

地基基础模型试验汇编



中国建筑科学研究院有限公司地基基础研究所

地基基础实验室 编

2022.12

中国·北京
BEIJING·CHINA

目 录

第一篇山区地基	1
1、滑坡防治.....	2
滑坡防治格构锚固技术大型物理模型试验研究.....	2
边坡锚杆拉拔模型试验研究.....	7
双排抗滑桩与注浆钢花管滑坡防治技术对比研究.....	12
2、岩石地基.....	16
岩石地基上扩展基础的基底反力实测分析.....	16
软质岩石地基承载力试验研究.....	20
软岩地基无筋扩展基础实体模型试验及设计方法研究.....	26
3、重力式挡墙.....	31
考虑变形影响的重力式挡墙地震土压力分布.....	31
基于性能的重力式挡墙地震易损性分析.....	37
4、岩石锚杆挡墙.....	42
福建湄洲湾输电线路岩石锚杆基础试验与分析.....	42
华北地区输电线路岩石锚杆基础试验研究.....	48
垂直预应力锚杆式挡土墙试验研究.....	52
第二篇软弱地基	56
1、预压地基.....	57
振冲碎石桩联合堆载预压地基处理工艺在复杂地层中的应用.....	57
真空预压地基出水量现场试验研究及分析.....	61
软土地区真空预压+覆水与堆载预压地基处理方法综合比较的试验研究.....	66
原位测试在真空预压地基中的应用.....	72
2、压实或夯实地基.....	76
夯实水泥土楔形桩复合地基承载特性试验研究.....	76
郑西客运专线夯实水泥土桩复合地基水泥黄土试验研究.....	84
夯实水泥土楔形桩复合地基工作性状试验研究.....	88
含水量和压实度对黏性土地基承载力的影响试验研究.....	93
3、复合地基.....	99
复杂岩溶场地下的高层建筑地基处理.....	99
刚性桩复合地基应力场分布的试验研究.....	110
列车荷载下螺杆桩复合地基动力特性及承载性状试验研究.....	115
砂桩群桩复合地基模型试验研究.....	121
刚柔长短桩复合地基模型实验研究.....	126
第三篇基础	130
1、扩展基础.....	131
黏性土中扩展基础基底压力分布规律的模型试验.....	131
岩石地基上扩展基础的抗剪性能研究.....	138
上拔荷载作用下扩展基础的颗粒流数值模拟与试验对比.....	144
基础宽高比对扩展基础基底压力分布影响规律数值模拟与试验验证... ..	151
2、柱下条形基础.....	156
墙下条形基础与层状横观各向同性地基共同作用.....	156

旧办公楼改扩建设计施工技术处理措施.....	161
3、高层建筑筏形基础.....	165
高层建筑筏基和主体结构相互作用研究.....	165
粉土地基上高层建筑筏形基础监测研究.....	169
4、桩基础.....	173
循环荷载作用下单桩动力模型试验与桩-土界面特性研究.....	173
水平循环荷载下高桩基础受力性状模型试验研究.....	179
砂土中竖向和弯矩荷载下单桩水平承载特性试验研究.....	186
浸水条件下湿陷性黄土地基群桩基础承载特性模型试验研究.....	193
对称双斜桩桩基础竖向承载力模型试验研究.....	198
5、抗浮锚杆基础.....	202
扩体锚杆承载特性的模型试验研究.....	202
砂土中扩体锚杆承载特性模型试验研究.....	211
6、既有建筑地基基础.....	218
既有建筑地基基础新型加固方法研究.....	218
考虑建造和加固过程的既有建筑地基土压缩特性试验研究.....	223
既有建筑物地基基础检测与评定技术的研究.....	228
第四篇 基坑工程.....	234
1、地下连续墙.....	235
井筒式地下连续墙水平承载能力模型试验研究.....	235
地下连续墙与地下结构外墙两墙合一模型试验研究.....	239
2、排桩.....	243
疏排桩支护结构中土拱荷载传递比分析.....	243
竖向水平向荷载共同作用下排桩模型试验研究.....	247
不规则波作用下排桩式透空堤透浪系数试验研究.....	252
洛阳地铁车站基坑支护变形特性模型试验研究.....	257
3、土钉墙.....	263
柔性面层土钉墙室内模型试验研究.....	263
土钉墙-锚杆支护技术模型试验及有限元研究.....	268
疏排桩-土钉墙基坑支护中土钉墙加固效果试验研究.....	274
粉质黏土深基坑土钉墙支护作用机理模型试验研究.....	279
4、地下水控制.....	283
地下水浮力作用机理模型试验设计与实施.....	283
地下水环境下地铁车站抗浮离心模型试验研究.....	288
离心试验中的地下水模拟控制研究.....	292
抽水试验模型与地下水动力学实验教学.....	297
第五篇 动力试验.....	301
1、振动台试验.....	302
地震作用下挡土墙位移模式的振动台试验研究.....	302
埋入式抗滑桩振动台模型试验分析.....	308

反倾层状结构岩质边坡动力响应特性及破坏机制振动台模型试验研究	316
高速摄影测量在振动台动力模型试验中的应用	322
重力式挡墙基于位移的抗震设计方法研究	327
二级支护边坡重力式挡墙地震动力特性的振动台试验研究	332
2、离心机试验	337
地震条件下抗滑桩有限杆单元时程法与离心机模型试验研究	337
桩前存在开挖时抗滑桩动力离心机模型试验研究	342
地基自由场离心机振动台模型试验研究	346
边坡深部不均匀沉降条件下桩基础破坏特性的离心模型试验研究	355
格型地下连续墙工作性状的离心模型试验研究	360
砂土中格形地下连续墙力学性能离心试验研究	365

第一篇 山区地基

1、滑坡防治

滑坡防治格构锚固技术大型物理模型试验研究

刘海南

(长安大学)

研究学位论文, 2013 年

1 引言

本文重点研究了格构锚固体系的抗滑机理、变形特点及破坏模式等问题。主要研究内容及成果如下:

(1) 开展了滑坡模型基本参数物理模型试验、小比例尺物理模型试验、大比例尺物理模型试验以及格构梁的破坏试验, 获得了大量的测试数据。

(2) 通过安装在格构梁底部的土压力盒, 测试滑坡过程中格构梁底部土压力的变化; 通过安装在格构梁前部和滑坡前缘土体中的位移计, 测试格构和滑坡体的变形; 通过粘贴在格构梁钢筋和表面上的应变片, 采集滑坡时格构梁的应力变化数据; 通过安装在锚杆锚头的锚杆测力计及粘贴在锚杆上的应变片, 测试锚杆的轴向力变化情况及锚杆的变形。根据测试数据, 分析锚杆及格构梁在不同阶段的应力与变形规律。

(3) 进行了格构梁破坏试验, 通过测试格构梁应变数据以及观察卸载后格构梁出现的裂缝情况, 总结出格构梁的破坏模式为受拉侧弯剪破坏及节点出现塑性铰破坏。

2 滑坡基本参数模型试验

本试验的目的是为确定试验所采用的滑面形式及基本物理参数, 主要包括滑坡的稳定系数、滑面抗剪强度指标等, 为后续格构锚固体系的物理模型试验分析提供参照依据。预设滑带形状为圆弧状。滑坡体的稳定安全系数是通过反算法求出。

模型箱示意图如图1、2所示。(本文图中长度标注尺寸单位均是m) 滑坡模型的外形如图3所示。本试验数据采集主要包括土压力数据采集和位移(水平及垂直)数据采集。土压力数据采用埋设在滑体中的土压力传感器来采集; 位移数据采用布设在坡面的位移计及反光片来采集。

如图5、6所示, 土压力传感器为长沙市三智电子科技有限公司生产的型号为SZZX-EXX系列的土压力传感器, 它采用振弦理论设计制造, 位移传感器有两种, 一种是由江苏省溧阳市仪表厂生产的YHD型位移传感器(位移计), 一种是由苏州一光生产的直径为30mm的反光板, 数据采用全站仪来测量。

室内基本参数物理模型试验, 得到以下主要结论:

- (1) 本组参数模型试验中的滑坡体在未加载情况下已处于极限平衡状态。
- (2) 对于滑坡体, 在其自身重力作用下顶部水平位移最大, 剪出口处次之, 中部最小, 垂直位移从上自下依次减小。
- (3) 通过土工试验及反演结果, 得到本次试验物理力学参数: 滑体重度 γ 为 20.5kN/m^3 、滑动面粘聚力 C 为 4kpa 、滑动面内摩擦角 φ 为 15° 。



图1 模型箱

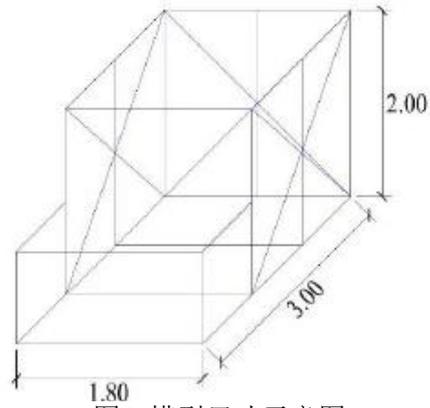


图2 模型尺寸示意图

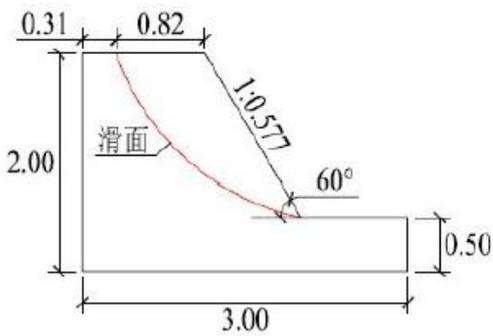


图3 滑坡模型的尺寸



图4 滑面双层塑料薄膜



图5 土压力盒



图6 位移计

3 格构锚固体系小型物理模型试验研究

以黄土为介质制作滑坡模型，人工设置滑面，采用于坡顶分级施加荷载的方式使滑坡体滑动，对本组非预应力正方形格构、长方形截面格构锚固体系进行从加载到破坏的全过程试验研究。本组试验数据采集主要包括应变数据采集、土压力数据采集、位移数据采集和锚杆拉力数据采集。

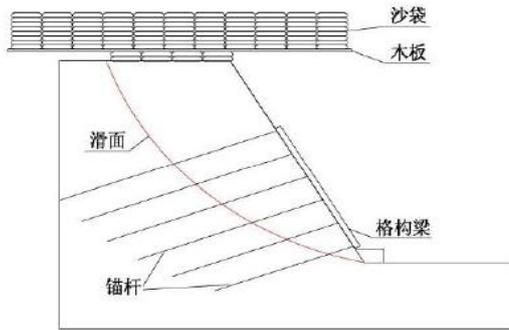


图7 加载示意图



图8 坡顶加载图

本章进行了非预应力作用下的正方形格构、长方形截面格构锚固体系小型物理模型试验，通过数据测试分析及剖面开挖，得到以下主要结论：

(1) 对于格构锚固体系加固后的滑坡体，在加载过程中水平位移和垂直位移变化很小，滑坡的稳定系数由0.95提高到2.38，说明格构锚固体系可以增加滑坡的抗滑能力，使滑坡稳定系数得到较大提高。

(2) 对于格构梁，在锚杆锚固力影响下节点处所受土压力大于跨中处，竖梁所受土压力呈梯形分布，上小下大。

(3) 锚杆在滑面附近应变值较大，出现应力集中区域，使得锚杆在滑面附近处于轴拉和弯曲的组合状态。

(4) 对于格构梁，横梁与竖梁受力变形特征存在一定差异，横梁整体弯矩呈左右对称分布，竖梁整体弯矩大致呈梯形分布，上小下大，每段格构梁上的弯矩呈抛物线形分布。

4 格构锚固体系大型物理模型试验研究

本组试验是在前述小型物理模型试验研究的基础上进行的。试验仍是以黄土为介质制作滑坡模型，人工设置滑面，采用于坡顶分级施加荷载的方式使滑坡体滑动，对本组非预应力正方形格构、正方形截面格构锚固体系进行从加载到破坏的全过程试验研究。通过安装在格构梁底部的土压力盒，测试滑坡过程中格构梁底部土压力的变化；通过安装在格构梁前部和滑坡前缘土体中的位移计以及布设在格构梁和土体中的反光片，测试格构和滑坡体的变形；通过粘贴在格构梁钢筋和表面上的应变片，采集滑坡时的格构梁的应力变化数据；通过安装在锚杆锚头的锚杆拉力计及粘贴在锚杆上的应变片，测试锚杆的轴向力变化情况及锚杆的变形。根据测试数据，确定格构锚固体系的受力特性及破坏模式。模型如图9-16所示。

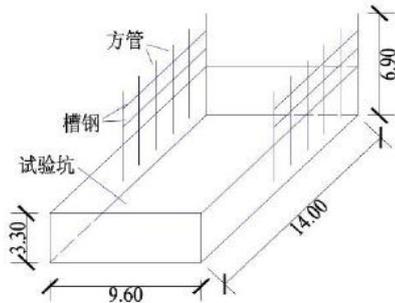


图9 模型箱示意图

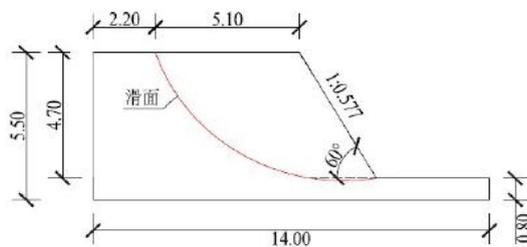


图10 滑坡模型的尺寸



图11 模型箱的北侧



图12 模型箱的南侧



图13 工人制作滑面



图14 铺设好的双层塑料薄膜



图15 滑坡体整体开挖



图16 滑体北侧剖面开挖

格构梁截面较大,所粘贴应变花采用 0° 、 45° 和 90° 三个方向应变片组成,仅在靠节点处布设。

本章进行了非预应力作用下的正方形格构、正方形截面格构锚固体系大型物理模型试验,通过数据测试分析及剖面开挖,得到以下主要结论:

(1)对于格构锚固体系加固后的滑坡体,滑坡的稳定系数由0.95提高到1.78,说明格构锚固体系对增加滑坡的抗滑能力作用明显,能使滑坡稳定系数得到较大提高。

(2)滑坡体在加载到30kPa之前,滑坡体各点位移量基本为零。在加载到30kPa之后,各点位移量逐渐增大,水平位移增量由上自下依次增大,垂直位移增量由上自下依次减小。

(3)滑坡体在加载到30kPa之后,格构梁位移变化量与滑体位移变化量一致,认为由于锚杆灌浆体与土体间粘结强度较低,局部锚杆已拔脱,使得格构梁与土体整体向外移动。

(4)对于格构梁,由于局部锚杆失效,使得跨中所受土压力大于节点所受土压力,竖梁所受土压力从上到下呈逐渐增大趋势,即最大土压力呈上小下大的特点。

(5)锚杆在滑面附近应变值较大,已经产生剪切变形,导致锚固段向下弯

曲，使得锚杆在滑面附近处于轴向拉伸和弯曲的组合状态。

(6) 对于土体中的锚杆，在滑面附近处的弯曲和拉伸组合变形破坏是可能的格构锚固体系失效模式之一；锚杆整体滑移也是另一种可能的格构锚固体系失效模式。

5 结论

本文采用压力盒、位移计、反光板、锚杆测力计、应变片等测试手段，对格构锚固体系的抗滑机理、变形特点及破坏模式进行了研究，取得的主要认识如下：

(1) 采用格构锚固体系加固滑坡体后，可认为增加了滑面的综合抗剪强度。小模型试验中，加载到78kPa后，加固后的滑坡体的水平位移和垂直位移很小，最大垂直仅有14mm。大模型试验中，加载到66kPa后，坡顶垂直位移仅20mm。可见，格构锚固体系提高了滑坡体的稳定系数，对滑坡的防治效果显著。

(2) 对于格构梁，跨中处土压力较小，节点处由于受到锚杆锚固力的作用所受土压力较大，横梁土压力大致呈左右对称分布，竖梁土压力大致呈梯形分布，上小下大。

(3) 锚杆在荷载作用下其主要受力部分为锚固段，在滑面附近产生剪切变形，导致锚固段向下弯曲，自由段向上弯曲，也即锚杆在滑面附近处于轴向拉伸和弯曲组合状态，锚杆在滑面附近存在应力集中区域，锚固段应力集中区域在滑面以下10~40cm范围内，自由段应力集中区域在滑面以上15~30cm范围内。

(4) 对于土体中埋置的锚杆，其受力后整体向外滑移是可能的格构锚固体系失效模式之一，因此，在实际工程中，应采用二次高压注浆等措施来提高粘结材料与土体之间的粘结强度。

(5) 在正常工作条件下，格构梁横、竖梁受力变形特征存在一定差异，横梁弯矩大致呈左右对称分布，竖梁弯矩大致呈梯形分布，上小下大，每跨弯矩呈抛物线形分布。

边坡锚杆拉拔模型试验研究

林 聪¹, 雷学文¹, 孟庆山², 周容方¹

(1. 武汉科技大学 城市建设学院; 2. 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;)

工程建设与设计 2012 年

1 引言

岩土锚固技术已经在边坡、基坑、矿井、隧道、地下工程等工程建设中得到了日益广泛的应用。采用锚杆锚固技术, 可以充分调用和提高岩土体的自身强度和承载能力, 确保施工的安全和工程的稳定, 并且能节约工程造价, 加快施工进度, 具有显著的经济效益和社会效益。但由于锚杆作用在岩体的内部, 这给测试工作带来了很大的困难, 常用的检测手段就是进行拉拔试验。拉拔试验时锚杆的受力状况和锚杆在正常工作状态下实际受力状况之间是怎样的关系, 这是认识拉拔试验、评价锚杆锚固能力的关键。锚杆的加固主要是通过锚杆与土体之间的相互作用而产生, 要准确了解荷载作用下锚杆的锚固特性和荷载传递规律, 先要了解荷载和位移的关系。有关锚杆性能的试验可以直接获得荷载 P 与位移 S 之间的关系曲线。玄武岩工程性质复杂难以把握, 容易引发大量边坡失稳、地基不均匀变形、建筑物变形、岩体崩塌、滑坡、泥石流等工程病害及地质灾害。鉴于玄武岩在我国分布的广泛性, 本文结合《滇黔玄武岩地区公路地质灾害综合处治技术研究》项目, 进行了玄武岩风化土质边坡的锚固模型试验研究。试验主要研究在施加固定拉拔力的情况下, 监测不同锚固长度锚杆的受力与变形情况, 以及在有雨水浸润的情况下, 锚杆的受力与变形。

2 模型设计

(1) 模型箱试验在模型箱内进行。模型箱由角钢和高密度板构成, 箱体的长 \times 宽 \times 高=120cm \times 50cm \times 70cm, 其中50cm 的一侧作为开挖面, 坡率为1:1。试验分别用三种土进行, 其黏聚力分别为: 红棕色土($c=22.97\text{kPa}$, $\varphi=28.11^\circ$), 黄褐色土($c=24.79\text{kPa}$, $\varphi=27.15^\circ$), 深褐色土($c=29.35\text{kPa}$, $\varphi=26.94\text{kPa}$)。

(2) 锚杆由于模型断面比较小, 不可能像实际工程中那样采用钢筋作为锚杆。所以考虑到模型试验和锚杆变形的匹配问题以及粘贴应变片的要求, 综合考虑了土体和锚杆界面的摩阻系数, 选取外径15mm, 壁厚为1mm的铜管作为锚杆。

(3) 加荷系统土层锚杆的主要荷载是土体的自重, 因为模型较小, 土体开挖后作用在锚杆上的荷载和实际情况中的荷载差别很大。因此为了在短时间里直观准确地模拟锚杆支护的应力应变变化过程, 选择在模型箱的顶部实施加载来补偿小模型的自重力。加载采用千斤顶分级加载, 在千斤顶下放置垫块来使压力扩散均匀。

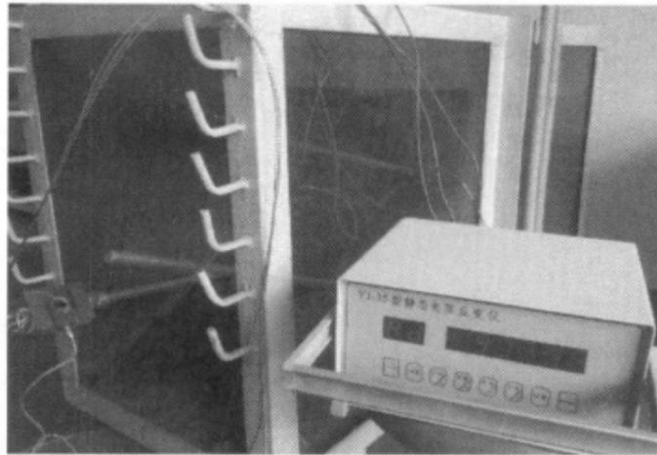


图1 拉拔模型试样装置

(4) 监测系统试验中应变监测采用YJ-35型静态电阻应变仪，拉拔荷载的数据采集采用JLBS-5T拉压传感器，应变片采用半桥式接法。各锚杆表面的应变片在布设时，以滑面的位置为中间标准，在滑面两侧对称地布设两个应变片，再以这两个应变片作为标准，以10cm为间距，在滑面的两侧布设应变片。拉拔模型试验装置见图1。

3 模型材料

锚固所用的水泥砂浆的配合比为水：水泥：砂=1:2:4。为使试验中锚杆的锚固强度尽快达到试验所要求的强度，在水泥砂浆中掺入速凝剂，使水泥砂浆能在一周的时间内达到28d的锚固强度。边坡土体物理性质指标如表1所示。

表1 边坡土体物理性质指标

土性	密度 (g/cm ³)	含水率 /%	孔隙比	液限	塑限	塑性 指数	液性 指数	黏粒含量 (<0.075mm)/%
红棕色土	1.71	40.1	1.27	75.9	47.2	28.7	-0.25	93.86
黄褐色土	1.76	25.6	0.94	59.6	43.1	16.5	-1.06	90.45
深褐色土	1.79	33.3	1.02					

本次试验采用相邻锚杆间距15cm，2行2列的锚杆布置。4根锚杆的锚固长度分别为20cm、40cm、60cm和80cm，如表2所示。对4根锚杆施加固定拉拔力，监测锚杆的受力与变形，并观察边坡的破坏情况。分别采用三种不同现场土作为介质进行拉拔试验，获得在不同土质下锚杆的极限承载力。并通过此次试验得到不同锚固长度锚杆在一定拉拔荷载的情况下，产生的位移情况，并绘制荷载-位移曲线（见图2）。另一组试验先对锚杆进行预应力加载，通过记录锚杆上应变片及百分表的读数，来确定锚杆变形是否已经稳定，当测得百分表读数和应变值变化很小时，可以认为变形基本稳定。在锚杆周围的注水孔中注水，观测水对锚杆预应力损失的影响。

表2 锚杆设计尺寸

锚杆编号	锚固段长度/cm	非锚固段长度/cm
1	20	76
2	40	56
3	60	40
4	80	20

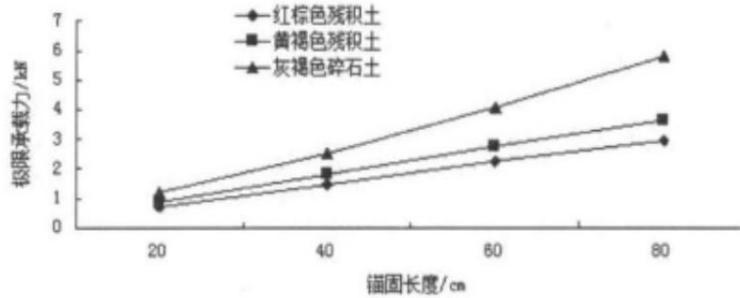


图2 锚杆极限承载力与锚固体长度的关系曲线图

4 试验结果与分析

锚杆在受到荷载时的荷载-位移关系曲线是锚杆各种力学性能的综合反应，曲线的形状与特征反映了锚杆受到荷载时锚固段的变形，黏结应力的增长和衰减过程。本次试验得到的荷载-位移曲线如图3所示。下面从几个方面对本次试验得到的成果进行分析。

4.1 锚固长度对锚杆极限承载力的影响

锚固长度和承载力之间不完全是线性关系，锚固长度在一定范围时，增加锚固长度可以明显增加抗拔极限承载力。但超过一定锚固长度范围后，更深处锚杆已经没有锚固力分布，而是在近坡面的长度内锚固应力集中。当靠近自由段的土体出现破坏后，锚固力才会向深部延伸。超出一定范围后，基础会因为产生不适合工程使用的较大变形而破坏，这种情况下增加锚固长度不能提高锚杆的极限抗拔承载力。

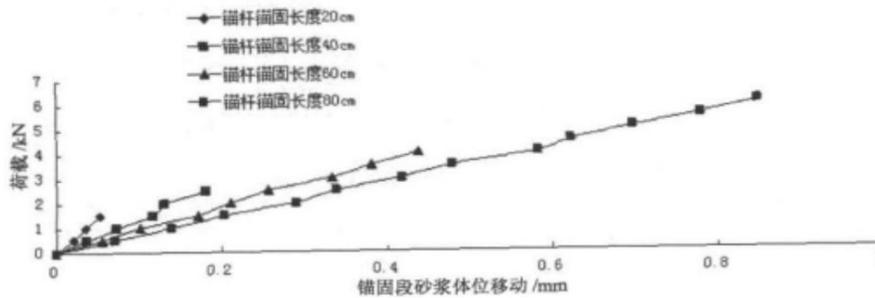


图3 不同锚固长度得荷载-位移曲线

4.2 传力机制及破坏分析

初始阶段锚杆和浆体间的黏结力起主导作用，黏结力随着埋深和浆体强度的增大而增大，荷载由上向下传递，当该粘结作用失效后，锚杆和浆体之间发生滑移。当荷载达到锚固体极限承载力的时，锚固体开始发生破坏。破坏的形式主要有两种：对于锚固长度较大的锚杆，随荷载的增加，锚杆和浆体之间的粘结强度丧失，锚杆发生了滑移，所以在这种情况下，边坡以滑移剪切为主要的破坏形式。而对于锚固长度较小的锚杆，由于锚杆和浆体的粘结力与锚杆端部和浆体咬合的共同作用下，发生剪切破坏的范围比较大，在这种情况下，发生了滑移开裂破坏。

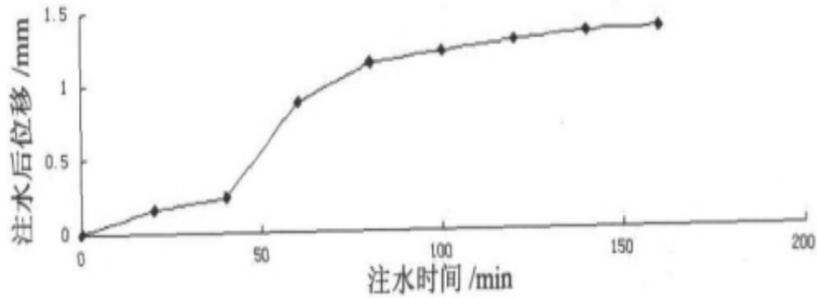


图4 注水后锚杆位移随时间变化曲线

4.3 注水后锚杆位移随时间的变化

注水后20min时，锚杆位移变化不大，到达40min时，锚杆位移渐渐变大，当到达注水后60min左右时，锚杆的位移迅速变大，然后曲线逐渐趋于平缓，但是锚杆位移还在不断增大（见图4）。

4.4 注水后锚杆预应力随时间的变化

注水后20min时，锚杆预应力有略微减小，到达40min时，锚杆预应力损失渐渐变大，当到达注水后60min左右时，锚杆的张拉力急剧下降，然后曲线逐渐趋于平缓，但是张拉力还是有继续减小的趋势（见图5）。这个时候锚杆的承载力已经远低于原设计值，我们可以认为锚杆的锚固已经发生了破坏。随着土体含水率增加，土体孔隙比增大，土体黏粒含量增多，土体的蠕变性也变得越来越明显。而土体的蠕变对锚杆的预应力损失影响特别大，当预应力损失积累到一定程度时，被加固土层会发生失稳，这时锚杆可能会随锚固体一起被拔出。

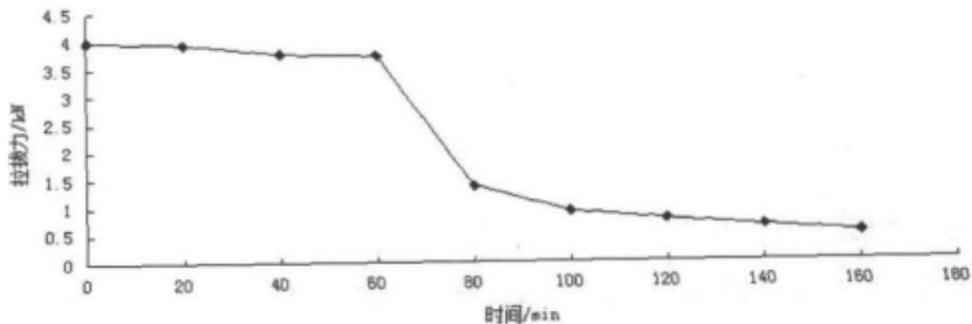


图5 注水后锚杆位移随时间变化曲线

5 结论

与建议通过本次试验的过程分析可以得出，锚杆与浆体的黏结强度和浆体与土体的黏结强度是控制试验结果的主要因素，影响着锚杆的极限抗拔力，并且水对锚杆锚固力的影响非常大。因此，建议在玄武岩风化土质边坡的锚杆基础设计与施工中密切注意以下几点。

(1) 锚杆表面的设计应与浆体形成很好的粘结效果，如对锚杆表面进行处理或采用螺纹钢。

(2) 注浆过程中应该控制好其密实度，避免在毛孔深处形成空洞，施工过程中可以采用边振捣边注浆的施工方式。

(3) 控制好浆体与土体之间的黏结质量，注意锚孔壁的清洁度，在进行注浆施工之前应对锚孔进行清洁处理。

(4) 锚固类结构杆体存在临界锚固长度是一个普遍现象，采用以临界锚固长度为依据进行边坡工程的锚固设计是一种有效的手段，也是今后发展的必然趋势。

(5) 在锚杆的工作当中，预应力损失是由于锚杆和土层两个方面的非弹性变形造成的。玄武岩风化土质边坡预应力锚杆的应力损失的主要原因是由于各种原因造成的锚固段土层的蠕变。

(6) 对玄武岩风化土质边坡的锚杆来说，水对锚杆承载力的不良影响非常大。主要表现为随着地下水的增加，锚杆的锚固力会迅速消失。在实际工程当中，应该着重控制水对边坡锚固的影响。

双排抗滑桩与注浆钢管花管滑坡防治技术对比研究

杨玲 黄建国 邓胜

(昆明理工大学)

建筑机械化, 2022年08期

1 工程概况

翠华中学滑坡位于大关县城斜坡台地与陡崖、峻坡过渡区域, 地形坡度 $25^{\circ} \sim 30^{\circ}$ 。滑坡后缘以基岩出露的陡崖或峻坡脚为界, 两侧以自然地形凹沟为界, 剪出口位于翠华中学后挡墙脚。平面形态呈“舌形”, 滑坡长约175m, 平均宽130m, 滑动面埋深在9.3~17.6m, 滑坡面积约 $2.3 \times 10^4 \text{m}^2$, 体积 $3.12 \times 10^5 \text{m}^3$; 主滑方向 260° , 后缘滑动面沿岩土接触界面发育, 呈折线形, 前缘于堆积土体中剪出, 呈弧形; 前后缘高差约85m。滑坡现处于初期蠕滑变形阶段, 滑面尚未形成, 为中层中型滑坡。滑坡区内土体、岩体由上到下为: 堆积层(Q4de1)、崩坡积层(Q4d1+co1)碎块石; 志留系上统菜地湾组(S3c)砂泥质白云岩夹粉砂岩。滑坡设计工程概况可见图1。

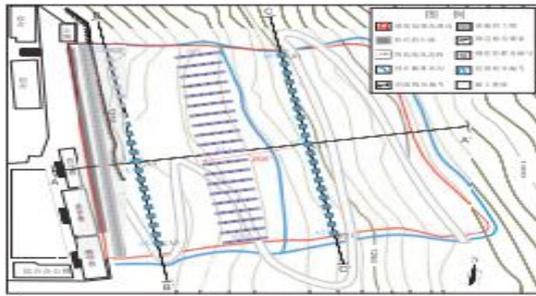


图1 翠华滑坡设计工程概况图

2 滑坡成因及稳定性分析

形成条件滑坡处于凹形坡, 前后部陡, 中间缓。由于雨季降雨集中, 地表水易于汇集, 使岩土体饱和, 软化岩土强度, 破坏边坡的平衡状态; 滑坡区地形坡度 35° 左右, 前部存在高陡临空面, 地形条件差; 地表第四系碎石土结构松散, 利于地表水下渗, 岩土接触带是地下水的汇集区域, 地下水的汇集软化了岩土接触带的土体, 易形成软弱带。发生成因生产生活用水及灌溉用水下渗, 常年饱和和软化斜坡岩土体, 造成斜坡岩土体抗剪强度降低; 人类工程建设活动频繁, 人为造成了高陡临空面, 破坏了所处斜坡的平衡状态。

稳定性计算公式选用GB/T32864-2016《滑坡防治工程勘查规范》中公式进行计算, 并依据DZ/T0219-2006《滑坡防治工程设计与施工技术规范》, 防治工程分级属I级。本次计算选取三种工况: 工况I(自重+地下水), 安全系数设计为1.2; 工况II(自重+地下水+暴雨), 安全系数设计为1.15; 工况III(自重+地下水+地震), 安全系数设计为1.1。选择的计算参数如表1所示, 表内括号里为饱和状态下参数, 得到稳定性计算结果如表2所示。根据稳定性分析结果, 目前滑体处于欠稳定状态, 可能会继续发生滑动, 急需对其进行治理。

表1 计算参数一览表

地层及代号	容重 γ (kN/m ³)	黏聚力 c (kPa)	内摩擦角 ϕ ($^{\circ}$)
堆积层(Q4de1)碎块石	20.9(21.6)	25.6(21.2)	18.5(16.4)
崩坡积层(Q4d1+co1)碎块石	21.2(22.1)	28.0(26.5)	19.9(18.2)
志留系上统菜地湾组(S3c) 砂泥质白云岩夹粉砂岩	23.6(24.3)	32.4(31.6)	22.8(20.7)

表2 稳定性计算成果表

选取工况	稳定系数 F_s	剩余下滑力 (kN/m)	稳定状态
工况I	1.048	2382.17	欠稳定
工况II	1.044	1711.88	欠稳定
工况III	0.957	1897.24	不稳定

翠华中学滑坡位于大关县城斜坡台地与陡崖、峻坡过渡区域，地形坡度 $25^{\circ} \sim 30^{\circ}$ 。滑坡后缘以基岩出露的陡崖或峻坡脚为界，两侧以自然地形凹沟为界，剪出口位于翠华中学后挡墙脚。平面形态呈“舌形”，滑坡长约175m，平均宽130m，滑动面埋深在9.3~17.6m，滑坡面积约 $2.3 \times 104m^2$ ，体积 $3.12 \times 105m^3$ ；主滑方向 260° ，后缘滑动面沿岩土接触界面发育，呈折线形，前缘于堆积土体中剪出，呈弧形；前后缘高差约85m。滑坡现处于初期蠕滑变形阶段，滑面尚未形成，为中层中型滑坡。滑坡区内土体、岩体由上到下为：堆积层(Q4de1)、崩坡积层(Q4d1+co1)碎块石；志留系上统菜地湾组(S3c)砂泥质白云岩夹粉砂岩。滑坡设计工程概况可见图1。

3 施工设计及对比

本文设计“双排抗滑桩”防治方案(方案一)和“注浆钢花管群+预应力锚索组合”防治方案(方案二)2种方案。通过控制两种方案的布置中心位置、地表截面积、布置深度、布置间距条件一致，从施工安全性、工程量、施工时长、防治效果等方面进行分析对比，给出最优治理方案。

3.1 方案一：双排抗滑桩设计

在滑坡地质灾害防治措施中，抗滑桩因其抗滑能力强，适用条件广泛，防治效果好而被广泛应用于滑坡治理中。由前述可知，翠华中学滑坡规模较大，剩余下滑力也大，若设置一排抗滑桩需较大截面，其成本偏高并且支挡效果不理想，这种情况下，应考虑采用双排抗桩进行治理。通过相应计算分析并结合相关工程经验，确定采用双排抗滑桩设计方案，具体设计如下。在B-B'、C-C'、两条控制剖面上分别布置22棵、21棵共计43棵抗滑桩(A01~A43)，根据滑坡滑动面位置及深度，布置不同桩长的抗滑桩，B-B'、C-C'抗滑桩桩长及桩间距可见表3、表4。抗滑桩桩身截面积为 $2.5m \times 3m$ ，抗滑桩总长989m，总挖方量 $9840.5m^3$ ，总浇筑混凝土量 $9840.6m^3$ ，总消耗钢筋共计487.92t，总耗费护壁模板 $10879m^2$ 。具体双排抗滑桩布置分布情况可见图2~图4所示。

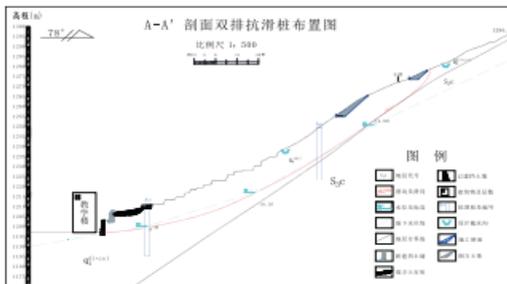


图2 A-A' 剖面双排抗滑桩布置图

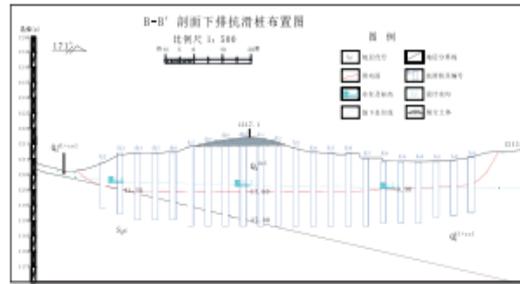


图3 B-B' 剖面下排抗滑桩布置图

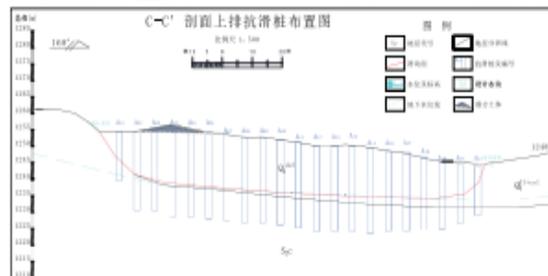


图4 C-C' 剖面上排抗滑桩布置图

3.2 方案二：注浆钢花管群+预应力锚索组合设计

3.2.1 作用机理概述

采用注浆钢花管群对滑坡进行防治，可以起到很好地抗滑效果。注浆钢花管

主要由 $\Phi 100 \times 6\text{mm}$ 钢花管、 $\Phi 150\text{mm}$ 钻孔、对中环、一次注浆管、导向头、注浆枪头组成，其中注浆枪头是由注水管、二次注浆管、密封圈等器件组成的整体，注浆钢花管结构如图5所示。注浆钢花管在施工防治中通常以一个群组（组合）来布置，其加固作用机理为：利用液压、气压控制注浆压力，通过一次注浆管把浆液注入钢花管所在钻孔并通过裂隙渗入附近岩土体中，浆液以充填、渗透和挤密等方式，赶走土颗粒间或岩石裂隙中的水分和空气占据其位置，将原来松散的土粒或裂隙胶结在一起形成一个“临时胶结体”，此时的胶结体还不够牢固。再通过二次注浆管进行二次注浆，由于钢花管事先留有二次劈裂注浆孔眼，当提高注浆压力时，浆液将通过二次注浆劈裂眼渗入第一次注浆所形成的“临时胶结体”内，将其劈裂后重新固结成一体，形成类似树根状的复合胶结体，待两次注浆彻底凝固，最终在地下形成一个强度大、防水性能高和化学稳定性良好的固结区域，如图6所示的有效固结区域。

表3 B-B' 剖面抗滑桩布置参数表

桩号	A22	A23	A24-A26	A27-A33	A34-A36	A37	A38-A40	A41-A43
桩间距 (m)	6	6	6	6	6	6	6	6
桩长 (m)	15	20	22	26	24	22	20	18

表4 C-C' 剖面抗滑桩布置参数表

桩号	A01	A02-A03	A04-A15	A16-A17	A18-A19	A20	A21
桩间距 (m)	6	6	6	6	6	6	6
桩长 (m)	15	24	26	24	20	18	15

预应力锚索加固技术能够提高岩土体的自身强度和自稳能力，与其他支护结构共同组成锚索支护系统，被广泛应用于多种地质灾害防治工程中，通过锚定板及预应力锚索组合，布置一排20组(M1~M20)形成一个锚固整体，这样预应力锚索在张拉过程中在岩体内形成了表层压缩区，由于多根预应力锚索的作用，每根锚索的压应力集中区互相叠合形成一个连续分布的压缩带，所起到的锚固效果更好。并在每处注浆钢花管群布置截面的地表处，向坡体内部再添设一束预应力锚索，再次增强抗滑能力。

3.2.2 施工布置

为尽量控制对比条件，在B-B'、C-C'剖面抗滑桩同位置处布置注浆钢花管群，注浆钢花管截面积同为 $2.5\text{m} \times 3\text{m}$ ，布置3列4排 $\Phi 150\text{mm}$ 钻孔，钻孔深度与对应双排抗滑桩布置桩长一致，钻孔内置入钢花管形成注浆钢花管群，注浆钢花管总长为 $12 \times 989\text{m}$ ，无挖方工程量，仅在每处注浆钢花管群的地表位置处浇筑1m厚混凝土，使各管连为一个整体，混凝土总浇筑量为 322.5m^3 。在滑坡中部设置

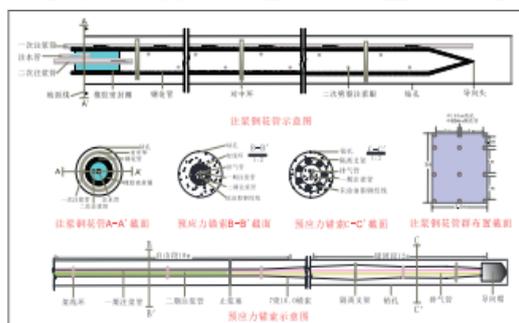


图5 注浆钢花管及预应力锚索示意图

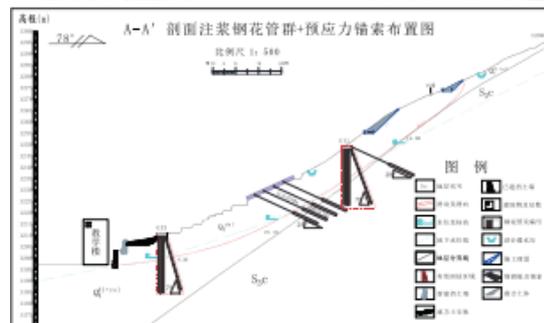


图6 A-A' 剖面注浆钢花管群+预应力锚索布置图

一排共22块 $18.0\text{m}\times 1.2\text{m}\times 0.8\text{m}$ 的锚锭板，锚锭板间距 5m ，每块锚锭板布置4根预应力锚索，锚索间距 5m ，锚索自上而下长均为 30m ，每根锚索由7束钢绞线（ $\Phi 10.0\text{mm}$ ）构成，自由段长度 18m ，锚固段长度为 12m ，锚索倾角 25° 。在C-C'剖面上钢花管群(G01~G21)顶端设置一排预应力锚索，锚索属性与锚锭板上所固定预应力锚索属性一致。工程布置情况如图6所示，注浆钢花管组合布置位置与双排抗滑桩方案相同，可参照图3和图4所示位置，整体平面布置情况可见图1所示。

3.3 挡土墙及截排水等设计

两种方案的挡土墙、截排水等设计相同，挡土墙设计如图6所示，截水沟及施工便道布置见图1。1) 挡土墙设计如图6所示，在原有挡墙后部 5m 处再设立一处挡土墙，挡土墙上顶宽 2m ，下底宽 4m ，高 6.5m ，嵌入深度 1m 。在挡墙墙面上每隔 3m 设置一处导水孔，避免坡体排水受挡土墙阻挡从而浸泡软化滑坡岩土体。挡土墙后堆填上部削方所产生的碎块石及填土，增大坡脚岩土体质量，对坡脚起到反压作用，通过“削坡压脚”手段提高滑坡整体稳定性。2) 截水沟设计在翠华镇中学滑坡外围及坡体中部设置上口宽 1.2m 、下口宽 0.6m 的梯形截水沟，帮、底厚 20cm ，采用C20混凝土现浇，截水沟总长 1041m 。3) 施工便道为方便滑坡施工，根据地形条件及防治工程布设，设置临时便道 540m ，施工便道路面宽 4.0m ，便道内侧路堑放坡比 $1:1$ ，临时便道所开挖岩土体均填进新设挡土墙后部进行反压。

3.4 方案对比

两方案各方面对比如下。

1) 施工工艺方案一较为成熟，施工过程中可参考案例多，对于施工人员要求不高，但工程量大；方案二较为新颖，钢花管在注浆过程中对工人技术要求较高，其工程量小。

2) 施工安全性方案一在抗滑桩成桩过程中，岩土体的开挖基本采用人工，极易发生危险，若在地下深处遇险，极易造成人员伤亡；方案二只需在地面上进行钻孔及注浆作业，无需进行地下深部开挖，其施工过程更安全。

3) 防治效果选取A-A'剖面对两种方案进行极限平衡分析验证，通过计算，方案一在工况II和工况III下稳定性系数分别为 1.25 、 1.19 ；方案二稳定性系数在工况II和工况III下分别为 1.23 、 1.18 。两者均达到了设计要求规范，差别不大。

4) 工程造价方案一需要开挖岩土体、钢筋、模板、混凝土浇筑等施工造价大，共花费 1978 万元；方案二仅在钢花管、注浆体及预应力锚索上有较大花费，共花费 1497 万元，方案二更经济。

5) 施工时长结合以往工程情况对施工时长进行计算，方案一设计工期为8个月；方案二仅在地面进行施工，工期3个月。综合上述分析，采取注浆钢花管群+预应力锚索组合设计方案（方案二）对翠华中学滑坡进行防治更优。

4 结论

通过对翠华中学滑坡双排抗滑桩及注浆钢花管群+锚索预应力组合两种防治方案对比，学校、医院、公路边坡等地突发滑坡地质灾害险情时，采用注浆钢花管群+预应力锚索组合防治技术其施工更快、施工过程更安全、防治效果更优。翠华中学滑坡防治工程施工完成后，应加强对滑坡的监测工作，一方面为保证滑坡体下部师生居民的生命财产安全，另一方面收集此类采用新型防治技术滑坡的防治资料，积累注浆钢花管施工防治工程经验。

2、岩石地基

岩石地基上扩展基础的基底反力实测分析

阴可¹,程毅¹,周晓雪²,曾世仁³,薛尚铃³,徐革³,胡朝晖³

(1. 重庆大学土木工程学院, 重庆 400045; 2. 重庆大学建筑设计研究院, 重庆 400045;

3. 中冶赛迪工程技术股份有限公司, 重庆 400013)

重庆建筑大学学报 2006 年 12 月第 28 卷第 6 期

1 现场试验介绍

1.1 试验场地岩土工程概况及试件尺寸

试验场地位于重庆市渝北区龙溪镇金紫山 9 号地块, 重庆市第一中级人民法院建设场地内, 属构造剥蚀浅丘地貌, 试验基岩面在现有地面下约 50 cm 左右, 基岩为红褐色中风化粉砂质泥岩(地勘设计参数见表 1)。此次试验共有 3 组 18 个 C20 现浇混凝土试件。即素混凝土刚性基础 G1(850mm×850mm)和 G2-1、G2-2、G2-3。钢筋混凝土扩展基础 K1(850mm×850mm×400mm)、K2(850mm×850mm×350mm)、K3(850mm×850mm×300mm)各 3 个, 记做 K1-1、K1-2、K1-3、K2-1、K2-2、K2-3 和 K3-1、K3-2、K3-3。按抗弯承载力计算分别在试件底部配置了双向 10D12 的 HRB335 热轧钢筋(II 级钢筋), 保护层厚度为 40mm。对于 K1、K2 在顶部为防止局部承压破坏还配置了钢筋网片。素混凝土桩(墩)扩大头基础 D1(Φ600×300mm)3 个, 记做 D1-1、D1-2、D1-3。

表 1 地基设计参数建议值

岩性	重度 /kN·m ⁻³	地基承载力 特征值 /kPa	岩石抗压强度 /MPa		岩体强度 /kPa		岩体抗拉 强度 /kPa	岩体变形 模量 /kPa	岩体弹性 模量 /MPa
			饱和值	自然值	内聚力 /kPa	摩擦角 /°			
泥岩	25.4	3400	9.7	15.0	600	31	70	1780	2240
泥质砂岩		6300	18.1	25.7				3080	3740
砂岩		9600	28.2	37.1					

注: 以上数据摘自《重庆市第一中级人民法院搬建工程岩体工程勘察报告(详细勘察阶段)》重庆市勘察院, 2003 年 6 月。

1.2 抗剪试验加载系统及压力盒布置

试验所采用的装置主要由三大部分组成: 反力装置系统、加载装置系统、量测装置系统, 见图 1。

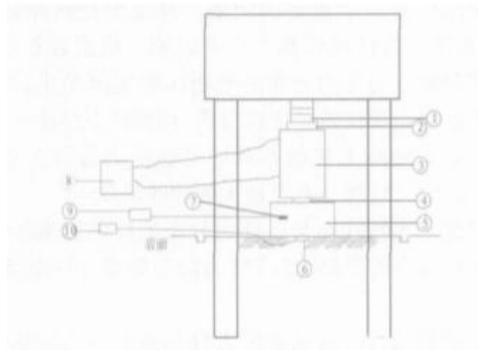


图 1 设备布置图

- (1)刚性垫块; (2)力传感器; (3)千斤顶; (4)加载板; (5)试件; (6)压力盒; (7)应变片;
(8)油泵; (9)静态应变测量仪; (10)振弦频率检测仪

试件就位后开始加载, 采用单循环逐级递增加载。对于 G 系列试件, 开始是按 100kN 加载到接近出现裂缝后, 按 50kN 加载直到试件破坏到不能持荷或者是达到

设备的加载上限。K 系列试件, 开始按 100kN 加载, 到试件快要出现裂缝后按 50kN 加载到试件裂缝的宽度达到 0.3mm。后又按 100kN 加载到试件不能持荷或者是达到设备的加载上限。对 D 1 试件, 开始是按 100kN 加载到接近出现裂缝后, 按 50kN 加载直至试件破坏到不能持荷。加载过程中, 每级加载稳定 1~2 s 后进行读数。得到这一级荷载下的基底压力值。压力盒布置见图 2。

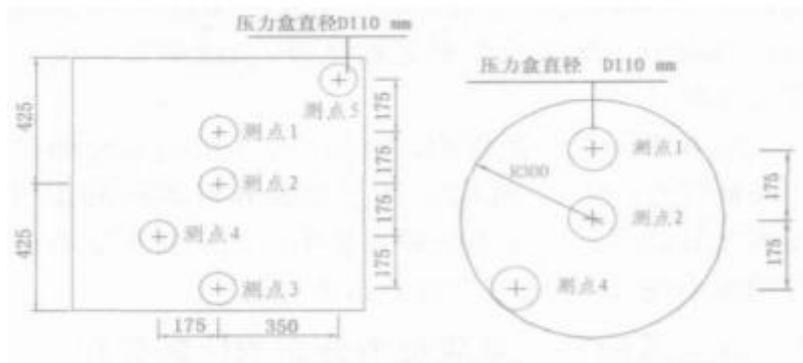


图 2 压力盒布置图

1.3 试验实测结果分析

通过对各级荷载下各试件下基底反力的量测, 绘出它们的反力分布曲线。这里仅用其中一级荷载下的基底反力分布曲线为例。1) G 型和 K 型试件在 600kN 时的基底反力曲线如图 3。2) D 型试件在 500kN 时的基底反力曲线如图 4。

对所有试件的试验结果进行分析总结得到了以下一些结论:

1) 试件基底反力的分布大体上呈现中间大、两边小、边缘又有点增大的趋势。但是有些试件可能由于自身底面不平整, 就不能使得试件和基岩面很好的完全接触, 造成某些测点的应力值偏大(如 G2-2)。

2) G 型试件在开始加载到裂缝出现前, 测点测量值随着荷载的增加按比例增加, 但是出现裂缝后由于应力的调整, 这个比值发生了变化, 但是到了加载后期, 由于裂缝出现完全, 又出现了测量值按比例增加。

3) G 型试件在出现裂缝时, 边缘测点(测点 3 和测点 5)的基底反力测值有所降低, 随着荷载的增大, 测点的测值又会慢慢增加。而 K 型试件在出现裂缝时测点的基底反力测值并没有降低, 随着荷载的增大测值不断增大。

4) D 型试件刚开始加载时三个测点的应力值差别不大, 随着荷载的增大。裂缝的出现, 中间测点的应力值增大的很快, 超出其它两个测点。

5) 在同类型试件中(G1 和 G2, K1、K2 和 K3), 随着试件的高度降低, 也就是试件刚度的降低, 测得的基底反力向中间集中现象要更加显著, 边缘的基底反力要更小些。

6) 在不同类型试件中, 有试件尺寸相同的配筋和不配筋试件(如 G2 和 K2), 由于底面布有钢筋的作用使得配筋试件基底反力的最大最小值之比比不配筋试件的要小些, 即基底反力的分布要均匀些。

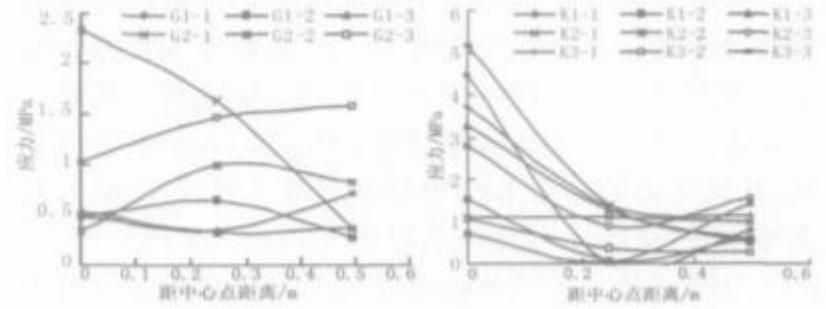


图3 对角线方向基底反力分布对比图 (分别为G型和K型试件)

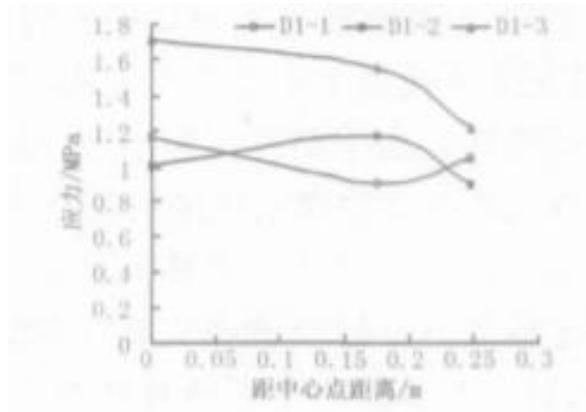


图4 D型试件基底反力分布对比图 (半径方向)

2 与土质地基上基底反力分布的比较分析

实测表明岩石地基与土质地基上扩展基础基底反力的分布规律存在一定的差异。这主要体现在岩石地基上基底反力在边缘的集中趋势比土质地基上基底反力在边缘的集中趋势要强烈的多。随着地基土的变软,基底反力的分布曲线变得越来越平缓,在地基为软土地基时,基底反力分布曲线为平缓的马鞍形。下面对不同地基上扩展基础基底反力分布曲线存在的主要原因作点讨论。

2.1 地基土特性的差异

地基土屈服特性是影响反力集中程度的重要因素,因为在任何大小荷载下土总会产生某些屈服现象,此时如果土的破坏是由于塑性屈服所致,那么应力的调整仅发生在临近基础边缘处而接触应力基本上保持凹抛物线分布。但如果粘性土破坏机理是脆性破坏,则临近基础边缘处的粘性土就丧失其大部分承载力,为保持平衡,应力要重新分布调整直到中心处发展成最大值而告终。相对于土质地基而言,岩石地基发生脆性破坏要困难得多,同时由于岩石地基屈服荷载相对较大一些,反力边缘集中现象得以强化,即体现为岩石地基上基底反力分布存在更为明显的“跨越”现象。

2.2 荷载大小

根据砂土地基上载荷板的试验结果,当外荷载与极限荷载的比值大于一定值后,地基与基础开始显现处越来越明显的非线性特征,地基土发生局部破坏,基底反力有向中心集中的趋势。但对于给出的实测结果,从反力曲线上看,岩石地基基础应总体上呈现线性工作状态,没有明显非线性特征。即没有形成足够大的荷载使其进入塑性阶段。但是对于土质地基而言,发生局部破坏所需的荷载较小,地基

土很容易进入非线性工作状态,因而基底反力有向中心集中的趋势。以上分析说明了岩石地基和土质地基上基底反力分布的差异和原因。因为没有足够大的荷载能够使屈服荷载较大的岩石地基进入屈服阶段,故其基底反力向边缘集中的趋势得以强化(以上讨论是基于基础具有足够刚度以形成整体“跨越作用”基础)。

3 结论

如何确定岩石地基上扩展基础的基底反力分布对于基础设计是一个重要的问题。其主要是由基础刚度、岩石地基特性及荷载大小来影响。根据岩石地基上扩展基础基底反力分布的现场试验实测结果,与土质地基上分布规律做了比较分析,得到以下结论:

(1)岩石地基上扩展基础的基底反力分布呈现中间大、两边小、边缘又有点增大的曲线形状。

(2)地基土特性对基底反力分布特征的影响较大,随着其承载力的提高,基底反力向边缘集中的趋势加大。

(3)荷载的大小对基底反力分布也有一定的影响。荷载很大时应考虑边缘处地基土发生局部破坏的可能性,特别是土质地基,荷载的加大将加剧基础边缘处地基土的破坏,使的基底反力有重新调整并向跨中移动的趋势。

软质岩石地基承载力试验研究

高文华, 朱建群, 张志敏, 黄自永

(湖南科技大学 岩土工程研究所, 湖南 湘潭 411201)

岩石力学与工程学报 2008 年 5 月第 27 卷第 5 期

1 引言

软质岩石是指饱和单轴抗压强度小于或等于 30MPa 的岩石, 其地基承载力的确定方法目前主要有现场岩基载荷试验法、标准贯入试验法、室内饱和单轴抗压强度试验法、理论计算法和数值模拟法等方法。现场岩基载荷试验被公认为是确定岩石地基承载力较为可靠的方法, 同时它又是理论计算和数值模拟方法重要的对比依据, 因此进行现场岩基载荷试验具有重要的意义。另一方面, 《建筑地基基础设计规范》(GB50007-2002) (以下简称“02 规范”) 规定对完整、较完整和较破碎的岩石地基承载力特征值, 可根据室内饱和单轴抗压强度标准值乘以折减系数确定地基承载力特征值, 但明确要求折减系数要由地区经验确定, 而现场岩基载荷试验是根据室内饱和单轴抗压强度标准值反算和调整折减系数的重要依据。

2 地层岩性

第四系全新统填土: 主要由黄褐色、棕褐色和黄灰色粉质黏土及少量板岩碎块、砖头、水泥渣块和石英角砾等组成, 不均匀, 稍湿, 疏松, 层厚 0.3~5.8m。

3 试验方法

本文下卧软质岩石地基进行了现场岩基载荷试验和室内饱和单轴抗压强度的试验研究。

3.1 岩基载荷试验

岩基载荷试验是在现场用一个刚性承压板逐级加荷, 同时量测相应沉降, 以得到的 $p-s$ 曲线确定地基承载力的试验。若要模拟桩端的实际工作条件, 应选择深层平板载荷试验。目前关于深层载荷试验的装置和方法有很多种, 常用的深层平板试验装置主要有 SP-1 螺旋板静载试验装置及井内加载试验装置等。考虑到采用地锚时, 土层所提供的反力可能不足, 导致在岩石中施工难度加大; 而在井内加载时有施工强度大、周期长和安全保障小等不利因素, 因此, 针对软岩本身承载力不高及人工挖孔桩便于清底和井下拼装等特点, 本试验采用改进的简易深层平板载荷试验方法, 即采用井外堆载, 井内钢管传力, 井上测读仪表。该方法具有装置简单、安全、试验周期短、试验结果可靠等优点。试验装置如图 1 所示, 主要由油压千斤顶, 堆载, 圆形刚性承压板, 百分表, 传力钢管和轨道钢梁等构成。堆载主要采用砂袋或红砖等材料加载, 有条件时可采用预制的混凝土块, 其值大小取决于岩基承载力预估值。规范规定, 承压板直径为 $\phi 300\text{mm}$ 的圆形钢板。传力柱采用厚 $\phi 219\text{mm} \times 12\text{mm}$ 的无缝钢管, 长度一般为 1~2m。

根据试验要求及场地实际条件, 设计简易深层平板载荷试验的具体方案, 其试验要点如下: (1) 严格标定量测设备, 在按设计方案安装设备后须对仪器进行调试。(2) 分 10 级施加载荷, 第 1 级为预估设计载荷的 1/5, 以后每级为 1/10; 采用单循环加载, 载荷逐级递增直到破坏, 然后分级卸载。当出现下述情况即可终止加载: ① 沉降量不断变化, 在 24h 内, 沉降速率有增大的趋势; ② 压力加不上或勉强加上而不能保持稳定。(3) 卸载观测: 每级卸载为加载时的 2 倍, 测读 3 次后可卸下一级载荷; 全部卸载后, 当测读到半小时回弹量小于 0.01mm 时,

即可认为稳定。

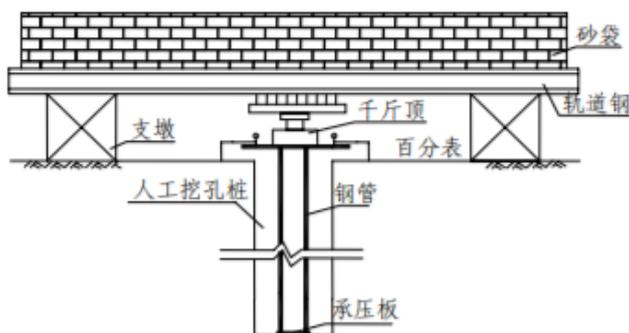


图1 简易深层平板载荷试验装置

3.2 岩石室内饱和单轴抗压强度试验

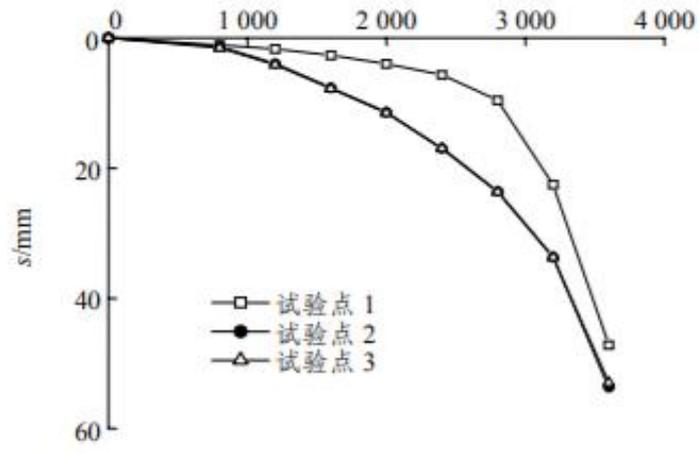
岩石饱和抗压强度是指经过饱和和处理后的岩石标准试件在单向受压状态下破坏时的极限强度，它取决于岩石的矿物成分、结构和组织。结构和组织越均匀，越致密，矿物颗粒越细，则矿物间的连接越好，岩石的强度越高。岩石试样来源于钻孔岩芯，其制备方式和要求见“02 规范”。将试样置于 NYL-600 型压力试验机的承压板中心，调整有球形座的承压板，使试样能均匀受载。试验中以 0.5~0.8 MPa/s 的加载速度加荷，直到试样破坏为止，同时记录最大破坏载荷，作好试验前后的试样描述。

4 试验结果及分析

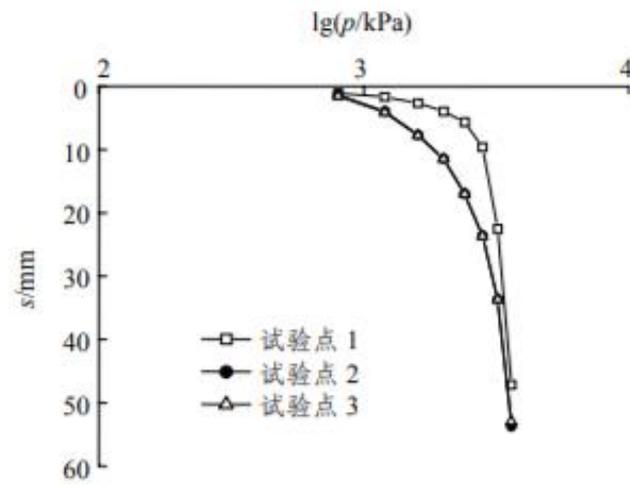
4.1 岩基载荷试验结果与分析

本次研究对 20 多个场地 171 组岩石进行饱和单轴抗压强度和 66 组天然单轴抗压强度试验，并对 8 个场地 26 个试点的人工挖孔桩孔底板岩地基进行了深层平板载荷试验，其中涉及到强风化、中风化和微风化等各类软质岩石地基。

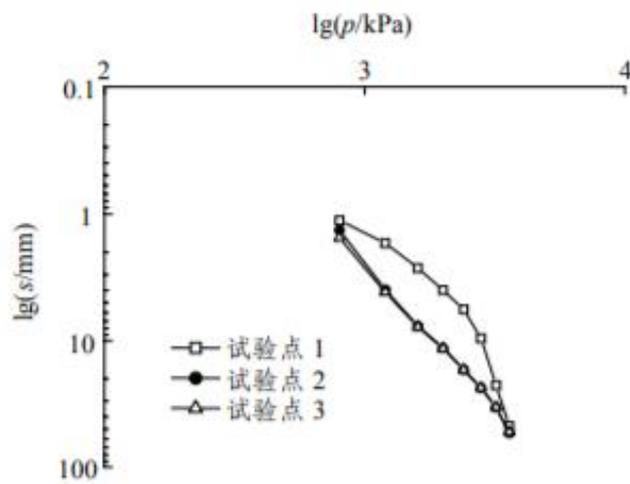
图 2~4 分别为典型的强风化、中风化和微风化软质板岩岩石地基载荷-沉降曲线，包括 $p-s$ 曲线、 $s-lgp$ 曲线和 $lgp-lgs$ 曲线，由此可知：(1) $p-s$ 曲线均属于缓变型，比例界限载荷在 $p-s$ 曲线上均不明显，因此，难以依此确定岩石地基承载力的特征值。这反映出软质板岩岩石地基在载荷作用下，其变形一开始就表现出明显的非线性特征。(2) $lgp-lgs$ 曲线的第二直线交会点均不明显，故无法依此确定岩石地基承载力的极限值。而从 $s-lgp$ 曲线看出，当载荷接近或达到极限载荷时，曲线明显变陡，曲线段和陡降直线段分界转折点即第二拐点比较明显，反映地基变形急剧增大。因此，可取 $s-lgp$ 曲线尾部直线段的起点所对应的载荷作为岩石地基承载力的极限值。(3) 强风化板岩岩石地基极限承载力为 560~5400kPa，对应的最大沉降值为 2~53mm，反映出强风化板岩岩石地基的压实性差异极大，从而导致极限承载力变化也大。(4) 中风化板岩岩石地基极限承载力为 5400~7000kPa，对应的最大沉降为 2.0~6.5mm，反映出岩质较为致密，压缩性小，承载力较为稳定，是桩基础良好的持力层。(5) 微风化板岩岩石地基极限承载力为 9000~18000kPa，对应最大沉降值较小，变化幅度也小，为 2.0~3.5mm，反映出岩石致密，压缩性小。尽管承载力变化幅度大，但却是基础理想的持力层。(6) 卸载试验所获得回弹值均较小，为 0.17~0.50mm。这也进一步验证了软质岩石地基弹性变形阶段很短，其变形一开始就表现出弹塑性特征。由此表明，在进行软质板岩岩石地基承载力的理论计算或数值模拟时，采用非线性弹塑性本构关系更为合适。



(a) p - s 曲线

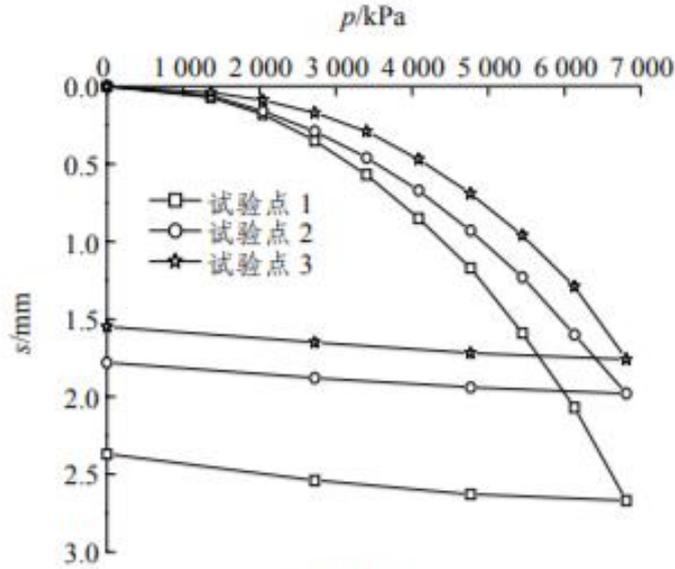


(b) s - $\lg p$ 曲线

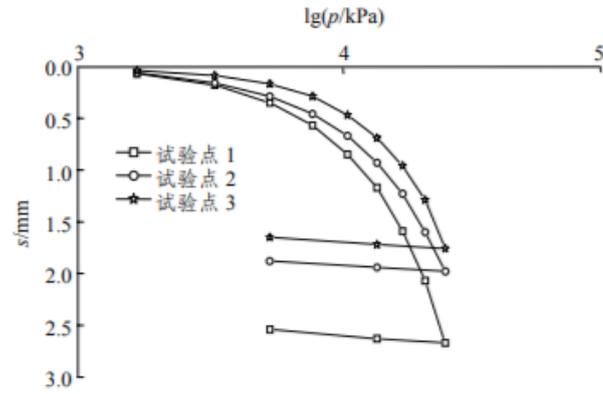


(c) $\lg p$ - $\lg s$ 曲线

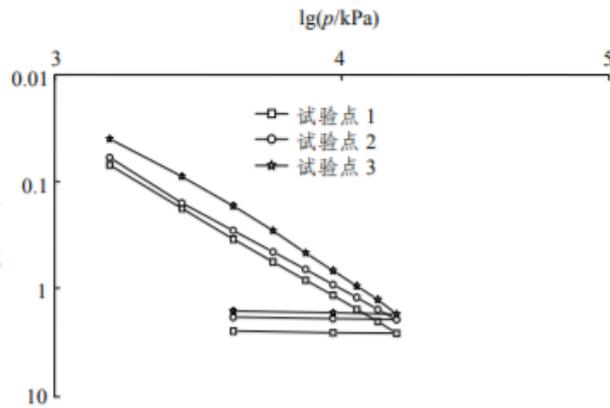
图 2 强风化板岩载荷 - 沉降特性曲线



(a) $p-s$ 曲线



(b) $s-\lg p$ 曲线



(c) $\lg p-\lg s$ 曲线

图3 中风化板岩载荷-沉降特性曲线

4.2 室内单轴抗压强度试验结果及分析

试验数据统计分析表明，中风化板岩的饱和单轴抗压强度主要分布在4~11 MPa，且明显集中在5~6 MPa；而岩石的天然抗压强度主要分布在5~11 MPa，集

中度不如前者明显(见图 5, 6)。微风化板岩的天然抗压强度主要分布在 18.32~19.35MPa, 新鲜岩石的天然抗压强度为 22.3MPa 左右。按照岩石坚硬程度的划分标准, 该中风化板岩属于软岩、极软岩类。中风化板岩的岩体质量等级一般介于 IV~V 类, 岩体较破碎。因此, 按照 Bieniawski 提出的 RMR 岩体分类方法, 中风化板岩的 RMR 值为 24.6~42.3。

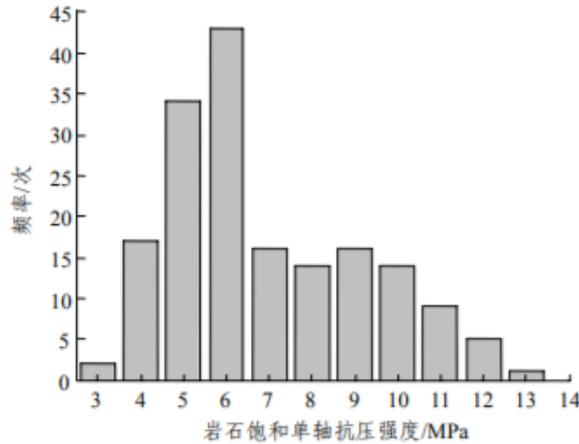


图 5 中风化板岩饱和单轴抗压强度频率分布图

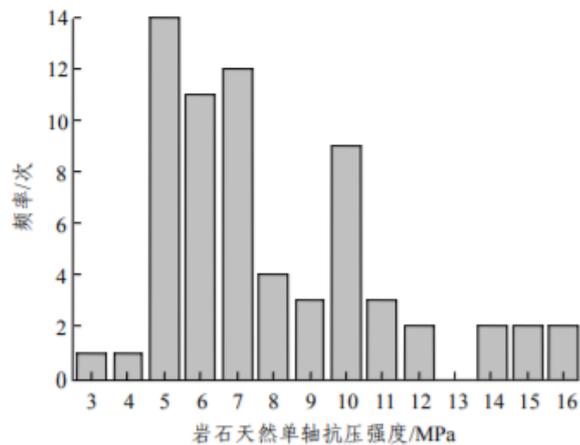


图 6 中风化板岩天然单轴抗压强度频率分布图

4.3 单轴抗压强度与地基承载力的关系

岩石单轴抗压强度试验具有操作简单、周期短、成本低的优点, 是目前确定岩石地基承载力应用最广泛的一种方法。“02 规范”在第 5.2.6 条中明确规定: 对完整、较完整和较破碎的岩石地基承载力特征值, 可根据室内饱和单轴抗压强度按下式计算:

式中: f_a 为岩石地基承载力特征值(kPa); ψ_r 为折减系数, 根据岩体完整程度以及结构面的间距、宽度、产状和组合, 由地区经验确定。无经验时, 对完整岩体可取 0.5; 对较完整岩体可取 0.2~0.5; 对较破碎岩体可取 0.1~0.2。按岩石饱和单轴抗压强度标准值确定的岳阳市城区中风化软质岩石地基的承载力远远低于实际承载力, 由此看出若按规范所提供的折减系数进行设计将造成巨大浪费。为了获得岳阳市城区合适的折减系数, 可根据规范提供的方法 $f_a = \psi_r f_{kr}$ 对上述场地的中风化板岩进行反算 ψ_r 。

5 结论

(1) $p-s$ 曲线均属于缓变型, 比例界限载荷在 $p-s$ 曲线上均不明显, 而当载荷接近或达到极限载荷时, $s-lgp$ 曲线急剧变陡, 曲线段和陡降直线段分界转折点即第二拐点比较明显, 反映地基变形急剧增大。因此, 可取 $s-lgp$ 曲线尾部直线段的起点所对应的载荷作为岩石地基承载力的极限值。

(2) 中风化板岩岩石地基极限承载力为 $5400\sim 7000\text{kPa}$, 对应的最大沉降为 $2.0\sim 6.5\text{mm}$, 埋深浅、压缩性小, 承载力较为稳定, 是桩基础良好的持力层。

(3) 试验结果表明, 软质板岩岩石地基在载荷作用下, 其变形一开始就表现出非线性特征, 且卸载试验所获得的回弹值均较小, 反映出软质岩石地基弹性变形阶段很短。由此说明, 在进行软质板岩岩石地基承载力理论计算或数值模拟时, 采用非线性弹塑性本构关系更为合适。

(4) 通过对所收集到的试验数据进行的分析表明, 风化板岩的饱和单轴抗压强度主要分布在 $4\sim 11\text{MPa}$, 且明显集中在 $5\sim 6\text{MPa}$; 而岩石的天然抗压强度主要分布在 $5\sim 11\text{MPa}$, 集中度不如前者明显。微风化板岩的天然抗压强度主要分布为 $18.32\sim 19.35\text{MPa}$, 新鲜岩石的天然抗压强度为 22.30MPa 。

软岩地基无筋扩展基础实体模型试验及设计方法研究

杨更浩
(西南交通大学)
研究学位论文, 2016

1 引言

- (1) 通过现场试验测试压力测试元件的有效性, 选取性能最优的测试元件。
- (2) 通过实体模型底部埋设自行研制的压力测试元件量测基底压力, 确定无筋扩展基础在软质基岩上的基底反力的分布型式。
- (3) 通过多组现场试验静载荷试验, 观测无筋扩展基础的破坏型式, 总结破坏模式。
- (4) 通过破坏模式和基底反力分布的分析, 确定无筋扩展基础在软质基岩上的设计方法和主要控制条件。

2 软岩地基基底反力测试方法研究

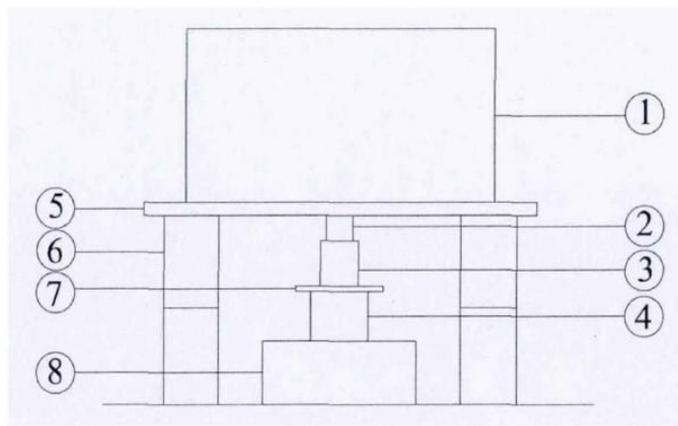
场地工程概况如下:

表 1 场地岩石工程特性指标建议表

岩土名称	参数值 天然重度 γ (kN/m ³)	单轴抗压强度(MPa)		地基承载力特征值 f_{ak} (kPa)	压缩模量 E_s (MPa)	粘聚力 c (kPa)	内摩擦角 φ (°)	基床系数 K (MN/m ³)
		天然	饱和					
全风化砂岩⑤	21.0	/	/	200	12.0	20.0	25.0	20
全风化泥岩⑥ ₁	20.0	/	/	180	12.0	25.0	17.0	20
强风化泥岩⑥ ₂	21.0	/	/	300	15.0	50.0	30.0	40
中等风化泥岩⑥ ₃	23.0	4.0	2.5	900	/	250.0	40.0	200

试验所采用的装置主要由加载装置、反力装置、量测装置三大部分组成。

①加载装置: 主要由千斤顶、压力传感器、油泵及垫块构成。根据现场实际荷载情况来选取千斤顶的量程, 并用刚性垫块来调节加载装置的整体高度。千斤顶与油泵相连, 按规定的加载值在地面控制逐级加载。为了能够让荷载在加载过程稳定, 将压力传感器放置在千斤顶与刚性垫块之间, 用于实测每级荷载的大小。设备装置如图1所示。



①上部混凝土堆载; ②压力传感器; ③千斤顶; ④试件上部柱墩

⑤工字钢支撑; ⑥混凝土试块; ⑦刚性垫板; ⑧试件下部基础

图1 设备装置图

②反力装置：在试验场地的软岩面上用混凝土块堆成反力体系，主要受力机理为：油压泵通过千斤顶给基础上部柱墩施加压力，这部分反力由工字钢传递给上部的混凝土堆载来承担。如图2所示。

③量测装置：量测装置主要有两部分组成，基底反力的量测主要是由基底预埋的应变计和振弦频率检测仪组成，通过电脑读取和保存每次加载后基底各位置应变计所测得的基底反力值。整个加载过程中基础的沉降量测由沉降仪记录。用裂缝读数显微镜进行裂缝观察，并用数码照相机照相存样。如图3所示。

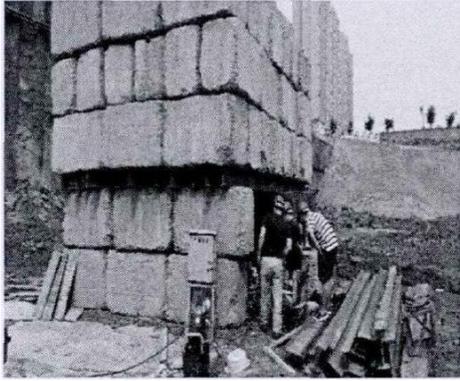


图2 加载装置



图3 量测装置

试验开始前对场地进行预先处理，先用机械将场地上大约10cm厚的强风化泥岩铲除，直至场地露出全新的软岩面层，对软岩面进行粗糙推平(见图4)，后由人工抹一层薄砂浆找平(见图5)。

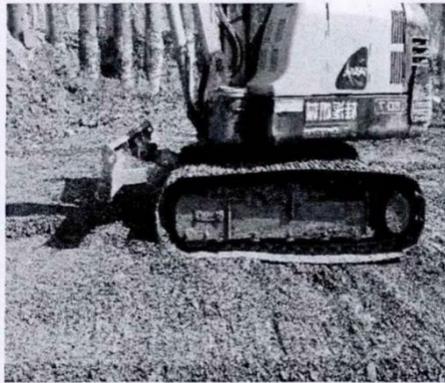


图4 场地初平



图5 砂浆找平

3 普通土压力盒测试效果分析

现场测试试验方法及步骤如下：

(1) 将土压力盒按照设计方案水平安置在处理后的岩石地基上，并用水泥砂浆找平表面。

(2) 在土压力盒上用细砂进行找平，保证基础模型底面与地基顶面密贴。

(3) 吊装基础模型至指定位置，确保基础模型水平度，并吊装混凝土配重块及反力架。

(4) 按照预先计算的最大破坏荷载分20级施加，每级荷载稳压至压为盒读数稳定，采集数据，同时每级荷载施加后观察基础模型表面裂缝情况，直至模型破坏。

(5) 测试完成后卸载，吊起基础模型并观察模型裂缝分布特征及基础破坏模式。

从现场试验的结果中可以看出，基底反力的基本规律是：基础两端应力较

大，基础中间应力比边缘应力稍小。试验结果中存在的一个问题是多数测点的所有下埋土压力盒实测值均大于基底的平均应力值。如当根据基础上部荷载计算出的基底平均应力为600kPa时，实际上基底压力实测值却都在800kPa以上，按照土压力盒测试结果来看基底平均应力必然远大于600kPa，分析其中的原因，主要是由于土压力盒的刚度过大，与地基不能够协调变形，基础反力在埋设土压力盒的位置产生了应力集中。

4 油压压力盒测试效果分析

为了弥补传统土压力盒在测试基底反力中存在的刚度过大问题，采用了自主研发设计的油压压力盒进行测试。油压压力盒的最大优点是能够通过油压直接测出基底的反力，并且其受压面能够随着压力的变化自由伸缩。

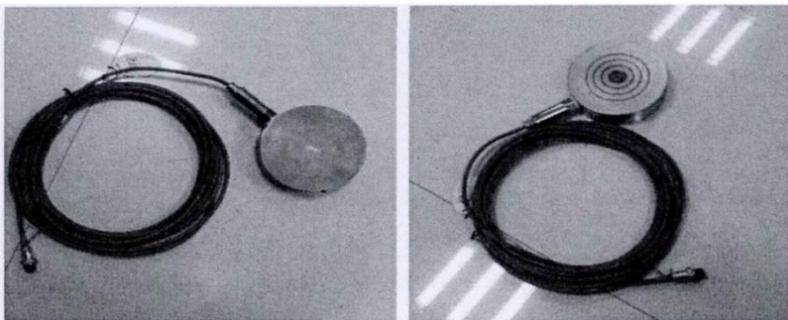


图6 油压压力盒

现场测试试验方法及步骤如下：

将油压压力盒按照设计方案水平铺设在硬化的地基表面上，并用水泥砂浆找平压力盒表面；在需要进行试验的油压压力盒上用细砂进行找平，保证基础模型底面与地面密贴；吊装基础模型至指定位置，同时测试保证基础模型的安放水平度；吊装混凝土配重块及反力架；按照预先计算出的破坏最大荷载分20级施加，现场采用油压表控制，折算油压压强约为每级2MPa，每级荷载稳压至压力盒读数稳定后采集数据，同时每级荷载施加后观察记录基础模型表面裂缝情况，直至模型破坏；试验完成后卸载，吊起基础模型并观察模型裂缝分布特征，确定基础破坏模式。

现场试验没有测试得到可靠的基底压力分布特征。试验中最主要的问题还是地基反力测试方法和测试元件的缺陷。本次试验中基底与地基的接触面没有平整、测试元件不能与岩基同步变形这两点是导致试验失败的最主要原因。油压压力盒相对其它测试元件为直接测力装置，但是其刚度随压力变化而变化，受力开始刚度较小，随后压力的增加其刚度继续加大，另外由于受压力盒厚度控制，其油腔大小有限，量程也较小，一般均小于1MPa。

5 应变片制样测试效果分析

为了使测试元件能够与天然地基同步变形，首先通过室内试验配置出与现场泥岩模量相近的试件（由不同配比的石膏、水泥、砂、粘土组成），将贴有应变片的试块埋入地基岩体中，并采用同样的材料封装，如图6。保证测试元件（配置的试件）可与天然地基同步变形，然后量测基底不同位置的岩体应变，计算出基底反力的大小及分布特征。

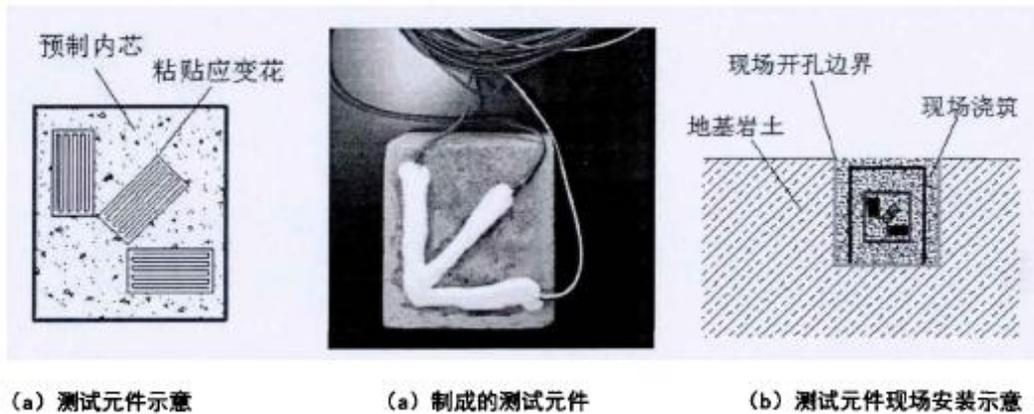


图7 同步变形测试元件设计及安装方法示意图

应变片基本能够测试出基底反力的分布形式，试验中基底与地基的接触面接触紧密，测试元件基本能与岩基同步变形。但是存在测试元件制作过程繁琐、运输途中容易损坏等不利因素。由于应变片裸露在外面，与岩土体和水泥砂浆相互接触，在测试精度和耐久性方面都会受到一定的影响。

6 垫层埋设应变计测试效果分析

为了解决应变计存在的稳定性和耐久性的问题，又进一步的改进了测试元件—智能混凝土应变计。基于振弦理论设计研发的应变计具有高精度、高灵敏度、高稳定性的优点。应变计内置智能模块，仪表自动识别型号、编号，配备测试仪即可直接显示应变值。应变计上部端头能够在纵向自由伸缩，实现应变计和地基实现同步变形。

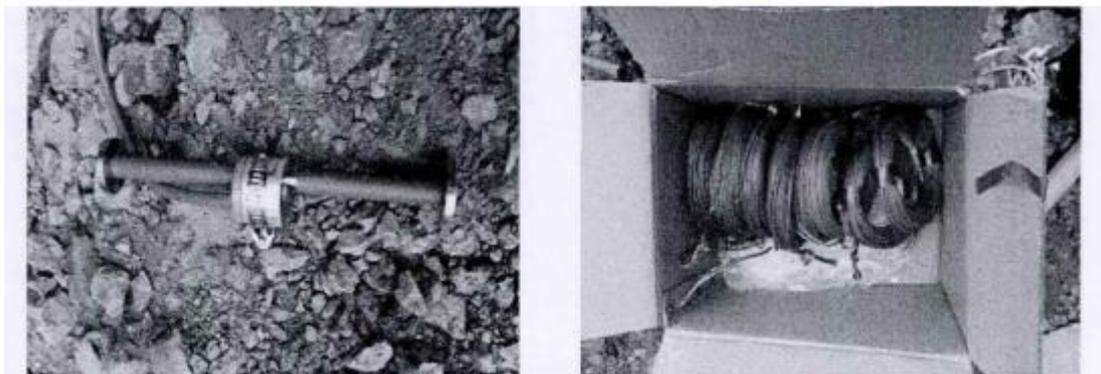


图8 智能型混凝土应变

现场测试试验方法及步骤如下：

场地整平及开孔工作同第二次试验相同，开孔深度近似等长。随后采用同样的材料将孔底整平，采用水平尺使测试元件在同一个水平面上。对缝隙进行浇筑，并对测试元件进行养护。

在地基基础表面浇抹水泥砂浆，将同一个基础下的测试元件置于同一个面上。待砂浆达到一定的强度，现场支模，浇筑混凝土养护28天。待混凝土养护结束后，拆模，现场载荷试验，测出基底反力。

本次现场试验测试得到了可靠的基底压力分布特征。试验中测试元件和岩体的刚度不协调、测试元件量程不够以及容易损坏的问题得到解决。本次试验中基底与地基的接触面平整、测试元件能够与岩基同步变形。应变计相对土压力盒很好的改变了刚度过大这个问题，相对于应变片又有很好的耐久性，并且其测试精度方面也比应变片提高很多。

7 结论

经过不同测试元件和试验方法效果比较，对于普通盒、油压压力盒、应变片和应变计的工作原理和各自的优缺点进行了分析。

常规土压力盒与研发的油压压力盒测试，常规土压力盒加载过程中基底较多的应力都集中在压力盒上，测试元件测得的压力将大于岩基上实际的压力，基底应力分布特征甚至因土压力盒的存在而发生了变化；油压压力盒相对其它测试元件为直接测力装置，但是其刚度会随着压力的增加会继续加大，另外油腔大小有限，量程也较。由于基底与地基的接触面没有平整、测试元件不能与岩基同步变形，这两次试验没有测试得到可靠的基底压力分布特征。

应变片和应变计能够测试出基地反力的分布形式，试验中测试元件和岩体的刚度不协调、测试元件量程不够的问题得到解决。试验中基底与地基的接触面平整，测试元件基本能与岩基同步变形。但是应变片制作过程繁琐，运输途中容易损坏，与水泥砂浆相互接触，在测试精度和耐久度方面都比应变计差一些。我们就这四种测试元件的优缺点进行对比分析，结果见表2。

表2 测试元件的对比分析

	刚度	耐久性	灵敏度	稳定性	抗干扰能力	绝缘防水	制作成本
压力盒	×	√	×	×	√	√	高
油压盒	×	√	√	×	√	√	高
应变片	√	×	√	×	×	×	中等
应变计	√	√	√	√	√	√	中等

综上所述，认为选取应变计为本次试验的测试元件，更能保证后续试验的测试结果与实际受力状态的符合性。

3、重力式挡墙

考虑变形影响的重力式挡墙地震土压力分布

朱宏伟^{1, 3}, 姚令侃^{1, 2*}, 蒋良淮¹, 邱燕玲¹

(1. 西南交通大学土木工程学院, 四川 成都 610031; 2. 高速铁路线路工程教育部重点实验室, 四川 成都 610031; 3. 四川建筑职业技术学院, 四川 德阳 618000)

岩土工程学报 2013年6月第35卷第6期

1 引言

挡土墙作为一种重要的土工构筑物, 在交通土建领域应用广泛。随着越来越多的交通基础设施在高地震烈度区修建, 挡土墙将面临地震巨大破坏作用的严峻考验。挡墙在地震作用下发生破坏, 会造成路基受损甚至断道, 进而影响救援速度。因此, 如何对高地震烈度区挡墙进行可靠的抗震设计是摆在土木工程师面前的艰巨任务, 而地震作用下墙背土压力大小及作用点是挡墙设计的关键参数之一, 故研究地震作用下挡墙主动土压力的分布规律对于挡墙的抗震设计就显得尤为重要。自1923年物部和冈部提出著名的Mononobe-Okabe公式后, 各国学者纷纷对挡墙在地震作用下的土压力分布展开了理论和试验研究, 并取得了丰硕的成果。

2 不同变形模式下挡墙地震主动土压力分布

挡墙的地震土压力可用Mononobe-Okabe公式计算, 大多数国家的抗震设计规范也以此为依据。该方法是将墙后出现滑动的土体看作是刚塑性体, 采用极限平衡法求解得到地震土压力。由于未考虑变形模式对挡墙地震土压力分布的影响, 认为墙后的主动土压力呈线性分布, 此结论并不合理。在此, 本文提出了基于温克勒地基模型的挡墙地震土压力计算方法, 该方法是将土体看做是一系列弹簧和理想刚塑性体的组合体, 当墙体在地震作用下发生变位时, 与之相连的弹簧将带动土体沿某一破裂面发生破坏, 进而在墙后产生主动土压力。如图1所示。

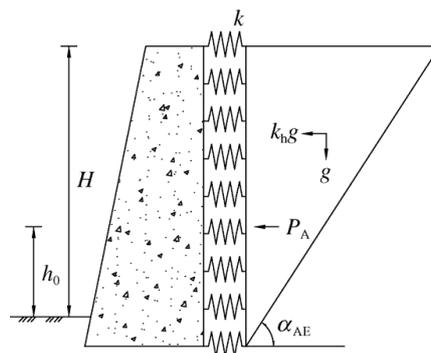


图1 挡墙地震土压力计算模型

温克勒地基模型假定地基是由许多独立且互不影响的弹簧组成, 即假定地基任意一点所受的压力强度只与该点地基的变形成正比, 如图2所示。

显而易见, 温克勒模型主要描述地基在竖向荷载作用下的应力应变问题, 分析挡墙在地震作用下的动力特性则需主要考虑水平向的地震作用。Velestos等提出用悬臂剪切梁来模拟岩土体, 挡墙则通过一系列无质量水平向弹簧与剪切梁相连, 并基于以上假设求解了挡墙的地震土压力, 如图3所示。

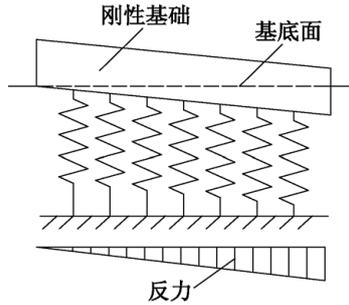


图2 温克勒地基模型

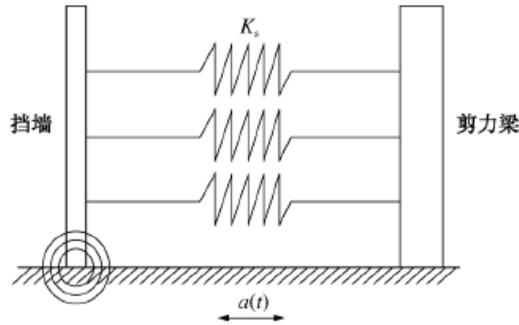


图3 Scott的计算模型

另外,挡土墙在施工时,当墙后填土为不透水性土时,应在墙后设置反滤层,反滤层一般用砂砾石或碎石填充,如图4所示。

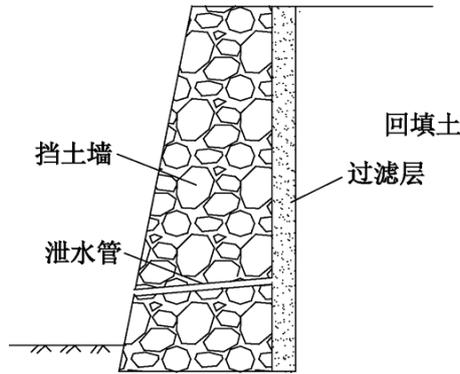


图4 挡墙结构示意图

3 振动台试验验证

试验在高速铁路线路工程教育部重点实验室的单向电液伺服驱动式大型振动台上进行。系统的最大加速度为1.2g,水平向振动有效负荷质量为25t,最大振幅为±10cm。试验采用的钢制模型箱尺寸为3.5m长×1.5m宽×2.1m高,质量约2.7t。为了对比不同地基条件下重力式挡墙的地震动特性,分别制作了按墙基嵌岩与置于土质地基两种场地形式的试验模型。

3.1 试验模型的制作及监测点布置

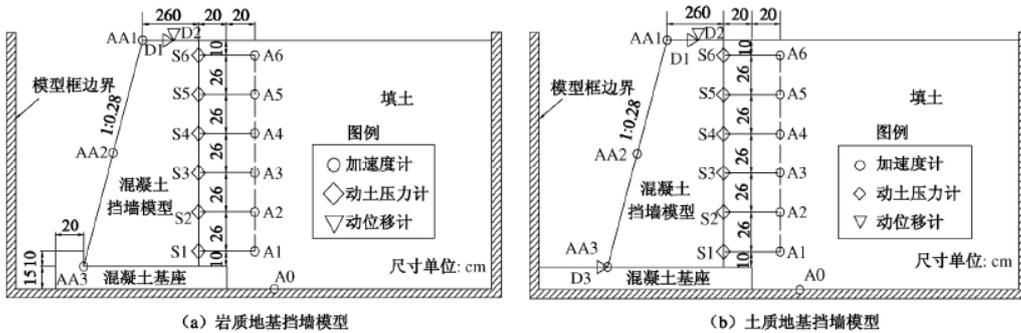
挡墙模型的截面为直角梯形,墙背直立,墙面坡1:0.28,墙顶和墙底分别宽0.26,0.68m。墙身沿走向长1.45m,按墙背填土水平考虑。为保证墙后土体“第一滑裂面”交于填土面及保留适当动力边界距离,按内摩擦角为35°测算,拟定模型墙高度为1.5m。采用钢筋混凝土制作了厚15cm,前部带10cm高凸坎的基座(基座内部设钢筋骨架)来模拟嵌岩基础。将基座整体吊装进入模型框后,再在基座

上吊装挡土墙模型，二者之间不进行刚性连接。为便于墙背土压力盒装设，在墙背土压力测点位置预留与土压力盒同直径的凹坑，深度需保证土压力盒安装后顶面能突出2mm左右，如图5所示。

按照图6所示模型设计及布置进行模型填筑与测试探头安装。墙背填土（及墙基的地基土）根据大型相对密度试验结果，以压实度不低于95%进行人工填筑并夯实。



图5 试验模型的制作



(a) 岩质地基挡墙模型

(b) 土地地基挡墙模型

图6 振动台模型试验设计

3.2 模型试验相似关系

相似比确定的关键在于根据振动台模型箱的有效尺寸和原型尺寸，确定几何尺寸相似比。根据填料质量密度（约 2.0 t/m^3 ）和振动台台面的负载能力（ 25t ），确定挡墙模型的高度为 1.5 m 。为模拟高为 $12, 8, 4\text{m}$ 的挡墙，将几何相似比拟定为 $8.0, 5.333, 2.667$ ，模型试验的主要相似参数见表1。

表2 模型试验主要相似常数

物理量	相似关系	相似常数		
		12 m	8 m	4 m
长度 L	C_l	8.000	5.333	2.667
密度 ρ	C_ρ	1	1	1
加速度 a	C_a	1	1	1
速度 v	$C_v = C_\rho^{1/4} C_l^{3/4}$	4.75	3.51	2.09
位移 u	$C_u = C_\rho^{1/2} C_l^{3/2}$	22.63	12.32	4.36
内聚力 c	$C_c = C_\rho C_l$	8.00	5.33	2.67
内摩擦 角 ϕ	$C_\phi = 1$	1	1	1
时间 t	$C_t = C_\rho^{1/4} C_l^{3/4}$	4.75	3.51	2.09
频率 ω	$C_\omega = C_\rho^{-1/4} C_l^{-3/4}$	0.210	0.285	0.479

3.3 输入的地震波及加载制度

试验采用地震波形为大瑞人工合成波、汶川实测地震波、美国Elcentro波（1940年，NS向）、日本Kobe波（1995年）（见图7）。模型试验采用具有代表性的峰值加速度0.1g，0.2g和0.4g进行波形峰值调制。

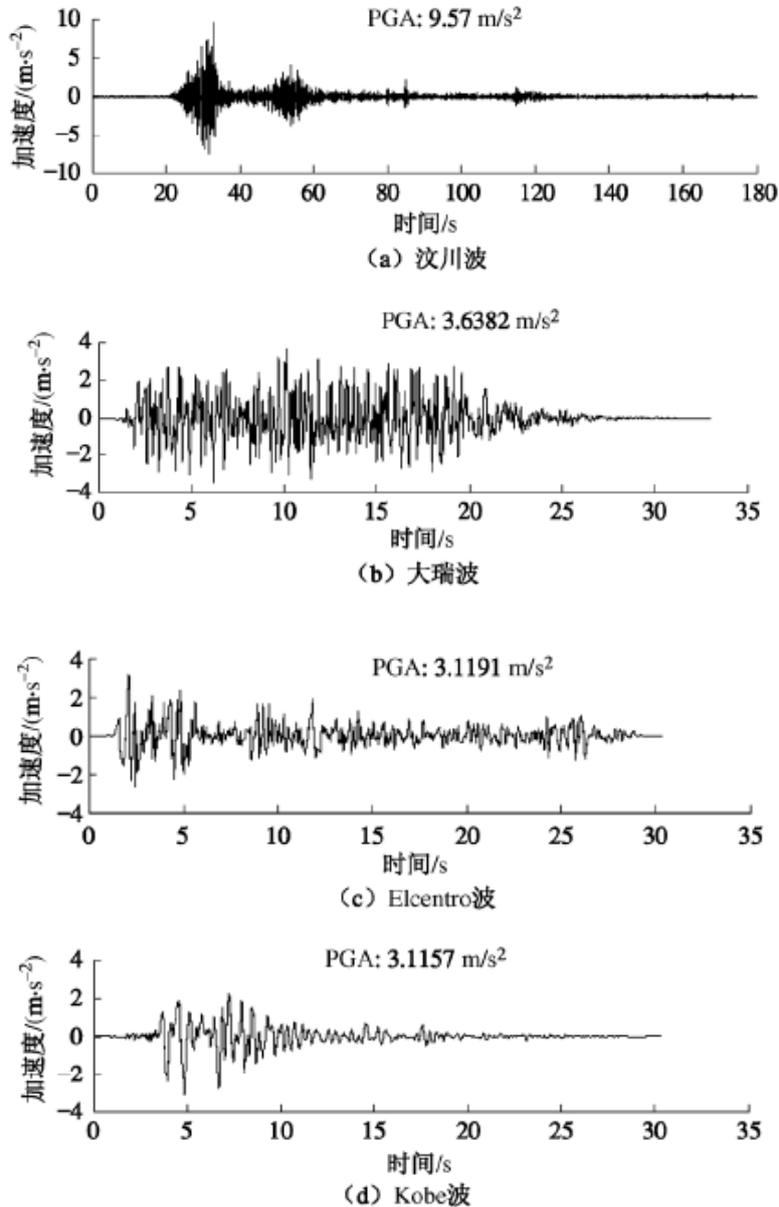


图7 输入的地震波

试验采用单向水平输入地震波，波形见上文所述（代号分别为DR，WC，EL，KB）。按照模型试验相似律，时间压缩比分别为4.76，3.54，2.09 和1.0，以分别模拟墙高12，8，4 m 及原墙情况，量级分别为0.1g，0.2g，0.4g。试验按照量级从小到大、时间压缩比从高到底进行。试验穿插时间长度不小于30 s 的高斯平稳白噪声（代号WN）激励的微振（加速度峰值约0.04g）试验，观察模型动力特性的变化情况。

3.4 试验结果分析

(1) 地震土压力分布

a) 岩质地基挡墙位于岩质地基上的挡墙，在0.1g的地震作用下，动力作用效果并不明显，地震土压力仍基本呈三角形线性分布，为一斜直线，如图8 (a)所示；在0.2g的地震作用下，动力增量部分的影响效果开始呈现，墙背地震土压力分布曲线已偏离三角形线性分布模式，如图8 (b)所示；在0.4g的地震作用下，动力增量部分的影响效果进一步凸显，墙背地震土压力分布曲线已明显偏离三角形线性分布模式，接近一种1/2墙高以上为三角形，以下为倒梯形的分布形式，如图8 (c)所示。

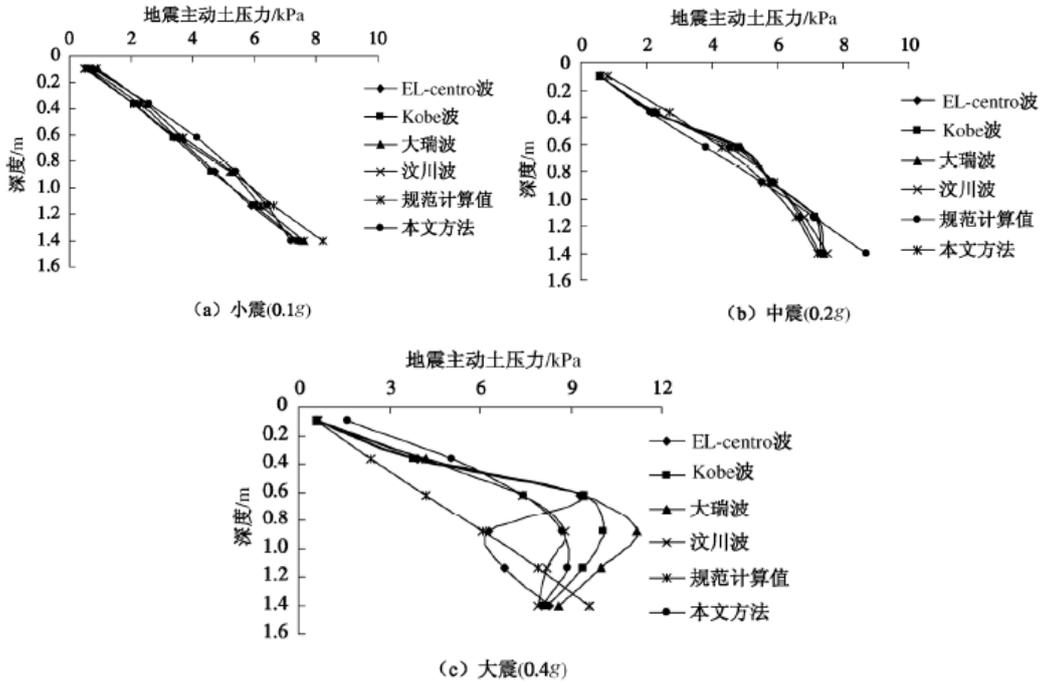


图8 不同震级下岩质地基挡墙的地震土压力分布

(2) 土质地基挡墙

图9所示的是位于土质地基上的挡墙在不同量级的地震作用下墙顶和墙底位移的变化情况。可以看出，在0.1g和0.2g的地震作用下，挡墙主要发生倾斜变形，即图1所示的变形模式 (RB模式)，随着地震动峰值的增加，墙底开始发生滑移，墙顶的倾斜变形量也进一步增大，呈现出RBT的变形模式。

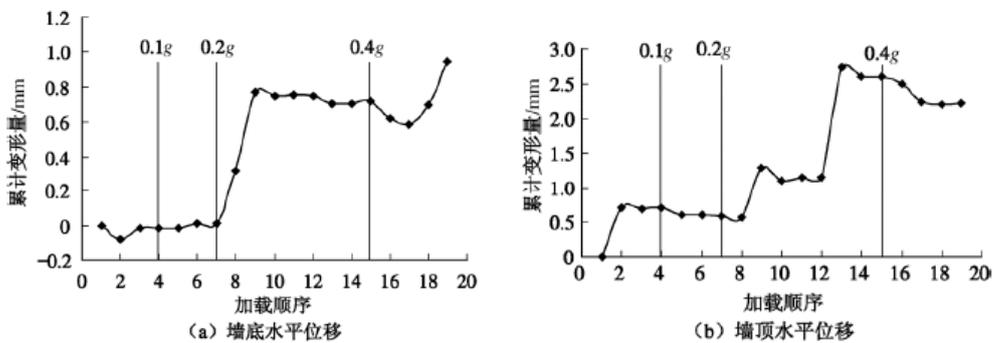


图9 土基挡墙顶部和底部的位移

4 结论

(1) 通过对“5.12”汶川大地震中挡墙破坏状态的调查及分析，归纳总结了挡墙在地震作用下的6种变形模式。变形量大小与地震震级、挡墙材料、墙高、

局部地形等因素有关，但变形模式与地基基础关系最为密切，位于岩质地基上的挡墙主要发生倾斜变形，而位于土质地基上的挡墙则主要发生推移变形。

(2) 基于温克勒地基模型，假设墙后土体由一系列的弹簧和刚塑性体组成，挡墙任意一点的主动土压力与其水平变形量呈线性关系。由此得到了不同变形模式下挡墙地震土压力的计算方法，并通过振动台试验进行了验证，说明了该方法的正确性。

(3) 不同变形模式下挡墙的地震土压力分布各异，除平移模式外，其余变形模式下挡墙地震土压力分布随深度都呈非线性分布。岩质地基上的挡墙墙后地震土压力分布接近一种1/2墙高以上为三角形，以下为倒梯形的分布形式；而位于土质地基上的挡墙地震土压力分布则近似呈三角形分布，且大小要比规范计算值偏小。

(4) 由于土质地基上的挡墙在地震作用下发生较大的位移，造成对墙后土体约束减弱，减小了土体作用于墙身的压力，使得嵌岩基挡墙地震土压力要大于同样条件下土基挡墙地震土压力。并且，嵌岩基挡墙地震土压力作用点高度要高于同样条件下土基挡墙的合力作用点。

基于性能的重力式挡墙地震易损性分析

朱宏伟¹, 姚令侃^{2,3}, 赖军³

- (1. 西南科技大学环境与资源学院, 四川 绵阳 621010; 2. 西南交通大学高速铁路线路工程教育部重点实验室, 四川 成都 610031;
3. 西南交通大学土木工程学院, 四川 成都 610031)
岩土工程学报 2020年1月第42卷第1期

1 引言

自21世纪以来, 中国曾发生过多次破坏性极强的地震, 2008年的汶川大地震使得灾区的地面建筑物及交通基础设施遭受严重破坏, 给震后救援和灾后重建带来了极大的困难。挡墙作为一种重要的路基支挡结构, 在交通土建领域应用十分广泛, 随着越来越多的交通基础设施在高烈度地震区的修建, 挡土墙将无时无刻不面临特大震灾的严峻考验。通过对汶川大地震中遭受地震破坏的挡墙震害调查, 发现挡墙倒塌后会造成交通中断, 给灾后救援工作带来了巨大的困难, 进而加剧人员伤亡及财产损失。因此, 对高烈度地震区的挡墙进行地震风险评价并进行可靠的抗震设计是摆在土木工程师面前的一项挑战和艰巨任务。

2 挡墙抗震性能水准的划分

2.1 振动台模型试验

试验在高速铁路线路工程教育部重点实验室的单向电液伺服驱动式大型振动台上进行。系统的最大加速度为1.2g, 水平向振动有效负荷质量为25t, 最大振幅为±10cm。试验采用的钢制模型箱尺寸为3.5m(长)×1.5m(宽)×2.1m(高), 自重约为27kN。为了对比不同地基条件下重力式挡墙地震动力特性, 分别制作了岩石地基和土质地基两种场地形式的试验模型。为了模拟嵌岩地基挡墙, 采用钢筋混凝土制作了厚15cm, 前部带10cm高凸坎的基座, 基座可以整体吊装进入模型框, 再在基座上吊装挡土墙模型(图1(a)); 土质地基挡墙的模拟是将挡墙模型直接置于混凝土基座(无凸坎)上, 挡墙和基座之间铺有5cm厚的细砂(图1(b))。

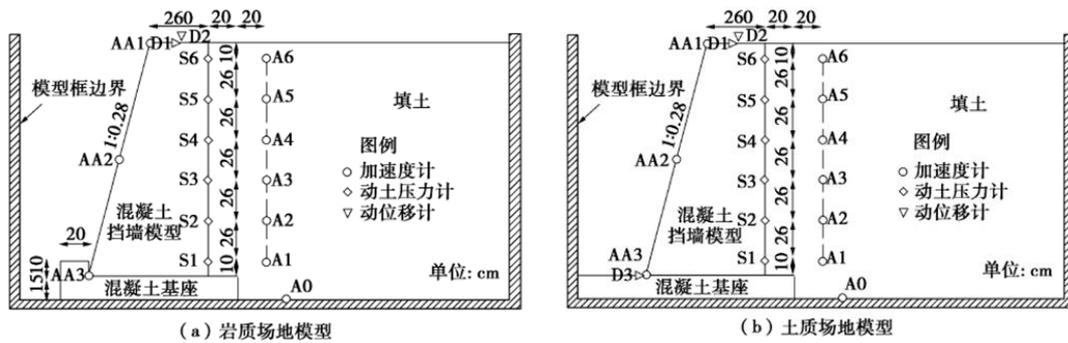


图1 振动台模型试验设计

(1) 试验模型的制作及监测点布置

重力式挡墙模型的截面为直角梯形, 墙背直立, 墙面坡率为1:0.28, 墙顶和墙底宽度分别为0.26, 0.68m, 墙身沿走向长1.45m。按墙背填土水平考虑, 为保证墙后土体“第一滑裂面”交于填土面及保留适当动力边界距离, 按内摩擦角 35° 测算, 拟定模型挡墙的高度为1.5m。为便于墙背土压力盒装设, 在墙背土压力测点位置预留与土压力盒同直径的凹坑, 深度需保证土压力盒安装后顶面能突出

2mm左右，如图3所示。模型填料为碎石土，综合内摩擦角为 35° ，无黏聚力，非均匀系数为6.8，曲率系数为1.3，最大干密度为 2.15 g/cm^3 ，最优含水率为5.4%。

测试元件包括加速度传感器、动土压力盒和动位移计以及位移百分表，布置简图如图2所示。其中，墙背沿中轴线布设6个动土压力盒(S1~S6)，盒间垂直距离26cm，距墙背40cm的填土中与动土压力盒同高程布置6个加速度传感器(A1~A6)，量程由下至上分别为2个1g，2个2g和2个5g)，墙顶和距墙背20cm的填土面上各设置水平和垂直动位移计(D1~D3)及百分表。墙底的加速度由台面主控加速度传感器量测(A0，控制台开环控制测点)。在墙顶、墙底和1/2墙高处设置加速度传感器以量测墙体地震加速度(AA1~AA3)。按照图2所示模型设计及布置进行模型填筑与测试元件的安装。墙背填土根据大型相对密度试验结果，以压实度不低于95%进行人工填筑并夯实。

(2) 模型试验的相似关系及加载制度为模拟墙高分别为12, 8, 4m的原型挡墙，将几何相似比拟定为8.0, 5.333, 2.667。根据Bockingham π 定理导出了各物理量之间的相似关系，模型试验的主要相似参数见表1。

