抗拉强度为285 kN/m,厚度为2 mm,垂直间隔0.5 m布置,覆盖新坝全部区域,坡面处反包土工布. 各土层分布见图1(b),其中①为地基下层土,主要成分为微风化花岗岩;②为地基上层土,主要成分为花岗岩残积土;③为地基换填土,主要成分为粗细颗粒混合填料;④为旧坝,主要成分为粗细颗粒混合填料;⑤为旧坝局部加固区,采用水泥注浆加固;⑥为新坝,主要成分为粗细颗粒混合填料;⑦为垃圾土,旧坝左侧垃圾土为已堆放的垃圾土,新坝左侧垃圾土为未来将堆放的垃圾土;⑧为抗滑桩,桩型为直径1.6 m、中对中桩间距1.8 m、桩长18 m(入岩3 m)的冲孔灌注桩. 地下水位处于地面以下2 m.



(a) 现场照片



(b) 典型断面

图1 垃圾坝

Fig. 1 Landfill dam

2　离心机模型

2.1　模型与材料

诸多研究采用了离心机模型来考察加筋土结构性能，Zornberg 等[18]指出尽管离心模型有一些缺点如非均匀加速场、边界效应、尺寸效应等，离心机实验为缩尺模型保持与原始模型相同的应力状态提供一个有效的途径. 本文建立两个离心机模型以考察坝体在有和无加筋情况下的变形和可能出现的破坏模式.

实验采用了长江科学院 CKY-2OO 离心机，其有效容量 200g·t，最大加速度 200g，配有模型箱长 1.0 m × 宽 0.4 m × 高 0.8 m. 本实验采用 100g 的模型，即缩尺比率为 1∶N = 1∶100，图 2 为离心机模型横断面. 实体工程中由于下游场地限制，仅能设置一排抗滑桩，但是挡坝与垃圾体非常巨大，单排抗滑桩对其稳定性影响有限. 为了较保守地评估垃圾挡坝的稳定性（抗滑桩的效果将在数值模型中考虑和分析，且获得的结论也证明了单排抗滑桩阻抗滑动效果有限），离心机模型仅模拟图 1 的新旧坝和垃圾土，图 2 中①为旧坝，②为新坝，③为垃圾土. 离心模型试验为了保守评估垃圾挡坝的稳定性，未考虑抗滑桩，抗滑桩影响作为安全储备. 坝体材料取自实际工程选用的粗细颗粒混合填料（剔除粒径大于 30 mm的土粒），级配曲线见图 3，经击实实验测得填料最大干密度为 1.92 kg/m^3，最佳含水率为（15.7 ± 2）%，排水直剪强度指标 c，φ 为 29.5 kPa、36.4°. 垃圾土采用松散的粉细砂模拟（仅模拟垃圾土对挡坝的土压力作用而忽略对垃圾土本身的力学性能模拟，粉细砂产生的推力略高于实际垃圾土，从而确保离心机试验是保守评估垃圾挡坝的稳定性），平均密度为 1.72 kg/m^3. 通过窄条拉伸实验和筋-土界面直剪实验筛选确定使用 0.45 mm 厚的涤纶来模拟 2 mm 厚的土工布，模拟依据筋-土界面摩擦相似和单位面积抗拉强度等效，即

$$c_{s-g,p} = c_{s-g,m}, \varphi_{s-g,p} = \varphi_{s-g,m}, \frac{T_{5\%,p}}{S_{v,p}} = \frac{T_{5\%,m}}{S_{v,m}}.$$

式中：$c_{s-g,p}$、$\varphi_{s-g,p}$为土工布 - 土界面黏聚力和内摩擦角，由筋 - 土界面直剪实验得为 10.14 kPa、35.1°；$c_{s-g,m}$、$\varphi_{s-g,m}$为涤纶 - 土界面黏聚力和内摩擦角，由筋 - 土界面直剪实验测得涤纶 - 土界面有相近的数值，为 9.5 kPa、34°；$T_{5\%,p}$为土工布 5% 伸长率抗拉强度，其值为 285 kN/m，$S_{v,p}$为土工布竖向间距，其值为 0.5 m，$T_{5\%,m}$、$S_{v,m}$为涤纶的上述对应参数，其值分别为 28.5 kN/m、0.05 m. 坝体土按 0.05 m分层在最佳含水率时人工锤击压实到密度≥1.85 kg/m^3. 涤纶按 0.05 m 一层铺设，在坡面进行反包以模拟实际工程中的土工布反包工艺. 由于离心机模拟渗流非常复杂且实体工程中垃圾堆体有设置排水井用以降低垃圾堆体中的地下水位，施工期和正常运营期排水井都有水泵抽水，且整个垃圾体由防渗膜隔离与外界地下水断开，其内部水仅由垃圾降解产生，其水量有限，通过水泵不间断抽水完全可以正常排出，故而其正常工况的地下水位较低，这正是离心机模型中不考虑渗流影响的原因. 而数值模拟对当垃圾体四周防渗膜破损的极端工况进行模拟，地下水进入垃圾体，考虑该极端情况下不同水位（渗流）对垃圾挡坝的稳定性影响.

