

DOI: 10.11779/CJGE202002001

板桩结构土压力理论的创新发展

蔡正银

(南京水利科学研究院岩土工程研究所, 江苏 南京 210024)

摘要: 对于板桩码头, 其主要的荷载为作用于码头前墙上的土压力, 该荷载一方面是由于港池开挖引起前墙两侧土压力的不平衡产生, 另一方面是由于码头表面荷载作用于地基土, 从而增加了前墙陆侧的土压力。板桩码头深水化的关键要求必须解决港池挖深导致的前墙土压力急剧增大问题, “遮帘”和“卸荷”是减少前墙土压力的有效途径, 由于设置了遮帘桩和卸承台, 使得板桩结构的受力情况更加复杂, 涉及的关键科学技术问题是土和结构的相互作用。针对遮帘式和分离卸荷式板桩码头新结构开发过程中的土压力问题, 先后研究了土体密度与粒径对静止土压力系数的影响、遮帘式板桩结构的土压力“桶仓压力效应”和“遮帘效应”, 以及分离卸荷式板桩结构的土压力“卸荷效应”, 为板桩码头新结构的发展奠定了理论基础。

关键词: 板桩; 土压力; 桶仓效应; 遮帘效应; 卸荷效应; 离心模型试验

中图分类号: TU445

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)02-0201-20

作者简介: 蔡正银(1965—), 男, 二级教授, 博士生导师, 无党派人士, 江苏省第10届、11届、12届政协委员, 从事土的基本性质与土工测试、土的本构理论、土工离心模拟技术方面的研究工作。香港科技大学岩土工程博士毕业, 德国柏林工业大学博士后出站, 现任南京水利科学研究院岩土工程研究所所长。主要学术兼职包括:《岩土工程学报》主编, 中国土木工程学会理事, 中国水利学会理事, 中国水利学会岩土力学专业委员会常务副主任兼秘书长, 中国土木工程学会土力学与岩土工程分会土工测试专委会主任, 中国水利学会岩土力学专委会土工测试专门委员会主任, 国际土力学与岩土工程学会土工物理模拟技术委员会(ISSMGE TC104)理事, 水利部土石坝破坏机理与防控技术重点实验室副主任。主要研究方向为土工测试、土工数值仿真技术和离心模拟技术。先后主持完成了80多项科研项目, 是国家重点研发计划项目“高寒区长距离供水工程能力提升与安全保障技术”首席科学家, 国家863计划“现代交通基础设施建设和养护技术”项目召集人和“20万吨级深水板桩码头关键技术”课题负责人, 水利重大专项“咸寒区灌渠冻害评估预报与处治技术”项目负责人, 国家自然科学基金“粗颗粒土剪胀理论与本构模型”和“遮帘式板桩结构的挡土机理”项目负责人。获国家和省部级科技奖16项, 其中国家科技进步二等奖1项(排名第一), 省部级科技进步特等奖4项、一等奖7项(五项排名第一)。获国家发明专利36项, 实用新型专利10项。发表学术论文160余篇, 主、参编著作8部。主编国家标准2部, 主编水利、交通行业标准各1部, 主编水利和港口工程团体标准4部。获全国优秀科技工作者称号, 为全国水利系统先进工作者, 享受国务院政府特殊津贴专家, 中国航海学会首届科技贡献突出人物, 江苏省“333人才工程”中青年领军人才, 水利部“5151人才工程”部级人选。E-mail: zycai@nhri.com。



Innovation and development of earth pressure theories for sheet-pile structures

CAI Zheng-yin

(Geotechnical Engineering Department, Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210024, China)

Abstract: The main loads on a sheet-pile wharf are the earth pressures acting on its front wall. On one hand, they are induced by the imbalance of earth pressures at both sides of the front wall owing to excavation of harbor basin; on the other hand, the surface loads of the wharf acting on the foundation soils further increase the landward earth pressures of the front wall. For the sharply increasing earth pressures on the front wall induced by the excavation depth of harbor basin which is required by deep-water sheet-pile wharves, the “barrier” and “unloading” measures are the effective ways to reduce the earth pressures on the front wall. The presence of barrier piles and relief platform leads to more complex forces acting on the sheet-pile structures, and the key scientific and technical problem concerned is the interaction between the soils and the structures. With regard to the earth pressure problems during the development of novel structures such as barrier and separated unloading sheet-pile wharves, a series of researches are performed to lay the theoretical foundation for the

收稿日期: 2020-01-09

development of the novel structure of deep-water sheet-pile wharf, including influences of soil density and grain size on earth pressures at rest, silo effects and barrier effects of earth pressures on barrier sheet-pile structures, and unloading effects of earth pressures of separated unloading sheet-pile structures.

Key words: sheet pile; earth pressure; silo effect; barrier effect; unloading effect; centrifugal model test

0 引言

码头泊位是港口建设的核心,作为国家最重要的交通基础设施之一,对于国民经济的发展至关重要^[1-2]。相比同级别的重力式和高桩承台式码头结构,板桩码头造价要节省 25% 以上,特别适合粉砂质地区采用挖入式港池建港。新中国成立 70 年来,中国建设的板桩码头近 300 个,其中 200 多个是中小型码头泊位^[3]。20 世纪末在唐山港建成的 3.5 万吨级地连墙式码头,是当时国内最大的板桩码头。此后板桩码头的发展一直停滞不前,远远落后于重力式和高桩码头。

现代港口的发展要求码头泊位必须深水化,能否建成深水泊位成为板桩码头结构生存的关键^[4]。对于板桩式码头,水深的变化对其强度和稳定性的影响是极其敏感的:当码头前沿水深加大以后,作用于前墙上的土压力急剧加大,导致前墙的内力和变形随之增大,当达到某一水深时前墙由于过大的内力和变形就会发生破坏。对此单靠加大前墙的断面已不能解决上述问题,换言之,已设计不出经济合理的深水单锚式板桩码头结构,这也正是国内外板桩码头徘徊不前的主要原因。因此要发展深水板桩码头泊位,必须研发新的板桩结构。

板桩码头新结构开发的难点在于如何解决港池挖深与土压力和结构变形之间的矛盾,涉及的关键科学问题是地基土与码头结构相互作用^[5-6]。为了解决这个问题,中交第一航务工程勘察设计院有限公司、南京水利科学研究院、唐山港口实业集团有限公司、大连理工大学、天津深基工程有限公司等单位开展了产学研联合攻关,从板桩结构的土压力理论研究出发,进行了系统的理论与试验研究,基于“遮帘”和“分离卸荷”的原理,先后开发了“半遮帘式”^[7]、“全遮帘式”^[5]、“分离卸荷式”^[8]和“带肋板的分离卸荷式”^[9]4 种板桩码头新结构,如图 1 所示,将中国板桩码头结构建设水平从 3.5 万吨级提升至 20 万吨级。

2003 年起,随着板桩码头新结构的研发,研究成果在唐山港京唐港区和曹妃甸港区逐步推广应用,目前已建成深水板桩码头泊位 57 个,码头岸线达 14.7 km,年吞吐量超过 2.58 亿吨,成为粉砂质地区优先选择的码头结构型式。2012 年,板桩码头新结构从粉砂质地区推广应用到淤泥粉土质地区,在江苏盐城滨海港建设了 2 个 10 万吨级分离卸荷式板桩码头,进一步拓展了新结构的应用范围,实现了滨海港建设 10

万吨级深水码头泊位的梦想。

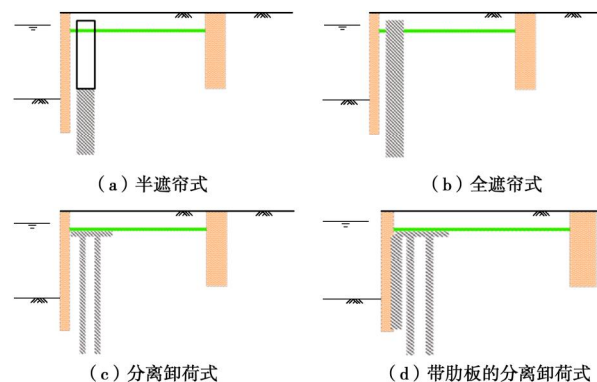


图 1 深水板桩码头新结构

Fig. 1 Innovative structure of sheet-pile wharves

深水板桩码头的发展过程就是对土压力理论的深入认识过程,先后研究了土体密度与粒径对静止土压力系数的影响、遮帘式板桩结构的土压力“桶仓压力效应”和“遮帘效应”,以及分离卸荷式板桩结构的土压力“卸荷效应”,为板桩码头的发展奠定了理论基础。

1 静止土压力系数 K_0

静止土压力系数 K_0 是土力学中的一个基本参数,对确定土体初始应力状态及对应的静止土压力分布具有重要意义^[10-11]。对于板桩码头,虽然研发了“遮帘式”和“分离卸荷式”等多种新的结构形式,但其土压力作用机理仍有类似之处,即均是通过依靠板桩入土部分及锚碇结构所产生的侧向土体抗力来保持码头整体结构的稳定^[3, 6]。在港池开挖前,前墙上的土压力可近似看成静止土压力,其大小取决于土体竖向应力和静止土压力系数 K_0 ,该力是板桩码头计算分析的基础。港池开挖后,前墙陆侧的土压力从静止土压力向主动土压力变化。

板桩码头结构主要适用于砂土地区,对于砂土的静止土压力系数主要影响因素有土的密度和粒径,对此国内外一些学者开展了大量的研究工作,但至今仍存在很大的争议。国内土力学教材中都有对砂土静止土压力系数 K_0 的相关描述^[12-17],且都认为 K_0 与土体密度有关,但在 K_0 如何随土体密度变化的认识上大相径庭。河海大学卢廷浩教授主编的《土力学》教材中松砂 K_0 值在 0.4~0.45,紧砂 K_0 值在 0.45~0.5;殷宗泽教授主编的《土力学与地基》中松砂 K_0 值在 0.5~0.6,紧砂 K_0 值在 0.3~0.5;清华大学李广信教授等主编的《土力学》教材中松砂 K_0 值取 0.6,紧砂 K_0 取

0.23。还有其他许多《土力学》教材中关于砂土 K_0 与密度的关系描述都不一样,更没有定量描述砂土 K_0 值随密度和粒径变化规律的报导。

1.1 K_0 的定义及确定方式

静止土压力系数 K_0 是指土体在无侧向应变条件下水平有效应力与竖向有效应力的比值^[18]。目前获得砂土静止土压力系数 K_0 的途径大致有以下3种。

第一种方法是室内试验法,主要是通过实验室条件下模拟土体的侧限状态,进而获得其对应的水平有效应力与竖向有效应力,随后计算得到相应的 K_0 值,其中比较常用是三轴仪法^[19-21]和侧压力仪(固结仪)法^[22-24]。三轴仪法是利用三轴仪,在土样加载过程中通过反馈控制围压和竖向应力,使土样始终不发生侧向变形,来获得 K_0 值。一些先进的能进行应力路径试验的三轴仪如 GDS 三轴仪、GCTS 三轴仪等都可以进行 K_0 试验。目前绝大多数试验实际上反馈控制的是土样的径向应变,而该应变是通过测量土样的体变和竖向上反馈控制带来的滞后效应,要真正控制土样侧向不发生变形很难,因此这种方法得到的 K_0 值是不太准确的。随着测试技术的进步,一些先进的三轴仪上安装了径向应变计,用来测量土样的径向应变,提高了径向变形反馈控制的准确性^[25],但试验过程中仍然存在很多不确定的因素,如径向应变计安装等问题。侧压力仪法是将土样安装在侧压力仪中,给土样竖向加载,通过测量土样四周封闭压力室内的水压力作为水平应力,从而计算得到土体的静止土压力系数 K_0 。同样由于土样加载过程中土体的侧向变形不均匀,且封闭压力室中的水会发生一定的压缩变形(主要是很难保证压力室完全没有空气),因此该方法测得的 K_0 值也存在一定的误差。

第二种方法是原位测试法,岩土工程勘察规范^[26]中推荐了两个现场试验来确定土的静止土压力系数 K_0 ,一个是旁压试验(PMT)^[27-29],它是利用圆柱形旁压器外的弹性膜在土中的扩张对周围土体施加均匀压力,测得压力与径向变形的关系,通过计算得到对应状态土体的 K_0 值;另一个则为扁铲侧胀试验(DMT)^[30-32],具体是将扁铲探头贯入土中,达到指定深度后利用气压使扁铲侧面的圆形钢膜向外扩张获得对应的压力-变形规律,进而得到相应的 K_0 值。随着原位测试技术的进一步完善,多功能静力触探(CPTu)^[33-34]、原位土体水平压力测定仪(KSB)^[35]等新技术也被逐渐使用。上述方法均能简单、快速获得土体的静止土压力系数 K_0 值,但在仪器安装过程中会不可避免地发生了一定的侧向变形,这与静止土压力的定义相矛盾。

第三种方法是经验公式法,主要是通过构建静止土压力系数 K_0 与土体有效内摩擦角^[36]、塑性指数 I_p ^[37] 及超固结比 OCR^[38] 等指标之间的关系,得到可表征相应状态土体 K_0 值的经验公式,其中以 Jaky 公式^[36] ($K_0=1-\sin j'$, 其中 j' 为土体的有效内摩擦角)的应用最为广泛。但有研究表明^[39],对于摩擦角较大的土体, Jaky 公式计算值将明显低估其 K_0 。此外,摩擦角 j' 是土体的基本参数,与土体的密度无关,按照该公式 K_0 一定与土的密度无关,这显然不符合实际情况。在工程计算及分析中,也常会借助弹性理论由泊松比反推确定土体的 K_0 值,但运用此方法获得的 K_0 值与实际情况相差较远。

1.2 砂土 K_0 离心模拟

纵观现有对静止土压力系数 K_0 的研究,准确获得 K_0 值的前提在于土体能否真正处于侧限状态。针对上述不足,自2005年起,笔者及团队将离心模型试验引入砂土静止土压力系数 K_0 的研究中,较为成功地实现了试验过程中土体处于侧限状态这一关键技术难题,在此基础上,进一步研究了土的初始相对密度和粒径对砂土静止土压力系数 K_0 的影响。

(1) 模拟均质砂土层单墙 K_0 离心模型试验

土工离心模型试验是一种物理模拟技术,由于能保持模型和原型应力相似,可再现原型的反映特性,目前离心模拟技术已经应用到各行各业。将砂土模型置于离心场下试验,不但可避免室内单元试验中因试样尺寸过小导致的尺寸效应,同时可还原土体的真实应力场,是一种研究砂土静止土压力较为理想的手段。

本次离心模型试验是在南京水利科学研究院 400 g-t 大型土工离心机上进行的,如图2所示。该离心机的最大半径为 5.5 m,最高离心加速度 200g,相应最大负荷为 20 kN,容量(最大离心加速度与此时的最大负荷之乘积)达 400 g-t。加速度控制采用可控硅无级调速方式。该机配有 100 个银质滑环通道用于信号传输,其中 10 路电力环,1 路气压环,2 路液压环,以及 64 路高精度数据传送环。该机还配有一套 CCD 摄像系统,可随时从操作室的监视器中观察试验过程中模型的变化。试验拟采用大型平面应变模型箱,其箱体净空尺寸为 1000 mm(长)×400 mm(宽)×550 mm(高),模型箱的一侧侧板为透明航空有机玻璃板,是试验过程中拍摄和监视模型的窗口。

为了在离心场下近似实现土体的侧限状态,将一块高度为 360 mm、宽度为 400 mm 的铝合金板(这里称为单墙)预先竖直固定在模型箱中部,然后均匀地撒上一层细砂,则模型在被逐级加速的过程中,单墙对称承受侧向土压力,对应的墙体可视为无侧向变形,此种条件下单墙所受的侧向土压力可视作侧限状态下

的静止土压力。通过测量试验过程中单墙一侧的侧向土压力，结合测点位置的竖向应力（即自重应力）计算值，最终确定砂土静止土压力系数 K_0 。其中单墙的侧向土压力由土压力传感器直接测得，而测点位置的竖向应力根据测点处土层的深度和土样的密度计算得到。土层的深度由其初始深度结合模型箱顶部的激光位移传感器所获得的土体竖向变形进行校正。



图2 NHRI 400 g-t 大型土工离心机

Fig. 2 NHRI centrifuge system (400 g-t)

图3为模型中土压力传感器和激光位移传感器的布设图。土压力传感器均布置在金属板一侧，共10只（编号pf₁~pf₁₀）。激光位移传感器则安装在模型箱顶部，共5只（编号S₀~S₄）。试验所用的土压力传感器均为定制的BW-3微型土压力盒，该型传感器为膜式结构，直径16 mm，厚度4.8 mm，量程为0~800 kPa，具有尺寸小、灵敏度高、稳定性高等优势，具体性能参数可参考文献[40]。

试验土样选用唐山港曹妃甸港区的细砂，通过砂雨法制备成相应的地基模型。细砂的平均粒径 $d_{50}=0.129\text{ mm}$ ，地基模型的密度 $r_d=1.44\text{ g/cm}^3$ ，相对密度 $D_r=0.45$ ，内摩擦角 $j'=33^\circ$ 。

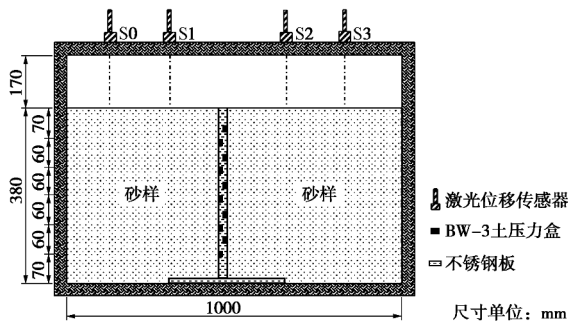


图3 单墙模型及传感器布置图(修改自蔡正银等^[54])

Fig. 3 Layout of single wall model and sensors (after Cai et al.^[54])

图4为单墙在设计加速度 $75g$ 下的侧压力随深度分布结果。从图中可以看出， K_0 条件下单墙的侧向土压力随标高呈线性分布，符合土力学的基本常识，这也初步验证了采用离心模型试验获得静止土压力系数 K_0 方法的可行性。根据上述侧向土压力实测值和测点处的竖向自重应力计算值，通过拟合得到最佳拟合直线，其斜率等于0.45，即此风干细砂土的静止土压力系数 K_0 为0.45。

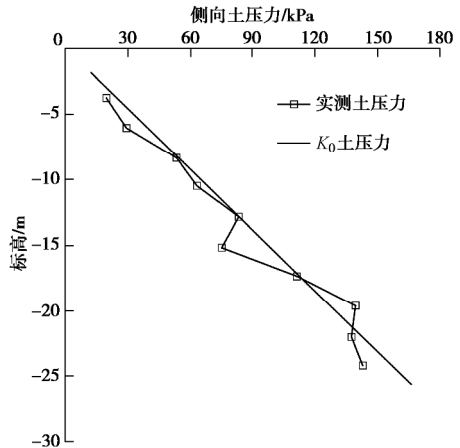


图4 离心场下单墙侧向土压力分布(修改自蔡正银等^[54])

Fig. 4 Lateral earth pressure profile against single wall (after Cai et al.^[54])

(2) 密度和粒径对 K_0 的影响

单墙 K_0 离心模型试验初步证实了离心模型试验是获得静止土压力系数 K_0 的一种较为理想的手段。下面将介绍笔者团队利用离心模型试验来研究干砂密度和粒径对 K_0 影响的一些最新试验结果及初步结论。

a) 试验设备

本试验是在南京水利科学研究院 $60\text{ g}\cdot\text{t}$ 土工离心机上进行的。该机有效半径为2 m，最大载荷：100g时，6 kN；200g时，3 kN。加速度控制采用可控硅无级调速方式。该机配有60个银质滑环通道用于信号传输，可满足应力、应变、弯矩、位移等多种物理量的测量需要。

试验模型箱尺寸为 $700\text{ mm}\times 350\text{ mm}\times 450\text{ mm}$ （长×宽×高）。与单墙 K_0 离心模型试验中实现土体侧限状态的思路类似，这里制作了两块不锈钢板，试验时安放在模型箱两侧。钢板高度为450 mm，宽度350 mm，厚度为20 mm。将BW-3微型土压力盒直接嵌入钢板一侧，保持其测量表面与钢板表面平齐。每个钢板表面平行布置两排土压力盒，每排从上到下布置4只，间距60 mm，具体的模型和传感器布置如图5所示。

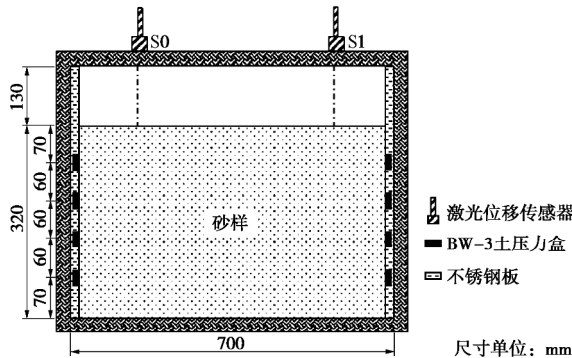


图5 模型和传感器布置

Fig. 5 Layout of model and transducers

b) 试验土样

试验土样为福建标准砂，按不同粒径大小分为3

种,依次记作#1、#2和#3,其中#1为细砂,#2为中砂,#3为粗砂,3种砂的级配曲线如图6所示。根据土工试验方法标准^[41]确定上述3种砂土对应的物理力学指标为: #1砂, $r_{dmax}=1.60\text{ g/cm}^3$, $r_{dmin}=1.40\text{ g/cm}^3$, $d_{50}=0.183\text{ mm}$; #2砂, $r_{dmax}=1.64\text{ g/cm}^3$, $r_{dmin}=1.43\text{ g/cm}^3$, $d_{50}=0.487\text{ mm}$; #3砂, $r_{dmax}=1.71\text{ g/cm}^3$, $r_{dmin}=1.46\text{ g/cm}^3$, $d_{50}=1.609\text{ mm}$ 。

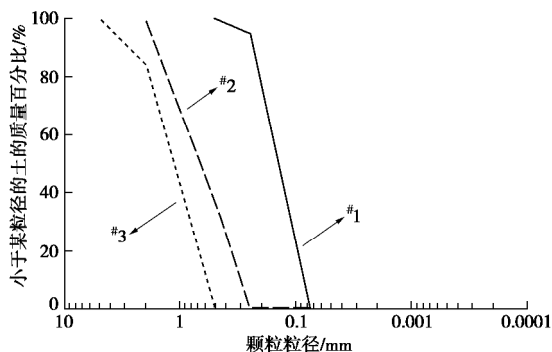


图6 土样颗粒分布曲线

Fig. 6 Grain-size distribution curve of soil

c) 制样方法

砂土的初始密度控制是本试验成功的关键,所有砂土模型均采用砂雨法制作。研究表明^[42-43],在采用砂雨法制作离心模型试样时,其密度主要受落距和出砂速率的影响。为了获得不同初始密度的砂土模型,对上述3种砂土分别进行砂雨法制样试验,通过改变砂雨法制样过程中落距、出砂孔形状及出砂孔尺寸,来控制试样的初始密度。

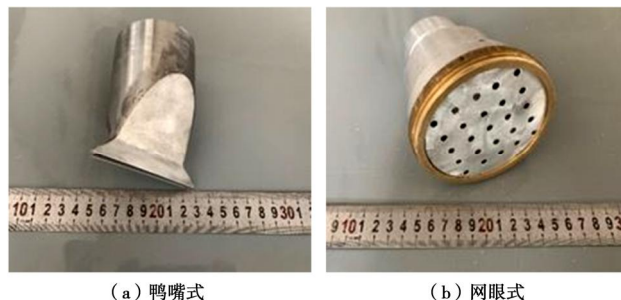
制样试验共设置了9种落距,依次为20,30,40,50,60,70,80,90和100 cm。出砂孔形状则分为鸭嘴式和网眼式两种,如图7所示,其中鸭嘴式的出砂孔宽度分别为3,5 mm,而网眼式的出砂孔直径同样设为3,5 mm。制样试验由自制的砂雨装置来实现,通过大量的试验最终得到采用不同落距、不同出砂孔形状与不同出砂孔尺寸所制备试样的密度分布规律,如图8所示。对于#1和#2砂土,由于采用鸭嘴式出砂孔无法制备高密度的试样,因此选择一种组合形式的制样方法,即采用鸭嘴式出砂孔来制备密度较低的试样,而对于密度较高的试样则通过网眼式出砂孔来制备,具体组合方式如图8中的制样路径所示。

d) 试验结果与分析

试验进行前在离心机上分别采用砂标和水标^[44-45]的方法对土压力传感器进行了标定,确定了合理的标定系数,为后续量测作用于不锈钢板上的侧向土压力提供依据。

为了研究密度对砂土静止土压力系数 K_0 的影响,分别就#1细砂、#2中砂和#3粗砂进行了不同初始密度试样的离心模型试验。其中细砂和中砂都进行了6组不同初始密度的离心模型试验,粗砂进行了3组不同

密度的离心模型试验。限于篇幅,这里仅列出#1砂土在不同初始相对密度下的土压力测试结果,所有试验的离心加速度为 $50g$,模拟的土层深度为16 m。



(a) 鸭嘴式

(b) 网眼式

图7 出砂口类型

Fig. 7 Types of sand rainner outlet

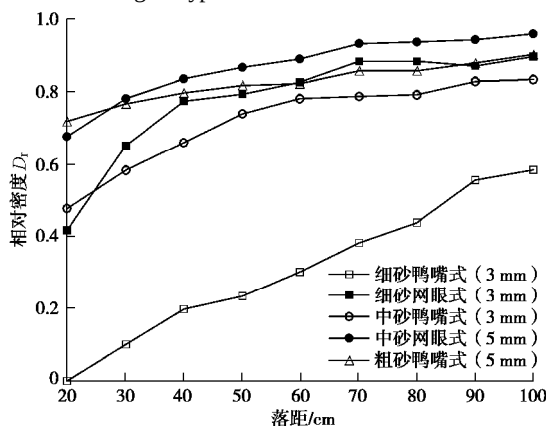


图8 不同相对密度砂土的制样路径

Fig. 8 Sample preparation paths of sand with different relative densities

图9为试验得到的不同初始相对密度下砂土作用于不锈钢板上的侧向土压力与土体竖向应力之间的关系曲线。从中可以看出,不同相对密度对应的土体竖向应力 s_v 与侧向土压力 s_h 的线性度较好,这也再次证明了使用离心模型试验来研究土体静止土压力系数的可行性。从图9中还可以发现,在同样的竖向应力下,土体密度越高,作用于不锈钢板上的侧向土压力越大。需要说明的是,试验采用逐级加载的方式以达到设计加速度,试样在加载过程中由于自重的增加会产生部分压缩,其压缩量可以通过安装模型箱顶部的激光位移传感器测得。通过试验,发现 $50g$ 下砂土层的压缩量仅有1.735 mm,较模型高度可以忽略不计,对土体的密度基本没有影响,因此本文中的相对密度仍采用初始制样时的相对密度。

利用图9中的侧向土压力与竖向应力,通过计算可以得到不同初始相对密度下对应的静止土压力系数 K_0 ,如图10所示。对于#1砂土,当相对密度从0.3增加到0.9时,静止土压系数从0.367增加到0.442。显然,土体的相对密度与其对应的静止土压力系数 K_0 呈现出明显的正相关性,即当上覆荷载一定时,地基土的相对密度越大,其所受的侧向土压力也将相应提高。相似的规律也在卢廷浩等^[16]主编的《高等土力学》

教材中得到印证。

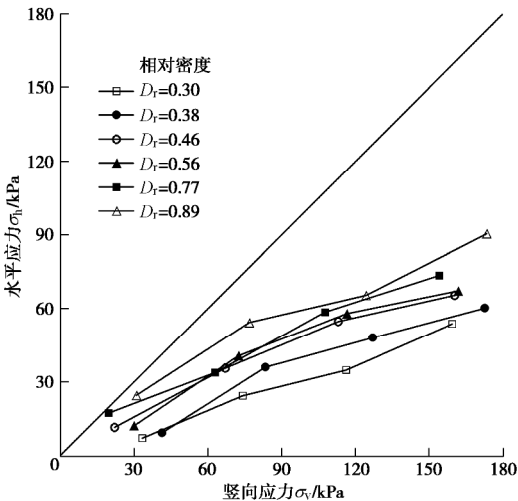


图 9 不同初始相对密度下土压力沿侧深分布(#1 砂土)

Fig. 9 Distribution of earth pressures along side wall depth at different initial relative densities (sand No. 1)

为了与 Jaky 公式进行对比,进行了室内三轴排水试验,测得#1 砂土的有效内摩擦角为 36.8° ,进而得到相应的 $K_0=0.401$ 。显然,采用 Jaky 公式计算得到的 K_0 较离心试验结果大得多。另外, Jaky 公式中 K_0 只与摩擦角有关,而与土的状态无关,因此无法反映密度对砂土静止土压力系数的影响。

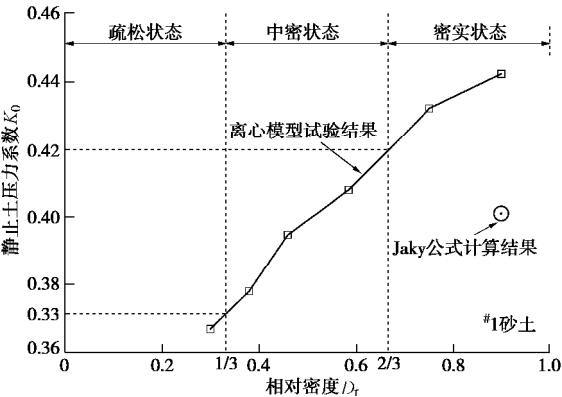


图 10 不同初始相对密度下 K_0 及 Jaky 公式计算结果(#1 砂土)

Fig. 10 Distribution of K_0 at different initial relative densities and calculated results by Jaky formula (sand No. 1)

对#2、#3 砂土离心模型试验结果进行同样的整理,可以得到相应的 K_0 随土体相对密度的变化规律,如图 11 所示。从图中可以发现,不管是细砂(#1 砂土)、中砂(#2 砂土)还是粗砂(#3 砂土),离心模型试验得到的静止土压力系数 K_0 均随土体相对密度的增大而增大,呈正相关性。从得到的三条曲线来看,对于同样的相对密度,土体粒径越大(颗粒越粗), K_0 越大。当相对密度为 0.9 时,细砂、中砂和粗砂的 K_0 分别为 0.442, 0.386, 0.369。

2 板桩-遮帘桩的“桶仓”效应

前述可知,遮帘式结构、分离卸荷式结构及带肋

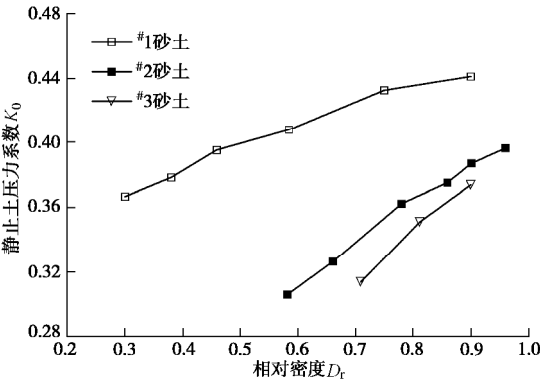


图 11 不同级配砂土的 K_0 分布

Fig. 11 K_0 distribution of different graded sands

板的分离卸荷式结构等一批新板桩结构型式出现,成功解决了中国板桩码头深水化的问题。对于“遮帘式”板桩结构,是在原单锚板桩的前墙后侧设置一排遮帘桩,利用遮帘桩的挡土效应来分担前墙的荷载,如图 12 所示。研究表明^[46-47],与传统单锚板桩结构中的土压力分布不同,由于设置的遮帘桩,土压力的分布更加复杂,存在“桶仓”效应和“拱”效应。关于“拱”效应不少学者已经进行了大量的研究,本文不再进行讨论。

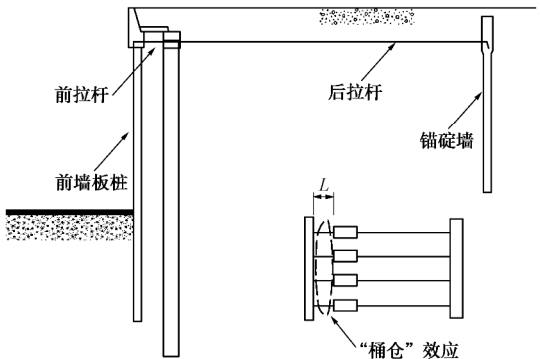


图 12 遮帘式板桩码头结构示意图(引自蔡正银等^[5])

Fig. 12 Sheet-pile wharf with barrier piles (after Cai et al.^[5])

当散粒体中两相邻结构物间距较小时,作用于结构物上的侧向压力随深度的增加出现先增加,到某一深度后逐渐减小的变化规律,这就是典型的“桶仓”压力效应。对于遮帘式挡土结构,若将前墙后侧的遮帘桩视为一个结构面,则码头前墙与遮帘桩之间的土压力也将存在类似的“桶仓”效应,这也使得其间土压力分布变得异常复杂。

为了解决这个问题,以遮帘式板桩码头新结构为例,笔者团队自 2005 年起运用离心模型试验、数值仿真和力学分析等手段^[48-51],研究了深水板桩码头新结构中板桩(前墙)-遮帘桩体系中的土压力“桶仓”效应及其影响因素,对进一步揭示深水板桩码头的工作机理具有重要意义

2.1 “桶仓”效应离心模型试验

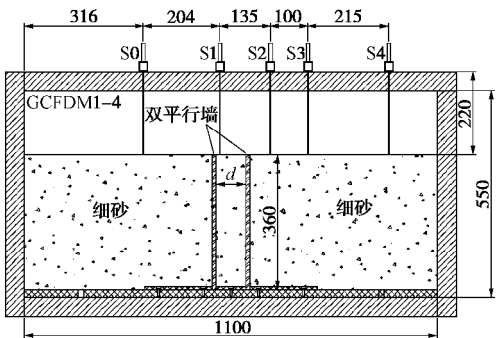
图 12 为遮帘式板桩码头结构典型示意图,其中 L 表示遮帘桩与前墙之间的距离(简称为墙桩间距)。作

为机理性研究,在进行离心模型试验前对实际遮帘桩及土层进行了简化处理,其中遮帘挡土结构简化为一道挡土墙,即简化为前后双墙进行离心模型试验。土层直接按均质砂土处理。因此,桶仓效应离心模型试验实际简化为均质砂土层中模拟不同双墙间距的离心模型试验,如图 13 (a) 所示。

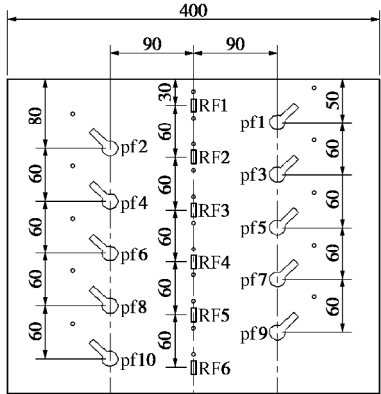
a) 试验方案

本项离心模型试验是在南京水利科学研究院 400 g·t 大型土工离心机完成的,试验采用的模型箱尺寸为 1000 mm (长)×400 mm (宽)×550 mm (高),与前文介绍的单墙模型试验相同。综合考虑 10 万吨级深水码头各结构物的尺寸和模型箱的空间,确定本试验模型相似律为 $N=75$ 。

两道模型墙均采用铝合金材料进行模拟,其尺寸为:360 mm (高)×400 mm (宽)×10 (厚) mm。与第一节离心试验类似,模型墙的土压力仍采用定制的 BW-3 型微型土压力盒测量,共计 10 只,分两排布设在墙的一侧,每排自上而下共 5 只,间距为 60 mm。模型箱上表面框架上布置了 4 只 Wenglor 型激光位移传感器,用来对试验过程中土体的沉降进行监测,位移传感器的传感器量程为 50 mm,精度 20 μm。具体的土压力及位移传感器的布设位置如图 13 (b) 所示。



(a) 双墙模型布置



(b) 土压力传感器分布

尺寸单位: mm

图 13 双墙模型及传感器布置 (引自蔡正银等^[54])

Fig. 13 Layout of double-wall model and sensors (after Cai et al.^[54])

试验土样也是选用唐山港曹妃甸港区的细砂,采用砂雨法制备,模型砂土地基相对密度为 $D_r=0.64$,为中密状态。

为了研究墙桩间距对“桶仓”效应的影响,共设计了 4 种墙桩间距 $L=40, 53.3, 66.7, 80$ mm。安装模型相似律为 $N=75$ 计算,分别模拟 4 种不同的原型墙桩间距: 3, 4, 5, 6 m。

b) 墙桩间距 L “桶仓”效应的影响

图 14 给出了不同墙桩间距 L 下两墙之间土压力随深度的分布规律。两墙之间的侧向土压力分布与单墙土压力分布规律完全不同。单墙条件下均质土层中侧向土压力随深度呈线性分布,双墙情况下侧向土压力不再随深度呈线性分布,仅在土层较浅部分,侧向土压力随深度增加而增大。超过某一深度位置再往下,侧向土压力值从最大峰值点陡然减小至一谷值点,随后又随深度增加而变大,往往又在一个较深位置,土压力再次达到一个小峰值点,之后继续以一大一小的往复方式向深处发展。

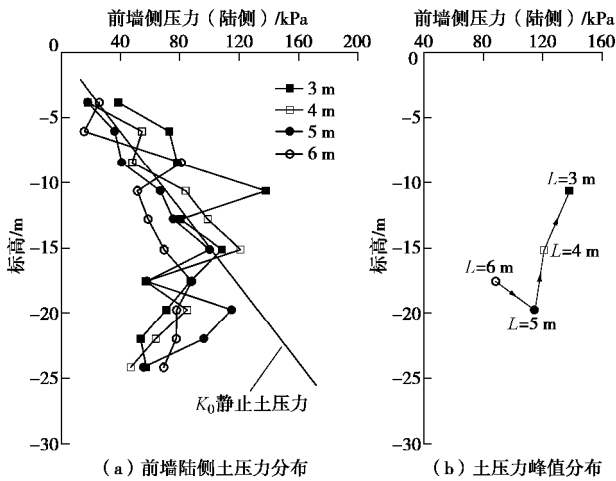


图 14 不同墙桩间距前墙陆侧土压力分布 (引自蔡正银等^[54])
Fig. 14 Distribution of earth pressures on front wall and side wall with different wall pile spacings (after Cai et al.^[54])

上述侧向土压力随墙深分布中的忽大忽小特征可用桶仓压力理论中的拱结现象予以解释。就所试验的风干细砂情况来看,墙桩间距愈小时,拱效应在侧向土压力分布上表现得愈突出。例如,墙距离为 3.0 m 时,在标高-10.6 m 处出现拱结,侧向土压力值达到了最大;墙桩离为 4.0 m 时,在标高-12.8 m 处侧向土压力值达到了最大,其值小于墙距离 3.0 m 时的最大值;墙桩距离为 5.0 m 时,在标高-15.1 m 处侧向土压力值达到了最大,其值小于墙距离 4.0 m 时的最大值;墙桩距离为 6.0 m 时,情况有所不同,侧向土压力值在标高-6.0 m 和-8.3 m 位置达到峰值,但都不是最大

值,在标高-17.3 m 和-19.6 m 处侧向土压力值才达到了最大值。如果用 z 表示墙深位置,那么,在深度 $z=3L$ 左右位置处(标高为 $-z$) 往往形成拱结,并可能是第一个拱结,此处墙体受到的侧压力会达到第一个最大峰值。

图 14 (b) 为不同墙桩间距 L 下土体拱结位置及对应的侧向土压力分布(这里将土压力达到峰值对应的深度视作拱结位置),增加墙桩间距 L 将导致其间土体拱结位置降低,这也将导致上覆土体承载能力的下降。表 1 为实测的不同墙桩间距下墙间土压力系数,可以发现,由于“桶仓”效应,所有的墙间土压力值均小于单墙测得的土压力值,即平均侧向土压力水平减小了。另外,从表 1 中平均侧向土压力系数值随墙桩距离 L 增加,表现出由大到小、再到大的变化趋势,墙桩距离约在 5 m 左右时,侧向土压力系数值可能最小,按此距离设置的遮帘桩,能够使前墙承受的总土压力达到最小,这个距离也许就是理论上的最佳墙桩距离。具体的最佳墙桩距离值,尚需结合现场原型的土层条件和具体的施工程序以及港池开挖等因素,综合考虑后方能合理确定。

表 1 不同墙桩间距下的墙间土压力 (引自蔡正银等^[54])

Table 1 Earth pressures between walls at different wall pile spacings (after Cai et al.^[54])

模型 编号	模型墙桩 距离/mm	原型墙桩 距离/m	地基土 密度/(g·cm ⁻³)	平均侧压 力系数 $\bar{K}$
#1	40.0	3.0	1.46	0.41
#2	53.3	4.0	1.47	0.36
#3	66.7	5.0	1.47	0.34
#4	80.0	6.0	1.49	0.31

2.2 遮帘式板桩码头“桶仓”效应的数值模拟

上述可知,“桶仓”效应实质上是板桩码头前墙与遮帘桩之间的土压力的重分布,其中涉及墙桩间距、墙桩刚度、墙桩间土体变形特性等多个关键问题。为此,笔者及团队开展了针对唐港#32 泊位码头结构中关于板桩(前墙)遮帘桩体系土压力“桶仓”效应的数值模拟,研究了码头港池开挖情况下墙桩间距和遮帘桩刚度对墙桩间土体“桶仓”效应的影响。

(1) 遮帘式板桩码头结构方案

为了研究遮帘式板桩码头的受力与变形特性,以京唐港#32 泊位 10 万吨级板桩码头结构为背景,并对码头结构和地基土层进行了概化,模拟的码头剖面如图 15 所示。码头前墙厚 1.0 m,墙高 32.7 m。遮帘桩长 33.5 m,断面尺寸为 2 m×1 m,桩顶至码头面距离为 2.7 m,遮帘桩沿码头岸线方向等间距布置,桩心距为 2.75 m。锚碇墙厚 1.2 m,墙高 19 m,墙顶至码

头面距离为 1.2 m。前墙、遮帘桩和锚碇墙均为钢筋混凝土地下连续墙结构,前墙与遮帘桩间距为 3 m,遮帘桩与锚碇墙之间间距为 35 m。前墙和遮帘桩之间、遮帘桩和锚碇墙之间用 $f95$ 的钢拉杆链接,拉杆距地面 3.7 m。模拟的码头前沿港池水面距码头面为 5.73 m,港池水深为 15.47 m。

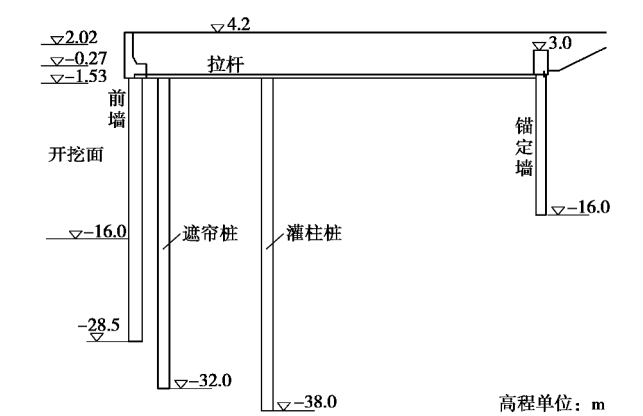


图 15 京唐港遮帘式板桩码头结构#32 泊位剖面图
Fig. 15 Sectional view of berth No. 32 of barrier sheet-pile structures in Jingtang Port

(2) 地基土与码头结构的模拟

板桩结构的主要荷载为土压力,而土压力与土体的变形密切相关,结构发生位移,土压力随之变化,这是典型的土与结构相互主要问题。因此正确描述土体的变形是解决土与结构相互作用问题的关键。考虑到 ABAQUS 本构模型库中缺少能够真正反映土体弹塑性变形特性的本构模型,利用二次开发工具 UMAT 数据接口,将邓肯-张模型、南水模型和状态相关砂土模型嵌入 ABAQUS 平台中^[52]。

研究区域地基从上到下共分为 7 个土层,主要包括细砂、淤泥和粉土 3 种土层,表 2 给出了各土层的物理力学参数。地基的数值模拟使用三维实体单元,采用的本构模型为邓肯-张模型,地基中各个土层的模型参数通过三轴固结排水剪切试验进行率定,具体参数如表 3 所示。

表 2 土层的基本物理力学参数

Table 2 Basic physical and mechanical parameters of soil layers

土层 编号	土层 名称	厚度 /m	天然重度 g/(kN·m ⁻³)	含水率 w/%
①	细砂	9.7	18.0/19.0	—
②-1	粉土	2.2	19.3	24.2
②-2	淤泥	6.6	17.6	43.1
②-3	粉土	1.1	19.1	31.2
③	细砂	10.5	19.7	21.9
④	粉土	2.8	19.7	25.0
⑤	细砂	3.4	19.7	17.4

表 3 邓肯-张模型参数

Table 3 Parameters for Duncan-Chang model				
参数	c/kPa	$j/(^\circ)$	K	n
粉土	31.37	30.18	55.59	0.861
淤泥	40.37	22.68	39.26	0.618
细砂	0	30.97	476	0.886
参数	R_f	K_b	m	K_{ur}
粉土	0.640	26.18	0.722	100.0
淤泥	0.522	11.12	1.112	58.9
细砂	0.931	100.10	0.787	856.8

前墙、遮帘桩和锚碇墙为钢筋混凝土结构，采用线弹性本构模型来模拟，弹性模量为 2.8×10^7 kPa，泊松比为 0.16。拉杆为高强度钢拉杆，也采用线弹性本构模型来模拟，弹性模量为 2.0×10^8 kPa，泊松比为 0.12。

(3) 土与结构接触的模拟

遮帘式板桩码头的主要结构（前墙、遮帘桩、锚碇墙）都位于地下，存在大量的结构与土接触问题，本文基于接触力学的思想采用“接触对”来模拟。考虑到板桩码头中结构与土材料性质相差较大，相互作用过程中有可能在接触面上产生错动滑移或者开裂。为此，首先基于结构面刚度、粗糙度等确定接触面的主从关系。这里选取结构面为主控面，土的一侧为从属面；其次根据两个接触面之间的滑动或转动量大小在 ABAQUS 里选择接触面相对移动的跟踪方法，即有限滑动或小滑动。本次模拟以小滑动为主，局部滑动较大的区域可以选用有限滑动，这样可以大大降低计算成本；然后是对接触面法向行为的定义，考虑到板桩码头的接触主要为混凝土面与土体的接触，故在法向接触中选择硬接触，即压力直接传递，没有衰减；接下来是接触面切向模型的选择，这里选择 ABAQUS 里默认的库仑定律计算极限剪应力。

(4) 墙桩间距对“桶仓”效应的影响

模拟共分 5 组，墙桩间距由小到大依次为 3.0、4.0、4.5、5.0、6.0 m。图 16 为这 5 种墙桩间距对应前墙的位移、单宽弯矩及土压力随深度的分布，可以看出改变墙桩间距对前墙的位移及受力形式产生较大影响，尤其是墙桩间距由 3.0 m 增至 6.0 m 过程中，前墙的最大正弯矩增大了近 20%。结合图 16 (c) 可知，墙桩间距的增加将导致遮帘桩挡土作用的减弱，对应前墙上部的土压力的增大；此外，前墙上部土压力的增大会势必会推动前墙向海侧移动，造成其位移的增大。考虑到前墙为柔性结构，上、下两端分别由拉杆及地基土限制，致使其位移主要集中在中部（见图 16(a)），即前墙埋深 10~15 m 处，此处也是出现最大正弯矩的位置。同时，土体土压力也将得到一定程度的释放，这也就解释了前墙上部土压力增幅为何弱于弯矩增

幅。故墙桩间距决定着遮帘桩能否发挥替前墙挡土的作用，从而决定整体板桩码头结构是否稳定。此外，遮帘桩与前墙的距离必须保持在一定范围内才能发挥替前墙挡土的作用。

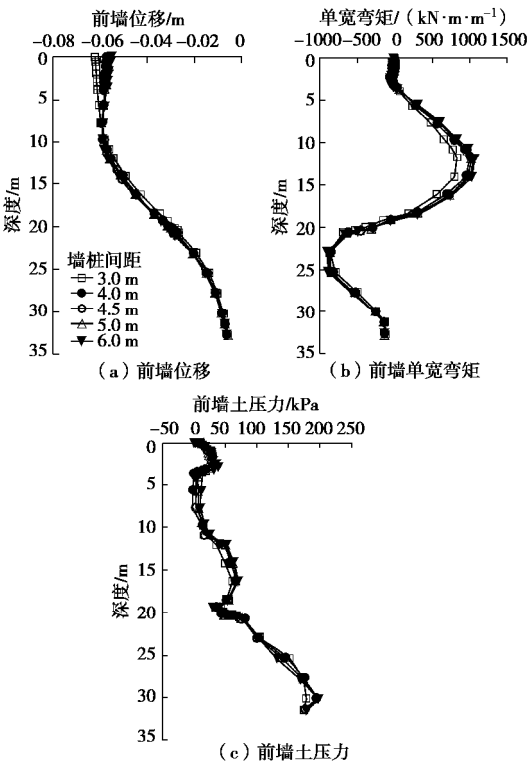


图 16 墙桩间距对遮帘桩码头结构前墙受力的影响 (修改自蔡正银等^[51])

Fig. 16 Influences of distance between wall piles on stress of front wall of barrier pile wharf structure (after Cai et al.^[51])

(5) 墙桩刚度对前墙的影响

类似的，墙桩刚度也会前墙产生影响。模拟共分 4 组，通过改变遮帘桩和前墙混凝土杨氏模量之比（记作参数 R ）来实现对其刚度变化的模拟， R 的取值依次为 0.4、0.6、0.8、1.0。由图 17 可知，桩刚度会影响其替前墙挡土的能力，刚度越大越能抵抗土体变形，挡土效果越好。但较上节墙桩间距对前墙影响的结果可以看出，桩刚度对前墙受力的影响远不如墙桩距离影响大，这是因为首先桩的变形本身就十分有限，即使刚度增大了变形减小的余地也很小，不会有太大的影响，其次即使桩的刚度下降为原来的 40%，仍然远大于土的刚度，只要处在合适的位置就仍然能发挥替前墙挡土的作用。

3 遮帘式板桩结构的“遮帘”机理

遮帘式板桩码头作为中国自主开发的一种新型板桩码头结构型式，它是在传统板桩码头结构的前墙后侧设一排遮帘桩，利用遮帘桩的挡土作用及拱效应减

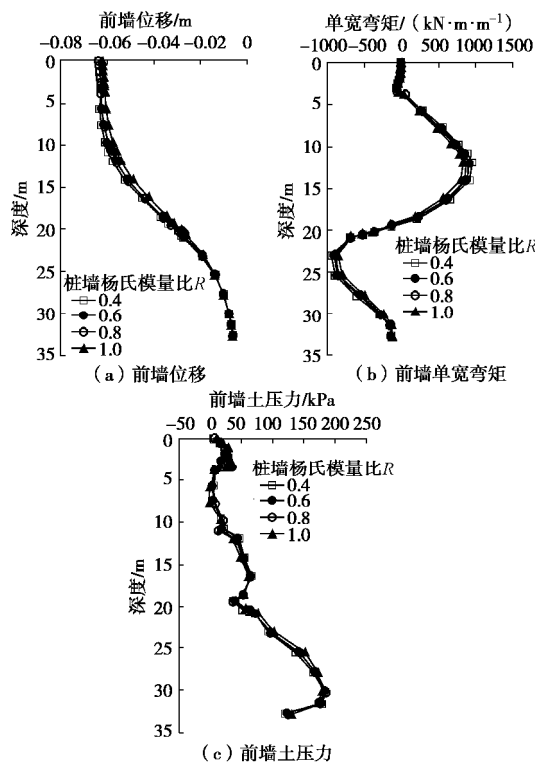


图 17 墙桩刚度对遮帘桩码头结构前墙受力的影响 (修改自蔡正银等^[51])

Fig. 17 Influences of pile stiffness on stress of front wall of barrier pile pier structures (after Cai et al.^[51])

小前墙承受的土压力，从而满足建设大型深水泊位的条件。对于遮帘式板桩码头结构的设计，目前主要是依靠离心模型试验来获得相应的设计参数^[49,53-54]，并通过现场监测^[55-56]来验证设计和试验结果，同时对设计方案进行优化。而对于其工作机理，许多学者通过数值分析进行了研究^[57-59]。但这些分析中对于地基土的模拟都是采用弹性模型或理想弹塑性模型，难以正确地反映土体的变形规律。鉴于此，本文采用“南水双屈服面弹塑性本构模型”来模拟地基土的应力应变关系，采用基于接触力学思想的接触模型来模拟土与结构的相互作用关系，研究了遮帘式板桩码头中遮帘桩的“遮帘”机理，揭示了码头结构与地基土的相互作用规律。

3.1 遮帘式板桩结构的模拟方案

以京唐港#32 泊位 10 万吨级板桩码头结构作为研究对象。首先对地基土和码头结构进行了概化，其中地基土层选择均质细砂层，其基本物理力学指标如表 4 所示。码头则概化为板桩岸壁，其中前墙厚 1.0 m，墙高 32.7 m，遮帘桩长 33.5 m，锚碇墙高 19 m，前墙与遮帘桩间距为 3 m，遮帘桩与锚碇墙间距 35 m，具体结构参数可参考文献^[51]。

表 4 京唐港地区细砂物理力学性质

Table 4 Physical and mechanical properties of fine sand in Jingtang Port

土层	重度 $g/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	含水率 $w/\%$	孔隙比 e	三轴指标		压缩模量 E_s/MPa
				c/kPa	$j/(\text{^\circ})$	
细砂	19.7	21.9	0.63	0.0	31.0	39.4

模拟地基为均质细砂层地基，模拟过程中不考虑地基土层的空间变化。地基采用空间实体单元进行模拟，土体的应力应变关系采用南水双屈服面弹塑性本构模型模拟，其模型参数见表 5。

表 5 京唐港地区细砂 NHRI 本构模型试验参数

Table 5 NHRI model parameters of fine sand in Jingtang Port

c $/\text{kPa}$	j $/(\text{^\circ})$	R_f	K	n	C_b	n_d	r_d	K_{ur}
0	32.0	0.92	476	0.38	0.012	0.5	0.91	952

模拟的遮帘式板桩码头结构部分如图 18 所示。考虑到实际码头的前墙和锚碇墙均为地下连续墙结构，采用钢筋混凝土材料，数值模拟时仍采用实体单元进行模拟，本构模型则使用 ABAQUS 有限元平台自带的线弹性模型。钢筋混凝土的模量取为 26 GPa，泊松比 0.167。码头的前墙与锚碇墙间采用拉杆连接。拉杆采用桁架单元来模拟，计算中不考虑拉杆自重及与土体之间的摩擦力。拉杆材料本构模型也采用线弹性模型，钢材的模量取为 206 GPa，泊松比为 0.3。墙、土接触采取有限滑移接触本构，法向为硬接触，接触压力假定不衰减。拉杆与墙体之间的链接采用绑定链接，点面接触的方式。细砂的静止土压力系数根据离心模型试验结果取 0.45。港池分为 4 次开挖，开挖深度分别为 5.73, 10.0, 15.0 和 21.2 m。开挖过程采用单元的“生死”功能来模拟。

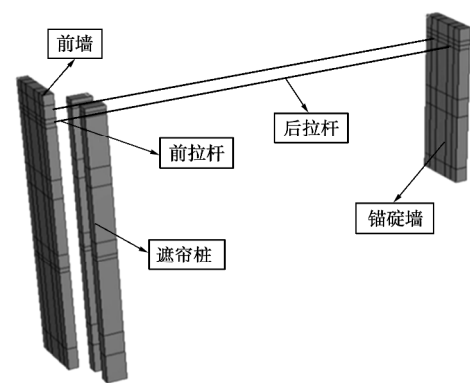


图 18 遮帘式板桩码头结构模型图

Fig. 18 Model of wharf structures with barrier piles

3.2 遮帘式板桩结构的模拟方案

- (1) 遮帘式板桩结构的变形特性
- 图 19 为港池开挖过程中遮帘式板桩码头结构水

平位移随深度的变化规律,从图中可以发现开挖过程中遮帘式板桩结构变形的2个基本特点:①码头前墙的水平位移呈“弓”型分布,特别是前墙中部距离地表12 m深度处存在最大水平位移(3.4 cm)。由于港池开挖深度的增加,前墙海侧土压力不断消失,则前墙在陆侧土压力下会不断向海侧移动。②遮帘桩的水平位移整体呈现出“之”型分布,最大、最小水平位移分别位于桩顶和桩底位置。造成上述水平位移分布模式较大差异的原因可归因于前墙与遮帘桩间的较大刚度差异,由于遮帘桩的刚度相对前墙大得多,使得其变形形式以平移为主。

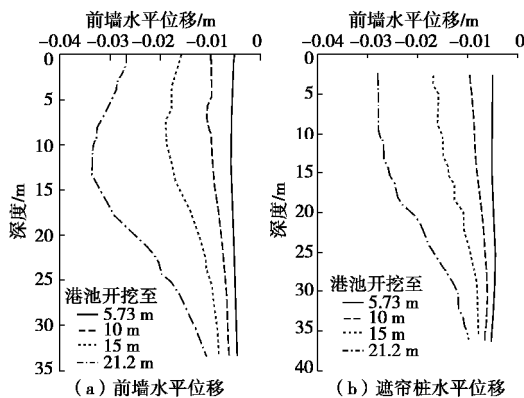


图 19 遮帘式结构水平位移分布 (修改自蔡正银等^[5])

Fig. 19 Distribution of horizontal displacement of barrier pile structures (after Cai et al.^[5])

(2) 遮帘式结构的土压力变化规律

板桩码头结构的荷载主要表现为作用于结构上土压力的变化,产生于港池的开挖和码头面载的施加。图 20 (a) 为港池开挖过程中遮帘式结构前墙陆侧土压力分布情况。以锚碇点位置为界,前墙陆侧土压力在锚碇点以下整体呈现出向主动状态发展的变化特征,这与前墙的位移变化规律相一致;但在锚碇点以下结构上的土压力则逐渐向被动状态转化,这主要是由于前墙位移小于遮帘桩位移,造成其间土体处于受“压”状态。总体上,前墙陆侧土压力整体仍呈典型的“R”型分布,这与许多现场观测结果一致。与前墙陆侧土压力不同,前墙海侧土压力相较更为复杂,但整体仍呈现出向被动状态发展的变化趋势,如图 20 (b) 所示,造成这一现象的原因可归纳为以下 2 点:①由于港池土层的开挖,其竖向应力逐渐减小,造成作用于墙体的侧向土压力降低;②开挖造成码头结构前墙向海侧移动,使得海侧土体产生压缩变形,对应的土压力向被动状态发展,从而造成侧向土压力的增加。故前墙海侧土压力的变化主要由于其附近土体的变形情况决定。考虑到港池开挖完成后海侧的被动土压力特别

大,可以认为此时海侧土层发生了局部破坏。

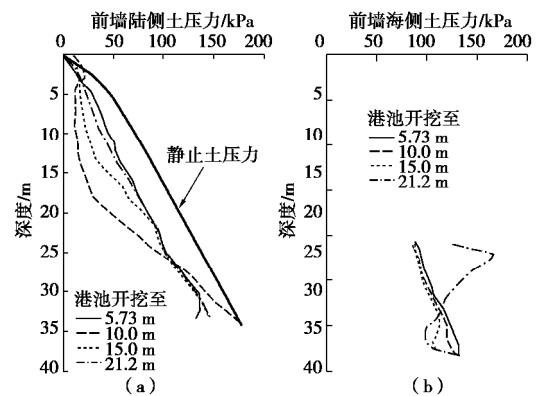


图 20 前墙土压力分布 (修改自蔡正银等^[5])

Fig. 20 Earth pressures on front wall (after Cai et al.^[5])

遮帘桩作为分担码头结构前墙侧向土压力的重要组成部分,其上的土压力分布同样值得重视。图 21 为遮帘桩陆侧及海侧土压力随港池开挖深度的分布曲线。与前墙海侧土体的受力情况类似,遮帘桩海侧土体同样处于两种受力状态,即由前墙向海侧位移引起的遮帘桩海侧土压力的降低及由前墙与遮帘桩间的拉杆作用导致的遮帘桩海侧土压力的增加。前者易造成遮帘桩海侧土压力向主动状态发展,而后者则将土压力引向被动。因此,遮帘桩海侧土压力主要受其海侧土体变形规律的影响(压缩或伸长)。若海侧土体为伸长状态,则对应的桩土压力为主动状态,反之则为被动状态。由图 21 (a) 可知,港池开挖过程中遮帘桩海侧土压力分布与前墙陆侧土压力非常相似,大体呈现出整体向主动状态发展的变化趋势。相同深度位置处遮帘桩上的海侧土压力均小于前墙。类似的,随着开挖深度的增加,遮帘桩前墙陆侧的土压力也逐渐向主动方向进行转化,但数值上要明显高于海侧,这主要是由于遮帘桩刚度很大,造成桩身海侧土体变形明显大于陆侧,这也充分体现了遮帘桩的遮帘作用。

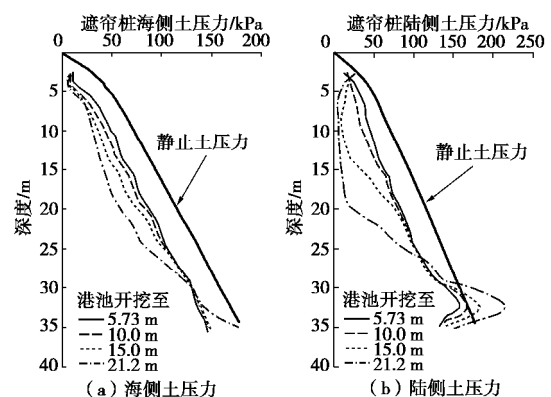


图 21 遮帘桩土压力分布 (修改自蔡正银等^[5])

Fig. 21 Earth pressures on barrier pile (after Cai et al.^[5])

(3) 遮帘式板桩结构的“遮帘”机理

下面将遮帘式结构数值计算结果与传统单锚结构进行对比,进一步揭示遮帘式板桩结构的遮帘机理。传统单锚板桩码头结构的数值模型基本条件与遮帘式相同,仅在遮帘式结构中去掉遮帘桩。图22(a)为遮帘式板桩码头结构与单锚板桩码头结构港池开挖至21.2 m时位移随深度的变化规律,可以发现单锚结构的位移比遮帘式结构的位移大得多,最大值相差1.5 cm。同时,对比单锚式和遮帘式前墙陆侧土压力随深度的变化规律后发现(见图22(b)),在开挖面以上,对于前墙陆侧的土压力遮帘式比单锚式要小得多,这主要是由于遮帘桩的遮帘作用,分担了一部分土压力,从而减小了前墙的压力。此外,考虑到传统的板桩码头为薄壁结构,其抗弯能力有限。但从图22(c)中可以发现,不管是正弯矩还是负弯矩,遮帘式码头结构前墙的弯矩均比单锚式小得多。

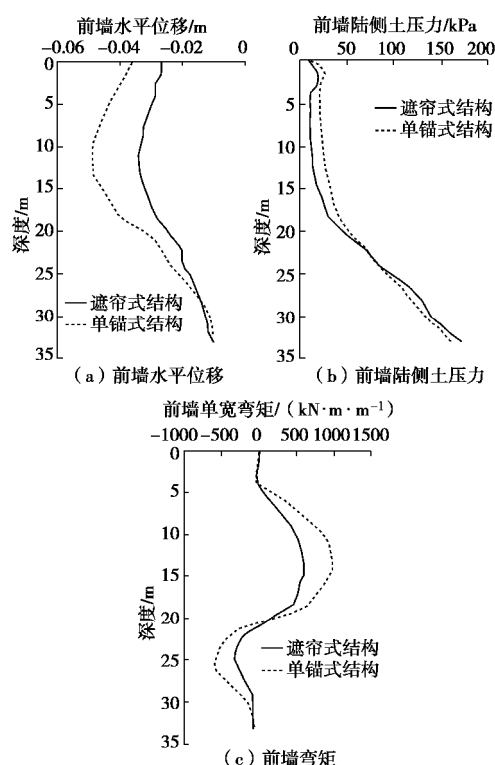


图22 遮帘式与单锚板桩结构前墙计算结果比较(修改自蔡正银等^[5])

Fig. 22 Comparison of calculated results of barrier pile wall and single anchor sheet-pile front wall (after Cai et al.^[5])

4 卸荷式板桩码头的“卸荷”机理

与遮帘式板桩结构采用遮帘桩来减小作用于前墙土压力的方式不同,卸荷式板桩码头是单锚板桩和桩基承台的混合式结构^[8, 60-62]。结构中的单锚板桩用于

抵挡地基水平作用力,桩基承台用于承担码头竖向荷载。由于承台高程适当降低,分担了部分作用于前墙的土压力,起到了卸荷作用,从而实现码头结构的深水化。对于分离卸荷式板桩码头,其前墙与卸荷承台是相分离的,导致其卸荷机理远比传统的带卸荷板重力式码头结构复杂。因此,对于这种新型的码头结构,如何正确地认识分离式卸荷承台的卸荷作用,掌握前墙上的土压力作用规律,是码头结构设计的基础。

4.1 卸荷承台的卸荷机理

卸荷式板桩码头前墙土压力主要由墙后土压力、灌注桩受压引起的桩前土体挤土压力及灌注桩桩间土体作用产生的土压力三部分构成。对于分离卸荷式板桩码头结构,卸荷承台的存在是其区别于其他板桩码头结构的主要特征,故对其作用机理进行分析研究显得尤为必要。

(1) 数值模拟方案

首先是模型尺寸及边界设置。模型参照京唐港^{#36}泊位所采用的卸荷式板桩码头结构型式建立,如图23所示。其中前墙高为38.2 m,承台顶标高0.2 m,底标高-0.8 m,承台下横向设置3根灌注桩长37.2 m的灌注桩,海侧桩距码头前沿4.4 m,横向桩间距为5 m,前墙和锚碇墙净距为44.0 m,锚碇墙底标高为-16.0 m,墙顶标高为3.0 m。具体参数设置可参考文献^[8]。此外,模拟也增设了一组单锚式板桩码头结构作为对照,其结构将分离卸荷式板桩码头的桩基承台去除即可得到。此外,数值模型的水位线设置在离地面5 m处,港池开挖面标高为-11.8 m。

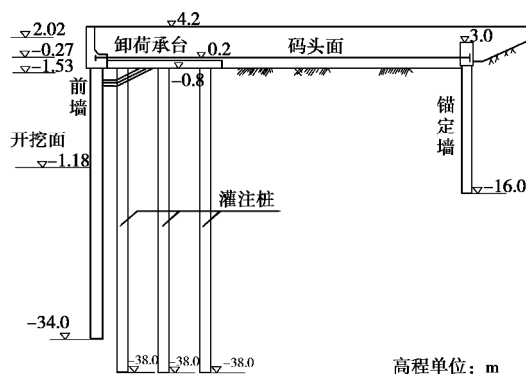


图23 京唐港分离卸荷式板桩码头结构^{#36}泊位剖面图

Fig. 23 Sectional view of berth No. 36 of separated unloading sheet-pile structures in Jingtang Port

其次是土与结构作用的模拟。模型中将地基土假定为纯砂以消除地基土层变化对卸荷效应研究的影响,地基土采用“南水本构模型”的模型,相关参数可参考表4。而结构前墙、锚碇墙、基桩和卸荷承台实体单元模拟采用模拟其对于的钢筋混凝土结构,对

应的本构模型选择线弹性模型, 钢筋混凝土结构模量取 26 GPa, 泊松比为 0.167。同时, 前墙与锚碇墙间的拉杆则采用桁架单元来模拟, 其本构模型也采用线弹性模型, 钢材模量取 206 GPa, 泊松比为 0.3。前墙、锚碇墙与拉杆之间的链接采用绑定约束, 在链接处具有相同的自由度; 卸荷承台与灌注桩之间的链接采用耦合约束, 灌注桩只能在左右方向绕参考点转动, 即为铰接。此外, 码头结构与地基土体之间的接触采用基于接触力学的接触模型, 桩土接触采取有限滑移, 法向为硬接触^[63]。

最后是施工过程的模拟, 大体可分为码头结构施工、港池开挖及码头面荷载施加 3 个步骤。其中, 港池开挖又分两步进行模拟, 第一步开挖至 -2.8 m, 第二步开挖至 -11.8 m, 采用单元“生死”的办法来实现。码头面载的施加过程也比较简单, 即在码头面上施加 20 kPa 的均布荷载; 而较为复杂的是码头结构的施工过程, 前墙、锚碇墙及灌注桩等结构的设置均采用地基模型中预留位置的办法, 通过单元的“生死”来模拟结构的去除和施加过程。

(2) 港池开挖前考虑卸荷效应的土压力计算

对于分离卸荷式板桩码头, 如何准确获得港池开挖前结构上的初始应力是后续研究的基础。考虑到码头前墙、卸荷承台及锚碇墙均处于静止, 可将前墙和卸荷承台近似视为带卸荷承台的刚性结构。对于此类结构, 由于卸荷承台的卸荷作用, 导致卸荷承台以下土体表面的竖向应力为零, 造成作用于墙身侧向土压力的重新分布。下面将重点介绍港池开挖前考虑卸荷作用的刚性挡土墙后侧向土压力计算方法。

首先计算竖向土压力。对于未设置卸荷承台的地基竖向应力 p_z , 可直接采用土体的自重压力, 即 $p_z = g \cdot z$, 其中 g 为土体的重度, z 表示计算点到土体表面的距离。而对于设置卸荷承台的地基土竖向应力, 需要采用分区的方法进行计算。图 24 为考虑卸荷效应的地基土竖向应力分区计算示意图, 共分为 4 个区域界面, 从上到下依次为未卸荷区、完全卸荷区、部分卸荷区及未卸荷区。未卸荷区的竖向应力按照未设置卸荷承台的地基竖向应力进行计算, 下面重点介绍完全卸荷区及部分卸荷区地基竖向应力的计算方法。完全卸荷区及部分卸荷区的影响范围分别按照图 24 (a) 所示的几何关系确定, 其中 j 为土体的内摩擦角。对于完全卸荷区, 卸荷承台以下土体表面的竖向应力自零开始, 以下按此区域自重应力计算方法仍按自重应力进行计算, 而需要注意的是, z 为计算点到卸荷承台下表面的垂直距离; 类似的, 对于部分卸荷区, 一般也假设该区域的土压力为线性分布, 该区域土层上

表面的竖向应力按完全卸荷区算出, 土层底面的竖向应力按未卸荷区算出。故刚性挡土结构上的侧向土压力计算表达式为

$$p_0 = p_z(1 - \sin j) \quad , \quad (1)$$

$$p_a = p_z \tan^2 \left(45^\circ - \frac{j}{2} \right) \quad , \quad (2)$$

$$p_p = p_z \tan^2 \left(45^\circ + \frac{j}{2} \right) \quad 。 \quad (3)$$

式中 p_0 为静止土压力; p_a 为主动土压力; p_p 为被动土压力; p_z 可通过上段考虑卸荷效应的竖向土压力分区计算方法得到。

图 25 为数值模拟得到的竖向土压力分布和理论计算结果的对比, 可以看出采用上述方法所计算出的卸荷效果与理论值比较吻合, 这也能说明本次模拟的正确性。

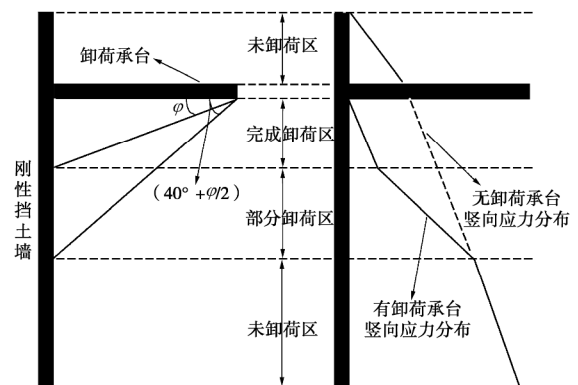


图 24 考虑卸荷效应的地基土竖向应力计算

Fig. 24 Calculation of vertical stress for soil layers with relief platform

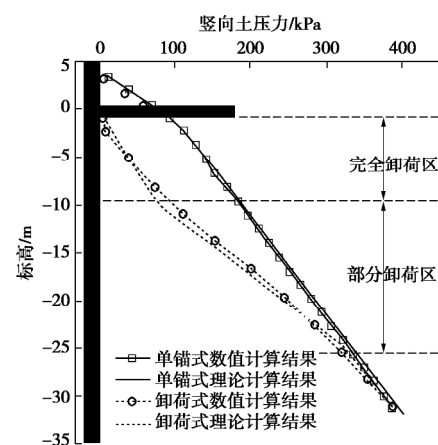


图 25 卸荷效果的数值模拟

Fig. 25 Relief effects by numerical simulation

(3) 卸荷承台对前墙土压力的影响

图 26 为计算得到的单锚式及卸荷式板桩码头两种结构在开挖至不同深度及施加码头表面荷载后前墙陆侧土压力的分布, 其中虚线为数值计算结果, 实线

为静止土压力与主动土压力的理论计算结果。由于设置了卸荷承台, 作用于前墙陆侧的土压力在完全卸荷区和部分卸荷区都有非常明显的减小, 说明卸荷承台在降低前墙土压力方面发挥了很好的作用。

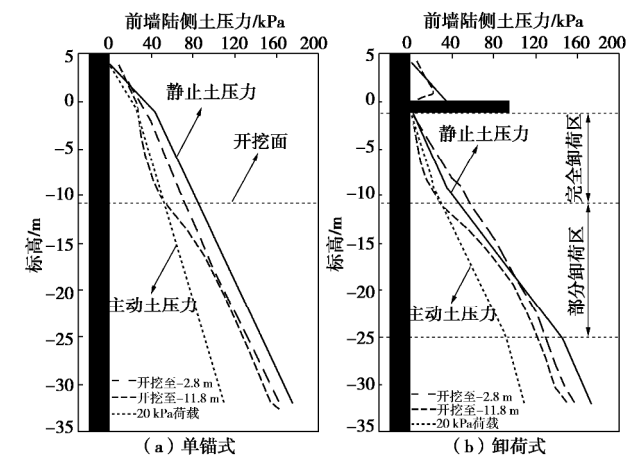


图 26 板桩码头前墙陆侧土压力分布 (修改自蔡正银等^[8])
Fig. 26 Earth pressures on front wall at landward side for sheet-pile wharf (after Cai et al.^[8])

(4) 卸荷承台的卸荷效应分析

上节可知, 卸荷承台最直接的效果是降低作用于前墙陆侧的土压力, 而该土压力的大小又与前墙的位置密切相关。图 27 分别为单锚式与分离卸荷式板桩码头的前墙陆侧土压力和位移分布情况, 从中可以看出, 不管是前墙陆侧的土压力还是前墙的位移, 分离卸荷式都比单锚式小得多, 这从定性上充分反映了卸荷承台对于减小作用于前墙土压力的作用。

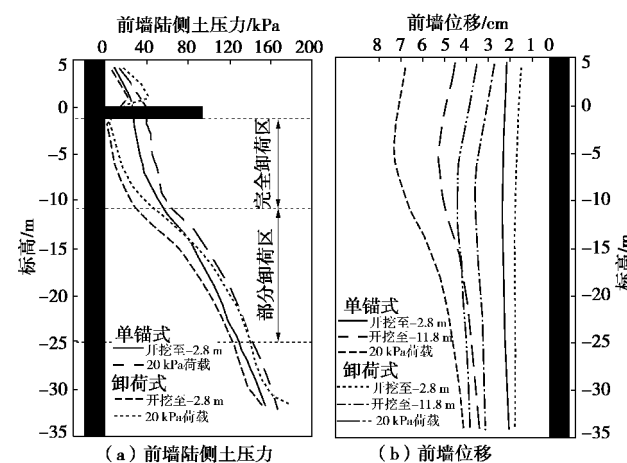


图 27 分离卸荷式码头前墙土压力及水平位移分布 (修改自蔡正银等^[8])

Fig. 27 Distribution of earth pressure and horizontal displacement in front wall of sheet-pile wharf with separated relief platform (after Cai et al.^[8])

进一步, 通过定义卸荷效率(h_{ep})来定量评价卸荷承台的卸荷效应, 即

$$h_{ep} = \frac{P_{DM} - P_{XH}}{P_{DM}} \times 100\% \quad (4)$$

式中, P_{DM} 为单锚式板桩码头前墙总土压力, P_{XH} 为分离卸荷式板桩码头前墙总土压力。这里需要说明的是, P_{DM} 及 P_{XH} 是通过将单锚式和卸荷式的土压力分布曲线所围的面积 (见图 27 (a)) 进行积分后获得的。

由表 6 可知, 开挖深度的增加将导致卸荷承台卸荷效率的提高, 当开挖结束后对应的卸荷效率达到 18.6%。而随着 20 kPa 均布荷载的施加, 卸荷承台卸荷效率降低至 13.5%, 这是因为在施加均布荷载后, 部分卸荷区域内单锚式和卸荷式的土压力分布线趋于重合, 造成卸荷承台的卸荷区域变小, 进而导致卸荷效率的降低。这说明对于分离卸荷式板桩码头, 施加荷载后的卸荷范围要小于理论计算卸荷范围。

表 6 卸荷效率-土压力形式

工况	卸荷效应		卸荷效率
	P_{DM} /kN	P_{XH} /kN	h_{ep} /%
开挖至-2.8 m	3063	2660	13.2
开挖至-11.8 m	2781	2263	18.6
20 kPa 均布荷载	3209	2775	13.5

类似的, 延用土压力表示卸荷承台卸荷效率的方法, 对前墙水平位移的最大值 U 来表示卸荷效率, 计算结果如表 7 所示。用前墙水平位移最大值表示的卸荷效率要远远大于用前墙陆侧总土压力表示的卸荷效率, 随着开挖深度的增加, 对应的卸荷效率也逐渐增大。施加 20 kPa 的均布荷载后, 用水平位移表示的卸荷效率是增加的, 这与用土压力表示的卸荷效应不同。

表 7 卸荷效率-水平位移形式

工况	水平卸荷效应		卸荷效率
	U_{DM} /cm	U_{XH} /cm	h_{ep} /%
开挖至-2.8 m	2.32	1.79	22.9
开挖至-11.8 m	5.24	3.58	31.7
20 kPa 均布荷载	7.29	4.42	39.4

综上所述, 用前墙水平位移最大值表示的卸荷效率要远远大于用前墙陆侧总土压力表示的卸荷效率, 随着开挖深度的增加, 卸荷效率也是增大的。施加荷载后, 用水平位移表示的卸荷效率是增加的, 这与用土压力表示的卸荷效应不同。

4.2 分离卸荷式板桩码头的土压力计算

对于分离卸荷式板桩码头, 由于设置了卸荷承台和灌注桩, 需要考虑卸荷作用和灌注桩的遮帘作用对码头整体土压力的影响。下面主要对分离卸荷式板桩码头的土压力计算方法进行研究。

(1) 传统苏联规范法的修正

土压力大小与其对应挡土结构的位移密切相关。

研究表明^[64-65], 当挡土结构位移达到挡土墙高的一定比例时土压力才会达到主动极限状态。按苏联规范法计算的泥面以下的陆侧土压力是小于或等于主动土压力, 但大量现场监测结果显示, 实际陆侧土压力均处于主动及静止土压力之间, 故传统的直接采用苏联规范^[66]计算挡土结构土压力的方法是不合适的, 需对苏联规范进行修正。

图 28 为 Terzaghi 提出的经典土压力与挡墙位移关系曲线。众多学者通过假设各种数学表达式来反映土压力和位移间的关系, 总体思路均是通过指定函数类型来对试验结果进行拟合, 进而得出相应的土压力 - 位移计算模型。这里选择正弦型函数来对位移模型进行拟合, 具体形式如下:

$$s_a = s_0 - s_r, \quad s_p = s_0 + s_s, \quad (5)$$

$$s_r = \sin\left(\frac{\pi \cdot d}{2d_{ocr}}\right) s_{rmax}, \quad (6)$$

$$s_s = \sin\left(\frac{\pi \cdot d}{2d_{pcr}}\right) s_{smax}. \quad (7)$$

式中 s_a 为主动土压力; s_p 为被动土压力; s_0 为静止土压力; d 为开挖面以下前墙的位移值; d_{ocr} 为达到主动土压力极限值时所需要的位移; d_{pcr} 为被动土压力极限值时所需要的位移; s_{rmax} 为当 s_a 处于极限值 (砂土可取 $s \cdot \tan^2(45^\circ - j/2)$) 对应的 s_r , 而 s_{smax} 则为 s_p 处于极限值 (砂土可取 $s \cdot \tan^2(45^\circ + j/2)$) 对应的 s_s 。

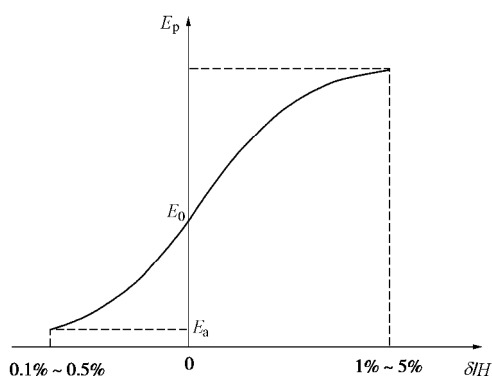


图 28 土压力与挡墙位移关系曲线

Fig. 28 Relationship between earth pressure and displacement of retaining wall

(2) 区域划分及分界点土压力的计算

前述可知, 板桩前墙变形导致其土压力呈 R 形分布。考虑到采用传统的苏联规范过程过于繁琐, 增加了土压力计算的复杂程度。这里根据分离式板桩码头的结构特点, 将计算区域简化为四段进行计算, 具体划分方法可参考文献^[67]。图 29 为不同开挖深度对应的土压力分区结果, 其中卸荷平台与锚杆的高程一致,

点 a, b, c, d, e 分别为未卸荷区、完全卸荷区、部分卸荷区及未卸荷区的边界位置。港池的开挖深度对其前墙土压力分布影响显著, 且影响区域主要集中在部分卸荷区, 具体表现为对部分卸荷区上、下边界位置 (点 c, d 的竖向坐标) 的影响。

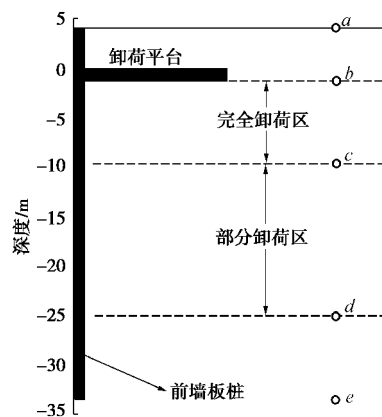


图 29 卸荷式板桩码头主动土压力计算分区图

Fig. 29 Zoning map of active earth pressure calculation for unloading sheet pile wharf

下面对边界位置的土压力进行计算, a, d, e 三点的土压力强度按照上节提出的修正苏联规范法进行计算; 考虑到 b 和 c 两点由于处于完全卸荷区域, 故其竖向应力从卸荷平台开始计算 (b 点处于卸荷平台下檐); 卸荷平台上方按修正苏联规范计算的值, 平台下方则为 0; c 点土压力强度的计算公式如下:

$$s_c = (q + g h_1) \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{j}{2}\right) K, \quad (8)$$

式中, h_1 为 b, c 两点的距离, K 为板桩挠曲影响系数, 通过查表获得。

以本节模拟的京唐港#36 泊位所采用的卸荷式板桩码头结构为例, 通过不同方法计算获得的两种港池深度下码头前墙的土压力分布, 如图 30 所示, 具体的计算参数见表 8。

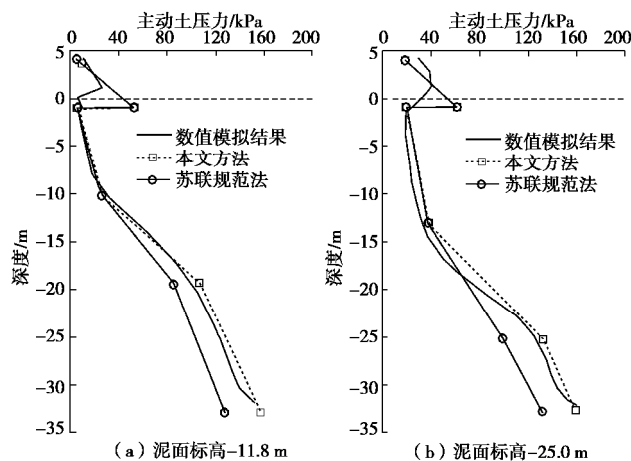


图 30 卸荷式板桩码计算结果的对比

Fig. 30 Comparison of calculated results

表 8 土压力计算参数

Table 8 Parameters of earth pressure

参数	h/m	H/m	d/m	$g/(kN \cdot m^{-3})$	$j/(^{\circ})$
取值	25	38.2	3	19.3	32

由图 30 可知,采用本文方法计算得到的前墙土压力分布与数值模拟结果吻合度较好,特别是在部分卸荷区的上下边界点位置(c , d 点),由本文方法得出的结果与数值计算结果更加吻合,可以认为本文计算卸荷式板桩码头前墙土压力的计算方法较合理。

5 结论与展望

板桩码头具有结构简单、工程造价低、施工速度快的特点,特别适合粉砂质地区港口建设,其深水化问题在于港池挖深带来的作用于码头前墙上的土压力急剧增长。为了减少土压力对码头前墙的作用,基于“遮帘”和“卸荷”的设计思想,先后开发了“半遮帘式”、“全遮帘式”、“分离卸荷式”和“带肋板的分离卸荷式”4 种板桩码头结构型式,将中国板桩码头建设水平从 3.5 万吨级提升至 20 万吨级。

在深水板桩码头的开发过程中,碰到了一系列涉及板桩结构土压力的问题,包括码头初始静止土压力、遮帘式板桩码头结构的土压力“桶仓”效应和“遮帘”效应以及分离卸荷式板桩码头的土压力“卸荷”等。本文详细介绍了板桩结构土压力理论的发展历程,主要结论如下:

(1)土工离心模型试验是研究静止土压力系数的最佳途径,试验过程中可以保持土体的侧限状态,这是别的试验方法难以做到的。本文的离心模型试验结构表明砂土的静止土压力系数与其密度和颗粒粒径有关,砂土越密实,静止土压力系数越大,颗粒粒径越大,静止土压力系数越小。

(2)遮帘式板桩结构前墙和遮帘桩之间存在土压力“桶仓”效应,该效应与墙桩间距、结构刚度等有关,且存在最佳的墙桩间距。

(3)遮帘式板桩码头结构是依靠前板桩墙和遮帘桩来共同分担地基土压力的作用,以减少作用于前板墙上的土压力,从而可以加大码头前沿港池的水深,达到建设深水大港的目的;与单锚板桩码头结构相比,由于遮帘桩的遮帘效应,遮帘式板桩码头前墙的位移、土压力、弯矩都比单锚板桩码头结构要小得多。

(4)卸荷承台可以有效地降低前墙陆侧土压力和前墙的位移,通过对卸荷承台与土体之间设置缝隙的方式,可以很好地模拟卸荷承台的卸荷效应;分离卸荷式板桩码头前墙陆侧土压力与开挖深度密切相关。

开挖深度以上,土体基本处于主动土压力状态,开挖面以下土体处于主动与静止土压力之间,且更接近于静止土压力;卸荷承台的卸荷效率可以定量地用前墙陆侧总土压力值或前墙水平位移的最大值来表示。开挖深度越大,卸荷效率越高。

致 谢:感谢《岩土工程学报》全体编委的信任,特别要感谢中国水利学会岩土力学专委会的推荐,使本人有机会作黄文熙讲座;感谢南京水利科学研究院岩土工程研究所同仁们对本项研究的大力支持和帮助:徐光明、李景林、焦志斌、范明桥、关云飞、武颖利、任国峰、顾行文等;感谢深水板桩码头新结构开发过程中战友们:刘永绣、吴荔丹、朱吉全、董文才、王成环、于泳、李元音等;感谢门下的一些博士、硕士研究生的共同努力:司海宝、蒋敏敏、崔冠辰、侯伟、朱洵、代志宇等。

参考文献:

[1] 季则舟, 杨兴宴, 尤再进, 等. 中国沿海港口建设状况及发展趋势[J]. 中国科学院院刊, 2016, 31(10): 1211 - 1217. (JI Ze-zhou, YANG Xing-yan, YOU Zai-jin, et al. Construction state and development trend of coastal ports in China[J]. Bulletin of Chinese Academy of Sciences, 2016, 31(10): 1211 - 1217. (in Chinese))

[2] “中国海洋工程与科技发展战略研究”海陆关联课题组. 海陆关联工程科技发展战略[J]. 中国工程科学, 2016, 18(2): 49 - 54. (Task Force for the Study on Development Strategy of China's Marine Engineering and Technology Land-Sea Integration Research Group. Land-sea integration engineering and technology development strategy[J]. Strategic Study of CAE, 2016, 18(2): 49 - 54. (in Chinese))

[3] 刘永绣. 板桩码头向深水化发展的方案构思和实践—遮帘式板桩码头新结构的开发[J]. 港工技术, 2005(增刊 1): 12 - 15. (LIU Yong-xiu. Design conception and practice of building sheet pile wharfs in deep waters—development of a new structure of covered type of sheet pile wharf[J]. Port Engineering Technology, 2005(S1): 12 - 15. (in Chinese))

[4] 刘文平, 郑颖人, 雷 用, 等. 遮帘式板桩码头结构有限元数值分析[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(增刊 1): 135 - 141. (LIU Wen-ping, ZHENG Ying-ren, LEI Yong, et al. Finite element numerical analysis of covered sheet pile wharfs[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(S1): 135 - 141. (in Chinese))

[5] 蔡正银, 侯 伟, 关云飞. 遮帘式板桩码头的工作机理[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(10): 1745 - 1750. (CAI Zheng-yin, HOU Wei, GUAN Yun-fei. Mechanism of sheet-pile wharf

- with barrier piles[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(10): 1745 - 1750. (in Chinese))
- [6] 刘永绣. 板桩和地下墙码头的设计理论和方法[M]. 北京: 人民交通出版社, 2006. (LIU Yong-xiu. The Design Theory and Method of Sheet Pile and Underground Continuous Wall[M]. Beijing: People Communication Press, 2006. (in Chinese))
- [7] 刘永绣, 吴荔丹, 李元音. 一种新型码头结构型式——半遮帘式深水板桩码头结构的推出[J]. 港工技术, 2005(增刊 1): 16 - 19. (LIU Yong-xiu, WU Zhi-dan, LI Yuan-yin. A new type of wharf structure the structure of semi-covered type of deep water sheet pile wharf[J]. Port Engineering Technology, 2005(S1): 16 - 19. (in Chinese))
- [8] 蔡正银, 侯伟, 关云飞, 等. 分离卸荷式板桩码头的工作机理[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(12): 2133 - 2139. (CAI Zheng-yin, HOU Wei, GUAN Yun-fei, et al. Mechanism of sheet-pile wharf with separated relief platform[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(12): 2133 - 2139. (in Chinese))
- [9] 蔡正银, 刘永绣, 关云飞, 等. 20 万吨级深水板桩码头结构开发[J]. 港口科技, 2016(2): 4 - 7, 19. (CAI Zheng-yin, LIU Yong-xiu, GUAN Yun-fei, et al. Development of 200 000-tonnage Sheet pile wharf structure[J]. Port Science & Technology, 2016(2): 4 - 7, 19. (in Chinese))
- [10] BROOKER E W, IRELAND H O. Earth pressures at rest related to stress history[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1965, **2**(1): 1 - 15.
- [11] 陈祖煜. 土质边坡稳定分析—原理、方法、程序[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2003. (CHEN Zu-yu. Soil Slope Stability Analysis[M]. Beijing: China WaterPower Press, 2003. (in Chinese))
- [12] 殷宗泽. 土力学与地基[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 1999. (YIN Zong-ze. Soil Mechanics and Foundation[M]. Beijing: China WaterPower Press, 1999. (in Chinese))
- [13] 李广信. 高等土力学[M]. 北京: 清华大学出版社, 2004. (LI Guang-xin. Advanced Soil Mechanics[M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2004.(in Chinese))
- [14] 陈国兴. 土质学与土力学[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2002. (CHEN Guo-xing. Soil Quality and Soil Mechanics[M]. Beijing: China WaterPower Press, 2002. (in Chinese))
- [15] 黄文熙. 土的工程性质[M]. 北京: 水利电力出版社, 1983. (HUANG Wen-xi. Engineering Properties of Soil[M]. Beijing: China Water Conservancy and Electricity Press. 1983. (in Chinese))
- [16] 卢廷浩, 刘祖德. 高等土力学[M]. 北京: 机械工业出版社, 2006. (LU Ting-hao, LIU Zu-de. Advanced Soil Mechanics[M]. Beijing: China Machine Press. 2006. (in Chinese))
- [17] 高大钊. 土力学与基础工程[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1998. (GAO Da-zhao. Soil Mechanics and Foundation Engineering[M]. Beijing: China Architecture & Building Press. 1998. (in Chinese))
- [18] BROOKER E W, IRELAND H O. Earth pressures at rest related to stress history[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1965, **2**(1): 1 - 15.
- [19] 纠永志, 黄茂松. 超固结软黏土的静止土压力系数与不排水抗剪强度[J]. 岩土力学, 2017, **38**(4): 951 - 957, 964. (JIU Yong-zhi, HUANG Mao-song. Coefficient of earth pressure at rest and undrained shear strength of overconsolidated soft clays[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, **38**(4): 951 - 957, 964. (in Chinese))
- [20] MESRI G, HAYAT T. The coefficient of earth pressure at rest[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1993, **30**(4): 647 - 666.
- [21] SHOGAKI T, NOCHIKAWA Y. Triaxial strength properties of natural deposits at K_0 consolidation state using a precision triaxial apparatus with small size specimens[J]. Soils and Foundations, 2004, **44**(2): 41 - 52.
- [22] VARDHANABHUTI B, MESRI G. Coefficient of earth pressure at rest for sands subjected to vibration[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2007, **44**(10): 1242 - 1263.
- [23] WANG J J, YANG Y, BAI J, et al. Coefficient of earth pressure at rest of a saturated artificially mixed soil from oedometer tests[J]. KSCE Journal of Civil Engineering, 2018, **22**: 1691 - 1699.
- [24] ARTHUR J R F, MENZIES B K. Inherent anisotropy in a sand[J]. Géotechnique, 1972, **22**(1): 115 - 128.
- [25] 刘麟, 顾晓强, 黄茂松. 利用带弯曲元应力路径三轴仪量测静止土压力系数研究[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(增刊 2): 212 - 215. (LIU Lin, GU Xiao-qiang, HUANG Mao-song. K_0 -determination by stress path triaxial apparatus with bender element[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(S2): 212 - 215. (in Chinese))
- [26] 岩土工程勘察规范: GB50021—2001 (2009 年版)[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2009. (Code for investigation of

- geotechnical engineering: GB 50021—2001 (Version 2009) [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2009. (in Chinese))
- [27] 徐东升, 汪 稔, 孟庆山, 等. 黄河三角洲粉土原位力学性能试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, **29**(2): 409 - 416. (XU Dong-sheng, WANG Ren, MENG Qing-shan, et al. Experimental research on in-situ mechanical properties of silt in yellow river delta[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, **29**(2): 409 - 416. (in Chinese))
- [28] 王 沛, 丁克胜, 杨宝珠. 自钻式旁压仪测定土的侧压力试验研究[J]. 岩土工程学报, 2008, **30**(增刊 1): 416 - 418. (WANG Pei, DING Ke-sheng, YANG Bao-zhu. Lateral pressure of soil by self-boring pressuremeter[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, **30**(S1): 452 - 460. (in Chinese))
- [29] 尹 松, 孔令伟, 张先伟, 等. 基于自钻式旁压仪的残积土原位力学特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(4): 688 - 695. (YIN Song, KONG Ling-wei, ZHANG Xian-wei, et al. Experimental study on in-situ properties of residual soil by self-boring pressuremeter[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(4): 688 - 695. (in Chinese))
- [30] MARCHETTI S. In-situ tests by fiat dilatometer[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1980, **106**(4): 299 - 321.
- [31] LUNNE T, POWELL J M, HAUGE E A, et al. Correlation of dilatometer readings with lateral stress in clay[J]. Transport Research Record, 1990, 1278: 183 - 493.
- [32] 赵富军. 天津地铁静止侧压力系数确定方法研究[J]. 铁道工程学报, 2016, **33**(12): 99 - 104. (ZHAO Fu-jun. Research on the method of the determination of static lateral pressure coefficient in Tianjin metro[J]. Journal of Railway Engineering Society, 2016, **33**(12): 99 - 104. (in Chinese))
- [33] 童立元, 刘松玉, 张焕荣, 等. 应用 SCPTu 确定静止土压力系数的试验研究[J]. 土木工程学报, 2013, **46**(4): 117 - 123. (TONG Li-yuan, LIU Song-yu, ZHANG Huan-rong, et al. Determination of coefficient of earth pressure at rest (K_0) using seismic piezocone tests[J]. China Civil Engineering Journal, 2013, **46**(4): 117 - 123. (in Chinese))
- [34] 耿功巧, 陈 妍, 蔡国军, 等. 基于 CPTU 原位测试的深基坑工程中黏性土静止土压力系数的评价研究[J]. 工程勘察, 2019, **47**(9): 1 - 6. (GENG Gong-qiao, CHEN Yan, CAI Guo-jun, et al. Determination of static earth pressure coefficient of clay in deep excavation project based on piezocone penetration test[J]. Geotechnical Investigation & Surveying, 2019, **47**(9): 1 - 6. (in Chinese))
- [35] 王国富, 曹正龙, 路林海, 等. 黄河冲积层静止土压力系数原位测定与分析[J]. 岩土力学, 2018, **39**(10): 3900 - 3906. (WANG Guo-fu, CAO Zheng-long, LU Lin-hai, et al. Measurement and analysis about coefficient of earth pressure at rest in alluvium of the Yellow river[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, **39**(10): 3900 - 3906. (in Chinese))
- [36] JAKY J. The coefficient of earth pressure at rest[J]. Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers, 1944, **78**(22): 355 - 358.
- [37] ALPAN I. The empirical evaluation of the coefficients K_0 and K_{OR} [J]. Soils and Foundations, 1967, **7**(1): 31 - 40.
- [38] SCHMIDT B. Discussion of earth pressures at rest related to stress history[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1966, **3**(4): 239 - 242.
- [39] 沈靠山. 覆盖层砂卵石料静止侧压力系数研究[D]. 南京: 河海大学, 2009. (SHEN Kao-shan. Study of Coefficient of Earth Pressure at Rest on Gravel Soil[D]. Nanjing: Hohai University, 2009. (in Chinese))
- [40] 徐光明, 陈爱忠, 曾友金, 等. 超重力场中界面土压力的测量[J]. 岩土力学, 2007, **28**(12): 2671 - 2674. (XU Guang-ming, CHEN Ai-zhong, ZENG You-jin, et al. Measurement of boundary total stress in a multi-gravity environment[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, **28**(12): 2671 - 2674. (in Chinese))
- [41] 土工试验方法标准: GB/T 50123—2019 [S]. 北京: 中国计划出版社, 2019. (Standard for Geotechnical Test Methods: GB/T 50123—2019[S]. Beijing: China Planning Press, 2019. (in Chinese))
- [42] 李 浩, 罗 强, 张 正, 等. 砂雨法制备砂土地基模型控制要素试验研究[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(10): 1872 - 1878. (LI Hao, LUO Qiang, ZHANG Zheng, et al. Experimental study on control element of sand pourer preparation of sand foundation model[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(10): 1872 - 1878. (in Chinese))
- [43] 马险峰, 孔令刚, 方 薇, 等. 砂雨法试样制备平行试验研究[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(10): 1791 - 1801. (MA Xian-feng, KONG Ling-gang, FANG Wei, et al. Parallel tests on preparation of samples with sand pourer[J]. Chinese

- Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(10): 1791 - 1801. (in Chinese))
- [44] 梁波, 厉彦君, 凌学鹏, 等. 离心模型试验中微型土压力盒土压力测定[J]. 岩土力学, 2019, **40**(2): 818 - 826. (LIANG Bo, LI Yan-jun, LING Xue-peng, et al. Determination of earth pressure by miniature earth pressure cell in centrifugal model test[J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, **40**(2): 818 - 826. (in Chinese))
- [45] 刘守华, 蔡正银, 徐光明, 等. 超深厚吹填粉细砂地基大型离心模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2004, **26**(6): 846 - 850. (LIU Shou-hua, CAI Zheng-yin, XU Guang-ming, et al. Centrifuge modeling of the silty sand foundation of super-high fill[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004, **26**(6): 846 - 850. (in Chinese))
- [46] 应宏伟, 蒋波, 谢康和. 考虑土拱效应的挡土墙主动土压力分布[J]. 岩土工程学报, 2007, **29**(5): 90 - 95. (YING Hong-wei, JIANG Bo, XIE Kang-he. Distribution of active earth pressure against retaining walls considering arching effects[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, **29**(5): 90 - 95. (in Chinese))
- [47] 曹卫平, 陈仁朋, 陈云敏. 桩承式加筋路堤土拱效应试验研究[J]. 岩土工程学报, 2007, **29**(3): 129 - 134. (CAO Wei-ping, CHEN Ren-peng, CHEN Yun-min. Experimental investigation on soil arching in piled reinforced embankments[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, **29**(3): 129 - 134. (in Chinese))
- [48] 徐光明, 蔡正银, 曾友金, 等. 京唐港#18、#19泊位卸荷式地连墙板桩码头方案离心模型试验研究报告[R]. 南京: 南京水利科学研究院, 2007. (XU Guang-ming, CAI Zheng-yin, ZENG You-jin, et al. Report of Centrifugal Model Tests on Sheet-Pile Wharf With Relief Diaphragm of Berth No. 18 and 19 of Jingtang Port[R]. Nanjing: Nanjing Hydraulic Research Institute, 2007. (in Chinese))
- [49] 李景林, 蔡正银, 徐光明, 等. 遮帘式板桩码头结构离心模型试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, **26**(6): 1182 - 1187. (LI Jing-lin, CAI Zheng-yin, XU Guang-ming, et al. Centrifuge modelling test on covered sheet-piled structure of wharf[J]. 2007, **26**(6): 1182 - 1187. (in Chinese))
- [50] 司海宝, 蔡正银, 俞缙. 遮帘式板桩码头结构与土共同作用3D数值模拟分析[J]. 土木工程学报, 2012, **45**(5): 182 - 190. (SI Hai-bao, CAI Zheng-yin, YU Jin. 3D Numerical modeling of pile-soil interaction for covered sheet-piled wharf[J]. China Civil Engineering Journal, 2012, **45**(5): 182 - 190. (in Chinese))
- [51] 崔冠辰, 蔡正银, 李小梅, 等. 遮帘式板桩码头工作机理初探[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(4): 762 - 766. (CUI Guan-chen, CAI Zheng-yin, LI Xiao-mei, et al. Preliminary investigation on working mechanism of covered sheet-pile wharfs[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(4): 762 - 766. (in Chinese))
- [52] 司海宝, 蔡正银. 基于ABAQUS建立土体本构模型库的研究[J]. 岩土力学, 2011, **32**(2): 599 - 603. (SI Hai-bao, CAI Zheng-yin. Development of static constitutive model library for soils based on ABAQUS[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, **32**(2): 599 - 603. (in Chinese))
- [53] 刘永绣, 吴荔丹, 徐光明, 等. 遮帘式板桩码头工作机制[J]. 水利水运工程学报, 2006(2): 8 - 12. (LIU Yong-xiu, WU Li-dan, XU Guang-ming, et al. Working mechanism of sheet pile wharf with barrier piles[J]. Hydro-Science and Engineering, 2006(2): 8 - 12. (in Chinese))
- [54] 蔡正银, 徐光明, 曾有金, 等. 遮帘式板桩码头土压力离心模型试验研究[J]. 港工技术, 2007, **26**(6): 51 - 55. (CAI Zheng-yin, XU Guang-ming, ZENG You-jin, et al. Experimental study of centrifugal models to test earth pressure on covered sheet pile wharfs[J]. Port Engineering Technology, 2007, **26**(6): 51 - 55. (in Chinese))
- [55] 焦志斌, 蔡正银, 王剑平, 等. 遮帘式板桩码头原型观测技术研究[J]. 港工技术, 2005(增刊): 56 - 59. (JIAO Zhi-bin, CAI Zheng-yin, WANG Jian-ping, et al. Study on prototype observation technique of semi-covered type of sheet pile[J]. Port Engineering Technology, 2005(S0): 56 - 59. (in Chinese))
- [56] 焦志斌, 蔡正银, 徐光明, 等. 遮帘式地连墙板桩结构遮帘效应研究[J]. 水利学报, 2014, **45**(增刊 2): 125 - 129. (JIAO Zhi-bin, CAI Zheng-yin, XU Guang-ming, et al. Barrier effect of covered sheet pile wharfs with diaphragm walls[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2014, **45**(S2): 125 - 129. (in Chinese))
- [57] 彭益达, 赵利平. 港池开挖对遮帘式板桩码头结构的影响[J]. 中国水运, 2014, **14**(4): 303 - 305. (PENG Yi-da, ZHAO Li-ping. The impact of harbor excavation on the covered sheet-piled wharf[J]. China Water Transport, 2014, **14**(4): 303 - 305. (in Chinese))
- [58] 黄伟, 潘泓, 王燕燕. 全遮帘式板桩码头结构遮帘桩合理桩间距确定[J]. 地下空间与工程学报, 2012, **8**(1): 129 - 134. (HUANG Wei, PAN Hong, WANG Yan-yan.

- Determination on rational spacing of barrier pile for all-covered type of sheet pile wharf[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2012, **8**(1): 129 - 134. (in Chinese))
- [59] 王元战, 龚晓龙, 李 斌. 遮帘式板桩码头的遮帘效果及其影响因素分析[J]. 水道港口, 2014, **35**(1): 81 - 86. (WANG Yuan-zhan, GONG Xiao-long, LI Bin. Analysis on sheltering effect of covered sheet pile wharf and its influencing factors[J]. Journal of Waterway and Harbor, 2014, **35**(1): 81 - 86. (in Chinese))
- [60] 刘进生, 刘永绣. 卸荷式板桩码头结构在汉堡港的应用[J]. 港工技术, 2005(4): 20 - 21. (LIU Jin-sheng, LIU Yong-xiu. Application of relieving type of sheet pile wharf structure to Hamburg port[J]. Port Engineering Technology, 2005(4): 20 - 21. (in Chinese))
- [61] 龚丽飞. 分离卸荷式地下连续墙板桩码头结构与土相互作用研究[D]. 南京: 南京水利科学研究院, 2007. (GONG Li-fei. Researches on Structure-Soil of Sheet-Pile Wharfs with Relief Platform and Diaphragm Wall[D]. Nanjing: Nanjing Hydraulic Research Institute, 2009. (in Chinese))
- [62] 徐光明, 刘 阳, 任国峰, 等. 20 万吨级卸荷式板桩码头离心模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2018, **40**(1): 46 - 53. (XU Guang-ming, LIU Yang, REN Guo-feng, et al. Centrifuge modeling of 200000 tonnage sheet-pile wharfs with relief platform[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(1): 46 - 53. (in Chinese))
- [63] 蔡正银, 关云飞. 卸荷式板桩码头数值仿真平台开发及有限元计算[J]. 港口科技, 2016(3): 1 - 5. (CAI Zheng-yin, GUAN Yun-fei. Numerical simulation platform development and finite element calculation for relieving sheet-pile[J]. Science Technology of Ports, 2016(3): 1 - 5. (in Chinese))
- [64] TERZAGHI K. Theoretical Soil Mechanics[M]. New York: Wiley, 1943.
- [65] 梅国雄, 宰金珉. 现场监测实时分析中的土压力计算公式[J]. 土木工程学报, 2000, **33**(5): 79 - 82. (MEI Guo-xiong, ZAI Jin-min. A new formula for earth pressure[J]. China Civil Engineering Journal, 2000, **33**(5): 79 - 82. (in Chinese))
- [66] 交通部第一航务工程勘察设计院. 海港工程设计手册[M]. 北京: 人民交通出版社, 1994. (CCCC First Navigation Engineering Survey and Design Institute. Harbour Engineering Design Manual[M]. Beijing: China Communications Press, 1994. (in Chinese))
- [67] 侯 伟. 卸荷式板桩码头结构关键问题研究[D]. 上海: 同济大学, 2015. (HOU Wei. Research on Key Issues in the Sheet Pile Wharf with Relieving Platform[D]. Shanghai: Tongji University, 2015. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202002002

考虑自重应力和 Hansbo 渗流的饱和黏土 一维弹黏塑性固结分析

刘忠玉¹, 夏洋洋^{1,2}, 石明生², 张家超¹, 朱新牧¹

(1. 郑州大学土木工程学院, 河南 郑州 450001; 2. 郑州大学水利科学与工程学院, 河南 郑州 450001)

摘要: 考虑地基土沿深度方向变化的自重应力, 引入考虑时间效应的统一硬化(UH)本构模型描述饱和黏土固结过程中的弹黏塑性变形, 同时采用 Hansbo 渗流方程描述固结过程中的非 Darcy 渗流, 对太沙基饱和黏土一维固结方程进行修正, 并给出有限体积法数值求解格式。通过与固结试验结果对比, 验证了 UH 模型的适用性。然后探讨了土体自重应力、黏滞性、Hansbo 渗流参数、土层厚度及外荷载大小等因素对弹黏塑性固结过程的影响。结果表明: 在加载初期, 土体的黏滞效应在地基不排水面附近引起了超静孔压升高的现象, 且土体自重应力和 Hansbo 渗流对此均有增强作用, 但是随外荷载的增大, 这一现象有所减弱; 同时, 考虑土体自重应力将延缓加载初期饱和黏土地基中超静孔压的整体消散速率, 但加快加载中后期饱和黏土地基的固结速率; 并且, 随着次固结指数、土层厚度及 Hansbo 渗流参数的增大, 饱和黏土地基中超静孔压整体消散滞后, 但增大外荷载却加快了饱和黏土地基的固结速率。

关键词: 固结; 弹黏塑性; 自重应力; Hansbo 渗流; 有限体积法

中图分类号: TU433

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)02-0221-09

作者简介: 刘忠玉(1968—), 男, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事岩土力学等方面的教学和科研工作。E-mail: zhylu@zzu.edu.cn。

One-dimensional elastic viscoplastic consolidation analysis of saturated clay considering gravity stress and Hansbo's flow

LIU Zhong-yu¹, XIA Yang-yang^{1,2}, SHI Ming-sheng², ZHANG Jia-chao¹, ZHU Xin-mu¹

(1. School of Civil Engineering, Zhengzhou University, Zhengzhou 450001, China; 2. School of Water Conservancy Science and Engineering, Zhengzhou University, Zhengzhou 450001, China)

Abstract: The unified hardening (UH) constitutive model considering time effect is introduced to describe the elastic viscoplastic deformation of saturated clay, and the Hansbo's flow equation is used to describe the non-Darcy flow through the pore in the consolidation process. Thus the Terzaghi one-dimensional consolidation equation for saturated clay is modified considering the gravity stress of soil layers along the depth direction, and the numerical analysis is performed by using the finite volume method. The applicability of UH model is verified by comparison with the oedometer tests. Then the effects of the gravity stress of soil layers, viscosity, Hansbo's flow parameters, soil thickness and external load on the elastic viscoplastic consolidation process are discussed. The numerical results show that the viscous effect of soils causes an increase of excess pore pressure near the impervious boundary of soil layers at the early stage of loading, and this effect is enhanced by both the gravity stress and the Hansbo's flow, while this phenomenon is weakened with the increase of the external load. In addition, the gravity stress of soil layers can delay the overall dissipation rate of the excess pore pressure in the soil layers at the early stage of loading, and accelerate the consolidation rate of soil layers at the middle and late stages of loading. Moreover, the dissipation of the excess pore water pressure in the soil layers is delayed with the increase of the secondary compression index, thickness of soil layers and Hansbo's flow parameters, but the consolidation rate of the soil layers is accelerated by the increase of the external load.

Key words: consolidation; elastic viscoplasticity; gravity stress; Hansbo's flow; finite volume method

0 引言

Terzaghi 一维固结理论自 1925 年提出以来一直在工程界广泛应用。但是在饱和软黏土地区, 常常发现

按该固结理论预测的沉降值与实测值之间存在较大的

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51578511, 51679219)

收稿日期: 2019-04-20

差异, 所以不断有学者对该理论进行修正。首先, Terzaghi 假定土体变形是线弹性的^[1], 这样土体的应力-应变关系就满足胡克定律, 且不需要考虑沿深度变化的自重应力的影响。但 Gibson 等^[2]在研究较厚饱和黏土层固结问题时发现, 考虑土体自重应力时土体的固结速率会大于 Terzaghi 理论值。后来, 窦宜等^[3]的离心加载试验也证明考虑自重应力的必要性。因此, 李冰河等^[4]考虑自重应力沿地基深度的变化, 对 Terzaghi 一维固结理论进行了修正, 并给出其半解析解。在此基础上, 蓝柳和^[5]讨论了饱和黏土一维非线性流变固结问题, 并指出在饱和黏土流变固结过程中考虑土体自重应力的必要性。

此外, 流变性也是饱和黏性土较为显著的一种特性, 也是造成饱和黏土地区固结理论预测沉降值与观测值存在较大差异的主要原因之一。因此, 不断有学者试图引入不同的流变模型对 Terzaghi 固结理论进行改进。起初, Taylor 等^[6]引入元件模型, 得到了主次固结耦合的黏弹性固结理论, 但此类理论为了较好地模拟试验结果(特别是加载初期), 常常需要将基本元件或基本模型进行多次组合, 这就使得此类本构表达式中常常有较多参数, 为求解过程增加了许多不确定的因素^[7]。另外, 为考虑非线性流变的影响, 一些学者^[8-11]便引入了流变经验表达式, 或引入分数导数表示的弹壶元件替代传统的牛顿黏壶, 或将元件模型中的一些参数视为应力或应变的函数。同时, 也有学者^[12-13]通过建立土体的弹黏塑性本构关系来反映上述土体变形的时间效应, 其中 Yin 等^[12]引入等效时间的概念, 建立了一个新的弹黏塑性(EVP)本构模型, 并与固结理论结合, 解释了一维固结初期地基中出现的超静孔压升高现象。但柯文汇等^[13]认为等效时间模型中参考时间难以确定, 于是提出了基于等黏塑性应变率线的弹黏塑性模型, 虽然新建模型能够准确模拟正常固结土的固结状态, 却稍微高估了超固结土的变形。近年来, 姚仰平等^[14-15]基于修正剑桥模型提出统一硬化(UH)本构模型, 并将其推广至考虑时间效应的弹黏塑性模型。该模型不仅能够合理描述土体大部分变形特性, 且具有模型参数少、物理意义明确并且可通过常规试验确定等优点, 已初步应用于一维流变固结分析中, 并分析了加载初期不透水面处有效应力的松弛现象^[16]。

值得注意的是, 上述研究都是在假定地基土中的渗流符合 Darcy 定律的基础上进行的。然而, 不断有学者通过渗透试验^[17-18]证实, 在饱和黏土中, 孔隙水渗流存在偏离 Darcy 定律的现象, 并分别提出了不同形式的非 Darcy 渗流表达式, 其中应用较为广泛的当属 Hansbo^[17]渗流。李传勋等^[19]、刘忠玉等^[20]基于 Hansbo 渗流先后考虑施工荷载及流变的影响, 对

Terzaghi 一维固结理论进行了修正, 进一步证明了考虑非 Darcy 渗流的必要性。随着研究的深入, 纠永志等^[21]、李传勋等^[22]开始同时考虑自重应力、Hansbo 渗流及变渗透系数的影响对一维固结问题进行分析, 并给出了固结方程的有限差分解及半解析解。可以发现, 以上考虑土体自重应力和 Hansbo 渗流对固结问题的研究均未考虑黏滞性的影响, 而在一维固结的范畴, 能够同时考虑流变性、土体自重应力、非 Darcy 渗流及变渗透系数的还鲜有报道。

因此, 本文引入 Hansbo 渗流描述渗流的非 Darcy 特性, 引入考虑时间效应的 UH 本构模型描述饱和黏土变形的弹黏塑性, 考虑土体自重应力和变渗透系数的影响, 对一维固结方程进行重新推导, 并探讨土体黏滞性、自重应力、Hansbo 渗流参数、地基土层厚度及外加荷载等因素对饱和黏土固结过程的影响。

1 一维固结方程的推导

1.1 考虑时间效应的 UH 模型

引入文献[14, 16]所述一维情况下考虑时间效应的 UH 模型, 其竖向应变增量 de_v 的表达式为

$$de_v = \begin{cases} \frac{\left(C_s + (C_c - C_s) \frac{M^4}{M_f^4} \right) \frac{ds'}{s'} + \frac{C_\alpha dt}{t_\alpha + t_0}}{\ln 10(1 + e_0)} & (ds' \geq 0) \\ \left(\frac{C_s ds'}{s'} + \frac{C_\alpha dt}{t_\alpha + t_0} \right) / [\ln 10(1 + e_0)] & (ds' < 0) \end{cases} \quad (1)$$

式中 C_c 为压缩指数; C_s 为回弹指数; C_α 为次固结指数; t_0 为单位时间, 根据所分析的问题可取 1 s, 1 min 等; t_α 为老化时间; e_0 为初始孔隙比; s' 为竖向有效应力; M 和 M_f 分别为临界状态应力比和潜在破坏应力比。这些参数可表示为

$$M = 6 \sin j / (3 - \sin j) \quad , \quad (2)$$

$$M_f = 6 \sqrt{c / (R(1 + c/R)) - c / R} \quad , \quad (3)$$

$$(t_\alpha + t_0) / t_0 = R^{-a} \quad , \quad (4)$$

式中, $c = M^2 / [12(3 - M)]$, $a = (C_c - C_s) / C_\alpha$, j 为土的内摩擦角, R 为超固结参数, 反映了地基的超固结程度, 即

$$R = \exp[-\ln 10 \cdot (1 + e_0) e_v^p / (C_c - C_s)] s' / p'_c \quad (5)$$

式中 p'_c 为回弹线与瞬时压缩线交点的竖向应力, 当不考虑时间效应时, p'_c 即为先期固结压力, 且与之对应的超固结参数初始值 R_0 的倒数即为超固结比 OCR; e_v^p 为竖向塑性应变, 其增量 de_v^p 可表示为

$$de_v^p = \begin{cases} \frac{(C_c - C_s) \frac{M^4}{M_f^4} \frac{ds'}{s'} + \frac{C_\alpha dt}{t_\alpha + t_0}}{\ln 10(1 + e_0)} & (ds' \geq 0) \\ \frac{C_\alpha dt}{t_\alpha + t_0} / [\ln 10(1 + e_0)] & (ds' < 0) \end{cases} \quad (6)$$

1.2 问题的描述

如图 1 所示, 设均匀饱和黏土层厚度为 H , 顶面透水, 底面不透水。假定饱和黏土地基中土颗粒和孔隙水自身均不可压缩, 且在上覆土层荷载 s'_{cz0} 和自重作用下固结已经完成。现于顶面作用瞬时施加的荷载 p_0 , 这样土体的变形和孔隙水的渗流只沿竖向发生。设深度 z 处, 初始有效应力 (即自重应力) 为 $s'_{cz}(z)$, 时刻 t 对应的有效应力和超静孔压分别为 $s'(z, t)$ 和 $u(z, t)$, 竖向渗流的水力梯度为 $i(z, t)$, 渗流速度为 $v(z, t)$, 且后二者之间的关系可用式 (7) 所示的 Hansbo 渗流公式描述:

$$v = \begin{cases} ki|i|^{m-1}/(m i_1^{m-1}) & (|i| \leq i_1) \\ ki[1 - i_1(m-1)/(m|i|)] & (|i| > i_1) \end{cases} \quad (7)$$

式中 m 为试验确定的常数; i_1 为计算渗流起始水力梯度; i 为水力梯度, $i = \partial u / (\partial z \cdot g_w)$, 其中 g_w 为水的重度; k 为渗透系数, 它与孔隙比 e 的关系用 Taylor^[23] 提出的经验公式描述:

$$\lg k = \lg k_0 - (e_0 - e) / C_k \quad (8)$$

式中, k_0 为与孔隙比 e_0 对应的渗透系数, C_k 为渗透指数。

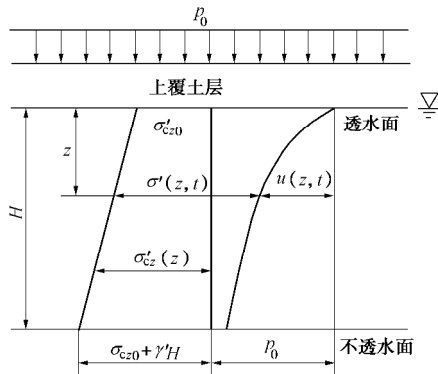


图 1 分析模型

Fig. 1 Schematic diagram of analytical model

如图 1 所示, 在荷载 p_0 作用下土层深度 z 处的总应力和有效应力可分别表示为

$$s = s' + u_z = s'_{cz} + p_0 + u_0 \quad (9)$$

$$s' = s'_{cz} + p_0 - u \quad (10)$$

式中, u_z 为总孔压, 可表示为 $u_z = u + u_0$, 其中 u_0 为静孔压。

深度 z 处的初始有效应力 s'_{cz} 可表示为

$$s'_{cz} = s'_{cz0} + g'z \quad (11)$$

式中, g' 为土的有效重度。若令 $g' = 0$ 即视为不考虑自重应力的变化。

由渗流连续性条件可得

$$\partial v / \partial z = -\partial e_v / \partial t \quad (12)$$

采用与文献[19~22]同样的推导方式, 即将式 (1), (7), (8) 和 (10) 代入式 (12) 可得控制方程为

$$\frac{\partial}{\partial z} \left[y \left(g' - \frac{\partial s'}{\partial z} \right) \right] = -b \frac{\partial s'}{\partial t} - h \quad (13)$$

式中, $h = g_w C_a / [\ln 10 \cdot k_0 (1 + e_{cz})(t_a + t_0)]$,

$$y = \begin{cases} \frac{\exp[-\ln 10 \cdot (e_0 - e) / C_k]}{m(i_1 g_w)^{m-1}} \left| g' - \frac{\partial s'}{\partial z} \right|^{m-1} & (|i| \leq i_1) \\ \exp \left[-\frac{\ln 10 \cdot (e_0 - e)}{C_k} \right] \cdot \left[1 - \frac{i_1 g_w (m-1)}{m |g' - \partial s' / \partial z|} \right] & (|i| > i_1) \end{cases}$$

$$b = \begin{cases} \frac{g_w [C_s + (C_c - C_s) M^4 / M_f^4]}{\ln 10 \cdot k_0 \cdot s'(1 + e_{cz})} & (ds' \geq 0) \\ \frac{C_s g_w / [\ln 10 \cdot k_0 \cdot s'(1 + e_{cz})]}{C_s g_w / [\ln 10 \cdot k_0 \cdot s'(1 + e_{cz})]} & (ds' < 0) \end{cases}$$

其中, e_{cz} 为与 s'_{cz} 对应的深度 z 处的初始孔隙比, 可表示为

$$e_{cz} = \begin{cases} e_0 - C_s \lg(s'_{cz} / s'_0) & (s'_{cz} < p'_c) \\ e_0 - C_s \lg \frac{p'_c}{s'_0} - C_c \lg \frac{s'_{cz}}{p'_c} & (s'_{cz} \geq p'_c) \end{cases} \quad (14)$$

式中, s'_0 为与某已知孔隙比 e_0 对应的有效应力值, 根据孔隙比 e 与竖向应变 e_v 的关系, 可得

$$e = e_{cz} - e_v (1 + e_{cz}) \quad (15)$$

图 1 所示课题对应的初始条件和边界条件可分别表示为

$$s'(z, 0) = s'_{cz0} + g'z \quad (0 \leq z \leq H) \quad (16)$$

$$s'(0, t) = p_0 + s'_{cz0} \quad (t > 0) \quad (17)$$

$$\frac{\partial s'}{\partial z} \Big|_{z=H} = g' \quad (t > 0) \quad (18)$$

2 方程的有限体积法求解

考虑到式 (13) 的复杂性, 欲求其解析解相当困难, 故本文利用有限体积法进行求解。

2.1 方程的离散

首先以 Δz 把黏土层从上至下平均分成 n 个控制容积, 并在每个控制容积的中点布置一个节点; 同时按给定的步长 Δt 对时间进行离散。然后在任一时间间隔 Δt (时刻 t_j 至 t_{j+1}) 内, 在第 b 控制容积内对式 (13) 积分:

$$\begin{aligned} & \int_{t_j}^{t_{j+1}} \int_{\Delta z} \frac{\partial}{\partial z} \left[y \left(g' - \frac{\partial s'}{\partial z} \right) \right] dz dt \\ & = - \int_{t_j}^{t_{j+1}} \int_{\Delta z} \left(b \frac{\partial s'}{\partial t} + h \right) dz dt \end{aligned} \quad (19)$$

式 (19) 可改写为

$$\int_{t_j}^{t_{j+1}} \left[y \left(g' - \frac{\partial s'}{\partial z} \right) \Big|_A - y \left(g' - \frac{\partial s'}{\partial z} \right) \Big|_B \right] dt$$

$$= - \int_{\Delta z} \int_{t_j}^{t_{j+1}} \left(b \frac{\partial s'}{\partial t} + h \right) dt dz, \quad (20)$$

式中, 下标 A, B 分别表示该控制容积的下、上边界点坐标。

对式(20)等号右边 s' 关于 t 的偏导数以一阶向前差分近似, 等号左边 s' 关于 z 的偏导数以中心差分近似, 可得

$$\begin{aligned} & \int_{t_j}^{t_{j+1}} \left[y_{b+1/2} \left(g' - \frac{s'_{b+1} - s'_b}{\Delta z} \right) - y_{b-1/2} \left(g' - \frac{s'_b - s'_{b-1}}{\Delta z} \right) \right] dt \\ &= -b_b^{j+1} (s_b^{j+1} - s_b^j) \Delta z - h_b^{j+1} \Delta z \Delta t. \end{aligned} \quad (21)$$

式中 b 为空间节点数; j 为时间离散点; x_b^j 表示变量 x 在 $(b-1/2)\Delta z$ 处, $j\Delta t$ 时刻的值; $x_{b\pm 1/2}^j$ 表示变量 x 在 $(b-1/2 \pm 1/2)\Delta z$ 处, $j\Delta t$ 时刻的值。

然而, 欲求式(21)左边的积分项, 就必须要知道节点有效应力 s'_{b-1} , s'_b , s'_{b+1} 在时间间隔 $[t_j, t_{j+1}]$ 内随时间的变化关系, 但这种变化关系是未知的。常规做法是用这些节点在 t_j 和 t_{j+1} 时刻的有效应力加权组合构成这一时间间隔内的加权平均值然后积分计算^[24]。如果取 t_j 和 t_{j+1} 时刻的权重分别为 0 和 1, 即为全隐格式。这样式(21)变为

$$\begin{aligned} s_b^{j+1} &= s_b^j - \left\{ y_{b+1/2}^{j+1} [g' \Delta z - (s_{b+1}^{j+1} - s_b^{j+1})] - \right. \\ & \quad \left. y_{b-1/2}^{j+1} [g' \Delta z - (s_b^{j+1} - s_{b-1}^{j+1})] \right\} \Delta t / (b_b^{j+1} \Delta z^2) - \\ & \quad \Delta t \cdot h_b^{j+1} / b_b^{j+1}. \end{aligned} \quad (22)$$

2.2 初始条件和边界条件的处理

首先, 初始条件式(16)可离散为

$$s_b^0 = s'_{cz0} + (b-1/2)\Delta z \cdot g' \quad (b=1, 2, 3, L, n). \quad (23)$$

考虑到透水边界条件式(17), 控制容积 1 上边界处的有效应力梯度可近似为

$$\left. \frac{\partial s'}{\partial z} \right|_B = \frac{s_1^{j+1} - (p_0 + s'_{cz0})}{\Delta z / 2}. \quad (24)$$

这样式(20)可离散为

$$\begin{aligned} s_1^{j+1} &= s_1^j - \left\{ y_{1+1/2}^{j+1} [g' \Delta z - (s_2^{j+1} - s_1^{j+1})] - y_{1-1/2}^{j+1} \cdot \right. \\ & \quad \left. [g' \Delta z - 2(s_1^{j+1} - p_0 - s'_{cz0})] \right\} \Delta t / (b_1^{j+1} \Delta z^2) - \\ & \quad \Delta t \cdot h_1^{j+1} / b_1^{j+1}. \end{aligned} \quad (25)$$

考虑到不透水边界式(18), 对于控制容积 n , 式(20)可离散为

$$\begin{aligned} s_n^{j+1} &= s_n^j + y_{n-1/2}^{j+1} [g' \Delta z - (s_n^{j+1} - s_{n-1}^{j+1})] \Delta t / \\ & \quad (b_n^{j+1} \Delta z^2) - \Delta t \cdot h_n^{j+1} / b_n^{j+1}. \end{aligned} \quad (26)$$

于是式(22)~(26)就构成封闭的方程组, 通过迭代算法便可得到 $(j+1)\Delta t$ 时刻深度 $(b-1/2)\Delta z$ 处的有效应力 s_b^{j+1} 。然后, 由式(10)可得到对应的超孔隙水压力 u_b^{j+1} :

$$u_b^{j+1} = s'_{cz0} + p_0 + (b-1/2)\Delta z \cdot g' - s_b^{j+1}. \quad (27)$$

为分析土层整体孔压消散情况, 这里引入按孔压定义的平均固结度:

$$U_p = 1 - \frac{\int_0^H u(z, t) dz}{\int_0^H u(z, 0) dz} = 1 - \frac{\sum_{b=1}^n u_b^{j+1}}{np_0}. \quad (28)$$

同时, 地基沉降量按下式计算:

$$S_t = \int_0^H e_v(z, t) dz = \Delta z \cdot \sum_{b=1}^n e_{vb}^{j+1}. \quad (29)$$

3 UH 模型适用性验证

李西斌^[25]曾基于先进 GDS 固结仪对萧山黏土做过一维固结试验, 并将三元件模型和四元件模型引入到一维固结分析中。其后, 为验证 UH 模型的适用性, 胡晶等^[16]取试样 3-4 在加荷级别 800~1600 kPa 的试验数据, 对 UH 模型的适用性进行了验证, 却未考虑变渗透系数的影响。这里, 取同样的 UH 模型参数, 即: $H=14.8$ mm, $e_0=0.82$, $C_C=0.356$, $C_k=0.528$, $C_S=0.073$, $C_a=0.011$, $k_0=2.0 \times 10^{-11}$ m/s, $M=0.984$, $R_0=0.575$ 。此外, 由于试样厚度较小 ($H=2$ cm), 故可忽略 Hansbo 渗流和土体自重应力的影响^[22], 令 $g'=0.0$, $m=1.0$ 或 $i_1=0.0$ 。然后, 给出了不同流变模型下理论值与试验值的对比图, 并示于图 2。很明显, 相比元件模型, 考虑变渗透系数的 UH 模型结果更接近试验值, 这充分印证了 UH 模型的适用性及考虑变渗透系数的必要性。

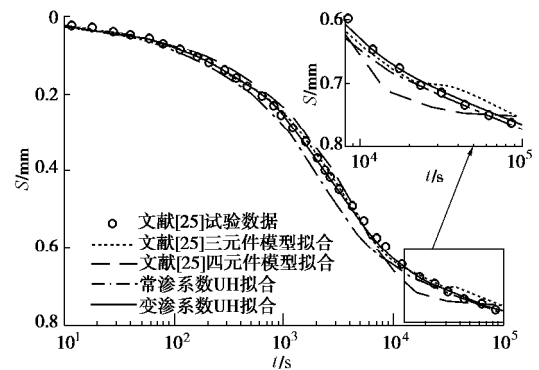


图2 不同模型下沉降理论预测值与试验结果对比

Fig. 2 Comparison between predicted values and experimental results of settlement theory by different models

4 参数分析

为便于后文进行单因素分析, 这里根据文献[25]试验结果给定地基土的基本指标和计算参数为: $p_0=200$ kPa, $s'_{cz0}=50$ kPa, $H=10.0$ m, $R_0=0.5$, $k_0=3.0 \times 10^{-7}$ m/min, $M=0.772$, $e_0=1.5$, $C_C=0.45$, $C_k=0.75$, $C_S=0.08$,

$C_\alpha=0.03$, $g'=10 \text{ kN/m}^3$, $m=1.5$, $i_1=5.0$, $n=50$, $\Delta t=0.001 \text{ min}$, 有效应力 s' 的迭代误差为 10^{-7} , 此外, 由于文献[21, 22, 26, 27]已对渗透指数、前期固结压力、回弹再压缩指数等参数分别讨论过, 因此, 这里仅对下述参数进行分析。

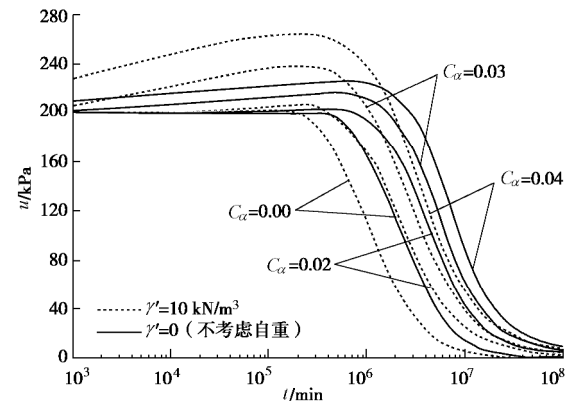
4.1 次固结指数 C_α 的影响

首先考察黏滞性对固结过程的影响。图 3 (a) 给出不同次固结指数 C_α 时底部不排水边界处超静孔压随时间变化的曲线。很明显, 不论是否考虑自重应力的影响, 在固结的前期, 当 $C_\alpha=0.00$ (不考虑黏滞性) 时孔压随时间变化曲线与时间轴平行, 当 $C_\alpha=0.02$, 0.03 , 0.04 (考虑黏滞性) 时孔压随时间变化曲线斜向上偏离了时间轴。这说明, 黏滞性使不透水边界处产生了超静孔压升高的现象。且随着 C_α 的增大, 该现象变得更为显著, 孔压达到峰值的时间也更滞后。这种加载初期孔压升高现象与多维 Biot 固结课题中的 Mandel-Cryer 效应产生机理不同, 因为本文讨论的课题仍属于 Terzaghi 一维固结理论的范畴, 这里将其称为“类曼德尔效应”。实际上, Yin 等^[12]、胡晶等^[16]、仇玉良等^[27]的固结分析中, 也发现了该现象, 并将其归因于黏土的“黏滞(蠕变)效应”或主次固结耦合机制。同时 Wong 等^[28]认为产生黏滞(蠕变)效应的主要机制是土颗粒周围的黏滞流, 而排水路径又是影响黏滞流流动和蠕变变形的主要因素。因此, 加载初期在饱和黏土地基不排水边界处, 由于排水路径不通畅, 土体中的水来不及排出, 土颗粒周围黏滞流流动愈加缓慢, 并出现拥堵, 进而就会引起有效应力松弛和孔隙水压力上升。

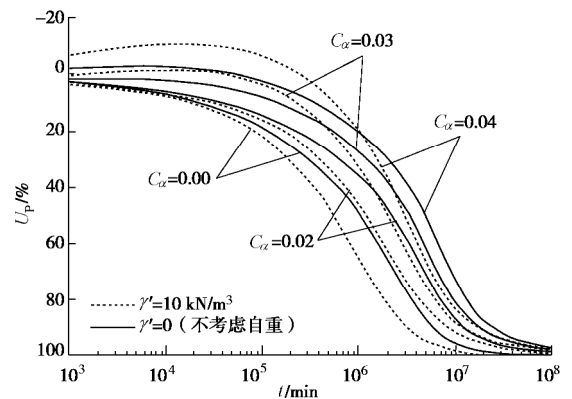
此外, 图 3 (a) 还表明, 考虑土体自重应力时超静孔压达到的峰值更大, 但达到峰值需要的时间则大大缩短。这可从初始有效应力对渗透性的影响方面予以解释, 即当考虑土体自重应力时, 初始有效应力随深度的增大而增大, 从由式 (14) 就可看出, 初始有效应力越大, 初始孔隙比 e_α 就越小, 所以不透水面附近地基土的透水性就越差。因此, 考虑土体自重应力时饱和黏土地基中的应力松弛现象就会更显著。

图 3 (b) 给出了次固结指数 C_α 对平均固结度 U_p 的影响曲线。与胡晶等^[16]曾分析过的不计土体自重应力时次固结指数对平均固结度 U_p 的影响类似, 同一时刻平均固结度 U_p 随 C_α 的增大而减小, 即随着 C_α 的增大, 地基中超静孔压的整体消散相应滞后, 考虑自重应力时也是如此。当 $C_\alpha=0.00$ (不考虑黏滞性) 时, 这里得到与纠永志等^[21]一致的结论, 即在加载的前期, 自重应力对平均固结度 U_p 的影响很小, 而在加载的中后期, 考虑土体自重应力时平均固结度 U_p

却有所增大。这说明, 不考虑黏滞性时, 自重应力加快了加载中后期地基中超静孔压的整体消散速率。但是, 当考虑黏滞性时, 在加载前期, 同一时刻考虑土体自重应力时平均固结度 U_p 要比未考虑土体自重应力时小, 而在加载的中后期却恰恰相反。即考虑黏滞性时, 自重应力延缓了加载前期地基中超静孔压的整体消散速率, 却加快了加载中后期地基的固结进程。