表1 模型试验主要相似常数

物理量	相似关系	相似常数		
		12 m	8 m	4 m
长度 L	C_l	8.000	5.333	2.667
密度 ρ	C_ρ	1	1	1
加速度 a	C_a	1	1	1
速度 v	$C_v = C_\rho^{1/4} C_l^{3/4}$	4.75	3.51	2.09
位移 u	$C_u = C_\rho^{1/2} C_l^{3/2}$	22.63	12.32	4.36
黏聚力 c	$C_c = C_\rho C_l$	8.00	5.33	2.67
内摩擦角 φ	$C_\varphi = 1$	1	1	1
时间 t	$C_t = C_\rho^{1/4} C_l^{3/4}$	4.75	3.51	2.09
频率 ω	$C_\omega = C_\rho^{-1/4} C_l^{-3/4}$	0.210	0.285	0.479

选取汶川地震中卧龙强震台站所记录到的东西向地震波作为输入波形(代号WL)，如图2所示。试验采用单向输入激励，台面输入的加速度峰值按0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g, 0.5g, 0.6g, 0.7g, 0.8g, 0.9g, 1.0g的量级逐级递增，直至模型发生破坏为止。在试验过程中，穿插时间长度不小于30 s 的高斯平稳白噪声(代号WN)激励的微振试验(加速度峰值约0.04g)，观察模型动力特性的变化情况。

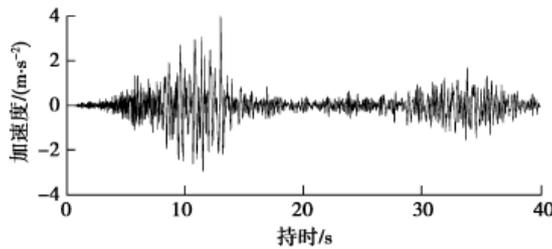


图2 汶川波波形

2.2 抗震性能水准的定义与划分

图3反映了在0.4g的地震作用下，墙顶的动位移计(D1)监测到的挡墙位移随时间的变化规律。可以看出，位移在 $t=13 \text{ s}$ 时发生了较大的突变，与汶川波主波的峰值加速度时刻相对应，突变后，相对位移继续增大，但增加的幅度放缓，直至 $t=33 \text{ s}$ 时相对位移才出现了陡增，此时输入的地震波正好达到次波正峰值。

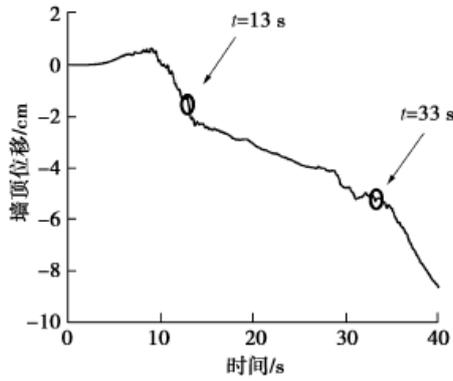


图3 挡墙墙顶的位移变化

图4显示了不同的场地条件下挡墙位移指数变化规律，可以看出：相同的地震动强度下，土质场地挡墙位移指数明显大于岩石场地挡墙位移指数，场地条件对位移指数的影响程度随地震动峰值（PGA）的增加而增大。当地震峰值加速度小于0.4g时，场地条件对墙体位移指数的影响不显著，这说明在地震烈度为IX度及以下的区域进行挡墙抗震设计时，场地条件对墙体位移的影响很小，可以忽略。当地震峰值加速度大于0.4g时，土质场地挡墙位移指数与岩石场地挡墙相比显著增大，墙体位移指数受场地条件的影响显著，因而在IX度区以上进行挡墙抗震设计时，应重视场地条件对墙体位移的影响，软硬程度不同的场地土应分别考虑。

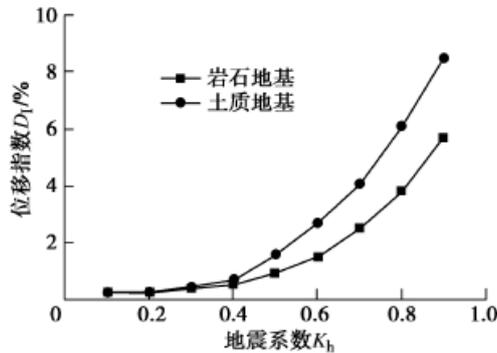


图4 位移指数随地震系数变化

根据韩鹏飞的振动台试验研究结果表明，当重力式挡墙的位移指数7.5%时，墙体出现显著的倾斜变形，墙后填料大面积沉降，如图5所示。

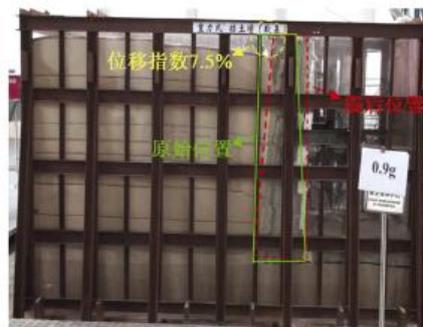


图5 挡墙震后变形图(韩鹏飞)

3 基于IDA 的重力式挡墙易损性分析

增量动力分析法（IDA）是一种基于非线性动力时程响应的地震易损性分析方法，可以全面深入地分析结构在不同强度地震作用下的动力响应特性。分析步骤如下：

①选择地震动记录，确定地震动强度参数（intensity measure, IM, 如峰值加速度PGA或相应于结构基本周期的谱加速度 S_a ）；

②通过调整地震动参数（如峰值加速度PGA，峰值速度PGV等），将原始的地震记录转化为一组不同强度的地震动；

③选取描述结构响应的性能参数DM（如最大位移）；

④输入不同强度的地震动，分别对结构进行非线性动力时程分析，得到一系列（IM, DM）坐标点，绘制IDA曲线；

⑤通过对IDA曲线的趋势、离散状态进行统计分析，可以了解结构在地震动强度逐渐增强的情况下性能灾变失效的全过程。

3.1 计算模型的建立与地震记录的选取

本文利用FLAC3D建立了重力式挡墙的三维非线性动力分析模型，计算模型由挡墙、墙后接触面、回填土和基岩等4部分组成。挡墙墙高为8m，计算范围长40m，厚度（沿挡墙走向）取10m，基岩取4m厚，4m以上为挡墙及填土。为了提高计算精度，网格划分时，挡墙和离墙体较近的部分网格边长取为0.5m，外围部分取1m。为了更好地模拟挡墙与墙后填土的相互动力作用，在挡墙与填土以及挡墙与基岩之间分别设置了接触面，计算模型如图6所示。

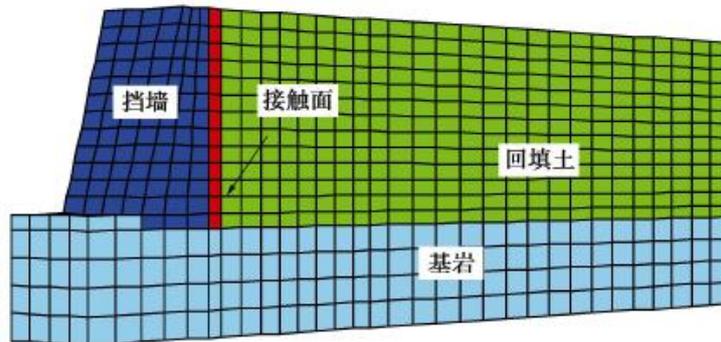


图6 数值计算模型

3.2 地震记录的选取

地震动的选取是结构进行易损性分析的关键，由于受震中距、地震波传播路径和场地条件的影响，实际记录地震动的PGA、卓越周期和持时高度离散，相应的结构地震响应也存在较大差异。在增量动力分析方法中，由于强度峰值在分析中可以进行调整，因此选择地震波时主要考虑频谱特性、持续时间和地震波数量。根据Vamvatsiko等的建议，10~20条地震波即能满足增量动力分析的精度要求。因此，以混凝土抗震设计规范规定的地震动设计反应谱为目标谱，从PEER中选取20条地震动记录，本文所选取的地震动震中距均大于30km，排除了近场地地震记录中高能脉冲对结构响应的影响。如表4所示。

对选取的20条地震波均按PGA进行等值调幅，调幅级差为0.2g，调幅后的PGA分别为0.2g, 0.4g, 0.6g, 0.8g, 1.0g, 1.2g。根据震害调查的结果，发现挡墙的震害主要是因水平地震作用所致，故在计算时只将地震波沿水平向单向输入，不考虑竖向地震的作用。

表2 地震动记录

序号	地震记录	地震名称	记录台站	PGA/g
1	NGA#15	Kern County	Taft Lincoln School	0.159
2	NGA#175	Imperial Valley-06	Delta	0.237
3	NGA#176	Imperial Valley-06	EL Centro Array #12 Hills-Mulhol EL Centro	0.145
4	NGA#266	Imperial Valley-06	Array #12Country-W LC	0.229
5	NGA#326	Northridge	Camarillo	0.198
6	NGA#522	Hector Mine	Hector	0.231
7	NGA#582	Hector Mine	Mecca-CVWD Yard	0.236
8	NGA#729	Chi-Chi, Taiwan	CHY041	0.149
9	NGA#737	Chi-Chi, Taiwan	CHY031	0.158
10	NGA#778	Chi-Chi, Taiwan	CHY028	0.143
11	NGA#884	Chi-Chi, Taiwan	CHY080	0.968
12	NGA#985	Manjil-Iran	Rudsar	0.167
13	NGA#978	Imperial Valley	EI Centro Array #11	0.367
14	NGA#1000	Chalfont Valley	54171 LADWP	0.143
15	NGA#1116	Loma Prieta	Capotola	0.227
16	NGA#1637	Loma Prieta	Agnews State Hospital	0.225
17	NGA#1762	Bishop Rnd Val	1661 Mc Gee	0.128
18	NGA#1810	Kobe, Japan	Shin-Osaka	0.267
19	NGA#1823	Victoria-Mexico	Chihuahua	0.387
20	NGA#3265	N. Palm Springs	Indio	0.365

4 结论

(1) 基于对挡墙震害资料的分析, 将挡墙的抗震性能水准划分为完好、基本完好、损伤、严重损坏和毁坏等五个等级。选取位移指数(震后挡墙顶部最大位移与墙高的比值)作为抗震性能参数, 并根据振动台模型试验和对震害资料的分析评估确立了重力式挡墙的抗震性能量化指标。

(2) 试验表明, 当地震动加速度小于0.4g时, 场地条件对墙体位移指数的影响不显著; 当地震动加速度大于0.4g时, 土质场地挡墙位移指数与岩石场地挡墙相比显著增大, 墙体位移指数受场地条件的影响显著, 因而在IX度区以上进行挡墙抗震设计时, 应重视场地条件对墙体位移的影响。

(3) 通过易损性曲线可以看出, 当PGA小于0.4g时, 挡墙基本保持完好或以轻微损伤破坏为主; 当PGA在0.6g以上时, 挡墙已完全损伤, 发生严重损坏的概率也较大; 当PGA在0.8g以上时, 会造成挡墙的严重损坏, 甚至整体倒塌, 需要采取一定的抗震加固措施。

4、岩石锚杆挡墙

福建湄洲湾输电线路岩石锚杆基础试验与分析

翁兰溪, 赵金飞

(福建省电力勘测设计院, 福州 福建 350003)

电网设计 2011年06月第3期

1 引言

福建500kV湄洲湾输电线路跨海段, #18塔位使用大跨越塔SZK100, 塔高128.5m, 基础上拔力达10705kN。#18塔位的跨越塔所处地质条件: 表层2.0m残积土, 2.0m以下为强风化花岗岩(砂土状), 呈褐黄色, 散体状构造, 中粗粒结构, 原岩结构较清晰, 矿物主要成分为长石、石英, 见图1。为充分利用岩土自身的强度和自稳能力, 该塔位基础拟采用斜柱岩石锚桩基础进行设计。

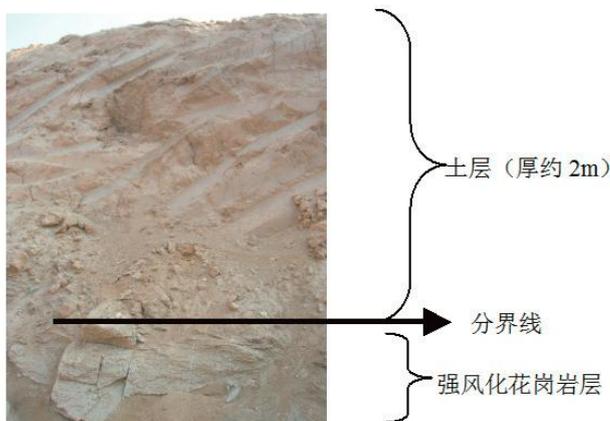


图1 试验场地位置



图2 试验场地位置

福建地区输电线路工程缺乏强风化地质条件下锚杆设计经验, 为了研究强风化地质条件下合理的地质参数取值, 在#18跨越塔基础现场附近对单锚和群锚基础进行试验, 试验场地位置见图2。

2 试验方案设计

#18跨越塔锚杆基础的锚桩孔数为66根, 锚桩间距为0.9m, 锚固深度为3.5m, 锚桩直径为150mm, 锚筋直径为36mm。为得到不同埋深岩石锚杆基础的承载特性, 单锚埋深分别取为3m、4m与5m。群锚基础取实际工程中的两根锚杆为研究单元, 并按每根锚杆所分担面积设计试验承台大小。所有混凝土均为C30级, 在承台中布置上下两层构造钢筋网片。所进行的岩石锚杆试验基础型式、数量与编号等见表1, 岩石地质物理参数取值拟按《架空送电线路基础设计技术规定 DL/T 5219-2005》1(以下简称《技术规定》)选用, 锚桩砼采用C30级。锚筋材质HRB400, 锚筋直径36mm, 开槽后有效面积约600mm², 锚孔直径100mm。

2.1 应变、位移采集

应变片布置: 本试验在锚筋中埋设应变片, 以测定锚筋在试验加载过程中应变的变化情况, 通过加载过程中应变片数据的变化来研究分析基础承载性质。基础应变片的布置根据试验锚杆的设计情况和试验研究目的确定, 详见图3。

试验中各水平与上拔位移通过位移传感器测得。针对岩石锚杆基础可能的破坏型式: 锚筋拉断破坏、锚筋从砂浆或细石混凝土中被拔出而破坏、锚杆沿着与

岩石的结合面被拔出而破坏、上拔荷载超过岩体的抗拔能力而破坏，本试验分别在锚杆混凝土顶部、锚筋附近与周围地表布置位移测点。

试验中各水平与上拔位移通过位移传感器测得。针对岩石锚杆基础可能的破坏型式：锚筋拉断破坏、锚筋从砂浆或细石混凝土中被拔出而破坏、锚杆沿着与岩石的结合面被拔出而破坏、上拔荷载超过岩体的抗拔能力而破坏，本试验分别在锚杆混凝土顶部、锚筋附近与周围地表布置位移测点。

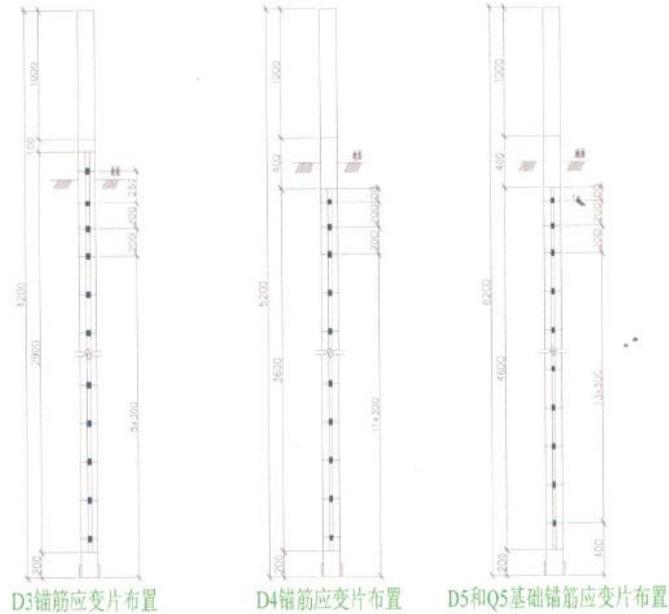


图3 锚筋应变片布置

2.2 加载装置

竖向加载装置和反力类型：竖向加载反力系统利用反力支座和反力梁系提供，其中反力梁为6根加固工字钢梁。竖向加载系统示意图与实景图见图4。反力梁支承点在岩石假想破裂面之外，以保证锚杆在可能出现的第四种破坏时抵抗力由全部的岩体破裂面剪切应力垂直分量提供。水平加载系统：本次试验水平荷载采用手拉葫芦，并通过滑轮组和钢丝绳组合施加，由拉力传感器显示荷载值，从而实现对施加荷载大小的显示与控制。水平加载系统示意图与实景图见图5。

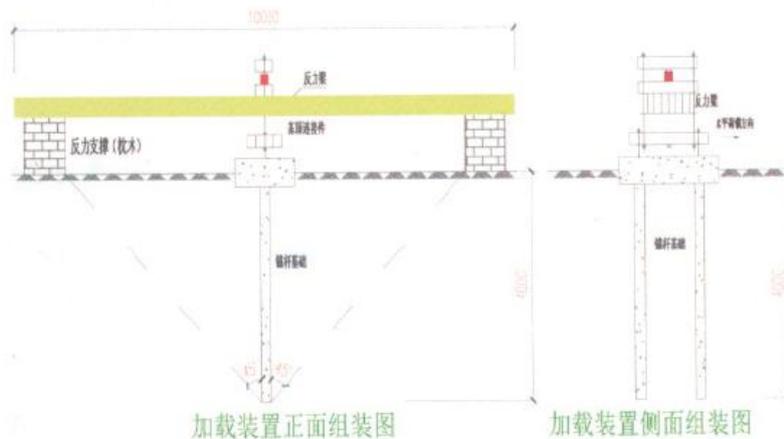


图4 竖向荷载加载系统图

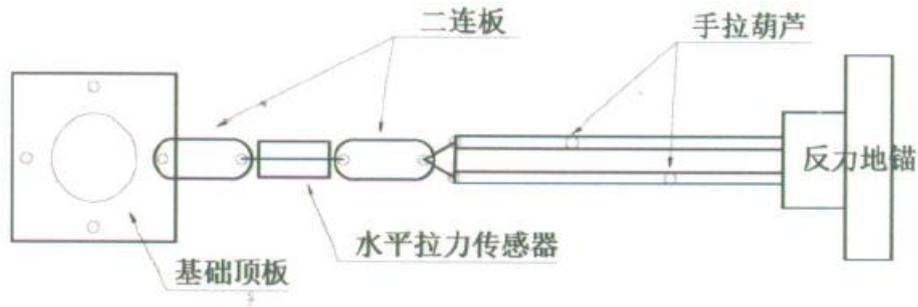


图5 水平荷载加载系统

2.3 试验加卸载方案

根据《架空送电线路基础设计技术规定》(DL/T 5219-2005)附录I关于送电线路基础上拔静载试验要点的规定,结合试验要求,试验采用维持荷载法进行试验。

3 试验结果与分析

3.1 破坏模式

根据现场试验情况,群锚基础均为单根锚筋拔断破坏,破坏型式明确,见图6。对于单锚基础,现场试验出现两种现象:锚杆混凝土表面出现较大上拔变形、锚筋拔断,见图7。

根据试验现象,可以确定没有发生锚筋从细石混凝土中被拔出破坏与岩体中出现倒锥型破裂面破坏。所以单锚基础存在两种可能的破坏型式:①锚杆整体拔出破坏;②锚筋拔断破坏。现场试验过程中为了明确其破坏型式,在锚杆混凝土表面出现较大上拔位移后继续加载,在继续加载过程中没有出现锚杆唯一持续发展的现象,而趋于稳定,并在继续加载过程中锚筋拔断。通过锚筋应力-深度曲线的分析,试验中锚杆与周围岩壁粘结结构未发生整体破坏,见下文3.3节。综合分析,单锚基础破坏型式为锚筋拔断破坏。试验基础破坏状态、极限荷载、破坏型式见表1。



图6 群锚单根锚筋拔断



图7 单锚锚筋拔断

3.2 荷载-位移曲线

现场试验结果显示:锚杆基础周围地表位移测点数据相对很小(一般不足1mm),且随着荷载的增大,无明显规律性变化,故可认为锚杆基础周围岩体在试

验过程中未发生变形；在锚杆混凝土表面所设位移测点测试结果良好，规律性明显，作为主要分析依据；在锚筋上设置的应变测点的测试结果受锚筋自身受拉变形影响较大，作为辅助分析依据。将锚杆混凝土表面的位移测点作为主要分析对象，得出荷载一位移曲线，见图8(仅列举部分曲线)。

表1 试验基础破坏、极限荷载与位移

基础类型	基础编号	埋深/m	加载型式	预估极限荷载/kN	极限状态		破坏状态		破坏型式
					荷载/kN	位移/mm	荷载/kN	位移/mm	
单锚基础	D3-A	3	竖向上拔	200	200	7.44	230	13.28	锚筋拔断
	D3-B	3	竖向上拔	200	200	6.52	230	13.31	锚筋拔断
	D4-A	4	竖向上拔	200	200	4.09	230	11.78	锚筋拔断
	D4-B	4	竖向上拔	200	200	2.83	230	8.01	锚筋拔断
	D5-B	5	竖向上拔	200	200	5.65	230	11.64	锚筋拔断
群锚基础	D5-C	5	竖向上拔	200	200	5.18	230	12.00	锚筋拔断
	Q5-A	5	竖向上拔	400	450	17.61	480	—	单根锚筋拔断
	Q5-B	5	竖向上拔+水平	400+60	430	3.47	450	5.91	单根锚筋拔断
	Q5-C	5	竖向上拔+水平	400+60	430	4.02	450	8.77	单根锚筋拔断
	Q5-D	5	竖向上拔+水平	400+60	430	4.94	450	—	单根锚筋拔断

注：由于Q5-A与Q5-D基础在锚筋拔断破坏时未能测得相应位移，故基础在破坏状态的位移未知。D5-A基础施工过程中数据线全部损坏，无试验结果。

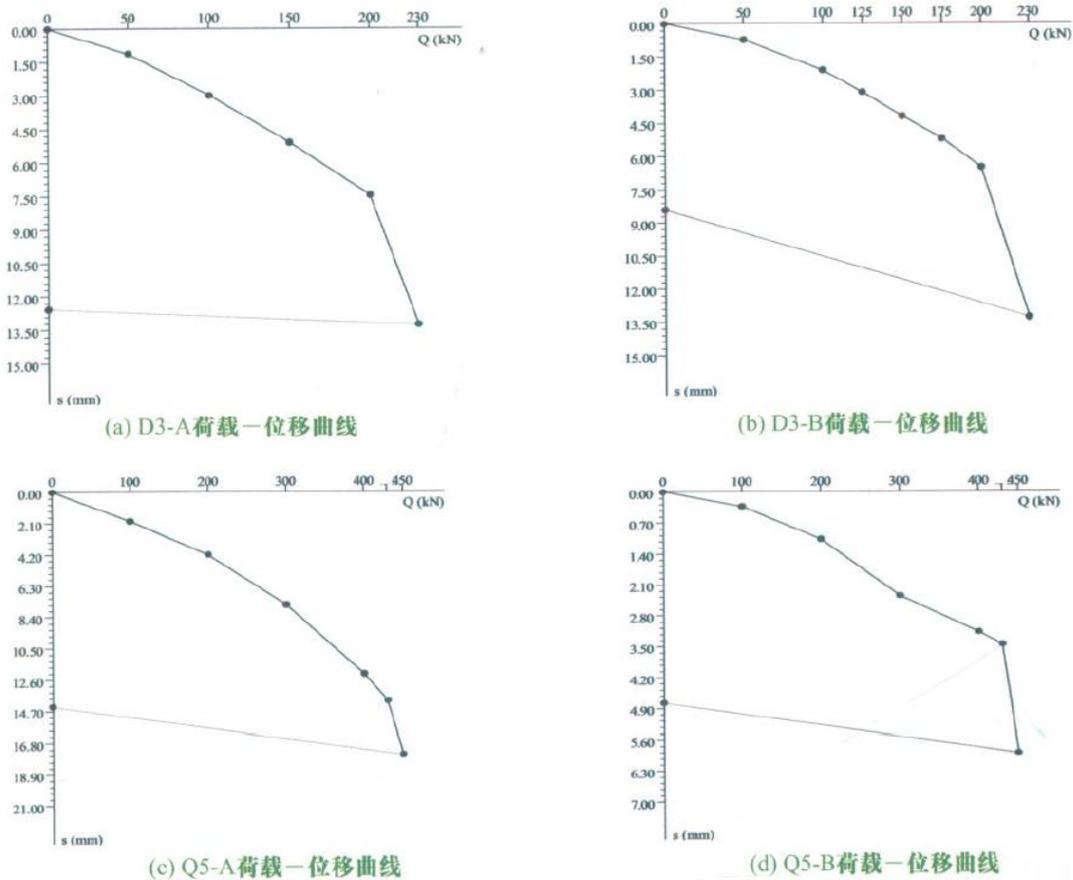


图8 荷载一位移S曲线

由图8说明，本次试验的岩石锚杆基础荷载一位移曲线均正常，容易判断极限荷载。单锚基础与Q5-B、Q5-C基础在小荷载作用下位移随荷载逐步增大，接近极限荷载时出现位移的突变性增大，Q5-A与Q5-D基础在破坏前荷载一位移曲线均较平缓。

3.3 锚杆应力—深度曲线

基础锚筋在加载过程中不同深度的应力见图9。图例中荷载值表示实际所施加竖向上拔荷载大小，“深度”表示应变测点的埋深(仅列举部分曲线)。

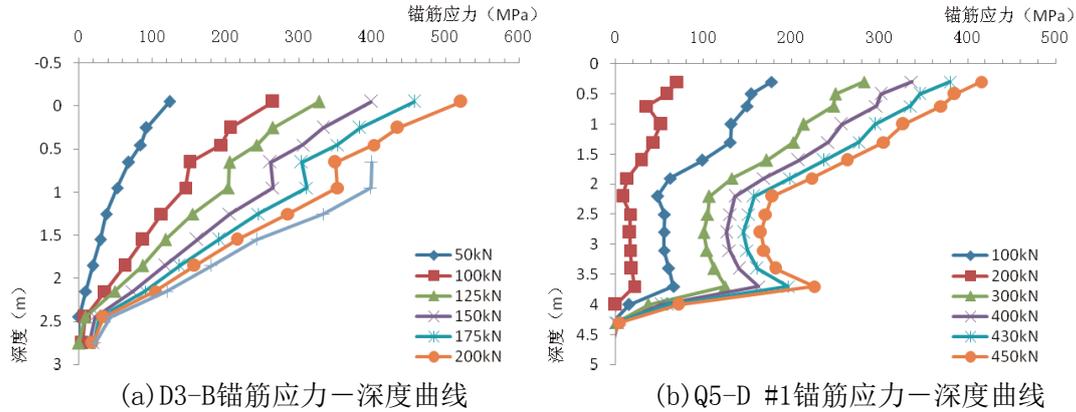


图9 锚筋应力—深度曲线

由不同锚筋的应力曲线可以得出以下规律：①随着荷载的增大，锚筋应力整体增大；②同一锚筋在加载过程中，应力随深度减小；单锚基础锚筋在埋深范围内受力，至锚固深度底部受力消减至接近零；群锚基础锚筋(埋深5m)在4m范围内有较大受力，至4m左右消减为零。③在荷载达到极限与破坏荷载状态时，锚筋应力的受力特性并没有发生锚杆整体拔出时会出现的锚筋应力消减的现象，由此也可以判断，试验中锚杆与周围岩壁粘结结构未发生整体破坏。

3.4 试验结果分析

3.4.1 锚筋与混凝土之间的粘结强度 τ_a 推导依据《技术规定》10.2.2条，在锚筋强度足够时，锚筋与细石混凝土的粘结承载力以及锚杆与岩石间的粘结承载力成为岩石锚杆基础的承载力主要控制因素。锚筋与细石混凝土的粘结承载力计算方法： $\gamma_f T_E \leq \pi d l_0 \tau_a$

按照《技术规定》10.3.3条确定有效锚固深度为 $l_0 = 45d = 45 \times 0.036 = 1.62$ (m) 故锚筋与细石混凝土的粘结承载力： $\gamma_f T_E \leq \pi d l_0 \tau_a = 3.14 \times 0.036 \times 1.62 \times 300 \approx 594$ kN

经计算得出，本次试验的锚筋与细石混凝土的粘结承载力为549kN，远远大于本次试验所得的极限承载力值，故锚筋与细石混凝土的粘结承载力不是本次试验极限承载力的控制因素。故工程设计中C30级细石混凝土 τ_a 可按《技术规定》10.2.2条取3000kPa。

3.4.2 锚固体与岩石之间的粘结强度 τ_b 推导

根据《技术规定》10.2.3条，锚杆与岩石间的粘结承载力计算方法： $\gamma_f T_E \leq \pi D h_0 \tau_b$ 由本次试验情况看来，未发生锚固体整体拔出破坏，即锚杆与岩石之间的粘结承载力满足抗拔要求。根据试验结果，单根锚杆与岩石间的粘结承载力可以认为约200kN，故： $\pi D h_0 \tau_b \geq 200$ kN； $3.14 \times 0.1 \times 1.62 \times \tau_b \geq 200$ kN； $\tau_b \geq 393$ kPa

计算表明，本次试验岩石锚杆基础在强风化地质条件下， τ_b 大于393kPa，位于《技术规定》表10.2.3 τ_b 推荐取值区间，故工程 τ_b 取值可以按照《技术规定》表10.2.3取400kPa。

4 结论

通过岩石锚杆基础试验研究，得出以下主要结论：

(1)在该场地地质条件与设计情况下，岩石锚杆基础破坏状态为锚筋拔断，锚筋与细石混凝土的粘结承载力、锚杆与岩石之间的粘结强度、不是本次试验极限承载力的控制因素。荷载—位移曲线正常，锚筋应力曲线规律性明显且正常。

(2)福建地区此类强风化地质条件下锚杆设计，地质参数取值可以参考《技术规定》的取值范围。通过计算反推锚筋与细石混凝土之间的粘结强度 τ_a 、锚杆与岩石之间的粘结强度 τ_b 、岩石等代极强剪切强度 τ_s ，以上参数均在《技术规定》强风化地质条件取值范围内，即该类强风化地质条件下，参数取值可以按照《技术规定》。

(3)本试验单纯从现象判断单锚基础的破坏型式有困难，可以通过锚筋应力—深度曲线、现场试验分析综合其他数据来判断。

华北地区输电线路岩石锚杆基础试验研究

费香泽¹, 程永锋¹, 苏秀成², 秦庆芝³

(1. 国网北京电力建设研究院, 北京市, 100055; 2. 北京送变电公司, 北京市, 102401;

3. 华北电力设计院工程有限公司, 北京市, 100011)

电力建设 2007年1月第28卷第1期

1 引言

我国华北地区的高压输电线路经常要穿越广泛分布的山区, 常规的基础型式不能充分利用原状土地基良好的承载特性, 土石方量大, 施工难度大, 不符合保护环境的原则, 而采用岩石锚杆基础就可以发挥原状岩体的力学性能, 具有良好的抗拔性能, 并且大大降低基础材料的消耗, 对于运输困难的山区具有明显的经济效益。

2 试验设计与方案

2.1 试验设计

根据华北地区岩石分布的基本情况, 选取华北地区最常见的花岗岩、片麻岩和灰岩3种岩石, 对强风化和中风化2种风化状态下的岩石锚杆基础分别进行试验见表1。

表1 各基础的试验工况表

试验点号	岩石性质	锚杆长度 /mm	锚杆直径 /mm	锚孔直径 /mm	锚孔间距 /mm
1	强风化片麻岩	2 730	52	110	280
2	强风化灰岩	2 730	52	110	280
3	强风化花岗岩	3 700	60	120	320
4	强风化片麻岩	3 700	60	120	320
5	中风化花岗岩	3 660	72	150	400

表2 锚杆与岩石的粘结强度和等代极限剪切力

试验点号	1		2		3		4		5	
	单锚	直锚	单锚	直锚	单锚	直锚	单锚	直锚	单锚	直锚
上拔极限荷载 /kN	300	400	350	>1 000	720	>1 500	750	1 100	600	>2 200
锚杆与岩石间的粘结强度 τ_b /kPa	308	/	370	/	516	/	538	/	$\tau_a \sim 1.053^*$	/
岩石等代极限剪切强度 τ_a /kPa	/	12	/	>31	/	>27	/	20	/	>39

*: 该单锚破坏形态为锚杆从混凝土中拔出, 计算值为锚杆与混凝土粘结强度。

2.2 试验方案

试验加载方案选用快速多循环维持荷载法, 初始荷载取0.1R(R为试验荷载), 每级加载增量取0.1R, 直至100%, 卸载时测量残余变形0.30min后开始下一次循环加载, 以后每次循环的试验荷载递增20%, 直至锚杆基础破坏。试验终止条件可以按照下述任意1种情况确定: ①某级荷载维持不住或变形不止、荷载加不上时; ②支座在某级荷载作用下, 变形量超过25mm时; ③当位移量超过试验基础规定的极限位移量时。

3 试验结果分析

3.1 试验结果

根据以上试验结果得到各基础极限抗拔承载力和相关粘结强度, 见表2。

3.2 破坏形态

根据各试验点的情况, 岩石锚杆基础破坏主要过程可以分为3个阶段:

(1) 荷载较小时, 锚杆、混凝土与岩石地基共同承担上拔荷载, 上拔位移量很

小,地面没有明显变形;

(2)随着荷载加大,靠近地表的上部承台周围与砂浆、岩石结合强度较弱的部位产生环形裂缝,岩体表面出现细小的裂纹,基础上拔位移量增大;

(3)当荷载增大到一定程度时,上拔荷载沿锚杆向深部岩石地基传递,锚杆基础变形迅速增大,产生以基础为中心放射状裂缝,并向四周逐步发散,裂缝扩展的范围和宽度随着荷载的增加而增大,最终基础沿环形裂缝与岩石一同拔出(图1、图2分别为4号、5号试验点情况)。

3.3 粘结应力

在锚杆中预先粘贴了应变片,通过计算各级荷载下锚杆内力的变化,研究锚杆与岩石的粘结力的增长过程(见表3)。

从以上结果可以看出,在上拔荷载较小的前期,基础抗拔主要依靠上部的岩层提供的粘结力,底部的粘结力很小;随着荷载的增大,各层粘结力都有所增长,但程度不同,仍然是上部粘结力增长幅度最大。当上部粘结力达到极限值后,上部已经产生较大的变形了,粘结力开始减小,荷载开始向深层传递,中部和底部的粘结力开始迅速增长;锚杆基础破坏时,上部的粘结力由于岩层变得松散已经降低很多,粘结力最大值出现在锚杆中部的某个部位,此时锚杆底部的粘结力较加载初期也有较大增长。

3.4 影响因素

从上面可以看出影响锚杆基础承载力的因素较多,主要包括以下几个方面:

3.4.1 混凝土养护期

实验中混凝土养护期在28 d 以上的锚杆基础的拔抗极限荷载均达到或超过了设计荷载的要求,直锚式基础的拔抗极限荷载达到了设计荷载的2倍左右。而混凝土养护期只有14 d 的3个基础的抗拔极限荷载只有设计荷载的80%左右,说明在强风化岩石中,锚杆基础的承载力与养护期有非常重要的影响。

表3 3号试验点单锚基础与岩石的粘结强

荷载 /kN	粘结强度 τ_b /kPa				各级平均值
	锚杆深度 /m				
	0.6	1.2	1.8	2.4	
100	302	144	37	7	122
150	408	126	107	21	165
200	551	170	122	38	220
250	566	408	126	69	292
300	528	336	312	181	339
350	439	566	310	263	395

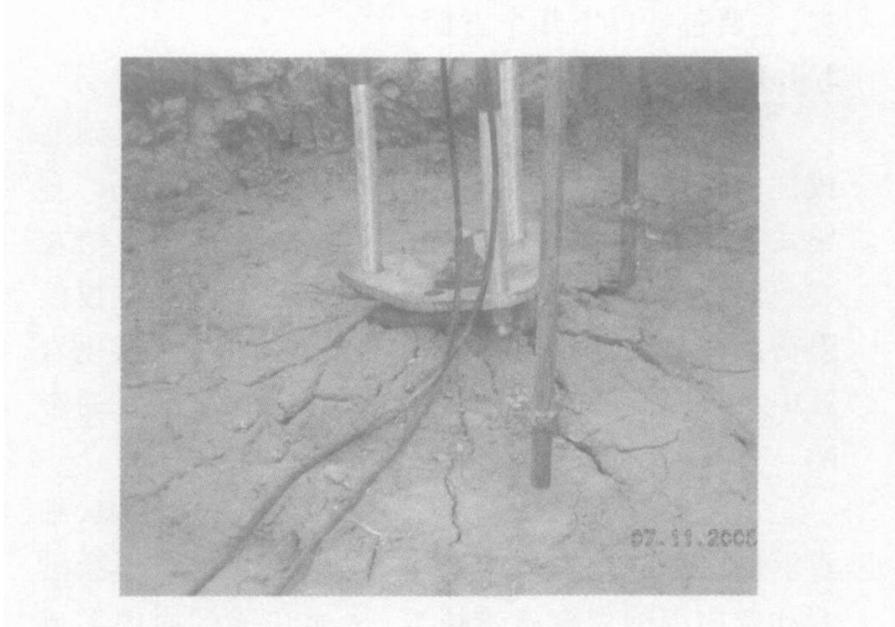


图1 4号试验点单锚基础破坏形态



图2 5号试验点单锚基础破坏形态

这是由于在强风化岩石中存在较多的裂隙, 细石混凝土在浇筑过程中, 砂浆在一定的压力下会沿着孔壁周围的裂隙渗透填充, 从而在锚杆周围形成一个砂浆与强风化岩石的结合体, 这部分的填充体使锚杆与周围岩石的粘结面大大增加, 它在达到一定的养护期形成较高的强度后, 可以整体提高锚杆与岩石的粘结强度, 使抗拔极限荷载大大提高。如果养护期不足, 地基与基础间形成不了坚固的结合体, 随着上拔荷载的增大, 无法带动周围的岩石共同抵抗, 基础就将沿着最薄弱的锚杆与岩石结合面处破坏。

3.4.2 锚杆直径与锚固深度

根据技术规定中对锚固深度要求, 直锚式基础在强风化基岩中的锚固深度应不小于 $45d$ (d 为锚杆直径), 1号与4号两点的基础均满足此要求, 1号锚杆直径52mm, 深2700mm, 4号锚杆直径60mm, 深3700mm, 4号比1号直径和深度分别增加了15%和37%, 而各自单锚基础与直锚基础的极限抗拔承载力分别为300kN、400kN与

750kN、1100kN, 4号比1号增加了150%和175%。从试验结果可以看出, 即使考虑两者混凝土养护期的差异, 锚杆直径与锚固深度对承载力的影响依然是十分明显的。但是锚固深度与承载力之间并不是简单的线性关系, 当锚固深度在一定范围内时, 增加锚固深度可以明显增加抗拔极限承载力; 超出此深度范围后, 当受到一定外力时, 基础会因产生不适合工程使用的较大变形而破坏, 增加锚固深度并不能提高极限抗拔承载力。

3.4.3 锚杆基础孔距

从试验结果可以看出, 同一个试验点处的单锚基础与直锚基础的极限上拔承载力相差不大, 如实验点4, 单锚基础的极限上拔承载力是750kN, 而直锚基础的孔径 D 是120mm, 孔距是320mm, 约为 $3D$, 其极限上拔承载力只有1100kN, 说明直锚基础的群桩效应没有充分发挥出来。根据技术规定中对承台式岩石基础群锚杆间距的规定: 硬质未风化和微风化的岩石中, 不宜小于 $4D$; 软质微风化的岩石及中等风化的岩石中, 不宜小于 $6D$ 。说明岩石风化程度越严重, 锚杆的间距应越大, 以充分保证各单根锚杆有良好的边界约束, 提高群锚杆的群桩效应。所以, 如果适当提高直锚式基础的孔距, 并据此调整上部塔座板间距, 可能会对锚杆基础的群桩效应发挥有利, 从而提高其极限抗拔承载力。

4 结论

(1) 在强风化岩石的地质条件下, 锚杆基础的破坏形态以基础周围产生放射状裂缝和过大的变形为主, 可分为3个阶段, 锚杆基础的抗拔主要依靠上部及中部岩层的粘结力。

(2) 锚杆基础内力和与岩石粘结力的计算表明, 锚杆基础的抗拔承载力与锚杆深度并不是线性增长关系, 而是存在一个最优的范围, 超出范围后增加锚杆深度对于提高锚杆基础承载力的效果并不明显。

(3) 保证混凝土有足够的养护期, 使锚杆基础与岩石地基中间的填充体形成较高的强度后, 可以大大提高基础的抗拔承载力。

(4) 强风化岩石地基中的锚杆基础, 可适当增大锚杆孔距, 以充分保证各单根锚杆有良好的边界约束, 提高群锚杆的群桩效应, 从而提高锚杆极限抗拔承载力。

垂直预应力锚杆式挡土墙试验研究

黄 翀 (湖南文理学院 湖南常德 415000)

四川建筑科学研究

2010年8月第36卷第4期

1 引言

垂直预应力锚杆式挡土墙结构是针对水泥土搅拌桩挡土墙的缺点而发展产生的一种新型有效的基坑支护结构。其结构是采用宽度较小的挡土墙作为直接的挡土结构,在挡土墙靠基坑外侧偏心垂直设置锚杆,对锚杆施加预应力,使水泥土重力坝承受向下的集中力。工程实践表明:垂直预应力锚杆式挡土墙具有良好的控制结构变形的能力,且工程造价较低。该技术是从工程实践中发展而来,还缺少工作机理的研究,从而影响其技术的推广使用。本文在工程试验的基础上,考虑锚杆对挡土墙结构的有利作用,采用有限元方法对其工作机理进行分析研究,为提出实用设计方法提供依据。

2 试验研究

工程试验的目的是了解锚杆预应力的分布和变化规律。工程占地面积约50000m²,基坑挖深6.0m,采用预应力锚杆式挡土墙围护。双头水泥搅拌桩,墙厚2.7m,桩长12m;锚杆锚固段9m,自由段9m,按间距1.5m偏心设置,预应力200kN。挡土墙上布设两组监测点,应力观测选用GLL型钢弦式应力计。监测点按不同深度4m,10m,15m,在锚杆上安装应力测试传感器。编号为GL1-1~GL1-3, GL2-1~GL2-3布设详见图1。监测结果如图2,3所示。试验表明:(1)基坑开挖前,锚杆应力与预应力值相差较大。由于不能保证完全的“自由段锚杆”,应力分布顶部大,越往下越小。(2)基坑的分段分层开挖,使锚杆应力呈现先增大后回落趋于平稳而后又增大的变化。(3)基坑开挖结束后,自由段锚杆应力值增加至所施加预应力的35%~40%。

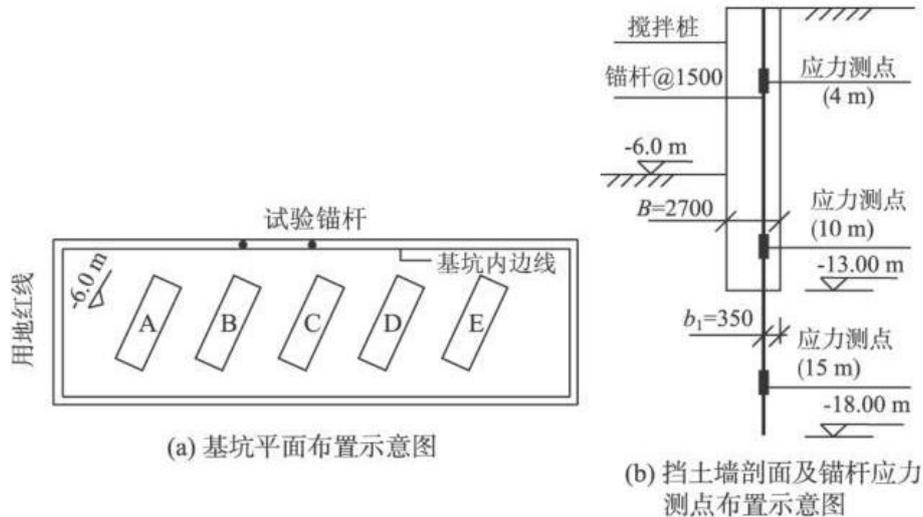


图1 工程试验示意

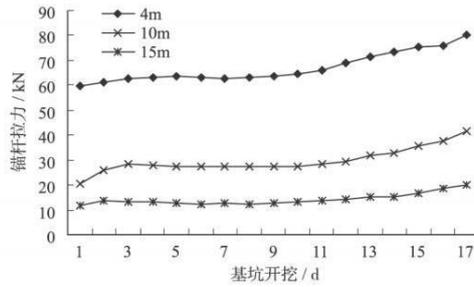


图2 GL1-1~GL1-3的测试数据

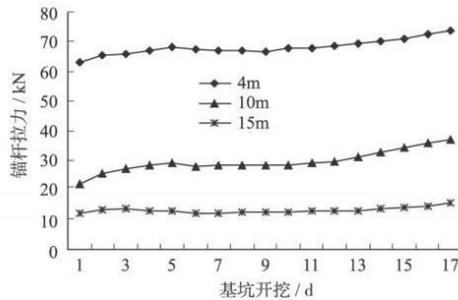


图3 GL2-1~GL2-3的测试数据

自由段锚杆一般都是用塑料膜包裹或PVC管套缠来形成“自由段”的。锚杆应力偏小主要有几方面的原因：（1）预应力损失；（2）不能保证锚杆有真正的“自由段”导致预应力不能完全沿锚杆向下传递；（3）施工结束后，张拉的松弛，包括钢筋的松弛、结构物的变形、地基变形等。由于锚杆应力值偏小，所以在考虑锚杆应力时，需对预应力值进行折减，为了简化计算折减系数，可统一取自由段处折减系数为0.3~0.4。

3 挡土墙结构变形分析

本文采用弹性地基梁杆系有限元法对垂直预应力锚杆式挡土墙进行分析。由于挡土墙宽度较大，弹性地基梁变形需考虑剪切变形影响。在本文的模型中，坑内被动土压力为Winkler离散土弹簧模型，弹簧刚度采用M法。

为了反映挡土墙顶板圈梁对挡土墙的约束作用，其作用用一圈梁弹簧表示锚杆对挡土墙底部侧向约束作用用锚杆抗侧移弹簧表示，用锚杆抗弯弹簧来反映锚杆内力变化对挡土墙的约束作用，从而得到锚杆式挡土墙的有限元计算模型如图4所示。

3.1 有限元模型的建立

模型与传统模型的区别在于增加了圈梁弹簧、锚杆抗侧移弹簧和锚杆抗弯弹簧。

3.1.1 圈梁弹簧刚度计算

常规的挡土结构设计方法中一般不考虑圈梁的作用，但实测结果表明，基坑边长的长短对垂直预应力锚杆式挡土墙的变形和位移起着非常重要的影响。圈梁对挡土墙的侧向水平约束刚度取决于圈梁在单位荷载下的侧向变形曲线，即：

$$K_q(x) = 1/v(x) \tag{1}$$

式中， $K_q(x)$ —— $x=x_i$ 处圈梁的侧向约束弹簧刚度；

$v(x)$ ——单位荷载下 $x=x_i$ 处圈梁的侧向水平位移。

由于圈梁两端无强有力的约束，为简化分析，简化为简支梁结构。在均布单位荷载下，其挠曲线方程为：

$$v(x) = x(L^3 - 2Lx^2 + x^3) / 24EI \quad (2)$$

则圈梁弹簧刚度为:

$$K_q(x) = 24EI / x(L^3 - 2Lx^2 + x^3) \quad (3)$$

3.1.2 锚杆抗侧移弹簧刚度计算

监测表明,锚杆的设置,使挡土墙很难发生侧移。为简化分析,假设锚杆的侧向约束与弯曲约束相互独立。单独考虑锚杆的侧向约束时,此处的锚杆部分只承担水平力而不承担弯矩。这时,搅拌桩以下锚杆可简化为一端自由的无限长桩。利用弹性地基梁的挠曲微分方程来求解当有单位大小的水平力作用在桩顶的位移,即锚杆抗侧移弹簧刚度。

3.1.3 锚杆抗弯弹簧刚度计算

结构具有偏心锚杆,它的设置,使挡土墙较难发生转动。下面,推导其抗弯弹簧刚度 K_w 。假设挡土墙在发生偏移时是围绕挡土墙前趾A点发生转动的。假设地基发生微小转角 θ ,锚杆在垂直方向受拉产生拉力增量,将对墙底产生弯矩M,其值为:

$$M = K_w(b - b_1)^2 t \tan\theta \quad (4)$$

当 θ 很小时, $\tan\theta = \theta$, 则有:

$$K_w = M/\theta \approx EA(b - b_1)^2 / L \quad (5)$$

式中, E——锚杆的弹性模量;

A——锚杆横截面积;

L——锚杆自由段长度;

b_1 ——锚杆至基坑外侧边的距离。

3.2 有限元基本方程的建立和求解

得到引进弹簧刚度的单元刚度矩阵后,可形成结构整体刚度矩阵。建立等效结点荷载后,需引入直接作用结点荷载。模型的直接作用结点荷载包括:(1)墙底摩擦力;(2)墙顶弯矩。

3.2.1 墙底摩擦力计算

墙底摩擦力简单考虑,按下式计算:

$$F = (W + k_0T) \tan\theta + C_0B \quad (6)$$

式中, k_0 ——预应力折减系数,由试验确定,本文中取0.35;

W——墙体自重;

T——锚杆预应力;

C_0 ——土体抗剪强度;

θ ——内摩擦角;

B——墙体宽度。

3.2.2 墙顶弯矩计算

不考虑结构的轴向变形,由于预应力的偏心设置而产生附加弯矩M,即:

$$M = k_0T(B/2 - b_1) \quad (7)$$

由结构整体刚度矩阵和结点荷载矩阵建立有限元的基本方程,求得结点位移。

4 算例分析

采用本文方法对一工程实例进行位移计算。计算参数:基坑深度 $H=6.0\text{m}$

挡土墙宽度 $B=2.7\text{m}$,桩长 12m ,锚杆长 18m ,间距 1.5m , $b_1=0.35\text{m}$,孔直径 300mm ,锚杆直径 40mm ,锚杆体直径 300mm ,预应力 250kN 。地质条件: $M=4000\text{kN/m}^4$, $c=16.8\text{kPa}$, $\theta=17^\circ$, $\gamma=18.2\text{kN/m}^3$ 。计算结果如图5所示。监测

结果显示：挡土墙最大水平位移52.5mm本模型计算出的结果为58.2mm，可以看出，模型的计算结果与实际情况比较接近。

调整预应力大小，可得到施加预应力大小效果的比较，如图6所示。由图可知，预应力使墙顶位移有较大幅度的降低，其作用对挡土墙悬臂段的效果更加明显，且随着预应力增加，降低幅度越大，但当预应力增加到一定数值后，其作用不是非常明显。

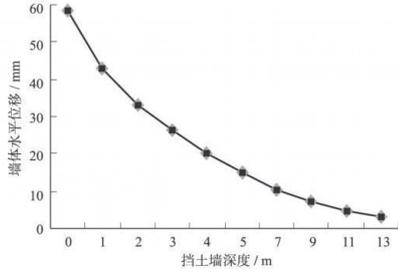


图5 挡土墙水平位移曲线

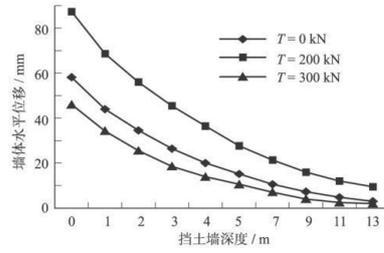


图6 预应力与墙体水平位移的关系

5 结论

由以上分析 可以得到以下结论：

(1) 采用有限元方法和本文方法计算的结果比较相近，充分验证了本文方法的可靠性。

(2) 由锚杆试验表明，锚杆的预应力大小需要进行折减，折减系数要通过大量试验确定，本文在试验基础上，取折减系数为0.35。

第二篇 软弱地基

1、预压地基

振冲碎石桩联合堆载预压地基处理工艺在复杂地层中的应用

于健¹, 刘丹忠², 林治佳³, 周广鑫³, 武卫军⁴

(1. 中交天津港湾工程研究院有限公司, 港口岩土工程技术交通行业重点实验室, 天津市港口岩土工程技术重点实验室, 天津300222; 2. 长江武汉航道工程局, 湖北武汉430014; 3. 大连空港建设发展有限公司, 辽宁大连116033; 4. 山西机械化建设集团有限公司, 山西太原030012)

中国港湾建设 2022年1月第42卷第1期

1 引言

随着国民经济的快速发展, 城市建设和工业发展用地日益紧张, 越来越多的软弱、复杂的场地用于工程建设, 例如天津和连云港地区大面积的高含水率、高孔隙比的吹填软土地基用于工业建设, 西南地区的以九寨黄龙机场为代表的高填方地基用于机场建设, 远海的珊瑚礁、钙质砂地基以及一些膨胀土、湿陷性黄土等特殊岩土地基均开始用于建设场地。随之而来的, 是地基处理技术的飞速发展。因此目前地基处理技术仍为岩土工程界最为活跃的领域之一, 且呈现出从单一加固技术向复合加固技术发展的趋势。

振冲法最早用于处理松散砂土地基, 振冲器产生的荷载使得天然地基的物理学性质得到直接改善, 提高地基密实度的同时还可消除地基液化效应。后来用于黏性土地基, 振冲成孔置换为以碎石、砂砾等散粒材料为主组成的桩体, 形成桩体与原地基共同作用的复合地基。而黏性土中的碎石桩又可作为黏性土竖向排水通道, 在上部荷载的作用下, 黏性土会发生排水固结作用而发生沉降, 地基承载力也得到进一步的提高。因此具有复合地基和土体固结作用的碎石桩地基处理工艺应用的工程案例较多; 振冲法地基处理的机械设备及施工工艺也在不断改进创新。

2 工程概况

某海上人工岛工程离岸约4km, 由开山碎石料直接填筑而成, 形成上部为碎石料、下部为海相沉积淤泥的复杂地基。上层回填料以石灰岩为主, 粒径不均, 级配较差, 孔隙大, 较为松散; 下层为高含水率、高液限的海相沉积淤泥。

场地自上而下地层如下:

1) 碎石(Q4m) 1: 灰色, 松散一稍密状, 局部呈中密状, 为人工回填形成, 成分以灰岩为主, 呈棱角状, 粒径2-10cm, 少数大于10cm, 充填物为角砾和岩石碎屑, 局部偶见白云岩。厚度约为10m, 平均动探击数 $N_{63.5}=7.3$ 击, 工程地质性质较差。

2) 淤泥(Q4m): 灰色, 饱和, 流塑, 土质均匀, 切面光滑, 手捻有滑腻感, 偶见贝壳碎屑, 局部夹砂粒。平均标贯击数 $N < 1$ 击, 压缩系数 $a_{v0.1-0.2}=1.543$ MPa⁻¹, 属高压缩性土, 工程地质性质差。

3) 黏土(Q4mc): 灰黄色, 可塑, 土质均匀, 切面光滑, 含铁锰质浸染及灰白色斑块。该层分布连续, 受钻孔深度所限, 多数钻孔未揭穿; 平均标贯击数 $N=10.8$ 击, 压缩系数 $a_{v0.1-0.2}=0.440$ MPa⁻¹, 工程地质性质一般。

场地碎石层和淤泥层的工程地质性质较差, 为控制场地地基的后期沉降, 验证相应的施工工艺, 开展了振冲碎石桩联合堆载预压地基处理试验, 振冲施工过

程中振冲器产生的振动荷载使松散的碎石层变密实，同时在淤泥层中形成密实的碎石桩体而成为复合地基，之后对地基进行堆载预压使该层的桩间土进一步固结压缩，使土性得到改善。

试验区面积为40m×40m，碎石桩为正三角形布置，桩间距2.5m，桩径按1.2m考虑，桩长25m。采用的振冲器功率不小于130kW，碎石桩施工完成后对整个场地进行堆载预压，压载高度3.0 m，分2级加载，每级加载高度1.5m，二级加载间隔20d，满载后恒载预压3个月。

3 振冲碎石桩试桩效果检测

场地上层碎石层厚度约10m，需采用大功率振冲器振冲成孔，为验证设备的适用性，分别进行了150kW、180kW、200kW、260kW,4种型号振冲器的成孔工艺验证，结果表明4种振冲器均能够穿透碎石层，150kW和180kW振冲器的日工效为3根，200kW和260kW振冲器日工效为5根，150kW和180kW振冲器效率明显偏低，且试桩过程中故障率较高，因此后期施工时采用200kW、260kW,2种大功率的振冲器。不同型号的振冲器施工工艺参数见表1。

表1 振冲碎石桩施工工艺参数

振冲器设备 型号/kW	空载电流/ A	振密电流/ A	水压/MPa	留振时间/ s	加密段高 度/m
150	80	110	0.6~0.8	10	0.3~0.5
180	100	130	0.6~0.8	10	0.3~0.5
200	110	140	0.6~0.8	10	0.3~0.5
260	120	150	0.6~0.8	10	0.3~0.5

为验证碎石桩的桩身密实度及成桩半径是否能够满足要求，首先采用200kW振冲器进行了试桩，并在离桩心不同距离进行了重型动力触探试验或标准贯入试验，检测平面布置图见图1。

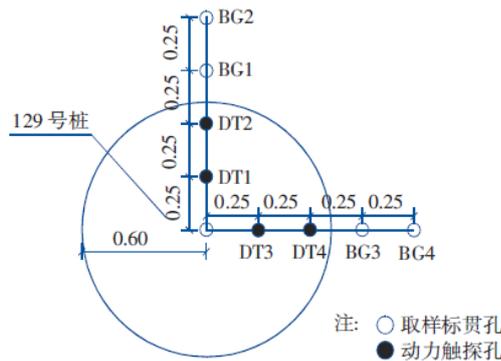


图1 单桩成桩效果检测平面布置图 (m)