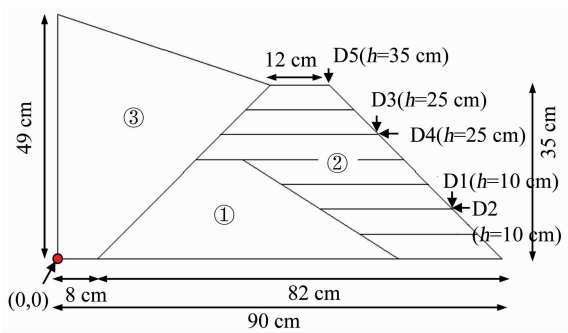


图 2　离心机模型横断面示意

Fig. 2　Schematic diagram of cross section of centrifuge model

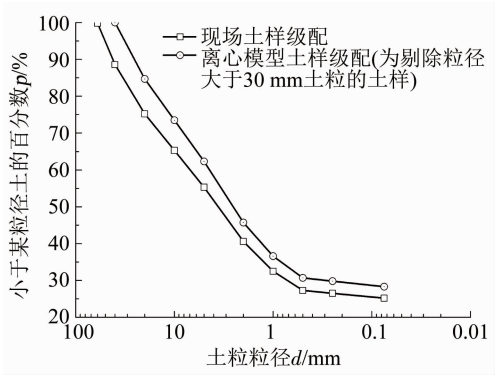


图 3　挡坝土样级配曲线

Fig. 3　Gradation curve of soil in dam

2.2　测试与结果

在坡面设置 5 个激光位移监测点以测量坡面水平和竖向位移，水平监测点为图 2 中 D2 和 D4，竖向监测点为图 2 中 D1、D3 和 D5. 图 4 为两个模型的加速过程，按 20g 每级逐级提高，每增加一级加速度稳定 7 min 后开始增加下一级，直到增加至 100g，运行持续一定时间，观察模型是否破坏. 从图 5 可以看出，两个模型均未发生破坏，忽视垃圾堆体的变形，仅考虑坝体变形，图 6 中模型 1（有加筋）和模型 2（无加筋）最大沉降量分别为 8.8，9.7 mm；最大水平位移量分别为 10.1，12.6 mm；最大沉降点均为点 D5，最大水平位移点均为点 D2；在 100g 离心加速度

运行阶段,监测点的位移量基本保持平稳. 离心机实验表明,有无加筋时坝体均不会失稳,这证明了采用粗细颗粒土料作为加筋土填料的可行性. 此外,土工布加筋能明显减小坝体的水平位移,相比无加筋坝,加筋坝水平位移量减少 19.8%,这与 Hu 等[23]通过位移场评估加筋效果的结论类似.

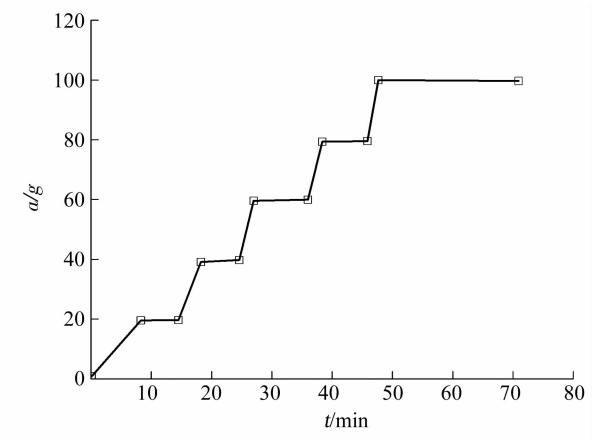
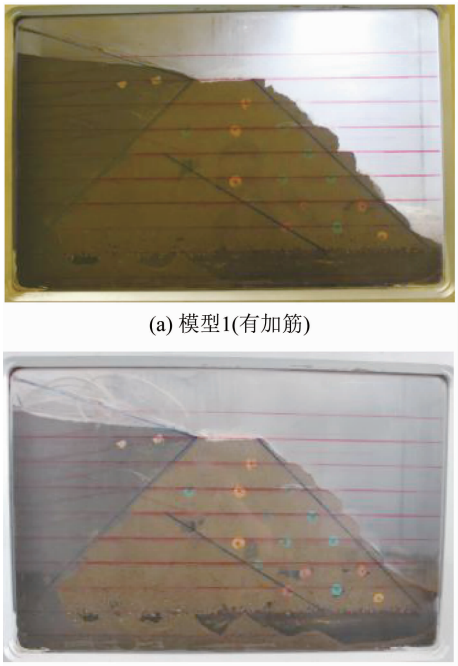


图 4 离心加速度历时曲线

Fig. 4 Acceleration interval curve in centrifuge test



(a) 模型1(有加筋)

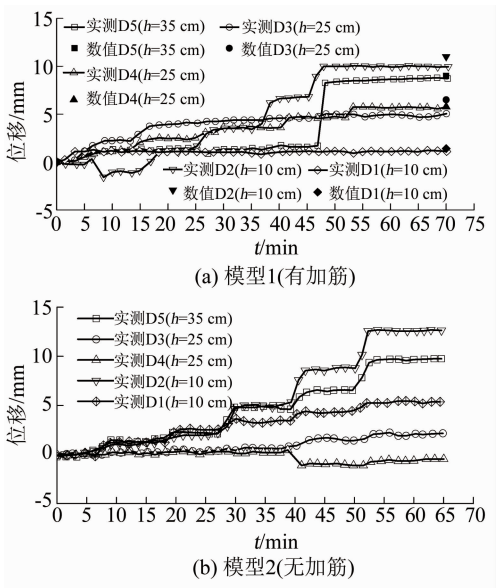
(b) 模型2(无加筋)

图 5 模型在 t = 70 min 时的照片

Fig. 5 Photos of models at t = 70 min

建立与离心机模型尺寸相同的数值模型(模型设置与材料取值见第 3 节),通过重力加载至 100g 可获得位移场(见图 7). 从挡坝水平总位移场可以看出:最大水平位移发生在高 10 ~ 20 cm 的坡面附近,与离心机模型监测到的最大水平位移点 D2(h = 10 cm)接近(见图 7(a)),最大水平位移量数值解为 11.3 mm,接近 D2 实测值 10.1 mm(见图 6(a));最大竖向位移发生在坝顶(不考虑垃圾堆体变形),与离心机模型监测到的最大竖向位移点 D5(h = 35 cm)在同一高程(见图 7(b)),最大竖向位移量数值解为 9.3 mm,接近 D5 实测值 8.8 mm(见图 6(b)).

由此可以看出,本文建立的数值模型能较好预测加筋挡坝的变形规律. 为了进一步考察加筋土坝在实际工况下的稳定性和破坏机理,将利用后续所建立的有限元数值模型进行分析.