(a) C_α 对不排水边界处超静孔压消散的影响



(b) C_α 对平均固结度 U_p 的影响

图 3 次固结指数 C_α 对固结性状的影响

Fig. 3 Influences of secondary compression index C_α on consolidation behavior

4.2 土层厚度 H 的影响

除上述参数的影响外, Gibson 等^[2]认为对于较厚黏土层考虑土体自重应力是有必要的, 李传勋等^[22]也曾分析过非达西渗流条件下地基厚度对地基固结过程的影响, 但忽略了黏滞性的影响。为分析考虑土体自重应力时地基土层厚度对固结过程的影响, 给出图 4 所示曲线。其中图 4 (a) 给出了考虑土体自重应力和不考虑土体自重应力两种情况下, 不同土层厚度时地基地部不排水面处超静孔压随时间变化的影响曲线。图 4 (a) 表明, 地基土层厚度对加载前期的“类曼德尔效应”也有影响, 并且地基土层厚度越大, 这一现象越显著。这与高彦斌^[9]的结论是一致的。同时,

该图还表明, 当不考虑土体自重应力时这一现象有所减弱。这样, 二者对比就可以得到与李传勋等^[22]类似的结论, 即: 当土层较厚时, 自重应力的影响较大; 当土层较薄时土体自重应力的影响就不显著, 且此时“类曼德尔效应”也不明显。这与胡晶等^[16]的结论不谋而合, 即土样厚度较小(1~4 cm)是室内固结试验观察不到“类曼德尔效应”的一个重要原因。实际上, 这主要是因为当土层厚度很小(排水距离很短)时, 排水条件很好, 因土体黏滞性引起的超静孔压异常升高的时间很短且峰值很小, 固结试验中仪器就可能观测不到这种现象。

图4(b)中与李传勋等^[22]分析的现象类似, 整个加载过程中, 随着土层厚度的增大, 同一时刻平均固结度 U_p 减小, 即: 随着土层厚度的增大, 地基中整体超静孔压消散速率减慢。但是, 与不考虑自重应力时相比, 自重应力延滞了加载前期地基中超静孔压的整体消散的影响, 却加速了加载中后期地基的固结进程。

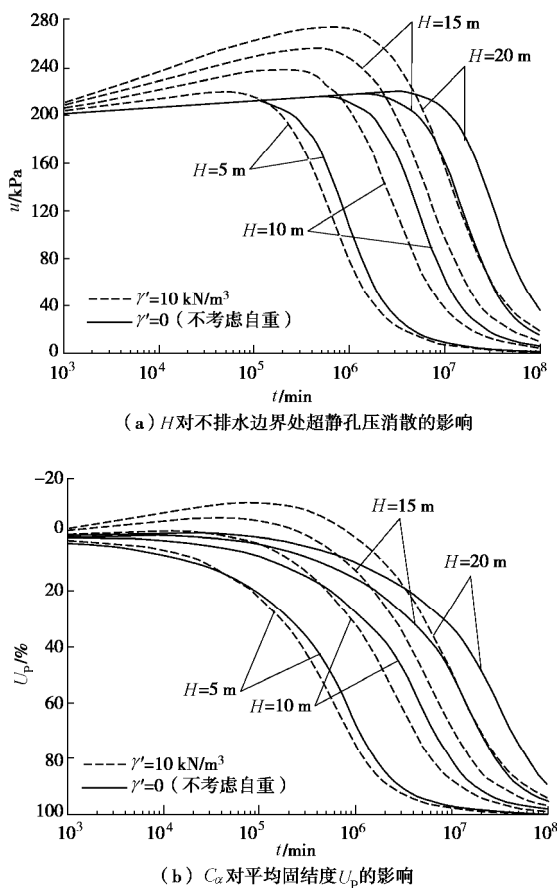


图4 地基厚度 H 对固结性状的影响

Fig. 4 Influences of thickness H of soil layer on consolidation behavior

4.3 外荷载 p_0 的影响

按照经典太沙基一维固结理论, 地基的固结度与

外荷载 p_0 无关, 但事实上, 外荷载也是决定地基固结快慢的主要因素。为探讨考虑土体自重应力条件下外荷载 p_0 对固结过程的影响, 给出图5所示曲线。首先, 为便于对比分析这里对超静孔压进行归一化处理, 即 $U = u/p_0$, 图5(a)表明, 外荷载 p_0 对“类曼德尔效应”也有影响, 但与前述不同的是, 在加载的前期, 外荷载 p_0 的增大削弱了“类曼德尔效应”, 并且外荷载 p_0 的变化对超静孔压达到峰值的时间也没有影响, 同样是考虑自重应力时超静孔压达到峰值的时间被提前。这主要是因为, 外荷载 p_0 的增大加速了孔隙水的排出, 进而削弱了“类曼德尔效应”。这也与 Wong 等^[28]认为外荷载过大时, 超固结程度较强, 土样被压缩到一个稳定结构, 进而就观察不到蠕变现象的结论类似。

图5(b)给出了外荷载 p_0 对平均固结度 U_p 的影响曲线。与李传勋等^[26]结果类似的是, 随着外荷载 p_0 的增大, 同一时刻固结度 U_p 增大, 即: 增大外荷载 p_0 加快了饱和黏土地基中整体超静孔压的消散速率, 但此时自重应力的影响与前述分析结果一致, 即自重应力滞后了加载前期地基中超静孔压的整体消散速率, 却加速了加载中后期地基的固结进程。

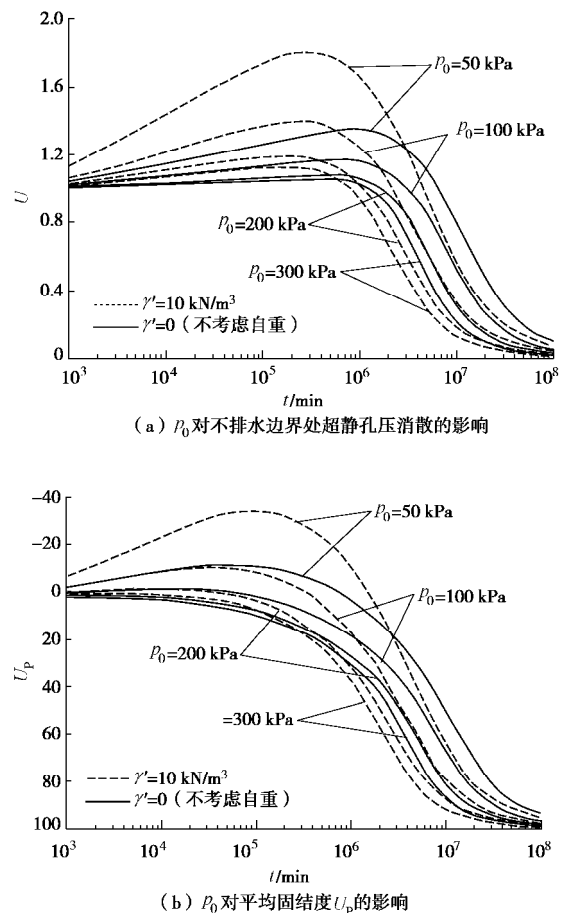


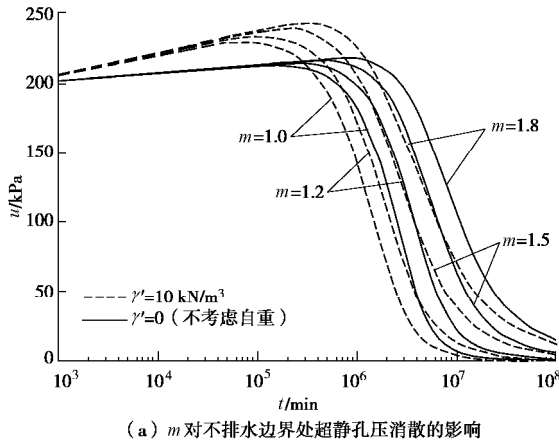
图5 外荷载 p_0 对固结性状的影响

Fig. 5 Influences of external load p_0 on consolidation behavior

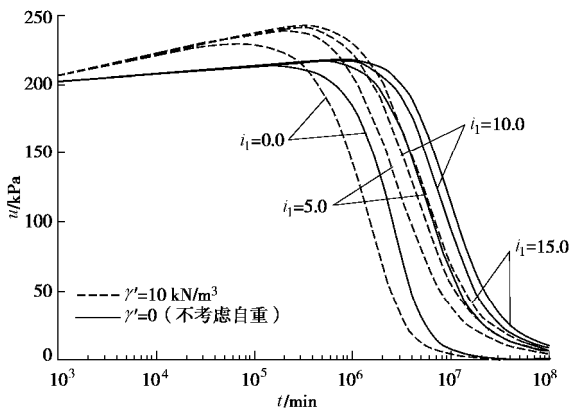
4.4 Hansbo 渗流参数的影响

纠永志等^[21]、李传勋等^[22]都曾基于 Hansbo 渗流并考虑土体自重应力对饱和黏土地基固结进行过分析, 却都忽略了黏滞性的影响。这里给出同时考虑黏滞性时 Hansbo 渗流参数对饱和黏土地基固结过程的影响曲线, 如图 6 所示。其中图 6 (a), (b) 分别给出了 m 和 i_1 对不排水边界处超静孔压消散的影响曲线。很显然, 随着 Hansbo 渗流参数 m 和 i_1 的增大, 加载初期超静孔压达到的峰值更大, 且达到峰值需要的时间更长。也就是说, 相比 Darcy 渗流考虑 Hansbo 渗流时地基排水条件更差, 因此 Hansbo 渗流增强了“类曼德尔效应”。

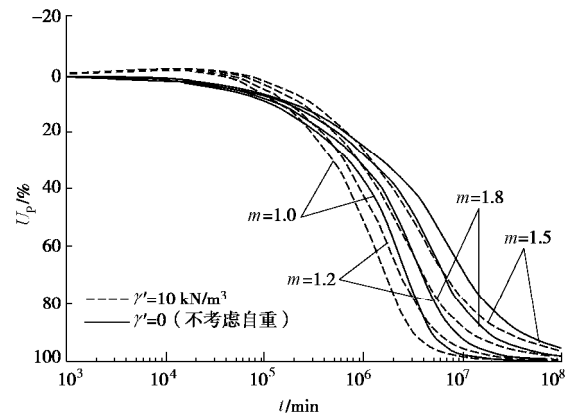
图 6 (c), (d) 表明, 与文献[19~22, 26]结论类似的是, 在加载的中后期, 随着 Hansbo 渗流参数 m 和 i_1 增大, 同一时刻平均固结度 U_p 减小, 即 Hansbo 渗流延缓了加载的中后期地基的固结进程, 使地基中超静孔压整体消散滞后。另外, 图 6 (c), (d) 也表明此时沿深度变化的自重应力对平均固结度 U_p 的影响规律和前述分析是类似的, 即考虑土体自重应力延缓了固结初期整体超静孔压的消散速率, 却加快了加载中后期地基土的固结速率。



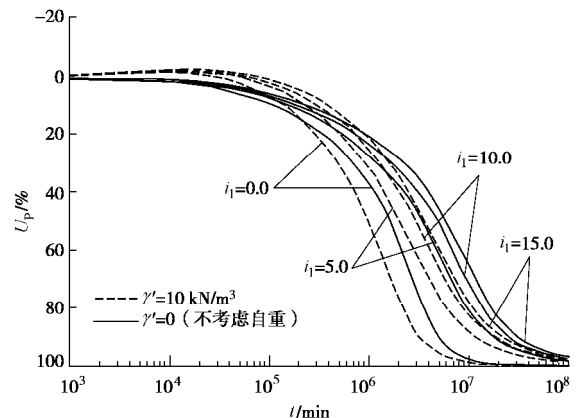
(a) m 对不排水边界处超静孔压消散的影响



(b) i_1 对不排水边界处超静孔压消散的影响



(c) m 对平均固结度 U_p 的影响



(d) i_1 对平均固结度 U_p 的影响

图 6 m 和 i_1 对固结性状的影响

Fig. 6 Influences of m and i_1 on consolidation behavior

5 结 论

考虑土体自重应力的影响, 引入考虑时间效应的弹黏塑性本构 UH 模型, 同时考虑 Hansbo 渗流及渗流过程中渗透系数变化的影响, 修正了饱和黏土一维固结理论。通过与一维固结试验结果对比, 验证了 UH 模型的适用性, 并得到以下 3 点结论。

(1) 在加载前期, 土体的黏滞性使地基不透水边界附近产生了超静孔压升高的现象, 且增大次固结指数、地基厚度和 Hansbo 渗流参数, 或减小、外荷载, 或考虑土体自重应力都会使该现象更加显著。

(2) 考虑土体自重应力将延缓加载初期地基中超静孔压整体消散的速率, 同时加快加载中后期地基的固结速率。

(3) 增大次固结指数、地基土层厚度或 Hansbo 渗流参数, 可延缓黏土地基中超静孔压整体消散的速率, 而增大外荷载却可加快地基的固结进程。

参考文献:

- [1] 黄文熙. 土的工程性质[M]. 北京: 水利电力出版社, 1983: 139 - 140. (HUANG Wen-xi. Engineering Properties of

- Soil[M]. Beijing: Water Resources and Electric Power Press, 1983: 139 - 140. (in Chinese))
- [2] GIBSON R E, SCHIFFMAN R L, CARGILL K W. The theory of one-dimensional of saturated clay: II finite non-linear consolidation of think homogeneous layers[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1981, **18**(2): 280 - 293.
- [3] 窦宜, 蔡正银, 盛树馨. 自重应力作用下饱和黏土的固结变形特性[J]. 岩土工程学报, 1992, **14**(6): 29 - 37. (DOU Yi, CAI Zheng-yin, SHENG Shu-xin. Consolidation characteristic of saturated clays under self-weight stress[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1992, **14**(6): 29 - 37. (in Chinese))
- [4] 李冰河, 谢康和, 应宏伟, 等. 初始有效应力沿深度变化的非线性一维固结半解析解[J]. 土木工程学报, 1999, **32**(6): 47 - 52. (LI Bing-he, XIE Kang-he, YING Hong-wei, et al. Semi-analytical solution of 1D nonlinear consolidation considering the initial effective stress distribution[J]. China Civil Engineering Journal, 1999, **32**(6): 47 - 52. (in Chinese))
- [5] 蓝柳和. 成层软黏土地基非线性流变固结性状研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2002. (LAN Liu-he. Studies on the Non-Linear Rheological Consolidation Behavior of Layered Soft Clayey Soils[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2002. (in Chinese))
- [6] TAYLOR D W, MERCHANT W. A theory of clay consolidation accounting for secondary compression[J]. Journal of Mathematics and Physics, 1940, **19**(3): 167 - 185.
- [7] 袁静, 龚晓南, 益德清. 岩土流变模型比较研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2001, **20**(6): 772 - 779. (YUAN Jing, GONG Xiao-nan, YI De-qing. Comparison study on rheological constitutive models[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2001, **20**(6): 772 - 779. (in Chinese))
- [8] 詹美礼, 钱家欢, 陈绪禄. 软土流变特性试验及流变模型[J]. 岩土工程学报, 1993, **15**(3): 54 - 62. (ZHAN Mei-li, QIAN Jia-huan, CHEN Xu-lu. Tests on rheological behaviors of soft soil and rheological model[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1993, **15**(3): 54 - 62. (in Chinese))
- [9] 高彦斌. 饱和软黏土一维非线性流变-固结耦合分析[J]. 工程力学, 2006, **23**(8): 116 - 121. (GAO Yan-bin. One-dimensional nonlinear creep-consolidation analysis of saturated clay[J]. Engineering Mechanics, 2006, **23**(8): 116 - 121. (in Chinese))
- [10] 罗庆姿, 陈晓平, 王盛, 等. 软黏土变形时效性的试验及经验模型研究[J]. 岩土力学, 2016, **37**(1): 66 - 75. (LUO Qing-zi, CHEN Xiao-ping, WANG Sheng, et al. An experimental study of time-dependent deformation behaviour of soft soil and its empirical model[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, **37**(1): 66 - 75. (in Chinese))
- [11] 刘忠玉, 杨强. 基于分数阶 Kelvin 模型的饱和黏土一维流变固结分析[J]. 岩土力学, 2017, **38**(12): 3680 - 3687. (LIU Zhong-yu, YANG Qiang. One-dimensional rheological consolidation analysis of saturated clay using fractional order Kelvin's model[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, **38**(12): 3680 - 3687. (in Chinese))
- [12] YIN J H, GRAHAM J. Viscous-elastic-plastic modelling of one-dimensional time-dependent behaviour of clays[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1989, **26**(2): 199 - 209.
- [13] 柯文汇, 陈健, 盛谦, 等. 一个描述软黏土时效特性的一维弹黏塑性模型[J]. 岩土力学, 2016, **37**(8): 2198 - 2205. (KE Wen-hui, CHEN Jian, SHENG Qian, et al. A one-dimensional elasto-viscoplastic model for describing time-dependent behavior of soft clays[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, **37**(8): 2198 - 2205. (in Chinese))
- [14] YAO Y P, KONG L M, HU J. An elastic-viscous-plastic model for overconsolidated clays[J]. Sci China Tech Sci, 2013, **56**(2): 441 - 457.
- [15] 姚仰平. UH 模型系列研究[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(2): 193 - 217. (YAO Yang-ping. Advanced UH models for soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(2): 193 - 217 (in Chinese))
- [16] 胡晶, 姚仰平. 基于考虑时间效应 UH 模型的一维固结分析[J]. 北京航空航天大学学报, 2015, **41**(8): 1492 - 1498. (HU Jing, YAO Yang-ping. 1D-consolidation analysis based on UH model considering time effect[J]. Journal of Beijing University of Aeronautics and Astronautics, 2015, **41**(8): 1492 - 1498. (in Chinese))
- [17] HANBO S. Consolidation of clay with special reference to influence of vertical sand drains[D]. Linköping: Swedish Geotechnical Institute, 1960.
- [18] 齐添, 谢康和, 胡安峰, 等. 萧山黏土非达西渗流性状的试验研究[J]. 浙江大学学报(工学版), 2007, **41**(6): 1023 - 1028. (QI Tian, XIE Kang-he, HU An-feng, et al. Laboratorial study on non-Darcy seepage in Xiaoshan clay[J]. Journal of Zhejiang University (Engineering Science), 2007, **41**(6): 1023 - 1028. (in Chinese))
- [19] 李传勋, 谢康和, 胡安峰, 等. 考虑非达西渗流的成层地基一维固结半解析解[J]. 工程力学, 2012, **29**(11): 165 -

169. (LI Chuan-xun, XIE Kang-he, HU Anfeng, et al. Semi-analytical solution of one-dimensional consolidation of layered soft clay with non-Darcy seepage considering time-dependent loading[J]. *Engineering Mechanics*, 29(11): 165 - 169. (in Chinese))
- [20] 刘忠玉, 闫富有, 王喜军. 基于非达西渗流的饱和黏土一维流变固结分析[J]. *岩石力学与工程学报*, 2013, 32(9): 1937 - 1944. (LIU Zhong-yu, YAN Fu-you, WANG Xi-jun. One-dimensional rheological consolidation analysis of saturated clay considering non-darcy flow[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2013, 32(9): 1937 - 1944. (in Chinese))
- [21] 纠永志, 刘忠玉, 乐金朝, 等. 考虑非 Darcy 渗流和自重应力的一维固结分析[J]. *同济大学学报(自然科学版)*, 2012, 40(4): 541 - 548. (JIU Yong-zhi, LIU Zhong-yu, YUE Jin-chao, et al. One-dimensional consolidation with a consideration of non-Darcy flow and self-gravity stress[J]. *Journal of Tongji University (Natural Science)*, 2012, 40(4): 541 - 548. (in Chinese))
- [22] 李传勋, 谢康和. 基于非达西渗流的软土一维非线性固结半解析解[J]. *岩土力学*, 2013, 34(8): 2181 - 2188. (LI Chuan-xun, XIE Kang-he. Semi-analytical solution of one-dimensional nonlinear consolidation with non-Darcian flow[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2013, 34(8): 2181 - 2188. (in Chinese))
- [23] TAYLOR D W. *Fundamentals of Soil Mechanics*[M]. New York: John Wiley & Sons Inc, 1948.
- [24] 李人宪. 有限体积法基础[M]. 2 版. 北京: 国防工业出版社, 2008. (LI Ren-xian. *Fundamental of Finite Volume Method*[M]. 2nd ed. Beijing: National Defense Industry Press, 2008. (in Chinese))
- [25] 李西斌. 软土流变固结理论与试验研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2005. (LI Xi-bin. *Theoretical and Experimental Studies on Rheological Consolidation of Soft Soil*[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2005. (in Chinese))
- [26] 李传勋, 徐超, 谢康和. 考虑非达西渗流和应力历史的土体非线性固结研究[J]. *岩土力学*, 2017, 38(1): 91 - 100. (LI Chuan-xun, XU Chao, XIE Kang-he. Nonlinear consolidation of clayed soil considering non-Darcy flow and stress history[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2017, 38(1): 91 - 100. (in Chinese))
- [27] 仇玉良, 丁洲祥. 一维小变形主、次固结耦合理论模型分析[J]. *岩土力学*, 2012, 33(7): 1957 - 1964. (QIU Yu-liang, DING Zhou-xiang. Study of coupling theory of one-dimensional small-strain primary and secondary consolidation model[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2012, 33(7): 1957 - 1964. (in Chinese))
- [28] WONG R C K, VARATHARAJAN S. Viscous behaviour of clays in one-dimensional compression[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2014, 51(7): 795 - 809.

DOI: 10.11779/CJGE202002003

压气储能地下储气库围岩累积损伤特性数值研究

蒋中明^{1,2}, 秦双专^{1,4}, 唐 栋^{1,3}

(1. 长沙理工大学水利工程学院, 湖南 长沙 410114; 2. 长沙理工大学水沙科学与水灾害防治湖南省重点实验室, 湖南 长沙 410114; 3. 长沙理工大学洞庭湖水环境治理与生态修复湖南省重点实验室, 湖南 长沙 410114; 4. 中国有色金属长沙勘察设计研究院有限公司, 湖南 长沙 410011)

摘 要: 压气储能电站地下岩穴储气库围岩在循环运行工况下累积损伤效应明显。为研究大规模地下储气库围岩的累积损伤特性, 基于损伤理论和 FLAC^{3D} 软件平台, 二次开发了适用于大规模地下储气库循环加卸载条件下的累积损伤分析程序, 并对程序正确性进行了验证。在此基础上, 研究了储气库截面型式、洞室埋深和运行下限压力等因素对储气库围岩累积损伤特性的影响。研究表明: ①储气库截面型式、洞室埋深和运行下限压力都对储气库围岩变形参数损伤影响较显著, 且储气库垂直方向损伤深度都大于水平方向损伤深度; ②损伤区内围岩变形参数的损伤程度和损伤变量随着洞室埋深或运行下限压力的增加而减小; ③对于相同截面型式的储气库, 埋深和运行下限压力不同时, 储气库围岩损伤区内同一测点位置的损伤变量或变形参数差值随着循环次数的增加逐渐增大。大规模地下储气库围岩累积损伤特性对全面分析储气库的安全稳定性不可以忽略。

关键词: 压气储能; 地下洞室; 循环荷载; 累积损伤效应; 损伤理论

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)02-0230-09

作者简介: 蒋中明(1969—), 男, 博士, 教授, 主要从事岩土工程等方面的教学和科研工作。E-mail: zzmmjiang@163.com。

Numerical study on accumulative damage characteristics of underground rock caverns for compressed air energy storage

JIANG Zhong-ming^{1,2}, QIN Shuang-zhuan^{1,4}, TANG Dong^{1,3}

(1. School of Hydraulic Engineering, Changsha University of Science & Technology, Changsha 410114, China; 2. Key Laboratory of Water-Sediment Sciences and Water Disaster Prevention of Hunan Province, Changsha 410114, China; 3. Key Laboratory of Dongting Lake Aquatic Eco-Environmental Control and Restoration of Hunan Province, Changsha 410114, China; 4. China Nonferrous Metal Industry's Changsha Survey and Design Institute Co., Ltd., Changsha 410011, China)

Abstract: The accumulative damage effects in the surrounding rock of underground caverns for compressed air energy storage (CAES) are obvious in cyclic operation cases. In order to explore the cumulative damage characteristics of the surrounding rock of large-scale rock caverns, based on the damaged theory and FLAC^{3D} software platform, a routine is developed for the cumulative damaged analysis of the large-scale CAES rock caverns under periodically loading and unloading conditions and validated by a given example. On this basis, the influences of cross-section type of caverns, buried depth and the minimum operating pressure on the cumulative damage characteristics of the surrounding rock are analyzed. The results show that: (1) The cross-section type of cavern, buried depth and the minimum operating pressure are the factors significantly influencing the deformation analysis parameters of the surrounding rock, and the damaged depth in vertical direction is greater than that in horizontal direction. (2) The damage degree of deformation parameters and damage variables of the surrounding rock in damage zone decrease with the increase of the buried depth or the minimum operating pressure. (3) For the cavern with the same cross-section, the difference of damage variables and deformation parameters at the same location in the damage zone of the surrounding rock increases with the numbers of cycles both in the conditions of different burial depths and minimum operation pressures. The accumulative damage characteristics of the surrounding rock of large-scale underground caverns can not be ignored for comprehensive analysis of safety and stability of underground caverns for CAES.

Key words: compressed air energy storage; underground cavern; cyclic loading; accumulated damage effect; damage theory

0 引 言

当今世界经济的快速发展导致世界各国对能源的

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51778070)

收稿日期: 2019-05-21

需求逐年递增,使得能源利用问题与环境问题变得日益突出,进而促成了近年来太阳能光伏发电与风力发电的快速增长。然而这两者的间歇性、随机性和波动性等缺点会对电网的调度、可靠性、运行方式、运行成本和电能品质等都带来巨大的冲击^[1]。能源储存技术成为解决这些缺点的有效手段。大规模能源存储方式有抽水蓄能和压缩空气储能等。压气储能(compressed air energy storage, 简称 CAES)工作原理就是在用电低谷时将电力用于压缩空气,然后将压缩后的高压气体储存在储气设备中,在用电高峰期再释放压缩空气来推动透平发电的电能储存形式。大规模压气储能电站的储气装置一般采用地下储气库型式。岩穴地下储气库被认为是一种可广泛推广的地下储气库。对于岩穴储气库来说,由于岩石是一种含有节理、微裂隙和孔隙等缺陷的材料,在外在荷载及环境因素的作用下将引起岩石中原有节理和微裂隙的扩张,并可能伴随新裂隙和裂纹的产生。裂隙的扩张及新裂隙和裂纹的生成将引起岩石产生不同程度的损伤现象。压气储能电站一般采用日调节的运行方式。在运行工况下,储气库围岩受到循环荷载作用,围岩损伤将逐步累积,严重时可导致围岩破坏失稳^[2]。因此,有必要开展循环充放气条件下储气库围岩损伤特性的相关研究,为储气库的安全稳定运行提供重要保障。

最近几十年,许多学者开展了岩石损伤特性研究^[3-8]。例如,刘文岗等^[3]利用 FLAC^{3D} 软件对高放废物处置库围岩在数百年内热-力耦合条件下的温度场、应力场和变形场的变化特征进行了数值模拟。Wei 等^[5]基于弹性损伤理论,采用热-力耦合数值分析方法对花岗岩试件在热学和力学条件下的损伤区演化进行了研究,指出试件的损伤区受侧压力系数大小影响显著;热应力效应可促进试件的拉伸损伤,但有助于抑制剪切损伤。然而,该损伤本构模型未能反映主应力变化对损伤效应的影响。Xu 等^[6]基于 Weibull 分布和 Lemaitre 应变等效假设,提出了一种非线性耦合全损伤参数的损伤本构模型,并利用花岗岩在不同温度和围压条件下常规三轴试验成果对提出的模型进行了验证。Zhou 等^[7-8]通过对 Weibull 分布进行扩展,采用 M-C 破坏准则建立了一种统计损伤本构模型。文献[6, 8]提出的损伤本构模型解决了文献[5]中不能反映主应力对岩石损伤的影响这一问题。文献[5~8]都只考虑了变形参数中弹性模量的损伤演化,没有考虑泊松比的损伤演化。本文在归纳总结现有岩石统计损伤模型基础上,通过二次开发的统计损伤数值模拟技术,对地下储气库在不同洞型、不同埋深及不同运行压力作用下的围岩损伤特性进行数值研究。

1 岩石累积损伤统计模型

1.1 弹性模量演化方程

基于 Huang 等^[9]提出的低周疲劳损伤演化方程,并结合数值计算的特点,提出了每个循环加载阶段(即充气阶段,下同)的初始损伤变量计算表达式如下:

$$D_N = \begin{cases} 0 & (e_1 \leq e_{ci}) \\ 1 - \left[1 - \left(\frac{N}{N_F} \right)^{1-c} \right]^{\frac{1}{1+b}} & (e_1 > e_{ci}) \end{cases} \quad (1)$$

对于各循环卸载阶段(即高压储气、放气以及低压储气阶段,下同),参照文献[10]的做法,卸载阶段损伤变量表达式跟加载阶段初始损伤变量表达式相同,故有

$$D_N = \begin{cases} 0 & (e_p \leq 0) \\ 1 - \left[1 - \left(\frac{N}{N_F} \right)^{1-c} \right]^{\frac{1}{1+b}} & (e_p > 0) \end{cases} \quad (2)$$

式中 D_N 为各循环加载阶段的初始损伤变量以及卸载阶段的损伤变量; N 为循环次数; e_{ci} 为压应变损伤阈值(应变和应力以压为正,下同); N_F 为岩石疲劳破坏循环次数; b, c 为材料参数; e_1, e_p 分别为第一主应变和塑性剪应变。

各循环加载阶段围岩的初始弹性模量的演化方程如下:

$$E_N = \begin{cases} E_0 & (e_1 \leq e_{ci}) \\ E_0(1 - D_N) & (e_1 > e_{ci}) \end{cases} \quad (3)$$

各循环卸载阶段的卸载模量的演化方程如下:

$$E_N = \begin{cases} E_0 & (e_p \leq 0) \\ E_0(1 - D_N) & (e_p > 0) \end{cases} \quad (4)$$

式中 E_N 为各循环加载阶段围岩的初始弹性模量以及卸载阶段的卸载模量; E_0 为围岩初始弹性模量; 其余符号同前。

(1) 受拉条件下弹性模量演化方程

因储气库在洞室开挖和施加衬砌时部分围岩三向受拉,使得储气库在运营期间部分围岩处于三向受拉状态。基于 Li 等^[11]提出的弹性模量损伤演化方程,对循环加载阶段的弹性模量损伤演化方程推导过程如下:

加载阶段损伤变量计算式为

$$D' = \begin{cases} 0 & (e_{i0} \leq e < 0) \\ 1 - \frac{f_{tr}}{E_N e} & (e_{u0} < e < e_{i0}) \\ 1 & (e \leq e_{u0}) \end{cases} \quad (5)$$

式中 f_{tr} 为单元的残余强度; e 为等效拉应变,计算

公式见式(7); e_{t0} 为弹性极限对应的等效拉应变, 又称拉应变损伤阈值; e_w 为单元的极限等效拉应变, 当单元等效拉应变达到极限等效拉应变时, 单元就破坏, 此时 $D=1$ 。此处引入极限应变系数 h , 有 $e_w = h e_{t0}$ 。再引入残余强度系数 l , 定义关系式 $f_t = l E_N e_{t0}$, 故式(5)可简化为

$$D' = \begin{cases} 0 & (e_{t0} \leq e < 0) \\ 1 - \frac{l e_{t0}}{e} & (e_w < e < e_{t0}) \\ 1 & (e \leq e_w) \end{cases} \quad (6)$$

等效拉应变计算公式为

$$e = -\sqrt{\langle -e_1 \rangle^2 + \langle -e_2 \rangle^2 + \langle -e_3 \rangle^2}, \quad (7)$$

式中, e_1, e_2, e_3 分别为 3 个主应变, $\langle \cdot \rangle$ 为函数, 其计算公式为 $\langle x \rangle = (|x| + x)/2$ 。

主应变的获得采用弹塑性力学中先求偏应变, 再求主应变的方法, 过程如下:

$$e_0 = \frac{1}{3}(e_x + e_y + e_z), \quad (8)$$

$$D'_2 = \frac{1}{6}[(e_x - e_y)^2 + (e_y - e_z)^2 + (e_z - e_x)^2 + 6(e_{xy}^2 + e_{yz}^2 + e_{zx}^2)] \quad (9)$$

$$D'_3 = \frac{1}{3}e_{ij}e_{jk}e_{ki}, \quad (10)$$

$$q_e = \frac{1}{3} \arcsin \left[\frac{-\sqrt{27} D'_3}{2(D'_2)^{1.5}} \right], \quad (11)$$

$$e_1 = \frac{2\sqrt{D'_2}}{\sqrt{3}} \sin \left(q_e + \frac{2\pi}{3} \right), \quad (12)$$

$$e_2 = \frac{2\sqrt{D'_2}}{\sqrt{3}} \sin q_e, \quad (13)$$

$$e_3 = \frac{2\sqrt{D'_2}}{\sqrt{3}} \sin \left(q_e - \frac{2\pi}{3} \right), \quad (14)$$

$$\begin{cases} e_1 = e_1 + e_0, \\ e_2 = e_2 + e_0, \\ e_3 = e_3 + e_0. \end{cases} \quad (15)$$

式中 e_0 为平均应变; $e_x, e_y, e_z, e_{xy}, e_{yz}, e_{zx}$ 为应变矩阵中的 6 个应变分量; D'_2, D'_3 分别为偏应变张量第二、第三不变量; e_{ij} 为偏应变张量; q_e 为 Lode 角, e_1, e_2, e_3 为 3 个偏应变主值。

地下储气库围岩一般不会出现完全三向受拉破坏情况, 故不考虑 $D'=1$ 情况。将式(3), (6) 代入弹性模量损伤关系式 $E_d = (1 - D')E_N$, 可得各循环加载阶段的弹性模量演化方程如下:

$$E_d = \begin{cases} E_0 & (e_{t0} \leq e < 0) \\ E_0(1 - D_N)l \frac{e_{t0}}{e} & (e_w < e < e_{t0}) \end{cases}, \quad (16)$$

式中, E_d 为各循环加载阶段弹性模量, 其余符号同前。

采用弹性模量法定义损伤变量, 从而由式(16)可得加载阶段的总损伤 D (累积损伤) 表达式如下:

$$D = 1 - \frac{E_d}{E_0} = \begin{cases} 0 & (e_{t0} \leq e < 0) \\ 1 - (1 - D_N)l \frac{e_{t0}}{e} & (e_w < e < e_{t0}) \end{cases}. \quad (17)$$

(2) 压剪条件下弹性模量演化方程

Zhou 等^[8]建议的各循环加载阶段弹性模量演化方程如下:

$$E_d = \begin{cases} E_0 & (e_1 \leq e_{ci}) \\ E_N(1 - D') = E_0(1 - D_N) \exp \left[- \left(\frac{F}{F_0} \right)^m \right] & (e_1 > e_{ci}) \end{cases}. \quad (18)$$

式中, $m = A + B \ln N$, $F_0 = C + H \ln N$, N 为循环次数, A, B, C, H 为拟合参数。

微元强度 F 的计算公式如下:

$$F = (a I_1 + \sqrt{J_2}) E_N e_1 / [s_1 - m(s_2 + s_3)], \quad (19)$$

$$a = \frac{\sin j}{\sqrt{9 + 3 \sin^2 j}}, \quad (20)$$

$$I_1 = s_1 + s_2 + s_3, \quad (21)$$

$$J_2 = \frac{1}{6}[(s_1 - s_2)^2 + (s_2 - s_3)^2 + (s_1 - s_3)^2]. \quad (22)$$

式中 φ 为内摩擦角; I_1, J_2 分别为应力张量第一不变量和偏应力张量第二不变量; s_1, s_2, s_3 分别为 3 个主应力; μ 为泊松比; 其余符号同前。

由式(18)可得加载阶段的总损伤 D (累积损伤) 表达式如下:

$$D = 1 - \frac{E_d}{E_0} = \begin{cases} 0 & (e_1 \leq e_{ci}) \\ 1 - (1 - D_N) \exp \left[- \left(\frac{F}{F_0} \right)^m \right] & (e_1 > e_{ci}) \end{cases}. \quad (23)$$

1.2 泊松比演化方程

泊松比演化方程采用王锁等^[12]的研究成果:

$$m = 0.4 - 0.195 \sqrt{1 - D}. \quad (24)$$

2 统计损伤模型数值实现

为分析地下储气库围岩的累积损伤特性, 基于 FLAC^{3D} 中应变硬化/软化本构模型, 利用 FISH 语言对上述损伤变量、弹性模量和泊松比演化方程等进行编程处理, 在计算过程中对各计算单元材料的相关参数 (如损伤变量、弹性模量、泊松比等) 进行动态修正, 从而实现统计损伤模型的二次开发。FLAC^{3D} 非稳定热力耦合损伤模型二次开发计算流程如下:

(1) 根据热力学时间求得循环次数 N , 再求得统计损伤模型第 N 次循环的参数 m 和 F_0 。

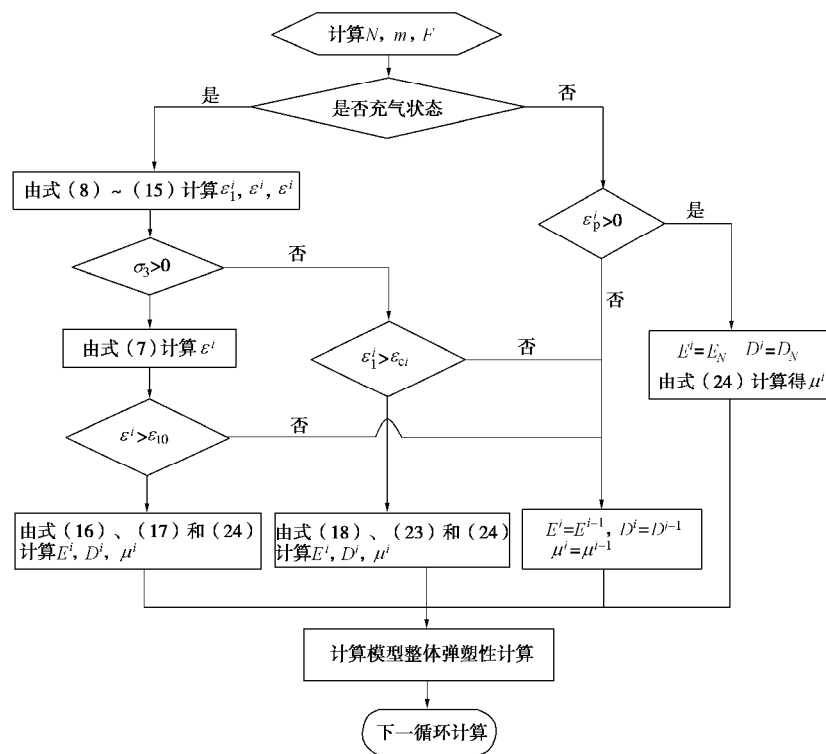


图 1 计算流程图

Fig. 1 Flow chart of calculation

(2) 判断热力学时间是否处于充气阶段, 对充气阶段由式 (8) ~ (15) 计算得到第 i 个计算步各单元的三个主应变 e_1^i, e_2^i, e_3^i , 然后进入步骤 (3); 否则, 跳到步骤 (5)。

(3) 判断单元是否为三向受拉, 对处于充气阶段三向受拉的单元按照式 (7) 计算等效应变, 若计算等效应变大于弹性极限对应的等效拉应变, 按照式 (16)、(17) 和 (24) 分别求得 E^i, D^i, m^i , 否则 E^i, D^i, m^i 等于上一计算步的值; 当单元不是三向受拉时, 进入步骤 (4)。

(4) 判断第 i 个计算步第一主应变是否满足 $e_1^i > e_{ci}$, 满足时按照式 (18)、(23) 和 (24) 求得 E^i, D^i, m^i , 否则 E^i, D^i, m^i 等于上一计算步的值。

(5) 对非充气阶段, 首先判断单元塑性剪切应变 $e_p^i > 0$ 是否成立, 成立则对产生塑性剪切应变的单元按照式 (4)、(2) 和 (24) 分别求得 E^i, D^i, m^i , 否则 E^i, D^i, m^i 等于上一计算步的值。

(6) 返回 (1) 进入到下一计算步重复步骤 (1) ~ (5)。

计算流程图如图 1 所示。

3 统计损伤模型验证

为了验证本文开发的累积损伤计算程序的正确性, 针对文献[13]中的循环加载物理试验模型, 建立

岩石试件三维累积损伤数值试验模型, 并进行循环加、卸载数值试验。图 2 为数值试件计算网格。数值试件的围压取 20 MPa。与物理试验相对应, 对数值试件进行 10 次加卸载数值试验。采用应力加载方式对数值试件进行加载。数值计算参数取值见表 1。

表 1 计算参数取值表

Table 1 Mechanical parameters in the numerical calculation					
重度 /(kN·m ⁻³)	弹性模 量/GPa	泊松 比	内摩擦 角/(°)	黏聚力 /MPa	抗拉强 度/MPa
2336	23.464	0.334	46	10	3

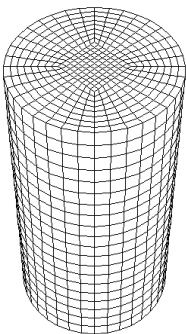


图 2 数值模型

Fig. 2 Numerical model

数值试验成果与文献[13]的物理试验成果对比见图 3。由图 3 可知, 采用累积损伤模型得到的应力应变曲线与物理试验成果高度吻合, 说明了本文采用的

累积损伤本构模型是合理的，二次开发的程序是正确的。

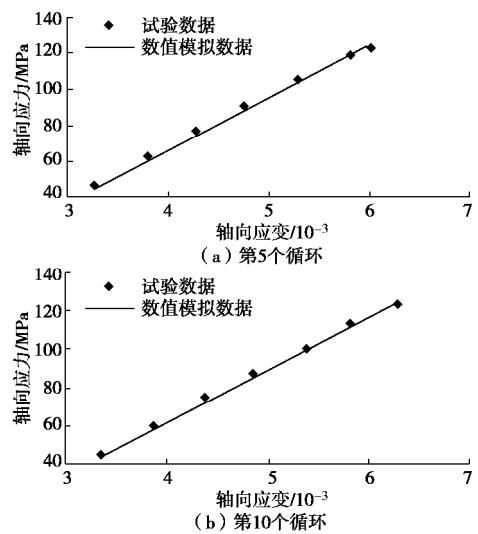


图3 数值试验与物理试验成果对比

Fig. 3 Comparison between numerically simulated results and test data

4 大型储气库围岩损伤特性分析

中国计划在北方某地拟修建一个装机容量 100 MW 的压气储能示范电站,经能量分析后估计需修建容积约为 $10\times10^4\text{ m}^3$ 的地下储气库。初拟储气库运行上限压力为 10 MPa,地层岩性为花岗岩,Ⅱ级围岩,初始应力场以自重应力场为主,忽略地下水位的影响^[14]。压气储能电站采用两个容积相同的隧道式洞室储气库存储压缩空气,单个储气库设计库容为 $5\times10^4\text{ m}^3$ 。两个洞室平行布置,如图 4 所示。

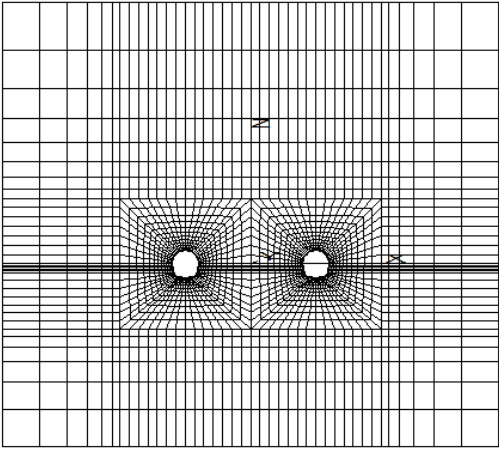


图4 数值计算网格图

Fig. 4 Numerical grid for calculation

数值计算采用 FLAC^{3D} 软件,结合本文二次开发的 FISH 累积损伤模型对拟建的储气库围岩损伤特性

进行研究。

4.1 计算模型

图 4 给出了斜墙隧洞式截面储气库的数值计算模型。洞室间距 50 m,洞室半径 5 m、混凝土衬砌厚度 0.5 m,密封层厚度 0.03 m。

图 5 给出了 3 种对比研究截面的几何尺度对比。

力学边界条件:模型铅直边界为水平位移约束边界,下部水平边界为铅直位移约束边界,模型顶部为自由边界(地表)。储气库内表面为与时间相关的压力边界。

热力学分析边界:模型上、下及左、右两侧为固定温度边界,模型前后两个面为绝热边界;储气库内表面为对流换热边界。

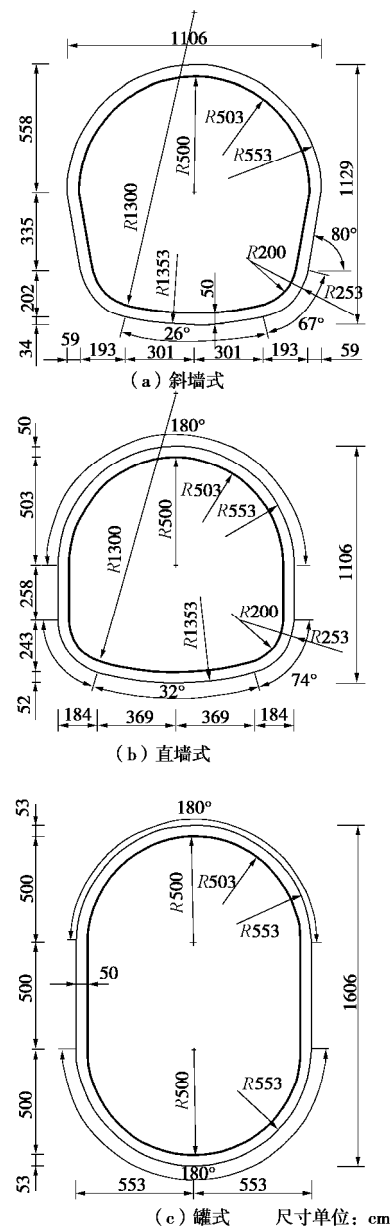


图5 隧道式储气库截面型式

Fig. 5 Types of tunnel section for gas storage cavern

表2 计算参数

Table 2 Parameters used in numerical model

计算参数	重度 $\gamma /(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	弹性模量 E/GPa	泊松比 μ	黏聚力 c/MPa	内摩擦角 $\varphi/(\text{^\circ})$	抗拉强度 T/MPa	热传导系数 $\lambda/(\text{W}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{K}^{-1})$	比热 $c_p/(\text{J}\cdot\text{kg}^{-1}\cdot\text{K}^{-1})$	线膨胀系数 $\alpha/(\text{K}^{-1})$	换热系数 $h/(\text{W}\cdot\text{m}^{-2}\cdot\text{K}^{-1})$
围岩	26.5	18.0	0.205	1.50	50	3	3.00	771	1×10^{-5}	—
C30 混凝土	25.0	30.0	0.167	3.08	55	2.01	1.74	800	1×10^{-5}	6
玻璃钢	20.0	2.9	0.220	1.50	30	130	0.40	384	0.54×10^{-5}	5

表3 统计损伤模型参数取值表

Table 3 Parameters for statistical damage model in calculation

压应变损伤 阈值 $\varepsilon_{cl}/10^{-7}$	疲劳破坏循环次 数 $N_F/10^4$	材料参 数 b	材料参 数 c	拉应变损伤阈 值 $e_0/10^{-3}$	残余强度 系数 l	A	B	$C/10^7$	$H/10^7$
1.0	1.0	0.72	0.65	-1.0	0.98	4.0	0.208	6.7	-0.1

注：表3中参数是表4中基准方案对应的相关参数。对比方案中，洞型为罐式时 $N_F=0.9\times 10^4$ ，直墙式洞型 N_F 取值与基准方案相同；洞室埋深为150，200 m时， N_F 分别取 1.75×10^4 和 2.0×10^4 ；运行下限压力为6，7 MPa时， N_F 分别取 1.6×10^4 和 1.9×10^4 。其它参数对比方案与基准方案相同。

初始条件：初始地应力为自重应力，储气库压缩空气及围岩的初始温度均取20℃。储气库初始气压为0.1 MPa，压缩空气入库温度为5℃。

数值计算过程中，1 d 即为一个充、放气循环。每个计算周期内0~8 h为充气阶段，8~12 h为高压储气阶段，12~16 h为放气阶段，16~24 h为低压储气阶段。

计算参数如表2所示。

参考文献[10~13]，相关参数取值如表3所示。

4.2 计算方案

为研究不同隧洞截面型式、洞室埋深和运行下限压力等因素对围岩的损伤特性影响，拟定了如表4所示的计算方案。计算过程中在右洞室拱顶中线位置布置6个测点进行围岩损伤变量和变形参数的演化过程分析进行记录，测点坐标如表5所示。

表4 计算方案表

Table 4 Schemes for calculation

影响因素	基准方案	对比方案
洞型	斜墙式	直墙式、罐式
洞室埋深/m	100	150, 200
运行下限压力/MPa	5	6, 7

表5 测点位置至洞壁距离

Table 5 Distances between measured points and wall of cavern

测点编号	P1	P2	P3	P4	P5	P6
距离/m	0	1.5	5.5	9	14	25

4.3 计算结果及分析

(1) 损伤变量演化分析

图5为不同截面型式条件围岩损伤区分布图。由图5可知，不同截面型式下的储气库损伤区分布形状基本相同，斜墙式和直墙式截面储气库在竖直方向的损伤深度基本一致，但罐式截面在竖直方向的损伤深

度大于斜墙式和直墙式。充气循环30次后损伤区面积比充气循环5次后的损伤区面积有所增大；斜墙式、直墙式和罐式截面的损伤单元面积分别增加了20.3，17.2，27 m²（图5中深色区域代表损伤区增加部分）。

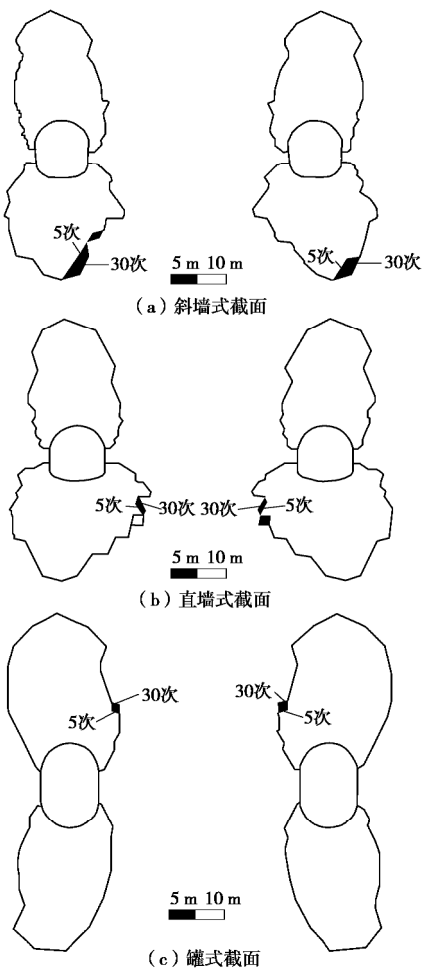


图5 不同截面型式围岩损伤区分布轮廓图

Fig. 5 Damage zones for different types of cavern sections

图6为经过30次循环后不同洞室埋深条件下的洞

周围岩损伤区分布对比图。由图 6 可知, 储气库围岩竖直方向的损伤深度随着洞室埋深的增大而减小; 埋深为 100, 150, 200 m 时损伤单元面积分别为 918.7, 597, 473.2 m²。本例情况下, 埋深增加 1 倍, 损伤区面积减少也约 1 倍。其原因是埋深越大, 洞室区的地应力越大, 相同内压 (10 MPa) 对围岩的损伤作用越小。该结论与文献[15]中的结论一致。因此洞库埋深的增加有助于减小围岩在运行过程中的损伤程度。

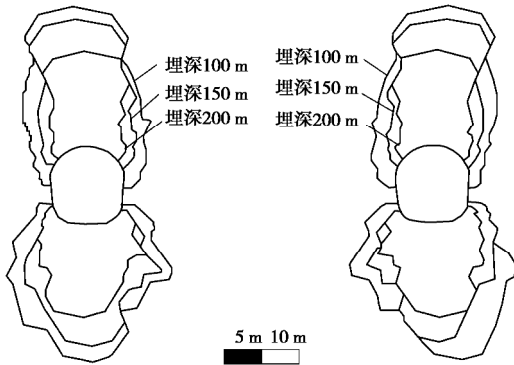


图 6 循环 30 次后损伤区分布轮廓图

Fig. 6 Distribution of damage zones after 30 cycles

图 6 中埋深为 100 m 的损伤区为最低运行压力为 5 MPa 时的损伤分布范围。计算表明运行下限压力的改变对储气库围岩损伤区无影响。运行下限压力为 5, 6, 7 MPa 时损伤单元总面积都约为 920 m²。

图 7 为损伤变量 D 的演化过程线。由图 7 可知, 不同计算方案条件下洞顶位置处的 P1 (洞壁围岩) 和 P3 (距离洞壁 5.5 m) 测点的损伤变量都呈现出在前 5 次循环内快速增加, 之后增长速率趋于平缓的演化规律。以埋深为 100 m, 运行下限压力为 5 MPa 的斜墙

式洞型 P1 测点为例, 其前 5 次循环损伤变量增加值占 30 次循环后总损伤变量的 54.8%。由于洞顶型式和宽度基本相同, 斜墙式与直墙式在同一测点的损伤变量随循环次数变化过程线基本重合, 罐式截面储气库在相同位置的损伤变量值显著大于另外两种型式。

(2) 变形参数损伤演化分析

弹性模量和泊松比是反映岩体变形能力的两个重要参数。计算结果表明, 弹性模量和泊松比损伤区空间分布与损伤变量空间分布基本一致, 故此处不再分析。

图 8, 9 分别为弹性模量和泊松比随循环次数增加而不断变化过程线。由图可知, 所有计算方案中 P1 和 P3 测点位置的弹性模量都随着循环次数的增加而逐渐减小, 而泊松比则随着循环次数的增加而增加。斜墙式与直墙式在同一测点位置处的弹性模量和泊松比变化曲线基本一致, 而罐式截面围岩中 P1 和 P3 测点位置的弹性模量和泊松比损伤程度明显大于斜墙式, 但弹性模量和泊松比在后期循环加载条件下的差值变化较小。不同洞室埋深或最低运行下限压力条件下, 弹性模量和泊松比差值随着循环次数的增加呈逐渐增大的趋势。埋深和最低运行压力的增加都可以大幅度降低围岩的损伤程度。但埋深和最低运行压力的增加将引起气压储能电站的建设和运行成本的增加。

(3) 典型测点综合分析

表 6, 7 分别为第 5 个和第 30 个充放气循环典型测点损伤变量及变形参数值。由表可知, 洞型、洞室埋深和运行下限压力都对围岩变形参数损伤影响较显

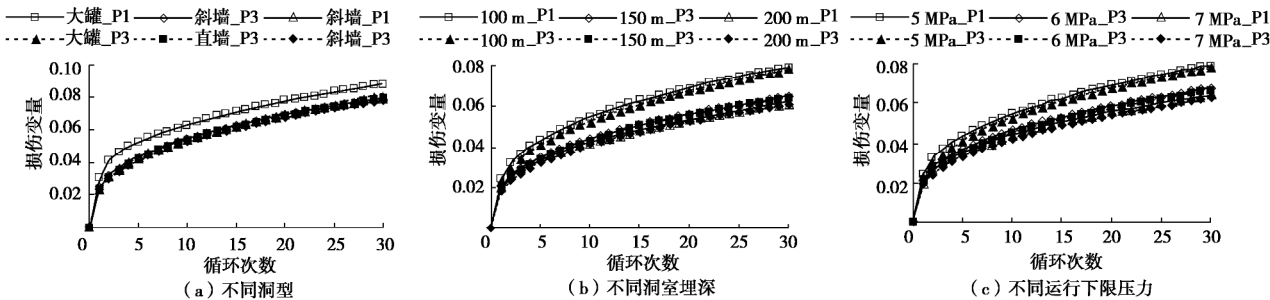


图 7 损伤变量 D 演化过程线

Fig. 7 Evolution process of damage variable D

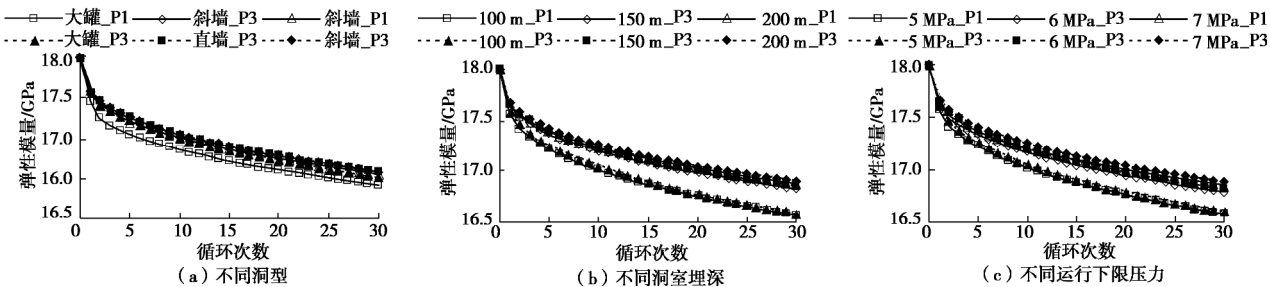


图 8 弹性模量演化过程线

Fig. 8 Evolution process of elastic modulus

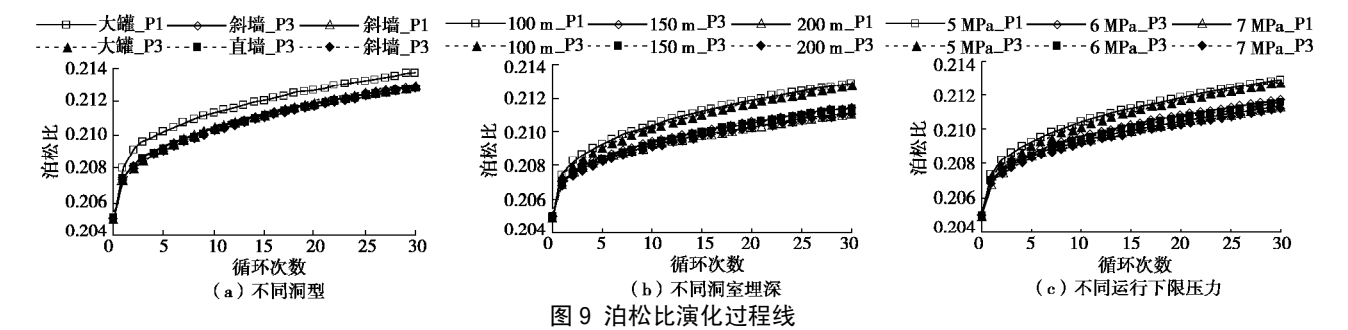


图 9 泊松比演化过程线

Fig. 9 Evolution process of Poisson's ratio

表 6 第 5 次充放气循环后测点损伤变量和变形参数表

Table 6 Values of damage variables and deformation parameters after 5 cycles

影响因素		P1			P3		
		D	E/GPa	μ	D	E/GPa	μ
洞型	斜墙式	0.0436	17.215	0.2093	0.0413	17.257	0.2091
	直墙式	0.0434	17.219	0.2093	0.0413	17.260	0.2091
	大罐式	0.0526	17.052	0.2102	0.0429	17.227	0.2092
洞室埋深	100 m	0.0436	17.215	0.2093	0.0413	17.257	0.2091
	150 m	0.0353	17.365	0.2085	0.0339	17.389	0.2083
	200 m	0.0338	17.391	0.2083	0.0323	17.419	0.2082
运行下限压力	5 MPa	0.0436	17.215	0.2093	0.0413	17.257	0.2091
	6 MPa	0.0372	17.331	0.2087	0.0350	17.371	0.2084
	7 MPa	0.0353	17.365	0.2085	0.0329	17.408	0.2082

表 7 第 30 次充放气循环后测点损伤变量和变形参数表

Table 7 Values of damage variables and deformation parameters after 30 cycles

影响因素		P1			P3		
		D	E/GPa	μ	D	E/GPa	μ
洞型	斜墙式	0.0796	16.567	0.2129	0.0782	16.592	0.2128
	直墙式	0.0794	16.571	0.2129	0.0782	16.592	0.2128
	大罐式	0.0877	16.422	0.2137	0.0813	16.537	0.2131
洞室埋深	100 m	0.0796	16.567	0.2129	0.0782	16.592	0.2128
	150 m	0.0648	16.833	0.2114	0.0640	16.848	0.2113
	200 m	0.0620	16.885	0.2111	0.0610	16.903	0.2110
运行下限压力	5 MPa	0.0796	16.567	0.2129	0.0782	16.592	0.2128
	6 MPa	0.0675	16.786	0.2117	0.0661	16.811	0.2115
	7 MPa	0.0638	16.852	0.2113	0.0621	16.882	0.2112

著, 并且随着循环次数的增加, 围岩损伤变量值逐渐增大、变形参数损伤程度越严重。

罐式截面储气库的损伤区内变形参数损伤程度相对斜墙式和直墙式更严重, 损伤变量值相对更大, 斜墙式与直墙式同一测点的损伤程度基本相同, 直墙式损伤单元面积比斜墙式的大, 故在隧道式洞型选择上推荐斜墙式洞型。

随着埋深的增加, 围岩初始应力值与压缩空气内压值逐渐靠近, 损伤区内围岩变形参数损伤程度逐渐减轻。埋深为 150, 200 m 时损伤变量、弹性模量和泊松比的差值远小于埋深为 100, 150 m 时的差值, 以第 5 次充放气循环 P1 测点为例, 埋深为 150, 200 m 时, 其差值分别为 0.0015, 0.026 GPa 和 0.0002, 而埋深为 100, 150 m 时, 其差值分别为 0.0083, 0.15 GPa 和 0.0008, 比埋深为 150, 200 m 之间的差值分别大 453.3%, 476.9%, 300%。

随着运行下限压力的减小, 压力差值逐渐增大, 损伤区内围岩变形参数损伤程度逐渐加重, 损伤变量

值逐渐增大。运行下限压力为 6, 7 MPa 时损伤变量、弹性模量和泊松比的差值远小于运行下限压力为 5, 6 MPa 时的差值; 运行下限压力代表的物理意义是电站运行时的可用压力差, 也就是代表着电站可用能量, 故在运行下限压力的选取要综合考虑能量利用率以及对围岩损伤特性的影响。

5 结 论

基于现有岩石热-力-损伤耦合模型, 以 FLAC^{3D} 为平台二次开发地下储气库围岩变形参数累积损伤计算程序, 并通过算例验证了程序正确性。基于二次开发的程序, 全面研究了洞型、洞室埋深和运行下限压力等因素对地下储气库围岩损伤变量和变形参数损伤演化的影响。主要得到以下 3 点结论。

(1)高内压作用下储气库围岩竖直方向的损伤深度大于水平方向的损伤深度; 不同的储气库截面型式、洞室埋深和运行下限压力对围岩变形参数损伤的影响较显著。

(2)罐式截面储气库围岩竖直方向的损伤深度以及损伤区内损伤程度大于斜墙式与直墙式。围岩损伤变量值以及变形参数损伤范围随着埋深的增加逐渐减小,损伤程度随着埋深的增加逐渐降低;围岩变形参数损伤范围几乎不受运行下限压力的影响,损伤程度随着运行下限压力的增加逐渐降低。

(3)埋深及最低运行压力相同,储气库截面型式不同时,储气库围岩损伤区内同一位置测点的变形参数差值几乎不随着循环次数的增加而发生改变。洞室埋深和运行下限压力不同时,储气库围岩损伤区内同一测点位置的变形参数差值随着循环次数的增加而增大。埋深越浅或运行下限压力越小,围岩损伤区内损伤变量和变形参数差值越大。

参考文献:

- [1] 张丽英, 叶廷路, 辛耀中, 等. 大规模风电接入电网的相关问题及措施[J]. 中国电机工程学报, 2010, **30**(25): 1 - 9. (ZHANG Li-ying, YE Ting-lu, XIN Yao-zhong, et al. Problems and measures of power grid accommodating large scale wind power[J]. Proceedings of the Chinese Society for Electrical Engineering, 2010, **30**(25): 1 - 9. (in Chinese))
- [2] KIM H M, RUTQVIST J, RYU D W, et al. Exploring the concept of compressed air energy storage (CAES) in lined rock caverns at shallow depth: a modeling study of air tightness and energy balance[J]. Applied Energy, 2012, **92**: 653 - 667.
- [3] 刘文岗, 王 驹, 周宏伟, 等. 高放废物处置库花岗岩热-力耦合模拟研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, **28**(增刊 1): 2875 - 2883. (LIU Wen-gang, WANG Ju, ZHOU Hong-wei, et al. Coupled thermo-mechanical analysis of granite for high-level radioactive waste repository[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, **28**(S1): 2875 - 2883. (in Chinese))
- [4] XIA C C, ZHOU Y, ZHOU S W, et al. A simplified and unified analytical solution for temperature and pressure variations in compressed air energy storage caverns[J]. Renewable Energy, 2015, **74**: 718 - 726.
- [5] WEI C H, ZHU W C, YU Q L, et al. Numerical simulation of excavation damaged zone under coupled thermal-mechanical conditions with varying mechanical parameters[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 2015, **75**: 169 - 181.
- [6] XU X L, KARAKUS M. A coupled thermo-mechanical damage model for granite[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 2018, **103**: 195 - 204.
- [7] ZHOU S W, XIA C C, HU Y S, et al. Damage modeling of basaltic rock subjected to cyclic temperature and uniaxial stress[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 2015, **77**: 163 - 173.
- [8] ZHOU S W, XIA C C, ZHAO H B, et al. Statistical damage constitutive model for rocks subjected to cyclic stress and cyclic temperature[J]. Acta Geophysica, 2017, **65**(5): 1 - 14.
- [9] HUANG Z Y, WAGNER D, BATHIAS C, et al. Cumulative fatigue damage in low cycle fatigue and gigacycle fatigue for low carbon-manganese steel[J]. International Journal of Fatigue, 2011, **33**(2): 115 - 121.
- [10] 张平阳, 夏才初, 周舒威, 等. 循环加-卸载岩石本构模型研究[J]. 岩土力学, 2015, **36**(12): 3354 - 3359. (ZHANG Ping-yang, XIA Cai-chu, ZHOU Shu-wei, et al. A constitutive model for rock under cyclic loading and unloading[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(12): 3354 - 3359. (in Chinese))
- [11] LI L C, WANG S Y, YU J. A coupled thermo-hydrologic-mechanical damage model and associated application in a stability analysis on a rock pillar[J]. Tunnelling and Underground Space Technology incorporating Trenchless Technology Research, 2013, **34**(1): 38 - 53.
- [12] 王 喷, 赵明阶, 蒋树屏, 等. 隧道开挖中围岩损伤演化分析及力学参数预测[J]. 岩土力学, 2009, **30**(增刊 1): 195 - 200. (WANG Suo, ZHAO Ming-jie, JIANG Shu-ping, et al. Analysis of tunnel rock damage evolution process in excavation and predicting mechanical parameters[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, **30**(S1): 195 - 200. (in Chinese))
- [13] 张 媛, 许 江, 杨红伟, 等. 循环荷载作用下围压对砂岩滞回环演化规律的影响[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, **30**(2): 320 - 326. (ZHANG Yuan, XU Jiang, YANG Hong-wei, et al. Effect of confining pressure on evolution law of hysteresis loop of sandstone under cyclic loading[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, **30**(2): 320 - 326. (in Chinese))
- [14] 夏才初, 张平阳, 周舒威, 等. 大规模压气储能洞室稳定性和洞周应变分析[J]. 岩土力学, 2014, **35**(5): 1391 - 1398. (XIA Cai-chu, ZHANG Ping-yang, ZHOU Shu-wei, et al. Stability and tangential strain analysis of large-scale compressed air energy storage cavern[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, **35**(5): 1391 - 1398. (in Chinese))
- [15] 尤明庆. 岩石的损伤、黏结和摩擦特性研究[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(3): 554 - 560. (YOU Ming-qing. Properties of damage, cohesion and friction of rocks[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(3): 554 - 560. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202002004

高放废物深地质处置库蒙脱土对铀酰的吸附阻滞行为： 分子模拟研究

杨 微^{1, 2, 3}, 陈仁朋^{1, 2, 3}, 康 馨^{1, 2, 3}, Ali Zaoui⁴

(1. 湖南大学建筑安全与节能教育部重点实验室, 湖南 长沙 410082; 2. 湖南大学建筑安全与环境国际联合研究中心, 湖南 长沙 410082;
3. 湖南大学土木工程学院, 湖南 长沙 410082; 4. University of Lille 1-Science and Technology, Lille 59000, France)

摘 要: 核废料处置库在长期运行过程中, 地下水渗流会引起膨润土缓冲层水化学环境改变。运用分子动力学模拟方法, 揭示含蒙脱土的膨润土缓冲材料对放射性核素铀酰的吸附机理及吸附复合物微观结构。模拟得到的复合物结构展现了铀酰与蒙脱土面的 3 种主要吸附模式: 外球吸附、单键内球吸附、双键内球吸附。定量分析了在复杂水化学环境下 3 种铀酰种态与蒙脱土表面形成的复合物微观结构组成。通过计算复合物与蒙脱土表面的吸附能, 发现高价阳离子和碳酸根离子的存在可以促进铀酰与缓冲材料表面形成稳定吸附。

关键词: 分子动力学; 放射性核素; 铀酰; 阻滞吸附; 蒙脱土

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)02-0239-07

作者简介: 杨 微(1986—), 女, 博士, 副教授, 主要从事分子动力学子体微细观力学、重金属污染处置及放射性核废料阻滞吸附研究工作。E-mail: yangwei86@hnu.edu.cn。

Radionuclide adsorption mechanism in buffer materials in high-level radioactive waste container: MD study

YANG Wei^{1, 2, 3}, CHEN Ren-peng^{1, 2, 3}, KANG Xin^{1, 2, 3}, Ali Zaoui¹

(1. Key Laboratory of Building Safety and Energy Efficiency of Ministry of Education, Hunan University, Changsha 410082; 2. National Center for International Research Collaboration in Building Safety and Environment, Hunan University, Changsha 410082; 3. College of Civil Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China; 4. University of Lille 1-Science and Technology, Lille 59000, France)

Abstract: The buffer material plays a decisive role in preventing the radionuclide to enter into the host rock, as it is the last defense of engineered barrier system. Under very high groundwater pressure, a large amount of cations percolate through the barrier with underground water, resulting in a complicated chemical condition. Molecular dynamics simulation is performed to deeply investigate the adsorption mechanism of radionuclide species onto substituted montmorillonite (001) surface in the presence of different counterions. MD simulations exhibit three typical adsorption modes: outer-sphere complex, monodentate inner-sphere complex and bidentate inner-sphere complex. With the presence of carbonate ions and covalent cations, the U atom in uranyl can coordinate with carbonate oxygen in connection with cations to form an intensive adsorption complex with MMT surface. The thermodynamic work of adhesion between the complexes and the MMT surface is calculated to evaluate the adsorption interaction. The complexes with the carbonate and covalent cation components exhibit a relatively high adhesion with the buffer material surface.

Key words: molecular dynamics; radionuclides; uranyl; adsorption; montmorillonite

0 引 言

铀在自然界中最常见最稳定的形式是铀酰离子 UO_2^{2+} 。它具有较高的迁移性, 极易与有机、无机物质络合。因此安全处置含铀高放核废物是完整核燃料循环中的一个极其重要的环节^[1]。中国高放废物深地质最终处置方案为多重屏障系统的深地质处置模式^[2], 缓冲/回填材料是高放废物深地质处置库多重屏障系统

中最后一层工程屏障。富含蒙脱土的膨润土因其优良的遇水膨胀性、吸附性、低渗透性及力学特性等, 成为国内外普遍认可的工程缓冲/回填材料。处置库围岩

基金项目: 国家自然科学基金项目(41807261, 51808207, 51608188, 51938005); 湖南省新型省份建设专项经费项目(2019RS1030)

收稿日期: 2018-11-13

*通信作者(E-mail: chenrp@hnu.edu.cn)

中的地下水在 500~1000 m 深度高压水流作用下会向缓冲材料发生渗流,使得缓冲层在一定时间内吸水达到饱和状态。地下水中大量存在的阳离子、碳酸根等离子随水流渗入处置库改变缓冲层的水化学环境。因此,研究核废料处置库地下水环境下缓冲材料对放射性核素铀酰的吸附及阻滞行为,对高放废物地质处置的安全评价及设计具有重要意义。

近年来国内外学者采用时间分辨激光诱导荧光光谱^[3-4](TRLFS)、扩展的 X 射线吸收精细结构^[5-6](EXAFS)、批式试验^[7](batch experiment)等手段,从宏观介观水平探究了铀酰离子在黏土表面的吸附机理。Reeder 等^[8]探明了吸附在蒙脱土上的铀为正六价氧化物形态。Pabalan 等^[9]的研究表明,溶液酸碱性对铀酰的吸附产生显著影响。然而,高放废物深地质处置库中水-化学环境的复杂性、放射性核素衰变放射有毒物质的危害性使得试验验证核素在缓冲材料中的吸附行为难度非常大。

分子模拟技术可以实现核素与含水黏土的相互作用的模拟,并能够在原子层面直观呈现核素与黏土、水及各种粒子之间的反应复合物形态。湖南大学岩土分子模拟方法研究组系统构建了基于分子模拟技术的土基本行为研究框架^[10-13]。国内外学者采用分子动力学模拟手段研究核素与黏土矿物相互作用,如带缺陷的高岭土基面对铀酰离子的吸附^[11],温度对叶腊石吸附铀酰行为影响^[14]。Greathouse 等^[15]模拟了蒙脱土对铀酰离子的吸附作用,研究结果从原子层面验证了部分试验结果,表明黏土对放射性核素吸附作用随着 PH 的升高而降低。Kerisit 等^[16]对碳酸铀酰在铝硅酸盐表面的吸附能力进行了研究,通过模拟得到了最易吸附在黏土表面的铀酰种态。上述模拟结果与试验测量值吻合较好,说明分子动力学模拟方法有效性。

本文采用分子动力学方法,从微观层面揭示核废料处置库中缓冲层材料对铀酰的吸附阻滞作用,计算得出在特定条件下铀酰出现的种态。研究结果可为铀在地下水环境影响下,在缓冲材料中的吸附特征提供基础数据,为实验室开展铀的种态分析提供参考,并对吸附形成复合物稳定性提供评估依据。

1 模型描述与力学参数

膨润土是蒙脱土矿物达到可利用含量的黏土。因此,蒙脱土的物理化学性质对膨润土性质起决定性作用。由于类质同象替代现象,蒙脱土具有较高的离子交换能力和吸附能力,可以有效吸附核素以达到阻滞核素迁移的作用。本文选用国内外广泛研究的 Wyoming^[17]型蒙脱土作为吸附模型主体,其化学结构

式为 $M_{0.75/0.325}(Si_{7.75}Al_{0.25})(Al_{3.5}Mg_{0.5})O_{20}(OH)_4$ 。本文考虑了北山地下水中含量较多的阳离子如 Na^+ 、 K^+ 、 Cs^+ 、 Ba^{2+} 、 Pb^{2+} 、 Ca^{2+} 、 Zn^{2+} ,以及碳酸根离子和氯离子。模拟采用的蒙脱土超晶胞体由 800 个单晶胞组成,黏土片层共含有 32600 个原子数,共含有 -600 e 的电量。如图 1 所示黏土与铀酰溶液的反应模型中,上下各两层蒙脱土片形成高度为 5.3 nm 的孔隙,孔隙的体积约为 515.9 nm^3 。孔隙中铀酰离子的浓度为 0.05 mol/L ,水的密度为 1 g/cm^3 。因此,孔隙溶液中共含有约 17256 个水分子,及 15 个铀酰离子,图 1 中蓝色和粉色原子组成了铀酰离子,红色和白色原子组成了水分子。模型在 x, y 方向的尺寸为 $21 \text{ nm} \times 18 \text{ nm}$ 。

模拟采用三维周期性边界条件进行几何优化。层间域中的阳离子和水分子可以自由移动,蒙脱土片层可沿垂直于晶体层方向移动达到最佳层间距离。分子力学几何优化采用 Gaussian 算法,收敛标准为最大受力小于 0.00045 GPa ,方均根受力小于 $0.0003 \text{ kJ} \cdot \text{mol}^{-1}$,最大位移小于 $0.0018 \text{ \AA}$,方均根位移小于 $0.0012 \text{ \AA}$,当这 4 个标准都满足了,模型结构顺利收敛。库仑电力选择 Ewald 求和法计算,精度设置为 $1.0 \times 10^{-5} \text{ kcal} \cdot \text{mol}^{-1}$ 。范德华力的计算选用 Lennard-Jone 算法,截断距离设置为 $10 \text{ \AA}$ 。分子动力学模拟采用 LAMMPS 程序,模拟时间为 3 ns,时间步长为 0.5 fs,模拟体系固定粒子数、压强和温度,即等温等压系综(NPT),温度控制方法为 Nose-Hoover,压力控制方法为 Berendsen,模拟中前 1 ns 用于系统平衡,之后进行 2 ns 动力学模拟用于统计系统的结构和动力学性质。

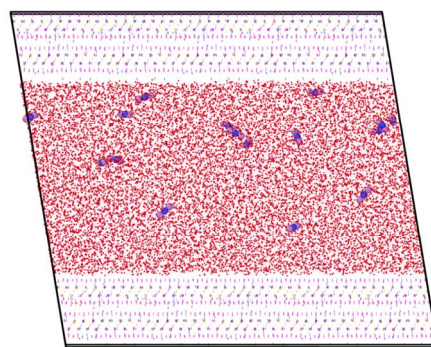


图 1 蒙脱土-铀酰溶液相互作用结构初始图

Fig. 1 Initial model for montmorillonite-uranyl solution interaction

铀酰离子在溶液中的微观构型由模拟计算得到。如图 2(a)所示将一定数量水分子和单个铀酰离子放置模拟盒中,在常温常压条件下进行模拟,计算结果显示水分子中的氧原子在铀酰赤道面上向铀原子进行配位,最终得到含 5 个水分子的五角双锥多面体结构 $[UO_2(H_2O)_5]^{2+}$ (图 2(b))。测得铀酰中铀(U)原

子与水分子中氧原子(O_w)间的平均配位键长为 2.539 Å。这与光谱学试验所测得的结果非常吻合^[18], 表明本文采用的力场参数对于水合铀酰离子构象的描述是可行的。本文研究考虑碳酸根离子及氯离子是地下水中常见离子且易与锕系元素结合, 将分别模拟铀酰离子 $[UO_2]^{2+}$ 、碳酸铀酰 UO_2CO_3 及铀酰氯 UO_2Cl_2 溶液与蒙脱土层的吸附反应。

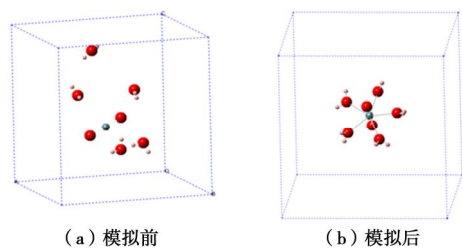


图 2 铀酰离子水化前及水化后的模型结构图

Fig. 2 Snapshots of the Uranyl and hydrated uranyl structure

分子动力学模拟使用 LAMMPS(大规模原子分子并行模拟器) 并采用 CLAYFF^[19]力场参数, 该力场最显著的优点是采用了更为合理的、由密度泛函方法计算的部分原子电荷来代替完全原子电荷, 以适应电荷平衡法, 避免产生过大静电电势。CLAYFF 根据同一种元素所处的不同位置而区分为不同类型例如, 四面体内的铝元素与八面体内的铝元素所含的电荷量及相关力场参数是不一样的(表 1)。模拟过程中, 所有原子被看成带点电荷的刚性粒子。CLAYFF 力场中库仑力占据主导作用, 同时考虑了离子间范德华力、OH 键伸缩及 H-O-H 键角弯曲振动, 其总能量表达式为

$$E_{\text{total}} = k_1(r_{ij} - r_0)^2 + k_2(q_{ijk} - q_0)^2 + \frac{e^2}{4\pi\epsilon_0} \sum_{i \neq j} \frac{q_i q_j}{r_{ij}} + \sum_{i \neq j} 4e \left[\left(\frac{s}{r_{ij}} \right)^{12} - \left(\frac{s}{r_{ij}} \right)^6 \right] \quad (1)$$

式中 第一项为库仑作用势能, e 为电子电荷, q_i 和 q_j 分别是原子 i 和原子 j 的电荷, r_{ij} 为它们之间的距离; 第二项为通过 Lennard-Jones 势能公式计算的范德华势能, e_{ij} 为势阱深度, s_{ij} 为势能为 0 时的原子间的距离, 不同种类原子间范德华作用力的 Lennard-Jones 势能参数可以通过计算公式得到

$$s_{ij} = \frac{1}{2}(s_i + s_j) \quad , \quad (2)$$

$$e_{ij} = \sqrt{e_i e_j} \quad ; \quad (3)$$

第三项和第四项分别为键伸缩势能和角弯曲势能项, k_1 和 k_2 为弹力常数, r_{ij} 为原子间的平衡键长, q_{ijk} 为原子 i, j, k 间的平衡角度。

铀酰离子的势能参数(表 2)来自于 Guilbaud 等^[20]的工作, 其中 U-O 平衡键长为 1.8 Å, O-U-O 平衡角

度为 180°。铀酰离子中铀的部分原子电荷为+2.5 e , 与第一性原理结果得到的+2.8 e 有轻微的改动。铀酰离子中的氧的部分原子电荷为 -0.25 e , 因此铀酰离子含有+2 价电荷。碳酸根离子的参数来自于 Greathouse 等^[21]的工作, 碳酸根离子中碳的部分原子电荷为 +0.43 e , 氧原子的部分原子电荷为 -0.81 e , 这些数据都被充分证明了其合理性^[22-23], 已成功运用于铀酰络合物模拟研究领域。表 1 为蒙脱土、SPC/E 水及铀酰中各原子的电荷及 LJ 势能参数。表 2 为 SPC/E 水、铀酰和碳酸根中相关键长及键角参数。

表 1 水、蒙脱土、SPC/E 水及铀酰种态中各原子电荷及 CLAYFF 力场范德华势能参数

Table 1 Charges and ClayFF force field parameters for water, cations, montmorillonite and radionuclides

原子符号	表示内容	电荷/ e	e /(kcal·mol ⁻¹)	s /Å
H _w	水中的氢	0.4100	0	0
O _w	水中的氧	-0.8200	0.1554	3.1655
h	土中羟基的氢	0.4250	0	0
oh	土中羟基的氧	-0.9500	0.1554	3.1655
ob	土中桥接四面体片硅和八面体片铝的氧	-1.0500	0.1554	3.1655
obos	土中桥接四面体片硅和八面体中同质替换镁的氧	-1.1808	0.1554	3.1655
obt	土中桥接四面体片中同质替换铝和八面体铝的氧	-1.1688	0.1554	3.1655
obss	土桥接四面体片中同质替换铝和八面体中同质替换镁的氧	-1.2996	0.1554	3.1655
ohs	土连接同质替代原子羟基中的氧	-1.0808	0.1554	3.1655
st	蒙脱土四面体片中硅	2.1000	1.8405 × 10 ⁻⁶	3.3020
ao	土八面体片中铝	1.5750	1.3298 × 10 ⁻⁶	4.2712
at	土四面体片中铝	1.5750	1.8405 × 10 ⁻⁶	3.3020
mgo	土八面体片中镁	1.3600	9.0298 × 10 ⁻⁶	5.2643
mgh	土八面体片中与羟基相连的镁	1.0500	9.0298 × 10 ⁻⁶	5.2643
Na	层间阳离子钠	1.0	0.1301	2.3500
K	层间阳离子钾	1.0	0.1000	3.3340
Cs	层间阳离子铯	1.0	0.1000	3.8310
Ba	层间阳离子钡	2.0	0.0470	3.8166
Pb	层间阳离子铅	2.0	0.6650	3.4103
Ca	层间阳离子钙	2.0	0.1000	2.8719
Zn	层间阳离子锌	2.0	0.6650	2.1933
Cl	氯离子	-1.0	0.1001	4.3999
U	铀酰中的铀	2.5	0.4991	2.8221
O	铀酰中的氧	-0.25	0.1554	3.1655
C	碳酸根中的碳	0.43	0.0565	2.7570
Oc	碳酸根中的氧气	-0.81	0.1610	3.0330

表 2 水、铀酰及酸根离子的电荷、键长及键角参数

Table 2 Charges, bond and angle parameters for water, uranyl and carbonate ions				
键类型				
键类型		$k_1/(\text{kcal}\cdot\text{mol}^{-1}\cdot\text{\AA}^{-2})$	$r_{ij}^0/\text{\AA}$	
原子 i	原子 j			
O _w	H _w	554.1349	1.0000	
U	O	554.1349	1.8000	
C	O _c	652.0000	1.2500	
键角类型				
原子 i	原子 j	原子 k	$k_2/(\text{kcal}\cdot\text{mol}^{-1}\cdot\text{\AA}^{-2})$	q_{ijk}^0/deg
H _w	O _w	H _w		
U	O	U	45.769	109.47
Oc	C	Oc	150.000	180.00
			80.000	126.00

2 模拟结果与讨论

2.1 吸附结构性质

图 3 (b) 展示了 0.05 mol/L 浓度的铀酰溶液与蒙脱土表面模拟反应结果。图 3 (a) 模拟前的快照显示铀酰离子在水中呈随机分布状态，模拟后发现铀酰离子重新分布，并且有部分紧紧吸附于土层表面（图 3 (b)）。图 3 (c) 对比了模拟前后溶液中 U 的原子密度图。横坐标为模拟结构的垂直坐标，纵坐标为 U 的原子密度。图 3 (c) 上图为模拟前铀酰离子在孔隙中的分布情况，可以看出铀酰离子在孔隙溶液中随机分布，模拟后受同质替换产生的负电荷吸引铀酰离子游向两端土层表面，铀的原子密度峰值向靠近土层分布。

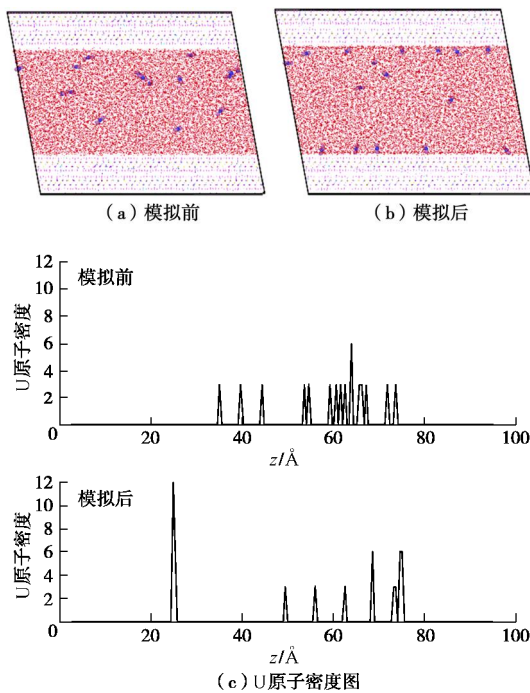


图 3 铀酰溶液与蒙脱土片层结构

Fig. 3 Uranyl solution and clay layers

为了清晰直观地呈现固/液界面的吸附反应，图4 中将蒙脱土孔隙中自由扩散的水分子隐藏，蒙脱土只显示表面Si-Os层。分析吸附复合物快照可以得出3种

典型吸附结构：双键内球吸附、单键内球吸附及外球吸附。模拟过程中，铀酰离子受范德华引力及静电力逐渐向蒙脱土表面靠近。当铀酰离子被吸附于硅氧四面体层中Si→Al同质替换位置时，同质替换负电荷电位吸引铀酰离子，产生配位竞争破坏U-O_w配位键而与蒙脱土表面氧原子形成新的U-O_s配位键，即内球吸附复合物。当铀酰离子吸附位置离蒙脱土表面电荷缺陷位置较远时，铀酰轴O-U-O垂直蒙脱土表面进行吸附，五个水分子配位保持稳定形成外球复合物（图4）。吸附过程中铀酰离子之间不发生相互作用，图4中黄色原子为可交换阳离子，阳离子被稳定吸附于土层的硅氧六边形正中央位置，对铀酰吸附复合物结构不产生影响。

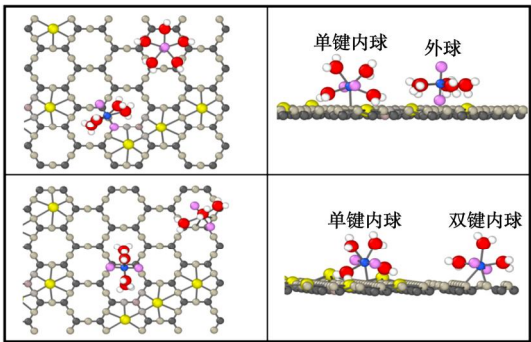


图 4 铀酰离子与蒙脱土表面形成的典型复合物结构示意图，包含三中典型吸附：外球、单键内球及双键内球

Fig. 4 Snapshot of representative adsorption complexes including three typical adsorptions: outer-sphere, mono-dentate and bi-dentate inner-sphere complex

当加入碳酸根离子或者氯离子时，吸附情况变得复杂多样。图5展示了在碳酸根离子及氯离子存在情况下吸附的典型复合物形态。总体而言，铀酰与蒙脱土表面配位形式与前文分析一致，形成3种吸附复合物形式：外球复合物、单键内球复合物以及双键内球复合物。碳酸根离子具有较高活性，碳酸根中氧原子能够替代铀酰-水分子配位形成2~3个U-O_c配位。图5 (a) 中铀酰离子未与蒙脱土表面产生配位，可看作范德华引力作用下的物理吸附反应即外球吸附，碳酸根桥接两个铀酰离子同时吸附可交换阳离子形成聚合物。如图5 (b) 所示吸附复合物[Pb₂(UO₂)₂(H₂O)₃(CO₃)₂(O_s)₂]⁴⁺，蒙脱土表面两个氧原子配位O_s替代两个U-O_w配位形成内球复合物，同时碳酸根离子中的氧原子O_c配位代替4个水分子配位与U原子形成了4个U-O_c配位键，共形成了6个新配位键。在本文的模拟中，铀酰离子的平均配位数为5~6之间，这与前人研究得到的铀酰配位数结果相符^[24]。碳酸根的强活性使之可以桥接铀酰离子及阳离子形成大分子聚合体。图5 (c) 展示氯离子存在下的吸附反应，铀酰氯中的氯离子可以取代U-O_w配位在铀酰赤道面上进行U-Cl配位，且氯离子可以吸

附临近的阳离子。与碳酸根离子相似, 氯离子可以桥接两个铀酰离子形成聚合物, 但由于氯离子的弱电荷性, 形成铀酰离子聚合体的概率较低。

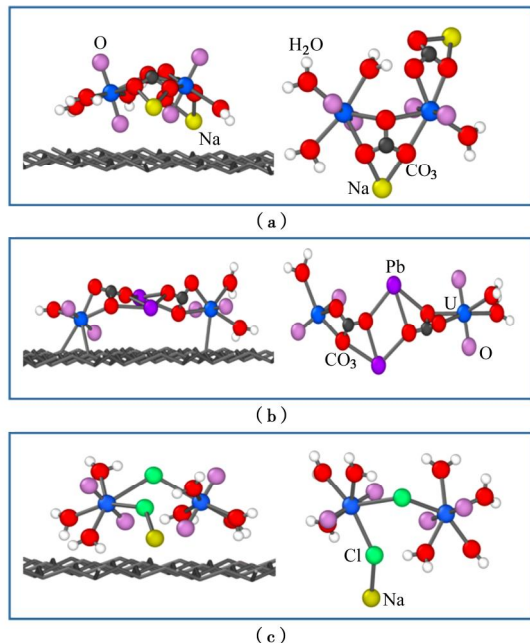


图5 碳酸根及氯离子分别存在下, 蒙脱土吸附形成的典型铀酰复合物结构示意图

Fig. 5 Snapshot of optimized adsorption uranyl complexes on MMT (001) surface with presence of carbonate and chlorite

通过分析铀酰中U原子与配位原子间的径向分布函数(RDFs)(图6), 可以得到U原子与各配位原子间的平均键长, 从而直观的评价铀酰与各配位原子间的连接强度。当水溶液中的铀酰种态为 $[\text{UO}_2(\text{H}_2\text{O})_5]^{2+}$ 时, U原子能够与水分子中的氧原子Ow及蒙脱土表面的氧原子Os进行配位, 形成含5个配位数的铀酰吸附复合物。RDFs分析结果显示U-Ow和U-Os的平均键长分别为2.511Å和2.504Å。由于这两个值差距微小, 因此图6中对应的径向分布函数线(点虚线)为单峰曲线。当水溶液中的铀酰种态为 $\text{UO}_2(\text{H}_2\text{O})_5\text{CO}_3$ 时, 碳酸根与铀酰之间存在较强相互作用^[25], 铀酰离子中的U原子可与水分子中的氧原子Ow、蒙脱土表面的氧原子Os以及碳酸根中的氧原子Oc进行配位。U与配位原子间的径向分布函数曲线(长虚线)呈现双峰特征, 曲线的峰值分别对应U-Ow(Os)与U-Oc的平均键长, 其值分别为2.526(2.582)Å及2.361Å。当铀酰种态为 $\text{UO}_2(\text{H}_2\text{O})_5\text{Cl}_2$ 时, 铀酰离子可以形成U-Ow、U-Os及U-Cl三种配位键, 对应平均键长分别为2.518Å, 2.542Å, 2.927Å。造成铀酰氯与配位原子径向分布函数呈现双峰特征(图6实线)。

在铀酰的所有配位键中, U-Oc的平均配位键长最短仅为2.361Å, 表明两者间作用力较强。在强静电作用下, 碳酸根离子可以桥接铀酰及阳离子形成结构紧密的大分子聚合物。达到限制铀酰扩散的作用。因

此, 碳酸根的存在对铀酰离子的吸附有着较大影响。

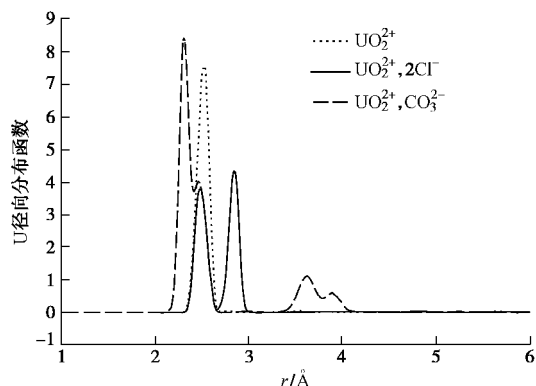


图6 铀酰在不同种态中与蒙脱土表面吸附形成复合物中铀原子与配位原子间的径向分布函数

Fig. 6 Plot of U-ligand RDFs in presence of carbonate and chlorite

2.2 阳离子对吸附的影响

正价阳离子无法直接影响铀酰与蒙脱土间的吸附。但当水溶液中存在碳酸根离子或者氯离子时, 阳离子通过阴阳离子的相互作用参与吸附行为。如图6中示例, 两个铀酰离子通过碳酸根离子桥接形成二聚复合物, 同时碳酸根吸附了阳离子形成大型复合物。对复合物离子径向分布函数进行了分析, 并得出阳离子与O_c间的键长按 $\text{Cs}^+ > \text{Pb}^{2+} > \text{K}^+ > \text{Ba}^{2+} > \text{Ca}^{2+} > \text{Na}^+ > \text{Zn}^{2+}$ 顺序递减, 键长为(1.992~2.844)Å。阳离子与Cl⁻离子间的化学键长按 $\text{Cs}^+ > \text{Pb}^{2+} > \text{K}^+ > \text{Ba}^{2+} > \text{Na}^+ > \text{Zn}^{2+} > \text{Ca}^{2+}$ 顺序递减, 键长范围在(2.368~3.390)Å; 值得注意的是, 二价阳离子与阴离子间产生较短化学键, 但是铅和钡是例外。这是由于铅和钡都是重金属, 研究表明重金属在黏土中的吸附主要为化学吸附, 吸附后紧贴于黏土而较难通过离子交换而释放^[26], 因此, 黏土对重金属的强吸附力削弱了阴离子的吸附作用。

2.3 吸附能

为探究并直观地评价蒙脱土对铀酰离子的吸附能力大小, 本文计算了吸附复合物与蒙脱土表面间的吸附能, 计算公式如下:

$$W_A = \frac{(E_U + E_{\text{MMT}}) - E_{\text{total}}}{2A} \quad (4)$$

式中 E_U 为铀酰种态个体总能量, 研究中涵盖了3种铀酰种态: 水合铀酰离子 $[\text{UO}_2(\text{H}_2\text{O})_5]^{2+}$, 水合碳酸铀酰 $\text{UO}_2(\text{H}_2\text{O})_5\text{CO}_3$ 及水合铀酰氯离 $\text{UO}_2(\text{H}_2\text{O})_5\text{Cl}_2$; E_{MMT} 为优化后的蒙脱土晶层的总能量; E_{total} 为吸附反应后体系的总能量; A 为吸附复合物与蒙脱土表面的范德华接触面积, 即复合物采用范德华半径垂直投影至蒙脱土表面所得面积。

部分具有代表性的复合物化学结构式及相关参数列于表3中。通过分析发现铀酰与蒙脱土表面的吸附能大小受3个因素影响: ①复合物与蒙脱土表面成键个数: 外球复合物为物理吸附没有产生U-Os键, 其

表 3 单个铀酰种态分子与蒙脱土表面吸附产生典型吸附复合物的分子结构特征、范德华接触面积及吸附能
Table 3 Complex parameters, Van der Waals contact area and work of adhesion of single radionuclide adsorbed on MMT surface in presence of different cations

铀酰种态	复合物分子结构	U-Os 个数	U-Oc 个数	$A/\text{\AA}^2$	吸附能/(J·m ⁻²)
[UO ₂ (H ₂ O) ₅] ²⁺	[UO ₂ (H ₂ O) ₅] ²⁺			56.681	0.852
	[UO ₂ (H ₂ O) ₄ (O _s)] ²⁺	1		30.067	1.259
	[UO ₂ (H ₂ O) ₃ (O _s) ₂] ²⁺	2		25.942	1.861
[UO ₂ (H ₂ O) ₅ Cl ₂]	[Na ₂ UO ₂ (H ₂ O) ₃ Cl ₂] ²⁺			39.858	0.610
	[NaUO ₂ (H ₂ O) ₄ Cl] ²⁺			31.063	1.119
	[NaUO ₂ (H ₂ O) ₃ (O _s) ₂ Cl] ²⁺	2		38.722	0.718
[UO ₂ (H ₂ O) ₅ CO ₃]	[CsUO ₂ (H ₂ O) ₂ CO ₃ (O _s)] ⁺	1	2	38.722	1.172
	[BaUO ₂ (H ₂ O)CO ₃ (O _s)] ²⁺	1	3	31.691	1.502
	[CaUO ₂ (H ₂ O) ₂ CO ₃ (O _s)] ²⁺	1	2	33.586	2.348
	[ZnUO ₂ (H ₂ O) ₂ CO ₃] ²⁺		1	38.849	1.851

吸附能较小为 0.852 J/m²。单键内球复合物为化学吸附，铀酰离子与蒙脱土表面氧原子层产生一个 U-Os 键，计算得到其吸附能约为 1.259 J/m²。双键内球复合物的吸附能为 1.861 J/m²。因此，可以推断铀酰离子与蒙脱土表面氧原子层间的成键个数是两者间吸附能强弱的重要影响指标。②吸附复合物的结构组成：吸附复合物通常由铀酰离子、阳离子、阴离子、水分子及蒙脱土表面组成，吸附作用的强弱受静电影响较大。当复合物中存在高价阳离子（Zn²⁺、Ca²⁺、Ba²⁺等）及高价阴离子碳酸根时，强静电作用使得复合物结构紧密吸附于蒙脱土表面。因此，水合碳酸铀酰吸附复合物与蒙脱土表面的吸附能（1.172~2.348 J/m²）普遍大于水合铀酰氯吸附复合物与蒙脱土表面的吸附能（0.61~1.119 J/m²）（表 3）。对于同一种铀酰种态的吸附而言，以水合碳酸铀酰为例，阳离子与碳酸根离子的作用强弱影响了吸附的强弱。以表 3 中 [CsUO₂(H₂O)₂CO₃(O_s)]⁺、[BaUO₂(H₂O)CO₃(O_s)]²⁺ 及 [CaUO₂(H₂O)₂CO₃(O_s)]²⁺ 三种吸附复合物为例，他们与蒙脱土表面都产生了单键内球吸附，化学结构也十分相似，但是吸附能的计算结果分别为 1.172，1.502，2.348 J/m²。对这 3 种复合物结构进行分析发现，吸附能的差异在于复合物中阳离子种类不同。前文 2.2 节对阴阳离子间的离子键强弱进行了排序，阳离子-碳酸根离子键键长按 Cs⁺>Pb²⁺>K⁺>Ba²⁺>Ca²⁺>Na⁺>Zn²⁺ 顺序缩短，键能则按反方向顺序增强。按上述规律可知，阳离子-碳酸根离子键能按 Cs⁺<Ba²⁺<Ca²⁺ 的顺序增强，因此对应得到的吸附也按此顺序增大。③范德华接触面积：吸附能计算公式（公式（4））表明，吸附能与范德华接触面积成反比。以水合铀酰氯与 Na 基蒙脱土形成的两种吸附复合物 [Na₂UO₂(H₂O)₃Cl₂]²⁺ 与 [NaUO₂(H₂O)₄Cl]²⁺ 为例，两种复合物中阳离子种类相同，并且吸附形式都为外球复合物，它们与蒙脱土表面的范德华接触面积分别为 39.858 Å²，31.063 Å²。吸附能计算结果显示，对于这两种相似结构的吸附复合物，较小范德华接触面积的复合物得到的吸附能较大

为 1.119 J/m²，而拥有较大范德华接触面积的复合物的吸附能为 0.610 J/m²。

3 结 论

本文基于分子动力学模拟方法从原子层面探究了地下水化学环境下蒙脱土与放射性核素铀酰的吸附反应，定量分析了吸附复合物的微观分子结构。讨论了孔隙水溶液中离子种类对吸附的影响，并对吸附复合物的吸附能力强弱情况进行了评估。得到了以下 4 点结论。

（1）得到 3 种典型吸附形式：外球吸附、单键内球吸附、双键内球吸附。其中外球吸附形式为静电作用下的物理吸附形式，此种吸附形式不稳定，在扩散作用下易脱离蒙脱土表面重新进入孔隙水中。内球吸附为化学吸附，铀酰与蒙脱土表面的氧原子形成了化学配位键，产生了较强阻滞作用。

（2）模拟得到铀酰离子在水溶液中含 5 个水分子配位的五角双锥多面体结构 [UO₂(H₂O)₅]²⁺，平均配位键长为 2.539 Å。铀原子与各种配位原子间键长按 U-Cl>U-Ow=U-Os>U-Oc 顺序降低。

（3）定量分析了吸附复合物的微观结构。碳酸根的强活性使之可以直接桥接铀酰离子形成聚合体，或连接铀酰离子及阳离子形成较大分子聚合体，从而达到限制铀酰扩散的作用。

（4）复合物吸附强弱的影响因素主要有三点：铀酰离子与蒙脱土表面的吸附形式、吸附复合物的结构组成及与蒙脱土表面的范德华接触面积。

参考文献：

[1] 杨 波. 中国核电发展现状及趋势[J]. 世界环境, 2014(3): 18 - 19. (YANG Bo. Current situation and development trend of nuclear power in China[J]. World Environment, 2014(3): 18 - 19. (in Chinese))
[2] ZHANG C L, WANG J, SU K. Concepts and tests for disposal of radioactive waste in deep geological formations[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006,

- 25(4): 750 – 767.
- [3] GECKEIS H, L TZENKIRCHEN J, POLLY R, et al. Mineral–water interface reactions of actinides[J]. *Chemical Reviews*, 2013, **113**(2): 1016.
- [4] SILVA J C G E D, CAMPOS B, AGUILAR J, et al. Adsorption of uranyl ions on kaolinite, smectite, humic acids and composite clay materials[J]. *Applied Clay Science*, 2013.
- [5] RIHS S, GAILLARD C, REICH T, et al. Uranyl sorption onto birnessite: A surface complexation modeling and EXAFS study[J]. *Chemical Geology*, 2014, **373**(19): 59 – 70.
- [6] FERNANDES M M, BAEYENS B, D HN R, et al. U(VI) sorption on montmorillonite in the absence and presence of carbonate: a macroscopic and microscopic study[J]. *Geochimica Et Cosmochimica Acta*, 2012, **93**: 262 – 277.
- [7] MARQUES FERNANDES M, BAEYENS B, BRADBURY M H. The influence of carbonate complexation on lanthanide/actinide sorption on montmorillonite[J]. *International Journal for Chemical Aspects of Nuclear Science & Technology*, 2008, **96**(9-11): 691 – 697.
- [8] REEDER R J, NUGENT M, PABALAN R T. Local structure of uranium(VI) sorbed on clinoptilolite and montmorillonite[J]. *Water-Rock Interaction*, 2001: 423 – 426.
- [9] PABALAN R T, TURNER D R. Uranium(6+) sorption on montmorillonite: Experimental and surface complexation modeling study[J]. *Aquatic Geochemistry*, 1997, **2**(3): 203 – 226.
- [10] YANG W, ZHENG Y, ZAOUI A. Swelling and diffusion behaviour of Na-vermiculite at different hydrated states[J]. *Solid State Ionics*, 2015, **282**: 13 – 17.
- [11] YANG W, ZAOUI A. Uranyl adsorption on (001) surfaces of kaolinite: A molecular dynamics study[J]. *Applied Clay Science*, 2013, **81**(4): 98 – 106.
- [12] ZHANG C, LOU Z. Freezing of water confined in porous materials: role of adsorption and unfreezable threshold[J]. *Acta Geotechnica*, 2018(6): 1 – 11.
- [13] ZHANG C, LOU Z, DENG P. Contact angle of soil minerals: A molecular dynamics study[J]. *Computers & Geotechnics*, 2016, **75**: 48 – 56.
- [14] 张陶娜, 徐雪雯, 董 亮, 等. 分子动力学方法模拟不同温度下铀酰在叶腊石上的吸附和扩散行为[J]. *物理化学学报*, 2017(10): 2013 – 2021. (ZHANG Tao-na, XU Xue-wen, DONG Liang, et al. The adsorption and diffusion behaviors of uranyl on pyrophyllite at different temperatures: Molecular dynamics simulatons[J]. *Acta Physico-Chemica Sinica*, 2017(10): 2013 – 2021. (in Chinese))
- [15] GREATHOUSE J A, CYGAN R T. Water structure and aqueous uranyl(VI) adsorption equilibria onto external surfaces of beidellite, montmorillonite, and pyrophyllite: results from molecular simulations[J]. *Environmental Science & Technology*, 2006, **40**(12): 3865.
- [16] KERISIT S, LIU C. Molecular dynamics simulations of uranyl and uranyl carbonate adsorption at aluminosilicate surfaces[J]. *Environmental Science & Technology*, 2014, **48**(7): 3899.
- [17] ZHENG Y, ZAOUI A, SHAHROUR I. A theoretical study of swelling and shrinking of hydrated Wyoming montmorillonite[J]. *Applied Clay Science*, 2011, **51**(1/2): 177 – 181.
- [18] VALLET V, WAHLGREN U, SCHIMMELPFENNIG B, et al. Solvent effects on uranium(VI) fluoride and hydroxide complexes studied by EXAFS and quantum chemistry[J]. *Inorganic Chemistry*, 2001, **40**(14): 3516 – 3525.
- [19] RANDALL T C, LIANG J J, KALINICHEV A G. Molecular models of hydroxide, oxyhydroxide, and clay phases and the development of a general force field[J]. *Journal of Physical Chemistry B*, 2004, **108**(4): 1255 – 1266.
- [20] GUILBAUD P, WIPFF G. Hydration of UO_2^{2+} cation and its NO_3^- and 18-crown-6 adducts studied by molecular dynamics simulations[J]. *Journal of Physical Chemistry*, 1993, **97**(21): 5685 – 5692.
- [21] GREATHOUSE J A, CYGAN R T. Molecular dynamics simulation of uranyl(VI) adsorption equilibria onto an external montmorillonite surface[J]. *Physical Chemistry Chemical Physics*, 2005, **7**(20): 3580.
- [22] LIU X Y, WANG L H, ZHENG Z, et al. Molecular dynamics simulation of the diffusion of uranium species in clay pores[J]. *Journal of Hazardous Materials*, 2013, **244/245**(2): 21.
- [23] YANG W, ZAOUI A. Behind adhesion of uranyl onto montmorillonite surface: a molecular dynamics study[J]. *Journal of Hazardous Materials*, 2013, **261**(20): 224.
- [24] KELLY S D, KEMNER K M, BROOKS S C. X-ray absorption spectroscopy identifies calcium-uranyl-carbonate complexes at environmental concentrations[J]. *Geochimica Et Cosmochimica Acta*, 2007, **71**(4): 821 – 834.
- [25] ALLEN P G, BUCHER J J, CLARK D L, et al. Multinuclear NMR, Raman, EXAFS, and X-ray diffraction studies of uranyl carbonate complexes in near-neutral aqueous solution. X-ray structure of $[\text{C}(\text{NH}_2)_3]_6[(\text{UO}_2)_3(\text{CO}_3)_6]$ [J]. *Inorganic Chemistry*, 1995, **34**(19): 4797 – 4807.
- [26] MONTROLL E W, LEBOWITZ J L. *The Liquid State of Matter: Fluids, Simple and Complex*[M]. New York: North-Holland Pub. Co, 1982: 521.

DOI: 10.11779/CJGE202002005

悬浮长芯劲性搅拌桩复合地基固结解析解

杨 涛¹, 戴基彤¹, 王恒栋²

(1. 上海理工大学土木系, 上海 200093; 2. 上海市市政工程设计研究总院(集团)有限公司, 上海 200092)

摘 要: 推导出瞬时加荷情况下悬浮长芯劲性搅拌桩复合地基的固结方程和相应的定解条件, 利用三层地基一维固结理论, 建立了相应的固结解析解, 包括桩间土和下卧层土中超静孔隙水压力解答和复合地基整体平均固结度解答。通过固结速率解析解与有限元数值解的比较, 证明了解析解的合理性。利用解析解进行复合地基固结速率影响因素分析, 研究了悬浮长芯劲性搅拌桩复合地基的固结性状。结果表明: 悬浮长芯劲性搅拌桩复合地基的固结速率主要受桩的贯入比和下卧层刚度的影响。复合地基的固结速率随桩的贯入比和下卧层土压缩模量的增加而增大。搅拌桩壳长度、厚度和刚度以及芯桩截面含芯率的变化对复合地基固结速率没有影响。增加芯桩的压缩模量只会使固结前期复合地基的固结速率略微减小, 不会影响固结后期复合地基的固结速率。

关键词: 长芯劲性搅拌桩; 复合地基; 固结; 解析解; 含芯率

中图分类号: TU473

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)02-0246-07

作者简介: 杨 涛(1962—), 男, 博士, 教授, 从事地基加固技术与复合地基理论研究工作。E-mail: shyangtao@163.com。

Analytical solutions for consolidation of a composite ground with floating stiffened deep cement mixing columns with long core piles

YANG Tao¹, DAI Ji-tong¹, WANG Heng-dong²

(1. Department of Civil Engineering, University of Shanghai for Science and Technology, Shanghai 200093, China; 2. Shanghai Municipal Engineering Design Institute (Group) Co., Ltd., Shanghai 200092, China)

Abstract: The consolidation equations and the corresponding solution conditions of the composite ground with floating stiffened deep cement mixing (SDCM) columns with long core piles are derived under an instant loading. On the basis of one-dimensional consolidation theory of a third-layer soil ground, the corresponding analytical consolidation solutions are developed, including the average excess pore water pressures within the surrounding soil and underlying soil and the overall average degree of consolidation of the composite ground. The correctness and accuracy of the proposed analytical solutions are verified by comparison of the consolidation rates by the proposed analytical solution and the FEM. Some main factors are analyzed to investigate the consolidation behavior of this type of composite ground using the proposed analytical solution. The results show that the consolidation rate of the composite ground depends mainly on the penetration ratio of the SDCM columns with long core piles and the stiffness of the underlying soil. It increases with increasing penetration ratio of the pile and the constrained modulus of the underlying soil. The variations in the length, thickness and stiffness of the deep cement mixing (DCM) column sockets as well as the area core ratio of the concrete core piles have little effect on the consolidation rate of the composite ground. An increase in the modulus of the core pile decreases slightly the consolidation rate of the composite ground at the early stage of consolidation process, and it affects insignificantly the consolidation rate at the later stage of consolidation.

Key words: SDCM column with long core pile; composite ground; consolidation; analytical solution; area core ratio

0 引 言

劲性水泥搅拌桩(SDCM column)也称“混凝土芯搅拌桩”, 是一种由水泥搅拌桩(DCM column)壳和中心处较小面积预制混凝土芯桩组成的复合材料桩。按照芯桩与 DCM 桩壳二者长度间的相对关系, SDCM 桩分为 3 种类型: 芯桩长度小于 DCM 桩壳长度的短芯 SDCM 桩、芯桩长度等于 DCM 桩壳长度的等芯

SDCM 桩和芯桩长度大于 DCM 桩壳长度的长芯 SDCM 桩。较之传统的 DCM 桩, SDCM 桩的竖向和水平向承载力高, 沉降控制效果好。它既可作为桩基基础, 也可作为复合地基的竖向增强体, 在国内外都得到了大量应用^[1-2]。

基金项目: 国家重点研究发展计划项目(2016YFC0802405)

收稿日期: 2019-05-08

很多学者通过室内外试验和数值模拟等方法,从承载力、荷载传递机制和控沉效果等方面对短芯SDCM桩和短芯SDCM桩复合地基进行了较为系统的研究。凌光荣等^[3]、董平等^[4]和吴迈等^[5]通过现场单桩荷载试验研究了SDCM桩的轴向承载特性。试验发现,芯桩的插入使搅拌桩侧摩阻力充分发挥,SDCM桩的竖向承载力可高于混凝土灌注桩。Voottipruex等^[6]采用三维有限元法研究了芯桩长度和截面积等因素对SDCM桩竖向和水平向承载力、芯桩轴力和弯矩分布的影响。吴迈等^[7]、丁永君等^[8]和顾士坦等^[9]采用理论分析和现场实测芯桩桩身应力的方法研究了SDCM桩的荷载传递特性。Wonglert等^[10-11]基于室内模型试验成果,提出短芯SDCM桩有土体破坏、芯桩底部破坏和搅拌桩壳顶部破坏3种破坏模式,研究了芯桩长度和搅拌桩壳强度对悬浮SDCM桩竖向承载力和破坏模式的影响。Wang等^[12]通过现场荷载板试验,比较了刚性基础下SDCM桩复合地基与DCM桩复合地基的竖向承载力。Voottipruex等^[13]和Wang等^[14]进行了路堤下SDCM桩复合地基现场试验,比较了柔性基础下SDCM桩复合地基与DCM桩复合地基的沉降控制效果。叶观宝等^[15-16]提出了悬浮SDCM桩复合地基桩-土应力比和沉降的计算方法。杨涛等^[17]建立了端承短芯SDCM桩复合地基的固结计算模型。

近年来,随着长芯SDCM桩在中国的逐渐应用,其承载机理和设计理论的研究开始受到学术界的关注。陈华顺等^[18]和程博华^[19]分别提出了长芯SDCM桩侧摩阻力和竖向承载力的计算方法。杨涛等^[20]给出了端承长芯SDCM桩复合地基固结解析解,但该解答无法用于分析悬浮长芯SDCM桩复合地基的固结问题。有鉴于此,本文研究悬浮长芯SDCM桩复合地基的固结计算方法,分析悬浮长芯SDCM桩复合地基的固结特性,进一步完善SDCM桩复合地基的固结计算理论。

1 固结模型与基本假定

1.1 轴对称固结模型

图1给出悬浮长芯SDCM桩复合地基轴对称固结模型, r 和 z 分别是径向和竖向坐标。 r_e 为一根SDCM桩的影响区半径,可由桩的间距和布桩方式计算得到。水泥搅拌桩壳外半径和长度分别为 r_p 和 $L_p=H_1$,上部SDCM桩的置换率为 m ($m=(r_p/r_e)^2$),压缩模量为 E_p 。芯桩打穿水泥搅拌桩壳,其半径和长度分别为 r_{sp} 和 L_{sp} ($L_{sp}=H_1+H_2$),压缩模量为 E_{sp} 。芯桩的截面含芯率为 ρ ($\rho=(r_{sp}/r_p)^2$)。根据水泥搅拌桩壳和芯桩的长度将复合地基加固区分为I和II二部分,加固区I内桩间土的厚度、渗透系数、固结系数和压缩模量分别为

H_1 , k_{v1} , c_{v1} , E_{s1} , 加固区II内桩间土的厚度、渗透系数、固结系数和压缩模量分别为 H_2 , k_{v2} , c_{v2} , E_{s2} 。下卧层土厚度、渗透系数、固结系数和压缩模量分别为 H_3 , k_{v3} , c_{v3} , E_{s3} 。复合地基总厚度 $H=H_1+H_2+H_3$ 。

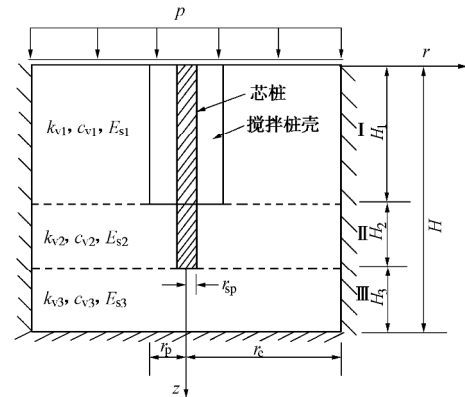


图1 复合地基固结模型

Fig. 1 Consolidation model for composite ground

1.2 基本假定

本文公式推导采用如下假定:①地基土完全饱和,水的流动符合Darcy定律;②搅拌桩壳不排水;③芯桩桩端以下的下卧层土和搅拌桩壳以下芯桩桩端以上的土仅发生径向渗流;④芯桩与搅拌桩壳间无相对滑移,加固区中任意深度处的桩和土的竖向应变相等;⑤大面积均布荷载 p 瞬时施加,在待加固地基中引起的竖向附加应力沿深度均布;⑥土的渗透系数和压缩模量不随固结而变化。

2 固结方程与定解条件

2.1 固结方程

基于前述基本假定,参考杨涛等^[20-21]的研究,可得到荷载 p 瞬时施加情况下悬浮长芯SDCM桩复合地基得固结方程如下:

$$\begin{cases} \frac{\partial \bar{u}_{s1}}{\partial t} = c_{v1e} \frac{\partial^2 \bar{u}_{s1}}{\partial z^2} & (0 \leq z < H_1), \\ \frac{\partial \bar{u}_{s2}}{\partial t} = c_{v2e} \frac{\partial^2 \bar{u}_{s2}}{\partial z^2} & (H_1 \leq z < H_1 + H_2), \\ \frac{\partial \bar{u}_{s3}}{\partial t} = c_{v3e} \frac{\partial^2 \bar{u}_{s3}}{\partial z^2} & (H_1 + H_2 \leq z \leq H). \end{cases} \quad (1)$$

$$c_{v1e} = \left(1 + \frac{m[rE_{sp} + (1-r)E_p]}{(1-m)E_{s1}} \right) c_{v1}, \quad (2)$$

$$c_{v2e} = \left(1 + \frac{mrE_{sp}}{(1-mr)E_{s2}} \right) \left(\frac{1-m}{1-mr} \right) c_{v2}, \quad (3)$$

$$c_{v3e} = (1-mr)c_{v3}. \quad (4)$$

式中 $\bar{u}_{s1}$, $\bar{u}_{s2}$, $\bar{u}_{s3}$ 分别为加固区I、II中桩间土和下卧层土中任意深度 z 处的平均超静孔隙水压力; c_{v1e} , c_{v2e} , c_{v3e} 分别为考虑劲性桩和芯桩影响的加固区

I、II 中桩间土和下卧层土的等效竖向固结系数。

2.2 定解条件

(1) 边界条件

考虑复合地基上边界排水、下边界不排水的单面排水情况, 边界条件如下:

$$z=0, \bar{u}_{s1}=0, \quad (5)$$

$$z=H, \frac{\partial \bar{u}_{s3}}{\partial z}=0. \quad (6)$$

(2) 孔压和水流连续性条件

考虑到 $(1-m)\bar{u}_{s1}$ 和 $(1-m\rho)\bar{u}_{s2}$ 分别为加固区 I 和加固区 II 内任意深度处的平均孔压, 可得加固区 I 与加固区 II 分界面处、加固区 II 与下卧层分界面处孔压和水流连续性条件如下:

$z=H_1$ 时,

$$(1-m)\bar{u}_{s1}=(1-mr)\bar{u}_{s2}, \quad (7)$$

$$(1-m)k_{v1}\frac{\partial \bar{u}_{s1}}{\partial z}=(1-mr)k_{v2}\frac{\partial \bar{u}_{s2}}{\partial z}. \quad (8)$$

$z=H_1+H_2$ 时,

$$(1-mr)\bar{u}_{s2}=\bar{u}_{s3}, \quad (9)$$

$$(1-mr)k_{v2}\frac{\partial \bar{u}_{s2}}{\partial z}=k_{v3}\frac{\partial \bar{u}_{s3}}{\partial z}. \quad (10)$$

(3) 初始条件

荷载施加的瞬时, 桩间土和下卧层土中没有竖向变形。参照杨涛等^[20-21]的研究, 容易写出如下初始条件:

$$\bar{u}_{s1}(z,0)=\frac{p}{1-m}, \quad (11)$$

$$\bar{u}_{s2}(z,0)=\frac{p}{1-mr}, \quad (12)$$

$$\bar{u}_{s3}(z,0)=p. \quad (13)$$

3 固结解析解

3.1 方程与定解条件的函数变换

为便于求解, 进行如下函数变换:

$$\begin{cases} \hat{u}_{s1}=(1-m)\bar{u}_{s1}, \\ \hat{u}_{s2}=(1-mr)\bar{u}_{s2}, \\ \hat{u}_{s3}=\bar{u}_{s3}. \end{cases} \quad (14)$$

显然, $\hat{u}_{s1}$ 和 $\hat{u}_{s2}$ 分别是复合地基上、下加固区任意深度处的平均超静孔隙水压力。将式 (14) 代入固结控制方程 (1) 和定解条件式 (5) ~ (13), 则变换后的复合地基固结控制方程和求解条件如下:

$$\begin{cases} \frac{\partial \hat{u}_{s1}}{\partial t}=c_{v1e}\frac{\partial^2 \hat{u}_{s1}}{\partial z^2} & (0 \leq z < H_1), \\ \frac{\partial \hat{u}_{s2}}{\partial t}=c_{v2e}\frac{\partial^2 \hat{u}_{s2}}{\partial z^2} & (H_1 \leq z < H_1+H_2), \\ \frac{\partial \hat{u}_{s3}}{\partial t}=c_{v3e}\frac{\partial^2 \hat{u}_{s3}}{\partial z^2} & (H_1+H_2 \leq z \leq H). \end{cases} \quad (15)$$

$$z=0: \hat{u}_{s1}=0, \quad (16)$$

$$z=H: \frac{\partial \hat{u}_{s3}}{\partial z}=0, \quad (17)$$

$z=H_1$,

$$\begin{cases} \hat{u}_{s1}=\hat{u}_{s2} \\ k_{v1}\frac{\partial \hat{u}_{s1}}{\partial z}=k_{v2}\frac{\partial \hat{u}_{s2}}{\partial z} \end{cases}, \quad (18)$$

$z=H_1+H_2$,

$$\begin{cases} \hat{u}_{s2}=\hat{u}_{s3} \\ k_{v2}\frac{\partial \hat{u}_{s2}}{\partial z}=k_{v3}\frac{\partial \hat{u}_{s3}}{\partial z} \end{cases}, \quad (19)$$

$$\hat{u}_{s1}(z,0)=\hat{u}_{s2}(z,0)=\hat{u}_{s3}(z,0)=p. \quad (20)$$

3.2 固结解析解

显然, 式 (15), (16) ~ (20) 分别是瞬时荷载 p 作用在由复合地基上、下加固区复合土和下卧层土组成的三层土系统固结问题的固结方程和定解条件。与瞬时荷载 p 作用下的三层天然地基固结问题相比, 只是各层天然地基土的固结系数 c_{v1} , c_{v2} 和 c_{v3} 分别被 c_{v1e} , c_{v2e} 和 c_{v3e} 代替而已。设三层土系统中土层 i 的渗透系数为 $k_{vi}(i=1, 2, 3)$, 则其压缩模量为 $E_{sie}=c_{vie}r_w/k_{vi}(i=1, 2, 3)$ 。

为使计算公式得以简化, 定义 5 个无量纲参数:

$$\left. \begin{aligned} a_i &= \frac{k_{vi}}{k_{v1}}; b_i = \frac{E_{s1e}}{E_{sie}}; c_i = \frac{H_i}{H_1}; m_i = \sqrt{\frac{b_i}{a_i}} \quad (i=1,2,3); \\ d_i &= \sqrt{\frac{a_{i-1}b_{i-1}}{a_i b_i}} \quad (i=2,3). \end{aligned} \right\} \quad (21)$$

根据谢康和^[22]的研究, 容易得到:

(1) 各加固区和下卧层的平均超静孔压

$$\begin{cases} \hat{u}_{s1}(z,t)=p\sum_{m=1}^{\infty}C_m\sin\left(l_m\frac{z}{H_1}\right)e^{-l_m^2T_{v1e}}, \\ \hat{u}_{s2}(z,t)=p\sum_{m=1}^{\infty}C_m\left[\sin(l_m)\cos\left(m_2l_m\frac{z-H_1}{H_1}\right)+\right. \\ \left. d_2\cos(l_m)\sin\left(m_2l_m\frac{z-H_1}{H_1}\right)\right]e^{-l_m^2T_{v1e}}, \\ \hat{u}_{s3}(z,t)=p\sum_{m=1}^{\infty}\frac{C_mA_m}{\cos(m_3c_3l_m)}\cos\left(m_3l_m\frac{H-z}{H_1}\right)e^{-l_m^2T_{v1e}}, \end{cases} \quad (22)$$

$$T_{v1e}=c_{v1e}t/H_1^2. \quad (23)$$

(2) 桩间土和下卧层土的平均孔压

将式 (14) 代入式 (22), 可得悬浮长芯 SDCM 桩复合地基上、下部加固区中桩间土和下卧层土平均超静孔隙水压力:

$$\begin{cases} \bar{u}_{s1}(z, t) = \frac{p}{1-m} \sum_{m=1}^{\infty} C_m \sin\left(l_m \frac{z}{H_1}\right) e^{-l_m^2 T_{v1e}}, \\ \bar{u}_{s2}(z, t) = \frac{p}{1-mr} \sum_{m=1}^{\infty} C_m \left[\sin(l_m) \cos\left(m_2 l_m \frac{z-H_1}{H_1}\right) + \right. \\ \left. d_2 \cos(l_m) \sin\left(m_2 l_m \frac{z-H_1}{H_1}\right) \right] e^{-l_m^2 T_{v1e}}, \\ \bar{u}_{s3}(z, t) = p \sum_{m=1}^{\infty} \frac{C_m A_m}{\cos(m_3 c_3 l_m)} \cos\left(m_3 l_m \frac{H-z}{H_1}\right) e^{-l_m^2 T_{v1e}}, \end{cases} \quad (24)$$

$$C_m = \frac{2d_2 \sin(2\mu_3 c_3 l_m)}{l_m [\sin(2\mu_3 c_3 l_m)(d_2 + \mu_2 c_2 F_m) - \mu_3 c_3 D_m]}, \quad (25)$$

$$A_m = \sin(l_m) \cos(\mu_2 c_2 l_m) + d_2 \cos(l_m) \sin(\mu_2 c_2 l_m), \quad (26)$$

$$D_m = \sin(2\mu_2 c_2 l_m) E_m - d_2 \sin(2l_m) \cos(\mu_2 c_2 l_m), \quad (27)$$

$$E_m = \sin^2(l_m) - d_2^2 \cos^2(l_m), \quad (28)$$

$$F_m = \sin^2(l_m) + d_2^2 \cos^2(l_m). \quad (29)$$

按下面方程求解出特征值 l_m :

$$A_m + d_3 \cot(m_3 c_3 l_m) B_m = 0, \quad (30)$$

$$B_m = \sin(l_m) \sin(\mu_2 c_2 l_m) - d_2 \cos(l_m) \cos(\mu_2 c_2 l_m). \quad (31)$$

(3) 复合地基整体平均固结度

参考谢康和^[22]的研究, 容易得到悬浮长芯 SDCM 桩复合地基按沉降定义和按孔压定义的整体平均固结度 U_s 和 U_p 的计算公式:

$$U_s = 1 - \sum_{m=1}^{\infty} \frac{C_m}{l_m (1 + b_2 c_2 + b_3 c_3)} e^{-l_m^2 T_{v1e}}, \quad (32)$$

$$U_p = 1 - \sum_{m=1}^{\infty} \frac{\sqrt{a_2 b_2} B_m (b_3 - b_2) + b_2 b_3 + (b_3 - b_2 b_3) \cos(l_m)}{l_m b_2 c_3 (1 + c_2 + c_3)} \frac{C_m e^{-l_m^2 T_{v1e}}}{C_m e^{-l_m^2 T_{v1e}}}. \quad (33)$$

4 算例验证

算例中, $H=20$ m, $r_e=1.1$ m; 芯桩: $r_{sp}=0.175$ m, $L_{sp}=H_1+H_2=12$ m, $E_{sp}=20$ GPa, 泊松比 $\mu_{sp}=0.17$. 搅拌桩壳: $r_p=0.35$ m, $L_p=H_1=8$ m, $E_p=150$ MPa, 泊松比 $\mu_p=0.25$. 地基土: $H_3=8$ m, $E_{s1}=E_{s2}=3$ MPa, $E_{s3}=9$ MPa, $k_{v1}=k_{v2}=k_{v3}=10^{-8}$ m/s, 泊松比 $\mu_s=0.35$. 为了在数值计算中近似模拟等应变条件, 在复合地基表面铺设 0.5 m 厚的混凝土板, 板上荷载 $p=68$ kPa 瞬时施加. 混凝土板压缩模量和泊松比与芯桩相同. 地基土、芯桩、搅拌桩壳和混凝土板均采用线弹性模型. 在各材料的弹性模量 E 和压缩模量 E_1 之间按 $E=(1+\mu)(1-2\mu)E_1/(1-\mu)$ 近似换算, μ 为泊松比. 图 2 为悬浮长芯 SDCM 桩复合地基轴对称有限元模型. 模型左、右侧边界上约束径向位移, 不排水. 模型底边界上径向和竖向均约束, 不排水. 复合地基表面自由, 排水.

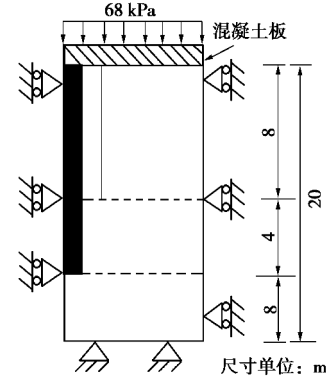


图2 有限元模型

Fig. 2 FEM model

采用 ABAQUS 有限元软件进行算例固结分析. 混凝土板、芯桩和搅拌桩壳采用 4 结点四边形单元 (CAX4) 剖分, 桩间土采用应力-孔压耦合 4 结点四边形单元 (CAX4P) 剖分. 芯桩-土交界处设置摩擦接触对, 摩擦系数取 0.42. 模型共剖分 2466 个单元, 结点总数 2742 个.

图 3 给出本文解析解计算的悬浮长芯 SDCM 桩复合地基整体平均固结度 (U_s) 曲线与有限元计算结果的比较, 时间轴采用无量纲时间因数 $T_u=c_{v1}t/H^2$. 图 3 表明, 本文解析解与有限元计算结果较为接近, 解析解数值略大于数值解, 二者差值最大不超过 3.0%. 计算表明, 解析解有较高的计算精度.

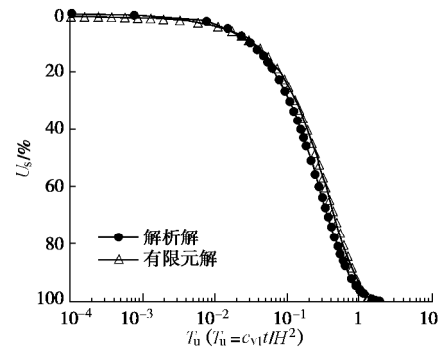


图3 解析解和有限元解的比较

Fig. 3 Comparison between analytical results and FEM results

5 复合地基结性状分析

采用的几何和力学参数基准值如下: $H=20$ m, $H_1=10$ m, $H_2=5$ m, $H_3=5$ m. $m=0.1$, $r=0.25$. $E_p=150$ MPa, $E_{sp}=20$ GPa. $E_{s1}=E_{s2}=3$ MPa, $E_{s3}=9$ MPa. $k_{v1}=k_{v2}=k_{v3}=10^{-8}$ m/s.

(1) 桩的贯入比的影响

图 4 给出长芯 SDCM 桩贯入比 $b=L_{sp}/H$ 的变化对复合地基固结速率的影响, 计算时地基土为均质土, $E_{s3}=3$ MPa, 搅拌桩壳长度与芯桩长度的比值 $b_1=L_p/$

$L_{sp}=0.67$ 保持不变。图 4 表明, 复合地基的固结速率随着长芯 SDCM 桩贯入比的增加逐渐增大, 当 $b > 0.75$ 以后, 复合地基固结速率的增加率显著增大。

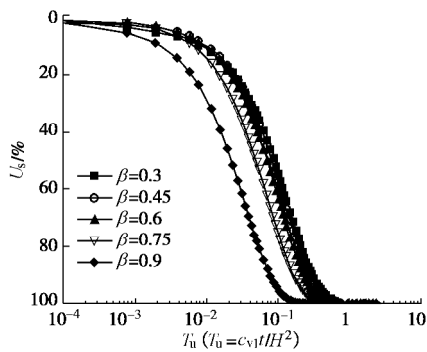


图 4 β 对固结速率的影响

Fig. 4 Influences of β on consolidation rate

(2) 搅拌桩壳的刚度和几何尺寸的影响

图 5~7 分别给出上部 SDCM 桩置换率 m 、搅拌桩壳长度与芯桩长度之比 $b_1 = L_p/L_{sp}$ 和搅拌桩壳压缩模量 E_p 的变化对复合地基固结速率的影响。在图 5 固结度曲线计算中, 芯桩截面积保持不变, 即 $m\rho_i = m\rho = 0.025$, m 越大表示搅拌桩壳的厚度越大。图 5~7 计算结果表明, 搅拌桩壳的厚度、长度和压缩模量的变化对悬浮长芯 SDCM 桩复合地基的固结速率没有影响。

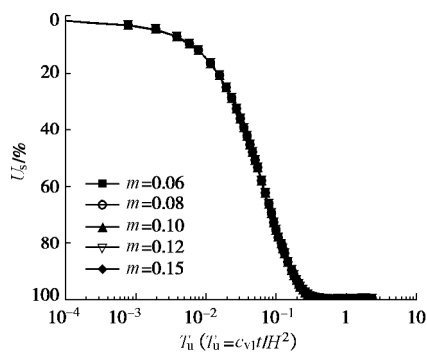


图 5 m 对固结速率的影响

Fig. 5 Influences of m on consolidation rate

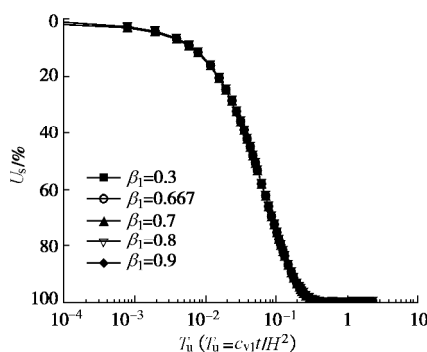


图 6 β_1 对固结速率的影响

Fig. 6 Influences of β_1 on consolidation rate

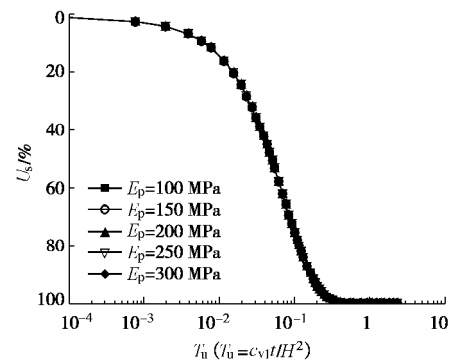


图 7 E_p 对固结速率的影响

Fig. 7 Influences of E_p on consolidation rate

(3) 芯桩刚度和含芯率的影响

图 8, 9 分别给出芯桩的截面含芯率 r 和压缩模量 E_{sp} 的变化对复合地基固结速率的影响。图 8 表明, 芯桩含芯率 r 的变化对悬浮长芯 SDCM 桩复合地基固结速率几乎没有影响。当含芯率 r 增大时, 仅在固结前期复合地基的固结速率会略微减小, 但降幅非常小, 可以忽略不计。从图 9 中可见, 芯桩压缩模量 E_{sp} 的变化对悬浮长芯 SDCM 桩复合地基前期的固结速率有一定影响。随着 E_{sp} 数值的增加, 前期复合地基固结速率随之减小, 但降幅并不大。总的来看, 芯桩刚度的变化对复合地基固结速率的影响不大。

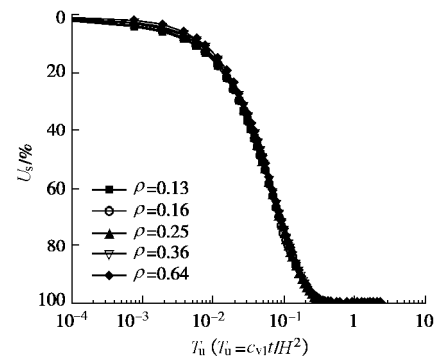


图 8 ρ 对固结速率的影响

Fig. 8 Influence of ρ on the consolidation rate

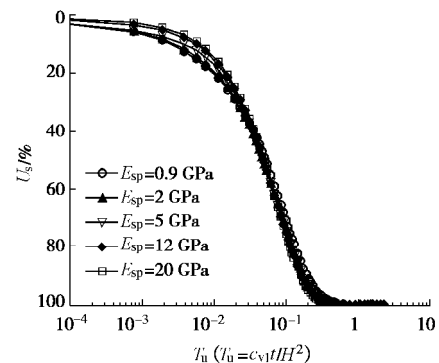


图 9 E_{sp} 对固结速率的影响

Fig. 9 Influences of E_{sp} on consolidation rate

(4) 下卧层土体刚度的影响

图 10 给出下卧层土压缩模量 E_{s3} 取不同数值情况下悬浮长芯 SDCM 桩复合地基的 U_s-T_u 曲线。图 10 表明, 复合地基的固结速率随下卧层土刚度的增加而增大。这说明, 将芯桩的桩端置于承载力较大的持力层上可加速复合地基的固结。

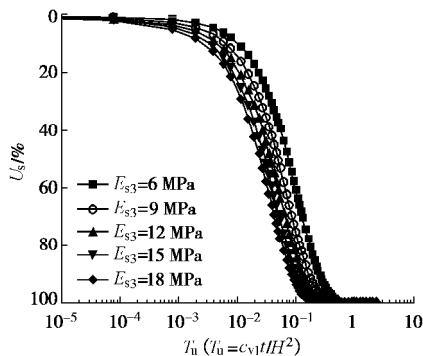


图 10 E_{s3} 对固结速率的影响

Fig. 10 Influences of E_{s3} on consolidation rate

6 结 论

(1) 本文固结解析解是基于加固区等竖向应变假定获得的, 因此, 它更适用于刚性基础下悬浮长芯 SDCM 桩复合地基的固结分析。

(2) 桩的贯入比和下卧层土的刚度是影响悬浮长芯 SDCM 桩复合地基固结快慢的主要因素。桩的贯入比和下卧层土的压缩模量越大, 悬浮长芯 SDCM 桩复合地基的固结越快。

(3) 芯桩截面含芯率的变化不会影响悬浮长芯 SDCM 桩复合地基的固结速率。芯桩刚度的增加会略微减小固结前期复合地基的固结速率, 对后期复合地基的固结速率没有影响。

(4) 搅拌桩壳的厚度、长度和刚度的变化对悬浮长芯 SDCM 桩复合地基的固结速率没有影响。

参考文献:

[1] ZHENG G, GU X L, LING G R. Development and practice of composite DMM column in China[C]// Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, 2005: 1295 - 1299.