在距离桩心0.25m和0.5m位置的重型动力触探试验结果表明：原人工填土层（碎石）平均重型动探击数为13.1-20.0击，为中密状态；原淤泥层经地基处理后的平均重型动探击数为6.9-12.5击，为稍密一中密状态；原黏土层经地基处理后平均重型动探击数为12.9-15.1击，为中密状态。在距离桩心0.75m和1.0m位置的标贯试验结果表明：淤泥层中BG1孔（距中心0.75m）12.7-17.5m之间和BG3孔（距中心0.75m）13.8-17.1m之间标贯击数相对较高，该位置含有回填碎石；其它深

度位置及BG2、BG4 孔标贯试验时出现自沉情况，属于流塑状态的软土，说明局部位置碎石桩半径达到0.75m。

在距离桩心0.75m和1.0m位置的标贯试验结果表明：淤泥层中BG1孔（距中心0.75 m）12.7-17.5m之间和BG3孔（距中心0.75m）13.8-17.1m之间标贯击数相对较高，该位置含有回填碎石；其它深度位置及BG2、BG4孔标贯试验时出现自沉情况，属于流塑状态的软土，说明局部位置碎石桩半径达到0.75m。

4 加固后场地检测

4.1 桩身成桩效果检测

在碎石桩位置进行重型动力触探试验检测桩身的密实程度（图2），碎石层的桩身重型动力触探平均击数为16.6-22.1击，桩身密实程度为中密—密实状态；淤泥层的桩身重型动力触探平均击数为11.0-19.3击，桩身密实程度为中密状态；黏土层的桩身重型动力触探平均击数为11.2-11.7击，桩身密实程度为中密状态。

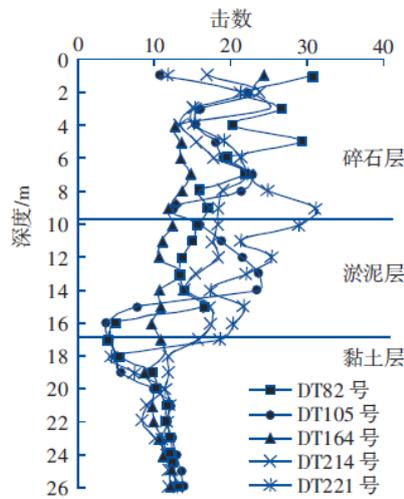


图2 桩身重型动探击数沿深度变化曲线图

浅层碎石层和淤泥层中碎石桩成桩效果较好，深部土层的成桩效果相对较差，说明碎石桩加固深度有限。

4.2 桩间土加固效果检测

上部的碎石层采用重型动力触探试验检测，平均重型动力触探击数在16.5-20.3击，为中密—密实状态；原软土层加固处理后标贯击数为3-6击，为软—中等状态；同时对原软土层进行取土并进行室内土工试验，与加固前相比桩间土的含水率、孔隙比、变形指标和土的强度等物理力学指标均有一定的改善。

加固前后桩间土主要物理力学指标统计如表2 所示。

表2 原软土层加固前后土性对比统计表

项目	天然状态土的物理性指标			液性指数	固结试验		固结快剪试验	
	含水率/%	湿密度/(g·cm ⁻³)	孔隙比		压缩系数/MPa ⁻¹	压缩模量/MPa	黏聚力/kPa	摩擦角/(°)
加固前	60.4	1.65	1.669	1.29	1.480	1.76	6.0	16.0
加固后	51.1	1.74	1.350	1.01	1.002	2.36	24.6	12.7
变化	-9.3	0.09	-0.319	-0.28	-0.478	0.60	18.6	-3.3

5 堆载预压沉降分析

开始加载时间为2019-12-14，2020-04-10卸载完成，加载期共计为118d，累计沉降量为103.4-142.1 mm，平均沉降量为123.0 mm。其中一级堆载高度1.5 m，加载起止时间为2019-12-14—15；二级堆载至3m高度，加载起止时间为2020-01-05—06；恒载至2020-04-08开始卸载，04-10卸载完成，满载预压时间93d。

堆载期间地表沉降—时间关系曲线图如图3所示。

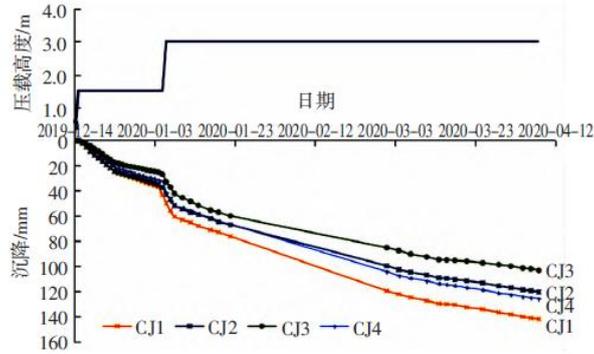


图3 堆载期间地表沉降—时间关系曲线图

软黏土地基中打设碎石桩，碎石桩可作为地基良好的排水通道，在上部预压荷载作用下软黏土地基将发生排水固结作用，根据实测沉降曲线，一般采用“经验双曲线法”、三点法和Asaoka法推算在该荷载作用下软黏土的最终沉降量，计算结果见表3。

表3 软黏土地基沉降量计算表 mm

项目	双曲线法	三点法	Asaoka法
施工期沉降	450.0	450.0	450.0
根据沉降曲线推测最终沉降量	243.6	153.7	159.9
累计最终沉降量	693.6	603.7	609.9
残余沉降量	120.6	30.7	36.9

可见，采用三点法和Asaoka法推算的残余沉降较为接近，双曲线法推算的残余沉降明显偏大，偏于保守，工程应用上可采用双曲线法和三点法的平均值，这里的残余沉降量为75.7mm。

6 结论

(1) 150kW以上的大功率振冲器均能够打穿上部约10m厚碎石层，考虑到工效及设备磨损采用200kW以上的振冲器应用效果更好。

(2) 通过单桩工艺验证表明距离桩中心0.50m以内的桩身基本达到中密以上状态，距桩心中心0.75m的淤泥层中局部存在碎石，距离桩中心1.00m位置未见碎石。可见采用200kW振冲器成桩半径在0.50-0.75m之间，局部超过0.75m。

(3) 处理后碎石层和淤泥层中碎石桩桩身基本达到中密以上状态，但深层的桩身处理效果一般，可推测振冲碎石桩的加固深度不宜太深。

(4) 振冲施工使得桩间碎石层也得到明显改善，由加固前的稍密状态变为中密—密实状态；在联合堆载预压作用下桩间淤泥层的含水率、孔隙比、压缩性有所降低，湿密度、压缩模量和抗剪强度指标得到了提高，原软土地基得到了明显改善。

真空预压地基出水量现场试验研究及分析

殷静¹, 刘曙光¹, 董志良²

(1. 同济大学土木工程学院, 上海 200092; 2. 中交四航工程研究院有限公司, 广州 510230)
地下空间与工程学报 2011 年 4 月第 7 卷第 2 期

1 引言

真空预压法自 W. Kjellman 教授提出以来, 在我国的软土地基加固工程中得到了广泛的应用, 并且效果良好。与此同时, 众多研究者也开展了大量有关真空预压加固软基的现场试验研究工作。然而由于获取加固区出水量的监测数据具有一定难度, 因此目前绝大多数现场试验仅对地表沉降、地下水位、孔隙水压力、分层沉降及深层水平位移等进行监测。实际上加固区内出水量与地下水位以及地表沉降之间存在密切关系, 由于缺少对出水量的现场观测及成果分析研究, 导致地下水位产生相悖的研究观点以及很多工程现象解释牵强, 难以令人信服。岑仰润、金小荣、周琦等曾分别进行了真空预压或真空联合堆载预压下加固区内的出水量观测, 但均未将出水量与地下水位、地表沉降之间的关系进行详细的比较分析。

本文通过在射流泵上安装流量计对加固区内的出水量进行了观测, 从软土的微观固结机理角度描述了真空预压期间土中不同类型水的运动规律, 合理解释了出水量的变化情况, 并且对加固区出水量及其与地下水位、地表沉降的变化关系进行了讨论分析, 对进一步明确真空预压加固机理有着重要意义。此外, 加固区的出水量测试成果能够为日后排水系统的优化设计工作提供可靠数据支撑。

2 现场试验概况

本次试验选取中山造船基地软基加固工程的真空预压 A5 区, 试验场地位于中山市火炬开发区马鞍岛东岸临海工业园内。场地原为蕉地及河涌, 地表广泛分布素填土, 厚度大。地层自上而下依次为: ①素填土, 褐灰色, 浅灰色, 由粉细砂夹粘性土组成, 欠压实, 干燥~稍湿, 松散, 层厚 0.7~2.6m; ②淤泥, 全场分布广泛, 厚度 9.60~21.90m, 呈深灰色, 灰黑色, 流塑状, 饱和, 土质较均匀, 含腐植质及少量贝壳碎屑, 局部呈淤泥质砂或淤泥质土出现; ③淤泥质粘土, 平均厚度为 9.65m; 呈深灰色, 灰黑色, 流塑状, 饱和, 土质较均匀。④粉质粘土, 呈土黄色, 灰白色, 局部呈紫红色, 土质较均匀, 由粘粒夹粉粒组成, 湿~很湿, 可塑状, 局部地段含较多中细砂, 呈粉土或含粘性土粗砂出现; 层厚 0.6~7.4m; ⑤中砂, 呈褐黄色, 灰白色, 砂粒成份为石英, 亚圆形, 级配较好, 多呈中密~密实状, 饱和, 含少量粘性土胶结, 局部含少量石英石及卵石。⑥粉质粘土, 呈土黄色, 灰白色, 局部呈灰褐色, 土质较均匀, 由粘粒夹粉粒组成, 湿~很湿, 可塑状, 局部地段含少量中细砂。其中②淤泥和③淤泥质土层, 中等富水, 弱透水; ⑤中砂, 强富水, 强透水; ④、⑥粉质粘土弱富水, 微~弱透水。勘察期间正逢雨季, 场地大面积积水, 从钻孔中测得地下稳定水位埋深为 0.55~1.20m。试验区内塑料排水板打设深度为 20~25m, 平面呈正方形布置, 间距 1.0m。共布置 26 台射流泵, 2008 年 11 月 25 日开始试抽真空, 2009 年 3 月 9 日停止抽真空。

3 测试成果及分析

本次试验选取加固区中心区域作为研究对象, 现场监测项目包括: 地表沉降、孔隙水压力、地下水位、分层沉降、深层水平位移以及加固区内出水量, 现场试验监测项目平面布置图如图 1 所示。本文重点讨论出水量测试成果与地下水位、地表沉降的关系, 故仅列出地表沉降与地下水位的监测成果。

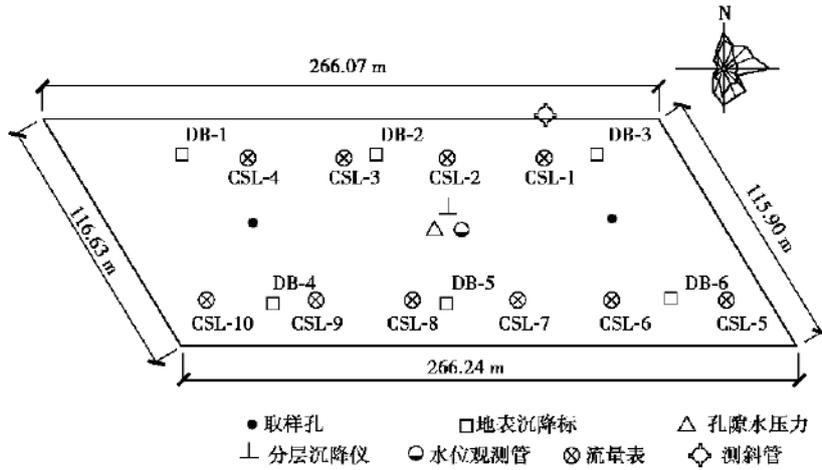


图1 现场试验监测平面布置图

3.1 地表沉降及地下水位测试成果

从图2(a)的地表沉降曲线可以看出整个加固区内的地表沉降规律完全一致。在刚开始抽真空一个星期左右,地表沉降速率迅速增大,地表累计沉降快速增长。进入真空预压恒载期后,沉降速率逐渐减小,而地表累计沉降缓慢增大,直至抽真空结束前才逐渐趋于稳定。场地内不同区域的最大沉降量差值为0.179 m,说明该区域地层分布的不均匀性。

图2(b)中一开始抽真空,地下水位便开始迅速下降。一周以后,地下水位的下降值已经接近8m左右。随着膜下真空度的稳定,地下水位下降值趋于稳定并略微增加直至抽真空结束。出现这一情况主要是因为该场地浅层土体的渗透系数较大,在真空压力的作用下,土体中的自由水可以快速排出,引起水位迅速下降。后期孔隙水排出量减少,地下水位变化不明显。

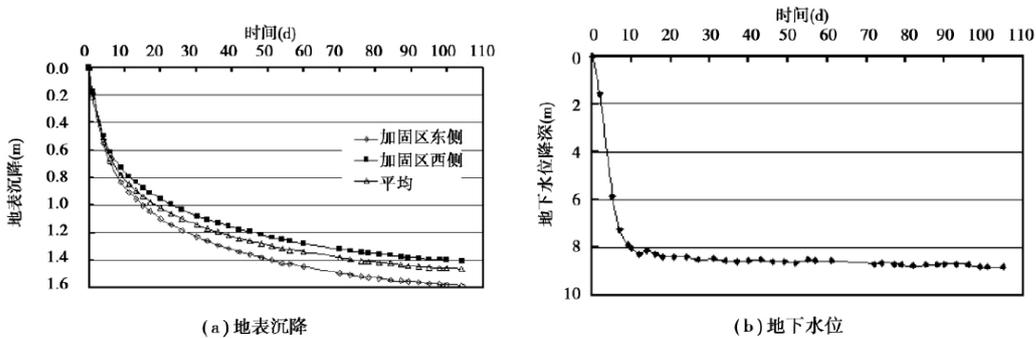


图2 地表沉降和地下水位观测成果

3.2 出水量测试成果

根据相邻真空预压加固区内的出水量观测情况推断,该场地南侧出水量较大,应加密监控。故场地南侧安装流量表6个,北侧4个,均匀分布,总计布置10个流量表监测整个场地真空预压期间的出水量情况。图3(a)、(b)、(c)分别给出了场地不同区域真空预压加固过程中的日平均出水量情况。从图中可以看出,真空预压期间单个流量表所测的出水量呈锯齿状起伏变化,表现为真空预压初期,日出水量最大,此后单日出水量不断减小,试验区中同一区域的相邻流量表所测的出水量变化规律相近。加固区东南侧的日平均出水量大于西南侧出水量。需要说明的是,3(a)中试验区北侧在加固后期出现了个别出水量峰值点,分析原因为仪

器清洗校正后的测试误差，可以剔除不计影响。3(c)图中10号流量计所安装的真空泵位于试验区的西侧边界处，而相邻的真空区在试验区开始抽真空时已经抽真空历时20多天，因此该区域的地下水早已被相邻试验区抽出，故观测数值同9号流量计相比甚小。

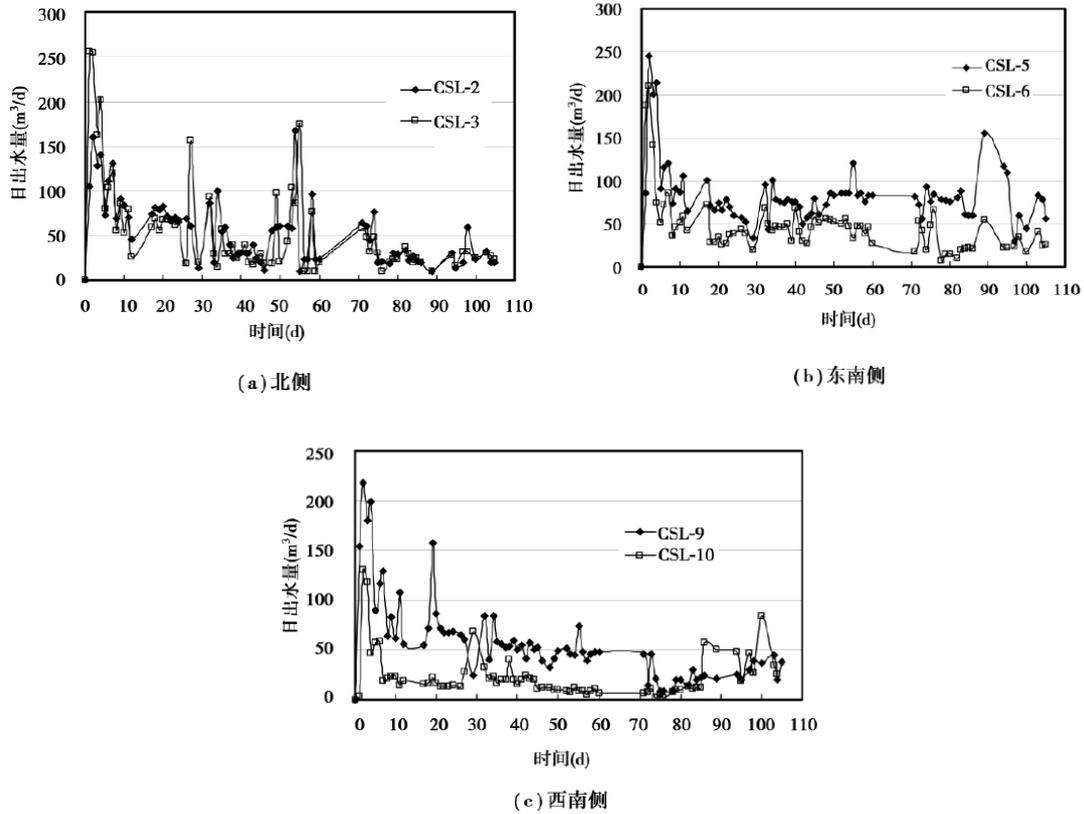


图3 场地不同区域的日平均出水量

为了消除单个流量计观测中出现的误差影响，将本次试验中所有流量计的单日观测值取平均值后再换算得到试验区的单日总出水量曲线，如图4所示。由图4可以反映出，整个真空预压加固过程中，加固区内的总出水量呈现出逐渐减少的波动型变化规律。初期总出水量迅速增大并出现峰值，后期日出货量明显减少并波动起伏。

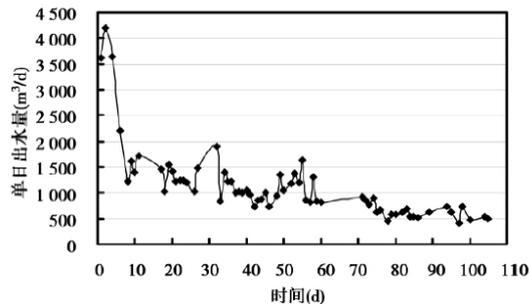


图4 单日总出水量

软土的微观结构研究表明，土体中含有自由水(重力水和毛细水)。除此之外，按照软土中结合水与粘粒表面结合的牢固程度，把土体中的结合水可分为弱结合水以及强结合水。同时，土体中的孔隙也可按照孔径大小粗略的分为，大孔

隙、中孔隙、微孔隙以及超微孔隙(这种类型孔隙对土体性质变化影响极小)，讨论中一般不考虑。下面从土体的微观固结角度进行加固期间出水量的变化情况

分析：
开始抽真空时，土体中的自由水，在真空压力和重力作用下迅速排出，加固区内的出水量瞬间增大。因为土体受到压力作用时，土体孔隙中的自由水先被排出，同时大孔隙含量逐渐减少，中、微孔隙含量逐渐增大，并逐渐被结合水占据。

真空预压加固一段时间以后，加固区内的排水以土体中抗剪强度较低的弱结合水为主。结合水的抗剪强度是随着它与孔隙通道内壁表面的距离大小而变化的，当压力逐渐增大至超过土体中的结合水的抗剪强度时，它就具有自由水的性质并参与渗流。随着土体中自由水的不断减少和部分弱结合水的排出，土体中的孔隙不断被压缩挤密，内部颗粒之间的位置不断发生调整，一部分弱结合水的抗剪强度也逐渐由高变低，在持续真空荷载以及水位下降引起的上部土体的自重应力增量作用下，这部分结合水也被慢慢渗出土体。然而，随着土体不断压密，能够克服自身抗剪强度发生流动的弱结合水所占比例也越来越小，因此加固后期的出水量不断减少。

3.3 出水量与地下水位

真空预压期间加固区内的总出水量和地下水位的变化密切相关，将总出水量和地下水位降深测试成果绘于同一张图上，如图5所示。从图中可以看出，抽真空初期随着地下水位的快速下降，总出水量迅速增大。这一点与真空预压加固初期的单日总出水量变化情况相对应，即土体中的自由水快速排出，引起地下水位迅速下降，表现为加固区内的出水量瞬时增大。随着抽真空时间的延续，由于加固区内排出的自由水量不断减少，使得地下水位下降速度放缓并趋于稳定，部分弱结合水在持续抽真空作用下，发生流动逐渐排出。因此总出水量仍在不断增加，但增长幅度逐渐变小。

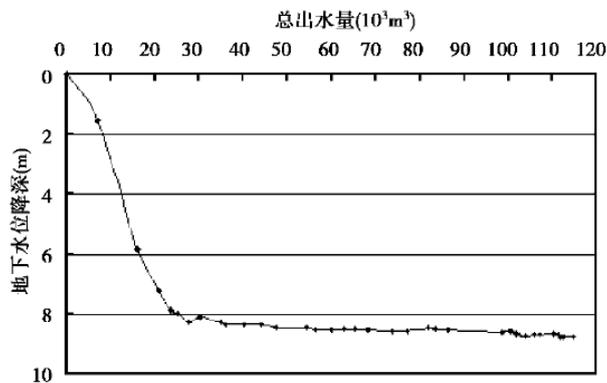


图5 总出水量与地下水位降深关系图

3.4 出水量与地表沉降

从图6可以看出，随着总出水量的增大，地表沉降不断增大，但后期增幅较小并向稳定趋势发展。初期增长幅度较大，因为首先分布于土体大、中孔隙中的自由水的排出，导致大孔隙被迅速压密变为中孔隙，接着伴随弱结合水的渗出，中孔隙又被压缩为微孔隙。当压力不断增大时，微孔隙又逐步被压缩为超微孔隙。宏观上就表现为一开始土体以较快的沉降速率发生固结，地表沉降迅速变大。随着固结过程的发展，土体中的超微孔隙所占比例逐渐增加，但该类孔隙的压缩极为困难。因此尽管总体出水量仍有增加，但是地表沉降速率却越来越小，地表总

沉降逐渐趋于稳定。

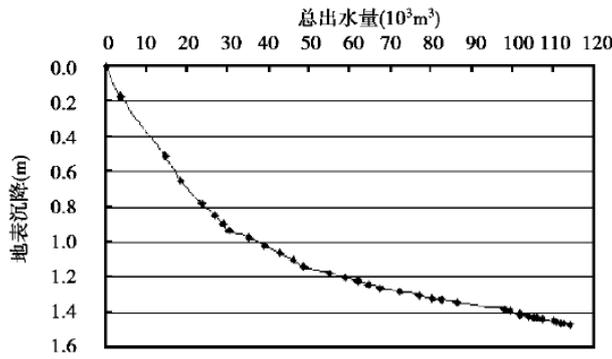


图6 总出水量与地表沉降关系图

4 结论

运用软土的微观固结机理可以合理解释真空预压期间出水量变化情况、及其与地下水位和地表沉降之间的关系。真空荷载作用下，土体中的自由水迅速排出，从而引起地下水位快速下降，加固区内的出水量也瞬间增大。土体中孔隙水的排出，使得土中含有的大、中孔隙被压密为中、微孔隙，当压力进一步增大时，微孔隙又被压缩为超微孔隙，宏观上就表现为地表沉降不断增大。然而随着土体的固结，土体中能够克服自身抗剪强度发生渗流的弱结合水越来越少，加之土中超微孔隙不断增多，所以加固后期场地中出水量逐渐变少，地表沉降速率变慢并逐渐趋于稳定。据上论述，本文研究得出以下结论：

(1) 真空预压加固期间的出水量可以分为两个阶段，加载初期主要为加固区内土体大孔隙中的自由水，恒载期以后以土体中、微孔隙中能克服自身抗剪强度发生渗流的弱结合水为主。

(2) 由于自由水比弱结合水更容易发生渗流，因此抽真空初期的日出水量远大于恒载期的日出水量。受场地土层分布不均匀影响，真空预压加固期间场地不同位置的出水量多少不等，但总体变化规律相近。

(3) 真空预压过程中加固区出水量与地表沉降、地下水位的变化具有一定内在联系，宏观上表现为真空预压加固初期随着总出水量的增大，地下水位和地表沉降变化较快，抽真空持续一段时间后它们变化较慢并逐步趋于稳定。总之，真空预压期间出水量的现场试验研究，不仅对日后排水系统的优化设计工作，而且对进一步明确真空预压加固机理具有重要意义。

软土地区真空预压+覆水与堆载预压地基处理方法综合比较的试验研究

唐海峰, 彭建华, 康景文, 魏沅东

(中国建筑西南勘察设计研究院有限公司, 成都 610081)

工程勘察 2010 年增刊第 1 期

1 引言

大面积软基加固处理是岩土工程领域的重要研究内容, 目前比较成熟的处理方法包括: 真空预压、覆水与堆载预压、强夯、降水+强夯、冲击碾压等。但是, 就目前的工程与理论研究而言, 都是根据场地的工程地质条件以及施工单位的实际情况, 结合相关国家标准及类似工程案例来选择处理方法。各种方法加固机理的理论研究还不成熟, 同时缺乏系统的实验研究成果。因此, 迫切需要进行在同一场地条件下, 各种方法的加固效果、工期、经济效益的对比研究, 以及不同场地条件下各种方法的实验与理论研究。因此, 开展大面积软基加固处理方案的理论与实验研究具有重要的学术与工程应用价值。真空预压法和堆载预压法都属于排水固结法。堆载预压机理是通过堆载增加地基总应力而使地基中产生超静孔隙水压力, 超静孔隙水压力消散固结后再转化为有效应力, 从而使地基强度增长。而真空预压则是在总应力保持不变的条件下, 通过降低孔隙水压力, 增加有效应力而使地基强度增长。在抽真空的过程中, 土骨架孔隙间的封闭气泡排出, 加大了土的渗透系数, 加快了土的压缩变形, 也改变了土的微细结构, 真空预压与堆载预压机理有明显不同。

本文结合工程实例, 通过室内试验、现场监测、理论分析等手段, 研究真空预压+覆水和堆载预压作用下软土变形特性、承载力变化特征、固结、稳定、施工控制等问题, 并对两者进行全面的对比分析, 为进一步分析真空预压+覆水在工程软基处理大面积应用提供必要的理论依据。

2 试验场地条件及测试

2.1 试验场地条件

试验场地及分区见图1。为了实现在同一场地条件下, 采用不同加固方法加固效果的比较, 把场地分为四个区, 分别称之为T1、T2、T3与T4区。其中T1区进行真空预压+覆水, T2区进行堆载预压试验; T3区进行强夯与降水+强夯试验, 分为两个区:T3-1与T3-2区, T3-1区进行强夯试验, T3-2区进行降水+强夯试验; T4区进行冲击碾压试验。本文主要讨论T1区和T2区。场地地质典型地质剖面 and 地层特征见图2。

2.2 试验测试

根据加固方法的不同, 分别按照试验方案布置了表面沉降、分层沉降、侧向水平位移、孔隙水压力及地下水位的测试仪器系统。

本试验项目观测资料比较丰齐全, 为分析试验区的研究提供了大量的宝贵数据。本文仅对主要成果进行整理分析。

3 真空预压+覆水(T1区)试验和监测及分析

3.1 试验设计

试验区90m×90m, 真空预压时间3个月。采用SPB-B型塑料排水板, 塑料排水板深度20m, 排水垫层处需加长留50cm。间距为1.1m, 梅花形布置, 板厚6mm, 纵

向通水率 $\geq 25\text{cm}^3/\text{s}$ ，滤膜渗透系数 $\geq 5 \times 10^{-4}\text{cm}/\text{s}$ ，滤膜等效孔径 $< 75\mu\text{m}$ ，复合体抗拉强度(干态) $\geq 1.3\text{kN}/10\text{cm}$ ，滤膜抗拉强度干态 $\geq 25\text{N}/\text{cm}$ ，湿态 $\geq 20\text{N}/\text{cm}$ ；采用插板机施工机，板位误差不超过 30mm ；垂直度偏差不大于 1.5% ，回带长度不大于 500mm ，且回带根数不得超过总根数的 5% 。垫层采用 50cm 厚中粗砂，含泥量应 $< 3\%$ ；整个场地铺满平整后，其表面高差应在 $\pm 10\text{cm}$ 之内。密封沟深度要在 2.0m 以上，在真空预压开挖密封沟时直接挖至搅拌桩顶面以下 $0.2\text{--}0.5\text{m}$ ，把密封膜压入泥浆搅拌桩体内，密封结构采用双排直径 700mm 泥浆搅拌桩，搭接 200mm ，桩长为 10m 。沿密封沟内侧修筑围堰，筑堰材料采用粘性土，下底宽 $4\sim 5\text{m}$ ，上宽 1m 左右，应确保围堰边坡的稳定性。受压土层的平均固结度达到 80% 以上卸载。真空预压+覆水(T1区)剖面见图2。

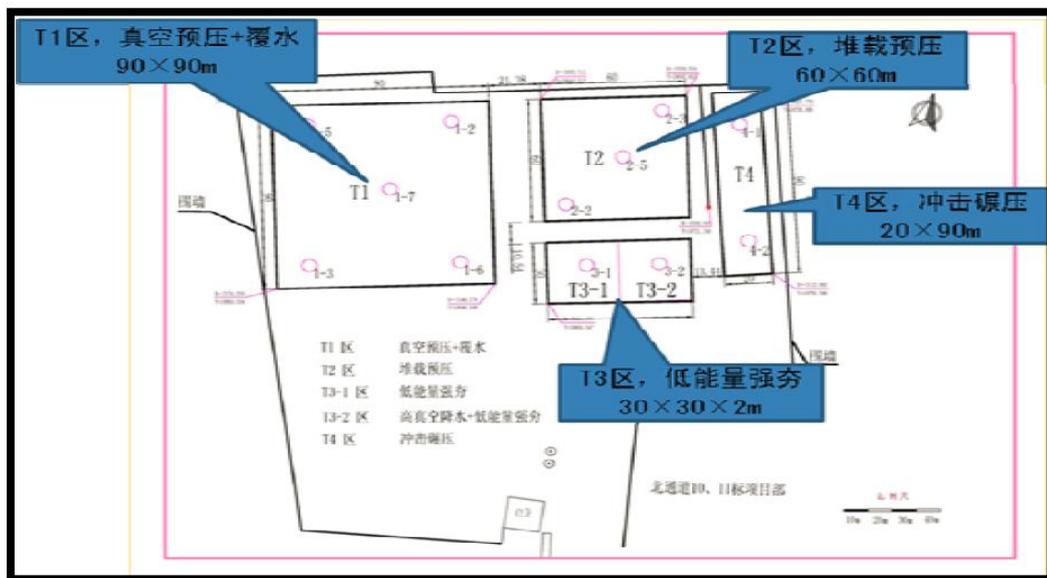


图1 试验场地及分区图

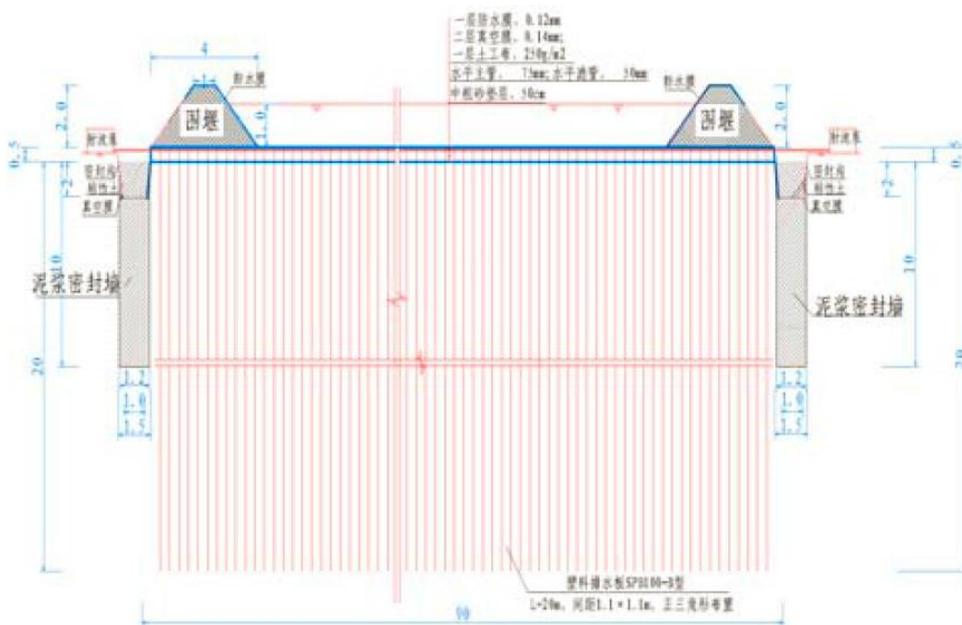


图2 真空预压+覆水(T1区)剖面图

3.2 试验监测

在T1区设置了地表沉降、孔隙水压力、土体分层沉降、土体深层水平位移、地下水位、真空度等六个监测项目。土体分层沉降、孔隙水压力、土体深层水平位移的设置深度都为30m。设置了五个孔隙水压力和分层沉降监测点，竖向布置位置为2m、4m、6m、8m、12m、18m、24m、30m。场地中央和场地的四个边角共布置了五个沉降标来观测地表沉降情况。布置了9个真空表用以观测真空度。为了解整个场地的真空度情况，真空表平均的分布在试验场地周边。同时为了解真空度的传递深度，布置了分层真空度的监测，设置深度为2m、4m、6m、8m、10m。区域外布置了三个测斜孔，三个孔位于一条直线上，且垂直通过场地中间。三个孔距离场地的垂直距离分别为2.5m、4m、5m。

3.3 成果分析

3.3.1 真空度

1)从2008年12月18日预抽真空开始，短短5d内，膜下真空度迅速上升并达到80kPa。膜下真空度最大可达95kPa，加固范围内真空度分布均匀，后期都维持在85kPa以上。

2)在持续抽真空期间(除漏气、补膜外)，膜下真空度都一直稳定在80~90kPa之间，表明真空加压系统、密封系统运转效果良好，真空压力持续、稳定，有力地促进了地基排水固结与强度增长。

3)后期3台真空泵就能维持真空度，撤泵前尝试增加1台泵抽真空，真空度已基本无变化，说明3台真空泵能够满足本工程维持真空度的需要，每台泵控制面积达到2700m²。

3.3.2 地表沉降

(1)从预抽真空开始，地基沉降量和沉降速率陡增，沉降速率最高达到46.8mm/d。12日后由于膜破和漏气等原因，沉降量虽持续增大，但沉降速率放缓，沉降速率与真空度的变化相一致。

(2)从2009年1月3日开始膜上覆水，沉降速率加大，可见覆水达到了一定效果。从2009年3月17日开始，沉降速率开始小于2mm/d，持续至2009年3月28日停泵，平均沉降速率为1.7mm/d。

(3)至卸载时止，场地地表最终沉降量最大为883mm，最小为745mm，平均为780mm。呈现中间略大、周围略小的特点。

(4)停泵后，地表发生一定的回弹，5d后趋于稳定，实测最大回弹量为66mm，最小回弹量为43mm，平均回弹量为56mm。

3.3.3) 土体分层沉降

(1)真空预压加固效果明显，24m深度范围内土体都发生了较为明显的沉降。

(2)单位土体压缩率较大的深度发生③、④土深度内，这与该范围内的土体为含水量高、孔隙比大、压缩性高的软土特征是吻合的，也说明通过试验加快软土固结的目的达到了。

(3)部分孔深部土层的磁环由于泥浆淤积而逐渐无法读出。

3.4 试验结论

(1)真空预压法在本工程中的加固效果是很明显的，总沉降较大，最大处理后沉降达到827mm；沉降速率较快，前期最大沉降速率达到57mm/d，远远超过堆载预压规范允许值10—20mm/d。在卸真空前1，已超过10天平均沉降速率小于2mm/d，达到了卸载标准。

(2) 真空预压法处理地基在真空荷载作用下产生的水平位移是向内的，由于加固效果明显，也使得本工程中水平位移较大，最大值达到约400mm，如果将来大面积施工时周围有构筑物，则需考虑采取措施，防止过大的土体水平位移导致构筑物破坏、开裂。

(3) 根据现场试验数据分层沉降和土体水平位移的分析，真空预压法在本工程中的有效加固深度在地表下18m左右。

(4) 加固前后土体性质的比较，可知加固后土体重度增加、孔隙比减小、含水率降低，这些都说明本次软基处理是有效的。不过加固前后土体性质数据较少，为进一步了解加固效果尤其是土体强度的变化，宜增加加固前后土体参数的室内试验和现场试验。

4 堆载预压 (T2区) 试验

4.1 试验设计

实验区60m×60m，面积3600m²。堆载预压时间6个月。采用SPB-B型塑料排水板，塑料排水板深度20m，排水垫层处需加长留50cm。间距为1.1m，梅花形布置；板厚6mm，纵向通水率≥25cm³/s，滤膜渗透系数≥5×10⁻⁴cm/s，滤膜等效孔径<75μm，复合体抗拉强度(干态)≥1.3kN/10cm，滤膜抗拉强度干态≥25N/cm，湿态≥20N/cm；采用插板机施工，板位误差不超过30mm；垂直度偏差应不大于1.5%；回带长度不大于500mm，且回带根数不得超过总根数的5%。垫层采用50cm厚中粗砂，含泥量应<3%；

整个场地铺满平整后，其表面高差应在±10cm之内。加荷等级分三级，即3m，2m，1.5m，坡角小于40°；堆载速率控制在20cm/d，每级加荷间歇时间应大于20d；通过沉降控制在15mm/d、边桩位移控制在5mm/d、孔隙水压力控制在u/p<0.5等值的测试控制堆载速率。受压土层的平均固结度达到80%以上时卸载。堆载预压(T2区)剖面见图3。

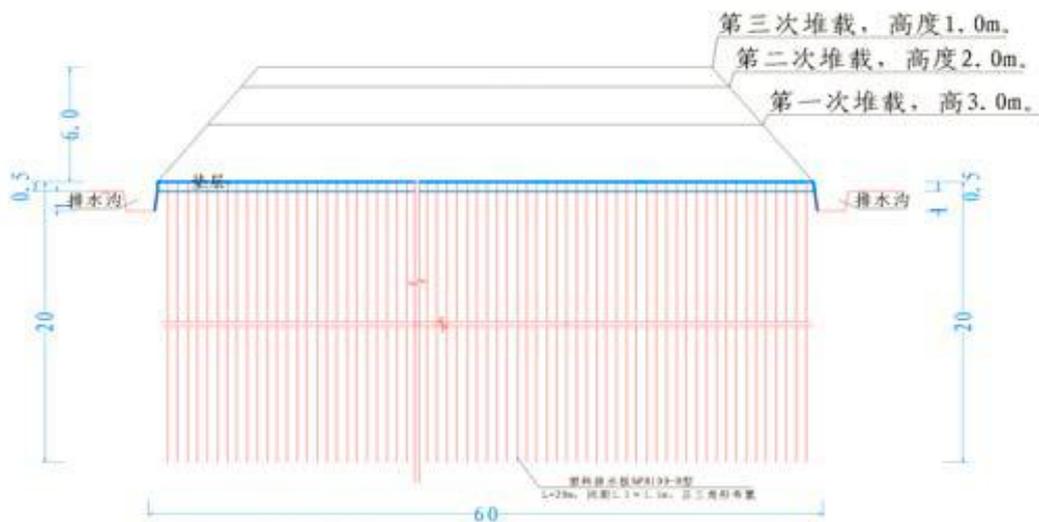


图3 T2区(堆载预压)剖面图

4.2 试验监测

在T2区设置了地表沉降、孔隙水压力、土体分层沉降、土体深层水平位移、地下水位等五个监测项目。为了同T1区进行对比，土体分层沉降、孔隙水压力、土体深层水平位移的布置深度和竖向布置位置与T1区相同。布置深度为30m，竖向布置位置为2m、4m、6m、8m、12m、18m、24m、30m。地表沉降、孔隙水压力、

土体分层沉降监测点布置位置相同，位于场地的对角线上，中间一个，靠近边界处各一个。在T2区边界外设置两个土体深层水平位移监测点，距离边界2m。

4.3 试验结论

从T2区的分层沉降曲线可知，堆载预压区的深层沉降曲线与真空预压区有较大的区别：

(1) 堆载预压区初期沉降较小，沉降速率较慢但比较均匀，在堆载基本结束后，沉降速率加快，沉降增加明显；而真空预压区则由于真空荷载一次性施加上去，因此前期沉降速率较大，沉降明显，到后期则逐渐变小。

(2) 堆载预压区在排水板深度范围内的压缩量相对比真空预压区均匀。真空预压区的沉降主要是18m以上土体完成，堆载预压区压缩量影响深度在本试验区中达到25m，可知其主要由附加应力比控制。

5 T1区和T2区的对比分析

5.1 加固效果比较

(1) 真空预压前期沉降速率快，堆载预压前期沉降速率慢。监测数据中的T1与T2区沉降对比图也说明了这一点。主要是因为真空荷载是短期内(3~5天)一次性施加上去，而堆载预压的荷载是分层填筑，施加时间跨度为90天。荷载施加结束越早，则前期沉降越快，达到设计沉降的工期也就越短，真空预压具有快速加固的特点。

(2) 堆载预压加固效果影响深度大于真空预压。本计算中，真空预压加固效果深度影响范围为15m，堆载预压加固效果影响深度为30m。实测数据中，真空预压影响深度为18m，由于测斜管埋设深度为30m，测得的堆载预压影响深度为25m。

(3) 在对周围环境影响方面，真空预压水平位移是向内的，堆载预压水平位移是向外挤出的。真空预压的影响范围达到加固区外20m，堆载预压则达到加固区外50m。相对来说，堆载预压对周围建筑的影响更大一些。

5.2 真空预压与堆载预压比较的特点

5.2.1 真空预压与堆载预压比较，有以下几个优势：

(1) 工期上真空预压优于堆载预压。真空预压前期沉降远大于堆载预压，即在相同的工期，真空预压加固效果要好于堆载预压，这主要是因为堆载预压填筑需要时间和间歇期，真空预压荷载则可以一次性施加。

(2) 真空预压法的经济成本要小于填筑6.5m的堆载预压。剔除塑料排水板、砂垫层等两种工法都需要的部分，真空预压法抽3个月的价格约为60-80元/m²，而6.5m高的堆载价格在200-260元/m²。此处尚未考虑达到预压效果后堆载的卸载成本，如果考虑卸载成本，堆载预压成本将更高。

(3) 真空预压法对环境的粉尘等污染远小于堆载预压。真空预压施工过程中会抽出大量地下水，同时有一定的射流泵噪音，堆载预压则需要大量的运土车在

(4) 真空与堆载相比，无弃土和地基稳定问题，较好地解决了一般堆载施工的缺陷，质量比较容易控制，造价低，耗能少，材料省，无噪音，无污染。

5.2.2 真空预压与堆载预压比较，不足之处在于：

(1) 真空预压加固深度小于填筑高度较大的堆载预压。如本工程中，堆载预压填筑高度6.5m，加固深度可达25m，真空预压加固深度为18m。且堆载预压在加固深度范围比真空预压加固效果要均匀，真空预压加固效果越接近地表，加固效果越好，相对地较深处加固效果较差。如果地基加固后直接施加较大的建筑物荷载，真空预压加固区需要慎重设计、计算，或者新建建筑物需采用桩基础。

(2)真空预压加固效果受大气压力限制,最大施加真空荷载通常小于95kPa。堆载预压理论上则无此限制。在需要较大预压荷载的情况,可以考虑真空-堆载联合预压法。可以看到,在基本相同的工期内,真空预压法的总沉降略大于填筑高度6.5m的堆载预压,真空预压处理后沉降为827mm,堆载预压区提供的最大沉降为817mm,可以看出两者的加固效果是比较接近的。

原位测试在真空预压地基中的应用

李升超

(福建省永正工程质量检测有限公司, 福建福州 350012)

福建建材标准与检测

2019年第5期(总第217期)

1 引言

软土在沿海地区普遍存在,如连江、长乐、福州、莆仙平原、泉州、漳州、龙海等地。岩性为淤泥、淤泥质土、淤泥质亚粘土等,呈灰、深灰色、可塑流塑状。真空预压法适用于处理淤泥质土、淤泥和冲填土等饱和软黏土地基。通过现场的原位测试试验对真空预压法处理效果进行检测。真空预压对软基的加固处理,一方面可增加地基的抗压力和提高土质强度;另一方面可减少上部沉降量提高其稳定性。所以对其加固效果的检测就显的尤为重要。

2 地基检测方法简介

静力触探试验,适用于软土、一般黏性土、粉土、砂土和含少量碎石土层的天然地基及其经过强夯处理、预压处理、压实挤密等人工地基的检测,用以推定原状土与处理土地基承载力,评价地基处理效果。利用压力装置将有触探头的触探杆压入试验土层,通过量测系统测土的贯入阻力,能够连续、快速、准确地直接得到各土层的贯入阻力指标,可确定土的某些基本物理力学特性,如土的变形模量、土的容许承载力等。十字板剪切试验,适用于检测饱和软黏性土天然地基及其预压处理地基的不排水抗剪强度和灵敏度,可推定原状土与处理土地基承载力,检验原状土地基质量和桩间土加固效果。它是将十字板头由钻孔压入孔底软土中,以均匀的速度转动,通过一定的测量系统,测得其转动时所需之力矩,直至土体破坏,从而计算出土的抗剪强度(不排水抗剪强度)。试验结束后绘制试验点的不排水抗剪强度、重塑土强度和灵敏度与深度的关系曲线(图表)。

现场载荷试验,是在一定面积的承压板上向地基土逐级施加荷载,测求地基土的压力与变形特性的原位测试方法。适用于天然地基、人工地基的承压板下主要影响范围(1.5~2.0倍承压板直径或宽度范围)内的地基承载力和变形参数,试验结束后绘制压力-沉降(P-s)、沉降-时间对数(s-lgt)曲线,根据曲线数据确定地基承载力。

3 工程实例

3.1 工程概况

连江某道路工程,全长约4769m,规划等级为城市主干路,红线宽度40m,设计车速40km/h。场地地基土层除表层为填土外,主要为淤积、冲积、冲洪积成因类型,场基地底母岩为燕山晚期形成的花岗岩,原始地貌属海岸阶地地貌单元。拟建场地及周边环境条件:拟建场地地势较为平坦,原状为虾塘,现已排水抽干并回填砂,部分地段为素填土。本工程路基软土地基处理为真空预压法,真空预压面积152725m²,分为6个加固分区。根据地勘报告,土层情况为①-1填砂:厚度1.40~3.10m。①-2素填土:厚度0.90~2.90m。②淤泥:厚度5.70~18.60m。③粘土:最大揭露厚度5.70m。③-1夹碎石砾砂:厚度0.90~1.60m。④碎石砾砂:最大揭露厚度10.50m。2.2竣工验收要求技术要求:按设计施工图纸要求布置静力触探点的区域,静力触探指标在处理前比处理前提高30%以上;处理后淤泥层不排水抗剪强度标准值不小于22kPa;路段交工面地基承载力 ≥ 85 kPa。2.3地基

检测情况

(1) 静力触探试验。根据规范要求，对检验地基处理效果的工程，应提供处理前后的锥尖阻力、侧壁摩阻力或比贯入阻力的对比曲线。本工程设计要求采用单桥锥尖进行静力触探试验，故提供地基处理前后比贯入阻力的曲线。本工程JT-3#点比贯入阻力曲线图，地基处理前比贯入阻力曲线见图1、地基处理后比贯入阻力曲线见图2。

(2) 十字板剪切试验。分别在加固前、后同一点位进行十字板剪切试验，按在淤泥层中每隔1m试验一次，分别采取原状土和重塑土的不排水抗剪强度 C_u 和 C_u' 指标。本工程JQ-3#点十字板剪切试验成果，地基处理前成果曲线见图3、处理后成果曲线见图4。

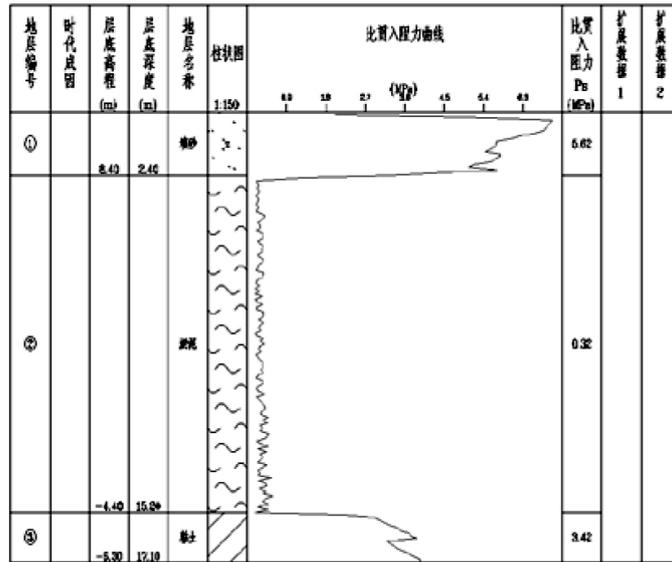


图1 处理前JT- 3# 点标高6.88m

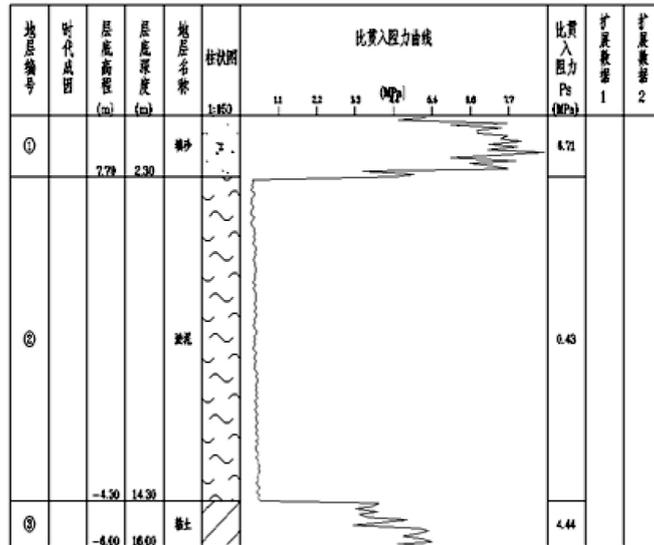


图2 处理后JT-3#点标高6.03m

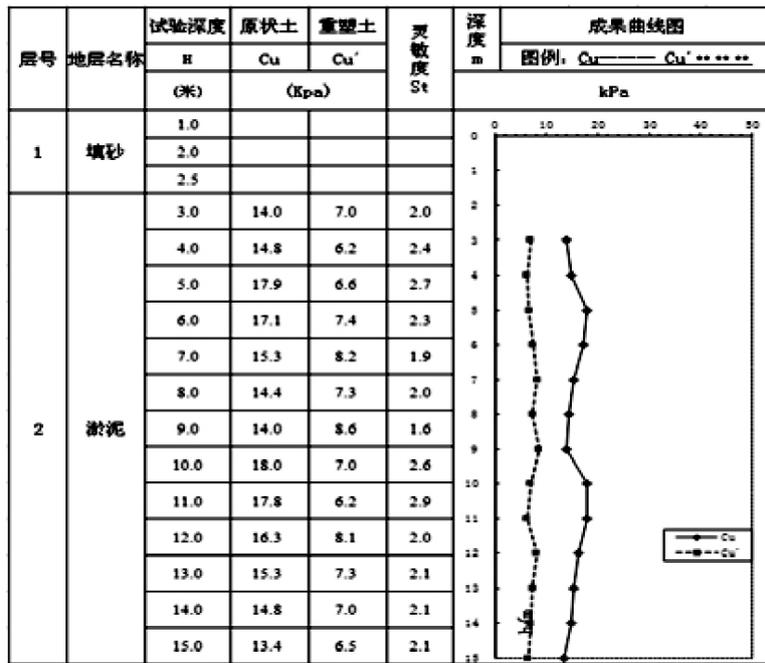


图3 处理前JQ-3#点标高6.57m

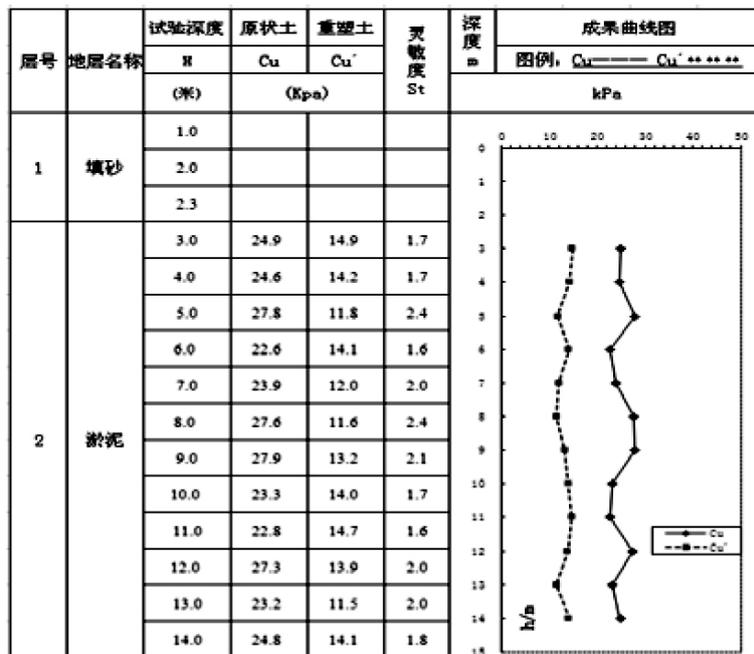


图4 处理前JQ-3#点标高5.73m

(3) 现场载荷试验。预压后每个单位工程选取三个点进行载荷板试验，设计地基承载力特征值为85kPa，载荷板采用1.0m²的正方形钢板，最大试验荷载为170kPa。本工程ZH-3#点浅层平板载荷试验P-s、s-lgt曲线见图5。

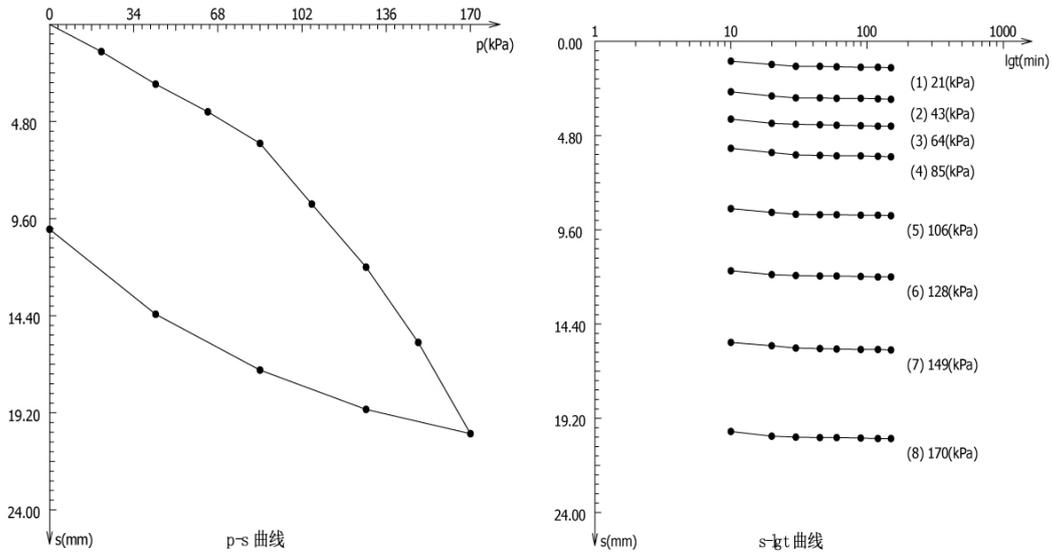


图5 P-s、s-lgt曲线示意图

4 结论

(1) 静力触探试验。地基经真空预压处理后，场地原地面标高降低约85mm，由试验数据可以看出沉降部分主要为淤泥层，淤泥层比贯入阻力值由0.32MPa提高到0.43MPa，提高了约34%，达到设计加固要求。现场静力触探试验可较好反映真空法在软土地基处理的加固效果。

(2) 十字板剪切试验。十字板剪切试验在淤泥土层中试验点不宜少于6次。本次真空预压处理前淤泥层厚约13m，试验点为13次，处理后淤泥层由于受到压力加上排水板的作用，厚度减小，试验点次数为12次。

(3) 现场载荷试验。ZH-3#试验点最大加载值加至170kPa，加载分8级加载，每级加载量为21kPa，试验进展顺利，未出现异常现象，没有明显沉降增大的现象，压力-沉降曲线为平缓的光滑曲线， $s/b=0.01$ 所对应的压力大于最大加载压力的一半，土层地基承载力特征值取最大加载压力的一半，即85kPa，满足设计要求。经过三种原位测试对真空预压法地基处理效果的检验，各试验结果表明真空预压处理后各试验参数均满足设计要求，同时静力触探试验数据的土层与十字板剪切试验土层加以比对也可以发现土层深度是一致的。并且参考该项目的地质勘察报告，在同一位置土层情况进行比对，复核试验土层情况。

2、压实或夯实地基

夯实水泥土楔形桩复合地基承载特性试验研究

何杰^{1,2}, 刘杰¹, 张可能², 吴有平¹, 曹祚省¹

(1. 湖南工业大学 土木工程学院, 湖南 株洲 412007; 2. 中南大学 地球科学与信息物理学院, 湖南 长沙 410083)