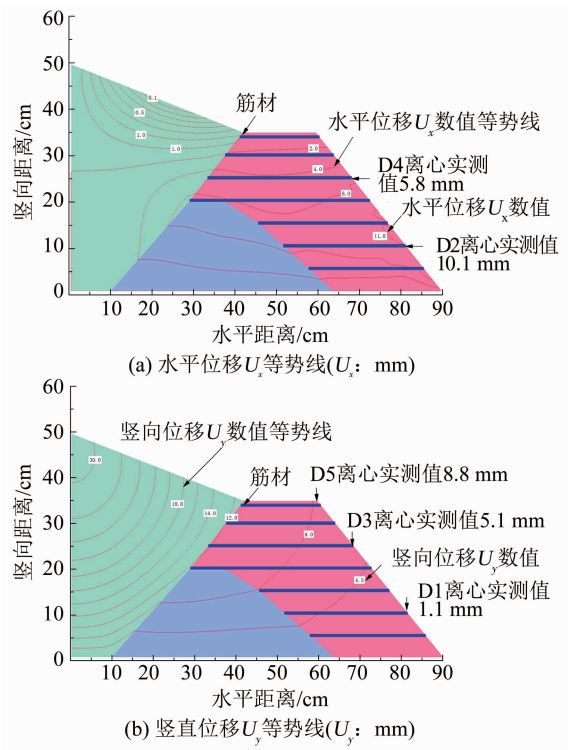


(a) 模型1(有加筋)

(b) 模型2(无加筋)

图 6 监测点位移–时间曲线

Fig. 6 Displacement-time curves of monitoring points



(a) 水平位移U_x等势线(U_x: mm)

(b) 竖直位移U_y等势线(U_y: mm)

图 7 挡坝数值位移场与监测点实测值对比

Fig. 7 Comparison of displacements of dam between numerical results and centrifuge test data

3　有限元数值模型

3.1　模型的建立

采用 Plaxis2D 有限元软件建立二维的平面应变数值模型，为减少边界尺寸效应，设置模型底边长 550 m，左侧高 135 m，右侧高 25 m. 采用标准的平面应变位移边界，左侧与底部为不透水边界，其余均为透水边界. 土体采用 15 节点三角单元，土工布采用 5 节点线单元，桩采用板单元. 按中等密度[28]划分网格单元，单元总数为 4 965，节点数为 40 199. 有限元模型的单元网格如图 7 所示，土工布用土工布单元模拟，土工布与土体摩擦接触，摩擦系数比依据筋-土界面直剪实验测得为 0.6，该系数来源于室内模型试验测试结果.

3.2　本构关系和材料属性

土体采用摩尔库伦模型，剪胀角设为 0，这与使用不相关联的流动准则一致. 土工布采用理想弹塑性模型，轴向刚度 EA = 1 000 kN/m；出于保守考虑，土工布拉力强度限值 N_p = 200 kN/m 以模拟土工布的受拉屈服（土工布 5% 伸长率时实验抗拉强度为 285 kN/m，见前文第 1 节）. 桩设为各向同性弹性体，轴向刚度 EA 取为 2×10^4 MPa × 3.14 × (0.8 m)^2/(1.8 m) = 2.23×10^7 kN/m，抗弯刚度 EI 取为 2×10^4 MPa × 3.14 × (1.6 m)^4/(64 × 1.8 m) = 3.57×10^6 kN·m^2/m，泊松比取为 0.2，则等效板厚 $d_{eq}=(12EI/EA)^{0.5}$ = 1.39 m. 土层参数取值依据现场测试和室内试验而定，土体的不均匀性会影响计算结果[32]. 为了简化模型，不考虑土体的不均匀性，取值汇于表 2，其中土的渗透系数设置为各向同性参数.

3.3　计算工况

为考察施工阶段和运营阶段坝体稳定性，建立 10 个计算工况，见表 3. 其中工况 1，2，3，4 分别对应新坝填筑至 5，15，25，35 m 高处；工况 5，6，7 对应新坝左侧垃圾土堆载至第 3，5，7 层，即垃圾土堆至新坝左侧 28，30，35 m 高处；工况 8，9，10 对应运营期垃圾土中水位上升（对应垃圾体周围防渗膜破损的极端工况，外界地下水进入垃圾体，且坝面防渗膜破损，坝体发生渗漏，该类工况是实际运行构成中的极端风险工况）可能引起坝体出现的 3 种稳态渗流情形，3 个渗流场是基于模型左侧边界水头高 32，42，59 m 作入渗点（见图 8，溢出点由计算确定）的 3 种水力条件计算而成；工况 1 ~ 7 中考虑水位 -2 m，即水位于地面以下 2 m. 对每个工况先进行塑性（即弹塑性变形）计算，再进行安全性分析，在工况 1 之前对已有的土层和结构通过重力加载生成初始应力. 土工布和桩输入值为保守考虑的长期强度设计值，故安全计算时不参与折减. 本文不考虑垃圾堆体的稳定性，为了排除垃圾土内部破坏对计算收敛的影响，垃圾土也设置为不参与强度折减.

表 2　计算参数

Tab. 2　Calculation parameters

参数	天然重度 γ/(kN·m^{-3})	饱和重度 γ_{sat}/(kN·m^{-3})	弹性模量 E/MPa	泊松比 v	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 φ/(°)	渗透系数 k/(m·d^{-1})
新坝	18.5	21	50	0.30	30	36	0.01
旧坝	18.0	20	30	0.30	20	30	0.01
垃圾土	16.0	18	10	0.30	10	15	0.01
上层基础	18.0	20	40	0.30	50	20	0.01
下层基础	21.0	22	500	0.20	200	35	0.001
换填区	19.0	21	50	0.30	20	35	0.01
加固区	21.0	22	150	0.25	100	30	0.001

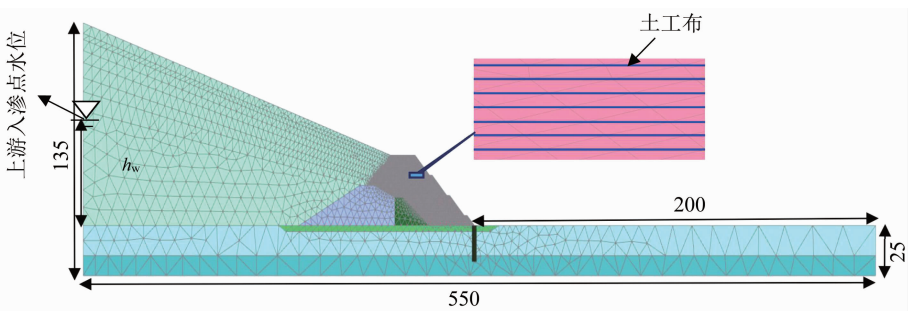


图 8　典型有限元模型网格（m）

Fig. 8　Typical initial mesh of FE model (m)