[2] HAN J. Recent research and development of ground column technologies[J]. Ground Improvement, 2015, **168**(4): 1 - 19.

[3] 凌光容, 安海玉, 谢岱宗, 等. 劲性搅拌桩的试验研究[J]. 建筑结构学报, 2001, **22**(2): 92 - 96. (LING Guang-rong, AN Hai-yu, XIE Dai-zong, et al. Experimental study on concrete core mixing pile[J]. Journal of Building Structure,

2001, **22**(2): 92 - 96. (in Chinese))

[4] 董平, 陈征宙, 秦然. 砼芯水泥土搅拌桩在软土地基中的应用[J]. 岩土工程学报, 2002, **24**(2): 204 - 207. (DONG Ping, CHEN Zheng-zhou, QIN Ran. Use of concrete-cored DCM pile in soft ground[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2002, **24**(2): 204 - 207. (in Chinese))

[5] 吴迈, 赵欣, 窦远明, 等. 水泥土组合桩室内试验研究[J]. 工业建筑, 2004, **34**(11): 45 - 48. (WU Mai, ZHAO Xin, DOU Yuan-ming, et al. Experimental study of stiffened DCM pile in laboratory[J]. Industrial Construction, 2004, **34**(11): 45 - 48. (in Chinese))

[6] VOOTIPRUEX P, SUKSAWAT T, BERGADO D T, et al. Numerical simulations and parametric study of SDCM and DCM piles under full scale axial and lateral loads[J]. Computers and Geotechnics, 2011, **38**: 318 - 329.

[7] 吴迈, 窦远明, 王恩远. 水泥土组合桩荷载传递试验研究[J]. 岩土工程学报, 2004, **26**(3): 432 - 435. (WU Mai, DOU Yuanming, WANG Enyuan. A study on load transfer mechanism of stiffened DCM pile[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004, **26**(3): 432 - 435. (in Chinese))

[8] 丁永君, 李进军, 刘峨, 等. 劲性搅拌桩的荷载传递规律[J]. 天津大学学报(自然科学与工程技术版), 2010, **43**(6): 530 - 536. (DING Yong-jun, LI Jin-jun, LIU E, et al. Load transfer mechanism of reinforced mixing pile[J]. Journal of Tianjin University (Science and Technology), 2010, **43**(6): 530 - 536. (in Chinese))

[9] 顾士坦, 施建勇, 王春秋, 等. 劲性搅拌桩芯桩荷载传递规律理论研究[J]. 岩土力学, 2011, **32**(8): 2473 - 2478. (GU Shi-tan, SHI Jian-yong, WANG Chun-qi, et al. Theoretical study of core pile load transfer regularity of reinforced mixing pile[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, **32**(8): 2473 - 2478. (in Chinese))

[10] WONGLERT A, JONGPRADIST P. Impact of reinforced core on performance and failure behavior of stiffened deep cement mixing piles[J]. Computers and Geotechnics, 2015, **69**: 93 - 104.

[11] WONGLERT A, JONGPRADIST P, JAMSAWANG P, et al. Bearing capacity and failure behaviors of floating stiffened deep cement mixing column under axial load[J]. Soils and Foundations, 2018, **58**(2): 446 - 461.

[12] WANG C, XU Y F, DONG P. Plate load tests of composite foundation reinforced by concrete-cored DCM pile[J].

- Geotechnical and Geological Engineering, 2014, **32**(1): 85 - 96.
- [13] VOOTTIPRUEX P, BERGADO D T, SUKSAWAT T, et al. Behavior and simulation of deep cement mixing (DCM) and stiffened deep cement mixing (SDCM) piles under full scale loading[J]. Soils and Foundations, 2011, **51**(2): 307 - 320.
- [14] WANG C, XU YF, DONG P. Working characteristics of concrete-cored deep cement mixing piles under embankments[J]. Journal of Zhejiang University (Applied Physics & Engineering), 2014, **15**(6): 419 - 431.
- [15] 叶观宝, 蔡永生, 张 振. 加芯水泥土桩复合地基桩土应力比计算方法研究[J]. 岩土力学, 2016, **37**(3): 672 - 678. (YE Guan-bao, CAI Yong-shen, ZHANG Zhen. Research on calculation of pile-soil stress ratio for composite foundation reinforced by stiffened deep mixed piles[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, **37**(3): 672 - 678. (in Chinese))
- [16] YE G B, RAO F R, ZHANG Z, et al. Calculation method for settlement of stiffened deep mixed column-supported embankment over soft clay[C]// Proceedings of Geoshanghai 2018 International Conference. Shanghai, 2018: 22 - 29.
- [17] 杨 涛, 唐 凤. 变荷载下劲性搅拌桩复合地基固结分析[J]. 建筑结构学报, 2017, **38**(9): 160 - 166. (YANG Tao, TANG Feng. Consolidation analysis of composite ground with stiffened deep cement mixing columns under time-dependent loading[J]. Journal of Building Structures, 2017, **38**(9): 160 - 166. (in Chinese))
- [18] 陈华顺, 孙元奎, 李 挺. 长芯劲性桩桩侧摩阻力计算方法探讨[J]. 水运工程, 2011(5): 40 - 44. (CHEN Huai-shun, SUN Yuan-kui, LI Ting. Calculation method for side friction of stiffened piles with long core pile[J]. Port & Waterway Engineering, 2011(5): 40 - 44. (in Chinese))
- [19] 程博华. 基于破坏模式的长芯劲性搅拌桩竖向承载力计算方法研究[J]. 铁道建筑技术, 2016(6): 102 - 106. (CHENG Bo-hua. Study on calculation method of vertical bearing capacity of long core strength mixing pile based on failure mode[J]. Railway Construction Technology, 2016(6): 102 - 106. (in Chinese))
- [20] 杨 涛, 戴基彤, 王恒栋. 刚性基础下 T 形劲性搅拌桩复合地基固结解析解[J]. 工业建筑, 2018, **48**(9): 105 - 110. (YANG Tao, DAI Ji-tong, WANG Heng-dong. Analytical solution for consolidation of a composite ground with T-shaped stiffened deep cement mixing columns under rigid foundation[J]. Industrial Construction, 2018, **48**(9): 105 - 110. (in Chinese))
- [21] YANG T, YANG J Z, NI J. Analytical solution for the consolidation of a composite ground reinforced by partially penetrated impervious column[J]. Computers and Geotechnics, 2014, **57**: 30 - 36.
- [22] 谢康和. 成层地基一维固结理论研究最新进展[C]// 第二届岩土力学与工程学术讨论会论文集. 杭州: 浙江大学出版社, 1995: 1 - 9. (XIE Kang-he. The new development of one-dimensional consolidation theory of layered soil ground[C]// Proceedings of 2nd Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Hangzhou: Zhejiang University Press, 1995: 1 - 9. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202002006

适用于弹黏塑性本构模型的修正切面算法

李 舰^{1,2}, 蔡国庆^{1,2}, 尹振宇^{*3}

(1. 北京交通大学城市地下工程教育部重点实验室, 北京 100044; 2. 北京交通大学土木建筑工程学院, 北京 100044;

3. 香港理工大学土木与环境工程学系, 香港)

摘 要: 针对弹黏塑性本构模型将原始切面算法进行了修正。该弹黏塑性本构模型结合了修正剑桥模型和过应力理论。首先对弹黏塑性本构模型的应力-应变关系式进行了调整, 基于过应力理论给出了动态加载面硬化参数的演化方程。其次, 利用切面算法对调整后应力-应变关系式进行了数值实现。在弹性试算过程中, 该算法假设黏塑性应变率为常数, 以此确保时间增量引起的当前应力点与动态加载面间的偏离。在塑性修正过程中, 对动态加载面函数进行泰勒级数展开, 依此获得黏塑性应变率增量。再次, 提出了一种自动分步方法, 有效地稳定了大应变步情况下算法的计算精度和收敛性。最后, 对应变率固结试验和三轴剪切不排水试验进行了模拟, 分析了修正切面算法的计算能力。

关键词: 黏塑性; 本构模型; 切面算法; 半隐式算法; 数值积分

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)02-0253-07

作者简介: 李 舰(1985—), 男, 博士, 讲师, 主要从事土的本构模型及其数值计算方面的研究工作。E-mail: jianli@bjtu.edu.cn。

Modified cutting-plane integration scheme for elasto-viscoplastic models

LI Jian^{1,2}, CAI Guo-qing^{1,2}, YIN Zhen-yu³

(1. Key Laboratory of Urban Underground Engineering of Ministry of Education, Beijing Jiaotong University, Beijing 100044, China;

2. School of Civil Engineering, Beijing Jiaotong University, Beijing 100044, China; 3. Department of Civil and Environmental Engineering,

The Hong Kong Polytechnic University, Hong Kong, China)

Abstract: The elasto-viscoplastic model can be regarded as a combination of the modified Cam-clay model and the overstress theory. Firstly, the stress-strain formulas for the model are rearranged, in which an evolution equation for the hardening parameter of dynamic loading surface is deduced based on the overstress theory. Secondly, the rearranged stress-strain formulas are numerically implemented by the cutting-plane integration scheme. In an elastic prediction process, the viscoplastic strain rate is assumed to be constant, which guarantees the deviation of the current stress state from dynamic loading surface due to time increments. In a plastic corrector process, a Taylor series approximation of the dynamic loading function is used to obtain the increment of viscoplastic multiplier rate. Thirdly, an adaptive substepping method is proposed to maintain the accuracy and convergence of the proposed algorithm at a large loading step. Finally, the performances of the modified cutting-plane algorithm are analyzed by the calculated results of step-changed oedometer tests and undrained triaxial tests.

Key words: viscoplasticity; constitutive model; cutting-plane algorithm; semi-implicit scheme; numerical integration

0 引 言

土的应力-应变关系具有明显的时间相关性, 例如蠕变、应力松弛、应变率效应等^[1-4]。土的时间相关性会引起地基的次固结沉降、长期强度降低等相关工程问题。为了准确地描述土的时间相关性, 研究者们建立了适用于饱和土的弹黏塑性本构模型^[5-11], 并利用模型对与土的时间相关性有关的岩土工程问题开展了模拟研究。当选取弹黏塑性本构模型开展有限元分析时, 需要根据每一高斯点的状态变量、应变增量和时间增量确定应力增量。依据求解方法的不同, 一般

弹塑性本构模型的应力积分算法可分为显式、隐式积分算法。显式算法需要利用增量步起始点的应力计算屈服面和塑性势函数的梯度, 从而本构矩阵可直接给出。因此, 显式算法代码易编写, 然而其计算精度较低。隐式算法需要利用未知的应力来确定屈服面和塑性势梯度, 从而本构矩阵亦是未知的。因此, 隐式算法需要利用迭代法求解本构方程。迭代过程增加了数

基金项目: 中央高校基本科研业务费专项资金项目 (2019JBM083)

收稿日期: 2019-07-07

*通信作者 (E-mail: zhenyu.yin@polyu.edu.hk)

值实现的难度。然而,隐式算法计算准确,全局收敛速度快。

Ortiz 等^[12]针对弹塑性模型框架提出了切面(cutting-plane)算法,该算法属于半隐式算法。该算法的计算步骤与一般的隐式算法一致,可分解为弹性试算和塑性修正阶段。在塑性修正阶段,区别于隐式算法,半隐式算法的试算应力的回归映射方向是已知应力点的塑性势函数的梯度。这避免了迭代过程需要利用屈服面函数、塑性势函数对应力、硬化参数的二阶导数,降低了数值实现的难度。并且,半隐式算法和隐式算法均具有二阶收敛的速度。

对于率无关的弹塑性本构模型而言,需要利用一致性条件确定塑性算子的大小。一致性条件亦成为隐式算法中塑性修正完成的判据。然而,弹黏塑性本构模型不需要一致性条件,塑性算子多基于过应力理论^[13]确定而得。由于两类模型框架间的差异,过去几十年间不同学者针对弹黏塑性本构模型提出了不同类型的积分算法。Katona^[14]针对一适用于岩土材料的弹黏塑性盖帽模型提出了单参数积分算法。参数 q 控制着显式算法与隐式算法间的转换。当 $q=0$ 时,算法退化为显式类型;当 $q=1$ 时,算法退化为基于 Newton-Raphson 迭代方法的隐式类型。其次,基于 Borja^[15]提出的最近点映射隐式算法,Stolle 等^[16]对适用于软黏土的弹黏塑性盖帽模型进行了数值实现。再次,Ortiz 等^[12]和 Higgins 等^[17]将切面隐式算法扩展至弹黏塑性本构模型。Yin 等^[18]在高斯点尺度和有限元尺度比较了上述典型的适用于弹黏塑性本构模型的隐式算法的计算精度和收敛性。结果表明,切面算法虽然易于数值实现,然而其计算精度和收敛性远劣于其他隐式算法的。如果能有效地提高计算精度和收敛性,切面算法将会很受欢迎。

为此,本文旨在保留切面算法优势的前提下,针对弹黏塑性本构模型提出一种结合自动分步方法的修正切面算法。首先,对弹黏塑性本构模型进行简单介绍。其次,从本构模型框架、弹性预测、塑性修正、分步方法等方面提出修正切面算法的具体推导和细节。最后,以变应变率的固结试验和三轴试验模拟为例,分析修正切面算法的计算能力。

1 弹黏塑性模型

本文对一个具有代表性的简单弹黏塑性本构模型进行数值实现。该模型根据 Yin 等^[5-6]提出的 ANICREEP 模型简化而得,忽略了原有模型中考虑各向异性、结构性的因素。简化的模型保留了原模型的基本框架,即结合了修正剑桥模型和过应力理论^[13],并可称之为基于修正剑桥模型的弹黏塑性模型

(elasto-viscoplastic modified Cam-Clay model, EVP-MCC)。模型框架如下所述。

总应变率张量 $\dot{\boldsymbol{\epsilon}}$ 分解为弹性和黏塑性两部分,即

$$\dot{\boldsymbol{\epsilon}} = \dot{\boldsymbol{\epsilon}}^e + \dot{\boldsymbol{\epsilon}}^{vp}, \quad (1)$$

式中,上标 e 和 vp 分别代表弹性和黏塑性部分。弹性部分的表达式与修正剑桥模型一致。黏塑性应变率张量定义为

$$\dot{\boldsymbol{\epsilon}}^{vp} = m \langle F \rangle f_{d,s} \cdot \quad (2)$$

式中 m 为流变参数; F 为过应力函数,与动态加载面和参考面间的距离相关; f_d 为过当前应力点的动态加载面函数; s' 为有效应力张量,定义为 $s' = s - u_w d$; s 为总应力张量; u_w 为孔隙水压力; d 为 Kronecker 符号; $f_{d,s}$ 为动态加载面函数对应力张量的导数。

过应力函数定义为

$$F = (p_m^d / p_m^r)^b, \quad (3)$$

式中, p_m^d 和 p_m^r 分别代表动态加载面 f_d 和参考面 f_r 的大小,如图1所示, b 为应变率系数。参数 m 和 b 可根据次固结系数 C_{ae} 确定^[5-6]。

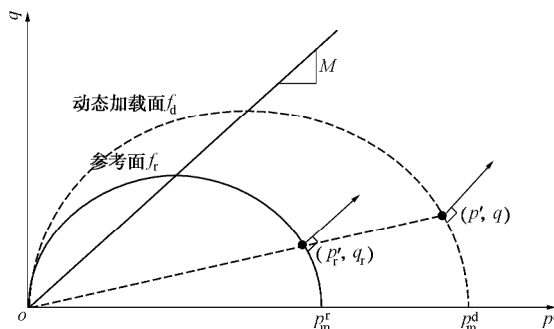


图1 EVP-MCC 模型的动态加载面和参考面

Fig. 1 Dynamic loading surface and reference surface of EVP-MCC model

在 $p'-q$ 坐标系中,过当前应力点的动态加载面 f_d 具有椭圆形状(如图1所示),其表达式为

$$f_d = q^2 / M^2 p' + p' - p_m^d = 0 \quad (4)$$

其中, M 为三轴压缩条件下 $p'-q$ (平均有效应力-偏应力)坐标系中临界状态线的斜率。参考面 f_r 具有与动态加载面 f_d 相同的形状,其硬化参数 p_m^r 的演化方程,即硬化方程为

$$dp_m^r = p_m^r [(1 + e_0) / (l - k)] de_v^{vp} \quad (5)$$

式中 e_0 为初始孔隙比; l 和 k 分别为正常固结线和回弹曲线的斜率; de_v^{vp} 为黏塑性体应变增量。

2 修正切面算法

2.1 原始切面算法的局限性

率无关的弹塑性模型中假设对于每一个时间增量,材料有足够松弛时间,塑性应变发生完全。这一假设确保经松弛后的应力状态落在屈服面上。因此,

率无关的弹塑性模型框架中, 塑性应变增量的大小需要根据一致性条件确定。并且, 当前应力点位于屈服面上是隐式算法中塑性阶段判断迭代完成的判据。

对于弹黏塑性模型而言, 应力松弛时间为真实时间, 塑性应变发生不完全。如式 (2), (3) 所示, 黏塑性应变率由过应力函数确定。这意味着即使在加载阶段, 当前应力点不须要位于参考面上。因此, 弹黏塑性模型的隐式算法的迭代完成判据不同于弹塑性模型的。并且, 弹黏塑性模型的隐式算法中须要考虑时间的影响。由于弹塑性模型与弹黏塑性模型框架间的差异, Ortiz 等^[12]和 Higgins 等^[17]提出了适用于弹黏塑性模型的切面算法, 本文将其称之为原始切面算法。

同其他隐式算法一致, 该算法亦分解为弹性预测和塑性修正阶段。对于适用于率无关的弹塑性模型的切面算法, 在塑性修正阶段进行第 i 迭代步时, 须要对屈服函数 f^{i+1} 进行泰勒级数展开。由于屈服函数 f 的目标值是 0, 因此假设 $f^{i+1} = 0$ 。依据当前步屈服函数取值 f^i 便可以计算修正塑性算子量, 进而更新应力和硬化参数。然而, 对于弹黏塑性本构模型的原始切面算法, 在进行第 i 迭代步时, 对过应力函数 F^{i+1} 进行了泰勒级数展开。对于给定的时间增量步, F 的目标值并不是 0。 F 的目标值随时间增量步的大小而变, 并且对于任一增量步而言不是已知条件。原始切面算法中假设 $F^{i+1} = 0$ 。该假设显然并不合理, 并导致使算法计算精度低, 收敛速度慢^[18]。

2.2 应力 - 应变关系式

对于切面算法而言, 选取合适的函数对其进行泰勒级数展开是提高适用于弹黏塑性模型的切面算法计算能力的关键。在原始切面算法中, 没有选取参考面函数 f_r 进行泰勒级数展开的原因是不能确定 f_r 的目标值; 没有选取动态加载面函数 f_d 的原因是缺少描述变量 p_m^d 的演化方程。

根据黏塑性应变率的定义式和过应力函数的定义式, 即式 (2) 和 (3), 黏塑性算子变化率可表示为

$$\dot{k} = m \langle F \rangle = m (p_m^d / p_m^r)^b \quad (6)$$

根据式 (6), 变量 p_m^d 可表示为

$$p_m^d = p_m^r (\dot{k} / m)^{1/b} \quad (7)$$

根据式 (7) 可以确定 p_m^d 的演化方程。其后, 对动态加载面应用一致性便可以获得新的黏塑性算子的表达式。

2.3 弹性预测

基于整理的 EVP-MCC 模型的应力 - 应变关系式, 可应用切面算法进行应力积分计算。在有限元计算中对于每一高斯点而言, 应力变量和状态变量是已知的, 应变增量 Δe 和时间增量 Δt 亦是已知的。需要根据已知量计算应力 s' 和硬化参数 p_m^d 和 p_m^r 。

对于率无关的弹塑性本构模型而言, 在弹性预测阶段假设塑性应变增量 $\Delta e^p = 0$, 总应变增量 Δe 引起弹性试算应力增量 Δs^e , 进而造成试算应力点与屈服面间的偏离。然而, 对于弹黏塑性本构模型而言, 在弹性预测阶段假设 $\Delta e^p = 0$ 不再适用。这是由于对于应力松弛路径, 即 $\Delta e = 0$ 且 $\Delta t \neq 0$ 时, 该假设使得 $\Delta s^e = 0$, 即试算应力点继续位于动态加载面上, 其暗示不需要进行塑性修正。这显然与实际情况不相符。造成这个问题的原因是在弹性预测阶段忽略了 Δt 的影响。 Δe 和 Δt 作为任一计算步的已知量, 且影响着 Δe^p , 需要在弹性阶段同时考虑两者的影响。

为此, 对于弹黏塑性本构模型而言, 在弹性试算阶段, 假设黏塑性应变变化率 $\dot{\epsilon}^p \neq 0$ 。对于给定增量步, 塑性算子变化率的初值 $\dot{k}^0$ 及塑性算子增量的初值 dI^0 可表示为

$$\begin{cases} \dot{k}^0 = m (p_m^{d,0} / p_m^{r,0})^b, \\ \Delta I^0 = \dot{k}^0 \Delta t. \end{cases} \quad (8)$$

式中, 上角标 0 代表当前增量步的变量初值, Δt 为当前增量步的时间增量。

弹性试算应力 s'^e 可表示为

$$s'^e = s'^0 + D : (\Delta e - \Delta I^0 f_{d,s}') \quad (9)$$

$p_m^{d,e}$ 和 $p_m^{r,e}$ 可表示为

$$\begin{cases} p_m^{d,e} = p_m^{d,0} + h^0 \Delta I^0, \\ p_m^{r,e} = p_m^{r,0} + i^0 \Delta I^0. \end{cases} \quad (10)$$

$$\text{式中, } h = \frac{\partial p_m^d}{\partial p_m^r} \frac{\partial p_m^r}{\partial e_v^p} \frac{\partial f_d}{\partial p'}, \quad i = \frac{\partial p_m^r}{\partial e_v^p} \frac{\partial f_d}{\partial p'}.$$

根据 s'^e 和 $p_m^{d,e}$ 确定 f_d^e 。当 $f_d^e > F_{TOL} \cdot p_m^{d,0}$ 时, 进入塑性修正阶段; 反之, 更新应力和状态变量, 计算结束。其中, F_{TOL} 为屈服面误差。屈服面误差 F_{TOL} 的典型取值范围为 $10^{-6} \sim 10^{-9}$ ^[19]。

2.4 塑性修正

在塑性修正阶段, 动态加载面函数 f_d^{i+1} 的泰勒级数展开式可表示为

$$f_d^{i+1} = f_d^i - f_{d,s'}^i : D : f_{d,s}^i d\dot{k}^i \Delta t + f_{d,p_m^d}^i z^i d\dot{k}^i + f_{d,p_m^d}^i h^i d\dot{k}^i \Delta t \quad (11)$$

式中, $z = \partial p_m^d / \partial \dot{k}$ 。 f_d 目标值为 0, 因此假设 $f_d^{i+1} = 0$ 。则式 (11) 整理有

$$d\dot{k}^i = \frac{f_d^i}{(f_{d,s'}^i : D : f_{d,s}^i - f_{d,p_m^d}^i h^i) \Delta t - f_{d,p_m^d}^i z^i} \quad (12)$$

其后, 利用塑性算子增量 $d\dot{k}^i$ 更新 s' , p_m^d 和 p_m^r

$$\begin{cases} s'^{i+1} = s'^i - d\dot{k}^i \Delta t D : f_{d,s'}^i, \\ p_m^{d,i+1} = p_m^{d,i} + p_m^{d,i} z^i d\dot{k}^i + p_m^{d,i} h^i d\dot{k}^i \Delta t, \\ p_m^{r,i+1} = p_m^{r,i} + p_m^{r,i} d\dot{k}^i \Delta t. \end{cases} \quad (13)$$

根据更新后的 s' 和 p_m^d 确定 f_d^{i+1} 。当 $f_d^{i+1} > F_{TOL} \cdot p_m^{d,0}$ 时, 进入第 $i+1$ 迭代步; 反之, 迭代计算结束。

2.5 自动分步方法

算法的计算精度、收敛性会随着计算步长的增加降低。塑性应变增量与应力增加间的非线性关系是影响算法计算能力的主要因素。为了提高算法的计算能力, 可将给定计算步划分为若干个子步, 降低应力 - 应变关系间的非线性程度^[20-21]。

对于黏塑性本构模型而言, 计算步的大小不仅与 Δe 相关, 而且与 Δt 相关。为了同时考虑两者的影响, 可定义弹性试算应力增量的模为

$$\|\Delta s^{tr}\| = \|s^{tr} - \bar{s}_d'\|, \tag{14}$$

式中, $\bar{s}_d'$ 为映射应力, 对应初始应力在弹性预测调整后的动态加载面上的映射点, 并且 $\bar{s}_d'$ 可表示为

$$\bar{s}_d' = (p_m^{d, tr} / p_m^{d, 0}) s^{tr, 0}. \tag{15}$$

计算步的大小可表示为

$$k = \|\Delta s^{tr}\| / \|s^{tr, 0}\|, \tag{16}$$

式中, k 为分步参数。为了维持算法的计算精度和收敛性需要限制 k 的最大值。

结合自动分步方法的修正切面算法的计算流程可整理为: ①设 $a_1 = 1$, a_j 代表分步与当前加载步大小的比值, 变化范围是 $0 \sim 1$, 下角标 j 代表分步步数; ②利用 $a_j \Delta e$ 和 $a_j \Delta t$ 计算 s_j^{tr} , $p_{m,j}^{d, tr}$ 和 $p_{m,j}^{tr}$, 并根据 $p_{m,j}^{d, tr}$ 计算 $\bar{s}_{d,j}$; ③比较 $\|ds_j^{tr}\|$ 和 $\|\bar{s}_{d,j}'\|$, 如果 $\|ds_j^{tr}\| / \|\bar{s}_{d,j}'\| > k$, 则 $a_j = a_j k \|\bar{s}_{d,j}'\| / \|ds_j^{tr}\|$, 并返回第②步; ④利用塑性修正步骤计算 s_j' , $p_{m,j}^d$ 和 $p_{m,j}^t$; ⑤检查 $\sum a_j$ 是否等于 1, 如果是, 则计算完成, 反之, $a_{j+1} = 1 - \sum a_j$, 返回第②步并进行下一分步计算。

3 数值计算

为了分析修正切面算法的计算能力, 选取 Saint-Herblain 黏土的变应变率固结试验和固结不排水三轴剪切试验结果进行预测。对不同应变步长下修正切面算法的计算结果进行了比较, 并与不使用分步方法的修正切面算法和原始切面算法的计算结果进行了对比。Saint-Herblain 黏土的模型参数确定步骤见文献[5], 其取值见表 1。此外, 算法中 $F_{TOL} = 10^{-6}$, $k = 0.1$ 。

表 1 Saint-Herblain 黏土模型参数和状态变量初值

Table 1 Values of parameters and state constants of Saint-Herblain clay

p_{m0}^r /kPa	e_0	m	k	l	M	C_{ae}
39	2.26	0.2	0.038	0.48	1.2	0.034

为了确定计算结果的相对误差, 需要获得一组精确解。可取应变步长为 0.0001% 时的计算结果为精确解。相对误差 E 定义为

$$E = \sqrt{(E_p^2 + E_q^2) / 2}, \tag{17}$$

且

$$\begin{cases} E_p = \sqrt{\sum_{i=1}^N [(p_i' - p_i^{ex}) / p_i^{ex}]^2} / N, \\ E_q = \sqrt{\sum_{i=1}^N [(q_i - q_i^{ex}) / q_i^{ex}]^2} / N. \end{cases} \tag{18}$$

式中, p^{ex} 和 q^{ex} 为精确解, N 为比较应力点的个数。

3.1 变应变率的固结试验预测

对于变应变率固结试验, 起始的竖向应力和侧向应力分别是 10 和 4.9 kPa。试验过程中, 土样先后以 0.02%/min, 0.004%/min, 0.02%/min 的应变率固结至 12%, 15.5%, 25% 的轴向应变。固结试验中的竖向应变步长的变化范围分别是 0.01%~1.0%。

图 2 给出了不同加载步长下计算结果的比较。计算结果表明修正切面算法可以处理固结路径下的变应变率情况。图 3 给出了修正切面算法(modified cutting-plane, MCP)、不考虑分步方法的修正切面算法(modified cutting-plane without stepping procedure, MCP-w/o)和原始切面算法(original cutting-plane, OCP)在不同加载步长下的计算精度和迭代步数。首先, 对比结果表明在变应变率的固结路径下, 原始切面算法的计算误差和总迭代步数远高于另外两种算法。在比较的计算步长范围内, 原始切面算法的计算误差与另外两种算法的相差 1 个数量级; 原始切面算法的总迭代步数与另外两种算法的相差 1 至 2 个数量级。其次, 在较小加载步长情况, 修正切面算法和不考虑分步方法的修正切面算法的计算误差相近。然而, 随着应变步长的增加, 后者的计算误差大于前者的。再次, 修正切面算法和不考虑分步方法的修正切面算法的总迭代步数相近。最后, 当步长大于等于 0.5% 时, 3 种算法中仅修正切面算法仍收敛。不考虑分步方法的修正切面算法和原始切面算法的计算收敛对应的步长上限分别是 0.1% 和 0.25%。

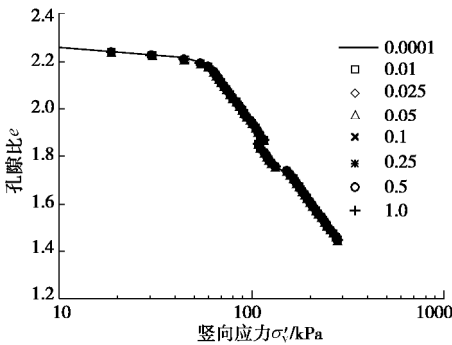


图 2 变应变率固结试验计算结果

Fig. 2 Calculated results of step-changed oedometer tests

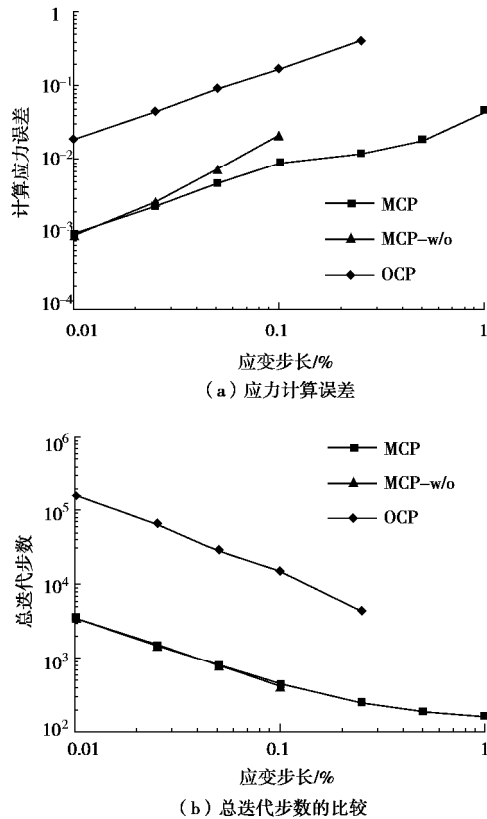


图3 3种算法变应变速率固结试验

Fig. 3 Comparison of calculation errors and total iteration number of three kinds of algorithms for step-changed oedometer tests

3.2 变应变速率的三轴试验预测

对于变应变速率固结不排水三轴剪切试验, 土样的起始应力状态与固结试验的一致。在试验过程中, 土样首先固结至轴向应力 86 kPa 和径向应力 77 kPa, 时长 24 h。其次, 土样先后以 1%/h, 0.1%/h, 10%/h 和 0.1%/h 的应变率剪切至 2%, 2.5%, 4.7% 和 6.3% 的轴向应变。三轴剪切试验中轴向应变步长的变化范围是 0.01% 至 1.0%。

图 4 给出了不同加载步长下计算结果的比较。计算结果表明修正切面算法可以处理三轴路径下的变应变速率情况。图 5 给出了修正和原始切面算法在不同加载步长下的计算精度和迭代步数。值得注意的是, 不考虑分步方法的修正切面算法即使在应变步长等于 0.01% 时亦不收敛, 所以没有对其进行比较。三轴路径下两种算法间计算精度和总迭代步数间的差异与固结路径下的一致。在比较的加载应变步长范围内, 原始切面算法的计算误差与修正切面算法的相差 1 个数量级; 原始切面算法的总迭代步数与修正切面算法的相差 1 至 2 个数量级。当步长等于 1.0% 时, 仅修正切面算法仍收敛。

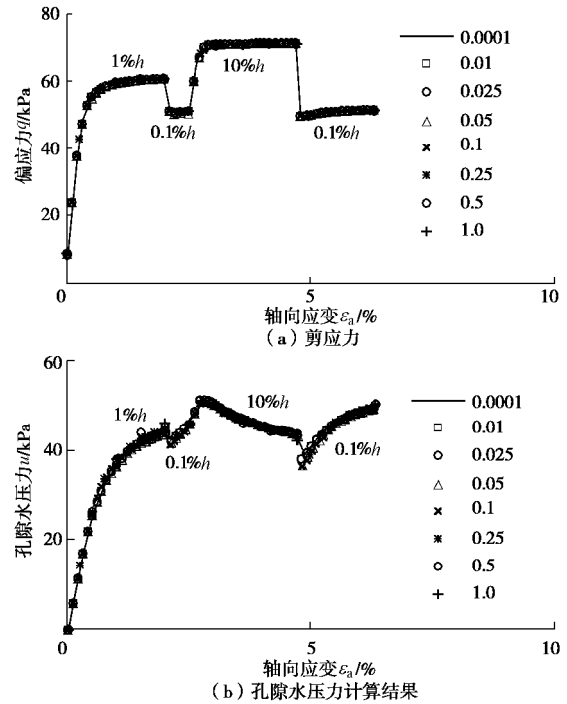


图4 变应变速率三轴剪切不排水试验

Fig. 4 Calculated results of deviatoric stress and pore-water pressure for step-changed undrained triaxial tests

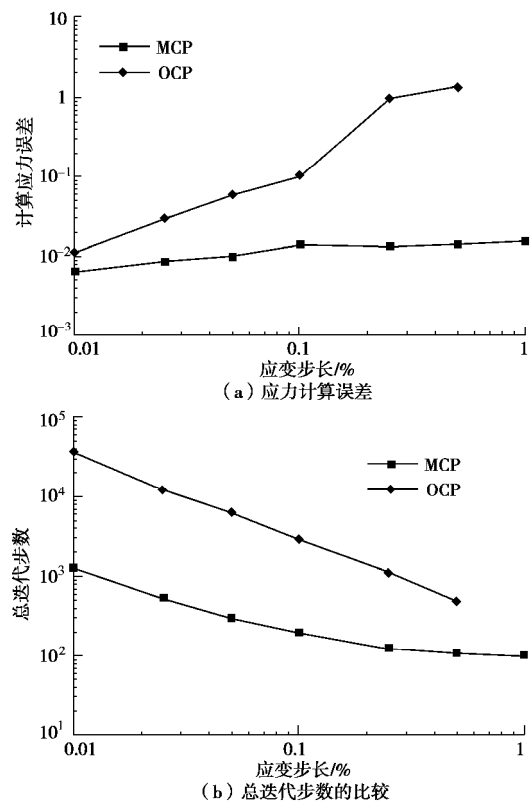


图5 两种算法变应变速率三轴试验

Fig. 5 Comparison of calculation errors and total iteration number of two kinds of algorithms for step-changed undrained triaxial tests

4 结 论

本文分析了原始切面算法误差的来源,调整了弹黏塑性本构关系表达式,结合切面算法和自动分布方法对其进行了实现,并对比了修正切面算法、不考虑自动分步方法的修正切面算法和原始切面算法在应变率试验路径下的计算能力。通过研究得到以下4点结论。

(1) 原始切面算法中,选取过应力函数 F 进行泰勒级数展开是不合理的。由于 F 的目标值随时间增量步的大小而变,并且对于任一增量步而言不是已知条件。因此,假设 $F^{i+1}=0$ 致使原始切面算法计算精度低,收敛速度慢。

(2) 为了选取动态加载面函数 f_d 进行泰勒级数展开,基于过应力理论给出了动态加载面硬化参数 p_m^d 的演化方程,并根据动态加载面的一致性条件给出了黏塑性应变率增量 $d\dot{\epsilon}^p$ 的表达式。调整后的弹黏塑性本构关系式是提出修正切面算法的基础。

(3) 对于弹黏塑性本构模型而言,在弹性预测阶段须要同时考虑 Δe 和 Δt 对应力和硬化参数的影响。因此,假设弹性预测阶段黏塑性应变变化率 $\dot{\epsilon}^p \neq 0$ 。在自动分步方法中,利用分步参数 k 控制分步的大小,以维持算法的计算精度和收敛性。

(4) 在应变率的固结和三轴路径下,修正切面算法的计算误差和迭代步数明显低于原始切面算法的,相差1至2个数量级。并且,自动分步方法保证了算法在大加载步情况下的计算能力。

参考文献:

- [1] YIN Z Y, ZHU Q Y, YIN J H, et al. Stress relaxation coefficient and formulation for soft soils[J]. Géotechnique Letters, 2014, 4(1): 45 - 51.
- [2] YAO Y P, KONG L M, ZHOU A N, et al. Time-dependent unified hardening model: three-dimensional elastoviscoplastic constitutive model for clays[J]. Journal of Engineering Mechanics, 2015, 141(6): 0414162.
- [3] 尹振宇, 朱启银, 朱俊高. 软黏土蠕变特性试验研究: 回顾与发展[J]. 岩土力学, 2013, 24(增刊 2): 1 - 17. (YIN Zhen-yu, ZHU Qi-yin, ZHU Jun-gao. Experimental investigation on creep behavior of soft clays: Review and development[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, 24(S2): 1 - 17. (in Chinese))
- [4] 韩 剑, 姚仰平, 尹振宇. 超固结度对超固结饱和黏土不排水蠕变特性的影响研究[J]. 岩土工程学报, 2018, 40(3): 426 - 430. (HAN Jian, YAO Yang-ping, YIN Zhen-yu. Influences of overconsolidation ratio on undrained creep behavior of overconsolidated saturated clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, 40(3): 426 - 430. (in Chinese))
- [5] YIN Z Y, CHANG C S, KARSTUNEN M, et al. An anisotropic elastic-viscoplastic model for soft clays[J]. International Journal of Solids and Structures, 2010, 47(5): 665 - 677.
- [6] YIN Z Y, KARSTUNEN M, CHANG C S, et al. Modeling time-dependent behavior of soft sensitive clay[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2011, 137(11): 1103 - 1113.
- [7] 殷建华. 等效时间和岩土材料的弹黏塑性模型[J]. 岩石力学与工程学报, 1999, 18(2): 124 - 128. (YIN Jian-hua. Equivalent time and elastic visco-plastic modelling of geomaterials[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 1999, 18(2): 124 - 128. (in Chinese))
- [8] 王立忠, 但汉波. K_0 固结软黏土的弹黏塑性本构模型[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(9): 1344 - 1354. (WANG Li-zhong, DAN Han-bo. Elastic viscoplastic constitutive model for K_0 -consolidated soft clays[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, 29(9): 1344 - 1354. (in Chinese))
- [9] 李兴照, 黄茂松, 王录民. 流变性软黏土的弹黏塑性界面本构模型[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(7): 1393 - 1401. (LI Xing-zhao, HUANG Mao-song, WANG Lu-min. Bounding surface elasto-viscoplastic constitutive model for rheological behaviors of soft clays[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(7): 1393 - 1401. (in Chinese))
- [10] 尹振宇. 天然软黏土的弹黏塑性本构模型: 进展及发展[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(9): 1357 - 1369. (YIN Zhen-yu, Elastic viscoplastic models for natural soft clay: review and development[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(9): 1357 - 1369. (in Chinese))
- [11] 孔令明, 罗 汀, 姚仰平. 率相关本构模型的临界状态描述[J]. 岩土力学, 2015, 36(9): 2442 - 2450. (KONG Ling-ming, LUO Ting, YAO Yang-ping. Description of critical state for rate-dependent constitutive models[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, 36(9): 2442 - 2450. (in Chinese))
- [12] ORTIZ M, SIMO J C. An analysis of a new class of integration algorithms for elastoplastic constitutive relations[J]. International Journal for Numerical Methods in

- Engineering, 1986, **23**(3): 353 – 366.
- [13] PERZYNA P. Fundamental problems in viscoplasticity[J]. Advances in Applied Mechanics, 1966, **9**: 243 – 377.
- [14] KATONA M G. Evaluation of viscoplastic cap model[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1984, **110**(8): 1106 – 1125.
- [15] BORJA R I. Cam-clay plasticity: part II implicit integration of constitutive equation based on a nonlinear elastic stress predictor[J]. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 1991, **88**: 225 – 240.
- [16] STOLLE D F E, VERMEER P A, BONNIER P G. Time integration of a constitutive law for soft clays[J]. Communications in Numerical Methods in Engineering, 1999, **15**(8): 603 – 609.
- [17] HIGGINS W, CHAKRABORTY T, BASU D. A high strain-rate constitutive model for sand and its application in finite-element analysis of tunnels subjected to blast[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2013, **37**(15): 2590 – 2610.
- [18] YIN Z Y, LI J, JIN Y F, et al. Estimation of robustness of time integration algorithms for elasto-viscoplastic modeling of soils[J]. International Journal of Geomechanics, 2019, **19**(2): 04018197.
- [19] SHENG D, SLOAN S W, GENS A, et al. Finite element formulation and algorithms for unsaturated soils: part I theory[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2003, **27**(9): 745 – 765.
- [20] WANG W, DATCHEVA M, SCHANZ T, et al. A sub-stepping approach for elastoplasticity with rotational hardening[J]. Computational Mechanics, 2006, **37**(3): 266 – 278.
- [21] SLOAN S W. Substepping schemes for the numerical integration of elastoplastic stress-strain relations[J]. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 1987, **24**(5): 893 – 911.

第 29 届全国土工测试学术研讨会通知 (2020 年 7 月 18, 19 日, 呼和浩特) 第 1 号通知

主办单位: 中国土木工程学会土力学及岩土工程分会, 中国水利学会岩土力学专业委员会。

承办单位: 内蒙古工业大学等。

协办单位: 《岩土工程学报》编委会等。

大会邀请及主题: 中国土木工程学会土力学及岩土工程分会, 中国水利学会岩土力学专业委员会拟定于 2020 年 7 月在呼和浩特召开“第 29 届全国土工测试学术研讨会”, 会议主题: “岩土工程勘察技术及土工测试新技术、新方法”。中国土木工程学会土力学及岩土工程分会, 中国水利学会岩土力学专业委员会邀请全国相关学科的专家、学者、科技工作者与工程技术人员, 特别是青年岩土工程工作者踊跃撰稿, 集聚呼和浩特, 围绕会议主题探讨与交流土工测试最新研究成果与实践经验。

会议要点: 本次学术研讨会组织委员会、学术委员会由承办、协办单位, 学会专委会专家组成。会议将邀请国内著名土工测试专家进行特邀报告和主题报告, 并进行新编《土工试验方法标准》(GB/T50123—2019) 宣贯。

会议专题: ①岩土工程勘察技术; ②土基本性质测试; ③

土工物理模型试验; ④土工原测试技术; ⑤现场土工监测技术; ⑥环境土工测试技术; ⑦特殊土性质测试技术; ⑧土工微观测试新技术; ⑨土工测试新型技术设备。

会议论文与出版: 会议投稿论文要求为原创、未公开发表的内容, 论文篇幅一般在 5 页以内, 格式请参考《岩土工程学报》。会议期间将通过投票遴选优秀论文推荐到《岩土工程学报》(增刊)(EI 收录)、《地下空间与工程学报》、《内蒙古农业大学学报》、《内蒙古科技大学学报》、《内蒙古工业大学学报》其他论文将在论文集中刊出。

投稿邮箱: geotest2020@163.com。

重要日期: ①2019 年 12 月 30 日前提交论文全文; ②2020 年 2 月 15 日前返回论文录用通知; ③2020 年 3 月 15 日前返回修改后论文。

会议联系方式: 地址: 内蒙古呼和浩特市新城区爱民街 49 号内蒙古工业大学土木工程学院, 邮政编码: 010051, 联系人: 刘俊芳: 18647964316; 杜强: 15560924010; 马建国: 18847187706。

(大会组委会 供稿)

DOI: 10.11779/CJGE202002007

环境湿度与温度对压实膨胀土裂隙发育影响试验研究

刘观仕¹, 陈永贵^{2*}, 曾宪云³, 张贵保³

(1. 中国科学院武汉岩土力学研究所岩土力学与工程国家重点实验室, 湖北 武汉 430071; 2. 同济大学土木工程学院地下建筑与工程系, 上海 200092; 3. 长沙理工大学土木工程学院, 湖南 长沙 410114)

摘 要: 裂隙是影响膨胀土工程性质的重要因素。以南阳某高速公路膨胀土为对象, 采用大尺寸压实膨胀土试样进行不同环境湿度与温度下的裂隙发育试验, 通过数码相机摄影并基于自编程序进行土样表面图像的量化分析, 获得裂隙率、均宽及总长等典型特征参数, 进而探讨环境湿度与温度对膨胀土裂隙发育规律的影响。结果表明: 大尺寸土样裂隙发育特征相较环刀样和薄层饱和泥浆样更接近路基与边坡等工程实际; 环境湿度越高, 初期裂隙发展越慢, 发育持续时间越长, 后期裂隙特征统计参数反而越大; 环境温度越高, 初期裂隙发展越快, 但裂隙回缩稳定速度也越快, 后期裂隙特征统计参数反而越小; 低湿度或高温使土样表面易于产生更多肉眼不可见的微裂隙, 是裂隙特征统计参数与理论分析相比偏小的重要原因, 而高湿度与低温度则有利于收缩应力向深层土体传递, 促使裂隙偏向数量更少但更宽和更深方向发展。

关键词: 压实膨胀土; 湿度; 温度; 裂隙率; 裂隙宽度; 裂隙长度

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)02-0260-09

作者简介: 刘观仕(1974—), 男, 博士, 副研究员, 主要从事膨胀土工程特性方面的研究工作。E-mail: gsliu@whrsm.ac.cn。

Effects of ambient air humidity and temperature on crack development of compacted expansive soils

LIU Guan-shi¹, CHEN Yong-gui², ZENG Xian-yun³, ZHANG Gui-bao³

(1. State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan 430071, China; 2. Department of Geotechnical Engineering, College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3. School of Civil Engineering, Changsha University of Science and Technology, Changsha 410114, China)

Abstract: Cracks are one of the most significant influences on physical and mechanical properties of expansive soils. Some expansive soils, taken from Nanyang Expressway, are compacted to large-size samples and then dehydrated gradually in a closed greenhouse with various ambient air humidities and temperatures for desiccation tests, and a camera is utilized to record the development of cracks on the surfaces of samples. The captured images are disposed and then analyzed quantitatively to obtain typical characteristic parameters of surface cracks, such as crack ratio, average width and total length, for further exploration of crack developing laws. The results show that the cracks observed from the large big-size samples are more similar to those on the site such as embankments and slopes compared to the ring-knife-made or thin-saturated-slurry samples. The higher the ambient air humidity, the slower the cracks develop in the early stage, and the longer the developing time lasts, while the larger the statistical characteristic parameters of surface cracks in the later stage. The higher the ambient air temperature, the faster the cracks develop in the early stage, and the faster the cracks retract and become stable, while the smaller the statistical characteristic parameters of surface cracks in the later stage. Low ambient air humidity or high ambient air temperature makes it easy for the surface of soil samples to generate more invisible micro-fissures, which is an important reason for the small statistical characteristic parameters of cracks compared with the theoretical analysis. High ambient air humidity or low ambient air temperature may be beneficial to the transfer of shrinkage stress to deeper soil layer, and promote the development of cracks with fewer branches, larger width and deeper depth.

Key words: compacted expansive soil; humidity; temperature; crack ratio; crack width; crack length

0 引 言

堤防、大坝、基础、垫层、遮盖层等工程中, 土

基金项目: 国家自然科学基金项目(51279200, 41772279); 长沙市科技计划项目(KQ1602037); 湖南省教育厅科研项目(15A009)

收稿日期: 2018-06-30

***通信作者** (E-mail: cyg@tongji.edu.cn)

体干缩开裂不仅影响土的水-力学性质,而且危害工程整体性^[1]。膨胀土中亲水性黏土矿物含量高,对环境湿热变化敏感,气候作用下干缩湿胀剧烈,裂隙持续发育,工程性能受显著影响,因此裂隙性是膨胀土边坡稳定的关键因素^[2]。

裂隙按成因可分为胀缩裂隙和非胀缩裂隙,胀缩裂隙与胀缩性密切关联,易引起浅表层边坡失稳^[3],是膨胀土裂隙研究的重点。目前,可采用CT法^[4]进行三维裂隙测试,可采用远距离光学显微镜观测法^[5]进行裂隙表面连续观测,但两者均不能应用于大尺寸土样和原位土体;超声波法和电阻率法^[6]定量分析尚有一定距离;数码摄影法具有快速、准确、低成本等优点,被许多学者所采用^[7-13]。试样制备方面,以泥浆^[8, 14]、非压实膏状样^[15]或高含水率膨胀土制作的试样^[16],与原位或工程压实土的状态不一致;厚度较薄的试样^[15]无法充分反映厚度方向湿度梯度对裂隙发育的影响。另外,试验中普遍采用 $\Phi 61.8$ mm环刀样,不能反映尺寸效应,也无法考虑土体下部对上部收缩的抑制作用。裂隙发育特征定量研究方面,刘春等^[12]对裂隙图像进行智能识别获取裂隙特征参数,实现了计算机定量分析;王军等^[17]提出了裂隙度的概念及定量描述方法;黎伟等^[7]、张家俊等^[10]、曹玲等^[15]研究了干湿循环对裂隙特征参数的影响;马佳等^[8]研究了脱湿情况下膨胀土裂隙的产生、传播、扩展过程;李雄威等^[9]基于自动化分形统计建立了土体裂隙分布与含水率、渗透系数及变形模量的关系;许锡昌等^[16]、夏冬生等^[18]试验研究了初始含水率、干密度、蒙脱石含量对开裂特征的影响;Nahlawi等^[19]研究了泥浆及压缩黏土的干缩开裂含水率、干缩系数、开裂面积、间距与深度等的变化规律;Tollenaar等^[20]研究了泥样含水率、厚度、尺寸、底部材料等初始与边界参数对干缩开裂的影响;Velde等^[21]现场观察了多种耕作土和泥浆沉积土的表面裂隙特征;Susanga等^[22]研究认为裂隙出现位置受控于土体缺陷或孔隙。通常,土体膨胀和收缩形成的胀缩裂隙受大气环境影响较大,如降雨、蒸发、温度变化等^[3],因此研究温度与湿度对裂隙发育的影响至关重要。唐朝生等^[14]采用 $0.026\text{ m}^2 \times 5\text{ mm}$ 的泥浆样,分别在 30°C 、 40°C 、 50°C 的烘箱(湿度分别为50%、30%和22%)中恒湿失水干缩,定性研究了温度对裂隙长度、节点数等的影响;申科等^[23]对膨胀土环刀样进行了 100°C 、 75°C 、 50°C 条件下的干湿循环试验;Tollenaar等^[1]研究认为土体表面结构和孔隙结构在蒸发过程中具有重要作用,蒸发速率对土体最终含水率分布影响很大;Tang等^[24]研究了3种温度下泥浆土裂隙网络的宽度、长度与分块面积等几何参数的统计变化规律。

但是,现有文献鲜见基于大尺寸压实土样及考虑

环境湿度和温度对压实膨胀土样裂隙发育影响的量化试验研究。本文自制模型箱制备较大尺寸($40\text{ cm} \times 40\text{ cm} \times 34\text{ cm}$)的压实膨胀土样,通过人工气候试验箱进行环境湿度与温度控制,开展裂隙发育试验;试验过程中,实时拍摄膨胀土裂隙发育图像,采用改进的裂隙图像特征参数提取方法对各阶段裂隙特征进行量化分析,分析环境湿度和温度对膨胀土裂隙扩展的影响规律。

1 裂隙发育试验方案

1.1 试验土样基本参数

试验土样取自河南南阳某高速公路施工现场,天然土样可塑,黄褐色,含铁锰结核,黏粒含量较高,裂隙面呈蜡状光泽。土体基本物性参数为:天然含水率为25.4%~26.8%,颗粒相对密度为2.81,自由膨胀率为58.5%,收缩系数为0.38,缩限为11.0%,天然重度为 19.8 kN/m^3 ,干密度为 1.57 g/cm^3 ,液限为55.4%,塑性指数为26.2,体缩率为20.3%,渗透系数为 $8.7 \times 10^{-7}\text{ cm/s}$ 。按照《公路土工试验规程》(JTG E40—2007)进行重型击实试验,确定最佳含水率为18.1%,最大干密度为 1.78 g/cm^3 。

1.2 土样制备及试验方法

采用净空尺寸为 $40\text{ cm} \times 40\text{ cm} \times 40\text{ cm}$ 的试验箱将膨胀土压实成样。试验箱侧板采用10 mm厚钢板焊接且以角钢帮焊加固,底板采用螺栓与箱体连接固定,承压钢板厚度15 mm,尺寸略小于试验箱净空(图1)。使用5000 kN测力千斤顶对试验箱内土体进行压实(图2)。将土样放置于设计定制的人工气候试验箱内脱湿,箱内温度、湿度可循环控制,精度分别为 $\pm 0.5^\circ\text{C}$ 、 $\pm 2.5\%$ (图3)。



图1 土样试验箱及盖板

Fig. 1 Box for compaction of soil samples



图2 油压测力千斤顶

Fig. 2 Lifting jack for compaction



图3 人工气候试验箱

Fig. 3 Artificial climate test box

试样制备步骤如下：膨胀土散样风干碾碎后过 2 mm 标准筛；为便于裂隙发育的观察，本试验选择压实含水率 w 为 25%，控制压实度 K 为 80%，相应干密度为 1.424 g/cm^3 ；计算并称量好湿土质量，分成三等份逐次装入试验箱中刮平，用千斤顶压实，控制压实后试样高度即可使试样达到设计的密度（压实度），压实后的试样高度为 34 cm。

试样制备完成后，将装土样的试验箱整体移入人工气候试验箱内进行脱湿，观察裂隙发育。

1.3 土样表面裂隙图像获取

采用索尼 DSC-W80 数码相机摄影记录土样表面脱湿开裂过程，相机有效像素为 720 万。每次摄影时，固定位置设置 4 个均匀白炽灯光源，保证相同照明条件；同时，利用托架固定相机，避免位置变化及人为抖动等因素干扰成像。当土样含水率基本维持不变且前后两次拍摄的裂隙图像特征参数没有明显变化后，结束试验。

1.4 裂隙图像处理

将摄影获得的裂隙图像，转化成像素为 0 或 1 的二值图像，通过计算程序提取和分析裂隙特征参数。刘春等^[12]开发的 CIAS 系统能量化分析裂隙的裂隙率、裂隙长度以及节点数、分块面积等参数。黎伟等^[13]、曾宪云等^[25]基于 MATLAB 软件改进了裂隙特征参数的提取方法，可以对裂隙率、裂隙总长、条数、均长和均宽、最大宽度以及裂隙方向等多个参数进行统计分析；本文对此进行了综合处理应用。

2 试验结果与分析

共进行了 9 组裂隙发育试验，温度分别控制为 20℃，30℃和 40℃，湿度分别控制为 40%，60%，80%，摄影裂隙发育图像均为 $40 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}$ ，典型的二值化图像如图 4 所示。

从图 4 可以看出，裂隙发育过程可划分为 3 个阶段：①细小裂隙发育阶段，为土样脱湿初期，表面出现分布较密集、分块较均匀的裂隙网；②主裂隙发育阶段，随着脱湿过程持续，少数裂隙持续增宽变长并逐渐形成主裂隙，多数裂隙消失或变小变短；③裂隙稳定回缩阶段，几乎所有裂隙都有所收缩，并逐渐趋

于稳定。对比其他学者的研究可知，饱和膨胀土试样的小裂隙较少，没有明显的主裂隙及收缩现象^[8]；小环刀试样的裂隙很少，没有明显的收缩现象^[14]；泥样获得的裂隙数量很少且相对较均匀^[24]。这些试样裂隙发育的差异主要由于试样制备方法和尺寸大小不同，本文采用较大尺寸压实土样的试验结果与现场裂隙试验结果^[26]比较一致，更接近路基与边坡等工程实际。

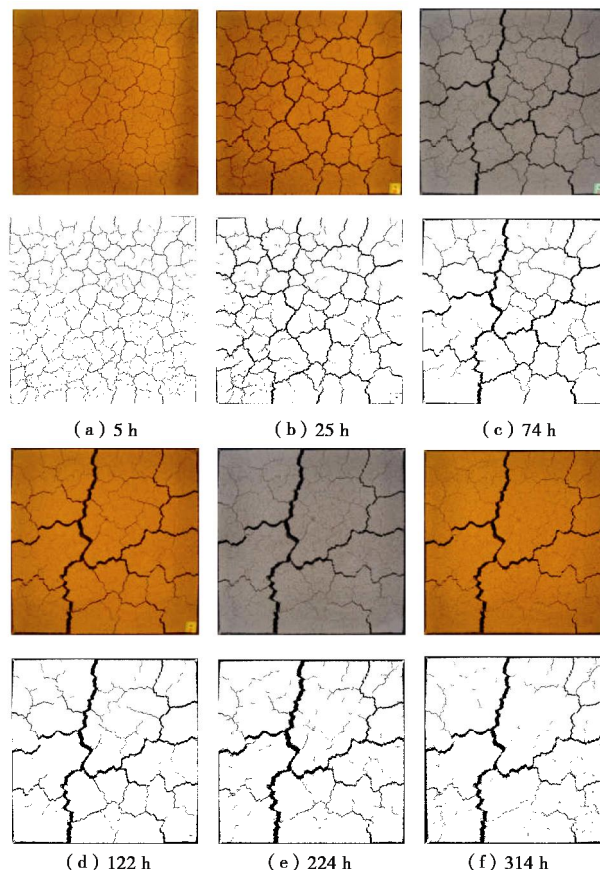
图4 裂隙及二值化图像 ($T=30^\circ\text{C}$, $\text{RH}=40\%$)

Fig. 4 Cracks and binarization images

影响裂隙土工程性质的几何要素包括裂隙的走向、倾角、宽度、深度、长度以及裂隙分布密度等^[5]，常用指标包括裂隙率、裂隙长度、裂隙宽度和裂隙条数^[5, 7-8, 14, 16]。本文选取面积裂隙率、裂隙均宽和裂隙总长 3 个参数进行分析，并采用广义裂隙面积定义裂隙率，即同时考虑土体与试验箱之间的收缩间隙面积，具体计算方法见文献[13]。试验终止时土样裂隙特征参数见表 1。

2.1 环境湿度与温度对裂隙率的影响

(1) 环境湿度影响

不同环境湿度下的裂隙率变化曲线见图 5。从图 5 可以看出，环境湿度越大，初期裂隙率发育越慢，但发育持续时间越长，回缩稳定的时间越晚，试验终止时裂隙率越大。20℃，30℃，40℃条件下，80%湿度环境的裂隙率较 40%湿度环境的裂隙率分别增大 23.8%，71.5%，55.9%。

表 1 试验终止时裂隙特征参数统计

Table 1 Final statistical characteristic parameters of cracks					
编号	温度 /℃	湿度 /%	裂隙率 /%	裂隙均宽 /mm	裂隙总长 /mm
#1	20	40	9.78	4.16	3758
#2	20	60	10.40	4.07	4089
#3	20	80	12.11	4.73	4135
#4	30	40	6.88	3.42	3268
#5	30	60	11.09	4.13	4290
#6	30	80	11.80	4.44	4147
#7	40	40	6.76	3.01	3591
#8	40	60	9.96	2.92	5446
#9	40	80	10.54	3.74	4100

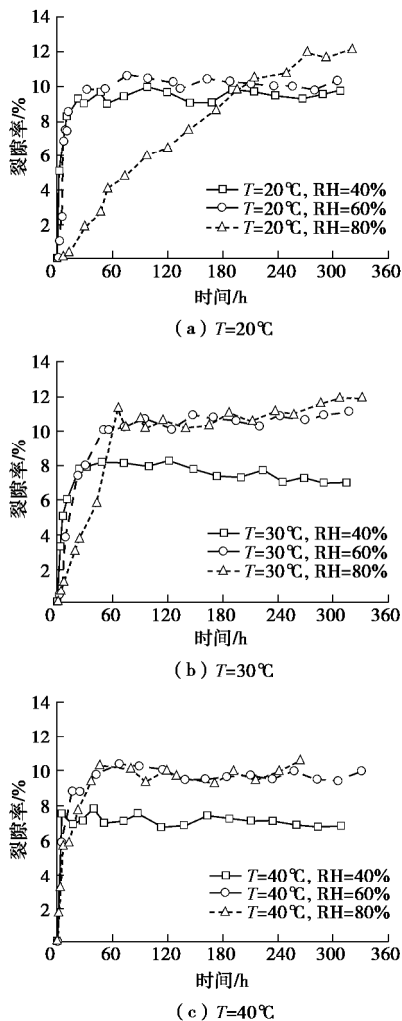


图 5 不同环境湿度下的裂隙率变化

Fig. 5 Change of crack ratios under different air humidities

不同环境温度下的最终裂隙率与湿度关系如图 6 所示, 试验终止时裂隙率随环境湿度的增大而增大, 温度较高时增大趋势更加显著。

(2) 环境温度影响

不同环境温度下的裂隙率变化曲线见图 7。从图 7 可以看出, 环境温度越高, 初期裂隙率增长越快, 但回缩稳定的速率也越快, 试验终止时裂隙率越小。40%, 60%, 80%湿度环境下, 40℃温度环境的裂隙率较 20℃温度环境的裂隙率分别减小 30.9%, 0.4%, 13.0%。

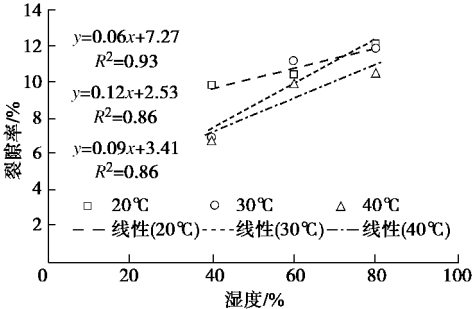


图 6 裂隙率与湿度关系

Fig. 6 Relationship between crack ratio and relative moisture

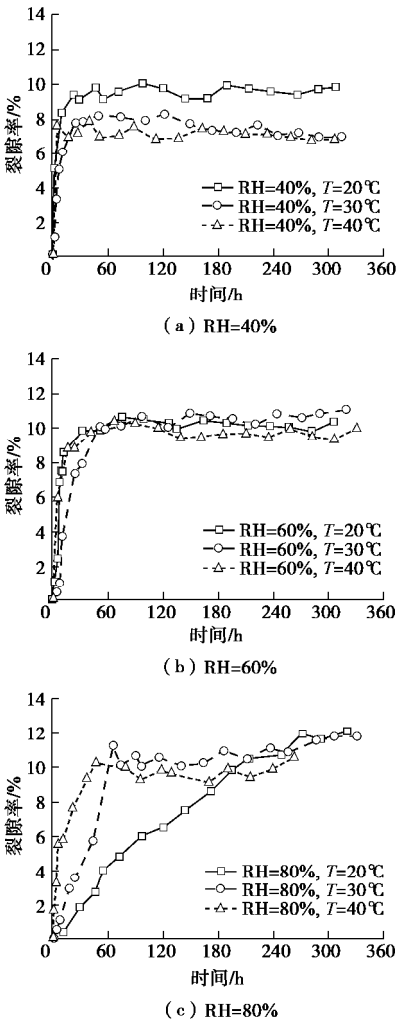


图 7 不同环境温度下的裂隙率变化

Fig. 7 Change of crack ratios under different air temperatures

不同环境湿度下的最终裂隙率与温度关系如图 8 所示, 试验终止时裂隙率随温度的升高而减小, 湿度较小时减小趋势更为明显。

2.2 环境湿度与温度对裂隙均宽的影响

(1) 环境湿度影响

不同环境湿度下的裂隙均宽变化见图 9。图 9 显示, 环境湿度越大, 初期裂隙均宽增长越慢, 但中后期增长越快, 试验终止时裂隙均宽越大。20℃, 30℃, 40℃环境温度下, 80%湿度环境下裂隙均宽较 40%湿度环境时分别增大 13.7%, 29.8%, 24.3%。

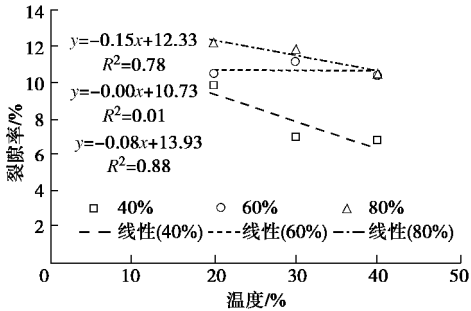


图 8 裂隙率与温度关系

Fig. 8 Relationship between crack ratio and temperature

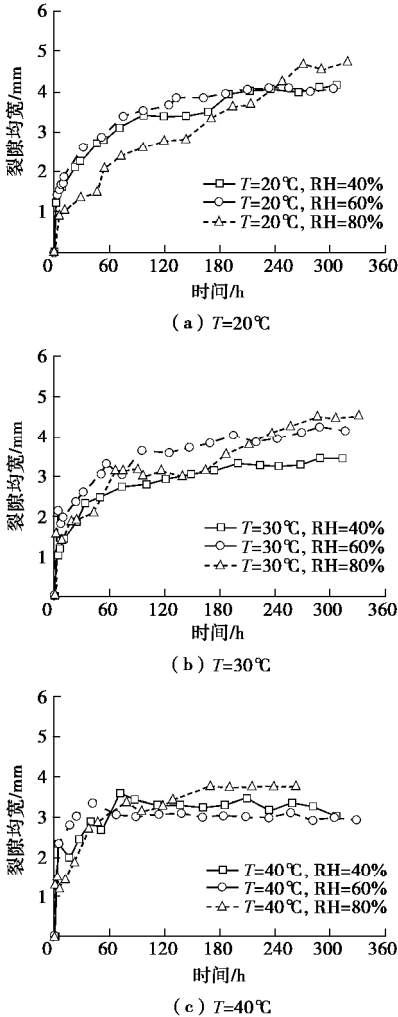


图 9 不同环境湿度下的裂隙均宽变化

Fig. 9 Change of average crack widths under different air humidities

(2) 环境温度影响

不同环境温度下的裂隙率均宽变化见图 10。图 10 显示，环境温度越高，初期裂隙均宽增长越快，试验终止时裂隙均宽越小。40%，60%，80%湿度环境下，40℃温度环境的裂隙均宽较 20℃温度环境的裂隙均宽分别减小 27.6%，28.3%，20.9%。

2.3 环境湿度与温度对裂隙总长的影响

(1) 环境湿度影响

不同环境湿度下的裂隙总长变化曲线见图 11。从图 11 可看出，环境湿度越大，初期裂隙发育的总长度

越小，而试验终止时裂隙总长反而越大。20℃，30℃，40℃环境温度下，80%湿度环境的裂隙总长较 40%湿度环境时分别增大 10.0%，26.9%，14.2%。

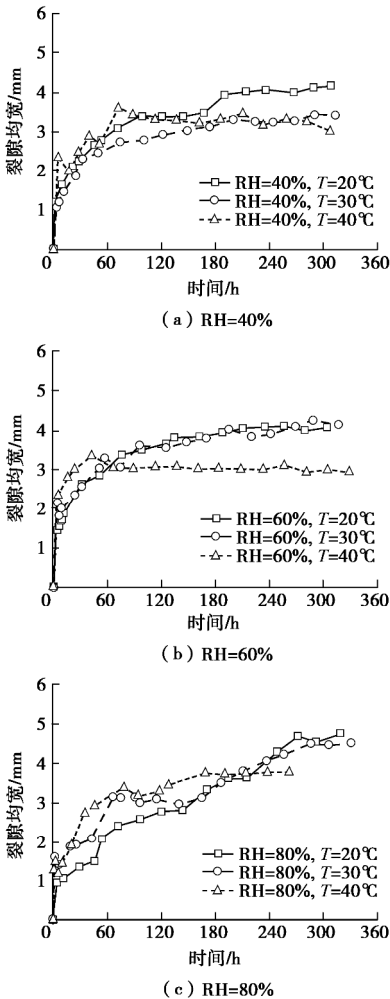
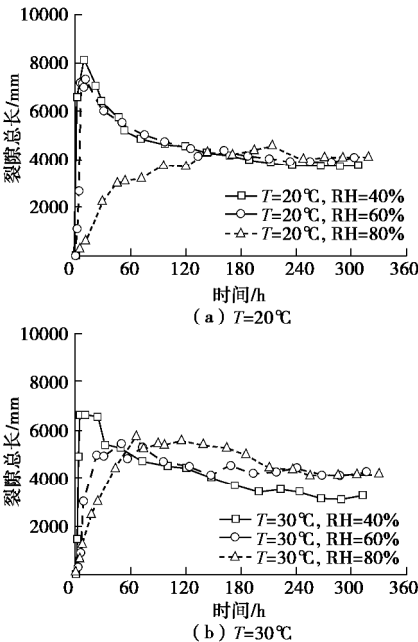


图 10 不同环境温度下的裂隙均宽变化

Fig. 10 Change of average crack widths under different air temperatures



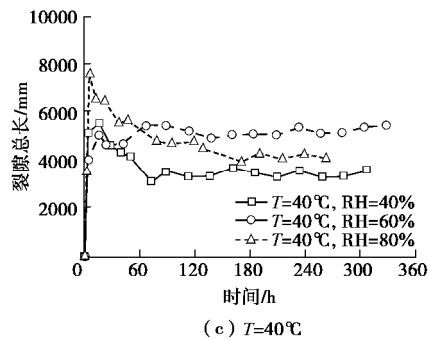


图 11 不同环境湿度下的裂隙总长变化 ($T=20^{\circ}\text{C}$, 30°C , 40°C)
Fig. 11 Change of total crack lengths under different air humidities

(2) 环境温度影响

不同温度环境下的裂隙总长变化曲线见图 12。可以看出, 环境温度越高, 初期裂隙总长增长越快, 但中后期增长越慢, 回缩稳定速度也越快, 试验终止时裂隙总长越小。40%, 60%, 80%湿度环境下, 40°C 温度环境的裂隙总长较 20°C 温度环境的裂隙总长分别增大 -4.4%, 33.2%, -0.8%。

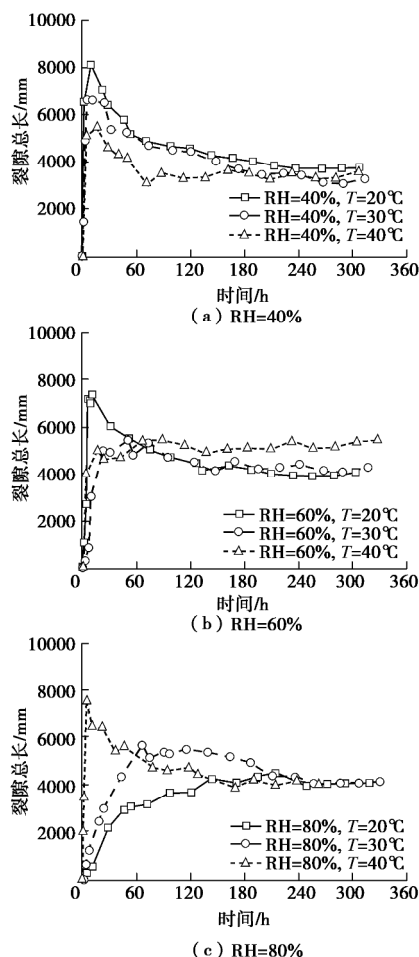


图 12 不同环境温度下的裂隙总长变化 ($\text{RH}=40\%$, 60% , 80%)
Fig. 12 Change of total crack lengths under different air temperatures

3 讨 论

土体脱水收缩变形开裂, 本质上是吸力引起的自

身内力作用的结果, 殷宗泽等^[27]、Susanga 等^[22]直接称为收缩应力, 而曾浩等^[28]将干燥收缩过程中土颗粒间产生的相互挤压力定义为收缩应力。

试验和研究表明, 方形大尺寸压实土样表面裂隙发育的主要有两方面原因: ①表层土体最先失水, 引发不均匀收缩变形, 形成横向 x 和 y 两个方向的收缩应力, 如图 13 所示, 当收缩应力大于土体抗拉强度与土自重引起的侧向压应力之和时, 土体就会开裂^[27], 因初期横向失水收缩程度远大于竖向, 裂隙主要沿垂直于拉应力的 x 和 y 方向发育; ②表层土体蒸发失水多、快, 收缩较大, 深层土体失水少、慢, 收缩较小, 土体上下两部分的收缩变形差异会导致土体表面产生较大拉应力, 从而导致原有裂隙的不断发育并产生新的裂隙^[7]。由此可见, 裂隙的发育不仅与土体失水收缩程度相关, 而且与土体下层对上层收缩变形的抑制约束相关。



图 13 试验后土样照片

Fig. 13 Post-test photo of soil sample

试验终止后试样含水率的分布见图 14。从图 14 可以看出, 试样含水率从表面的 11% 逐渐变化到底部的 25% (与初始含水率一致), 表明距表面深度越大, 土体的失水程度越轻, 其急剧变化段与可见裂隙深度一致。对比分析图 13, 14 可知, 土体表面收缩变形最大, 而土体下部无收缩变形, 因此土体下部必然对上部产生约束; 即使裂隙竖向发展, 约束作用始终存在, 直至横向裂隙产生。对于环刀样或饱和薄层泥土浆样的室内试验, 表面失水收缩时没有或者缺少足够的深层土体约束, 裂隙发育到一定程度后相互完全断开并形成若干分块, 各分块单独收缩, 其裂隙发育规律与大尺寸试样存在明显差异。

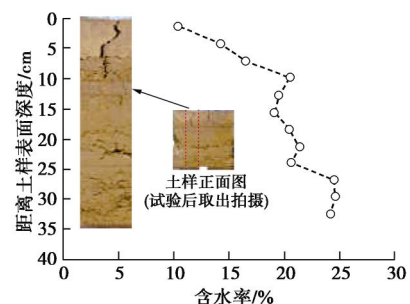


图 14 试验后土样含水率 (#9)

Fig. 14 Distribution of water content along depth of post-test soil sample (No. 9)

裂隙的发育程度与土中水的蒸发量密切相关,蒸发量愈大,土体失水愈多,收缩量愈大,裂隙越发育。非饱和土表面蒸发通量常采用 Penman-Wilson 公式进行计算^[29]:

$$E = \frac{G R_n + h E_b}{G + h A} \quad (1)$$

式中 E 为蒸发通量 (mm/d); G 为饱和蒸汽压和温度关系曲线的斜率; R_n 为土表面净辐射量; h 为湿度常数; $E_b = f(u)e_a(B-A)$, 其中 $f(u)$ 为风函数, e_a 为土表面空气蒸汽压, B 为空气相对湿度的倒数, A 为土表面相对湿度的倒数。

根据式 (1), 空气相对湿度越高, B 值越小, E 值也越小; 温度越高, G , R_n , E_b 越大, E 值越大。本文试验终止时, 各试样测得的表面含水率约为 8%~11%, 相应的失水量约为 14%~17%; 试样底部含水率为 25%, 相应的失水量为 0。

3.1 环境湿度对裂隙发育影响的原因分析

根据收缩机理及公式 (1) 分析可知, 环境湿度越高, 土样表面失水越慢越少, 收缩变形量越小, 裂隙率越小。试验初期, 环境湿度越高, 裂隙发育速度越慢, 主要是因为环境湿度越高时蒸发通量越小, 失水收缩越慢, 裂隙发育越慢。但是, 随着裂隙发育时间持续, 后期裂隙率、裂隙均宽等参数反而越大。这一现象可能是因为: 环境湿度较低而蒸发速度 E 较大、失水收缩较快时, 土体内收缩应力较快增长, 在浅表面引发裂隙后快速释放, 由此产生的裂隙反而可能较小 (甚至多为肉眼不可见)、较多但较浅, 能够统计的裂隙率较小; 而当环境湿度高而蒸发速度 E 较小时, 收缩应力增长较慢, 利于朝更宽、更深土体传递, 导致裂隙向数量更少但更宽和更深方向发展, 由此产生的可见裂隙较少但较宽、较深, 能够统计的裂隙率较大。

为了寻求更多证据, 采用含砂 25% 的钠蒙脱土压实环刀样 (F 61.8 mm) 进行脱湿试验, 两试样初始干密度和含水率相同, 前期分别在 30% 和 60% 环境湿度下脱湿, 后期脱湿至相同含水率, 试样照片见图 15。可以看出, 1 倍率拍摄的试样照片图 15 (c) (实物缩小) 中均看不到裂隙, 统计的裂隙率均为 0%, 可推论为湿度对裂隙发育无影响; 而从 8 倍率照片 15 (a),

(b) (实物放大) 中则可以发现裂隙, 其中 a 的裂隙较小且较多, 15 (b) 中的裂隙较少但较长, 统计裂隙率分别为 3.68% 和 2.86%, 湿度影响显著。这一结果证实了高湿度与低湿度环境对表面裂隙发育特征的影响机理, 而通过普通摄影不能发现土样表面原本存在的微小裂隙, 以及初期可见而后期闭合但实际上以更微小形态存在的裂隙, 使裂隙率统计结果偏低, 一定程度上导致低湿度环境下裂隙特征统计参数反而较小

的原因。

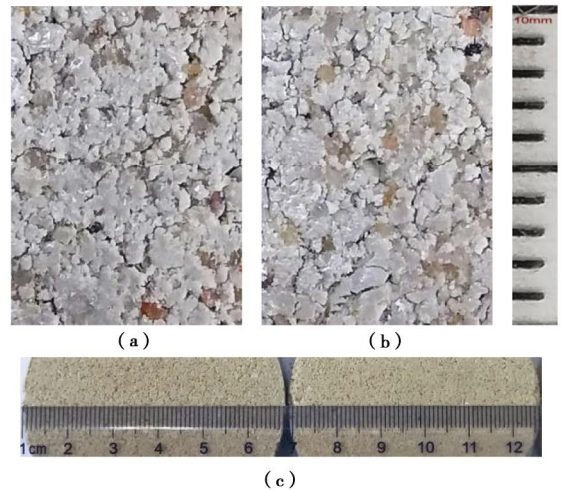


图 15 不同湿度下蒙脱土样收缩裂隙对比试验

Fig. 15 Shrinkage comparison of montmorillonite samples under different air humidities

3.2 环境温度对裂隙发育影响的原因分析

同样, 试验结果综合表明, 环境温度越高, 初期裂隙发育越快, 但回缩稳定的速度也越快, 后期裂隙率越小, 裂隙均宽值越小。许锡昌等^[16]采用环刀样试验, 发现脱湿环境温度较高时试样的最终裂隙度较小, 反之亦然; 唐朝生等^[14, 30]采用饱和黏性浆样, 土样表面裂缝总长度、裂缝率等特征参数随温度的增加而减少, 但裂缝平均宽度等参数随温度的增加而增大。虽然试样制备方法不同, 两位学者关于后期裂隙发育程度与环境温度关系方面的结论与本文基本一致, 但与公式 (1) 的推论“温度越高, E 值越大, 裂隙发育程度越高”不符, 其原因应与低湿度对裂隙发育的影响类似。环境温度越高, 蒸发速度越快, 土体内收缩应力快速增长集中, 从而越早在浅表面产生更多肉眼不可见的微小裂隙, 减弱或中止了裂隙继续向深层发展, 由此产生的可见裂隙反而较少、较窄、较浅, 统计的裂隙率相对较小, 而对于形成的主次要裂隙, 温度越高, 裂隙深处土体中水蒸发越快, 导致裂隙发育越好, 宽度相对越大。此外, 申科等^[23]、Tang 等^[24]发现饱和土样在高温 ($50^{\circ}\text{C} \sim 105^{\circ}\text{C}$) 环境下, 温度越高, 裂隙发展越快, 裂隙率越大, 土体最终被裂隙切割得越破碎。这一结果是在高温、低湿度 ($<10\%$) 试验条件下获得的, 与本文试验湿度与温度范围相差较大, 原因有待于进一步研究。

3.3 裂隙的摄影图像分析方法的局限

本研究采用的面积裂隙率、裂隙总长和裂隙均宽 3 个特征参数中, 裂隙率的统计最具意义且最为可靠, 能较全面准确地反映土样表面收缩开裂前后的面积收缩; 裂隙总长能反映裂隙发展所处的阶段, 但是, 对

主裂隙和次裂隙长度采用相同的计算方法显然不尽合理, 且计算结果波动相对较大; 裂隙均宽值能反映裂隙发育的程度, 但受裂隙总长统计结果的影响明显。在裂隙参数的统计分析过程中, 趋于稳定阶段的裂隙率有近 1% 的波动, 表明采用摄影图像及处理程序中产生的统计误差难以避免。

4 结 论

采用大尺寸压实膨胀土土样, 基于摄影图像处理方法研究了不同环境湿度 (40%~80%) 与温度 (20℃~40℃) 对裂隙发育的影响规律, 得到以下 4 点结论。

(1) 采用 40 cm 的压实膨胀土样获得的裂隙发育特征较环刀样和薄层饱和泥浆样更接近路基与边坡等工程实际。

(2) 环境湿度越高, 初期裂隙发展越慢, 但发育持续时间越长, 后期裂隙率、裂隙均宽等特征统计参数越大。

(3) 环境温度越高, 初期裂隙发展越快, 但裂隙回缩稳定的速度也越快, 后期裂隙率、裂隙均宽等特征统计参数越小。

(4) 较低的环境湿度或较高的环境温度, 使土样表面易于产生更多肉眼不可见的微裂隙, 是裂隙特征参数与理论分析相比偏小的重要原因; 较高的环境湿度或较低的环境温度, 虽然因土中水的蒸发速度降低而减慢了裂隙发育速度, 但有利于收缩应力向更深层土体的传递, 因此裂隙偏向数量更少但更宽更深的方向发展, 裂隙特征统计参数相对较大。

鉴于裂隙发育的复杂性及统计分析方法的局限性, 同时室内试验与工程实际中膨胀土裂隙发育条件的差异性, 环境湿度与温度对土体裂隙发育过程的影响尚有待更深入细致研究。

参考文献:

- [1] TOLLENAAR N, VAN PAASSEN L A, JOMMI C. Small-scale evaporation tests on clay: influence of drying rate on clayey soil layer[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2018, 55: 437 - 445.
- [2] 包承纲. 非饱和土的性状及膨胀土边坡稳定问题[J]. 岩土工程学报, 2004, 26(1): 1 - 15. (BAO Cheng-gang. Behavior of unsaturated soil and stability of expansive soil slope[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004, 26(1): 1 - 15. (in Chinese))
- [3] 程展林, 龚壁卫. 膨胀土边坡[M]. 北京: 科学出版社, 2015: 65 - 66. (CHENG Zhan-lin, GONG Bi-wei. Expansive Soil Slope[M]. Beijing: Science Press, 2015: 65 - 66. (in Chinese))
- [4] 卢再华, 陈正汉. 膨胀土干湿循环胀缩裂隙演化的 CT 试验研究[J]. 岩土力学, 2002, 23(4): 417 - 422. (LU Zai-hua, CHEN Zheng-han. A CT study on the crack evolution of expansive soil during drying and wetting cycles[J]. Rock and Soil Mechanics, 2002, 23(4): 417 - 422. (in Chinese))
- [5] 袁俊平, 殷宗泽, 包承纲. 膨胀土裂隙的量化手段与度量指标研究 [J]. 长江科学院院报, 2003, 20(6): 27 - 30. (YUAN Jun-ping, YIN Zong-ze, BAO Cheng-gang. Quantitative description method & index for fissures in expansive soil[J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 2003, 20(6): 27 - 30. (in Chinese))
- [6] GREVE A K, ACWORTH R I, KELLY B F J. Detection of subsurface soil cracks by vertical anisotropy profiles of apparent electrical resistivity[J]. Geophysics, 2010, 75(4): WA85-WA93.
- [7] 黎 伟, 刘观仕, 汪为巍, 等. 湿干循环下压实膨胀土裂隙扩展规律研究[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(7): 1302 - 1308. (LI Wei, LIU Guan-shi, WANG Wei-wei, et al. Crack propagation law of compacted expansive soils under wetting-drying cycles[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, 36(7): 1302 - 1308. (in Chinese))
- [8] 马 佳, 陈善雄, 余 飞, 等. 裂土裂隙演化过程试验研究 [J]. 岩土力学, 2007, 28(10): 2230 - 2208. (MA Jia, CHEN Shan-xiong, YU Fei, etc. Experimental research on crack evolution process in fissured clay[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, 28(10): 2230 - 2208. (in Chinese))
- [9] 李雄威, 冯 欣, 张 勇. 膨胀土裂隙的平面描述分析[J]. 水文地质工程地质, 2009, 36(1): 96 - 99. (LI Xiong-wei, FENG Xin, ZHANG Yong. Depicting and analysis of expansive soil fissure in view of plane[J]. Hydrogeology and Engineering Geology, 2009, 36(1): 96 - 99. (in Chinese))
- [10] 张家俊, 龚壁卫, 胡 波, 等. 干湿循环作用下膨胀土裂隙演化规律试验研究[J]. 岩土力学, 2011, 32(9): 2729 - 2734. (ZHANG Jia-jun, GONG Bi-wei, HU Bo, etc. Study of evolution law of fissures of expansive clay under wetting and drying cycles[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32(9): 2729 - 2734. (in Chinese))
- [11] 唐朝生, 崔玉军, TANG A M, 等. 膨胀土收缩开裂过程及其温度效应[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(12): 2181 - 2187. (TANG Chao-sheng, CUI Yu-jun, TANG ANH-MINH, et al. Shrinkage and desiccation cracking process of expansive soil and its temperature-dependent behavior[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(12): 2181 - 2187. (in Chinese))
- [12] 刘 春, 王宝军, 施 斌, 等. 基于数字图像识别的岩土体裂隙形态参数分析方法[J]. 岩土工程学报, 2008, 30(9): 1383 - 1388. (LIU Chun, WANG Bao-jun, SHI Bin, et al. Analytic method of morphological parameters of cracks for rock and soil based on image processing and recognition[J].

- Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, **30**(9): 1383 - 1388. (in Chinese))
- [13] 黎伟, 刘观仕, 姚婷. 膨胀土裂隙图像处理及特征提取方法的改进[J]. 岩土力学, 2014, **35**(12): 3620 - 3626. (LI Wei, LIU Guan-shi, YAO Ting. Improvement of methods for crack image processing and crack feature extraction of expansive soil[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, **35**(12): 3620 - 3626. (in Chinese))
- [14] 唐朝生, 施斌, 刘春, 等. 黏性土在不同温度下干缩裂缝的发展规律及形态学定量分析[J]. 岩土工程学报, 2007, **29**(5): 743 - 748. (TANG Chao-sheng, SHI Bin, LIU Chun, et al. Developing law and morphological analysis of shrinkage cracks of clay soil at different temperature[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, **29**(5): 743 - 748. (in Chinese))
- [15] 曹玲, 王志俭, 张振华. 降雨-蒸发条件下膨胀土裂隙演化特征试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, **35**(2): 413 - 421. (CAO Ling, WANG Zhi-jian, ZHANG Zhen-hua. Experimental research of cracking process of expansive soil under rainfall infiltration and evaporation[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, **35**(2): 413 - 421. (in Chinese))
- [16] 许锡昌, 周伟, 陈善雄. 南阳重塑中膨胀土脱湿全过程裂隙开裂特征及影响因素分析[J]. 岩土力学, 2015, **36**(9): 2569 - 2576. (XU Xi-chang, ZHOU Wei, CHEN Shan-xiong. Study of cracking characteristics and influencing factors for remolded Nanyang expansive soil in dehydration process[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(9): 2569 - 2576. (in Chinese))
- [17] 王军, 龚壁卫, 张家俊, 等. 膨胀岩裂隙发育的现场观测及描述方法研究[J]. 长江科学院院报, 2010, **27**(9): 74 - 78. (WANG Jun, GONG Bi-wei, ZHANG Jia-jun, et al. Field observation and description method of cracks development on expansive rock[J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 2010, **27**(9): 74 - 78. (in Chinese))
- [18] 夏冬生, 刘清秉, 项伟, 等. 蒙脱石含量对黏土表面干缩裂隙影响试验研究[J]. 长江科学院院报, 2016, **33**(9): 83 - 86. (XIA Dong-sheng, LIU Qing-bing, XIANG Wei, et al. Deformation properties of saturated dispersive clay[J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 2016, **33**(9): 83 - 86. (in Chinese))
- [19] NAHLAWI H, KODIKARAJK. Laboratory experiments on desiccation cracking of thin soil layers[J]. Geotechnical and Geological Engineering, 2006, **24**: 1641 - 1664.
- [20] TOLLENAAR R N, VAN PAASSEN L A, JOMMI C. Observations on the desiccation and cracking of clay layers[J]. Engineering Geology, 2017, **230**: 23 - 31.
- [21] VELDE B. Structure of surface cracks in soil and muds[J]. Geoderma, 1999, **93**: 101 - 124.
- [22] SUSANGA C, JAYANTHA K, BENJAMIN S. Salient factors controlling desiccation cracking of clay in laboratory experiments[J]. Géotechnique, 2013, **63**(1): 18 - 29.
- [23] 申科, 朱潇钰, 张英莹. 不同温度下膨胀土裂隙演化规律研究[J]. 水电能源科学, 2017, **35**(3): 116 - 118. (SHEN Ke, ZHU Xiao-yu, ZHANG Ying-ying. Study on crack evolution law of expansive soil under different temperatures[J]. Water Resources and Power, 2017, **35**(3): 116 - 118. (in Chinese))
- [24] TANG Chao-sheng, SHI Bin, LIU Chun, et al. Influencing factors of geometrical structure of surface shrinkage cracks in clayey soils[J]. Engineering Geology, 2008, **101**: 204 - 217.
- [25] 曾宪云, 刘观仕, 陈永贵, 等. 摄影图像应用于膨胀土裂隙特征分析中的几个问题[J]. 土工基础, 2018, **32**(1): 46 - 49. (ZENG Xian-yun, LIU Guan-shi, CHEN Yong-gui, et al. Some considerations of applying digital images in the expansive soil crack analyses[J]. Soil Engineering and Foundation, 2018, **32**(1): 46 - 49. (in Chinese))
- [26] 张华. 非饱和渗流研究及其在工程中的应用[D]. 武汉: 中国科学院武汉岩土力学研究所, 2002. (ZHANG Hua. Research on Unsaturated Seepage and Its Application to Engineering[D]. Wuhan: Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, 2002. (in Chinese))
- [27] 殷宗泽, 袁俊平, 韦杰, 等. 论裂隙对膨胀土边坡稳定的影响[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(12): 2155 - 2161. (YIN Zong-ze, YUAN Jun-ping, WEI Jie, et al. Influences of fissures on slope stability of expansive soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(12): 2155 - 2161. (in Chinese))
- [28] 曾浩, 唐朝生, 刘昌黎, 等. 膨胀土干燥过程中收缩应力的测试与分析[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(4): 717 - 725. (ZENG Hao, TANG Chao-sheng, LIU Chang-Li, et al. Measurement and analysis of shrinkage stress of expansive soils during drying process[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(4): 717 - 725. (in Chinese))
- [29] WILSON H W, FREDLUND D G, BARBOUR S L. Coupled soil-atmosphere modeling for soil evaporation[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1994, **31**: 141 - 152.
- [30] TANG C S, CUI Y J, TANG A M, et al. Experiment evidence on the temperature dependence of desiccation cracking behavior of clayey soils[J]. Engineering Geology, 2010, **114**: 261 - 266.

DOI: 10.11779/CJGE202002008

利用微生物技术改良泥炭土工程性质试验研究

桂 跃^{1,2}, 吴承坤¹, 刘颖伸¹, 高玉峰², 何 稼²

(1. 昆明理工大学建筑工程学院, 云南 昆明 650051; 2. 河海大学土力学与堤坝工程教育部重点实验室, 江苏 南京 210024)

摘 要: 提出利用微生物技术制备原生菌高浓度菌液, 用来加快土中有机质分解速率, 实现在较短时间内显著降低有机质含量、改善土的工程性质的目的。为验证其可行性, 从昆明市 2 个场地采取了泥炭土样, 研发了 2 套模型装置, 分别模拟厌氧、好氧环境下泥炭土有机质分解过程, 并测试分析了分解后泥炭土的烧失量、界限含水率及一维固结蠕变特性。试验结果表明: 厌氧环境下, 菌液浸泡的泥炭土生物气产量比纯水浸泡的有大幅度提高, 其产气动力学特征符合修正 Gompertz 模型。好氧环境下, 分解 30 d 左右时, 2 个场地泥炭土烧失量分别减少了 10.3% 和 15.6%, 减少量比厌氧环境下的大。界限含水率试验表明, 泥炭土液限随微生物分解反应时间的增长有所降低, 而塑限变化幅度不大。一维固结蠕变试验表明, 有机质分解后的泥炭土次固结系数下降, 分解时间越长, 次固结系数下降越显著。对新技术的特点进行了分析, 并对其理论及应用研究进行了展望; 该技术有望发展为一项生态友好型的泥炭土地基新型处理方法, 改良泥炭土有望成为微生物岩土技术一个潜在应用领域。

关键词: 微生物岩土技术; 泥炭土; 有机质分解; 生物气; 烧失量

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)02-0269-10

作者简介: 桂 跃(1982—), 江西进贤人, 博士, 副教授, 主要从事软黏土力学及基坑、边坡及地下工程等方面教学与科研工作。E-mail: gydrui@kmust.edu.cn。

Improving engineering properties of peaty soil by biogeotechnology

GUI Yue^{1,2}, WU Cheng-kun¹, LIU Ying-shen¹, GAO Yu-feng², HE Jia²

(1. Faculty of Civil Engineering and Mechanics, Kunming University of Science and Technology, Kunming 650051, China; 2. Key

Laboratory of Ministry of Education for Geomechanics and Embankment Engineering, Hohai University, Nanjing 210024, China)

Abstract: It is suggested that the microbial enrichment technology should be used to increase the number and activity of primary bacteria in peaty soil so as to accelerate the degradation rate of organic matters in soil and achieve the purpose of significantly reducing the content of organic matters and improving the engineering properties of soil in a short time. In order to verify its feasibility, peaty soil samples are taken from two sites in Kunming City, and two sets of model devices are developed to simulate the degradation process of organic matters of peaty soil under anaerobic and aerobic environments, respectively. The combustion loss, limit moisture content and one-dimensional consolidation deformation characteristics of peaty soil after being decomposed are tested. The results show that under the anaerobic environment, the biogas yield of peaty soil soaked in the enriched bacteria solution is significantly higher than that of pure water immersion, and its gas production kinetic characteristics are in line with the modified Gompertz model. Under the aerobic environment, when the microbial degradation lasts for about 30 days, the burning loss of peaty soil in the two sites decreases by 10.28% and 15.58%, respectively, which is larger than that under the anaerobic environment. The experimental results show that the liquid limit of peaty soil degraded by microorganism decreases with the increase of the reaction time, and the plastic limit does not change much. The one-dimensional consolidation tests show that the secondary consolidation coefficient of peat soil after degradation of organic matters decreases, and the longer the degradation time, the more significant the reduction of the secondary consolidation coefficient. The characteristics of the new technology are analyzed, and its theory and application are prospected. This technique is expected to be an ecological friendly new treatment method for peat soil foundation, and improving peat soil foundation is expected to have a potential application field of biogeotechnology.

Key words: biogeotechnology; peaty soil; organic matter degradation; biogas; ignition loss

基金项目: 国家自然科学基金项目(51568030, 51768027, 41662021);
岩土力学与堤坝工程教育部重点实验室开放基金项目(GH201401)
收稿日期: 2019-04-01

0 引言

泥炭土是自然界有机质含量最多的土类^[1]。其有机质主要来源于植物枝叶、根系、分泌物及动物的分解残余；当沉积速度大于分解速度时，有机质不断在土中累积^[2]。分解度越低，土中包含的残余纤维越多；分解度越高，无定形腐殖质占比越多。因此，分解程度决定了泥炭土有机质组分。而另一方面，有机质又是土壤中最活跃的物质组成部分，是土壤微生物（细菌、真菌等）的能量源^[3]。微生物作用下，残余纤维分解为腐殖质，并最终分解为气和水，该过程即为有机质分解^[4]。过去的很长时间内，土壤有机质分解问题在岩土工程领域没有获得足够重视。近年来，人们逐渐注意到，自然环境改变或人类活动会加速有机质分解，适宜条件下速率可以提高3~4个数量级^[5]。工程活动中的土方开挖、地下水升降、无机胶凝材料导致的土壤酸碱度变化等都可能引起有机质加速分解。因此，从工程角度探索泥炭土有机质分解相关课题逐渐引起人们关注。

目前为止，该领域相关的研究成果可以归纳为以下3点。

（1）泥炭土分解度与其工程性质关系研究

众多研究表明，泥炭土分解度与其工程性质直接相关。当分解度不同，其表现出来的工程性质差异很大^[6-8]。具体表现在：物理性质方面，纤维泥炭土结构松散，孔隙比、持水能力、渗透性通常大于无定形泥炭土；压缩性质方面，纤维泥炭土次固结系数与压缩指数的比值 C_α/C_c 在 0.06~0.10 内^[4, 9-10]，无定形泥炭土约为 0.035~0.06^[4, 11]，表明纤维泥炭土压缩性更显著；力学性质方面，因残余纤维分布多以水平向为主，使泥炭土具有显著的横观各向同性。三轴压缩条件下，潜在破裂面切过水平面上分布的纤维，纤维拔脱过程中激发了拉拔阻力，使其具有与“加筋土”类似的力学特性^[12-14]。

（2）泥炭土分解特性及分解速率影响因素研究

泥炭土有机质分解速率影响因素方面，现有的认识多从土壤学及土壤生物学中借鉴而来。岩土工程领域内，为评价由工程活动引发的有机质加速分解也进行了一些探索。Mitchel 等^[15]认为土壤中最有利于好氧菌存活的条件是饱和度为 60%~80%。O'kelly^[16]通过室内模拟试验发现当土样处于不完全浸没状态时分解速率是完全浸没的 2 倍。土壤中的养分也是重要的影响因素之一，Wardwell 等^[17]发现土中增加氮元素可以提高分解速率，产气率最高可达 481 mL/d。Pichan 等^[18]通过添加泥炭焚烧余灰 PPFA (peat pulverized fuelash)

和尿素改变土的碳氮比，用于评价该方法改良泥炭土工程性质的适用性，并提出了“利用微生物分解有机质，从而改良泥炭土地基”的设想。

（3）有机质分解导致泥炭土工程性质改变规律研究

岩土工程领域内研究泥炭土有机质的分解，重点关注的是其引发的泥炭土工程性质转变问题。室内模型试验是开展泥炭土有机质分解研究的主要手段，但目前还没有统一的试验装置，以自制为主。Robert^[19]曾利用常规固结仪进行了有机质分解模拟试验。美国的 Wardwell 等^[20-21]较早研发了一种室内模拟装置，包含了土样安放系统、温度调节系统和生物气体回收系统等，通过收集分解过程中释放的气体量作为分解速率的间接体现，该装置得到广泛认可，但它可模拟的因素比较单一，O'kelly^[16]对装置做了进一步完善。

利用室内模型试验，在有机质分解对泥炭土工程性质影响方面取得了一定的认识。Wardwell 等^[17]研究了生物分解改变有机质的含量对泥炭土压缩性、抗剪强度和稳定性的影响。Robert^[19]认为有机质含量越高，分解所致沉降在总沉降量中的比例越大。Berry^[22]和 Huang 等^[23]认为分解产生的为生物气可能使得泥炭土地基长期沉降问题加重。Pichan 研究团队通过室内模拟装置分析了水温为 30℃ 时，水位浸没高度对有机质分解程度的影响，并初步分析了泥炭土含水率、有机质含量及液限随有机质分解时长的变化规律^[16, 18, 24]。

综上所述，有机物质是土中微生物的能量源，微生物是有机质分解转化的承担者。它们的生理活动能令有机质含量降低及组分发生改变，进而影响泥炭土的宏观工程性质。受现代微生物岩土技术启发，结合泥炭土有机质分解特点，本文试图探索利用微生物方法，促进土中有机质的分解，实现在较短时间内显著降低有机质含量、改善其工程性质的目的。为验证其可行性，研发了 2 套模型装置，分别模拟厌氧、好氧环境下泥炭土有机质分解过程，测试了分解后泥炭土的烧失量和界限含水率及一维固结蠕变变形特性等。

1 微生物技术改良泥炭土的试验设计

本文采用的微生物技术是从泥炭土中提取细菌作为菌种，通过扩培得到高浓度菌液，再和泥炭土混合。试验内容包括菌液配制、有机质分解模拟及泥炭土工程性质测试 3 个阶段：①阶段一：原生菌菌液配制。对天然泥炭土中的原生菌进行提取、培养、扩增、测试菌液浓度等，制备后续试验所需菌液。②阶段二：微生物分解泥炭土有机质模型试验。分别模拟厌氧、好氧环境下，泥炭土有机质分解过程。记录生物气排

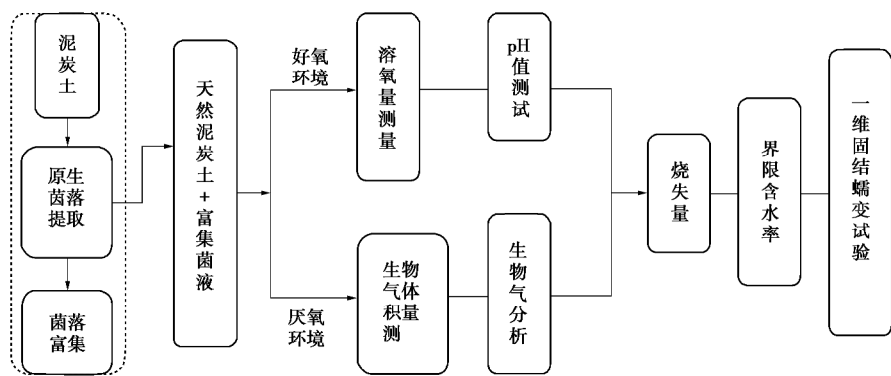


图 1 技术路线图

Fig. 1 Technical roadmap

表 1 试样的物理性质指标

Table 1 Physical parameters of peaty soil samples

取样点	取样深度 /m	颜色	含水率 w/%	孔隙比 e_0	重度 $g/(kN \cdot m^{-3})$	塑限 $w_p/\%$	液限 $w_l/\%$	烧失量 $w_i/\%$	残余纤维量 $w_f/\%$	pH 值
场地一	8.0~8.5	黑色	215.3	4.6	11.9	125.2	189.3	48.1	<1.0	6.5
场地二	1.2~1.8	灰褐	416.1	6.6	10.3	—	—	69.3	15.2	6.3

放过程, 分析产气动力学特征和生物气成分; 量测纯水和废液的溶氧量和 pH 值。③阶段三: 微生物技术改良泥炭土工程性质研究。分解过程中, 测试泥炭土烧失量、界限含水率及一维固结蠕变特性随反应时长的变化情况, 从岩土工程的角度评价改良效果。

本文技术路线如图 1 所示。

2 试验材料与方法

2.1 泥炭土取样与分析

2 个取样场地位于云南省昆明市 (图 2)。表 1 为土样的物理性质指标。其中, 有机质含量的测试采用《公路土工试验规程》(JTG E40-2007)推荐的灼烧法; 残余纤维含量 w_f 的测试在中国现行土木行业规范中没有相关规定, 参考 ASTM 标准采用湿筛法^[25]进行测定。



图 2 昆明泥炭土

Fig. 2 Samples of peaty soil from Kunming City

2.2 高浓度菌液配制

(1) 天然泥炭土中原生细菌数测定

剥离土样外层、取核心土作为试验用土。采用涂

布平板法进行土中细菌数量的测定 (图 3), 结果见表 2。

表 2 泥炭土中原生细菌数量

Table 2 Number of aboriginal bacteria in peaty soil

土样场地	培养基类型	稀释倍数	平板菌落数 /个	土中细菌数量 /(CFU·g ⁻¹)
场地一	葡萄糖肉汤	100	99	1.23×10^5
	LB 肉汤	100	91	1.13×10^5
场地二	葡萄糖肉汤	100	87	1.08×10^5
	LB 肉汤	100	102	1.26×10^5

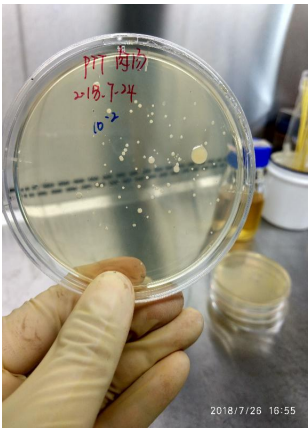


图 3 涂布平板试验

Fig. 3 Streak plate method

(2) 高浓度原生细菌溶液配制

参照固体培养基分离纯化法进行细菌扩培及菌种鉴别工作, 操作步骤详见文献[26]。对菌液进行 DNA 测序, 发现芽孢杆菌和孢子菌。芽孢杆菌是好氧或者兼性厌氧菌, 有较强的有机质分解能力及繁殖能力。

配置的菌液浓度详见表 3。将配置好的菌液存放于 4℃ 的冷藏柜中存放待用（图 4）。



图 4 高浓度菌液

Fig. 4 High-concentration bacteria solution

表 3 配制菌液的浓度

Table 3 Concentration of bacterium solution after cultured

土样 场地	OD ₆₀₀ 吸光度值				菌液浓度 /(cells·mL ⁻¹)
	A	B	C	均值	
场地一	0.360	0.340	0.319	0.338	1.96×10 ⁷
场地二	0.833	0.664	0.735	0.744	5.74×10 ⁷

2.3 厌氧环境泥炭土有机质分解模拟试验

参考 Wardwell^[21]的方法，设计了一套泥炭土有机质分解模拟装置（图 5），装置由广口瓶、玻璃管、橡胶管、试管等组成。利用该装置可以模拟泥炭土有机质在厌氧环境中的分解，还可观测生物气体积随时间的变化并收集生物气。

利用该装置，分别对 2 个场地泥炭土进行有机质分解模拟。试验共进行了数组，其中 2 组为高浓度菌液浸泡下的泥炭土有机质分解模拟试验，分别用于场地一及场地二泥炭土土样；为了对比分解效果，还进

行了 2 组纯水浸泡试验。试验中，广口瓶里放置的土样大约 250 g，体积约 250 cm³。单个试验持续 120 d 左右，记录试验期间生物气体积的变化情况，之后，对收集到的生物气做成分定性分析。

2.4 好氧环境泥炭土有机质分解模拟试验

参考环境工程中的废水好氧处理工艺，设计加工了一套装置及其工艺模拟泥炭土有机质在好氧环境下的分解过程（图 6）。该装置由蠕动泵、橡胶管、三轴饱和器、细菌过滤膜等组成。它的工作原理是利用缓慢流经土样的纯水给土中的细菌提供氧分。试验具体操作步骤如下：①搭建试验装置，检查其密闭性。②通过蠕动泵注入酒精（75±5%）并留存于装置中 24 h（避免装置带菌）；再注入纯水 24 h，把酒精冲洗干净（防止残余酒精杀死细菌）。③土样在 121℃ 条件下高温高压灭菌 20 min，确保菌液为土中唯一微生物来源。④将处理好的泥炭土松散的放入装置内，通过蠕动泵注入菌液，使土达到饱和状态，关闭蠕动泵；静置 24 h，使细菌大量附着于泥炭土上；利用 milli Q 超纯水机制备纯水，再通过蠕动泵注入土样中，供水速度设置为 0.6 mL·min⁻¹，设置这样极缓慢的速度是防止水流将细菌冲刷稀释。定期用溶氧计和 pH 计检测泵入纯水和流出的废液的溶氧量和 pH 值。

利用该装置对 2 个场地泥炭土进行有机质分解模拟。每个场地共准备了数组平行样，用于不同龄期时的烧失量、残余纤维含量、界限含水率及一维固结变形的测试。

2.5 微生物技术改良泥炭土工程性质效果研究

（1）对分解后的泥炭土进行烧失量和界限含水率测试，分析烧失量和界限含水率指标与降解时间的关系。

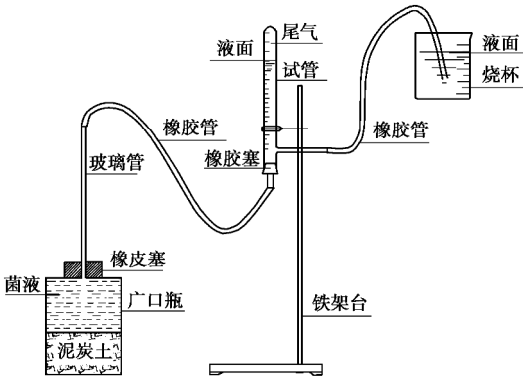


图 5 厌氧环境有机质分解模拟装置图（左）及生物气收集试管实物（右）

Fig. 5 Schematic diagram of model devices for anaerobic environment organic matter degradation (left) and glass tube for biological gas collection (right)

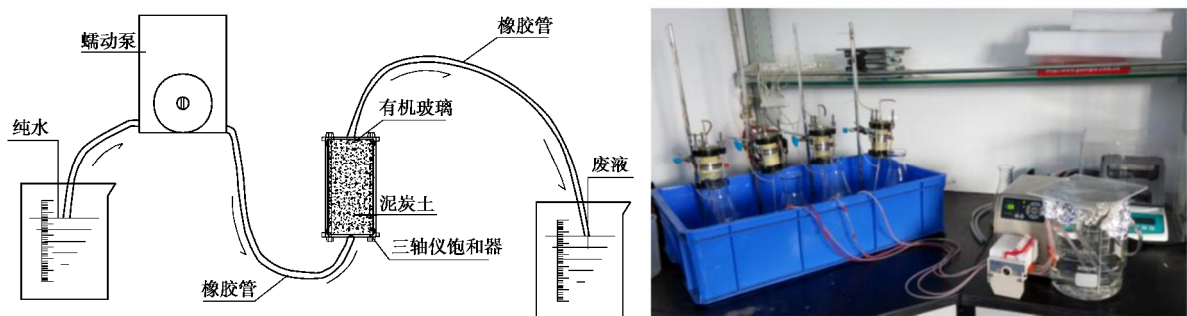


图 6 好氧环境有机质分解模拟装置图 (左) 及实物 (右)

Fig. 6 Schematic diagram of model devices for organic matter degradation in aerobic environment (left) and real object (right)

(2) 测试比较分解前后泥炭土的一维固结蠕变特性变化。选取在好氧环境中分解的泥炭土, 分解时间 0, 7, 14, 30 d 时, 分别进行一维固结蠕变试验。首先, 采用 WG-1C 三联固结仪, 将模型试验 2 (图 6) 中的泥浆状土样小心装入高 4 cm, 内径 6.18 cm 的环刀中, 土样上下放置滤纸, 先施加 6.25 kPa 的固结压力, 等试样逐步排水密实后, 再按加载比 1.0 逐级加大固结压力, 最终至 100 kPa, 该过程大约持续 1 h; 保持固结压力 $P=100$ kPa, 24 h 后, 拆样并小心推出土样装入高 2 cm, 内径 6.18 cm 的环刀中, 削去多余高度。之后, 装入固结仪中, 施加固结压力 $P=200$ kPa, 记录土样压缩量, 直至小于 0.01 mm/h, 每组试验大约维持 7~9 d。

3 试验结果分析

3.1 泥炭土厌氧发酵产气动力学特征及机制

(1) 产气动力学特征

图 7 为 2 组在菌液中浸泡的泥炭土累积生物气体积与反应时间的关系, 为了对比分析, 还包含了 2 组在纯水中浸泡的泥炭土样产气数据。

由图 7 可知, 从生物气体积来看, 在接近 120 d 时, 菌液浸泡的场地一及场地二泥炭土生物气体积分别达到 52, 80 mL 左右, 而纯水浸泡的两个场地土样产气量仅有 13.0, 14.5 mL。菌液浸泡的泥炭土产气量远高于纯水浸泡, 表明菌液加速了有机质的分解。为了更直观地分析生物气产气速率, 将产气体积与泥炭土土样体积对比, 本次试验平均产气率大约相当于 0.18%和 0.23%土样体积/d。Pichan 等^[16]也报道过类似的试验结果, 他们关注了特定环境条件下纤维泥炭土分解产气过程, 通过室内模型试验, 在厌氧和好氧环境下分别得出 60 d 产气量为 230, 400 mL 的结果, 平均产气率约为 0.16%和 0.28%土样体积/d。

图 7 中还显示, 累积生物气体积随时间变化大致经历了 3 个阶段: 在浸泡初期 (约 15 d 内), 产气速率缓慢; 之后的一段时间 (场地一泥炭土为 15 d, 场

地二为 40 d 左右) 产气迅速; 随后产气过程非常缓慢, 甚至接近停滞。这基本符合自然界生物的发展过程, 即经历了发生、发展、成熟 3 个阶段, 而每一阶段的发展速度是不一样的, 可用生长曲线函数来描述该过程。采用修正的 Gompertz 模型对累积产气进行拟合:

$$P = P_0 \exp \left\{ -\exp \left[\frac{R_{\max} e}{P_0} (l - t) + 1 \right] \right\} \quad (1)$$

式中 P 为 t 时刻的累积产气量 (mL); P_0 为最大产气潜能 (mL); $R_{\max}$ 为最大产气速率 (mL); l 为迟滞期 (d); t 为试验持续时间 (d); e 为常数。

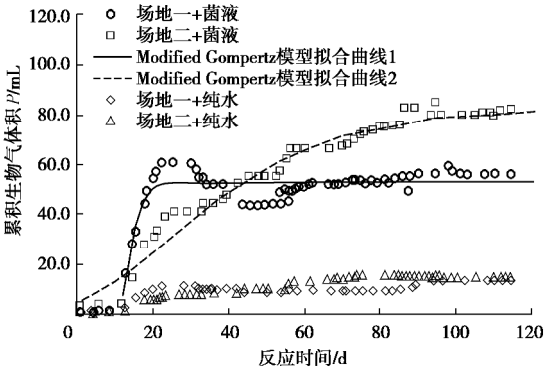


图 7 累积生物气体积与反应时间的关系

Fig. 7 Relationship between volume of accumulated biogas and reaction time

表 4 为拟合参数, R^2 均大于 0.9, 拟合效果较好。

表 4 泥炭土分解产气的修正 Gompertz 模型拟合参数

Table 4 Parameters fitted by modified Gompertz model for peaty soil degradation

土样场地	修正 Gompertz 模型参数			
	P_0 /mL	$R_{\max}$ /(mL·d ⁻¹)	λ /d	R^2
场地一	53.2	9.2	11.4	0.98
场地二	82.8	1.3	0.7	0.92

(2) 产气机制

生物气体产气机制非常复杂, 简述如下^[26]: 土壤有机质中的碳水化合物, 在微生物分泌的糖类水解酶的作用下先水解为单糖, 单糖在无氧条件下, 由嫌气性微生物缓慢分解, 形成一些还原性气体、有机酸,

产热少,称发酵作用;在好氧条件下,则由好气性微生物分解,最终产物为水和二氧化碳,产热多,称氧化作用。此外,当土中存在含氮有机质时,包括蛋白质、氨基酸、腐殖质等,在微生物分泌的水解酶作用下,还会发生水解、氨化、硝化和反硝化作用,反应产物包含有机酸、 NH_3 及 N_2 等。当土中存在含磷、硫有机物时,在有机磷细菌、氨化细菌等微生物的作用下,会分解生成硫酸盐、磷酸盐及 PH_3 和 H_2S 气体等。

为明确模型试验中发生的复杂生化反应的实质,委托某环评中心试验室对收集的生物气成分进行了测定,所用设备为气相色谱仪(SDLH/YQ006)和气相色谱-质谱联用仪(SDLH/YQ003)。检测显示其主要成分为甲烷(CH_4),还含有微量萘(C_{10}H_8)、环己醇($\text{C}_{12}\text{H}_{24}\text{O}$)等29种有机气体。这表明,试验中泥炭土有机质分解过程是碳水化合物为主的物质发生了厌氧发酵。

3.2 纯水和废液中的溶氧量及 pH 值变化规律

利用模型装置(图6)模拟好氧环境中泥炭土有机质分解过程。在试验的不同阶段,对流入的纯水及流出的废液溶氧量和 pH 值进行测试,结果见表5。从表5中可以看出,除个别数据异常外,废液的溶氧量普遍比纯水的溶氧量低15%~30%,表明泥炭土中发生了氧化反应,纯水流经泥炭土时,其中溶解的氧在微生物生化反应过程中部分被消耗了。另外,纯水本身是接近中性的,而流出的废液偏弱酸性,表明分解过程中生成了微量有机酸。

表5 纯水及废液中的溶氧量及 pH 值

Table 5 Dissolved oxygen contents and pH values in pure water and waste solution			
反应时间 t/d	试验组	溶氧量/ $(\text{mg}\cdot\text{L}^{-1})$	pH 值
7	纯水-1	5.26	7.00
	废液-1	2.93	5.98
	废液-2	3.80	5.85
	废液-3	3.24	5.72
	废液-4	3.91	5.82
14	纯水-2	5.22	7.00
	废液-5	4.40	5.68
	废液-6	4.02	5.67
	废液-7	3.91	5.69
21	废液-8	4.21	5.76
	纯水-3	4.10	6.68
	废液-9	3.81	5.67
	废液-10	3.92	5.78
30	废液-11	3.87	5.46
	纯水-4	4.16	7.73
	废液-12	4.60	5.70
	—	—	—
	—	—	—

3.3 微生物技术改良泥炭土工程性质研究

(1) 有机质变化规律

对经过分解的泥炭土有机质含量进行测试,得出泥炭土烧失量与反应时间的关系,见图8。

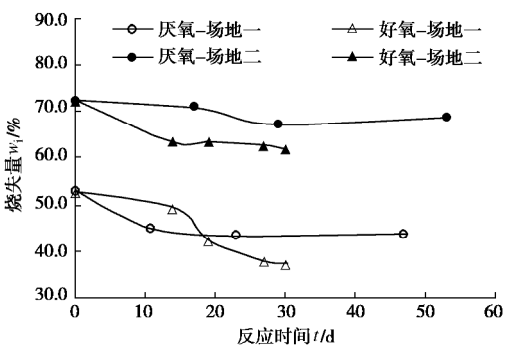


图8 烧失量与反应时间的关系

Fig. 8 Relationship between ignition loss and reaction time

从图8中可以看出,经过分解,好氧和厌氧环境中泥炭土有机质含量均有一定程度的减少。厌氧环境中,经过50d左右,场地一泥炭土有机质含量减少了9.4%,场地二的减少量约为3.6%;而且这种下降趋势在一定时长后就不明显了。相比厌氧环境而言,好氧条件下泥炭土烧失量下降更显著,30d左右时,场地一泥炭土有机质含量减少了15.6%,场地二的减少量约为10.3%。

(2) 界限含水率变化规律

图9为场地一泥炭土界限含水率随反应时间的变化情况。因纤维泥炭土中含有大量残余纤维,对锥入法及搓条法所得数据产生极大干扰,很难反应实际情况,故界限含水率测试不适用于纤维泥炭土^[27]。因此场地二泥炭土未做界限含水率试验。

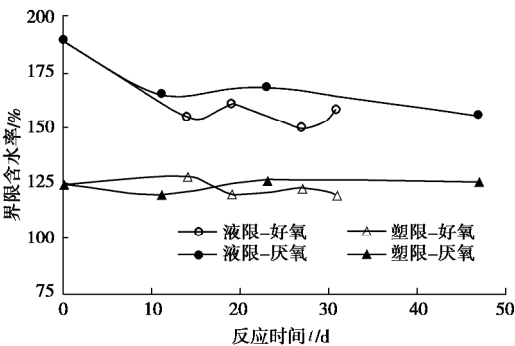


图9 界限含水率与反应时间的关系

Fig. 9 Relationship between limit water content and reaction time

从图9中可以看出,经过分解作用,泥炭土的液限随着反应时间增加有较为明显的下降,塑限也有一定的变化,但变化幅度不大且无规律性。这种变化是由于有机质降低导致的。图10为分解过程中有机质含量与界限含水率的关系,从中可知,液限及塑限与有机质含量之间大致呈现了线性相关,且塑限增大的幅度小于液限;该规律和天然泥炭土的基本一致^[28-29]。

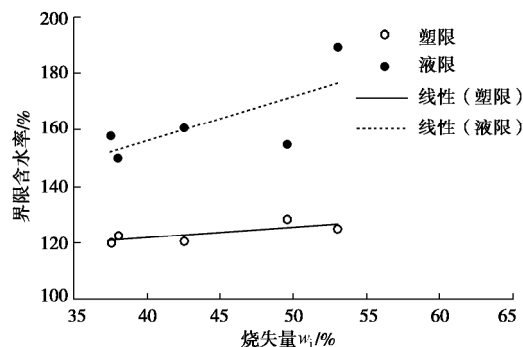


图 10 界限含水率与有机质含量的关系

Fig. 10 Relationship between limit water content and organic matter content

(3) 分解前后泥炭土一维固结蠕变特性变化规律

图 11 为不同分解时长的泥炭土的 $e - \lg t$ 一维固结, 可以看出不同分解时长的土样的 $e - \lg t$ 曲线形态有较大的差异。分解期越长, 压缩固结过程中孔隙比 e 的减小幅度越小。 $e - \lg t$ 曲线形态大多为反 S 型, 即荷载作用下, 孔隙比 e 初始阶段变化较大, 之后出现明显的拐点, 拐点后的 $e - \lg t$ 曲线接近直线, 其斜率称为次固结系数 C_{α} 。图 12 为不同分解时长的泥炭土的次固结系数, 从图中可以看出, 两个场地泥炭土的次固结系数均有所下降。其中, 场地二泥炭土的次固结系数由最初的 0.33 下降至 30 d 时的 0.25。这表明泥炭土的次固结变形得到了较好的改善, 这对解决泥炭土地基工后沉降难题有一定的现实意义。

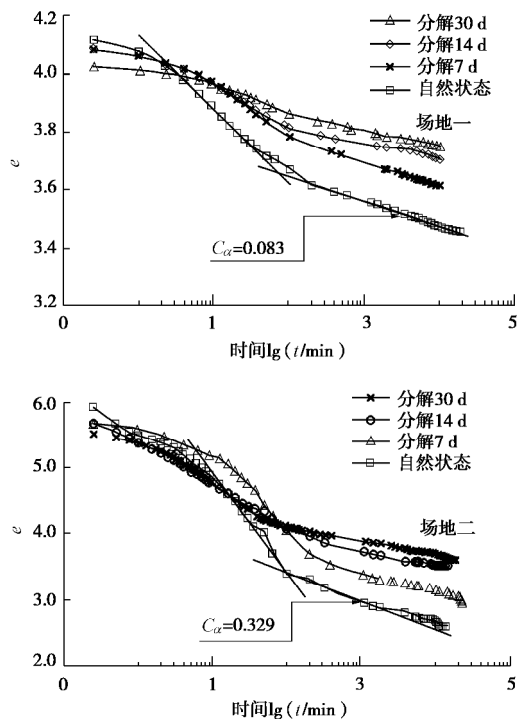
图 11 $e - \lg t$ 曲线与分解时长的关系

Fig. 11 Relationship between time of degradation and the $e - \lg t$ curve

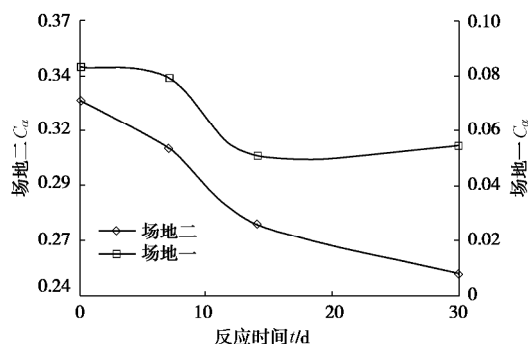


图 12 次固结系数与分解时间的关系

Fig. 12 Relationship between secondary consolidation coefficient and reaction time of degradation

需要特别指出的是, 因试验中采用了平行样来探讨生化反应的时间效应, 而泥炭土的组分及结构随机性很大, 试样间的差异难免, 这可能是造成以上界限含水率、烧失量及其他指标数据波动的原因, 但仍不难从中获得规律。

4 新技术的特点分析及其理论研究、应用前景展望

泥炭土是较棘手的特殊土, 传统的地基处理方法对其并非都有理想效果。比如: 有机酸会阻碍及延缓水泥的水化反应, 化学固化在泥炭土中容易失效; 采用管桩费用过高等问题。因此, 探索新型泥炭土地基加固技术很有必要。富含有机质是导致泥炭土工程性质差的主要原因。理论上, 如果能消除或者减少有机质, 则泥炭土工程性质必向好的方向发展。新技术原理是利用土中天然存在的功能菌群, 通过微生物技术增加它们的数量、强化活性, 加快新陈代谢, 从而加快有机质分解速率, 达到改良其工程性质的目的。

(1) 新技术的特点分析

土壤有机质是土中各种含碳化合物的总称, 包含未分解、半分解动植物残体、微生物体和腐殖质。腐殖质又包含非腐殖物质和腐殖物质^[30]。非腐殖物质是有特定物理化学性质、结构已知的有机化合物; 其中, 碳水化合物 (包括糖、醛和酸) 占有机质的 5%~25%; 此外还包括氨基糖、蛋白质和氨基酸、脂肪、蜡质、木质素、树脂、核酸和有机酸等。腐殖物质是非晶形高分子有机化合物, 是有机质中最难生物分解的^[30]。综上所述, 利用微生物改良泥炭土的效果和土中有机质的组分密切相关; 有机质的成分会直接影响分解速率和程度。泥炭土不仅仅是被改良的对象, 而且是生化反应的主要参与者。前文中, 场地一泥炭土有机质主要是腐殖质, 场地二泥炭土有机质中除了腐殖质外, 包含了较多残余纤维。这些差异可能是造成两个场地泥炭土产气量、产气速率, 以及烧失量变化量等一系

列试验结果不同的主要原因。

自然状态下,泥炭土有机质成分极为复杂多变,这就决定了单一菌种难以胜任对所有种类有机质都能有效分解。也就很难像现有微生物岩土技术那样,通过引入某特定种类的细菌,利用某种微生物过程,实现某种工程目的。比如采用巴氏芽孢杆菌来实现微生物诱导碳酸盐沉积(MICP)进行地基加固或大坝防渗等。考虑到泥炭土中的原生细菌是历经长期的自然选择而存活下来的,是物竞天择的结果,对所处的环境适应性最好。因此,从待改良泥炭土中提取出的细菌分解有机质的潜力较大。另外,没有引入外源细菌,能消除人们的顾虑,属于生态友好型的地基处理方法。

(2) 理论研究展望

在理论研究方面,重点应放在以下几点:①从技术创新的角度,尚需在不同地区采取更多不同类型泥炭土进行类似试验,积累宝贵数据。②从岩土工程的角度,全面评估微生物技术改良泥炭土的效果。对改良后泥炭土的强度、变形及渗透性进行系统研究,特别是要明确泥炭土工程性质随反应时间的变化规律。③从工程应用的角度,尚需明确分解速率的影响因素。凡是能影响细菌活动及其生理作用的因素都会影响有机质的分解速率,主要包括:温度、土壤水分和通气情况、植物残体的特性、土壤特性^[30]。化繁为简,可结合实际工程行为概化为几个重要环境因素,包括地下水升降(用地下水干湿循环次数及周期模拟)、酸碱度变化(用 pH 值改变模拟)、温度变化、营养物质交换(用 C:N 比变化模拟)。④从微生物学角度,探究对有机质分解有效的细菌种类。目前为止,土壤细菌种类还像一个尚未完全解密的黑箱。但有针对性地开展一些微生物辨识工作是很有益的。当然,这已经不属于传统土力学的研究范畴,必须借助微生物学领域专业人士的力量。

(3) 应用前景展望

设想微生物改良泥炭土地基的具体实施过程(图 13):①在拟处理地基中布设抽水井和注水井,抽水井布设形状可以是三角形或矩形等,注水井布设在抽水井平面位置的中心;井深根据待处理泥炭土层厚度而定。采用 PVC 管连接抽水井和注水井,形成独立的抽、注水系统。②试验室制备好富集菌液,从注水系统注入,由抽水系统抽出,在注水井和抽水井间形成水头差,使得富集菌液在待处理泥炭土中形成渗流,均匀流过待处理土层,细菌吸附在土中。③通过注水井注入含氧纯水或者其他营养液,以维持土中微生物的数量和活性。此外,定期取土样检测土中细菌数量,必要时还可以通过注入高浓度菌液来增补土中细菌数量。

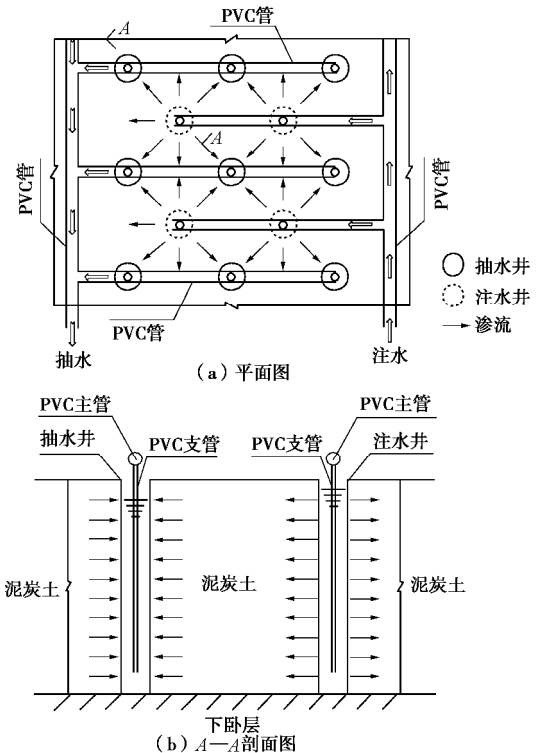


图 13 微生物技术改良泥炭土地基施工技术设计

Fig. 13 Design of construction technology of improving peaty soil ground by biogeotechnology

前文提出的方法属于原位分解,即在不经搅动、挖出的情况下,对泥炭土地基进行改良。根据现有微生物岩土技术的研究成果,普遍认为当土的渗透性较低时,效果可能较差。这是因为细菌在土壤中的生存和繁殖需要空间。因此,微生物岩土技术处理的对象,大部分都是砂土、砾土等粗粒土;对细粒土的处理,往往需要采用机械搅拌等方法^[31]。本文建议原位处理的方式,是由泥炭土的特性决定的。天然状态下,泥炭土孔隙比 e 通常能到 3~8,甚至高达 12。这是因为:①泥炭土中包含的未分解植物纤维,易形成架空多孔结构,分解度愈低,则结构愈疏松^[1, 32]。②腐殖质-黏粒团聚体具有松软、多孔、絮状的特性。另外,研究表明泥炭土具有较好的渗透性^[1, 8]。一般情况下,残余纤维含量高的低分解泥炭土渗透系数 k_v 在 $10^{-4} \sim 10^{-5} \text{ cm} \cdot \text{s}^{-1}$;腐殖质为主的无定形泥炭土初始渗透系数 k_v 数量级在 $10^{-5} \sim 10^{-7} \text{ cm} \cdot \text{s}^{-1}$ 的范围。这表明,泥炭土基本具备原位分解的条件。

(4) 新技术实施中可能存在的问题

利用微生物技术处理泥炭土地基,需要关注有机质分解后带来的附加沉降问题。在农学和环境科学领域,较早注意到这个问题。例如,在泥炭沼泽地区排水造田时,有机质分解导致的次压缩量甚至超过了主固结沉降量^[33]。Franzen^[34]在瑞士 Komosse Bog 地区观测到的泥炭沼泽地面因有机质分解而沉降的速率超

过 $3.5 \text{ mm} \cdot \text{a}^{-1}$, 诱发因素包括气候变化、地下水作用和营养物质供应等。生物分解被认为是诱发加利福利亚 Sacramento-San Joaquin 三角洲沼泽地次压缩沉降的重要因素之一, 占到总压缩沉降量的 55%~80%^[35]。

从岩土工程角度来看, 有机质分解成水和气体后必然带来固体物质的损失, 在宏观上表现为相应的附加沉降, 因此, 本技术可能更适合新建场地, 对既有建构筑物地基的加固处理需要谨慎。此外, 就技术本身而言, 它的根本作用是降低有机质含量从而改善土性。而场地地基的承载能力及变形特性不仅和土性有关, 还涉及到土的密实度、干湿度、固结度、扰动程度等; 要达到泥炭土地基处理的目的, 有可能除了前期微生物改良处理之外, 还需辅以堆载、碾压、强夯、复合地基等其他后续处理手段。

5 结 论

(1) 厌氧环境下, 高浓度菌液浸泡的泥炭土生物气产量比纯水浸泡的有明显的提高, 产气动力学特征符合修正的 Gompertz 模型。微生物气体主要成分为甲烷 (CH_4) 的有机气体, 表明泥炭土中发生了厌氧发酵。

(2) 好氧环境下, 微生物分解 30 d 左右时, 泥炭土烧失量有较大幅度的减少, 减少量比厌氧环境下显著。

(3) 界限含水率试验表明, 泥炭土液限随微生物分解反应时间的增大有所降低, 塑限变化幅度不大且无明显的规律。

(4) 一维固结蠕变试验表明, 泥炭土的次固结系数 C_α 随微生物分解反应时间的增长有所降低, 表明其蠕变性得到明显改善。

(5) 微生物扩增技术有望发展为一项生态友好型的泥炭土地基新型处理方法; 加固泥炭土地基有望发展成为微生物岩土技术一个潜在的应用领域。

微生物处理技术尚处于初步探索阶段, 研究手段还局限于室内试验, 要实现工程应用还需大量系统和深入的研究工作, 并经过实际工程的检验。

致 谢: 本文的试验方案设计得到了南京水利科学研究院谈叶飞博士的指导; 文中微生物提取及培养等工作主要在江苏省疾病预防控制中心病原微生物研究所完成; 还有部分工作是在昆明理工大学食品安全技术研究所程桂广博士、生命科学与技术学院陈伟博士的帮助下完成的, 在此一并感谢!

参考文献:

[1] WONG L S, HASHIM R, ALI F H. A review on hydraulic

conductivity and compressibility of peat[J]. Journal of Applied Sciences, 2009, **9**(18): 3207 - 3218.

[2] HUAT B B K, KAZEMIAN S, PRASAD A, et al. State of an art review of peat: general perspective[J]. International Journal of Physical Sciences, 2011, **6**(8): 1988 - 1996.