岩石力学与工程学报 2012年7月第31卷第7期

1 引言

夯实水泥土桩复合地基作为软土处理的一种手段, 被广泛应用于实际工程。近年来, 一些学者和工程技术人员针对夯实水泥土等截面桩复合地基开展了系统的研究。郭忠贤等分析了夯实水泥土桩复合地基的桩-土应力比、桩体应力集中系数、桩间土应力减小系数的变化规律, 并给出承载力特征值时以上三者的取值范围及其影响因素。郭忠贤等指出: 夯实水泥土桩复合地基的破坏多为桩体材料强度的不足造成的, 该复合地基的承载力随桩长径比的增加和面积置换率的提高而提高。郭忠贤等分析了夯实水泥土桩荷载传递规律及侧摩阻力的分布特征。郭忠贤等通过现场试验, 分析了夯实水泥土单桩及多桩复合地基的承载特性, 研究了夯实水泥土桩复合地基中桩、土、垫层的工作性状及共同作用特点。杨志红和郭忠贤分析了垫层刚度对复合地基中桩顶及桩间土表面应力发挥进程的影响。郭忠贤等运用荷载传递法结合Geddes公式, 计算得到了夯实水泥土单桩荷载-位移曲线, 并分析单桩Q-s曲线随桩长 l 、桩体极限强度 q_u 、桩端土压缩模量 E_s 的变化规律, 并研究桩身压缩量、桩端阻力及位移随桩顶荷载的变化规律。司海宝和肖昭然基于载荷试验结果, 利用通用有限元软件ABAQUS对夯实水泥土桩复合地基进行了数值模拟。马海龙和陈云敏基于原位试验, 获得了夯实水泥土桩复合地基中, 面积置换率、桩长等因素对桩-土应力比和荷载水平的影响。在国内, 刘杰等首次提出采用夯实水泥土楔形桩复合地基加固软土地基, 并在合理假定的基础上, 构建了夯实水泥土楔形桩复合地基工作性状的分析方法, 并结合模型试验结果, 验证了该方法的可行性, 得到了夯实水泥土楔形桩复合地基中桩合理楔角范围为 $1.0^\circ \sim 3.5^\circ$ 。

2 模型试验

为了探讨夯实水泥土楔形桩复合地基的工作性状, 研究夯实水泥土楔形桩与等截面夯实水泥土桩在分担荷载方面的差异, 共进行了4组不同截面的9桩夯实水泥土桩复合地基对比试验, 如图1所示。模型试验在 $3.0\text{m} \times 6.0\text{m} \times 3.0\text{m}$ (长 \times 宽 \times 高)的基坑中进行, 基坑内分层填筑含水量为35%的黏性土。对比试验分别在基坑中的4个划定区域进行。基坑填土完成后, 静置一周, 将木制模型桩压入黏性软土中成孔, 然后拔出模型桩, 再向孔内分层夯填水泥与黏土的混合料, 形成夯实水泥土桩。夯实水泥土桩桩长 1.2m , 桩间距 $3d$ (d 为平均桩径), 桩体材料为水泥与黏土混合料, 水泥标号为325, 水泥掺量为10%, 压实度为90%。

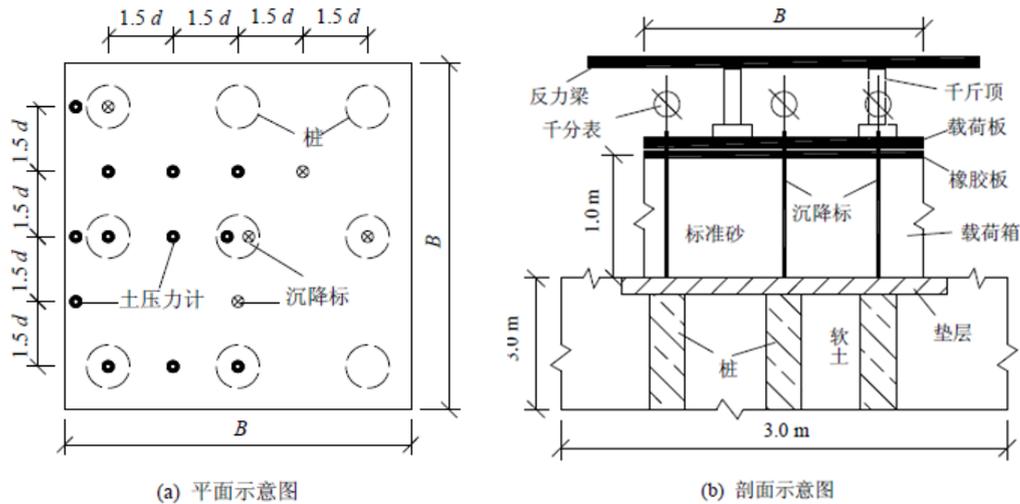


图1 试验装置示意图

桩体施工结束28d，通过室内常规试验测得土的主要物理力学参数，如表1所示。

表1 土的主要物理力学参数

含水量 w/%	重度 γ ($N \cdot m^{-3}$)	塑性指数 I_p	液限指数 I_L	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi(^{\circ})$	压缩模量 E_s /MPa
30.8	18.04	21.7	0.42	9.4	8.2	3.4

通过对采用相同施工方法、同期制作的夯实水泥土试块进行无侧限抗压强度试验，测得水泥土28d无侧限抗压强度为0.95MPa。叶书麟指出：当垂直压力达到无侧限抗压强度50%时，水泥土的应力与应变的比值为水泥土的变形模量，由此测得压缩模量 $E_p=81.3$ MPa。通过常规室内试验测得桩的主要物理力学参数如表2所示，试验桩形状如图2所示。

表2 试验桩的主要物理力学参数

地基编号	桩体截面类型	直径 D/cm	桩长 l/cm	桩数/ 桩间距 s/cm	桩数/ 桩间距 s/cm	压缩模量 E_p /MPa
1#	等截面	7.5	120	9	22.50	81.3
2#	楔形截面	桩顶 7.1 桩端 5.0	120	9	18.15	81.3
3#	楔形截面	桩顶 10.0 桩端 5.0	120	9	22.50	81.3
4#	楔形截面	桩顶 11.3 桩端 5.0	120	9	24.45	81.3

桩土顶面设置厚度为100mm的碎石垫层，垫层压缩模量 $c_s E=45$ MPa。

模型静荷载试验在成桩完成后静置40d进行，均布荷载作用面到基坑底的距离 $h=2.9$ m，荷载作用范围为 $B \times B$ (B 为荷载板的边长)，1#~4#地基的 B 分别为0.650, 0.505, 0.65, 0.715m。为模拟均布荷载，在均布荷载作用范围的四边用竹木板制成长 \times 宽 \times 高为1.5m \times 1.5m \times 1.0m的荷载箱。第一级荷载采用在荷载箱内充填

厚1.0m的标准砂，以后各级荷载采用在标准砂表面设置橡胶板，在橡胶板上放置钢板，由千斤顶施加各级荷载(见图1)，静载试验严格按照规范进行。为减少加载箱侧壁与标准砂之间的摩擦对试验结果的影响，试验前，在荷载箱内侧涂上润滑油。

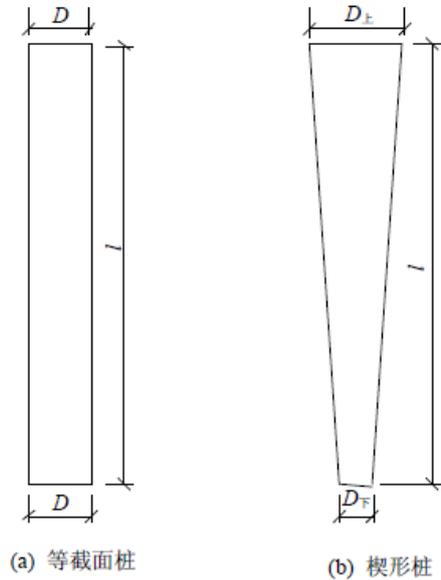


图2 试验桩示意图

3 试验结果分析

3.1 荷载 - 平均沉降关系

根据百分表所测得的桩、土沉降读数进行加权平均处理，得到了4组复合地基的荷载 - 平均沉降关系，如图3所示。

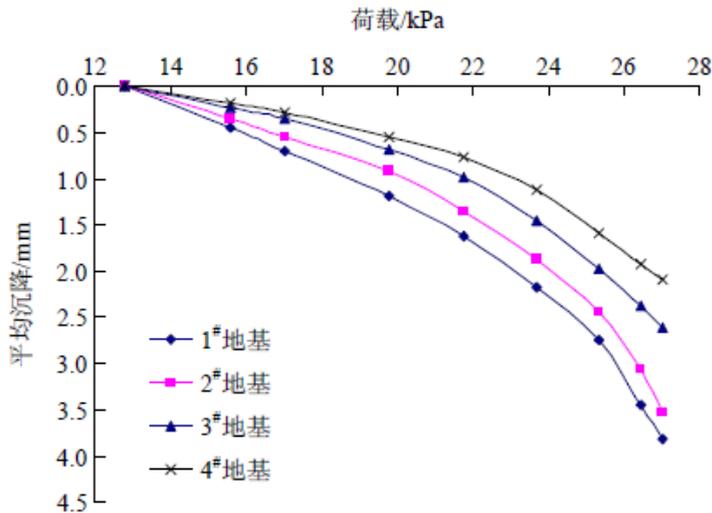


图3 荷载 - 平均沉降曲线

由图3可以看出：(1) 夯实水泥土桩复合地基的荷载 - 平均沉降曲线均为缓变形曲线；(2) 在相同荷载作用下， 夯实水泥土楔形桩复合地基的平均沉降比夯实水泥土等截面桩复合地基的平均沉降小，且楔角越大，夯实水泥土楔形桩复合地基的平均沉降越小。

以上现象表明：在相同地质条件下，楔形桩能较有效地减小地基沉降，提高

复合地基的承载力。

3.2 平均桩 - 土应力比

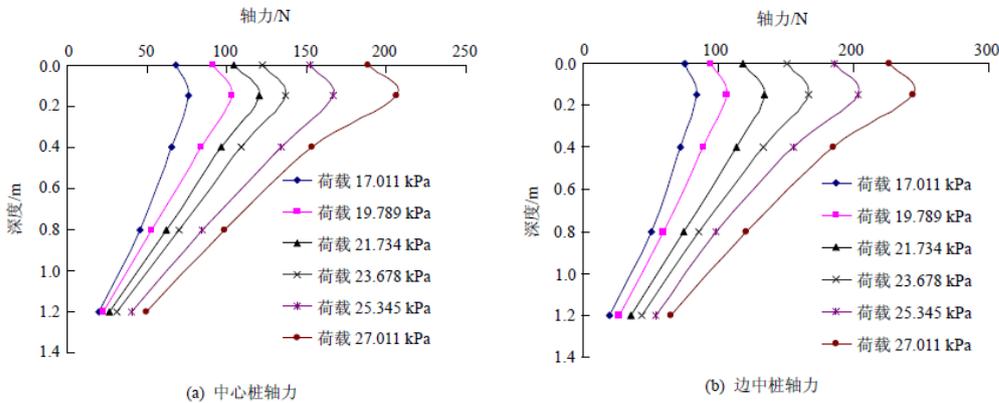
对埋设在垫层地面以下的微型土压力计的读数进行进一步整理，得到了4组复合地基的平均桩 - 土应力比随荷载增加的变化规律，如图4所示。

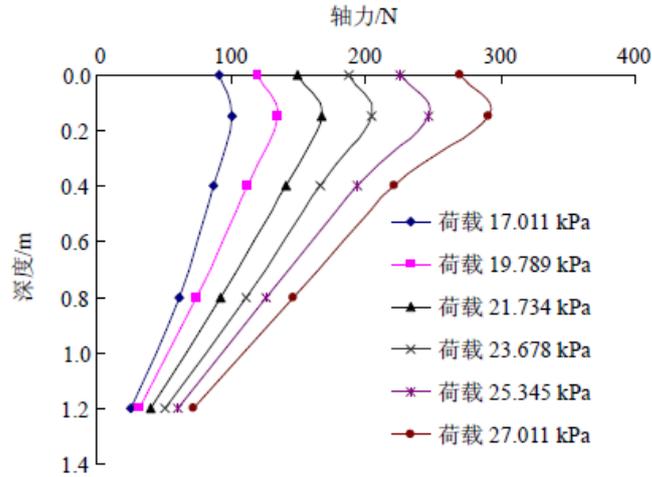
由图4可以看出：(1) 夯实水泥土等截面桩复合地基的平均桩 - 土应力比随荷载增加而递增，且荷载越大，其增加的速率不断提高；(2) 在加载初期，4组桩型复合地基中的平均桩 - 土应力比较接近；(3) 随着荷载的增加，夯实水泥土楔形桩复合地基的平均桩 - 土应力比迅速增加，且增加的速率随楔角的增大而增大，其数值远大于等截面桩平均桩 - 土应力比的增长速率；(4) 随荷载的进一步增加，楔角较小的楔形桩复合地基的平均桩 - 土应力比开始下降，楔角较大的楔形桩复合地基的平均桩 - 土应力比则有下降或稳定的趋势。

以上现象表明：(1) 在一定荷载范围内，楔形桩能有效地发挥桩体的承载性能，其性能要优于等截面桩；(2) 随着荷载的不断增大，楔形桩、土相互作用进一步增强，桩周土的承载能力得到有效发挥，楔形桩的倾斜侧壁能有效地缓解桩体应力集中；(3) 夯实水泥土楔形桩能有效地调节平均桩 - 土应力比，但并不是楔角越大的楔形桩的调节功能越强，这就存在一个最佳的楔角使桩、土在复合地基中均能发挥其最大的承载性能，从而提高地基承载力。最佳的楔角范围有待进一步研究。

3.3 荷载传递规律

对埋设在垫层地面以下的微型土压力计和埋置在桩身中的传感器的读数进行整理，得到了不同荷载作用下4组复合地基的桩身轴力随深度的变化规律，如图5~8所示。

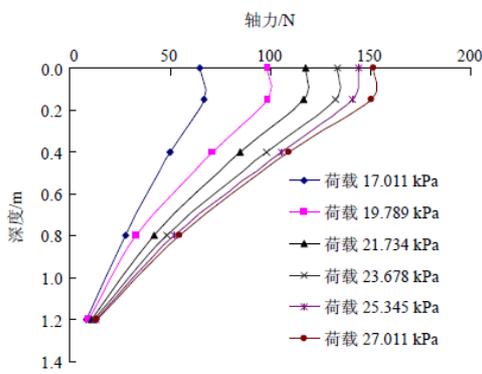




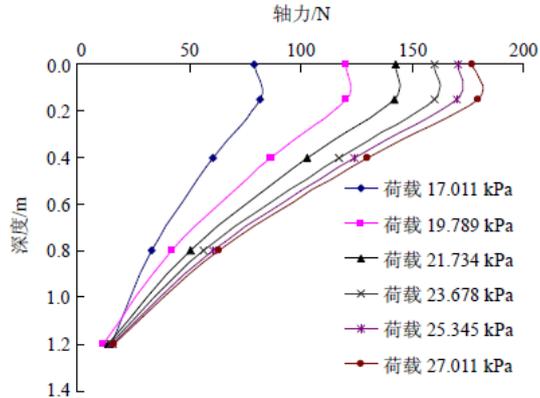
(c) 角桩轴力

图5 1#复合地基桩身轴力分布规律

对比图5~8可以看出：(1) 桩身轴力沿深度不断衰减，且随着总荷载的增加，这种衰减速率不断增大。(2) 在同一个复合地基中，角桩所分担的荷载最大，边中桩的次之，中心桩所分担的荷载最小，且桩身轴力沿深度方向衰减速率的规律也是如此。(3) 楔形桩的轴力沿深度方向的衰减速率远大于等截面桩，且随着侧壁倾角的增加，轴力沿深度方向的衰减速率越大，这说明，楔形桩与桩周土的相互作用较等截面桩明显，且侧壁倾角越大的楔形桩，其与桩周土的相互作用越大。(4) 等截面桩(1#地基中)在接近垫层底面一定深度内(约1/4桩长)出现了负摩阻力，且随着荷载的增大，负摩阻力越大。



(a) 中心桩轴力



(b) 边中桩轴力

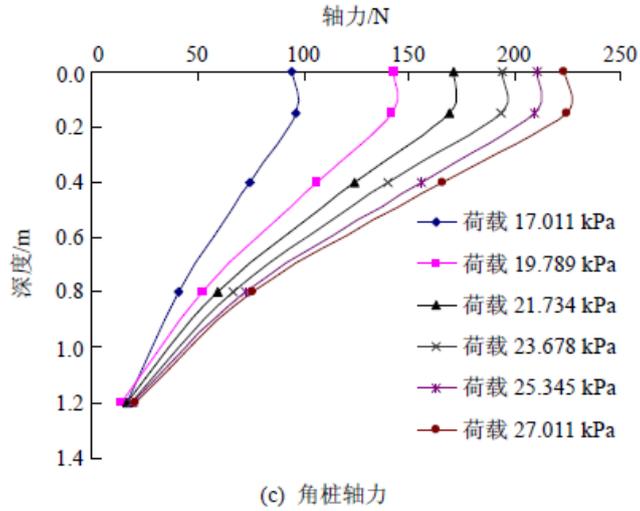
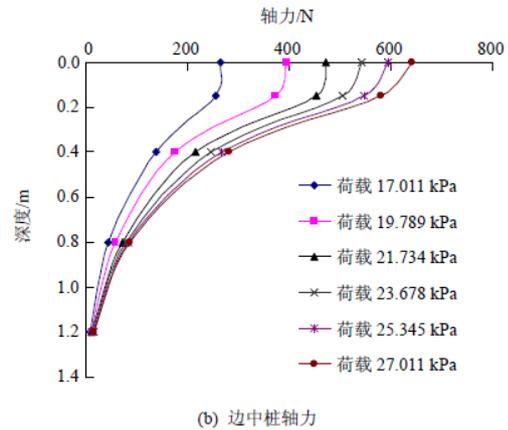
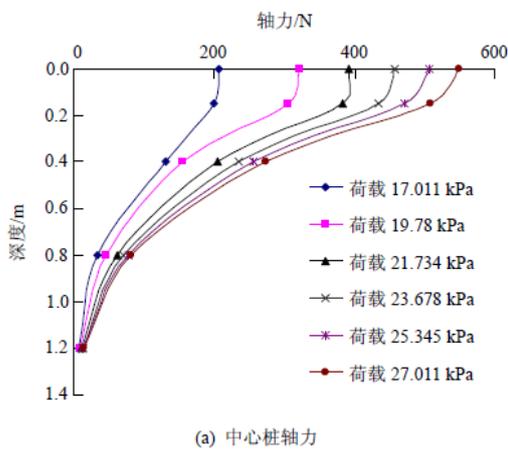
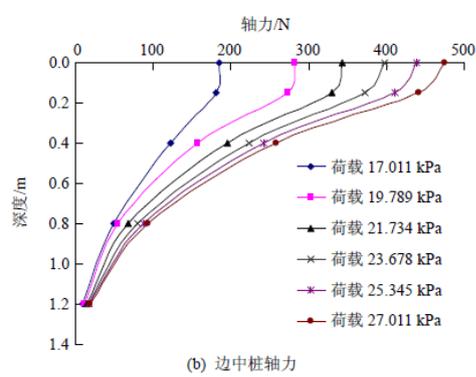
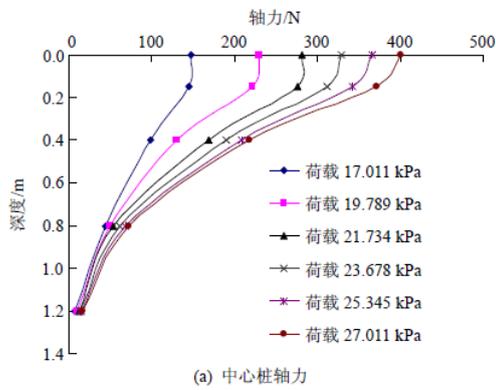
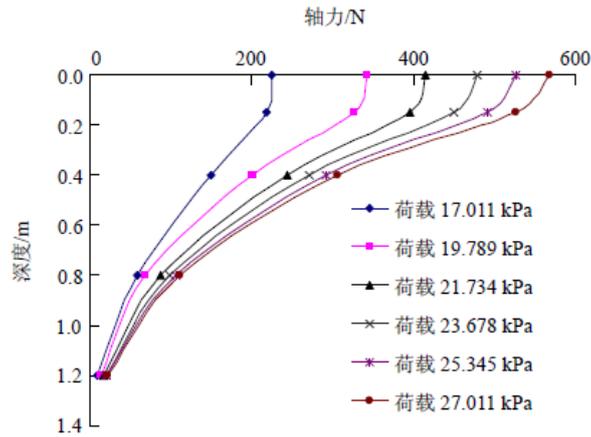


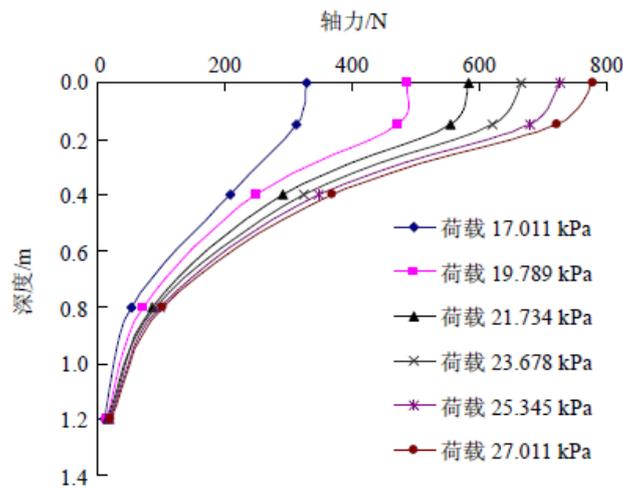
图6 2#复合地基桩身轴力分布规律





(c) 角桩轴力

图7 3#复合地基桩身轴力分布规律



(c) 角桩轴力

图8 4#复合地基桩身轴力分布规律

2#地基中的各桩在接近垫层底面约1/4桩长深度范围内也出现了负摩阻力，而3#，4#地基中的各桩未出现这种现象，这说明，楔形桩的工作性状远优于等截面，且侧壁倾角越大，桩体的性状能得到较好地发挥。(5) 1#地基中等截面桩的端阻力约为桩顶荷载的25%~33%，2#，3#，4#地基中楔形桩的端阻力分别约为桩顶荷载的9%~15%，4%~8%，3%~6%。如果从节约工程投资的角度来考虑，在工程实践中采用楔形桩技术是一种不错的选择，但最佳的楔角范围有待进一步研究。

4 结论

(1) 夯实水泥土楔形桩的倾斜侧壁能增强桩、土相互作用，能有效地调节地基沉降，提高地基承载力。

(2) 在一定荷载范围内，夯实水泥土楔形桩复合地基的平均桩-土应力比较夯实水泥土等截面桩复合地基的大，楔形桩桩体的承载性能得到较早发挥，其性能要优于等截面桩。夯实水泥土楔形桩能有效地调节平均桩-土应力比，但最佳的楔角范围有待进一步研究。

(3) 夯实水泥土楔形桩的侧壁倾角使楔形桩-土相互作用进一步增强，桩周土的承载能力得到有效发挥，桩身轴力能迅速衰减，荷载传递深度随着侧壁倾角

的增加而减小。楔形桩的荷载传递性状远优于等截面的荷载传递性状，且侧壁倾角越大，桩体的性状能得到较好地发挥；从节约工程投资的角度来考虑，在工程实践中可对夯实水泥土楔形桩技术进行推广使用，但最佳的楔角范围有待进一步研究。

郑西客运专线夯实水泥土桩复合地基水泥黄土试验研究

徐静波, 杨有海

(兰州交通大学土木工程学院, 甘肃兰州 730070)

兰州工业学院学报 2013 年 12 月第 20 卷第 6 期

1 引言

郑州至西安铁路客运专线沿线大部分为湿陷性黄土分布, 是我国首条修建在湿陷性黄土地区的高标准铁路客运专线. 高速铁路比之传统铁路, 在路基工后沉降量方面要求更为严格, 郑西铁路客运专线全线铺设无砟轨道, 路基工后沉降量一般不应超过扣件允许的沉降调高量15mm, 沉降较均匀路基允许最大工后沉降为30mm. 为达到符合标准的路基沉降要求, 采用夯实水泥土桩复合地基来进行地基处理, 通过在黄土中加入一定量的水泥, 改变其物理力学性质, 使其具有足够的刚度、力学强度、水稳定性, 使水泥土与桩间土共同构成复合地基, 提高了地基承载特性。

在填料改良方面, 杨广庆对水泥改良土进行了室内试验研究, 并提出了最佳配合比方案; 马学宁分析了水泥土强度特性及动力特性, 论证了水泥改良土作为基底填料的可行性; 王毅敏等通过强度变化了解了水泥土的固化程度; 王保田通过室内配合比试验研究了影响无侧限抗压强度的因素. 本文通过对水泥改良后的黄土进行室内土工试验, 分析其强度特性, 得出了影响水泥土强度的各种因素。

2 试验方案

2.1 试验原料

本试验段位于新建郑州至西安铁路客运专线郑州至澠池ZXZQ01标段内, 地质情况复杂, 里程数为DK24+377.66~DK24+739.40, 共长361.74m, 试验用土具有非自重湿陷性, 湿陷等级为I级轻微, 呈黄色, 土质疏松, 属低液限粉土. 根据《铁路工程土工试验规程》(TB10102—2004)、《建筑地基处理规范》(JG782002), 试验得出黄土物理力学指标如表1, 颗粒分析试验结果如表2。

表1 黄土的物理性质指标

颗粒	液限	塑限	塑限指数	不均匀	曲率
比重	wL%	wp%	Ip	系数	系数
2.70	26.0	15.7	10.3	4.29	1.07

表2 黄土颗粒试验分析结果

粒组/mm	>0.075	0.075 ~ 0.05	0.05 ~ 0.005	0.005 ~ <0.002	
粒组含量/%	1.75	53.25	9.00	0.70	5.30

2.2 试验内容

2.2.1 击实试验

本试验采用轻型击实标准, 采用干法, 对掺和比为6%、10%、15%的水泥黄土进行轻型击实试验. 测定含水率和干密度在标准击实功下的关系, 通过击实曲线得出最佳含水率和最大干密度。

2.2.2 压缩试验

土体具有压缩性, 所以在荷载作用下必然产生沉降, 压缩系数是评价土体压

缩性的重要参数. 在最优含水率及 $\eta = 0.92$ 、 $\eta = 0.95$ 的情况下, 对重塑黄土及掺和比 a_w 为3%、5%的水泥改良黄土标准养护28d、90d后的试样, 测定在50kPa、100kPa、200kPa、300kPa、400kPa、800kPa荷载下的变形量, 最后得出试样的压缩系数, 以评价土体压缩特性。

2.2.3 水泥改良黄土强度特性试验

夯实水泥土桩复合地基水泥改良黄土的强度特性试验中, 水泥掺和比 a_w 分别为6%、8%、10%、12%、15%, 试件规格为 39.1×80 mm. 所用水泥为普通硅酸盐水泥, 强度等级为P. 0. 32. 5. 在压实系数 $\eta = 0.97$ 、不同龄期的情况下, 做三轴剪切试验和无侧限抗压强度试验。

3 试验结果分析

3.1 击实试验

轻型击实试验得到的夯实水泥土桩复合地基中水泥改良黄土击实曲线如图1所示, 挤密桩复合地基中改良黄土击实试验结果如表3。

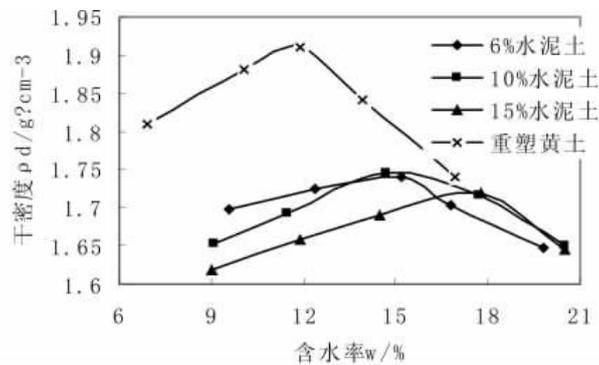


图1 水泥改良黄土击实曲线

表3 挤密桩复合地基中改良黄土轻型击实试验结果

类型	a_w	ρ_{dmax}	w_{opt}
重塑黄土	0	1.91	11.95
6% 水泥土	6	1.74	15.0
10% 水泥土	10	1.75	14.8
15% 水泥土	15	1.72	17.2

从试验结果可以看出：在同一配合比下, 干密度随含水率增大而增大, 直到出现最大干密度所对应的最佳含水率, 之后干密度随含水率增大开始减小。这是因为含水率由小变大的过程中, 包裹土的结合水膜的厚度由薄变厚, 土颗粒间相对移动的阻力由大变小, 从而土体干密度由小变大; 在不同配合比下, 水泥土的最大干密度随水泥掺量的增大而减小, 水泥与土拌和, 细小颗粒进行了絮状凝结聚集, 从而使土体结构发生了变化, 粘土颗粒形成了较大颗粒, 这种变化影响了土的压实性能; 可以看出重塑黄土的最大干密度大于各配合比下水泥改良黄土的最大干密度, 最佳含水量小于各配合比下的水泥黄土含水量; 黄土中掺入水泥可使击实曲线下移并变平缓, 含水率的变化范围变大而干密度变化范围变小, 这表明在压实标准所要求的干密度条件下, 含水率可适当放宽。

3.2 压缩试验

黄土及改良黄土压缩试验结果如表4所示。由表4可得：随着压实系数 η 的增大, 重塑土的压缩系数减小, 且压缩系数在 $0.1 \sim 0.5 \text{MPa}^{-1}$, 属于中等压缩性土。相对于重塑黄土, 改良黄土的压缩系数明显降低, 且压缩系数随着水泥掺和

比 a_w 、龄期 T 及压实系数的增大而降低,水泥改良黄土的压缩系数都远小于 0.1MPa^{-1} ,属低压缩性土,证明水泥改良可以有效提高黄土抗变形能力。

表4 黄土及改良黄土的压缩特性

黄土及改良黄土 类型	压缩系数/ MPa^{-1}			
	$\eta=0.92$		$\eta=0.95$	
	$T=28\text{ d}$	$T=90\text{ d}$	$T=28\text{ d}$	$T=90\text{ d}$
重塑黄土	0.162	/	0.128	/
3%水泥黄土	0.055	0.051	0.050	0.047
5%水泥黄土	0.053	0.048	0.045	0.039

3.3 水泥改良黄土强度特性

3.3.1 水泥黄土的应力-应变特征

图2为掺和比 $a_w=15\%$ 、压实度 $=0.97$ 、龄期 $T=28\text{d}$,围压分别为 25kPa 、 50kPa 、 100kPa 、 150kPa ,饱和状态时,三轴剪切的应力-应变曲线.由应力-应变曲线可以看出:在受力初始阶段,应力-应变曲线近似于直线,该直线的斜率即正切模量,且随着围压的增加,直线变陡,即正切模量增大;当到达峰值后,其应力值下降明显,并显示出明显的加工软化特性;峰值应力对应的应变 ϵ 均小于 2% ,表现出明显的脆性剪切破坏特性;水泥掺量一定时,随着围压的增大,应力破坏峰值也随之增大;在相同应力水平下,围压越大,应变越小。

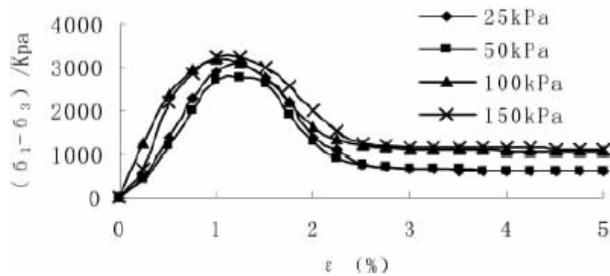


图2 15%水泥改良黄土的应力-应变曲线

3.3.2 龄期对水泥改良黄土的影响

试验是在掺和比 a_w 分别为 6% 、 8% 、 10% 、 12% 及 15% ,压实度 $\eta=0.97$ 条件下的不排水不固结试验,测试龄期 T 为 28d 、 90d 下的水泥黄土强度特性.由图3可得:水泥黄土总体具有较大的强度,同一龄期条件下,水泥掺和比越大,水泥土强度越高;随着龄期的增长,水泥黄土的强度也随之增大,7~ 28d 内强度增长最快,龄期超过 28d ,强度还有较大的增长,但增长幅度有所减缓:这是由于随着时间的推移,水泥的水化反应越来越充分,从而水泥土强度越来越高,后期水化反应变弱,强度增长幅度变慢.由此可见,龄期对水泥土强度具有重要影响。

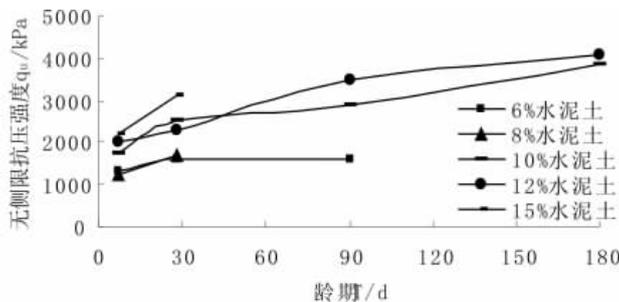


图3 不同龄期水泥黄土的无侧限抗压强度曲线

3.3.3 掺和比对水泥黄土强度的影响

在黄土中掺入水泥可有效改良其工程性质。各掺和比水泥改良黄土在压实系数 $\eta = 0.97$ ，饱和状态， $T = 28d$ 及 $90d$ 的条件下，掺和比增大无侧限抗压强度也随之增大(图4)：这是由于掺入水泥之后，经过一系列水解水化反应，形成了高强度的化合物与土体骨架结合，从而提高了土体整体强度。当掺和比 $a_w = 6\%$ 时，不同龄期水泥土强度均超过 $1.0MPa$ ，掺和比在 $6\% \sim 10\%$ 之间时，无侧限抗压强度增长较快，掺和比超过 10% 后，无侧限抗压强度增长变缓，这就表明掺和比并不是越大越好，应选择既满足强度要求又能体现出经济性的掺和比数值。

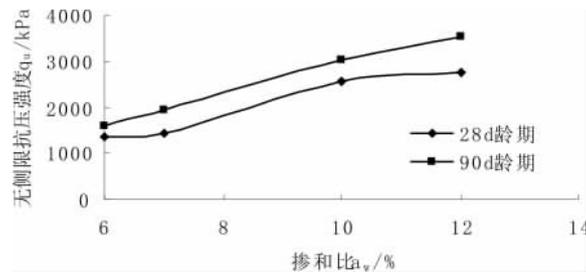


图4 不同掺和比水泥黄土强度曲线

4 结论

通过对试验段黄土进行水泥改良的试验研究，得出如下结论：

(1) 相对于重塑黄土，水泥改良黄土的最大干密度降低，最佳含水量增大；水泥黄土压缩系数均小于 $0.1MPa^{-1}$ ，属于低压缩性土，压缩系数比重塑黄土明显降低。

(2) 随着围压的增大且到达峰值后，水泥黄土显示出明显的加工软化特性，峰值应力所对应的应变小于 2% 。

(3) 水泥黄土的龄期越长，强度越高， $7 \sim 28d$ 龄期水泥黄土强度增长最快，之后强度增长较之前有所变缓。

(4) 水泥黄土的掺和比越大，强度值越高。工程中，根据设计强度设计要求来确定掺和比。

夯实水泥土楔形桩复合地基工作性状试验研究

何杰^{1,2}, 张可能¹, 刘杰², 吴有平², 李冰²

(1. 中南大学 地球科学与信息物理学院, 湖南 长沙, 410083;

2. 湖南工业大学 土木工程学院, 湖南 株洲, 412007)

中南大学学报(自然科学版) 2012年5月第43卷第5期

1 引言

楔形桩是一种既节省材料、施工简单, 又能提高桩单位承载力的优良桩型。它巧妙地利用了桩的楔形侧壁, 充分发挥了桩与土体间的相互作用。国内外学者对楔形桩开展了一系列研究, 如: Nordlund对无黏性土中的楔形桩承载特性进行了研究, 发现圆柱形桩的竖向承载力要比平均直径相等的楔形桩承载力低很多; Zil'berberg等对位于砂土中的圆柱形桩和平均直径相同的楔形桩进行了现场对比试验, 发现楔形桩的承载力是圆柱形桩承载力的2.0-2.5倍; Ei等对楔形桩进行了模型试验研究; Ladanyi等对位于永久性冻土中的楔形桩和圆柱形桩的承载特性进行了对比试验研究, 认为楔形桩是最安全的, 且楔形桩的承载力随桩的沉降增大而增大; 蒋建平等对楔形桩与圆柱形桩的承载特性进行了对比试验研究, 发现楔形桩与同体积等直径桩相比, 承载力增加而沉降减少; 秦美前用碎石桩与楔形桩组合形成的复合地基来加固软土路基, 取得了较好的效果。

2 试验概况

为了探讨夯实水泥土楔形桩复合地基的工作性状, 研究夯实水泥土楔形桩与圆柱形夯实水泥土桩所分担荷载方面的差异, 共进行了4组不同截面的9桩夯实水泥土桩复合地基对比试验, 如图1所示。

模型试验在长×宽×高为3.0m×6.0m×3.0m的基坑中进行, 基坑内分层填筑含水量为35%黏性土。对比试验分别在基坑中的4个划定区域进行。

填土完成基坑后, 静置1周, 将木制模型桩压入黏性软土中成孔, 然后拔出模型桩, 再向孔内分层夯填水泥与黏土的混合料, 形成夯实水泥土桩。夯实水泥土桩桩长为1.2m, 桩间距为3d(其中, d为平均桩径), 桩体材料为水泥与黏土混合料, 水泥标号为325, 水泥掺量为10%, 压实度为90%。

桩体施工结束28d, 通过载荷、压缩、剪切等常规试验测得土的主要物理力学参数, 如表1所示。

通过对采用相同施工方法、同期制作的夯实水泥土试块进行侧无限抗压强度试验, 测得水泥土28d无侧限抗压强度为0.95MPa。叶书麟经研究发现: 当垂直压力达无侧限抗压强度的50%时, 水泥土的应力与应变的比值为水泥土的变形模量, 由此得测得 $E_p=81.3\text{MPa}$ (E_p 为水泥土的变形模量)。通过常规室内试验测得桩的主要物理力学参数如表2所示。

对于桩土顶面设置厚度为100mm的碎石垫层, 垫层压缩模量 $E_{cs}=45\text{MPa}$ 。模型静荷载试验在成桩完成后静置40d进行, 均布荷载作用面到基坑底的距离 $b=2.8\text{m}$, 荷载作用范围为 $B\times B$ (B 为载荷板的边长, 1-4号模型的 B 分别为0.650, 0.505, 0.650和0.715m, 如图1所示)。

模拟均布荷载, 在均布荷载作用范围的四边用竹木板制成长×宽×高为1.5m×1.5m×1.0m的荷载箱, 第1级荷载采用在荷载箱内充填厚为1.0m的标准砂, 以后各级荷载采用在标准砂表面设置橡胶板。在橡胶板上放置钢板, 由千斤顶施加各级荷载(如图1所示)。静载试验严格按《建筑地基处理技术规范》(JGJ79—2002)

进行。为减少加载箱侧壁与标准砂之间的摩擦对试验结果的影响，试验前，在荷载箱内侧涂润滑油。

在荷载范围内的地基沉降采用沉降标，用千分表量测；桩顶与桩周土顶的应力均采用TXR-2030型应变式微型土压力计量测(如图1所示)。由于需保证填砂(第1级荷载)的一致性，需要人工进入荷载箱进行操作，对千分表的干扰较大，故千分表的读数自填砂完成后开始。

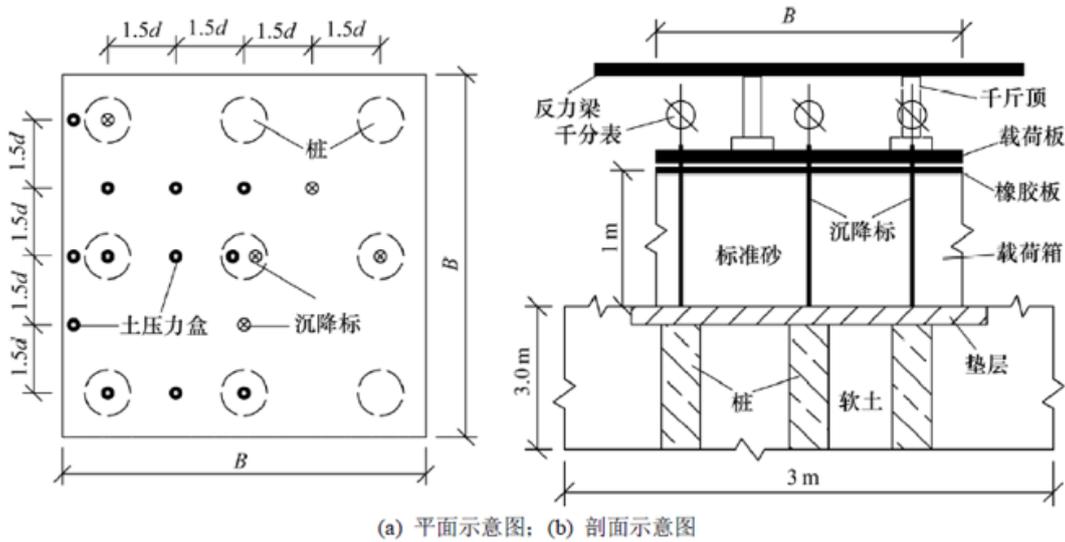


图1 试验装置示意图

表1 土的物理力学参数

含水量 w / %	重度 γ / ($N \cdot m^{-3}$)	塑性指数 I_p	液限指数 I_L	内聚力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi/(\circ)$	承载力特征值 f_{ak}/kPa	压缩模量 E_s/MPa
30.8	18.04	21.7	0.42	9.4	8.2	56	3.4

表2 桩的物理力学参数

模型编号	桩体类型	直径 d/cm	桩长 l/cm	桩数/根	桩间距 s/cm	压缩模量 E_p/MPa
1	圆柱形	7.5	120	9	22.50	81.3
2	楔形	桩顶 7.1, 桩端 5.0	120	9	18.15	81.3
3	楔形	桩顶 10.0, 桩端 5.0	120	9	22.50	81.3
4	楔形	桩顶 11.3, 桩端 5.0	120	9	24.45	81.3

3 试验结果分析

3.1 桩-土平均沉降差

对千分表的读数进行整理，得到4组复合地基中桩-土平均沉降差随总荷载增加的变化规律，如图2所示。从图2可以看出：(1)当荷载较小时，4种桩型复合地基中的桩-土平均沉降差区别不很明显；(2)随着荷载的增大，夯实水泥土圆柱形桩复合地基和夯实水泥土楔形桩复合地基的桩-土平均沉降差不断增大；夯实水泥土圆柱形桩复合地基的桩-土平均沉降差增长速率要大于夯实水泥土楔形桩复合地基的增长速率，且楔角越大的夯实水泥土楔形桩复合地基的桩-土平均沉降差的增长速率越小。可见：夯实水泥土楔形桩的倾斜侧壁能有效地增强桩-土相互作用，且这种作用随楔形桩楔角的增加而不断增强；夯实水泥土楔形桩能有效地调节桩-土减小沉降差。

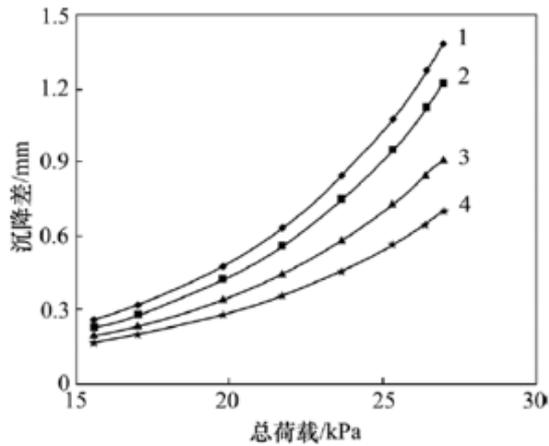


图2 桩-土平均沉降差曲线

3.2 桩体应力

对微型土压力计的读数进行整理，得到了4组复合地基中角桩、边中桩、中桩的应力随荷载增加的变化规律，如图3-5所示。从图3-5可以看出：复合地基中各桩桩顶的应力随荷载的增加而增加；在荷载作用初期，4个复合地基中角桩、边中桩、中桩的应力差别不大；当荷载较小时，圆柱形桩的应力随荷载的增加而缓慢增加，楔形桩的应力则随荷载的增加而迅速增加，且楔角越大，楔形桩应力增加的幅度越大；

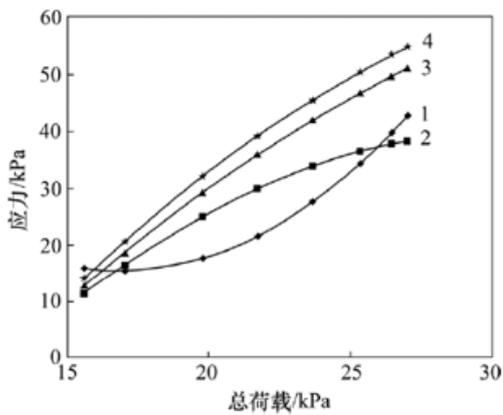


图3 中轴应力曲线

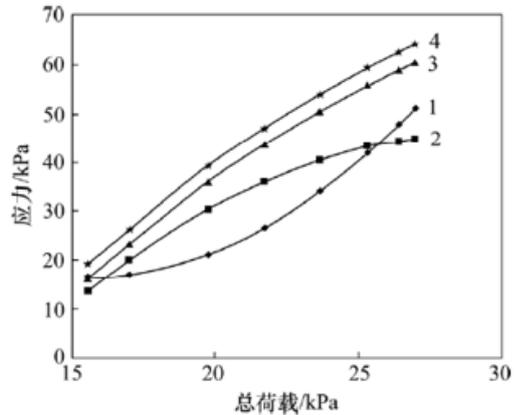


图4 边中桩应力曲线

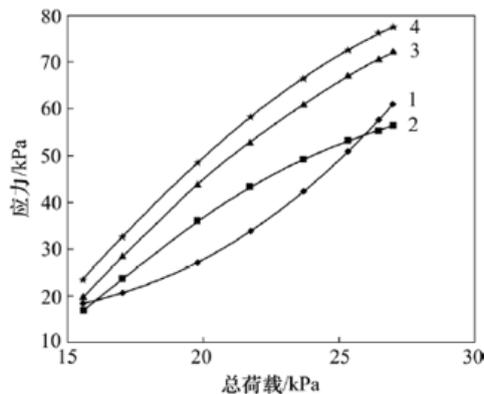


图5 角桩应力曲线

当荷载较大时，圆柱形桩的应力开始迅速增加，且增加的幅度随荷载的增加而不断增大；楔形桩的应力的增长速率随荷载的增加而不断减缓，并有趋于稳定的趋势，且楔角越小，使楔形桩的应力趋于稳定的荷载越小。

对比图3-5可以得出在同一个复合地基中各桩的应力变化规律：角桩的应力最大，边中桩的应力次之，中桩的应力最小；随着荷载的增加，角桩应力的增加速率最大，中桩应力的增加速率最小，边中桩应力的增加速率介于两者之间。可见：夯实水泥土楔形桩复合地基中桩体分担荷载的规律与夯实水泥土圆柱形桩复合地中桩体分担荷载的规律是一致的；增大楔形桩的楔角能使桩体较早地发挥其承载性能，但随着荷载的增加，桩体所分担的荷载是有限的，在工程实际中，要根据实际情况选择合理的楔角。

3.3 平均桩-土应力比

对微型土压力计的读数进行进一步整理，得到4组复合地基的平均桩-土应力比随荷载增加的变化规律，如图6所示。从图6可以看出：夯实水泥土圆柱形桩复合地基的平均桩-土应力比随荷载增加而递增，且荷载越大，其增加的速率不断提高；在加载初期，4种桩型复合地基中的平均桩-土应力比较接近；随着荷载的增加，夯实水泥土楔形桩复合地基的平均桩-土应力比迅速增加，且增加的速率随楔角增大而增大，其增长速率远大于圆柱形桩平均桩-土应力比的增长速率；随着荷载的进一步增大，楔角较小楔形桩复合地基的平均桩-土应力比开始下降，楔角较大楔形桩复合地基的平均桩-土应力比则有下降或稳定的趋势。

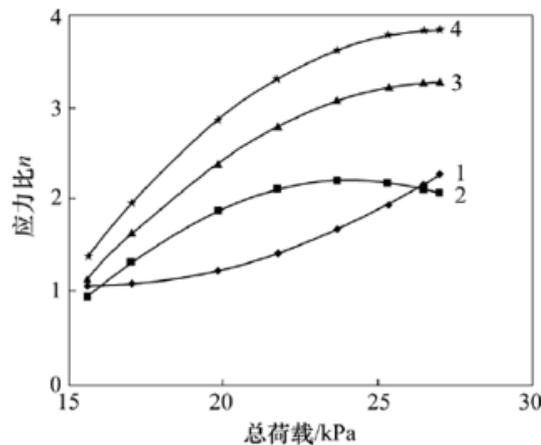


图6 平均桩-土应力曲线

可见：在一定荷载范围内，楔形桩能有效地发挥桩体的承载性能，其性能要比圆柱形桩的性能优；随着荷载的不断增大，楔形桩-土相互作用进一步增强，桩周土的承载能力得到有效发挥，楔形桩的倾斜侧壁能有效地缓解桩体应力集中；夯实水泥土楔形桩能有效地调节平均桩-土应力，但并不是楔角越大的楔形桩其调节功能越强，这就存在1个最佳的楔角使桩、土在复合地基中均能发挥其最大的承载性能，从而提高地基承载力。最佳的楔角范围有待进一步研究。

3.4 荷载-沉降曲线

根据千分表所测得的桩、土沉降读数进行了加权平均处理，得到4组复合地基的荷载-平均沉降关系，如图6所示。

从由图6可以看出：夯实水泥土桩复合地基的荷载-平均沉降曲线均为缓变形曲线；在相同荷载作用下，夯实水泥土楔形桩复合地基的平均沉降比夯实水泥土圆柱形桩复合地基的平均沉降小，且楔角越大，夯实水泥土楔形桩复合地基的平

均沉降越小。可见：在相同地质条件下，楔形桩能较有效地减小地基沉降，提高复合地基的承载力。

4 结论

(1) 夯实水泥土楔形桩的倾斜侧壁能增强桩-土相互作用，能有效地调节桩-土沉降差和地基沉降，提高地基承载力。

(2) 夯实水泥土楔形桩复合地基中桩体分担荷载的规律与夯实水泥土圆柱形桩复合地中桩体分担荷载的规律一致；增大楔形桩的楔角能使桩体较早地发挥其承载性能，但随着荷载的增加，桩体所分担的荷载是有限的，在工程实际中，要根据实际情况选择合理的楔角。

(3) 在一定荷载范围内，夯实水泥土楔形桩复合地基的平均桩-土应力较夯实水泥土圆柱形桩复合地基的平均桩-土应力比大，楔形桩桩体的承载性能得到较早发挥，其性能要比圆柱形桩的性能优；随着荷载增大，楔形桩-土相互作用进一步增强，桩周土的承载能力得到有效发挥，楔形桩的倾斜侧壁能有效地缓解桩体应力集中现象；夯实水泥土楔形桩能有效地调节平均桩-土应力，但最佳的楔角范围有待进一步研究。

含水量和压实度对黏性土地基承载力的影响试验研究

徐方, 冷伍明, 赵春彦, 余志武

(中南大学土木工程学院, 湖南长沙410075)

铁道科学与工程学报 2011年10月第8卷第5期

1 引言

地基承载力是经典土力学研究的一个主要领域,同时地基承载力的确定也是工程设计中的关键问题。现行比较常用的地基承载力确定方法主要有理论公式法、原位测试法和规范法。基于极限平衡理论,前人提出了一系列计算地基承载力的理论公式,其中比较常用的有Vesic公式、Taylor公式、Meyerhof公式、Hansen公式和Terzaghi公式。长期以来,学者们在含水量对土体抗剪强度的影响研究上做了很多工作,但是进一步研究含水量对地基承载力的影响的并不多。含水量和压实度是影响黏性土地基承载力的两大关键因素。研究含水量和压实度对地基极限承载力的影响,可以认知地基承载力随含水量和压实度的变化趋势,对工程实际中地基承载力的计算也有重要指导意义。本文从地基承载力理论计算公式出发,研究了含水量对黏性土地基承载力的影响,同时根据理论公式计算值偏大这一问题,对Hansen公式计算确定的黏性土地基承载力提出了含水量修正建议。

2 试验方法与实施

2.1 试验基本情况

2.1.1 填料基本性质

试验采用的填土为低液限粉质黏土,最大干密度 $1.86\text{g}/\text{cm}^3$,最优含水量14%,液限 $w_L=35.8\%$,塑限 $w_P=22.7\%$,塑性指数 $IP=13.1$ 。填料土粒含量见表1,填料的击实曲线见图1。

表1 地基土各粒径土粒的含量

粒径/mm	80	60	40	20	10	5	2	1	0.5	0.25	0.075
小于该粒径占试样总质量百分数/%	100	100	100	100	99	95.2	90.7	88.9	83.2	80	73.7

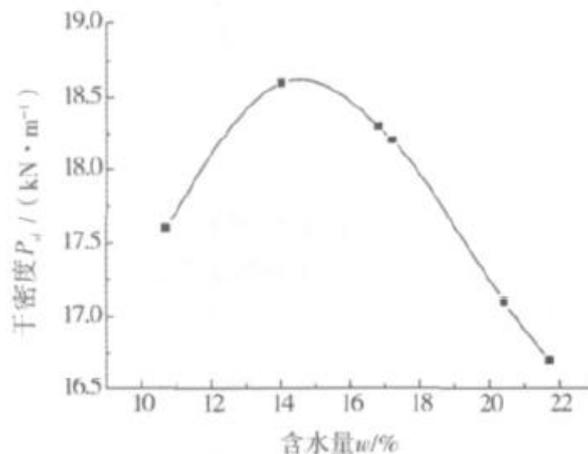


图1 填土的击实曲线

2.2 试坑制做与填筑方法

按试坑的设计意图,在中南大学重载铁路工程结构教育部重点实验室的大型路基槽内,先后开挖出2个长2.4m、宽2.4m、深1m的试坑,图2为试坑开挖和填筑

的现场照片。

首先对试坑1进行开挖，然后按要求填筑压实，获得压实度为0.84的地基，如图2中试坑1所示。在对试坑1进行各项试验的同时，开挖试坑2并填筑压实，获得压实度为0.88地基。

在做完上述压实度为0.84和0.88的2组地基的物理力学指标测试和平板荷载试验后，重新将填土挖出，再分别在两个试坑中填筑土体，获得压实度为0.94和0.98的地基，再次进行此组地基的物理力学指标测试和平板荷载试验。

3 试验资料与试验结果

平板荷载试验过程采用分级加载，每施加一级荷载后，隔15min观测一次沉降，累积观测达2h时，再施加下一级荷载，直到达到试验终止条件。试验所得各压实度下压应力与沉降关系曲线如图3~图6。



图2 试坑开挖和填筑照片

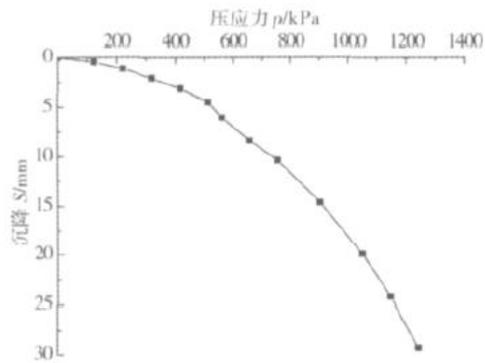


图3 压应力与沉降关系曲线 (K= 0.84)

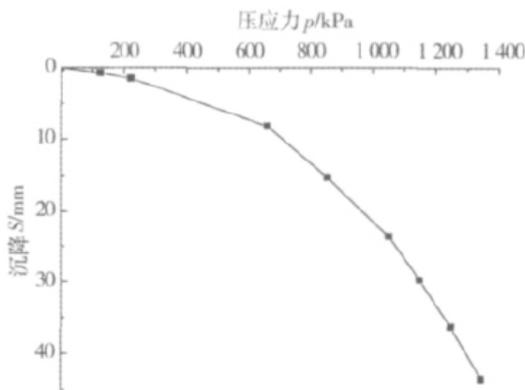


图4 压应力与沉降关系曲线 (K=0.88)

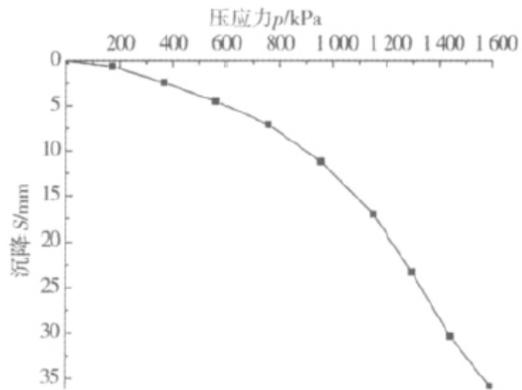


图5 压应力与沉降关系曲线 (K=0.94)

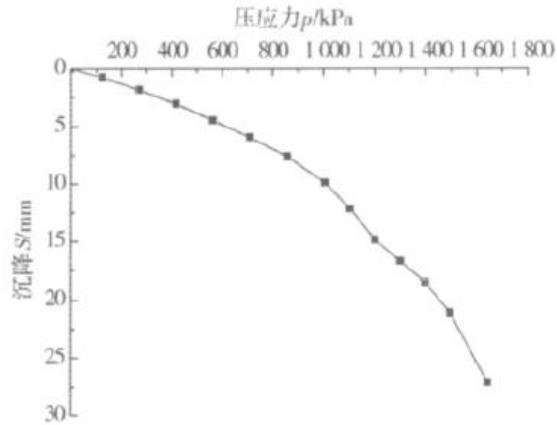


图6 压应力与沉降关系曲线 ($k=0.98$)