表 3 参数分析计算工况汇总

Tab. 3 Summary of cases in parametric study

工况	描述
1	填筑至 5 m;仅有旧坝右侧已有垃圾土;初始水位 -2 m
2	填筑至 15 m;仅有旧坝右侧已有垃圾土;初始水位 -2 m
3	填筑至 25 m;仅有旧坝右侧已有垃圾土;初始水位 -2 m
4	填筑至 35 m;仅有旧坝右侧已有垃圾土;初始水位 -2 m
5	新坝填筑完成;新坝左侧垃圾堆载至 26 m;初始水位 -2 m
6	新坝填筑完成;新坝左侧垃圾堆载至 30 m;初始水位 -2 m
7	新坝填筑完成;新坝左侧垃圾堆载至 35 m;初始水位 -2 m
8	新坝填筑完成;新坝左侧垃圾堆载至 35 m;初始水位 32 m
9	新坝填筑完成;新坝左侧垃圾堆载至 35 m;初始水位 42 m
10	新坝填筑完成;新坝左侧垃圾堆载至 35 m;初始水位 59 m

4 数值仿真结果分析

计算得到的安全系数由 Plaxis 中总乘子 $\sum M_{sf}$ 给出,潜在滑移面用剪应变增量 $\Delta\gamma_s$ 云图呈现. 图 9 显示了各工况下潜在滑移面的形状和位置及安全系数.

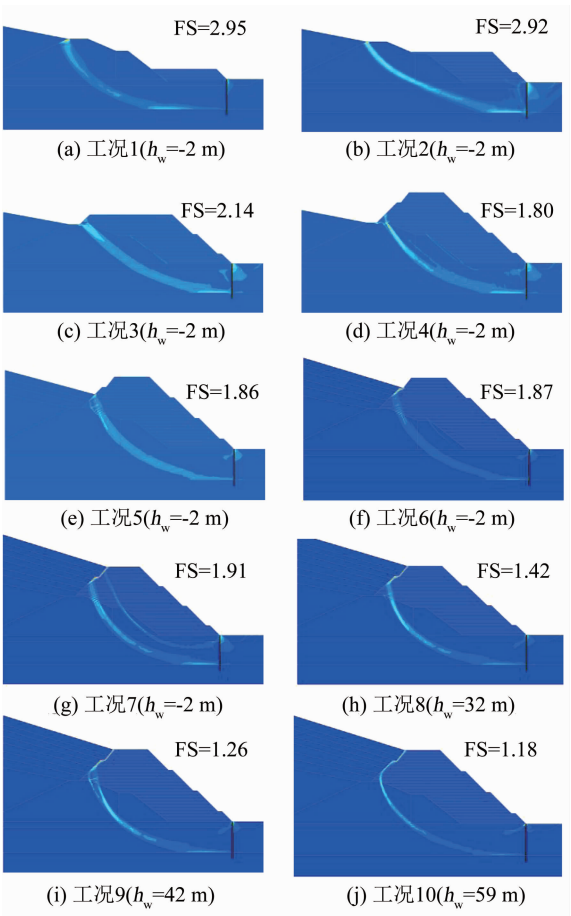


图 9 各工况下的潜在滑移面

Fig. 9 Potential slip surface under various working conditions

由图 9 可以看出,潜在滑移面主要位于旧坝与地基上层土范围内,仅有局部出现在新坝区域内;在新坝填筑阶段即工况 1 ~ 4,随着坝体筑高滑移面由深向浅发展,抗滑桩应力集中越来越明显,其对增量剪应变分布的干扰也越突出,使得桩附近的滑移面不易辨识;在垃圾土堆载阶段即工况 5 ~ 7,随着堆载进行滑移面逐渐变陡,左上部穿过新坝区域并与新坝左侧和垃圾土交界面贯穿,由于抗滑桩的存在,桩头(即坡脚)处出现新的滑移面迹象. 总体而言,当坝体内无渗流时安全系数均大于 1.8,由于 2D 模型忽略了土的空间不均匀性对最不利计算断面带来的不确定性,2D 模型计算得到的安全系数通常较 3D 稍微偏大(约 15% 以内)(Liu 等[32]),扣除 15% 的干扰坝体无渗流时计算得到的安全系数仍然满足 ≥1.5 的保守要求.

当坝体内出现渗流时安全系数急速下降,工况 8,9,10 的安全系数分别降至 1.47,1.264,1.18,这表明垃圾堆体中出现高于 32 m 的水位时,若衬垫发生泄漏引起坝体渗流则坝体安全储备不够,因此,坝体运营时应严格控制垃圾堆体中的潜水位在 32 m 高程(相对地面而言)以下.

为了进一步考察坝体渗透系数、地基(含旧坝)加固措施、新坝填料强度参数、筋材刚度和布置对整体稳定性的影响,分别建立不同的数值模型,计算不同变量下各工况的安全系数.

5 参数分析

5.1 坝体渗透系数

以图 8 模型为原型,保持 3 种初始水位线(工况 8,9,10)不变,将新坝、旧坝(含加固区)土体分别取不同的渗透系数以分析渗透强弱对边坡稳定性的影响. 图 10,11 显示安全系数随着土体渗透系数增大先减小后增大,当坝体的渗透系数接近地基上层土时,即在 5×10^{-3} ~ 1×10^{-2} m/d 时,安全系数降至最小即坝体受渗流影响最显著;当坝体的渗透系数小于地基渗透系数 1 个数量级以上时,坝体上游入渗水位虽然高,但坝体内浸润线快速降低,安全系数反而较大;当坝体的渗透系数大于 5×10^{-2} m/d 时,坝体相当于透水坝,上游入渗水位低,坝体内浸润线也低,坝体多数区域不受水的影响,因而安全系数也较大. 图 11 表明坝体中稳态水压等势线形状随着土体渗透系数增大先呈凹状后呈凸状;浸润线进入坝体的起始点高度随着土体渗透系数增大而降低,这与张晓咏等[33]采用 ABAQUS 进行渗漏作用下的边坡稳定分析得到的结果一致.