[3] 黄昌勇, 徐建明. 土壤学[M]. 北京: 中国农业出版社, 2010. (HUANG Chang-yong, XU Jian-ming. Soil Science[M]. Beijing: China Agriculture Press, 2010. (in Chinese))

[4] HOBBS N B. Mire morphology and the properties and behaviour of some British and foreign peats[J]. Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology, 1986, **19**(1): 7 - 80.

[5] MATTHIESN H. State of Preservation and Possible Settling of Cultural Layers below Bredsgarden and Bugaden Tenements[R]. Bryggen: Department of Conservation/National Museum of Denmark, 2004.

[6] YAMAGUCHI H, OHIRA Y, KOGURE K. Volume change characteristics of undisturbed fibrous peat[J]. Soils and Foundations, 1985, **25**(2): 119 - 134.

[7] ZWANENBURG C. The influence of anisotropy on the consolidation behaviour of peat[D]. Delft: Delft University of Technology, 2005, **26**(2): 229 - 250.

[8] 桂 跃, 付 坚, 吴承坤. 高原湖相泥炭土渗透特性研究及机制分析[J]. 岩土力学, 2016, **37**(11): 3197 - 3207. (GUI Yue, FU Jian, WU Cheng-kun, et al. Hydraulic conductivity of lacustrine peaty soil in plateau areas and its mechanism analysis[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, **37**(11): 3197 - 3207. (in Chinese))

[9] MESRI G, STARK T D, AJLOUNI M A, et al. Secondary compression of peat with or without surcharging[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1997, **123**(5): 411 - 421.

[10] SANTAGATA M, BOBET A, JOHNSTON C T, et al. One-dimensional compression behavior of a soil with high organic matter content[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2008, **134**(1): 1 - 13.

[11] PRICE J S, CAGAMPAN J, KELLNER E. Assessment of peat compressibility: is there an easy way?[J]. Hydrological Processes, 2010, **19**(17): 3469 - 3475.

[12] ANDERSLAND O B, KHATTAK A S, AL-KHAFI A W N. Effect of organic material on soil shear strength[J]. Astm International, 1981, **740**: 226 - 242.

[13] YAMAGUCHI H, OHIRA Y, KOGURE K, et al. Undrained shear characteristics of normally consolidated peat under

- triaxial compression and extension conditions[J]. *Soils and Foundations*, 1985, **25**(3): 1 - 18.
- [14] KELLY O. Compression and consolidation anisotropy of some soft soils[J]. *Geotechnical and Geological Engineering*, 2006, **24**(6): 1715 - 1728.
- [15] MITCHELL J K, SANTAMARINA J C. Biological considerations in geotechnical engineering[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2005, **131**(10): 1222 - 1233.
- [16] O'KELLY B. Effect of decomposition on the compressibility of fibrous peat[J]. *Geotechnical Special Publication*, 2012, **8**(4): 4329 - 4338.
- [17] WARDWELL R E, CHARLIE W A, DOXTADER K A. Test method for determining the potential for decomposition in organic soils[J]. *Astm Special Technical Publication*, 1983(820): 218 - 229.
- [18] PICHAN S, KELLY O. Stimulated decomposition in peat for engineering applications[J]. *Ground Improvement*, 2013, **166**(G13): 168 - 176.
- [19] ROBERT D W. Performance of fill that contains organic matter[J]. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 1994, **8**(4): 264 - 273.
- [20] WARDWELL R E. Secondary Compression of Organic Soils with Fiber Degradation[D]. Fort Collins: Colorado State University, 1980.
- [21] WARDWELL R E, CHARLIE A W, DOXTADER K A. Test Method for Determining the Potential for Decomposition in Organic Soils[M]. New York: Testing of Peats and Organic Soils. ASTM International, 1981.
- [22] BERRY P L. Application of consolidation theory for peat to the design of a reclamation scheme by preloading[J]. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 1983, **16**(2): 103 - 112.
- [23] HUANG P, PATEL M, SANTAGATA M C, et al. Classification of Organic Soils[R]. West Lafayette: Purdue University, 2009.
- [24] KELLY O, BRENDAN C, PICHAN S P. Effects of decomposition on the compressibility of fibrous peat: a review[J]. *Geomechanics and Geoengineering*, 2013, **8**(4): 286 - 296.
- [25] BOOK A A. Standard classification of peat samples by laboratory testing (D4427-84)[J]. *ASTM, Section*, 1985, **4**: 883 - 884.
- [26] 桂 跃, 吴承坤, 赵振兴, 等. 微生物分解有机质作用对泥炭土工程性质的影响[J/OL]. *岩土力学*, DOI: 10.16285/j.rsm.2019.1122. (GUI Yue, WU Cheng-kun, ZHAO Zhen-xing, et al. Effects of microbial decomposing organic matter on engineering properties of peaty soil[J/OL]. *Rock and Soil Mechanics*, DOI: 10.16285/j.rsm.2019.1122. (in Chinese))
- [27] KELLY O, BRENDAN C. Atterberg limits are not appropriate for peat soils[J]. *Geotechnical Research*, 2015, **2**(3): 123 - 134.
- [28] BOOTH J, DAHL A. A note on the relationships between organic matter and some geotechnical properties of a marine sediment[J]. *Marine Geotechnology*, 1985, **6**(3): 281 - 297.
- [29] HUAT B B K, ASADI A, KAZEMIAN S. Experimental investigation on geomechanical properties of tropical organic soils and peat[J]. *American Journal of Engineering & Applied Sciences*, 2009, **2**(1): 184 - 188.
- [30] 陈怀满. 环境土壤学[M]. 北京: 科学出版社, 2010. (CHEN Huai-man. *Environmental Soil Science*[M]. Beijing: Science Press, 2010. (in Chinese))
- [31] 何 稼, 楚 剑, 刘汉龙. 微生物岩土技术的研究进展[J]. *岩土工程学报*, 2016, **38**(4): 643 - 653. (HE Jia, CHU Jian, LIU Han-long, et al. Research advances in biogeotechnologies[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2016, **38**(4): 643 - 653. (in Chinese))
- [32] MESRI G, AJLOUNI M. Engineering properties of fibrous peats[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2007, **133**(7): 850 - 866.
- [33] BURLAND J, CHAPMAN T, SKINNER H D, et al. ICE manual of geotechnical engineering[J]. *Transport*, 2012, **165**(2): 79 - 79.
- [34] FRANZEN L G. Increased decomposition of subsurface peat in Swedish raised bogs: are temperate peatlands still net sinks of carbon?[J]. *Mires and Peat*, 2006(3): 1 - 16.
- [35] DREXLER J Z, FONTAINE C S D, DEVEREL S J. The legacy of wetland drainage on the remaining peat in the Sacramento-San Joaquin Delta, California, USA[J]. *Wetlands*, 2009, **29**(1): 372 - 386.

DOI: 10.11779/CJGE202002009

软土地层管幕群顶进的相互作用及闭合姿态的实测分析

何君佐¹, 廖少明¹, 陈立生², 程池浩¹

(1. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092; 2. 上海城建市政集团有限公司, 上海 200000)

摘要: 管幕群在地下穿越工程中对保护穿越对象发挥着关键作用。为了施工形成严格封闭的管幕群, 需要每根顶管进行高精度的顶进施工, 而众多相邻顶管顶进的相互作用极为复杂, 导致每根顶管的姿态变化及管幕群最终闭合误差呈现不确定性。依托于某大型“管幕-箱涵”工法顶进穿越中环线工程项目, 采用实时监测手段对管幕群顶进过程中各钢管的姿态与变形进行了记录, 在此基础上分析研究了各类钢管在顶进过程中的相互作用以及管幕群贯通闭合后的姿态与变形规律。结果表明: ①顶管之间的相互作用体现为先施工顶管(先管)对后顶进钢管(后管)姿态的约束、导向作用, 相对偏差大致控制在4 cm以内; ②受到钢管纵向刚度的影响, 70%钢管姿态纠偏明显滞后于机头姿态变化, 前期偏差累积较大, 在末端顶管刚度随长度增加而减少, 在强行纠偏下, 顶管偏差变化幅度较大; ③管幕群的闭合姿态在始发端及加固区段均保持良好; 在中段各钢管出现明显变化, 甚至部分钢管间拉开较大; 在接收端, 大部分钢管偏移相对减小。

关键词: 管幕; 刚度效应; 导向效应; 滞后效应; 约束效应

中图分类号: TU447

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)02-0279-10

作者简介: 何君佐(1995—), 男, 博士, 主要从事地下工程施工控制等方面的科研工作。E-mail: 1810755@tongji.edu.cn。

Field investigations on interaction between jacking pipes and closure of pipe roofs in soft ground

HE Jun-zuo¹, LIAO Shao-ming¹, CHEN Li-sheng², CHENG Chi-hao¹

(1. Department of Underground Architecture and Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Shanghai Urban

Construction Municipal Group Co., Ltd., Shanghai 200020, China)

Abstract: The pipe roofs play a key role in protecting the passing objects in underground crossing projects. In order to construct a strictly closed pipe roof, high jacking precision of each pipe is required. However, the jacking interaction of various adjacent pipes is extremely complicated, which brings uncertainty to the attitude change of each pipe jacking and the final closure error of the pipe roof. This study relies on a certain project crossing a middle ring line by the large-scale ‘pipe roof-box culvert’ method and uses the real-time monitoring approach to record the attitude and deformation of each steel pipe during the jacking process of the pipe roof. Based on the measured data, the interaction of various pipes in the process of jacking as well as the attitude and deformation of the closed pipe roof is analyzed. The results show that: (1) The interaction between the pipes is reflected by the constraint and guiding effects of the previous pipe jacking (anterior pipe) on the attitude of the rear jacking pipe (posterior pipe), and the relative deviation is generally controlled within 4 cm. (2) Affected by the longitudinal stiffness of the steel pipe, the attitude correction of 70% pipes lags behind the machine head which results in relatively large accumulative deviation at the previous stage, but with the decrease of the longitudinal stiffness, the attitude of the pipe changes sharply at the receiving terminal under hard correcting. (3) The attitude of closed pipe roof is well maintained at the originating terminal and the reinforced zone. An obvious change occurs in the middle section, and some pipes even have a large distance among them. Finally, at the receiving terminal, the deviation of most pipes is relatively reduced.

Key words: pipe roof; stiffness effect; guiding effect; lag effect; constraint effect

0 引言

管幕法是依靠小口径顶管机进行单管顶进, 管与管之间以锁扣相连, 形成断面内封闭或半封闭形式的管幕, 最后在管幕围护下建设大断面地下空间的一种

非开挖施工技术。该工法在城市基础设施建设中具有以下特殊优势^[1-2]: ①管幕法施工不影响城市地面交

收稿日期: 2019-04-24

*通信作者 (E-mail: liaosm@126.com)

通;②能有效控制地面沉降;③适用于浅埋大断面地下工程暗挖施工。

作为一种新型地下穿越施工方法,管幕法对周围环境的扰动影响一直是许多学者研究重点。魏纲^[3]通过解析解、数值模拟对钢管顶进引起的环境扰动进行了大量深入的研究。Bae 等^[4]利用均质化方法为管幕注浆法加固隧道建立了与之相适应的弹塑性有限元分析数学框架。Shi 等^[5]依托于隧道下穿衡阳—昆明高速公路,采用三维数值分析及现场试验的方法,研究了钢管幕中的力学响应。杨仙等总结了各种间距下先顶顶管对后顶顶管地表沉降的影响,建立了适用于管幕法施工地表沉降预测的修正 Peck 公式^[6],并结合实测数据,验证了公式的适用性^[7],并在文献[8]中对管幕法密排大直径钢管顶进的环境影响作出了大量总结。孙钧等^[9]应用三维数值分析程序,对顶管顶进施工所引起的地表变形位移进行了全过程的动态仿真模拟,并进行了人工神经网络滚动预测。苏荣军等^[10]为研究管幕顶进中不同工况条件下的地表沉降发展规律,采用现场试验方法,对管幕顶进时地表的初期沉降、累积沉降与工后沉降进行了分析。冼家驹等^[11]通过实测数据、模拟分析和理论计算的对比分析,认为除了土体损失之外,地下水涌水是管幕顶管工程中对周边环境影响最大的影响因素。

综上所述,以往关于管幕顶进的研究工作多集中在钢管顶进对环境扰动的理论预测和实测分析方面,而对管幕群各钢管顶进、贯通、闭合的动态施工过程讨论较少,尤其没有考虑带锁口钢管之间在管幕不同部位承接时姿态的相互作用。而在实际施工中,若每根钢管不能按设计要求顶进到位或扭转角度过大,可能导致管幕无法闭合,密封性能下降甚至丧失,并且不利于后续箱涵顺利推进,进而引发后续施工困难、环境扰动过大等严重后果。因此,有必要对管幕群顶进过程及贯通的姿态进行全面的实测分析。

本文依托于某超大断面“管幕-箱涵”工法顶进穿越中环线工程项目,对顶管姿态现场实测数据进行分析,对管幕群中顶管的相互关系进行分类,总结不同类型顶管的不同相互作用效应及管幕群贯通闭合后的姿态特征,以期对未来类似工程提供参考与借鉴。

1 工程背景与监测方法

1.1 工程概况

工程采用超大断面“管幕-箱涵”工法施工,如图1所示。箱涵截面尺寸为宽 19.8 m,高 6.4 m,箱涵地道始末里程桩号为 K0+663—K0+749,长度为 86 m。始发井及接收井完成后,预先利用小口径顶管机,在

拟建箱涵位置的外周逐根顶进钢管,形成封闭的水平钢管幕。

整个管幕系统共需布置 62 根 $\phi 800$ 钢管(图2)。其中,下排钢管 24 根,编号为 D1~D24,轴线埋深约 14 m;上排钢管 24 根,编号为 S1~S24,轴线埋深约 6.7 m;左侧排钢管 7 根,编号为 Z8~Z2;右侧排钢管 7 根,编号为 Y7~Y1,底排及上排水平向钢管间隙为 81 mm,左右侧排垂直向钢管间隙为 92 mm。左右排钢管轴线间距约 20.8 m。每根钢管顶进长度为 86 m。



图1 管幕-箱涵下穿工程示意图

Fig. 1 Underground crossing project of pipe roof-box culvert

综合环路及管线保护、管幕成形质量(建筑空隙)、施工进度和便利性等方面考虑,管幕钢管顶进顺序如图2所示。其中水平向钢管先施工底排,后施工顶排,同一排钢管逐根顶进,由中间向两边围绕先顶顶管的左右交错顶进,两边由角部向中间顶进直至闭合。

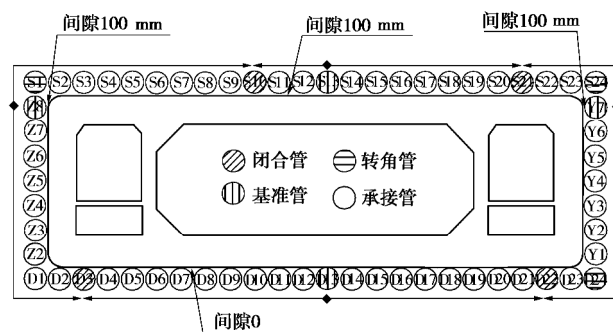


图2 管幕-箱涵施工段穿越中环线断面图

Fig. 2 Cross section of pipe roof-box culvert

为保证钢管幕的封闭性和止水性,采用内插式雌雄锁口。钢管雌口开口 44 mm,钢管雄口为 T 字型。根据钢管雌雄口的位置与数量的不同,管幕钢管共分为基准管、承接管、转角管、闭合管 4 种类型,详见图3。

为保证管幕钢管始发及接收时洞口的稳定性及防水要求,洞口土体需采取三轴搅拌桩加固措施,始发段土体加固区为始发井墙后 8 m,接收段土体加固区为接收井墙后 6 m。

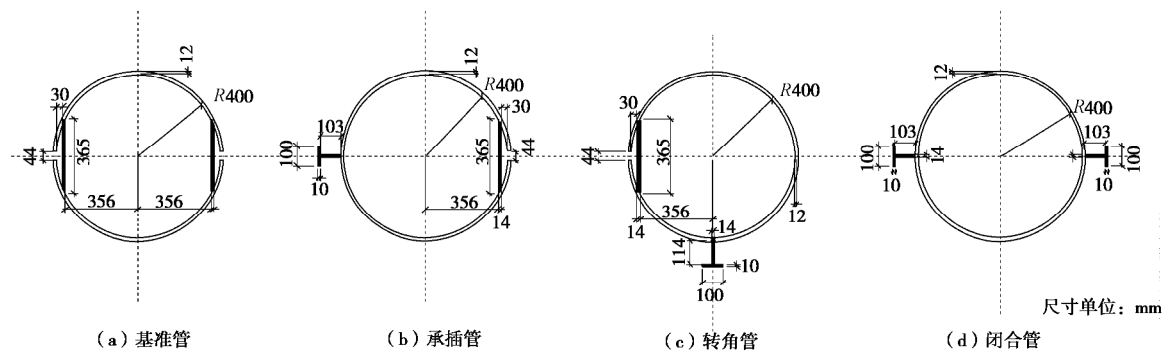


图 3 各类型管幕钢管示意图

Fig. 3 Types of different pipes

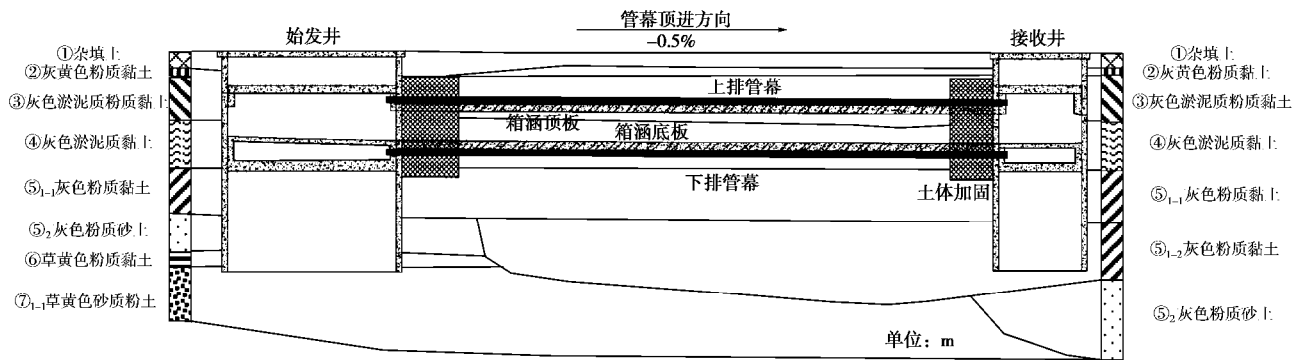


图 4 管幕穿越地层纵剖面图

Fig. 4 Longitudinal section of pipe roof-culvert jacking through strata

表 1 地层参数

Table 1 Parameters of strata

层序	地层名称	重度/($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	孔隙比	含水率/%	压缩模量/MPa	侧压力系数	黏聚力/kPa	内摩擦角/($^{\circ}$)
③	淤泥质粉质黏土	17.6	1.144	40.6	3.09	0.48	12	18.0
④	淤泥质黏土	16.8	1.406	50.0	2.20	0.59	11	11.5

1.2 地质条件

根据详勘阶段地质勘查报告^[12],本工程拟建场地西侧为正常沉积区,东侧为古河道地层沉积区。主要由饱和黏性土、粉性土、砂土组成,具有成层分布特点。地质纵剖面图如图 4 所示。由图 4 可见,上排钢管幕处在③号淤泥质粉质黏土,底排钢管幕多处于④号淤泥质黏土中。穿越土层参数如表 1 所示。

1.3 监测方法

机头偏差与钢管轴线偏差的实测数据来源于顶进过程中激光导向系统的自动测量记录及人工复测。刀盘偏差每顶进 1~2 m 记录一次,轴线偏差每顶进 2.5 m 记录一次。记录偏差正向规定如图 5 所示,水平偏差以右偏为正,高程偏差以上偏为正,扭转偏差以顺时针为正。

每根顶管偏差表示以 D1 为例,其水平绝对偏差记为 X_{D1} ,绝对高程偏差记为 Y_{D1} ,绝对扭转偏差记为 θ_{D1} 。每根顶管顶进时刀盘偏差表示以 D1 为例,其水平绝对偏差记为 X'_{D1} ,绝对高程偏差记为 Y'_{D1} ,绝对扭

转偏差记为 θ'_{D1} 。

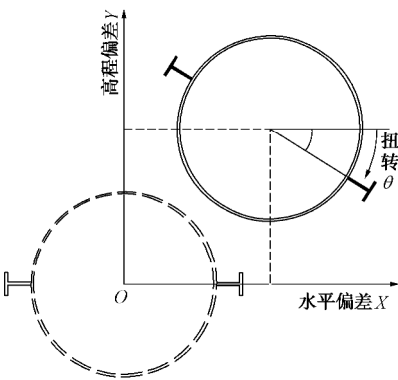


图 5 顶管偏差方向规定

Fig. 5 Direction rules for deviation of jacking pipe

1.4 钢管幕顶进工艺控制措施

当钢管幕顶进偏差大时,会导致锁口角钢变形和脱焊,管幕无法闭合,甚至会导致箱涵卡住,无法顶入。因此,顶管顶进过程中,需要严格控制顶管的水平和高程方向的顶进精度(高程偏差 $\leq \pm 3$ cm,水平

偏差 $\leq \pm 3$ cm)。同样,为了防止钢管幕顶进锁口的碰撞,需要严格控制顶管顶进过程中钢管的扭转(扭转偏差 $\leq \pm 2^\circ$)。

为保证顶管轴线精度,在其后方导轨处加设了龙门架抱箍,抱箍通过上方3个螺栓拧紧,使得下部滑轮与钢管外壁紧贴,并使钢管顶进过程中,始终保持与导轨紧贴,而设置的滑轮对于顶进阻力的增加影响不大,因此避免了钢管因连接误差、放置误差、千斤顶受力偏心等因素造成钢管姿态偏差和轴线偏差。

为防止钢管扭转,在钢管后端部采用正环形限扭顶铁装置,在钢管尾部焊接钢片,使钢片与正环形顶铁面板上的止转块贴紧。顶进时,后续专用顶铁放置在正环形顶铁之后,正环形顶铁与钢管同时前进,以此实现钢管限扭。另外,正环形顶铁控制顶进的偏心度,保证顶推合力的方向与管道轴线方向一致。当单节钢管顶进完毕,焊接时,将钢片割除。

在顶进过程中,应以激光导向系统为根据,不断通过调整千斤顶油缸行程差,对钢管顶进姿态进行纠偏,通过控制掘进机刀盘转向及转速,对在掘进时产生的转矩进行纠扭。当刀盘反转向调整机头偏转无效时,可在机内一侧压重,以达到纠正偏转的目的。

2 管幕群相邻顶管之间相互作用机理

2.1 相邻管顶进相互作用关系分类

在管幕群顶进中,有不同类型的顶管起到不同的作用,相邻顶管类型不同、相对位置不同,相互之间的影响作用自然不同。为便于讨论它们之间的相互作用,根据本工程中先顶顶管(先管)与后顶顶管(后管)的相互位置关系及钢管类型进行分类。

位置关系可根据后管相对先管的距离及角度讨论,如图6所示,图中水平线通过先管几何中心点, φ 为先后顶管连线与水平线的夹角,并以逆时针转动为正, d 为先后顶管圆心距离。

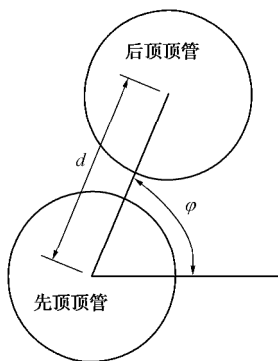


图6 后管与先管相对位置关系

Fig. 6 Position of posterior pipe relative to anterior pipe

在本工程中,管幕群断面为矩形,且两侧顶管都是由上往下顶进,故 φ 仅有 0° , 180° 以及 270° 3个取值, 0° 及 180° 称为水平关系, 270° 称为竖直关系。根据前述可知,水平关系中 $d=493$ mm,竖直关系中 $d=504$ mm。结合基准管、承插管、转角管、闭合管4种顶管类型(图3),可将相互作用位置关系分为水平承插、竖直承插、转角承插及水平闭合4种类型,详见图7。据此将钢管顶进分为水平承插、竖直承插及基准管顶进3种工况,分析顶管顶进时姿态的相互作用效应。其中,在本工程中,考虑到顶进顺序,转角承插与竖直承插及水平承插与水平闭合分别几乎完全一致,故可合并讨论。而基准管的顶进因为是单根管顶进,没有邻近管影响,故可作为分析中的对照组。

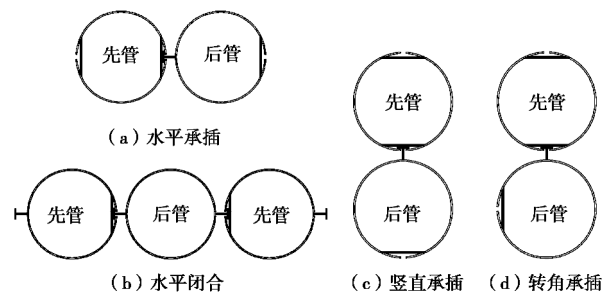


图7 先后管作用关系

Fig. 7 Relationships of interaction between anterior pipe and posterior pipe

2.2 相邻管先后顶进相互作用效应

通过现场实测和理论分析发现,由于相邻顶管之间存在纵向锁口且管节之间采用刚性连接(焊接形式),相邻顶管之间的相互作用体现为约束效应、导向效应、刚度效应以及滞后效应。

(1) 约束效应

记先顶顶管水平偏差为 X_a ,竖直偏差为 Y_a ,后顶顶管水平偏差为 X_p ,竖直偏差为 Y_p 。

如图8(a)所示,由于管幕管排间带有内插式雌雄锁口,先顶顶管的雌口会对后顶顶管的T字型雄口起到进行约束,将T字型雄口的平动及转动控制在一定范围以内(阴影部分),进而限制T字型雄口所连接的后顶顶管贯通姿态偏移,而在后管偏移被先管约束的同时,也会因为反作用力使先管产生一定的偏移。具体表现如下:①后顶顶管贯通姿态偏差将与先顶顶管姿态相对偏差必然在一定范围以内,且偏差变化趋势大体相近。其中先顶顶管的水平、高程贯通姿态偏差越大对后顶顶管的水平、高程贯通偏差越大(图8(b))。②先管贯通姿态的扭转较大时,会使后管贯通姿态在垂直于接口方向上的产生较大相对位移,而在平行于接口方向上相对位移较小(图8(d))。③在先

后管相对平动较小时, 先管的扭转会造成后管向相反方向扭转 (图 8 (c)), 而在先后管相对平动较大时, 先管的扭转会使后管往同一方向扭转 (图 8 (d))。④在先顶顶管贯通姿态较精确时, 可以对后顶顶管贯通偏差起到控制作用, 但在先顶顶管贯通姿态偏差较大时, 反而会迫使后顶顶管偏离设计轴线。

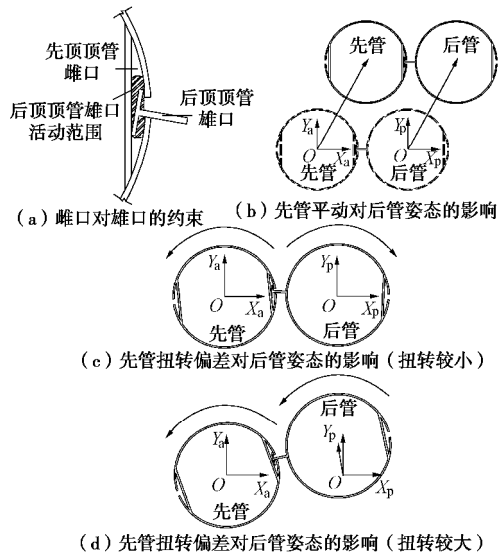


图8 约束效应示意图

Fig. 8 Schematic graph of constraint effects

(2) 导向效应

导向效应与约束效应产生机理相似, 均是由先顶顶管的雌口对后顶顶管的 T 字型雄口的作用所产生, 但不同的是约束效应是在后管姿态产生变化时被动产生, 且会对先管产生反作用, 而导向效应则是在后顶顶管顶进的过程中, 为保证后管雄口套在先管雌口以内, 在先管贯通后, 雌口位置对后管刀盘顶进轴线提出的要求, 属于主动控制, 且对先顶顶管没有反作用。因此, 后管刀盘偏差与先管姿态偏差的关系有如下特点: ①后管刀盘的水平及高程偏差将与先管对应的贯通平动偏差呈正相关, 而在垂直于接口方向的偏差与先管的扭转呈负相关; ②在先顶顶管贯通姿态较精确时, 可以对后顶顶管刀盘偏差起到控制作用, 但在先顶顶管贯通姿态偏差较大时, 反而会迫使后顶刀盘偏离设计轴线; ③因为后管顶进刀盘偏差也将直接影响到后管顶管贯通姿态偏差, 所以导向效应同时也会体现在先后管贯通姿态偏差的关系上。

(3) 刚度效应

施工中一根管幕钢管由 6, 7 个管节组成, 节间采用焊接连接, 相当于刚性连接, 使整个机头后方顶管形成一个整体, 纵向刚度较大, 这与常规顶管 (管节间为活动接头) 的姿态变化有本质不同。另外, 随着顶管顶进, 后方钢管长度逐步加大, 且经过不同的地

层, 其纵向刚度发生不同变化, 对姿态产生不同影响。如图 9 所示, 在始发端洞口定位约束及洞外加固区作用下, 顶管第一到第二节刚度大, 钢管姿态纠偏困难最大; 在顶进中段, 纵向刚度减小, 一般在钢管出洞顶进 2 节后纠偏才有效。在接收端, 由于前面偏差的累积效应, 当操作人员需要将其快速对准接收端口时, 后方管节长度较长, 顶管纵向刚度相对较小, 所以常会因强行纠偏而产生姿态突变的情形。

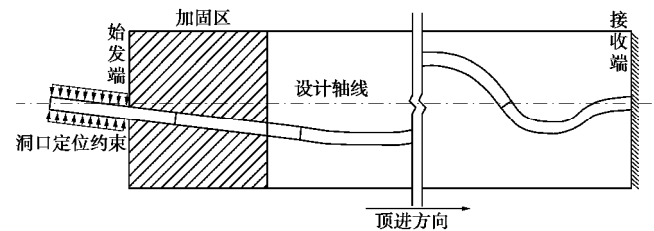


图9 刚度效应示意图

Fig. 9 Schematic graph of stiffness effects

(4) 滞后效应

在顶管顶进过程中, 由于后续顶进管节在土层中受到了周围土体抗力的约束, 导致在机头纠偏时, 前端顶管的姿态受到后续管节的影响, 变化幅度一般小于顶管机头姿态变化幅度, 后端管节姿态变化也落后于前端管节 (图 10), 即顶管纠偏滞后于机头纠偏。因此, 要达到预期姿态, 纠偏需要提前量。

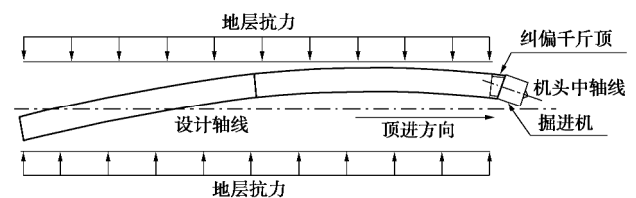


图10 滞后效应示意图

Fig. 10 Schematic graph of lag effects

3 管幕群顶管相互作用实测分析

以下分别对水平承插管及竖直承插管两种主要类型顶管, 在管幕群顶进过程中的相互作用与姿态变化规律进行实测分析。

3.1 水平承插管

以 D13 及 D14 为例, D13 为作为对照的基准管, D14 为 D13 的邻水平承插顶管, 图 11 为顶管偏差随顶进距离的变化曲线。由图 11 (a) 可见, D14 贯通姿态及刀盘顶进姿态的水平偏差随顶进距离变化趋势与 D13 贯通姿态水平偏差极为相似, 但偏差幅度略小, 三者在顶进初期几乎重合, 但随着顶进距离增加 (50 m 以后), 三者的绝对偏差及相对偏差都开始增大, 在末端突变较明显, 图 11 (b) 所反映的高程偏差变化规律也与此相同, 这一方面说明了在顶进初期

先顶管对水平承插顶管无论在水平方向还是在竖直方向均有较强的约束及导向作用,但随着顶进距离增加,这种约束及导向效应逐渐减弱,另一方面也体现出了顶管在始发端及接收端的不同刚度效应,其中 D13 在接收端的刚度效应尤为明显,这是由于基准管顶进时没有相邻顶管的约束及导向作用。

对于扭转偏差,结合图 11 (b), (c), 可见 D14 在高程相对偏差较小时 (50 m 以前), 扭转方向在多数情况下与 D13 扭转方向相反,而在高程相对偏差较大时 (50 m 以后), 扭转方向及幅度大致与 D13 相同。

同时,图 11 (d) 作出了 D13、D14 的顶管姿态相对高程偏差与刀盘姿态相对高程偏差 ($Y_{D14}-Y_{D13}$, $Y'_{D14}-Y'_{D13}$) 以及 D13 顶管姿态的扭转偏差三者随顶进距离变化的曲线,可以看出,当 D13 扭转角度较小时, D14 的顶管与刀盘相对高程偏差均无明显规律,而 D13 扭转角度较大时 (绝对值超过 2°), 无论是 D14 的顶管还是刀盘,均会在 D13 顶管姿态顺时针转动时 (75 m 附近) 相对 D13 顶管向下偏移,而在 D13 顶管姿态逆时针转动时 (30 m 附近), 相对 D13 顶管向上偏移,反映了先管扭转的约束与导向作用对后管平动偏差的影响。

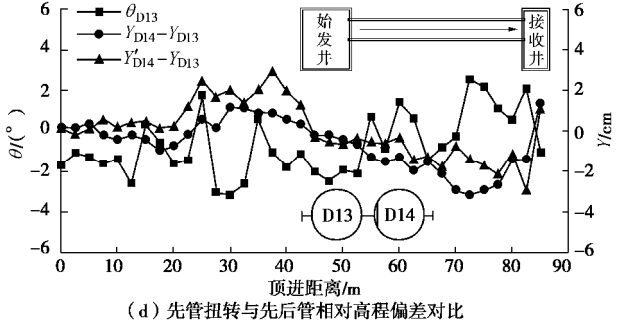
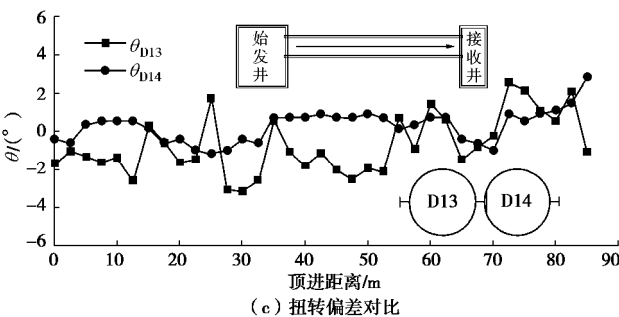
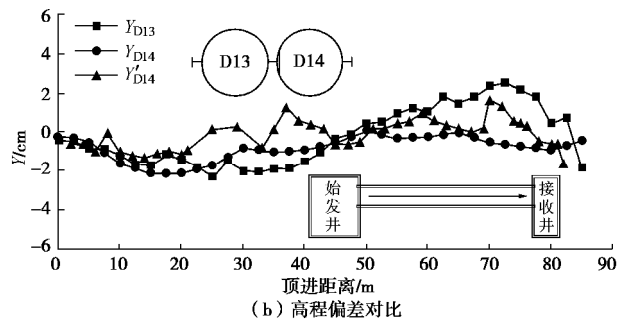
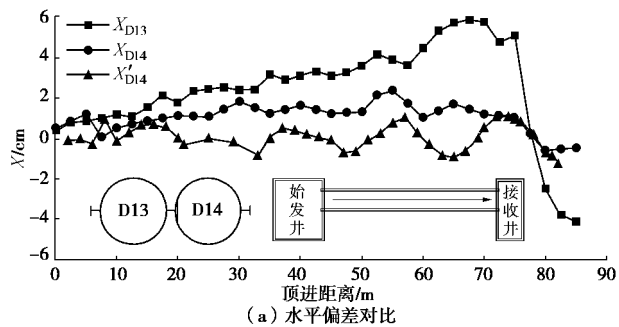


图 11 基准管(D13)与水平承插管(D14)姿态对比图

Fig. 11 Comparison of attitudes of datum pipe (D13) and horizontal socket pipe (D14)

由图 11 (a), (b) 可见,无论在水平方向还是在竖直方向, D14 刀盘偏差的变化幅度都大于 D14 顶管姿态的变化幅度,由此可以看出 D14 的纠偏有滞后效应。再进一步对所有水平承插顶管在各测点处的顶管姿态相对于前一测点的偏差变化值 (ΔX , ΔY) 与刀盘相对于前一测点的偏差变化值 ($\Delta X'$, $\Delta Y'$) 之比 (由于刀盘偏差记录位置与顶管偏差记录位置有一定差异,故对刀盘偏差与顶进距离进行了线性插值处理) 进行统计并作出直方图 (图 12), 得知约 70% 的顶管偏差变化值要小于刀盘偏差的变化值,对于水平承插管,这种滞后效应在竖直方向上更强。

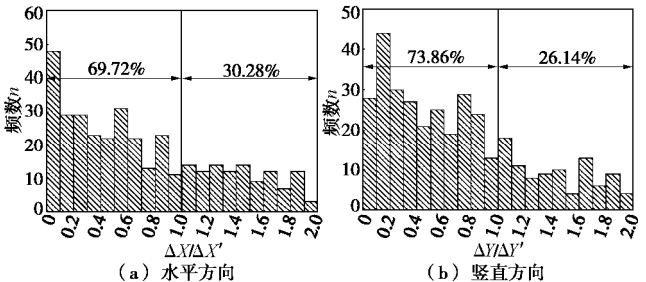


图 12 水平承插管 $\Delta X / \Delta X'$ 与 $\Delta Y / \Delta Y'$ 直方图

Fig. 12 Histograms of $\Delta X / \Delta X'$ and $\Delta Y / \Delta Y'$ of horizontal socket pipes

作出所有水平承插顶管在所有测点的相对水平偏差 (X_p-X_a) 与相对高程偏差 (Y_p-Y_a) 的统计直方图 (图 13), 易见多数水平承插顶管均被约束在先顶管周围, 86.9% 的水平承插顶管与先管的水平相对偏差在 4 cm 以内, 91.7% 的水平承插顶管与先管的高程相对偏差在 4 cm 以内。

3.2 竖直承插管

以 Z8 及 Z7 为例, Z8 为作为对照的基准管, Z7 为 Z8 的邻近竖直承插顶管, 图 14 为顶管偏差随顶进距离的变化曲线。由图 14 (a), (b) 可见, 尽管相对于 D13、D14, Z8 与 Z7 的绝对偏差波动及峰值均较小, 但先顶管对竖直承插顶管的约束与导向效应与水平承插顶管约束与导向效应大致相似, 即在顶进初

期水平及竖直有较明显的约束与导向作用, 随顶进距离增加, 这种约束与导向作用效果逐渐减小, 但在竖直承插顶管中, 这种减小出现得较晚 (70 m 以后) 且幅度较小, 即竖直承插管在接收端的顶管刚度效应要小于水平承插管。

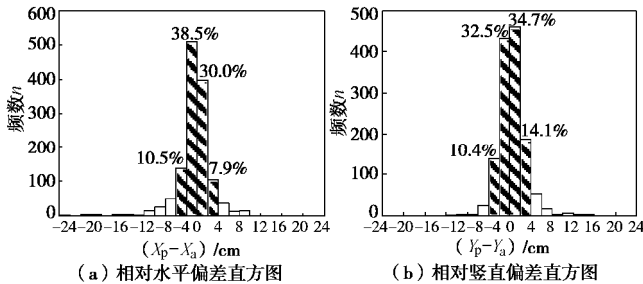


图 13 水平承插管相对偏差统计图

Fig. 13 Statistical graphs of relative deviation of horizontal socket pipes

图 14 (a), (c) 中也体现出扭转约束效应。在水平相对偏差较小时 (30~75 m), Z7 扭转方向在多数情况下与 Z8 扭转方向相反, 在水平相对偏差较大时 (30 m 以前及 75 m 以后), 扭转方向及幅度大致相同。

图 14 (d) 作出了 Z7、Z8 的顶管姿态相对高程偏差与刀盘姿态相对高程偏差 ($X_{Z7}-X_{Z8}$, $X'_{Z8}-X'_{Z7}$) 以及 Z8 顶管姿态的扭转偏差三者随顶进距离变化的曲线, 可以看出, 当 Z8 扭转角度较小时, Z7 的顶管与刀盘相对水平偏差均无明显规律, 而 Z8 扭转角度较大时 (绝对值超过 2°), 无论是 Z7 的顶管还是刀盘, 均会在 Z8 顶管姿态顺时针转动时 (2.5 m 附近) 相对 Z8 顶管向左偏移, 而在 Z8 顶管姿态逆时针转动时 (70 m 附近), 相对 Z8 顶管向右偏移, 反映了先管扭转的约束与导向作用对后管平动偏差的影响。

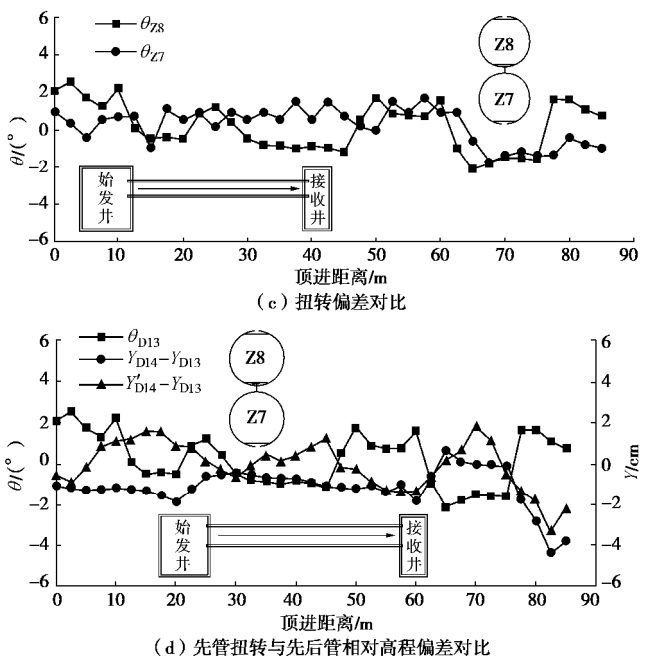
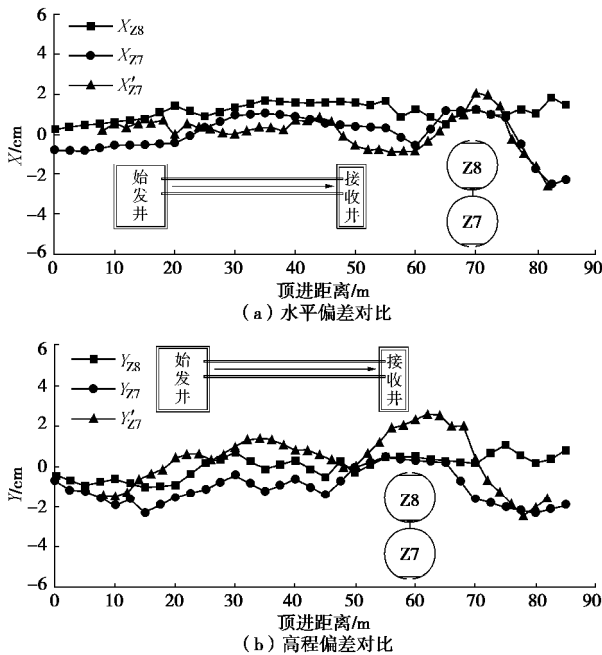


图 14 基准管(Z8)与竖直承插管(Z7)姿态对比图

Fig. 14 Attitude comparisons of datum pipe (Z8) and vertical socket pipe (Z7)

由图 14 (a), (b) 可见, 无论在水平方向还是在竖直方向, Z7 刀盘偏差的变化幅度都大于 Z7 顶管姿态的变化幅度, 由此可以看出 Z7 的纠偏有滞后效应。再进一步对所有竖直承插顶管在各测点处的顶管姿态相对于前一测点的偏差变化值 (ΔX 、 ΔY) 与刀盘相对于前一测点的偏差变化值 ($\Delta X'$ 、 $\Delta Y'$) 之比 (由于刀盘偏差记录位置与顶管偏差记录位置有一定差异, 故对刀盘偏差与顶进距离进行了线性插值处理) 进行统计并作出直方图 (图 15), 得知 70% 以上的顶管偏差变化值要小于刀盘偏差的变化值, 不同于水平承插管, 竖直承插顶管的滞后效应在水平方向上更明显。

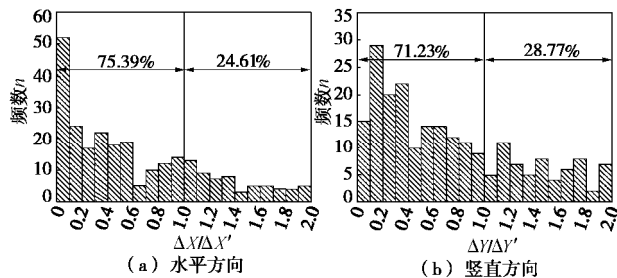


图 15 竖直承插管 $\Delta X / \Delta X'$ 与 $\Delta Y / \Delta Y'$ 直方图

Fig. 15 Histograms of $\Delta X / \Delta X'$ and $\Delta Y / \Delta Y'$ of vertical socket pipes

作出对所有竖直承插顶管在所有测点的相对水平偏差 (X_p-X_a) 与相对高程偏差 (Y_p-Y_a) 的统计直方图 (图 16), 易见大多竖直承插顶管均被约束在先顶顶管周围, 98.3% 的竖直承插顶管与先管的水平相对偏差

在 4 cm 以内, 89.5%的竖直承插顶管与先管的高程相对偏差在 4 cm 以内。

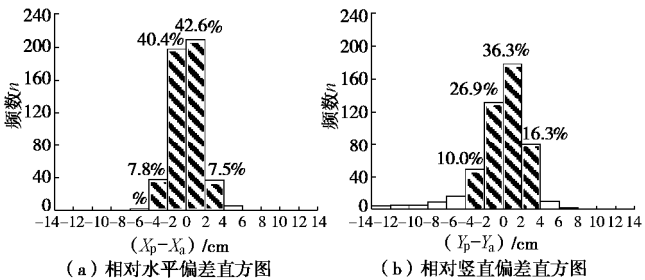


图 16 竖直承插管相对偏差统计图

Fig. 16 Statistical graphs of relative deviation of vertical socket pipes

对比图 13, 16, 可见得在总体上竖直承插管的相对偏差集中程度显然大于水平承插管, 说明竖直承插管的约束及导向作用较强。同时可见水平承插管在水平方向相对偏差离散程度较高, 且整体偏左, 而竖直承插管在竖直方向相对偏差离散程度较高, 且整体偏下, 这证明了先管对后管平动的约束及导向作用在垂直于接口的方向较强。

4 管幕群贯通闭合姿态分析

经过顶进施工, 62 根钢管已闭合成完整的口型管幕群, 整体偏差较小, 各钢管有不同程度变形, 且在不同断面呈现出不同特点, 下面由始发端、出加固区、中部以及接收端进行局部分析。

4.1 始发端闭合偏差分析

始发端即顶进距离 $x=0$ m 处, 图 17 为该处顶管偏差的横剖面及各项管的偏差方向统计。可见始发姿态在洞口约束定位及加固土体的控制下, 整体姿态保持良好, 上、下排管幕沿设计轴线上下略有波动, 左右亦没有明显偏差倾向。左排管幕沿设计轴线水平有较小波动, 整体向下偏移, 但最大偏移仅 1.6 cm。右排顶管整体向内偏移, 但最大偏移仅 1.53 cm。最大偏移发生在管幕上排 (S13), 向右偏移了 1.69 cm。

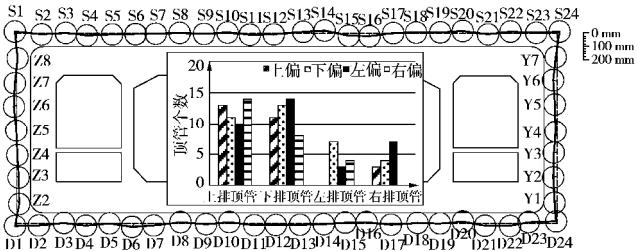


图 17 始发端管幕群闭合姿态偏差 (放大 10 倍) 及偏向统计
Fig. 17 Attitude deviations (magnified 10 times) and statistics of deviation directions of closed pipe roof at originating terminal

4.2 出加固区闭合偏差分析

始发段土体加固区为墙后 8 m, 故取最接近的测

点剖面 ($x=7.5$ m) 进行分析 (图 18)。易知加固区在加固土体的约束作用下顶管有刚度效应, 虽姿态能够保持平稳, 但在本来已有偏离的情况下不易纠偏, 因此与始发端剖面相比, 加固区剖面管幕偏差规律无太大变化, 上下两排管幕及左排管幕依然沿设计轴线呈 S 型分布, 而右排管幕则整体往内侧偏移。在偏移累积下, 虽然偏离规律没变, 但偏离的幅度有所增大, 产生最大偏移的顶管为 S7, 产生了 4.25 cm 的左偏。可见上排顶管及右排顶管的偏离已经开始变得较大, 多处顶管拉开较大距离, 其中 S22、S23 拉开最为明显, 达 12.04 cm。同时, 相对始发端, 不少顶管 (约 70%) 尤其下排管幕 (17 根顶管) 有向下偏移趋势, 可能由机头出加固区时发生“磕头”现象所致。

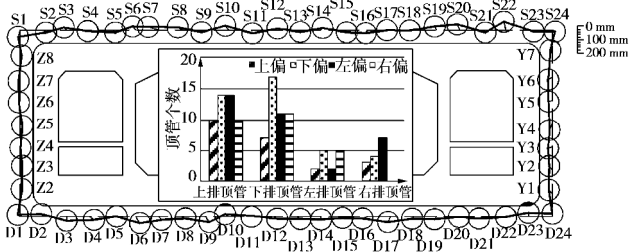


图 18 出加固区管幕群闭合姿态偏差 (放大 10 倍) 及偏向统计
Fig. 18 Attitude deviations (magnified 10 times) and statistics of deviation directions of closed pipe roof outside reinforced zone

4.3 中部闭合偏差分析

如图 19 所示, 中部 ($x=42.5$ m) 未加固土体的约束较小, 且顶管较长, 刚度效应减小, 导致整体姿态变化较大且规律紊乱, 管幕偏差程度按由大到小顺序排分别为上排、下排、侧排, 上排多数顶管向左上方偏移, 向外偏差最大的顶管为 S22, 已经完全离开了设计轴线 (左偏 8.64 cm, 上偏 11.05 cm), 与两侧顶管的接口极有可能已破坏。角部 S1 及 D24 同样有明显偏离, 均与相邻管拉开超过 6cm 的距离, 可能会造成接口破坏。同时, 由于上排顶管 S6 及 S19 向下偏移较大 (最大 4.55 cm), 且下排顶管如 D4、D10、D15 等顶管的向上偏移 (最大 11.05 cm), 留给箱涵顶进的上下空间变得十分有限 (上下预留空间仅 10 cm), 不利于箱涵在中部的顶进, 可能在箱涵顶进中被动破坏或不得不由人工进行主动切割, 失去围护效果。右排部分顶管开始向外偏移, 不再仅仅向内偏移。

4.4 接收端闭合偏差分析

接收端受进洞要求制约, 操作人员需要将其进行纠偏以对准接收端口, 由于顶管已顶进较长, 在接收端的刚度效应极小, 大幅纠偏容易成功, 但也容易造成大幅突变纠偏过度。由于末端测点 ($x=85$ m) 数据缺失较多, 因此取距离末端较近的剖面 ($x=82.5$ m)

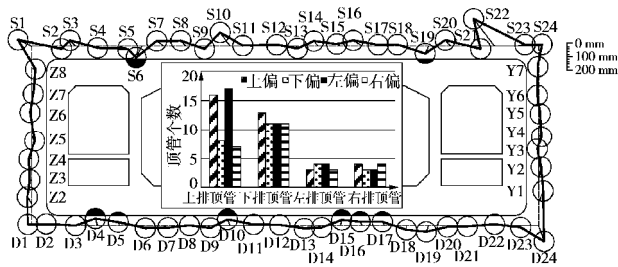


图 19 中部管幕群闭合姿态偏差 (放大 10 倍) 及偏向统计
Fig. 19 Attitude deviations (magnified 10 times) and statistics of deviation directions of closed pipe roof in middle

进行分析 (图 20)。可见, 在中部偏离设计轴线极大的 S1、S22 及 D24 已经大致归位, 偏差最多减少了超过 10 cm, 但闭合管 S10 两侧的顶管 S9 及 S11 却相向偏移多达 15.05 cm, 且均向下偏移超过 4 cm, 共同挤在了 S10 原设计轴线下方, 导致 S10 上偏超过 6 cm, 可推测 S8~S11 之间的管幕围护作用已完全失效。

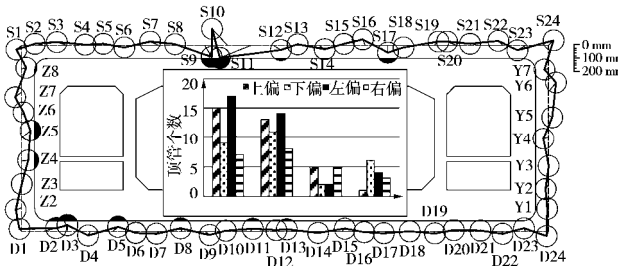


图 20 接收端管幕群闭合姿态偏差 (放大 10 倍) 及偏向统计
Fig. 20 Attitude deviations (magnified 10 times) and statistics of deviation directions of closed pipe roof at receiving terminal

4 结论与建议

本文依托上海大型管幕箱涵顶进工程案例, 通过现场实测, 对管幕群顶管间的相互作用及姿态变化规律进行了分析与总结, 得到以下 4 点结论。

(1) 根据后顶管与先顶管的相对距离、角度以及顶管类型可将顶管相互作用关系分为水平承插、竖直承插、转角承插以及水平闭合四种。根据顶进顺序可知水平承插与水平闭合相似, 而竖直承插与转角承插几乎完全一致。

(2) 相邻管节之间, 在锁口作用下存在显著的约束效应、导向效应, 且不同位置关系的顶管姿态呈现不同变化。水平承插管在竖直方向上约束及导向效应较强, 91.7%顶管高程相对偏差在 4 cm 以内, 竖直承插管在水平方向上约束及导向效应较强, 98.3%顶管水平相对偏差在 4 cm 以内。无论是水平承插还是竖直承插, 先管扭转超过 2° 时会对后管偏移产生较大影响。

(3) 在管节刚性连接的影响下, 同一顶管顶进过程中存在刚度效应及滞后效应。有约 70%顶管纠偏小于同一位置的机头纠偏。在前 50 m 顶进中偏差变化

幅度较小, 难以纠偏, 累积较大偏差。此后由于顶管长度增加, 刚度效应明显降低, 在操作人员为了将其对准接收洞口的强行纠偏下, 偏差变化幅度较大。

(4) 管幕群在始发端、出加固区、中部以及接收端 4 个断面的通闭合姿态特征各不相同。始发端及加固区管幕整体姿态保持良好, 最大偏移基本不超过 4 cm, 但出加固区时 70%顶管向下偏移; 中部整体姿态变化较大, 最大偏移超过 11 cm, 角部顶管拉开超过 6 cm, 上下排顶管向内相对偏移多达 15 cm; 在接收端在纠偏控制下, 大部分顶管偏移相对减小, 最多减少 10 cm, 绝对偏差基本控制在 4 cm 以内, 基本归位。

参考文献:

- [1] 陈立生, 程池浩, 葛金科, 等. 管幕箱涵法隧道在软土地层中的应用技术研究[J]. 中国市政工程, 2016(增刊 1): 12 - 15. (CHEN Li-sheng, CHENG Chi-hao, GE Jin-ke, et al. Study on application technology of pipe roof-box culvert method tunnel in soft soil stratum[J]. China Municipal Engineering, 2016(S1): 12 - 15. (in Chinese))
- [2] LIAO S M, CHENG C H, CHEN L S. The planning and construction of a large underpass crossing urban expressway in Shanghai: an exemplary solution to the traffic congestions at dead end roads[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2018, **81**: 367 - 381.
- [3] 魏 纲. 顶管工程土与结构的性状及理论研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2005. (WEI Gang. Theoretical Study on Properties of Soil and Structure During Pipe Jacking Construction[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2005. (in Chinese))
- [4] BAE G J, SHIN H S, SICILIA C, et al. Homogenization framework for three-dimensional elastoplastic finite element analysis of a grouted pipe-roofing reinforcement method for tunneling[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2005, **29**(1): 1 - 24.
- [5] SHI Y F, FU J Y, YANG J S, et al. Performance evaluation of long pipe roof for tunneling below existing highway based on field tests and numerical analysis: case study. international[J]. Journal of Geomechanics ASCE, 2017(9): 1 - 12.
- [6] 杨 仙, 张可能, 李 钟, 等. 管幕预筑法中钢管顶进对地面沉降的影响[J]. 沈阳工业大学学报, 2012(4): 469 - 473. (YANG Xian, ZHANG Ke-neng, LI Zhong, et al. Influence of steel pipe jacking on earth surface settlement in pipe roof pre-construction method[J]. Journal of Shenyang University of Technology, 2012(4): 469 - 473. (in Chinese))
- [7] YANG X, LI Y S. Research of surface settlement for a single arch long-span subway station using the pipe-roof

pre-construction method[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2018, 72: 210 - 217.

[8] 杨 仙. 管幕预筑法中密排大直径钢管群顶进研究[D]. 长沙: 中南大学, 2012. (YANG Xian. Research of Large Diameter Jacking-Pipes with Small Space in Pipe-Roof Pre-Construction Method[D]. Changsha: Central South University, 2012. (in Chinese))

[9] 孙 钧, 虞兴福, 孙 旻, 等. 超大型“管幕-箱涵”顶进施工土体变形的分析与预测[J]. 岩土力学, 2006, 27(7): 1021 - 1027. (SUN Jun, YU Xing-fu, SUN Min, et al. Analysis and prediction on soft ground deformation of a super-large shallow buried “pipe-roofing and box-culvert” jacking project under construction[J]. Rock and Soil Mechanics, 2006, 27(7): 1021 - 1027. (in Chinese))

[10] 苏荣军, 陈立生. 软土地层浅覆土下钢管幕顶进沉降分析[J]. 隧道建设, 2018, 38(7): 1236 - 1242. (SU Rong-jun, CHEN Li-sheng. Settlement analysis of steel piep roof jacking in ultra-shallow covered soft ground[J]. Tunnel Construction, 2018, 38(7): 1236 - 1242. (in Chinese))

[11] 冼家驹, 张建龙. 管幕施工引起的地面变形计算方法综述[J]. 土工基础, 2016(6): 672 - 676. (XIAN Jia-ju, ZHANG Jian-long. Review of methods predicting tunnel excavation induced ground subsidence[J]. Soil Engineering and Foundation, 2016(6): 672 - 676. (in Chinese))

[12] 中航勘察设计研究院有限公司. 田林路下穿中环线道路新建工程岩土工程勘察报告[R]. 北京: 中航勘察设计研究院有限公司, 2016. (China Aviation Institute of Geotechnical Engineering Co., Ltd.. Geotechnical investigation report on the new construction project of Tianlin Road underpassing the Central Line Road[R]. Beijing: China Aviation Institute of Geotechnical engineering Co., Ltd., 2016. (in Chinese))

标准摘录：出版物上数字用法（GB/T 15835—2011） 选用阿拉伯数字与汉字数字均可情形

如果表达计量或编号所需要用到的数字个数不多，选择汉字数字还是阿拉伯数字在书写的简洁性和辨识的清晰性两方面没有明显差异时，两种形式均可使用。

示例 1: 17 号楼（十七号楼）	3 倍（三倍）	第 5 个工作日（第五个工作日）
100 多件（一百多件）	20 余次（二十余次）	约 300 人（约三百人）
40 左右（四十左右）	50 上下（五十上下）	50 多人（五十多人）
第 25 页（第二十五页）	第 8 天（第八天）	第 4 季度（第四季度）
第 45 份（第四十五份）	共 235 位同学（共二百三十五位同学）	0.5（零点五）
76 岁（七十六岁）	120 周年（一百二十周年）	1/3（三分之一）
公元前 8 世纪（公元前八世纪）	20 世纪 80 年代（二十世纪八十年代）	
公元 253 年（公元二五三年）	1997 年 7 月 1 日（一九九七年七月一日）	
下午 4 点 40 分（下午四点四十分）	4 个月（四个月）	12 天（十二天）

如果要突出简洁醒目的表达效果，应使用阿拉伯数字；如果要突出庄重典雅的表达效果，应使用汉字数字。

示例 2: 北京时间 2008 年 5 月 12 日 14 时 28 分
十一届全国人大一次会议（不写为“11 届全国人大 1 次会议”）
六方会谈（不写为“6 方会谈”）

在同一场合出现的数字，应遵循“同类别同形式”原则来选择数字的书写形式。如果两数字的表达功能类别相同（比如都是表达年月日时间的数字），或者两数字在上下文中所处的层级相同（比如文章目录中同级标题的编号），应选用相同的形式。反之，如果两数字的表达功能不同，或所处层级不同，可以选用不同的形式。

示例 3: 2008 年 8 月 8 日 二〇〇八年八月八日（不写为“二〇〇八年 8 月 8 日”）
第一章 第二章……第十二章（不写为“第一章 第二章……第 12 章”）

应避免相邻的两个阿拉伯数字造成歧义的情况。

示例 4: 高三 3 个班 高三三个班 （不写为“高 33 个班”）
高三 2 班 高三（2）班 （不写为“高 32 个班”）

有法律效力的文件、公告文件或财务文件中可同时采用汉字数字和阿拉伯数字。

示例 5: 2008 年 4 月保险账户结算日利率为万分之一点五七五零（0.015750%）
… 35.5 元（35 元 5 角 三十五元五角 叁拾伍圆伍角）

DOI: 10.11779/CJGE202002010

弱震情况下高土石坝坝料动力参数反演分析

王茂华^{1, 2}, 迟世春^{1, 2}, 相彪³, 周雄雄^{1, 2}

(1. 大连理工大学海岸与近海工程国家重点实验室, 辽宁 大连 116024; 2. 大连理工大学建设工程学部水利工程学院工程抗震研究所, 辽宁 大连 116024; 3. 云南农业大学水利学院, 云南 昆明 650201)

摘要: 通过传递函数结合黏弹性人工边界模型实现了三维河谷地形下地震动的输入问题, 不仅考虑了坝基相互作用和地基辐射阻尼的影响, 而且较好地考虑了河谷地形的影响, 保证了大坝动力计算的地震动输入的合理性。然后利用多输出支持向量机代替有限元计算, 需要的样本数量相对较小, 并且避免了传统单一支持向量机容易忽略监测数据间的相关性的问题, 精度满足计算的要求, 最后利用粒子群优化算法对反演参数进行优化选择。对糯扎渡心墙堆石坝动力参数的反演结果表明, 测点加速度与实测值吻合较好。说明提出的方法是可行的, 适用于弱震情况, 可以为缺乏强震或震害资料的坝体动力参数反演提供依据。最大动剪切模量系数 C 值与三轴试验方法和缩尺效应等有关, 反演得到的堆石料最大剪切模量系数 C 值比室内动三轴试验值偏大, 可以为室内试验值修正提供参考; 并且由于受到上游蓄水的原因, 反演得到上游堆石料最大动剪切模量系数 C 值又比下游堆石料小 40% 左右, 工程应用时室内试验值建议予以适当的修正。

关键词: 弱震; 动力参数; 反演; 黏弹性边界; 传递函数; 多输出支持向量机; 粒子群算法

中图分类号: TU435

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)02-0289-10

作者简介: 王茂华(1994—), 男, 博士研究生, 主要从事高土石坝数值分析方面的研究工作。E-mail: wmgryx1@163.com。

Back analysis of dynamic parameters of high earth-rock dam materials under weak earthquakes

WANG Mao-hua^{1, 2}, CHI Shi-chun^{1, 2}, XIANG Biao³, ZHOU Xiong-xiong^{1, 2}

(1. State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China; 2. Institute of Earthquake Engineering, School of Hydraulic Engineering, Faculty of Infrastructure Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China; 3. College of Water Resources and Hydraulic, Yunnan Agricultural University, Kunming 650201, China)

Abstract: In the case of weak earthquakes, a back analysis model considering interaction and radiation damping effects is proposed for dynamic parameters of earth-rock dams. In the model, the viscous-elastic artificial boundary combined with transfer function is used for achieving the wave motion input of valley topography, and the multiple output support vector machine (MSVM) and particle swarm optimization (PSO) are adopted. Using PSO to optimize the dynamic parameters of the dam can effectively get the optimal combination of parameters. The trained MSVM used to describe the mapping relationship between the model parameters and the acceleration reduces computing time of parametric inversion, avoiding the problem that the traditional single support vector machines easily ignore the correlation between monitoring data. The inversion results of Nuzhadu dam show that the calculated settlements agree well with the measured data. The proposed model is feasible in back-analysis of dynamic parameters of earth-rock dams. The study shows that the dynamic shear modulus coefficient C of the dam materials obtained from the indoor dynamic triaxial tests is small and should be revised.

Key words: weak earthquake; dynamic parameter; back analysis; viscous-elastic boundary; transfer function; MSVM; PSO

0 引言

随着高土石坝建设的快速发展, 越来越多的高坝已建或在建, 比如糯扎渡、双江口、如美等, 这些高坝主要分布在中国西南多地震区域, 大坝的抗震安全计算尤为重要, 其中抗震安全动力分析主要通过有限元方法, 然而土石坝的筑坝材料动力模型参数又影响

有限元分析的结果, 因此动力模型参数的选择是否合理对于抗震安全十分重要。目前土石坝的动力计算模型参数一般是通过室内动三轴试验或者借鉴相关工程

基金项目: 国家重点研发计划项目 (2016YFB0201001)

收稿日期: 2019-03-28

*通信作者 (E-mail: schchi@dlut.edu.cn)

的参数来确定,然而由于室内试验的不确定性、缩尺效应和不同工程场地条件的差异性,上述方法确定的动力计算模型参数和实际值往往会存在差异。因此可以结合实测的地震波数据通过反演来确定动力模型计算参数。目前对于高土石坝强震记录监测到的较少,中国台湾集集地震中鲤鱼潭大坝^[1]、日本 Tohoku 地震中 Fujinuma 大坝^[2]都有记录,汶川地震中紫坪铺大坝只监测到了坝顶的数据^[3],相对于强震,弱震和余震资料比较丰富^[4-5],因此可以利用坝体余震或者弱震监测资料来反演土石坝的动力模型计算参数,为土石坝抗震安全分析提供依据。

对于大坝的材料动力参数的反演,目前对于拱坝,混凝土重力坝反演较多^[6-9],而对于土石坝的参数反演,其中主要是静力参数反演^[10-14],动力参数反演较少。朱晟等^[15]、汪旭等^[16]对紫坪铺大坝永久变形参数进行了反演,刘振平等^[17]对鲤鱼潭大坝动力参数进行了反演,他们反演计算时都是采用刚性边界模型,忽略了地基的相互作用和行波效应以及地震动非一致性输入的影响,因此其反演计算仍有待改善。并且这些学者反演时都是利用坝体及附近基岩场地监测到的强震记录进行反演,然而对于绝大部分的大坝很难获取到强震记录,这使坝体动参数反演受到一定的限制。

土石坝的地震反应分析一般采用刚性边界一致性输入的方法,但是随着坝高的增加,坝体尺寸变大,行波效应很明显。Zhang 等^[18]通过对汶川地震中紫坪铺面板堆石坝震害调查,发现了地震的非一致性会引起坝体变形的差异及周边缝的不连续变位,从而威胁坝体的防渗,因此土石坝地震反应分析有必要采用非一致地震动输入方法。对于高土石坝考虑河谷地基以及坝体模型分析时,地基和坝体之间的相互作用影响,外行的散射波会向无限域地基辐射形成辐射阻尼效应,已有学者研究表明辐射阻尼效应对坝体反应有一定的影响^[19],因此反演分析时也有必要考虑坝基相互作用和辐射阻尼的影响。另外在河谷地形的自由场分析中,当已知的地震动信息为地表处时,截取地基地部的地震动输入一般是采取折减一半输入或者一维波动理论^[20]反演得到。但是由于地震波在河谷地形中反射和折射等影响,河谷自由场中和地表测点峰值、频谱特性及时等特征均会发生一定变化^[21-23],因此当已知的是河谷中的地震动信息,再采用上述方法就不太合理,盛谦等^[24]、崔臻等^[25]将传递函数引入地下工程地震响应研究,并对响应的地震动输入频谱进行修正,蒋良淮等^[26]利用传递函数对不同地震波作用下的边坡动力响应分析做了研究。本文通过传递函数方法进行三维河谷自由场的地震动反演得到模型底部边界的输入地震动,其精度满足计算要求。

对于岩土工程的材料参数反演,大量的全局智能优化算法被用于解决该问题^[10, 12-14, 17],并取得了较好的反演结果。然而在参数搜索优化的过程中,需要多次进行有限元计算,对于包括河谷、地基以及坝体的高土石坝有限元模型来说计算量特别大。为了提高计算效率,径向基神经网络^[11]、响应面模型等^[27]传统机器学习方法被用来代替有限元计算,然而神经网络和响应面模型等方法都是基于经验风险最小化准则,存在收敛速度慢,局部极小点等缺陷,而支持向量机(support vector machine, SVM)基于结构风险最小准则,可以较好地解决小样本、非线性等问题^[28]。传统的 SVM 是单输出模型,在参数反演分析时,为了更准确地得到材料的整体性能,使用到的监测数据都会来自多个观测点,为了处理这种多输出问题,通常是独立地为每个输出建立单输出 SVM,但是这样会增加计算时间,而且没有考虑各测点数据间的相关性从而带来误差。多输出支持向量机(multi-output support vector machine, MSVM)^[29]可以有效解决以上不足。

本文提出了一种弱震情况下,三维河谷地形中考虑相互作用影响的高土石坝动力参数反演的方法。首先通过传递函数方法结合黏弹性人工边界模型解决了三维河谷地形的地震动输入,并考虑了坝基相互作用和辐射阻尼的影响,然后通过 MSVM 多输出支持向量机代替有限元计算提高了反演计算效率,并采用 PSO 粒子群算法进行参数优化选取。以糯扎渡心墙堆石坝为例,验证了所提出的动力参数反演方法的可靠性和有效性,可以为高土石坝抗震安全评价提供有效的动力计算依据。

1 堆石料的静动力本构模型

静力本构模型采用工程上常用的邓肯-张 EB 模型,这个模型属于非线性弹性模型,是以弹性增量理论为基础,满足增量的广义胡克定律,即 $\{ds\} = [D]\{de\}$,弹性模量矩阵 $[D]$ 中的切线弹性模量 E_t 和切线体积模量 B_t 是随应力水平而变化,其表达式如下:

$$E_t = K p_a \left(\frac{s_3}{p_a} \right)^n \left[1 - \frac{R_f (s_1 - s_3)(1 - \sin j)}{2c \cos j + 2s_3 \sin j} \right]^2, \quad (1)$$

$$B_t = K_b p_a \left(\frac{s_3}{p_a} \right)^m, \quad (2)$$

$$j = j_0 - \Delta j \lg(s_3 / p_a). \quad (3)$$

式中 E_t , B_t 分别为弹性模量和体积模量; R_f 为破坏比; K 为切向模量系数; n 切向模量指数; p_a 为标准大气压; c 为凝聚力; j 为内摩擦角; K_b , m 分别为体积模量和指数; s_1 , s_3 分别为大、小主应力。

堆石料的动力本构模型采用基于等价黏弹性的等

效线性分析方法^[30], 这个模型主要考虑了动剪模量比 $G/G_{\max}$ 以及阻尼比 l 随动剪应变幅 g 的关系, 反映了在动荷载作用下土的非线性与黏滞性两个应力应变关系特征。在具体计算时通过迭代方法, 使得计算得到动剪模量 G 与阻尼比 l 与等效剪应变幅 g_e 相适应, 可以在一定程度上反映材料的非线性。

根据大量的试验结果, 堆石料的最大动剪切模量 $G_{\max}$ 可表示为

$$G_{\max} = C p_a (s'_m / p_a)^n, \quad (4)$$

式中, p_a 为标准大气压, s'_m 为平均有效应力, $s'_m = \frac{s_1 + s_2 + s_3}{3}$; C , n 分别为材料的最大动剪切模量系数和指数。其中, 最大动剪切模量系数 C 和指数 n 在常规计算时可以根据动三轴试验得到, 在本文中作为反演分析的研究对象。

2 基于黏弹性人工边界结合传递函数的地震动输入方法

2.1 黏弹性人工边界和传递函数

黏弹性人工边界因为其易于与有限元程序结合, 可以较好地模拟地基相互作用和辐射阻尼的影响, 并且较好地模拟波在河谷地形中的传播, 而被广泛应用^[31]。本文通过在截取的河谷模型外侧拓展一层无厚度单元来实现黏弹性人工边界, 如图 1, 边界单元上的弹簧刚度系数和阻尼系数表达式采用文献[32]所述, 地震动输入采用等效节点力方法, 将输入地震动转化为直接作用于人工边界上的等效节点荷载^[33], 表达式采用文献[33]所述。

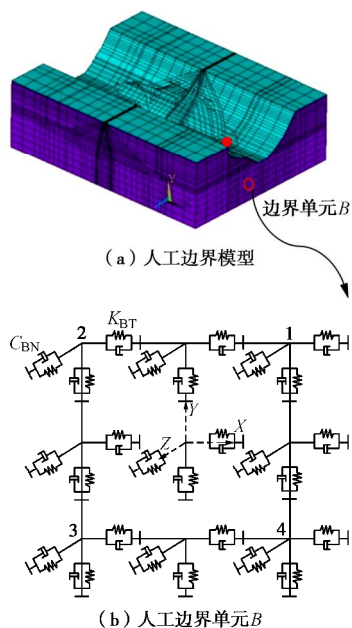


图 1 三维一致黏弹性人工边界及边界单元

Fig. 1 3D consistent viscous-spring artificial boundaries and boundary unit

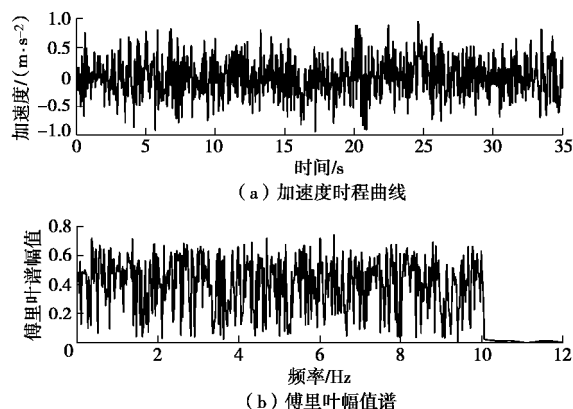


图 2 有限带宽随机白噪声加速度时程及傅氏幅值谱

Fig. 2 Acceleration-time curves and Fourier amplitude spectra of random white noise with limited band width

传递函数表达了被研究系统的频域形式的动力特性, 从频域内描述了系统(三维河谷地形)对输入信号(地震波)的传递特性^[24], 可以较好地分析地下工程和边坡的地震动动力响应。本文通过传递函数方法进行三维河谷自由场的地震动反演得到模型底部边界的输入地震动, 其精度满足计算要求。具体步骤如下:

(1) 首先采用各频带频谱密度近似为常数的有限带宽白噪声^[24](如图 2)作为模型边界底部的地震动输入进行一次预计算, 得到河谷中控制点的地震动信息。其中预计算是采用黏弹性边界模型进行计算分析。

(2) 然后利用傅里叶变换, 得到模型底部输入和控制点的加速度时程的傅里叶谱值 $F(w)$, $F(w, A)$, 根据式(5)可得到控制点的传递函数:

$$H(w, A) = F(w, A) / F(w), \quad (5)$$

式中, $F(w)$ 为输入加速度的傅里叶谱值, $F(w, A)$ 为模型中控制点加速度的傅里叶谱值, $H(w, A)$ 为控制点的传递函数, A 为模型中的控制点, w 为圆频率。

(3) 根据第二步得到的控制点传递函数, 将监测的已知河谷地震动信息进行傅里叶变换, 仍按照式(5)可以得到模型边界相应输入的地震动的傅里叶谱, 将该傅里叶谱进行 IFFT 变换, 就可以得到模型底部要求输入的地震波。

2.2 算例验证

图 1(a) 是糯扎渡大坝简化的三维河谷地形有限元模型, 用八面体单元以及少部分五面体和四面体单元离散, 其底面和 4 个侧面拓展一层无厚度单元作为一致黏弹性边界单元。计算采用线弹性模型, 材料弹性模量为 15 GPa, 泊松比为 0.25, 密度为 2.5 g/cm³。图中 A 点为河谷控制点, 已知测点的地震动信息是景谷地震中距离坝轴线下游侧 500 m 河谷自由场处的测站的实测值, 限于文章篇幅这里只用测站顺河向地震波进行计算验证。

运用 2.1 节所描述的方法可以得到模型底部输入

的顺河向加速度时程,如图3所示,并利用图3加速度时程,进行正演计算,得到控制点A的计算加速度时程,图4是计算的和已知加速度信息对比,可以看出无论是加速度时程还是反应谱,吻合的比较好,精度基本上可以满足计算要求,因此当已知河谷中的地震动信息时,可以利用传递函数结合黏弹性人工边界的地震动输入方法来进行河谷地形自由场动力分析。

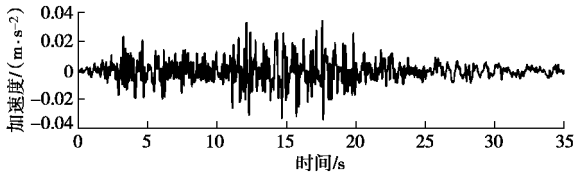
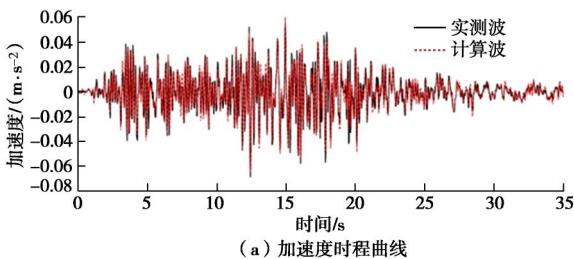
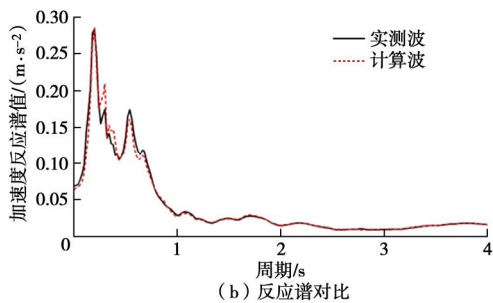


图3 模型底部顺河向输入加速度时程

Fig. 3 Time histories of input stream direction acceleration at bottom of model



(a) 加速度时程曲线



(b) 反应谱对比

图4 河谷控制点顺河向实测和计算加速度时程和反应谱

Fig. 4 Calculated and recorded time histories of stream direction acceleration and their response spectra at valley control point

3 基于 MSVM-PSO 的反演方法

3.1 多输出支持向量机模型

一般的支持向量机往往是单一的输出模型^[34],比如一组训练样本 $\{x_l, y_l\}$, ($l=1, 2, \dots, k$), $x_l \in \mathbf{R}^m$ 是 m 个输入值, $y_l \in \mathbf{R}$ 是一个输出值,即建立 1 个支持向量机模型,当求解岩土工程中多输出问题,在本文中输出值为坝体上各个测点 3 个方向的加速度反应谱值,即 $y_l \in \mathbf{R}^n$ 是有 n 个输出值,则需要建立 n 个单一支持向量机模型,这样会增加计算量,并且容易忽略数据间的相关性。为了较好地解决这一问题,Fernando 等^[29]提出了一种多输出向量机模型,其非线性回归映射关系和优化的目标函数为

$$y = f(x) = W^T j(x) + b, \quad (6)$$

$$\text{Min: } L_p(W, b) = \frac{1}{2} \sum_{j=1}^n \|w^j\|^2 + C \sum_{i=1}^l L_e(u_i). \quad (7)$$

式中 $W = [w^1, w^2, \dots, w^n]$; $b = [b^1, b^2, b^3, \dots, b^l]^T$; $u_i = \|e_i\| = \sqrt{e_i^T e_i}$, $e_i^T = y_i^T - j(x_i)^T W - b^T$; C 为惩罚因子。

为了求解上述优化问题的最优解,采用迭代加权最小二乘法(IRWLS)进行计算^[29],可以得到

$$L_p(W, b) \approx L_p'(W, b) = \frac{1}{2} \sum_{j=1}^n \|w^j\|^2 + \frac{1}{2} \sum_{i=1}^l a_i u_i^2 + t, \quad (8)$$

式中 t 为与 W 或 b 无关的常数项; $a_i = \begin{cases} 0, & (u_i \leq e) \\ 2C(u_i - e)/u_i & (u_i > e) \end{cases}$, e 是一个很小的误差因子。

根据 $L_p'(W, b)$ 对于 w^j 与 b^j 的驻点条件:

$$\frac{\partial L_p'}{\partial w^j} = 0, \quad \frac{\partial L_p'}{\partial b^j} = 0 \text{ 可以得到}$$

$$\begin{bmatrix} F^T D_a F & IF^T a \\ a^T F & a^T \mathbf{1} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} w^j \\ b^j \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F^T D_a y^j \\ a^T y^j \end{bmatrix} \quad (j=1, 2, 3, \dots, n), \quad (9)$$

式中, $D_a = \text{diag}(a_1, a_2, a_3, \dots, a_l)$, $F = [j(x_1), j(x_2), \dots, j(x_l)]^T$, $a = [a_1, a_2, a_3, \dots, a_l]^T$, $y^j = [y_{j1}, y_{j2}, \dots, y_{jl}]^T$, I 为单位矩阵, $\mathbf{1}$ 为单位列向量。

根据表示定理可以得到

$$w^j = \sum_{i=1}^l b_{ji} j(x_i) = F^T b^j, \quad (10)$$

式中, $b^j = [b_{j1}, b_{j2}, \dots, b_{jl}]^T$ 。

将式(9)代入式(8),可以得到

$$\begin{bmatrix} K + D_a^{-1} & \mathbf{1} \\ a^T K & \mathbf{1} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} b^j \\ b^j \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} y^j \\ a^T y^j \end{bmatrix}, \quad (11)$$

式中, $K_{ij} = k(x_i, x_j) = j(x_i)^T j(x_j)$ 为核函数矩阵。本文采用的核函数是经典 Gaussian 函数。

通过求解式(11)的线性方程组就可以求得 w^j 和 b^j ,进而可以求得多输出支持向量机的回归函数。具体求解步骤可以详见文献^[29]。其中在训练 MSVM 时,核函数参数 s 和惩罚因子 C 在较大程度上影响了 MSVM 建模的精度和泛化学习能力。本文采用网格搜索法并结合交叉验证对这两个参数的进行优化选择。

3.2 粒子群优化算法

粒子群优化算法是除了蚁群算法、鱼群算法之外的另一种群体智能的优化算法^[35],该算法最早由 Kennedy 和 Eberhart 提出的,算法首先在可解空间中初始化一群粒子,每个粒子都代表参数优化问题的一个潜在解,在 PSO 中,位置代表着当前粒子的优化数值,速度决定了粒子在迭代过程中的次数,适应度值

是根据所定义的目标函数计算得到的。

假设在一个 D 维的搜索空间中, 有 n 个粒子组成的种群 $X = (X_1, X_2, \mathbf{L}, X_n)$, 其中第 i 个粒子表示为一个 D 维的向量 $X_i = [X_{i1}, X_{i2}, \mathbf{L}, X_{iD}]^T$, 代表第 i 个粒子在 D 维搜索空间中的位置, 在本文中代表大坝坝料动力参数 C 和 n 的参数优化值。根据目标函数即可计算出每个粒子位置 X_i 对应的适应度值。第 i 个粒子的速度为 $V = [V_{i1}, V_{i2}, \mathbf{L}, V_{iD}]^T$, 其个体极值为 $P_i = [P_{i1}, P_{i2}, \mathbf{L}, P_{iD}]^T$, 种群全局极值为 $P_g = [P_{g1}, P_{g2}, \mathbf{L}, P_{gD}]^T$ 。在每次迭代过程中, 粒子通过个体极值和全局极值更新自身的速度和位置, 更新公式:

$$V_{id}^{k+1} = wV_{id}^k + c_1r_1(P_{id}^k - X_{id}^k) + c_2r_2(P_{gd}^k - X_{id}^k), \quad (12)$$

$$X_{id}^{k+1} = X_{id}^k + V_{id}^{k+1}. \quad (13)$$

式中 w 为惯性权重; $d=1, 2, \dots, D$; $i=1, 2, \dots, n$; k 为当前的迭代次数, V_{id} 为粒子速度; c_1 和 c_2 是加速度因子, 取值范围通常在 $(0, 2)$; r_1 和 r_2 是分布于 $(0, 1)$ 之间的随机数。

在 PSO 方法对参数选取优化时, 目标函数的选取是找到一组最优参数使得坝体上各个测点实测和计算的加速度反应谱数据点值相对误差较小, 表达式如下:

$$\begin{cases} \text{Min } F(X) = \sum_i^N \sum_j^L \sum_k^T |s_{ijk} - s_{ijk}^*| / |s_{ijk}^*|, \\ \text{st. } \mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = \mathbf{F}, \\ x_d^{\min} \leq x_d \leq x_d^{\max} \quad (d=1, 2, \mathbf{L}, D). \end{cases} \quad (14)$$

式中 $F(X)$ 为目标函数; $X = \{x_1, x_2, \mathbf{L}, x_d, \mathbf{L}, x_D\}$ 为待反演参数, D 为待反演参数的个数; N, L, T 分别为测点数、加速度方向维数、反应谱周期的点数, s_{ijk} , s_{ijk}^* 分别为测点计算和实测的反应谱值; $\mathbf{M}$ 为质量矩阵, $\mathbf{C}$ 为阻尼矩阵, $\mathbf{K}$ 为刚度矩阵; $\mathbf{u}$, $\dot{\mathbf{u}}$, $\ddot{\mathbf{u}}$ 分别为位移、速度和加速度向量; $\mathbf{F}$ 为地震动输入的等效荷载向量。

4 糯扎渡大坝坝料动力参数反演

4.1 工程介绍

糯扎渡水电站位于澜沧江下游普洱市思茅区和澜沧县交界处, 装机容量 5850 MW, 该工程主体挡水结构为 261.5 m 高的心墙堆石坝, 该坝是目前国内已建成的最高的土石坝, 并且居同类坝型世界第三。坝顶高程 824.1 m, 坝顶长 630 m, 宽 18 m, 上游坡度比为 1.9:1, 下游坡度比为 1.8:1, 大坝水库正常蓄水位 812 m。为了监测大坝受地震情况下的影响, 在糯扎渡大坝上安置了若干个强震监测仪, 其中河谷最大剖面上坝顶是 T2 测点, 下游坝坡 780 高程处是 T6 测点, 下游坝坡高程 701 高程处是 T7 测点, 在距离坝轴线下游侧约 500 m 河谷自由场处测点 T10, 在 2014

年 10 月 7 日发生的 6.6 级景谷地震中均测到并记录了完整的加速度时程。

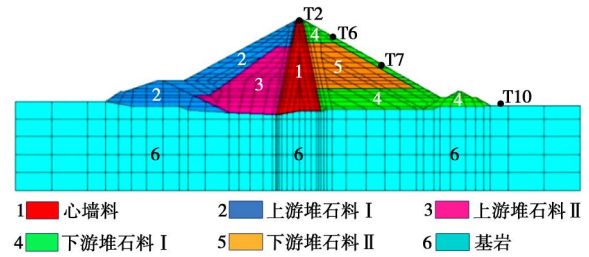


图5 糯扎渡大坝简化的典型剖面图

Fig. 5 Simplified typical section of Nuozhadu dam

简化后的大坝典型剖面有限元模型如图 5, 其中堆石料 I 和堆石料 II, 由于考虑上游蓄水的影响, 又分为上下游, 因此具体分为心墙料, 上游堆石料 I, 上游堆石料 II, 下游堆石料 I, 下游堆石料 II。其中为了考虑坝基相互作用以及地基辐射阻尼的影响, 向上下游、竖向、左右岸截取约 1 倍坝高距离计算分析, 在截取地基 4 个侧面及底边界施加黏弹性人工边界。

三维有限元模型如图 6, 节点数 37954, 单元数量为 36513。

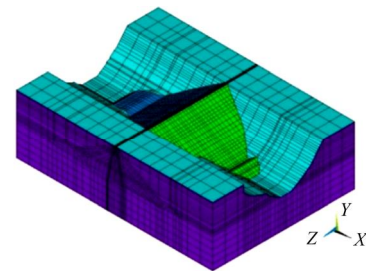


图6 糯扎渡大坝三维有限元模型

Fig. 6 3D FEM of Nuozhadu dam

4.2 动力模型参数反演

有限元的静力计算坝体采用邓肯-张 EB 模型, 按照施工顺序分级加载, 并逐级蓄水至景谷地震时坝体的蓄水位, 坝基基岩采用线弹性模型材料参数同 2.2 节。坝体动力计算利用等价线性模型, 地震动的输入采用第 2 节介绍的方法。在反演分析中计算目标函数采用的坝顶、780 m 及 701 m 高程处的测点加速度计算值和实测值, 河谷自由场中测点用来正演计算对比分析。

利用本文提出的反演方法进行糯扎渡心墙坝的动力参数优化, 包括心墙料, 堆石料, 共需反演 10 个动力参数。坝体材料动力模型参数 C 和 n 的数值范围根据室内试验以及类似的工程进行取值, 心墙料 C 值取 1000~4000, 堆石料 C 值取 2000~5000, n 值范围为 0.4~0.7。根据正交试验设计生成 81 组数据, 为了保证样本的多样性, 又添加了 69 组随机数据, 共 150 组。首先用样本数据对 MSVM 进行训练, 模型输入

值为 150 组参数组合, 输出值对应为每个参数组合有限元计算的坝体 3 个测点 3 个方向的加速度反应谱值共 9 个, 由于反应谱采用 4 s 间隔 0.02 s 共 200 个数据点, 所以一共 200 个 MSVM 模型, 模型初始的参数范围分别为 $s^2 \in (2^{-2}, 2^5)$, $C \in (2^{-2}, 2^{13})$, 根据网格搜索法和 10 折交叉验证, 并以每个模型反应谱数值点预测值和计算值的 RMSE 最小为目标函数对其进行训练, 图 7 是每个训练好的模型的 RMSE 值, 可以看出除了个别训练的 MSVM 模型的 RMSE 值偏大, 最大值为 0.085, 整体来看, 训练的 MSVM 模型可以较好地满足计算要求。然后采用 PSO 粒子群优化算法进行糯扎渡大坝的动力参数优化, 参数设置如下: 粒子群规模 20, 维数即待优化参数个数 10, 加速度因子 $c_1=2$, $c_2=2$, 惯性权重 $w=0.7$, 终止条件是连续 6 代前后两次适应度值误差小于 10^{-5} 。

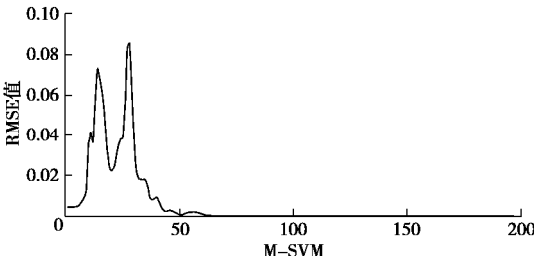


图 7 每个训练好的 MSVM 的 RMSE 值
Fig. 7 RMSE values of each trained MSVM

4.3 反演结果分析

反演得到的最优参数组合见表 1。由表 1 可以看出, 反演得到的最大动剪切模量系数 C 基本上都比试验值偏大, 其中心墙料是室内试验值的 1.52 倍, 堆石料 I 平均值是室内试验值的 1.50 倍, 堆石料 II 平均值是室内试验值的 1.32 倍, 其中下游堆石料的最大动剪切模量系数反演值明显比室内试验值明显偏大, 分别为 1.89 倍和 1.60 倍, 并且上游的堆石料反演值相对于下游值偏小, 减小范围在 35.3%~42.1%, 分析原因主要是由于上游蓄水后导致上游堆石料的初始应力(大、中、小主应力)减小^[36], 使得反演得到 C 值偏小。对于反演得到最大动剪模量系数 n 相对于室内试验值变化不是很大。

为了验证反演得到材料参数的合理性, 利用最优参数组合进行糯扎渡大坝的正演动力计算分析。对比

分析了坝体上 3 个测点实测和计算的加速度时程曲线和反应谱曲线, 3 个测点变化规律一致, 限于文章篇幅, 只给出坝顶 T2 测点, 如图 8 所示, 可以看出加速度时程曲线和反应谱曲线拟合良好, 说明了反演得到的参数合理性。表 2 为坝体 3 个测点实测和计算得到的加速度放大倍数, 可以看出, 坝体顺河向和竖向放大倍数基本一致, 随着坝高增加放大倍数变大, 坝顶测点放大 3 倍左右, 其中横河向加速度放大倍数计算值比实测值偏大, 可能与计算时没有考虑行波效应等因素有关。文献[4]分析了紫坪铺大坝在汶川地震后监测到的余震和弱震信息, 坝体的放大规律和糯扎渡大坝在景谷地震中的放大规律基本一致, 符合土石坝的地震反应一般特征。

表 1 动力参数反演结果

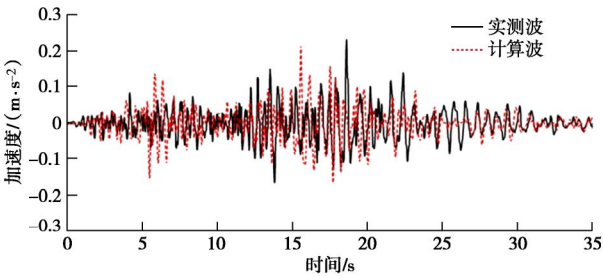
动力参数		坝料分区				
		心墙料	上游堆石料		下游堆石料	
			料 I	料 II	料 I	料 II
系数 C	反演值	2661	2694	2300	4650	3555
	室内试验值	1754	2455	2216	2455	2216
指数 n	反演值	0.412	0.565	0.440	0.544	0.651
	室内试验值	0.451	0.600	0.609	0.600	0.609

表 2 坝体加速度放大倍数计算值与实测值对比

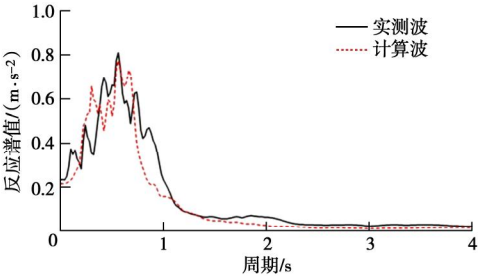
方位		T2		T6		T7	
		计算	实测	计算	实测	计算	实测
顺河向	顺河向	3.48	3.36	1.53	2.06	1.78	2.03
	竖向	2.93	3.18	2.45	2.57	1.59	1.53
	横河向	2.12	1.66	1.83	1.17	2.47	1.74

为了进一步验证黏弹性人工边界结合传递函数的地震动输入方法的合理性, 对比分析了河谷自由场中的 T10 测点的实测和计算加速度时程曲线和反应谱曲线, 如图 9, 从图 9 中可以看出拟合良好, 说明采用 2.2 节无坝体的有限元模型得到的地震动信息基本上可以满足计算精度的要求, 这也说明反演得到参数的合理性。

综上所述采用本文提出的地震动输入方法和反演方法可以较好地得到坝料的动力参数, 并且精度可以满足计算要求。



(a) 顺河向



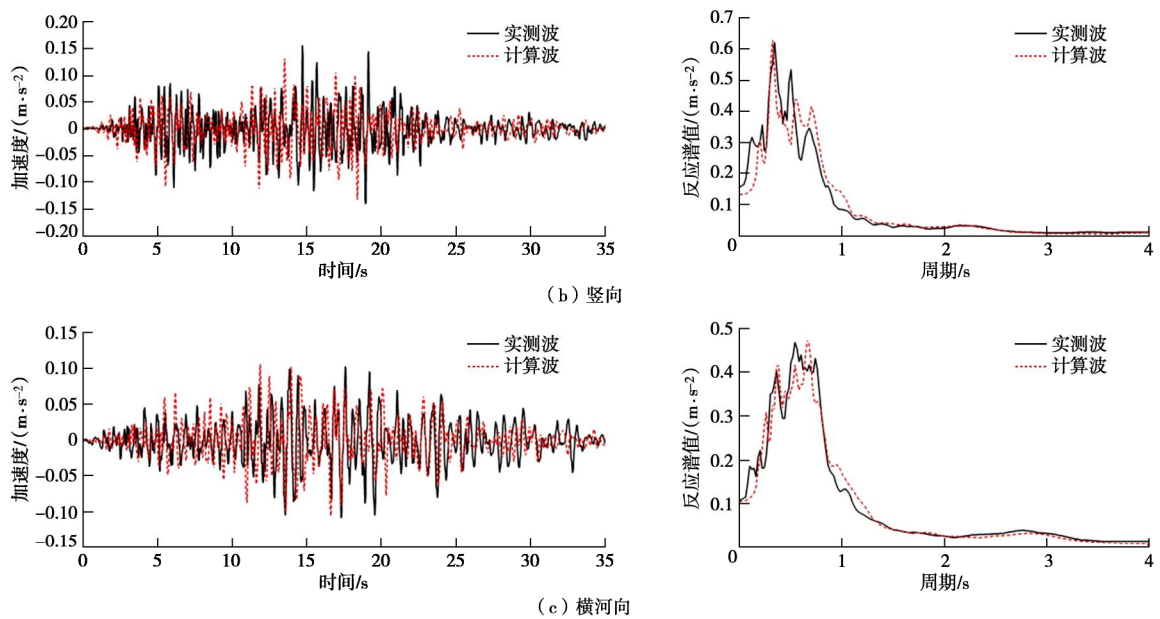


图 8 坝顶 T2 测站实测和计算的加速度时程和反应谱

Fig. 8 Calculated and recorded time histories of acceleration and their response spectra at T2 station of dam

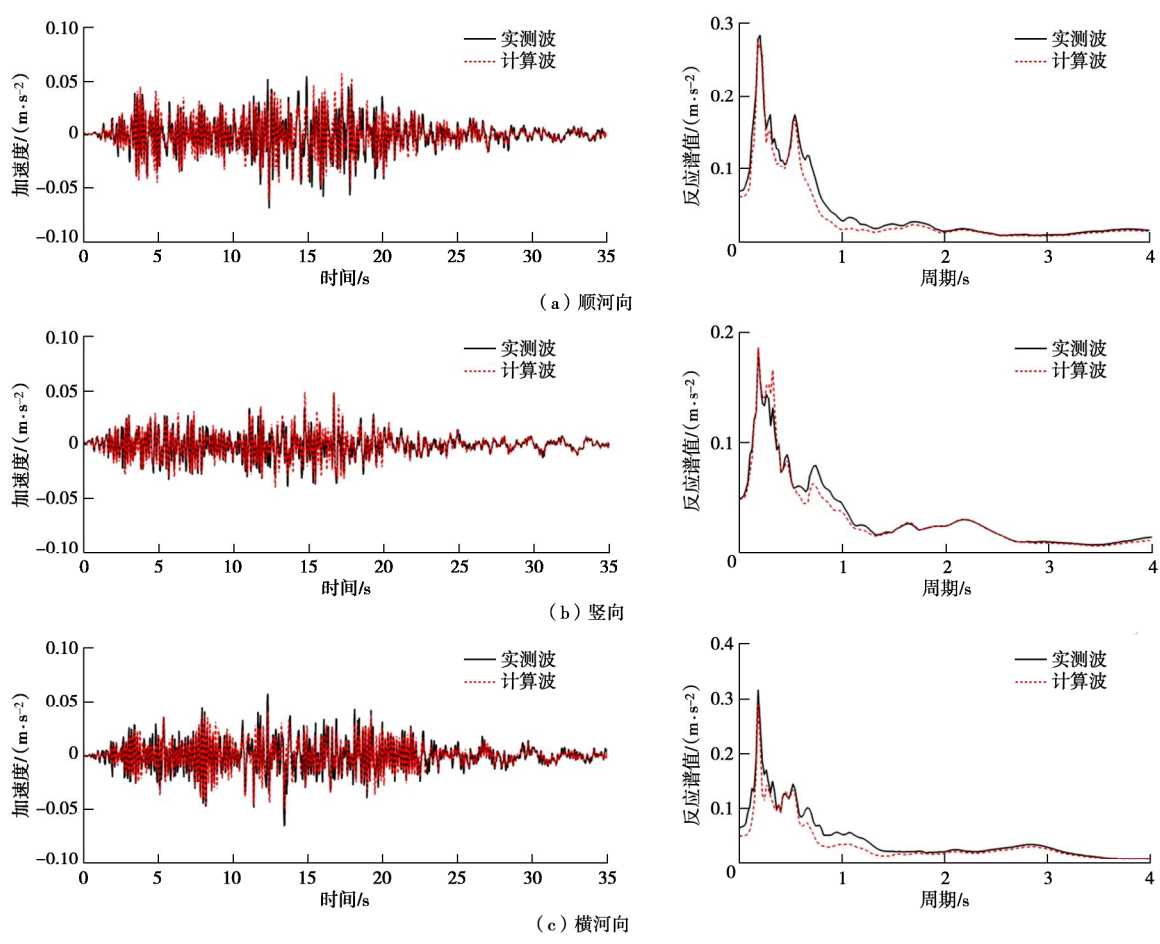


图 9 自由场 T10 测站实测和计算的加速度时程和反应谱

Fig. 9 Calculated and recorded time histories of acceleration and their response spectra at T10 station of dam

5 结 论

本文提出了一种弱震情况下，三维河谷地形中考虑相互作用影响的高土石坝坝料动力参数反演方法。

利用传递函数结合黏弹性人工边界方法较好地解决了河谷地形的地震动输入问题，并将多输出支持向量机模型和粒子群优化方法相结合，将其应用于糯扎渡大坝坝料动力参数反演分析，结果表明：

(1) 取三维河谷自由场中测点为地震响应控制点, 基于传递函数结合黏弹性人工边界得到模型输入的地震动, 其计算精度满足要求, 可以保证河谷地形动力响应分析中地震动输入机制的合理性。并且多输出支持向量机可以在保证计算精度的情况下, 只需要相对较少的样本和训练次数, 有效的节约有限元计算的时间。

(2) 对于弱震情况下, 考虑坝基相互作用影响的堆石料动力参数反演方法是可行的, 计算精度基本满足实际工程要求, 可以用于缺乏强震或震害资料的坝体参数反演, 为现行土石坝动力参数确定方法提供一定的参考。

(3) 通过对比本文反演结果、室内动三轴试验的最大动剪模量系数 C 值, 室内试验值偏小。对于同种坝料, 由于上游受到蓄水等原因的影响, 反演得到上游堆石料的最大动剪切模量系数 C 值相对于下游减小, 工程应用时应值得注意并予以适当的修正。

参考文献:

- [1] FENG Z, TSAI P H, LI J N. Numerical earthquake response analysis of the Liyutan earth dam in Taiwan[J]. Natural Hazards and Earth System Science, 2010, **10**(6): 1269 - 1280.
- [2] CHARATPANGOON B, KIYONO J, FURUKAWA A, et al. Dynamic analysis of earth dam damaged by the 2011 Off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2014, **64**: 50 - 62.
- [3] 孔宪京, 周 扬, 邹德高, 等. 汶川地震紫坪铺面板堆石坝地震波输入研究[J]. 岩土力学, 2012, **33**(7): 2110 - 2116. (KONG Xian-jing, ZHOU Yang, ZOU De-gao, et al. Study of seismic wave input of Zipingpu concrete face rockfill dam during Wenchuan earthquake[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, **33**(7): 2110 - 2116. (in Chinese))
- [4] 孔宪京, 周 扬, 邹德高, 等. 汶川地震余震记录及紫坪铺面板堆石坝余震反应研究[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(5): 673 - 678. (KONG Xian-jing, ZHOU Yang, ZOU De-gao, et al. Aftershock records of Wenchuan Earthquake and seismic response of Zipingpu Concrete Face Rock-fill Dam[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(5): 673 - 678. (in Chinese))
- [5] 徐奴文, 梁正召, 唐春安, 等. 基于微震监测的岩质边坡稳定性三维反馈分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, **33**(增刊 1): 3093 - 3104. (XU Nu-wen, LIANG Zheng-zhao, TANG Chun-an, et al. Three-Dimensional feedback analysis of rock slope stability based on microseismic monitoring[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, **33**(S1): 3093 - 3104. (in Chinese))
- [6] SEVIM B, ALTUNIŞIK A C, BAYRAKTAR A. Earthquake behavior of berke arch dam using ambient vibration test results[J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 2012, **26**(6): 780 - 792.
- [7] KARIMI I, KHAJI N, AHMADI M T, et al. System identification of concrete gravity dams using artificial neural networks based on a hybrid finite element - boundary element approach[J]. Engineering Structures, 2010, **32**(11): 3583 - 3591.
- [8] 康 飞, 李俊杰, 许 青. 混合蜂群算法及其在混凝土坝动力材料参数反演中的应用[J]. 水利学报, 2009, **40**(6): 736 - 742. (KANG Fei, LI Jun-jie, XU Qing. Hybrid simplex artificial bee colony algorithm and its application in material dynamic parameter back analysis of concrete[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2009, **40**(6): 736 - 742. (in Chinese))
- [9] 冯 新, 周 晶, 范颖芳. 基于模态观测的混凝土坝反演分析[J]. 水利学报, 2004, **35**(2): 101 - 105. (FENG Xin, ZHOU Jing, FAN Ying-fang. Inverse analysis of concrete dam with modal measurements[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2004, **35**(2): 101 - 105. (in Chinese))
- [10] 周 伟, 徐 干, 常晓林, 等. 堆石体流变本构模型参数的智能反演[J]. 水利学报, 2007, **38**(4): 389 - 394. (ZHOU Wei, XU Gan, CHANG Xiao-lin, et al. Intelligent back analysis on parameters of creep constitutive model[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2007, **38**(4): 389 - 394. (in Chinese))
- [11] 马 刚, 常晓林, 周 伟, 等. 高堆石坝瞬变-流变参数三维全过程联合反演方法及变形预测[J]. 岩土力学, 2012, **33**(6): 1889 - 1895. (MA Gang, CHANG Xiao-lin, ZHOU Wei, et al. Integrated inversion of instantaneous and rheological parameters and deformation prediction of high rockfill dam[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, **33**(6): 1889 - 1895. (in Chinese))
- [12] 常晓林, 喻胜春, 马 刚, 等. 基于粒子迁徙的粒群优化算法及其在岩土工程中的应用[J]. 岩土力学, 2011, **32**(4): 1077 - 1082. (CHANG Xiao-lin, YU Sheng-chun, MA Gang, et al. Particle swarm optimization based on particle migration and its application to geotechnical engineering[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, **32**(4): 1077 - 1082. (in Chinese))
- [13] 迟世春, 朱 叶. 面板堆石坝瞬时变形和流变变形参数的联合反演[J]. 水利学报, 2016, **47**(1): 18 - 27. (CHI Shi-chun, ZHU Ye. Back-analysis of instantaneous and

- rheological deformation parameters for concrete faced rockfill dams[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2016, 47(1): 18 - 27. (in Chinese))
- [14] 朱 晟, 张美英, 戴会超. 土石坝沥青混凝土心墙力学参数反演分析[J]. 岩土力学, 2009, 30(3): 635 - 639. (ZHU Sheng, ZHANG Mei-ying, DAI Hui-chao. Back analysis of mechanical parameters for asphalt-concrete core earth-rock dam[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, 30(3): 635 - 639. (in Chinese))
- [15] 朱 晟, 杨 鸽, 周建平, 等. “5·12”汶川地震紫坪铺面板堆石坝静动力初步反演研究[J]. 四川大学学报(工程科学版), 2010, 42(5): 113 - 119. (ZHU Sheng, YANG Ge, ZHOU Jian-ping, et al. Back analysis on static and dynamic characteristics of Zipingpu CFRD under “5·12” Wenchuan Earthquake[J]. Journal of Sichuan University (Engineering Science Edition), 2010, 42(5): 113 - 119. (in Chinese))
- [16] 汪 旭, 康 飞, 李俊杰. 土石坝地震永久变形参数反演方法研究[J]. 岩土力学, 2014, 35(1): 279 - 286. (WANG Xu, KANG Fei, LI Jun-jie. Back analysis of earthquake-induced permanent deformation parameters of earth-rock dams[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, 35(1): 279 - 286. (in Chinese))
- [17] 刘振平, 迟世春, 赵显波, 等. 鲤鱼潭大坝坝料动力参数反演[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(4): 761 - 768. (LIU Zhen-ping, CHI Shi-chun, ZHAO Xian-bo, et al. Back analysis of dynamic parameters of Liyutan dam materials[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, 37(4): 761 - 768. (in Chinese))
- [18] ZHANG J M, YANG Z Y, GAO X Z, et al. Geotechnical aspects and seismic damage of the 156-m-high Zipingpu concrete-faced rockfill dam following the Ms 8.0 Wenchuan earthquake[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2015, 76: 145 - 156.
- [19] 孔宪京, 邹德高, 刘京茂. 高土石坝抗震安全评价与抗震措施研究进展[J]. 水力发电学报, 2016, 35(7): 1 - 14. (KONG Xian-jing, ZOU De-gao, LIU Jing-mao. Developments in seismic safety evaluation methods and aseismic measures for high rockfill dams[J]. Journal of Hydroelectric Engineering, 2016, 35(7): 1 - 14. (in Chinese))
- [20] 陈厚群. 坝址地震动输入机制探讨[J]. 水利学报, 2006, 37(12): 1417 - 1423. (CHEN Hou-qun. Discussion on seismic input mechanism at dam site[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2006, 37(12): 1417 - 1423. (in Chinese))
- [21] 周国良, 李小军, 侯春林, 等. SV 波入射下河谷地形地震动分布特征分析[J]. 岩土力学, 2012, 33(4): 1161 - 1166. (ZHOU Guo-liang, LI Xiao-jun, HOU Chun-lin, et al. Characteristic analysis of ground motions of canyon topography under incident SV seismic waves[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, 33(4): 1161 - 1166. (in Chinese))
- [22] 李 平, 薄景山, 李孝波, 等. 安宁河河谷及邛海地区土层场地对地震动的放大作用[J]. 岩土工程学报, 2016, 38(2): 362 - 369. (LI Ping, BO Jing-shan, LI Xiao-bo, et al. Amplification effect of soil sites on ground motion in Anning River valley and Qionghai Lake area[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, 38(2): 362 - 369. (in Chinese))
- [23] 朱亚林, 孔宪京, 邹德高, 等. 河谷地形对高土石坝动力反应特性影响的分析[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(9): 1590 - 1597. (ZHU Ya-lin, KONG Xian-jing, ZOU De-gao, et al. Effect of valley topography on dynamic response properties of high earth-rockfill dams[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(9): 1590 - 1597. (in Chinese))
- [24] 盛 谦, 崔 臻, 刘加进, 等. 传递函数在地下工程地震响应研究中的应用[J]. 岩土力学, 2012, 33(8): 2253 - 2258. (SHENG Qian, CUI Zhen, LIU Jia-jin, et al. Application study of transfer function for seismic response analysis of underground engineering[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, 33(8): 2253 - 2258. (in Chinese))
- [25] 崔 臻, 盛 谦, 宋艳华, 等. 地下洞室群随机地震响应研究中传递函数的应用探讨[J]. 岩土力学, 2012, 33(12): 3760 - 3766. (CUI Zhen, SHENG Qian, SONG Yan-hua, et al. Application of transfer function to stochastic seismic response analysis of underground caverns[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, 33(12): 3760 - 3766. (in Chinese))
- [26] 蒋良潍, 姚令侃, 吴 伟, 等. 传递函数分析在边坡振动台模型试验的应用探讨[J]. 岩土力学, 2010, 31(5): 1368 - 1374. (JIANG Liang-wei, YAO Ling-kan, WU Wei. Transfer function analysis of earthquake simulation shaking table model test of side slopes[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31(5): 1368 - 1374. (in Chinese))
- [27] 袁艳玲, 郭琴琴, 周正军, 等. 考虑参数相关的高心墙堆石坝材料参数反分析[J]. 岩土力学, 2017, 38(增刊 1): 463 - 470. (YUAN Yan-ling, GUO Qin-qin, ZHOU Zheng-jun, et al. Back analysis of material parameters of high core rockfill dam considering parameters correlation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, 38(S1): 463 - 470. (in Chinese))
- [28] 李 波, 徐宝松, 武金坤, 等. 基于最小二乘支持向量机

- 的大坝力学参数反演[J]. 岩土工程学报, 2008, 30(11): 1722 - 1725. (LI Bo, XU Bao-song, WU Jin-kun, et al. Back analysis of dam mechanical parameters based on least squares support vector machine[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, 30(11): 1722 - 1725. (in Chinese))
- [29] TUIA D, VERRELST J, ALONSO L, et al. Multioutput support vector regression for remote sensing biophysical parameter estimation[J]. IEEE Geoscience and Remote Sensing Letters, 2011, 8(4): 804 - 808.
- [30] SEED H B, IDRIS I M. Influence of soil conditions on ground motions during earthquakes[J]. Journal of the Soil Mechanics & Foundations Division, 1969, 95(1): 99 - 138.
- [31] ZHANG C H, PAN J W, WANG J T. Influence of seismic input mechanisms and radiation damping on arch dam response[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2009, 29(9): 1282 - 1293.
- [32] 刘晶波, 谷音, 杜义欣. 一致黏弹性人工边界及黏弹性边界单元[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(9): 1070 - 1075. (LIU Jing-bo, GU Yin, DU Yi-xin. Consistent viscous-spring artificial boundaries and viscous-spring boundary elements[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 28(9): 1070 - 1075. (in Chinese))
- [33] 何建涛, 马怀发, 张伯艳, 等. 黏弹性人工边界地震输入方法及实现[J]. 水利学报, 2010, 41(8): 960 - 969. (HE Jian-tao, MA Huai-fa, ZHANG Bo-yan, et al. Method and realization of seismic motion input of viscous-spring boundary[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2010, 41(8): 960 - 969. (in Chinese))
- [34] 郭凯, 盛谦, 梅松华, 等. PSO-LSSVM 模型在位移反分析中的应用[J]. 岩土力学, 2009, 30(4): 1109 - 1114. (WU Kai, SHENG Qian, MEI Song-hua. A model of PSO-LSSVM and its application to displacement back analysis[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, 30(4): 1109 - 1114. (in Chinese))
- [35] 高尚, 杨静宇. 群智能算法及其应用[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2006. (GAO Shang, YANG Jing-yu. Swarm Intelligence Algorithms and Applications[M]. Beijing: China Water Power Press, 2006. (in Chinese))
- [36] 胡再强, 李宏儒, 苏永江. 岗曲河混凝土面板堆石坝三维静力应力变形分析[J]. 岩土力学, 2009, 30(增刊 2): 312 - 317. (HU Zai-qiang, LI Hong-ru, SU Yong-qiang. 3-D static stress and displacement analysis of Gangqu river concrete faced rockfill dam[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, 30(S2): 312 - 317. (in Chinese))

《岩土工程学报》征订启事

《岩土工程学报》创办于 1979 年, 是我国水利、土木、力学、建筑、水电、振动等六个全国性学会联合主办的学术性科技期刊。由南京水利科学研究院承办, 国内外公开发行。主要刊登土力学、岩石力学领域中能代表当今先进理论和实践水平的科学研究和工程实践成果等。报道新理论、新技术、新仪器、新材料的研究和应用。欢迎国家自然科学基金项目及其他重要项目的研究成果向本刊投稿, 倡导和鼓励有实践经验的作者撰稿, 并优先刊用这些稿件。主要栏目有黄文熙讲座、综述、论文、短文、工程实录、焦点论坛、讨论和简讯等。

本刊被《中文核心期刊要目总览》连续多年确认为核心期刊, 并在建筑类核心期刊中位于前列; 本刊被科技部“中国科技论文统计源期刊”(中国科技核心期刊)及“中国科技论文与引文数据库”收录; 本刊被中国科学院“中国科学引文数据库”收录; 本刊被“中国知网”全文收录及“中国学术期刊综合评价数据库”收录; 本刊被“工程索引 Ei Compendex 数据

库”和“日本科学技术振兴机构数据库 JST”等国际数据库收录。本刊网址 (www.cgejournal.com) 全文发布本刊所有刊载文章。

本刊读者对象为土木建筑、水利电力、交通运输、矿山冶金、工程地质等领域中从事岩土工程及相关专业的科研人员、设计人员、施工人员、监理人员和大专院校师生。

本刊为月刊, A4 开, 双栏排版, 192 页, 每月中旬出版, 每期定价 40 元, 全年定价 480 元。

本刊国际标准刊号 ISSN 1000 - 4548, 国内统一刊号 CN 32 - 1124/TU, 国内发行代号 28 - 62, 国外发行代号 MO 0520。欢迎广大读者在全国各地邮局订购, 也可在编辑部订购(不另收邮费)。编辑部订购地址: 南京虎踞关 34 号《岩土工程学报》编辑部; 邮编: 210024; 联系电话: 025-85829534, 85829543, 85829553, 85829556; 传真: 025-85829555; E-mail: ge@nhri.cn。

《岩土工程学报》编辑部

DOI: 10.11779/CJGE202002011

冻融循环对冻土-混凝土界面冻结强度影响的试验研究

何鹏飞^{1, 2, 4}, 马巍^{2, 4}, 穆彦虎^{* 2}, 董建华³, 黄永庭^{2, 4}

(1. 兰州理工大学理学院, 甘肃 兰州 730050; 2. 中国科学院西北生态环境资源研究院冻土工程国家重点实验室, 甘肃 兰州 730000;

3. 兰州理工大学土木工程学院, 甘肃 兰州 730050; 4. 中国科学院大学, 北京 100049)

摘要: 为研究冻融循环作用对冻土-混凝土界面冻结强度的影响, 对不同冻融循环次数、法向应力、试验温度及土体初始含水率条件下的冻结界面进行了系列直剪试验, 研究经历冻融循环后界面峰值剪切强度、残余剪切强度及强度参数的变化规律。试验结果表明: 冻融循环对界面剪切应力与水平位移曲线形态影响很小, 经历 20 次循环后曲线仍是应变软化型。冻融循环对峰值剪切应力的影响强于对残余剪切应力的影响, 表明其对界面胶结冰含量产生影响。当土体初始含水率较低且温度较高时, 冻融循环使界面峰值剪切强度增加, 但变化量较小。然而在含水率较高 (20.8%) 及试验温度较低时 (-5℃), 峰值剪切强度随着冻融循环增加而降低。因此在土体含水率较高且冻结温度较低时, 对于发生小变形的冻结界面需要重视冻融循环对峰值剪切应力的影响。不同初始含水率、试验温度下冻融循环对残余剪切强度的影响较小且变化规律不明显。在试验温度为 -1℃, -3℃, -5℃ 时, 峰值黏聚力随冻融循环增加分别表现为增加、波动和下降, 推测是由于界面胶结冰含量不同而引起。峰值摩擦角和残余摩擦角随冻融循环次数增加略有变化。

关键词: 冻土; 冻融循环; 冻结强度; 接触面; 直剪试验

中图分类号: TU445

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)02-0299-09

作者简介: 何鹏飞(1989—), 男, 博士研究生, 从事冻土力学与工程方面研究工作。E-mail: hepf17@163.com。

Experiment study on effects of freeze-thaw cycles on adfreeze strength at frozen soil-concrete interface

HE Peng-fei^{1, 2, 4}, MA Wei^{2, 4}, MU Yan-hu², DONG Jian-hua³, HUANG Yong-ting^{2, 4}

(1. School of Science, Lanzhou University of Technology, Lanzhou 730050, China; 2. State Key Laboratory of Frozen Soil Engineering,

Northwest Institute of Eco-Environment and Resources, Chinese Academy of Sciences, Lanzhou 730000, China; 3. School of Civil Engineering,

Lanzhou University of Technology, Lanzhou 730050, China; 4. University of Chinese Academy of Sciences, Beijing 100049, China)

Abstract: In order to study the effects of freeze-thaw cycles on the adfreeze strength between frozen soil and concrete interface, a series of direct shear tests are conducted with different numbers of freeze-thaw cycles under different normal stresses, test temperatures and initial water contents. The peak shear strength, residual shear strength, shear strength parameters are used to analyze the adfreeze strength at the interface. The test results show that the shear behaviors of the interface are still strain-softening after 20 cycles. The influences of freeze-thaw cycles on the peak shear stress are stronger than those on the residual shear stress, indicating that they have an effect on the content of ice crystal of the interface. When the water content of the soil is low and the test temperature is high, the peak shear strength lightly increases with the increasing cycles, and it decreases obviously at water content of 20.8% and test temperature of -5℃. Therefore, it is necessary to pay attention to the influences of freeze-thaw cycles on the peak shear stress under high water content, low test temperature and small deformation of the structural interface. The cycles have few influences on the residual shear stress. The peak cohesions of the interface increase, become stable and decrease with the increasing cycles at the test temperature of -1℃, -3℃ and -5℃, respectively, which is presumed to be caused by the water migration of the soil near the interface. The peak and residual interface friction angles are influenced slightly by the cycles.