根据各压实度下压应力与沉降关系曲线,可以得到各压实度下的地基承载力试验结果与压实度关系数据如表2,地基承载力试验结果与压实度关系曲线如图7。

表2 不同压实度条件下地基的承载力试验结果

压实度	0.84	0.88	0.94	0.98
含水量/%	14.9	16.8	17.5	15.5
地基承载力/kPa	1 185	1 363	2 037	2 649

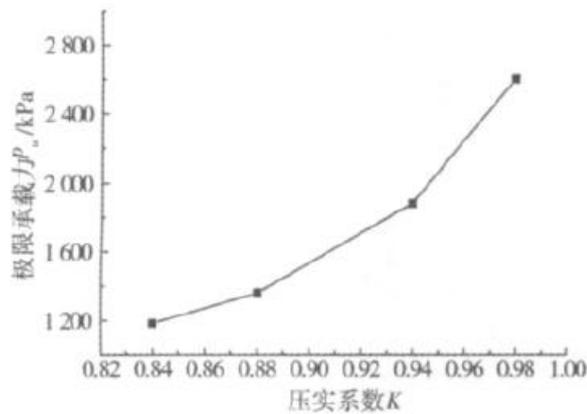


图7 地基承载力变化

由图7可看出,地基承载力随压实度的增大而增大;但由于4个压实度下的地基土含水量不相同(相差在3%以内),尚不能得到地基承载力与压实度之间的定量关系。

4 含水量对地基承载力特性的影响分析

4.1 含水量对黏性土内摩擦角的影响分析

本试验中采用的是粉质黏土地基,这与文献中所用土属于同一类土样,文献中提供的粉质黏土(非坚硬状态)内摩擦角随含水量变化关系数据和关系曲线见表3和图8。

表3 北京地区粉质黏土内摩擦角与含水量关系

含水量/%	13	16	19	22	25	28	31.5
内摩擦角/(°)	24.24	26.58	25.8	24.25	22.7	24.65	24.81

从表3和图8看出，含水量变化时，土体的内摩擦角变化非常小，因此含水量变化对这种土体的内摩擦角的影响较小，即当含水量变化时，可以认为土体的内摩擦角基本保持不变。

根据土体极限平衡理论得到的传统地基承载力公式为：

$$p_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma bN_\gamma \quad (1)$$

式中： γ 为基地以下土重度，地下水位以下取有效重度，kN/m³；c为土的黏聚力，kPa；q为基地上覆压力，kPa；N_c、N_q和N_γ 是承载力系数，都是土内摩擦角φ的函数。当含水量变化时土体的内摩擦角并不改变，N_c、N_q 和N_γ 值也不变；因此，式(1)右边的第2项qN_q也保持不变。

4.2 含水量对黏性土黏聚力的影响分析

含水量的变化对土体黏聚力的影响要比对土体内摩擦角的影响明显，含水量增大时，土体黏聚力减小。文献中提供的粉质黏土(非坚硬状态)的黏聚力随含水量变化关系数据和关系曲线见表4和图9。

表4 北京地区粉质黏土黏聚力与含水量关系

含水量/%	13	16	19	22	25	28	31.5
黏聚力/kPa	73.41	56.39	40.02	19.72	16.95	8.82	7.86

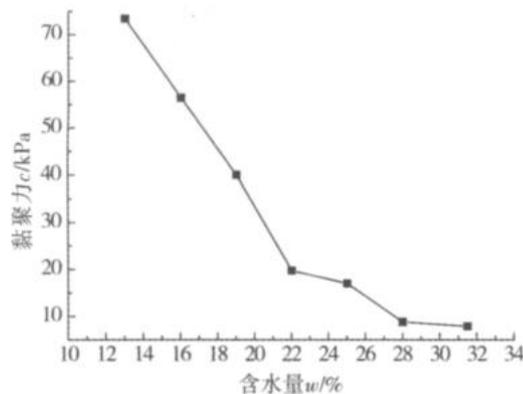


图8 北京地区粉质黏土黏聚力与含水量关系曲线

当含水量增大时土体的黏聚力c减小，土的重度 γ 却增加；因此式(1)中右边第一项cN_c减少，第3项 γbN_γ 增大，这两项对地基承载力的影响相反，起到一定的抵消作用后，抵消作用是否明显需经过计算确定。

由表5和图10看出，含水量对地基承载力的影响明显，但随着含水量的增大，这一影响逐渐减小且呈明显的阶段性。当含水量小于22%时，地基承载力受含水量影响很大，近似呈线性关系；而当含水量大于22%时，地基承载力受含水量影响较小，并逐渐趋于不变。可见，当含水量小于22%时，含水量变化即使在3%以内，式(1)中第1项和第3项的抵消作用也并不明显。

4.3 含水量对黏性土地基承载力影响分析

文献中没有给出试验用土的干密度，但是该土与本次地基平板荷载试验所用填土属于同一类土，而本次地基填筑压实后土体的干密度在17.5kN/m³左右，这里取文献中土样干密度为17.5kN/m³来进行计算。假设用文献中的土样来填筑一个宽度为5m的条形基础地基，条形基础置于地表且地面平坦，同时基础所受荷载

也无倾斜。根据前面分析，含水量变化时，土体内摩擦角并不改变，统一取各含水量下土体内摩擦角为 25° ，运用文献中提及的Hansen公式计算地基承载力，计算结果见表5，计算结果与含水量关系曲线见图9。

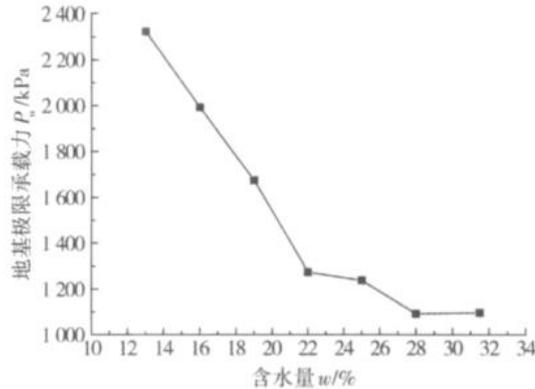


图9 地基承载力与含水量关系曲线

表5 地基承载力与含水量关系

含水量/%	13	16	19	22	25	28	31.5
地基承载力/kPa	2 323	1 992	1 674	1 274	1 238	1 091	1 096
相邻值试验值之差/kPa	331	318	400	36	147	-5	

由表5和图9看出，含水量对地基承载力的影响明显，但随着含水量的增大，这一影响逐渐减小且呈明显的阶段性。当含水量小于22%时，地基承载力受含水量影响很大，近似呈线性关系；而当含水量大于22%时，地基承载力受含水量影响较小，并逐渐趋于不变。可见，当含水量小于22%时，含水量变化即使在3%以内，式(1)中第1项和第3项的抵消作用也并不明显。

5 地基承载力理论公式计算的含水量修正

试坑填筑好后，在进行平板荷载试验之前，用环刀取样并在试验室进行直剪试验，得到不用压实度下土体抗剪强度指标见表6。K=0.88的试坑由于填筑好后未能及时取样，所以并未进行直剪试验。

表6 不同压实度下土体的强度指标以及土的重度

压实度	K = 0.84	K = 0.94	K = 0.98
c /kPa	33.7	54	51.6
$\varphi /(^{\circ})$	28.2	29.2	32
$\gamma /(\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	17.95	20.54	21.05

本试验模拟2.4m×2.4m的方形基础，基础置于地表且地面平坦，基础所受荷载无倾斜，所以只需引入基础形状修正系数而无需引入倾斜荷载修正系数和深度修正系数，将表6中数据代入文献中提及的Hansen公式计算得地基承载力见表7。

表7Hansen 公式确定的地基承载力与平板荷载板试验结果对比

压实度	0.84	0.94	0.98
Hansen 公式计算值/kPa	1 409	2 303	2 955
平板荷载试验值/kPa	1 185	1 963	2 649
计算值与试验值之差/kPa	224	340	306

由表7可看出, Hansen公式计算的地基承载力值比平板荷载试验值大300kPa左右, 这与表5中含水量小于22%时, 含水量每增加3%所对应的地基承载力减小值的幅度相近。可以看出, 在某一含水量下(本实验中是22%)Hansen公式计算的地基承载力值偏大, 且更接近于比这一含水量大3%时的地基承载力;因此, 运用Hansen公式计算的地基承载力值并不是该含水量下的准确值, 但可近似修正为含水量增加3%时候的值。而当含水量大于某一特定值后(本实验中是22%), 地基承载力受含水量变化的影响会很小, 此时可认为Hansen公式计算的地基承载力是准确的, 而无需进行含水量修正。

6 结论

(1) 进行了同一种土、4种压实度条件下的地基承载力和物理力学试验, 分析了含水量对黏性土抗剪强度参数的影响。

(2) 结合现有文献资料, 探讨了含水量对黏性土地基承载力的影响机理:

黏性土地基在非坚硬状态下, 含水量受地基承载力影响呈现出明显的阶段性。当含水量小于某一个特定值时(本实验中是22%), 黏性土地基承载力受含水量影响很大, 前者随后者的增大近似线性减小; 而当含水量大于这一特定值后, 地基承载力受含水量影响变小, 并逐渐趋于不变。

(3) 黏性土地基在非坚硬状态下, 当含水量变化较小时(3%以内), 可以得知黏性土地基承载力随含水量增大而增大, 但尚不能得到黏性土地基承载力与含水量之间的定量关系。

3、复合地基

复杂岩溶场地下的高层建筑地基处理

姜燕^{1,2}, 杨光华^{1,2,3}, 黄忠铭³, 乔有梁^{1,2}, 张玉成^{1,2}

(1. 广东省水利水电科学研究院; 2. 广东省岩土工程技术研究中心 3. 华南理工大学土木与交通学院;)

岩土力学 2015年6月第36卷

1 引言

岩溶地区上高层建筑的基础设计是建筑工程中地基处理的难点。岩溶地基存在土洞溶洞多, 岩面起伏大、地下水不可预见等特点, 使得岩溶地基高层建筑基础设计具有极大的挑战性。对一个卵石土岩溶地基高层建筑进行基础设计, 通过现场土的载荷板试验、夯扩桩复合地基载荷试验、冲孔桩复合地基载荷试验等现场原位试验, 获得了丰富可靠的资料, 根据试验结果和场地覆盖层厚度、岩溶发育情况进行科学的计算分析, 最后采用筏板下多桩型复合地基处理方案, 该方案既能满足承载力及沉降的要求, 又同时考虑了溶洞坍塌及沉降不均的风险, 且更为经济。将计算沉降与实际观测结果进行了比较, 说明了地基处理方案的合理性, 为高层建筑复杂岩溶地基处理提供了较好的借鉴。

2 场地及主要工程地质问题

某建筑场地周边较为空旷, 建筑安全等级为一级, 主要由多栋高层住宅(32层)及其附属设施组成, 以其中一栋建筑物(3[#])为例进行说明, 该建筑物由3[#]A, 3[#]B, 3[#]C三栋高层组成, 最大高度为98.4 m, 设计±0.00对应高程为161.5m, 建筑物底板高程为157.1m, 建筑结构平面见图1。上部结构设计荷载为500kPa。

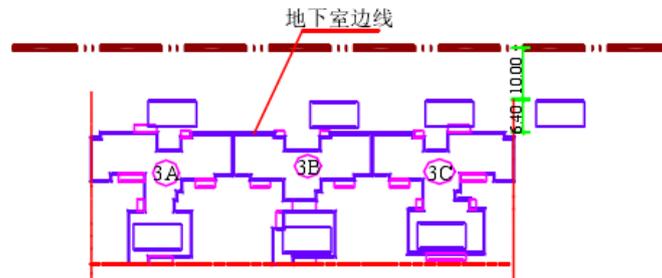


图1 建筑结构平面图(单位:m)

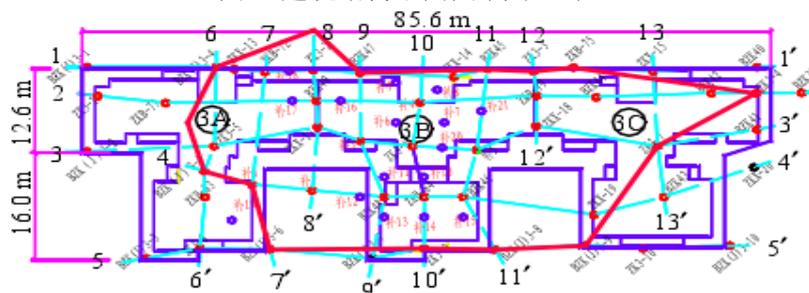


图2 地质钻孔平面图

据勘察资料, 场地范围内地基岩土层自上而下为: 层①耕植土; 层②第四系冲洪积粉质黏土; 层④₁第四系冲洪积淤泥质黏土; 层④: 软塑状粉质黏土夹层; 层③₁第四系冲洪积中密状卵石土、层③₂稍密状卵石土、石炭系壶天群灰岩; 层④₁淤泥质黏土及层④₂软塑状粉质黏土, 均呈透镜体, 厚度不均匀, 一般1-5 m不等。物理力学性质较差, 其中粉质黏土④₂局部地段基岩面接触带上有发育, 稍密状卵

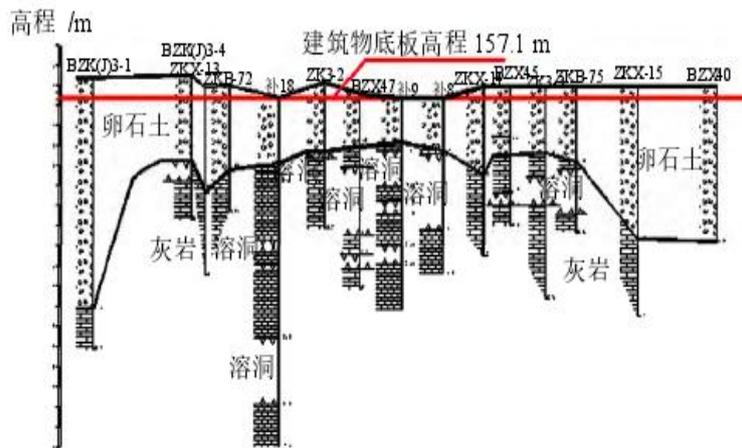
石土;③₂厚度不均匀,重型动力触探击数较低,局部呈松散状。建筑结构底板高层为157.1m,位于卵石土③₁地层上。

2.1 不均匀大跨度充填型溶洞

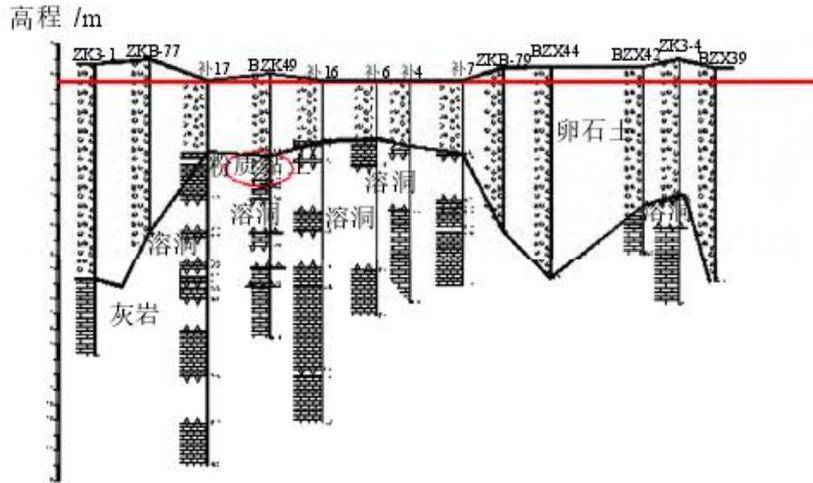
场地内岩溶极为发育,浅部主要表现为溶沟溶槽发育,深部多表现为溶洞和地下暗河,占场地内所钻钻孔的82%,其中最大单个洞腔高约18.2m,局部呈串珠状,多为全填充,少量半填充,充填物主要以细砂及钻性土组成,呈软塑状。地质钻孔平面图见图2,典型剖面图见图3。溶洞分布范围主要集中在图2中标注区域。

根据地质钻孔详勘,场地地质条件复杂,主要表现为:(1)溶洞分布不均匀,地质差异大,埋藏深度变化大。溶洞从西北方向至东南方向有贯通趋势,单个钻孔多为串珠状,其中3#B栋溶洞分布范围最广,且埋藏浅,洞腔大;3#A,3#C栋溶洞较少,埋藏深,洞腔小。(2)基岩面起伏大,完整基岩面标高在115.0-145.0m之间,最大高差达30m;溶洞上覆岩层厚度变化大,最小仅0.8m,最大约12m。(3)卵石土上部中密,下部松散一稍密状,下部承载力较低,层厚不均匀,局部含有软塑状淤泥层粘土、粉质粘土等软弱夹层,场地不均匀。

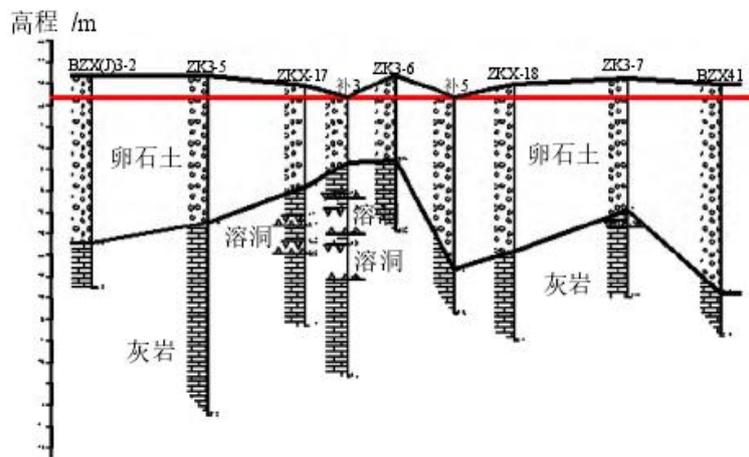
以上的特殊场地地质条件,给地基处理带来了难度,若采用天然地基,地质的不均可能导致严重的沉降不均;若采用桩基础,桩端需穿过溶洞进入中风化,较厚的卵石土以及大范围的串珠状溶洞将导致高昂的工程造价,且软弱夹层的存在也可能导致成桩塌孔,施工困难;若采用复合地基,桩太长则不够经济,桩太短则承载力及沉降不能满足要求,尚且存在溶洞坍塌的风险及沉降不均的问题。因此,采用何种地基处理型式更为可靠经济,需要充分考虑场地及地质条件的特殊性,综合判定。



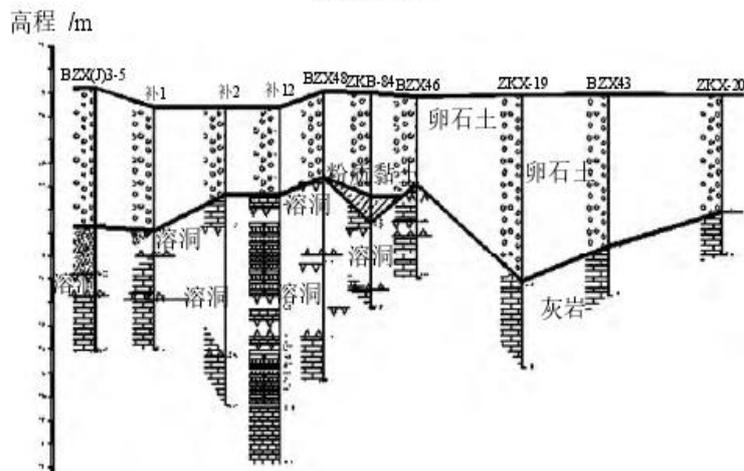
(a) 1-1' 剖面



(h) 2-2' 剖面



(c) 3-3' 剖面



(d) 4-4' 剖面

图3 地质剖面图

2.2 室内及原位试验

原位试验参数统计本工程进行了大量的现场原位试验及室内试验，试验指标统计见表1。室内试验参数统计室内试验指标统计见表2，岩石单轴饱和抗压强度指标见表3。

表 1 试验结果统计

试验类型	土样名称	统计次数 /次	实测值 /击	平均值 /击
标准贯入 试验	粉质黏土②	2	18~19	18.5
	卵石土③ ₂	2	6~7	5.3
	淤泥质黏土④ ₁	1	3	2.6
重型动力 触探	粉质黏土④ ₂	24	2~15	6.6
	卵石土③ ₁	292	1~18	7.2

表 2 粉质黏土④₂物理力学性质

统计项目	范围值	平均值	标准值
天然含水率 $w / \%$	18.4~28.40	23.35	24.88
天然密度 $\rho / (\text{g}/\text{cm}^3)$	1.87~2.04	1.97	2.00
孔隙比 e	0.59~0.78	0.70	0.74
压缩模量 E_s / MPa	4.35~9.94	7.00	6.07
黏聚力 c / kPa	29.3~62.20	40.24	35.69
内摩擦角 $\varphi / (^\circ)$	12.51~18.97	15.66	14.62

表 3 岩石单轴饱和抗压强度指标

统计项目	范围值	平均值	标准值
中风化灰岩 /MPa	13.7~146.6	31.8	29.04

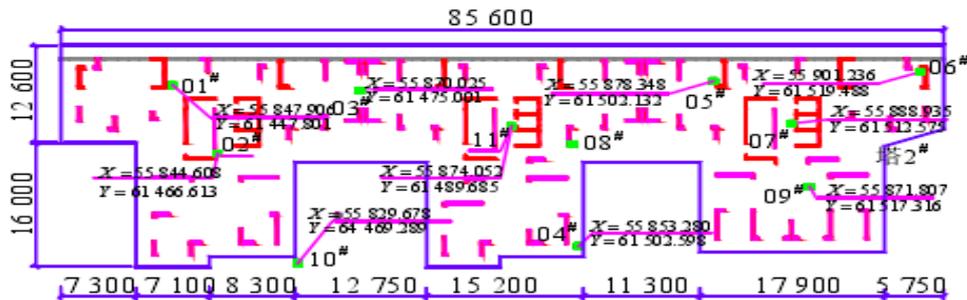


图 4 天然地基压板试验点布置图(单位:mm)

为进一步确定天然地基的承载能力,对场地进行了浅层平板载荷试验,共选取了12个试验点,其平面布置见图4,压板试验面积为 0.5m^2 ,压板试验结果见表4,试验取 $s/b=0.015$ 所对应的荷载确定地基承载力特征值。由表4可以看出,除塔2#及01#试验点曲线为缓变形,其他试验点均为陡降形,且试验点承载力较低,大部分未达到 350kPa 。

3 地基处理方案选型

针对工程特殊场地及地质条件,本文对不同地基处理型式进行比较分析,以探索最安全经济的处理方法。对于岩溶地区,筏板基础是一种较经济且便于施工的方案,且基础持力层为中密状卵石土,因此,首先考虑是否能够采用筏板基础。

(2) 计算方法

采用切线模量修正的有限压缩层地基模型对筏板基础进行计算,该方法是改进得到的,能反映原状土体的力学性状及非线性,其核心思想是根据地质条件将筏板划分为若干网格,采用切线模量修正的地基模型计算得到每个网格下的土弹簧刚度,通过不断迭代求得实际筏板基础的反力及沉降。该方法可以考虑地质的不均匀性。为减小工作量,可将网格移植到有限元程序中进行迭代,计算的收敛

条件为前后两次网格的压力差小于2%的前次基底压力，即 $|p_k - p_{k-1}| \leq 2\% p_{k-1}$ 。本次计算卵石土的初始切线模量取各个压板反算的平均值，约150MPa，其他土层的初始切线模量根据地区经验取2倍的变形模量。

表4 天然地基压板试验结果

试验点	试验最大荷载	总沉降	曲线类型	地基承载力特征值
	/kPa	/mm		/kPa
塔2 [#]	700	16.28	缓变型	≥350
01 [#]	700	11.11	缓变型	≥350
02 [#]	560	49.40	陡降型	245
03 [#]	630	48.66	陡降型	280
04 [#]	700	49.14	陡降型	315
05 [#]	700	48.46	陡降型	315
06 [#]	700	49.28	陡降型	315
07 [#]	630	48.18	陡降型	280
08 [#]	700	49.29	陡降型	315
09 [#]	630	49.38	陡降型	280
10 [#]	420	49.42	陡降型	175
11 [#]	420	49.23	陡降型	210

表5 筏板基础参数

层号	岩土名称	$\gamma / (\text{kN}/\text{m}^3)$	c / kPa	$\varphi / (^\circ)$	E_0 / MPa
③ ₁	卵石土	22.4	反算	反算	反算
③ ₂	卵石土	22.0	8	25	40.0
④ ₁	淤泥质土	18.9	5	8	7.5
④ ₂	粉质黏土	18.9	40	16	15.0
④ ₃	细砂	21.0	0	20	20.0

(3) 计算结果

根据地质钻孔平面图，将筏板基础划分为若干小筏板网格，网格划分及每个网格计算选取的钻孔如图5所示。

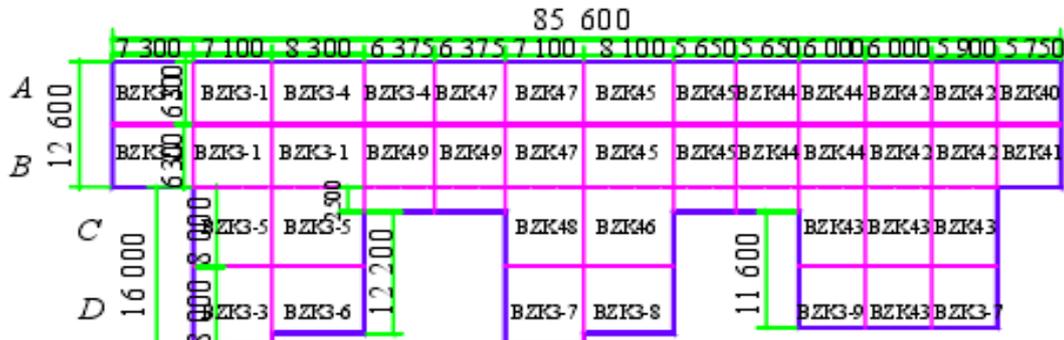


图5 筏板网格划分及选取钻孔图(单位:mm)

586	553	470	537	601	552	541	543	504	444	526	510	621
493	544	458	380	353	467	526	529	350	371	450	439	638
	486	441			586	586			586	586	586	
	377	624			418	658			582	365	372	

图6 筏板网格反力图(单位:kPa)

筏板基础厚1.6m, 采用C30混凝土, 首次计算, 假设基底应力平均分布, 筏板网格基底应力P均取500kPa, 计算得到每块筏板下土体的初始弹簧刚度, 然后不断进行迭代, 达到收敛条件后得到筏板基础的网格反力图及沉降等值线图, 见图6、7。

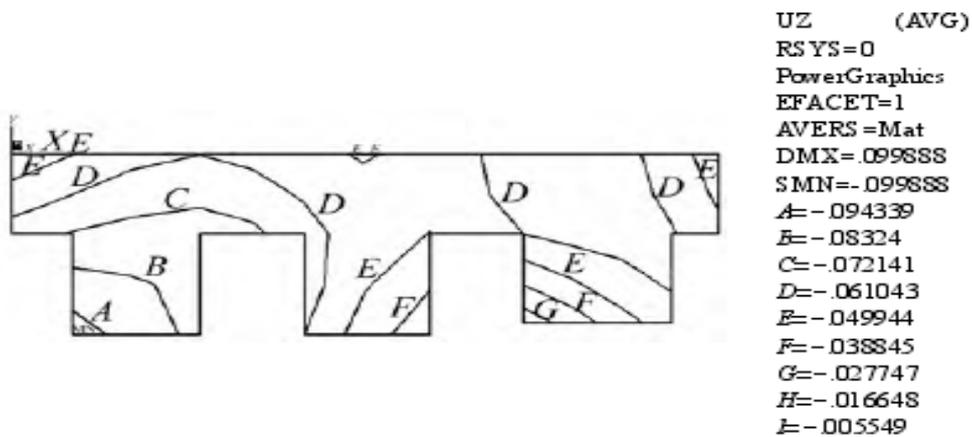


图7 迭代后筏板基础沉降等值线



图8 地基处理方案

从图6、7中可以看出, 基础3[#]A及3[#]B栋沉降较大, 约在61-94mm左右, 3[#]C栋沉降较小, 约为27-61 mm, 上述的计算结果均在不考虑溶洞作用的前提下, 但由于地质条件复杂, 尤其是底板以下土层厚度变化大, 岩面高程差异较大, 局部有淤泥质土层及粉质钻土层, 基础沉降差异较大, 特别是中部3[#]B栋大多分布有溶洞, 且上部覆盖层较浅, 溶洞上部灰岩较薄, 局部仅有几十公分, 溶洞对基础的稳定不利, 溶洞上部岩层是否能够满足受力要求犹未可知, 因此采用筏板基础是否安全, 还需对溶洞进行稳定性计算。

3.2 多桩型复合地基处理方案

根据筏板基础计算结果，采用纯筏板基础风险性较高，建议地基处理采用复合地基方案，地基处理型式如图8所示。经过补勘后发现，3[#]B与3[#]A栋相接地带以及3[#]B下部存在连通的溶洞区，考虑基础及上部结构的安全性，3[#]A与3[#]B相接地带以及3[#]B溶洞连通区域采用冲孔桩复合地基，冲孔桩桩径为800mm，桩间距为2500mm，平均桩长22.4m，基本穿透溶洞入岩；3[#]A与3[#]C溶洞分布较少，埋藏深，且卵石土层较厚，综合以上特点，采用夯扩桩复合地基，夯扩桩桩径为400mm，桩间距为1500mm，桩端扩大头直径为600mm，平均桩长13m。

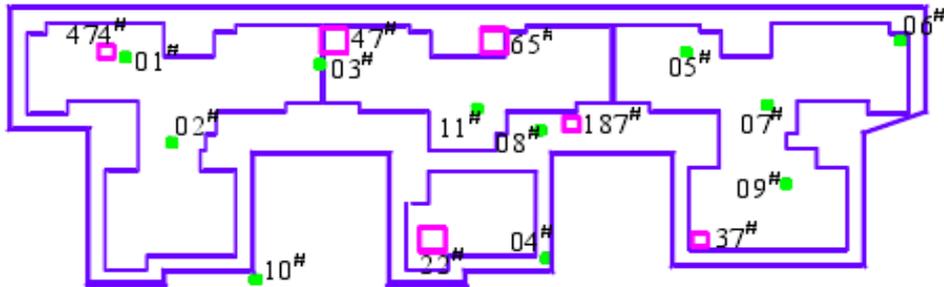


图9 单桩复合地基试验点布置

(1) 单桩复合地基载荷试验

由于同时使用了夯扩桩及冲孔桩复合地基，布置型式以及对应的地质情况均不相同，可能产生不均匀沉降。为了解沉降差异的大小以及复合地基方案的可靠性，进行了单桩复合地基载荷试验，试验点布置见图9，其中37[#], 187[#], 474[#]为夯扩桩复合地基试验点，承压板面积分别为2.25m², 22[#], 47[#], 65[#]为冲孔桩复合地基试验点，承压板面积分别为6.25m²，桩头与桩间土顶部用中粗砂填平，最小厚度不小于10cm，试验结果见表6。

表6 单桩复合地基载荷试验结果

桩型	试验点	桩径 /mm	桩长 /m	试验最大荷载 /kN	总沉降 /mm	回弹率 /%
夯扩桩	37 [#]	400	14.95	2 250	11.26	20.34
	187 [#]	400	14.34	2 250	26.32	20.02
	474 [#]	400	14.86	2 250	33.95	20.00
冲孔桩	22 [#]	800	27.1	6 250	10.47	20.15
	47 [#]	800	24.4	6 250	10.39	20.31
	65 [#]	800	21.05	6 250	8.85	18.76

(2) 夯扩桩复合地基计算

根据已有的天然地基土载荷试验及单桩复合地基载荷试验，可得到同样垫层厚度下桩的 p-s 曲线，再根据原状土的切线模量法计算得到实际基础下复合地基的 p-s 曲线，则可得到在上部结构荷载作用下复合地基的沉降。根据现有资料，对夯扩桩及冲孔桩复合地基进行复核计算。由图 10 及表 6 可知，夯扩桩复合地基载荷试验点 474[#]试验沉降最大，为 33.95mm，试验曲线如图 10 (a) 所示。相应位置处的天然地基载荷试验点为 1[#]，试验曲线如图 10 (b) 所示。

根据载荷试验曲线反算土体参数及垫层参数，选用距离试验点最近 ZKB-77 钻孔，剖面见图 11，E₀ 为初始切线模量。为验证所取参数的合理性，根据参数采用切线模量法对 1[#]天然地基载荷试验点以及 474[#]夯扩桩单桩复合地基载荷试验点进行计算，并将其与试验结果相比较，分别如图 12 所示。从图中可以看出，

计算结果与试验结果吻合较好,说明计算所取参数是合适的。仍采用原状土切线模量法计算实际基础下 3[#]A 区域夯扩桩复合地基的沉降,如图 13 所示。

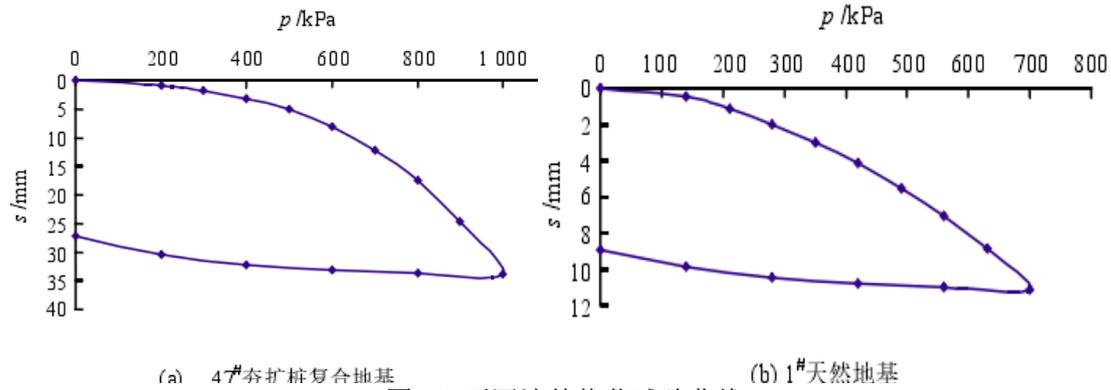


图 10 不同地基载荷试验曲线

(3) 冲孔桩复合地基计算

假设冲孔桩区域可形成复合地基,选取冲孔桩复合地基载荷试验点 47[#]进行复核计算,其沉降为 10.39mm,试验曲线如图 14 所示。相应位置处的天然地基载荷试验点为 3[#],试验曲线如图 15 所示。同样选用距离试验点最近的 BZK-49 钻孔,剖面如图 11 所示。计算参数见表 9, E_{t0} 为初始切线模量。为验证所取参数的合理性,采用切线模量法对 47[#]冲孔桩单桩复合地基载荷试验点进行计算,并将其与试验结果相比较,见图 16,计算结果与试验结果吻合较好,验证了计算参数的合理性。

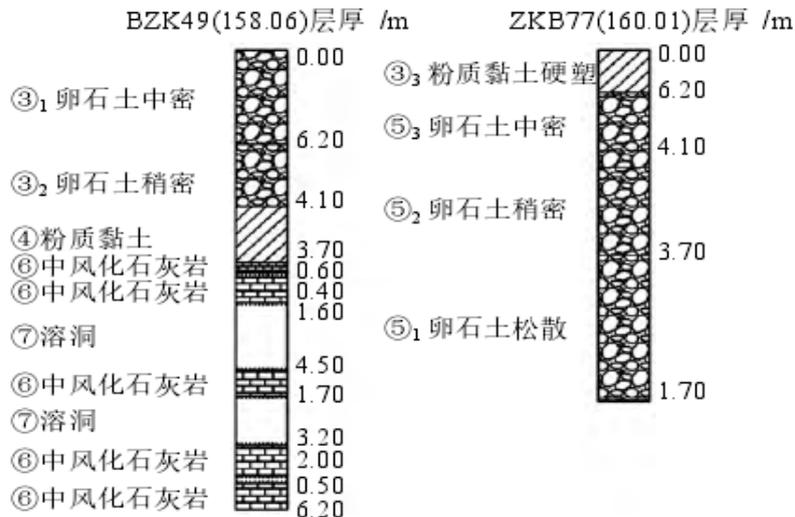


图 11 计算选取的地质钻孔剖面图

根据图 13 计算结果,当垫层厚度为 30cm,基底压力达到 500kPa 时,3[#]A 区域的夯扩桩复合地基的沉降约为 47mm。

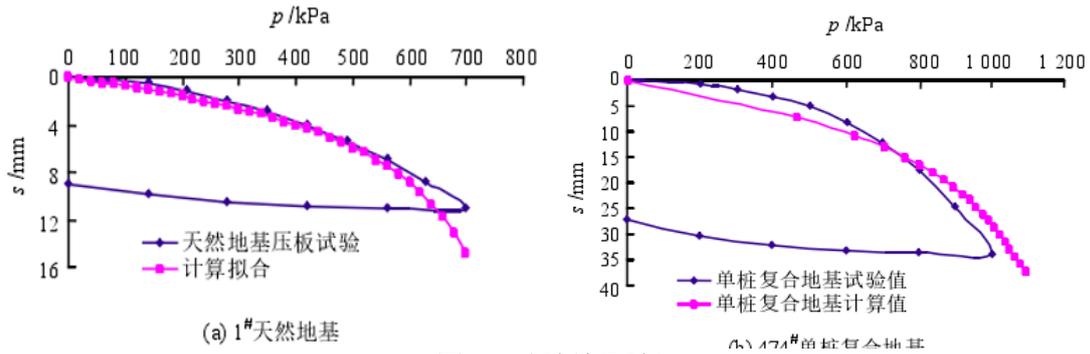


图 12 试验结果验证

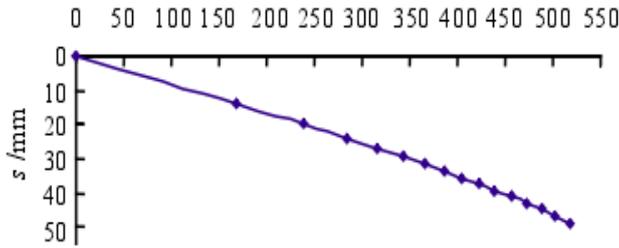


图 13 3#A 夯扩桩复合地基 p-s 曲线

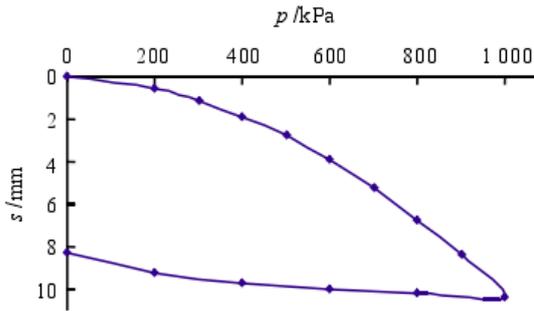


图 14 47# 冲孔桩复合地基压板试验曲线

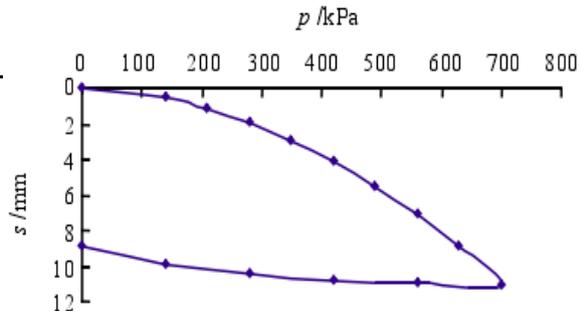


图 15 3# 天然地基载荷试验曲线

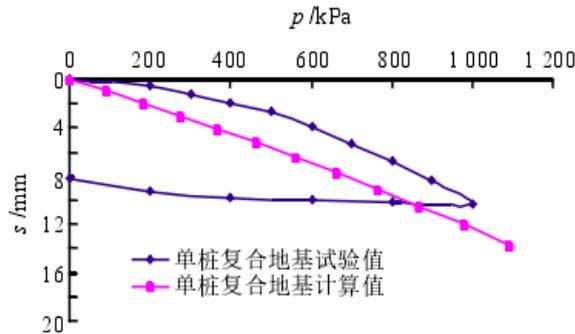


图 16 47# 单桩复合地基试验结果验证

根据本节计算结果可见，选用夯扩桩与冲孔桩相结合的复合地基处理方案可很好的控制沉降，沉降可控制在50mm以内，该方案与仅采用夯扩桩复合地基方案相比，考虑了溶洞对工程安全的影响，更为安全可靠；与完全采用冲孔桩复合地基方案相比更为经济，方便施工。

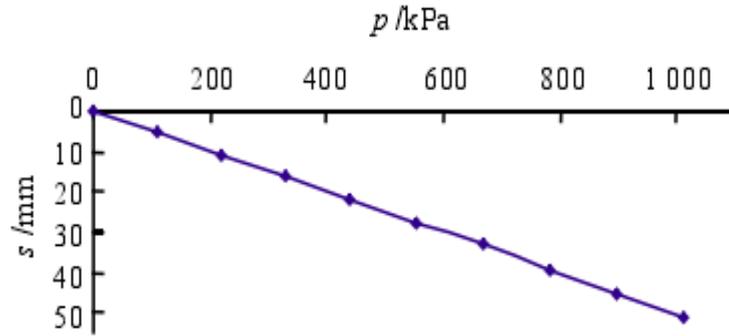


图 17 3#B 冲孔桩复合地基 p-s 曲线

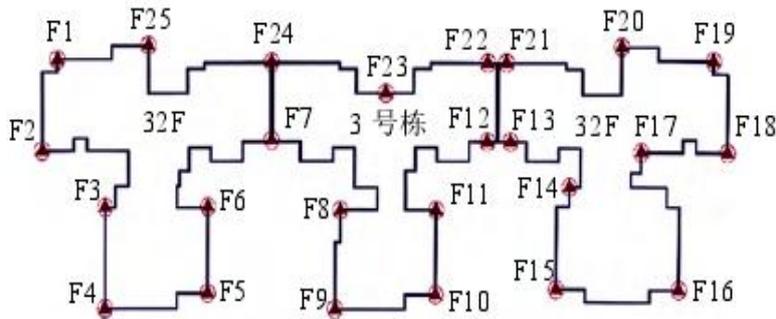


图 18 建筑物观测点布置图

4 监测结果

工程最终采用的本文建议的多桩型复合地基处理方案，并进行了沉降观测，共设置了25个沉降观测点，具体布置如图17所示。目前工程3#A上部结构已施工至13层，3#B及3#C上部结构施工至7层，每层荷载按设计为15kPa，建筑物沉降观测结果见表7。

下沉降约为15mm；3#B在上部荷载达到105kPa时，沉降为1.2-3.8mm(F8-F12观测点)，而图17中计算得到的冲孔桩复合地基沉降曲线中荷载105kPa下基础沉降约为5mm。比较实测值与计算值可以发现，夯扩桩及冲孔桩复合地基沉降计算值与实测值较为接近、比实测值略大，可能是因为计算选取钻孔为最差钻孔，故偏于保守，但二者总的沉降值均不大。由此可见，选用夯扩桩与冲孔桩相结合的复合地基处理方案是合适的，该方案很好的控制了沉降，且3#B栋冲孔桩嵌岩，解决了溶洞坍塌威胁、工程安全的隐患；夯扩桩桩长适中，便于施工，节省造价，两种复合地基加固型式之间的沉降差也较小，可通过设置后浇带、沉降缝等方法处理。可见，多桩复合地基加固型式可以较好地处理这种地质差异较大的岩溶地区高层建筑地基。

5 结论

岩溶地基存在土洞溶洞多，岩面起伏大、地下水不可预见等特点，使得岩溶地基高层建筑基础设计具有极大的挑战性。单一的采用筏基、桩基、复合地基等处理型式均有一定程度的局限性，采用何种地基处理型式更为安全经济，需要充分考虑场地及地质条件的特殊性，综合判定。本次对一个卵石土岩溶地基高层建筑进行基础设计，通过现场土的载板试验、夯扩桩复合地基载荷试验、冲孔桩复合地基载荷试验等现场原位试验，获得了丰富可靠的资料，根据试验结果和场地覆盖层厚度、岩溶发育情况进行科学的计算分析，最后采用筏板下多桩型复合地基处理方案，并将计算沉降与实际观测结果进行了比较，说明地基处理方案的

合理性，为高层建筑复杂岩溶地基处理提供了较好的借鉴。

表 7 建筑物沉降观测结果

测点	观测时间 /年-月-日	上部荷载 /kPa	累计沉降 /mm
F1	2014-10-09	195	-4.0
F2	2014-10-09	195	-3.7
F3	2014-10-09	195	-5.9
F4	2014-10-09	195	-4.2
F5	2014-10-09	195	-4.8
F6	2014-10-09	195	-5.3
F7	2014-10-09	195	-5.3
F8	2014-10-09	195	-5.0
F9	2014-10-09	105	-1.2
F10	2014-10-09	105	-1.5
F11	2014-10-09	105	-3.8
F12	2014-10-09	105	-2.2
F13	2014-10-09	105	-5.0
F14	2014-10-09	105	-3.3
F15	2014-10-09	105	-6.6
F16	2014-10-09	105	-7.1
F17	2014-10-09	105	-5.6
F18	2014-10-09	105	-5.8
F19	2014-10-09	105	-6.3

刚性桩复合地基应力场分布的试验研究

池跃君¹, 宋二祥¹, 金淮², 高文新²

(1. 清华大学土木工程系, 北京100084; 2. 北京城建勘察测绘院, 北京10101)

岩土力学 2003年6月第24卷第3期

1 引言

刚性桩复合地基是在地基土中置入桩身刚度很大的桩, 如素混凝土桩或水泥粉煤灰碎石桩(CFG桩), 与基土形成复合体, 在复合体与基础之间铺设一定厚度的级配砂石垫层, 用以调节桩一土间的荷载分配, 使桩与桩间土共同承受荷载, 从而对不满足承载力或变形要求的地基进行加固的一种人工地基。目前被大量用于高层建筑的地基处理中(尽管某些土较密实, 承载力特征值可达300kPa, 但仍不能满足设计要求)。这种复合地基沉降计算问题至今仍没有得到较好的解决, 其计算方法基本上沿袭天然地基的分层总和法, 一般只是在复合模量上做了一些假定, 而应力场仍采用均质土的Boussinesq解, 或者综合应用Geddes与Boussinesq求解附加应力(4), 再计算沉降的方法。由于设计者的不同判断, 利用目前设计中常用沉降计算公式所得出的结果差异较大, 给设计带来较大困难。造成这种状况的原因之一是由于对刚性桩复合地基荷载传递机理不够清楚, 对复合地基中应力场的分布、桩土荷载分配规律不甚了解, 导致错误假定, 从而影响变形的计算。因此解决沉降计算的途径之一是探寻应力场的分布规律, 为沉降计算的假定提供依据。基于这一考虑, 课题组在现场做了2组9桩复合地基试验, 为探寻应力场的分布规律提供帮助。

2 试验概况

本次试验为2组9桩试验, 针对两种土质情况: 第1组为夯实回填土(目的是在桩间土不同深度埋设压力盒), 第2组为原状土。试验场地位于北京昌平蓝各庄, 场地土质均匀、无杂质, 地下水埋藏很深。对夯实回填土与原状土各取3个钻孔揭示的指标如表1, 2。

表1 夯实回填土(粘质粉土)力学指标

力学指标	钻孔取样深度/m				
	0.50	1.00	1.50	2.00	2.50
含水率 $w/\%$	14.8	16.9	15.4	15.1	15.0
重度 $\gamma/\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$	20.5	20.2	20.5	19.7	19.8
比重 G	2.71	2.71	2.71	2.71	2.71
孔隙比 e	0.515	0.563	0.528	0.583	0.579
饱和度 $S_r/\%$	77.7	81.5	78.9	70.1	70.6
液限 $w_L/\%$	24.8	27.5	26.5	26.0	26.7
塑限 $w_p/\%$	16.9	17.8	18.9	17.8	17.6
塑性指数 I_p	7.9	9.8	7.6	8.2	9.2
液性指数 I_L	<0	<0	<0	<0	<0
压缩模量 E_s/MPa (25~100 kPa)	7.6	8.6	10.4	8.1	6.9
压缩模量 E_s/MPa (100~200 kPa)	10.1	9.8	13.0	10.1	8.7
内摩擦角 $\phi/(\circ)$	26.0	28.5	31.0	34.0	
粘聚力 c/kPa	64.0	54.3	44.5	44.0	

表2 原状土力学指标

力学指标	土层名称				
	粉质粘土	粘质粉土	砂质粉土	粉质粘土	砂质粉土
深度 / m	0.60	1.10	1.60	2.10	2.60
含水率 $w/\%$	18.4	17.5	17.3	25.9	23.4
重度 $\gamma/\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$	18.9	19.3	19.5	19.7	19.2
比重 G	2.72	2.71	2.70	2.72	2.70
孔隙比 e	0.707	0.653	0.631	0.745	0.738
饱和度 $S_r/\%$	71.3	73.7	75.1	94.4	85.8
液限 $w_L/\%$	29.3	26.0	25.4	33.9	27.8
塑限 $w_p/\%$	18.2	18.1	18.9	21.4	21.0
塑性指数 I_p	11.1	7.9	6.5	12.5	6.8
液性指数 I_L	0.01	<0	<0	0.32	0.35
压缩模量 E_s/MPa (25~100 kPa)	5.4	6.7	11.8	7.8	10.9
压缩模量 E_s/MPa (100~200 kPa)	6.1	8.3	13.2	8.7	12.4
内摩擦角 $\phi/(\text{°})$	24.7	28.0	31.5	31.3	31.0
粘聚力 c/kPa	49.0	28.5	18.5	20.3	22.0

试验参数如表3。试验时先开挖试验坑至4.1m,然后分层回填含水量17%左右的素土至设计位置,并在预定的位置埋设压力盒。钻孔成桩并预先埋设钢筋计。为避免堆载对复合地基应力场的量测带来影响,在距荷载板两边1.7m位置各浇捣6根L=6m、必40mm的承载桩。待混凝土满足强度要求后,平整桩头及桩间土,并铺设150mm厚砂垫层,放好荷载板。荷载板采用4块30mm厚、1.6mX-6m的方形钢板,同时,其上放置高度为150mm的十字形荷载分配梁。堆载至2000kN,并通过支架将堆载自重全部传给承载桩承担。试验方案布置见图1, I-I剖面见图2。

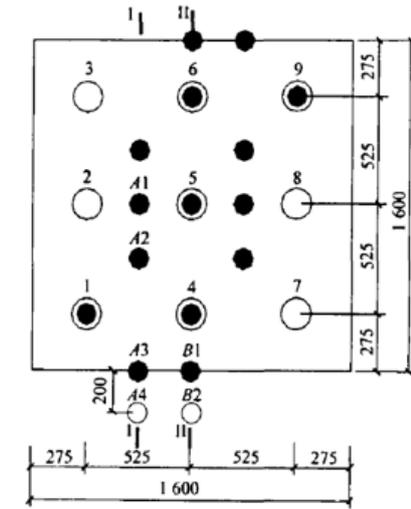
表3 实验参数

桩长 L/m	桩径 D/mm	桩距 /m	垫层厚 H/mm	荷载板 尺寸/m ²	置换率	桩长径比	混凝土 等级
2.5	150	0.525	150	1.6×1.6	0.0621	16.67	C20

3 试验结果及分析

3.1 荷载-沉降曲线

图3中给出了各级荷载下复合地基的沉降曲线,均呈缓降型。回填土中复合地基沉降小于原状土情况的沉降,主要是回填土的压缩模量较大的缘故。群桩复合地基中,虽然,外荷载较大时,桩侧及桩端土体已进入塑性,但由于桩体的遮拦作用,其对桩间土的约束作用是很强的,就整个复合体而言,大部分土体处于侧限压缩状态,土体很难向周围挤出,其破坏模式有别于天然地基,压缩量明显比天然地基小,因此P-S曲线均为缓降型。这与单桩复合地基不同。单桩复合地基的试验及计算表明,荷载板下的土体侧向约束很小,往往发生剪切破坏,在塑性区开展范围及滑动趋势上,明显有别于群桩复合地基,这使两者的破坏机理及P-S曲线形式变化均不同。



注：角桩、边中桩、中间桩均埋有钢筋计，详见测试结果
 ● 为压力盒 1-9号为桩

图1 试验方案布置图(单位:mm)

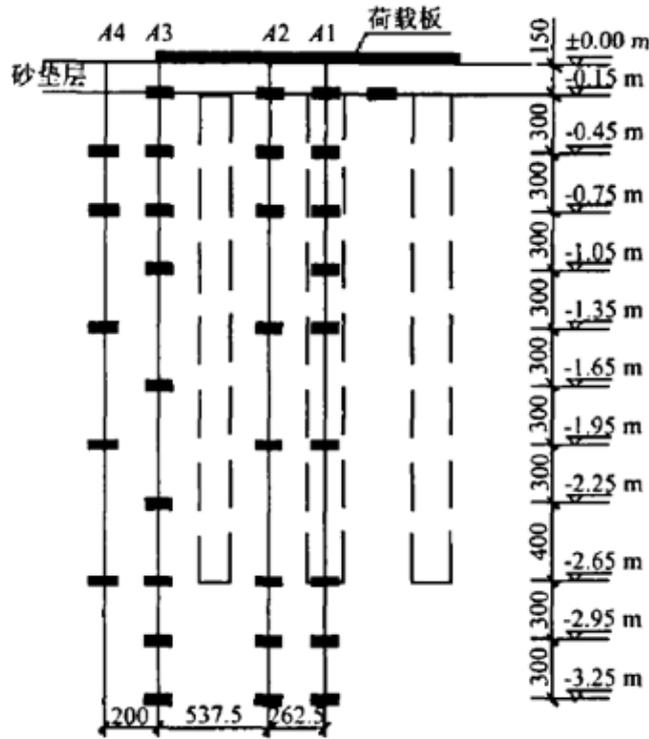


图2 I-I剖面图黑色为压力盒(单位:mm)

3.2 桩土受力特性

桩土荷载分担从图3桩土荷载分担比实测值看出，总体上第1组试验中土的分担比较大，与第2组有明显的差别。其主要原因是受压缩模量的影响。在小级别荷载下，由表1和表2可见，回填土的 E_s 比原状土稍大一点，但相差不多，因此，两者分担比、沉降接近。在大级别荷载下，回填土的 E_s 比原状土的模量要大(大级别荷载下的 E_s 未测)。回填土采用机械夯实，其所受的夯实压力很大，孔隙比 e 明显比原状土小很多，土已非常密实。在试验加荷过程中，桩间回填土的受力状态相当于侧限压缩，其压缩量增量必然很小，因此其模量增量较大。而原状土孔隙比较大，其压

缩量增量必然较大,因此其模量增量较小。这一点从表1和表2就可以看出。此外,回填土的 I_p 也小于原状土,按 e, I_p 确定的模量必然是回填土的大。按文献确定基床系数参考值的资料中,本文的夯实回填土明显要比原状土的基床系数大。原状土虽然有结构性,但在一定围压下结构强度遭到破坏,其抗剪强度反而降低。这是原状土前期模量接近回填土模量、后期模量小于回填土模量的原因之一,同时也是造成两者P-S曲线在后期出现差异的原因之一。

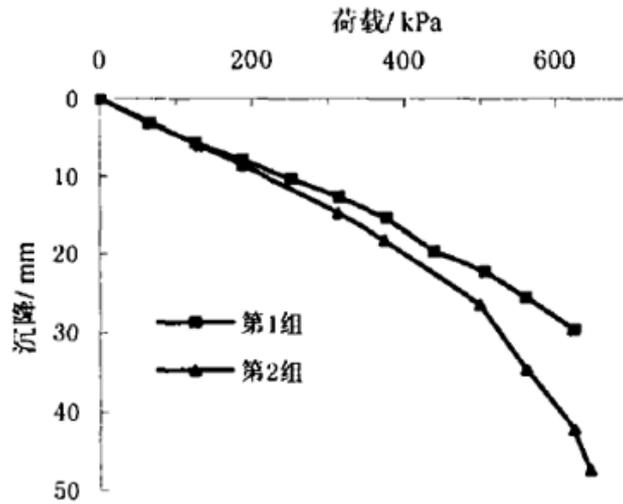


图3 荷载-沉降曲线

桩身轴力的分布特征图4给出了2组试验的中间桩在两级不同荷载下桩身轴力的分布。由图可见,桩身存在负阻力,它使桩身轴力的分布发生变化。总体上密实度较好的第1组土中的桩其上部桩身轴力比第2组小,主要是土承担较多荷载的缘故。

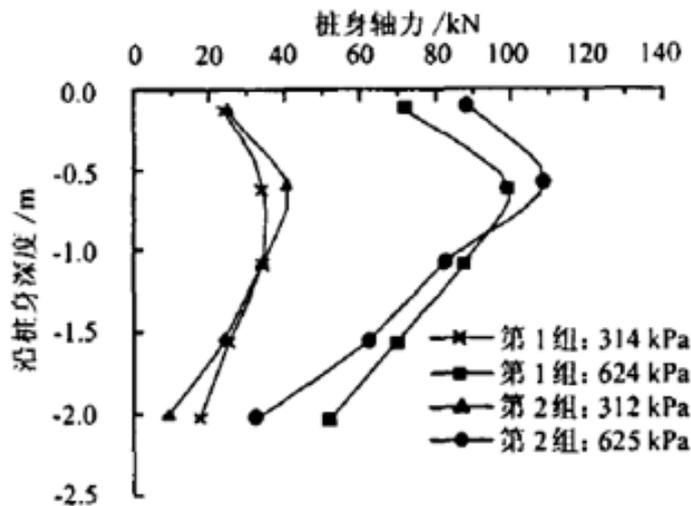


图4 中间桩桩身轴力图

4 结语

以上两组试验表明:

(1) 力扩散路径:竖向应力的传递主要集中在两个区域。一个是浅部土层区,荷载通过垫层传至桩间土,从而向四周扩散;另一个是通过桩侧阻、端阻将应力传至下部土层,使应力在侧向土中以及下卧层中向外扩散。浅层土与深层土对应力

的扩散比例不同, 主要与土质和设计参数有关。

(2) 竖向应力分布从垫层底开始, 并随着深度的增加而迅速衰减, 且在桩身中下部附近达到最小值; 之后随深度的增加而增长, 在桩端平面下由于端阻叠加而达到最值; 而后同桩基一样, 应力随深度增加而衰减。应力场分布随荷载的变化而变化, 沉降计算应采用与使用荷载相对应的应力分布。

列车荷载下螺杆桩复合地基动力特性及承载性状试验研究

关伟, 吴红刚, 余仕江, 吴术高, 朱兆荣
 铁路运输 2022 年第 4 期

1 引言

本文建立了螺杆桩复合地基在模拟列车荷载下的室内模型试验, 测试了在列车不同运作模式下桩-土系统的动应变、动土压力、累积位移特征; 分析了螺杆桩-土系统在列车荷载下的动力响应时频域特性, 并进一步探讨了在不同时速条件下的频谱振幅相关程度。基于相关性分析及线性拟合方法建立了桩土动应力变化与列车运行时速的经验关系。通过对复合地基累积位移、桩-土动应力比、桩-土荷载分担关系、桩体动轴力及桩侧动摩阻力的综合考虑, 揭示了列车动荷载下螺杆桩-土的相互作用机理及荷载传递机制。

2 模型试验设计

2.1 模型试验系统及相似关系

本模型试验依靠西南交通大学岩土试验室的列车荷载模拟系统中进行。整个试验系统由加载装置(包括激振器、控制系统)、反力钢架、承载板及模型槽组成。其中模型槽边界由 $0.5\text{m} \times 0.2\text{m} \times 0.35\text{m}$ 的钢块组装而成, 可根据模型地基范围自由调节尺寸。激振器设备最大试验力 500kN , 最大作动频率 30Hz , 控制器为德国MOOG公司生产的控制器, 可根据不同列车的重量和运行速度, 设置不同的振动波形, 模拟列车荷载的循环加载。模型试验系统示意图如图1所示。

本文以新建兰州至张掖三四线铁路DK073+405-DK073+692.9区间地基处理工程为原型参照进行模型试验。如图2, 模拟工点的螺杆桩复合地基由褥垫层、地基土及桩结构组成。为了保证模型代替原型的有效性, 二者之间必须满足一定的相似关系。在重力条件下, 完全满足模型相似率是相当困难的。一种可行的方法是满足部分涉及主要物理参数的相似律, 而忽略其他相对琐碎的物理参数。所以, 本试验采用模型体系与原型体系的不严格相似率, 允许重力失真。考虑到既有试验设备及场地条件, 本次试验的原型与模型几何相似比取为 $10:1$ 。参照孔纲强等进行的桩-土复合地基模型试验研究案例, 本试验地基土、碎石垫层采用原状材料, 模型桩采用与原型桩材料的弹性模量及密度基本相同的材料, 即弹性模量相似常数为 $1:1$, 密度相似常数为 $1:1$ 。因此以几何长度、弹性模量和密度作为基本物理量, 其它物理量的相似常数由Buckingham π 定理导出, 具体如表1所示。

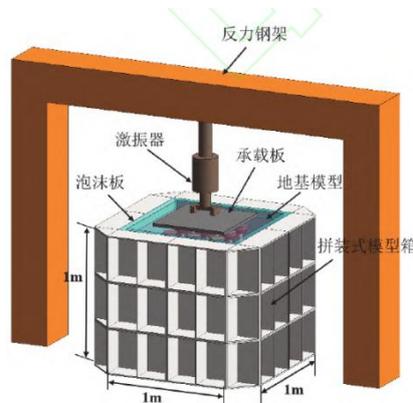


图1 模型试验系统示意图

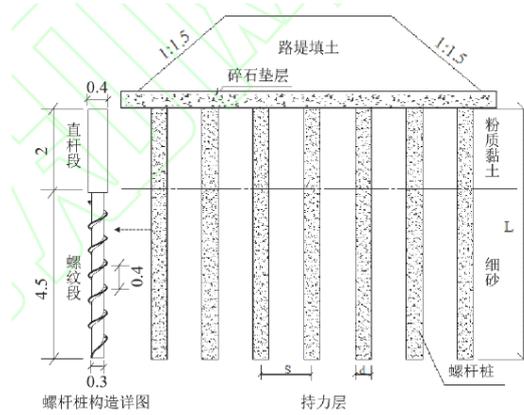


图2 DK255+150-DK257+870 螺杆桩复合地基处理断面图
(L=6.5, s=2, d=0.4, 单位: m)

表1 模型相似比

参数	相似关系	相似比	备注
长度 l	C_l	10 : 1	控制量
位移 u	$C_u = C_l$	10 : 1	
应变 ε	$C_\varepsilon = 1.0$	1 : 1	
应力 σ	$C_\sigma = C_E$	1 : 1	
弹性模量 E	C_E	1 : 1	控制量
密度 ρ	C_ρ	1 : 1	控制量
荷载 F	$C_F = C_l^2 C_E$	100 : 1	
时间 t	$C_t = C_l C_\rho^{0.5} C_E^{-0.5}$	10 : 1	
频率 f	$C_f = C_l C_t^{-1}$	1 : 1	
加速度 a	$C_a = C_l C_t^{-2}$	0.1 : 1	

2.2 模型材料特性

试验模型的地基土主要由表层的粉质黏土及底层的细砂组成, 在填筑模型土时按5cm分层填筑, 并逐层夯实, 使其密度达到设计要求。粉质黏土及细砂压实后的基本物理参数平均值见表2所示。根据《高速铁路设计规范》要求, 褥垫层采用级配良好, 未风化的碎石, 最大粒径不宜大于50mm。通过筛分法得到碎石材料级配曲线如图3所示, 可以看出实验碎石模型材料级配良好, 满足试验要求。

表2 试验地基土物理指标

类别	密度/ ($\text{g} \cdot \text{cm}^{-3}$)	天然含 水率/%	压缩模 量/MPa	渗透系数/ ($\text{cm} \cdot \text{s}^{-1}$)
粉质黏土	1.82	18.7	7.04	5.36×10^{-6}
细砂土	1.76	19.5	23.41	3.78×10^{-2}

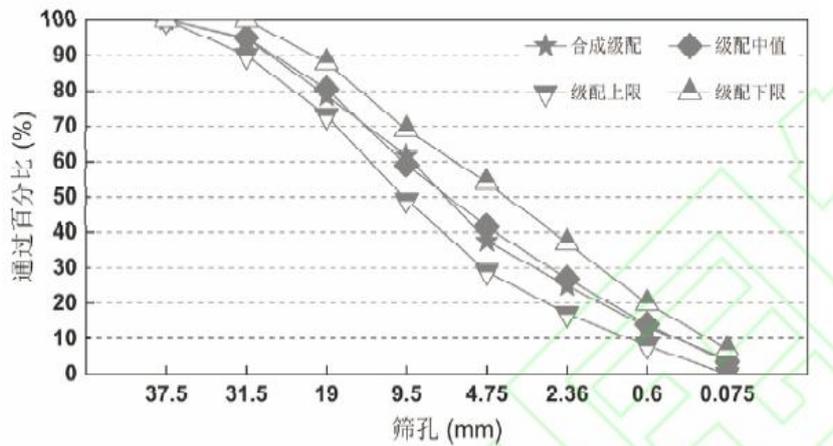


图3 碎石垫层级配曲线

2.3 传感器布置

针对桩体以及桩间土体动态受力变形响应特征，试验构建了完整的实时监测系统。传感器主要采用了动应变片、动土压力盒以及百分表，并利用DHDAS动态信号采集分析系统进行动应变信号的采集，利用TST-PFM4.10动态信号连续监测系统进行动态土压力数据的采集。为了尽可能减小模型箱边界效应的影响，考虑模型中部螺杆桩作为测试对象，在螺杆桩直杆段及螺纹段等间距粘贴动应变片监测桩体动态变形响应特征。由于温度对电阻式动应变片传感器的影响，对每一个测试应变传感器连接了对应的温度补偿传感器。动土压力盒以一定纵向间距布置在桩间土体中以监测土体应力变化。传感器具体布设位置如图5所示。

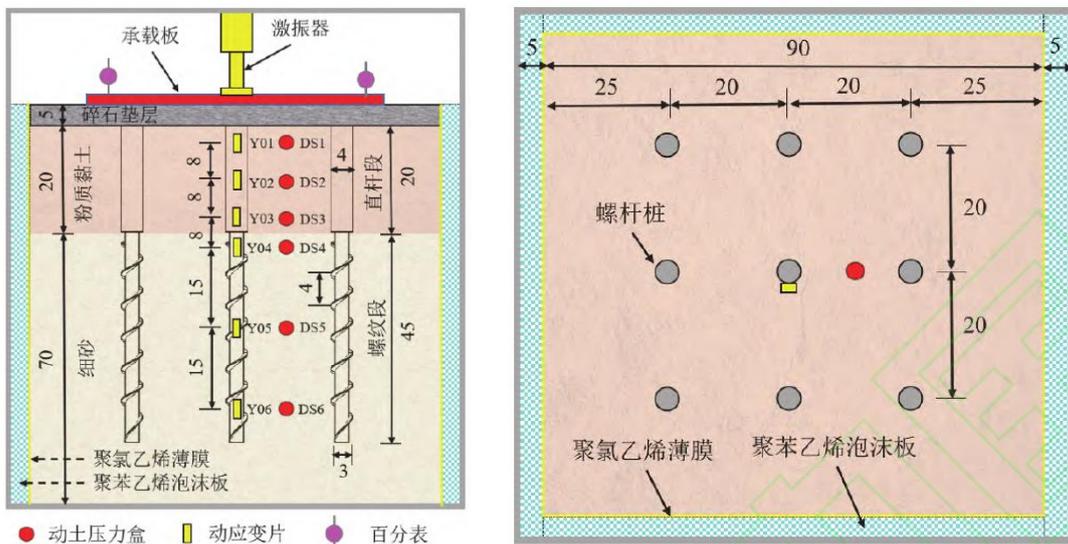


图4 传感器布设示意图

2.4 试验加载方案

由于列车运行产生的动荷载形式受较多复杂因素的影响，试验中对列车动荷载的完全还原是比较困难的，且目前国内外学者对列车动荷载还没有统一的荷载形式。因此本研究采用Xuanming等提出的简单的正弦循环荷载来模拟列车荷载，该荷载可以反映循环特性、车速效应及载重效应。其荷载表达式为：

$$P(t) = P_0 + A_0 \sin \omega(t) \quad (1)$$

式中： $P(t)$ 为作用在模型地基顶部的动荷载(kN)； P_0 为作用在模型地基顶部的恒载(本试验取3kN)； A_0 为动载的半幅值(本文为0.5kN)； ω 为角速度(rad/s)， f 为加载频率(Hz)； t 为加载时间(s)。即列车正弦波荷载在2.5~3.5kN范围内循环变化，其荷载时程如图5所示。

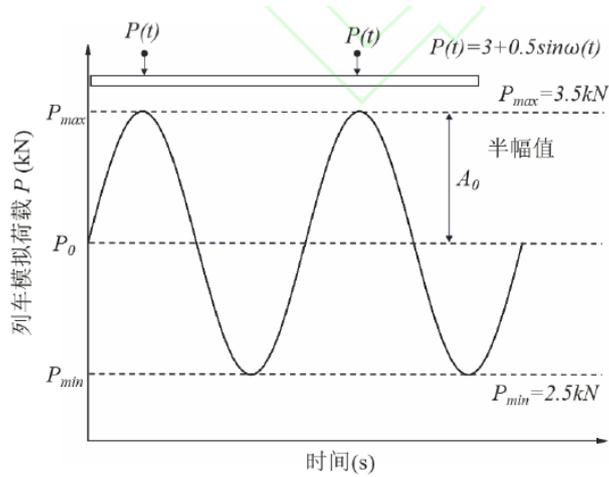
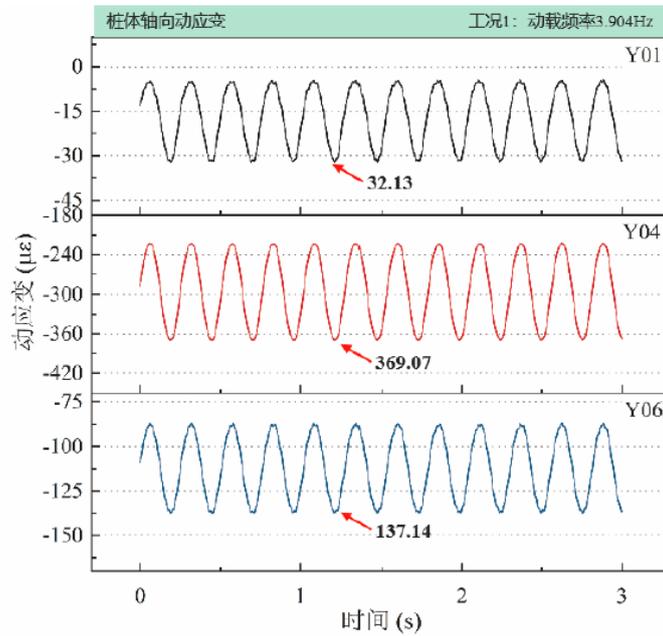


图5 列车模拟荷载示意图

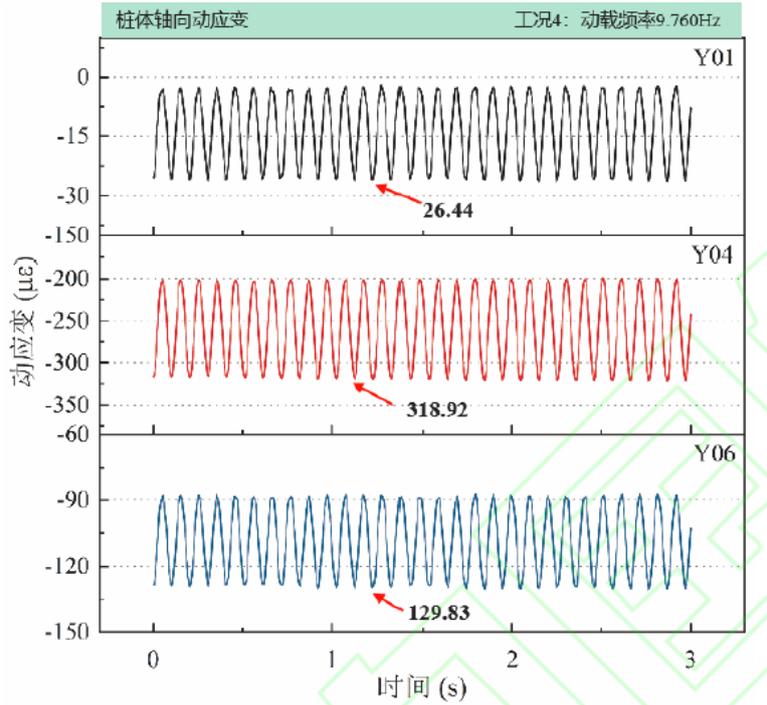
3 试验结果分析

3.1 桩-土系统动力响应时域特性

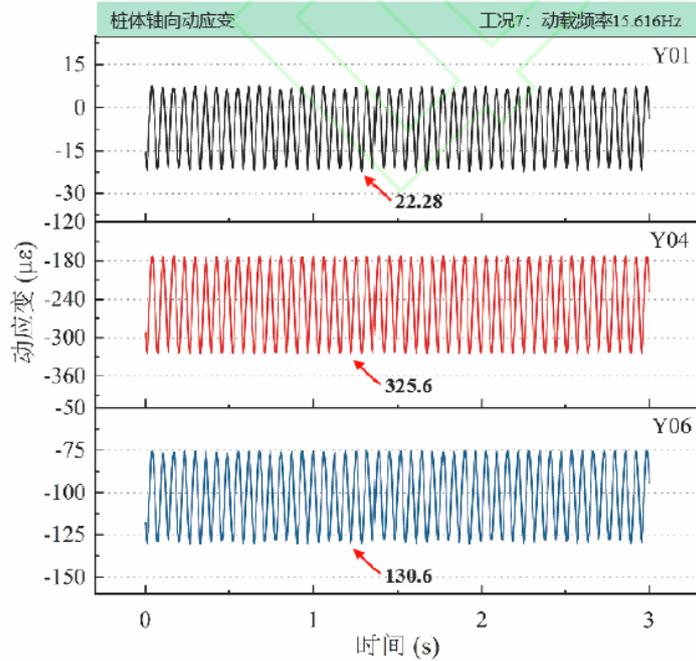
为了了解在列车动载下螺杆桩在时间域上的受力变形响应变化规律，分别选取位于桩顶平面(Y01)、桩中平面(Y04)、桩底平面(Y06)测点的动应变响应信号，在不同时速运行条件下的动应变时程曲线如图6。



(a) 普速运行条件下桩体动应变时程



(b) 快速运行条件下桩体动应变时程



(c) 高速运行条件下桩体动应变时程

图6 桩体动应变时程曲线

4 结论

本文通过螺杆桩复合地基在模拟列车荷载下的室内模型试验，测试了在列车多运作模式下桩-土系统的动应变、动土压力、累积位移特征；根据振动信号分析了螺杆桩-土系统在列车荷载下的动力响应时频域特性，并进一步探讨了在不同时速条件下的频谱振幅相关程度。结合复合地基累积变形规律表征了螺杆桩加

固铁路地基的临界速度。基于相关性分析及线性拟合方法建立了桩土动应力变化与列车运行时速的经验关系。最后通过对桩 - 土动应力比、桩-土荷载分担关系、桩体动轴力及桩侧动摩阻力的综合考虑,揭示了列车动荷载下螺杆桩 - 土的相互作用关系及荷载传递机制。

砂桩群桩复合地基模型试验研究

朱小军, 龚维明, 赵学亮

(东南大学土木工程学院, 江苏 南京 210096)

《岩土工程学报》 2013年S2期

1 引言

砂桩法起源于欧洲,主要是对海积软土进行地基处理,20世纪中叶传入中国,在沿海地带迅速发展,被用来对饱和软土地基进行砂桩加固处理,取得了良好的经济社会效益。大量工程实践表明,砂桩法用来处理松散砂土、非饱和黏土及饱和黏土等软土地基,置换了软土地基,作为软土地基的排水通道,加速了软土地基的固结,有效地提高了软土地基的承载力并减小了地基沉降,且其振动挤密效果较好,有效地减小了地基的液化作用。而且砂桩法具有施工速度快、效率高及造价低等优点。国内外对挤密砂桩的研究相对较少,赵明华等以相似理论为基础进行了大型室内碎石桩复合地基模型试验,对碎石桩复合作用机理进行了深入探讨。王仙芝等对砂桩群桩复合地基进行了室内模型试验,得出砂桩复合地基的一些工作性状。郑俊杰等对钢管桩与砂桩多元复合地基进行了一系列室内模型试验,指出当处理粉细砂类土时,钢管桩与砂桩多元复合地基明显优于砂桩复合地基。徐东升等针对某海相淤泥软土处理工程,进行了强夯砂桩置换试验,检测了强夯置换过程中夯坑及其周围土体的变形、超孔隙水压力的增长和消散及深层土体水平位移,表明砂桩单桩夯击8次较为合理,且强夯后静置7d后超孔隙水压力基本消散。林鸣等依托港珠澳大桥岛隧工程,对挤密砂桩的原理及特点进行了论述,详述了海上软土进行挤密砂桩地基处理的设计原理、计算方法及布置方案,并进行了海上挤密砂桩载荷板现场试验。尽管砂桩复合地基的工程应用广泛,而对砂桩试验方面的论文资料相对较少,因此,有必要对砂桩复合地基进行相应的室内模型试验,揭示出砂桩复合地基的工作性状及破坏形态等作用机理,并提出相应的结论与建议,可以促进砂桩复合地基的理论研究与工程应用。

2 试验方案

2.1 试验模型设计

砂桩复合地基试验布置示意图如图1,模型箱深800mm,长600mm,宽600mm,正面为20mm厚透明钢化玻璃,其余四面为10mm厚钢板,箱底布设透水钢板及排水阀,承压钢板平面尺寸为400mm×400mm。模型试验布置简图见图1,主要由加载装置、反力装置、模型箱及量测系统组成。加载系统由液压千斤顶、压力油泵及压力表组成,测读系统由自动综合测试系统、频率仪、转换箱、土压力盒及数码相机组成。共进行了4组模型试验,见表1。

2.2 试验材料的选取

砂桩采用PVC管为模子,砂土灌入PVC模子内,在模型箱内软土中成桩。砂桩用砂采用级配均匀的中砂,其各项物理参数如下:密度为 $1.67\text{g}/\text{cm}^3$,平均粒径为 0.34mm ,不均匀系数为 1.542 ,曲率系数为 1.104 ,孔隙比为 0.7 ,密实度为 0.535 ,内摩擦角为 34° ,压缩模量为 24.2MPa 。地基土采用淤泥软土,淤泥土性参数指标见表2。砂桩的布置如图1,2所示,土压力盒的布置情况如图2,其中桩顶上的土压力盒埋设于桩顶中心,地基软土上的土压力盒埋设于两桩中点。

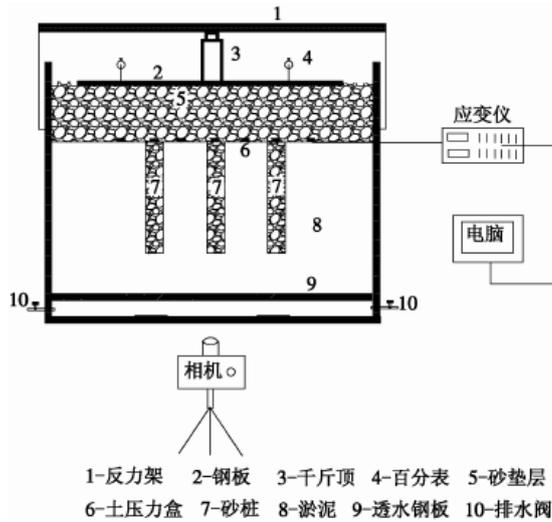


图1 试验装置简图

表 1 模型试验

编号	类型	桩径 /cm	置换率 /%	桩长 /cm	垫层厚 /cm
试验 1	天然地基	—	—	—	—
试验 2	钢管单桩	8	3.1	40	8
试验 3	砂桩单桩	8	3.1	40	8
试验 4	砂桩群桩	8	28.3	40	8

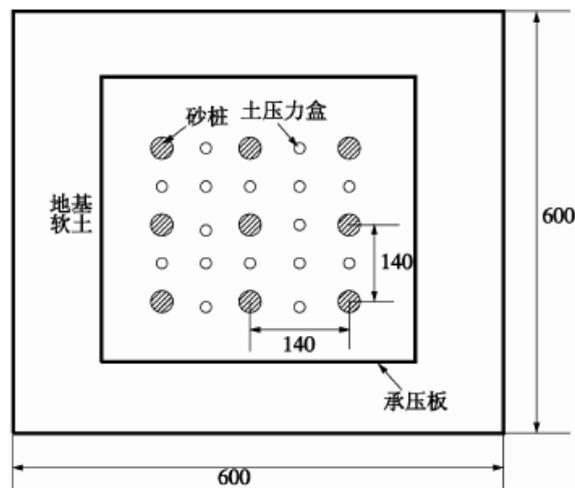


图2 砂桩及土压力盒平面布置图

2.3 试验加载及量测

本试验首先进行单纯淤泥地基软土室内模型试验，再进行砂桩复合地基的室内模型试验，单纯软土地基上铺设砂垫层但不设置砂桩，其他参数与砂桩复合地基室内模型试验一致。砂桩单桩和钢管桩单桩复合地基模型试验采用快速荷载法进行试验，不考虑时间效应，加载等级为20kPa，加载时间间隔为1 h。砂桩群桩复合地基采用慢速维持荷载法进行试验，考虑砂桩复合地基时间效应，加载等级

为40kPa，加载时间间隔为24h。其后每10h进行一次土体位移场记录、桩顶和桩间土的土压力盒数据采集及加载位移读数采集，共观测300h。并用数码相机拍摄数字照片记录复合地基的变形观测点。

表2 淤泥土性指标

名称	重度 γ (kN/m^3)	含水率 $w\%$	相对 密度	孔隙 比 e	塑性指 数 I_L	液性指 数 I_P	压缩模量 E_s /MPa	渗透 系数	内摩擦角 φ ($^\circ$)	凝聚力 c /kPa	抗剪强度 c_u /kPa
淤泥	14.6	90.57	2.67	2.51	19.35	3.42	1.55	1.96	2.32	9.81	18.36

3 试验结果及分析

本次试验得到了软土地基、钢管桩、砂桩单桩及群桩复合地基的荷载 - 沉降曲线，如图2所示砂桩复合地基各测点的应力、桩土应力比随荷载变化情况，以及砂桩群桩复合地基沉降及桩土应力比随时间的变化曲线。

3.1 荷载 - 沉降曲线

在未加固软土地基、钢管桩、砂桩单桩及群桩复合地基4种情况下，荷载 - 沉降曲线如图3所示。从图中可以看出，未加固软土地基在荷载作用下的差异沉降急剧增加且承载力最小，砂桩单桩复合地基比钢管桩单桩复合地基的沉降明显减小，而砂桩群桩复合地基沉降曲线较缓，发挥了桩间土体承载力，其承载力得到了充分发挥。

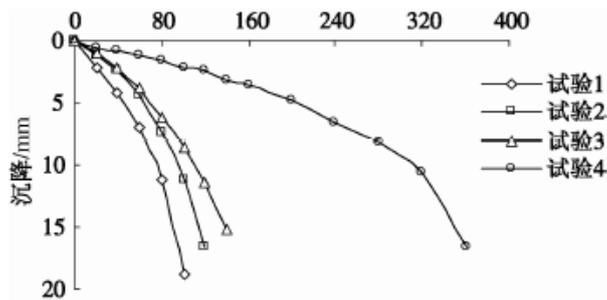


图3 荷载 - 沉降曲线

3.2 桩土应力比曲线

桩土应力比是反映砂桩复合地基桩土受力特性的重要参数，图4为钢管桩、砂桩单桩及群桩复合地基静载荷试验的桩土应力比随荷载变化情况，桩顶及桩间土应力取土压力盒测试值的平均值。由图可知，随着荷载的增加，钢管桩复合地基桩土应力比陡增，砂桩单桩及群桩复合地基桩土应力比增长较缓；加载至极限荷载时，砂桩单桩及群桩桩土应力比均趋于稳定，而钢管桩复合地基桩土应力比亦有增长的趋势。

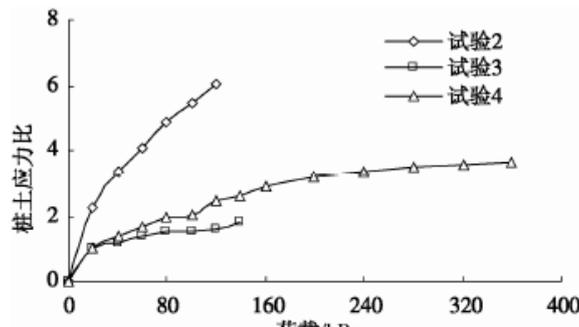


图4 桩土应力比曲线

3.3 沉降-时间曲线

图5为砂桩群桩复合地基沉降随时间变化的曲线。在试验中，每隔24h加一级荷载，共加载九级荷载，其后维持极限荷载184h，累计加载时间为300h。由图靴搔痒5可知，加载时间80h内砂桩复合地基沉降增长较缓，加载时间80~200h沉降增长较快；而当加载完成（时间达到216h）后，由于砂桩复合地基的固结，引起地基沉降继续增加，但最终趋于稳定。

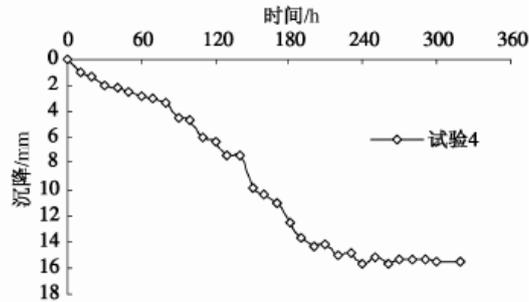


图5 沉降 - 时间关系曲线

3.4 桩土应力比 - 时间曲线

图6为砂桩群桩复合地基桩土应力比随时间变化的曲线。在试验中，每隔24h加一级荷载，共加载九级荷载，其后维持极限荷载184h，累计加载时间为300h。加载初期，桩土应力比急剧增加，其后渐缓，在完成加载前，保持增长趋势；当完成加载后，由于桩间软土产生固结，分担更多荷载，导致桩土应力比缓慢增长一段时间后开始呈现下降趋势，但最终稳定在2~4之间。

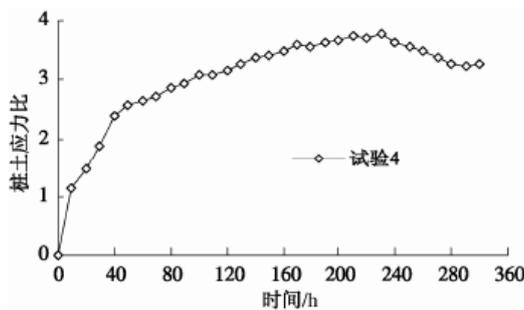


图6 桩土应力比-时间关系曲线

3.5 砂桩复合地基破坏模式

砂桩单桩复合地基破坏图如图7所示，当加载到80kPa时，砂桩桩体开始发生鼓胀现象，当加载至极限荷载120kPa时，砂桩桩体呈现鼓胀破坏，而垫层土体未发生明显破坏。砂桩群桩复合地基破坏模式如图8所示，当加载至240kPa时，边桩开始发生鼓胀现象，而中心桩未产生明显变形，当加载至极限荷载360kPa时，边桩明显发生鼓胀破坏，而中心桩亦发生鼓胀现象，垫层土体与边桩连接处亦呈现剪切破坏现象。

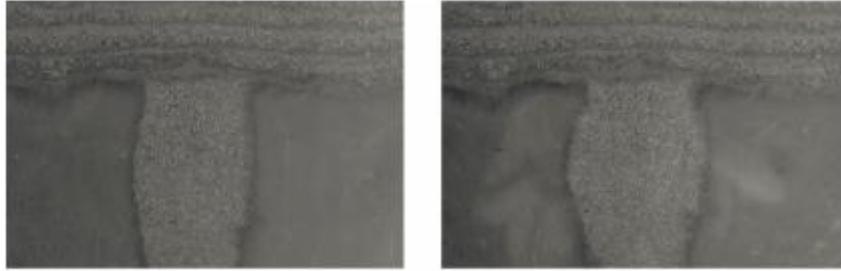


图7 砂桩单桩复合地基破坏形态

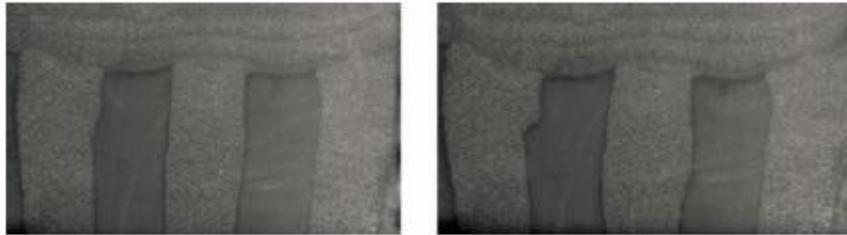


图8 砂桩群桩复合地基破坏形态

4 结论

(1) 钢管桩单桩复合地基与砂桩单桩复合地基相比，其承载力低，桩土应力比增长较快，桩顶应力集中现象明显。

(2) 砂桩群桩复合地基总沉降量小，承载力高，桩土应力比随荷载的增加缓慢增长，且稳定在2~4之间。

(3) 砂桩群桩复合地基沉降及桩土应力比随时间增长缓慢增加，当加载完成后，由于软土固结效应，沉降及桩土应力比持续增长，最终趋于稳定，其时间效应明显，充分发挥了桩间土的承载特性。

(4) 砂桩单桩及群桩复合地基在加载至极限荷载时，桩体发生鼓胀破坏，群桩复合地基边桩鼓胀严重，而中心桩鼓胀相对较小，且垫层土体与边桩交界处产生剪切破坏。

刚柔长短桩复合地基模型实验研究

孔德志¹, 雷艳杰², 位俊俊¹

(1. 河南大学材料与结构研究所, 河南开封; 2. 郑州市马寨工业园区管委会, 郑州)

河南大学学报(自然科学版) 2012年05期

1 引言

复合地基是在土体内加入加强体,由土体和加强体共同承担上部结构荷载的一种地基形式.加强体通常称为桩.根据加强体性质的不同,复合地基可分为散体材料桩复合地基、柔性桩复合地基和刚性桩复合地基.由于天然土层的多样性,有时采用多种桩共同处理同一地基,便形成了多元桩复合地基,其具体形式有长短桩复合地基和刚柔桩复合地基等.多元桩复合地基的设计思想已提出近20年了,虽然在设计技术方面取得了一些研究成果,但相应的设计理论尚未形成,在工程应用中更多的是参照单一桩型复合地基的设计方法进行设计计算,这些研究成果只能被用作单一桩型处理失败后的补救措施.因此,仍需对多元桩复合地基的性能进行深入研究,为形成相应的设计理论提供依据.本文通过实验,研究由不同长度的水泥土桩和素混凝土桩组合形成的刚柔长短桩复合地基模型.

2 实验方案

2.1 实验装置

在一个1400mm×1400mm×1400mm的方箱中进行实验.采用4根水泥土桩、1根混凝土桩和开封细砂组成的复合地基模型.四角桩采用截面为80mm×80mm,长400mm的水泥土桩;中心桩采用截面为80mm×80mm,长600mm的混凝土桩.5根桩呈十字形布置,中心距为2400mm;褥垫层采用粗砂,厚1500mm.承台采用640mm×640mm×100mm的钢筋混凝土板.

用千斤顶分级加载.桩侧贴应变片测试桩身轴力,短桩应变片在各桩的粘贴位置有所改变以克服短桩长度较短应变片数量不足的问题;砂中埋设压力盒测量桩间土应力,并采用百分表测量承台顶部沉降.实验装置如图1所示.

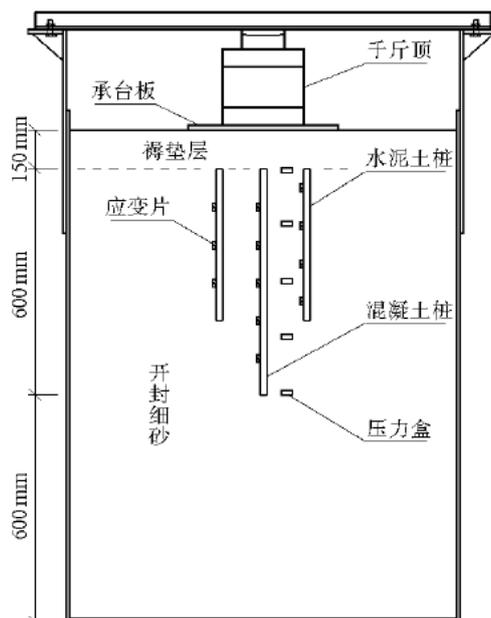


图1 实验装置图

2.2 实验材料性能

所有桩均在实验室预制完成后埋入沙箱。为了解材料性能，同期各预留 3 个试块，同条件养护后测其性能（如表 1 所示）。其中，承台与混凝土桩采用同种混凝土，测试时的龄期为 28d；水泥土测试时的龄期为 90d。

表1 材料立方体抗压强度 f_{cu}/MPa

	试块一	试块二	试块三
混凝土	24.460	24.234	24.160
水泥土	3.607	3.215	3.408

实验模型填制完成后，测得桩间土压缩模量约为 10MPa。

2.3 实验方法

本实验中的桩均在实验室预制，自然养护 90d 后，在桩侧粘贴应变片，按设计方案在试验箱内进行定位埋设，并同时埋设土压力盒。采用荷载控制法，以分级加载方式进行实验，每级加载 5kN；用 SM-4B 型智能数字压力表测量千斤顶的压力，用 CM-2B 型静态电阻应变仪测量压力盒与应变片的变化情况，并用计算机采集数据。

3 实验结果分析

3.1 荷载与沉降关系

根据每级荷载 Q 作用下由百分表测得的承台顶部沉降值 s ，绘出荷载—沉降曲线（如图 2 所示）。

由图 2 可知，刚柔长短桩复合地基模型的荷载—沉降关系与一般复合地基相仿，其曲线大致可分为三个阶段：1) $0 \leq Q < 15\text{kN}$ ，沉降与荷载大致成正比，桩间土处于弹性阶段；2) $15\text{kN} \leq Q < 30\text{kN}$ ，沉降开始加快且速率逐渐增大，桩间土已部分进入塑性，并且塑性区逐步扩大；3) $Q \geq 30\text{kN}$ ，沉降反而减慢，表明本次实验沙箱深度过浅，桩端土不断压实，阻碍了塑性区的进一步扩展。说明实际复合地基模型影响深度应超过 600mm，即应超过承台宽度，在有条件时需进一步探讨。

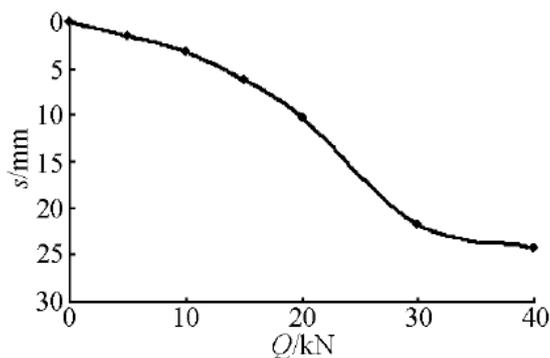


图 2 荷载—沉降曲线

3.2 桩身应力

根据桩侧应变片测量不同荷载 Q 、不同深度 d 时短桩和长桩的桩身应力 σ ，结果如表 2、表 3 所示。

由表 2、表 3 可知：1) 当 $Q < 15\text{kN}$ 时，由于桩间土处于弹性阶段，短桩桩身轴力随深度逐渐减小，而长桩在达到短桩桩端深度之前桩身轴力变化不大。说明由于短桩桩身刚度较低，变形较明显，其桩侧阻力得以发挥，而长桩由于桩身刚度较大，变形较小，桩侧阻力较小，二者变形差通过褥垫层得以调节，当达到短桩桩端深度后，刚性长桩的桩侧阻力才得以发挥，桩身应力逐渐减小。2) 继

续加载，桩间土进入塑性，变形增大，褥垫层不足以调节变形差，使得刚性长桩承担了大量荷载，长桩桩侧阻力迅速增大，使短桩上部桩侧出现负摩阻力，造成短桩上部应力为负值，随着深度增加，短桩侧摩阻力逐渐转为正摩阻力，短桩的作用才得以发挥，而刚性长桩桩身应力随深度逐渐减小。说明长桩侧阻力一直在发挥作用。3) 临近破坏荷载时，由于柔性短桩较短，发生破坏较早，后期增加荷载主要由刚性长桩承担，造成长桩桩身应力迅速增加。因此，在刚柔桩复合地基中，由于刚性长桩的存在，柔性桩的侧阻力可传递到较大的深度，实际工程中柔性桩不宜过短。

表2 短桩应力

d/cm	σ/MPa					
	Q=5 kN	Q=10 kN	Q=15 kN	Q=20 kN	Q=30 kN	Q=40 kN
10	0.000	0.102	0.212	-0.748	-0.621	-0.766
20	-0.006	0.093	0.203	-0.723	-0.599	-0.692
25	0.018	0.147	0.112	0.245	0.487	0.469
30	0.010	0.128	0.106	0.206	0.443	0.466
35	-0.022	0.114	0.135	0.375	0.563	0.472

3.3 桩间土应力

根据土压力盒测量不同荷载 Q，不同深度 d 时桩间土的应力 σ ，结果如表 4 所示。

表3 桩间土应力

d/cm	σ/MPa						
	Q=5 kN	Q=10 kN	Q=15 kN	Q=20 kN	Q=30 kN	Q=40 kN	Q=55 kN
0	1.915	1.62	1.324	3.788	4.675	5.66	5.463
150	2.489	3.562	20.336	25.992	26.970	26.674	26.674
350	1.784	2.487	3.793	5.803	6.606	6.606	6.606
450	1.797	2.823	22.512	25.218	26.151	26.244	26.151
600	1.682	2.735	4.650				

由表3可知：1) 在各级荷载作用下，桩间土应力沿深度均出现两个峰值点，峰值点深度也基本相同，一点大约位于15cm左右深度，另一点大约位于45cm左右深度。说明由于桩身刚度具有较大差别时，柔性桩侧摩阻力为负摩擦力，由于柔性短桩离压力盒测点稍远，桩间土上部应力随着刚性长桩侧摩阻力扩散随深度逐渐增加，当达到一定深度后，受柔性桩负摩阻力影响，桩间土应力反而降低，此后柔性桩侧摩阻力由负转正后，桩间土应力转向正常的随深度增加分布。2) 在40cm深度处由于短桩端阻力的作用，使得桩间土应力迅速增加，同时将造成长桩一定范围内出现负摩阻力，引起桩间土应力达到另一峰值后再次降低。在荷载较小桩间土处于弹性阶段时，以上桩间土应力变化幅度较小，当荷载较大使桩间土进入塑性后，桩间土应力变化幅度显著增大。

4 结论

根据以上实验结果，经分析可得出以下几方面结论。

(1) 刚柔长短桩复合地基荷载沉降关系曲线同一般复合地基类似，其关系曲线分为弹性阶段、塑性扩展阶段和破坏阶段。

(2) 在弹性阶段，各桩均分担一定荷载，并按桩侧阻力和桩端阻力传递，在短桩端部附近长桩出现一定量的负摩阻力。

(3) 在荷载较大时，桩间土进入塑性后，刚性桩分担较多的荷载，将造成柔性桩上部出现负摩阻力现象，但可使柔性桩应力传递到较深的位置。

(4)长短桩复合地基由于短桩桩端阻力作用，桩间土应力在短桩桩长范围内出现一个峰值后，在短桩端部以下还将出现第二个峰值。

第三篇基础

1、扩展基础

黏性土中扩展基础基底压力分布规律的模型试验

梁发云

(同济大学地下建筑与工程系; 2018)

硕士学位论文 2018 年

1 引言

本次室内模型试验在同济大学沪西校区结构试验室进行。目前扩展基础基底压力相关的模型试验多为轴压作用下的砂土、粉土地基，黏性土中的偏心加载试验研究未见报道。本文在室内大型模型槽中开展黏性土扩展基础基底压力分布研究，采用轴压、偏压两种加载方式，系统研究宽高比对黏土地基扩展基础基底压力分布规律的影响。

2 室内模型试验设计

本次试验中，混凝土扩展基础试件分两组：轴压试件(AF)、偏压试件(EF)。国家现行相关规范中，宽高比限值为2.5，实际工程中的扩展基础台阶宽高比大多集中于2.0-2.5。考虑实际工程应用中的扩展基础基本都有水平荷载作用，只考虑轴压而设计的基础很少，结合工程经验，轴压试件宽高比只设2.0、4.0两种情况。为详细探究偏压作用下宽高比对扩展基础基底压力分布的影响，偏压试件选取宽高比为2.0、2.5、3.0及4.0四种情况。图1为试验用混凝土试件。偏心率选择较大值0.2，即偏心距10cm。



图1 扩展基础试件示意图

表1 试件设计参数表

试件编号	宽高比 b/h	试件尺寸 $L \times B \times h /$ mm	配筋	偏心率 e/B
AF1	2.0	500 × 500 × 100	Φ2@50	0
AF2	4.0	500 × 500 × 50	Φ4@80	0
EF1	2.0	500 × 500 × 100	Φ2@50	0.2
EF2	2.5	500 × 500 × 80	Φ2@40	0.2
EF3	3.0	500 × 500 × 67	Φ4@80	0.2
EF4	4.0	500 × 500 × 50	Φ2@30	0.2

各试件设计物理参数见表1，混凝土强度等级为C40，弹性模量 $3 \times 10^4 \text{MPa}$ ，配

筋为镀锌铁丝。(其中, L为基础长度, B为基础宽度, h为基础高度, e为偏心距, b为短柱边缘至基础外边缘的距离, 偏心率为 e/B , 宽高比为 b/h)原状土晒干后, 使用试验室叉车将其碾碎;过筛网(5目, 孔径2mm), 过滤掉杂质, 达到重塑土要求, 装袋备用;按重塑土含水率25%的控制指标, 加水重塑后装入 $2.5m \times 2.5m \times 1.5m$ 土箱, 形成试验用重塑地基土, 重塑过程见图2。

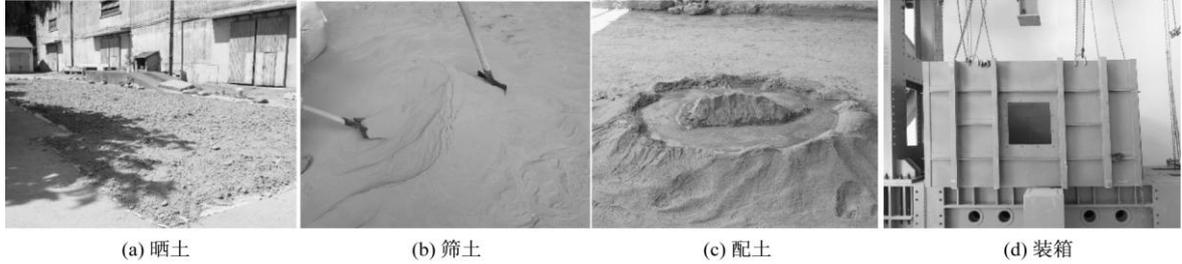


图2 地基土重塑过程

地基土的主要物理、力学指标见表2, 平板载荷试验测定 $p-s$ 曲线见图3。根据 $p-s$ 曲线确定出地基承载力特征值为100kPa, 反算得到地基土变形模量为3.88MPa。

表2 地基土的主要物理、力学指标

重度/ ($kN \cdot m^{-3}$)	黏聚力 c/kPa	摩擦角 $\varphi/(\circ)$	变形模量 E/MPa	含水率 $w/\%$
17.6	20.4	8.3	3.88	25.0

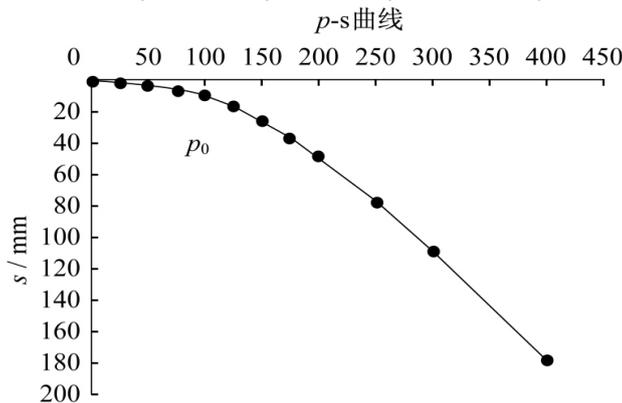


图3 轴心荷载下 $p-s$ 曲线

使用试验室自平衡反力架作为加载装置, 配合土箱实施静力加载。基底反力量测系统由应变式BW-1微型土压力盒(直径16mm, 厚度4.8mm, 量程1MPa, 引线8m)和采集仪组成。加载时, 油压控制千斤顶在自平衡的封闭反力架中对试件加载。试验开始后, 预加载12.5kPa并维持30min后, 卸载到0;10min之后, 开始逐级加载, 进行数据采集(油压、位移、基底反力);初始加载等级为25kPa, 每级增加25kPa, 加载等级达到100kPa或者试件出现肉眼可见明显裂缝之后, 每级增量减半为12.5kPa;直至试件发生破坏, 不能继续承荷, 加载结束。

3 轴压(AF)试验结果及分析

对扩展基础试件底部地基土内铺设的压力盒编号, 总数27, 压力盒布局如图5所示(边缘预留10mm, 防止加载过程中压力盒侧向挤出)。压力盒底部平铺4mm细砂找平, 上覆10mm细砂与扩展基础底面直接接触, 压力盒埋设方法见图6。



图4 自平衡反力架示意图

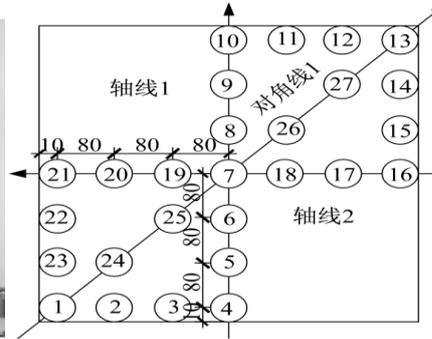


图5 压力盒布局示意简图

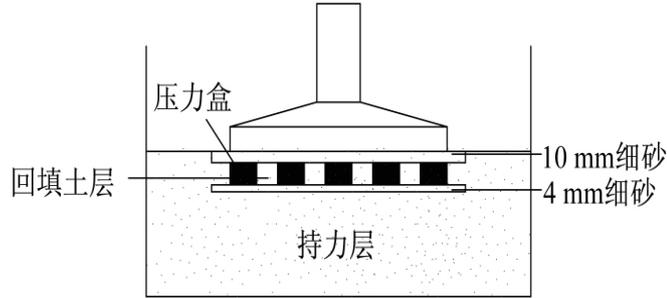


图6 压力盒埋设示意图

若将一条线上的压力盒实测数据作为试件基底压力分布，无法反映基础的“整体”基底压力分布情况，故对所有实测27个压力盒数据进行“均值”处理以表现试件基底压力整体分布模式。

区域1、区域2对称布置压力盒，互相校对，将对称位置压力盒数据相加取均值，如21号、16号压力盒数据取均值，作为(21/16)位置的基底压力数据，如图7(a)所示。将图7(b)中路径1~4数据求和取均值，可得到基础底面纵向1/2的整体压力分布情况，轴压情况下，对其进行对称，可得到整个基础底面的纵向整体压力分布。同理将图7(c)中路径5~8进行求和取均值，可得到整个基础底面的横向整体压力分布。

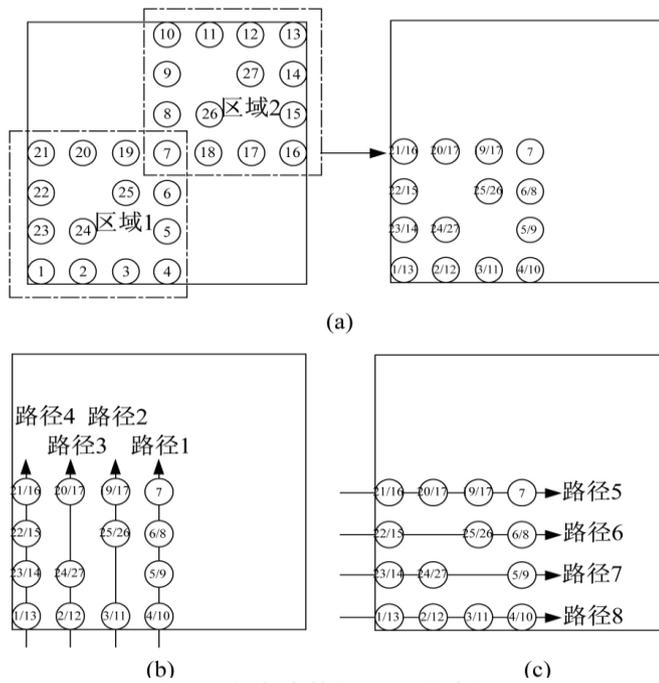


图7 均值法数据处理示意图

将“均值法”横向、纵向基底反力取均值，可最大限度减小实测误差对基底反力整体分布的影响，构建试验结果唯一“整体”基底压力分布模式。

扩展基础试件AF1、AF2进行室内试验轴压加载，其宽高比分别为2(刚性)、4(柔性)。AF1、AF2的加载等级及试件挠曲随时间变化图如图8所示(其中 t 为加载时间， p_0 为每级荷载作用下的基础平均基底压力； B 为基础宽度， s 为图5“轴线2”中21、7、16号压力盒对应的基础试件相应位置位移)。

每级荷载加载过程中，待基础沉降、压力盒读数稳定后，即进行下一级加载。AF1试件在加载100kPa时出现明显裂缝，而AF2试件在75kPa时，表面裂缝开展已较为明显，两者极限荷载分别为225kPa、125kPa。AF1在225kPa加载等级持续很短时间即发生破坏，无法承荷。由图8(b)可知AF1在150kPa加载等级之前，试件基本保持平稳下沉，相对挠曲很小；162.5kPa加载等级时，中部沉降陡增，试件发生显著挠曲，裂缝开展明显，但试件仍可继续承荷。图8(d)为柔性基础AF2试件挠曲曲线，随加载等级的逐渐增大，试件挠曲平稳增长，未呈现突变态势。

绘制AF1、AF2试件轴压下基底压力曲线，见图9。图9(a)为宽高比为2的刚性基础AF1的基底压力曲线，可知加载等级为25~100kPa时，边缘基底压力较均匀但大于中间部位；加载到100~150kPa时，基底压力呈“波浪形”；大于150kPa时，基底反力呈较明显的中间大于边缘分布，此时试件裂缝开展较大。由宽高比为4的柔性基础AF2的基底压力曲线图9(b)可知，黏土地基上柔性基础的基底压力分布趋于复杂，在加载等级为25~87.5kPa时，均呈“波浪形”分布；加载等级大于87.5kPa时，中间部位基底压力增速加快，边缘压力不再增加；到125kPa时，边缘压力反而减小，中间部位压力继续增加。

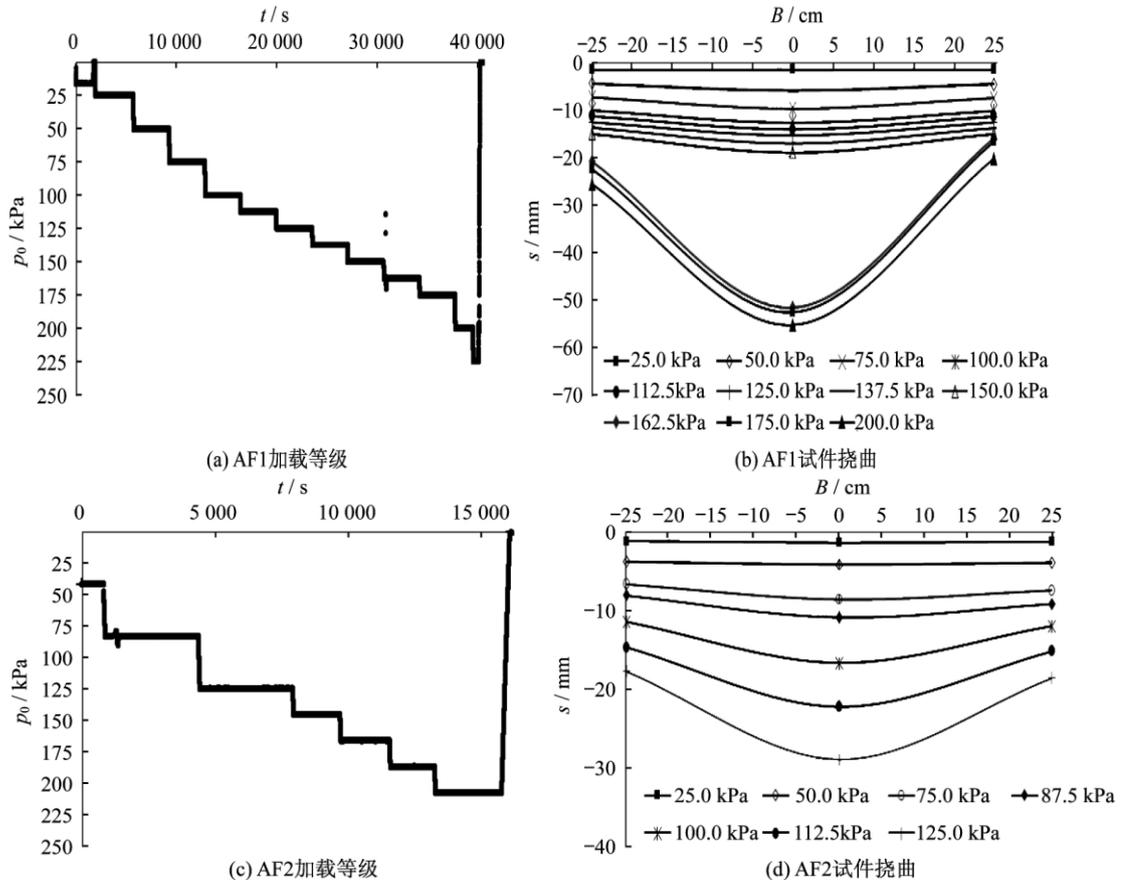


图8 轴压加载等级及试件挠曲示意图

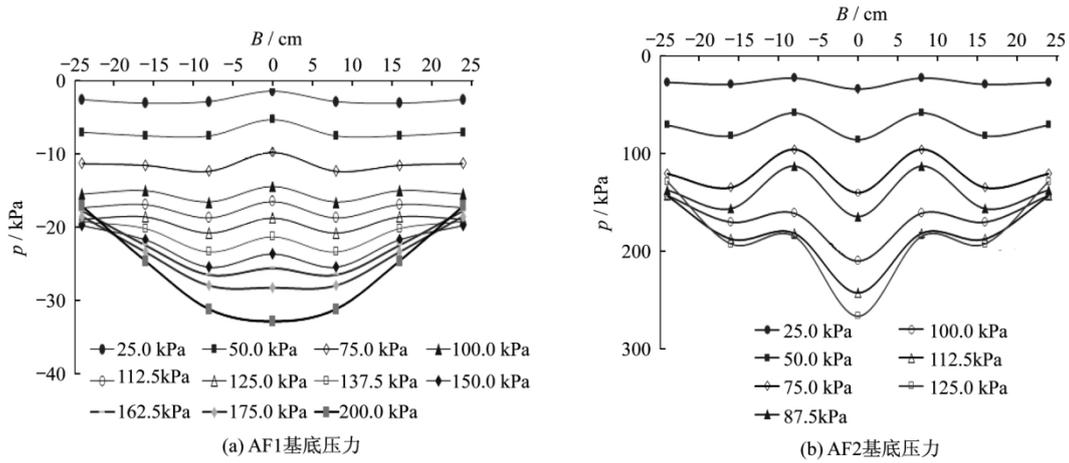


图9 轴压加载下基底压力曲线

4 偏压 (EF) 试验结果及分析

偏心加载试件底部地基土内铺设压力盒总数为21，压力盒布置见图10。

将轴线1、2、3对应的压力盒数据取均值(图11)，作为偏压试件基底反力分布代表值。

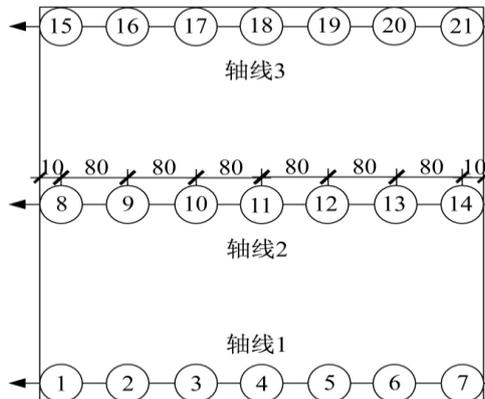


图10 压力盒布置示意简图

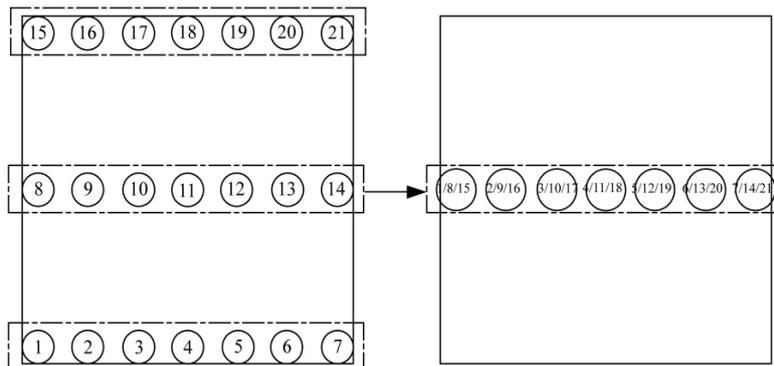


图11 均值法数据处理示意图

偏心加载试件有EF1、EF2、EF3、EF4，宽高比分别为2、2.5、3、4，加载偏心率为0.2(偏心距为10cm)，极限荷载分别为200kPa、200kPa、150kPa、137.5kPa。各试件表面出现肉眼可见裂缝时加载等级均为100kPa左右，故本文只分析加载等级在100kPa之前各试件的基底压力。如图12所示，(a)、(b)、(c)、(d)分别为试件EF1、EF2、EF3、EF4的基底压力曲线。