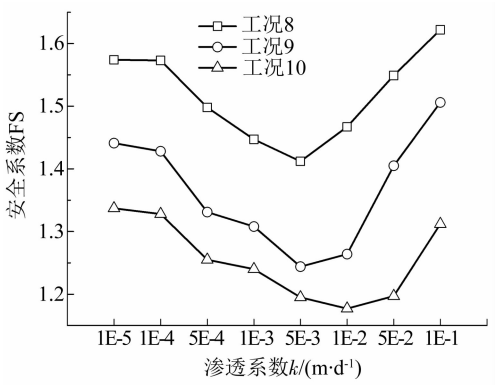


图 10　安全系数与坝体渗流系数之间的关系

Fig. 10　Relation between safety factor and permeability of soil

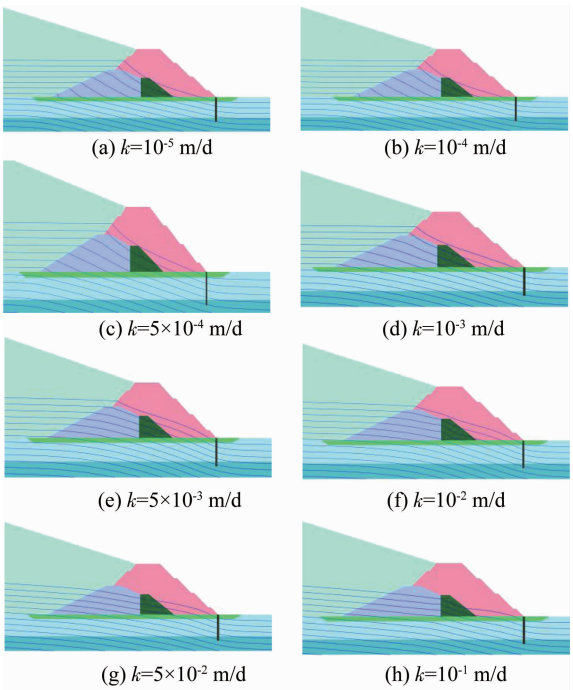


图 11　工况 8 下不同渗透系数时稳态孔压等势线

Fig. 11　Steady state pore pressure equipotential lines with different permeability coefficients in case 8

5.2　加固措施

由图 1 可知，本工程采用了 3 项加固措施，分别为换填浅层地基土（简称换填）、注浆加固局部旧坝（简称加固）、在新坝坡脚处采用抗滑桩（简称加桩）. 为评估各项加固措施对坝体整体安全系数的影响，建立了 6 个计算方案（见表 4）的数值模型进行对比分析，其中方案 1 不采用任何加固措施，方案 2仅采用换填（图 1 中的③），方案 3 仅采用抗滑桩（图 1 中的⑧），方案 4 仅采用注浆加固局部旧坝（图 1 中的⑤），方案 5 采用加固和换填，方案 6 采用加固、换填、加桩 3 种措施. 图 12 给出了各方案在上述 10 个工况下计算得到的安全系数. 各方案在各工况下的安全系数整体呈下降趋势，其中方案 1，2，3 在工况 1 下的安全系数明显低于其他方案，方案 1，2，3 旧坝未采用注浆加固措施，滑移面经过该区域，而方案 4，5，6 采用了注浆加固措施，滑移面位于加固区右下方（见图 9（a））；在坝体渗流阶段即工况 8～10，随着水位的升高坝体安全系数急速下降. 对比方案 1 和 6 在 3 个典型工况 4，7，8 下滑移面位置和形状（见图 13）可知，方案 1 在各工况下滑移面位置相对方案 6 要浅，并且穿越新坝上部加筋区，而方案 6 的滑移面基本不穿过新坝加筋区；方案 1 的滑移面接近坡脚，因其无桩基应力集中的影响，在坡脚附近的滑移面较方案 6 明显清晰. 由于挡坝下游场地限制仅能于坡脚设置一排抗滑桩，且抗滑桩若设置在坡中桩基施工会破坏土工布，垃圾堆体及挡坝体量大等因素，单排灌注桩的抗滑稳定效果有限，未能完全阻断滑动面，故而并没有对挡坝的破坏模式

表 4　不同的加固措施对应的计算方案

Tab. 4　Calculation schemes of different reinforced methods

方案	1	2	3	4	5	6
措施	无	换填	加桩	加固	加固 + 换填	加固 + 换填 + 加桩

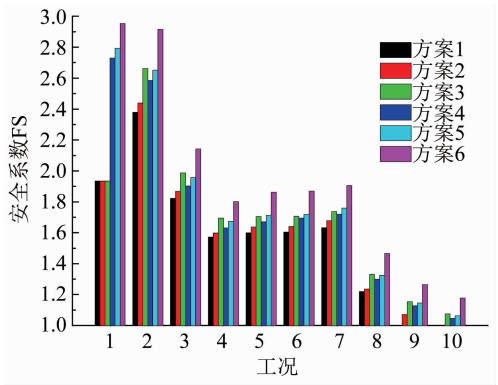


图 12　各方案的安全系数随工况变化

Fig. 12　Variation of safety factor for each scheme

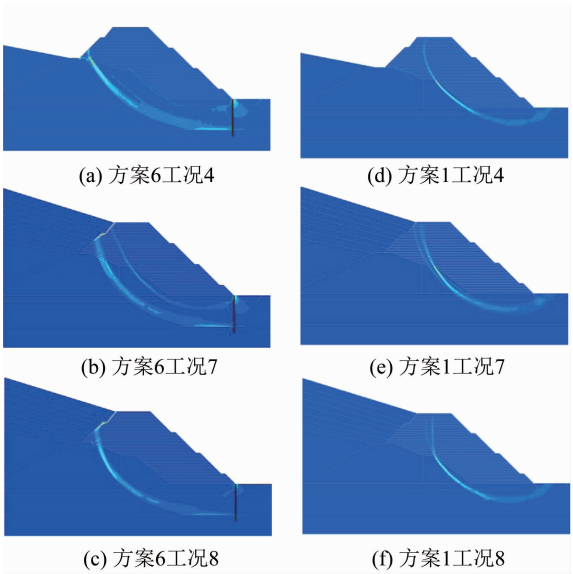


图 13　方案 6 和 1 在工况 4，7，8 下滑移面对比

Fig. 13　Comparison of slide surfaces of Schemes 6 and 1 in cases 4，7，and 8

造成明显改变,抗滑桩的使用仅仅作为安全储备. Ho[34]的研究显示,当抗滑桩位于坡体中部时才能起到最佳的抗滑稳定效果,而当抗滑桩位于坡脚时,仅能辅助提高稳定性,无法完全改变边坡的滑动模式. 该结论与本项研究的结论一致.