Key words: frozen soil; freeze-thaw cycle; adfreeze strength; interface; direct shear test

53.5%^[1-2]。随着经济建设的不断发展, 在广袤的冻土

0 引言

中国是世界第三冻土大国, 多年冻土分布面积约占陆地总面积的 21.5%, 季节冻土面积更高达

基金项目: 国家重点研发计划重点专项项目 (2017YFC0405101); 国家自然科学基金项目 (41630636, 41772325)

收稿日期: 2019-04-02

***通信作者** (E-mail: muyanhu@lzb.ac.cn)

地区已建成及拟建大量的交通、能源和水利工程，其中常见的桩基和衬砌等结构中均存在构筑物与土体界面问题。当构筑物受到平行于界面的切向作用力时，界面就会发生相对滑动从而影响构筑物稳定性。例如渠道衬砌在发生滑动后可引起衬砌断裂、接缝开裂等破坏现象，进而导致渗漏增加及渠基垮塌等工程病害。冻土地区地表层均存在冬冻夏融的冻结—融化层，在融化季节，构筑物与土体界面胶结力主要由黏聚力和摩擦力构成，在冻结季节，土体冻结后界面胶结力中增加了冰的胶结作用，从而使得界面对切向作用力的承载能力发生变化^[3]。在冻—融交替过程中，界面承载力不断变化会破坏构筑物原有稳定性，导致构筑物破坏。同时冻—融循环作用还会改变土体的物理力学性质，进一步影响界面的承载力变化。研究表明土体在经历冻结、融化循环过程中，由于内部水分的迁移、冰胶结及融化等作用会改变颗粒间的排列及连接方式，从而影响其原有物理力学性质^[4-5]。Qi 等^[6]总结了冻融循环作用对土体物理力学性质的影响，表明随着冻融循环次数增加，松散土密度增大，而密实土则相反，渗透系数增大，土体结构性破坏增加及剪切模量减小。Xie 等^[7]对青藏高原土壤物理力学性质研究表明黏聚力和单轴压缩强度随着循环次数增加而减小，尤其在前 6 次循环。候鑫等^[8]通过三轴试验和压汞试验对硅酸钠固化黄土力学性质进行研究，结果表明冻融循环作用增大平均孔隙直径和降低微孔隙含量，并导致土样产生裂缝。刘晖等^[9]对冻融循环时含砂粉土力学性质研究表明破坏强度和弹性模量随循环次数增加先增大后减小，经历 3 次循环后达到最大值。Lu 等^[10]研究表明水分重新分布对土体力学性质有很大影响，在补水条件下土体力学性质更易达到稳定状态，7 次循环后土体破坏强度和弹性模量分别下降 85% 和 92%。

冻土与构筑物界面冻结强度对构筑物的稳定性至关重要，例如在高含冰量冻土中，桩基等结构承载力主要来自于冻土与桩基界面的冻结强度^[10-13]。因此，冻土与构筑物界面冻结强度研究得到了广泛关注。Penner 等^[14]研究温度对冻结强度的影响，得到经验冻结强度计算公式。Bondarenko 等^[15]对冻土与岩石界面的瞬时冻结强度和长期冻结强度进行试验研究，结果表明温度对界面黏聚力的影响很大，但对界面摩擦角的影响很小。Biggar 等^[16]对灌注桩与冻土冻结强度试验表明冻土含盐量和温度使得桩基周围冻土中未冻水含量发生变化，进而影响冻结强度。Ladanyi^[17]研究砂与铝材界面冻结强度表明随着温度降低控制因素由内摩擦角变为黏聚力。吉延俊等^[18]对现浇混凝土与冻土界面冻结强度进行试验表明水化热使界面粗糙度发生变化，

进而影响界面冻结强度。Wen 等^[19]对冻土与混凝土和玻璃钢界面剪切试验表明随着试验温度降低和土体初始含水率增加界面冻结强度增大。石泉彬等^[20]通过压桩法测定冻土与钢管接触面冻结强度，结果表明接触面温度和表面粗糙度影响显著。陈拓等^[21]对冻结黏土与钢板接触面开展正交直剪试验，结果表明土体含水率对冻结强度影响最大。孙厚超等^[22]对不同条件时冻土与结构物界面冻结强度研究表明界面冻结强度受冻结温度、法向应力、冻土性质及接触面粗糙度等因素影响。

对冻土—构筑物界面冻结强度的研究已经取得了丰硕的成果，但针对冻融循环作用下冻土与构筑物界面冻结强度变化规律的研究较少。本文通过系列直接剪切试验，研究冻融循环作用对冻土与混凝土界面冻结强度的影响，同时考虑土体初始含水率及试验温度对界面冻结强度的影响。

1 试验材料与试验方法

1.1 试样制备

试验所用土料取自甘肃省永登县境内（36° 36′ 34″ N，103° 22′ 05″ E），采集区在中国湿陷性黄土工程地质图中属于陇西黄土区，处于季节性冻土地区，按照中国冻结作用灾害分布图属于季节冻土灾害区^[28]。土料特征为黄色，褐黄色，有少量虫孔、草根。按照土工试验规程^[29]进行物理性质测试，物理指标见表 1，属于低液限黏土。

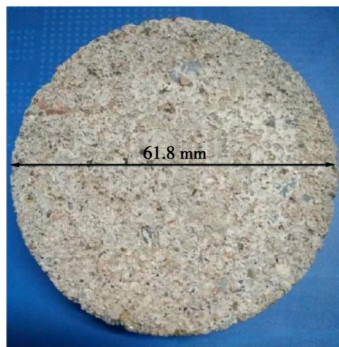
表 1 试验用土物理性质

Table 1 Physical properties of test soil								
液限 /%	塑限 /%	土粒相 对密度	最大干 密度 (g·cm ⁻³)	最优 含水 率/%	粒径分布/%			
					>0.25 mm	0.05~ 0.25 mm	0.005~ 0.05 mm	<0.005 mm
26.29	18.24	2.7	1.912	13	1.22	14.53	65.07	19.18

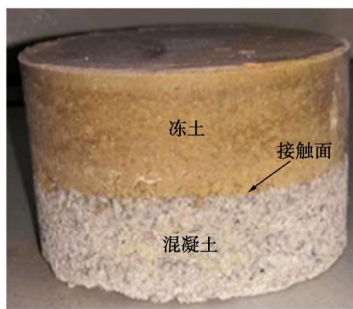
试样的制备包括混凝土试样制备、土样制备和冻土—混凝土试样制备^[30]。其中混凝土试样制备过程共 5 步：①使用直径为 61.8 mm，高 20 mm 的环刀作为模具，在环刀内壁均匀涂抹一层凡士林；②使用 PO32.5 普通硅酸盐水泥拌合天然河沙制作水泥砂浆，水泥、沙和水比例为 1.8：3：1，由于试样尺寸较小，剔除砂浆中砾石等较大颗粒，确保试样尺寸达到颗粒 5 倍以上；③将水泥砂浆均匀的装入环刀中，振捣抹平使试样厚度与环刀高度相同；④将浇筑完成的混凝土试样按照标准程序养护 28 d^[31]；⑤使用千斤顶将混凝土试样从环刀中顶出，测量试样厚度，选取厚 2 mm 的作为最终混凝土试样，如图 1（a）所示。所有混凝土试样一次性制作完成，使表面粗糙度尽可能相近，肉眼观测为较粗糙状态。由于经过养护后的砂浆试块

具备一定的强度, 在界面剪切试验中不会出现明显颗粒剥离, 因此可近似代替标准混凝土试块进行界面剪切试验。

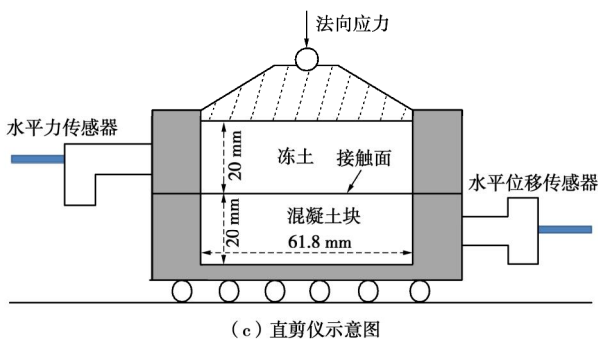
土样制备过程中, 首先将原状土料自然风干后充分搅拌, 然后碾压过 2 mm 筛, 测定初始含水率, 然后按照预定含水率配制土样, 完成后装入密封袋中 12 h 以使含水率均匀分布并测量土样含水率作为实际含水率。



(a) 混凝土试样



(b) 冻土-混凝土剪切试样



(c) 直剪仪示意图

图1 试样图片及直剪仪示意图

Fig. 1 Concrete sample, frozen soil-concrete sample and shear test apparatus

冻土-混凝土试样使用高 40 mm, 内径为 61.8 mm 环刀作为试样仓, 制备过程共 4 步: ①用塑料胶带将试样仓一端封闭, 将混凝土试样放置入试样仓内靠近塑料胶带一侧; ②根据预定干密度和土样含水率, 称取一定质量湿土均匀的装入试样仓中; ③使用冻土工程国家重点实验室研制的标准压样机缓慢匀速的对装入试样仓的土样施加压力, 直到土样高度到达 20 mm, 试样中土体部分的干密度为 1.68 g/cm^3 ; ④使用

保鲜膜对整个试样仓包裹防止水分散失, 然后在 -25°C 环境下快速冻结 24 h, 待样品完全冻结后, 使用千斤顶将冻土-混凝土试样从样品舱中顶出, 得到试验样品, 如图 1 (b) 所示。

1.2 试验仪器

使用南京土壤仪器厂生产的 ZJ 四联应变控制直剪仪开展冻土-混凝土界面剪切强度试验, 图 1 (c) 为直剪仪工作原理示意图。剪切盒由上、下两部分组成, 高度同为 20 mm。上、下剪切盒中间界面为剪切面, 冻土-混凝土试验样品接触面正好与剪切面重合, 直剪仪可自动记录剪切盒水平位移及界面剪切力。试验在冻土工程国家重点实验室低温实验室进行, 低温实验室内环境温度可自动控制, 温控精度为 $\pm 0.5^\circ\text{C}$ 。试验过程中实时测量调整环境温度, 使环境温度尽可能接近预定试验温度。

1.3 试验过程

试验过程中控制法向应力为 50, 100, 200, 300 kPa。兰州地区浅埋黄土天然含水率一般小于 10%, 但受降雨及埋藏深度的影响, 因此试验中土体土样初始含水率为 9.2%, 13.1%, 17.1% 和 20.8%。典型粉质亚黏土的相转换区温度为 $0 \sim -2.0^\circ\text{C}$, 饱和黏土 $0 \sim -5^\circ\text{C}$, 在这一温度范围内, 温度变化 1°C 时未冻水含量的变化量 $\geq 1\%$, 土体内存在大孔隙和毛细管中所有自由水和一部分弱结合水冻结^[28], 因此试验温度选取为 -1°C , -3°C 和 -5°C 。剪切速率为 0.8 mm/min 的快剪试验, 试验在 10 min 内即可剪切完成, 从而确保低温实验室的温度波动对试样内部温度影响最小。在上述试验条件下, 同时考虑冻融循环作用对界面冻结强度的影响。在试样快速冻结完成后, 进入冻融循环过程。单次冻融循环包括在 -20°C 恒温箱内冻结 12 h 及在接近 19°C 室温下融化 12 h, 如图 2 所示。根据经验, 12 h 的冻结或融化时间可以保证样品内部温度到达平衡状态。冻融循环次数控制为 0, 5, 10, 20 次, 样品完成冻融循环后在恒温箱内按照试验温度恒温 24 h, 后移入低温实验室开展剪切试验, 并控制低温实验室的环境温度与试验温度相同。

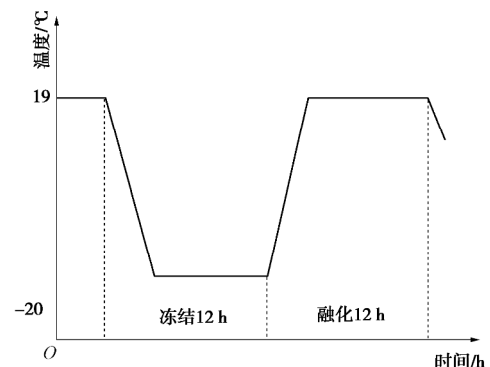


图2 单次冻融循环温度示意图

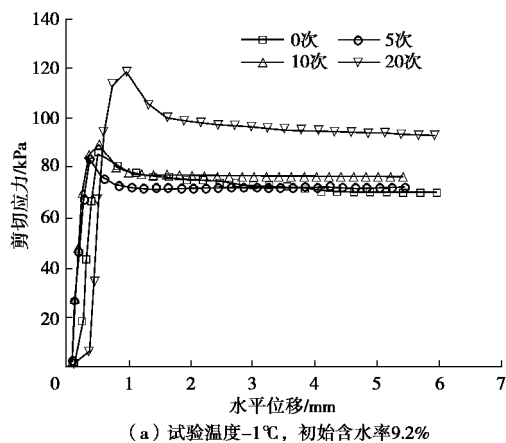
Fig. 2 Temperature path of a freeze-thaw cycle

2 试验结果

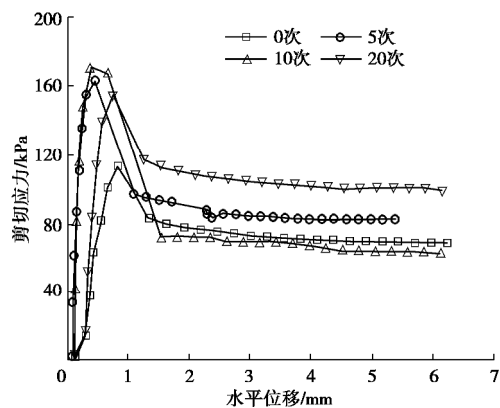
由于界面胶结冰的存在, 冻土-混凝土界面剪切试验中剪切应力-位移关系通常表现为应变软化型, 残余阶段强度参数对发生大变形时界面稳定性分析同样至关重要, 因此分别对冻融循环作用下界面峰值强度特征和残余强度特征进行分析, 其中剪切应力的最大值作为峰值强度, 剪切位移为 5 mm 时对应的剪切应力作为残余强度。

2.1 剪切应力-水平位移曲线

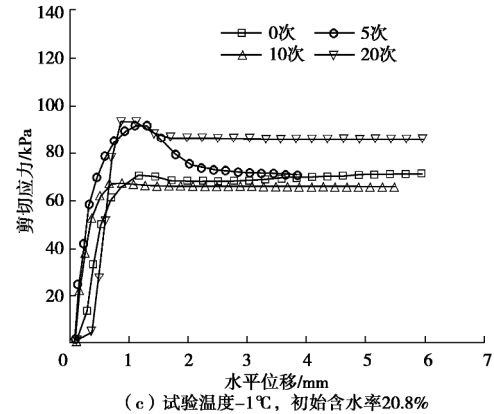
图 3 为法向压力为 100 kPa 时, 不同试验条件下剪切应力与水平位移过程曲线。可以看到界面力学行为表现为应变软化型, 曲线可明显分为峰值前剪切应力快速增长阶段、峰值后软化阶段及残余稳定阶段。在峰值前阶段界面胶结冰、颗粒间黏聚力同时承受剪切变形作用, 随着变形增加剪切应力快速增大, 随后部分冰晶断裂, 土颗粒和冰晶颗粒出现滚动和滑动导致界面发生塑性变形直至峰值应力。不同试验条件时界面剪切应力均在水平位移 ≤ 1.6 mm 时到达峰值。在峰值后软化阶段, 土颗粒和冰晶颗粒完全开始滑动, 界面胶结冰逐渐断裂直至完全破坏, 界面剪切应力也逐渐下降直至稳定值。



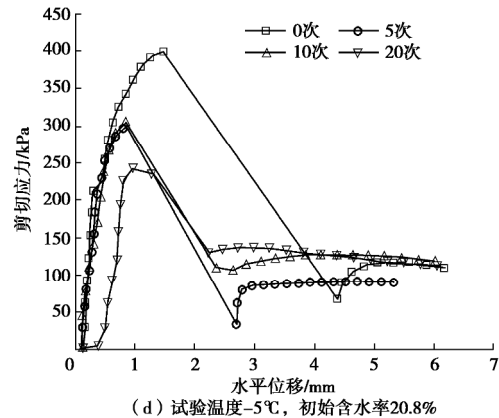
(a) 试验温度 -1°C , 初始含水率 20.8%



(b) 试验温度 -5°C , 初始含水率 9.2%



(c) 试验温度 -1°C , 初始含水率 20.8%



(d) 试验温度 -5°C , 初始含水率 20.8%

图 3 不同冻融循环次数时界面剪切应力与水平位移曲线

Fig. 3 Shear stress of interface vs. horizontal displacement at different freeze-thaw cycles

从图 3 (a), (b) 中可以看到, 后峰值阶段剪切应力出现较快速的下降是因为在 -5°C 时界面有较多胶结冰存在, 其在发生脆性破坏后引起界面剪切应力出现明显减小。随着界面胶结冰的完全破坏及土颗粒和冰晶颗粒的滑动, 界面进入残余稳定阶段, 剪切应力不再随着剪切位移的增大而明显变化。

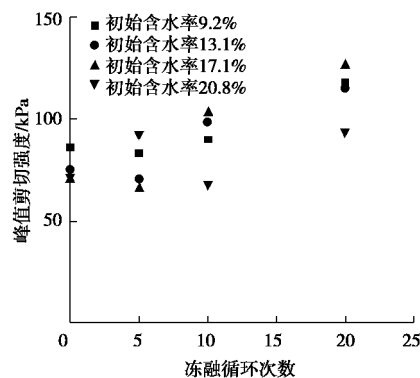
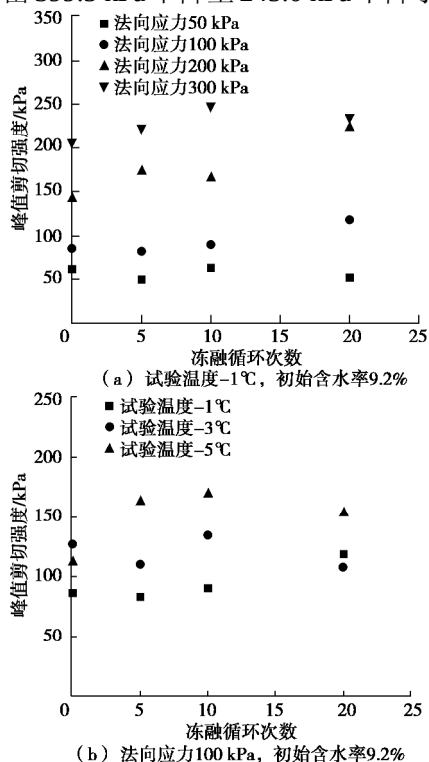
从图 3 中可以看出, 冻融循环作用对剪切应力-水平位移曲线的变化形态影响较小, 但对峰值剪切应力和残余剪切应力有较明显影响。冻融循环作用使残余剪切应力出现变化表明其作用改变了界面颗粒与构筑物表面的接触状态, 在图 3 (a) ~ (c) 中残余剪切应力随循环次数增加而增大, 但在图 3 (d) 中变化较小, 推测是由于此时界面冰晶颗粒较多对土颗粒与构筑物表面接触状态产生影响。冻融循环作用使峰值剪切应力发生变化, 并且随着温度的降低表现的更为明显, 表明其作用不但改变了界面土颗粒的接触状态, 更主要的会引起界面土体水分的迁移。例如在图 3 (d) 中 (试验温度 -5°C , 初始含水率 20.8%), 峰值剪切应力的变化明显大于残余剪切应力的变化, 表明冻融循环作用改变了界面胶结冰含量。

2.2 峰值剪切强度特征

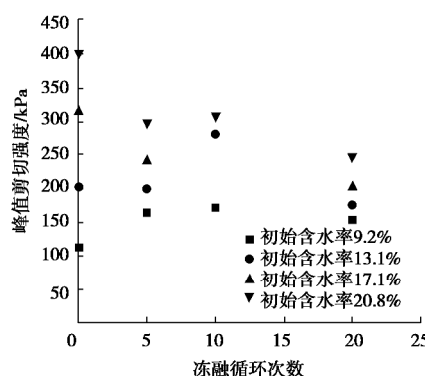
(1) 冻融循环对峰值强度影响

图 4 为界面峰值剪切强度与冻融循环次数关系。

图 4 (a) 为试验温度 -1°C , 初始含水率 9.2% 时, 不同法向应力下的峰值剪切强度。可以看到, 峰值剪切强度随着冻融循环次数的增加变化较小。在 50 kPa 时, 经历 20 次冻融循环后, 峰值剪切强度由 61.5 kPa 下降至 51.5 kPa; 在 300 kPa 时, 峰值剪切强度由 205.4 kPa 增加至 234.9 kPa。图 4 (b) 给出了法向压力 100 kPa 及初始含水率 9.2% 时, 不同试验温度下的峰值剪切强度。可以看到随着试验温度的降低, 峰值剪切强度有所增大。在同一试验温度时, 峰值强度随着冻融循环次数略有增加。经历 20 次冻融循环后, 在 -1°C 时峰值剪切强度由 86.1 kPa 增加至 118.7 kPa 增大了 37.9%, 在 -5°C 时峰值剪切强度由 113.1 增加至 154.4 kPa, 增大了 36.5%。图 4 (c) 给出了法向压力 100 kPa 及试验温度 -1°C 时, 不同初始含水率下峰值剪切强度。由图 4 (c) 可知, 在同一循环次数时, 初始含水率对峰值剪切强度的影响没有明显规律, 但随着循环次数的增加不同含水率间波动变大。在初始含水率 17.1% 时, 经历 20 次循环后, 峰值剪切强度由 71.3 kPa 增加至 127.2 kPa, 增大了 78.4%。图 4 (d) 给出了法向压力 100 kPa 及试验温度 -5°C 时, 不同初始含水率下峰值剪切强度。可以看到, 此时峰值剪切强度变化程度剧烈且不同含水率时变化规律不同。经历 20 次循环后, 在初始含水率 9.2% 时, 峰值剪切强度增加了 36.5%; 在初始含水率 13.1% 时, 峰值剪切强度先增加后减小, 在 10 次循环时达到 281.4 kPa, 随后在 20 次循环时下降至 175 kPa; 在初始含水率 17.1% 时, 峰值剪切强度随着冻融循环次数增加数明显下降, 由 338.5 kPa 下降至 273.3 kPa, 下降了 19.3%, 同样在初始含水率 20.8% 时, 由 399.5 kPa 下降至 245.0 kPa 下降了 38.7%。



(c) 法向应力 100 kPa, 试验温度 -1°C



(d) 法向应力 100 kPa, 试验温度 -5°C

图 4 峰值剪切强度 - 冻融循环次数关系

Fig. 4 Peak shear strength vs. freeze-thaw cycles

(2) 冻融循环对强度参数的影响

土体抗剪强度及土体与构筑物界面抗剪强度取决于很多因素, 但莫尔-库仑剪切强度准则应用最为广泛, 如式 (1) 所示, 其强度参数为黏聚力和内摩擦角。这两个参数在描述界面剪切强度准则时可定义为界面黏聚力和界面摩擦角。

$$t_f = c + s_N \tan j \quad (1)$$

式中, t_f 为抗剪强度, c 为界面黏聚力, j 为界面摩擦角, s_N 为法向应力。

表 2 为不同冻融循环次数时界面峰值黏聚力。可以看到, 随着试验温度、含水率及冻融循环次数的变化, 界面峰值黏聚力表现出不同的变化规律。在试验温度 -1°C 时, 峰值黏聚力随冻融循环次数的增加先减小后增大, 但在初始含水率 20.8% 出现相反变化规律, 不同含水率时变化都很小, 是因为 -1°C 时土体内胶结冰含量较少; 在试验温度 -3°C 时, 峰值黏聚力随冻融循环次数的增加出现不规则波动且变化较小; 在试验温度 -5°C 时, 在初始含水率为 9.2% 时峰值黏聚力随冻融循环次数增加而增大, 在初始含水率 13.1%~20.8% 时峰值黏聚力随冻融循环次数的增加而减小, 此时变化值较大因为土体内胶结冰含量增加, 冻融循环的影响变强。

表 2 不同冻融循环次数时峰值黏聚力
Table 2 Peak cohesions at different freeze-thaw cycles

温度 /℃	初始含 水率/%	峰值黏聚力/kPa			
		0 次循 环	5 次循 环	10 次循 环	20 次循 环
-1	9.2	30.16	15.94	20.90	36.27
	13.1	24.17	9.39	20.77	29.01
	17.1	23.73	7.64	27.77	42.81
	20.8	19.19	23.53	0	11.41
-3	9.2	65.17	44.35	38.38	18.65
	13.1	54.13	78.46	66.55	57.92
	17.1	89.03	121.86	95.92	92.14
	20.8	79.37	103.27	77.27	102.88
-5	9.2	52.71	67.42	79.40	—
	13.1	145.21	101.39	163.83	66.83
	17.1	199.23	146.02	—	96.95
	20.8	315.60	203.41	240.90	226.41

表 3 为不同冻融循环次数时峰值摩擦角，可以看到随着初始含水率和试验温度的变化，峰值摩擦角也表现出不同的变化规律。在试验温度为-1℃和-3℃时，不同含水率条件下界面峰值摩擦角随冻融循环次数增加略有增加，在试验温度-5℃时，初始含水率为9.2%~17.1%时界面峰值摩擦角仍然随冻融循环次数的增加而增加，但在20.8%时出现下降。

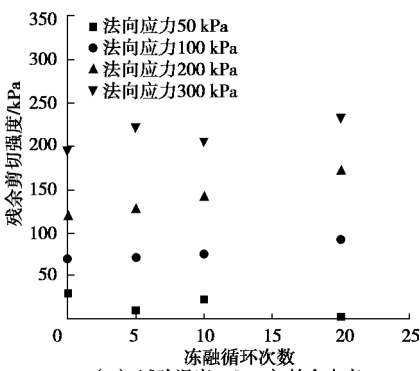
表 3 不同冻融循环次数时峰值摩擦角
Table 3 Peak friction angles at different freeze-thaw cycles

温度 /℃	初始含 水率/%	峰值摩擦角/(°)			
		0 次循 环	5 次循 环	10 次循 环	20 次循 环
-1	9.2	30.07	35.64	36.69	36.76
	13.1	27.70	35.75	35.60	36.72
	17.1	27.07	33.31	42.74	39.65
	20.8	27.38	34.81	34.95	39.85
-3	9.2	30.37	36.61	42.65	43.99
	13.1	32.17	38.80	43.41	40.70
	17.1	28.10	35.64	35.45	39.70
	20.8	27.11	30.31	43.26	40.02
-5	9.2	28.06	41.47	47.02	—
	13.1	26.57	41.02	37.08	43.09
	17.1	31.77	37.95	—	42.30
	20.8	39.99	39.30	36.04	30.47

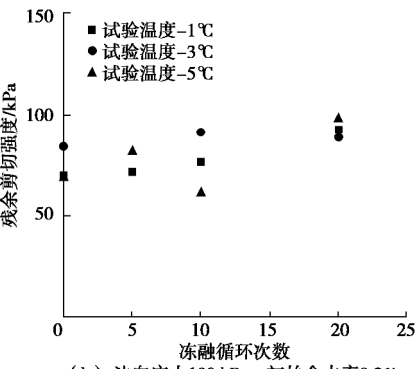
2.3 残余剪切强度特征

(1) 冻融循环对残余强度影响

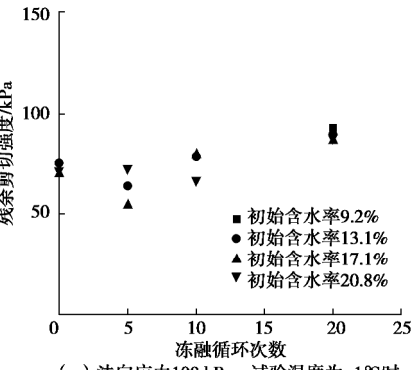
界面残余剪切强度是岩土工程设计中构筑物发生大位移时的重要参数。图 5 为残余剪切强度与冻融循环关系。从图 5 (a), (b) 中可以看出，在初始含水率为9.2%时，残余剪切强度随着冻融循环次数增加略有增大。如在法向应力100 kPa及试验温度-5℃时，经历20次循环后残余剪切强度由69.5 kPa增加至98.7 kPa增大了42%。从图 5 (c) 中可以看到不同的初始含水率时冻融循环对残余剪切强度影响仍然很小。从图 5 (d) 中可以看出，在试验温度-5℃时，残余剪切强度随着含水率增加略有增大。



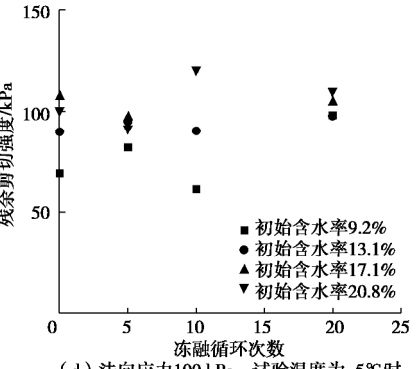
(a) 试验温度-1℃，初始含水率9.2%



(b) 法向应力100 kPa，初始含水率9.2%



(c) 法向应力100 kPa，试验温度为-1℃时



(d) 法向应力100 kPa，试验温度为-5℃时

图 5 残余剪切强度 - 冻融循环次数关系

Fig. 5 Residual shear strength vs. freeze-thaw cycles

(2) 冻融循环对残余摩擦角影响

在残余强度阶段，由于界面已经发生大位移变形，界面的胶结强度几乎完全破坏，因此在计算界面强度参数时假设界面黏聚力为0，因而此时强度参数中只

有界面摩擦角。表 3 为不同冻融循环次数时残余摩擦角。可以看到随着冻融循环次数增加残余摩擦角略有增大。

表 3 不同冻融循环次数时残余摩擦角

Table 3 Residual friction angles at different freeze-thaw cycles					
温度 /°C	初始含水 率/%	残余摩擦角/(°)			
		0 次循 环	5 次循 环	10 次循 环	20 次循 环
-1	9.2	32.66	35.11	34.84	38.73
	13.1	31.26	34.95	36.41	38.06
	17.1	31.37	33.03	34.37	37.03
	20.8	30.91	35.60	34.32	37.25
-3	9.2	34.93	38.10	38.86	39.73
	13.1	34.03	36.97	40.81	40.55
	17.1	34.38	34.98	37.26	41.42
	20.8	32.96	36.14	39.54	38.51
-5	9.2	33.72	39.22	40.52	38.21
	13.1	35.90	41.67	40.24	41.14
	17.1	35.21	38.31	—	41.62
	20.8	34.89	36.94	38.94	42.28

3 讨 论

冻土与构筑物接触面的峰值剪切强度可以认为是界面的冻结强度^[32]。冻结强度包括界面的冰胶结力、土颗粒与构筑物表面黏聚力及摩擦力等。界面冰胶结力受试验温度和土体初始含水率的影响明显，因此不同初始含水率和试验温度时峰值剪切强度变化明显。在残余剪切强度阶段，界面发生大变形使冰胶结力及土颗粒与构筑物表面黏聚力消失，而土颗粒与构筑物表面摩擦力受试验温度和初始含水率影响很小^[19]，因此不同初始含水率和试验温度时残余剪切强度变化很小。

本文试验结束后发现界面处有冰膜，但遗憾未能拍照记录，Wen 等^[19]和 Volokhov 等^[33]的试验中同样发现界面处存在冰膜。这表明在试验过程中试样内部水分发生迁移，推测其原因为在冻融循环过程中，由于土体（冻土）与混凝土导热性差异使得试样内部存在温度梯度，以及土体与混凝土之间含水率不同存在湿度梯度，致使水分发生迁移在界面处聚集。在含水率较低时，迁移至界面的水分较少，界面剪切带内土体初始含水率随冻融循环作用逐渐增大，因而剪切强度逐渐增大。但当初始含水率较大时，迁移至界面的水分较多导致剪切带土体含水率不断增大，因此界面剪切强度会随着冻融循环次数增加而下降。因为冻土强度在含水率较低时，随着初始含水率增加而增大，但当初始含水率较高时（超过饱和含水率），随着初始含水率的增加而减小，直至含水率为 100%时接近冰剪切强度^[34]。

需要指出，本文研究中对混凝土接触面的粗糙度没有具体表征，只是间接且模糊地对其粗糙度进行了

统一假设，在以后工作中将对这些方面进行改进。

4 结 论

基于系列直剪试验，研究冻融循环作用对冻土 - 混凝土界面剪切强度的影响，同时考虑不同试验温度和初始含水率的影响，得到以下 4 点结论。

（1）冻融循环对界面剪切应力与水平位移曲线形态影响很小，经历 20 次循环后曲线仍是应变软化型。冻融循环对峰值剪切应力的影响强于对残余剪切应力的影响，表明其对界面胶结冰含量产生影响，因此对于发生小变形的构筑物界面需要重视冻融循环对峰值剪切应力的影响。

（2）当土体初始含水率较低，同时温度较高时，冻融循环使界面峰值剪切强度增加，但变化量较小。然而在含水率较高（20.8%）及试验温度较低时（-5℃），峰值剪切强度随着冻融循环增加而降低，易使构筑物失稳甚至导致破坏。

（3）不同初始含水率、试验温度下冻融循环次数对残余剪切强度的影响没有明显规律且影响程度较小。

（4）在试验温度为 -1℃，-3℃和 -5℃时，峰值黏聚力随冻融循环增加分别表现为增加、稳定和下降，推测是由于界面土体胶结冰含量变化引起。峰值摩擦角和残余摩擦角随冻融循环次数增加略有变化。

参考文献:

[1] 周幼吾, 郭东信, 邱国庆, 等. 中国冻土[M]. 北京: 科学出版社, 2000. (ZHOU You-wu, GUO Dong-xin, QIU Guo-qing, et al. Geocryology in China[M]. Beijing: Science Press, 2000. (in Chinese))

[2] 马 巍, 王大雁. 中国冻土力学研究 50 a 回顾与展望[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(4): 625 - 640. (MA Wei, WANG Da-yan. Studies on frozen soil mechanics in China in past 50 years and their prospect[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(4): 625 - 640. (in Chinese))

[3] LAI Y, XU X, DONG Y, et al. Present situation and prospect of mechanical research on frozen soils in China[J]. Cold Regions Science and Technology, 2013, 87: 6 - 18.

[4] 王大雁, 马 巍, 常小晓, 等. 冻融循环作用对青藏黏土物理力学性质的影响[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(23): 4313 - 4319. (WANG Da-yan, MA Wei, CHANG Xiao-xiao, et al. Physico-mechanical properties changes of Qinghai-Tibet Clay due to cyclic freezing and thawing[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, 24(23): 4313 - 4319. (in Chinese))

- [5] 常 丹, 刘建坤, 李 旭, 等. 冻融循环对青藏粉砂土力学性质影响的试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, **33**(7): 1496 - 1502. (CHANG Dan, LIU Jian-kun, LI Xu, et al. Experiment study of effects of freezing-thawing cycles on mechanical properties of Qinghai-Tibet silty sand[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, **33**(7): 1496 - 1502. (in Chinese))
- [6] QI J, VERMEER P A, CHENG G. A review of the influence of freeze - thaw cycles on soil geotechnical properties[J]. Permafrost and Periglacial Processes, 2006, **17**(3): 245 - 252.
- [7] XIE S B, QIU J J, LAI Y M, et al. Effects of freeze- thaw cycles on soil mechanical and physical properties in the Qinghai-Tibet Plateau[J]. Journal of Mountain Science, 2015, **12**(4): 999 - 1009.
- [8] 侯 鑫, 马 巍, 李国玉, 等. 冻融循环对硅酸钠固化黄土力学性质的影响[J]. 冰川冻土, 2018, **40**(1): 86 - 93. (HOU Xin, MA Wei, LI Guo-yu, et al. Effects of freezing-thawing cycles on mechanical properties of loess solidified by sodium silicate[J]. Journal of Glaciology and Geocryology, 2018, **40**(1): 86 - 93. (in Chinese))
- [9] 刘 晖, 刘建坤, 邵博文, 等. 冻融循环对含砂粉土力学性质的影响[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2018, **50**(3): 135 - 142. (LIU Hui, LIU Jian-kun, TAI Bo-wen, et al. Mechanical properties changes of sandy silt due to freeze-thaw cycles[J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2018, **50**(3): 135 - 142. (in Chinese))
- [10] LU Z, XIAN S, YAO H, et al. Influence of freeze-thaw cycles in the presence of a supplementary water supply on mechanical properties of compacted soil[J]. Cold Regions Science and Technology, 2019, **157**: 42 - 52.
- [11] PARAMESWARAN V R. Adfreeze strength of frozen sand to model piles[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1978, **15**(4): 494 - 500.
- [12] QIU M, LI H, WANG K, et al. Experimental study on failure pattern of piles in frozen soil[J]. Journal of Harbin University of Civil Engineering and Architecture, 1999, **32**(5): 39 - 42.
- [13] ALDAEEF A A, RAYHANI M T. Influence of exposure temperature on shaft capacity of steel piles in ice-poor and ice-rich frozen soils[C]// "International Congress and Exhibition" Sustainable Civil Infrastructures: Innovative Infrastructure Geotechnology". Cham, 2018: 247 - 257.
- [14] PENNER E, IRWIN W. Adfreezing of leda clay to anchored footing columns[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1969, **6**(3): 327 - 337.
- [15] BONDARENKO G I, SADOVSKII A V. Strength and deformability of frozen soil in contact with rock[J]. Soil Mechanics & Foundation Engineering, 1975, **12**(3): 174 - 178.
- [16] BIGGAR K W, SEGO D C. The strength and deformation behaviour of model adfreeze and grouted piles in saline frozen soils[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1993, **30**(2): 319 - 337.
- [17] LADANYI B. Frozen soil-structure interfaces[J]. Studies in Applied Mechanics, 1995, **42**(6): 3 - 33.
- [18] 吉延俊, 贾 昆, 俞祁浩, 等. 现浇混凝土-冻土接触面冻结强度直剪试验研究[J]. 冰川冻土, 2017, **39**(1): 86 - 91. (JI Yang-jun, JIA Kun, YU Qi-hao, et al. Direct shear tests of freezing strength at the interface between cast-in-situ concrete and frozen soil[J]. Journal of Glaciology and Geocryology, 2017, **39**(1): 86 - 91. (in Chinese))
- [19] WEN Z, YU Q, MA W, et al. Experimental investigation on the effect of fiberglass reinforced plastic cover on adfreeze bond strength[J]. Cold Regions Science and Technology, 2016, **131**: 108 - 115.
- [20] 石泉彬, 杨 平, 谈金忠, 等. 冻土与结构接触面冻结强度压桩法测定系统研制及试验研究[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(1): 139 - 147. (SHI Quan-bin, YANG Ping, TAN Jin-zhong, et al. Development of measuring system by pile-pressing method and experimental study on adfreezing strength at interface between frozen soil and structure[J]. Chinese Journal Geotechnical Engineering, 2019, **41**(1): 139 - 147. (in Chinese))
- [21] 陈 拓, 赵光思, 赵 涛. 寒区黏土与结构接触面冻结强度特性试验研究[J]. 地震工程学报, 2018, **40**(3): 512 - 518. (CHEN Tuo, ZHAO Guang-si, ZHAO Tao. Experimental study on the freezing strength characteristic of clay-structure interface in cold regions[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2018, **40**(3): 512 - 518. (in Chinese))
- [22] 孙厚超, 杨 平, 王国良. 冻土与结构接触界面层力学试验系统研制及应用[J]. 岩土力学, 2014, **35**(12): 3636 - 3641. (SUN Hou-chao, YANG Ping, WANG Guo-liang. Development of mechanical experimental system for interface layer between frozen soil and structure and its application[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, **35**(12): 3636 - 3641. (in Chinese))
- [23] 孙厚超, 杨 平, 王国良. 冻黏土与结构接触界面层单剪力学特性试验[J]. 农业工程学报, 2015, **31**(9): 57 - 62. (SUN Hou-chao, YANG Ping, WANG Guo-liang. Monotonic

- shear mechanical characteristics and affecting factors of interface layers between frozen soil and structure[J]. Transactions of the Chinese Society of Agricultural Engineering (Transactions of the CSAE), 2015, **31**(9): 57 - 62. (in Chinese))
- [24] WANG T L, WANG H H, HU T F, et al. Experimental study on the mechanical properties of soil-structure interface under frozen conditions using an improved roughness algorithm[J]. Cold Regions Science and Technology, 2019, **158**: 6 - 68.
- [25] SHI Q B, YANG P, WANG G L. Experimental research on adfreezing strengths at the interface between frozen fine sand and structures[J]. Scientia Iranica, Transaction A, Civil Engineering, 2018, **25**(2): 663 - 674.
- [26] 赵联桢, 杨平, 王海波. 大型多功能冻土-结构接触面循环直剪系统研制及应用[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(4): 707 - 713. (ZHAO Lian-zhen, YANG Pin, WANG Hai-bo. Development and application of large-scale multi-functional frozen soil-structure interface cycle-shearing system[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(4): 707 - 713. (in Chinese))
- [27] 石泉彬, 杨平, 张英明. 冻土与结构接触面冻结强度研究现状与展望[J]. 冰川冻土, 2017, **39**(6): 1298 - 1306. (SHI Quan-bin, YANG Ping, ZHANG Ying-ming. Adfreezing strength at the interface between frozen soil and structure: research status and prospect[J]. Journal of Glaciology and Geocryology, 2017, **39**(6): 1298 - 1306. (in Chinese))
- [28] 陈肖柏, 刘建坤. 土的冻结作用与地基(精)[M]. 北京: 科学出版社, 2006. (CHEN Xiao-bai, LIU Jian-kun. Frost Action of Soil and Foundation Engineering[M]. Beijing: Science Press, 2006. (in Chinese))
- [29] 土工试验规程: SL 237—1999[S]. 1999. (SL 237—1999 Specification of Soil Test: SL 237—1999[S]. 1999. (in Chinese))
- [30] 郑剑锋, 马巍, 赵淑萍, 等. 重塑土室内制样技术对比研究[J]. 冰川冻土, 2008, **30**(3): 494 - 500. (ZHENG Jian-feng, MA Wei, ZHAO Shu-ping, et al. Development of the specimen-preparing technique for remolded soil samples[J]. Journal of Glaciology and Geocryology, 2008, **30**(3): 494 - 500. (in Chinese))
- [31] 普通混凝土力学性能试验方法标准: GB/T 50081—2002[S]. 2002. (Standard for Test Method of Mechanical Properties on Ordinary Concrete: GB/T 50081—2002 [S]. 2002. (in Chinese))
- [32] LIU J, LÜ P, CUI Y, et al. Experimental study on direct shear behavior of frozen soil-concrete interface[J]. Cold Regions Science and Technology, 2014, **104**: 1 - 6.
- [33] VOLOKHOV S S. Effect of freezing conditions on the shear strength of soils frozen together with materials[J]. Soil Mechanics and Foundation Engineering, 2003, **40**(6): 233 - 238.
- [34] BAKER T H W. Strain rate effect on the compressive strength of frozen sand[J]. Engineering Geology, 1979, **13**(1/2/3/4): 223 - 231.

DOI: 10.11779/CJGE202002012

非水平成层场地上核电结构时域土-结相互作用分析

陈少林¹, 张 娇¹, 郭琪超¹, 周国良², 刘启方³, 王俊泉¹

(1. 南京航空航天大学土木工程系, 江苏 南京 210016; 2. 环境保护部核与辐射安全中心, 北京 100101; 3. 苏州科技大学, 江苏 苏州 215009)

摘 要: 目前核电土-结相互作用分析的主流软件 SASSI, 采用频域等效线性化, 不能很好地考虑土体强非线性, 且仅适合于水平成层场地。时域土-结相互作用分析方法可以考虑土体强非线性以及非水平成层场地, 但效率较低, 难于用于实际工程。采用一种高效的时域土-结构动力相互作用分析的分区算法, 地基无限域通过集中质量显式有限元和黏弹性人工边界进行模拟, 上部结构通过隐式有限元方法进行分析, 两者可采用不同的时间步距, 并通过 MPI 通信协议, 实现并行计算。以某一核电结构模型为例, 分析了某非水平成层场地上核电结构在三向地震波输入下的反应, 验证了该方法的高效性和用于大型实际工程的可行性。

关键词: 土-结相互作用; 集中质量显式有限元; 黏弹性人工边界; 并行算法; 显-隐式积分格式

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)02-0308-09

作者简介: 陈少林(1974—), 男, 教授, 博士生导师, 主要从事土-结构相互作用等方面的教学和科研工作。E-mail: iemcsl@nuaa.edu.cn。

Time-domain soil-structure interaction analysis of nuclear facilities on non-horizontal layered site

CHEN Shao-lin¹, ZHANG Jiao¹, GUO Qi-chao¹, ZHOU Guo-liang², LIU Qi-fang³, WANG Jun-quan¹

(1. Department of Civil Engineering, Nanjing University of Aeronautics and Astronautics, Nanjing 210016, China; 2. Nuclear and

Radiation Safety Center of Ministry of Environmental Protection, Beijing 100101, China; 3. Suzhou University of Science and Technology,

Suzhou, 215009, China)

Abstract: The state-of-the-practice soil-structure interaction (SSI) of nuclear facilities are analyzed using the frequency-domain approaches, represented by the SASSI program. SASSI incorporates the strain-dependent characteristics of soils only indirectly, via the equivalent-linear method, and cannot account for non-horizontal layered soil case. SSI analysis in the time domain may capture non-linearity of materials in the soils and geometric nonlinearity in the foundation (gapping and sliding), but now it is not efficient in practice. In this study, a computationally efficient explicit-implicit FEM in parallel manner to analyze the response of three-dimensional soil-structure system subjected to three-direction seismic waves is proposed. The unbounded soil is modelled by the lumped-mass explicit finite element method and viscoelastic artificial boundary, the structure is analyzed by the implicit finite element method, and the response of the rigid foundation is calculated by the explicit time integration scheme. Different time steps can be chosen for the explicit and implicit integration scheme, which can greatly improve the efficiency. The synchronous parallel algorithms using MPI are used. The codes for this method are programmed. An example for seismic response analysis of a nuclear plant on non-horizontal layered site is given to validate the feasibility and efficiency of the proposed method.

Key words: soil-structure interaction; lumped-mass finite element; viscoelastic artificial boundary; parallel algorithm; explicit-implicit integration scheme

0 引 言

规范规定, 核电屏蔽厂房的地震反应分析需要考虑土-结相互作用的影响^[1]。按照求解系统的不同, 土-结相互作用分析一般分为子结构法和直接法^[2-3]。子结构法将土-结体系划分为地基、基础、结构子系统, 先求解无质量基础的散射问题得到基础输入, 再

通过求解基础动力刚度来考虑地基无限域的影响, 最后以动力刚度为约束, 求得结构在基础输入下的反应。由于基础动力刚度为频域函数, 子结构方法通常在频

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51978337); 国家重大科技专项子课题 (2013ZX06002001-9)

收稿日期: 2019-05-28

域内求解, 该方法的代表性软件为 SASSI^[4]。通过频率插值技术, 效率较高, SASSI 软件目前仍是核电土-结相互作用分析的主流, 但其在频域采用等效线性化方法考虑土体非线性, 在强震时不能很好地体现土体特性, 且不能考虑土与基础间的接触非线性, 目前只能分析水平成层场地情形。直接法^[5-7], 又称整体法, 是将上部结构、基础及地基作为一个整体系统进行分析, 一般在时域内分析, 可考虑土体强非线性和土体与基础间的接触非线性, 可适用于非水平成层场地。但直接法涉及的自由度数较多, 计算量大, 效率较低。Bolisetti 等^[8]通过对比等效线性化和时域非线性方法, 得到两者在中小地震强度时结果接近, 对于强震, 应该采用时域非线性。Kabanda 等^[9]采用 OpenSees, 土体采用非线性黏弹性模型, 对花莲大型土结相互作用试验模型进行分析, 并将分析结果与 SASSI 软件分析的结果以及实测结果进行对比。结果表明, 土体时域非线性黏弹性模型更能反映强地震下土体和土-结系统的反应, 但时域非线性土-结相互作用分析效率太低 (23961 个节点, 18200 个单元, 8000 时步数, 在 Intel Core i7 2.93 GHz, 8 GB 内存的微机上用时 28 d)。因此, 发展高效的时域土-结相互作用分析方法十分必要。

廖振鹏^[10]发展了一套显式解耦技术, 包括集中质量显式有限元和透射边界, 极大地提高了近场波动问题的求解效率, 在场地地震响应分析^[11], 土-结相互作用分析^[12-14]和地震动模拟方面^[15-16]得到了广泛应用。在此基础上, 陈少林等^[12, 14, 17]提出一种时域土-结相互作用分析的显-隐式分区算法, 考虑土体和结构在材料和单元类型上的差异, 分别选取适合各自特点的计算格式和时间步距: 对于土-基础-结构体系而言, 土体计算区域较大, 自由度较多, 采用集中质量显式有限元方法效率更高。结构自由度相对较少, 采用隐式有限元方法效率较高。基础采用显式积分格式进行求解, 土体和结构通过基础进行耦合, 并采用 MPI (message passing interface) 通讯协议^[18], 实现了显-隐式时域土-结相互作用的并行计算, 进一步提高了计算效率, 使得该方法用于实际核电结构的土-结相互作用分析成为可能。

另外, 随着中国核电的发展, 核电站的拟选场址并不总是水平成层等规则场址。非水平成层场地对核电结构地震响应的影响分析受到关注, 而目前核电分析的商用软件 SASSI 只能考虑水平成层场地。鉴于此, 本文采用高效的时域土-结相互作用分析的分区算法, 根据实际资料, 建立某非水平成层场地的三维模型和核电模型, 考虑三向地震波输入, 分别进行场地的地震反应分析和核电结构的土-结相互作用分析。

1 基本原理

图 1 为结构-基础-土体模型示意图, 对该体系进行有限元离散, 并将节点类型分为结构节点、结构与基础的界面点、土体和基础节点, 以及人工边界点。则体系的运动方程可写为

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}_{ss} & \mathbf{M}_{sb} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{M}_{bs} & \mathbf{M}_{bb}^s + \mathbf{M}_{bb}^g & \mathbf{M}_{bi} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{M}_{ib} & \mathbf{M}_{ii} & \mathbf{M}_{ia} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{M}_{ai} & \mathbf{M}_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{u}}_s \\ \ddot{\mathbf{u}}_b \\ \ddot{\mathbf{u}}_i \\ \ddot{\mathbf{u}}_a \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C}_{ss} & \mathbf{C}_{sb} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{C}_{bs} & \mathbf{C}_{bb}^s + \mathbf{C}_{bb}^g & \mathbf{C}_{bi} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{C}_{ib} & \mathbf{C}_{ii} & \mathbf{C}_{ia} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{C}_{ai} & \mathbf{C}_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{u}}_s \\ \dot{\mathbf{u}}_b \\ \dot{\mathbf{u}}_i \\ \dot{\mathbf{u}}_a \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{ss} & \mathbf{K}_{sb} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{K}_{bs} & \mathbf{K}_{bb}^s + \mathbf{K}_{bb}^g & \mathbf{K}_{bi} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{K}_{ib} & \mathbf{K}_{ii} & \mathbf{K}_{ia} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{K}_{ai} & \mathbf{K}_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{u}_s \\ \mathbf{u}_b \\ \mathbf{u}_i \\ \mathbf{u}_a \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{0} \\ \mathbf{0} \\ \mathbf{F}_a \end{Bmatrix} \quad (1)$$

式中 下标 s, b, i 和 a 分别表示结构节点、结构与基础的界面节点、土体节点和人工边界点; 上标 s 和 g 分别表示结构和基础; $\mathbf{K}_{aa}$ 和 $\mathbf{C}_{aa}$ 分别为黏弹性边界的弹簧和阻尼系数矩阵; $\mathbf{F}_a$ 为地震波输入时施加在人工边界节点上的等效荷载^[20-21]。若采用透射边界, 可通过多次透射公式在人工边界上施加位移^[22]。对方程

(1) 通过时步积分方法直接进行求解, 即为土-结相互作用的直接法或整体解法。若采用隐式解法, 则需每时步求解大型方程组, 计算量很大, 十分耗时。若采用集中质量显式积分方法, 每一时步不求解大型方程组, 但结构波速较大, 稳定性要求时间步距较小, 计算时步数较多, 效率受影响。

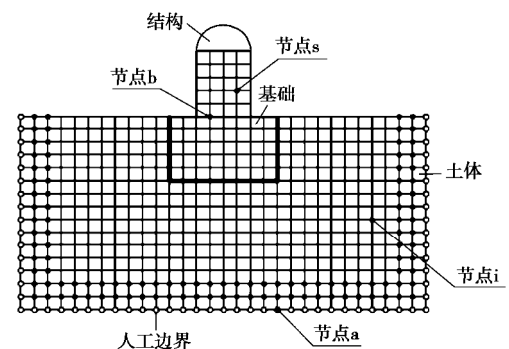


图 1 结构-基础-土整体分析模型示意图

Fig. 1 Diagram of structure-foundation-soil overall analysis model

将整个系统进行分区, 分为上部结构、下部基础和土体, 按此分区, 将方程 (1) 分开写成如下形式:

$$\mathbf{M}_{ss} \ddot{\mathbf{u}}_s + \mathbf{C}_{ss} \dot{\mathbf{u}}_s + \mathbf{K}_{ss} \mathbf{u}_s = -\mathbf{M}_{sb} \ddot{\mathbf{u}}_b - \mathbf{C}_{sb} \dot{\mathbf{u}}_b - \mathbf{K}_{sb} \mathbf{u}_b, \quad (2)$$

$$\begin{aligned} & \begin{bmatrix} \mathbf{M}_{bb}^s + \mathbf{M}_{bb}^g & \mathbf{M}_{bi} & \mathbf{0} \\ \mathbf{M}_{ib} & \mathbf{M}_{ii} & \mathbf{M}_{ia} \\ \mathbf{0} & \mathbf{M}_{ai} & \mathbf{M}_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{u}}_b \\ \ddot{\mathbf{u}}_i \\ \ddot{\mathbf{u}}_a \end{Bmatrix} + \\ & \begin{bmatrix} \mathbf{C}_{bb}^s + \mathbf{C}_{bb}^g & \mathbf{C}_{bi} & \mathbf{0} \\ \mathbf{C}_{ib} & \mathbf{C}_{ii} & \mathbf{C}_{ia} \\ \mathbf{0} & \mathbf{C}_{ai} & \mathbf{C}_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{u}}_b \\ \dot{\mathbf{u}}_i \\ \dot{\mathbf{u}}_a \end{Bmatrix} + \\ & \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{bb}^s + \mathbf{K}_{bb}^g & \mathbf{K}_{bi} & \mathbf{0} \\ \mathbf{K}_{ib} & \mathbf{K}_{ii} & \mathbf{K}_{ia} \\ \mathbf{0} & \mathbf{K}_{ai} & \mathbf{K}_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{u}_b \\ \mathbf{u}_i \\ \mathbf{u}_a \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -\mathbf{M}_{bs}\ddot{\mathbf{u}}_s - \mathbf{C}_{bs}\dot{\mathbf{u}}_s - \mathbf{K}_{bs}\mathbf{u}_s \\ \mathbf{0} \\ \mathbf{F}_a \end{Bmatrix} \quad (3) \end{aligned}$$

其中, 式(2)的右端项为基础对结构的作用力, 式(3)的右端项第一分量为结构给基础的作用力, 两者为一对作用力和反作用力。考虑到地震作用的频率远小于爆炸等冲击荷载, 且结构相对于土体而言自由度较少, 所以结构采用隐式积分方法效率更高, 如无条件稳定的 Newmark 法, 时间步距的选取满足精度要求即可。土体自由度数较大, 采用集中质量显式积分方法效率更高。

因此, 对式(3)采用集中质量形式, 并采用显式积分格式, 如单边中心差分格式:

$$\ddot{\mathbf{u}}^p = \frac{\mathbf{u}^{p+1} + \mathbf{u}^{p-1} - 2\mathbf{u}^p}{\Delta t^2}, \quad (4)$$

$$\dot{\mathbf{u}}^p = \frac{\mathbf{u}^p - \mathbf{u}^{p-1}}{\Delta t} \quad (5)$$

则式(3)中每一节点 k 的位移可通过如下方程求解:

$$\begin{aligned} \mathbf{u}_k^{p+1} = & 2\mathbf{u}_k^p - \mathbf{u}_k^{p-1} - \frac{\Delta t}{m_k} \sum_j \mathbf{C}_{kj}(\dot{\mathbf{u}}_j^p - \dot{\mathbf{u}}_j^{p-1}) - \\ & \frac{\Delta t^2}{m_k} \sum_j \mathbf{K}_{kj}\mathbf{u}_j^p - \mathbf{F}_k^p \quad (6) \end{aligned}$$

式中 N 为与节点 k 相邻的节点总数; Δt 为时间步距, $\ddot{\mathbf{u}}_k^p$, $\dot{\mathbf{u}}_k^p$ 和 $\mathbf{u}_k^p$ 分别为节点 k 在 $t = p\Delta t$ 时刻的加速度向量、速度向量和位移向量; m_k 为集中于节点 k 的质量; $\mathbf{C}_{kj}$ 和 $\mathbf{K}_{kj}$ 分别为节点 k 与相邻节点 j 之间的阻尼阵和刚度阵; $\mathbf{F}_k^p$ 为 p 时刻作用在节点 k 上的荷载向量。若 k 属于基础与结构相连的界面点, 则 $\mathbf{F}_k^p$ 为结构施加在基础上的荷载; 若 k 属于人工边界点, 当采用黏弹性边界时, $\mathbf{F}_k^p$ 为地震输入时的等效荷载, 当采用透射边界时, 该点的位移直接由多次透射公式求得; 若 k 为基础和土体的其余节点, 则 $\mathbf{F}_k^p$ 为零。

由式(4)~(6)求得土体和基础 $(p+1)$ 时刻的反应后, 则式(2)的右端项已知, 由 Newmark 积分方法可求得结构 $(p+1)$ 时刻的反应, 包括结构作用在基础上 $(p+1)$ 时刻的荷载。每一时步求解式(2)右端项比较麻烦, 实际上由于基础和结构在界面点的位移连续, 可以每时步给结构施加位移约束, 求得结构的

反应后, 再反馈给基础以反力, 如图2所示。对于刚性基础情形, 具体公式和步骤见文献[17]。另外, 结构和土体可根据各自需要, 采用不同的时间步距, 其算法见图3所示。

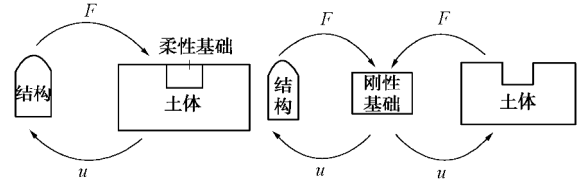


图2 数据交换示意图

Fig. 2 Diagram of data exchange

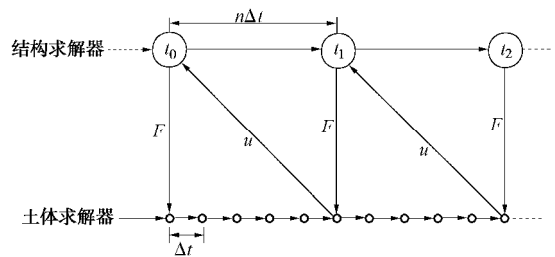


图3 算法示意图

Fig. 3 Diagram of algorithm

2 实例分析

笔者编制了相应的计算程序, 实现了显-隐式积分格式的三维土-结相互作用分析并行计算方法。对于无限域土体和基础的动力响应, 采用自编 Fortran 程序进行分析。对于结构响应, 其每一时步的计算独立于土体的计算, 因此可使用 ANSYS 等商业软件进行分析, 结构和土体可分别采用不同的时间步距。通过耦合算法和 Fortran 程序与 ANSYS 之间的交互, 实现土-结相互作用动力分析。由于采用分区计算方式, 土体和结构可以独立进行建模, 且在每一时步, 两者独立进行计算。土体采用 MPI 协议, 编程实现并行。结构可采用 ANSYS 中的并行计算方案。土体和结构之间的并行通过异步传输数据实现, 具体见文献[17]。下面对某非均匀场址上核电结构的地震反应进行分析。

2.1 模型及输入

(1) 场地模型

根据地脉动测试和钻孔资料, 获得了某核电场地的剪切波速剖面, 如图4所示。土体参数如表1所示。选取土体计算区域的尺寸为 $640 \text{ m} \times 360 \text{ m} \times 194 \text{ m}$, 边界采用黏弹性边界。土体离散为 $2 \text{ m} \times 2 \text{ m} \times 2 \text{ m}$ 的六面体八节点实体单元, 单元总数为 5587200, 节点总数为 5693898。采用集中质量显式有限元方法进行分析, 时间步距 $\Delta t_1 = 1 \times 10^{-4} \text{ s}$ 。

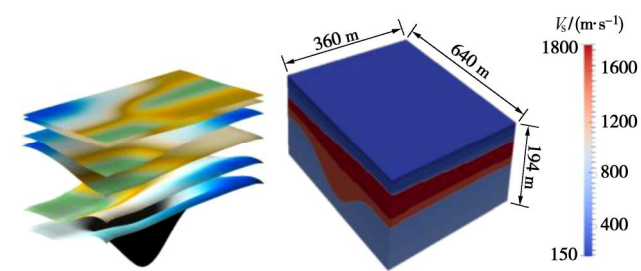


图 4 场地剪切波速剖面图及模型

Fig. 4 Shear wave velocity profile and model of site

表 1 土体参数

Table 1 Parameters of soils

土体 种类	密度 $\rho/(\text{kg}\cdot\text{m}^{-3})$	v_s $/(\text{m}\cdot\text{s}^{-1})$	v_p $/(\text{m}\cdot\text{s}^{-1})$	泊松比	阻尼比
1	1800	150	1942	0.497	0.05
2	1950	180	2097	0.497	0.05
3	1900	240	2204	0.494	0.05
4	1950	320	2090	0.488	0.05
5	2450	1800	3817	0.357	0.05
6	2800	1600	3825	0.394	0.05
7	1600	539	1451	0.420	0.05
8	1600	541	1455	0.420	0.05
9	1600	543	1459	0.420	0.05
10	1600	545	1465	0.420	0.05
11	1600	547	1469	0.420	0.05
12	1600	549	1475	0.420	0.05
13	1600	550	1481	0.420	0.05
14	1600	552	1486	0.420	0.05
15	1600	554	1491	0.420	0.05
16	1600	556	1496	0.420	0.05
17	1600	558	1501	0.420	0.05
18	1600	560	1507	0.420	0.05
19	1600	562	1513	0.420	0.05
20	1600	564	1519	0.420	0.05
21	1600	566	1525	0.420	0.05
22	1600	562	1513	0.420	0.05

注: v_s 为剪切波速, v_p 为压缩波速。

(2) 结构模型

核电结构模型如图 5 所示, 核电结构高 91.25 m, 底部长 90.80 m, 宽约 54.19 m。结构单元数为 597686, 相应的节点数为 700194。刚性基础尺寸为 92 m×60 m×16 m。结构采用 Newmark 隐式积分格式, 时间步距 $\Delta t_2 = 25\Delta t_1$, 即 $\Delta t_2 = 2.5\times 10^{-3}\text{ s}$ 。

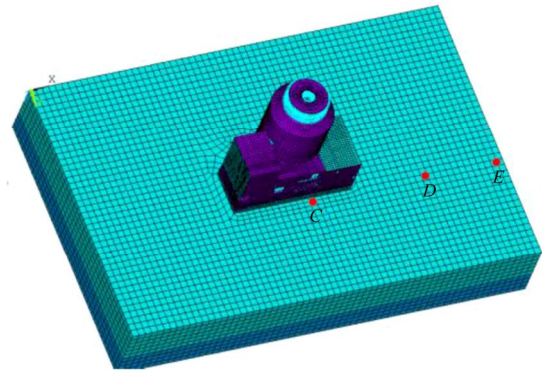


图 5 计算模型示意图

Fig. 5 Diagram of model

(3) 输入地震波

采用地震安全性评价得到的人工地震波。图 6 分别是露头基岩处的 3 个方向的加速度时程及其傅里叶幅值谱。这里假定 3 个方向的波垂直入射, X 方向为 SV 波, Y 方向为 SH 波, Z 方向为 P 波, 在边界区近似为水平成层场地, 取 194 m 深度作为输入基底面, 采用传递矩阵方法, 计算得到边界自由场, 进而得到黏弹性边界的等效荷载, 作为场地地震响应分析和土 - 结相互作用分析的输入。

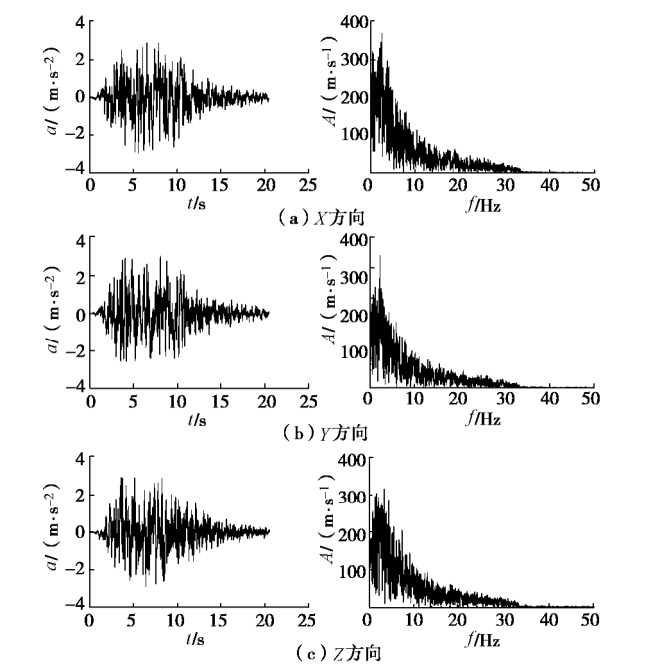


图 6 人工地震波加速度时程及其频谱

Fig. 6 Accelerations of artificial seismic waves

使用联想 ThinkCentre M8400t-N000 台式计算机进行计算, CPU 是 Intel(R) Core(TM) i7-3770 CPU @ 3.40 GHz (3500 Mhz), 主存大小为 16 G, 操作系统为 Ubuntu 16.04LTS。土体采用 5 进程, 结构采用 2 进程, 并行计算。分别计算了无核电结构时的场地地震响应(自由场)和考虑土 - 结相互作用影响的土体 - 核电结构体系的响应。土 - 结相互作用分析的时间为 363 h。与文献[9]相比, 本文硬件略好, 但模型节点数约为文献[9]中的 266 倍, 地震波时程均为 20 s 左右, 但计算时间仅为为其 1/2 左右。当然, 文献[9]考虑了土体非线性。根据非线性算例的经验, 本文方法考虑土体非线性时, 计算时间大概增加一倍。综合考虑, 本文计算模型为其 266 倍, 但计算时间却相当。

2.2 结果分析

(1) 场地反应

图 7~9 分别为 C (344, 218, 0), D (472, 218, 0), E (600, 218, 0) 三点(位置见图 5)的位移、

加速度和加速度反应谱（阻尼比为 5%），图中实线为自由场响应，虚线为考虑土 - 结相互作用影响的响应。对比图中 3 点的位移时程图，可以看出，有结构存在时对位移反应影响较小，主要原因是位移的频率较低，其对应的波长大于结构尺寸，所以结构对该波的散射较小。相对来说，靠近结构的 C 点受结构的影响要比远离结构的 E 点大。与位移不同，加速度高频成分丰富，结构对短波长的波有较强的散射作用，因此加速度受结构的影响较大。从加速度反应谱中可以较明显看出，结构的存在对高频成分影响较大。靠近结构的 C 点受结构的影响较大，D 点次之，远离结构的 E 点较小。图 10 为 C、D、E 三点由核电结构引起的散射场（即有核电存在时的场地反应减去无核电结构时的场地反应）。由图 10 可看出，散射场随距离的增大有明显的衰减。

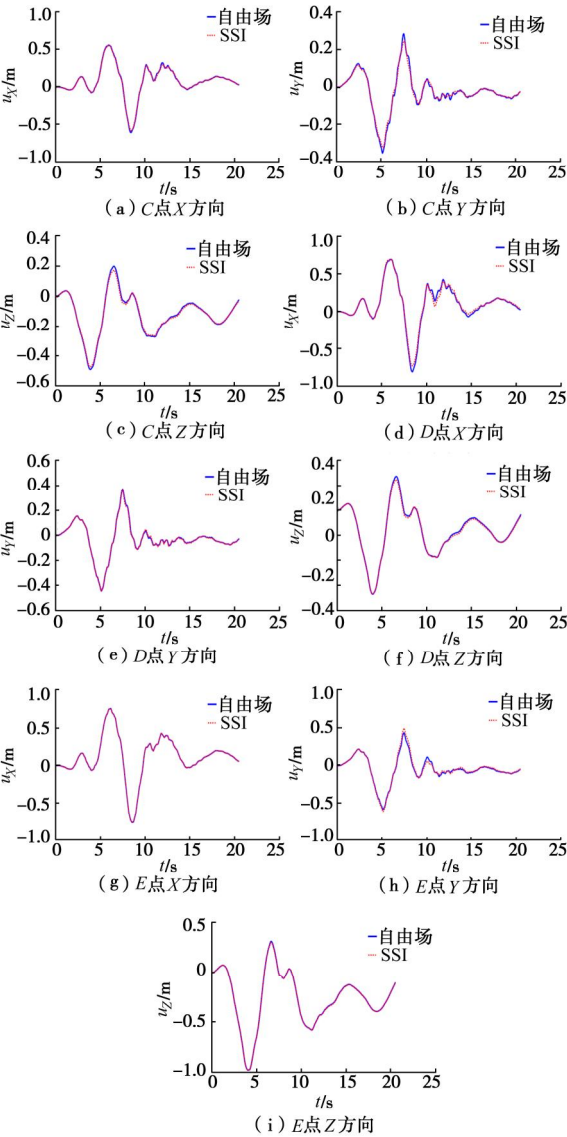


图 7 场地位移反应

Fig. 7 Site displacement response

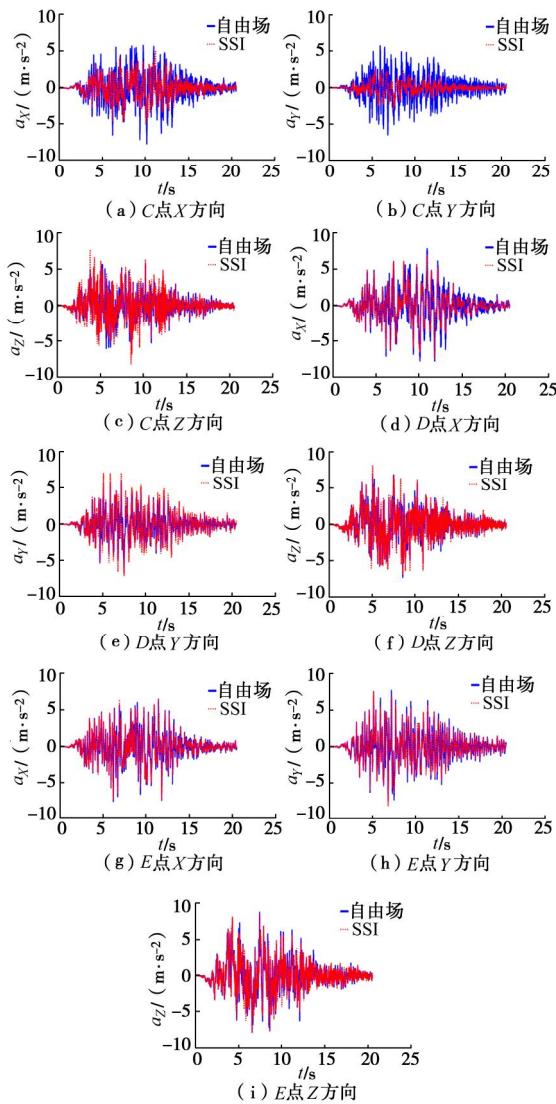
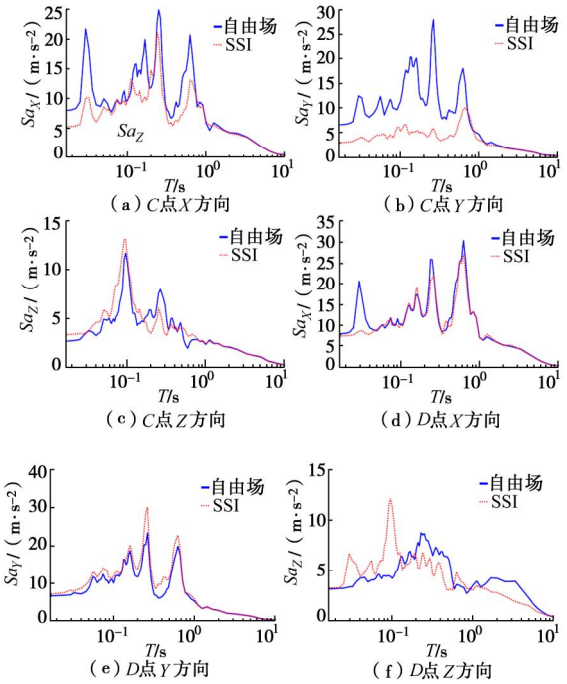


图 8 场地加速度反应

Fig. 8 Acceleration responses of site



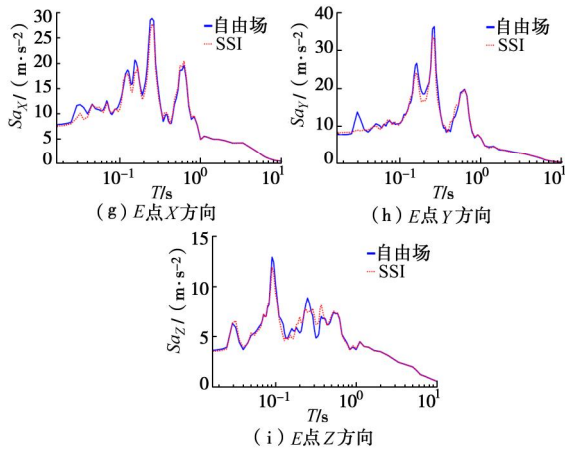


图9 场地加速度反应谱

Fig. 9 Acceleration response spectra of site

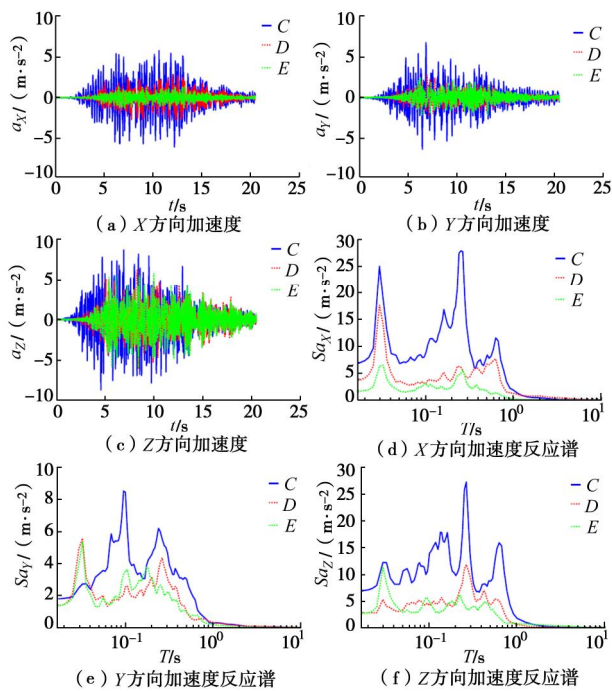
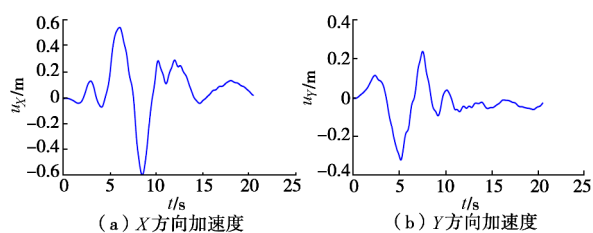


图10 散射场加速度及加速度反应谱

Fig. 10 Scattering accelerations and acceleration response spectra

(2) 基础反应

图11为基础位移、加速度和加速度反应谱。由于假定波垂直入射, 基础的转动相对较小。对于加速度和加速度反应谱, 图中同时给出了图6中基岩地震波, 以蓝线显示; 基础的加速度和加速度谱(5%的阻尼比)以红线显示。从图中可以看出, 土体和基础对高频成分具有较大的滤波作用。



(a) X方向加速度

(b) Y方向加速度

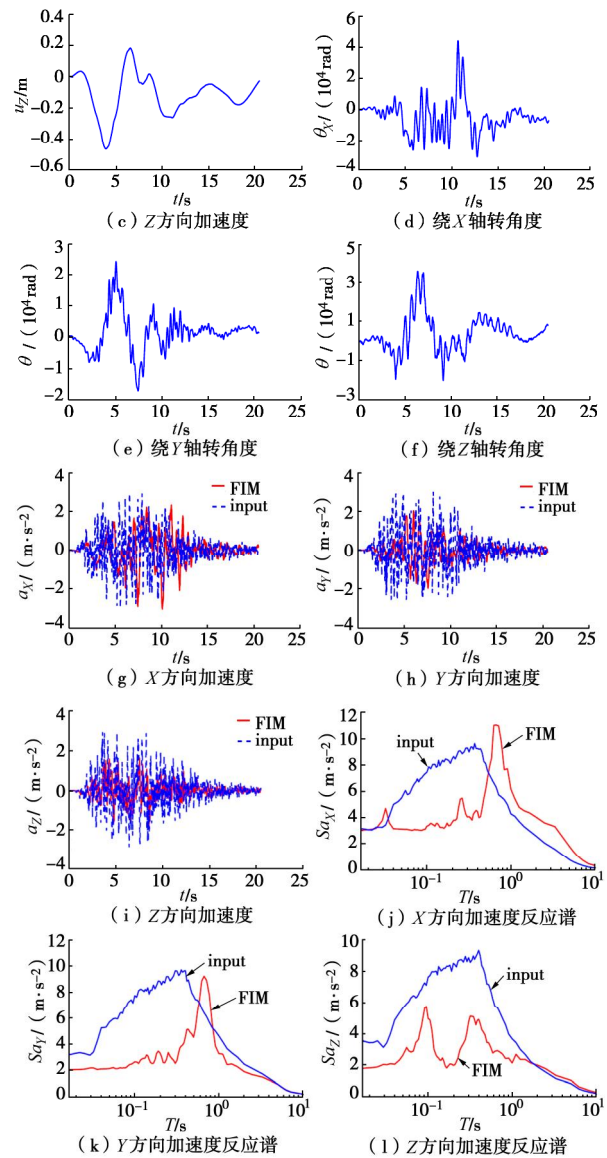


图11 基础的反应

Fig. 11 Responses of foundation

(3) 结构反应

图12为结构11 m高度处的截面图, 给出其中#2107节点的反应, 见图13。其中反应谱的阻尼比为5%。

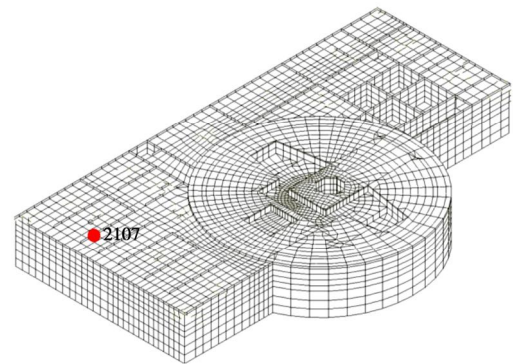


图12 11 m 高度截面图

Fig. 12 Sectional view of structure at height of 11 m

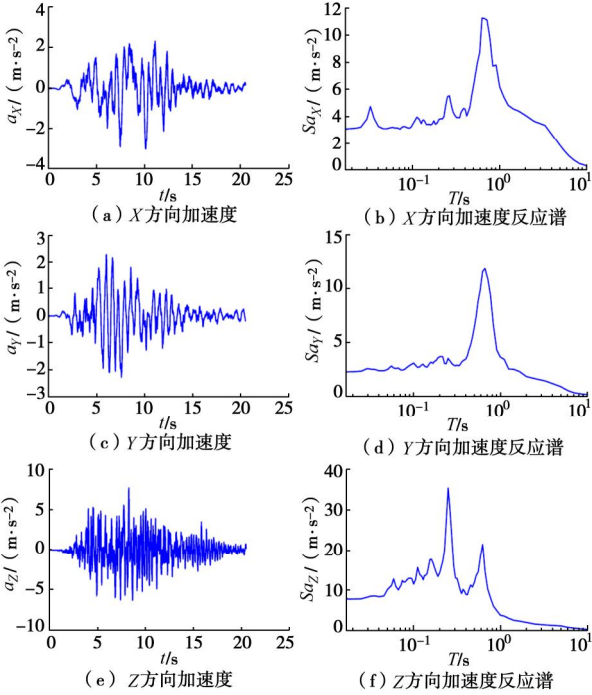


图 13 #2107 点的反应

Fig. 13 Responses at point No. 2107

图 14 为核岛结构屏蔽厂房剖面及参考点布置图，分别给出其中#64139、#136367、#136340 节点的反应，见图 15~17。其中反应谱的阻尼比为 5%。

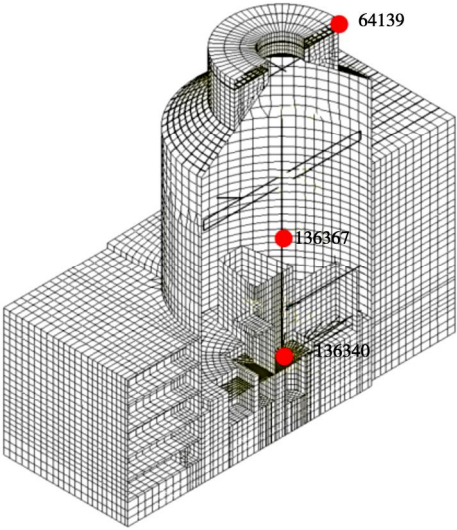


图 14 核岛结构屏蔽厂房剖面及参考点布置

Fig. 14 Section of nuclear island shielding plant and arrangement of reference points

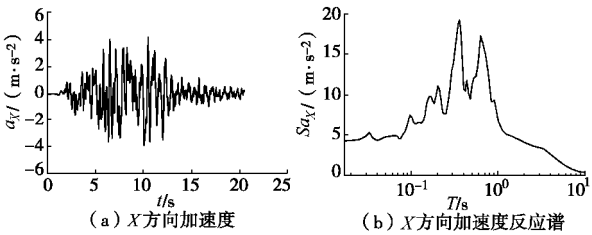


图 15 #64139 点的反应

Fig. 15 Responses at point No. 64139

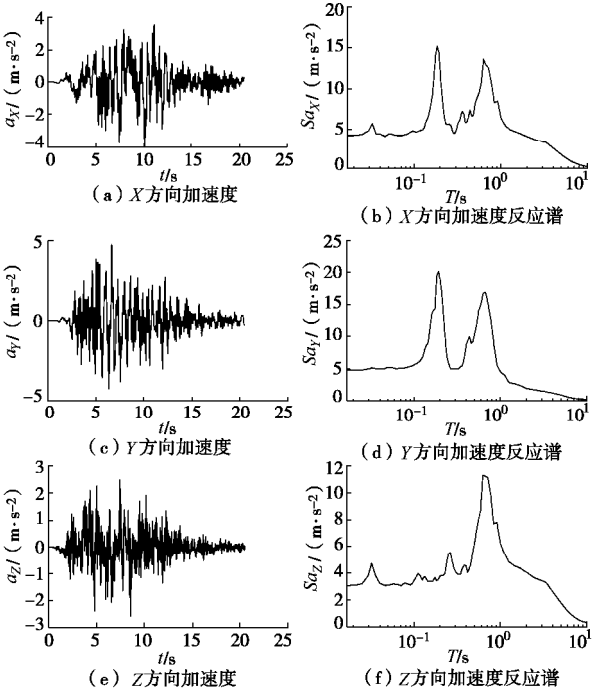
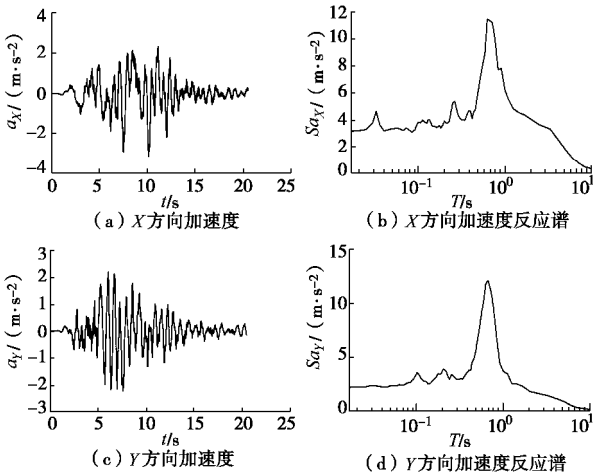


图 16 #136367 点的反应

Fig. 16 Responses at point No. 136367



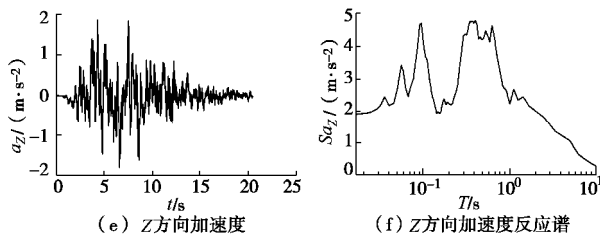


图 17 #136340 点的反应

Fig. 17 Responses at point No. 136340

3 结 语

本文采用一种高效的三维时域土-结构动力相互作用分析的并行计算方法,分析了三向地震波输入下,某非均匀场地上核电结构的动力响应,验证了该方法的高效性和用于实际工程的可行性,克服了目前时域土-结相互作用分析方法效率低下,难于用于实际工程的问题。同时由于该方法为时域分析方法,可进一步考虑土体的强非线性,以及土体和基础间的接触非线性,弥补目前 SASSI 采用等效线性化考虑非线性的不足,以及仅能用于水平成层场地的局限。

目前笔者已发展了一套土-结相互作用分析的分区计算方法^[12, 14, 17], 简称为 PASSI (partitioned analysis of soil-structure interaction)。该方法可根据系统的特性进行分区,各区可独立建模,并分别选择适合各自特点和要求的计算方法与时间步距,具有较大的灵活性和高效性,可用于涉及土-结相互作用分析的大型复杂工程。

参考文献:

- [1] Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structure[S]. ASCE Standard, ASCE/SEI4-16.
- [2] KAUSEL E. Early history of soil-structure interaction[J]. Soil Dynamics & Earthquake Engineering, 2010, **30**(9): 822 - 832.
- [3] LOU M, WANG H, CHEN X, et al. Structure-soil-structure interaction: Literature review[J]. Soil Dynamics & Earthquake Engineering, 2011, **31**(12): 1724 - 1731.
- [4] OSTADAN F, DENG N. Computer Program: SASSI2010 - A System for Analysis of Soil-Structure Interaction. Version 1.1[R]. San Francisco: Geotechnical and Hydraulic Engineering Services, Bechtel National Inc., 2011.
- [5] COLEMAN J L, BOLISSETTI C, WHITTAKER A S. Time-domain soil-structure interaction analysis of nuclear facilities[J]. Nuclear Engineering and Design, 2016, **298**: 264 - 270.
- [6] JEREMIC B, JIE G, PREISIG M, et al. Time domain simulation of soil-foundation-structure interaction in non-uniform soils[J]. Earthquake Engineering Structure Dynamic, 2009, **38**(5): 699 - 718.
- [7] BIELAK J, LOUKAKIS K, HISADA Y, et al. Domain reduction method for three-dimensional earthquake modeling in localized regions: part-I theory[J]. Bulletin of the Seismological Society of America, 2003, **93**(2): 817 - 824.
- [8] BOLISSETTI C, WHITTAKER A S, MASON H B, et al. Equivalent linear and nonlinear site response analysis for design and risk assessment of safety-related nuclear structures[J]. Nuclear Engineering and Design, 2014, **275**(8): 107 - 121.
- [9] KABANDA J, KWON O S, KWON G. Time and frequency domain analyses of the Hualien Large-Scale Seismic Test[J]. Nuclear Engineering and Design, 2015, **295**: 261 - 275.
- [10] 廖振鹏. 工程波动理论导论[M]. 2 版. 北京: 科学出版社, 2002: 136 - 285. (LIAO Zhen-peng. Introduction to Wave Motion Theories in Engineering[M]. 2nd ed. Beijing: Science Press, 2002: 136 - 285. (in Chinese))
- [11] 杨笑梅, 赖强林. 二维土层地震反应分析的时域等效线性化解法[J]. 岩土力学, 2017, **38**(3): 847 - 856. (YANG Xiao-mei, LAI Qiang-lin. Time-domain equivalent linearization method for two-dimensional seismic response analysis[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, **38**(3): 847 - 856. (in Chinese))
- [12] 陈少林, 唐 敢, 刘启方, 等. 三维土-结构动力相互作用的一种时域直接分析方法[J]. 地震工程与工程振动, 2010, **30**(2): 24 - 31. (CHEN Shao-lin, TANG Gan, LIU Qi-fang, et al. A direct time-domain method for analysis of three-dimensional soil-structure dynamic interaction[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2010, **30**(2): 24 - 31. (in Chinese))
- [13] 杨笑梅, 关慧敏, 张学胜, 等. 分析三维土-结构动力相互作用体系等效输入的时域显式有限元法[J]. 土木工程学报, 2010, **43**(增刊 1): 535 - 540. (YANG Xiao-mei, GUAN Min-hui, ZHANG Xue-sheng, et al. The explicit finite element method in time domain for analysis of equivalent input of three-dimensional dynamic SSI system[J]. China Civil Engineering Journal, 2010, **43**(S1): 535 - 540. (in Chinese))
- [14] 陈少林, 赵宇昕. 一种三维饱和土-基础-结构动力相互作用分析方法[J]. 力学学报, 2016, **48**(6): 1362 - 1371. (CHEN Shao-lin, ZHAO Yu-xin. A method for three-

- dimensional saturated soil-foundation-structure dynamic interaction analysis[J]. Theoretical and Applied Mechanics, 2016, **48**(6): 1362 - 1371. (in Chinese))
- [15] 刘启方, 丁海平, 袁一凡, 等. 三维地震断层动力破裂的显式并行有限元解法[J]. 地震工程与工程振动, 2003, **23**(4): 22 - 28. (LIU Qi-fang, DING Hai-ping, YUAN Yi-fan, et al. An explicit parallel finite-element method of dynamic rupture in 3D earthquake fault[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2003, **23**(4): 22 - 28. (in Chinese))
- [16] 刘启方. 基于运动学和动力学震源模型的近断层地震动研究[D]. 哈尔滨: 中国地震局工程力学研究所, 2005: 130 - 133. (LIU Qi-fang. Studies on Near-fault Ground Motions Based on Kinematic and Dynamic Source Models[D]. Harbin: Institute of Engineering Mechanics, China Earthquake Administration, 2005: 130 - 133. (in Chinese))
- [17] 陈少林, 王俊泉, 刘启方, 等. 基于显-隐式格式的三维时域土-结相互作用分析的异步并行算法[J]. 中国科学 (技术科学), 2017, **47**(12): 1321 - 1330. (CHEN Shao-lin, WANG Jun-quan, LIU Qi-fang, et al. Asynchronous parallel algorithm for three-dimensional soil-structure interaction analysis based on explicit-implicit integration scheme[J]. Scientia Sinica (Technologica), 2017, **47**(12): 1321 - 1330. (in Chinese))
- [18] FORUM M P I. Document for a Standard Message-Passing Interface[R]. Tennessee: University of Tennessee, 1993: 1735 - 1749. (in Chinese))
- [19] 刘晶波, 李彬. 三维黏弹性静-动力统一人工边界[J]. 中国科学: 工程科学 材料科学, 2005, **35**(9): 966 - 980. (LIU Jing-bo, LI Bin. Three-dimensional viscoelastic static-dynamic unified artificial boundary[J]. Chinese Science: Engineering Science Materials Science, 2005, **35**(9): 966 - 980. (in Chinese))
- [20] 谷音, 刘晶波, 杜义欣. 三维一致黏弹性人工边界及等效黏弹性边界单元[J]. 工程力学, 2007, **24**(12): 31 - 37. (GU Yin, LIU Jing-bo, DU Yi-xin. 3D consistent viscous-spring artificial boundary and viscous-spring boundary element[J]. Engineering Mechanics, 2007, **24**(12): 31 - 37. (in Chinese))
- [21] 章小龙, 李小军, 陈国兴, 等. 黏弹性人工边界等效荷载计算的改进方法[J]. 力学学报, 2016, **48**(5): 1126 - 1135. (ZHANG Xiao-long, LI Xiao-jun, CHEN Guo-xing, et al. An improved method of the calculation of equivalent nodal forces in viscous-elastic artificial boundary[J]. Chinese Journal of Theoretical and Applied Mechanics, 2016, **48**(5): 1126 - 1135. (in Chinese))
- [22] LIAO Z P, WONG H L. A transmitting boundary for the numerical simulation of elastic wave propagation[J]. Soil Dynamic Earthquake Engineering, 1984, **3**(4): 174 - 183.

本期广告索引

- 封 2 北京筑信达工程咨询有限公司
封 3 北京理正软件股份有限公司
封 4 南瑞集团水利水电技术分公司

DOI: 10.11779/CJGE202002013

低承台 2×2 能量桩基础单桩运行热力耦合特性研究

方金城¹, 孔纲强^{1, 2}, 孟永东², 许晓亮², 刘红程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 210024; 2. 三峡大学三峡库区地质灾害教育部重点实验室, 湖北 宜昌 443002)

摘 要: 能量桩技术是一种集地源热泵和建筑桩基功能于一体的新型节能技术。为了研究能量桩在运行过程中的热力学特性及其对基础结构的影响规律, 依托低承台 2×2 群桩基础, 开展单根能量桩加热工况下的群桩基础热力响应特性现场试验, 实测能量桩、对角桩及承台的温度和应变等变化规律, 着重分析能量桩本身由于温度变化引起的力学特性、及其对桩周土体、邻桩和承台等结构的影响规律。研究表明, 本文试验条件下, 加热工况下低承台 2×2 桩基础中单根能量桩桩身中部产生的最大约束压应力值约为 3.94 MPa, 约为考虑桩体被完全加热和完全约束情况下的应力上限值的 48%; 在温降和运行桩的共同影响下, 承台中部将产生约为 1.05 MPa 的附加拉应力 (约为混凝土抗拉强度值的 43.8%); 在温度和上部荷载的耦合作用下, 能量桩桩顶位移达 -0.6 mm, 约为桩径的 0.6%。

关键词: 低承台桩基础; 能量桩; 温度应力; 热力耦合; 现场试验

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)02-0317-08

作者简介: 方金城(1994—), 男, 硕士研究生, 主要从事能量桩技术方面的研究工作。E-mail: jincheng199412@163.com。

Thermo-mechanical coupling characteristics of single energy pile operation in 2×2 pile-cap foundation

FANG Jin-cheng¹, KONG Gang-qiang^{1, 2}, MENG Yong-dong², XU Xiao-liang², LIU Hong-cheng²

(1. Key Laboratory of Geomechanics and Embankments Dam Engineering, Hohai University, Nanjing 210024, China; 2. Key Laboratory of Geological Hazards in Three Gorges Reservoir Area of Ministry of Education, China Three Gorges University, Yichang 443002, China)

Abstract: The energy pile technology is a new energy-saving technology that integrates the functions of ground source heat pump and building pile foundation. In order to study the thermo-mechanical characteristics of energy piles and their effects on the other parts of pile foundation, field tests on the thermal response of a 2×2 pile-cap foundation under single pile heating conditions are carried out. The temperature and strain changes of energy piles, diagonal piles and cap are measured. The mechanical properties of the energy piles due to temperature changes, the influence laws on the soil around the pile and the structure of the cap are discussed. It is shown that the maximum constraint compressive stress of 3.94 MPa is generated in the middle of the pile during the summer operation of the energy piles. The condition of the thermal stresses associated with the complete heating and restraint of the pile provides a suitable upper bound for design, and the measured value is about 48% of the upper bound. Under the combined effects of atmospheric temperature and operating pile, an additional tensile stress of approximately 1.05 MPa (approximately 43.8% of the tensile strength of concrete) will be induced in the middle of the cap. The head displacement of the energy pile is about -0.6 mm (0.6% of pile diameter) under the thermo-mechanical coupling.

Key words: pile-cap foundation; energy pile; temperature stress; thermal coupling; field test

0 引 言

能源是人类社会赖以生存和发展的重要物质基础, 能源问题一直是备受关注的重要课题。能量桩技术作为一种新型的节能技术, 近年来得到了越来越广泛的关注和应用, 该技术创新性地将传统地源热泵技术与建筑桩基相结合^[1]。区别于传统地源热泵技术, 能量桩技术无需专门钻孔, 具有较高的传热性能及节约用地面积等优势^[2]。能量桩在运行过程中, 一方面需要承担来自上部结构的荷载作用, 另一方面还需要

承担由于桩体温升或温降产生的温度荷载^[3]。因此, 能量桩的结构应力和变形问题是决定该技术能否推广使用的最重要问题之一。

针对能量桩的结构应力和变形问题, 相关研究人员开展了系列现场试验研究, 并取得了一定的成果。

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51778212)

收稿日期: 2018-09-12

*通信作者 (E-mail: gqkong1@163.com)

Bourne-Webb 等^[4]实测了加热/制冷两种换热模式下单根能量桩的应力变形关系; You 等^[5-6]分析了不同加热功率、流速及进水温度对单根能量桩的热力耦合特征; Sutman 等^[7]研究了单根能量桩在多次加热—制冷循环下的温度、变形及应力关系; 路宏伟等^[8]开展了单根摩擦型能量桩现场测试, 分析了在多级上部结构荷载及不同换热工况下, 单根独立摩擦型能量桩的热力耦合特性。相关研究成果对于掌握能量桩热力耦合特性具有良好的意义; 然而, 这些研究主要均是针对无承台单根能量桩的, 对于含承台能量桩基础的相关研究仍相对较少。虽然 Laloui 等^[9]、Murphy 等^[10]、Kong 等^[11]研究了桩—筏基础中单根能量桩运行引起的热力耦合特性; 然而, 这些研究主要关注运行能量桩桩体本身的温度、应力与变形特性, 对于筏板结构及其邻近桩体的相关实测数据仍相对匮乏, 对于能量桩基础内复杂相互作用的认识也相对不足。

因此, 本文依托低承台 2×2 群桩基础, 开展单根能量桩热响应特性现场试验, 实测并分析在单根能量桩加热运行工况下, 能量桩桩体本身的温度变化及约束应力分布规律; 同时分析单桩能量桩运行对地层温度场、承台及其邻近桩体的影响规律, 为低承台能量桩基础的设计与计算提供参考依据。

1 现场试验概况

1.1 工程项目背景

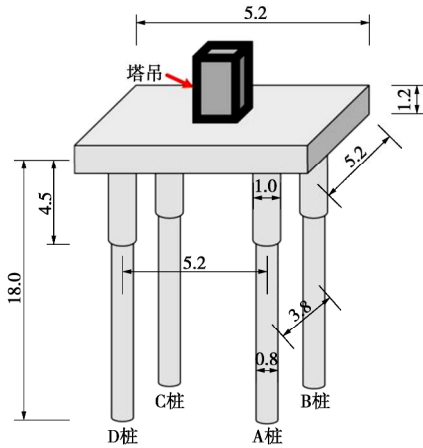
本文现场试验依托于湖北省宜昌市的三峡大学水利水电与环境工程教学实验中心楼工程。项目主体结构包括主副楼, 主楼地上 15 层, 地下 1 层, 副楼地上 6 层, 地下 1 层。利用工程项目的塔吊桩基础中开展能量桩研究, 桩基础形式为低承台 2×2 群桩基础, 正方形布置。桩基为钻孔灌注桩, 桩长为 18.0 m, 桩顶以下 0~4.5 m 范围内桩径为 1.0 m, 桩顶以下 4.5~18.0 m 范围内桩径为 0.8 m, 桩间距为 3.8 m; 桩身和承台混凝土强度等级均为 C40, 承台尺寸为 5.2 m×5.2 m×1.2 m (长×宽×高), 2×2 能量桩—承台基础布置示意图如图 1 所示。

1.2 换热管及测试元件布置

振弦式应变计/温度计传感器和换热管均由细钢丝绑扎在钢筋笼上, 随钢筋笼一同埋于桩体与承台混凝土中。钢筋笼直径为 0.7 m, 由 10 根纵向主筋组成, 采用螺旋型箍筋。承台中分上、下两层布置水平传感器, 具体布置形式如图 2 (a) 所示; 4 根能量桩的埋管形式均采用 W 型, 进出水管由承台顶部伸出, 换热管为 PE 管, 其外径为 25 mm、壁厚 2 mm, 具有导热



(a) 塔吊实物图

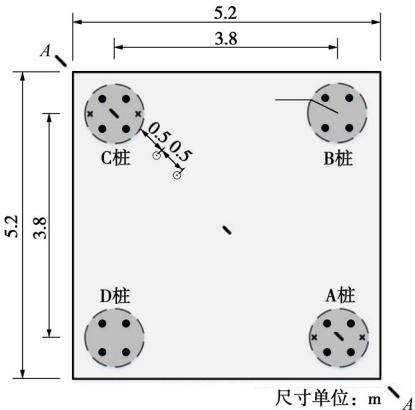


(b) 基础布置示意图

图 1 能量桩—承台基础布置示意图

Fig. 1 Sketch map of energy pile - cap foundation

性能好、可塑性强等特点, 其中在 A、C 桩中布置轴向传感器, 沿深度方向每间隔 3 m 对称布置一组传感器, 在 A 桩底部布置两个土压力计, 具体布置形式如图 2 (b) 所示; 能量桩横截面换热管及测试仪器布置形式示意图如图 2 (c) 所示。



○测温孔 ×桩身竖向应变计、温度传感器
●换热管 ▽承台水平向应变计、温度传感器
(a) 平面布置图

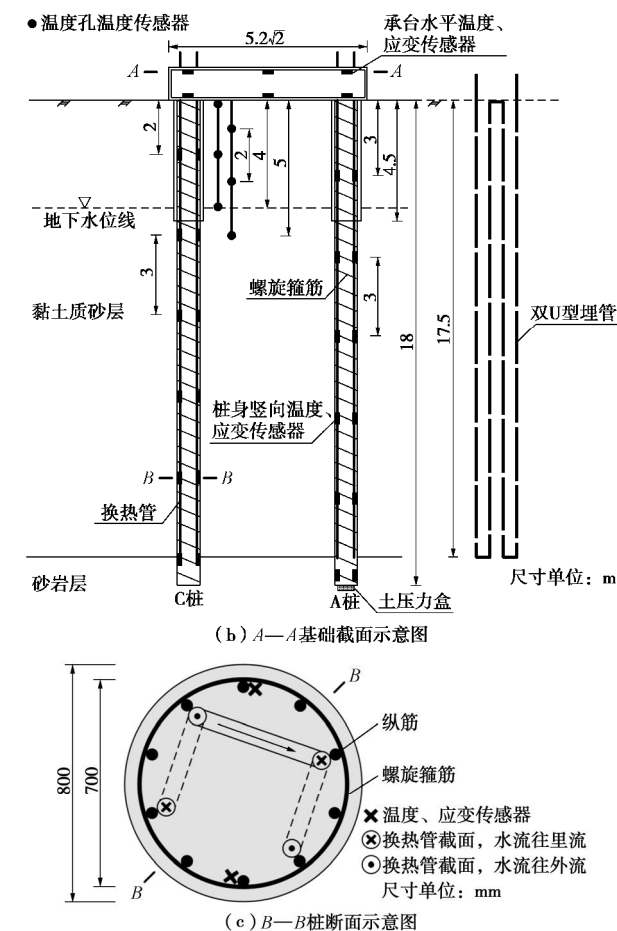


图 2 能量桩-承台基础换热管及测试元器件布置示意图

Fig. 2 Layout of heat exchange tube and instruments in energy pile-cap foundation

1.3 桩周岩土体性质

桩周岩土层主要为黏土质砂层和砂岩层, 黏土质砂层中砾石以上粗粒组含量在 10%~15%。通过现场勘察揭露的地下水面深度约为 4 m, 桩端嵌入弱风化砂岩层中, 具体土层基本物理力学性质如表 1 所示。根据桩周土的热性能测试结果, 桩深度范围内的土层平均热导率约为 1.70 W/(m·K)。现场试验开始前, 测试现场实测桩体温度分布如图 3 所示, 近地表由于受到大气温度的影响, 不同时间温度差异相对较大, 距离地表 10 m 以下深度温度基本稳定在 19℃~20℃左右。通入常温水进行能量桩运行循环, 用以获取初始平均桩身温度, 如图 4 所示, 通过实测获得桩身初始平均温度约为 18.8℃。

1.4 荷载类型及试验测试过程

低承台 2×2 群桩基础顶部受塔吊荷载作用, 塔吊总自重约为 440 kN; 试验期间, 塔吊处于非工作状态, 塔吊长、短附臂产生的弯矩基本平衡, 结构达到整

体平衡, 则与一般静力荷载类似, 对基础不产生弯矩。本文试验模拟能量桩夏季运行模式, 以恒定的加热功率 (2.5 kW) 加热水箱中的水, 用水泵以恒定的循环流量 0.5 m³/h 导入 C 桩, 将热量释放到岩土层中, 经过桩体循环降温后的水返回水箱中继续循环。试验期间, 大气温度、进/出水温度随运行时间的变化曲线如图 5 所示。试验测试时间为 2018 年 1 月 18 日—2 月 4 日 (共计 16 d), 期间大气平均温度约为 10℃, 这种反季节模拟可能会导致能量桩的力学性质与实际情况有所差异; 针对这种差异, 本文将依据现场测试结果加以说明。在加热 C 桩 384 h 后, 进水温度达到 46.4℃, 出水温度由原来的 12.3℃升至 42.0℃; 由于受现场实测期间环境温度、昼夜温差及管道保温措施效果等综合因素影响, 进/出水温度存在轻微波动。

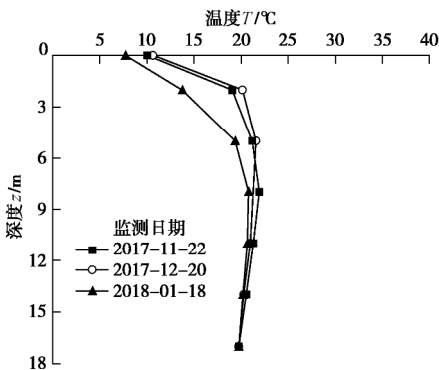


图 3 试验现场初始桩身温度分布
Fig. 3 Distribution of initial temperature of pile in-situ

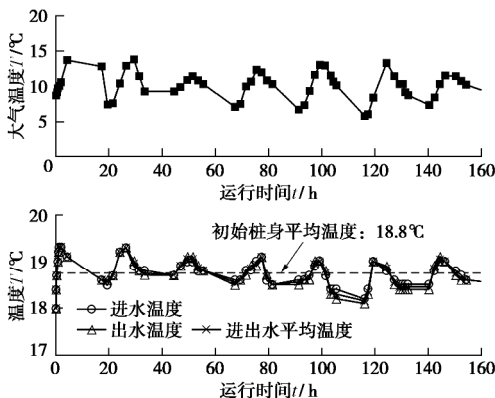


图 4 桩身初始平均温度测试曲线
Fig. 4 Curves of test initial average temperature of pile

2 能量桩热响应特性分析

2.1 桩身温度响应

图 6 为试验前、后 C 桩桩身的温度分布曲线。由图 6 可知, 在运行过程中, 桩身各部位的温度均有一定程度的提高; 在试验前后, 桩身平均温度由 18.8℃

表 1 土层基本物理力学性质

Table 1 Physical and mechanical properties of layered soils								
土类	测试深度/m	密度/(g·cm ⁻³)	含水率/%	塑限/%	液限/%	压缩系数 a ₁₋₂	黏聚力/kPa	内摩擦角/(°)
黏土质砂	1	1.81	12.4	11.3	25.5	0.78	17.1	22.9
	5	1.99	20.7	12.4	26.1	0.45	26.0	14.8
	13	2.00	23.4	10.6	25.3	0.44	27.2	13.11

升至 32.6℃。但温度变化量在桩身的分布并不均匀, 其中在桩顶产生的温度升幅最大, 桩底最小, 整体呈现温度升幅随深度降低的分布规律。由于进行反季节模拟, 近地表深度范围内初始温度较低, 更易达到较高的温度升幅; 但实际夏季运行时, 近地表初始温度将高于 10 m 以下温度, 因此本试验条件下桩顶部产生的温度升幅将大于实际夏季运行情况。而由于桩底受桩底面以下半无限相对低温岩土层的作用, 桩底的热量消散速度较桩身其他部位大; 因此, 桩底的温度升幅最小。

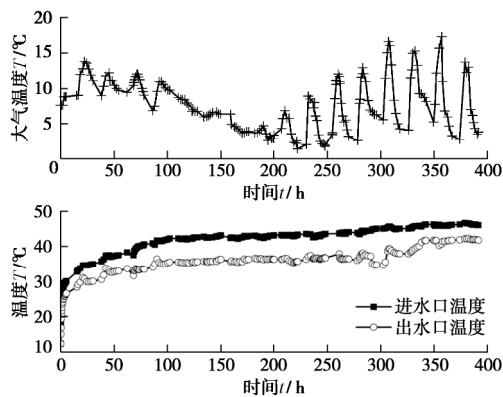


图5 大气温度、进/出水温度随运行时间的变化关系

Fig. 5 Curves of air temperature and inlet/outlet temperature versus time

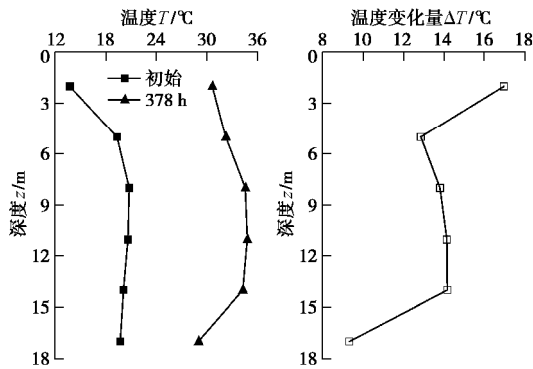


图6 C 桩桩身温度变化关系曲线

Fig. 6 Distribution of temperature of pile C

在运行时间为 10~16 d 时, 此时桩的换热较稳定, 进水和出水的平均温度随桩身温度升幅的变化规律如图 7 所示。由图 7 可知, 随着进水和出水平均温度的提高, 各深度温度升幅也呈现一定的增长, 总体上呈一定的线性相关关系。通过线性拟合, 得到各桩深对应的线性相关关系方程, 不同桩深对应的相关方程仅在斜率上有所差异, 截距上相同。这是由于通过初始桩温测试, 得到平均初始温度为 18.8℃, 而当进水和出水的温度平均值与平均初始温度相同时, 桩体将不进行换热, 桩身温度将不发生改变, 温度升幅为 0。而斜率表征各深度受热扰动的影响程度, 斜率越小,

受热扰动影响越大, 桩顶受热扰动影响最大, 相同进水和出水均温下温度增幅最大; 桩底受热扰动最小, 桩中部斜率相近, 受热扰动影响也相近。

由于进水和出水均温可近似等于处于各桩深的换热液平均温度, 而夏季模式下, 换热后桩身温度难以超过换热液均温; 因此温升线存在一个上限, 即 $\Delta T = T^* - 18.8$, 表征换热后, 桩身温度恰好等于进出水均温。但是, 现实情况下, 由于相对低温岩土层的散热作用, 桩身温度往往低于进水和出水平均温度。

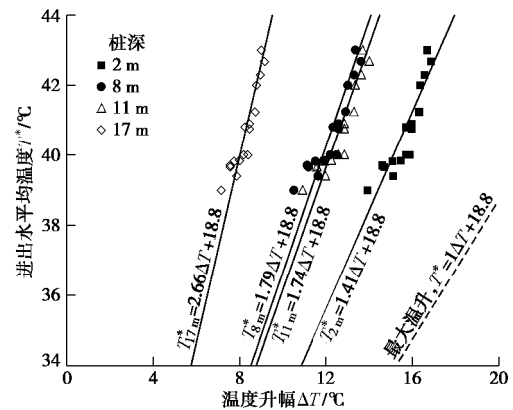


图7 进水和出水平均温度与温度升幅关系曲线

Fig. 7 Variation of average temperature of inlet & outlet water in response to temperature change

2.2 桩身应变与应力

在桩体温度升高的同时, 桩体也将随之发生热膨胀变形, 轴向上由于受到桩侧摩阻力及桩两端的约束作用, 实际测量到的桩身轴向变形将小于无约束情况下自由膨胀的变形量。桩身约束应力为桩体变形受限而产生的应力, 受热膨胀时, 轴向约束应力为压力, 表达式为

$$s_a = -E \cdot (e_{\text{free}} - e_{\text{obs}}) \quad (1)$$

式中 E 为混凝土的弹性模量, 混凝土强度等级为 C40, 取 32.5 GPa^[12]; e_{free} 为试验过程中无约束条件下的桩身应变, 由于试验过程中未改变桩顶荷载等试验条件, 因此只需考虑自由热膨胀产生的应变, 计算式为 $e_{\text{free}} = \alpha \cdot \Delta T$ 。 α 为混凝土的热膨胀系数, 取 $10 \mu\text{ε}/^\circ\text{C}$ ^[12], ΔT 为试验前后温度改变量, e_{obs} 为实际观测的应变值。

竖向应变、约束应力在桩身的分布曲线如图 8 所示。由图 8 可知, 约束应力在桩身的分布规律与由于温度改变产生的自由应变分布规律相似, 则可得约束应力与温度改变量 ΔT 存在一定的相关关系。其中, 桩顶产生的温度变化量最大, 桩中部的温度改变量小于桩顶; 但两部位产生约束应力却相近, 则桩身不同部位受到的约束大小也是影响约束应力的重要因素, 可以判断桩中部受到的约束作用大于桩顶; 而桩底由于受热扰动影响最小, 温度升幅较小; 因此, 约束应力

相较其它部位最小。

约束应力与桩身温度升幅之间的相关关系如图 9 所示。由图 9 可见：约束应力与温度升幅存在明显的线性相关关系，通过线性拟合得到两个最大约束应力位置的直线方程；由于本次试验过程中约束应力仅为温度变化产生，因此当温度升幅为 0 时，并不会产生约束应力，拟合直线均经过原点；而直线的斜率表示约束能力的大小，斜率数值越大表示相同的温升能产生更大的约束应力，约束能力越强，其中桩中部(11 m)的约束能力大于桩顶(2 m)；同样存在一个上限，即由于温升产生的热膨胀变形完全被约束，此时 $s_a = -E \cdot a \cdot \Delta T$ 。

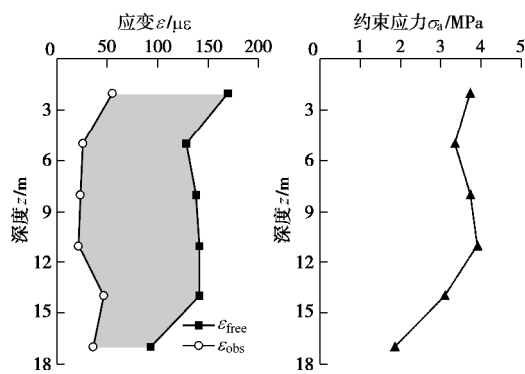


图 8 桩身竖向应变、约束应力分布曲线

Fig. 8 Distribution of vertical strain and constraint stress of pile along depth

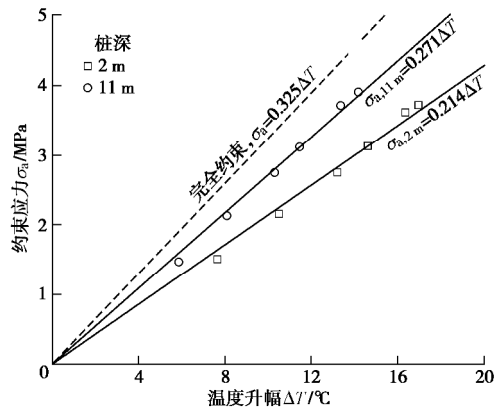


图 9 约束应力与桩身温度升幅关系曲线

Fig. 9 Variation of constraint stress in response to temperature change of piles

在进行能量桩设计时，可以通过现场地温资料或进行初始桩温测试，大致得到桩长范围内的初始平均桩温 T_0 ，推求最大的桩身温度升幅，并结合 (JGJ/T 438—2018)《桩基地热能利用技术标准》给出了单根能量桩温度应力的简化计算公式^[13]，预估在一定进水和出水温度范围内桩身的应力上限值：

$$s_{\max} = -E \cdot a \cdot (T^* - T_0) \quad (2)$$

式中 $s_{\max}$ 为桩身约束应力的上限值； T^* 为进水和出水的平均温度； T_0 为初始桩身温度。

综合图 7, 9 的拟合曲线，建立约束应力 s_a 与 $(T^* - T_0)$ (进水和出口均温与初始平均桩温之差) 的相关关系，如图 10 所示。各曲线表达式为

$$s_a = -k \cdot T' = -k(T^* - T_0) \quad (3)$$

式中， k 值越大表示在同一进水和出水均温条件下，能产生越大的约束应力， k 值的上限为 $E \cdot a$ 。由图 10 可知，桩中部(11 m)的直线斜率略大于桩顶部(2 m)，即最大约束应力将出现在桩中部。但由于本试验在冬季开展，使得桩顶部产生的温度升幅大于实际夏季运行，因此本试验桩顶产生的约束应力将大于实际情况。

在能量桩运行 384 h (16 d) 后，实测进水和出水的平均温度约为 44℃。对比现场实测和式 (2) 计算出的约束应力可知，现场实测得到的低承台四桩基础中单根能量桩最大约束应力值约为 3.94 MPa (其中取 $k=0.156$)，约为 C40 混凝土轴心抗压强度 (27.0 MPa)^[12] 的 14.6%；式 (2) 计算得到的单根能量桩最大约束应力约为 8.19 MPa，约为 C40 混凝土轴心抗压强度的 30.3%；式 (2) 计算得到的估算值为能量桩的应力设计计算提供了一个上限值，实测最大应力约为该上限值的 48%。

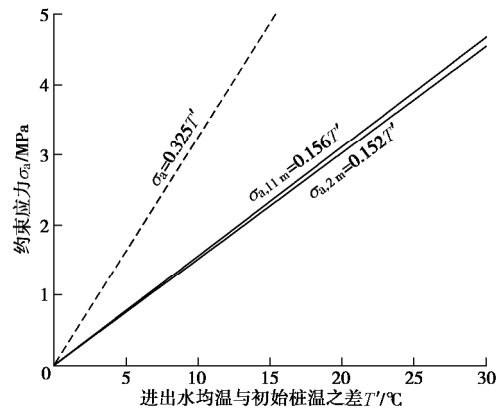


图 10 桩身约束应力随 $(T^* - 18.8)$ 变化曲线

Fig. 10 Variation of constraint stress in response to $(T^* - 18.8)$

2.3 桩顶位移

能量桩运行过程中，桩体由于温度变化引起热胀冷缩，也将引起桩顶位移变化。国内外相关学者开展了换热过程中能量桩桩顶位移的研究，积累了宝贵的现场实测资料 (表 2)。

本文试验桩桩端嵌入整体稳定的砂岩层中，不考虑桩端产生位移；因此，桩体受热膨胀，仅产生桩顶的抬升，可根据桩身实测应变大致估算桩顶位移，计算式为

$$s = -\sum e_i \cdot \Delta l_i \quad (4)$$

式中 s 为桩顶位移, 桩顶沉降时位移为正值; 将桩体沿长度划分为数段等应变桩段, Δl_i 为各桩段的长度, e_i 为各桩段的实测应变。

表 2 现场测试能量桩桩顶位移值

Table 2 Measured displacements of energy pile top							
桩长 /m	桩径 /mm	桩基 类型	桩端 土	结构 荷载 /kN	温度 变化 /℃	桩顶位 移/mm	文献来源
23.0	560	单桩	硬黏土	1200	-19~+29.4	4.0~-2.0	Bourne-Webb 等 ^[4]
14.8	910	桩筏	砂岩	2840	-5~+14	0.4~-0.8	Mccartney 等 ^[14] 、 Murphy 等 ^[10]
12.0	800	单桩	泥质砂岩	1600	+22.2	-0.6	桂树强等 ^[3]

桩顶位移随运行时间的变化曲线如图 11 所示。由图 11 可知, 由于运行初期桩身温度较低, 在稳定热功率作用下, 桩身温度升高、桩顶位移也相应增长; 而后桩身温度升幅逐渐趋于稳定, 桩顶位移也逐步趋于稳定, 最终达到约 -0.6 mm (桩径的 0.6‰) 的桩顶位移; 受热膨胀产生的桩顶抬升也将对承台及其它桩体产生影响。

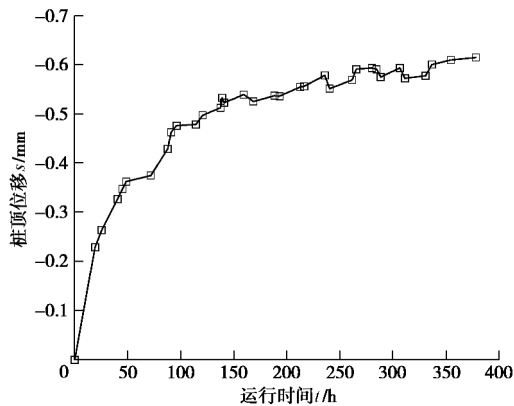


图 11 桩顶位移随运行时间变化曲线

Fig. 11 Curves of head displacement of piles versus time

3 承台及邻近桩结构响应特性分析

3.1 桩周土体地温场扰动

能量桩夏季运行过程中, 在桩体被加热升温的同时, 桩体也向周围岩土体不断散热, 导致周围岩土体的温度上升。图 2 (a) 中 A—A 断面 4 m 桩深处的温度变化情况如图 12 所示。由图 12 可知, 随着换热的进行, C 桩周围岩土体的温度均有明显的升幅; 呈现出随距离增加, 温度不断降低的规律, 存在一定的温度梯度, 其中 A 桩身温度仅有轻微波动, 并未出现明显升幅, 且 H3 测温孔到 A 桩段与其它段的温度梯度差异较大; 因此, 可以判断热扰动范围小于 A、C 桩

间距。通过建立各运行时间温度升幅与桩中心距的关系, 拟合温升线, 发现随着能量桩运行时间的增加, 桩体温度不断增加, 热扰动范围也不断扩大; 当能量桩运行 16 d 时, 桩身温度上升 14.2℃, 热扰动范围约为 2 m (2 倍桩径)。这也将为需要进行短期运行的能量桩工程的桩间距设计工作提供一定的现场试验参考依据。

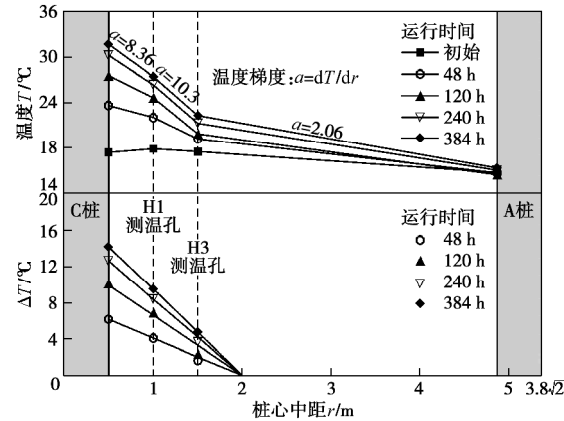


图 12 C 桩运行后, 4 m 深度处水平地温分布情况

Fig. 12 Distribution of temperature in horizontal direction at 4 m depth after heating pile C

3.2 对角桩响应特性

C 桩模拟夏季模式运行过程中, 桩体受热膨胀, 虽然存在桩两端及桩周土的约束作用, 但桩体仍会产生较为显著的应变及桩顶位移; 当 C 桩受热后, 试验桩基础的变形及应力状态模型图如图 13 所示, 当 C 桩桩顶抬升时, 将对承台及其它桩体产生影响。

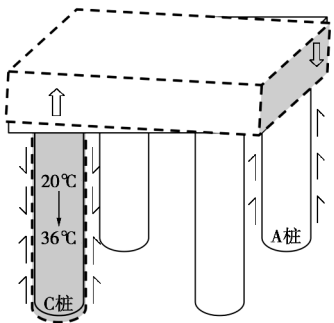


图 13 桩体变形及应力状态模型图

Fig. 13 Deformation and stress states in piles

C 桩运行 384 h (16 d) 后, A 桩温度改变量、实测应变和附加应力在桩身的分布情况如图 14 所示。由图 14 可见, 在 C 桩加热过程中, A 桩温度并未受到明显的扰动, 但由于受到大气温度的影响, 近地表深度的温度有所下降; 实测 A 桩产生压缩变形, 应变的分布规律总体上表现为随桩深而变小, 其中近地表桩深处应变值最大, 是由于该位置有明显的降温, 因此收缩变形来自降温收缩以及运行 C 桩引起的压应变; 在 A 桩上产生的附加应力表现为压力, 总体呈现沿桩

深方向不断减小的规律,其中近地表深度由于受到大气温度影响,将产生一定的冷收缩变形,其产生的约束应力将抵消一部分承台对桩体产生的附加压力。

在整个测试过程中,A 桩桩底的土压力计测得的附加压力值几乎为 0,这说明由于 C 桩运行产生的承台对 A 桩的附加压力在桩身的传递过程中,被桩侧摩阻力逐级抵消,并未引起桩底的应力变化。

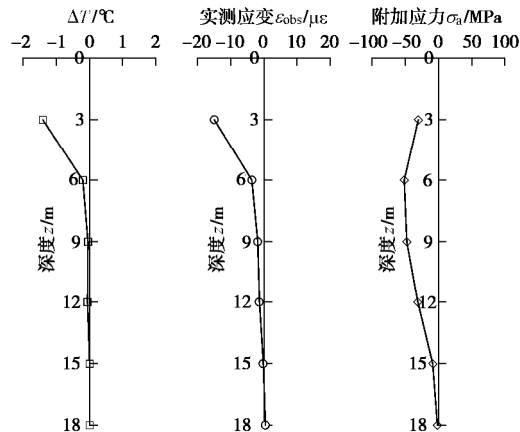


图 14 桩身温度改变量、实测应变、应力在 A 桩的分布曲线
Fig. 14 Curves of temperature change, vertical strain and stress of pile A along pile depth

3.3 承台响应特性

如图 2 (b) 所示,水平向温度和应变传感器分两层布置在承台中;通过对换热前承台温度的现场监测,承台下层测试点的平均温度约为 11.3℃,上层测试点的平均温度约为 8.7℃。而在能量桩运行过程中,承台也将受到一定的热力学影响。图 15 为 C 桩运行 384 h (16 d) 后承台观测点上的温度、实测应变及附加应力的变化情况;由图 15 可知,运行 C 桩对承台的影响不仅在于桩顶的抬升产生的应力作用,C 桩换热管贯穿承台也会对承台产生热扰动;其中 C 桩位置的承台温度升幅达到了 15.6℃,而其它位置由于远离 C 桩,受到大气温度的影响产生了温降。

值得关注的是,C 桩位置承台下层观测点处,由于温度升幅最大,且受到来自桩体及桩周土的约束作用强于承台上部;因此产生了较大的附加压力,达到了 2.24 MPa;而承台中部上层观测点处,在温降及 C 桩的交叉影响下,产生了 1.05 MPa 的附加拉力,约为 C40 混凝土抗拉强度值的 43.8%。因此,在能量桩基础设计时,应该考虑能量桩运行过程中对整个基础结构的影响;这种热力相互作用对承台及邻桩的结构影响也应在设计过程中加以考虑。另外,布置合理的能量桩运行组合形式,也可以避免承台产生过大的附加应力,规避结构破坏的产生。而针对这些影响的相关

研究还有待进一步深入。

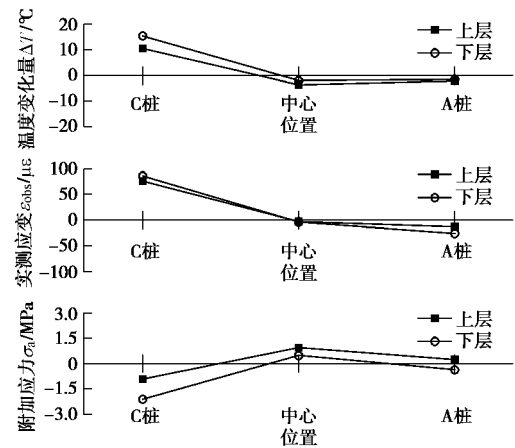


图 15 承台温度改变量、实测应变、附加应力的分布曲线
Fig. 15 Curves of temperature change, vertical strain and additional stress of pile cap

4 结 论

本文现场实测了夏季运行工况下,低承台 2×2 群桩基础中单根能量桩工作时,桩体及承台的温度及应力的变化规律;着重分析了运行能量桩桩体本身的热力耦合特性,及其对低承台桩-筏基础整体结构的影响规律。本文试验条件下,可以得到以下 4 点结论。

(1) 加热工况下低承台 2×2 群桩基础中单根能量桩最大约束应力产生在桩体中部位置;本文试验条件下,当能量桩运行 16 d 后,桩身最大约束应力约为 3.94 MPa;通过考虑桩体被完全加热且被完全约束的应力估算方法为能量桩约束应力的设计计算提供了上限值,实测应力值约为该上限值的 48%。

(2) 桩体由于温升产生热膨胀,虽然受到桩端及桩侧摩阻力的约束作用,但桩体仍会产生一定的变形,利用桩身应变估算的桩顶变形;在试验前期由于桩体温度升高而增加,而后桩身温度逐渐稳定,桩顶位移也不再大幅提高,最终稳定在 -0.6 mm (桩径的 0.6%)。

(3) 本文试验条件下,单根能量桩运行 16 d 后,桩身温度上升 14.2℃时,能量桩的热扰动范围约为 2 倍桩径。

(4) 在低承台 2×2 群桩基础中运行单根能量桩时,对角桩、承台均会产生一定的附加应力;在温度与荷载共同作用下,运行桩顶部位置的承台产生约为 2.24 MPa 的附加压应力;承台中心位置产生约 1.05 MPa 的附加拉应力,约为混凝土抗拉强度值的 43.9%。因此,进行低承台能量桩基础设计时,应合理设计群桩的运行形式,避免产生过大的附加应力,造成基础结构的破坏。

参考文献:

- [1] BRANDL H. Energy foundations and other thermo-active ground structures[J]. *Géotechnique*, 2006, **56**(2): 81 - 122.
- [2] 刘汉龙, 孔纲强, 吴宏伟. 能量桩工程应用研究进展及 PCC 能量桩技术开发[J]. *岩土工程学报*, 2014, **36**(1): 176 - 181. (LIU Han-long, KONG Gang-qiang, NG W W C. Applications of energy piles and technical development of PCC energy piles[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2014, **36**(1): 176 - 181. (in Chinese))
- [3] 桂树强, 程晓辉. 能量桩换热过程中结构响应原位试验研究[J]. *岩土工程学报*, 2014, **36**(6): 1087 - 1094. (GUI Shu-qiang, CHENG Xiao-hui. In-situ test for structural responses of energy pile to heat exchanging process[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2014, **36**(6): 1087 - 1094. (in Chinese))
- [4] BOURNE-WEBB P J, AMATYA B, SOGA K, et al. Energy pile test at Lambeth College, London: geotechnical and thermodynamic aspects of pile response to heat cycles[J]. *Géotechnique*, 2009, **59**(3): 237 - 248.
- [5] YOU S, CHENG X, GUO H, YAO Z. In-situ experimental study of heat exchange capacity of CFG pile geothermal exchangers[J]. *Energy & Buildings*, 2014, **79**(4): 23 - 31.
- [6] YOU S, CHENG X, GUO H, et al. Experimental study on structural response of CFG energy piles[J]. *Applied Thermal Engineering*, 2016, **96**: 640 - 651.
- [7] SUTMAN M, OLGUN C G, BRETTMANN T. Full-scale field testing of energy piles[J]. *Geotechnical Special Publication*, 2015: 1638 - 1647.
- [8] 路宏伟, 蒋 刚, 王 昊, 等. 摩擦型能量桩荷载 - 温度现场联合测试与承载性状分析[J]. *岩土工程学报*, 2017, **39**(2): 334 - 342. (LU Hong-wei, JIANG Gang, WANG Hao, et al. In-situ tests and thermo-mechanical bearing characteristics of friction geothermal energy piles[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2017, **39**(2): 334 - 342. (in Chinese))
- [9] LALOU I, NUTH M, VULLIET L. Experimental and numerical investigations of the behavior of a heat exchanger pile[J]. *International Journal for Numerical & Analytical Methods in Geomechanics*, 2006, **30**(8): 763 - 781.
- [10] MURPHY K D, MCCARTNEY J S, HENRY K S. Evaluation of thermo-mechanical and thermal behavior of full-scale energy foundations[J]. *Acta Geotechnica*, 2015, **10**(2): 179 - 195.
- [11] KONG G, WU D, LIU H L, et al. Performance of a geothermal energy deicing system for bridge deck using a pile heat exchanger[J]. *International Journal of Energy Research*, 2019, **43**(1): 596 - 603.
- [12] 混凝土结构设计规范: GB 50010—2010 [S]. 2015. (Code for Design of Concrete Structure: GB50010—2010[S]. 2015. (in Chinese))
- [13] 桩基地热能利用技术标准: JGJ/T 438—2018[S]. 2018. (Technical Standard for Utilization of Geothermal Energy through Piles: JGJ/T 438—2018[S]. 2018. (in Chinese))
- [14] MCCARTNEY J S, MURPHY K D. Strain distributions in full-scale energy foundations[J]. *DFI Journal-The Journal of the Deep Foundations Institute*, 2012, **6**(2): 26 - 38.

DOI: 10.11779/CJGE202002014

基于区间参数反演的重力坝非概率可靠性分析

魏博文, 占良红, 李火坤*, 徐镇凯

(南昌大学建筑工程学院, 江西 南昌 330031)

摘要: 传统概率可靠性分析方法应用重力坝结构性能和服役性状评估过程中, 其受不确定参数严格随机性、计算结果对参数敏感性及其功能函数高度非线性等多因素制约。提出了基于区间参数的重力坝单元和体系非概率可靠性 (Nonprobabilistic Reliability, NR) 分析方法。首先, 充分依据重力坝原型监测资料、数学模型和物理模型计算成果获取重力坝区间参数的界限, 综合运用区间数学和 NR 等理论和方法, 构建了基于区间参数的重力坝单元与体系 NR 计算模型, 发展了一种基于响应面方法的重力坝 NR 指标 (NR-h) 计算方法。其次, 从重力坝系统可能失效路径及失效模式入手, 剖析单一和多重失效模式下重力坝体系的安全性。最后, 通过某重力坝工程表明: 方法能够有效地揭示重力坝局部和整体可靠状态, 计算结果符合重力坝运行特点前提下与该大坝服役背景状况高度吻合。

关键词: 重力坝; 非概率可靠性; 区间参数; 失效模式; 服役可靠度

中图分类号: TV642.3

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)02-0325-09

作者简介: 魏博文(1981—), 男, 副教授, 博士生导师, 主要从事数值安全监控及水工结构方面的科研工作。E-mail: bwwei@ncu.edu.cn。

Non-probabilistic reliability analysis of gravity dams based on inversion of interval parameters

WEI Bo-wen, ZHAN Liang-hong, LI Huo-kun, XU Zhen-kai

(School of Civil Engineering and Architecture, Nanchang University, Nanchang 330031, China)

Abstract: In the evaluation of structural performance and service behavior of gravity dams, the traditional probabilistic reliability analysis method is restricted by many factors, such as strict randomness of uncertain parameters, oversensitivity of calculated results and high nonlinearity of function function. A non-probabilistic reliability (NR) analysis method for gravity dam elements and system based on the interval parameters is proposed. First, according to the prototype monitoring data and the achievements of physical and mathematical models for gravity dams, the interval parameter boundary of the gravity dam is obtained. A NR model based on the interval parameters is established, and a method for calculating NR index (NR-h) based on response surface method is developed by using the interval mathematics and NR theory. Then, the safety of the gravity dam system in single and multiple failure modes is analyzed from the possible failure paths and modes. Finally, based on a gravity dam, the results indicate that the proposed method can effectively reveal the local and overall reliable states of the gravity dam. The calculated results are in good agreement with the background conditions of the dam under the premise of the operating characteristics of the gravity dam.