5.3 新坝填料抗剪强度

为考察新坝填料的抗剪强度对坝体整体稳定性的影响,建立以方案 1 为原型的数值模型,分别改变 c、φ 的取值,计算坝体在填筑施工完毕(即工况 4)、垃圾土堆载完毕(即工况 7)和坝体发生低水位渗流(即工况 8)时的安全系数,计算结果见图 14,15. 结果表明,在 $\varphi=36°$ 时 c 从 5 kPa 增大到 50 kPa,3 个工况安全系数分别提升 5%、6% 和 7%. 在 $c=30$ kPa时 φ 从 10°增大到 50°,3 个工况安全系数分别提升 23%、21% 和 18%. 这与 Zheng 等[35-36]观察到的加筋土桥台变形对 φ 较为敏感类似. Zheng 等[35]采用 FLAC 对加筋土桥台进行数值分析时发现填料的 c(在 0 ~ 75 kPa 变化)对加筋土桥台的水平位移影响大于竖向位移;Zheng 等[36]进一步研究填料的 c(在 0 ~ 12 kPa 变化)、φ(在 38° ~ 50°变化)对加筋土桥台的水平和竖向位移的影响发现,c 仅在高围压下有一定的影响,而 φ 在高、低围压下的影响均较明显.

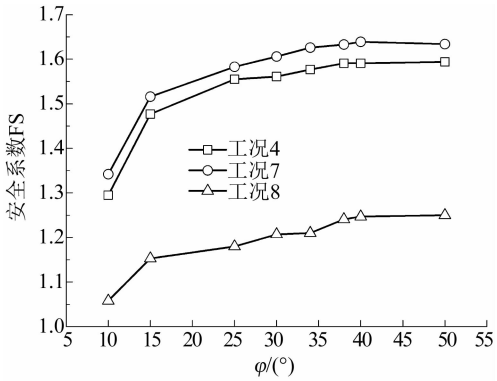


图 14 在 $c=30$ kPa 时安全系数 FS 与 φ 的关系

Fig. 14 Relation between safety factor FS and φ at $c=30$ kPa

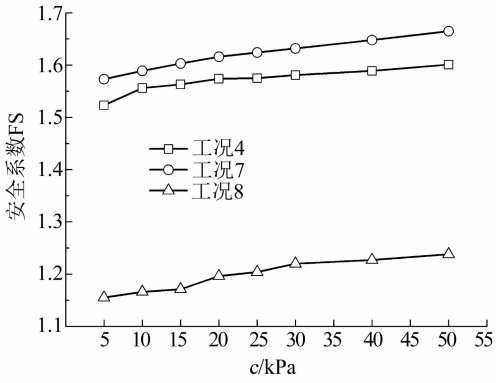


图 15 在 $\varphi=36°$ 时安全系数 FS 与 c 的关系

Fig. 15 Relation between safety factor FS and c at $\varphi=36°$

5.4 筋材刚度

为考察筋材刚度对坝体整体稳定性的影响,建立以方案 1 为原型的数值模型,改变 EA 的取值,计算坝体在填筑施工完毕(即工况 4)、垃圾土堆载完毕(即工况 7)和坝体发生低水位渗流(即工况 8)时的安全系数,计算结果见图 16. 可以看出,筋材刚度对坝体整体稳定性的影响较为明显,尤其是筋材刚度在数量级 10^2 范围内变化时,安全系数变化较大,而在数量级 10^3 范围内变化时,安全系数变化较小;坝体发生渗流(如工况 8)时,采用高刚度筋材对提高坝体整体稳定性仍然效果显著. Zheng 等[35]采用 FLAC 分析筋材的刚度对加筋土桥台的水平和竖向位移的影响时发现,随着筋材刚度由 500 kN/m 增大至 2 000 kN/m,水平位移由 48.6 mm 降低至 27.2 mm,竖向位移由 66.4 mm 降低至 49.8 mm,而当筋材刚度大于 1 500 kN/m 时竖向位移减少的效果不再明显,这与本文观察到的规律基本符合. 此外,Zornberg 等[18]通过加筋土边坡的离心模型实验发现,增加筋材刚度能显著提高边坡破坏时的重力加速度水平.

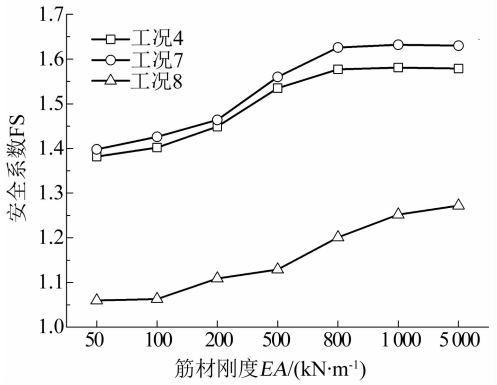


图 16 安全系数 FS 与筋材刚度的关系

Fig. 16 Relation between safety factor FS and reinforcement stiffness

5.5 筋材布置

为考察筋材垂直布置对坝体整体稳定性的影响,建立以方案 1 为原型的 4 个数值模型,分别模拟筋材间距为 0.5,1.0,1.5 m 和无加筋 4 种情况,计算结果见表 5. 考察筋材水平布置对坝体整体稳定性的影响时,建立以方案 1 为原型的 4 个数值模型,分别模拟筋材长度(从新坝右侧向左侧计算)为 11,21 m和满铺 3 种情况,计算结果见表 6. 结果表明,随着筋材间距变大各工况下的安全系数降低,尤其在坝体发生低水位渗流(即工况 8)时安全系数显著下降,甚至在筋材间距由 0.5 m 变为 1.0 m 时工况 8 下的坝体由稳定变为破坏;随着筋材长度变小各工况下的安全系数降低,但在坝体发生低水位渗流

（即工况 8）时坝体仍然未失稳，在筋材长度 11 和 21 m两种情况下的安全系数和滑移面非常接近，而在满铺情况下的安全系数显著提高，滑移面也不同于前两者，滑移面坡度变得陡峭，上部穿越加筋区域，底部穿越基础更深区域，见图 17.

表 5　不同筋材间距计算得到的安全系数

Tab. 5　Safety factor calculated from different vertical reinforcement spacing

S_v/m	工况 4	工况 7	工况 8
0.5	1.573	1.632	1.220
1.0	1.548	1.562	—
1.5	1.450	1.464	—
无	1.364	1.358	—

表 6　不同筋材长度计算得到的安全系数

Tab. 6　Safety factor calculated from different reinforcement lengths

L/m	工况 4	工况 7	工况 8
满铺	1.573	1.632	1.220
21	1.376	1.375	1.028
11	1.381	1.372	1.022

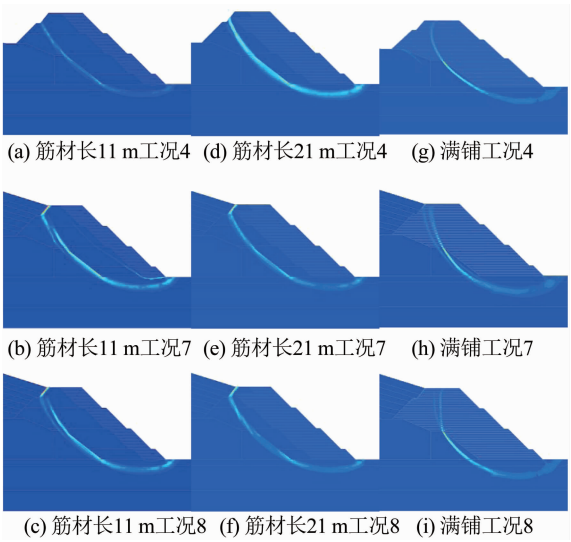


图 17　不同筋材长度在工况 4,7,8 下滑移面对比

Fig. 17　Comparison of slide surfaces of different reinforcement lengths in cases 4, 7, and 8

Leshchinsky 等[37]基于拉拔实验考察了单层加筋和双层加筋拉拔过程形成的剪切带和破坏形式，其结果显示双层加筋时，两层筋材和中间土体在实验过程中始终保持整体运动，这验证了本文采用筋土变形协调假设是合理的，同时可推断出 0.5 m 的筋材间距可使筋土保持较好的整体性. Morsy 等[38]采用数值方法对比分析两个高均为 6.85 m 加筋土墙的水平变形测量值，结果显示筋材间距为 0.2 m 的加筋土墙水平变形的测量值和数值解均明显小于筋材间距为0.4 m的加筋土墙的相应数值，并指出筋材间距小于 0.6 m 筋土始终保持整体运动. Zheng 等[35]对加筋土桥台分析时发现增大筋材长度（从 0.3 倍墙高变化至 1.1 倍墙高）能减少加筋土桥台的水平和竖向位移，但当长度大于 0.5 倍墙高，继续增大筋材长度以减少变形的效果将不明显，即出现临界长度，而本文未观察到临界长度，其原因可能是坝体的特殊外形使得新坝筋材满铺方案更贴合实际工程需求.

6　结　论

1）加筋能明显减小坝体的水平位移，提高坝体稳定性.

2）当垂直扩容时，土工布可有效提高挡坝稳定性，能适应陡峭坝体建造，满足工程需要.

3）文中所述的换填、加固和加桩 3 项加固措施不仅提高了坝体的安全系数，且对潜在滑移面的位置和形状也有较大影响.

4）对于本文中的该工程，离心机结果显示素填土坝方案能满足工程基本要求，但是加筋填土坝方案安全系数更高，能更好地满足工程的高标准要求.

参考文献

[1] 钱学德，施建勇. 现代卫生填埋场的设计与施工[M]. 2 版. 北京：中国建筑工业出版社，2011
QIAN Xuede, SHI Jianyong. Design and construction of modern sanitary landfill[M]. 2nd ed. Beijing: China Construction Industry Press, 2011

[2] QIAN Xuede, KOERNER R M. Stability analysis when using an engineered berm to increase landfill space [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2009, 135(8): 1082. DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000065

[3] 中华人民共和国住房与城乡建设部. 生活垃圾卫生填埋处理技术规范：GB 50869—2013[S]. 北京：中国计划出版社，2013
Ministry of Housing and Urban and Rural Development of the People's Republic of China. Technical code for municipal solid waste sanitary landfill: GB 50869—2013 [S]. Beijing: China Planning Press, 2013

[4] BALLOD C P. Mechanically stabilized earth berms Pennsylvania Landfill overview[C]// FNYSWA Spring Conference. New York: Federation of New York Solid Waste Associations, 2015

[5] EITH A W, BALLOD C P, HART M F, et al. Long-term performance of geogrid-reinforced mechanically stabilized earth (MSE) berms[C]//Proceedings of Geo-Frontiers Congress 2005. Austin, Texas: American Society of Civil Engineering, 2012. DOI: 10.1061/40782(161)4

[6] WEHLER B M, ALLEN B S. A project of many firsts: The South Hadley Landfill Cell 2D vertical expansion[N/OL]. The Patriot News, 2013-02-25 [Accessed March 27, 2020]. http://armgroup.net/wp-content/uploads/2013/02/http_harrisburgpatriotnews.pa_.newsmemory.pdf

[7] ESPINOZA R D, HOULIHAN M F. Capacity enhancement at coastal disposal sites [C]//Proceedings of Conference on Coastal Engineering Practice. San Diego, California: American Society of Civil Engineers, 2011: 226. DOI: 10.1061/41190(422)19

[8] GUPTA R, MORRIS J W F, ESPINOZA R D. Sustainable waste management using MSE berms at disposal sites[C]// SIVAKUMAR

BABU G L, REDDY K R, DE A, et al. Geoenvironmental Practices and Sustainability: Linkages and Directions. Singapore: Springer, 2017: 277. DOI:10.1007/978 - 981 - 10 - 4077 - 1_28

[9] Department of Environmental Protection. Rolling hills landfill: Southern Area Landfill expansion[EB/OL]. [Accessed March 27, 2020]. http://www.dep.pa.gov/About/Regional/Southcentral Region/Community% 20Information/Pages/Rolling-Hills-Landfill.aspx

[10] 中华人民共和国国家发展和改革委员会. 碾压式土石坝设计规范: DL/T 5395—2007[S]. 北京: 中国电力出版社, 2008
National Development and Reform Commission of the People's Republic of China. Design specification for rolled earth-rock fill dams: DL/T 5395—2007[S]. Beijing: China Electric Power Press, 2008

[11] CHEN Zuyu, MORGENSTERN N R. Extensions to the generalized method of slices for stability analysis[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1983, 20(1): 104. DOI: 10.1139/t83 - 010

[12] DUNCAN J M. State of the art: Limit equilibrium and finite element analysis of slopes[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1996, 122(7): 577. DOI: 10.1061/(ASCE)0733 - 9410(1996)122:7(577)

[13] GRIFFITHSD, LANE P. Slope stability analysis by finite elements[J]. Géotechnique, 1999, 49(3): 387. DOI: 10.1680/geot.1999.49.3.387