Key words: gravity dam; non-probabilistic reliability; interval parameter; failure mode; service reliability

0 引言

关于重力坝可靠度问题的研究, 国内外学者借助概率论、数理统计和随机过程等数学方法, 解决了实际工程中存在的诸多不确定性问题, 然而现有的研究成果较集中基于完整地不确定参数概率分布函数 (PDF) 基础上^[1-3]。实际上, 对于重力坝这种极为复杂工程而言, 大多不确定参数的实测数据十分有限, 加之重力坝工程失事为小概率事件, 即使是不确定参数概率函数尾部的较小波动, 都将可能导致计算结果

严重偏离工程实际^[4], 这些因素都一定程度上限制了传统可靠性分析方法在大坝工程中的应用。

重力坝工程不确定参数的精确概率分布函数虽难以获得, 但其变化幅度较易确定。近些年在结构领域

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51779115, 51869011, 51879126); 江西省水利厅科研课题 (201820YBKT29); 江西省青年科学重点项目 (20192ACB21022); 江西省杰出青年基金项目 (2018ACB21018); 南昌大学研究生创新专项资金项目 (CX2018052)

收稿日期: 2018-09-28

*通信作者 (E-mail: lihuokun@126.com)

发展起来的 NR 分析方法无需知道不确定参数的 PDF, 仅需知道不确定参数集合的上、下界限, 以一种 NR- h 来度量结构的安全程度, 在处理不确定信息量较少而又可靠性要求较高的问题上有其独特优势和工程适应性。非概率理论起步相对较晚且主要应用于桁架、机械等结构领域。Yakov^[5]最先提出了基于凸模型的非概率理论的概念, 但并未给出具体的度量标准。Elishakoff^[6]和 Qiu 等^[7-8]利用区间凸模型来描述不确定但有界参数, 给出了一种以非概率可靠性度量结构安全程度的方法。Ganzeri 等^[9]基于多维凸模型的 NR 方法实现了不确定但有界载荷下最优结构设计。亢战等^[10]提出了一种基于不确定但有界参数的多椭圆凸模型的 NR- h 度量方法, 并进一步将该概念推广到拓扑优化领域^[11-13]。Jiang 等^[14]在数学层面上提出了非概率的相关分析技术, 紧接着又利用开发的非概率相关分析技术构造多维椭圆凸模型, 提高了多维椭圆体的构造效率^[15]。苏国韶等^[16]运用 NR 分析方法, 采用高斯过程回归模型重构隐式功能函数的响应面, 发展了一种基于粒子群优化的高斯过程动态响应面方法。最近, 一种基于最小体积椭球的建模方法被提出, 将最小体积椭球问题转化为半定规划 (SDP) 问题, 从而有效地解决其全局最优的问题^[17]。关于非概率理论在大坝工程中的研究尚处于探索阶段^[18-19], 如何充分利用 NR 方法优势应用于重力坝安全性能分析, 本文主要面临以下几个挑战: ①重力坝服役当前不确定参数的合理选择及其界限的确定, 其直接决定着 NR- h 计算结果的准确性; ②重力坝的功能函数常为高度非线性且难以用显式的数学方程给予刻画, 如何对其进行精确拟合以实现重力坝 NR- h 高效计算; ③如何从 NR- h 角度来有效度量与评估重力坝局部与整个体系的安全状态, 以及如何有效验证计算结果的准确性。

为此, 本文通过合理确定重力坝区间参数, 依据大坝原型监测资料反演重力坝区间参数的界限。在此基础上综合运用非概率和响应面等理论和方法, 拟构建和发展重力坝单元和体系 NR 计算模型与方法。最后, 结合某现役重力坝工程, 计算分析在非概率下该重力坝可能失效路径的破坏行为, 从 NR- h 角度深入剖析该坝单一和多重失效模式下体系的安全性。

1 重力坝 NR 计算模型

1.1 基于区间变量的结构 NR 计算模型

对于现役结构工程而言, 其不确定性参数在一定区间内波动^[20]。考虑到重力坝服役多年期间受环境、荷载等多因素耦合作用, 其参数实际值与设计参考值必然存在一定偏差。为准确分析重力坝真实服役性态, 可充分利用重力坝运行性态监测资料, 借助区间混合

监控模型反演现役重力坝部分不确定参数的界限。假设用参数向量 $x = \{x_1, x_2, x_3, \dots, x_{n-1}, x_n\}$ 来代表这些不确定参数相关区间变量集合, 其中 x_i 的上、下界分别为 x_i^u 和 x_i^l 。则结构的功能函数可表示为

$$M = g(x) = g(x_1, x_2, x_3, \mathbf{L}, x_{n-1}, x_n) \quad (1)$$

式中, M 为区间变量, $g(x)$ 为 x_i 的连续函数。定义 $M_{\max}$ 和 $M_{\min}$ 分别为区间变量 M 的上、下界限值, 便可计算其均值 M_c 和离差 M_r , 则结构的 NR- h 为

$$h = \frac{M_c}{M_r} \quad (2)$$

由结构可靠度理论可知, 超曲面 $g(x) = 0$ 为失效面, 结构的基本参量空间被该失效面分为失效域和安全域, 其中 $g(x) < 0$ 表示失效状态, $g(x) > 0$ 表示安全状态。结合式 (2) 判断: 若 $h > 1$, 结构可靠, 且 h 值越大, 结构安全程度相对越高; 若 $h < -1$, 结构失效; 若 $-1 \leq h \leq 1$, 结构可能安全, 可能失效^[21]。

对相关区间变量 x_i 进行标准化变换, 式 (1) 满足

$$M = g(x_1, x_2, x_3, \mathbf{L}, x_{n-1}, x_n) = G(d_1, d_2, d_3, \mathbf{L}, d_{n-1}, d_n) = 0 \quad (3)$$

式中, $d = [d_1, d_2, d_3, \mathbf{L}, d_{n-1}, d_n]$ 为标准化区间向量, d_i 的变化区域为 $[-1, 1]$, 其扩展空间为 $d_i \in [-\infty, +\infty]$ 。则有

$$\begin{cases} h = \min \{\|d\|_\infty\} \\ \text{Subject to } G(d) = 0 \end{cases} = \begin{cases} h = \min(\max\{|d_1|, |d_2|, |d_3|, \mathbf{L}, |d_{n-1}|, |d_n|\}) \\ \text{Subject to } G(d_1, d_2, d_3, \mathbf{L}, d_{n-1}, d_n) = 0 \end{cases} \quad (4)$$

对于工程中常见功能函数为多区间变量的线性函数情况, 式 (1) 可转化为

$$M = \sum_{i=1}^n A_i r_i - \sum_{j=1}^m S_j \quad (5)$$

式中 n 为结构抗力参数数量; m 表示结构荷载参数数量; $r_i \in R_i^l$ 和 $s_j \in S_j^l$ 为互不相关区间变量, R_i^l 和 S_j^l 分别为结构抗力和荷载参数的区间变量; A_i 和 B_j 为常数。对 r_i 和 s_j 进行如下变换:

$$\begin{cases} r_i = R_i^c + R_i^r d_{r_i} \quad (i = 1, 2, 3, \mathbf{L}, n-1, n) \\ s_j = S_j^c + S_j^r d_{s_j} \quad (j = 1, 2, 3, \mathbf{L}, m-1, m) \end{cases} \quad (6)$$

式中 R_i^c 和 R_i^r 分别为结构抗力参数的均值和离差; S_j^c 和 S_j^r 分别为结构荷载的均值和离差; d_{r_i} 和 d_{s_j} 分别为抗力参数和荷载的标准化区间向量。

将式 (6) 代入式 (5) 并联合式 (2), 则结构的 NR- h 可定义为

$$h = \begin{cases} \frac{\sum_{i=1}^n A_i R_i^c - \sum_{j=1}^m B_j A_j S_j^c}{\sum_{i=1}^n |A_i| R_i^r + \sum_{j=1}^m |B_j| S_j^r} & \left(\sum_{i=1}^n A_i R_i^c - \sum_{j=1}^m B_j S_j^c > 0 \right) \\ 0 & \left(\sum_{i=1}^n A_i R_i^c - \sum_{j=1}^m B_j S_j^c \leq 0 \right) \end{cases} \quad (7)$$

式中, $h=0$ 时, 其前提条件是结构抗力集小于或等于结构荷载集, 在实际工程中该状态可判定结构处于非绝对安全状态 ($h \leq 1$)。从非概率角度来分析结构体系安全性, 可将结构单元分为绝对安全 ($h > 1$) 和非绝对安全 ($h \leq 1$) 两种重点研究对象, 故当 $\sum_{i=1}^n AR_i^c - \sum_{j=1}^m B_j S_j^c \leq 0$ 时, 将其结构 NR- h 视为 0。

1.2 重力坝单元与体系 NR 计算模型

(1) 重力坝单元 NR 计算模型

考虑重力坝单元强度破坏, 根据重力坝单元的第一主应力 s_1 、第二主应力 s_2 和第三主应力 s_3 (拉为正, 压为负) 应力状态, 根据参考文献[22]确定三维状态下重力坝单元强度破坏的功能函数为

$$g(x) = \begin{cases} s_1 - \frac{(s_2 + s_3)f_t}{2f_c} - f_t & \left(s_2 \leq \frac{s_1 f_c + s_3 f_t}{f_c + f_t} \right) \\ \frac{s_1 + s_2}{2} - \frac{s_3 f_t}{f_c} - f_t & \left(s_2 > \frac{s_1 f_c + s_3 f_t}{f_c + f_t} \right) \end{cases}, \quad (8)$$

式中, $g(x)$ 为重力坝单元强度破坏的功能函数, f_t 和 f_c 分别为重力坝混凝土的抗拉强度和抗压强度。

考虑重力坝沿建基面的滑动失稳, 根据滑动面上所有单元的应力, 重力坝失稳破坏的功能函数^[18]可表示为

$$g(x) = \sum_{i=1}^m (-f \cdot s_{yi} + c - t_{xyi}) d_i, \quad (9)$$

式中, m 为滑移面上单元总数, f 和 c 分别为抗滑面的摩擦系数和黏聚力, s_{yi} 和 t_{xyi} 分别为单元 i 的正应力和剪应力, d_i 为单元 i 沿滑动面的边长。

(2) 重力坝非概率体系 NR 计算模型

重力坝的可能失效路径主要有坝体失效、坝基失效和沿建基面滑动失稳^[23]。一般来说, 在水荷载作用下重力坝的坝踵与坝趾附近坝体和坝基单元较易先发生破坏, 进而向大坝内部发展形成一条破坏通道从而威胁大坝整体安全^[24]。本文在计算得到重力坝单元 h_e 基础上, 分别选择坝踵与坝趾附近的坝体和坝基若干可能最先失效单元作为初始失效单元, 并将其杀死继续搜索下一个相邻失效单元, 进行可能失效路径搜索以获得相应的重力坝失效模式。其失效路径搜索过程可概化如图 1 所示, 其中单元 e_1 为初始失效单元, 在有限元分析中假定其最先失效, 并重新计算搜索出其附近 n 个可能失效单元, 选择与已确定的失效单元所构成的暂时失效路径 h_e 最小的下一个失效单元 e_{2k} , 重复执行该搜索过程直至满足终止条件。

本文将各失效模式下的 m 个破坏单元视为并联关系, 并根据式 (7) 求解各失效模式的 NR- h , 以实现重力坝体系 NR- h_s 的计算。

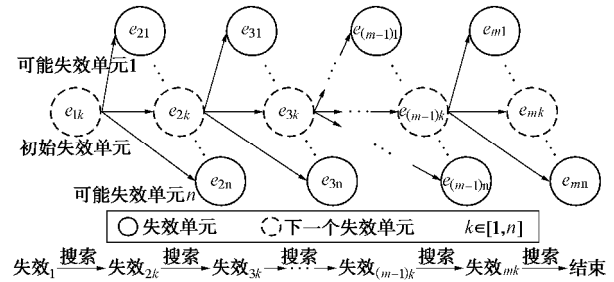


图 1 失效模式搜索示意图

Fig. 1 Schematic diagram of failure mode search

2 重力坝单元与体系 NR- h 计算方法

2.1 基于响应面法的 NR- h 计算

响应面法应用于结构工程 NR- h 计算, 其核心是基于有限的物模试验与数值仿真计算成果, 通过回归拟合得到一个解析表达式 $M = y(x)$ (响应面函数), 以此来近似代替重力坝的真实功能函数 $M = g(x)$ 。响应面函数通常采用不含交叉项的二次多项式模型^[25], 即

$$M = y(x) = a + \sum_{i=1}^n b_i x_i + \sum_{i=1}^n c_i x_i^2, \quad (10)$$

式中, a 为常数项, $b = [b_1, b_2, b_3, \dots, b_{n-1}, b_n]^T$ 和 $c = [c_1, c_2, c_3, \dots, c_{n-1}, c_n]^T$ 分别为响应面函数的一次项和二次项系数矩阵, n 为参数变量个数。根据拟合好的响应面近似函数 $M = y(x)$, 运用数学规划方法求解 $M = y(x)$ 的最大值和最小值, 该过程可视为有约束的二次规划问题的极值求解过程。其数学模型可表述为

$$\begin{cases} \min M = y(x) = a + \sum_{i=1}^n b_i x_i + \sum_{i=1}^n c_i x_i^2 \\ \text{s.t.} \quad x_i^l \leq x_i \leq x_i^u, \quad x_i \geq 0 \end{cases}, \quad (11)$$

式中, 重力坝所有参数 x_i 必然有 $x_i \geq 0$, 否则将失去物理意义。基于所拟合好的响应面函数 (目标函数) $M = y(x)$ 可利用 MATLAB 完成其最小值 $M_{\min}$ 优化求解, 然后将目标函数 $M = y(x)$ 切换为 $M = -y(x)$ 便可得到其最大值 $M_{\max}$, 进而根据式 (2) 计算重力坝单元 NR- h_e 。

2.2 重力坝单元与体系 NR- h 计算流程

基于前述非概率理论及计算模型基础上, 借助仿真软件优势并运用响应面法和二次规划方法, 执行重力坝单元 NR- h_e 的计算步骤如下:

(1) 根据现场试验数据及重力坝原型观测资料反演确定重力坝区间参数的界限, 采用中央复合设计方法选取 $2n+1$ 组样本点。

(2) 利用有限元 ABAQUS 建模进行结构应力分析, 获得各组样本点下的结构响应 (应力)。

(3) 依据计算成果结合式 (8), (9) 分别计算重力坝单元强度破坏和沿建基面抗滑稳定的功能函数响应值。

- (4)根据所有单元的 $2n+1$ 组响应面函数方程组, 确定各单元响应面函数的系数 a , b 和 c 。
- (5) 基于拟合得到的响应面函数 $M=y(x)$, 根据式 (11) 计算功能函数均值 M^c 和离差 M^r ($M_{\max}$, $M_{\min}$)。
- (6) 依据各单元功能函数均值 M^c 和离差 M^r , 根据式 (2) 计算重力坝单元 NR- h_e 。

为分析重力坝体系的可靠度, 关键技术是搜索出重力坝的可能失效路径, 从而确定其相应失效模式, 该问题实际是大坝单元依次失效过程的确定。根据 2.2 节所述原理着力于搜索所有失效模式下可能失效路径, 并计算各失效模式的 NR- h 以确定重力坝体系的 NR- h_s 。其计算流程如图 2 所示。

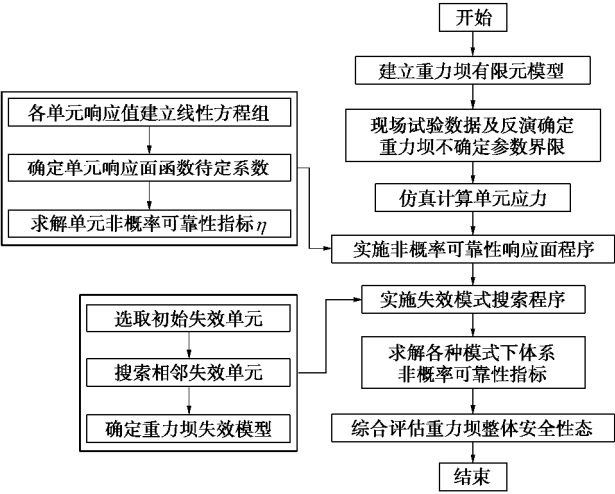


图 2 重力坝体系 NR- h_s 计算流程

Fig. 2 Flow chart of NR- h_s evaluation for gravity dam system

3 工程算例

3.1 工程概况及模型建立

某混凝土重力坝位于吉林省境内松花江流域, 属 I 等水电站枢纽工程。选用该大坝^{#35} 坝段为研究对象, 坝顶高程 267.70 m, 坝基高程 188.60 m, 坝高 79.1 m, 坝段全长 18.0 m, 上游正常蓄水位 263.50 m, 下游水位 193.50 m, 于 1984 年在坝顶有布置一个激光水平位移 D35。为了较为准确地模拟该坝段结构性能, 根据该坝段具体情况, 从坝踵和坝趾向上、下游各取 1.5 倍坝高, 坝基深度取 120.0 m, 利用 ABAQUS 建立有限元模型如图 3 所示。该模型总共 18960 个结点, 14880 个单元, 其中坝体共 7440 个结点, 5795 个单元, 坝基 11520 个结点, 9085 个单元。

3.2 不确定参数界限反演

考虑到各参数变异程度及其对重力坝的安全性影响程度不一。对于变异性较小且对结构安全影响较小

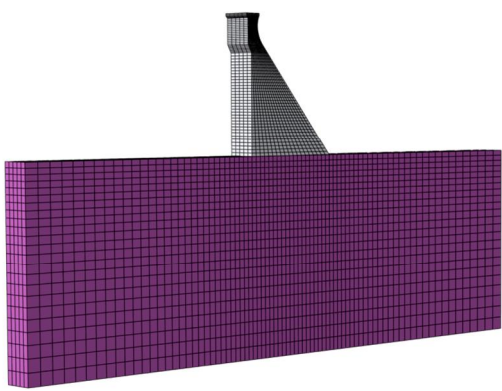


图 3 重力坝有限元模型

Fig. 3 Finite element model for gravity dam

的参数视为确定性参数, 如混凝土、水的重度等相对稳定的数值; 相反, 通常将扬压力系数 a 、坝体与坝基弹性模量 E_c 和 E_r 、凝聚力 c 和 c' 、摩擦系数 f 和 f' 、抗拉强度 f_t 和 f'_t 及抗压强度 f_c 和 f'_c 视为不确定参数。本文以坝体和坝基弹性模量区间反演为例, 选用 2000-01-01—2010-08-31 间测点监测序列资料, 建立区间混合监控模型^[26]进行参数区间界限的反演, 该监测时段内的上游水位过程线和气温过程线如图 4 所示。材料参数的初始值: 坝体和坝基弹性模量分别为 $E_{c0} = 21.00$ GPa 和 $E_{r0} = 16.00$ GPa, 坝体和坝基泊松比分别为 0.167 和 0.210。考虑到下游水位较低且变化小, 忽略下游水位影响。为此分别仿真计算 266.00, 263.50, 260.50, 258.00, 255.50, 253.00, 249.50, 246.00, 242.50 m 等典型上游水位情况下坝顶测点 D35 的水平位移值, 运用偏最小二乘法拟合得到水压分量拟合系数如表 1 所示, 并基于所得拟合系数绘制 D35 测点水平实测值、拟合值及残差值曲线如图 5 所示。本文同时考虑水平位移、水位测值误差的影响, 其中水平位移误差最大绝对值 $\Delta d = 0.25$ mm, 水位测值误差最大绝对值 $\Delta H = 0.10$ mm, 坝体和坝基的弹模区间反演结果见表 2。

表 1 水压分量拟合系数

Table 1 Fitting coefficients of water pressure component						
系数	a_{11}	a_{12}	a_{13}	$a_{21}-a_{11}$	$a_{22}-a_{12}$	$a_{23}-a_{13}$
D35	0.44253	-0.01015	0.00014	0.10270	-0.00295	0.00002

注: 各系数定义参考文献[26]。

表 2 参数界限反演结果

Table 2 Inversion results of interval parameters			
水压调整系数区间值		弹性模量区间值/GPa	
X_I	Y_I	E_{cl}	E_{rl}
[0.858, 0.936]	[0.898, 0.982]	[18.02, 19.66]	[14.37, 15.71]

注: $X_I = E_{c0} / E_{cl}$ 和 $Y_I = E_{r0} / E_{rl}$ 。

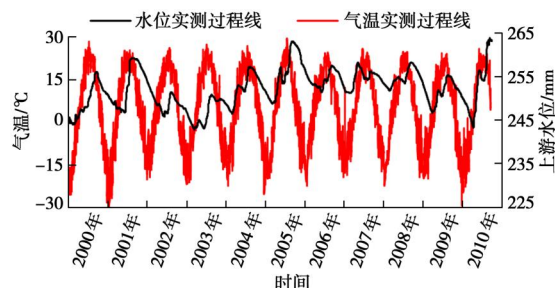


图 4 环境量监测曲线

Fig. 4 Graph of environmental variables

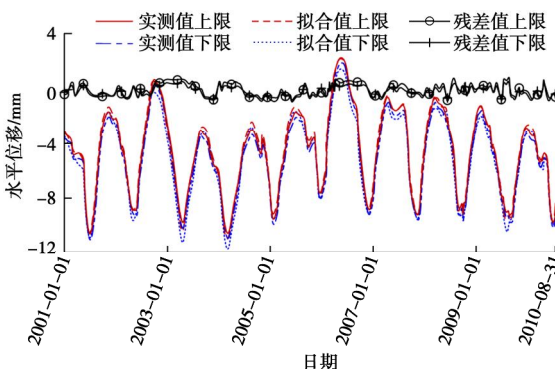


图 5 D35 水平位移实测值、拟合值及残差值曲线

Fig. 5 Actual values, fitted values and residuals curves of horizontal displacement of D35

3.3 重力坝非概率可靠性分析

为了以重力坝单元 $NR-h_e$ 来度量该坝的可靠状况。首先, 根据大坝实际状况和原始监测资料, 在 3.2 节反演得到的坝体和坝基弹性模量基础上, 结合现场勘测试验结果、设计资料等, 确定荷载、坝体和坝基主要物理力学参数区间如表 3 所示。其次, 根据表 3 使用中央复合设计方法选取 $2n+1$ 个样本点 ($n=9$) 代入有限元 ABAQUS 中进行仿真计算, 并提取 19 组坝体和坝基的单元应力 (计算荷载: 自重+上游水压力+扬压力); 最后, 根据 2.2 节给出的破坏准则计算各单元响应值, 进而确定响应面函数的待定系数, 利用二次规划优化方法结合式 (2) 计算坝体和坝基单元 $NR-h_e$ 并绘制其分布云图如图 6 所示。

表 3 主要区间参数界限

Table 3 Boundaries of main interval parameters				
荷载	材料参数	界限范围	均值	离差
坝体	扬压力系数 a	[0.28, 0.32]	0.30	0.02
	混凝土抗拉强度 f_t/MPa	[1.40, 1.70]	1.55	0.15
	混凝土抗压强度 f_c/MPa	[16.00, 18.50]	17.25	1.25
岩基	坝体弹性模量 E_c/GPa	[18.02, 19.66]	18.84	0.82
	岩基抗拉强度 f_t/MPa	[1.12, 1.44]	1.28	0.16
	岩基抗压强度 f_c/MPa	[14.60, 17.20]	15.90	1.30
岩基面	岩基弹性模量 E_r/GPa	[14.37, 15.71]	15.04	0.67
	滑移面摩擦系数 f'	[0.82, 1.08]	0.95	0.13
	滑移面凝聚力 c'/MPa	[0.80, 0.96]	0.88	0.08

注: 上游水位为正常蓄水位定值, 混凝土重度取值 $g_c = 2350 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$ 。

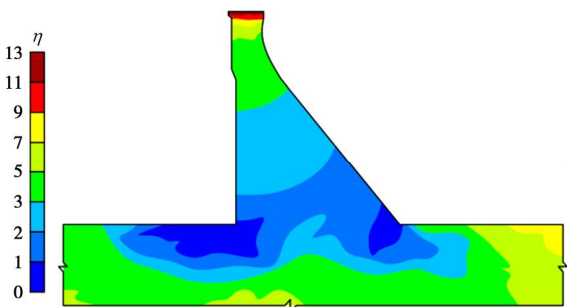


图 6 单元 $NR-h_e$ 分布云图

Fig. 6 Contour map of $NR-h_e$ for dam elements

由图 6 可知, 该坝段在坝踵和坝趾附近均出现了不少 $h_e < 1$ 的失效单元, 尤其在坝踵附近单元失效的面积更为严重, 其单元 h_e 向远离这两部位的坝顶和坝基方向逐渐增大。在工程实际中, 坝踵和坝趾部位的强度指标是确定整个大坝的安全控制指标的重要依据, 一般需在该部位实施加筋锚固等措施以提高其安全性。图 7 给出了不同指标范围坝体单元个数统计情况, 由图 7 可知, 该坝段坝体失效单元个数为 85 个, 约占坝体总单元个数 1.5%; 坝体中、下部单元 h_e 基本处于 1~3, 约占坝体总单元个数的 43.9%; 坝体上部单元 h_e 处于 3~13, 且增长梯度明显大于坝体下部单元, 约占坝体总单元个数 54.6%, 说明越靠近坝顶的单元其相对更为安全, 这亦符合重力坝受力特点。

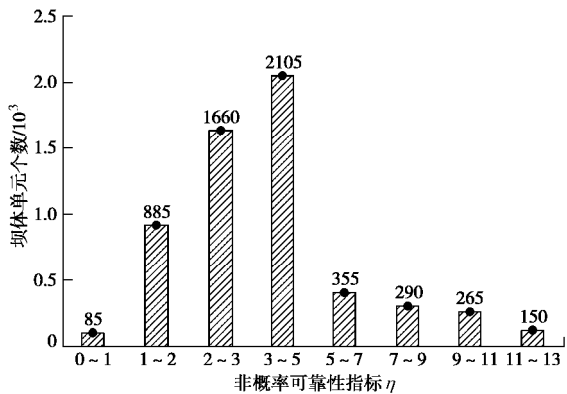


图 7 坝体单元 $NR-h_e$ 统计图

Fig. 7 Statistical graph of $NR-h_e$ for dam body elements

实际工程还需重点核算重力坝沿建基面发生滑动失稳破坏的可靠程度, 根据式 (9) 失稳准则计算得到该坝段沿建基面抗滑稳定 $NR-h_H = 0.926 < 1$ 。由此可见, 该坝段存在滑动失稳的可能性, 需对该坝段实施补强加固措施以保证其安全长效服役。为验证该坝段抗滑稳定计算准确性, 本文采用 SL 319—2018《重力坝设计规范》刚体极限平衡法按抗剪断强度公式进行了复核计算 (其中, $f' = 0.85$, $c' = 0.85 \text{ MPa}$, $a =$

0.30)，计算得到抗滑稳定安全系数 $K_c' = 2.59$ 低于规范要求 $K' = 3.00$ 。该大坝实际服役过程中，大坝安全监察中心对#35 坝段抗滑稳定进行了大量的研究和复核工作，复核报告表明#35 坝段抗滑稳定不满足规范要求，尤其遇到较极限荷载时，#35 坝段将提前失抵抗能力。虽在随后服役过程中实施了各种除险加固措施以提高大坝整体性能，但由于先天的质量缺陷和严重的渗漏问题该大坝已被推倒重建，这些成果也一定程度上验证了本文计算结果的有效性。

为进一步分析重力坝多重失效模式下的体系 h_s ，首先需选择可能的初始失效单元，再依次寻求下一个相邻的失效单元，从而确定重力坝的失效模式。考虑到坝踵与坝趾附近首先失效的可能性较大及图 6 中 h_e 分布情况，如图 8 所示，在坝踵与坝趾附近分别随机选择出 4 个和 2 个 h_e 较小且对计算参数较为敏感的单元作为初始失效单元，以搜索重力坝的可能失效路径。需要强调的是：①初始失效单元的选择具有随机性，并非纯粹地选择 h_e 最小的单元视为最先失效的单元；②所选择的下一相邻失效单元也并非一定为 h_e 最小的相邻单元，而是选择与之前所有失效单元所构成的暂时失效模式 h_e 最小的单元作为下一个失效单元，各失效模式搜索结果如图 9 所示。

由图 9 可知，除失效模式 2 外，其余失效模式均出现了大量失效单元，坝体和坝基出现了较大的拉裂、剪切破坏区域，其初始失效单元附近区域单元先行发生破坏，后沿坝基面向岩基深处发展，其与图 6 给出的单元 h_e 分布情况相吻合。若在坝踵附近单元最先失效（图 9（a），（c），（d）），坝踵附近会形成拉应力区，致使坝踵单元发生拉裂破坏，并由坝踵附近沿坝基面成一定角度（约 $0^\circ \sim 45^\circ$ ）向坝趾和岩基深处方向继续发展，其中失效单元以拉裂破坏为主，少量单元发生剪切破坏；若在坝趾附近单元最先失效

（图 9（e），（f）），坝趾附近出现严重的压碎破坏，并由坝趾附近向岩基深处与坝踵方向（向上游与岩基面大致成 45° 方向）继续破坏，发生较严重的压剪破坏；另外，同一部位附近各失效模式之间存在着大量相同的失效单元。以上现象说明大坝的破坏发展方向与最先失效位置直接相关，且各失效模式之间存在某种相关性。依据前述方法结合式（7）计算该坝段各失效模式下 $NR-h_s$ 如表 4 所示，该坝段最大和最小 $NR-h_s$ 分别为 1.301 和 0.854，分别对应失效模式 2 和失效模式 3。

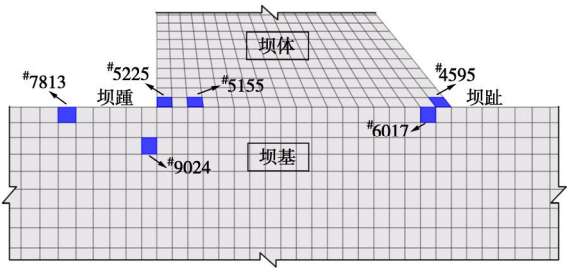
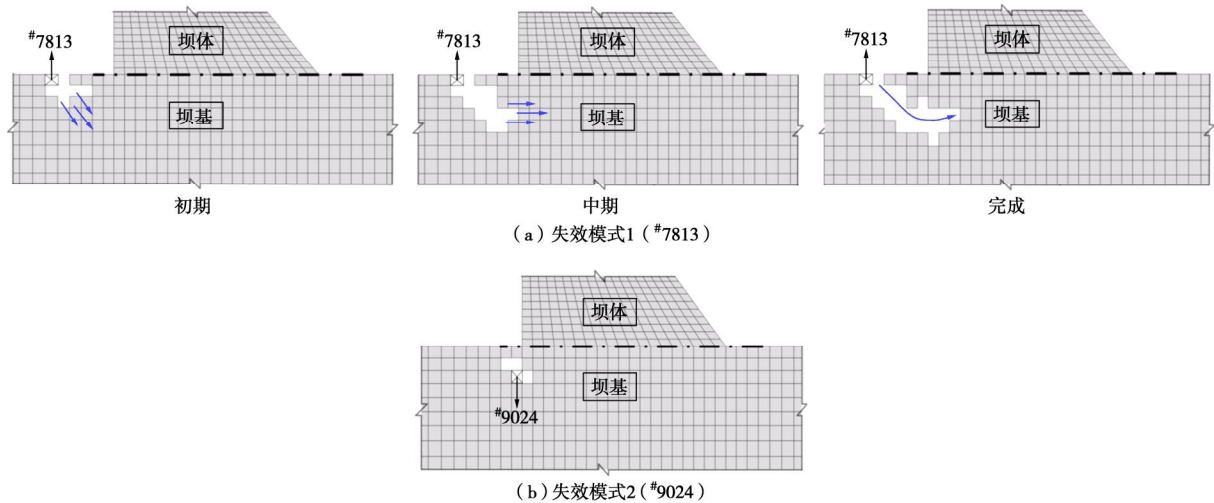


图 8 初始失效单元
Fig. 8 Initial failure elements

在实际工程中不同失效模式可能同时发生且相互影响，并非完全独立发生^[27-28]。为研究各模式之间相关性对重力坝体系 $NR-h_s$ 的影响，本文通过对各失效模式间两两组合同时进行失效路径的搜索。由于坝踵和坝趾同侧各失效模式间本身存在大量相同失效单元，故选择同侧两失效模式意义不大，同时为减少计算工作量，为此随机选择图 8 坝踵和坝趾#5225—#4595、#5155—#6017 两种组合单元，假设组合单元同时作为初始失效单元以进行失效路径的搜索，从非概率的角度定量的诠释重力坝失效模式间的相关性，其失效模式搜索结果如图 10 所示。



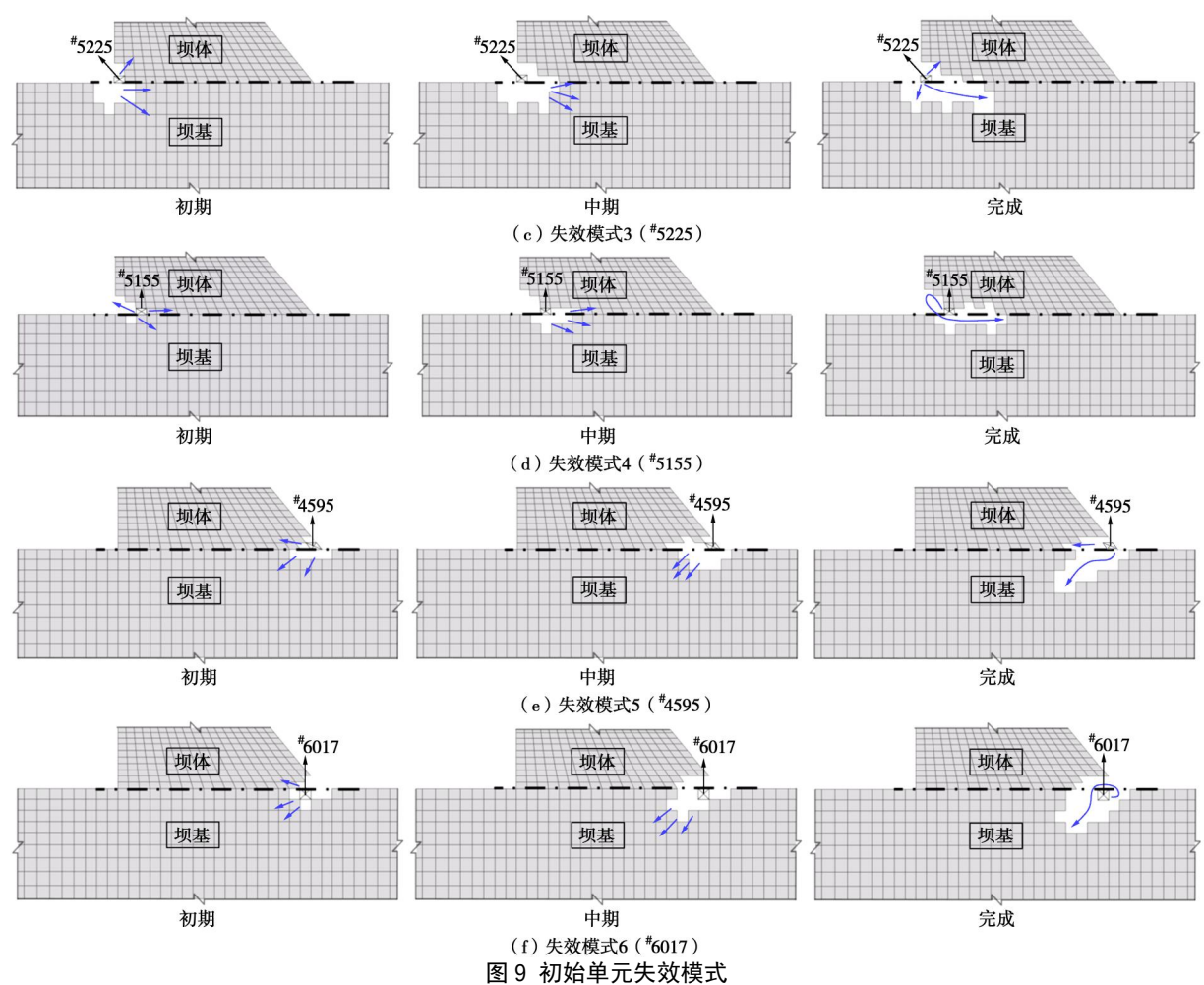


图 9 初始单元失效模式

Fig. 9 Failure modes for initial elements

表 4 各失效模式下 NR-h

Table 4 NR-h of each failure mode								
失效模式	失效模式 1	失效模式 2	失效模式 3	失效模式 4	失效模式 5	失效模式 6	#5225—#4595	#7813—#6017
NR-h	0.916	1.301	0.854	0.872	0.914	0.919	0.732	0.835

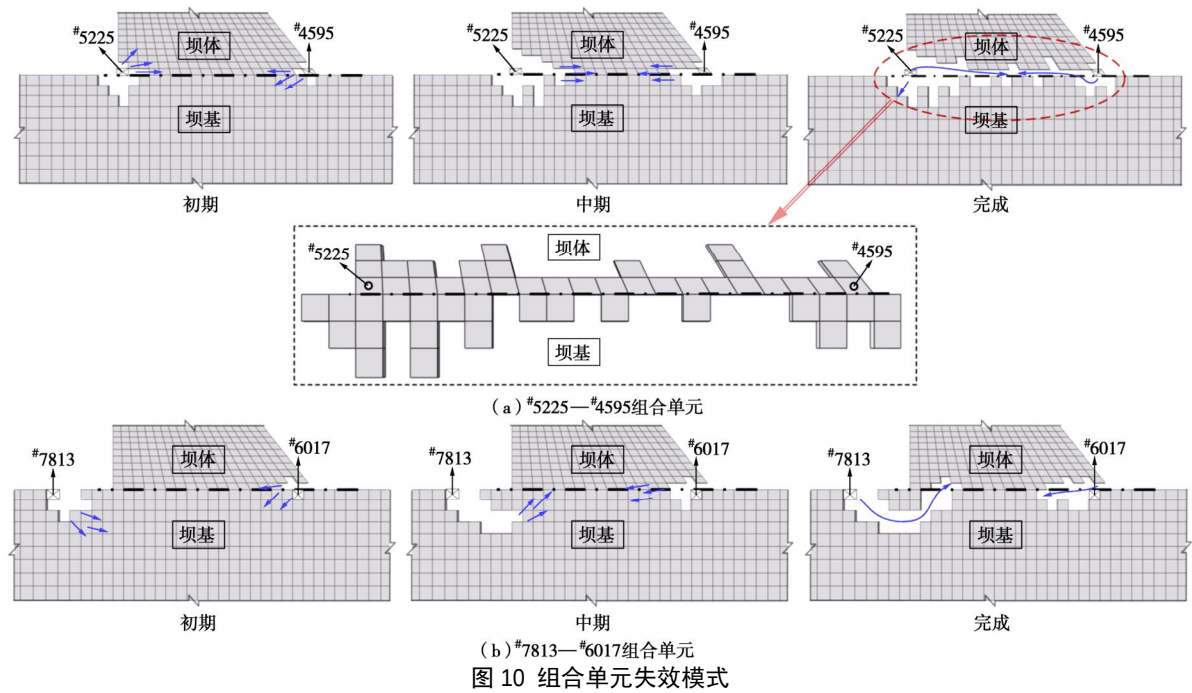


图 10 组合单元失效模式

Fig. 10 Failure modes for combination elements

比较图 9, 10 可知, 同时考虑两种失效模式之间的相互影响, 各失效模式的破坏方向并未发生显著变化, 但其将加剧各失效模式的失效程度。其中, #5225—#4595 组合单元失效路径为坝踵与坝趾分别沿建基面向大坝内部发展至形成贯通性裂缝, 产生了较大的拉裂、剪切破坏裂缝, 严重威胁到大坝的安全性。归于重力坝在上游水荷载作用下, 坝踵受拉其单元拉裂破坏为主, 而坝趾承压其单元压剪破坏为主, 随着两部位的单元同步失效, 其有效地受拉单元和承压单元相继减少, 从而对重力坝的破坏为叠加效应。表 4 给出了两组合单元下失效模式的 $NR-h$, 其组合下的失效模式 $NR-h$ 均低于单一失效模式下的 $NR-h$ 。实际工程中各失效模式可能单独发生亦可能同时发生, 为此, 本文将重力坝体系 $NR-h_s$ 定于最大和最小失效模型 $NR-h$ 之间取值, 即 $0.732 < h_s < 1.301$, 表明该坝段整体性能存在一定的安全隐患, 与大坝安全监察中心鉴定结果相符, 为其鉴定结果的有效性提供了印证依据。实际上, 该坝始建于 1937 年, 受当时建设条件限制, 该坝建成以来一直存在严重的缺陷, 尤其是该坝段抗滑稳定未满足规范要求 (1973 年及以后复核结果), 虽 1997 年以前对该坝实施了多次补强加固措施, 但其病险问题始终未能彻底解决, 大坝存在极大安全隐患, 现今该坝正在全面治理 (重建工作基本完成) 中以恢复电站原任务和功能。可见, 此工程背景为本文方法计算结果的有效性提供了强有力地支撑。

4 结 论

(1) 考虑到重力坝失事概率小且不确定参数概率分布信息获取难等的工程特点, 研究构建了一种基于不确定参数界限的重力坝 NR 计算模型, 有效规避了概率可靠性分析中要求不确定性参数完整 PDF 且计算结果对参数高度敏感的局限。

(2) 依据大坝原型监测资料和有限元计算成果, 在实现重力坝不确定参数界限的区间反演的同时, 考虑重力坝功能函数高度非线性且难以显式表达的特点, 建立了一种合理选取区间参数和拟合响应面函数以代替重力坝功能函数的响应面方法, 实现了重力坝 $NR-h$ 的高效计算。

(3) 通过以一种 $NR-h$ 来评估重力坝的安全程度, 在获取重力坝单元 $NR-h_s$ 及搜索其主要的失效模式基础上, 探究了坝踵和坝趾间失效模式的相关性对重力坝体系 $NR-h_s$ 的影响。结果显示本文计算结果较好地印证了该重力坝工程背景下的实际运行状态, 验证了所提方法的有效性和工程适用性。

参考文献:

- [1] 张社荣, 王超, 孙博. 重力坝层间抗滑稳定体系的动力可靠度分析方法[J]. 岩土力学, 2012, 33(10): 263 - 268, 302. (ZHANG She-rong, WANG Chao, SUN Bo. Dynamic reliability analysis method of anti-sliding stability between layers of gravity dams[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, 33(10): 263 - 268, 302. (in Chinese))
- [2] 王刚, 秦净净, 管莉莉. 基于遗传算法的重力坝多滑面稳定可靠度分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2016(增刊 1): 3153 - 3161. (WANG Gang, QIN Jing-jing, GUAN Li-li. Reliability analysis on stability of gravity dam foundation over multiple sliding planes based on GA[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016(S1): 3153 - 3161. (in Chinese))
- [3] HARIRI-ARDEBILI M A, POURKAMALI-ANARAKI F. Support vector machine based reliability analysis of concrete dams[J]. Soil Dynamics & Earthquake Engineering, 2018, 104: 276 - 295.
- [4] 顾冲时, 苏怀智, 刘何稚. 大坝服役风险分析与管理研究述评[J]. 水利学报, 2018, 49(1): 26 - 35. (GU Chong-shi, SU Huai-zhi, LIU He-zhi. Review on service risk analysis of dam engineering[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2018, 49(1): 26 - 35. (in Chinese))
- [5] YAKOV B H. A non-probabilistic concept of reliability[J]. Structural Safety, 1994, 14(4): 227 - 245.
- [6] BEN-HAIM Y, ELISHAKOFF I. Discussion on: A non-probabilistic concept of reliability[J]. Structural Safety, 1995, 17(3): 195 - 199.
- [7] QIU Z, CHEN S, ELISHAKOFF I. Non-probabilistic eigenvalue problem for structures with uncertain parameters via interval analysis[J]. Chaos Solitons & Fractals, 1996, 7(3): 303 - 308.
- [8] QIU Z, ELISHAKOFF I. Antioptimization of structures with large uncertain-but-non-random parameters via interval analysis[J]. Computer Methods in Applied Mechanics & Engineering, 1998, 152(3): 361 - 372.
- [9] GANZERLI S, PANTELIDES C P. Optimum structural design via convex model superposition[J]. Computers & Structures, 2000, 74(6): 639 - 647.
- [10] KANG Z, LUO Y, LI A. On non-probabilistic reliability-based design optimization of structures with uncertain-but-bounded parameters[J]. Structural Safety, 2011, 33(3): 196 - 205.
- [11] LUO Y, KANG Z, LUO Z, et al. Continuum topology optimization with non-probabilistic reliability constraints based on multi-ellipsoid convex model[J]. Structural & Multidisciplinary Optimization, 2009, 39(3): 297 - 310.
- [12] 罗阳军, 亢战, 蔡坤. 考虑非概率可靠性的结构柔顺

- 度拓扑优化设计[J]. 计算力学学报, 2011, **28**(6): 821 - 826. (LUO Yang-jun, KANG Zhan, CAI Kun. A compliance based topology optimization design of structures considering non-probabilistic reliability[J]. Chinese Journal of Computational Mechanics, 2011, **28**(6): 821 - 826. (in Chinese))
- [13] 刘国梁, 陈建军, 马洪波. 一种基于非概率可靠性的结构水平集拓扑优化[J]. 工程力学, 2012, **29**(6): 58 - 62. (LIU Guo-liang, CHEN Jian-jun, MA Hong-bo. Structural topological optimization for non-probability reliability in level set method[J]. Engineering Mechanics, 2012, **29**(6): 58 - 62. (in Chinese))
- [14] JIANG C, HAN X, LU G Y, et al. Correlation analysis of non-probabilistic convex model and corresponding structural reliability technique[J]. Computer Methods in Applied Mechanics & Engineering, 2011, **200**(33): 2528 - 2546.
- [15] BAI Y C, HAN X, JIANG C, et al. A response-surface-based structural reliability analysis method by using non-probability convex model[J]. Applied Mathematical Modelling, 2014, **38**(15/16): 3834 - 3847.
- [16] 苏国韶, 郝俊猛. 复杂工程结构非概率可靠度分析的高斯过程动态响应面法[J]. 应用基础与工程科学学报, 2015(4): 750 - 762. (SU Guo-shao, HAO Jun-meng. Gaussian process based dynamic response surface method of non-probabilistic reliability analysis for complicated engineering structure[J]. Journal of Basic Science and Engineering, 2015(4): 750 - 762. (in Chinese))
- [17] KANG Z, ZHANG W. Construction and application of an ellipsoidal convex model using a semi-definite programming formulation from measured data[J]. Computer Methods in Applied Mechanics & Engineering, 2016, **300**: 461 - 489.
- [18] 袁慕勇, 陆廷春, 徐宝松, 等. 基于非概率方法的碾压混凝土重力坝可靠度计算[J]. 三峡大学学报(自然科学版), 2013, **35**(6): 29 - 33. (YUAN Mu-yong, LU Ting-chun, XU Bao-song, et al. Reliability calculation of rcc gravity dam based on non-probabilistic method[J]. Journal of China Three Gorges University (Natural Sciences), 2013, **35**(6): 29 - 33. (in Chinese))
- [19] 张 勇, 赖国伟, 程 睿, 等. 高拱坝的非概率可靠性分析[J]. 中国农村水利水电, 2008(5): 62 - 65. (ZHANG Yong, LAI Guo-wei, CHENG Rui, et al. Non-probabilistic reliability analysis of high arch dams[J]. China Rural Water and Hydropower, 2008(5): 62 - 65. (in Chinese))
- [20] 方砚兵, 苏永华, 肖 旺, 等. 基于子区间法的隐式功能函数非概率可靠性方法研究[J]. 岩土力学, 2017, **38**(4): 1171 - 1178, 1187. (FANG Yan-bing, SU Yong-hua, XIAO Wang, et al. Non-probabilistic reliability model for implicit performance function based on subinterval method[J]. Rock and Soil Mechanics, 2017, **38**(4): 1171 - 1178, 1187. (in Chinese))
- [21] 赵明华, 蒋 冲, 曹文贵. 基于区间理论的挡土墙稳定性非概率可靠性分析[J]. 岩土工程学报, 2008, **30**(4): 467 - 472. (ZHAO Ming-hua, JIANG Chong, CAO Wen-gui. Non-probabilistic reliability analysis of retaining walls based on interval theory[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, **30**(4): 467 - 472. (in Chinese))
- [22] 俞茂宏. 岩土类材料的统一强度理论及其应用[J]. 岩土工程学报, 1994, **16**(2): 1 - 10. (YU Mao-hong. Unified strength theory for geomaterials and its applications[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1994, **16**(2): 1 - 10. (in Chinese))
- [23] HU J, MA F H, WU S H. Nonlinear finite-element-based structural system failure probability analysis methodology for gravity dams considering correlated failure modes[J]. Journal of Central South University of Technology, 2017, **24**(1): 178 - 189.
- [24] 徐 强, 陈健云, 李 静, 等. 基于贝叶斯理论的大坝体系可靠度计算方法[J]. 大连理工大学学报, 2011, **51**(1): 84 - 89. (XU Qiang, CHEN Jian-yun, LI Jing, et al. Calculation method for system reliability of dam based on Bayes theory[J]. Journal of Dalian University of Technology, 2011, **51**(1): 84 - 89. (in Chinese))
- [25] 魏博文, 徐镇凯, 李火坤, 等. 基于GA-APSO混合罚模型的混凝土坝力学参数优化反演[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2015, **46**(11): 4211 - 4217. (WEI Bo-wen, XU Zhen-kai, LI Huo-kun, et al. Optimization inversion for mechanical parameters of concrete dam based on GA-APSO mixed penalty model[J]. Journal of Central South University (Science and Technology), 2015, **46**(11): 4211 - 4217. (in Chinese))
- [26] QIN X, GU C, CHEN B, et al. Multi-block combined diagnosis indexes based on dam block comprehensive displacement of concrete dams[J]. Optik-International Journal for Light and Electron Optics, 2017, **129**: 172 - 182.
- [27] 夏 雨, 张仲卿, 赵小莲, 等. 基于可能失效模式的拱坝安全度评价[J]. 应用力学学报, 2011, **28**(3): 313 - 317. (XIA Yu, ZHANG Zhong-qing, ZHAO Xiao-lian, et al. Safety analysis of arch dam based on possible failure modes[J]. Chinese Journal of Applied Mechanics, 2011, **28**(3): 313 - 317. (in Chinese))
- [28] 徐 强, 李 静, 陈健云, 等. 非平稳地震动过程中混凝土重力坝受拉失效路径可靠度分析[J]. 工程力学, 2011, **28**(3): 123 - 128. (XU Qiang, LI Jing, CHEN Jian-yun, et al. Concrete gravity dam reliability analysis on tension failure path under non-stationary ground motion processes[J]. Engineering Mechanics, 2011, **28**(3): 123 - 128. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202002015

基于地震变形易损性的高土石坝抗震安全分析

靳聪聪, 迟世春*, 聂章博

(大连理工大学建设工程学部工程抗震研究所, 辽宁 大连 116024)

摘要: 基于性能的地震易损性分析可有效估计地震作用下结构损害, 是抗震安全评估的重要方法之一。以坝顶沉降最大值和坝顶横向水平位移最大值为性能参数, 通过考虑坝址区域地震情况确定输入地震动数量, 并提出采用性能参数突变点确定性能水平。首先, 根据糯扎渡高土石坝坝址区域地震情况合理确定输入地震动数量, 并采用改进 PZC 弹塑性模型和动力固结有限元程序 SWANDYNE II 进行高土石坝动力分析。以坝顶沉降最大值和坝顶横向水平位移最大值作为性能参数, 通过对 60 条地震动的动力分析, 确定性能水平。然后采用弹塑性模型-非线性方法进行动力分析, 结合 MSA 方法得到各性能参数地震易损性曲线。通过分析性能参数平均值和标准差的变异系数与地震动数量的关系, 确定地震动数量超过 30 条时, 性能参数的平均值和标准差的变异系数基本不发生波动。最后, 以地震易损性和地震危险性曲线确定糯扎渡高土石坝的抗震安全性, 成果可为高土石坝抗震性能研究提供依据。

关键词: 性能参数; 地震易损性; MSA 法; SWANDYNE II 程序

中图分类号: TV641

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)02-0334-10

作者简介: 靳聪聪(1987—), 男, 河南开封人, 博士研究生, 从事高土石坝地震易损性及抗震风险研究工作。E-mail: jincong3623@mail.dlut.edu.cn。

Seismic safety analysis of high earth-rockfill dams based on seismic deformational fragility

JIN Cong-cong, CHI Shi-chun, NIE Zhang-bo

(Institute of Earthquake Engineering, Faculty of Infrastructure Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China)

Abstract: The performance-based seismic fragility analysis can effectively estimate structural damage under earthquake action and become one of the important methods for seismic safety assessment. The maximum settlement and the horizontal maximum displacement of the dam crest are taken as the performance parameters. It is proposed to consider the seismic situation of the dam site to determine the number of input ground motions. The performance levels are determined based on the catastrophe point of the performance parameters. Firstly, the ground motion of Nuozhadu earth-rockfill dam site is reasonably determined to be suitable for the ground motion of the high earth-rockfill dam, and the dynamic analysis is carried out by using the improved PZC elastoplastic constitutive model and the dynamic consolidation finite element program SWANDYNE II. By regarding the maximum settlement and the horizontal maximum displacement of the crest as the performance parameters, the performance level of the high earth-rockfill dam is determined through the dynamic analysis of 60 selected ground motions. The elastoplastic model-nonlinear method is used for dynamic analysis, and the MSA method is used to obtain the seismic fragility curve of the performance parameters. By analyzing the relationship between the variation coefficients of the average and standard deviations of performance parameters and the number of ground motions, it is determined that the variation coefficients of the average and standard deviations of performance parameters almost do not fluctuate when the number of ground motions exceeds 30. Finally, the seismic safety of Nuozhadu high earth-rockfill dam is determined by the results of seismic fragility and the seismic risk curve. The results may provide a basis for the researches on the seismic performance of high earth-rockfill dams.

Key words: performance parameter; seismic fragility; MSA method; program SWANDYNE II

0 引言

高坝大库是中国有序开发和合理配置水能资源重要举措, 已建成的一系列高坝在国家防洪、减灾、抗

基金项目: 国家重点研发计划项目 (2016YFB0201001)

收稿日期: 2019-04-08

*通信作者 (E-mail: schchi@dlut.edu.cn)

旱等方面发挥了巨大作用。高土石坝兼具地形适应强、筑坝选材广、抗震能力强、现代化施工快速等诸多优势,在世界各国的水电建设中均得到广泛应用。中国水资源丰富的西部地区位于亚欧板块与印度洋板块之间,其特点是活断层多、地震频繁、强度高。在该地区已建、在建或拟建的糯扎渡、古水、两河口和如美等一批 200~300 m 级高土石坝,一旦遭受地震造成出险甚至溃决,后果将是灾难性的。因此,高土石坝抗震安全研究是十分重要且意义重大的。

鉴于地震灾害的突发性、不可预测性和强破坏性,大坝可能会遭受远超设计标准的破坏,如紫坪铺大坝在汶川地震时经受远远超过原设计标准的地震烈度^[1]。基于性能的抗震研究是现代结构抗震设计重点发展方向,在国内外建筑结构和桥梁等领域的抗震研究得到广泛应用^[2-5]。该理论在中国坝工领域也取得一系列研究成果^[6-8]。沈怀至等^[9]对重力坝坝体-地基系统地震易损性进行分析,并对混凝土重力坝进行抗震风险评价。孔宪京等^[7]采用增量动力法对 250 m 级高面板堆石坝进行抗震性能评价。庞锐等^[10]采用多条带分法对 200 m 级高心墙堆石坝进行地震沉降易损性分析。

如何合理选择性能指标、地震动记录选取以及性能水平划分是高土石坝地震易损性分析中的关键。王笃波等^[11]以坝顶震陷率为性能参数,结合震害资料采用三等级震害划分标准,通过 3 条地震动对 100 m 级高土石坝进行易损性分析。庞锐等^[10]以坝顶相对震陷率为性能参数,根据国内外震害资料和高土石坝极限抗震研究成果,确定各个性能指标的破坏等级划分标准,采用 15 条地震波对 200 m 级高土石坝进行易损性分析。现代高土石坝按照严格规范设计与现代化施工技术建设,抗震性能较之前建设的土石坝明显提高。因此,依靠以前土石坝震害统计资料指导高土石坝的性能水平划分是不太合理的。考虑到各个高土石坝地形地质和结构型式不尽相同。因此,通过坝址区域地震条件确定高土石坝输入地震动数量和采用高土石坝数值模拟确定性能参数的性能水平是有必要的。

本文根据糯扎渡高土石坝工程场地地震安全性评价资料确定输入地震动数量,以坝顶沉降最大值和坝顶横向水平位移最大值作为性能参数。然后采用弹塑性-非线性有限元方法进行动力分析,结合性能参数位移突变点确定性能水平。采用 MSA 方法计算性能参数的地震易损性曲线,分析大坝在不同强度地震作用下各性能水平概率。通过分析性能参数的平均值和标准差的变异系数与地震动数量的关系,得到地震动数量对性能参数的影响。最后,以地震易损性和地震危险性分析确定各性能参数的抗震安全概率。

1 高土石坝性能参数选取

国内外学者^[12-14]对土石坝震害展开的调查研究发现,土石坝震损破坏形式主要分为裂缝、变形和滑坡等。朱晟^[13]通过对国内外土石坝震害调查研究发现,土石坝最普遍震害型式是变形和裂缝。刘君等^[14]通过搜集和整理 123 个土石坝震害实例,得出坝顶震陷是土石坝震害调查主要事项,也是坝体裂缝主要诱因。陈生水等^[15]指出坝体沉降一般大于水平位移,沉降和水平位移沿坝高逐渐增大,最大断面处坝顶沉降量最大,建议以坝顶震陷量作为大坝变形安全控制标准。楚金旺等^[16]分析国内外 30 余座土石坝地震永久变形,认为采用永久变形评价大坝抗震稳定与安全更为合理,并给出水平和竖向变形的计算公式。Swaigood^[12]调查 69 座土石坝,以坝顶相对沉陷率为指标,将震害情况分为 4 个破坏等级。Singh 等^[17]分析 122 座土石坝地震情况和震害位移变形(水平和竖向)情况。因此,选取高土石坝的坝顶沉降最大值和坝顶横向水平位移最大值作为性能参数。

国内一些学者对高土石坝基于永久变形的极限抗震能力和地震易损性进行研究。陈生水等^[15]对高土石坝地震安全控制标准与极限抗震能力研究,建议将坝顶相对震陷量小于 0.8%~1.0%作为地震变形控制标准,对坝高大于 150 m 取下限,即坝高的 0.8%作为高心墙堆石坝地震变形控制标准。赵剑明等^[18]通过对两河口高心墙堆石坝极限抗震能力分析,指出最大震陷超过坝高的 0.7%~0.8%时可产生明显震害。王笃波等^[11]取 100 m 的云鹏心墙堆石坝的坝顶相对震陷率的 0.1%, 0.4%, 1.0%作为破坏等级标准。庞锐等^[10]提出 200 m 的规则高心墙堆石坝的坝顶相对震陷率的 0.5%, 0.8%, 1.2%作为破坏等级标准。对于土石坝性能水平的划分,大多采用统计的震害资料和高土石坝的极限抗震能力得到。鉴于高土石坝遭受震害资料较少,直接结合震害资料作为性能水平划分依据难以合理反映高土石坝的抗震性能。因此,本文采用非线性分析响应结果与性能参数变化趋势定义性能水平。

2 地震动记录选取

2.1 坝址区域地震情况

根据《工程场地地震安全性评价》(GB17741—2005)^[19],本文所指的研究区域为以糯扎渡高土石坝为中心,半径 150 km 范围内进行区域地震活动性分析。该坝位于青藏地震区的滇西南地震带,东北部有一角伸入鲜水河—滇东地震带。该区域范围内历史地

震记载 $M \geq 4.7$ 级地震 125 次, 其中 5.0 级以上地震达 89 次, 最大地震为 7.6 级地震, 各震级地震次数见表 1。

表 1 历史破坏性地震统计表
Table 1 Statistics of historical destructive earthquakes (次)

震级分档	$4.7 \leq M < 5$	$5 \leq M < 6$	$6 \leq M < 7$	$7 \leq M < 8$
地震数量	36	61	22	6

2.2 地震动记录

地震动强度指标是影响地震易损性分析重要因素。进行 Padgett^[20]等采用 5 种评判标准, 对 10 种地震动强度指标研究, 通过对地震动参数进行效率和适用性的比较发现: 地震峰值加速度是较为适合的地震动强度指标。因此, 选择 PGA 作为高土石坝地震易损性地震动强度指标。

为确保高土石坝地震抗震性能合理性, 选择合适输入地震动数量是关键因素之一。Shome^[21]指出使用对数正态假定模型, 10~20 条地震波可确保计算精度。考虑到高土石坝结构复杂, 对于输入地震动数量确定进行研究是十分必要的。以糯扎渡高土石坝区域内历史上地震情况作为地震动数量选取基准, 结合表 1 中各个震级分档, 并综合考虑到高土石坝非线性计算工作量, 从美国太平洋地震研究中心 PEER 数据库中选取 60 条实测地震记录。选取糯扎渡高土石坝设计地震动反应谱为目标反应谱, 地震记录选取不考虑具有特殊性质的近断层地震动。选取的地震等级范围 4.7~7.6, 震中距 10~60 km, 场地为岩性地基, 地震波震级数量分布具体如表 2 所示。

表 2 地震动选择数量
Table 2 Selected number of ground motion (次)

震级分档	$4.7 \leq M < 5$	$5 \leq M < 6$	$6 \leq M < 7$	$7 \leq M < 8$
地震数量	18	28	11	3

60 条地震动加速度反应谱和 60 条地震波 P-P 图检验分别如图 1 (a), (b) 所示。

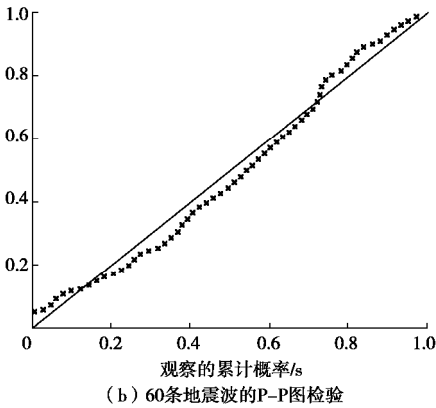
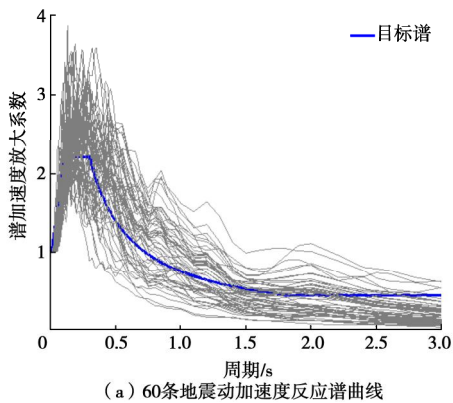


图 1 60 条地震波的分布图及加速度反应谱曲线
Fig. 1 PGA distribution and acceleration spectrum curves of 60 earthquakes

利用 SPSS 软件对 60 条地震波 PGA 及卓越周期统计分析发现, 地震动峰值近似服从标准正态分布, 验证本文所选取的 60 条地震波具有一定随机性。

3 糯扎渡高土石坝地震易损性分析

3.1 计算模型及地震动输入

糯扎渡高土石坝位于云南省思茅区与澜沧县交界处, 是澜沧江下游水电核心工程, 为 I 等大 (1) 型工程。该坝坐落于基岩上, 心墙基础最低建基面高程为 560.0 m, 最大坝高为 261.5 m。坝体上游坝坡坡度为 1:1.9, 下游坝坡坡度为 1:1.8, 水库正常蓄水位 812 m, 正常蓄水位以下库容为 $217.49 \times 10^8 \text{ m}^3$, 大坝最大断面图如图 2 (a) 所示。有限元模型网格单元数为 1197, 节点数为 1240 个, 具体如图 2 (b) 所示。对糯扎渡高土石坝进行动力分析, 输入的地震动采用从 PEER 数据库选取与目标反应谱吻合良好的实测地震波。采用均匀一致的地震动输入方法从有限元模型底部输入地震加速度时程。地震波考虑同时从顺河向与竖向输入, 其中, 竖向地震加速度代表值取水平向加速度代表值的 2/3。

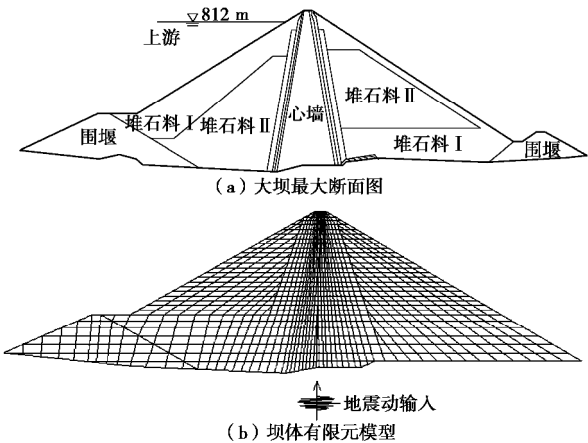


图 2 大坝有限元模型
Fig. 2 Finite element model for dam

表 3 改进 PZC 模型参数
Table 3 Parameters of improved PZC model

堆石料	K_o	G_o	α_f	α_g	M_{fc}	M_{gc}	H_0	H_{u0}	γ	γ_u	m_g	m_b	γ_{den}	β_H	e_Γ	λ_c	ζ
	820	510	0.45	0.45	1.25	1.7	1400	1500	10	5	2	5	220	15	0.36	0.015	0.63
心墙料	K_o	G_o	α	M_c	H_0	μ	γ	m	m_b	γ_{den}	β_H	e_Γ	λ_c				
	150	124	0.45	1.2	300	2	0	0	1	0	15	0.355	0.003				

地震动输入采用的是输入地震动加速度时程, 在进行动力计算前, 需要对选取的地震波进行零线校正。对选取的 60 条地震动记录采用 Seismosignal 进行零线修正, 避免结构的位移由地震波本身造成的可能。

3.2 本构模型和材料参数

采用弹塑性模型-非线性分析方法^[22]对高土石坝进行静动力分析能够更合理地反映坝体静动力特性。本文采用改进 PZC 弹塑性模型^[23]和动力固结理论对高土石坝进行动力分析。改进 PZC 模型是在 PZC 模型^[24]基础上引入临界状态理论和状态参数, 因此能够统一描述筑坝料静动力特性。将该模型添加到有限元程序 SWANDYNE II 中^[25-26], 然后对糯扎渡高土石坝进行动力分析。基于动力固结理论的 u - p 方程,

$$s_{ij,j} - r \dot{u}_i + r b_i = 0 \quad , \quad (1)$$

$$a \dot{e}_{ii} + (k_{ij}(-p_{,j} - r_f \dot{u}_j + r_f b_j))_{,i} + \dot{p}/Q = 0 \quad 。 \quad (2)$$

式中 s_{ij} 为应力; ρ 为两相体密度; u_i 为土体位移; b_i 为单位质量上的力; e_{ii} 为体应变; k_{ii} 为渗透系数; p 为孔压; r_f 为液相密度; Q 为混合物压缩模型。

糯扎渡高土石坝筑坝料的改进 PZC 弹塑性模型参数^[23]如表 3 所示。

3.3 性能水平定义

性能水平定义是地震易损性分析中重要组成部分, 但对高土石坝的性能水平, 因此目前尚未形成统一标准。本文通过对糯扎渡高土石坝动力分析结果定义性能水平。采用选取的 60 条地震波, 不对这些地震波进行调幅等方式处理, 以坝顶沉降最大值和坝顶横向水平位移作为性能参数, 采用 SWANDYNE II 程序进行动力分析, 具体如图 3 所示。

由图 3 可知, 对于高土石坝在地震作用下坝顶沉降最大值和坝顶横向水平位移最大值随着 PGA 增大而增大。由图 3 (a) 可知, 坝顶沉降最大值起初在 0.4 m 处集中, 当地震动强度超过 0.4g, 在 1.0 m 出现明显突变点, 随着地震动强度增加而响应迅速增大, 最大值达到 2.7 m。图中直线为突变点前后数据的变化趋势线, 可较好地反映坝顶沉降最大值随 PGA 变化趋势。由图 3 (b) 可知, 坝顶横向水平位移最大值变化趋势和坝顶沉降最大值变化趋势较为相似。当地震动较小时, 位移集中在 0.1 m 处附近。然后随着 PGA 增加而增大, 并且在 0.3 m 出现明显突变点。当地震动强度超过 0.4g, 坝顶横向水平位移增大幅度超过之前增幅, 最后接近到 1.0 m。图 3 说明随着地震强度增

加, 坝顶位移增大逐渐明显, 坝体越容易发生破坏。因此, 糯扎渡高土石坝坝顶沉降位移最大值 0.4, 1.0, 2.7 m, 坝顶横向水平位移最大值的各个性能水平为 0.1, 0.3, 1.0 m。

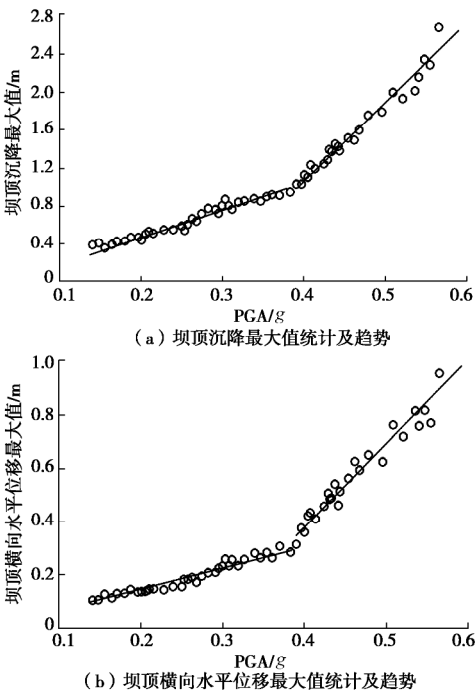


图 3 高土石坝性能参数统计及趋势

Fig. 3 Statistics and trends of performance parameters of high earth-rock dam

3.4 MSA 方法

多条带分析法 (MSA) 将极大似然估计法应用到条带分析法中, 通过对地震动调幅计算结构响应参数, 从而得到某一强度地震水平下条带, 并考察不同强度水平下结构响应值, 得到多个条带^[10]。Baker^[27]研究发现, MSA 方法在一定结构分析数量下比 IDA 方法更有效估计易损性方程参数。地震易损性符合双参数对数正态分布模型, 定义如下:

$$P_i(LS|IM=X) = F\left(\frac{\ln(X/q)}{b}\right) \quad 。 \quad (3)$$

式中 P_i 为地震动强度 $IM=X$ 作用下达到性能水平概率; F 为标准正态分布函数; $\ln q$ 和 b 为达到性能水平所需地震强度因子的对数平均值和对数标准差。

对于每一个地震动强度 X_i , 统计出地震波超过极限状态的地震波数量。对某一地震动强度, 选取不同地震动记录对结构进行非线性分析, 得到一条地震动强度 IM 与性能参数条带。每条地震波不超过或者超过

结构破坏状态与其它地震波之间是相互独立的^[28-29],当 $IM=X_i$ 时,在 n_i 地震波中有 z_i 条地震波导致结构破坏的概率由二项分布为

$$P(z_i)=\binom{n_i}{z_i}P_i^{z_i}(1-P_i)^{n_i-z_i}, \quad (4)$$

式中, P_i 为在 $IM=X_i$ 时地震动下结构发生破坏的概率。似然函数表示为

$$L\left(\frac{q}{b}\right)=\prod_{i=1}^m\binom{n_i}{z_i}F\left(\frac{\ln(X_i/q)}{b}\right)^{z_i}\left[1-F\left(\frac{\ln(X_i/q)}{b}\right)\right]^{n_i-z_i} \quad (5)$$

式中 $\prod$ 为连乘符号, m 为 IM 水平数量, n_i 为超越极限状态的数量, z_i 为 $IM=X_i$ 时地震波的数量。

易损性方程参数 θ 和 β 的最大似然估计值为

$$\begin{aligned} \{\hat{q}, \hat{b}\} = \arg \max_{q, b} \sum_{i=1}^m \left\{ \ln \binom{n_i}{z_i} + z_i \ln \Phi \left(\frac{\ln(X_i/q)}{b} \right) + \right. \\ \left. (n_i - z_i) \ln \left[1 - \Phi \left(\frac{\ln(X_i/q)}{b} \right) \right] \right\} \quad (6) \end{aligned}$$

3.5 地震易损性分析

选取 PGA 作为地震强度参数,对 60 条地震动进行调幅,调幅范围为 $0.1g \sim 1.0g$,调幅步长为 $0.1g$,即对每条地震波调幅 9 次。然后采用 SWANDYNE II 程序对高土石坝进行动力分析。PGA 和坝顶沉降最大值的 MSA 水平条带如图 4 (a) 所示。因为对两个性能参数的动力计算工况上千组,条带分布密集难以显示变化规律,仅能体现变化趋势。因此,选取位于不同震级分档的 3 条地震波,分析计算高土石坝沉降最大值与 PGA 关系,具体如图 4 (b) 所示。

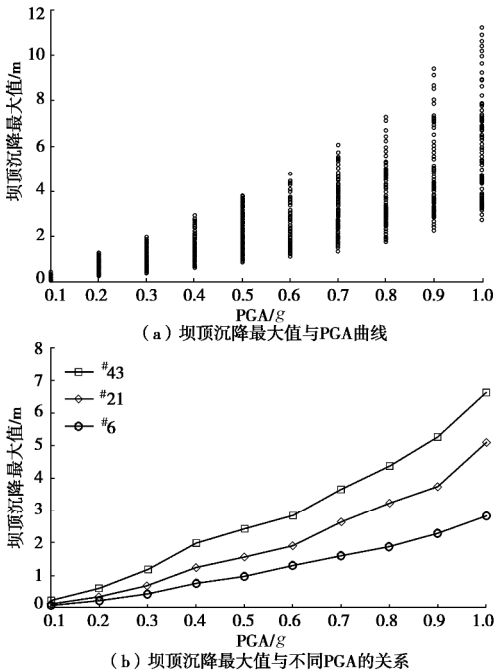


图 4 坝顶沉降最大值与 PGA 关系的 MSA 水平条带

Fig. 4 MSA level bands under relationship between maximum settlement of dam crest and PGA

PGA 和坝顶横向水平位移最大值的 MSA 水平条带如图 5 (a) 所示。选取同样的 3 条地震波,通过分析计算得到高土石坝顶横向水平位移最大值与 PGA 的关系,具体如图 5 (b) 所示。

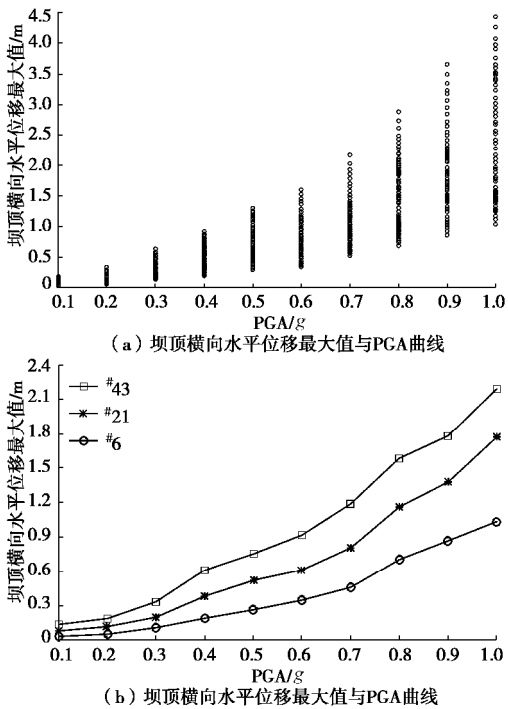


图 5 坝顶横向水平位移最大值与 PGA 关系的 MSA 水平条带

Fig. 5 MSA level bands under relationship between horizontal maximum displacement of dam crest and PGA

根据图 4, 5 动力计算结果,采用 MSA 方法得到坝顶沉降最大值和坝顶横向水平位移的地震易损性曲线,具体如图 6 所示。

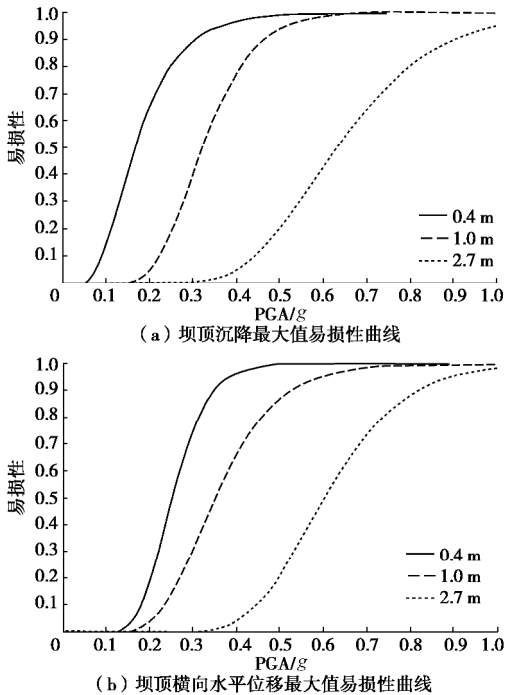


图 6 地震易损性曲线

Fig. 6 Curves of earthquake fragility

由图 6 (a) 可知, 坝顶沉降最大值对应的不同性能水平的地震易损性为 50% 时的 PGA 分别为 0.168g, 0.321g, 0.63g。随着地震动强度不断增加, 0.4 m 性能水平易损性 100% 的 PGA 为 0.532g, 1.0 m 性能水平在 0.657g 时的易损性为 100%, 2.7 m 性能水平在 1.0g 时的易损性为 95.2%。

同理, 如图 6 (b) 所示, 性能参数坝顶横向水平位移最大值不同性能水平的地震易损性为 50% 对应的 PGA 分别为 0.248g, 0.352g, 0.603g。随着地震动强度不断增加, 0.1 m 性能水平易损性 100% 时的 PGA 为 0.486g, 0.3 m 性能水平在 0.813g 时的易损性为 100%, 1.0 m 性能水平在 0.984g 时的易损性为 98.4%。

3.6 地震动数量对性能参数的影响

根据糯扎渡高土石坝两个性能参数与动力计算结果, 进一步分析地震动数量对性能参数的影响。首先, 从选取的 60 条地震波, 随机抽取 4 个地震动, 得到 4 个动力反应中坝顶沉降最大值, 在这些最大值中得到一组平均值和标准差。依次采用此方法随机不重复抽取 1000 次, 即可得到 1000 组平均值和标准差。然后对 1000 组数据计算得出平均值的变异系数和标准差的变异系数。以地震波数量间隔为 2, 逐步获取更多的地震动所对应的平均值变异系数和标准差变异系数。当输入地震动数量为 4 条时, 坝顶沉降量最大值 1000 次计算得到的平均值的变异系数如图 7(a) 所示, 坝顶沉降量最大值的平均值变异系数与地震动数量的关系如图 7 (b) 所示。

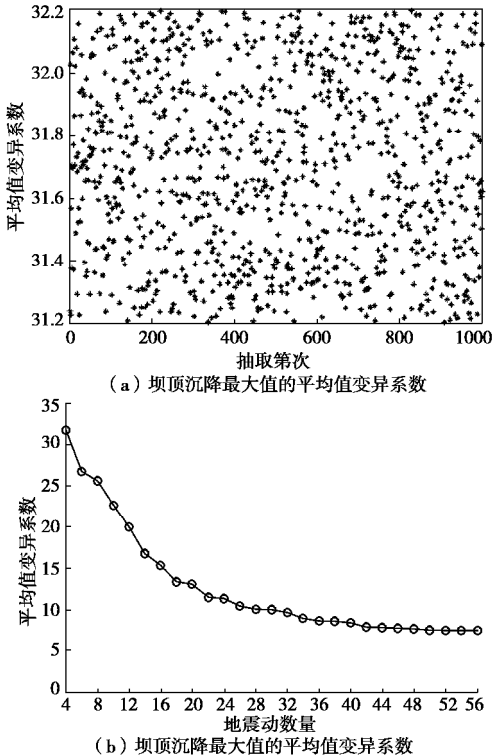


图 7 不同地震波数量下坝顶沉降量最大值的平均值变异系数
Fig. 7 Mean coefficients of variation of maximum settlement of dam crest under different earthquake records

从图 7 (b) 可知, 坝顶沉降最大值的平均值变异系数整体上随着地震波数量的增加而减小。当地震动数量少于 16 条时, 平均值变异系数下降速率较大, 随着地震动数量不断增加, 平均值变异系数变化减缓, 当地震动数量达到 26 条后趋于稳定。

当输入地震动数量为 4 条时, 坝顶沉降量最大值 1000 次计算得到的标准差变异系数如图 8 (a) 所示, 坝顶沉降量最大值的标准差变异系数与地震动数量关系如图 8 (b) 所示。

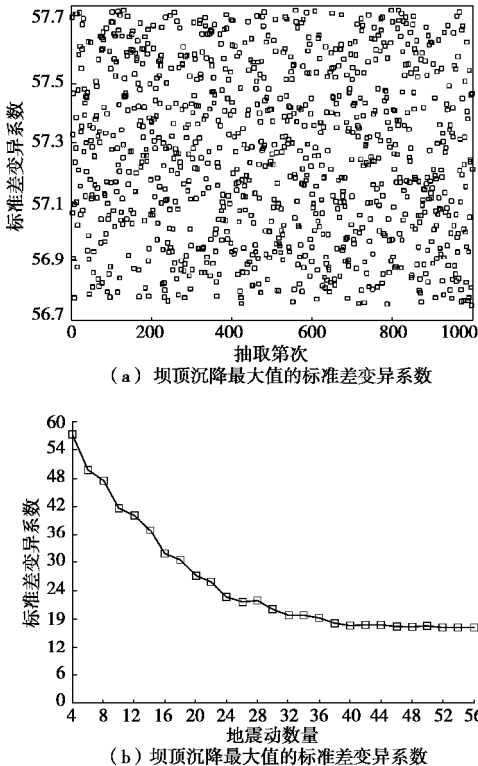


图 8 不同地震波数量下坝顶沉降量最大值的标准值变异系数
Fig. 8 Standard coefficients of variation of maximum settlement of dam crest under different earthquake records

由图 8 (b) 可知, 坝顶沉降最大值的标准差变异系数随着地震波数量的增加而减小。当地震动数量超过 30 条时, 地震波数量对平均值变异系数影响基本很小, 随着地震动数量不断增加, 平均值变异系数变化减缓, 直至不再发生波动。

当输入地震动数量为 4 条时, 坝顶横向水平位移最大值 1000 次计算得到的标准差变异系数如图 9 (a) 所示, 坝顶横向水平位移最大值的标准差变异系数与地震动数量的关系如图 9 (b) 所示。

从图 9 (b) 中可以看出, 坝顶横向水平位移最大值的标准差变异系数随着地震波数量增加而减小。当地震动数量超过 26 条时, 地震波数量对平均值变异系数影响变化较小, 随着地震动数量不断增加, 平均值变异系数变化减缓, 40 条地震动之后基本不再变化。

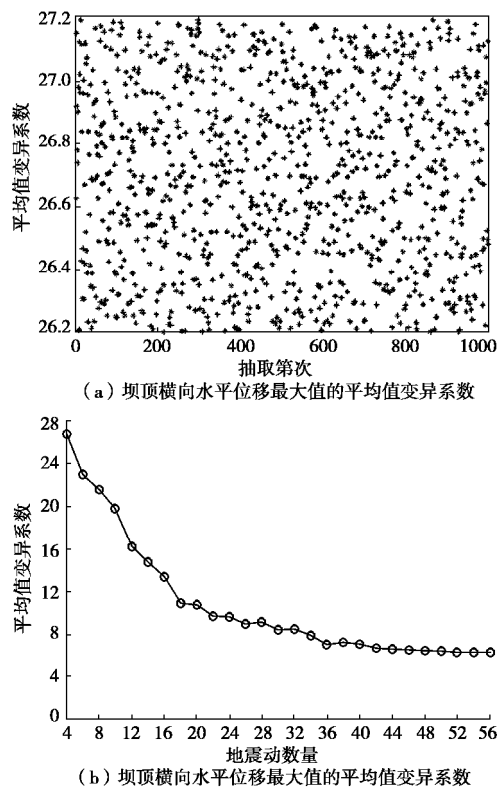


图9 不同地震波数量下坝顶横向水平位移最大值的标准差变异系数

Fig. 9 Mean coefficients of variation of horizontal maximum displacement of dam crest under different earthquake records

地震动为 4 时, 坝顶横向水平位移最大值 1000 次计算得到的标准差变异系数如图 10 (a) 所示, 坝顶横向水平位移最大值的标准差变异系数与地震动数量的关系如图 10 (b) 所示。

由图 10 (b) 可知, 坝顶横向水平位移最大值的标准差变异系数随着地震波数量的增加而减小。当地震动数量大于 30 条时, 地震波数量对平均值变异系数影响较小, 随着地震动数量不断增加, 平均值变异系数变化减缓, 直至不再发生波动。

通过对地震动数量对高土石坝性能参数的影响分析可知, 当地震动数量超过 30 条时, 地震动数量对于性能参数基本无影响。

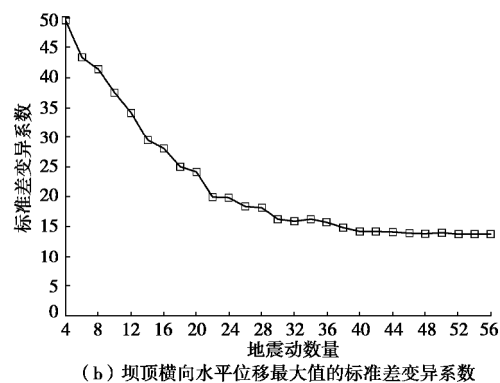
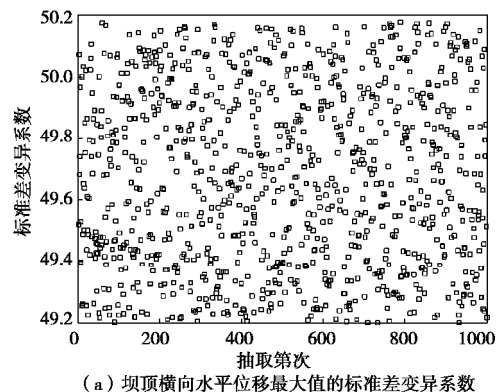


图10 不同地震波数量下坝顶横向水平位移最大值的标准差变异系数

Fig. 10 Standard coefficients of variation of horizontal maximum displacement of dam crest under different earthquake records

4 高土石坝抗震安全分析

通过对坝址区地震危险性分析, 确定坝址一定使用时间内 PGA 超过某一特定值概率。然后结合高土石坝地震易损性结果, 评估未来发生不同强度地震时高坝发生不同等级破坏概率, 确定高土石坝抗震安全。

4.1 地震危险性分析

Cornell^[30]提出地震危险性曲线 l 为地震动强度 IM 的年平均超越概率, 可以近似地用对数线性来表示如下:

$$l = k_0 (\text{IM})^{-k}, \quad (7)$$

$$n = \frac{1}{l} = \frac{\text{IM}^k}{k_0}, \quad (8)$$

$$\text{IM} = (k_0 n)^{\frac{1}{k}}. \quad (9)$$

将式 (9) 代入式 (3), 得到年超越概率曲线:

$$P_i(\text{LS}|\text{IM}) = F\left(\frac{\frac{1}{k} \ln(k_0 n) - \ln q}{b}\right), \quad (10)$$

式中, l 为地震动参数 IM 年平均超越概率, k_0 和 k 为经验常数, n 为重现期。

糯扎渡高土石坝坝址基岩场地相应超越概率的峰值加速度见表 4。

表4 坝址场地的地震动危险性参数

Table 4 Hazard parameters of ground motion of site				
概 率	50 a 超越概率		100 a 超越概率	
	10%	5%	2%	1%
年超越概率	2.1×10^{-3}	1.03×10^{-3}	2.02×10^{-4}	1.005×10^{-4}
回归期/a	475	975	4950	9950
峰值加速度/g	0.113	0.15	0.283	0.345

根据表 4 和式 (10) 对年均超越概率和峰值加速度进行拟合, 得到工程场地地震危险性曲线, 具体如图 11 所示。

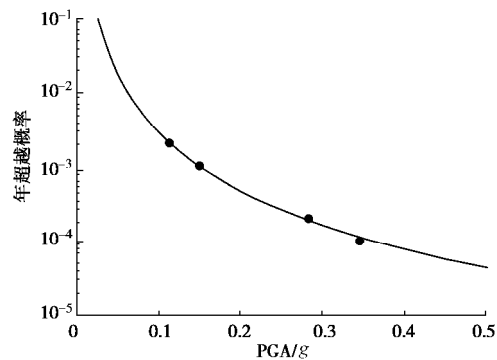


图 11 坝址区地震危险性曲线

Fig. 11 Seismic hazard curve of dam site

4.2 高土石坝抗震安全分析

重大水工建筑物都需要进行专门的场址地震危险性分析工作, 年超越概率 P_1 与设计基准年 T_0 年内超越概率 P_{T_0} 间关系:

$$P_{T_0} = 1 - (1 - P_1)^{T_0} \quad (11)$$

高土石坝年超越概率曲线通过式 (11) 得到设计基准期内对应超越概率 $P_{T_0}(C_1)$, 并通过式 (12) 得到高土石坝性能参数第 i 个性能水平概率。

$$P_f(i) = 1 - P_{T_0}(C_i) \quad (12)$$

$$P_f(i) = P_{T_0}(C_{i-1}) - P_{T_0}(C_i) \quad (i = 2, 3, 4) \quad (13)$$

式中, C_i 为坝体在地震作用下的性能水平, $P_{T_0}(C_i)$ 为坝体在设计基准期内第 i 个性能水平下的超越概率, $P_f(i)$ 为坝体在各个性能水平下的失效概率。

结合糯扎渡高土石坝坝址地震危险性结果和两个性能参数的易损性结果, 得到性能参数年超越概率, 具体如图 12 所示。

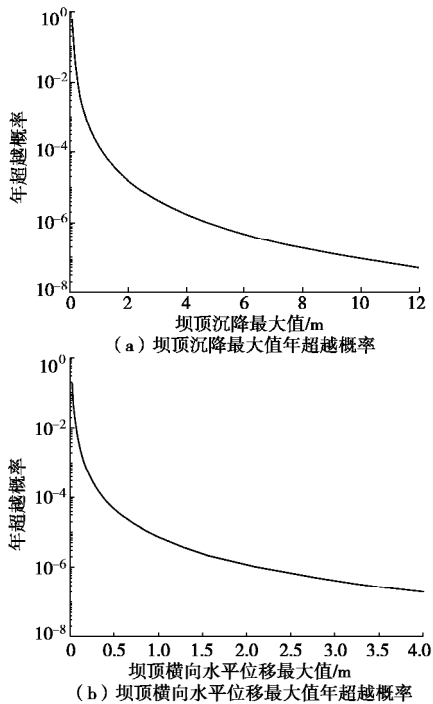


图 12 高土石坝性能参数的年超越概率

Fig. 12 Annual excess probability of performance parameters of high earth-rockfill dam

由上图中两个性能参数的性能水平对应的年超越概率, 并结合式 (10), (11) 得到糯扎渡大坝在 100 a 设计基准期内的安全概率, 具体如表 5 和 6 所示。

表 5 100 a 内坝顶沉降最大值安全概率

Table 5 Maximum safety probabilities of maximum settlement of dam crest in 100 years

最大沉降/m	0.4	1.0	2.7
概率/%	80.54	17.98	1.48

由表 5 可知, 100 a 设计基准期内发生 0.4 m 坝顶沉降的概率高达 80.54%。但是在 100 a 设计基准期内发生 2.7 m 的概率仅为 1.48%。

表 6 100 a 内坝顶横向水平位移最大值安全概率

Table 6 Maximum safety probabilities of horizontal maximum displacement of dam crest in 100 years

水平位移最大值/m	0.1	0.3	1.0
概率/%	74.93	23.49	1.58

由表 6 可知, 100 a 设计基准期内发生 0.1 m 横向水平位移的概率高达 74.93%。但是在 100 a 设计基准期内发生 1.0 m 的概率仅为 1.58%。

5 结 论

(1)以糯扎渡高土石坝坝址区域内统计的历史上地震情况作为地震动记录选取依据, 并通过 PEER 数据库选取符合条件的 60 条地震波, 再结合 SPSS 软件分析地震动离散性。采用改进 PZC 弹塑性模型和 SWANDYNE II 有限元程序对选取的 60 条地震动进行动力分析。选取坝顶沉降最大值和坝顶横向水平位移作为高土石坝的性能参数, 并以动力计算结果中的位移突变点作为高土石坝的性能水平。

(2)对选取的 60 条地震动进行调幅, 采用弹塑性模型-非线性方法进行糯扎渡高土石坝的动力分析。基于 MSA 方法对动力计算结果进行地震易损性分析, 得到两个性能参数与不同强度 PGA 的条带, 最终得到地震作用下不同性能水平的地震易损性曲线。通过对不同地震波数量与高土石坝性能参数的分析可知, 当地震波数量较少时, 性能参数的平均值和标准差的变异系数变化较大; 当地震动数量超过 30 条时, 性能参数的平均值和标准差的变异系数基本不再发生波动。

(3)基于高土石坝两个性能参数的地震易损性曲线, 并结合糯扎渡高土石坝地震危险性分析, 获得坝顶沉降最大值和坝顶横向水平位移两个性能参数在 100 a 设计基准期内各个性能水平对应的破坏概率值和安全值。基于性能的高土石坝抗震安全评估在 100 a 设计基准期内发生较大变形的概率很小, 但是坝顶发生较小沉降和横向水平位移的概率均超过 74%。因此, 基于地震变形易损性的高土石坝抗震安全分析可为高

土石坝抗震性能设计和安全风险评估提供依据。

参考文献:

- [1] 赵剑明, 刘小生, 温彦锋, 等. 紫坪铺大坝汶川地震震害分析及高土石坝抗震减灾研究设想[J]. 水力发电, 2009, 35(5): 11 - 14. (ZHAO Jian-ming, LIU Xiao-sheng, WEN Yan-feng, et al. Analysis of earthquake damage of the Zipingpu Dam in Wenchuan Earthquake and the study proposal on the anti-earthquake and disaster reduction of high earth-rock dam[J]. Water Power, 2009, 35(5): 11 - 14. (in Chinese))
- [2] FRAGIADAKIS M, PAPADRAKAKIS M. Performance based optimum seismic design of reinforced concrete structures [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2008, 37(6): 825 - 844.
- [3] 李建中, 管仲国. 基于性能桥梁抗震设计理论发展[J]. 工程力学, 2011, 28(增刊 2): 24 - 30. (LI Jian-zhong, GUAN Zhong-guo. Performance-based seismic design for bridges[J]. Engineering mechanics, 2011, 28(S2): 24 - 30. (in Chinese))
- [4] ÖZUYGUR A R. Performance-based seismic design of an irregular tall building: a case study[J]. Structures, 2016, 5: 112 - 122.
- [5] MACKIE K R, STOJADINOVIĆ B. Performance-based seismic bridge design for damage and loss limit states[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2010, 36(13): 1953 - 1971.
- [6] 徐强, 徐舒桐, 陈健云, 等. 重力坝抗震性能的 POA-ETA 评价方法[J]. 水利学报, 2018, 49(8): 986 - 994. (XU Qiang, XU Shu-tong, CHEN Jian-yun, et al. POA-ETA method for seismic performance evaluation of concrete gravity dam[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2018, 49(8): 986 - 994. (in Chinese))
- [7] 孔宪京, 庞锐, 邹德高, 等. 基于 IDA 的高面板堆石坝抗震性能评价[J]. 岩土工程学报, 2018, 40(6): 978 - 984. (KONG Xian-jing, PANG Rui, ZOU De-gao, et al. Seismic performance evaluation of high CFRDs based on incremental dynamic analysis[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, 40(6): 978 - 984. (in Chinese))
- [8] 姚霄雯. 基于性能的高拱坝地震易损性分析与抗震安全评估[D]. 杭州: 浙江大学, 2013. (YAO Xiao-wen. Performance- Based Seismic Fragility Analysis and Safety Assessment of High Arch Dams[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2013. (in Chinese))
- [9] 沈怀至, 金峰, 张楚汉. 基于性能的重力坝-地基系统地震易损性分析[J]. 工程力学, 2008, 25(12): 86 - 91. (SHEN Huai-zhi, JIN Feng, ZHANG Chu-han. Performance-based seismic fragility analysis of concrete gravity-foundation system[J]. Engineering Mechanics, 2008, 25(12): 86 - 91. (in Chinese))
- [10] 庞锐, 孔宪京, 邹德高, 等. 基于 MSA 法的高心墙堆石坝地震沉降易损性分析[J]. 水利学报, 2017, 48(7): 866 - 873. (PANG Rui, KONG Xian-jing, ZOU De-gao, et al. Seismic subsidence fragility analysis of high CRFDs based on MSA[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2017, 48(7): 866 - 873. (in Chinese))
- [11] 王笃波, 刘汉龙, 于陶, 等. 基于变形的土石坝地震易损性分析[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(5): 814 - 819. (WANG Du-bo, LIU Han-long, YU Tao, et al. Seismic fragility analysis for earth-rockfill dams based on deformation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(5): 814 - 819. (in Chinese))
- [12] SWAISGOOD J R. Embankment dam deformations caused by earthquakes[C]// Pacific Conference on Earthquake Engineering. Christchurch, 2003.
- [13] 朱晟. 土石坝震害与抗震安全[J]. 水力发电学报, 2011, 30(6): 40 - 51. (ZHU Sheng. Earthquake induced damage and aseismic safety of earth-rock dam[J]. Journal of Hydroelectric Engineering, 2011, 30(6): 40 - 51. (in Chinese))
- [14] 刘君, 刘博, 孔宪京. 地震作用下土石坝坝顶沉降估算[J]. 水力发电学报, 2012, 31(2): 183 - 191. (LIU Jun, LIU Bo, KONG Xian-jing. Estimation of earthquake-induced crest settlements of earth and rockfill dams[J]. Journal of Hydroelectric Engineering, 2012, 31(2): 183 - 191. (in Chinese))
- [15] 陈生水, 李国英, 傅中志. 高土石坝地震安全控制标准与极限抗震能力研究[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(1): 59 - 65. (CHEN Sheng-shui, LI Guo-ying, FU Zhong-zhi. Safety criteria and limit resistance capacity of high earth-rock dams subjected to earthquakes[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(1): 59 - 65. (in Chinese))
- [16] 楚金旺, 朱晟, 黄亚梅. 基于实际震害的土石坝永久变形估算[J]. 中国水利水电科学研究院学报, 2017, 15(6): 409 - 417. (CHU Jin-wang, ZHU Sheng, HUANG Ya-mei. Estimation of earthquake-induced permanent deformation for earth dam based on seismic damage[J]. Journal of China Institute of Water Resources and Hydropower Research, 2017, 15(6): 409 - 417. (in Chinese))

- [17] SINGH R, ROY D, DAS D. A correlation for permanent earthquake-induced deformation of earth embankments[J]. *Engineering Geology*, 2007, **90**(3/4): 174 - 185.
- [18] 赵剑明, 刘小生, 陈 宁, 等. 高心墙堆石坝的极限抗震能力研究[J]. *水力发电学报*, 2009, **28**(5): 97 - 102. (ZHAO Jian-ming, LIU Xiao-sheng, CHEN Ning, et al. Research on the maximum anti-seismic capability of high earth core rock-fill dam[J]. *Journal of Hydroelectric Engineering*, 2009, **28**(5): 97 - 102. (in Chinese))
- [19] 工程场地地震安全性评价: GB17741—2005[S]. 2005. (Evaluation of Seismic Safety for Engineering Sites: GB17741—2005 [S]. 2005. (in Chinese))
- [20] PADGETT J E, NIELSON B G, DESROCHES R. Selection of optimal intensity measures in probabilistic seismic demand models of highway bridge portfolios[J]. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2008, **37**(5): 711 - 726.
- [21] SHOME N. Probabilistic Seismic Demand Analysis of Nonlinear Structures[D]. Palo Alto: Stanford University, 1999.
- [22] 吴永康, 王翔南, 董威信, 等. 考虑流固耦合作用的高土石坝动力分析[J]. *岩土工程学报*, 2015, **37**(11): 2007 - 2013. (WU Yong-kang, WANG Xiang-nan, DONG Wei-xin, et al. Dynamic analyses of a high earth-rockfill dam considering effects of solid-fluid coupling[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2015, **37**(11): 2007 - 2013. (in Chinese))
- [23] 董威信. 高心墙堆石坝流固耦合弹塑性地震动力响应分析[D]. 北京: 清华大学, 2015. (DONG Wei-xin. Elasto Plastic Fluid-solid Coupling Analysis of Seismic Response of High Core-wall Rockfill Dam[D]. Beijing: Tsinghua University, 2015. (in Chinese))
- [24] 靳聪聪, 迟世春, 聂章博. 土体 PZC 弹塑性本构模型参数的确定[J/OL]. *解放军理工大学学报(自然科学版)*: 1 - 6.[2020-01-10].<http://kns.cnki.net/kcms/detail/32.1430.N.20180109.1043.002.html>. (JIN Cong-cong, CHI Shi-chun, NIE Zhang-bo. PZC Elastic-plastic constitutive model of soil and determination Method of parameters[J/OL]. *Journal of PLA University of Science and Technology (Natural Science Edition)*: 1 - 6[2020-01-10]. <http://kns.cnki.net/kcms/detail/32.1430.N.20180109.1043.002.html>. (in Chinese))
- [25] CHAN A. User Manual for Diana Swandynne II[R]. Glasgow: Glasgow Department of Civil Engineering, Glasgow University, 1989.
- [26] ZIENKIEWICZ O C, CHAN A H C, PASTOR M, et al. Computational Geomechanics with Special Reference to Earthquake Engineering[M]. New York: John Wiley & Sons, 1998.
- [27] BAKER J W. Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis[J]. *Earthquake Spectra*, 2015, **31**(1): 579 - 599.
- [28] BAKER J, CORNELL C. Vector-valued Ground Motion Intensity Measures for Probabilistic Seismic Demand Analysis[M]. Palo Alto: Stanford University, 2006.
- [29] DANIEL S, ARMEN D K. Improved seismic fragility modeling from empirical data[J]. *Structural Safety*, 2008, **30**(4): 320 - 336.
- [30] CORNELL C A. Calculating building seismic performance reliability: a basis for multi-level design norms[C]// *Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering*. Acapulco, 1996: 5707 - 5712.

DOI: 10.11779/CJGE202002016

预应力返包式加筋土挡墙的动力响应分析

卢 谅^{1, 2, 3}, 张均均^{2, 5}, 马书文^{2, 4}, 王宗建⁶, 陈志雄^{1, 2, 4}

(1. 山地城镇建设与新技术教育部重点实验室(重庆大学), 重庆 400045; 2. 重庆大学土木工程学院, 重庆 400045; 3. 特殊地区公路工程教育部重点实验室(长安大学), 陕西 西安 710000; 4. 库区环境地质灾害防治国家地方联合工程研究中心(重庆大学), 重庆 400045; 5. 信息产业电子第十一设计研究院科技工程股份有限公司, 四川 成都 610066; 6. 重庆交通大学河海学院, 重庆 400074)

摘 要: 在地震作用下, 返包式加筋土挡墙作为一种柔性结构常因侧向变形较大或局部产生破坏而影响其正常使用。为解决该问题, 提出了预应力返包式加筋土挡墙结构。为完善预应力返包式加筋土挡墙的设计理论, 运用拟动力法和附加应力法理论, 以预应力返包式加筋土挡墙作为研究对象, 结合现有的加筋土挡墙侧向动土压力和侧向位移计算理论, 提出了一套用于计算预应力返包式加筋土挡墙侧向动土压力和侧向位移的理论公式。结合室内振动台模型试验验证了所提理论方法的可行性和合理性。该方法计算简洁, 适用性广, 能够较好地计算预应力返包式加筋土挡墙的侧向动土压力和侧向位移, 对完善预应力返包式加筋土挡墙的设计理论具有一定的指导和借鉴意义。

关键词: 预应力返包式加筋土挡墙; 拟动力法; 侧向动土压力; 侧向位移; 模型试验

中图分类号: TU435 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2020)02-0344-10

作者简介: 卢 谅(1978—), 女, 博士, 副教授, 博士生导师, 主要从事岩土工程等方面的研究工作。E-mail: luliangsky@163.com。

Dynamic response of prestressed wrap-reinforced earth retaining walls

LU Liang^{1, 2, 3}, ZHANG Jun-jun^{2, 5}, MA Shu-wen^{2, 4}, WANG Zong-jian⁶, CHEN Zhi-xiong^{1, 2, 4}

(1. Key Laboratory of New Technology for Construction of Cities in Mountain Area (Chongqing University), Ministry of Education, Chongqing 400045, China; 2. School of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, China; 3. Fundamental Research Funds for the Central Universities (Chang'an University), Xi'an 710000, China; 4. National Joint Engineering Research Center for Prevention and Control of Environmental Geological Hazards in the TGR Area (Chongqing University), Chongqing 400045, China; 5. The IT Electronics Eleventh Design & Research Institute Scientific and Technological Engineering Corporation Limited, Chengdu 610066, China; 6. College of River & Ocean Engineering, Chongqing Jiaotong University, Chongqing 400074, China)

Abstract: Under the action of earthquakes, as a flexible structure, the wrap-reinforced retaining wall structure can not be used normally because of large lateral deformation or local damage. The prestressed wrap-reinforced earth retaining wall, in which prestress is applied in geosynthetics in order that it is piled in advance, is proposed. In order to improve the design theory of prestressed reinforced earth retaining walls, taking the pseudo-dynamic method and the additional stress method as the theoretical basis, the reinforced earth retaining wall with prestressing back-pack is investigated. Based on the existing theory of lateral dynamic earth pressure and lateral displacement of reinforced earth retaining wall, a set of theoretical formulas for calculating the lateral dynamic earth pressure and lateral displacement of prestressed wrap-reinforced earth retaining walls are proposed. The accuracy and reliability of the method are verified by shaking table model tests. The proposed method has the advantages of simple calculation, wide application, and can be used to calculate the lateral dynamic earth pressure and lateral displacement of retaining walls, and it is of a certain significance of guiding and reference for the design theory of prestressed wrap-reinforced earth retaining walls.

Key words: prestressed wrap-reinforced earth retaining wall; pseudo-dynamic method; lateral dynamic earth pressure; lateral displacement; model tests

0 引 言

20 世纪 60 年代法国工程师 Henri Vidal 首先提出了加筋土概念。此后, 随着大量加筋土工程的建设与

基金项目: 国家自然科学基金项目(51679018, 51778092); 长安大学中央高校基本科研业务费专项资金项目(300102219514); 重庆市基础科学与前沿技术研究专项项目(cstc2017jcyjA1410); 重庆市研究生科研创新项目(CYB19017)
收稿日期: 2019-01-08

发展, 加筋土挡土墙凭借其优良的抗震性能引起了国内外众多学者的广泛关注^[1-4], 相应的应用和理论研究逐渐细化深入。

在理论研究中, 计算地震作用下挡墙的侧向土压力常采用 Okabe^[5]和 Mononobe^[6]提出的拟静力法。此后, 国内外学者通过大量的振动台模型试验验证了拟静力法的准确性^[7-16]。Deepankar 等^[17]用拟静力法分析了地震作用下墙后填土内摩擦角和黏聚力对加筋挡土墙内部稳定性的影响。Syed 等^[18]用拟静力法分析海滨地区加筋挡土墙在水压力与地震力同时作用下挡土墙的动力性能。Basha 等^[19]用拟静力法分析了加筋挡土墙的内部稳定性, 并提出了验算挡墙内部稳定性的计算公式。赵炼恒等^[20]采用拟静力法推导加筋强度下边坡临界高度和边坡高度下临界加筋强度的计算公式。蒋建清等^[21-22]采用拟静力水平条分法推导出筋材拉力、所需筋材长度和界限配筋率的理论计算公式。然而拟静力法在计算地震作用下挡墙的侧向动土压力时没有考虑到地震作用的时程效应。因此, 为了克服拟静力法在挡墙地震计算中的不足, Steedman 等^[23]和 Zeng 等^[24]首次提出了拟动力法, 用于计算地震作用下挡土墙的侧向动土压力, 并通过离心模型试验结果验证了拟动力法的可行性。此后, 国内外学者采用拟动力法对挡土墙的抗震性进行了大量研究。Choudhury 等^[25-27]考虑挡墙的水平地震加速度和垂直地震加速度, 并通过拟动力法分析研究了挡墙的主动土压力与被动土压力。Ruan 等^[28]利用拟动力法计算了地震作用加筋土挡墙的地震安全系数。程亚男等^[29]通过拟动力法对加筋土挡土墙进行计算, 提出了筋材拉力的计算公式。然而, 这些方法计算加筋土挡墙的侧向动土压力时没有考虑挡墙剪切模量沿高度的变化。

基于以上分析, 针对传统的柔性加筋土挡墙在地震作用下常因侧向变形较大或局部产生破坏而失去其正常使用价值, 故提出了预应力返包式加筋土挡墙以解决该难题。针对该新型挡墙返包式加筋土挡墙, 本文首先考虑挡墙剪切模量沿高度的变化, 运用拟动力法对预应力返包式加筋土挡墙的侧向动土压力分布进行了理论推导。然后对已有的位移理论进行修正, 提出了预应力返包式加筋土挡墙的位移计算理论。最后结合室内模型试验, 验证了侧向动土压力和位移计算理论的可行性和合理性, 为返包式加筋土挡墙结构的设计提供一定的指导和借鉴意义。

1 理论分析

1.1 侧向动土压力计算

考虑挡墙剪切模量对于地震波波速的影响, 本文采用拟动力法对预应力返包式加筋土挡墙单元的侧向

土压力进行分析, 如图 1 所示。根据介玉新等提出的等效附加应力法^[30-31], 即把加筋土结构中筋材的作用等效成外力加在土骨架上。预应力加筋的作用是使筋材提前受拉, 产生预应力, 提高结构整体性, 对土体起到显著的约束作用, 可考虑为附加模量矩阵的增加。取加筋土中的土体单元进行计算, 随后又对等效附加应力法进行改进, 在土的弹性模量矩阵上加入附加模量矩阵。计算时考虑预应力返包式加筋土挡墙的破裂面为朗肯破裂面。

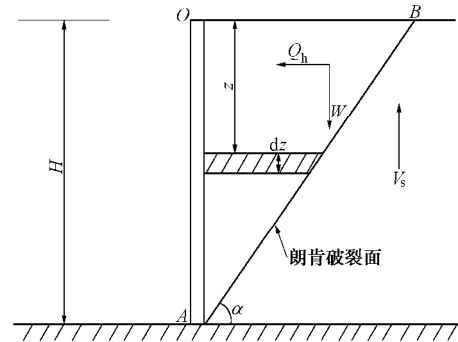


图 1 侧向动土压力计算

Fig. 1 Calculation of lateral dynamic earth pressure

地震波在挡土墙中传播, 其 t 时刻深度为 z 的水平地震加速度为^[23, 25]

$$a_h(z, t) = k_h g \sin w \left(t - \frac{H - z}{V_s} \right), \quad (1)$$

式中, k_h 为水平地震系数, w 为地震波频率, V_s 为地震波波速, g 为重力加速度。

式 (1) 并未考虑挡土墙模量对地震波传播速度的影响。然而实际工程中, 挡墙模量沿墙高的变化的对地震波波速是有影响的, 因此本文假定挡墙剪切模量沿挡墙高度呈线性变化, 即

$$G(z) = Kz, \quad (2)$$

式中, K 为常数, z 为挡墙高度。

此时沿墙高传播的地震波波速为

$$V_s(z) = \sqrt{G(z) / r}, \quad (3)$$

式中, r 为土体密度。

在加筋土挡墙中, 筋材对土体的摩擦作用沿着土体颗粒进行传播, 可以考虑将摩擦力当作附加应力作用于土体颗粒, 进而使整个土体的弹性模量增加。因此, 在加筋土挡墙中, 只需考虑筋材对土体产生的附加模量。根据介玉新的附加模量矩阵原理, 可知附加模量计算公式为

$$E = \frac{4a(b-1)e_r^{b-2}}{H}, \quad (4)$$

式中, a, b 均为常数, 可由试验得到, H 为挡土墙高度, e_r 土体单元应变。

则预应力返包式加筋土挡墙的剪切模量沿墙高的

变化公式为

$$G(z) = Kz + \frac{4a(b-1)e_r^{b-2}}{2(1+n)H} \quad (5)$$

为方便计算, 令

$$M = \frac{4a(b-1)e_r^{b-2}}{2(1+n)H} \quad (6)$$

假设土体本身的泊松比不变, 那么 M 为常数, K 为常数。

将式 (5), (6) 代入式 (3) 可得地震波的波速为

$$V_s(z) = \sqrt{\frac{Kz + M}{r}} \quad (7)$$

对筋材施加预应力, 让筋材提前受力, 当施加的应力在筋材的弹性范围内, 可以认为筋材受到预应力只引起附加模量矩阵的增加, 进而增加土体结构整体的弹性模量, 即只引起常数 M 的变化。

假定在同一返包层中地震波的传播速度保持不变, 可以得到在第 i 层的传播速度为

$$\Delta t_i = \int_{h_i}^{h_{i+1}} \frac{dz}{V_s} = \int_{h_i}^{h_{i+1}} \frac{dz}{\left(\frac{Kz + M}{r}\right)^{\frac{1}{2}}} \quad (8)$$

式中, h_i 为第 i 层筋材的高度。

根据式 (1) 可以得到沿墙高不同返包层的水平加速度为

$$a_{hi}(z, t) = k_h g \sin w(t - \Delta t_i) \quad (9)$$

因此, t 时刻深度为 z 处的水平地震力可表示为

$$q_h(z, t) = m(z)a_{hi}(z, t) \quad (10)$$

式中, $m(z)$ 为土体单元的质量, 其计算公式为

$$m(z) = \frac{g}{g \tan a} \frac{H-z}{\tan a} dz \quad (11)$$

挡墙的侧向土压力计算公式为

$$Q_h = \int_0^H q_h(z, t) dz \quad (12)$$

根据式 (8) ~ (11) 可以得到第 i 层的侧向动土压力为

$$\begin{aligned} Q_{hi} &= \int_{h_i}^{h_{i+1}} \frac{g}{g \tan a} \frac{H-z}{\tan a} a_{hi}(z, t) dz \\ &= \int_{h_i}^{h_{i+1}} \frac{g}{g \tan a} \frac{H-z}{\tan a} k_h g \sin w(t - \Delta t_i) dz \end{aligned} \quad (13)$$

1.2 侧向位移计算

杨广庆等^[32]、吕鹏等^[33]提出, 将加筋土挡土墙墙体等效成各向异性的弹性体, 并视其为 L 宽度的悬臂梁。因此本文考虑将返包式加筋土挡墙也看成整体长度为 L 的悬臂梁, 其受到的水平土压力可由式 (12) 计算得到, 本文只考虑计算纯弯曲情况下的水平位移。其侧向位移计算公式为

$$u_h(y) = A \frac{k_h g}{10E_h L^3} (y^5 - 5H^4 y + 4H^5) \quad (14)$$

式中,

$$A = \frac{(2i-1) \sin w(t - \Delta t_i)}{2I^2 \tan a}$$

式中 I 为筋材层总层数, 考虑极限状态下位移的计算, 故可另 $\sin w(t - \Delta t_i) = 1$; k_h 为地震土压力系数; g 为土的重度; E_h 为水平方向的弹性模量; H 为挡墙高度。

其水平向弹性模量将为

$$E_h = E_s + E \quad (15)$$

式中, E_s 为土体的弹性模量, E 为附加模量, 可由式 (4) 得到。

因此, 预应力返包式加筋土挡土墙的水平位移计算公式为

$$u_h(y) = A \frac{k_h g}{10(E_s + E)L^3} (y^5 - 5H^4 y + 4H^5) \quad (16)$$

2 振动台模型试验

预应力返包式加筋土挡墙是将土工格栅或土工织物等筋材端部回折将填土分层返包直至墙顶, 然后对筋材施加预拉力。为了研究预应力返包式加筋土挡墙在地震作用下的动力响应, 本文开展了预应力返包式加筋土挡墙的振动台模型试验。

2.1 试验材料

试验采用的自制钢模型箱尺寸为 1200 mm × 300 mm × 900 mm (长 × 宽 × 高), 质量约为 0.5 t, 如图 2 所示。试验模型尺寸为 800 mm × 300 mm × 600 mm (长 × 宽 × 高), 采用土压力计、加速度计、应变片分别测量预应力返包式加筋土挡墙的侧向动土压力、挡墙内部加速度以及筋材的应变, 其布置方式如图 3 所示, 预应力装置如图 4 所示, 其作用为: 通过转动前壁螺杆处的螺栓带动后壁向面板移动, 后壁带动筋材有向挡墙面板运动的趋势, 筋材又在土体锚固下保持静止, 由此筋材将产生预拉力。

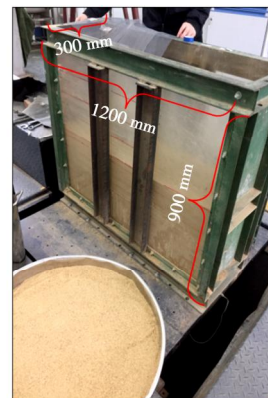


图 2 自制模型箱

Fig. 2 Customized model box

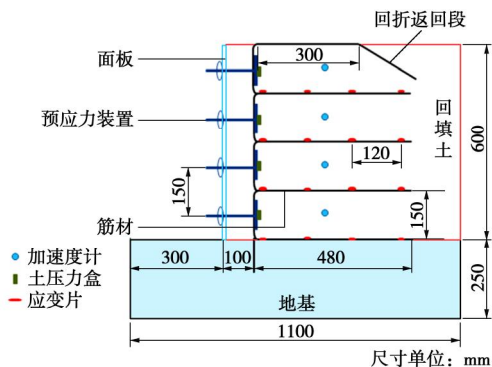


图 3 测量器件的布置图

Fig. 3 Layout of measuring devices

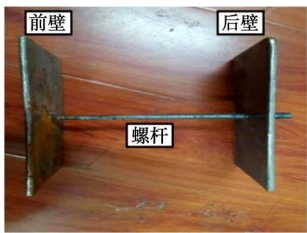


图 4 预应力装置

Fig. 4 Prestressed devices

试验中采用尼龙纱网作为加筋材料，其材质为玻璃丝，丝径为 24 mm，目数为 20，克重为 120 g/m²。通过在拉伸试验仪上对筋材进行标准的拉伸试验，以获得筋材的力学参数。具体步骤按照《土工织物—宽幅拉伸试验》等规范，试验结果如图 5 所示。试验所用粗砂的物理力学参数：密度为 1.771 g/cm³，内摩擦角 φ 为 33.4°，黏聚力 c 为 0，不均匀系数 C_u 为 2.5，曲率系数 C_c 为 1.28。级配曲线如图 6 所示。

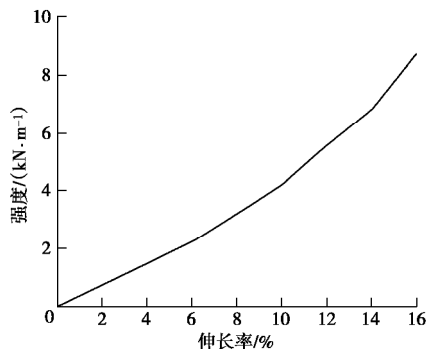


图 5 筋材拉伸破坏图

Fig. 5 Tensile failure of reinforcement

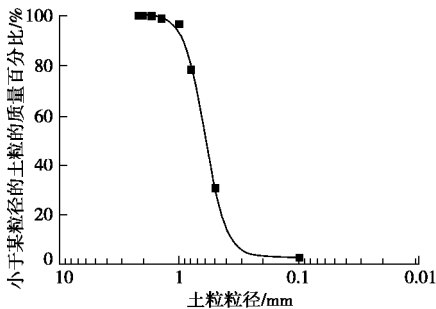


图 6 砂的级配曲线

Fig. 6 Gradation curve of sand

2.2 模型相似关系

为了使模型试验能够反映原型结构的物理关系和破坏形态，需要使试验模型与原型保持一定的相似关系^[34-35]，本文根据模型箱尺寸与实际挡墙尺寸的比例，选择相似比为 1/10，具体如表 1 所示。

表 1 物理相似常数取值

Table 1 Values of physical similarity constants			
物理量	相似关系	相似常数	本模型物理量取值
长度	C_L	1/10	试验模型长度为工程中的 1/10
弹性模量	C_E	1/10	试验模型筋材弹性模量为工程中的 1/10
密度	C	1	试验模型填料密度与工程中一致
泊松比	μ	1	试验模型与工程中泊松比一致
黏聚力	C_c	1	试验模型与工程中黏聚力一致
内摩擦角	C	1	试验模型与工程中内摩擦角一致

根据上述相似关系，考虑到工程中常用的土工格栅抗拉强度为 60~120 kN/m，模型试验中选用的细纱网的抗拉强度约为 10 kN/m，符合相似关系。试验所用填料为粗砂，黏聚力为 0，满足黏聚力相似关系。模型试验与足尺试验常用的粗砂相同，满足内摩擦角相似比为 1 的条件。由于试验模型的设计参数与原型参数完全满足相似关系非常困难^[36]，因此进行模型试验设计时应确保较多的满足相似比关系，尽可能地反映原型的力学特性与运动特性。

2.3 试验方案

为了研究预应力的施加及其大小对返包式加筋土挡墙抗震性能的影响。本次试验共分为 3 种工况，分别是未施加预应力，施加中等预应力及施加较大预应力；同时考虑地震波频率的变化，共分 6 组模型试验。试验方案见表 2。

表 2 模型试验工况

Table 2 Model test condition		
试验组	筋材预应力	频率/Hz
#1	无	3
#2	无	6
#3	中等	3
#4	中等	6
#5	大	3
#6	大	6

注：筋材的预应力大小通过螺栓转动前进的位移决定，大预应力定义为螺栓转动前进 15 mm，中等预应力定义为螺栓转动前进 8 mm。

2.4 试验步骤

(1)先在模型箱侧壁涂上凡士林及铺设聚四氟乙烯薄膜以减少模型箱侧壁对土体的摩擦。

- (2) 在模型槽底部铺设 250 mm 厚的试验用砂, 充分压实, 作为返包式加筋土挡墙的地基。
- (3) 铺设筋材, 每层筋材铺设长度为 480 mm, 同时预留出 450 mm 长的返包段, 随后通过预留的筋材包裹预应力装置的后壁, 预应力装置的前壁作为加筋土挡墙的面板。
- (4) 压实回填土, 直至四层筋材返包完成。
- (5) 施加预应力: 通过转动前壁螺杆上的螺栓带动后壁向挡墙面板移动, 带动筋材有向前移动的趋势, 继而使筋材产生预拉力。挡墙模型如图 7 所示。
- (6) 施加简谐地震波, 如图 8 所示, 持续时间 9 s。
- (7) 待挡墙变形稳定后, 再施加下一级加速度, 加速度施加顺序依次为 0.3g, 0.6g, 0.9g, 1.2g。



图 7 预应力返包式加筋土挡墙模型

Fig. 7 Model for prestressed wrap-reinforced earth retaining walls

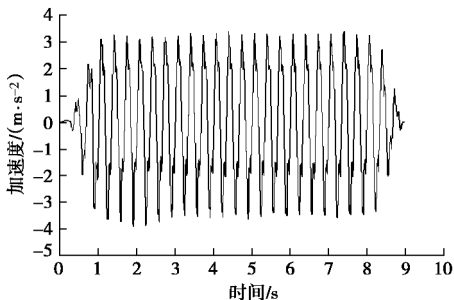


图 8 简谐地震波

Fig. 8 Simple harmonic seismic waves

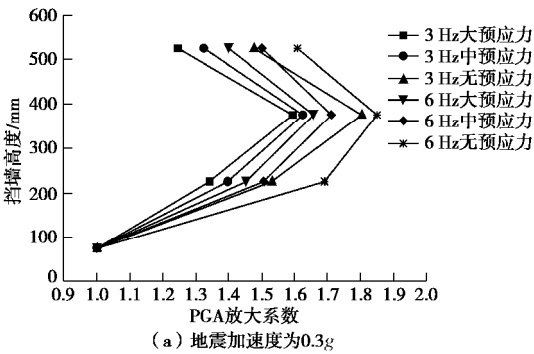
注意, 试验中为确保最上层筋材返包段的稳定, 将顶层返包段延长并斜埋入砂土中, 如图 3 所示, 将筋材埋入砂中一定深度。

2.5 模型试验结果和分析

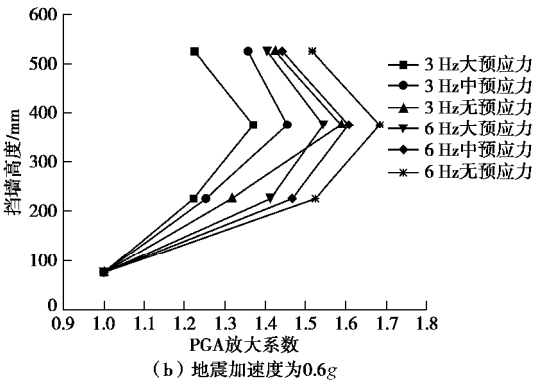
(1) 加速度放大系数分析

定义加筋土挡墙内任一点的峰值加速度与挡墙底部的峰值加速度之比为 PGA 放大系数, 得到加筋土挡墙的 PGA 放大系数沿墙高的分布情况, 如图 9 所示。图 9 给出了在不同震级和不同预应力大小作用下, 高度为 600 mm 的返包式加筋土挡墙各测点的 PGA 放大

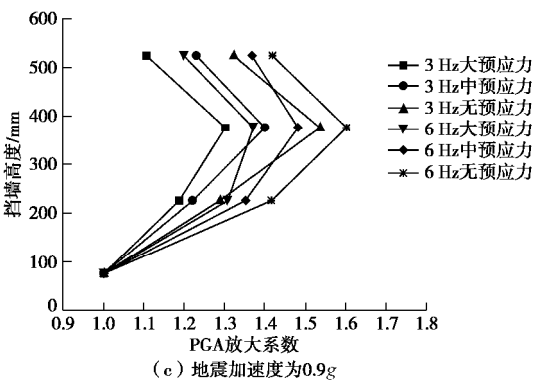
系数沿墙高的变化规律。



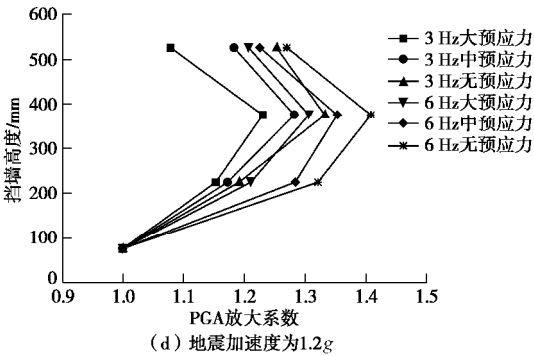
(a) 地震加速度为 0.3g



(b) 地震加速度为 0.6g



(c) 地震加速度为 0.9g



(d) 地震加速度为 1.2g

图 9 PGA 放大系数分布

Fig. 9 Distribution of PGA amplification coefficient

从图 9 可以看出: ①加筋土挡土墙的 PGA 放大系数沿墙高从下往上先增加后减小, 且挡墙上部的 PGA 放大系数始终大于挡墙底部。具体原因为: a) 地震加

速度沿挡墙内部传播时被放大, 导致挡墙内上部的加速度增加; b) PGA 放大系数代表了挡墙内部加速度的放大效应, 加速度的放大效应由地震能量决定。由于在振动过程中, 挡墙顶端的侧向变形较大, 耗散了不少的地震能量, 减小了加速度的放大效应, 故在挡墙上部 PGA 放大系数有减小的趋势。②当筋材施加预应力后, 加筋土挡墙沿墙高的 PGA 放大系数均小于未加预应力的加筋土挡土墙。这是由于对筋材施加预应力后, 筋材本身提前受拉, 使筋材与土体发生相对变形产生摩擦力, 摩擦力沿着土体颗粒向周围扩散, 产生“围压效应”, 改变了土体的受力特性, 提高了挡墙整体的刚度, 使挡墙内部扩散角增大, 对地震波的扩散效应增加。③随着地震加速度的增加, 预应力的施加对减小 PGA 放大系数沿墙高分布作用也越明显。④随着地震加速度频率的增加, 同一高度处, 其加速度大小增加, 其 PGA 放大系数也有提高, 但是 PGA 放大系数沿墙高的总体分布规律保持一致。表明地震加速度频率的增加虽然会使得加筋土挡墙内部的加速度有一定的增加, 但 PGA 放大系数随墙高的增加呈现先增加后减小的趋势不变。

(2) 筋材应变分析

将筋材各测点应变数据进行分析, 取每个测点的最大值进行分析, 如图 10 所示, 即图 10 给出了不同预应力、不同高度下, 筋材应变沿长度方向变化趋势图。

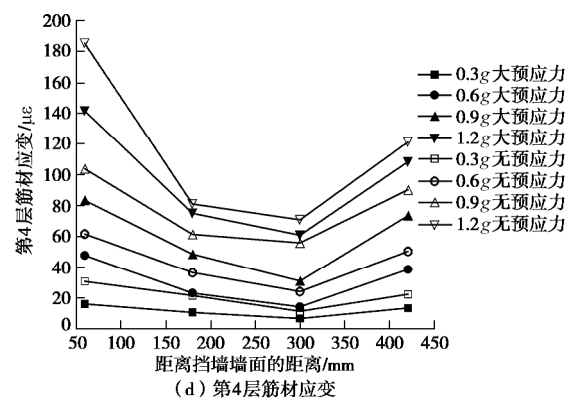
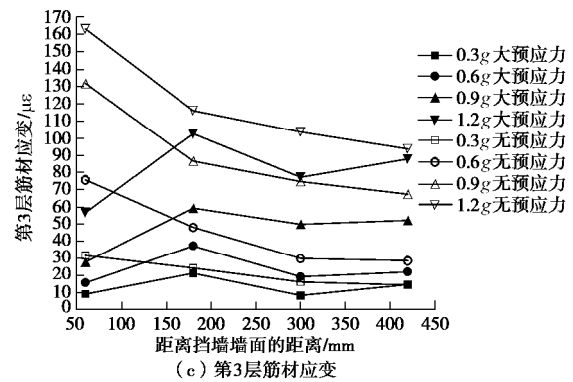
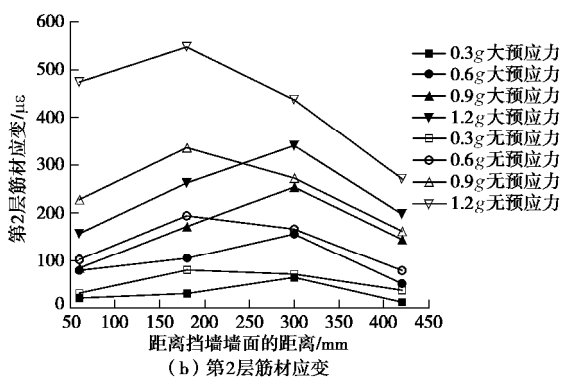
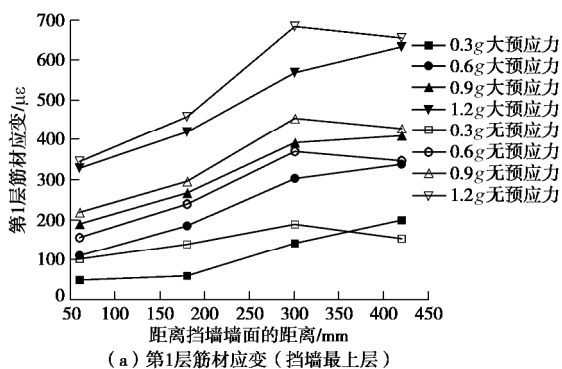


图 10 筋材沿筋长方向的应变分布

Fig. 10 Distribution of strain of reinforcement along its length

由图 10 可发现: ①当对预应力返包式加筋土挡墙施加地震加速度时, 处于锚固区的筋材首先发挥作用, 在土压力的作用下, 筋材发生变形, 产生应变, 且每层筋材应变峰值点的位置连线似一倾斜直线, 这与加筋土挡墙的变形机理 (每层筋材的峰值应变出现在破裂面上或其附近位置处) 一致。②从上往下, 每层筋材应变峰值向挡墙墙面移动。并且, 与施加预应力时筋材应变相比, 未施加预应力时筋材应变峰值点位置普遍更靠近挡墙墙面。

假定每层筋材测得的应变峰值点连线为挡墙破裂面, 如图 11 所示, 筋材应变最大值从上往下逐渐向挡墙墙面移动。对比施加预应力前后破裂面位置可知: 施加预应力后加筋土挡墙的主动区范围增加, 挡墙抗滑能力提高, 表明预应力的施加可以有效提高加筋土挡墙的抗震稳定性。

(3) 侧向动土压力分析

将各测点得到的动土压力进行分析, 选择同一时刻下 4 个测点均值最大的数据为分析对象, 并将其绘于图 12, 得到预应力返包式加筋土挡土墙的侧向动土压力的分布。图 12 对比了不同震级和不同预应力作用下, 高度为 600 mm 的预应力返包式加筋土挡土墙侧向土压力沿墙高的分布。

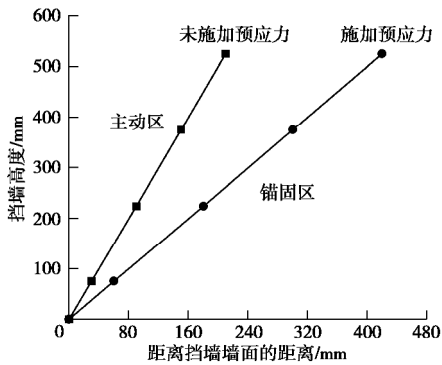
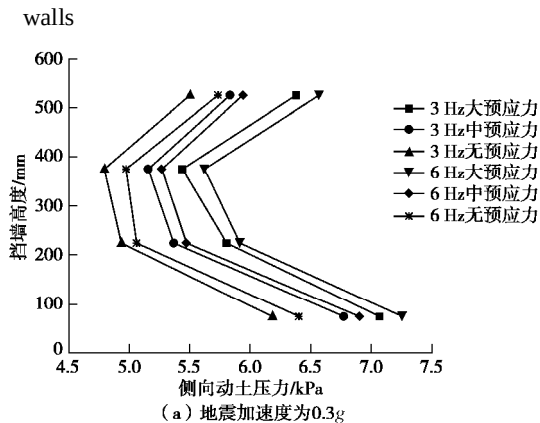
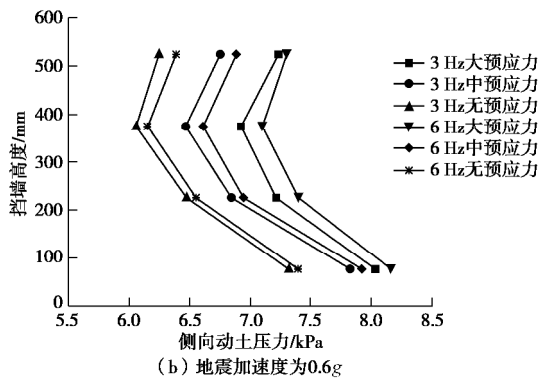


图 11 返包式加筋土挡墙破裂面曲线

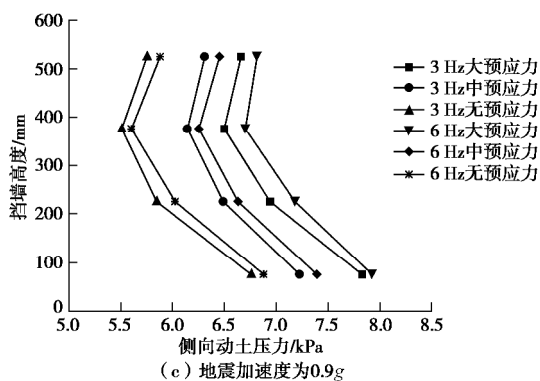
Fig. 11 Curves of failure surface of wrap-reinforced earth retaining walls



(a) 地震加速度为0.3g



(b) 地震加速度为0.6g



(c) 地震加速度为0.9g

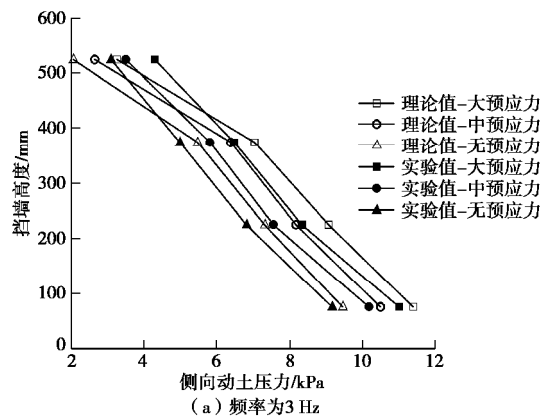
图 12 侧向动土压力沿墙高的分布

Fig. 12 Distribution of lateral dynamic earth pressure along wall height

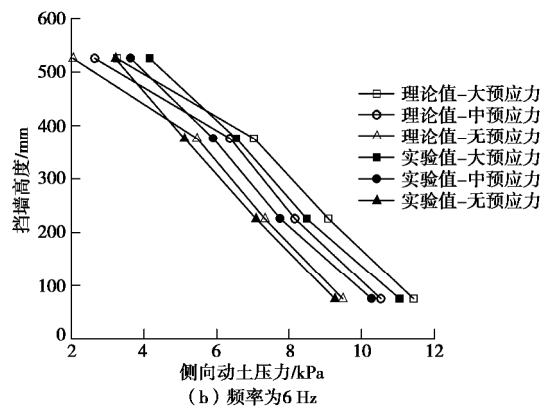
由图 12 可发现:①预应力返包式加筋土挡墙在不同震级和不同预应力作用下,其侧向动土压力沿墙高从下往上均表现为先逐渐减小后增加,中下部侧向动土压力较大。这是由于震动过程中,由于加筋土挡墙的侧向变形为中间大两端小,因此中间部分将会耗散更多的地震能量,导致侧向动土压在挡墙上部有增加的趋势。②随着地震加速度的增加,返包式加筋土挡墙的侧向动土压力并不是随之线性增加的,这是由于挡墙在振动过程中变形会消耗地震波的能量,导致侧向变形大的位置处的侧向动土压力小。③随着地震频率的增加,同一高度的侧向动土压力增加幅度较小,同时地震加速度频率的变化没有改变侧向动土压力的分布规律,表明地震波频率对挡土墙侧向动土压力的影响较小。

2.6 模型试验与理论结果对比

理论公式是基于极限平衡状态下进行推导的,因此本节选取结构破坏时的状态为对比研究对象。通过试验发现当地震加速度达到 $1.2g$ 时,预应力返包式加筋土挡墙因变形较大,处于破坏极限状态。此时,挡墙的侧向动土压力分布如图 13 所示。从图 13 可以看出:侧向动土压力的理论结果和试验结果均表现为沿墙高从下往上逐渐降低。



(a) 频率为3 Hz



(b) 频率为6 Hz

图 13 极限状态下侧向动土压力分布曲线对比 ($1.2g$)Fig. 13 Comparison of distribution curves of lateral dynamic earth pressure under limit state ($1.2g$)

由图 13 可发现:①当返包式加筋土挡土墙处于极

限破坏状态时, 沿着挡墙高度, 测得的侧向动土压力逐渐减小, 与图 12 侧向动土压力的分布有所不同, 这是因为挡墙顶部变形较大, 导致地震波能量的耗散, 因此使得顶端侧向动土压力最小。②理论值与试验值变化趋势相符; 挡墙前三层侧向动土压力值相近, 顶层侧向动土压力值变化较大, 理论值与试验值相差较大。这是因为在试验中, 为了确保顶层筋材在振动过程中不至脱落而对顶层返包层进行了如图 3 所示的返包处理。因此, 在同样的地震加速度下, 试验测得侧向变形小于通过理论计算得到的侧向变形, 根据库仑土压力理论可知, 变形越大所测得主动土压力越小, 因此理论计算测得侧向土压力会略微偏小。

由于试验条件的限制, 试验中仅测量了预应力返包式加筋土挡墙结构顶点侧向位移。为了对比研究理论与试验结果的异同, 本节运用式 (16) 计算了预应力返包式加筋土挡墙顶点位移, 将其计算结果和试验结果列于表 3 中。通过对比发现: 理论计算结果与试验测量值相近, 且二者差值百分比不超过 10.0%, 因此验证了理论公式的适用性, 即可以为工程实践提供一定的指导。

表 3 预应力返包式加筋土挡墙顶端位移

Table 3 Top displacements of prestressed wrap-reinforced earth retaining walls

试验 工况	试验值 /mm	理论值 /mm	差值 /mm	差值百分比 /%
#1	53.8	56.9	4.1	7.7
#3	46.3	48.9	3.6	5.6
#5	43.3	45.1	3.9	6.9

3 结 论

针对地震荷载作用下, 返包式加筋土挡墙常因变形过大而影响其正常使用问题, 提出预应力返包式加筋土挡墙。本文运用拟动力法和附加应力法作为理论基础, 研究挡墙的侧向动土压力和顶点侧向位移; 通过振动台试验对挡墙模型进行研究, 验证理论公式的可行性与合理性, 以及研究预应力返包式加筋土挡墙的抗震性能。由理论及试验研究得到如下 6 点结论。

- (1) 与未施加预应力的返包式加筋土挡墙相比, 筋材受到预应力后, 筋材与土体之间产生的摩擦力会增强土体颗粒之间的连接, 增强挡墙整体的刚度, 提高挡墙的抗震稳定性。
- (2) 施加预应力后, 同一测点处, 筋材的应变减小; 预应力返包式加筋土挡墙的破裂面向非加筋区移动, 其主动区范围增加, 挡墙抗滑裂能力增强。
- (3) 考虑挡墙剪切模量沿墙高的变化, 将筋材与

预应力对土体的作等效为附加模量, 运用拟动力法和附加应力法推导出侧向动土压力理论公式, 简化了动土压力的计算, 且除挡墙顶点外, 同一测点处理论值与实验值最大差异不超过 10.0%, 验证了理论公式的可行性。

(4) 预应力加筋土挡墙侧向位移理论计算时, 考虑了筋材与预应力对附加模量的影响以及侧向动土压力系数沿墙高的变化。理论计算结果与试验结果相差不超过 2.0%, 这说明计算预应力返包式加筋土挡墙最大(顶点)侧向位移时考虑附加模量的变化是合理的。

(5) 本文主要集中在预应力对加筋土结构的抗震动力响应和整体稳定性能的定性研究上, 而预应力装置对返包式加筋土挡墙结构影响的定量研究尚不十分明确, 有待进一步研究。

(6) 本文仅通过小型振动台模型试验对预应力加筋土挡墙结构动力性能开展研究, 其工程效益尚待实践验证。

参考文献:

[1] SAKAGUCHI M A. Study of the seismic behavior of geosynthetic reinforced walls in Japan[J]. Geosynthetics International, 1996, 3(1): 13 - 30.

[2] MATSUO O, TSUTSUMI T, YOKOYAMA K, et al. Shaking table tests and analyses of geosynthetic reinforced soil retaining walls[J]. Geosynthetics International, 1998, 5(1/2): 97 - 126.

[3] NOVA-ROESSIG L, SITAR N. Centrifuge model studies of the seismic response of reinforced soil slopes[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2006, 132(3): 388 - 400.

[4] 李广信. 地震与加筋土结构[J]. 土木工程学报, 2016, 49(7): 1 - 8. (LI Guang-xin. Earthquake and reinforced soil structures[J]. China Civil Engineering Journal, 2016, 49(7): 1 - 8. (in Chinese))

[5] OKABE S. General theory on earth pressure and seismic stability of retaining wall and dam[J]. Proc Civil Engrg Soc, Japan, 1924, 10(6): 1277 - 1323.

[6] MONONOBÉ N. On determination of earth pressure during earthquake[C]// Proc World Engineering Congress. Tokyo, 1929: 177 - 185.

[7] RICHARDSON G N, FEGER D, FONG A, et al. Seismic testing of reinforced earth walls[J]. Journal of the Technical Engineering Division, 1977, 103(1): 1 - 17.

[8] FYTAKI M, OGAWA N, SATO M, et al. Experiments about seismic performance of reinforced earth retaining wall[C]//

- Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering. [S.l.]: Elsevier Science, Ltd., 1996: 53 - 56.
- [9] BATHURST R J. Shaking Table Model Study on the Dynamic Response of Reinforced Soil Walls[C]// Proc 7th Int Geosynthetic Conf. Nice, 2002: 99 - 102.
- [10] 朱宏伟, 姚令侃, 刘兆生, 等. 地震作用下柔性挡墙变形特征分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, **31**(增刊 1): 2829 - 2838. (ZHU Hong-wei, YAO Ling-kan, LIU Zhao-sheng, et al. Deformation characteristics of flexible retaining wall under earthquake[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, **31**(S1): 2829 - 2838. (in Chinese))
- [11] 朱宏伟, 姚令侃, 张旭海. 两种加筋土挡墙的动力特性比较及抗震设计建议[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(11): 2072 - 2080. (ZHU Hong-wei, YAO Ling-kan, ZHANG Xu-hai. Comparison of dynamic characteristics of two reinforced earth retaining walls and suggestions for seismic design[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(11): 2072 - 2080. (in Chinese))
- [12] 王丽艳, 陈国兴, 高 鹏, 等. 可液化土中格栅加筋土挡墙地震变形特性大型振动台试验[J]. 中国公路学报, 2014, **27**(9): 25 - 31. (WANG Li-yan, CHEN Guo-xing, GAO Peng, et al. Large-scale shaking table test on seismic deformation characteristics of grille reinforced earth retaining wall in liquefiable soil[J]. China Journal of Highway and Transport, 2014, **27**(9): 25 - 31. (in Chinese))
- [13] 周 健, 谢鑫波, 姜 炯, 等. 包裹式加筋土挡墙的变形特性及影响因素研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, **34**(1): 148 - 154. (ZHOU Jian, XIE Xin-bo, JIANG Jiong, et al. Deformation characteristics and influencing factors of encapsulated reinforced earth retaining wall[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, **34**(1): 148 - 154. (in Chinese))
- [14] 杨果林, 王永和. 加筋土挡墙在重复荷载作用下的模型试验与动态响应分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, **21**(10): 1541 - 1546. (YANG Guo-lin, WANG Yong-he. Model test and dynamic response analysis of reinforced earth retaining wall under repeated loading[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2002, **21**(10): 1541 - 1546. (in Chinese))
- [15] 杨果林, 肖宏彬, 王永和. 加筋土挡墙动变形特性试验与疲劳损伤分析[J]. 振动工程学报, 2002(2): 53 - 57. (YANG Guo-lin, XIAO Hong-bin, WANG Yong-he. Dynamic deformation test and fatigue damage analysis of reinforced earth retaining wall[J]. Journal of Vibration Engineering, 2002(2): 53 - 57. (in Chinese))
- [16] 杨果林, 李海深, 王永和. 加筋土挡墙动力特性模型试验与动力分析[J]. 土木工程学报, 2003, **36**(6): 105 - 110. (YANG Guo-lin, LI Hai-shen, WANG Yong-he. Model test and dynamic analysis of dynamic characteristics of reinforced earth retaining wall[J]. China Civil Engineering Journal, 2003, **36**(6): 105 - 110. (in Chinese))
- [17] CHOUDHURY D, NIMBALKAR S S. Pseudo-dynamic approach of seismic active earth pressure behind retaining wall[J]. Geotechnical & Geological Engineering, 2006, **24**(5): 1103 - 1113.
- [18] AHMAD S M, CHOUDHURY D. Pseudo-dynamic approach of seismic design for waterfront reinforced soil-wall[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2008, **26**(4): 61 - 70.
- [19] BASHA B M, BABU G L S. Earthquake resistant design of reinforced soil structures using pseudo-static method[J]. American Journal of Engineering and Applied Sciences, 2009, **2**(3): 565 - 572.
- [20] 赵炼恒, 李 亮, 杨 峰, 等. 加筋土坡动态稳定性拟静力分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, **28**(9): 1904 - 1917. (ZHAO Liang-heng, LI Liang, YANG Feng, et al. Quasi-static analysis of dynamic stability of reinforced soil slopes[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, **28**(9): 1904 - 1917. (in Chinese))
- [21] 蒋建清, 杨果林. 加筋土挡墙地震稳定性分析的水平条分方法[J]. 中国铁道科学, 2009, **30**(1): 36 - 40. (JIANG Jian-qing, YANG Guo-lin. Horizontal slicing method for seismic stability analysis of reinforced earth retaining walls[J]. China Railway Science, 2009, **30**(1): 36 - 40. (in Chinese))
- [22] 蒋建清, 邹银生. 复杂动力作用下加筋土挡墙内部稳定性分析[J]. 中南公路工程, 2007, **32**(1): 51 - 54. (JIANG Jian-qing, ZOU Yin-sheng. Internal stability analysis of reinforced earth retaining wall under complex dynamic action[J]. Central South Highway Engineering, 2007, **32**(1): 51 - 54. (in Chinese))
- [23] STEEDMAN R S, ZENG X. The influence of phase on the calculation of pseudo-static earth pressure on a retaining wall [J]. Géotechnique, 1990, **40**(1): 103 - 112.
- [24] ZENG X, STEEDMAN R S. On the behaviour of quay walls in earthquakes[J]. Géotechnique, 1993, **43**(3): 417 - 431.
- [25] CHOUDHURY D, NIMBALKAR S S. Seismic passive resistance by pseudo-dynamic method[J]. Géotechnique, 2005, **55**(9): 699 - 702.

- [26] CHOUDHURY D, NIMBALKAR S S. Pseudo-dynamic approach of seismic active earth pressure behind retaining wall[J]. Geotechnical and Geological Engineering, 2006, 24(5): 1103 - 1113.
- [27] CHOUDHURY D, NIMBALKAR S S. Seismic rotational displacement of gravity walls by pseudo dynamic method: Passive case[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2007, 27(3): 242 - 249.
- [28] RUAN X, SUN S. Seismic stability of reinforced soil walls under bearing capacity failure by pseudo-dynamic method[J]. Journal of Central South University, 2013, 20(9): 2593 - 2598.
- [29] 程亚男, 孙树林, 阮晓波, 等. 加筋土挡墙地震稳定性的拟动力分析[J]. 岩土力学, 2013, 34(12): 3573 - 3579. (CHENG Yan-an, SUN Shun-lin, RUAN Xiao-bo, et al. Pseudo-dynamic analysis of seismic stability of reinforced earth retaining walls[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, 34(12): 3573 - 3579. (in Chinese))
- [30] 介玉新, 李广信. 加筋土数值计算的等效附加应力法[J]. 岩土工程学报, 1999, 21(5): 614 - 616. (JIE Yu-xin, LI Guang-xin. Equivalent additional stress method for numerical calculation of reinforced soil[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1999, 21(5): 614 - 616. (in Chinese))
- [31] 介玉新, 王乃东, 李广信. 加筋土计算中等效附加应力法的改进[J]. 岩土力学, 2007, 28(增刊 1): 129 - 132. (JIE Yu-xin, WANG Nai-dong, LI Guang-xin. Improvement of the equivalent additional stress method in the calculation of reinforced soil[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, 28(S1): 129 - 132. (in Chinese))
- [32] 杨广庆, 周敏娟, 张保俭. 加筋土挡土墙水平位移研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(7): 1248 - 1252. (YANG Guang-qing, ZHOU Min-juan, ZHANG Bao-jian. Study on horizontal displacement of reinforced earth retaining wall[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(7): 1248 - 1252. (in Chinese))
- [33] 吕 鹏, 杨广庆, 庞 巍, 等. 包裹式土工格栅加筋土挡墙水平位移研究[J]. 岩土力学, 2006, 27(增刊 2): 973 - 976. (LÜ Peng, YANG Guan-ging, PANG Wei, et al. Study on horizontal displacement of encapsulated geogrid reinforced earth retaining wall[J]. Rock and Soil Mechanics, 2006, 27(S2): 973 - 976. (in Chinese))
- [34] 袁文忠. 相似理论与静力学模型试验[M]. 成都: 西南交通大学出版社, 1998. (YUAN Wen-zhong. Similarity Theory and Static Model Test[M]. Chengdu: Southwest Jiaotong University Press, 1998. (in Chinese))
- [35] 张鲲鹏, 陈哲武. 结构试验相似理论研究及实例分析[J]. 低温建筑技术, 2015, 37(7): 42 - 45. (ZHANG Kui-peng, CHEN Zhe-wu. Similar theoretical study and case analysis of structural test[J]. Low Temperature Building Technology, 2015, 37(7): 42 - 45. (in Chinese))
- [36] 陈红娟, 李小军, 闫维明, 等. 锯末混合土地模型振动台试验研究[J]. 岩土工程学报, 2016, 38(11): 2068 - 2077. (CHEN Hong-juan, LI Xiao-jun, YAN Wei-ming, et al. Shaking table test study on model of sawdust mixed soil site[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, 38(11): 2068 - 2077. (in Chinese))

欢迎订阅《勘察科学技术》

《勘察科学技术》是由中勘冶金勘察设计研究院有限责任公司(原冶金勘察研究总院)主办的学术—技术类双月刊,是中国科技核心期刊、中国科学引文数据库来源期刊、中国核心期刊(遴选)数据库收录期刊、中国学术期刊综合评价数据库统计源期刊,多次被评为河北省优秀期刊。

《勘察科学技术》主要介绍岩土工程设计与施工、工程地质、环境地质、水文地质及地下水资源评价、工程测量及地理信息系统、工程物探、岩土测试、工程检测及地下管网探测等专业的科研成果、生产经验、工程实录以及新理论、新技术、新方法。

《勘察科学技术》内容丰富,理论结合实际,适于从事岩

土工程及勘察的广大科研、设计、施工、监理、教学的专业技术人员及高等院校学生阅读、收藏。

《勘察科学技术》国内外公开发行,双月刊,大16开本,双月20日出版。每期定价10.0元,全年60元。邮发代号18-153。全国各地邮局均可订阅,也可随时汇款到本编辑部订阅。

本刊兼营广告,价格适中,印制精良,注重实效。

欢迎广大读者投稿、订阅和广告惠顾。

地址:河北省保定市东风中路1285号《勘察科学技术》编辑部,邮编:071069。

Tel: 0312-3020887, 3094054; Fax: 0312-3034561。

E-mail: kckxjs@163.com。

(《勘察科学技术》编辑部 供稿)

DOI: 10.11779/CJGE202002017

热传导 CPT 探头的研发与应用

刘松玉, 郭易木, 张国柱, 周 游

(东南大学岩土工程研究所, 江苏 南京 210096)

摘 要: 土体热导率是能源地下工程、高压电线埋设、冻土路基等工程设计中的重要参数, 是评估土体换热性能及地下温度场计算的关键, 但目前缺乏有效的原位测试手段。基于瞬时线热源温度消散理论, 研发了可测试原位土体热导率的静力触探(CPT)探头。根据理论假设与现有 CPT 系统尺寸, 确定了探头具体长度、直径、内部构造、温度采集点位, 并提出相应测试步骤与热导率计算方法。利用 COMSOL 有限元分析软件对测试过程进行模拟验证, 结果表明探头实际传热符合线热源假定, 且计算方法适用于一般热导率土体。对于热导率较小(小于 $0.6 \text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$)土体, 需适当延长测试时间。现场应用表明, 土体原位热导率略高于取样土室内测试结果, 表明取样扰动可能降低土体导热性能, 最后对取样测试及工程设计提出改进建议。

关键词: 热传导探头; 土体; 热导率; 计算; 原位测试方法; 现场测试

中图分类号: TU 473.1

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)02-0354-08

作者简介: 刘松玉(1963—), 男, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事现代原位测试技术和特殊地基处理技术等方面的研究工作。E-mail: liusy@seu.edu.cn。

Development and application of heat conduction CPT probe

LIU Song-yu, GUO Yi-mu, ZHANG Guo-zhu, ZHOU You

(Institute of Geotechnical Engineering, Southeast University, Nanjing 210096, China)

Abstract: The thermal conductivity is the key parameter to the design of many projects, such as energy structures, high-voltage buried power cables and permafrost embankment, related to estimating the heat transfer capability and temperature field in the soil. However, at present there is no effective in-situ testing method. Based on the theory of instantaneous heat release along a line source, a heat conduction cone penetration test (CPT) probe for thermal conductivity evaluation of in-situ soil is developed. According to the theoretical assumptions and the sizes of CPT system, the length, diameter, internal structure and positions of the temperature sensors are introduced. Then, the corresponding test procedure and the method for thermal conductivity are proposed. The test process is simulated in COMSOL to verify the method, and the results validate that the actual heat transfer conforms to the line source theory. The interpretation method yields reasonable values within a general range of conductivities. For less conductive soil ($<0.6 \text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$), longer duration of heat dissipation may be required. The field test results show that the in-situ soil conductivity is higher than that from laboratory tests on undisturbed samples, indicating the sampling disturbance may be responsible for this reduction. Finally, some suggestions on laboratory thermal conductivity tests and engineering designs are given.

Key words: heat conduction probe; soil; thermal conductivity; calculation; in-situ test method; field test

0 引 言

土中的热传导一直是岩土工程领域的热点问题, 地下高压输电线设计^[1]、油气管道的埋设^[2]、核废料存储^[3]、冻结法施工^[4]以及冻土地基的承载力^[5]都与土中的传热过程密切相关。近年来, 浅层地温能开发中能源地下结构^[6](能源桩、地下连续墙等)的设计更是基于土体的传热能力。热导率作为研究土体传热过程中的关键参数, 直接影响了土体温度分布计算与土体换热能力评估。

现阶段土体热导率测试方法主要采用现场取样室内测试的手段, 分为瞬态法和稳态法^[7]。稳态法测试的基本原理是用仪器在土样两端施加一定的温差, 待土样内形成恒定的一维热流后, 测得其热流与温度梯度, 即可根据傅里叶定律计算热导率。但土体一般为三相体, 形成稳定的热流需要的时间较长(30~40

基金项目: 国家自然科学基金项目(51578146, 51778138); 江苏省研究生科研与实践创新计划项目(KYCX18_0106)

收稿日期: 2019-03-11

min), LOW 等^[8]的试验表明温度作用下土体内部的水分迁移和相伴的热固结^[9]会影响测试结果。瞬态法则主要为热探针法^[10], 已写入 ASTM^[11]、IEEE^[12]规范。其基本原理是用针状的探头插入土体, 之后施加一定的热流, 记录探针中温度随时间变化曲线, 并根据线热源理论公式, 反演土体热导率。该方法测试时间较短, 可以避免由加热引起的土体热物性变化, 能有效测量土样的热物性。但原位土体与室内土样的导热条件存在一定差异, 导致室内试验结果与实际情况不能完全相符。

室内试验^[10, 13-17]表明土体热导率与土类、颗粒分布、密度、孔隙率、含水率、矿物组成等有关。土体取样和运输过程中其密度、含水率都有可能受到扰动, 即使室内试验测量准确, 其热导率与原位土体可能还有差距。Abuel 等^[18]利用改造的固结仪测试了不同有效竖向压力下饱和 Bangkok clay 的热导率, 结果表明固结导致的孔隙率变化引起了土体热导率的显著变化, 100, 400 kPa 竖向压力下的热导率相差近 20%。因此, 取样造成的应力卸除可能造成室内测试结果偏小, 低估原位土体的换热能力, 造成工程设计的偏差。在工程原位进行土体热导率测试可以较好地表征土体的实际换热能力, 但现有的原位测试方法还较为有限。

ASHRAE 规范^[19]建议了用热响应试验测试原位土体热导率方法, 应用于地源热泵垂直埋管换热器的设计。其基本原理与热探针类似, 通过垂直插入预钻孔内的热交换管持续向地层以恒定功率放热, 用记录的流体温度变化计算地层热导率, 该方法钻孔深度在几十米到几百米不等^[20], 测试时间往往大于 50 h^[21], 成本较高, 且测试得到的是一个综合地层热导率, 不能精确反映不同土层换热能力的不均匀性, 造成埋管、能源地下结构的换热能力设计的不精确^[22]。目前有研究^[23]采用光纤对换热管内的温度进行分布式测量并用非线性回归法估计各土层的热导率分布, 但其

对测试设备与数据分析要求较高, 尚未得到广泛应用。热探针也有用于现场测试^[24]中的先例, 因为其尺寸较小易于折断, 且需须在现场预钻孔后再插入热探针进行测试, 此方法操作复杂, 测试深度有限, 仅能用于表层土。Akrouh^[25]利用温度消散与孔压消散的相似性, 记录 CPT 探头因贯入过程与土摩擦产生的过余温度及消散过程, 提出了测量原位土体热导率的经验公式, 在有限的测试场地证明有效, 摩擦产生的热量在探头内部的分布并不均匀, 此经验公式有其局限性。

综上, 现有室内测试热导率受取样影响较大, 而已有现场测试方法费时费力, 且不能反映热导率随土层、深度的变化。本文以瞬时线热源理论为基础, 提出一种通过外部热源加热 CPT 探头测试土体热导率的方法。通过理论分析确定相关设计参数, 用数值模拟验证了其在不同热导率土体中的可行性。并通过现场测试应用, 分析了原位测试与取样测试热导率结果的区别。

1 仪器原理与测试方法

1.1 仪器原理与构造

本文研发的热传导探头基于一种瞬态测试方法, 基本原理是在传统静力触探 (CPT) 探头的后部增加一加热模块 (图 1 左), 给土体施加一定时间的热流后监测其温度消散过程, 利用瞬时线热源理论公式对温度消散曲线进行分析, 即可得到测试深度处土体的导热系数。

由于理论公式假设热源是无限长的, 为减小实际传热模式与模型的误差, 因此需要设计探头具有较大的长径比。Blackwell^[26]的分析表明, 当长径比大于 30 时, 实心热探针由轴向传热引起的误差小于 0.12%。参考市场主流的热探针几何特征^[27-28]与国产 CPT 测试系统的尺寸要求, 最终确定加热模块高度为 100 cm, 其构造如图 1 所示。其中, 中空轴直径为 1.84 cm,

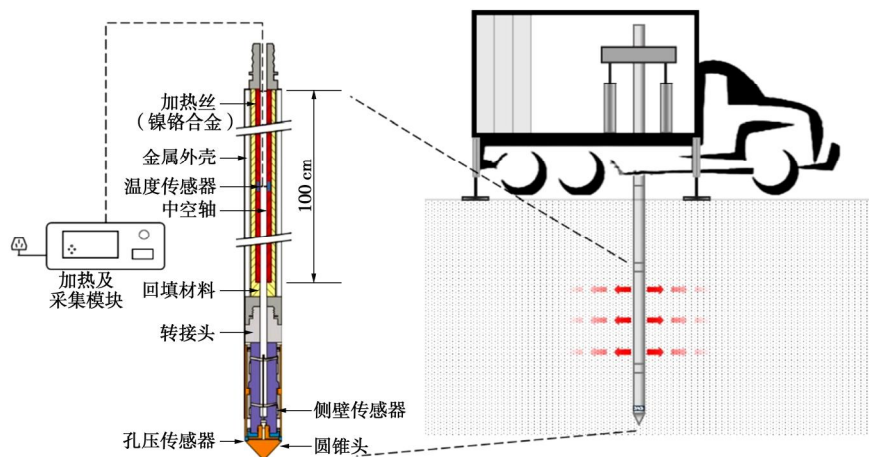


图 1 热传导 CPT 探头基本结构及测试原理

Fig. 1 Basic structure of heat conduction CPT probe and principle of tests

与国产探杆螺纹插线端内径相同, 加热片及温度传感器线路由其中引出; 中空轴外贴可均匀发热的镍铬合金加热片, 厚度为 1.5 mm。温度传感器嵌于此层, 位于加热片 50 cm 高处; 探头最外部为合金外壳, 能满足贯入过程中的硬度要求与导热性要求, 其外径为 44 mm, 内径为 25 mm; 外壳与加热片之间的缝隙用材料填充以增强换热。

1.2 热导率计算模型

瞬时无限长线热源模型^[29]是描述一个单位长度热量为 Q 的无限长线热源在无限大固体中瞬时释放后的温度响应规律。其解由瞬时点热源的温度场函数积分得到。

介质中的热传导微分方程为

$$\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} = \frac{1}{a} \frac{\partial T}{\partial t}, \quad (1)$$

式中, T 为任意一点的温度 ($^{\circ}\text{C}$); t 为传热时间 (s); $a = l / rc$ 为热扩散系数 (m^2/s); l 为介质热导率 ($\text{W}/(\text{m}\cdot\text{K})$); ρ 为介质密度 (kg/m^3); c 为介质比热容 ($\text{J}/(\text{kg}\cdot\text{K})$)。由傅里叶变换得到其解为

$$T = \frac{A}{8(\pi at)^{3/2}} e^{-[(x-x')^2 + (y-y')^2 + (z-z')^2]/4at}. \quad (2)$$

对式 (2) 从 $-\infty$ 到 $+\infty$ 积分可得整个域中所含热量 Q 为 Arc , 即式 (2) 表示无限大固体中在 x', y', z' 点处瞬时放出 Arc 的热量的温度场分布规律。

将式 (2) 右端乘 dz' 并在 $-\infty$ 到 $+\infty$ 积分可得

$$T = \frac{Q}{4(\pi lt)^{3/2}} e^{-[(x-x')^2 + (y-y')^2]/4at}. \quad (3)$$

T 表示单位长度热量为 Q 的无限长热源瞬时释放时的温度响应, 若热源位于坐标原点, 在极坐标下可写为

$$T(r, t) = T_0 + \frac{Q}{4\pi lt} e^{-\frac{crr^2}{4lt}}, \quad (4)$$

式中, r 为距离热源距离 (m), T_0 为初始温度 ($^{\circ}\text{C}$)。

对式 (4) 两端取对数得

$$\ln(T - T_0) = \ln\left(\frac{Q}{4\pi l}\right) - \ln t - \frac{crr^2}{4lt}. \quad (5)$$

当时间 t 很大而 r 很小的时候, 可以忽略式右边最后一项, 可得土体热导率可表示为

$$l = \frac{Q}{4\pi t(T - T_0)}. \quad (6)$$

用式 (6) 计算热导率需要介质的初始温度 T_0 , 它可在试验之前测得, 也可由温度完全消散的最终温度得到, 但因温度消散过程缓慢, 利用 Ghassan 等^[25]提出的双曲线公式 (7) 可以对已获得的温度消散曲线进行拟合并预测最终温度:

$$\Delta T = T_i - T = \frac{t}{d + et}, \quad (7)$$

式中, T_i 为温度消散起始点时的温度, e 为待定系数。当 $t \rightarrow +\infty$ 时, $\Delta T \rightarrow 1/e$, 因此,

$$T_0 = T_i - 1/e. \quad (8)$$

1.3 测试方法

测试方法与传统 CPT 测试类似, 将上述加热模块直接与刚性锥尖联接可以专用于仅热导率测试; 或通过转接头与传统 CPT 探头联接, 可同时测试土体贯入参数与热导率。测试时, 利用 CPT 贯入装置, 将热探头贯入至待测土体深度后, 开始以 200 W 的恒定功率向周围土体加热 120 s 之后, 停止加热, 此时刻为温度消散起始点, 并持续记录温度随时间变化至 1000 s。将得到的温度曲线消散段用式 (7) 拟合, 再代入 (6) 中进行计算, 即可得到土体热导率。

2 探头传热分析及计算方法验证

由于上述理论分析及相应测试方法是基于理想的瞬时线热源假设提出的, 即使设计探头尺寸与构造已使其传热过程接近于理论模型, 对所提测试方法的可行性验证还需考虑以下两方面影响: ①测试过程中前 120 s 为主动加热段, 探头与土之间有少部分热量传递, 释放的热量对土体原先温度场可能造成了一定扰动; ②热传导 CPT 探头后接探杆及锥尖位置的热传导方向并非完全径向, 可能高估热消散阶段总放热量 Q 。为此, 本文利用数值模拟对设计测试过程进行仿真计算, 评估以上因素对测试结果的影响, 并验证所提方法的可行性。采用数值分析软件 COMSOL 根据探头结构与土中热传导特性, 建立二维轴对称模型 (图 2) 对测试过程进行热传导分析。

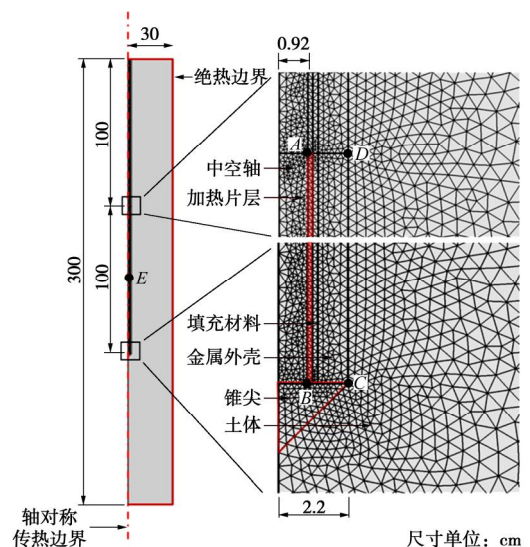


图 2 原位热物性测试数值模型

Fig. 2 Numerical model for in-situ thermal conductivity tests

2.1 几何模型及边界条件

为排除计算边界对探头传热过程的影响, 根据测试时间及加热功率, 选取长 300 cm, 宽 30 cm 的土层为计算区域, 如图 2 所示。采用固体传热模块, 基于 1.1 节中的尺寸设计, 建立热传导 CPT 探头后接一节探杆置于土中的几何模型。因热探头释放的热量相对较小, 其轴向热传递影响范围较为有限, 当加热片位于锥尖后的第一节内时, 共建立两节探杆即可代表任意深度中的传热情况。探头长度相对于土层厚度较小, 假设其周围土体均匀, 热物性不变。

根据探头几何特征与土中热传导特点, 选取计算域左边为轴对称传热边界, 其他边界为绝热边界。整体模型初始温度设为 20℃。探头整体与周围土体接触良好, 忽略其接触热阻。

2.2 模型参数及测试工况

模型所用材料物理参数表 1 所示, 其中加热片、回填材料和金属外壳材料参数由生产厂家提供, 土体参数选取为现场土样代表值。通过第一节内加热片层 (即图 2 中标红网格区域) 向探头及周围土体放热。其加热功率设置为分段函数, 在 0~120 s 体加热功率为 200 W, 120~1000 s 功率变为 0 W。在加热片的中心 (图 2 中 E 点) 位置放置点探针, 记录探头中部的温度变化曲线; 在加热模块周围的边界 AB、BC、CD、DA 上设置热流轴对称面积积分, 研究探头轴向与径向热流分布。

表 1 模型热物性参数表

Table 1 Summary of thermal properties of numerical model			
材料	热导率 $/(W\dot{m}^{-1}\dot{K}^{-1})$	比热容 $/(J\dot{kg}^{-1}\dot{K})$	密度 $/(kg\dot{m}^{-3})$
空气	0.026	1015	1.16
加热片	24.2	869	2548
回填材料	0.23	1050	2200
金属外壳	46	900	2700
土体	—	900	2000

注: 研究对土体进行参数化扫描研究, 每组热导率间隔为 0.3 W/(m·K), 范围为 0.6~2.7 W/(m·K)。

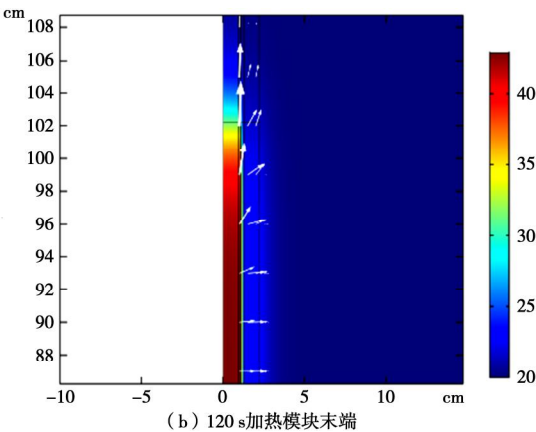
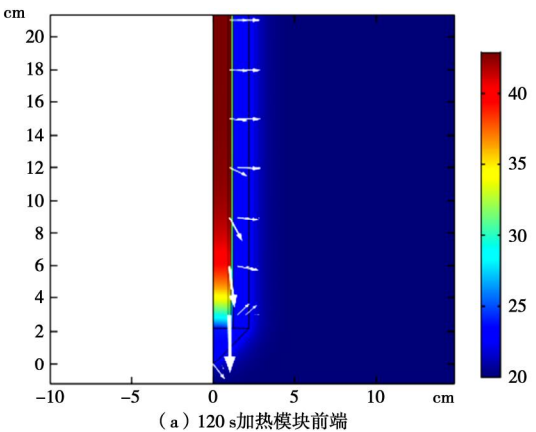
2.3 计算结果及分析

(1) 温度场发展及热流传递规律

图 3 给出了土体热导率为 1.8 W/(m·K) 时测试过程中典型时刻加热模块前端与末端的温度分布, 其中白色箭头的长度与方向表示热通量的相对大小与方向。图 3 (a), (b) 表明: 加热过程结束时刻 (120 s), 热量还主要存在于探头金属外壳之内, 对周围土体温度场的影响范围较小, 约 5 mm。热探头内部热量主要集中于加热片。加热片上下两端有着较为明显的轴向热流 (图上箭头所示)。这是由于与其相接的锥尖和探杆都有较好的导热性能, 且加热片短时发热造成了较大的温度差, 增强了轴向传热。但轴向传热在探头中部 (10~95 cm) 处已不再显著, 基本以径向传热为主。

图 3 (c) ~ (f) 表示加热片温度随时间急剧下降, 热探头内部的温度场趋于均匀。热流箭头的方向分布表明: 随着时间的增长, 探头两端的轴向传热区域有一定的扩展, 但此轴向传热主要存在于金属外壳内部。而外壳外部与土体接触的区域, 温度传递仍以径向为主。整体上, 200, 500 s 时刻热探头内部的温度有显著下降, 加热片与其周围介质的温度差也显著下降, 轴向传递的能量较少。

图 4 展示了图 2 中 ABCD 区域各边界在整个传热过程中的热流功率与累计热流量。虽然加热片发热功率一定, 但由于其有一定热熔和上述端部传热存在, CD 边向外侧传递的热流功率并未达到加热功率, 停止加热后, 加热片继续向外放热, 但功率显著下降。其余边界也有热流出, BC、DA 边界因长度远小于 CD, 其通量远小于 CD 边。而 AB 边外侧为热熔较小的空气, 且临近轴对称换热边界, 其换热量也远小于 CD 边。图 4 虚线统计了各边界的累计热流量占比, 热流主要从 CD 边流出, 占 99.7 %。因此, 本研究探头的实际传热基本符合线热源假设, 端部传热效应并不显著。



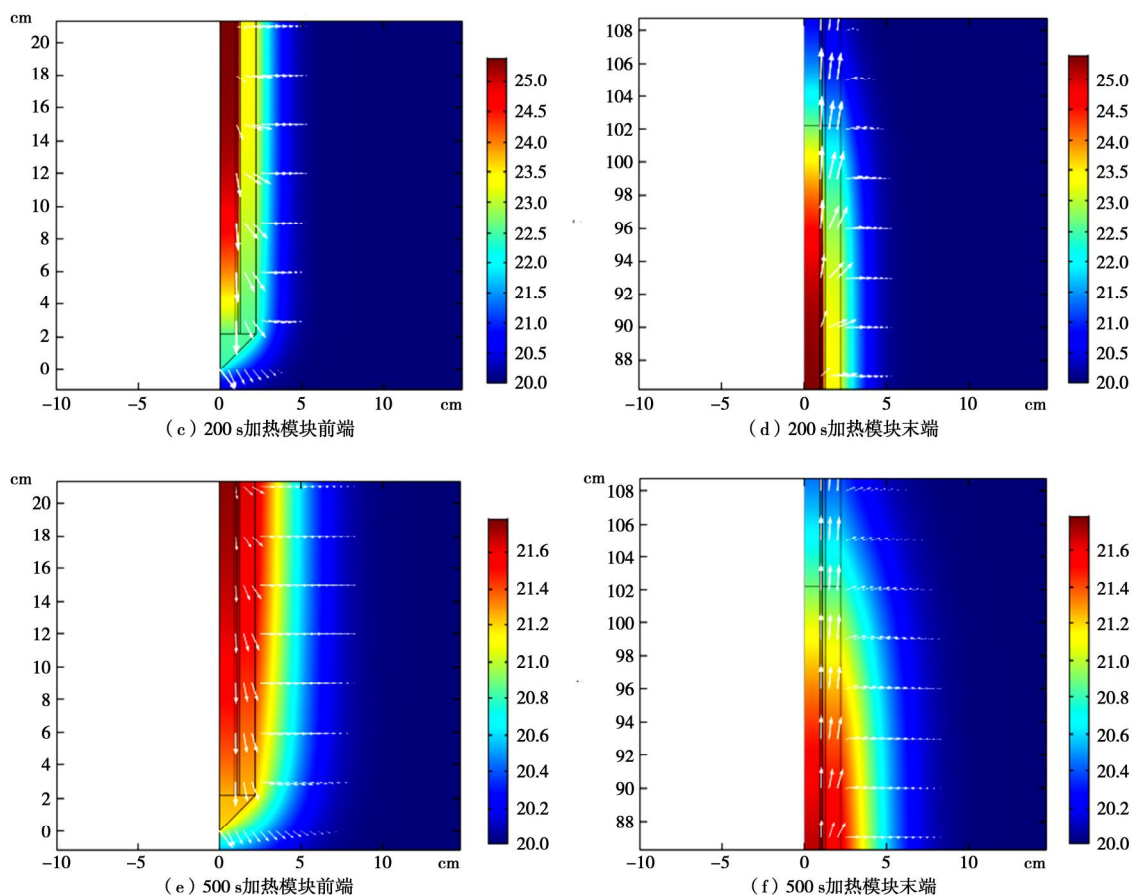


图 3 典型测试温度场与热流场分布云图 (土体热导率 $1.8 \text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$)

Fig. 3 Distribution of temperature fields and heat flows of a typical test in $1.8 \text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$ soil

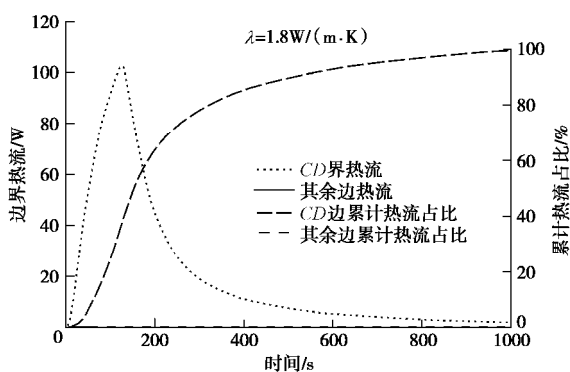


图 4 探头各边界热流分布变化

Fig. 4 Variation of heat flows through each boundary of probe

(2) 土体热导率参数求解

图 5 给出了土体热导率 $1.8 \text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$ 时 E 点记录的温度变化曲线, 其温度在 120 s 时达到峰值之后下降。利用消散段曲线, 根据式 (7) 进行参数拟合, 从而得到拟合的温度消散曲线 (图 5 中虚线), 拟合效果较好。消散至 1000 s 时, E 点温度为 21°C , 而选用拟合参数 d 为 1.23 , e 为 0.0438 , 根据公式 (8) 可得拟合地温为 20.13°C 。以 120 s 为起点, 依据式 (6) 即可计算土体热导率随时间的变化, 如图 6 所示。可以看出, 在开始消散时, 反演热导率高估了真实值, 是

因为式 (6) 的计算值是由式 (5) 去掉最后一项近似得到。因此, 在温度消散初期即 t 较小时, 忽略式 (5) 末项高估了 l 值。而随着时间增长, 此项对热导率计算的影响逐渐消失, 计算热导率趋于定值, 最终在 1000 s 时, 由拟合曲线求得的土体热导率为 $1.73 \text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$ 。

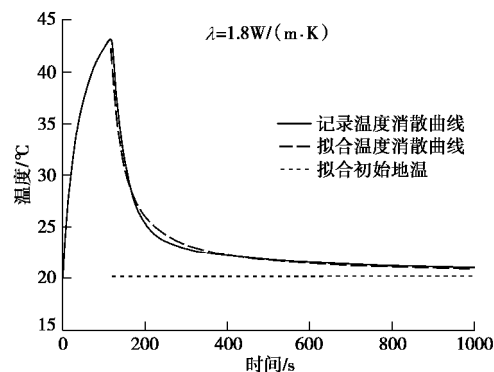


图 5 拟合温度消散与初始地温

Fig. 5 Fitted temperature dissipation and initial ground temperature

图 6 还展示了若用原消散曲线和初始地温反演得到的土体热导率, 其主要趋势与拟合曲线一致, 但最终求得土体热导率为 $1.53 \text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$, 比真实值偏小。

这是由于本探头在消散开始前的加热段, 一部分热量先行扩散进入周围土体, 对初始地温场造成扰动, 温度有所升高。在此条件下, 消散过程的实际温度比理论假设略高, 因此式 (6) 中 T 值偏大, 造成了计算热导率偏小。而拟合方法有效地抵偿了前期热流引起的误差, 求得近似真实值的土体热导率。

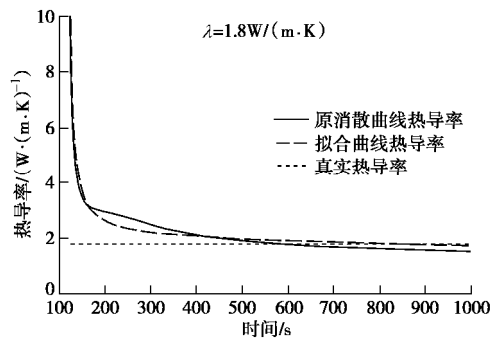


图 6 土体热导率计算

Fig. 6 Calculated results of thermal conductivity of soil

表 2 总结了土体热导率在 $0.6\sim2.7\text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$ 范围内的拟合消散与原消散曲线反演的土体热导率及相对误差。结果表明, 拟合法在热导率为 $0.9\sim2.7\text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$ 的土中效果较好, 最大误差 11%, 而测试低热导率土体时 (不大于 $0.6\text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$), 本文方法计算结果偏高; 原消散曲线计算值在热导率低于 $1.2\text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$ 时偏高, 高于此值时偏低。这是由于热导率 λ 较低时, 公式 (5) 中最后一项偏大, 因此需要更长的消散时间 t 来使公式 (6) 的近似成立, 因此计算结果高于真实值。在热导率较低时, 两种方法均产生了一定误差, 且因真实值较小, 相对误差较大。

表 2 参数化扫描结果

Table 2 Summary of parametric sweep results

土体热导率 $/(\text{W}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{K}^{-1})$	拟合消散热导率 $/(\text{W}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{K}^{-1})$	误差 /%	原消散热导率 $/(\text{W}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{K}^{-1})$	误差 /%
0.6	0.85	42	0.89	48
0.9	1.00	11	1.02	13
1.2	1.21	1	1.20	0
1.5	1.46	-2	1.37	-9
1.8	1.73	-4	1.53	-15
2.1	2.05	-2	1.70	-19
2.4	2.37	-1	1.85	-23
2.7	2.79	3	2.00	-26

注: 误差为 (拟合值-真实值)/真实值, +表示高估, -表示低估。

若延长观测的消散时间, 即使增大 t 来消除因 l 较小引起的误差, 其结果如图 7 所示。可以看出, 计算热导率随消散时间增长不断接近于真实值, 但在 1000 s 处还有较大误差, 在 2000 s 处其值 $0.572\text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$ 才可作为反演的热导率结果。因此, 本方法在导热性较差的土体中, 需要更长的测试时间, 或者提出改进的反算方法才能兼顾测试效率与准确度。

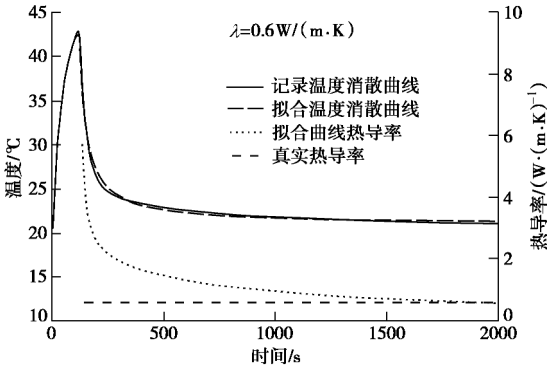


图 7 温度消散 2000 s 曲线与热导率计算 (真实值 $0.6\text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$)

Fig. 7 Temperature dissipation for 2000 s and calculated thermal conductivity of soil (true value $0.6\text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$)

3 现场测试对比分析

3.1 场地描述及测试

依照上述对探头的设计思路, 研发的热传导 CPT 探头及加热装置和数据采集仪如图 8 (左) 所示。热传导探头后端尺寸与国产 CPT 探杆尺寸一致, 可共用连接杆, 并可安装于通用 CPT 测试贯入设备及车辆。采用东南大学岩土工程研究所引进的美国 Vertek-Hogentogler 贯入装置进行热传导 CPT 探头原位试验 (图 8 (右)), 场地位于南京东南大学九龙湖校区的试验基地。

根据场地工程勘察报告, 场地位于秦淮河漫滩地貌单元上, 地形平坦, 地下水深 1.0 m 左右, 其迳流缓慢。地表以下 2.9 m 为杂填土, 2.9~4.3 m 为黏土, 4.3~11.5 m 为一层较厚的淤泥质粉质黏土层。粉质黏土层分布较为均匀, 且渗透性较差, 可以排除地下水渗流对探头传热的影响, 选作为现场测试层。对该测试土层取 3 个原位土样, 用 DZDR-S 型瞬态平面热源导热仪进行热物性室内测试, 测得土样平均热导率 l_t 为 $1.15\text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$ 。

热探头贯入操作按照传统 CPT 的操作要求进行, 探头以 2 cm/s 的速度均匀贯入探头至 5.3 m 深处土体。待温度读数稳定, 记录初始值为 20.4°C , 随后开始加热测试。

3.2 测试结果分析

现场土体温度升高和消散的测试与拟合曲线如图 9 所示, 拟合曲线与实际消散曲线重合较好, 能较好地反映实际温度消散规律。

图 10 对比了现场/拟合消散曲线所计算的热导率值与取样测试值的关系。原曲线与拟合曲线计算热导率值在 1000 s 时分别稳定在 $1.03\text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$ 与 $1.28\text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$ 。

消散前的加热段对初始地温场产生了一定扰动, 造成原消散曲线计算值小于室内测试值, 与 2.3 节中



图 8 热传导 CPT 测试系统与现场测试

Fig. 8 Heat conduction CPT probe system and field application

数值模拟分析规律一致。拟合法算得的热导率较高,比室内测试值 λ_L 高 11%, 这可能说明取样测试法低估了土体实际的换热能力。事实上, 原位土体因受到上覆土压力作用, 未经扰动时密度较大, 其孔隙比较小, 土颗粒接触紧密, 有利于热量传递; 土体取样与室内热导率测试过程中经历应力卸载与扰动导致水分散失, 可能造成土体换热能力下降, 从而造成了原位测试值略高于室内试验结果。

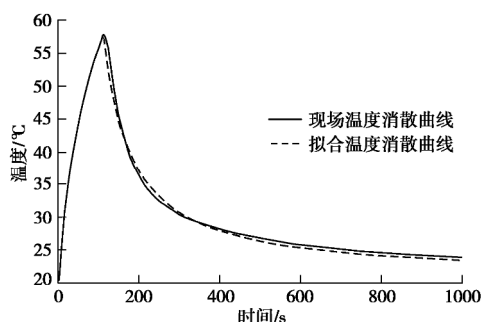


图 9 现场测试与拟合温度消散曲线

Fig. 9 In-situ test and fitted temperature dissipation

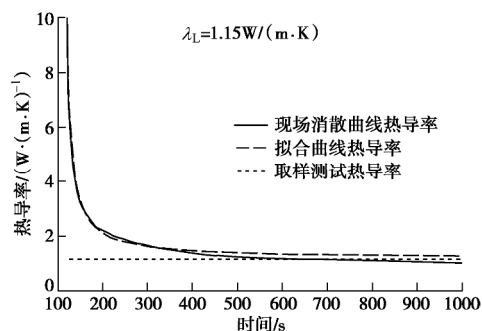


图 10 现场土体热导率计算

Fig. 10 Calculation of thermal conductivity of in-situ soil

4 结 论

根据目前工程领域对原位土体换热性能评估的需求, 研发了一种热传导 CPT 探头及配套的测试方法, 试验分析得到以下 3 点结论。

(1) 瞬时线热源理论是热传导 CPT 的理论基础,

它准确地描述探头温度消散与周围土体热导率之间的关系。根据该理论分析设计了探头具体尺寸参数, 确定了先施加热流后观测温度消散的测试方法, 给出了土体原位热导率计算方法。

(2) 对探头测试过程及热导率计算进行数值模拟验证, 表明探头传热符合线热源理论假定, 验证了热传导 CPT 测试方法在大部分土体中 (大于 $0.6 \text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$) 的有效性。对于热导率较低的土体, 由简化的理论公式求得热导率将高于真实值, 采用适当延长温度消散记录时间可有效提高测试精度。

(3) 现场测试与室内取样测试结果对比发现, 原位土体热导率略高于室内测试值, 说明取样扰动会降低土体换热性能, 与现有研究成果相吻合。本文提出的热传导 CPT 测试技术, 具有理论完善, 测试准确, 高效经济等特点, 可在能源地下结构、地下管道等工程的土体热传导原位测试中推广应用。

参考文献:

- [1] BRANDON T, MITCHELL J, CAMERON J. Thermal instability in buried cable backfills[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1989, **115**(1): 38 - 55.
- [2] SLEGEL D L, DAVIS L. Transient heat and mass transfer in soils in the vicinity of heated porous pipes[J]. Journal of Heat Transfer, 1977, **99**(4): 541 - 546.
- [3] 白 冰, 赵成刚. 温度对黏性土介质力学特性的影响 [J]. 岩土力学, 2003, **24**(4): 533 - 537. (BAI Bing, ZHAO Cheng-gang. Temperature effects on mechanical characteristics of clay soils[J]. Rock and Soil Mechanics, 2003, **24**(4): 533 - 537. (in Chinese))
- [4] LACKNER R, AMON A, LAGGER H. Artificial ground freezing of fully saturated soil: thermal problem[J]. Journal of Engineering Mechanics, 2005, **131**(2): 211 - 220.
- [5] 商允虎, 牛富俊, 刘明浩, 等. 多年冻土区桥梁工程桩基础服役期温度场研究 [J]. 岩石力学与工程学报, 2017,

- 36(9): 2313 – 2323. (SHANG Yun-hui, NIU Fu-jun, LIU Ming-hao, et al. Long-term effect of a pile foundation on ground temperatures in permafrost regions[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2017, 36(9): 2313 – 2323. (in Chinese))
- [6] BRANDL H. Energy foundations and other thermo-active ground structures[J]. *Géotechnique*, 2006, 56(2): 81 – 122.
- [7] FAROUKI O T. Thermal Properties of Soils, CRREL Monograph 81-1[R]. New Hampshire: U. S. Army Cold Regions Research and Engineering Laboratory Hanover, 1981.
- [8] LOW J E, LOVERIDGE F A, POWRIE W, et al. A comparison of laboratory and in situ methods to determine soil thermal conductivity for energy foundations and other ground heat exchanger applications[J]. *Acta Geotechnica*, 2015, 10(2): 209 – 218.
- [9] 郭志光, 白冰. 描述饱和土热固结过程的一个非线性模型及数值分析 [J]. 岩土工程学报, 2018, 40(11): 2061 – 2067. (GUO Zhi-guang, BAI Bing. Nonlinear model and numerical simulation of thermal consolidation process of saturated soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, 40(11): 2061 – 2067. (in Chinese))
- [10] BRANDON T, MITCHELL J. Factors influencing thermal resistivity of sands[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1989, 115(12): 1683 – 1698.
- [11] ASTM. D5334-14: Standard Test Method for Determination of Thermal Conductivity of Soil and Soft Rock by Thermal Needle Probe Procedure[S]. West Conshohocken, PA, USA: ASTM International. 2014.
- [12] IEEE Std 442-1981 IEEE Guide for Soil Thermal Resistivity Measurements[S]. New York: Institute of Electrical and Electronics Engineers, 1981.
- [13] GANGADHARA RAO M, SINGH D. A generalized relationship to estimate thermal resistivity of soils [J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1999, 36(4): 767 – 773.
- [14] ABU-HAMDEH N H, REEDER R C. Soil thermal conductivity effects of density, moisture, salt concentration, and organic matter[J]. *Soil Science Society of America Journal*, 2000, 64: 1285 – 1290.
- [15] SINGH D N, DEVID K. Generalized relationships for estimating soil thermal resistivity[J]. *Experimental Thermal and Fluid Science*, 2000, 22(3): 133 – 143.
- [16] 肖琳, 李晓昭, 赵晓豹, 等. 含水量与孔隙率对土体热导率影响的室内实验 [J]. 解放军理工大学学报(自然科学版), 2008, 9(3): 241 – 247. (XIAO Lin, LI Xiao-zhao, ZHAO Xiao-bao, et al. Laboratory on influences of moisture content and porosity on thermal conductivity of soils [J]. *Journal of PLA University of Science and Technology*, 2008, 9(3): 241 – 247. (in Chinese))
- [17] BARRY-MACAULAY D, BOUAZZA A, SINGH R M, et al. Thermal conductivity of soils and rocks from the Melbourne (Australia) region[J]. *Engineering Geology*, 2013, 164: 131 – 138.
- [18] ABUEL-NAGA H, BERGADO D, BOUAZZA A. Thermal conductivity evolution of saturated clay under consolidation process[J]. *International Journal of Geomechanics*, 2008, 8(2): 114 – 122.
- [19] ASHRAE, Methods for determining soil and rock formation thermal properties from short-term field tests, ASHRAE Research Summary 1118-TRP[R]. American Society of Heating, Refrigerating and Air-Conditioning Engineers, 2002.
- [20] SANNER B, HELLSTR M G, SPITLER J, et al. Thermal response test—current status and world-wide application[C]// *Proceedings of the World Geothermal Congress*. Antalya, Turkey, 2005: 1 – 9.
- [21] ZHANG C, GUO Z, LIU Y, et al. A review on thermal response test of ground-coupled heat pump systems[J]. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 2014, 40: 851 – 867.
- [22] DENG Y, FEDLER C. Multi-layered soil effects on vertical ground-coupled heat pump design[J]. *Transactions of the ASAE*, 1992, 35(2): 687 – 694.
- [23] FUJII H, OKUBO H, NISHI K, et al. An improved thermal response test for U-tube ground heat exchanger based on optical fiber thermometers[J]. *Geothermics*, 2009, 38(4): 399 – 406.
- [24] EWEN J, THOMAS H R. The thermal probe—measurement of the thermal conductivity and drying rate of soil in the field[J]. *Geotechnical Testing Journal*, 1992, 15(3): 256 – 263.
- [25] AKROUCH G A, BRIAUD J-L, SANCHEZ M, et al. Thermal cone test to determine soil thermal properties[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2015, 142(3): 04015085.
- [26] BLACKWELL J. The axial-flow error in the thermal-conductivity probe[J]. *Canadian Journal of Physics*, 1956, 34(4): 412 – 417.
- [27] Hukseflux Inc. Hukseflux Thermal Sensors. MTN01 Manual[M]. Cersion 1008. The Netherlands, Delft: Hukseflux Inc., 2003.
- [28] Decagon Devices, Inc. KD2 Pro Thermal Properties Analyzer Operator's Manual[M]. Version 5. Pullman, Washington: Decagon Devices, Inc., 2008.
- [29] CARSLAW H S, JAEGER J C. *Conduction of Heat in Solids*[M]. 2nd ed. Oxford: Clarendon Press, 1959.

DOI: 10.11779/CJGE202002018

有限土体下考虑土拱效应的非极限主动土压力解

徐日庆^{1, 2}, 徐叶斌^{1, 2}, 程康^{1, 2}, 冯苏阳^{1, 2}, 申硕^{1, 2}

(1. 浙江大学滨海和城市岩土工程研究中心, 浙江 杭州 310058; 2. 浙江省城市地下空间开发工程技术研究中心, 浙江 杭州 310058)

摘要: 以挡土墙后有限范围黏土为研究对象, 考虑非极限状态下的土拱效应, 并采用塑性上限理论求得的破裂面夹角和多滑裂面假设得到的侧向土压力系数变化规律, 推导了有限土体的主动土压力解析式, 该公式也可退化为半无限宽度的主动土压力公式。与模型试验相比, 所提理论解与试验值取得了较好的一致性, 证明了解析解的合理性。进一步参数分析表明: 破裂面夹角随土体内摩擦角 j 呈线性增长; 随有限土体宽高比 B/H 减小而小幅增加; 与地下室挡墙外摩擦角和内摩擦角的比值 a/j 呈正相关, 而与基坑挡土墙外摩擦角和内摩擦角的比值 d/j 呈负相关; 在 a/j 大于或略小于 d/j 时, 破裂面夹角随位移比 h 单调增加, 而当 a/j 远小于 d/j 时, 破裂面夹角随 h 增加先增大后减小。主动土压力随 B/H 减小而单调降低, 其分布由子弹形逐渐转变为钟形; 主动土压力值与 d/j 、 a/j 和 j 都呈负相关, 且随 d/j 与 j 的增加非线性逐渐增强。

关键词: 有限黏土; 主动土压力; 土拱效应; 非极限状态

中图分类号: TU472

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)02-0362-10

作者简介: 徐日庆(1962—), 男, 博士后, 教授, 主要从事岩土工程方面的教学和科研工作。E-mail: xurq@zju.edu.cn。

Method to calculate active earth pressure considering soil arching effect under nonlimit state of clay

XU Ri-qing^{1, 2}, XU Ye-bin^{1, 2}, CHENG Kang^{1, 2}, FENG Su-yang^{1, 2}, SHEN Shuo^{1, 2}

(1. Research Center of Coastal and Urban Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China; 2. Zhejiang

Provincial Engineering Technical Center of Urban Underground Space, Hangzhou 310058, China)

Abstract: By taking the limited range of clay behind the retaining wall as the research object, considering soil arching effect under non-limit state, and adopting the angle of the fracture surface obtained by the plastic upper limit theory and the variation law of lateral earth pressure coefficient obtained by hypothesis of multiple slip surfaces, an analytical formula for the active earth pressure of finite soil is derived. The expression can also be reduced to the formula for the active earth pressure with half-infinite width. Compared with that of the model test, the proposed theoretical solution is in preferably consistency with the experimental value. So the rationality of the analytical solution is proved. Further parameter analysis shows that the angle of the rupture surface increases linearly with the friction angle of the soil. The angle of the rupture surface increases slightly as the aspect ratio of the limited soil B/H decreases. The angle of the rupture surface and the ratio of the outer friction angle of the basement retaining wall to the inner friction angle a/j are positively correlated. The angle of the rupture surface and the ratio of the outer friction angle of the foundation pit retaining wall to the inner friction angle d/j are negatively correlated. When a/j is greater than or slightly less than d/j , the angle of the rupture surface increases monotonically with the displacement ratio h . And when a/j is much smaller than d/j , the angle of the rupture surface increases first and then decreases with the increase of h . The active earth pressure decreases monotonously with the reduction of B/H , and its distribution gradually changes from bullet shape to bell shape. The value of active earth pressure is negatively correlated with d/j , a/j and j , and the nonlinearity of active earth pressure curve gradually increases with the increase of d/j and j .

Key words: finite clay; active earth pressure; soil arching effect; nonlimit state

0 引言

近年来, 随着城市地下空间的蓬勃发展, 地下建筑物日益密集, 基坑挡土墙后土体往往并不能满足半无限土体的条件。相比于半无限土体, 有限宽度土

基金项目: 国家自然科学基金项目(41672264); 浙江省重点研发计划项目(2019C03103); 中央高校基本科研业务费专项资金项目(2019QNA4041)

收稿日期: 2019-02-21

体对基坑挡土墙的主动土压力会偏小许多^[1-8],因此有必要对有限宽度土体主动土压力进行深入研究,以建立更完善的有限主动土压力理论,用以指导相关的基坑工程挡土墙设计。

在实际工程中,基坑挡土墙的位移往往未达到主动极限状态,土体的内外摩擦角未能完全发挥,直接采用极限状态参数并不合理。卢坤林等^[9]、胡俊强等^[10]、徐日庆等^[11]通过引入土体内摩擦角和黏聚力与墙体位移比的变化关系,分别建立了半无限土体下砂性土与黏性土的非极限主动土压力计算方法,能够较好地反映挡土墙后的主动土压力值。为了考虑土体单元应力偏转的影响,引入土拱效应对于求解土压力具有重要意义,1936年 Terzaghi^[12]通过活动门试验首次证明了土拱效应的存在。土拱效应是土体在自重与荷载作用下产生不均匀变形,而使得一定范围内土体出现应力重分布的土体内部作用。涂兵雄等^[13]通过考虑土拱效应的影响,推导了半无限条件下黏性土的主动土压力解,使得土压力计算方法与实际情况更为相符,但其假定破裂面夹角为 $45^\circ + j/2$ 这一固定值,具有一定的局限性。

针对挡土墙后有限土体的主动土压力,目前已有数位学者进行了相关研究。高印立等^[1]基于土的塑性上限理论求解破裂面夹角,并分析了有限土压力解与朗肯土压力解的差异,但其忽略了墙土接触处与滑裂面处的摩擦力与黏聚力。杨明辉等^[3]对平动刚性挡墙后砂土破坏模式进行了试验,结果表明:土体滑裂面随宽度增加而外移,之后趋于稳定,稳定后的滑裂面仍位于库仑滑裂面内侧。王闰超等^[4]采用薄层单元法推导了无黏性土的有限土压力计算公式,与数值计算结果取得了较好地一致性,分析表明土体极限破裂角与参数有关,但其未考虑土拱效应的影响。赵琦等^[5]基于主应力旋转概念求解了侧向土压力系数,由此推导出有限土体主动土压力解,但其认为侧向土压力系数与土体宽高比无关,存在一定的不合理性。应宏伟等^[6-8]通过 ABAQUS 对有限宽度土体进行研究,结果表明随着土体宽高比的减小,其内部将形成多道滑裂面,且侧向土压力系数将随土体宽度的增大而增大,并逐渐趋于稳定,但其未考虑非极限状态与土拱效应的影响。

通过上述讨论可知目前关于临近地下室的主动土压力计算公式仍存在不足,有待于进一步的研究。本文在前人研究的基础上,以平动挡土墙后有限范围黏土为研究对象,考虑非极限状态下土拱效应的影响,并采用基于土的塑性上限理论得出的破裂面夹角,通过将有限土体分为两个分离体进行薄层单元受力分析,得到了有限土体的主动土压力解析式。与半无限

土体和有限土体土压力试验结果对比,本文解均能较好地反映实际结果,进一步分析相关参数变化对破裂面夹角与主动土压力的影响,可为相关工程设计提供一定参考。

1 有限土体主动土压力推导

由于研究对象为基坑挡土墙后的有限土体(图1),则应有土体破裂面与地下室挡墙交点到地面的距离 $h > 0$, 其值为

$$h = H - B \tan b \quad (1)$$

式中 B 为有限土体宽度; H 为基坑挡土墙高度; b 为土体破裂面与水平面夹角; H_0 为地下室挡墙高度。

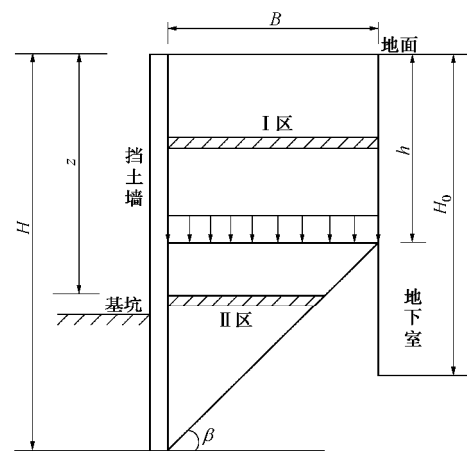


图1 挡土墙后有限土体示意图

Fig. 1 Schematic diagram of finite soil behind retaining wall

墙后有限土体的楔形滑裂体可分为I区(矩形)与II区(三角形)两个分离体进行分析。对于I区,其薄层单元宽度固定为 B ; 对于II区,土体薄层单元宽度为 $B_z = (H - z) \cot b$ 。当 $h = 0$ 时,墙后土体只有II区,即与半无限土体相同。

为了简化理论推导,可作如下假设:①墙后黏土为单一土层,其黏聚力和内摩擦角分别为 c 与 j ; ②地下室挡墙不产生位移,基坑挡土墙位移模式为平动,其水平位移设为 S_z ; ③墙后黏土及黏土与墙背间的抗剪强度满足莫尔-库仑准则,基坑挡土墙和地下室挡墙与土体之间的外摩擦角分别设为 d 和 a ; ④假定墙土黏聚力与内外摩擦角的规律相同,即挡土墙与土体的黏聚力为 $c_w = c \tan d / \tan j$,地下室与土体的黏聚力为 $c_d = c \tan a / \tan j$; ⑤墙顶土体与挡土墙在同一水平线上,且上部附加荷载均匀分布,设为 q_0 ; ⑥墙后破裂面与地下室外墙相接,即有 $H_0 > h$; ⑦墙后黏土的土拱为小主应力拱,土拱形状为圆弧形; ⑧不考虑土体薄层单元的层间剪应力。

1.1 非极限状态下的内摩擦角与黏聚力

非极限状态是指挡土墙产生位移而使其后土体的

$$\begin{aligned}\bar{s}'_{vm} &= \frac{V'_m}{B_z} = \int_{l_{AB}} dV'_m / B_z \\ &= \frac{1}{B_z} \int_{q_{Am}}^{q_{Cm}} (\sin^2 q + K_{am} \cos^2 q) s'_{1m} R \sin q dq \\ &= s'_{1m} \left[1 + \frac{\cos^3 q_{Am} - \cos^3 q_{Cm}}{3(\cos q_{Am} - \cos q_{Cm})} (K_{am} - 1) \right] \quad (15)\end{aligned}$$

则侧向土压力系数 K_{awnm2} 为

$$\begin{aligned}K_{awnm2} &= \frac{s_{wm}}{\bar{s}_{vm}} = \frac{s'_{wm} - s_{0m}}{s'_{vm} - s_{0m}} \\ &= \frac{(\cos^2 q_{Am} + K_{am} \sin^2 q_{Am}) - \frac{c_m}{(gz + q_0) \tan j_m + c_m}}{1 + \frac{\cos^3 q_{Am} - \cos^3 q_{Cm}}{3(\cos q_{Am} - \cos q_{Cm})} (K_{am} - 1) - \frac{c_m}{(gz + q_0) \tan j_m + c_m}} \quad (16)\end{aligned}$$

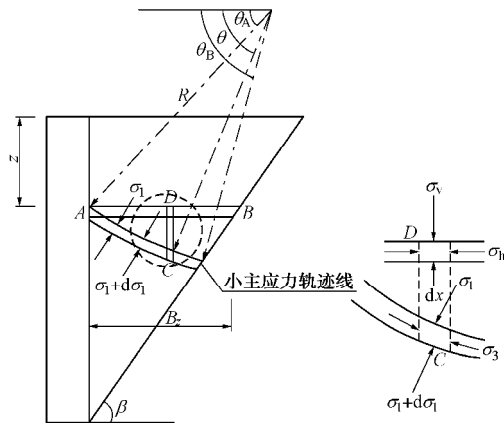


图4 有限土体下Ⅱ区小主应力轨迹线示意图

Fig. 4 Schematic diagram of minor principal stress trajectory in triangular area under finite soil

1.3 破裂面角与被动土压力增强系数

对于破裂面角与被动土压力系数, 本文参照应宏伟等^[6-7]文中的方法, 假定有限宽度土体将会出现多道潜在滑裂面, 其计算模型如上图5所示。

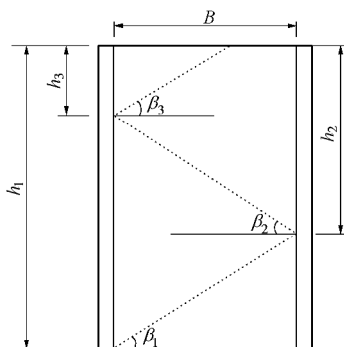


图5 计算模型示意图

Fig. 5 Schematic diagram of model

当基坑挡土墙后为半无限土体时, 仅有一道滑裂面, 即满足

$$n_1 = \frac{B}{h_1} \geq n_c = \cot b_c \quad (17)$$

记 b_1 为第一道滑裂面夹角, 作用在 h_1 上的被动土压力合力为 F_1 , 相应的主动土压力系数为 K_1 。按照经典库仑理论, 使主动土压力系数 K_1 达到极小值 K_c 的滑裂面角 b_1 即为库仑滑裂面角 b_c , 其中 K_c 与 b_c 分别为

$$K_c = \frac{\cos^2 j}{\cos d [1 + \sqrt{\sin j \sin(d + j) / \cos d}]^2} \quad (18)$$

$$b_c = \arctan \left[\sqrt{\frac{\tan j}{\tan(j + d)} + \tan^2 j} + \tan j \right] \quad (19)$$

当土体宽高比减小刚进入有限土体时, 将产生第二道滑裂面, 此时满足

$$n_2 = \frac{B}{h_2} \geq n_c = \cot b_c \quad (20)$$

记 b_2 为第二道滑裂面夹角, 作用在 h_2 上的主动土压力合力为 F_2 , 相应的主动土压力系数为 K_2 。

取梯形滑裂体进行分析, 如图6所示, 水平向与竖向的平衡方程如下:

$$\begin{cases} F_1 + R \tan j_m \cos b_1 = F_2 + R \sin b_1, \\ F_1 \tan d_m + F_2 \tan a_m + R \tan j_m \sin b_1 + R \cos b_1 = G + Q. \end{cases} \quad (21)$$

令 $h_2 = x_1 h_1$, 则有

$$\tan b_1 = \frac{1 - x_1}{n_1} \quad (22)$$

由式(21)与(22)可推得

$$K_1 = \frac{2F_1}{g h_1^2} = \frac{A \frac{2F_2}{g h_2^2} + B_1}{C_1} = \frac{A_1 K_2 + B_1}{C_1} \quad (23)$$

式中,

$$\begin{aligned}A &= (x_1^2 - x_1^3)(\tan j_m - \tan a_m) + n_1 x_1^2 (1 + \tan j_m \tan a_m), \\ B &= n_1 (1 - x_1^2) - n_1^2 \tan j_m (1 + x_1) + Q(1 - x_1 - n_1 \tan j_m), \\ C &= (\tan d_m + \tan j_m)(1 - x_1) + n_1 (1 - \tan j_m \tan d_m).\end{aligned}$$

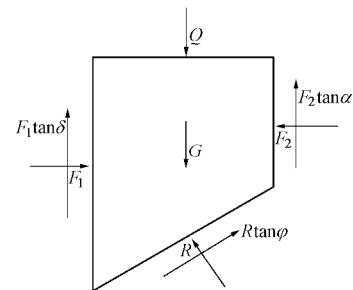


图6 滑裂体受力分析图

Fig. 6 Forces acting on sliding soil mass

对于楔形体满足库仑理论的求解条件, 由此可知此时 $b_2 = b_c$, $K_2 = K_c$, 代入式(23), 并将 K_1 对 x_1 进行求导, 导数为零的点即为主动土压力系数 K_1 的极值点, 由此也可得到相应的最危险滑裂面角 b_1 。

$$\frac{dK_1}{dx_1} = \frac{C_1(K_c A'_1 + B'_1) - C'_1(K_c A_1 + B_1)}{C_1^2} = 0, \quad (24)$$

式中, $A' = (2x_1 - 3x_1^2)(\tan j_m - \tan a_m) + 2n_1 x_1(1 + \tan j_m \cdot \tan a_m)$, $B' = -2n_1 x_1 - n_1^2 \tan j_m - Q$, $C' = -(\tan d_m + \tan j_m)$ 。

当有限土体宽度进一步减小时, 将使 n_2 也不再满足 $n_2 \geq n_c$ 的条件, 此时将产生更多的滑裂面, 假设共产生 n 组滑裂面, 第 i 组滑裂面底部相应的深度为 h_i , 相应的滑裂面倾角为 b_i , 主动土压力合力为 F_i , 则有

$$\left. \begin{aligned} n_i &= \frac{B}{h_i}, \\ x_i &= \frac{h_{i+1}}{h_i}, \\ K_i &= \frac{2F_i}{g h_i^2}. \end{aligned} \right\} \quad (25)$$

由此得到更一般的主动土压力系数为

$$K_i = \frac{2F_i}{g h_i^2} = \frac{A_i \frac{2F_{i+1}}{g h_{i+1}^2} + B_i}{C_i} = \frac{A_i K_{i+1} + B_i}{C_i}, \quad (26)$$

式中, $A_i = (x_i^2 - x_{i+1}^2)(\tan j_m - \tan a_m) + n_i x_i^2(1 + \tan j_m \cdot \tan a_m)$, $B_i = n_i(1 - x_i^2) - n_i^2 \tan j_m(1 + x_i) + Q(1 - x_i - n_i \cdot \tan j_m)$, $C_i = (\tan d_m + \tan j_m)(1 - x_i) + n_i(1 - \tan j_m \tan d_m)$ 。

由于 $K_n = K_c$ 为确定值, 由此可先将 K_{n-1} 对 x_{n-1} 求导, 并逐步对 $K_{n-2}, \dots, K_1$ 求导, 最终可解得 K_1 与 b_1 :

$$\frac{dK_{n-1}}{dx_{n-1}} = \frac{C_{n-1}(K_c A'_{n-1} + B'_{n-1}) - C'_{n-1}(K_c A_{n-1} + B_{n-1})}{C_{n-1}^2} = 0. \quad (27)$$

设半无限土体下得到的主动土压力系数和破裂面角为 K_c 与 b_c , 在有限土体 B 宽度下得到的主动土压力系数和破裂面角为 K_B 与 b_B , 令有限土体主动土压力减弱系数 l 为

$$l = \frac{K_B}{K_c}. \quad (28)$$

1.4 隔离体静力平衡方程推导

(1) 矩形区静力平衡方程

根据图 7 的薄层单元受力分析图, 分别建立竖向及水平向微分方程为

$$\left. \begin{aligned} s_{wm} dz - s_{dm} dz &= 0, \\ (c_{wm} + s_{wm} \tan d_m) dz + (c_{dm} + s_{dm} \tan a_m) dz - \\ g B dz - \bar{s}_{vm} B + (\bar{s}_{vm} + d\bar{s}_{vm}) B &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (29)$$

由于 K_{awnm1} 随 z 发生变化, 不易积分, 本文参照赵琦^[5]的方法, 将主动土压力系数进行坐标变换, 令 K'_{awnm1} 为

$$K'_{awnm1} = \frac{(\cos^2 q_{Am} + K_{am} \sin^2 q_{Am})}{1 + \frac{\cos^3 q_{Am} + \cos^3 q_{Bm}}{3(\cos q_{Am} + \cos q_{Bm})} (K_{am} - 1)}. \quad (30)$$

K_{awnm1} 与 K'_{awnm1} 的关系为

$$K_{awnm1} = K'_{awnm1} + \frac{(K'_{awnm1} - 1)s_{0m}}{\bar{s}_{vm}}. \quad (31)$$

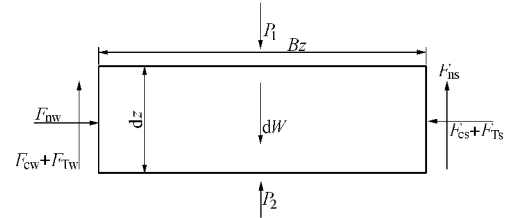


图 7 I 区薄层单元受力分析图

Fig. 7 Forces acting on thin layer element of zone I

由此可求得微分方程为

$$\frac{d\bar{s}_{vm}}{dz} + M\bar{s}_{vm} + N = 0, \quad (32)$$

式中, $M = \frac{K'_{awnm1}}{B}(\tan d_m + \tan a_m)$, $N = \frac{c_m(K'_{awnm1} - 1)}{B \tan j_m}$.

$$(\tan d_m + \tan a_m) + \frac{1}{B}(c_{wm} + c_{dm}) - g.$$

$$\bar{s}_{vm} = C_1 e^{-Mz} - \frac{N}{M}. \quad (33)$$

对于黏性土, 由于存在黏聚力 c , 其上部土体存在张拉裂缝, 设为 h_0 , 其值为

$$h_0 = \frac{c_m}{g \tan j_m} \left(\frac{1}{\cos^2 q_{Am} + K_{am} \sin^2 q_{Am}} - 1 \right) - \frac{q_0}{g}. \quad (34)$$

当 $h > h_0$ 时, 由于靠近挡土墙侧土体开裂, 墙对土体没有作用力, 由水平向力的平衡可知, 地下室挡墙对土体也无法向作用力。因此, 对于开裂高度为 h_0 的土体的受力分析图如图 8 所示。

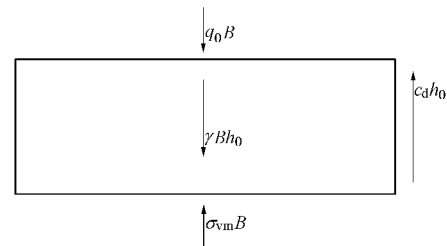


图 8 开裂区土体受力分析图

Fig. 8 Stresses acting on soil in cracking zone

由此可得在 $z = h_0$ 时, $\bar{s}_{vm1} = g h_0 + q_0 - c_{dm} h_0 / B$, 进而求得平均竖向应力为

$$\bar{s}_{vm} = \left(g h_0 + q_0 - c_{dm} h_0 / B + \frac{N}{M} \right) e^{M(h_0 - z)} - \frac{N}{M}. \quad (35)$$

(2) 三角形区静力平衡方程

根据图 9 的薄层单元受力分析图, 分别建立竖向及水平向微分方程为

$$\left. \begin{aligned} s_{wm} dz - s_m dz + (c_m + s_m \tan j_m) \cot b dz &= 0, \\ (c_{wm} + s_{wm} \tan d_m) dz + (c_m + s_m \tan j_m) dz - \bar{s}_{vm} B_z + \\ s_m \cot b dz + (\bar{s}_{vm} + d\bar{s}_{vm})(B_z - \cot b dz) - \\ g(B_z - \cot b dz/2) dz &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (36)$$

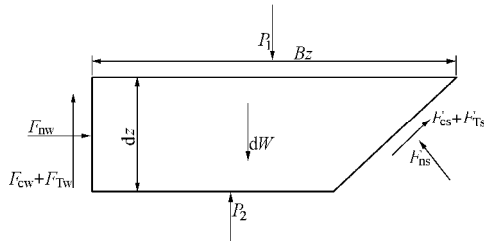


图9 II区薄层单元受力分析图

Fig. 9 Forces acting on thin layer element of zone II

同样对主动土压力系数 K_{awnm2} 进行坐标变换:

$$K'_{awnm2} = \frac{(\cos^2 q_{Am} + K_{am} \sin^2 q_{Am})}{1 + \frac{\cos^3 q_{Am} - \cos^3 q_{Cm}}{3(\cos q_{Am} - \cos q_{Cm})} (K_{am} - 1)} \quad (37)$$

K_{awnm2} 与 K'_{awnm2} 的关系为

$$K_{awnm2} = K'_{awnm2} + \frac{(K'_{awnm2} - 1)s_{0m}}{\bar{s}_{vm}} \quad (38)$$

由此可求得微分方程为

$$\frac{d\bar{s}_{vm}}{dz} + \frac{P}{H-z} \bar{s}_{vm} + \frac{Q}{H-z} - g = 0 \quad (39)$$

式中,

$$\left. \begin{aligned} P &= K'_{awnm2} \tan d_m \tan b + \frac{K'_{awnm2}(1 + \tan j_m \tan b)}{1 - \tan j_m \cot b} - 1, \\ Q &= \frac{c_m(K'_{awnm2} - 1)}{\tan j_m} \left(\tan d_m \tan b + \frac{1 + \tan j_m \tan b}{1 - \tan j_m \cot b} \right) + \\ &\quad \frac{c_m(\cot b + \tan j_m)}{1 - \tan j_m \cot b} + \tan b(c_{wm} + c_m), \\ \bar{s}_{vm} &= C_2(H-z)^P + \frac{g}{P-1}(H-z) - \frac{Q}{P}. \end{aligned} \right\} \quad (40)$$

当 $h = H - B \tan b \geq h_0$ 时, 由矩形区与三角形区在边界处竖向应力相等, 可得: 在 $z = H - B \tan b$ 时的竖向应力为

$$\bar{s}_{vm} = \left(g h_0 + q_0 - \frac{c_{dm} h_0}{B} + \frac{N}{M} \right) e^{M(h_0 - H + B \tan b)} - \frac{N}{M} = O \quad (41)$$

可求得平均竖向应力为

$$\bar{s}_{vm} = \left(O - \frac{g B \tan b}{P-1} + \frac{Q}{P} \right) \left(\frac{H-z}{B \tan b} \right)^P + \frac{g(H-z)}{P-1} - \frac{Q}{P} \quad (42)$$

当 $h < h_0$ 时, 同样地挡土墙对土体没有作用力, 由图 8 可知, 在 $z = h$ 时, $\bar{s}_{vm0} = g h + q_0 - c_{dm} h / B$ 。取梯形开裂段土体进行受力分析, 如图 10 所示。

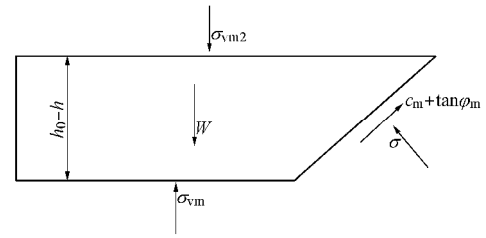


图10 开裂区土体受力分析图

Fig. 10 Stresses acting on soil in cracking zone

由此可解得在 $z = h_0$ 时, 竖向应力为

$$\bar{s}_{vm} = \frac{1}{H-h_0} \left[\frac{g B h_0 + q_0 B - c_{dm} B(H - B \tan b)}{\cot b} - \frac{g}{2} (h_0 - H + B \tan b)^2 - c_m (h_0 - H + B \tan b) \left(\frac{1 + \tan b \tan j_m}{\tan b - \tan j_m} + \tan b \right) \right] = R \quad (43)$$

进而可求得平均竖向应力为

$$\bar{s}_{vm} = \left[R + \frac{Q}{P} - \frac{g(H-h_0)}{P-1} \right] \left(\frac{H-z}{H-h_0} \right)^P + \frac{g}{P-1} (H-z) - \frac{Q}{P} \quad (44)$$

1.5 挡土墙后侧向主动土压力

由于黏土在上部存在张拉裂缝, 因此其侧向土压力可分为以下两种情况:

当 $h = H - B \tan b \geq h_0$ 时, 挡土墙后的侧向土压力为

$$s_{wm} = \begin{cases} l K_{awnm1} \left[\left(g h_0 + q_0 - \frac{c_{dm} h_0}{B} + \frac{N}{M} \right) e^{M(h_0 - z)} - \frac{N}{M} \right] & (h_0 < z \leq h), \\ l K_{awnm2} \left[\left(O - \frac{g B \tan b}{P-1} + \frac{Q}{P} \right) \left(\frac{H-z}{B \tan b} \right)^P - \frac{Q}{P} + \frac{g(H-z)}{P-1} \right] & (h < z \leq H). \end{cases} \quad (45)$$

当 $h = H - B \tan b < h_0$ 时, 挡土墙的侧向土压力为

$$s_{wm} = \begin{cases} 0 & (z \leq h_0), \\ l K_{awnm2} \left[\left(R + \frac{Q}{P} - \frac{g(H-h_0)}{P-1} \right) \left(\frac{H-z}{H-h_0} \right)^P - \frac{Q}{P} + \frac{g}{P-1} (H-z) \right] & (h_0 < z \leq H). \end{cases} \quad (46)$$

1.6 主动土压力合力及其作用点位置

当 $h = H - B \tan b \geq h_0$ 时, 挡土墙后主动土压力合力为

$$E_a = \int_0^H s_{wm} dz = l \left\{ \frac{K'_{awnm1}}{M} \left[1 - e^{M(h_0 - H + B \tan b)} \right] (g h_0 + q_0 - \right.$$

$$\frac{c_d h_0}{B} + \frac{N}{M} \left\{ \frac{c_m (K'_{awnm1} - 1)}{\tan j_m} - \frac{K'_{awnm1} N}{M} \right\} (H - B \tan b - h_0) + \frac{K'_{awnm2} B \tan b}{P+1} \left(O - \frac{g B \tan b}{P-1} + \frac{Q}{P} \right) + \frac{K'_{awnm2} g}{2(P-1)} (B \tan b)^2 + \left\{ \frac{c_m (K'_{awnm2} - 1)}{\tan j_m} - \frac{K'_{awnm2} Q}{P} \right\} B \tan b \quad (47)$$

挡土墙后主动土压力倾覆力矩为

$$M_a = \int_0^H s_{wm} (H-z) dz = l \left\{ \frac{K'_{awnm1}}{M} \left(g h_0 + q_0 - \frac{c_d h_0}{B} + \frac{N}{M} \right) \left[e^{M(h_0 - H + B \tan b)} \left(\frac{1}{M} - B \tan b \right) + \left(H - h_0 - \frac{1}{M} \right) \right] + \left[\frac{K'_{awnm1} N}{2M} - \frac{c_m (K'_{awnm1} - 1)}{2 \tan j_m} \right] \left[(B \tan b)^2 - (H - h_0)^2 \right] + \frac{K'_{awnm2} (B \tan b)^2}{P+2} \left(O - \frac{g B \tan b}{P-1} + \frac{Q}{P} \right) + \left[\frac{c_m (K'_{awnm2} - 1)}{2 \tan j_m} - \frac{K'_{awnm2} Q}{2P} \right] (B \tan b)^2 + \frac{K'_{awnm2} g (B \tan b)^3}{3(P-1)} \right\} \quad (48)$$

当 $h = H - B \tan b < h_0$ 时, 挡土墙后主动土压力合力为

$$E_a = \int_0^H s_{wm} dz = l \left\{ \frac{K'_{awnm2} (H - h_0)}{P+1} \left[R + \frac{Q}{P} - \frac{g (H - h_0)}{P-1} \right] + \left[\frac{c_m (K'_{awnm2} - 1)}{\tan j_m} - \frac{K'_{awnm2} Q}{P} \right] (H - h_0) + \frac{K'_{awnm2} g}{2(P-1)} (H - h_0)^2 \right\} \quad (49)$$

挡土墙后主动土压力倾覆力矩为

$$M_a = \int_0^H s_{wm} (H-z) dz = l \left\{ \frac{K'_{awnm2}}{P+2} \left[R + \frac{Q}{P} - \frac{g (H - h_0)}{P-1} \right] (H - h_0)^2 + \left[\frac{c_m (K'_{awnm2} - 1)}{2 \tan j_m} - \frac{K'_{awnm2} Q}{2P} \right] (H - h_0)^2 + \frac{K'_{awnm2} g}{3(P-1)} (H - h_0)^3 \right\} \quad (50)$$

挡土墙后主动土压力合力作用点距离挡土墙底部为 h_a , 其值可按式计算:

$$h_a = \frac{M_a}{E_a} \quad (51)$$

1.7 极限破裂角求解

对于极限破裂角, 采用塑性上限理论求解, 即求 $dE_a / db = 0$ 时的 b 值, 本文先求出其隐函数式, 再通过软件进行计算。

2 与模型试验结果对比分析

2.1 与半无限宽度黏性土试验的对比

周应英等^[20]对半无限宽度黏土进行了模型试验研究。模型试验参数如下: 挡土墙后填土高为 $H = 4.5$ m, 其宽度 $B = 5.5$ m, 通过计算, 当 $h = 1$ 时, $b = 51.44^\circ$,

当 $h = 0$ 时, $b = 46.64^\circ$, 均符合 $B > H \cot b$, 即相当于半无限土体。其余参数分别为: 内摩擦角 $j = 24.3^\circ$, 墙土间摩擦角 $d = 21.4^\circ$, 黏聚力 $c = 1.472$ kPa, 填土重度 $g = 14.27$ kN/m³, 破坏比 $R_f = 0.85$, 填土表面均布荷载 $q_0 = 0$ 。具体试验装置和试验过程详见文献[20], 理论解与试验值对比如图 11 所示。

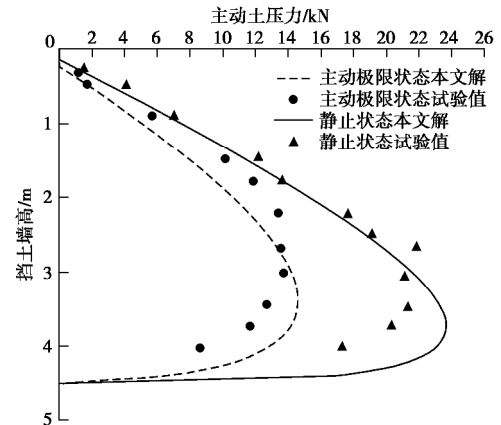


图 11 黏性土主动土压力理论解与试验值的对比

Fig. 11 Comparison between theoretical and experimental values of active earth pressure for cohesive soil

通过图 11 的对比可知, 本文土压力解的分布相较于试验值偏低一些, 总体上与试验值能较好地吻合, 验证了本文方法的合理性。主动极限状态下的土压力明显小于静止状态, 且非线性更强, 其土压力合力作用点也高于静止状态。

2.2 与有限宽度砂性土试验的对比

Take 等^[2]对有限宽度砂性土进行了离心机模型试验研究。模型试验参数如下: 离心机加速度为 $35.7g$, 经过离心放大之后的挡土墙后填土高为 $H = 5$ m, 墙后土体宽度分别为 $B = 6.5688, 2.6775, 1.3566, 0.5355$ m。其余参数分别为: 填土重度 $g = 15.876$ kN/m³, 内摩擦角 $j = 36^\circ$, 墙土摩擦角 $d = 25^\circ$, 破坏比 $R_f = 0.85$, 填土表面均布荷载 $q_0 = 0$, 由于挡土墙没有位移, 本文按照 $h = 0$ 计算。具体试验装置和试验过程详见文献[2], 理论解与试验值对比如图 12 所示。

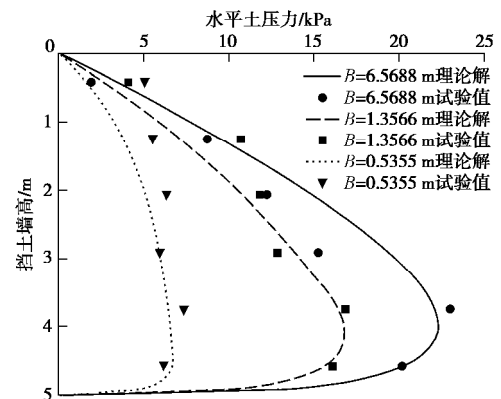


图 12 砂性土主动土压力理论解与试验值的对比

Fig. 12 Comparison between theoretical and experimental values of active earth pressure for sandy soil

图 12 给出了不同填土宽度下砂性土主动土压力试验值与理论解,其中 $B=6.5688$ m 时为半无限土体,而 $B=1.3566, 0.5355$ m 为有限土体。通过对比可得,本文解总体能与试验值较好地吻合,但对于有限土体情况下的上部挡土墙主动土压力,试验值较理论解偏大。在 $B=0.5355$ m 时表现得尤为明显,此时挡土墙主动土压力的试验值在不同高度处已基本相等,与理论解有较大出入,需要更多的有限土体试验对此进行验证。

3 参数分析

为了研究 $j, d/j, a/j, B/H$ 和 h 对破裂面夹角 b 与土压力大小及分布的影响,本文通过算例来讨论各因素的影响规律。参数统一取值为: $H=10$ m, $g=18$ kN/m³, $c=10$ kPa, $j=24^\circ$, $q_0=0$ kPa, $R_t=0.85$, $d=a=2j/3$, $h=1.0$, $B/H=0.3$ 。在考虑相关参数影响时再另取值。

3.1 破裂面夹角的影响因素分析

(1) j 与 B/H 的影响

图 13 给出了不同宽高比下内摩擦角 j 对破裂面夹角 b 的影响,从中可以看出:在半无限土体与有限土体情况下,内摩擦角 j 与破裂面夹角 b 都近似呈线性关系,这与朗肯破裂面角 $b=\pi/4+j/2$ 的变化趋势一致。进入有限土体状态后,随着宽度的减小,破裂面夹角略有增加,但都小于朗肯破裂面角。

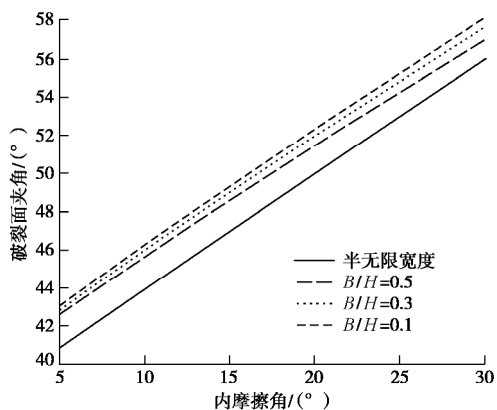


图 13 φ 与 B/H 对破裂面夹角的影响

Fig. 13 Effects of φ and B/H on angle of fracture surface

(2) d/j 与 h 的影响

考虑外摩擦角与内摩擦角之比 d/j 和 a/j 与位移比 h 对破裂面夹角 b 的影响,通过计算得到图 14,分析发现:当 a/j 大于或略小于 d/j 时,破裂面夹角 b 随位移比 h 增加而增大。而当 a/j 远小于 d/j 时,破裂面夹角 b 随位移比 h 增加先增大后减小。在静止状态时,破裂面夹角 b 不随 d/j 与 a/j 变化而

增减。在 d/j 与 h 相同时,破裂面夹角 b 随 a/j 增大而增大。在 a/j 与 h 相同时,破裂面夹角 b 随 d/j 增大而减小。

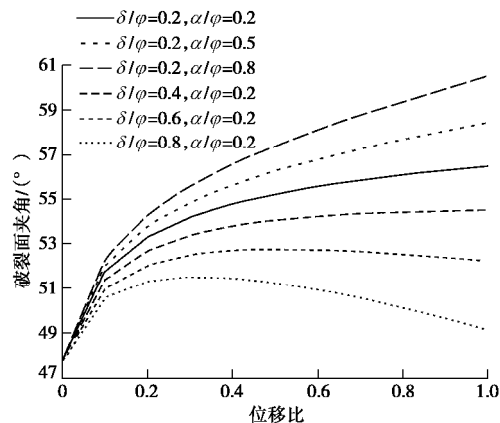


图 14 δ/φ 与 η 对破裂面夹角的影响

Fig. 14 Effects of δ/φ and η on angle of fracture surface

3.2 土压力大小及分布的影响因素分析

(1) B/H 的影响

图 15 给出了宽高比 B/H 对主动土压力的影响,从中可以得出:土体宽度从半无限土体向有限土体逐渐缩小的过程中,矩形区高度 h 越来越大,主动土压力不断减小,减小幅度也越来越大,主动土压力分布由子弹形逐渐转变为钟形。主动土压力的减小是由于侧向土压力系数与滑裂块土体减小引起,而主动土压力曲线的形状变化则是由滑裂块土体减小导致。

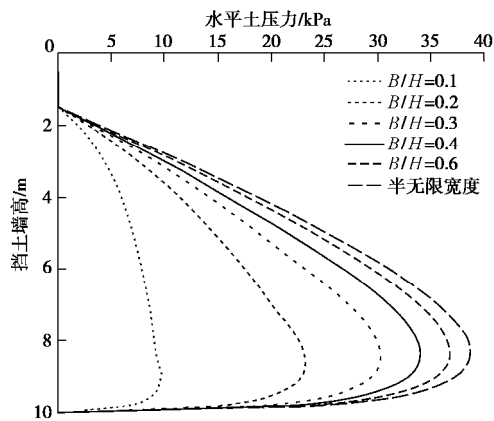


图 15 B/H 对主动土压力的影响

Fig. 15 Effects of B/H on active earth pressure

(2) d/j 与 a/j 的影响

考虑 d/j 与 a/j 对主动土压力的影响,计算得到图 16,分析发现:在 d/j 很小时,其主动土压力接近直线分布。当 d/j 相同,改变 a/j 时,土压力分布形状大致相似,随 a/j 增大,主动土压力逐渐减小。而当 a/j 相同,增大 d/j 时,主动土压力在数值减小的同时,土压力曲线也向上抬升,其分布曲线性更强。

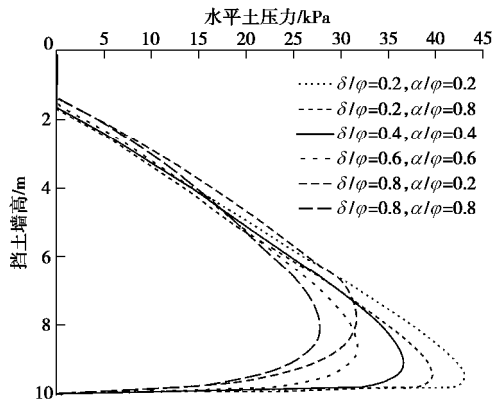
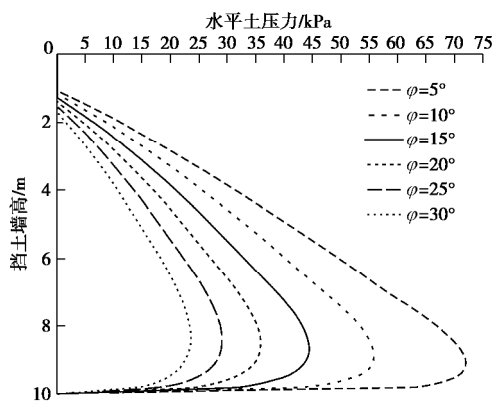
图 16 δ/φ 与 α/φ 对主动土压力的影响Fig. 16 Effects of δ/φ and α/φ on active earth pressure(3) j 的影响

图 17 给出了内摩擦角 j 对主动土压力的影响, 由此可知: 在内摩擦角 j 很小时, 主动土压力接近于线性分布, 而随着 j 的增大, 其分布逐渐转变为梨形, 其土压力也不断减小, 但减小幅度逐渐缩小。内摩擦角 j 对土体上部张拉裂缝也有影响, 张拉裂缝 h_0 随 j 的增大而增大。

图 17 内摩擦角 φ 对主动土压力的影响Fig. 17 Effects of φ on active earth pressure

4 结 论

本文通过考虑土拱效应与非极限状态的影响, 并采用塑性上限理论求得的破裂面夹角与侧向土压力系数变化规律, 推导得出了有限土体的主动土压力公式, 该公式也可退化为半无限土体的主动土压力公式。与模型试验相对比, 本文理论解与试验值能较好地吻合, 证明了本文解的合理性。参数分析表明:

(1) 破裂面夹角基本与内摩擦角近似呈线性关系增长; 进入有限土体后, 随宽度减小破裂面夹角会略微增大。

(2) 在 a/j 大于或略小于 d/j 时, 破裂面夹角 b 随位移比 h 增加而增大, 而当 a/j 远小于 d/j 时, 破裂面夹角 b 随位移比 h 增加先增大后减小; 破裂面

夹角 b 与 a/j 正相关, 而与 d/j 呈负相关; 在静止状态时, 破裂面夹角 b 不随 d/j 与 a/j 变化而改变。

(3) 随 B/H 的减小, 主动土压力分布由子弹形逐渐转变为钟形, 土压力值减小且减小幅度逐渐增大。

(4) 土压力值与 d/j 和 a/j 都呈负相关, 而 d/j 的增加会使土压力分布的非线性增强。

(5) 内摩擦角的增大不仅会使土压力快速减小, 还会增强土压力分布的非线性, 张拉裂缝也随之增大。

参考文献:

- [1] 高印立. 极限分析法计算有限范围土体土压力[J]. 建筑结构, 2001, 31(8): 66 - 68. (GAO Yin-li. Calculation of finite earth pressure by limit analysis[J]. Building Structures, 2001, 31(8): 66 - 68. (in Chinese))
- [2] TAKE W A, VALSANGKAR A J. Earth pressures on unyielding retaining walls of narrow backfill width[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2001, 38: 1220 - 1230.
- [3] 杨明辉, 戴夏斌, 赵明华, 等. 墙后有限宽度无黏性土主动土压力试验研究[J]. 岩土工程学报, 2016, 38(1): 131 - 137. (YANG Ming-hui, DAI Xia-bin, ZHAO Ming-hua, et al. Experimental study on active earth pressure of cohesionless soil with limited width behind retaining wall[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, 38(1): 723 - 728. (in Chinese))
- [4] 王闫超, 晏鄂川, 陆文博, 等. 无黏性有限土体主动土压力解析解[J]. 岩土力学, 2016, 37(9): 2513 - 2520. (WANG Yan-chao, YAN E-chuan, LU Wen-bo, et al. Analytical solution of active earth pressure for limited cohesionless soils[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, 37(9): 2513 - 2520. (in Chinese))
- [5] 赵琦, 朱建明. 临近地下室外墙影响下的考虑土拱效应的挡土墙主动土压力研究[J]. 岩土力学, 2014, 35(3): 723 - 728. (ZHAO Qi, ZHU Jian-ming. Research on active earth pressure behind retaining wall adjacent to existing basements exterior wall considering soil arching effects[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, 35(3): 723 - 728. (in Chinese))
- [6] 应宏伟, 黄东, 谢新宇. 考虑邻近地下室外墙侧压力影响的平动模式挡土墙主动土压力研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, 30(增刊 1): 2970 - 2978. (YING Hong-wei, HUANG Dong, XIE Xin-yu. Study of active earth pressure on retaining wall subject to translation mode considering lateral pressure on adjacent existing basement exterior wall[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, 30(S1): 2970 - 2978. (in Chinese))
- [7] 应宏伟, 朱伟, 黄东, 等. 狭窄黏性填土刚性挡墙主动

- 土压力研究[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(增刊 1): 13 - 18. (YING Hong-wei, ZHU Wei, HUANG Dong, et al. Active earth pressures against rigid retaining walls with narrow cohesive backfill[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(S1): 13 - 18. (in Chinese))
- [8] 应宏伟, 黄 东. 临近既有地下室平动模式挡土墙主动土压力研究[J]. 固体力学学报, 2011, **32**(增刊 1): 356 - 360. (YING Hong-wei, HUANG Dong. Study on active earth pressures on translation retaining walls adjacent to existing basements[J]. Acta Mechanica Solida Sinica, 2011, **32**(S1): 356 - 360. (in Chinese))
- [9] 卢坤林, 杨 扬. 非极限主动土压力计算方法初探[J]. 岩土力学, 2010, **31**(2): 615 - 619. (LU Kun-lin, YANG Yang. Preliminary study of earth pressure under non-limit state[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(2): 615 - 619. (in Chinese))
- [10] 胡俊强, 张永兴, 陈 林, 等. 非极限状态挡土墙主动土压力研究[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(2): 381 - 387. (HU Jun-qiang, ZHANG Yong-xing, CHEN Lin, et al. Active earth pressure on retaining wall under non-limit state[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(2): 381 - 387. (in Chinese))
- [11] 徐日庆, 廖 斌, 吴 渐, 等. 黏性土的非极限主动土压力计算方法研究[J]. 岩土力学, 2013, **34**(1): 148 - 154. (XU Ri-qing, LIAO Bin, WU Jian, et al. Computational method for active earth pressure of cohesive soil under nonlimit state[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, **34**(1): 148 - 154. (in Chinese))
- [12] TERZAGHI K. Theoretical Soil Mechanics[M]. New York: John Wiley and Sons, 1943: 66 - 76.
- [13] 涂兵雄, 贾金青. 考虑土拱效应的黏性填土挡土墙主动土压力研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, **31**(5): 1064 - 1070. (TU Bing-xiong, JIA Jin-qing. Research on active earth pressure behind rigid retaining wall from clayey backfill considering soil arching effects[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, **31**(5): 1064 - 1070. (in Chinese))
- [14] FEDERICO A, ELIA G, GERMANO V. A short note on the earth pressure and mobilized angle of internal friction in one-dimensional compression of soils[J]. Journal of Geo-Engineering, 2008, **3**(1): 41 - 46.
- [15] 刘建航, 侯学渊. 基坑工程手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997. (LIU Jian-hang, HOU Xue-yuan. Foundation Pit Engineering Manual[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 1977. (in Chinese))
- [16] FANG Y S, ISHIBASHI I. Static earth pressures with various wall movements[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1986, **112**(3): 317 - 333.
- [17] MATSUZAWA H, HAZARIKA H. Analyses of active earth pressure against rigid retaining walls subjected to different modes of movement[J]. Soils and Foundations, 1996, **36**(3): 51 - 65.
- [18] CHANG M F. Lateral earth pressures behind rotating walls[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1997, **34**(2): 498 - 509.
- [19] 赵恒惠. 挡土墙后黏性填土的土压力计算[J]. 岩土工程学报, 1983, **5**(1): 134 - 146. (ZHAO Heng-hui. A calculation of earth pressure of cohesive fill behind retaining wall[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1983, **5**(1): 134 - 146. (in Chinese))
- [20] 周应英, 任美龙. 刚性挡土墙主动土压力的试验研究[J]. 岩土工程学报, 1990, **12**(2): 19 - 26. (ZHOU Ying-ying, REN Mei-long. An experimental study on active earth pressure behind rigid retaining wall[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1990, **12**(2): 19 - 26. (in Chinese))

DOI: 10.11779/CJGE202002019

土体干缩开裂过程的边界效应试验与离散元模拟

林朱元¹, 唐朝生¹, 曾浩¹, 王怡舒², 程青¹, 施斌¹

(1. 南京大学地球科学与工程学院, 江苏 南京 210023; 2. 河海大学水利水电学院, 江苏 南京 210024)

摘要: 为了探究土体干缩开裂过程的边界效应问题, 采用不同底面粗糙度的容器开展了多组干燥试验, 发现干缩裂隙存在从顶面向下和从底面向上两种典型的发育形式。并且, 裂隙发育程度与土样/容器界面接触条件密切相关, 从而验证了裂隙发育过程的边界效应。通过理论分析, 阐明了上边界的蒸发条件及下边界的接触条件对裂隙发育形式的控制作用。为了能更深入地理解土体干缩开裂边界效应的内在机制, 在试验的基础上建立离散元模型, 创新性地引入了沿深度的失水速率梯度参数, 模拟土样上边界的蒸发条件变化。通过设置底面摩擦系数, 模拟土样下边界的接触条件变化。将模拟结果与试验结果进行了对比分析, 发现二者具有较好的吻合度。总体上, 土体干缩裂隙的发育过程是顶面蒸发失水与底面摩擦两种边界条件共同作用的结果。当底面摩擦系数相对较小时, 裂隙发育由蒸发失水主导, 大部分裂隙由顶面向下发育。随着底面摩擦系数的增加, 底面接触条件对裂隙发育过程的主导作用逐渐增强, 由底面向上发育的裂隙数量所占比重也相应增加。

关键词: 干缩开裂; 边界条件; 离散元模拟; 底面摩擦; 蒸发失水

中图分类号: TU43 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2020)02-0372-09

作者简介: 林朱元(1997—), 男, 硕士研究生, 主要从事地质工程及环境岩土工程方面的研究工作。E-mail: crcyslin@smail.nju.edu.cn。

Laboratory characterization and discrete element modeling of desiccation cracking behavior of soils under different boundary conditions

LIN Zhu-yuan¹, TANG Chao-sheng¹, ZENG Hao¹, WANG Yi-shu², CHENG Qing¹, SHI Bin¹

(1. School of Earth Sciences and Engineering, Nanjing University, Nanjing 210023, China; 2. College of Water Conservancy and Hydropower Engineering, Hohai University, Nanjing 210024, China)

Abstract: In order to explore the boundary effect of the desiccation cracking process, multiple sets of drying tests are carried out using the containers with different bottom roughnesses. Two different forming patterns can be observed in the laboratory tests, initiating from the top/bottom, and there is propagation closely related to the sample/container interface contact conditions. This verifies the boundary effect of the crack propagation. In order to understand the internal mechanism of the desiccation boundary effect of the soils more deeply, a discrete element model is established based on the drying tests. A water loss rate gradient parameter along the depth is introduced innovatively to simulate the change of the evaporation condition of the upper boundary of the soil samples. By setting the friction coefficient of the bottom surface, the contact condition of the lower boundary of the sample is simulated. The simulated results are compared with the experimental ones and found to have good agreement. In general, the initiation and propagation of desiccation cracks are the result of the combination of water loss due to surface evaporation and bottom friction. When the coefficient of friction of the bottom surface is relatively small, the development of the fracture is dominated by water loss, and most of the fractures develop from the top surface. With the increase of the friction coefficient of the bottom surface, the effect of the contact condition of the bottom surface on the development of the crack gradually increase, and the proportion of the number of cracks developed from the bottom surface increases accordingly.

Key words: desiccation cracking; boundary conditions; DEM; bottom friction; evaporation

0 引言

在干旱气候作用下, 土体会因蒸发失水而发生干

基金项目: 国家杰出青年科学基金项目(41925012); 国家自然科学基金项目(41572246, 41772280, 41902271); 江苏省自然科学基金项目(BK20171228, BK20170394); 中央高校基本科研业务费专项资金项目
收稿日期: 2019-03-28
***通信作者:** (E-mail: tangchaosheng@nju.edu.cn)

缩开裂,这是一种常见的自然现象。裂隙的产生,会导致土体的力学性能显著降低^[1]。此外,裂隙会成为水分迁移的优先路径,成倍地增加土体的渗透性^[2]。正因为如此,土体中发育的干缩裂隙是许多岩土和地质工程问题的直接或间接诱因。例如在基础工程中,裂隙引发的地基土承载力下降或者压缩性增加,可能会导致上部建筑结构的倾斜破坏,造成安全隐患。在水利工程中,堤坝中的裂隙会导致渗漏甚至坝体溃决。在废弃物处置库中,隔离带土层中的裂隙会导致污染物泄漏,对环境造成负面影响。在边坡工程中,裂隙会降低土坡的稳定性,并加速雨水入渗坡体内部,增加滑坡灾害风险^[3]。受全球气候变化影响,极端干旱气候频发,工程中的土体干缩开裂问题越来越显著,也引起了人们越来越多的关注和重视。

过去对干缩开裂的研究主要集中在裂隙发育的影响因素方面。例如, Mitchell 等^[4]探究了不同黏土矿物含量对土体干缩开裂的影响,发现蒙脱石含量越高,裂隙发育程度越高。Lakshmikantham 等^[5]研究了土体尺寸效应对裂隙形态的影响,结果表明土体的尺寸越大,产生裂隙时所需应力越大。唐朝生等^[6-9]对不同温度、土体厚度、干湿循环次数下的裂隙演化规律进行了系统性研究,并提出了一系列针对土体表面裂隙网络的量化指标。

关于干缩裂隙发育的机理,目前学界主流观点认为,裂隙的产生是由于土体在干燥过程中产生的张拉应力超过了对应的抗拉强度^[7,9-10]。导致张拉应力的产生主要有两个方面的原因:①干燥过程的吸力作用;②土体收缩变形受到限制。目前学界对前者研究较多^[7-10],而对后者的研究相对欠缺。

总体上,有两类因素会对土体的收缩变形产生限制作用:土体的非均质因素和土体的边界条件。土体是一种多相多孔介质材料,物质成分和结构存在显著的非均质性,蒸发过程中局部的失水速率和吸力发展速率会因此存在明显的空间差异性,导致收缩变形在某些“杂点”位置受限,从而发生应力集中,诱发裂隙。

对于边界条件,无论是在自然环境还是在室内试验环境中,都不可避免。对于上边界而言,环境温度、湿度和风速等外部因素会改变土体的蒸发速率,导致剖面上水分场的变化速率差异。对于下边界而言,不同土层或土层与其它介质之间会因为干缩变形响应的差异而在界面上产生摩擦作用。这些因素都会导致土体收缩变形不均或受限而在土体顶面或底面形成张拉应力场,为裂隙发育创造必要条件。如 Weinberger^[11]在野外发现了土层界面作用改变干缩裂隙发育方向的证据。曾浩等^[12]在控制厚度条件下对不同界面摩擦条

件下的土体开展了系列室内试验,发现界面摩擦条件对裂隙形成和发育过程有着重要影响。

近年来,数值模拟逐渐在土体干缩开裂研究中得到应用。其中离散元法对散体材料以及破坏过程的模拟适应性较好^[13],在模拟黄土以及砂土方面已取得显著成果^[14-15]。与此同时,在黏性土干缩开裂方面也展现了较好的优势。例如, Peron 等^[16]基于室内试验,建立了长条形土样的二维均匀收缩模型,侧重于裂隙数量及间距的分析。司马军等^[17]模拟了圆形薄层黏性土干缩裂隙的产生以及扩展过程,定量分析了表面裂隙的几何参数。张晓宇等^[18]引入有限差分算法,建立了紧密堆积土体失水开裂离散元模型。但上述研究局限于模拟结果中的表面裂隙与室内试验结果在表观上的对比,对裂隙沿深度方向的发育过程缺乏深入探讨,尤其对单一裂隙发育机理解释较少,关于裂隙发育边界效应的数值模拟研究更是鲜有报道。

本文首先开展室内试验,对裂隙的发育过程进行观察,侧重分析边界条件对裂隙起始位置的影响,并探讨不同裂隙发育形式的内在机制。在试验的基础上,进一步建立了土体干缩开裂离散元模型,引入沿深度的失水速率梯度参数,模拟上边界的蒸发条件变化。通过设计底面摩擦系数,模拟下边界的接触条件变化。将模拟结果与试验结果进行对比分析,探讨了两种边界条件对裂隙发育过程的影响。研究成果对进一步认识土体干缩裂隙的发育机理及其边界效应具有一定参考意义。

1 室内试验

1.1 试验材料与方法

本文选用南京地区的下蜀土为研究对象,其基本物理性质为:相对密度为 2.73,液限为 34.5%,塑限为 19.5%,塑性指数为 15。

为获得较为均匀的试样,在土体取回后,进行风干粉碎,并过 2 mm 筛,然后加水进行充分搅拌,配置成含水率为 170%的饱和泥浆样。将饱和泥浆样在振动台上振动 5 min,排除泥浆内的气泡,随后密封并静置 72 h。在泥浆沉积稳定后,抽去表面清液,此时测得试样含水率为 70%。

试验使用统一规格的长条形有机玻璃容器(20 cm×1 cm×2 cm)。为了探究底面边界条件对土样干缩裂隙发育过程的影响,本文共开展了 3 组试验:E1、E2 和 E3,分别选取 3 种不同规格的砂纸铺设在容器底面。砂纸的具体规格及对应的砂粒径见表 1。砂的粒径越大,代表界面越粗糙,则摩擦系数也越大。为了便于分析,本文将 3 种砂纸对应的摩擦系数简单划分为大、

中和小 3 种条件。

需要注明的是, 试验开始前, 在容器侧壁涂抹凡士林, 以减小土样与壁面之间作用力对干缩开裂的影响。然后将配置好的泥浆样倒入容器中, 控制每组土体的初始厚度为 1 cm, 在 (30℃±1℃) 的室温条件下进行干燥。同时对土样的侧面进行定时拍照, 记录裂隙的发育过程。

表 1 室内试验参数

Table 1 Parameters of laboratory tests				
试样编号	砂纸规格/目	砂颗粒粒径/mm	摩擦系数	初始厚度/cm
E1	80	0.180	大	1
E2	120	0.120	中	1
E3	240	0.063	小	1

1.2 试验结果

在本次试验中, 可以观察到各条裂隙相互平行且沿试样截面发育, 且未发生裂隙交错及分级现象, 是典型的一维开裂问题^[12,19]。此时模型尺寸对裂隙在竖直方向上的发育影响较小。

在各组试样的裂隙发育过程中, 可明显看出裂隙的发育形态分为两类, 即裂隙首先从试样顶面产生并逐渐向下发育 (图 1) 以及裂隙首先从试样底面产生并逐渐向上发育 (图 2)。

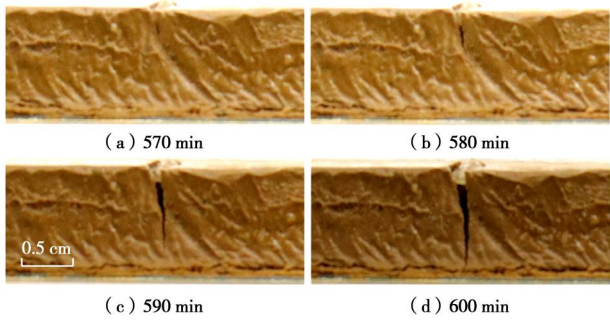


图 1 裂隙从顶面向下发育过程 (E1 组侧面局部放大)

Fig. 1 Downward propagation of crack from top (side view of E1, enlarged)

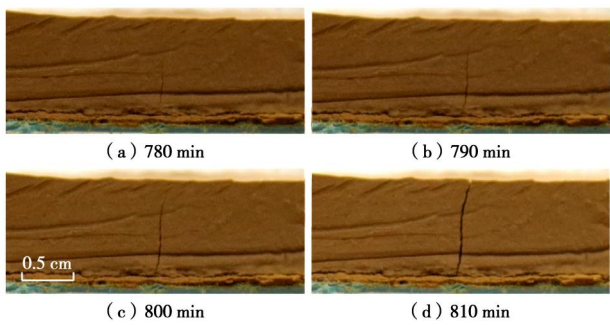


图 2 裂隙从底面向上发育过程 (E1 组侧面局部放大)

Fig. 2 Upward propagation of crack from bottom (side view of E1, enlarged)

以试验组 E1 为例, 土样的第一条裂隙在顶面产

生 (图 1)。随着土样进一步干燥收缩, 裂隙在尖端引导下逐渐向下延伸, 直到贯穿整个土样厚度。这是因为在干燥过程中, 表面蒸发导致其含水率下降, 从而在土样上部率先产生吸力及张拉应力, 当张拉应力的

大小达到局部土体的抗拉强度时, 裂隙便会在相应位置产生^[20]。随着干燥的持续, E1 组的第三条裂隙 (图 2) 从底面产生, 并逐渐向上发育。这是因为蒸发锋面从顶面逐渐向深部发展, 土样的收缩变形也从表层逐渐向整体过渡。对与下层土体而言, 其相对运动趋势会受到底面摩擦力的限制, 从而在底面产生水平方向的拉应力集中, 最终使得裂隙在试样底面产生。



图 3 室内试验最终裂隙图像 (侧面)

Fig. 3 Final crack patterns in laboratory tests (side view)

在干燥结束后, 3 组试样最终裂隙形态如图 3 所示。从图中可以看出裂隙的发育程度受底面边界条件的影响很大, 界面边界越粗糙, 裂隙发育程度越大, 裂隙间距越小。为了进一步分析边界条件对土体干缩开裂的影响, 表 2 统计了各组试样的总裂隙条数、从顶面发育的裂隙条数及从底面发育的裂隙条数。可以发现, 容器底面的粗糙度越大, 土样发育的总裂隙条数越多, 大部分裂隙均从顶面开始发育。说明在本次试验中, 蒸发作用对裂隙发育过程起主导作用。但随着容器底面粗糙度的增大, 从底面发育的裂隙条数占总裂隙条数的比重逐渐增加。由此可见, 土体干缩裂隙的发育过程存在明显的边界效应。

表 2 室内试验裂隙条数统计

Table 2 Number of cracks in laboratory tests				
试样编号	摩擦系数	总裂隙条数	顶面发育裂隙条数	底面发育裂隙条数
E1	大	9	5	4
E2	中	5	3	2
E3	小	3	2	1

2 离散元模拟

2.1 土体干缩开裂模型

研究发现^[8], 在室内试验的起始阶段, 土样处于泥浆状态, 此时土样完全饱和, 孔隙完全被水相充满。同时黏土矿物得到充分水化, 颗粒表面形成较厚的水

化膜, 增大了颗粒之间的间距, 从而为黏性土的收缩变形提供了空间。在干燥失水过程中, 土样中的基质吸力会不断增大, 而黏土颗粒表面的水化膜厚度会逐渐减小。

基于以上思路, 本文将土样一维干缩开裂过程分为力学性质变化和单元体积收缩两个方面。在建立的离散元模型中, 将土样简化为由若干圆形可收缩的单元黏结而成 (contactbond) 的集合体, 颗粒间的力学性质变化如图 4 所示。当法向力 F_n 超过其抗拉强度 T_n 或当切向力 F_s 超过其抗剪强度 T_s 时, 颗粒连接发生破坏。连接破坏后, 颗粒之间的抗拉强度及抗剪强度为 0, 在法向上只承受压力, 不承受拉力; 在切向上, 颗粒在接触位置仍受到摩擦作用。

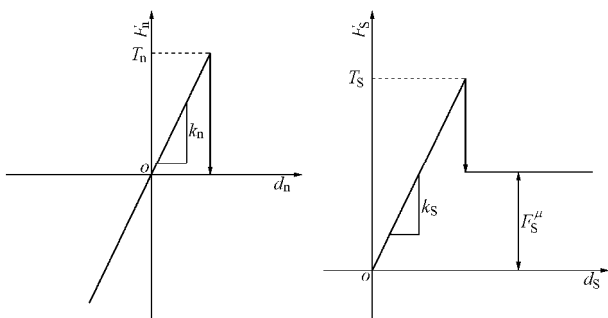


图 4 contact bond 模型的力学性质

Fig. 4 Mechanical performance of contact bond model

在实际情况下, 黏土颗粒之间的接触条件较为复杂。简单弹塑性模型无法考虑含水率随时间的变化, 不能直接用于土体干缩开裂的模拟。contactbond 模型作为一种刚性接触模型, 虽然无法表现土样在高含水率条件下的塑性变形以及破坏过程的软化现象。但考虑到土样干缩开裂是一种自发的内部破坏问题, 无需考虑在外力作用下的变形, 只要在土样干缩开裂过程中设置明确的破坏准则, 使用 contactbond 模型来研究土体的干缩开裂问题具有一定的可取之处。

从宏观尺度分析, 可以通过反演力学参数与含水率之间的关系^[21-22], 进行参数均一化, 将基质吸力以及抗拉强度引入模型, 将宏观与微观力学性质结合起来。为了简化计算, 在接触模型中设置抗拉强度与抗剪强度一致, 法向接触刚度与切向接触刚度一致。

冉龙洲等通过测试了土样在干燥过程中的抗拉强度变化^[25], 基于他们的试验数据进行反演, 可建立颗粒间连接强度 T_n (N) 与含水率 w 之间的负指数关系:

$$T_n = 14.916 \exp(-w/12) - 0.101 \quad (1)$$

根据参考文献[16], 可建立颗粒间接触刚度 k_n (N/m) 与 w 的关系式为

$$k_n = 1.25 \times 10^7 \exp(-0.2w) \quad (2)$$

在单元体积变化方面, 为了更好地表现黏性土的

体变特征, 在模拟中使用由 Yousoufi 等^[24]提出的理想化模型。将离散元模型中的单元定义为由土骨架以及周围水相两部分组成的可收缩团粒, 在土样蒸发失水过程中单元半径逐渐较小。

单元半径相对于蒸发时间的变化量通过试验得出经验公式:

$$R = R_0 \exp\left(-b \frac{N}{N_f}\right) \quad (3)$$

式中, R 为颗粒的单元半径, R_0 为时间 $N=0$ 时的半径, b 为反映单元收缩的材料参数, N_f 为试验的总时长 ($0 \leq N \leq N_f$)。

由于式 (3) 假定所有的单元收缩速度相同, 所有的单元半径在循环迭代过程中都乘以相同的参数。如果研究非均匀收缩, 可以对不同类型的单元设置不同的半径变化规律^[16]。将模型中单元的收缩规律与其空间位置联系起来则可以使用下式来匹配试验数据:

$$R = R_0 \exp\left[\left[b(x, y)\right] \frac{N}{N_f}\right] \quad (4)$$

式中, x 和 y 为单元的整体坐标。

为了能模拟土样在蒸发过程中内部含水率变化的空间差异性, 本文在上述模型的基础上进一步修改了离散元算法, 即赋予每个颗粒用于标识含水率的独立参数, 从而使模型中各处的抗拉强度能随含水率独立变化。基于该思路, 本文建立的颗粒之间的胶结强度与接触两端颗粒含水率之间的关系式为

$$T_{a-b} = \frac{T_n(w_a) + T_n(w_b)}{2} \quad (5)$$

式中, T_{a-b} 为单元 a 和 b 之间连接的抗拉强度, w_a , w_b 为单元 a 和 b 当前时刻对应的含水率值。

因此, 基于式 (4), (5), 在模型中实现了失水速率沿垂直高度动态变化的功能, 从而体现土样蒸发过程中内部水分场和应力场的不均匀分布, 突破了以往模型只能应用于均匀收缩、均匀力学性质的限制。

为了简化计算, 进一步建立单元失水速率与土样高度之间的线性关系为

$$b(y) = b_0 \left(1 + \frac{(2y-H)}{H} l\right) \quad (0 \leq y \leq H) \quad (6)$$

式中, b 为单元实际收缩参数, b_0 为假设整体均匀收缩时对应的收缩参数, y 为单元在模型中的纵坐标, H 为颗粒堆积模型的总高度, l 为本文引入的失水速率梯度, 即为失水速率随高度线性变化的斜率。 l 越大, 说明试样表面的蒸发速率越大, 反之亦然。通过调整 l 的大小, 便可模拟不同的蒸发边界条件对土样干缩开裂过程的影响。

2.2 模拟过程

由前人的室内试验结果可知^[9, 25-26], 初始为饱和

状态的土体蒸发失水过程可分为 3 个典型阶段, 分别是常速率阶段、减速率阶段和残余阶段。其中大多数裂隙均出现在常速率阶段, 而在减速率阶段和残余阶段中, 虽然土体进一步收缩, 但新生裂隙较少。由于本文的研究对象为一维条件下裂隙发育的起始位置及发育过程, 不涉及整体裂隙率以及表面裂隙形态, 因此在离散元模拟中只考虑常速率蒸发阶段, 对应土体处于饱和状态, 符合 Youssoufi 等^[24]提出的颗粒收缩模式的基本应用条件。在模拟中设置的起始与终止含水率分别为 70%和 30%。

模拟过程中, 首先在模拟区域内生成由粒径为 0.1 mm 的颗粒组成且长度为 20 cm 的刚性簇 (clump), 作为底部摩擦界面, 锁定其移动和旋转。然后在刚性簇上方用粒径为 2 mm 的颗粒生成四边形堆积 (cubic) 试样, 对应室内试验中消除原生结构的均匀土样, 厚度为 1 cm。土样经过重力沉降达到平衡状态之后进行胶结, 初始建立的模型如图 5 所示。颗粒单元与刚性簇之间采用 smoothjoint 连接^[27], 其胶结强度为土颗粒间胶结强度的 50%。

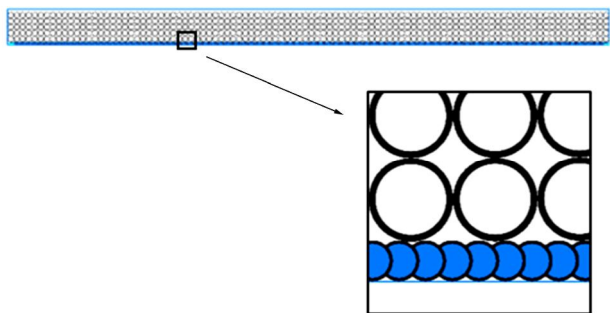


图 5 离散元模型初始状态

Fig. 5 Original state of DEM model

在模拟边界效应时, 考虑到边界颗粒与土样颗粒之间的比例关系, 依据实际大小改变砂颗粒尺寸较难体现摩擦对裂隙发育的影响。本文在保持边界颗粒尺寸不变的情况下, 通过改变边界颗粒与土样颗粒之间的摩擦系数实现界面摩擦条件的变化。需要注意的是, 在室内试验中采用不同粗细的砂纸, 界面粗糙程度有待进一步量化。为简化分析, 在模拟中设定界面摩擦

系数 分别为 0.3, 0.2, 0.1, 对应室内试验中随砂纸砂粒径减小, 界面摩擦逐步减小的变化趋势。

2.3 模拟结果

在前文的试验中, 土样初始高度一致, 且干燥过程中外界环境条件相同, 可认为 3 组试样在不同高度上的含水率变化差异即失水速率梯度相同。模型中选取失水速率梯度 l 为 0.05, 关于 l 与土样高度之间的关联性讨论见后文。详细模拟参数: 土颗粒密度为 2.73 kg/m^3 , 初始土样粒径为 2 mm, 底面颗粒粒径为 0.1 mm, 初始含水率为 70%, 终止含水率为 30%, 失水速率梯度 l 取 0, 0.01, 0.02, 0.03, 0.04, 0.05, 底面摩擦系数 m 为 0.1, 0.2, 0.3。模拟结束时 3 组土样的开裂情况如图 6 所示。随着摩擦系数的增大, 模型所产生的总裂隙条数增多。

表 3 统计了模拟结束后 3 组试样中的裂隙信息。从中可以看出, 当摩擦系数为 0.1 时, 模拟结果未能体现从底面发育的裂隙, 所有裂隙均从顶面起始发育。因此可认为在该条件下, 失水速率梯度的影响大于摩擦系数的影响。但随着摩擦系数的增大, 开始出现从底面向上发育的裂隙。并且, 摩擦系数越大, 从底面发育的裂隙条数占总裂隙条数的比例越高。总体上, 模拟结果 (表 3) 与试验结果 (表 2) 较为一致, 很好地反映了边界条件对裂隙发育过程的影响, 说明该模型可用于土体干缩开裂模拟分析, 但模型参数尚有优化空间。

表 3 数值模拟裂隙条数统计 ($l=0.05$)

Table 3 Number of cracks in numerical tests ($l=0.05$)				
编号	摩擦系数	总裂隙条数	顶面发育裂隙条数	底面发育裂隙条数
①	0.3	8	5	3
②	0.2	5	4	1
③	0.1	3	3	0

为了进一步探究土样上表面蒸发边界条件对干缩裂隙发育过程的影响, 本文对上述 3 组不同底面摩擦系数的试样在 6 种失水速率梯度情况下的干缩开裂进行了模拟, l 从 0 逐渐增加到 0.05 (当 $l=0$ 时, 土样均匀失水)。图 7 给出了 3 组试样模拟结束后裂隙发育情况与失水速率梯度的关系。从中可以发现, 在相同底

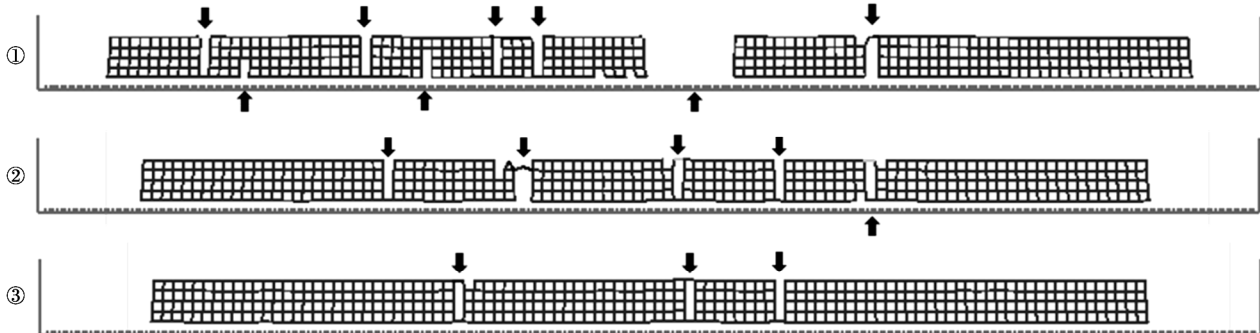


图 6 模拟结束时模型中的土样开裂情况

Fig. 6 Final crack patterns of DEM samples

面摩擦条件下, 当模型中设置的失水速率梯度较小时 ($I \leq 0.01$), 所有裂隙均由底面向上发育, 结果与均匀失水的情况相一致 ($I=0$)。说明在较小的失水梯度下, 土样上表面不容易发生应力集中, 但试样底部的颗粒在水平方向上的收缩位移会受到界面摩擦的限制而发生应力集中, 并最终导致底面裂隙的发育, 此时可以认为土样的裂隙发育过程由底面摩擦主导。随着 I 的增加, 从顶面向下发育的裂隙条数逐渐增多, 主要是因为土样上部颗粒收缩速率加快, 顶面更容易出现拉应力集中。而从底面向上发育的裂隙条数则随 I 呈现减小趋势, 当失水速率梯度为 0.02 时, 从底面向上发育的裂隙条数达到最小值, 导致模型中观察到的总裂隙条数也达到最小值。随着 I 的进一步提高, 蒸发速率对裂隙的影响逐渐超过底面界面摩擦作用, 从顶面发育的裂隙条数占总裂隙条数的比例不断提高。

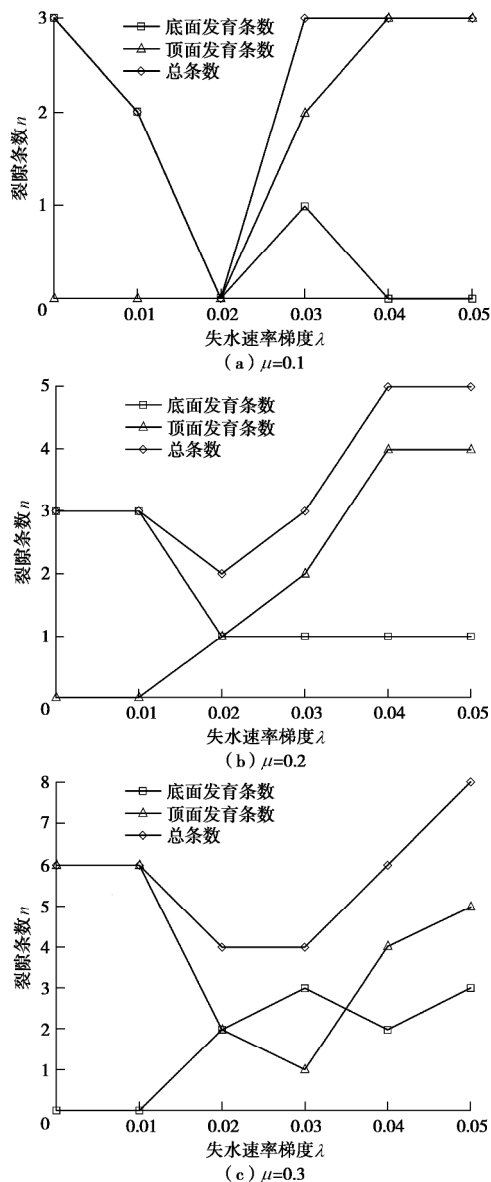


图 7 3 组摩擦系数对应不同失水速率梯度条件下的裂隙发育情况

Fig. 7 Variation of crack development with water loss gradient under three different friction coefficients

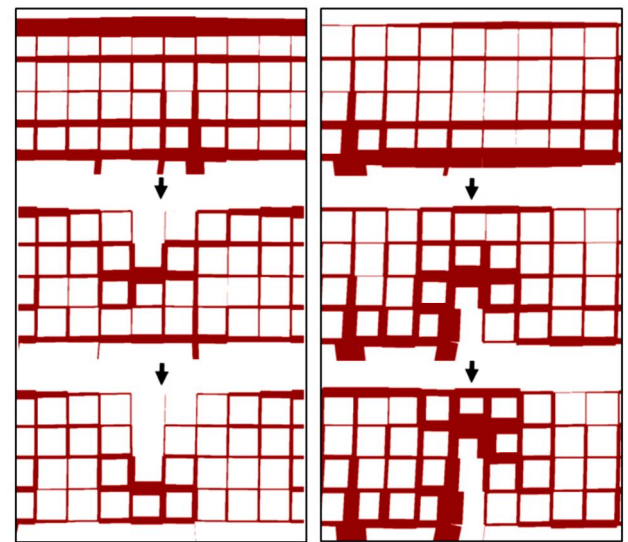
总体上, 当土样蒸发速率一定时, 界面摩擦系数越大, 裂隙总条数和从底面向上发育的裂隙条数越多。当界面摩擦系数一定时, 裂隙总条数随失水速率梯度呈先减小后增大趋势, 而从顶面发育的裂隙条数随蒸发速率总体呈上升趋势。

2.4 裂隙发育方向的界面效应

无论是在试验还是模拟中, 均观察到两种不同的裂隙发育形式, 即从顶面向下发育和从底面向上发育。为了进一步分析裂隙发育方向的边界效应, 下文选择典型的模拟结果对单一裂隙发育过程进行探讨。

(1) 裂隙从顶面向下发育情况

图 8 (a) 给出的是在相对较高的失水速率梯度下某单一裂隙从顶面向下发育的情况。从图中可以看出, 在失水速率梯度影响下, 上部颗粒收缩较快, 颗粒之间连接的刚度增大, 呈现出试样中应力在顶面集中的现象, 而试样底部应力数值相对较小。当顶面颗粒之间某处连接的拉应力达到抗拉强度时则发生断裂, 形成裂隙。与此同时, 应力场发生重分布, 即顶面应力场在裂隙形成后得到释放, 而在裂隙尖端发生新的应力集中。这一机制将一直持续下去, 直到含水率的减少及界面摩擦造成的最大拉应力无法超过土样的抗拉强度, 裂隙停止发育。



(a) 模拟中裂隙从顶面向下发育情况 (b) 模拟中裂隙从底面向上发育情况 (线段越粗表示颗粒间连接受力越大, 应力集中越明显)

图 8 (a) 模拟中裂隙从顶面向下发育情况; (b) 模拟中裂隙从底面向上发育情况 (线段越粗表示颗粒间连接受力越大, 应力集中越明显)

Fig. 8 Simulated results of crack initiating from (a) top and crack initiating from bottom (b) simulation results (greater line weight indicates stronger force in contact)

(2) 裂隙从底面向上发育情况

图 8 (b) 给出的是在相对较高的界面摩擦系数条

件下某单一裂隙从底面向上发育的情况。从图中可以看出,随着模型不断失水收缩,底部的颗粒受到与刚性簇之间的界面摩擦影响,水平方向上收缩变形受到限制,颗粒之间的拉应力不断增加。由于试样相对均匀,且两端不受到应力约束,一般在试样中部产生最大的拉应力,左右相互对称,这也与前人的模拟结果相吻合^[28]。当底面某处颗粒间连接上的拉应力超过其抗拉强度时,连接断裂,在宏观上表现为裂隙产生,同时也观察到应力场发生重新分布现象。即底面应力场得到一定程度的释放,应力集中部位随裂隙尖端向上移动,促使裂隙不断向上发育。

3 讨 论

3.1 颗粒堆积方法

在本研究中使用的是最为规则的 cubic 堆积,笔者在实际测试过程中,对 cubic、hexagonal (正六边形)以及随机堆积进行了对比。在随机堆积中^[29],由于颗粒分散较为不均匀,即使经过多次压实和循环,也很难消除原始缺陷(即存在相对较为薄弱的部位),这可以较好地对应原位土样中由于结构、构造上的不均匀性质。但在本文试验中,所采用的试样为相对均匀的泥浆样,更符合规则堆积的模型。

在 cubic 堆积中,模型内部颗粒的配位数为 4,只与上下以及左右的颗粒相连。在 hexagonal 堆积中^[18],模型内部颗粒配位数为 6,即在斜方向也有连接。按上文中所介绍的模拟方法进行模拟时,模型内部的张拉应力主要集中在水平方向上,水平连接最先达到所设置的最大拉力值并发生断裂。但在 hexagonal 堆积模型中,出现了水平方向连接被拉断,而斜方向上颗粒仍然存在连接的现象,左右颗粒单元无法完全分离。这意味着在 hexagonal 模型中,需要在同一局部位置出现超过一次的张拉破坏,才能产生裂隙,这显然与实际情况不符。基于上述考虑,本文中采用 cubic 堆积模型对土样干缩开裂进行了模拟,模拟结果与试验结果较为吻合。

3.2 失水速率梯度

本次研究中,当选用的失水速率梯度为 0.05 时,模拟结果与试验结果较为一致。由于试验土样在干燥过程中不存在额外水源的补充,可对应于地下水位较深的情况。当土样厚度足够大时,可以明显观察到干燥过程中土样剖面上的含水率变化过程^[6]。主要分为两个阶段^[30]:阶段一,剖面上含水率梯度逐渐变大,直到土样上部达到一个较为干燥的状态,此时在深部的土样含水率相对较高,存在失水速率差异;阶段二,深部土样水分逐渐向上运移,含水率降低,剖面上的

含水率梯度逐渐减小。这一过程可用有限差分算法实现^[18],实现相邻块体之间的水分交换。为简化计算,本文模拟的干燥过程中采用的是恒定失水速率梯度。需要强调的是,在不引入失水速率梯度时,模拟出现的裂隙均由底面向上发育。由此可见,在研究顶面失水引起的土体干缩开裂问题时,对失水速率梯度加以考虑是必要的。并且,失水梯度与土体厚度存在密切关系,因此,土体厚度对失水速率梯度的改变及其对裂隙发育的影响将作为下阶段研究的重点。

4 结 论

通过室内试验及离散元模拟对土体干缩开裂过程的边界效应进行了研究,得到以下 5 点结论。

(1)对于本文试验中的长条形土样,受尺寸效应影响,干燥过程中形成的裂隙主要垂直长轴方向并近似平行发育。

(2)土体干缩裂隙存在从顶面向下和从底面向上两种典型的发育形式,且具有明显的边界效应。总体上,底面界面越粗糙,裂隙发育条数越多,裂隙间距越小。

(3)干缩裂隙的发育过程是上界面蒸发失水与下界面摩擦两种边界条件共同作用的结果。当底面摩擦较小时,底部位移限制对裂隙发育的影响不明显,开裂由蒸发失水主导,大部分裂隙由顶面向下发育。当底面摩擦增大时,界面摩擦力对土体收缩变形的影响增加,从土体底面发育的裂隙条数占总裂隙条数的比重逐渐增加

(4)离散元为研究土体干缩开裂过程及其边界效应提供了出色的数值模拟方法。基于失水速率梯度和界面摩擦系数建立的离散元模型能较好地模拟土样干燥过程中的上边界蒸发条件和下边界接触条件,较好地还原了室内试验中裂隙发育形态随底面摩擦条件变化的。

(5)离散元模拟结果表明,当土颗粒之间某的拉应力达到与之对应的抗拉强度时则发生断裂,即形成裂隙。与此同时,局部应力集中现象得到一定程度缓解,应力场发生重分布,且在裂隙尖端形成新的应力集中,从而促使裂隙不断延伸扩展。

本文从试验和数值模拟的角度均证实了土体干缩开裂过程中存在明显的边界效应。但需要指出的是,无论是蒸发边界条件还是底面接触边界条件,其对裂隙发育过程的影响在理论上都与土样厚度有关。而本次研究作为该课题的首次探索,重在建立具有一定可操作性的土体干缩开裂离散元模型,因此暂未过多考虑厚度因素。在接下来的工作中,动态失水速率梯度

参数的优化以及蒸发速率-界面摩擦-土层厚度对土体干缩开裂过程的耦合作用机制将是本课题组离散元模型研究的重点。

参考文献:

- [1] LOZADA C, THOREL L, CAICEDO B. Effects of cracks and desiccation on the bearing capacity of soil deposits[J]. *Géotechnique Letters*, 2015, **5**(3): 112 - 117.
- [2] 袁俊平, 殷宗泽. 膨胀土裂隙的量化指标与强度性质研究[J]. *水利学报*, 2004, **35**(6): 108 - 113. (YUAN Jun-ping, YIN Zong-ze. Quantitative index of fissure and strength characteristics of fissured expansive soils[J]. *Journal of Hydraulic Engineering*, 2004, **35**(6): 108 - 113. (in Chinese))
- [3] 姚海林, 郑少河, 葛修润, 等. 裂缝膨胀土边坡稳定性评价[J]. *岩石力学与工程学报*, 2002, **21**(增刊 2): 2331 - 2335. (YAO Hai-lin, ZHENG Shao-he, GE Xiu-run, et al. Assessment on slope stability in cracking expansive soils[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2002, **21**(S2): 2331 - 2335. (in Chinese))
- [4] MITCHELL J K. *Fundamentals of Soil Behavior*[M]. New York: Wiley, 1993.
- [5] LAKSHMIKANTHAM. R, PRATPERE C, LEDESMA ALBERTO. Experimental evidence of size effect in soil cracking[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2008, **49**(3): 264 - 284.
- [6] 唐朝生, 施 斌, 顾 凯. 土中水分的蒸发过程试验研究[J]. *工程地质学报*, 2011, **19**(6): 875 - 881. (TANG Chao-sheng, SHI Bin, GU Kai. Experimental investigation on Evaporation process of water in soil during drying[J]. *Journal of Engineering Geology*, 2011, **19**(6): 875 - 881. (in Chinese))
- [7] 唐朝生, 施 斌, 刘 春. 膨胀土收缩开裂特性研究[J]. *工程地质学报*, 2012, **20**(5): 663 - 673. (TANG Chao-sheng, SHI Bin, LIU Chun. Study on desiccation cracking behaviour of expansive soil[J]. *Journal of Engineering Geology*, 2012, **20**(5): 663 - 673. (in Chinese))
- [8] 唐朝生, 王德银, 施 斌, 等. 土体干缩裂隙网络定量分析[J]. *岩土工程学报*, 2013, **35**(12): 2298 - 2305. (TANG Chao-sheng, WANG De-yin, SHI Bin, et al. Quantitative analysis of soil desiccation crack network[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2013, **35**(12): 2298 - 2305. (in Chinese))
- [9] 唐朝生, 施 斌, 崔玉军. 土体干缩裂隙的形成发育过程及机理[J]. *岩土工程学报*, 2018, **40**(8): 1415 - 1423. (TANG Chao-sheng, SHI Bin, CUI Yu-jun. Behaviors and mechanisms of desiccation cracking of soils[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2018, **40**(8): 1415 - 1423. (in Chinese))
- [10] PERON H, HUECKEL T, LALLOUI L, et al. Fundamentals of desiccation cracking of fine-grained soils: experimental characterisation and mechanisms identification [J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2009, **46**(10): 1177 - 1201.
- [11] WEINBERGER R. Initiation and growth of cracks during desiccation of stratified muddy sediments[J]. *Journal of Structural Geology*, 1999, **21**(4): 379 - 386.
- [12] 曾 浩, 唐朝生, 林 奎. 土体干缩裂隙发育方向及演化特征的层间摩擦效应研究[J]. *岩土工程学报*, 2019, **41**(6): 1172 - 1180. (ZENG Hao, TANG Chao-sheng, LIN Luan. Interfacial friction dependence of propagation direction and evolution characteristics of soil desiccation cracks[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2019, **41**(6): 1172 - 1180. (in Chinese))
- [13] CUNDALL P A, STRACK O D L. A discrete numerical mode for granular assemblies[J]. *Géotechnique*, 1979, **29**(1): 47 - 65.
- [14] 蒋明镜, 胡海军, 彭建兵. 结构性黄土一维湿陷特性的离散元数值模拟[J]. *岩土力学*, 2013, **34**(4): 1121 - 1130. (JIANG Ming-jing, HU Hai-jun, PENG Jian-bing. Simulation of collapsible characteristics of structural loess under one-dimensional compression condition by discrete element method[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2013, **34**(4): 1121 - 1130. (in Chinese))
- [15] 张程林, 周小文. 砂土颗粒三维形状模拟离散元算法研究[J]. *岩土工程学报*, 2015, **37**(增刊 1): 115 - 119. (ZHANG Cheng-lin, ZHOU Xiao-wen. Algorithm for modelling three-dimensional shape of sand based on discrete element method[J]. *Journal of Engineering Geology*, 2015, **37**(S1): 115 - 119. (in Chinese))
- [16] PERON H, DELENNE J Y, LALLOUI L, et al. Discrete element modelling of drying shrinkage and cracking of soils[J]. *Computers & Geotechnics*, 2009, **36**(1/2): 61 - 69.
- [17] 司马军, 蒋明镜, 周创兵. 黏性土干缩开裂过程离散元数值模拟[J]. *岩土工程学报*, 2013, **35**(增刊 2): 286 - 291. (SIMA Jun, JIANG Ming-jing, ZHOU Chuang-bing. Numerical simulation of desiccation cracking of clay soils by DEM[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2013, **35**(S2): 286 - 291. (in Chinese))
- [18] 张晓宇, 许 强, 刘 春, 等. 黏性土失水开裂多场耦合

- 离散元数值模拟[J]. 工程地质学报, 2017, **25**(6): 1430 - 1437. (ZHANG Xiao-yu, XU Qiang, LIU Chun, et al. Numerical simulation of drying cracking using multifield coupling discrete element method[J]. Journal of Engineering Geology, 2017, **25**(6): 1430 - 1437. (in Chinese))
- [19] COSTA S, KODIKARA J, SHANNON B. Salient factors controlling desiccation cracking of clay in laboratory experiments[J]. Géotechnique, 2013, **63**(1): 18 - 29.
- [20] KODIKARA J, CHOI X. A simplified analytical model for desiccation cracking of clay layers in laboratory tests[C]// Proceedings of the 4th International Conference on Unsaturated Soil. New York, 2006: 2558 - 2569.
- [21] SIMA J, JIANG M J, ZHOU C B. Numerical simulation of desiccation cracking in a thin clay layer using 3D discrete element modeling[J]. Computers and Geotechnics, 2014, **56**: 168 - 180.
- [22] GUO M Y, HAN M C, YU X. Laboratory characterization and discrete element modeling of shrinkage[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2016, **14**: 5 - 13.
- [23] 冉龙洲, 宋翔东, 唐朝生. 干燥过程中膨胀土抗拉强度特性研究[J]. 工程地质学报, 2011, **19**(4): 620 - 625. (RAN Long-zhou, SONG Xiang-dong, TANG Chao-sheng. Laboratorial investigation on tensile strength of expansive soil during drying[J]. Journal of Engineering Geology, 2011, **19**(4): 620 - 625. (in Chinese))
- [24] EL YOUSOUFI M S, DELENNE J Y, RADIAI F. Self-stresses and crack formation by particle swelling in cohesive granular media[J]. Physical Review E Statistical Nonlinear & Soft Matter Physics, 2005, **71**(51): 5 - 7.
- [25] 刘昌黎, 唐朝生, 李昊达, 等. 界面粗糙度对土体龟裂影响的试验研究[J]. 工程地质学报, 2017, **25**(5): 1314 - 1321. (LIU Chang-li, TANG Chao-sheng, LI Hao-da, et al. Experimental study on eddict of interfacial roughness on desiccation cracking behavior of soil[J]. Journal of Engineering Geology, 2017, **25**(5): 1314 - 1321. (in Chinese))
- [26] 曾浩, 唐朝生, 刘昌黎, 等. 控制厚度条件下土体干缩开裂的界面摩擦效应[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(3): 544 - 553. (ZENG Hao, TANG Chao-sheng, LIN Chang-li, et al. Effect of boundary friction and layer thickness on soil desiccation cracking behavior[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **41**(3): 544 - 553. (in Chinese))
- [27] ITASCA. PFC^{3D} (Particle Flow Code in 3 Dimensions), Version 3.00[R]. Minneapolis: Itasca Consulting Group, Inc.; 2003.
- [28] AMARASIRI A L, KODIKARA J K, SUSANGA C. Numerical modelling of desiccation cracking[J]. International Journal for Numerical & Analytical Methods in Geomechanics, 2011, **35**(1): 82 - 96.
- [29] JIANG M J, KONRAD J M, LEROUEIL S. An efficient technique to generate homogeneous specimens for DEM studies[J]. Computers and Geotechnics, 2003, **30**(7): 579 - 597.
- [30] HILLIL D. Introduction to Environmental Soil Physics[M]. San Diego, CA: Elsevier Science, 2004.