[14] CHENG Y M, LANSIVAARA T, WEI W B. Two-dimensional slope stability analysis by limit equilibrium and strength reduction methods[J]. Computers and Geotechnics, 2007, 34(3): 137. DOI: 10.1016/j.compgeo.2006.10.011

[15] 中华人民共和国住房与城乡建设部. 土工合成材料应用技术规范: GB/T 50290—2014[S]. 北京: 中国计划出版社, 2015
Ministry of Housing and Urban and Rural Development of the People's Republic of China. Technical code for application of geosynthetics: GB/T 50290—2014[S]. Beijing: China Planning Press, 2015

[16] BERG R, CHRISTOPHER B R, SAMTANI N. Design of mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes—Volumes I and II. Reports No. FHWA-NHI-10-024/025[R/OL]. Washington, DC: Federal Highway Administration. U. S. Department of Transportation, 2009

[17] BS 8006. Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills[S]. London: British Standards Institution, 2010

[18] ZORNBERG J, BARROWS R, CHRISTOPHER B R, et al. Construction and instrumentation of a highway slope reinforced with high-strength geotextiles[C]// Proceedings of the Geosynthetics '95 Conference. Nashville, TN: [s.n.], 1995

[19] 严志刚, 王德军, 张克绪, 等. 加筋土工布为筋件的结构变形分析[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2003, 35(5): 576
YAN Zhigang, WANG Dejun, ZHANG Kexu, et al. Deformation analysis for geotextile reinforced earth structure[J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2003, 35(5): 576

[20] 马强, 吴峰, 肖衡林. 土工格栅玻璃砂界面细观特性离散元研究[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2019, 51(8): 151
MA Qiang, WU Feng, XIAO Henglin. DEM study on interface performance of geogrid-reinforced glass sand[J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2019, 51(8): 151

[21] 乙丛涛, 吴林志, 果立成, 等. 三维编织复合材料加筋壳体的稳定性研究[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2004, 36(11): 1511
YI Congtao, WU Linzhi, GUO Licheng, et al. Stability of 3D braided composite stiffened shells[J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2004, 36(11): 1511

[22] ZORNBERG J G, SITAR N, MITCHELL J K. Performance of geosynthetic reinforced slopes at failure[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1998, 124(8): 670. DOI: 10.1061/(ASCE)1090 - 0241(1998)124:8(670)

[23] HU Yun, ZHANG Ga, ZHANG Jianmin, et al. Centrifuge modeling of geotextile-reinforced cohesive slopes[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2010, 28(1): 12. DOI: 10.1016/j.geotexmem.2009.09.001

[24] WANG Liping, ZHANG Ga, ZHANG Jianmin. Centrifuge model tests of geotextile-reinforced soil embankments during an earthquake[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2011, 29(3): 222. DOI: 10.1016/j.geotexmem.2010.11.002

[25] LIU S Y, SHAO L T, LI H J. Slope stability analysis using the limit equilibrium method and two finite element methods[J]. Computers and Geotechnics, 2015, 63: 291. DOI:10.1016/j.compgeo.2014.10.008

[26] 介玉新, 秦晓艳, 金鑫, 等. 加筋高边坡的稳定分析[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(4): 660
JIE Yuxin, QIN Xiaoyan, JIN Xin, et al. Stability of high reinforced soil slopes[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(4):660

[27] ZHANG L, GOH S H, YI J. A centrifuge study of the seismic response of pile-raft systems embedded in soft clay[J]. Géotechnique, 2017, 67(6): 479. DOI: 10.1680/jgeot.15.P.099

[28] BRINKGREVE R B J, BROERE W, WATERMAN D. Plaxis 2D reference manual 2018[Z/OL]. PLAXIS Company, 2018

[29] HOLTZR D. 46th Terzaghi lecture: Geosynthetic reinforced soil—from the experimental to the familiar[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2017, 143(9). DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943 - 5606.0001674

[30] LESHCHINSKY D, KALIAKIN V, BOSE P, et al. Failure mechanism in geogrid-reinforced segmental walls: Experimental implications[J]. Soils and Foundations, 2008, 34(4): 33

[31] YANG K H, ZORNBERG J G, LIU C N, et al. Stress distribution and development within geosynthetic-reinforced soil slopes[J]. Geosynthetics International, 2015, 19(1): 62. DOI: 10.1680/gein.2012.19.1.62

[32] LIU Yong, ZHANG Wengang, ZHANG Lei, et al. Probabilistic stability analyses of undrained slopes by 3D random fields and finite element methods[J]. Geoscience Frontiers, 2018, 9(6): 1657. DOI:10.1016/j.gsf.2017.09.003

[33] 张晓咏, 戴自航. 应用 ABAQUS 程序进行渗流作用下边坡稳定分析[C]//第十一次全国岩石力学与工程学术大会. 北京: 中国岩石力学与工程学会, 2010: 2927
ZHANG Xiaoyong, DAI Zihang. Analysis of slope stability under seepage by using ABAQUS program[C]//Proceedings of the Eleventh National Conference on Rock Mechanics and Engineering. Beijing: Chinese Society for Rock Mechanics & Engineering, 2010: 2927

[34] HO I H. Numerical study of slope-stabilizing piles in undrained clayey slopes with a weak thin layer[J]. International Journal of Geomechanics, 2015, 15(5): 06014025. DOI: 10.1061/(ASCE)GM.1943 - 5622.0000445

[35] ZHENG Yewei, FOX P J. Numerical investigation of geosynthetic-reinforced soil bridge abutments under static loading[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2016, 142(5). DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943 - 5606.0001452

[36] ZHENG Yewei, FOX P J, MCCARTNEY J S. Numerical simulation of deformation and failure behavior of geosynthetic reinforced soil bridge abutments[J]. Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, 2018, 144(7). DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943 - 5606.0001893

[37] LESHCHINSKY D, TATSUOKA F. Geosynthetic reinforced walls in the public sector: Performance, design, and redundancy[J]. Geosynthetics Magazine, 2013, 31(3): 12

[38] MORSY A M, LESHCHINSKY D, ZORNBERG J G. Effect of reinforcement spacing on the behavior of geosynthetic-reinforced soil[C]//Proceedings of Geotechnical Frontiers 2017. Orlando, FL: American Society of Civil Engineers, 2017: 112. DOI: 10.1061/9780784480458.012

(编辑 刘 彤)