DOI: 10.11779/CJGE202002020

软黏土中劲性复合桩水平承载特性 $p-y$ 曲线研究

王安辉^{1, 2}, 章定文^{1, 2}, 谢京臣³

(1. 东南大学交通学院, 江苏 南京 211189; 2. 江苏省城市地下工程与环境安全重点实验室, 江苏 南京 211189;

3. 江苏劲桩基础工程有限公司, 江苏 南通 226400)

摘 要: 劲性复合桩(SC桩)是一种将高强度混凝土桩与水泥土桩相结合的新型桩基。为研究软黏土中SC桩水平承载力理论计算方法,将水泥土视为硬黏土,基于现有软黏土和硬黏土中桩基的 $p-y$ 曲线形式,考虑水平荷载作用下桩周水泥土和软黏土的土抗力分担比例,推导了 $p-y$ 曲线中两个重要参数 p_u 和 y_{50} 的修正因子,进而建立了软黏土中SC桩水平承载特性 $p-y$ 曲线计算方法。通过与3个现场试验的实测结果的对比分析,验证所建立的 $p-y$ 曲线法的准确性与可靠性,继而开展SC桩水平受荷性能影响因素分析。结果表明:所建立的理论计算方法可以有效预测SC桩的水平承载特性,且当桩身变形较大时应考虑混凝土芯桩的非线性影响。水泥土桩桩径(D)对SC桩水平承载性能影响显著,当水泥土桩与混凝土芯桩的桩径比(D/d)从1.0增至3.0时,120 kN水平荷载下的桩头位移从25.8 mm减至5.1 mm,且桩身最大弯矩值减小51.0%;桩身水平承载性能受水泥土桩桩长(L)的影响较大,但当长径比(L/d)超过10后,桩身内力位移趋于稳定值;适当地增加水泥土桩强度与混凝土芯桩弹性模量也可提高SC桩的水平承载性能。

关键词: 劲性复合桩; 水平承载特性; $p-y$ 曲线; 软黏土; 水泥土桩

中图分类号: TU473.11

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)02-0381-09

作者简介: 王安辉(1989—),男,博士研究生,主要从事交通岩土与桩基工程方面的研究。E-mail: 230169700@seu.edu.cn。

$p-y$ curves for lateral bearing behavior of strength composite piles in soft clay

WANG An-hui^{1, 2}, ZHANG Ding-wen^{1, 2}, XIE Jing-chen³

(1. School of Transportation, Southeast University, Nanjing 211189, China; 2. Jiangsu Key Laboratory of Urban Underground Engineering and Environmental Safety, Nanjing 211189, China; 3. Jiangsu Jinzhuang Foundation Co., Ltd., Nantong 226400, China)

Abstract: The strength composite (SC) pile is a novel type of pile technology which combines high-strength concrete piles and deep cement-mixing (DCM) columns. To attain a theoretical approach for the lateral bearing capacity of SC piles in soft clay, the cement-improved soil is assumed to be the stiff clay. Then, considering the proportion of lateral resistance provided by the cement-improved soil, as well as the soft clay surrounding the pile, the modification factors of p_u and y_{50} are deduced based on the typical $p-y$ curves for both soft and stiff clays. Subsequently, a modified $p-y$ curve model is initially established to predict the lateral response of SC piles in soft clay. The assessments using the measured response of the SC piles from three field tests are then performed to verify the accuracy and reliability of the proposed $p-y$ curve approach. Furthermore, a parametric study is conducted to clarify the influences of the related parameters on the lateral response of the SC piles. The results illustrate that the proposed analytical approach may effectively predict the lateral response of the SC piles. Evidently, when the lateral deformation of the piles is relatively large, the nonlinear behavior of the concrete-cored piles should be considered. The diameter of the DCM columns (D) has a significant effect on the lateral behavior of the SC piles. Specifically, when the column-pile diameter ratio (D/d) varies from 1.0 to 3.0, the deflections at the pile-head decreases from 25.8 to 5.1 mm at a lateral load level of 120 kN, and the peak bending moment decreases by 51.0%. The lateral performance of the SC piles is greatly affected by the length of the DCM columns (L), however, when the length-diameter ratio (L/d) exceeds 10, the internal force and displacement of the piles stabilize with negligible variation. Additionally, the lateral bearing behavior of the SC piles may also be improved by appropriately increasing the strength of the cement-mixing columns as well as the elastic modulus of the concrete-cored piles.

Key words: strength composite pile; lateral bearing behavior; $p-y$ curve; soft clay; deep cement-mixing column

0 引 言

劲性复合桩(简称SC桩)是将水泥土搅拌桩与

基金项目: 国家重点研发计划项目(2016YFC0800200)

收稿日期: 2019-06-30

*通信作者(E-mail: zhangdw@seu.edu.cn)

高强度的混凝土桩进行复合施工,形成的一种混凝土芯桩与水泥土共同工作的新型复合材料桩。该桩利用直径较大的水泥土桩提供摩阻力,同时利用高强度、大刚度的芯桩来承担与传递荷载,既可以发挥刚性桩的高承载力特性,又可以利用水泥土桩侧摩阻力高的优势,已被试验证实为软土地基处理中经济有效、施工方便的桩型^[1-2]。

近年来,已有不少学者通过室内模型试验^[3-4]、现场试验^[5-6]、数值模拟^[7-8]和理论计算^[9-10]等手段对 SC 桩竖向承载特性、荷载传递机理以及破坏模式等开展了系列研究,并取得了丰富的研究成果。针对 SC 桩的水平承载特性,国内外也开展了一些研究。Rollins 等^[11]和黄银冰等^[12]研究发现,在桩基础周围打设水泥土桩可明显提高桩基的水平承载力,减小桩基的水平位移。Wang 等^[13]、He 等^[14]和 Hong 等^[15]系统评价了旋喷桩加固对软黏土中钻孔灌注桩水平受荷性能的影响,结果表明旋喷桩加固可显著提高灌注桩的桩头刚度,并大幅度减少其桩身累积位移。Faro 等^[16-17]对桩周有水泥土加固的刚性桩和柔性桩的水平受力特性进行了现场试验研究,结果表明刚、柔性桩的水平承载力均随水泥土加固范围的增加而增大,而加固深度存在最优值。王安辉等^[18-19]基于有限元模拟对比分析了 SC 桩和 PHC 管桩的水平受力特征和破坏性状,发现在相同水平荷载下,SC 桩的桩身位移和弯矩均明显低于 PHC 管桩。

在理论分析方面,李立业^[20]和张孟环^[21]基于 SC 桩的水平承载力现场试验,探究了 SC 桩地基土水平抗力系数的比例系数 m 的计算方法,提出了适用于计算 SC 桩水平承载力的修正 m 法。然而, m 法将土体视为弹性介质,无法反映土体的非线性行为,仅适用于地面处桩基位移较小的情况(一般不超过 6 mm)。当对大变形状态下桩土相互作用进行分析时,通常采用大、小水平变形以及静、动荷载的情况均适用的 $p-y$ 曲线法。然而,有关软黏土地基中 SC 桩 $p-y$ 曲线法的研究尚少见报道。

为此,本文将水泥土视为硬黏土,基于现有软黏土和硬黏土 $p-y$ 曲线形式,考虑水平荷载下桩周水泥土和软黏土的土抗力分担比例,求得 $p-y$ 曲线表达式中 p_u 和 y_{50} 的修正因子,进而获得可考虑桩身非线性的 SC 桩水平承载特性 $p-y$ 曲线计算方法。通过与现场试验实测结果的对比分析,验证所建立的理论计算方法的合理性,进而探讨水平荷载下 SC 桩承载性能的主要影响参数及其影响规律。

1 黏性土中桩基 $p-y$ 模型

$p-y$ 曲线法(其中 p 为桩侧土抗力, y 为桩身水

平位移)的基本思路是将桩体等效为一系列连续的梁单元,而桩周土体等效为单元节点处互相独立的非线性弹簧,其本质上是建立在线性 Winkler 地基梁的一种荷载传递法(见图 1)^[22-23]。

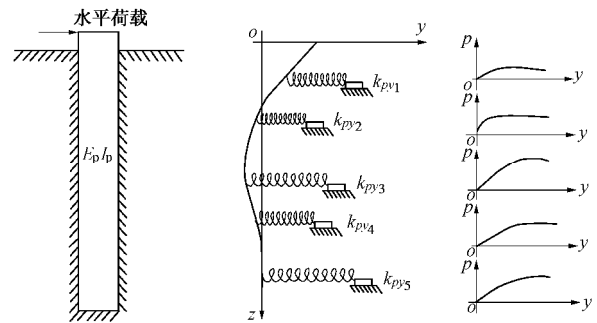


图 1 水平受荷桩 $p-y$ 曲线模型^[22-23]

Fig. 1 $p-y$ curve model for laterally loaded piles^[22-23]

20 世纪 70 年代初, Matlock^[22]根据桩径为 324 mm 的钢管桩水平承载试验率先提出了适用于软黏土的 $p-y$ 曲线公式。随后, Reese 等^[23]基于水平受荷桩现场试验研究,提出了适用于硬黏土的 $p-y$ 曲线表达式。Matlock 等^[22]和 Reese 等^[23]建议的 $p-y$ 模型能够很好地描述黏性土中桩基的水平反应性状,已被美国石油学会 API 规范^[24]和挪威船级社的 DNV 规范^[25]等推荐并沿用至今。在水平静力荷载作用下,软黏土(不排水抗剪强度 $c_u \leq 96$ kPa)中的水平受荷单桩的 $p-y$ 曲线表达式如下^[22]:

$$\frac{p}{p_u} = \begin{cases} 0.5(y/y_{50})^{1/3} & (y \leq 8y_{50}) \\ 1 & (y > 8y_{50}) \end{cases} \quad (1)$$

硬黏土中的水平受荷单桩的 $p-y$ 曲线表达式为^[23]:

$$\frac{p}{p_u} = \begin{cases} 0.5(y/y_{50})^{1/4} & (y \leq 16y_{50}) \\ 1 & (y > 16y_{50}) \end{cases} \quad (2)$$

式中 p_u 为桩周极限土抗力; y_{50} 为桩周土达到极限土抗力一半时的桩侧水平位移。

Matlock^[22]和 Reese 等^[23]提出了 p_u 和 y_{50} 的计算方法,表达式为

$$\left. \begin{aligned} p_u &= \min(p_{u1}, p_{u2}), \\ p_{u1} &= \left(3 + \frac{g'}{C_u} z + \frac{z}{d} z \right) c_u d, \\ p_{u2} &= 9c_u d, \\ y_{50} &= Ae_{50}d \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

式中 d 为桩身直径; g' 为土体有效重度; z 为泥面以下桩的任一深度; z 为系数,取 0.25~0.50; e_{50} 为三轴不排水试验中最大主应力差一半时的应变值。当无实测数据时, e_{50} 可根据 Matlock^[22]、Reese 等^[23]和 Ashour 等^[26]所推荐的值选取,其值与土体不排水抗剪强度 c_u 密切相关,如表 1 所示。 A 为量纲为 1 的相关

系数, 其值与桩径 d 相关。王惠初等^[27]通过工程实例研究, 建议采用如下经验公式来描述系数 A 与桩径 d 的关系, 即

$$A = 0.05(1/d + 4) \quad (5)$$

表 1 e_{50} 取值^[22-23, 26]

Table 1 Values of e_{50} ^[22-23, 26]

c_u/kPa	e_{50}
0~24	0.020
24~48	0.010
48~96	0.006
96~200	0.005
200~400	0.004
400~1000	0.003

鉴于 $p-y$ 曲线的非线性, 为简化计算, Taciroglu 等^[28]和 Khalili-Tehrani 等^[29]提出采用桩周极限土抗力一半时的土抗力与相应的桩侧水平位移之比值来表示桩周土体的弹簧刚度 (图 2), 即

$$k_i = \frac{0.5p_u}{y_{50}} \quad (6)$$

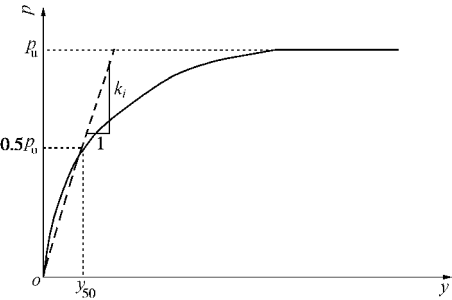


图 2 桩周土体的弹簧刚度^[28]

Fig. 2 Spring stiffness of soils around piles^[28]

2 SC 桩 $p-y$ 曲线的构建

软黏土中 SC 桩的桩周土体分为水泥土和软黏土两部分。SC 桩在水平荷载下的受力特性是混凝土芯桩-水泥土-软黏土三者共同作用的结果, 不仅与芯桩本身特性有关, 还受到桩周水泥土和软黏土性质的影响。SC 桩 $p-y$ 曲线计算方法与常规桩基 $p-y$ 方法类似, 需要将混凝土芯桩分割成若干单元, 每个单元与土的相互作用通过两个串联的土弹簧 (即水泥土弹簧与软黏土弹簧) 来模拟, 如图 3 所示。为简化 SC 桩的 $p-y$ 曲线, 可将桩周两个串联的土弹簧等效为一个土弹簧, 即将径向非均质土层等效为一均质土层。为避免混淆且利于后文的叙述与讨论, 现将等效的均质土层定义为复合土体。考虑到水泥土的力学性质与硬黏土极其相近, 本文在构建 SC 桩的 $p-y$ 曲线时将水泥土视为硬黏土, 且水泥土的不排水抗剪强度取其无侧

限抗压强度的一半。

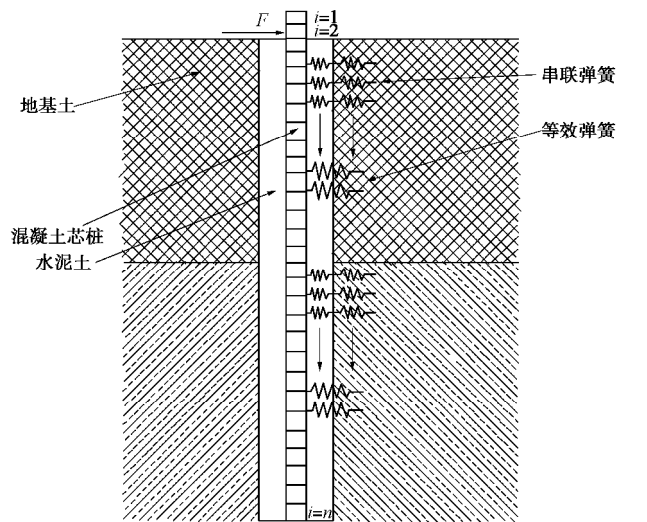


图 3 SC 桩-土相互作用力学模型

Fig. 3 Mechanical model for SC pile-soil interaction

对于受水平荷载 F 作用的 SC 桩, 假设混凝土芯桩每个单元受到的桩侧总土抗力为 p_i , 而桩侧水泥土和软黏土所提供的土抗力分别为 $p_{i,\text{stiff}}$ 和 $p_{i,\text{soft}}$, 则任一单元处, 桩侧土体的等效弹簧刚度 (即复合土体的弹簧刚度) $k_{i,\text{eq}}$ 与其水平位移关系可表示为

$$k_{i,\text{eq}} = \frac{p_i}{D_{\text{stiff}} + D_{\text{soft}}} \quad (7)$$

式中, D_{stiff} 和 D_{soft} 分别表示水平荷载下桩周水泥土和软黏土的水平位移量, 可计算如下:

$$D_{\text{stiff}} = \frac{p_{i,\text{stiff}}}{k_{i,\text{stiff}}} = \frac{p_i \cdot (1-j(r))}{k_{i,\text{stiff}}} \quad (8)$$

$$\Delta_{\text{soft}} = \frac{p_{i,\text{soft}}}{k_{i,\text{soft}}} = \frac{p_i \cdot j(r)}{k_{i,\text{soft}}} \quad (9)$$

式中 $k_{i,\text{stiff}}$ 和 $k_{i,\text{soft}}$ 分别为桩侧水泥土和软黏土的弹簧刚度, 可由式 (6) 计算得到; $j(r)$ 为桩周土抗力沿径向的衰减函数, 其值决定了水平荷载下桩周水泥土和软黏土的土抗力分担比例, 下面给出该参数的确定方法。

为分析水平受荷桩的荷载传递规律, Guo 等^[30]提出了求解单桩水平受荷响应的解析方法。其中水平荷载下桩周土体的径向应力 s_r 的表达式为

$$s_r = 2G_s y \frac{dy(r)}{dr} \cos q \quad (10)$$

式中 G_s 为土体剪切模量; r 为距桩中心的径向距离, q 为径向方向与荷载作用线的夹角; $y(r)$ 为桩周土体的径向位移衰减函数, 表达式为

$$y(r) = K_0(lr/r_0)/K_0(l) \quad (11)$$

式中 K_0 表示阶数为零的第 2 类修正 Bessel 函数; r_0 为桩身半径; l 为荷载传递因子, 其值决定了桩周土

体径向位移的衰减速率, 计算式为

$$l = k_1 (E_p / G_s^*)^{k_2} \cdot (l / r_0)^{k_3} \quad (12)$$

式中 E_p 为桩身材料弹性模量; G_s^* 为土体的修正模量, $G_s^* = (1 + 0.75m)G_s$, m 为土体的泊松比; l 为桩长; k_1 , k_2 和 k_3 为系数, 其取值参见文献[30]。需要说明的是, 参数 G_s 和 m 的选取可根据工程勘察资料及国内外总结的经验关系来获得, 也可借助现场原位试验综合确定^[10]。

由于桩周土体的径向应力随径向距离的增加逐渐减小, 故本文采用下式来描述桩周土体径向应力的衰减函数 (即土抗力衰减函数), 即

$$j(r) = \frac{s_r}{(s_r)_{\max}} = K_1(lr/r_0)/K_1(l) \quad (13)$$

式中, K_1 表示阶数为 1 的第 2 类修正 Bessel 函数。

对于软黏土和硬黏土中的水平受荷单桩, 令 E_p/G_s^* 的值分别为 10^2 和 10^4 , 假设桩基础为桩头自由的长桩, 则 k_1 , k_2 和 k_3 的值分别为 1.0, -0.25 和 0^[30], 通过编制 MATLAB 程序可得到两种情况下桩周土抗力的衰减函数分布曲线, 如图 4 所示。当 $r/r_0=1$ 时, $j(r)=1.0$; 随着 r/r_0 的增加, $j(r)$ 逐渐减小并趋于 0。对于软黏土中的 SC 桩, 假定桩周水泥土和软黏土界面荷载传递连续, 且采用式 (13) 计算桩周水泥土和软黏土的 $j(r)$ 时分别取硬黏土和软黏土的荷载传递因子。若桩周水泥土与混凝土芯桩的桩径之比为 3, 即水泥土桩边缘距离芯桩中心的径向距离 $r=3r_0$, 则 SC 桩的土抗力衰减函数曲线如图 4 所示。

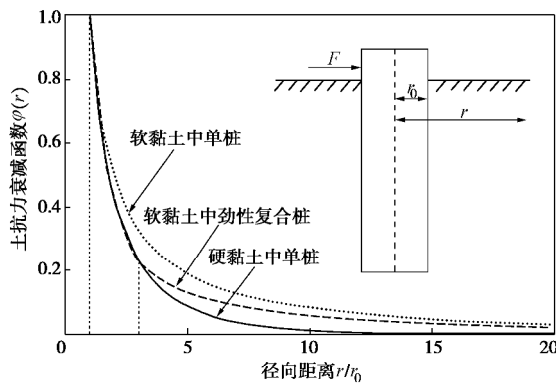


图 4 桩周土抗力衰减函数曲线

Fig. 4 Attenuation curves of soil resistance surrounding piles

求得桩周土抗力衰减函数后, 将式 (8), (9) 代入式 (7) 可得复合土体的弹簧刚度:

$$k_{i,eq} = \frac{k_{i,stiff} \cdot k_{i,soft}}{k_{i,stiff} \cdot j(r) + k_{i,soft} \cdot [1 - j(r)]} \quad (14)$$

为构建 SC 桩的 $p-y$ 曲线, 假定复合土体的 $p-y$ 曲线表达式与软黏土 $p-y$ 曲线相同^[19], 即复合土体的 $p-y$ 曲线计算公式见式 (1)。然而, 考虑桩周水泥

土的加固效应, 需要对软黏土 $p-y$ 曲线中两个重要参数 y_{50} 和 p_u 进行修正。定义修正因子: $C_1 = y_{50,eq} / y_{50,soft}$, $C_2 = p_{u,eq} / p_{u,soft}$, 分别表示复合土体 $p-y$ 曲线中 y_{50} 和 p_u 值与软黏土 $p-y$ 曲线中相应值之比, 则复合土体的弹簧刚度也可表示为

$$k_{i,eq} = \frac{0.5p_{u,eq}}{y_{50,eq}} = \frac{0.5C_2 \cdot p_{u,soft}}{C_1 \cdot y_{50,soft}} \quad (15)$$

修正因子 C_1 和 C_2 的值可通过软黏土、硬黏土及复合土体 $p-y$ 曲线的关系来确定。令软黏土、硬黏土和复合土体 $p-y$ 曲线上的点 (y_{50} , $0.5p_u$) 分别为 P_1 , P_2 和 P_3 , 见图 5。Huang^[31]研究认为 P_1 , P_2 和 P_3 点基本处于同一条直线上, 即 P_3 点的坐标可通过 P_1 和 P_2 点的线性插值获得, 则有如下关系式:

$$\frac{p_{u,stiff} - p_{u,soft}}{y_{50,soft} - y_{50,stiff}} = \frac{p_{u,eq} - p_{u,soft}}{y_{50,soft} - y_{50,eq}} = \frac{(C_2 - 1)p_{u,soft}}{(1 - C_1)y_{50,soft}} \quad (16)$$

联立式 (15), (16) 求得待定系数 C_1 和 C_2 。

$$\left. \begin{aligned} C_1 &= \frac{w + 2k_{i,soft}}{w + 2k_{i,eq}} \\ C_2 &= \frac{k_{i,eq}}{k_{i,soft}} C_1 \end{aligned} \right\} \quad (17)$$

式中, $w = \frac{p_{u,stiff} - p_{u,soft}}{y_{50,soft} - y_{50,stiff}}$ 。

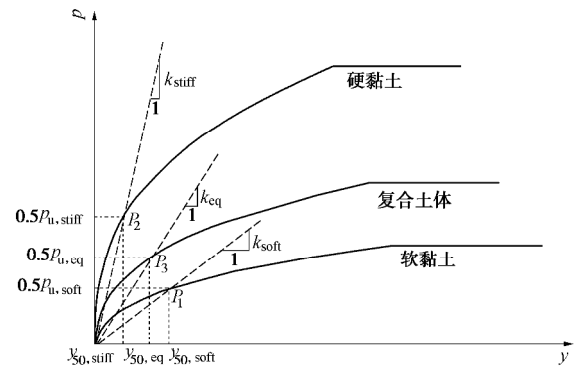


图 5 软黏土、硬黏土和复合土体 $p-y$ 曲线的关系

Fig. 5 Relationship among $p-y$ curves for soft clay, stiff clay and composite soils

需要说明的是, 在水泥土加固范围内, 修正因子 C_1 和 C_2 的值并非固定不变, 而是随土层深度的增加而变化, 其值可通过编制 MATLAB 程序获得。在 Matlock $p-y$ 曲线的基础上, 将软黏土不同深度处的 p_u 和 y_{50} 分别乘以各自的修正因子, 即可建立一种可考虑水泥土加固效应的 SC 水平承载力计算方法 (修正 $p-y$ 曲线法)。特别地, 当桩周无水泥土加固时, 即桩周水泥土与混凝土芯桩的桩径之比为 1.0, 此时 $C_1=1.0$, $C_2=1.0$, 修正 $p-y$ 曲线退化为 Matlock $p-y$ 曲线。此外, 修正的 $p-y$ 曲线可直接导入 LPILE 软

件中进行 SC 桩水平承载力计算, 从而实现易于工程设计人员接受的快速计算目的。

为考虑桩身的非线性对桩基水平承载力的影响, Reese 等^[32]在 $p-y$ 曲线法的基础上, 建议采用桩截面弯矩和曲率的关系来得到桩的抗弯刚度变化, 即

$$E_p I_p = M / f \quad , \quad (18)$$

式中, $E_p I_p$ 为桩身抗弯刚度, M 为桩身截面弯矩, f 为桩身变形曲率。桩截面的弯矩 - 曲率关系可通过室内试验、理论计算或数值模拟方法获得。本文采用修正 $p-y$ 曲线法对 SC 桩的水平承载力进行分析时, 可将混凝土芯桩的弯矩 - 曲率关系导入 LPILE 软件中来考虑桩身非线性的影响。若不考虑桩身非线性的影响, 只需在 LPILE 软件中输入桩身的初始抗弯刚度 (即 $M-f$ 曲线的初始直线段斜率) 即可。

3 SC 桩 $p-y$ 曲线的验证

3.1 工程案例 1

笔者在浙江省慈溪市科教园区开展了 PHC 管桩与 SC 桩的水平静力载荷试验。试验场地土层以粉质黏土、淤泥质粉质黏土、粉土为主, 地基土的基本工程特性参数如表 2 所示。试验桩 HP-1 为外径 400 mm、壁厚 95 mm 的 PHC 管桩, 初始抗弯刚度为 49730 $\text{kN}\cdot\text{m}^2$, 桩长为 10 m。桩截面的非线性弯矩 - 曲率关系通过数值模拟方法获得^[19], 如图 6 (a) 所示。试验桩 HP-2 为水泥土桩内插入 PHC 管桩的 SC 桩, 其中

水泥土桩桩径为 1000 mm, 桩长为 10 m。现场钻孔取芯的芯样水泥土无侧限抗压强度 q_u 为 1.0 MPa, 其不排水抗剪强度 $c_u = 500 \text{ kPa}$, $e_{50} = 0.003$ 。

3.2 工程案例 2

笔者在南京市溧水区秦淮河航道整治工程试验场地开展了 SC 桩的水平静力承载试验, 场地地基土的工程特性参数见表 2。试验桩 P1 和 P2 均为水泥土搅拌桩内插入混凝土芯桩的 SC 桩, 其中混凝土芯桩为外径 300 mm、壁厚 55 mm 的 PTC 管桩, 初始抗弯刚度为 12200 $\text{kN}\cdot\text{m}^2$, 埋入深度为 8 m, 桩截面弯矩 - 曲率关系如图 6(b)所示。水泥土搅拌桩桩径为 700 mm, 桩长为 8 m。现场钻孔取芯的水泥土 q_u 为 0.8 MPa, 其不排水抗剪强度 $C_u = 400 \text{ kPa}$, $e_{50} = 0.004$ 。

3.3 工程案例 3

Wang 等^[13]在浙江省温州市乐清县虹桥镇开展了柔性单桩与复合桩的水平承载试验。试验场地土层以淤泥质土为主, 其工程参数如下: $c_u = 11.4\sim 52.0$ (线性增加), $e_{50} = 0.015$, $g = 18.0 \text{ kN/m}^3$ 。试验桩 P1-1 为桩径 0.8 m、桩长 29 m 的钻孔灌注桩。桩身初始抗弯刚度为 603190 $\text{kN}\cdot\text{m}^2$, 桩截面弯矩 - 曲率关系如图 6 (c) 所示。试验桩 P2-1 和 P3-1 为桩周高压旋喷桩加固的复合桩, 旋喷桩桩径为 0.6 m, 与中心灌注桩咬合 0.15 m, 旋喷桩加固深度分别为 4.0 m 和 6.0 m。现场钻孔取芯的旋喷桩 q_u 为 1.5 MPa, 则其不排水抗剪强度 $c_u = 750 \text{ kPa}$, $e_{50} = 0.003$ 。

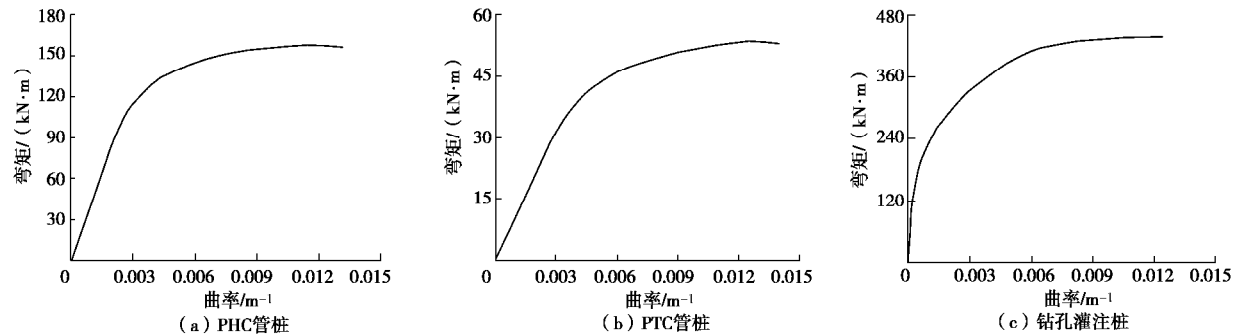


图 6 桩截面弯矩 - 曲率关系

Fig. 6 Moment-curvature relationship for pile section

表 2 土体参数

Table 2 Soil parameters

案例	土层名称	z/m	w/%	γ ($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	e	I_p	I_L	μ	c /kPa	φ ($^\circ$)	E_s /MPa	c_u /kPa	e_{50}
1	粉质黏土	0~2.2	29.7	19.0	0.858	14.6	0.71	0.40	29.6	16.6	5.10	25.0	0.010
	淤泥质粉质黏土	2.2~4.3	37.2	18.3	1.043	13.7	1.36	0.45	14.2	10.4	3.72	18.2	0.020
	粉质黏土夹粉土	4.3~11.0	28.2	18.9	0.839	10.1	0.80	0.35	12.9	18.7	7.84	55.3	0.006
2	淤泥质粉质黏土	0~3.0	41.6	17.7	1.188	16.0	1.18	0.45	15.0	7.1	2.92	24.0	0.015
	粉质黏土	3.0~6.4	26.4	19.6	0.761	13.7	0.44	0.40	30.5	10.8	5.12	35.4	0.010
	残积土	6.4~9.0	24.0	19.7	0.713	17.3	0.15	0.30	57.0	18.6	10.1	120.0	0.005

注: w 为天然含水率; γ 为土体重度; e 为孔隙比; I_p 为塑性指数; I_L 为液性指数; μ 为泊松比; c 为黏聚力; φ 为内摩擦角; E_s 为压缩模量。

3.4 对比验证与分析

图7给出了本文模型计算所得的桩头荷载-位移曲线与实测结果的对比。

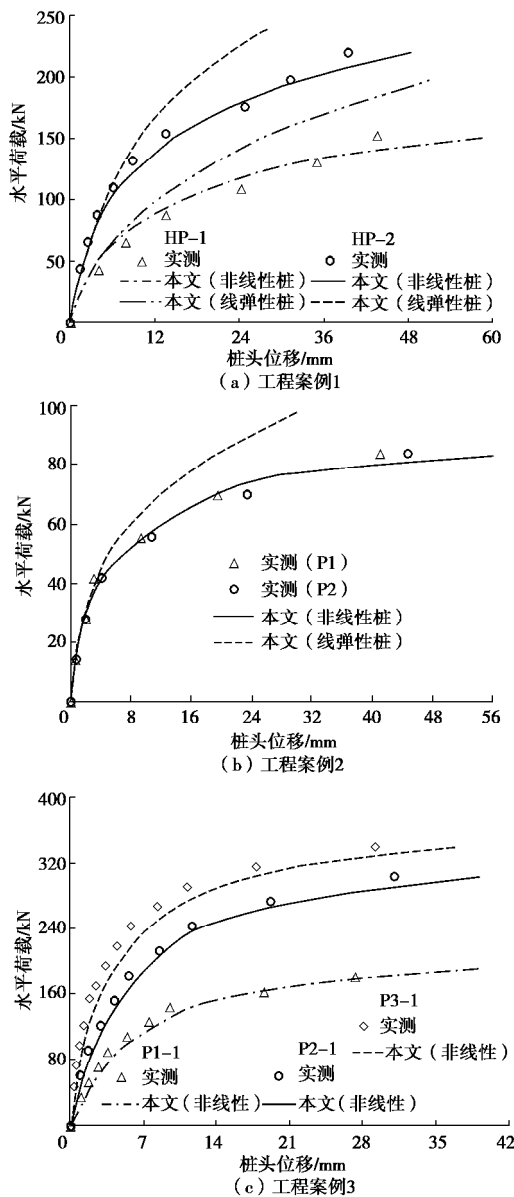


图7 桩头荷载-位移曲线理论计算与实测结果对比

Fig. 7 Comparison between calculated and measured lateral load-deflection curves

可以看出,对于3个不同的试验场地,当考虑桩身非线性时,基于本文建立的 $p-y$ 曲线的计算结果与实测结果均吻合较好,这表明本文建立的SC桩 $p-y$ 曲线模型是合理、可行的。需要说明的是,本文提出的 $p-y$ 曲线也可很好地预测未加固单桩的水平承载力,如图7(a),(c)所示。图7(a),(b)结果还表明:在小位移情况下,不考虑桩身非线性时,预测结果与实测结果具有良好的一致性;但当位移较大时,不考虑桩身非线性的 $p-y$ 模型计算所得的桩头水平位移明显大于现场试验结果。这是因为桩头位移较小

时,混凝土芯桩基本处于弹性状态,而当桩头位移较大时,桩身进入非线性状态,其抗弯刚度也随之衰减,若仍按线弹性桩计算,将会显著低估桩头水平位移,从而导致计算结果不安全。

4 参数分析

4.1 混凝土桩桩径的影响

结合工程实例1,保持混凝土芯桩桩径 $d=400$ mm不变,分别选取混凝土桩桩径 D 为400,600,800,1000,1200 mm,以此来探讨混凝土桩桩径对SC桩水平承载特性的影响。在120 kN水平荷载作用下,不同桩径比 D/d 对应的桩身位移和弯矩分布如图8所示。为便于对比分析,图中纵坐标统一将深度 z 除以芯桩桩径 d 。

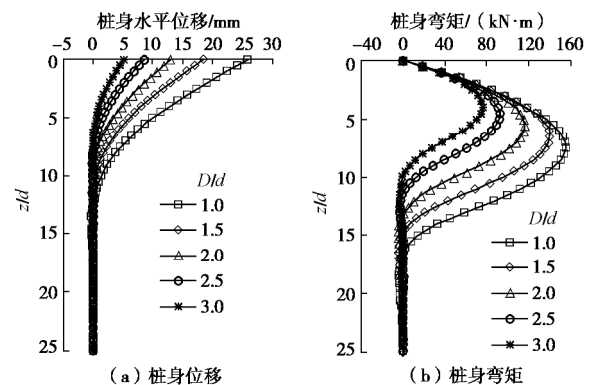


图8 混凝土桩桩径的影响

Fig. 8 Effects of diameter of cement-mixing columns

由图8可知,随 D/d 的增加,相同荷载下的桩身位移和弯矩明显减小。当 D/d 从1.0增至3.0时,桩头位移从25.8 mm减至5.1 mm,降低80.2%,而桩身弯矩最大值由155.2 kN·m减至76.0 kN·m,降低了51.0%。同时,桩身位移零点逐渐上移,从 $z/d=12.5$ 处上移至 $z/d=6.5$ 处,且桩身弯矩最大值的位置也有较大变化,从 $z/d=7.5$ 处上移至 $z/d=4.0$ 处。这是由于混凝土桩桩径的增加使得桩侧土抗力增大,桩头水平荷载的传递深度降低,从而导致桩身变形及最大弯矩减小。因此,增加混凝土桩桩径可显著提高SC桩的水平承载特性。

4.2 混凝土桩桩长的影响

结合工程实例1,固定 $d=400$ mm, $D=1000$ mm,分别选取混凝土桩桩长 L 为0,0.8,1.6,2.4,3.2,4.0,4.8,5.6 m,以此来分析混凝土桩桩长的影响。在120 kN水平荷载下,不同长径比 L/d 对应的桩身位移和弯矩分布如图9所示。

由图9可看出,随 L/d 的增加,相同荷载下的桩身位移和弯矩逐渐减小。当 L/d 从0增至14时,桩头

位移从 25.8 mm 减至 8.8 mm, 桩身最大弯矩由 155.2 kN·m 减至 93.3 kN·m, 分别降低了 65.9% 和 39.9%。此外, 桩身位移零点与桩身弯矩最大值的位置均随 L/d 的增加逐渐上移。值得注意的是, 桩身位移与弯矩的减少幅度随 L/d 的增加会明显降低, 且当 L/d 增至 10 后, 桩身位移与弯矩均趋于某一稳定值。这表明桩身内力位移主要集中在 $10d$ 以上的深度范围内, L/d 超过 10 后, 继续增加水泥土桩桩长对 SC 桩水平承载性能的提高效果不大。

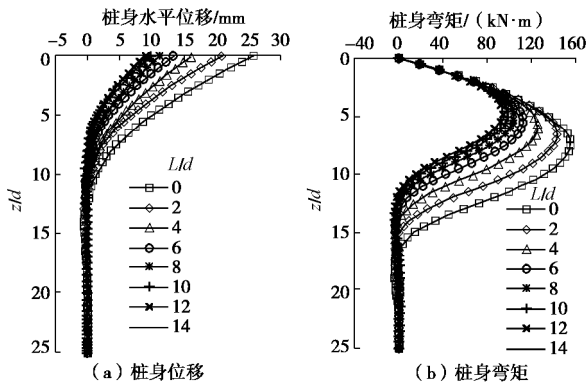


图9 水泥土桩桩长的影响

Fig. 9 Effects of length of cement-mixing column

4.3 水泥土不排水抗剪强度的影响

结合工程实例 1, 固定 $d = 400$ mm, $D = 1000$ mm, 分别选取水泥土不排水抗剪强度 $c_{u,c}$ 为 100, 200, 400, 600, 800, 1000 kPa, 以此来探究水泥土不排水抗剪强度的影响。为便于比较分析, 统一将 $c_{u,c}$ 除以地表处粉质黏土的不排水抗剪强度 $c_{u,s}$ 作为变化量。在 120 kN 水平荷载作用下, 不同强度比 $c_{u,c}/c_{u,s}$ 对应的桩身位移和弯矩分布如图 10 所示。

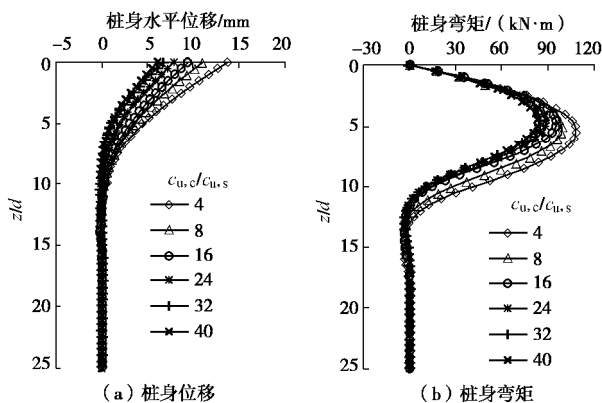


图10 水泥土不排水抗剪强度的影响

Fig. 10 Effects of undrained shear strength of cement-improved soils

由图 10 可知, 随 $c_{u,c}/c_{u,s}$ 的增加, 相同荷载下的桩身位移和弯矩呈逐渐减小趋势。当 $c_{u,c}/c_{u,s}$ 由 4 增至 40 时, 桩头位移和桩身最大弯矩分别减少 55.5% 和

23.3%, 且桩身位移零点与桩身弯矩最大值的位置稍微上移。其原因在于水泥土不排水抗剪强度越大, 桩周水泥土能承受的水平荷载越多, 转移到桩体的荷载越少, 桩身位移和弯矩也越小。但是桩身内力位移并非无限减少, 其减少速率随 $c_{u,c}/c_{u,s}$ 的增加明显降低。因此工程中可通过适当增加水泥土不排水抗剪强度来提高 SC 桩的水平承载性能。

4.4 芯桩弹性模量的影响

结合工程实例 1, 保持 $d = 400$ mm, $D = 1000$ mm, 水泥土的变形模量 $E_c = 100$ MPa 不变。混凝土芯桩的弹性模量 E_p 通常在 20~40 GPa, 则 E_p/E_c 大致在 200~400。为探讨混凝土芯桩弹性模量的影响, 令 E_p/E_c 分别为 200, 250, 300, 350 和 400。在 120 kN 水平荷载下, 不同模量比 E_p/E_c 对应的桩身位移和弯矩分布如图 11 所示。

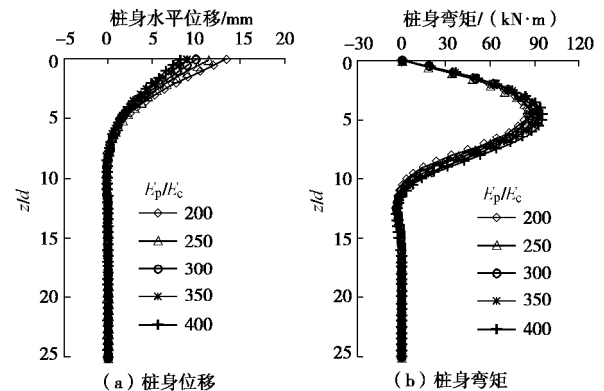


图11 芯桩弹性模量的影响

Fig. 11 Effect of the elastic modulus of core piles

由图 11 可知, 随 E_p/E_c 的增加, 相同荷载下的桩身位移逐渐减小, 而桩身弯矩呈增大趋势。这是由于随着芯桩弹性模量的增加, 桩身承担的水平荷载增大, 即使外荷载不变, 桩身内力也会增加; 而桩周土分担的荷载随之减少, 故桩身位移会减小。随 E_p/E_c 的增大, 桩身位移零点与桩身弯矩最大值的位置基本不变, 且 E_p/E_c 越大, 桩身位移减小效果越不明显。因此工程中可通过适当增加混凝土芯桩的弹性模量来提高 SC 桩的水平承载能力, 但过大的芯桩弹性模量对其水平承载力提高作用并不明显。

5 结 论

(1) 将水泥土视为硬黏土, 基于现有的软黏土和硬黏土中桩基 $p-y$ 曲线形式, 考虑水平荷载下桩周水泥土和软黏土的土抗力分担比例, 推导了 p_u 和 y_{50} 的修正因子, 进而提出了软黏土中 SC 桩水平承载力 $p-y$ 曲线计算方法, 为模拟 SC 桩水平承载性状提供了一条有效途径。

(2) 工程实例分析表明,该方法的理论计算结果与现场实测结果具有良好的一致性,验证了本文所建立的 SC 桩 $p-y$ 曲线模型的准确性和可靠性。同时,当桩身变形较大时应通过引入混凝土芯桩的弯矩-曲率关系来考虑桩身的非线性影响。

(3) 水泥土桩桩径对 SC 桩水平承载性能影响显著,当 D/d 从 1.0 增至 3.0 时,120 kN 水平荷载下的桩头位移和桩身最大弯矩值分别减少 80.2% 和 51.0%。当 $L/d \leq 10$ 时,增加水泥土桩桩长可明显减小桩身位移和弯矩,而当 $L/d > 10$ 后,继续增加水泥土桩桩长对其水平承载能力的提高作用不大。此外,工程中可通过适当增加水泥土强度与混凝土芯桩的弹性模量来提高 SC 桩的水平承载性能。

参考文献:

- [1] 董平,陈征宙,秦然. 混凝土芯水泥土搅拌桩在软土地基中的应用[J]. 岩土工程学报, 2002, **24**(2): 204 - 207. (DONG Ping, CHEN Zheng-zhou, QIN Ran. Use of concrete-cored DCM pile in soft ground[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2002, **24**(2): 204 - 207. (in Chinese))
- [2] 钱于军,许智伟,邓亚光,等. 劲性复合桩的工程应用与试验分析[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(增刊 2): 998 - 1001. (QIAN Yu-jun, XU Zhi-wei, DENG Ya-guang, et al. Engineering application and test analysis of strength composite piles[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(S2): 998 - 1001. (in Chinese))
- [3] 刘汉龙,任连伟,郑浩,等. 高喷插芯组合桩荷载传递机制足尺模型试验研究[J]. 岩土力学, 2010, **31**(5): 1395 - 1401. (LIU Han-long, REN Lian-wei, ZHENG Hao, et al. Full-scale model test on load transfer mechanism for jet grouting soil-cement-pile strengthened pile[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(5): 1395 - 1401. (in Chinese))
- [4] ZHOU J J, GONG X N, WANG K H, et al. A model test on the behavior of a static drill rooted nodular pile under compression[J]. Marine Georesources and Geotechnology, 2016, **34**(3): 293 - 301.
- [5] 李俊才,邓亚光,宋桂华,等. 素混凝土劲性水泥土复合桩承载机理分析[J]. 岩土力学, 2009, **30**(1): 181 - 185. (LI Jun-cai, DENG Ya-guang, SONG Gui-hua, et al. Analysis of load-bearing mechanism of composite foundation of plain concrete reinforced cement-soil mixing piles[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, **30**(1): 181 - 185. (in Chinese))
- [6] JAMSAWANG P, BERGADO D T, VOOTIPRUEX P. Field behaviour of stiffened deep cement mixing piles[J]. Proceedings of the Institution of Civil Engineers Ground Improvement, 2011, **164**(1): 33 - 49.
- [7] ZHOU J J, GONG X N, WANG K H, et al. Testing and modeling the behavior of pre-bored grouting planted piles under compression and tension[J]. Acta Geotechnica, 2017, **12**(5): 1061 - 1075.
- [8] WONGLERT A, JONGPRADIST P. Impact of reinforced core on performance and failure behavior of stiffened deep cement mixing piles[J]. Computers and Geotechnics, 2015, **69**: 93 - 104.
- [9] 任连伟,刘希亮,王光勇. 高喷插芯组合单桩荷载传递简化计算分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, **29**(6): 1279 - 1287. (REN Lian-wei, LIU Xi-liang, WANG Guang-yong. Simplified calculation and analysis of load transfer behavior for single JPP[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, **29**(6): 1279 - 1287. (in Chinese))
- [10] WANG A H, ZHANG D W, DENG Y G. A Simplified approach for axial response of single precast concrete piles in cement-treated soil[J]. International Journal of Civil Engineering, 2018, **16**(10): 1491 - 1501.
- [11] ROLLINS K M, ADSERO M E, DAN A B. Jet grouting to increase lateral resistance of pile group in soft clay[C]// Proceedings of International Foundation Congress and Equipment Expo. Orlando, 2009: 265 - 272.
- [12] 黄银冰,赵恒博,顾长存,等. 考虑水泥土桩增强作用的灌注桩水平承载性能现场试验研究[J]. 岩土力学, 2013, **34**(4): 1109 - 1115. (HUANG Yin-bing, ZHAO Heng-bo, GU Chang-cun, et al. Field experimental study of lateral load capacity of filling pile enhanced by soil-cement pile[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, **34**(4): 1109 - 1115. (in Chinese))
- [13] WANG L Z, HE B, HONG Y, et al. Field tests of the lateral monotonic and cyclic performance of jet grouting Reinforced cast-in-place piles[J]. Journal of Geotechnica and Geoenvironmental Engineering, 2015, **141**(5): 06015001.
- [14] HE B, WANG L Z, HONG Y. Field testing of one-way and two-way cyclic lateral responses of single and jet-grouting reinforced piles in soft clay[J]. Acta Geotechnica, 2017, **12**(5): 1021 - 1034.
- [15] HONG Y, HE B, WANG L Z, et al. Cyclic lateral response and failure mechanisms of semi-rigid pile in soft clay: centrifuge tests and numerical modelling[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2017, **54**(6): 806 - 824.
- [16] FARO V P, CONSOLI N C, SCHNAID F, et al. Field tests on laterally loaded rigid piles in cement treated soils[J].

- Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, 2015, **141**(6): 06015003.
- [17] FARO V P, SCHNAID F, CONSOLI N C. Laterally loaded field tests of flexible piles in bonded residual soil reinforced with top cement treated sand layers[J]. Proceedings of the Institution of Civil Engineers—Ground Improvement, 2018, **171**(3): 174 - 182.
- [18] 王安辉, 章定文, 刘松玉, 等. 水平荷载下劲性复合管桩的承载特性研究[J]. 中国矿业大学学报, 2018, **47**(4): 853 - 861. (WANG An-hui, ZHANG Ding-wen, LIU Song-yu, et al. Bearing capacity behavior of strength composite pipe pile subjected to lateral loading[J]. Journal of China University of Mining & Technology, 2018, **47**(4): 853 - 861. (in Chinese))
- [19] WANG A H, ZHANG D W, DENG Y G. Lateral response of single piles in cement-improved soil: numerical and theoretical investigation[J]. Computers and Geotechnics, 2018, **102**: 164 - 178.
- [20] 李立业. 劲性复合桩承载特性研究[D]. 南京: 东南大学, 2016. (LI Li-ye. Study on the Bearing Capacity of Stiffened DCM Pile[D]. Nanjing: Southeast University, 2016. (in Chinese))
- [21] 张孟环. 劲性复合桩的水平承载特性及其实用计算方法[D]. 南京: 东南大学, 2019. (ZHANG Meng-huan. The Horizontal Bearing Capacity of the Strength Composite Pile and its Practical Calculation Method[D]. Nanjing: Southeast University, 2019. (in Chinese))
- [22] MATLOCK H. Correlation for design of laterally loaded piles in soft clay[C]// Proceedings of the 2nd Annual Offshore Technology Conference. Houston, 1970: 577 - 594.
- [23] REESE L C, WELCH R C. Lateral loading of deep foundations in stiff clay[J]. Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, ASCE, 1975, **101**(7): 633 - 649.
- [24] American Petroleum Institute. Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms-working Stress Design[S]. Washington D C: American Petroleum Institute Publishing Services, 1993.
- [25] Det Norske Veritas. Design of Offshore Wind Turbine Structures[S]. Oslo: Det Norske Veritas, 2007.
- [26] ASHOUR M, NORRIS G, PILLING P. Lateral loading of a pile in layered soil using the strain wedge model[J]. Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, 1998, **124**(4): 303 - 315.
- [27] 王惠初, 武冬青, 田平. 黏土中横向静载桩 $p-y$ 曲线的一种新的统一法[J]. 河海大学学报(自然科学版), 1991, **19**(1): 9 - 17. (WANG Hui-chu, WU Dong-qing, TIAN Ping. A new united method of $p-y$ curves of laterally statically loaded piles in clay[J]. Journal of Hohai University (Natural Sciences), 1991, **19**(1): 9 - 17. (in Chinese))
- [28] TACIROGLU E, RHA C S, WALLACE J W. A robust macroelement model for soil-pile interaction under cyclic loads[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2006, **132**(10): 1304 - 1314.
- [29] KHALILI-TEHRANI P, AHLBERG E, RHA C S, et al. Nonlinear load deflection behavior of reinforced concrete drilled piles in stiff clay[J]. Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2014, **140**(3): 04013022.
- [30] GUO W D, LEE F H. Load transfer approach for laterally loaded piles[J]. International Journal for Numerical & Analytical Methods in Geomechanics, 2001, **25**: 1101 - 1129.
- [31] HUANG J W. Development of Modified $p-y$ Curves for Winkler Analysis to Characterize the Lateral Load Behavior of a Single Pile Embedded in Improved Soft Clay[D]. Ames: Iowa State University, 2011.
- [32] REESE L C, WANG S T. Analysis of piles under lateral loading with nonlinear flexural rigidity[C]// Proceedings of International Conference on Design and Construction of Deep Foundation. Orlando, 1994.

DOI: 10.11779/CJGE202002021

基于 XFEM 的土体水力劈裂模拟

王翔南¹, 李全明^{1,2}, 于玉贞¹, 吕 禾¹

(1. 清华大学水沙科学与水利水电工程国家重点实验室, 北京 100084; 2. 中国安全生产科学研究院, 北京 100012)

摘 要: 水力劈裂会对心墙堆石坝的安全造成严重的负面影响。宏观上, 土体水力劈裂可看作是土体在水力楔劈作用下使局部裂缝(薄弱面)进一步发展的破坏过程。XFEM 是一种可以有效描述裂缝的数值模拟方法。采用 XFEM 结合 Biot 固结理论, 并对裂缝单元进行处理, 从而以弥散式的裂缝状态和嵌入式的裂缝形态共同描述了土体的水力劈裂过程, 并以一个模型算例和挪威 Hyttejuvet 坝的实际工程算例对方法进行了验证。该工作的成果有助于理解土体水力劈裂的成因和过程, 可用于对土工结构物的流固耦合破坏分析。

关键词: XFEM; 水力劈裂; Biot 固结理论

中图分类号: TU47

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2020)02-0390-08

作者简介: 王翔南(1989—), 男, 博士, 主要从事岩土工程高性能数值计算等方面的研究工作。E-mail: 13684060651@163.com。

Hydraulic fracturing simulation of soils based on XFEM

WANG Xiang-nan¹, LI Quan-ming^{1,2}, YU Yu-zhen¹, LÜ He¹

(1. State Key Laboratory of Hydrosience and Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China; 2. China Academy of Safety Science and Technology, Beijing 100012, China)

Abstract: Hydraulic fracture will have a serious negative impact on the safety of core rockfill dams. Macroscopically, the hydraulic fracture of soils can be regarded as the failure process of further development of local cracks (weak surfaces) under the action of hydraulic wedge splitting. XFEM is a numerical simulation method which can effectively describe cracks. In this study, XFEM combined with the Biot's consolidation theory is used to deal with the crack element, so that the hydraulic fracturing process of soils is described by both the dispersive crack state and the embedded crack shape. The method is verified by a model example and a practical engineering example of Hyttejuvet dam in Norway. The results of this work are helpful to understand the cause and process of hydraulic fracture of soils, and can be used for fluid-solid coupling failure analysis of soil structures.

Key words: XFEM; hydraulic fracture; Biot's consolidation theory

0 引 言

土体水力劈裂是高压水在土体中驱动裂缝扩展的一种物理现象。在心墙堆石坝工程中, 水力劈裂可能造成灾难性后果^[1], 如美国爱荷华州的 Teton 坝普遍被认为是由于心墙发生了水力劈裂最终导致溃坝^[2]。为了弄清水力劈裂发生机理和发展过程, 人们进行了大量试验。但由于在试验中模拟土石坝心墙水力劈裂发生条件的难度很大等原因, 目前已取得的研究成果很难可靠地应用于土石坝的设计、建设中^[3]。

多数学者的观点是: 一点处的小主应力的有效值降低至抗拉强度以下, 就会沿着小主应力作用面发生水力劈裂^[4-5]。然而, 这一过程较难定量地分析。

在数值模拟方面, 如何把水力劈裂产生的裂缝显式地描述出来, 是一个难点, XFEM 具备这个能力^[6]。在描述土体由水作用下产生的裂缝问题时, 合理的方

法应是基于流固耦合理论分析孔隙水压力在土体和裂缝中的分布以及对裂缝演化的影响。

本文将 Biot 固结理论引入自主开发的 XFEM 程序, 并对裂缝单元进行处理, 从而实现对土体水力劈裂破坏等问题的模拟。通过一个模型试验和挪威 Hyttejuvet 坝算例初步验证了程序在模拟土体水力劈裂破坏方面的适用性。

1 XFEM 中渗流固结理论控制方程的离散格式

裂缝等位移不连续问题是具有强非线性的初边值

基金项目: 国家重点研发计划项目(2017YFC0804602); 国家自然科学基金项目(51979143)

收稿日期: 2019-01-12

问题, 如图 1 所示。将裂缝当作土体内部的非连续界面, 需要对裂缝面上的接触行为进行合理的描述。

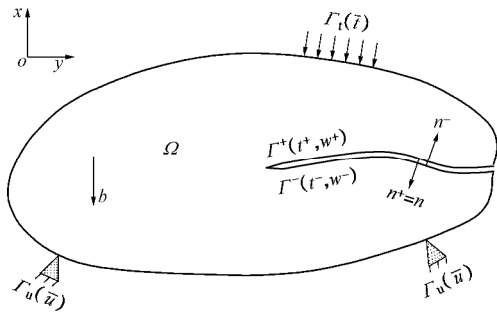


图 1 非线性边值问题示意图

Fig. 1 Schematic diagram for nonlinear boundary value problems

采用 Song 等^[7]提出的非连续位移场格式

$$\mathbf{u}(\mathbf{x}) = \sum_{I \in \mathcal{Y}} N_I(\mathbf{x}) [\mathbf{u}_I + \mathbf{q}_I (\mathbf{H} - \mathbf{H}_I)] \quad (1)$$

式中 $\mathcal{Y}$ 为所有结点的集合; $N(\mathbf{x})$ 为形函数; $\mathbf{u}$ 为基本位移向量, $\mathbf{q}$ 为富集结点上描述不连续位移场的位移向量; $\mathbf{H}$ 为 Heaviside 阶跃函数, 且

$$H(f(\mathbf{x})) = \begin{cases} 1 & f(\mathbf{x}) > 0 \\ 0 & f(\mathbf{x}) \leq 0 \end{cases} \quad (2)$$

式中, $f(\mathbf{x})$ 为有向距离函数, 本文取在规定的裂纹面正法向同侧为负, 异侧为正。

1.1 力的平衡方程

对一微小土体单元, 记 s_x, s_y, s_z 为正应力, t_{xy}, t_{yz}, t_{zx} 为剪应力, s'_x, s'_y, s'_z 为有效正应力, p 为孔隙水压力, 则有效应力原理可表示为

$$\begin{cases} s_x = s'_x + p, & s_y = s'_y + p, & s_z = s'_z + p, \\ t_{xy} = t'_{xy}, & t_{yz} = t'_{yz}, & t_{zx} = t'_{zx}. \end{cases} \quad (3)$$

土骨架的应力-应变关系满足

$$\{\mathbf{s}'\} = \mathbf{D}\{\mathbf{e}\} \quad (4)$$

式中, $\mathbf{D}$ 为弹性矩阵,

$$\{\mathbf{s}'\} = [s'_x \ s'_y \ s'_z \ t_{xy} \ t_{yz} \ t_{zx}]^T \quad (5)$$

$$\{\mathbf{e}\} = [e_x \ e_y \ e_z \ g_{xy} \ g_{yz} \ g_{zx}]^T \quad (6)$$

e_x, e_y, e_z 为正应变, t_{xy}, t_{yz}, t_{zx} 为剪应变。则体应变为

$$e_v = e_x + e_y + e_z = \frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{\partial u_y}{\partial y} + \frac{\partial u_z}{\partial z} \quad (7)$$

综合式 (3) ~ (7) 可表示平衡方程

$$\begin{cases} G\nabla^2 u_x + \frac{G}{1-2n} \frac{\partial e_v}{\partial x} + \frac{\partial p}{\partial x} = f_x, \\ G\nabla^2 u_y + \frac{G}{1-2n} \frac{\partial e_v}{\partial y} + \frac{\partial p}{\partial y} = f_y, \\ G\nabla^2 u_z + \frac{G}{1-2n} \frac{\partial e_v}{\partial z} + \frac{\partial p}{\partial z} = f_z. \end{cases} \quad (8)$$

式中 $\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}$ 为拉普拉斯算子; f_x, f_y, f_z

分别为 x, y, z 方向的单位体积力; n 为土骨架的泊松比; G 为剪切模量。

1.2 孔隙水的连续方程式

土体单元孔隙水的水量进出平衡方程为

$$-\left(\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z}\right) + \frac{\partial e_v}{\partial t} = 0 \quad (9)$$

式中, $v_i (i = x, y, z)$ 为孔隙水的流速, t 为时间。

设 k_x, k_y, k_z 和 i_x, i_y, i_z 分别为 x, y, z 方向的渗透系数和水力梯度, g_w 为水的重度, 根据式 (9) 和 Darcy 定律可得

$$\frac{k_x}{g_w} \frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + \frac{k_y}{g_w} \frac{\partial^2 p}{\partial y^2} + \frac{k_z}{g_w} \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} + \frac{\partial e_v}{\partial t} = 0 \quad (10)$$

1.3 平衡方程的离散化

由式 (3), 有效应力原理可表示为

$$\{\mathbf{s}\} = \{\mathbf{s}'\} + \{\mathbf{m}\} p \quad (11)$$

式中, $\{\mathbf{m}\} = [1 \ 1 \ 1 \ 0 \ 0 \ 0]^T$ 。

体应变 e_v 可表示为

$$e_v = \{\mathbf{m}\}^T \{\mathbf{e}\} \quad (12)$$

虚功原理可表示为

$$\begin{aligned} & \int_{W/G_d} \mathbf{e} : \Delta \mathbf{s} dW + \int_{G_d^-} \mathbf{w}^- \cdot \mathbf{t}^- dG + \int_{G_d^+} \mathbf{w}^+ \cdot \mathbf{t}^+ dG \\ & = \int_{G_t} [\mathbf{u} + \mathbf{q}(\mathbf{H} - \mathbf{H}_I)] \cdot \Delta \mathbf{t} dG + \int_W (\mathbf{u} + \mathbf{q}(\mathbf{H} - \mathbf{H}_I)) \cdot \Delta \mathbf{b} dW, \end{aligned} \quad (13)$$

式中, $\Delta \mathbf{t}$ 和 $\Delta \mathbf{b}$ 分别为 Δt 时间内表面力的增量和体积力的增量, 总应力的增量 $\Delta \mathbf{s}$ 表示为

$$\Delta \mathbf{s} = \Delta \mathbf{s}' + \{\mathbf{m}\} \Delta p \quad (14)$$

对任一单元, 水量进出平衡方程式 (10) 乘以任意函数 $p^*(x, y, z)$ 并在单元内进行积分可得

$$\int_W p^* \left[\frac{k_x}{g_w} \frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + \frac{k_y}{g_w} \frac{\partial^2 p}{\partial y^2} + \frac{k_z}{g_w} \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} + \frac{\partial e_v}{\partial t} \right] dW = 0 \quad (15)$$

利用 Gauss-Green 定理上式可变为

$$\begin{aligned} & - \int_W \left[\frac{k_x}{g_w} \frac{\partial p^*}{\partial x} \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{k_y}{g_w} \frac{\partial p^*}{\partial y} \frac{\partial p}{\partial y} + \frac{k_z}{g_w} \frac{\partial p^*}{\partial z} \frac{\partial p}{\partial z} \right] dW - \\ & \int_{\Gamma} p^* \mathbf{v}_n d\Gamma + \int_W p^* \frac{\partial e_v}{\partial t} dW = 0 \end{aligned} \quad (16)$$

式中, $\mathbf{v}_n$ 为边界上的法向流速, 向外为正。

设 $[k]$ 为渗透系数矩阵, 可得

$$\begin{aligned} & p^* \int_W \bar{\mathbf{N}}^T \{\mathbf{m}^T\} \mathbf{B} dW \frac{du}{dt} + \\ & p^* \int_W \bar{\mathbf{N}}^T \{\mathbf{m}^T\} \mathbf{B} (\mathbf{H} - \mathbf{H}_I) dW \frac{dq}{dt} - \\ & p^* \int_W \mathbf{B}^T [k] \mathbf{B} / g_w dW p = p^* \int_{G_t} \bar{\mathbf{N}}^T \mathbf{v}_n dG \end{aligned} \quad (17)$$

进一步消去 p^* , 在 t 和 $t + \Delta t$ 之间进行积分

$$\begin{aligned} & \int_t^{t+\Delta t} \int_W \bar{\mathbf{N}}^T \{\mathbf{m}\} \mathbf{B} dW du + \\ & \int_t^{t+\Delta t} \int_W \bar{\mathbf{N}}^T \{\mathbf{m}\}^T \mathbf{B} (\mathbf{H} - \mathbf{H}_I) dW dq - \end{aligned}$$

$$\int_W \bar{\mathbf{B}}^T [\mathbf{k}] \bar{\mathbf{B}} / g_w dW \int_t^{t+\Delta t} \mathbf{p} dt = \int_t^{t+\Delta t} \int_G \bar{\mathbf{N}}^T \mathbf{v}_n dG dt. \quad (18)$$

为进行积分计算, 作如下假定:

$$\int_t^{t+\Delta t} \mathbf{p} dt = ((1-q)\mathbf{p}_1 + q\mathbf{p}_2)\Delta t, \quad (19)$$

式中, $\mathbf{p}_1 = \mathbf{p}(t)$, $\mathbf{p}_2 = \mathbf{p}(t + \Delta t)$ 。

由式(19), 式(18)变化为

$$\begin{aligned} & \int_W \bar{\mathbf{N}}^T \{m\} \mathbf{B} dW \mathbf{u}|_t^{t+\Delta t} + \int_W \bar{\mathbf{N}}^T \{m\} \mathbf{B} (\mathbf{H} - \mathbf{H}_I) dW \mathbf{q}|_t^{t+\Delta t} - \\ & \int_W \bar{\mathbf{B}}^T [\mathbf{k}] \bar{\mathbf{B}} / g_w dW \{ (1-q)\mathbf{p}_1 + q\mathbf{p}_2 \} \Delta t \\ & = \int_G \bar{\mathbf{N}}^T ((1-q)\mathbf{v}_{n1} + q\mathbf{v}_{n2}) \Delta t dG. \quad (20) \end{aligned}$$

Booker 等 (1975) 已证明, 为了积分计算安全, 必须取 $q \geq 0.5$ 。此处取 $q = 1$, 并记

$$\begin{cases} \Delta \mathbf{u} + \Delta \mathbf{q} (\mathbf{H} - \mathbf{H}_I) = [\mathbf{u} + \mathbf{q} (\mathbf{H} - \mathbf{H}_I)](t + \Delta t) - \\ [\mathbf{u} + \mathbf{q} (\mathbf{H} - \mathbf{H}_I)](t), \\ \Delta \mathbf{p} = \mathbf{p}_2 - \mathbf{p}_1. \end{cases}$$

可得

$$\begin{aligned} & \int_W \bar{\mathbf{N}}^T \{m\}^T \mathbf{B} dW \Delta \mathbf{u} + \int_W \bar{\mathbf{N}}^T \{m\} \mathbf{B} (\mathbf{H} - \mathbf{H}_I) dW \Delta \mathbf{q} - \\ & \int_W \bar{\mathbf{B}}^T [\mathbf{k}] \bar{\mathbf{B}} / g_w dW \Delta \mathbf{p} = \int_W \bar{\mathbf{B}}^T [\mathbf{k}] \bar{\mathbf{B}} / g_w dW \Delta \mathbf{p}_1 + \\ & \int_G \bar{\mathbf{N}}^T \mathbf{v}_{n2} \Delta t dG. \quad (21) \end{aligned}$$

由式(13), (14), (21) 可得 XFEM 的离散格式:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{K}_{uu} & \mathbf{K}_{uq} & \mathbf{K}_{ul} \\ \mathbf{K}_{qu} & \mathbf{K}_{qq} & \mathbf{K}_{ql} \\ \mathbf{K}_{lu} & \mathbf{K}_{lq} & \mathbf{K}_{ll} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta \mathbf{u} \\ \Delta \mathbf{q} \\ \Delta \mathbf{p} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & \mathbf{K}_{qd}^G & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta \mathbf{u} \\ \Delta \mathbf{q} \\ \Delta \mathbf{p} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{F}_u^{\text{ext}} \\ \mathbf{F}_q^{\text{ext}} \\ \mathbf{F}_l^{\text{ext}} \end{bmatrix}, \quad (22)$$

式中, $\mathbf{K}_{uu} = \int_W \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} dW$, $\mathbf{K}_{uq} = \mathbf{K}_{qu} = \int_W \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} (\mathbf{H} - \mathbf{H}_I) dW$, $\mathbf{K}_{qq} = \int_W (\mathbf{H} - \mathbf{H}_I)^T \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} (\mathbf{H} - \mathbf{H}_I) dW$, $\mathbf{K}_{qd}^G = \int_{G_d} \mathbf{N}^T \mathbf{Q}^T \mathbf{D}_{G_d} \mathbf{Q} \mathbf{N} dG$, $\mathbf{K}_{lu} = \mathbf{K}_{ul} = \int_W \mathbf{B}^T \{m\} \cdot \bar{\mathbf{N}} dW$, $\mathbf{K}_{lq} = \mathbf{K}_{ql} = \int_W \mathbf{B} \{m\} \bar{\mathbf{N}} (\mathbf{H} - \mathbf{H}_I) dW$, $\mathbf{K}_{ll} = -\int_W \bar{\mathbf{B}}^T [\mathbf{k}] \bar{\mathbf{B}} / g_w dW \Delta t$, $\mathbf{F}_u^{\text{ext}} = \int_W \mathbf{N} \{ \Delta \mathbf{b} \} dW + \int_{G_t} \mathbf{N} \{ \Delta t \} \cdot dG$, $\mathbf{F}_q^{\text{ext}} = \int_W \mathbf{N} (\mathbf{H} - \mathbf{H}_I) \{ \Delta \mathbf{b} \} dW + \int_{G_t} \mathbf{N} (\mathbf{H} - \mathbf{H}_I) \{ \Delta t \} dG$, $\mathbf{F}_l^{\text{ext}} = \int_W \bar{\mathbf{B}}^T [\mathbf{k}] \bar{\mathbf{B}} / g_w dW \Delta \mathbf{p}_1 + \int_G \bar{\mathbf{N}}^T \mathbf{v}_{n2} \Delta t dG$ 。

2 裂缝处渗流的处理

土体开裂后, 裂缝处的渗透特性需要单独重点考虑。本文将弥散裂缝^[8]的概念推广, 描述土体裂缝在渗流过程中表现出的各向异性, 即通过改变单元内裂缝平行方向的渗透系数来模拟水流在裂缝中的渗透。

局部渗透系数转换到整体坐标系的表达式如下:

$$\{\mathbf{k}\} = [\mathbf{T}_c] \{\mathbf{k}'\}, \quad (23)$$

式中, $\{\mathbf{k}'\}$ 为裂缝局部坐标系的渗透系数向量, 表示为

$$\{\mathbf{k}'\} = \{k_p \quad k_t\}, \quad (24)$$

式中, k_p 为裂缝法向分量, k_t 为裂缝切向分量。

$[\mathbf{T}_c]$ 为转换矩阵, 若设 b 为局部坐标系与整体坐标系的夹角, 则 $[\mathbf{T}_c]$ 可表示为

$$[\mathbf{T}_c] = \begin{bmatrix} \cos b & \sin b \\ -\sin b & \cos b \end{bmatrix}. \quad (25)$$

图2展示了裂缝单元的渗透系数设定方式。为了表示水流迅速进入裂缝, k_t 为一个较大数, 而 k_p 与单元原始渗透系数一致。

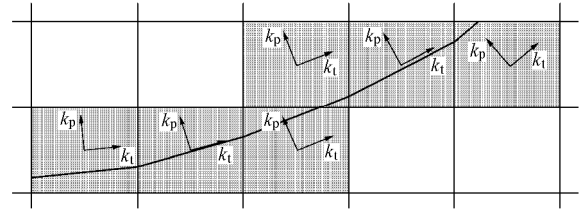


图2 裂缝单元内的渗透系数

Fig. 2 Permeability coefficient in fracture unit

本文认为压实黏土在受拉状态下, 渗透系数与裂缝面的法向有效应力之间存在耦合关系。渗透系数分量 k_t 与单元的法向有效应力 s'_y 之间满足

$$k_t = k_0 e^{-a s'_y}, \quad (26)$$

式中, k_0 为初始的渗透系数, a 为调控有效应力对渗透系数的影响的系数, 本文中取 0.1。这种处理方式在采用弥散裂纹模型模拟水力劈裂问题时是成功的^[9]。

对于裂缝开展方向的判断和裂缝面上的接触行为描述, 本文沿用文献[6]中的方式。在某一计算步, 若有裂缝萌生或扩展, 要依据裂缝在各单元中的扩展方向改变相关单元的参数, 更新刚度矩阵并计算渗透矩阵, 同时要位移累加和水头更新, 修改计算时间, 继续迭代计算, 直到裂缝在本计算步不再扩展为止。

3 方法验证

设计图3所示的研究水压楔劈效应的数值试验。

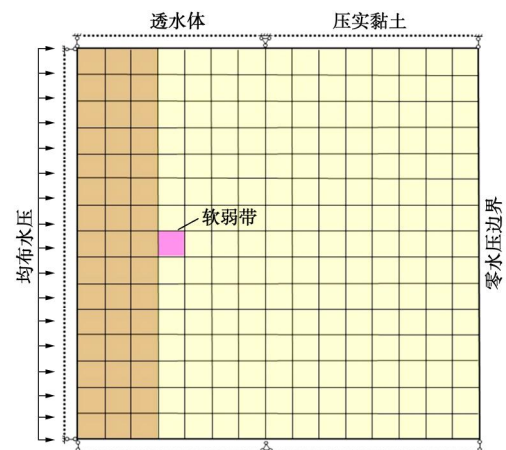


图3 数值试验的计算网格

Fig. 3 Computational grids for numerical experiments

研究对象为 15 m×15 m 的正方形, 左侧三排网格为透水体, 右侧的网格为压实黏土。在压实黏土中部靠近透水体处设置了渗透系数较大的软弱带。研究对象右侧透水, 顶部和底部固定, 约束左侧水平方向的位移。

采用线弹性模型, 材料参数如表 1 所示。不考虑结构自重, 左侧边界水压力为 100 kPa。

表 1 数值试验的材料参数

材料类型	弹性模量 E/MPa	泊松比 ν	渗透系数/($\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$)	
			k_x	k_y
堆石体	10.0	0.3	1	1
压实黏土	1.0	0.3	1×10^{-8}	1×10^{-8}
软弱单元	0.01	0.2	1	1×10^{-8}

图 4 给出了 Y 方向应力随裂缝发展的分布云图。可见, 在水力击穿黏土的过程中, 裂缝穿过的单元形成拉应力区, 在该区域内存在较大的拉应力梯度。裂缝形成后, 随着渗流趋于稳定, 拉应力区域范围和拉应力值均有所减小。

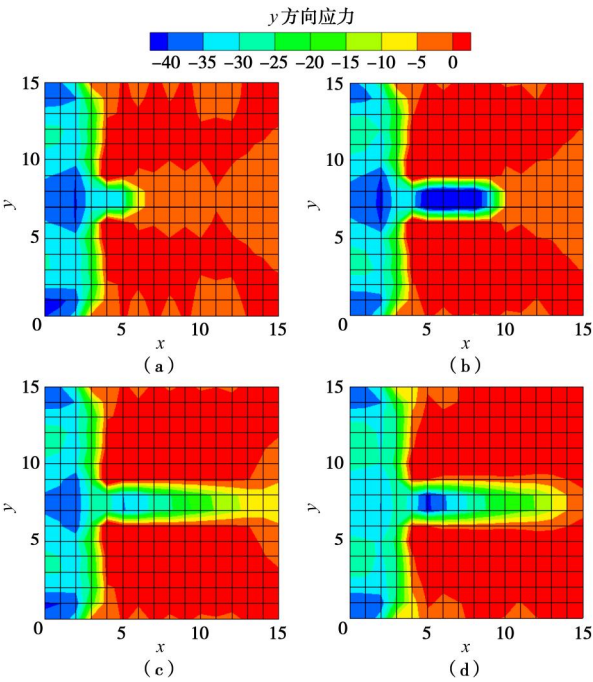


图 4 Y 方向应力随裂缝发展的分布云图

Fig. 4 Nephogram of vertical stress distribution with crack development

图 5 给出了孔压场和变形随裂缝发展的计算结果。可见, 发生水力击穿之前, 薄弱面与两侧压实黏土之间均存在较大的孔压梯度, 从而必然存在较大的楔劈渗透力。水力击穿黏土后, 很快变成稳定渗流, 整个研究域内的孔压梯度迅速减小, 直至无明显差异, 说明水流沿着水力劈裂形成的裂缝发生集中渗漏。裂缝穿过的单元有不同程度的扩张, 以预设的软弱带单

元的变形最大。

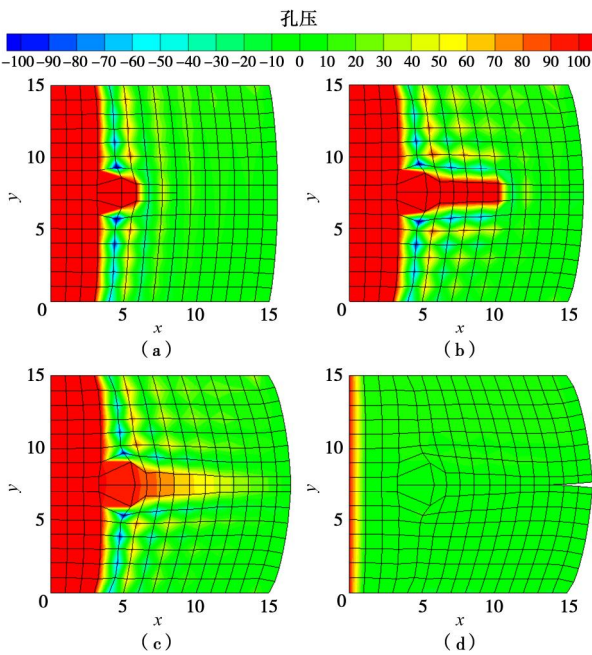


图 5 位移放大 5 倍的典型时刻孔压分布云图

Fig. 5 Nephogram of pore pressure distribution at typical time with displacement magnification of 5 times

4 Hyttejuvet 坝心墙水力劈裂

4.1 工程概况

挪威的 Hyttejuvet 心墙堆石坝最大坝高 93 m, 上游面坡比 1 : 1.6, 下游面 700 m 高程上方坡比 1 : 1.45, 下方坡比 1 : 1.6。心墙呈阶梯状变宽度狭窄形, 顶部宽约 4 m, 下游面为垂直面。图 6 为大坝平面布置图^[10]。图 7 为大坝最大纵剖面上的坝体材料分区。

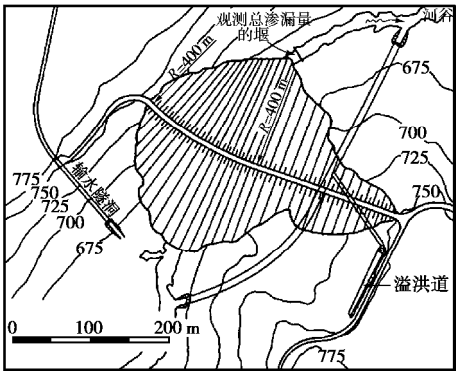


图 6 Hyttejuvet 坝的布置图 (Kjaernsli 等^[10])

Fig. 6 Layout of Hyttejuvet dam (Kjaernsli et al^[10])

为了监测坝体的工作情况, 填筑过程中在心墙的不同高程埋设了孔压传感器以测定心墙的孔压响应。后文中对图 7 各个孔压传感器的观测结果与计算结果进行了对比。

图 8 给出了施工期内坝体高程随时间的变化。当施工至高程 700 m 时, 测得心墙中产生较大的超静孔

压，于是相关人员采取了减小心墙宽度的措施以加快孔压的消散速度，心墙共出现了 3 次折转。

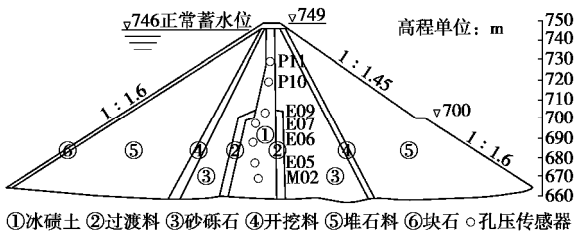


图 7 Hyttejuvet 坝的纵剖面图

Fig. 7 Longitudinal profile of Hyttejuvet dam

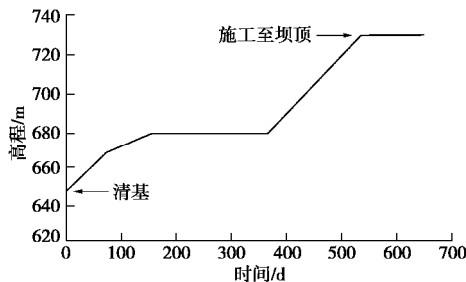


图 8 Hyttejuvet 坝填筑高程变化图

Fig. 8 Change height of Hyttejuvet dam filling

坝体下游侧设置了测定渗漏量的仪器，如图 6 所示。图 9 给出了监测到的坝体渗漏量变化过程。水库于大坝施工结束 6 个月开始蓄水。蓄水初期渗漏量约为 1~2 L/s，当蓄水至高程 740 m 左右时，渗漏量迅速达到 60 L/s。相关人员随即减缓蓄水速度，并在坝顶进行钻孔灌浆，使渗漏量明显降低。水库泄水时，渗漏量进一步降低。专家们认为 Hyttejuvet 坝的心墙部位在初次蓄水过程中发生了水力劈裂。

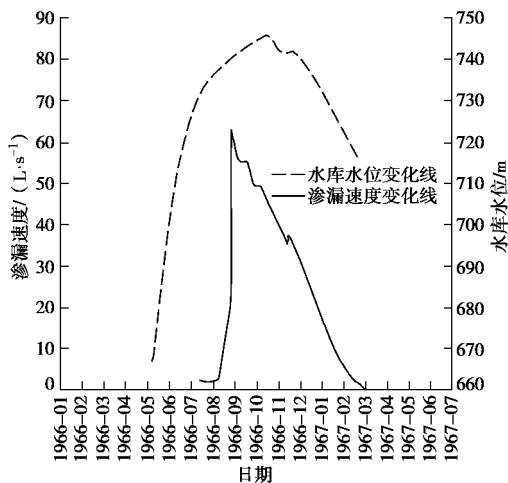


图 9 Hyttejuvet 坝渗漏量变化 (Kjaernsli 和 Torblaa, 1968)

Fig. 9 Change of seepage of Hyttejuvet dam reservoir (Kjaernsli and Torblaa, 1968)

4.2 计算概况

采用 XFEMS 平台，模拟了 Hyttejuvet 坝水力劈

裂的破坏过程。基于工程经验和李全明等^[8]的研究工作，将心墙中施工相对困难的折转处作为可能存在位移不连续的部位，即渗透初始薄弱面。

计算网格如图 10 所示，用 31 个加载级来模拟坝体施工（图 8）和蓄水（图 9）过程。心墙折转处的网格被加密，从而可以相对细致地模拟裂缝开展的过程。

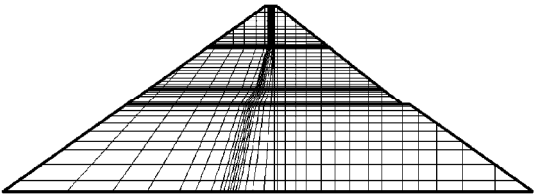


图 10 Hyttejuvet 坝计算网格

Fig. 10 Computational grid of Hyttejuvet dam

计算中，心墙及两侧堆石采用邓肯-张 *EB* 模型，模型参数通过坝体位移的反演分析得到（列于表 2）。

表 2 坝体材料参数

Table 2 Dam material parameters

材料	j_0 /(°)	Δj /(°)	K	K_b	n	m	R_f	$k/(m \cdot d^{-1})$
心墙	40.0	10.0	300	100.0	0.20	0.3	1.0	6.05×10^{-5}
堆石	55.0	10.0	1757	805.0	0.27	0.2	1.0	1944

Ng 等^[11-13]推求了修正剑桥模型的相应参数，被认为能够很好地反映坝体变形特性。图 11 为心墙土料采用邓肯-张 *EB* 模型参数和修正剑桥模型参数计算所得常规三轴试验结果。

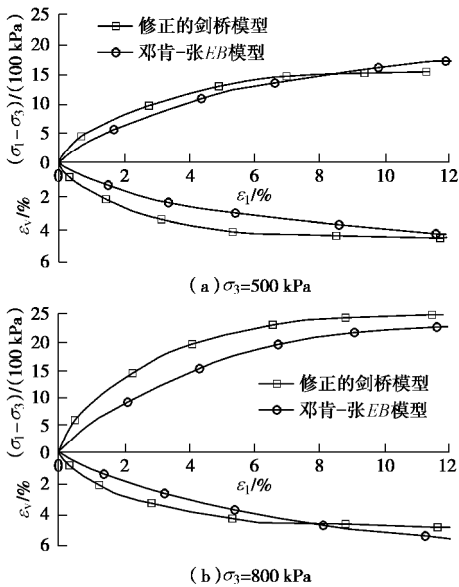


图 11 两组模型参数常规三轴试验对比

Fig. 11 Comparison of two sets of model parameters in conventional triaxial tests

图 12 给出了使用两种模型参数计算得到的坝体竖向应力的分布图，分布规律基本一致，数值大小较为接近。

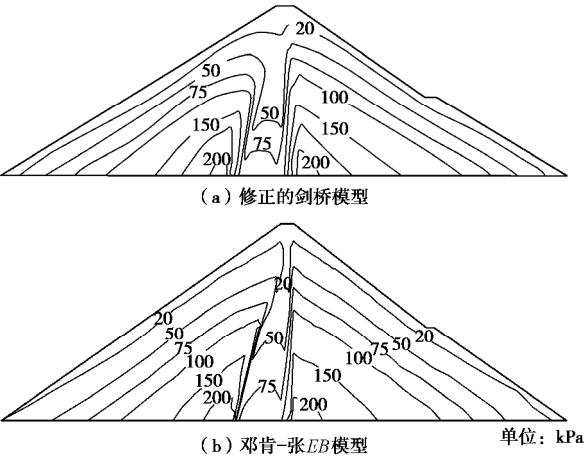


图 12 两组模型计算的坝体竖向应力分布

Fig. 12 Distribution of vertical stress of dam body calculated by two sets of models

通过图 11, 12 表明本文采用的邓肯-张 *EB* 模型参数可以较好地模拟坝体的应力和变形特性。大坝施工完成后, 心墙底部竖向应力 s_y 约 900 kPa, 拱效应比 ($s_y/(g \cdot h)$) 约 0.45。

坝体填筑和蓄水过程按照实际进度进行模拟。图 13 给出了施工结束和蓄水之前两个典型时刻的超静孔压分布图。图 13 与文献[13]中的图 14 对比结果非常接近, 认为本计算较好地反映了心墙内部孔压的变化。

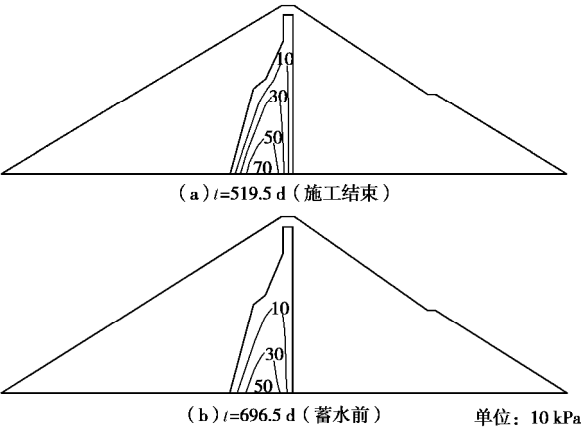


图 13 Hyttejuvet 坝典型时刻超静孔压的分布

Fig. 13 Distribution of excess pore pressure at typical time of Hyttejuvet dam

图 14 展示了各测点的孔压监测值和本文计算值, 可见两者较为接近, 表明本文的计算能够较好地描述心墙内的孔压变化规律。

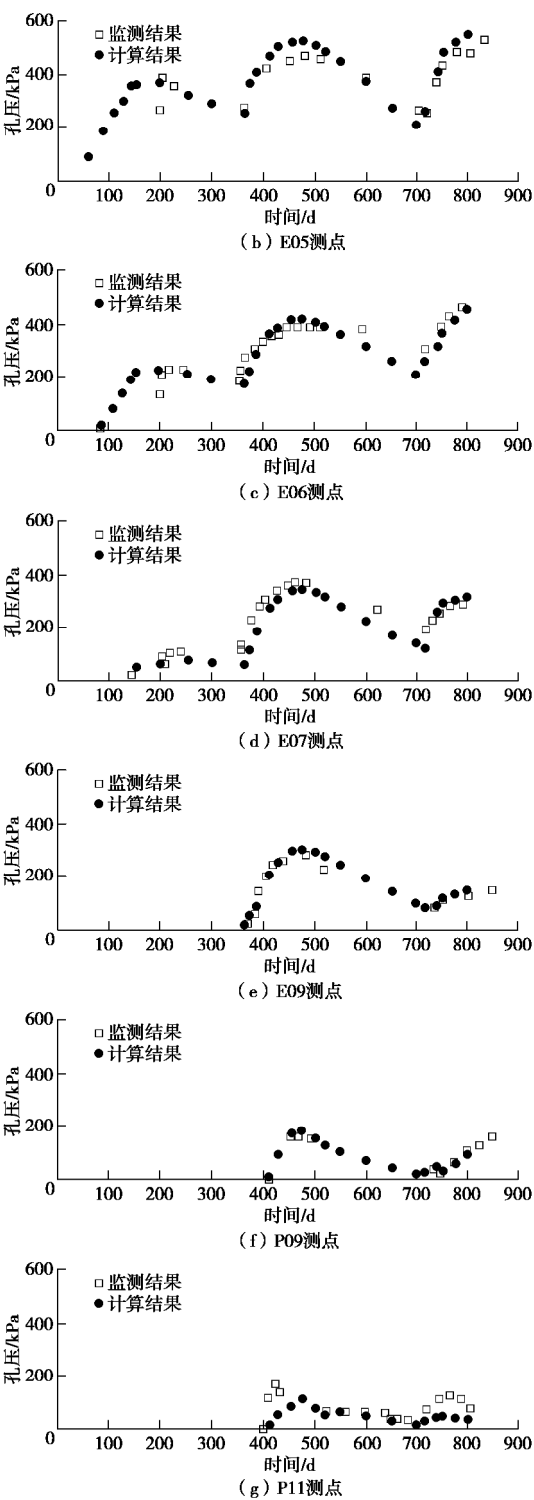
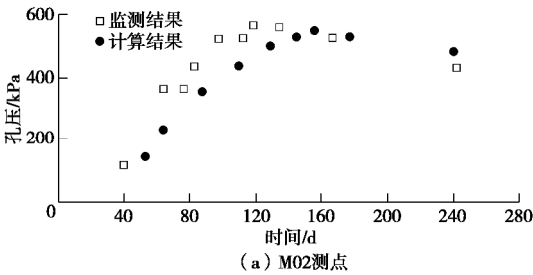


图 14 各测点孔压的监测值和计算值

Fig. 14 Measured and calculated values of pore pressure at each measuring point

在施工临近完成时, 心墙内部的竖向压应力值由于拱效应和超静孔压的共同作用而较低。但在未考虑薄弱面上的水力渗透作用情况下, 心墙内竖直方向上的压应力值保持为正, 不会发生水力劈裂破坏。

4.3 初次蓄水的水力劈裂过程分析

为了模拟 Hyttejuvet 坝发生的水力劈裂现象, 本文分别在心墙上游侧的折转位置处设置了初始薄弱

面, 每处薄弱面对应心墙的两个单元, 渗透系数取 1 m/s, 其余参数与心墙料相同, 如图 15 所示。

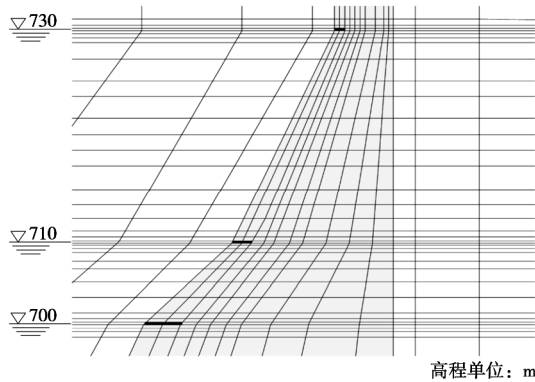


图 15 初始薄弱面的位置

Fig. 15 Position of initial weak surface

图 16 给出了初始薄弱面左侧单元的竖向应力变化过程。3 个初始薄弱面的竖向应力在施工期随填筑高度呈线性增长, 在蓄水期受到水压楔劈作用而降低。尤其是水位升至 740 m 左右时, 3 个薄弱面的竖向应力均发生了骤降。其中 710 m 高程处薄弱面的竖向应力由受压转变为受拉, 进而发生了水力劈裂破坏。

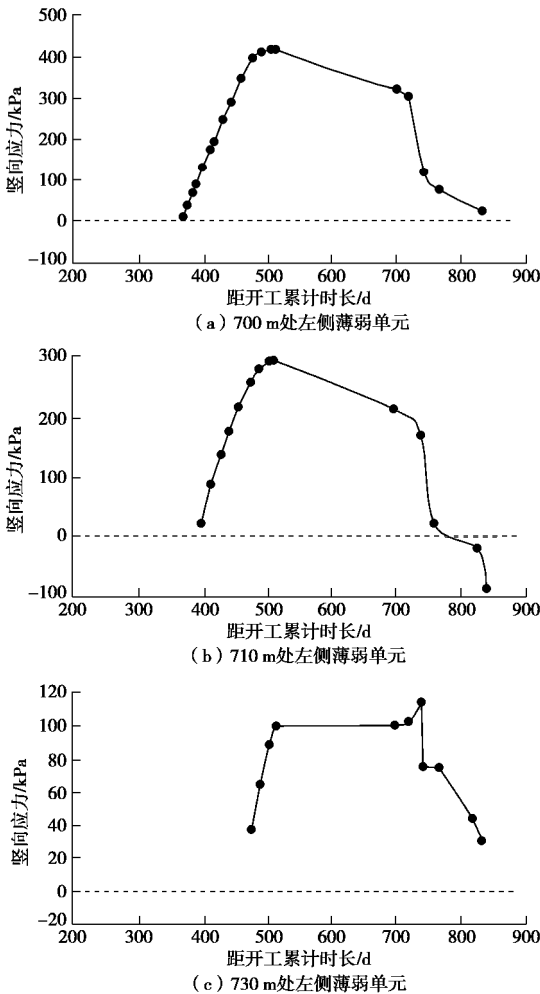
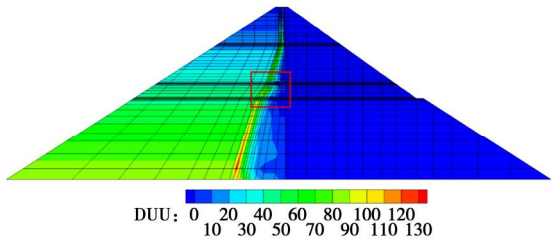


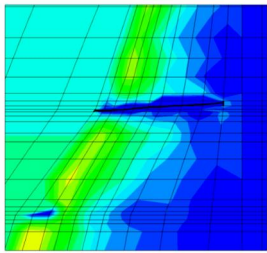
图 16 薄弱面单元的竖向应力变化过程

Fig. 16 Change process of vertical stress of weak surface element

图 17 展示了水力劈裂引起的裂缝形态和水头分布。可见, 在心墙的第二个折转处产生了一条上扬的裂缝, 并形成了集中的渗漏通道。



(a) 坝前水位746 m, 水力劈裂发生后的压力水头云图

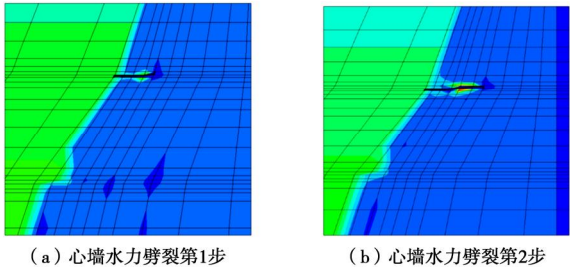


(b) 水力劈裂发生后区域局部放大的压力水头云图

图 17 水力劈裂发生后, 746 m 水头稳定渗流云图

Fig. 17 Nephogram of stable seepage after hydraulic fracture under head of 746 m

图 18 提取了水力劈裂发生过程中的两个典型时刻的裂缝周边孔压分布, 云图标尺同图 17。可见, 在发生水力劈裂的过程中, 已有裂缝的偏前段会短暂形成较大的超静孔压, 裂缝前缘未开裂区域会产生一定的负孔压, 这一现象契合了水力劈裂发生的过程。



(a) 心墙水力劈裂第1步

(b) 心墙水力劈裂第2步

图 18 水力劈裂击穿心墙过程中的压力水头云图 (单位: m)

Fig. 18 Nephograms of water pressure in hydraulic fracture breaking through core wall (Unit: m)

5 结 语

本文基于 Biot 固结理论构建了 XFEM 的流固耦合格式, 并对裂缝单元进行了特殊处理, 从而用弥散式的裂缝状态和嵌入式的裂缝形态共同描述了土体经受水力劈裂的破坏过程。

算例结果表明, 本章构建的方法可以考虑土体物理特性、力学特性和渗透特性之间的相互影响, 能合理地描述孔隙水压力和位移的演化规律。对挪威 Hyttejuvet 坝心墙水力劈裂破坏过程的模拟结果与实

测值基本吻合, 并能够给出裂缝的发展形态, 说明本文搭建的 XFEM 模拟平台初步具备了模拟土体水力劈裂破坏的能力。

参考文献:

- [1] LO K Y, KANIARU K. Hydraulic fracture in earth and rock-fill dams[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1990, 27(4): 496 - 506.
- [2] 沈珠江, 易进栋, 左元明. 土坝水力劈裂的离心模型试验及其分析[J]. 水利学报, 1994(9): 67 - 78. (SHEN Zhu-jiang, YI Jin-dong, ZUO Yuan-ming. Centrifuge model test of hydraulic fracture of earth dam and its analysis[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1994(9): 67 - 78. (in Chinese))
- [3] 王俊杰, 朱俊高, 张 辉. 关于土石坝心墙水力劈裂研究的一些思考[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(增刊 2): 5664 - 5668. (WANG Jun-jie, ZHU Jun-gao, ZHANG Hui. Some ideas on study of hydraulic fracturing of core of earth-rockfill dam[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(S2): 5664 - 5668. (in Chinese))
- [4] 曾开华, 殷宗泽. 土质心墙坝水力劈裂影响因素的研究[J]. 河海大学学报(自然科学版), 2000, 28(3): 1 - 6. (ZENG Kai-hua, YIN Zong-ze. Factors affecting hydraulic fracturing of high earth core dams[J]. Journal of Hohai University(Natural Science), 2000, 28(3): 1 - 6. (in Chinese))
- [5] 张丙印, 李 娜, 李全明, 等. 土石坝水力劈裂发生机理及模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2005, 27(11): 42 - 46. (ZHANG Bing-yin, LI Na, LI Quan-ming, et al. Mechanism analysis and model test of hydraulic fracturing in embankment dams[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, 27(11): 1277 - 1281. (in Chinese))
- [6] WANG X, YU P, YU J, et al. Simulated crack and slip plane propagation in soil slopes with embedded discontinuities using XFEM[J]. International Journal of Geomechanics, 2018, 18(12). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-56220001-0001290](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-56220001-0001290).
- [7] SONG J H, AREIAS P M A, BELYTSCHKO T. A method for dynamic crack and shear band propagation with phantom nodes[J]. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 2006, 67(6): 868 - 893.
- [8] 李全明, 张丙印, 于玉贞, 等. 土石坝水力劈裂发生过程的有限元数值模拟[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(2): 212 - 217. (LI Quan-ming, ZHANG Bing-yin, YU Yu-zhen, et al. Numerical simulation of the process of hydraulic fracturing in earth and rockfill dams[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, 29(2): 212 - 217. (in Chinese))
- [9] 李全明. 高土石坝水力劈裂发生的物理机制研究及数值仿真[D]. 北京: 清华大学, 2006. (LI Quan-ming. Mechanism Study and Numerical Simulation of Hydraulic Fracturing in High Earth and Rockfill Dam[D]. Beijing: Tsinghua University, 2006. (in Chinese))
- [10] KJAERNSLI B, TORBLAA I. Leakage Through Horizontal Cracks in the Core of Hyttejuvet Dam[R]. Oslo, Norway: Norwegian Geotechnical Institute, 1968: 39 - 47.
- [11] NG K L A, SMALL J C. Simulation of dams constructed with unsaturated fills during construction and water impounding[C]// Proceedings of the 1st International Conference on Unsaturated Soils. Paris, 1995: 281 - 286.
- [12] NG K L A, SMALL J C. Behavior of joints and interfaces subjected to water pressure[J]. Computers and Geotechnics, 1997, 20(1): 71 - 93.
- [13] NG K L A, SMALL J C. A case study of hydraulic fracturing using finite element methods[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1999, 36: 861 - 875.

DOI: 10.11779/CJGE202002022

基于 Drucker-Prager 准则的高阶单元自适应上限有限元研究

孙 锐, 阳军生, 赵乙丁, 杨 峰*

(中南大学土木工程学院, 湖南 长沙 410075)

摘 要: 引入 Drucker-Prager 屈服准则, 建立了基于高阶单元和二阶锥规划的自适应上限有限元方法, 并编制了计算程序。采用单元内部耗散能为控制指标的自适应加密策略, 以一分为二的方式对能量耗散率较大的单元进行剖分加密, 形成多次往复计算完成上限有限元的自适应加密过程。通过隧道稳定性及条形基础地基承载力算例, 分析了系列 Drucker-Prager 屈服准则对极限荷载上限解的影响, 揭示该屈服准则与 Mohr-Coulomb 屈服准则的差异所在, 以及对上限解和破坏模式的影响, 并进一步验证了基于高阶单元和二阶锥规划的自适应上限有限元法具有计算精度和求解效率高以及可搜索获取精细化破坏模式的特点。

关键词: Drucker-Prager 屈服准则; 上限有限元; 二阶锥规划; 三角形高阶单元; 自适应; 破坏模式

中图分类号: TU43 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2020)02-0398-07

作者简介: 孙 锐(1993—), 男, 博士研究生, 主要从事隧道与地下工程方面的研究工作。E-mail: sunruilight@163.com。

Upper bound adaptive finite element method with higher-order element based on Drucker-Prager yield criterion

SUN Rui, YANG Jun-sheng, ZHAO Yi-ding, YANG Feng

(School of Civil Engineering, Central South University, Changsha 410075, China)

Abstract: An upper bound adaptive finite element method with six-node triangular high-order element, which is based on Drucker-Prager yield criterion, is established. Based on the upper bound theory, the corresponding calculation program is compiled. The element dissipative energy is used as the control index in the adaptive refine strategy. Based on the calculated results of element dissipative energy, the mesh is refined by dividing the element with high dissipative energy into two parts, and the upper bound finite element adaptive calculation is completed through repeated calculation based on the refined mesh. The influences of a series of Drucker-Prager yield criteria on the upper limit solution are analyzed depending on the calculated results of stability of tunnels and bearing capacity of strip footings. The calculated results also show that the proposed upper bound finite element method can achieve high accuracy, and the failure modes can be obtained by the mesh distribution.

Key words: Drucker-Prager yield criterion; upper bound finite element method; second-order cone programming; higher-order triangular element; self-adaptation; failure mode

0 引 言

与有限元技术结合的极限分析上限法, 具有理论严谨、适应性强等优点, 已成为分析岩土稳定性问题的有力工具之一^[1-3]。

极限分析有限元常采用三节点三角形单元离散计算域^[4-6], 若改用六节点高阶单元时, 应变率和塑性乘子在单元内部呈线性变化, 更适用于模拟剪切带等应变率梯度较高的岩土破坏问题, 目前已有不少学者研究基于六节点三角形单元的上限有限元方法^[7-8]。另一方面, 上限有限元法常建立线性规划求解岩土稳定性问题^[9-10], 近年研究表明, 基于 Drucker-Prager 等屈服

准则的二维上限有限元法均可直接转换为计算效率较高的二阶锥规划模型, 目前, 二阶锥规划方法在极限分析有限元中已得到推广应用^[11-13]。

上述研究聚焦数学规划方法以及单元类型。事实上, 单元分布对于上限有限元的计算精度也有较大影响。若将网格自适应加密技术引进上限有限元法中, 将显著提高计算精度及效率, 同时最终得到的加密单元密集形态, 也可间接反映岩土破坏模式。在这方面,

基金项目: 国家自然科学基金项目(51878669); 中南大学中央高校基本科研业务费专项资金项目(2019zzts292)

收稿日期: 2019-03-02

***通信作者** (E-mail: yf5754@csu.edu.cn)

国内外不少学者做了相关研究^[14-18]。

岩土破坏极限状态受控于屈服准则^[19-20]。
Mohr-Coulomb 屈服准则是岩土工程稳定性问题分析的常用屈服准则,但由于其由于 M-C 准则在 p 平面上的图形为不等角六边形,存在尖顶和菱角,在一些应用中,通常需要对角点处进行光滑化处理,从而带来额外的困难^[27-28]。Drucker-Prager 屈服准则作为 Mohr-Coulomb 屈服准则的修正模型,在实际操作中无需对其进行额外处理,因此常用于岩土工程稳定性分析^[21-23]。

事实上,目前关于 Drucker-Prager 屈服准则对结构极限状态的影响主要是基于有限元法。因此,本文在文献[16]的基础上,考虑土体破坏服从 Drucker-Prager 屈服准则,并引入计算效率较高的二阶锥规划方法,实现基于 Drucker-Prager 准则的高阶单元自适应上限有限元方法。通过算例分析,揭示该屈服准则与 Mohr-Coulomb 屈服准则的差异所在,以及对上限解和破坏模式的影响,以便在计算分析和工程中合理应用。

1 基于 Drucker-Prager 准则的高阶单元自适应上限有限元

1.1 极限分析上限理论

极限分析上限定理表明结构达到破坏极限状态时,结构体内部存在一个运动许可速度场,使得内能耗散不大于外力做功,即

$$D_p(e) = \int_V d_p(e) dV \leq W_1 + W_0 \quad (1)$$

式中 $D_p(e)$ 为整个计算域内能耗散; $d_p(e)$ 为内能耗散函数; e 为塑性应变率(满足流动法则); W_1 为超载外力做功; W_0 为非超载外力做功。

使用单元离散计算域,则计算域的内能耗散应为所有单元内能耗散之和,即

$$\int_V d_p(e) dV = \int_A s_{ij} \dot{\epsilon}_{ij} dA \quad (2)$$

1.2 Drucker-Prager 屈服准则

假定岩土破坏遵循 Drucker-Prager 屈服准则,对于平面应变问题,其表达式为

$$a I_1(s_{ij}) + \sqrt{J_2(s_{ij})} = k \quad (3)$$

式中, a , k 为与黏聚力 c 与内摩擦角 j 相关的材料常数,

$$\left. \begin{aligned} I_1(s_{ij}) &= s_{11} + s_{22}, \quad s_{ij} = s_{ij} - s_m \delta_{ij}, \\ J_2(s) &= \frac{1}{2} \sum_{i,j} s_{i,j}^2 \quad (i, j = 1, 2) \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

由文献[21]可知, D-P 系列准则能否正确使用取决于岩土体不同的应力状态,本文在此不做细致探讨。D-P 准则的屈服面在主应力空间中是一圆锥面,针对同一材料,如表 1 所示,根据不同 a , k 值可得到一系列 D-P

屈服准则。

表 1 各准则参数换算表^[21]

Table 1 Relationship among different yield criteria ^[21]			
编号	准则种类	a	k
DP1	MC 外角点	$\frac{2 \sin j}{\sqrt{3}(3 - \sin j)}$	$\frac{6c \sin j}{\sqrt{3}(3 - \sin j)}$
	外接圆	$\frac{2 \sin j}{\sqrt{3}(3 + \sin j)}$	$\frac{6c \sin j}{\sqrt{3}(3 + \sin j)}$
DP2	MC 内角点	$\frac{\sin j}{\sqrt{3}\sqrt{(3 + \sin^2 j)}}$	$\frac{\sqrt{3} \sin j}{\sqrt{3}\sqrt{(3 + \sin^2 j)}}$
	外接圆	$\frac{2\sqrt{3} \sin j}{\sqrt{2\sqrt{3}\pi(9 - \sin^2 j)}}$	$\frac{2\sqrt{3} \sin j}{\sqrt{2\sqrt{3}\pi(9 - \sin^2 j)}}$
DP3	M-C 内切圆	$\frac{\sin j}{3}$	$c \cos j$
	MC 等面积圆		
DP4	平面应变 MC 匹配		

由文献[11]可知,当材料满足相关流动法则,并且 $a \geq 0$ 时,内能耗散函数可以转化为

$$d_p = k l \quad (5)$$

式中, l 为单元塑性乘子,且同时需要满足

$$\left. \begin{aligned} q &= 3a l, \quad l \geq 2\sqrt{J_2(e_{ij})}, \quad e_{ij} = e_{ij} - \frac{1}{2} q d_{ij}, \\ q &= e_{11} + e_{22} + e_{33} \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

1.3 六节点三角形单元

如图 1 所示,采用六节点三角形单元离散计算域,且单元间不设置速度间断线,其中三角形 3 个顶点节点 1, 2, 3 对应塑性乘子 l_1 , l_2 , l_3 , u_i , v_i ($i=1,2,3,4,5,6$) 为单元节点速度。

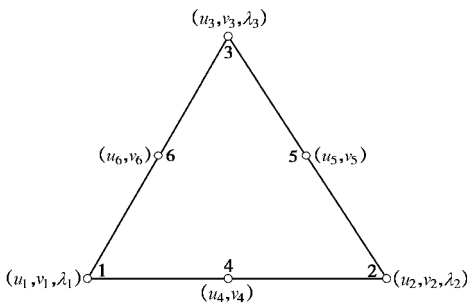


图 1 三角形六节点高阶单元

Fig. 1 Six-node strain element

显然,单元内部应变率 $\dot{\epsilon}_x$, $\dot{\epsilon}_y$, $\dot{\epsilon}_{xy}$ 和塑性乘子 l 在单元内部线性变化,若三角形单元为直边且顶点 1, 2, 3 处满足流动法则约束,即保证单元内均满足流动法则约束:

$$l = \sum_{i=1}^3 L_i l_i \quad (i=1,2,3) \quad (7)$$

式中, l_i 为三角形顶点处的塑性乘子, L_i 为三角形面积坐标。

1.4 基于 D-P 准则的高阶单元上限有限元二阶锥规划模型

以下建立基于 D-P 准则的高阶单元上限有限元二阶锥规划模型。结合式 (5), (7), 求解计算域耗散能:

$$P_e = \int_A k l dA = \frac{k}{3} (l_1 + l_2 + l_3) A \quad , \quad (8)$$

式中, P_e 定义为三角形单元的内部耗散能 k 即为表 1 中的材料参数, N_E 为计算域单元数, l 为塑性乘子。

结合式 (6), (8), 上限有限元二阶锥规划目标函数和约束方程

$$\begin{cases} \min: \frac{k}{3} \sum_{i=1}^{N_E} (l_{1,i} + l_{2,i} + l_{3,i}) A_i - W_0, \\ 2e_{11,j} = \dot{\epsilon}_{11,j} - \dot{\epsilon}_{22,j}, \\ e_{12,j} = \dot{\epsilon}_{12,j}, \\ 3a l_j = \dot{\epsilon}_{11,j} - \dot{\epsilon}_{22,j}, \\ l_j \geq 2\sqrt{e_{11,j}^2 + e_{12,j}^2}, \\ C_u = b, \\ j = 1, 2, \mathbf{L}, 3N_E \quad (j \text{ 为单元端点号}). \end{cases} \quad (9)$$

式中 e_{11} , e_{12} 为辅助优化变量; e_{11} , e_{12} , e_{22} 为单元节点应变速率; l 为节点塑性乘子; a 为式 (4) 确定的材料参数; $C_u = b$ 为速度约束条件; 该约束条件见文献[17]。

1.5 非结构化网格自适应加密方法

为获取高精度上限解, 需在破坏区域划分密集网格。若网格均匀加密, 会极大增大计算规模, 降低极限分析上限有限元的求解效率。这里沿用文献[16]的方法, 即同时采用高阶单元并进行网格加密, 具体流程如下: ①建立初始上限有限元分析模型, 提取初始单元内部能量耗散率。②根据计算结果, 计算结构域内所有单元内部能量耗散率总和 $\sum_{i=1}^{N_E} P_{e,i}$ 。③根据单元内部耗散率的计算结果进行从大到小对单元进行排序。定义参数 $b = \frac{\sum_{i=1}^n P_{e,i}}{\sum_{i=1}^{N_E} P_{e,i}}$ 为前 n 个单元的单元耗散能之和与所有单元能量耗散能之和的比值。由参数 b 控制自适应加密单元的数目及单元号。通常 $b=0.4$, 选定参数值之后, 通过循环叠加的方式, 确定最终需要加密的单元数量 n , 并依据排序结果确定需要加密的单元序号。④根据第 3 步的处理, 采用单元一分为二的方式对内部耗散能较大的单元进行加密。⑤返回第 2 步, 重新进行上限有限元计算, 一般情况下根据初始单元数目的不同, 加密 15~20 次即可获取较高精度的上限解。

1.6 上限有限元程序编制

上限有限元计算程序应用 MATLAB 编制, 利用商业程序 Mosek 求解二阶锥规划计算模型。程序运行环境为: 操作系统 Windows 7 64-bit; 处理器 Intel Core i5-3470M CPU@3.20 GHz; 内存 8 GB。

2 算例与验证

分别以条形基础地基承载力问题^[21]、隧道稳定性

问题^[24-26]建立上限有限元计算模型, 通过对比分析, 验证方法可靠性, 分析 D-P 屈服准则对上限解的影响。

2.1 地基承载力问题

(1) 问题描述

为了证明本文提出方法的有效性和准确性, 选取地基承载力问题作为验证。M-C 准则条件下, 刚性基础在纯黏性无重土地基 ($c \geq 0$, $j \geq 0$, $g = 0$) 上的极限荷载可由 Prandtl 公式得出

$$q_u = c \left[e^{\pi \tan j} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{j}{2} \right) - 1 \right] \cot j \quad . \quad (10)$$

考虑对称性, 刚性基础在纯黏性无重土地基的极限承载力计算模型如图 2 所示。

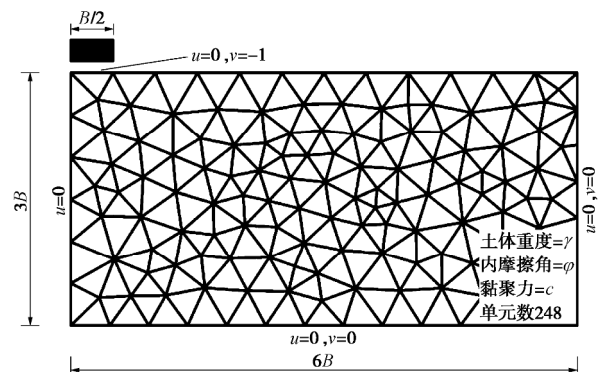


图 2 基础初始网格及边界条件

Fig. 2 Initial mesh and boundary conditions of strip footing

土体重度为 g , 内摩擦角为 j , 土体黏聚力为 c , 基础宽度为 B 。土体右边界及下边界为速度为 0, 即 $u=0$, $v=0$; 土体左边界速度边界条件为 $u=0$; 基础与地基之间的速度边界条件为 $u=0$, $v=-1$ 。

(2) 分析与讨论

如表 2 所示, 分别计算不同内摩擦角 j 下的刚性基础地基承载力系数 N_c , 其中 $c=10$, 并与文献[21]中地基极限承载力有限元法计算结果进行对比。

由表 2 可以看出, 本文方法计算结果较小于文献[21]中地基承载力计算结果, 如内摩擦角为 0° , DP1 屈服准则下, 本文求得上限解较文献[21]小 0.9%; 内摩擦角为 15° , DP2 屈服准则下, 本文求得上限解较文献[21]小 4.2%; 内摩擦角为 20° , DP3 屈服准则下, 本文求得上限解较文献[21]小 6.1%。结果表明, 不同 Drucker-Prager 屈服准则条件下, 本文提出的方法均能够获取较优上限解。

结合表 2 中结果可以发现, 内摩擦角 j 对 DP 系列屈服准则的计算精度具有较大的影响。DP1 屈服准则计算误差随着内摩擦角的增大而增大, 且极大高估土体的稳定性。DP2 屈服准则与 MC 屈服准则吻合较好, 但其在内摩擦角 $j \leq 25^\circ$ 时, 略高估了土体的强

表 2 N_c 计算结果与文献结果对比

Table 2 Comparison between present results and those available in literatures

内摩擦角	0°		10°		15°		20°		25°		30°	
	本文方法	文献[21]	本文方法	文献[21]	本文方法	文献[21]	本文方法	文献[21]	本文方法	文献[21]	本文方法	文献[21]
DP1	59.69	60.23	116.89	121.50	181.65	192.81	316.96	362.25	664.67	891.16	2350.02	2373.60
DP2	59.69	60.23	96.26	98.59	124.48	129.91	163.26	175.00	216.34	243.13	291.25	351.88
DP3	51.53	52.19	83.08	84.98	107.88	111.90	142.48	151.75	190.84	212.08	259.96	310.00
DP4	54.10	54.81	90.70	92.94	122.35	127.51	171.65	184.90	252.06	289.28	394.98	508.83
DP5	51.53	52.19	83.72	86.20	110.22	115.51	149.25	159.75	208.38	201.19	303.23	370.48
Prandtl	51.42		83.45		109.77		148.35		207.21		301.4	

注: DP1 代表 M-C 外角点外接圆, DP2 代表 M-C 内角点外接圆, DP3 代表 M-C 内切圆, DP4 代表 M-C 等面积圆, DP5 代表 M-C 匹配 DP 圆。

度, 但 $j > 25^\circ$ 则低估了土体强度。DP3 屈服准则的计算结果始终略小于 MC 屈服准则 (DP5), 在内摩擦角 $j \leq 25^\circ$ 时, 计算误差较小, 但在 $j > 25^\circ$ 时, 其计算误差要大于 DP2 屈服准则。DP4 屈服准则同样高估土体的强度, 但是与实际强度相差不大。

为体现本文方法的计算精度, 对比不同内摩擦角下, 本文方法与文献[21]所求的平面应变问题 M-C 匹配 D-P 准则 (DP5) 条件下的地基承载力, 如图 3 所示。由图 3 可知, 内摩擦角 $j = 0^\circ$ 时, 两种方法的计算精度均较高。随着内摩擦角增大, 文献[21]的计算误差不断增大, 内摩擦角 $j = 30^\circ$ 时, 文献[21]中计算误差为 23.4%, 本文方法仍保持较高计算精度。

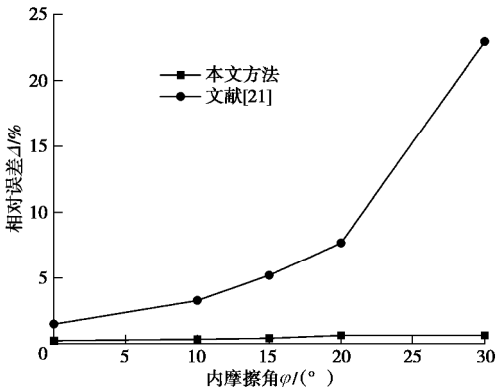


图 3 地基承载力相对误差

Fig. 3 Relative errors of bearing capacity

(3) 加密网格及破坏模式

本文采用基于单元耗散能的加密策略, 在单元耗散能较大处加密网格, 因此, 加密后的网格分布能够间接反映出结构的破坏模式。

为了简化分析, 图 4 中左侧展示土体破坏服从 DP1、DP2、DP5 时的自适应加密 15 次网格图, 右侧则为相应的速度矢量图。其中, 图 4 (a) 为采用 DP1 屈服准则, $c = 10$, $j = 20^\circ$ 时的加密网格及速度矢量图, 单元数为 12622; 图 4 (b) 为采用 DP2 屈服准则, $c = 10$, $j = 10^\circ$ 时的加密网格及速度矢量图, 单元数为 8693; 图 4 (c) 为采用 DP5 屈服准则, $c = 10$, $j = 20^\circ$ 时的加密网格及速度矢量图, 单元数为 8309。

由图 4 (c) 即 DP5 条件下, 自适应加密 15 网格

图可以发现, 加密网格形成较清晰带状区域, 并较清晰地反映出基础下方的主动区、相邻的被动区以及过渡区与经典的 Prandtl 模型相一致。与图 2 地基初始网格图对比可以发现, 对于未破坏区, 单元并未加密, 这也间接体现出本文所提方法的适用性及有效性。DP1 与 DP2 条件下, 破坏形态与 DP5 条件下相类似, 区别仅在于破坏区域的大小不一致。

2.2 隧道稳定性问题

(1) 问题描述

为了进一步证明本文提出方法的有效性和准确性, 选取隧道稳定性问题进行验证。

(2) 分析与讨论

分别计算不同内摩擦角 j 时, 自重作用下圆形隧道临界破坏系数 $g_{\max} D/c$, 并与文献[24~26]中上限有限元计算结果进行对比, 结果如表 3 所示。

表 3 自重作用下圆形隧道临界破坏系数计算结果(DP5)

Table 3 Calculated results of critical failure coefficient of circular tunnel under gravity (DP5)

C/D	$j/(^\circ)$	Yang 等 ^[26]	Sahoo 等 ^[25]	Yamamoto 等 ^[24]	本文方法
1	5	2.34	—	2.33	2.29
	10	2.69	2.63	2.61	2.62
	20	3.63	3.67	—	3.52
2	5	1.8	—	1.76	1.77
	10	2.14	2.2	2.13	2.11
	20	3.13	3.28	—	3.11

由表 3 可以看出, 本文方法略小于文献[24~26]中的上限解。如 $C/D = 1$, 内摩擦角为 20° 时, 本文求得上限解较文献[26]小 3.1%, 较文献小 4.3%^[26]; 如 $C/D = 2$, 内摩擦角为 10° 时, 本文求得上限解较文献[26]小 1.5%, 较文献[25]小 4.3%。结果表明, 本文提出的方法能够获取较优上限解。

表 4 中列举了系列 DP 准则下隧道临界破坏系数计算结果。可以发现, 内摩擦角 $j = 0^\circ$ 时, DP1 与 DP2 的计算结果是一致的; 内摩擦角 $j = 5^\circ, 10^\circ$ 时, 计算结果 $DP1 > DP2 > DP4 > DP5 > DP3$; 内摩擦角 $j = 20^\circ$ 时, 计算结果 $DP1 > DP4 > DP2 > DP5 > DP3$, 与文献[21]中所总结的规律基本一致, 这也从另一方面证明了本文所提方法的正确性及有效性。

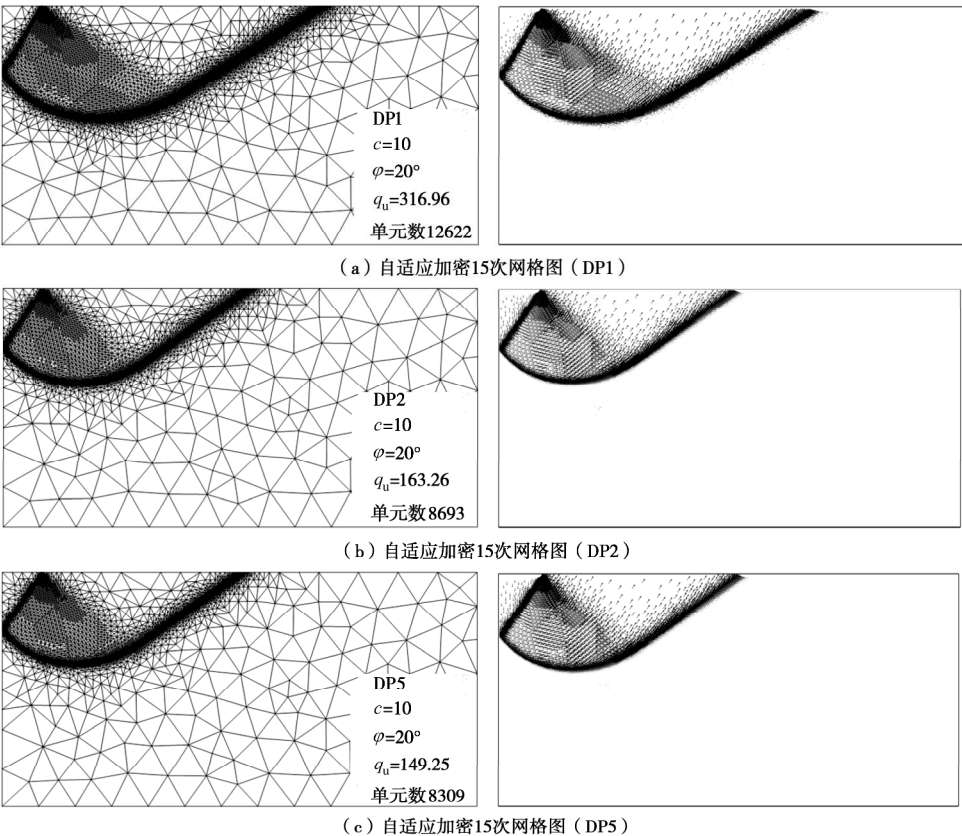


图 4 地基承载力自适应上限有限元加密后网格

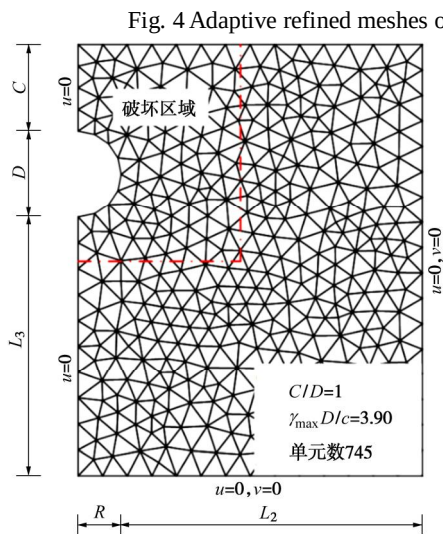


图 5 隧道初始网格及边界条件

Fig. 5 Initial mesh and boundary conditions of tunnel

结合表 4 中结果可以发现，DP1 屈服准则的计算结果始终大于 DP5 屈服准则（匹配 MC 屈服准则），且计算误差随着内摩擦角的增大而增大，这说明采用 DP1 屈服准则会极大高估土体的稳定性。DP4 屈服准则同样高估土体的强度，但是与实际强度相差不大。DP3 屈服准则为 MC 的内切圆，实质上相当于降低了土体的强度，结合表 4 中计算结果，采用 DP3 屈服准则的临界破坏强度略小于 DP5 屈服强度，这也是符合极限分析的理论推导。与 DP1，DP3，DP4 屈服准则不同，在内摩擦角 $j \leq 25^\circ$ 时，DP2 屈服准则计算结果略

大于 DP5，在内摩擦角 $j > 25^\circ$ 时，计算结果略小于 DP5 屈服准则，但是计算误差要小于 DP3 屈服准则。

表 4 系列 DP 准则下隧道临界破坏系数计算结果

Table 4 Calculated results of critical failure coefficient of circular tunnel under gravity based on Drucker-Prager yield criteria

C/D	$j/(^\circ)$	DP1	DP2	DP3	DP4	DP5
1	0	2.33	2.33	2.02	2.12	2.02
	5	2.80	2.62	2.29	2.42	2.29
	10	3.45	2.94	2.60	2.80	2.62
	20	6.00	3.76	3.40	3.90	3.52
	25	8.76	4.28	3.92	4.75	4.17
	30	13.78	4.85	4.51	5.89	4.98
	35	25.18	5.48	5.17	7.41	5.98
2	0	1.74	1.74	1.51	1.58	1.51
	5	2.18	2.03	1.77	1.88	1.77
	10	2.83	2.39	2.09	2.26	2.11
	20	5.63	3.35	3.00	3.49	3.11
	25	8.65	3.97	3.60	4.46	3.86
	30	13.76	4.67	4.31	5.75	4.80
	35	25.19	5.40	5.07	7.38	5.94

(3) 加密网格及破坏模式

以土体破坏分别服从 DP3、DP4、DP5 屈服准则时隧道稳定性问题自适应网格加密图为例，进一步展示本文所提方法能够间接获取破坏模式的优点。

图 6 (a) 为基于 DP3 屈服准则，单元自适应加密 15 次的网格图，计算域单元数为 7409；图 6 (b) 为基于 DP4 屈服准则，计算域单元数为 7545；图 6 (c) 为基于 DP5 屈服准则，计算域单元数为 7850。

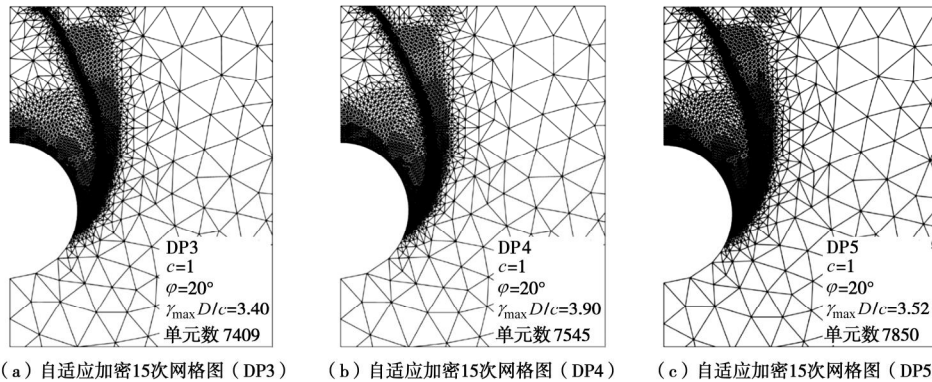


图6 隧道稳定性自适应上限有限元加密后网格($C/D=1$, $j=20^\circ$)

Fig. 6 Adaptive refined meshes of bearing capacity using finite element upper bound solution

3 结 论

本文建立基于 Drucker-Prager 准则的高阶单元自适应上限有限元计算模型, 得到以下 2 点结论。

(1) 基于 Drucker-Prager 准则的高阶单元自适应上限有限元方法具有较高计算效率及精度。

(2) 采用 DP1 屈服准则会极大高估土体的安全系数, 且内摩擦角越大, 误差越大; 从安全角度来说, 内摩擦角 $j \leq 25^\circ$ 时, DP3 与 MC 屈服准则吻合较好; 内摩擦角 $j > 25^\circ$ 时, DP2 计算结果较精确, 且安全系数偏低; DP4 计算精度要高于 DP1 屈服准则, 但安全系数始终偏高。算例结果表明, 只要选取合适的 D-P 准则, 其计算精度是很高的, 完全可以在实际工程中获得广泛的应用。

参考文献:

- [1] 孙 聪, 李春光, 郑 宏, 等. 基于单元速度泰勒展开的上限原理有限元法[J]. 岩土力学, 2016, **37**(4): 1153 - 1160. (SUN Cong, LI Chun-guang, ZHENG Hong, et al. Upper bound limit analysis based on Taylor expansion form of element velocity[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, **37**(4): 1153 - 1160. (in Chinese))
- [2] 赵明华, 胡 啸, 张 锐. 临坡地基承载力极限分析上限有限元数值模拟[J]. 岩土力学, 2016, **37**(4): 1137 - 1143. (ZHAO Ming-hua, HU Xiao, ZHANG Rui. Numerical simulation of the bearing capacity of a foundation near slope using the upper bound finite element method[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, **37**(4): 1137 - 1143. (in Chinese))
- [3] ZHANG J, YANG F, YANG J, et al. Upper-bound stability analysis of dual unlined elliptical tunnels in cohesive- frictional soils[J]. Computers and Geotechnics, 2016, **80**: 283 - 289.
- [4] BOTTERO A, NEGRE R, PASTOR J, et al. Finite element method and limit analysis theory for soil mechanics problems[J]. Computer Methods in Applied Mechanics & Engineering, 1980, **22**(1): 131 - 149.
- [5] SLOAN S W, KLEEMAN P W. Upper bound limit analysis with discontinuous velocity fields[J]. Computer Methods in Applied Mechanics & Engineering, 1995, **127**(1): 293 - 314.
- [6] 杨小礼, 李 亮, 刘宝琛. 大规模优化及其在上限定理有限元中的应用[J]. 岩土工程学报, 2001, **23**(5): 602 - 605. (YANG Xiao-li, LI Liang, LIU Bao-chen. Large-scale optimization and its application to upper bound theorem using kinematical element method[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2001, **23**(5): 602 - 605. (in Chinese))
- [7] 杨 峰, 阳军生, 李昌友, 等. 基于六节点三角形单元和线性规划模型的上限有限元研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, **31**(12): 2556 - 2563. (YANG Feng, YANG Jun-sheng, LI Chang-you, et al. Investigation of finite element upper bound solution based on six nodal triangular elements and linear programming model[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, **31**(12): 2556 - 2563. (in Chinese))
- [8] YU H S, SLOAN S W, KLEEMAN P W. A quadratic element for upper bound limit analysis[J]. Engineering Computations, 1994, **11**(3): 195 - 212.
- [9] SLOAN S W. A steepest edge active set algorithm for solving sparse linear programming problems[J]. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 1988, **26**: 2671 - 2685.
- [10] SLOAN S W. Upper bound limit analysis using finite element and linear programming[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1989, **13**: 263 - 282.
- [11] MAKRODIMOPOULOS A, MARTIN C M. Upper bound limit analysis using simplex strain elements and secondorder-cone programming[J]. International Journal for Numerical & Analytical Methods in Geomechanics, 2007, **31**(6): 835 - 865.
- [12] NGUYEN-THOI T, PHUNG-VAN P, NGUYEN-THOI M H, et al. An upper-bound limit analysis of Mindlin plates using

- CS-DSG3 method and second-order cone programming[J]. Journal of Computational & Applied Mathematics, 2015, **281**(C): 32 - 48.
- [13] 杨昕光, 周密, 张伟, 等. 基于二阶锥规划的边坡稳定上限有限元分析[J]. 长江科学院院报, 2016, **33**(12): 61 - 67. (YANG Xin-guang, ZHOU Mi, ZHANG Wei, et al. Upper bound finite element limit analysis of slope stability using second-order cone programming[J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 2016, **33**(12): 61 - 67. (in Chinese))
- [14] SUÁREZ C, HÉCTOR. Computation of Upper and Lower Bounds in Limit Analysis Using Second-order Cone Programming and Mesh Adaptivity[R]. Massachusetts: Massachusetts Institute of Technology, 2002.
- [15] 赵明华, 张锐. 有限元上限分析网格自适应方法及其工程应用[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(3): 537 - 545. (ZHAO Ming-hua, ZHANG Rui. Adaptive mesh refinement of upper bound finite element method and its applications in geotechnical engineering[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(3): 537 - 545. (in Chinese))
- [16] 阳军生, 张箭, 杨峰. 浅埋隧道掌子面稳定性二维自适应上限有限元分析[J]. 岩土力学, 2015, **36**(1): 257 - 264. (YANG Jun-sheng, ZHANG Jian, YANG Feng. Stability analysis of shallow tunnel face using two-dimensional finite element upper bound solution with mesh adaptation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(1): 257 - 264. (in Chinese))
- [17] 杨峰, 阳军生. 用于上限有限元的非结构网格重划加密方法研究[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2014(10): 3571 - 3577. (YANG Feng, YANG Jun-sheng. Investigation of unstructured mesh regeneration and Refinement method for finite element upper bound solution[J]. Journal of Central South University (Science and Technology), 2014(10): 3571 - 3577. (in Chinese))
- [18] MUÑOZ J J, BONET J, HUERTA A, et al. Upper and lower bounds in limit analysis: Adaptive meshing strategies and discontinuous loading[J]. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 2009, **77**(4): 471 - 501.
- [19] 杨雪强, 凌平平, 向胜华. 基于系列 Drucker-Prager 破坏准则评述土坡的稳定性[J]. 岩土力学, 2009, **30**(4): 865 - 870. (YANG Xue-qiang, LIN Ping-ping, XIANG Sheng-hua. Comments on slope stability based on a series of Drucker-Prager failure criteria[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, **30**(4): 865 - 870. (in Chinese))
- [20] 王渭明, 赵增辉, 王磊. 不同强度准则下软岩巷道底板破坏安全性比较分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, **31**(增刊 2): 3920 - 3927. (WANG Wei-ming, ZHAO Zeng-hui, WANG Lei. Safety analysis for soft rock tunnel floor destruction based on different yield criterions[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, **31**(S2): 3920 - 3927. (in Chinese))
- [21] 邓楚键, 何国杰, 郑颖人. 基于 M-C 准则的 D-P 系列准则在岩土工程中的应用研究[J]. 岩土工程学报, 2006, **28**(6): 735 - 739. (DENG Chu-jian, HE Guo-jie, ZHENG Ying-ren. Studies on Drucker-Prager yield criterions based on M-C yield criterion and application in geotechnical engineering[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **28**(6): 735 - 739. (in Chinese))
- [22] 王先军, 陈明祥, 常晓林, 等. Drucker-Prager 系列屈服准则在稳定分析中的应用研究[J]. 岩土力学, 2009, **30**(12): 3733 - 3738. (WANG Xian-jun, CHEN Ming-xiang, CHANG Xiao-lin, et al. Studies of application of Drucker-Prager yield criteria to stability analysis[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, **30**(12): 3734 - 3738. (in Chinese))
- [23] MAKRODIMOPOULOS A, MARTIN C M. Upper bound limit analysis using discontinuous quadratic displacement fields[J]. Communications in Numerical Methods in Engineering, 2008, **24**: 911 - 927.
- [24] YAMAMOTO K, LYAMIN A V, WILSON D W, et al.. Stability of a circular tunnel incohesive-frictional soil subjected to surcharge loading[J]. Computers and Geotechnics, 2011, **38**: 504 - 514.
- [25] SAHOO J P, KUMAR J. Stability of long unsupported twin circular tunnels in soils[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2013, **38**: 326 - 335.
- [26] YANG F, ZHANG J, YANG J, et al. Stability analysis of unlined elliptical tunnel using finite element upper-bound method with rigid translatory moving elements[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2015, **50**: 13 - 22.
- [27] 赵明华, 张锐, 雷勇, 等. 基于可行弧内点算法的上限有限单元法优化求解[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(4): 604 - 611. (ZHAO Ming-hua, ZHANG Rui, LEI Yong, et al. Optimization of upper bound finite element method based on feasible arc interior point algorithm[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(4): 604 - 611. (in Chinese))
- [28] 赵明华, 张锐, 刘猛. 下限分析有限单元法的非线性规划求解[J]. 岩土力学, 2015, **36**(12): 3589 - 3597. (ZHAO Ming-hua, ZHANG Rui, LIU Meng. Nonlinear programming of lower bound finite element method[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, **36**(12): 3589 - 3597. (in Chinese))