图12(a)宽高比2的EF1试件地基压力曲线显示，各级荷载下，偏心左侧边缘基底压力明显高于平均值，偏心右侧分布较均匀；EF2基底压力总体分布较均匀，

最大值出现在偏心左侧，试件中心压力值较小，最小值出现在左边缘；EF3试件偏心右侧基底压力呈线性分布，左边缘压力值较小，最大值出现在偏心左侧；EF4试件偏心左侧基底压力总体高于右侧。EF2、EF3、EF4试件基底压力最大值均出现在偏心左侧测点，左边缘压力反而减小。

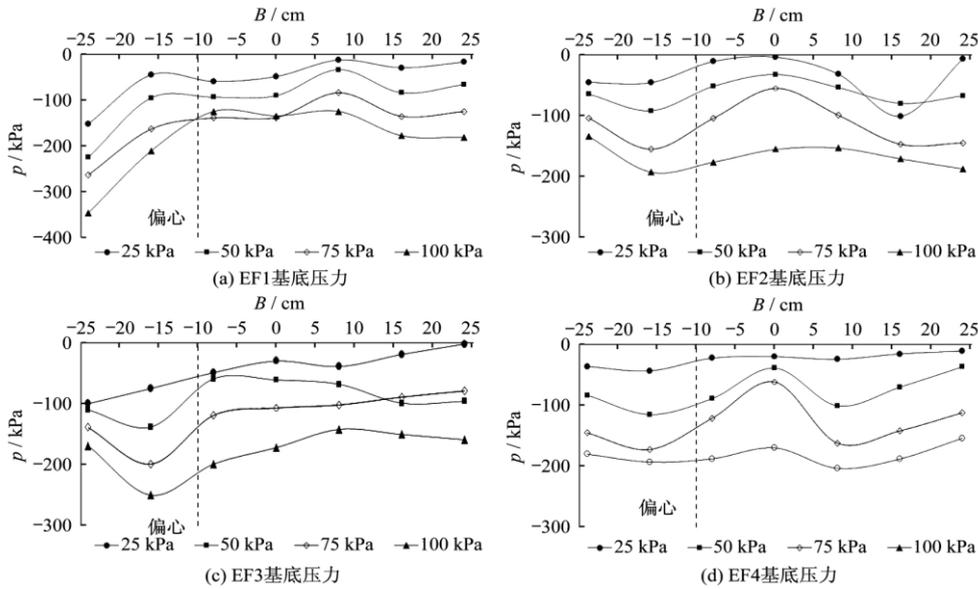


图12 偏压加载下基底压力曲线

图13(a)~(d)分别为试件EF1、EF2、EF3、EF4的“轴线2”位移示意图。EF1、EF2刚性试件在偏压作用下发生整体偏移，左边缘下沉较大，试件整体挠曲很小；EF3试件在偏压荷载等级较小时，呈现整体偏移，100kPa时试件出现裂缝，中间位移增大，出现明显挠曲形态；EF4试件在75kPa荷载等级时即出现了明显挠曲现象，在100kPa时，试件出现了肉眼可见裂缝。

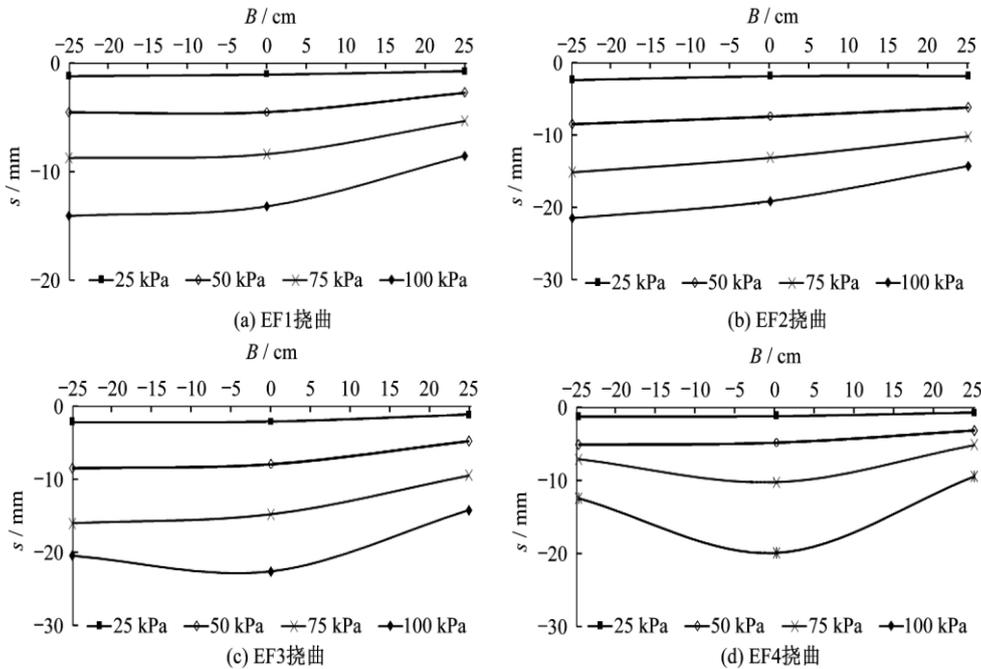


图13 偏压试件挠曲变形图

5 结论

(1) 黏土地基上小宽高比扩展基础在轴压作用下，其基底压力分布总体较均

匀，但中间部位压力较小。当加载等级大于地基土的承载力特征值时，中间部位压力增速慢慢超过边缘，但此时试件表面已出现明显裂缝；大宽高比柔性基础基底压力趋于复杂，呈“波浪形”分布，当试件出现裂缝，加载等级超过黏土承载力特征值时，压力集中于中间部位。

(2) 偏压加载作用下，随着宽高比的增大，基础刚度减小，基底压力最大值从边缘开始右移，偏心一侧基底压力所占比例减小。小宽高比刚性基础基底压力最大值出现在试件左边缘(偏心一侧)，总体呈线性分布；宽高比增大，基底压力最大值变为偏心左侧测点，边缘压力减小。

(3) 小宽高比刚性扩展基础在轴压作用下发生突然挠曲变形，且无预兆，而大宽高比柔性基础则表现出较好的延性，挠曲变形缓慢发展；偏压作用下，试件挠曲缓慢发展，小宽高比试件多为整体偏移，大宽高比试件则较早出现挠曲变形。

岩石地基上扩展基础的抗剪性能研究

程毅

(重庆大学岩土工程)

硕士论文 2006年

1 引言

试验场地位于重庆市渝北区龙溪镇金紫山9号地块，重庆市第一中级法院建设场地内，场地属构造剥蚀浅丘地貌，试验基岩面在现有地面下约50cm左右，基岩为红褐色中风化粉砂质泥岩。(地勘设计参数见表1)

表1 地基设计参数建议值

岩性	重度 (kN/m ³)	地基承载力特征值 (kPa)	岩石抗压强度 (MPa)		岩体强度 (kPa)		岩体抗拉强度 (kPa)	岩体变形模量 (MPa)	岩体弹性模量 (MPa)
			饱和值	自然值	内聚力	摩擦角			
泥岩	25.4	3400	9.7	15.0	600	31	70	1780	2240
泥质砂岩		6300	18.1	25.7				3080	3740
砂岩		9600	28.2	37.1					

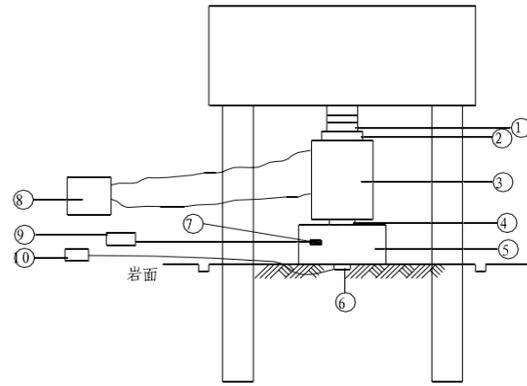
以岩土地基上基础抗剪设计现场试验系统:测定岩石地基上基础底面的应力分布情况;检验基础抗剪破坏模式;测定基础的抗剪承载力极限值;并与理论结果进行对比分析。《建筑地基基础设计规范》GB50007-2002在基础抗剪计算中存在一些不足,如规范中并没有明确规定岩石地基上基础抗剪的计算公式,对此本论文通过对岩石地基和土质地基上基础地基反力的分析,研究岩石地基上基础的抗剪破坏模式,并基于现场试验的结果提出一个适用于岩石地基上基础抗剪计算的公式。

2 试验设计

现场试验是通过对岩石地基上混凝土试件的加载来模拟柱下独立基础(包括配筋和不配筋)和素混凝土桩(墩)扩大头基础,用刚性压板来模拟柱截面。现场设计的桩-柱-厚板构成的反力架体系、千斤顶和油泵的加载装置对放置在整平的基岩面上的试件进行加载,通过在基岩下埋设的压力盒及试件表面贴的胶基混凝土应变片来测定其各个试件加载时的基地反力分布情况和试件表面的应变发展情况。对试件加载直至破坏以了解基础的破坏形式同时测出基础破坏时的荷载值,也就是试件的承载力极限值。(具体见图1)。

此次试验共有3组18个C20现浇混凝土试件,分别模拟刚性基础、独立柱扩展基础、桩(墩)扩大头基础。即素混凝土刚性基础G1(850mm×850mm×400mm)、G2(850mm×850mm×350mm)各3个,记做G1-1、G1-2、G1-3和G2-1、G2-2、G2-3。钢筋混凝土扩展基础K1(850mm×850mm×400mm)、K2(850mm×850mm×350mm)、K3(850mm×850mm×300mm),记做K1-1、K1-2、K1-3、K2-1、K2-2、K2-3和K3-1、K3-2、K3-3。按抗弯承载力计算分别在试件底部配置了双向10D12的HRB335热轧钢筋(II级钢筋),保护层厚度为40mm。对于K1,K2在顶部为防止局部承压破坏还配置了钢筋网片。素混凝土桩(墩)扩大头基础D1(Φ600×300mm),记做D1-1、D1-2、D1-3。

试验所采用的装置主要由三大部分组成:反力装置系统、加载装置系统、测量装置系统,见图1,现场试验装置见图2。



图中:①刚性垫块②力传感器③千斤顶④加载板⑤试件⑥压力盒⑦应变片
⑧油泵⑨静态应变测量仪⑩振弦频率检测仪

图1 设备布置图

①反力装置:在试验基岩面上用钢筋混凝土现浇了一个桩一柱一厚板构成的反力架体系,可以通过加上刚性垫块来调整加载系统的高度。主要受力机理为:反力通过千斤顶作用在厚板上后,由厚板下面的柱传给下面打入基岩的锚桩的抗拔力来承担这部分反力。如图1、2所示。

②加载装置:主要由2台YJ-300型千斤顶,1台DYB10A型油泵,1台ZB10/630型油泵及压力传感器构成,现场根据实际的荷载情况来组合成加载系统。千斤顶与地面控制的电动油泵相连,按规定的加载值进行加载。千斤顶与刚性垫块之间安装了压力传感器,用于实测每级荷载的大小,便于在加载过程中使荷载稳定。如图1,2所示。

③测量装置:主要由DH3816静态应变测量仪和60mm胶基混凝土应变片组成应变测量系统;SMY-110型双膜压力盒和PZX-1型振弦频率检测仪组成基底反力测量系统;用裂缝读数显微镜进行裂缝观察,并用数码照相机照相存样。整个试验装置安装好后,在加载过程中由地面工作人员操作进行。如图2现场试验装置。



图2 现场试验装置

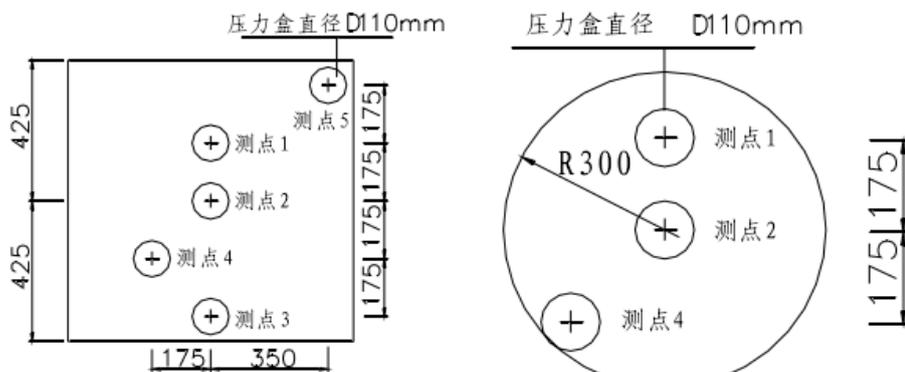


图3 压力盒布置图(mm)

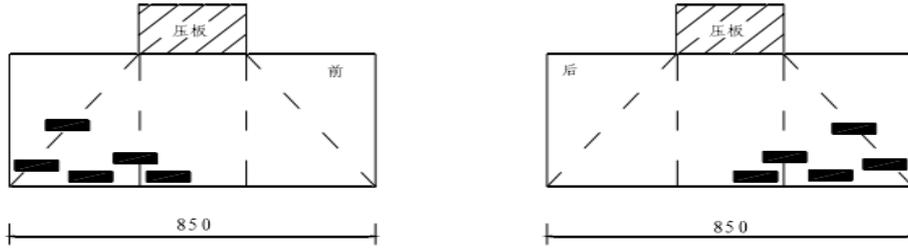


图4 应变片位置图

3 各试件试验结果对比分析

G型试件在600kN时的基底反力曲线如图5。

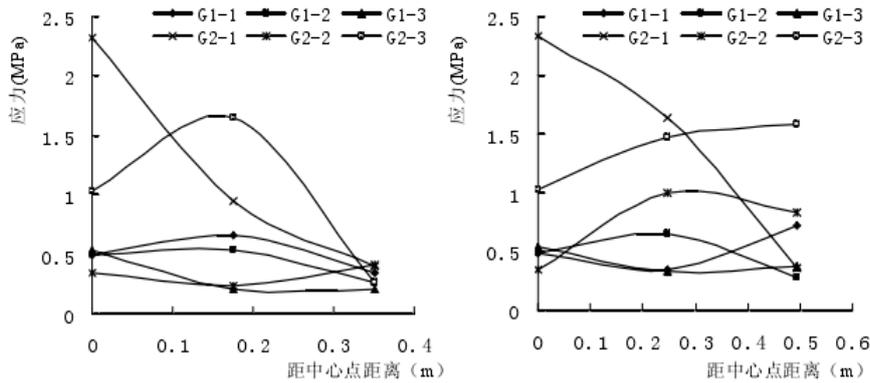


图5 G型试件基底反力分布对比图(分别为轴向和对角线方向)

K型试件在600kN时的基底反力曲线如图6。

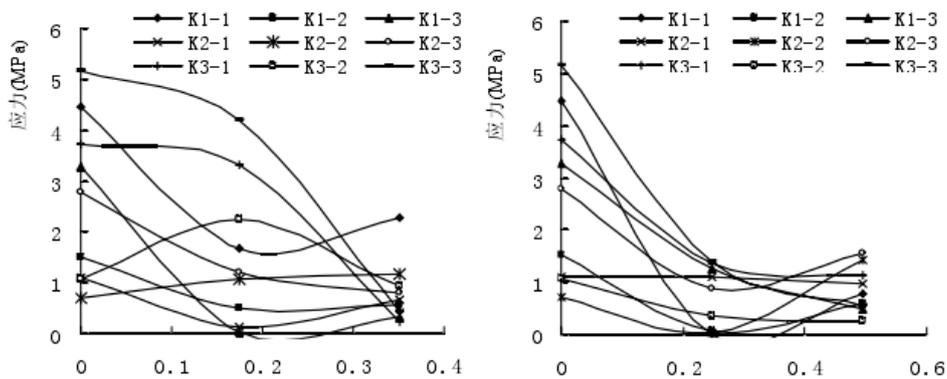


图6 K型试件基底反力分布对比图(分别为轴向和对角线方向)

① G2型试件和K2型试件在600kN时的基底反力对比曲线如图7。

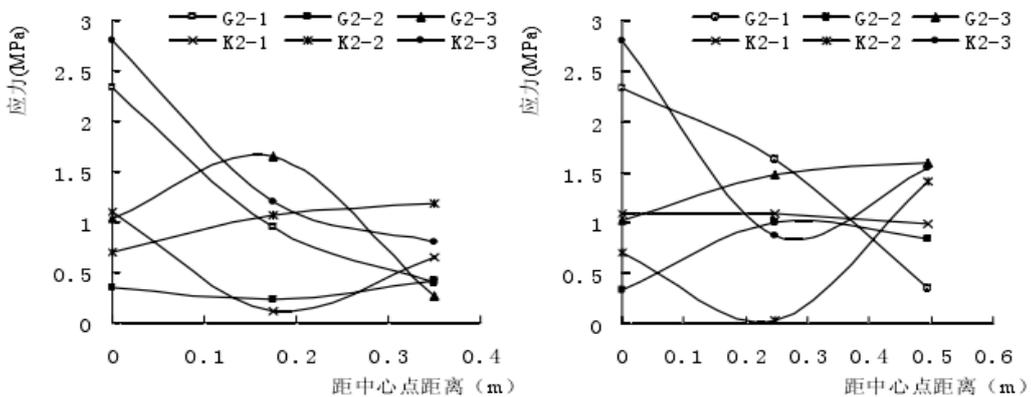


图7 G2型和K2型试件基底反力分布对比图(分别为轴向和对角线方向)

② D型试件在S00kN时的基底反力曲线如图8。

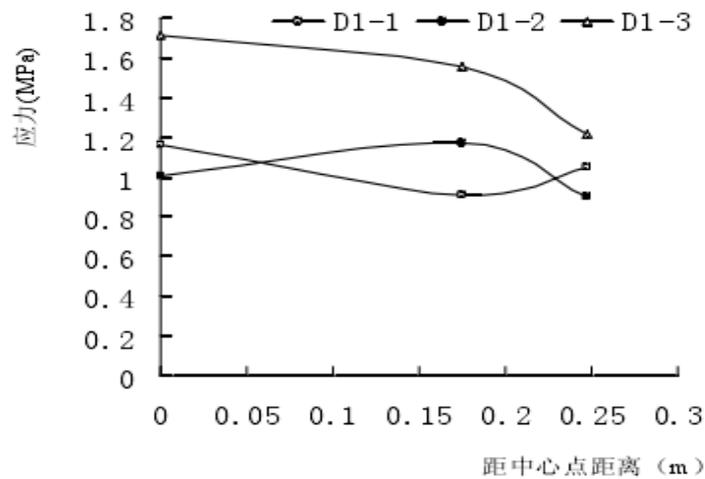


图8 D型试件基底反力分布对比图(半径方向)

4 试件表面应变值及其分布图

G型试件的应变分布

由试件表面贴设的应变片在加载中的测值画出了曲线图，以G1-2试件为例，应变片位置图如图9，加载中的各测点应变变化曲线(拉为正)如图10。

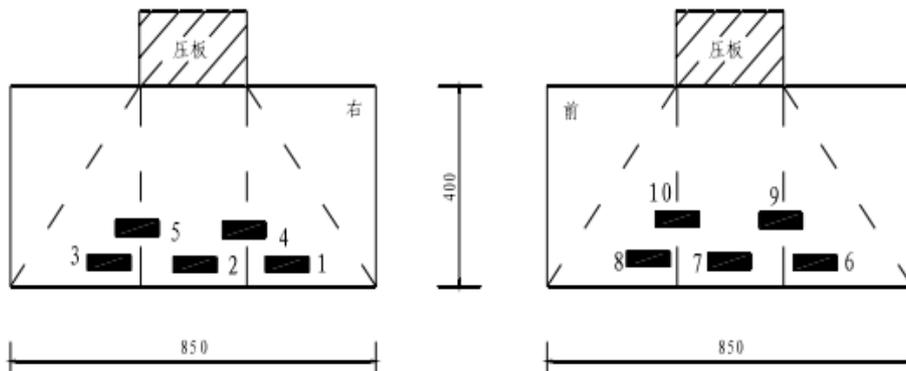


图9 试件 G1-2 应变片布置图

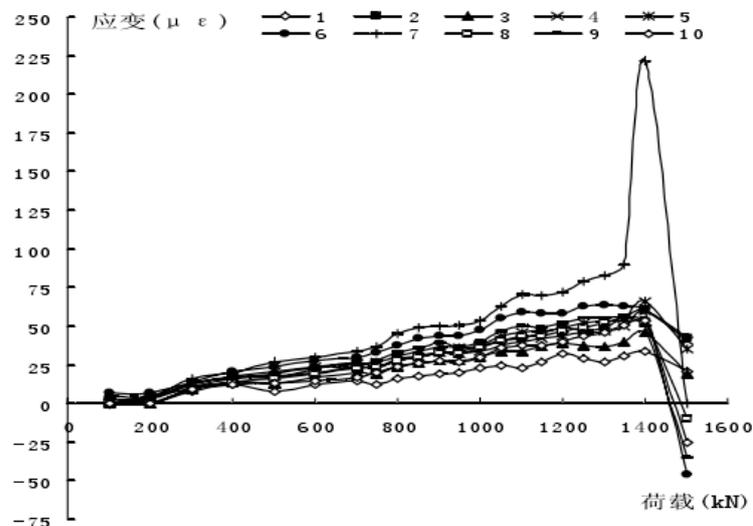


图10 试件 G1-2 测点应变曲线图

5 K型试件的应变分布

由试件表面贴设的应变片在加载中的测值画出了曲线图,以K1-3试件为例,应变片位置图如图11,加载中的各测点应变变化曲线(拉为正)如图12。

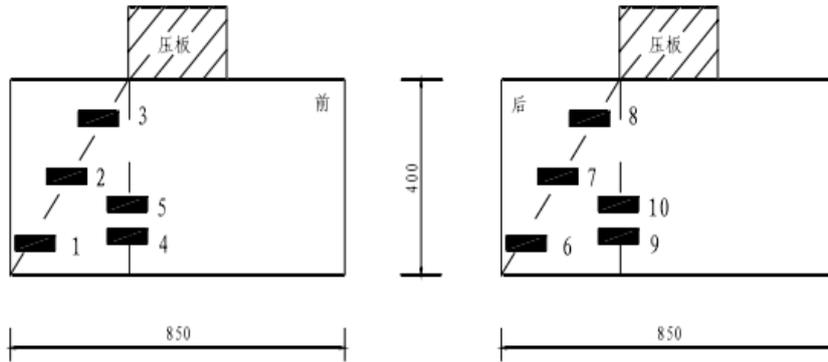


图 11 试件 K1-3 应变片布置图

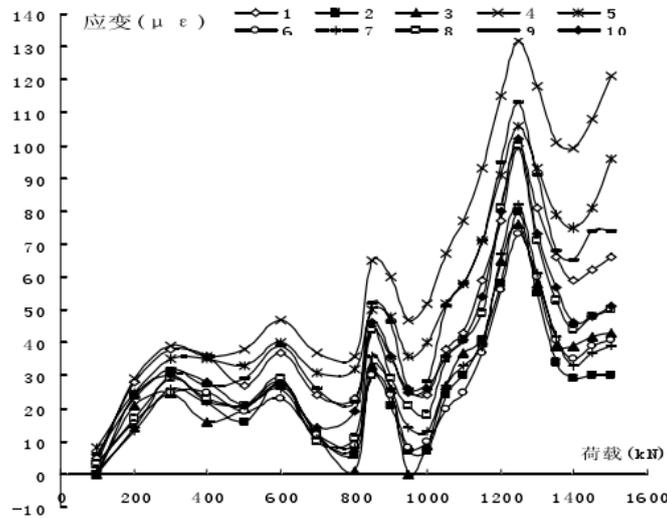


图 12 试件 K1-3 测点应变曲线图

6 结论

①岩石地基上扩展基础的基底反力是一倒置的马鞍形,呈现出中间大,两边小,到了边缘又增大的趋势。而扩底桩的基底反力则是呈现出中间小,到了边缘则出现比较显著的应力集中现象。其基底反力分布与基础的刚度有关,随着基础刚度的减小,曲线中部集中效应要增大;随着刚度的增大,则曲线呈现出边缘集中的趋势。配筋后基础的基底反力分布比无筋基础的要均匀些。

②无筋扩展基础的抗剪承载力计算公式: $T_1 \leq 0.7A$, 随基础高宽比的增大,基础截面的高度由抗弯承载力控制转变为抗剪承载力控制;有筋扩展基础的抗剪承载力计算公式: $T_1 \leq 1.2bh$ 。作为工程实际中的抗剪计算公式加以应用。

③无筋扩展基础和有筋扩展基础的可视裂缝大都首先出现在基础中部下缘处,裂缝呈侧面对称出现,荷载不断加大的过程中,基础的一相对侧面和另一相对侧面的裂缝交替发展。由于裂缝的发展是在两个方向上交替发展,表明在受荷中基础总是在两个方向上互相交替承担上部荷载,而不是平均分配,即是交替起着梁的作用。基础破坏形式是井形破坏机构模式而非传统的梯形破坏机构模式,为基础控制截面的弯矩剪力计算提供参考。

④基底压力的分布曲线主要与基础高宽比、岩体和基础的弹性模量比值有关,

而与地基岩体的泊松比、粘聚力关系很小，与内摩擦角的变化无关。其中基础高宽比、岩体和基础的弹性模量比的影响主要是因为基础和地基岩体的刚度之间关系的变化对基底反力曲线影响比较大。考虑一定柱子长度对基础基底反力的影响只在基础中部的影响较为明显，越往边缘，影响越小。

上拔荷载作用下扩展基础的颗粒流数值模拟与试验对比

刘文白, 周健

(上海海事大学 交通运输学院; 同济大学 地下建筑与工程系)

水力学报 2004 年 12 月第 12 期

1 引言

对砂土地基上承受上拔荷载作用的扩展基础进行颗粒流数值模拟, 并与物理模型试验结果进行了对比。应用PFC20程序, 用细观力学的方法研究上拔荷载作用下砂土的颗粒结构分布、颗粒速度的变化。通过对剪切带颗粒速度的考察, 分析颗粒间的咬合摩擦和滑动摩擦, 判定出土中滑裂破坏面的位置。数值模拟分析了上拔荷载-基础位移曲线。通过实验室模型试验和现场原型试验, 测得土中滑裂破坏体为曲面锥台与圆柱的组合物, 其破裂面与颗粒流数值模拟的结果符合良好, 并分析了荷载-位移关系。细观力学数值模拟的土中滑裂破坏面和荷载-位移关系能反映物理实物试验的宏观力学特性。

2 颗粒流数值模拟的扩展基础上拔试验

2.1 颗粒流数值模拟试验的过程

颗粒流理论是一种细观力学的分析方法, 其数值途径是PFC^{2D}(Particle Flow Code in 2 Dimensions)程序。基于离散元理论, Cundall提出了颗粒流理论, 通过圆形(或异型)离散单元模拟颗粒介质的接触运动及其相互作用, 允许离散的颗粒单元发生一定的平移和旋转, 可以彼此全部分离并且在计算过程中重新构成新的接触。将研究对象离散为颗粒单元, 对该颗粒赋予所需的力学特性, 然后用定义的颗粒组合为模拟对象进行模拟试验, 用颗粒组合成扩展基础, 组合成试验箱的箱体四壁, 组合成土颗粒。在颗粒流数值模拟中将模型箱的四壁定义为墙体, 共4道墙, 左墙、右墙与下墙的法向刚度 k_n 和剪切刚度 k_s 均为 $1 \times 10^3 \text{ N/m}$, 上墙的法向刚度 k_n 和剪切刚度 k_s 均为 $1 \times 10^3 \text{ N/m}$ 。模型箱的几何尺寸通过箱体四角的几何坐标定义, 并定义适用于模拟基础埋深 d 为基础宽度 b 的1.0倍和2.0倍($d=1.0b$ 和 $d=2.0b$)的模型箱。应用PFC^{2D}在上述给定的墙体范围内生成土颗粒, 按随机位置将颗粒在区域内填充, 通过循环来消除试样内部非均匀应力。土颗粒模型是由球体和圆盘单元构成。经模拟试验比选, 土颗粒模型和基础颗粒模型的参数如表1。需要指出的是, 表1中土颗粒的各项指标是颗粒流数值模拟的介质颗粒的自定义指标, 并不是真实砂土颗粒的物理指标。扩展基础由定义为刚性重叠连接的颗粒组成, 将颗粒直径放大, 定义颗粒的粘结强度和其它指标, 颗粒相互重叠连接, 形成扩展基础。扩展基础的模拟图形见图1。图2为模型箱、箱内土颗粒和扩展基础经过自平衡后达到模拟试验加荷前的状态。

表1 颗粒模型的参数

颗粒参数	摩擦系数 μ	颗粒法向刚度 $k_n / (\text{N/m})$	颗粒剪切刚度 $k_s / (\text{N/m})$	颗粒密度 / (kg/m^3)	重力加速度 / (m/s^2)	颗粒直径 d / m	半径放大系数	颗粒法向粘结强度 $n\text{-bond} / \text{N}$	颗粒切向粘结强度 $s\text{-bond} / \text{N}$
(砂土)颗粒	7.0	1×10^7	1×10^7	10000	-9.81	0.02~0.03	1.85		
(扩展基础)颗粒		1×10^{10}	1×10^{10}	2000	-9.81	0.15		1×10^{10}	1×10^{10}

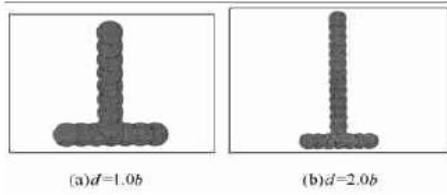


图1 扩展基础的颗粒模型成型

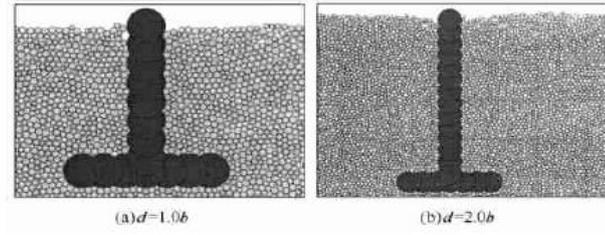


图2 模拟上拔试验的成型

2.2 上拔模拟的实现

经过生成模型箱、扩展基础和风砂土颗粒且自平衡完成后，删去模型箱上面的一道墙，解除上墙对模型箱内土体上表面的约束，对扩展基础施加竖直向上的上拔荷载。上拔荷载 T 的量纲为“N”。经模拟试验观察，首先估定极限上拔荷载 T_u ，然后根据估定的极限上拔荷载 T_u 分级后加荷。在数值模拟试验中，模拟了两种基础埋深条件， $d=1.0b$ 和 $d=2.0b$ (b 为基础宽度)。上拔荷载的分级： $d=1.0b$ 条件下， $T_0=0, T_{1\sim 13}=0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8, 0.9, 1.025, 1.1, 1.2, 1.3$ ($1 \times 10^3 \text{N/m}$)； $d=2.0b$ 条件下 $T_0=0, T_{1\sim 10}=0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 3.5, 4.0, 4.4, 5.0$ ($1 \times 10^3 \text{N/m}$)。

3 粒流数值模拟上拔分析

模拟试验过程中，记录在每一级上拔荷载作用下基础的位移与时步的关系及达到平衡时颗粒的分布图、速度图，根据每一级荷载作用下达到平衡时的基础位移得到的荷载与位移关系曲线，求得极限上拔荷载和极限上拔位移，研究细观结构的变化与真实条件下风砂土试验宏观力学现象的联系与响应。图3-5和图6-8分别为基础埋深 $d=1.0b$ 和 $d=2.0b$ 条件下，模拟的扩展基础在各级上拔荷载作用下的颗粒分布图、颗粒的速度图、时步-基础位移图。

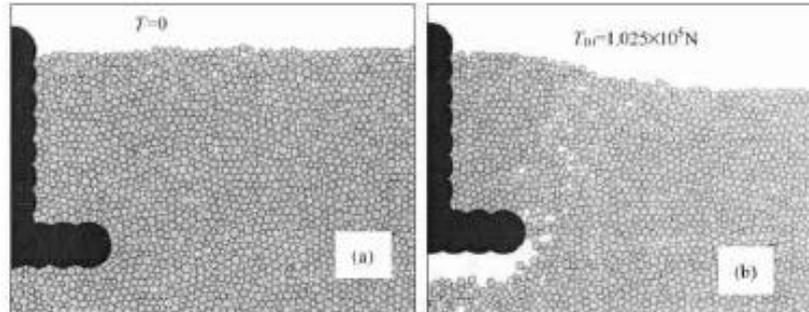


图3 颗粒流模拟试验的颗粒分布

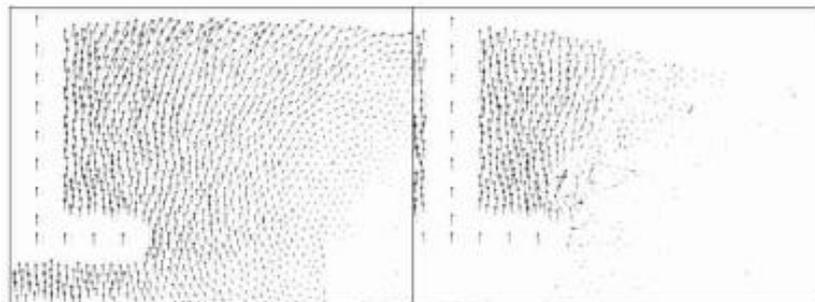


图4 颗粒流模拟试验的颗粒速度变化

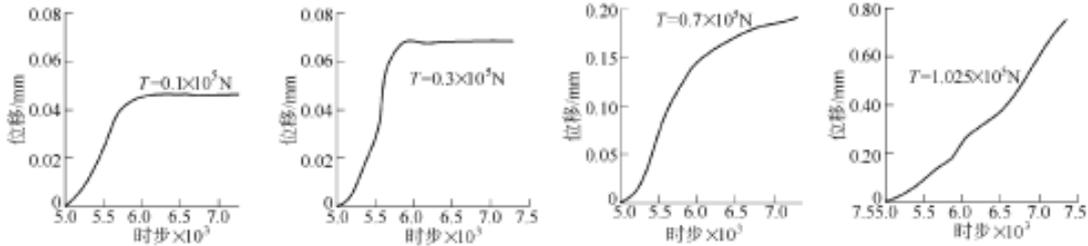


图5 颗粒流模拟的时步基础位移 (d=1.0b)

3.1 砂土颗粒的细观结构反应分析

3.1.1 加荷前后的颗粒排列变化

在模拟试验中，上拔荷载 $T_7=0.7 \times 10^5 \text{N}$ 及其之前颗粒的排列未发生显著变化，土表面为平面；当荷载增加到 $T_8=0.8 \times 10^5 \text{N}$ 时，颗粒的排列发生明显变化，基础底板脱离板下土体，土表面隆起；在荷载 $T_9=0.9 \times 10^5 \text{N}$ 和 $T_{10}=1.025 \times 10^5 \text{N}$ 作用下，可以观察到土中出现滑裂面，滑裂面附近土颗粒的孔隙明显增大，基础底板脱离板下土体，土表面隆起较多。在颗粒流数值模拟的二维平面图中，滑动破坏面表现为有一定宽度的滑动破坏带，可称其为剪切带，图3 (b)可观测到土颗粒的松弛区域沿基础边缘至土表面具有一定的宽度，是有一定宽度的滑动区域。

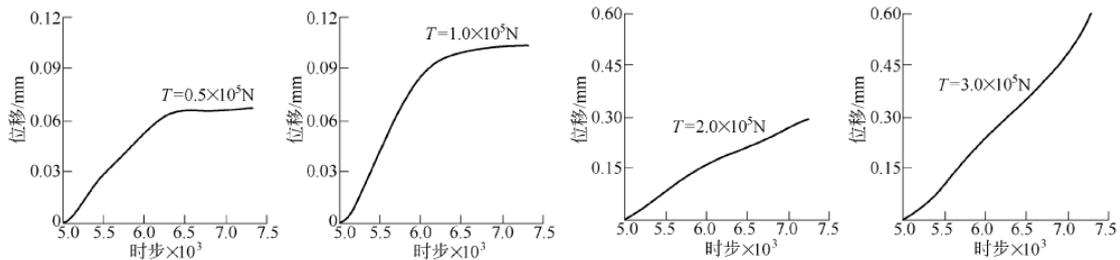


图6 颗粒流模拟的时步一基础位移 ((d=2.0b)

3.1.2 颗粒的受影响区域

图4(a)表示荷载等级较小时的颗粒速度分布，图4(b)表示破坏荷载时的颗粒速度分布，图中箭头的长短表示速度值的大小，“点”为速度值等于零或极小。相比较，荷载等级小，速度的分布范围广，速度值小，受影响区域大；受影响区与未受影响的区域之间有一过渡带，区域边界不明显，颗粒的速度从基础的中心向四周逐渐扩散，表明在荷载较小时，由于粒间位移较小而颗粒的咬合摩擦使应力得到扩散；随荷载增加，影响区外颗粒的速度减小，过渡带的颗粒由咬合摩擦变为表面摩擦；随荷载的增加，影响区范围逐渐减小，区域内的颗粒速度增大，区域边界逐渐明显；在破坏荷载下，影响区域的速度较大，区域外的颗粒速度为零或很小，区域边界的颗粒滑动摩擦，受影响区域边界明显，可作为判定破坏滑动面的条件。

3.2 上拔荷载与位移的颗粒流数值模拟

图7表示分级荷载与相对应的最大位移的数值模拟关系。根据荷载与位移关系曲线、时步与荷载关系曲线、颗粒分布图分析；在荷载 $T=1.025 \times 10^5 \text{N}$ (d=1.0b)和 $T=3.5 \times 10^5 \text{N}$ (d=2.0b)时，模拟基础发生上抬，土中的受影响区域边界明显，颗粒的松弛区域形成了滑裂破坏面；时步一荷载曲线的形状发生改变，曲线形状由荷载较小时的凸曲线型变化为荷载破坏时的斜直线型；速度图中的速度值分布有了明显的受影响区和未受影响区而且界限分明。经对比及综合分析，确定极限

上拔荷载为:基础埋深 $d=1.0b$ 时, 极限上拔荷载 $T_u=1.025 \times 10^5 \text{N}$, 相应的极限上拔位移 $S_u=0.555 \text{cm}$; 基础埋深 $d=2.0b$ 时, $T_u=3.5 \times 10^5 \text{N}$, $S_u=0.722 \text{cm}$ 。荷载位移关系曲线的初始段为直线段, 表明土体的荷载-位移关系为直线变形关系, 随荷载增加而位移增加速率小; 曲线中段为过渡段, 弯曲曲线表明土体上拔位移增加, 土体抵抗上拔的能力逐渐发挥到最大; 曲线的末端为下降段, 位移速率较大, 表明土体逐渐的发生破坏。

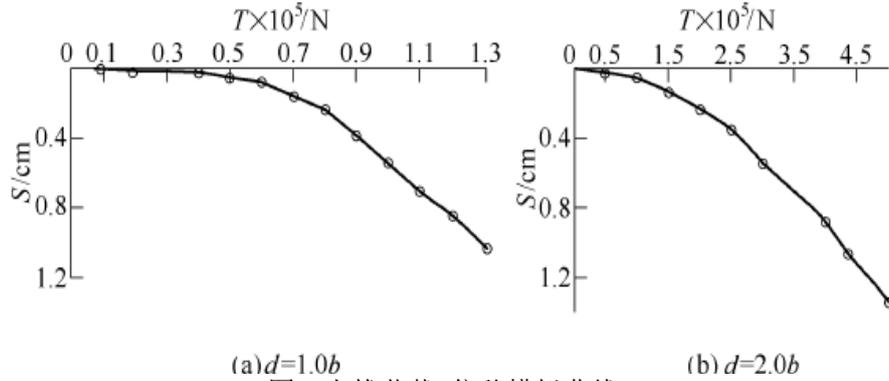


图7 上拔荷载-位移模拟曲线

表2 模型试验和现场原型试验条件

试验序号	试验项目	基础宽度 b mm	基础埋深 d	试验序号	试验项目	基础宽度 b mm	基础埋深 d
4-3	1#箱全模	82	1.0b	39-1	原型扩展基础	3000	1.0b
8-1	1#箱全模	82	2.0b	28-12	2#箱全模	300	1.0b
16-2	1#箱全模	82	3.0b	40-2	原型扩展基础	3000	1.0b
24-1	2#箱全模	300	1.0b	41-3	原型拉线盘(1)	2500×1600	1800mm
30-4	2#箱全模	300	2.0b	42-4	原型拉线盘(2)	1600×800	2400mm
35-8	2#箱全模	300	3.0b				

4 拔荷载作用下的实验室模型试验和现场原型试验

进行了扩展基础的实验室模型试验和现场原型试验, 试验土为细砂, 共做1#型箱和2#型箱的模型试验以及4次现场原型试验。试验了上拔荷载、位移、土中应力和土体破裂面。图10为模型试验和现场原型试验的上拔荷载 T 与基础上拔位移 S 的关系。 $T-S$ 曲线旁注数字为试验序号, 试验条件见表2。对比1#模型、2#模型和原型试验的结果, $T-S$ 曲线的特征是一致的, 可用图10(f)的 $T-S$ 特征曲线来表征。曲线初始段为直线, 位移速率小, 土体呈直线变形体性状; 随荷载增加呈曲线, 土中局部出现塑性区, 位移速率增加, 土体处于弹塑性阶段; 荷载继续增加, 曲线出现陡降, 土体整体剪切破坏。

土体的破坏形成。观测到破坏土体近似为倒锥台状的曲线回转体(基础埋深 $d/b=1.0$), 和曲线回转体与圆柱体的组合体($d/b>1.0$), 地表裂缝是环状裂缝。图11为1#、2#模型和原型试验的土中破裂面的实测值和数学拟合值, 曲线旁标柱数值为破坏面实测点的坐标值。经数学拟合, 上拔破裂土体的几何形式为: 在土表下 $d/b=1.0$ 范围内为曲线回转体, 该曲线可为圆弧, 圆弧半径 $R=d/\sin(60^\circ + \Phi/2)$, 其中 $d=1.0b$, Φ 为土的有效内摩擦角; 在土表下超过 $1.0b$ 的部分为圆柱体, 圆柱体半径 $R' = b/2$ 。

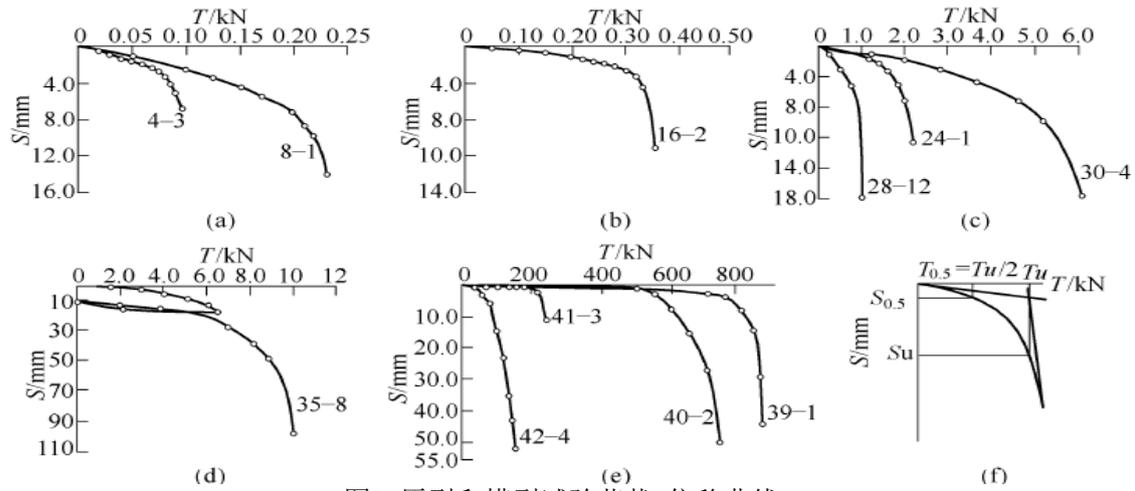


图8 原型和模型试验荷载-位移曲线

5 粒流数值模拟与物理实物试验的结果对比

5.1 土中破裂面的对比分析

根据颗粒流数值模拟的颗粒分布及颗粒速度，可以分析土中滑裂破坏面。将图9 (c、b)所示的滑裂破坏面实测图形按相同比例尺，分别与图3 (b)的颗粒分布图进行组合，形成图10。对比土中滑裂破坏面的实测值、数学拟合值和数值模拟图形可见，颗粒流数值模拟的破裂面与实测破裂面的拟合较好，颗粒流的细观结构分析结果反映了土体破坏形式。

5.2 荷载位移关系的对比分析

图11曲线表示了基础荷载-位移关系的实测曲线与数值模拟曲线。图中曲线旁编号“d=1.0b”和“d=2.0b”表示颗粒流数值模拟试验结果，曲线旁编号“39-1”“40-2”、“41-3”、“42-4”试验条件见表2。颗粒流数值模拟的荷载-位移关系曲线特征与真实条件下原型试验的荷载-位移关系具有相关一致性。

由图13可见颗粒流数值模拟的荷载-位移关系曲线与真实条件下的试验结果共同点有：

(1) 荷载-位移曲线的特征基本相同，均有初始直线段、中间曲线过渡段和末端下降段；

(2) 基础埋深条件相近时，荷载-位移曲线曲率形状相近。这表明颗粒流数值模拟的荷载与位移的关系基本反应了土体的实际宏观力学现象。颗粒流数值模拟曲线与试验曲线的差别为模拟曲线的陡降段不很明显。

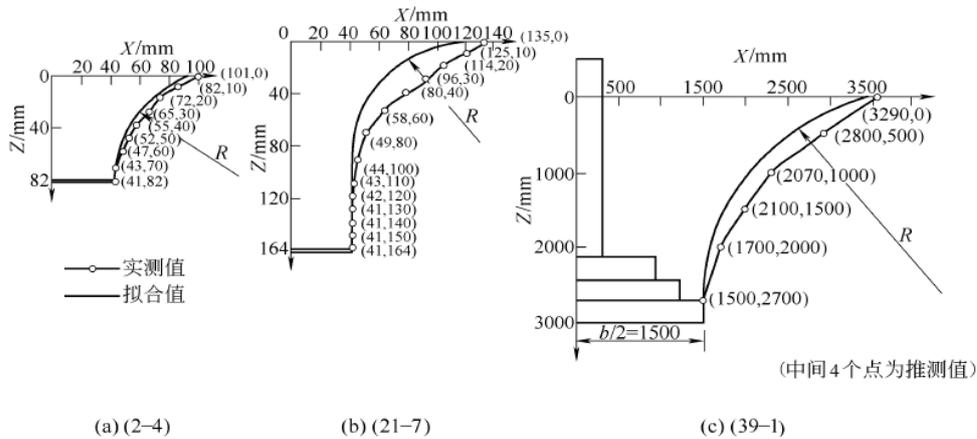


图9 拔破坏土体形状

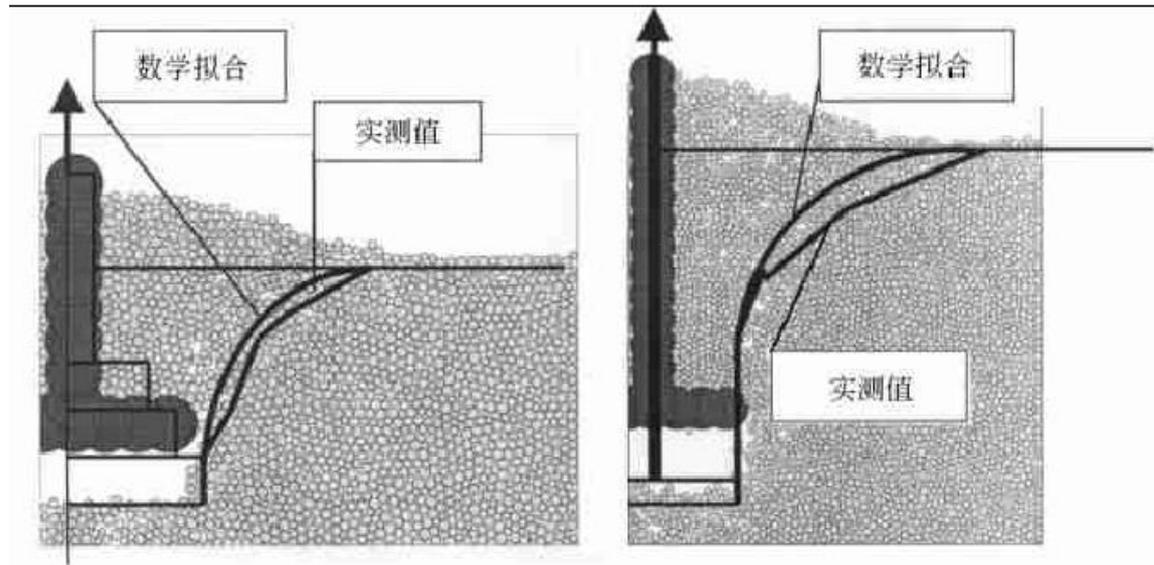


图10 滑裂破坏面的数值模拟、实测和数学拟合对比

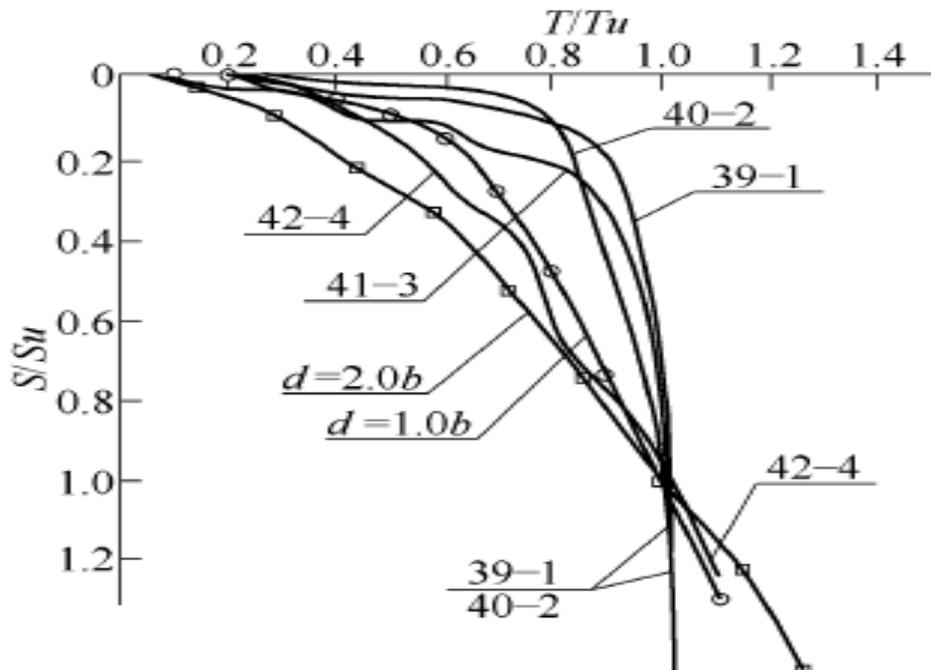


图11 荷载-位移数值模拟曲线与实测值的对比

6 结论

进行了两种基础埋深的颗粒流数值模拟上拔试验和物理实物上拔试验,研究了风砂土扩展基础的上拔承载性能。研究结果如下:

(1) 在上拔荷载较小时,颗粒的排列未发生显著的变化;当荷载增加到接近极限上拔荷载时,土中出现颗粒排列疏松区,土表面隆起较多。

(2) 颗粒结构受上拔荷载的影响形成一个倒锥台的区域。随荷载的增加,受影响区域范围渐小而边界渐明显形成倒锥台区,区内的颗粒速度与区域外相比而明显增大。随荷载增加,受影响区域边界的颗粒由咬合摩擦发展到滑动摩擦。土中滑裂破坏体是一个二次曲线的倒锥台形状($d/b=1.0$)或倒锥台与圆柱的组合物($d/b=2.0$)。

(3) 物理实物试验表明,上拔荷载-位移曲线的曲率、性状一致,曲线为初始直线段、中间曲线过渡段和陡降段。

(4) 颗粒流数值模拟的T-S曲线特征与物理实物试验的相关一致;颗粒流数值模拟判定的土中滑裂破坏面与物理实物试验的实测值一致。

(5) 颗粒流数值模拟的上拔荷载、基础位移与颗粒分布、速度的细观结构变化密切相关,颗粒流数值模拟的细观力学反应与土体的一些宏观力学现象密切相关,可以通过数值模拟土体细观结构变化对土的宏观强度、变形以及土与结构物的相互作用进行初步研究。

基础宽高比对扩展基础基底压力分布影响规律数值模拟与试验验证

王杰¹, 梁发云¹, *李元齐² 罗金辉² 梁兴³

(1. 同济大学地下建筑与工程系 2. 同济大学建筑 3. 国网四川省电力公司
经济技术研究院;)

岩土力学 2017 年 12 月第 33 卷第 6 期

1 引言

扩展基础的基底压力分布是地基基础共同作用分析的经典问题,在国内外的设计规范中,对于基础宽高比小于或等于 2.5 的情况,通常假定基底压力为直线分布形式。然而,已有研究表明,扩展基础基底压力实际分布型式与直线型假定相去甚远。采用 ABAQUS 有限元软件建模,并将数值模拟和已有试验结果进行对比分析,探究设计荷载下不同宽高比基础的基底压力分布模式,分析表明,随着基础宽高比的增大,刚性基础变为柔性基础,其基底压力分布逐渐变复杂,呈向中间部位集中趋势。

2 数值模拟方法与试验验证

2.1 与刚性板模型试验的对比

国家《建筑地基基础设计规范》中将扩展基础的宽高比定义为 $T = (\frac{\text{基础底板宽度}-\text{柱宽}}{2}) / h$, 其中, h 为基础高度。文献开展了筏式基础的室内模型试验,刚性基础尺寸为 $100\text{cm} \times 100\text{cm} \times 20\text{cm}$, 圆柱直径为 20cm , 此刚性基础的台阶宽高比 $T=2$ 。试验在模型槽填筑人工换填粉土,深 2.5m , 其下为原状粉质黏土。地基土的主要物理力学指标详见表 1。试验方案及结果详见文献。

表 1 各层土的物理力学指标

土深度 /m	含水率 /%	密度 / $(\text{g} \cdot \text{cm}^{-3})$	d_s	e	w_L /%	w_p /%	I_P	E_s /MPa	土类
0.0~0.4	14.6	1.91	2.7	0.65	23.8	16.7	7.1	11.7	粉土
0.4~0.8	14.5	1.88	2.7	0.68	23.8	16.7	7.1	10.5	粉土
0.8~1.2	14.1	1.91	2.7	0.65	23.8	16.7	7.1	10.7	粉土
1.2~1.6	14.2	1.93	2.7	0.53	26.5	18.7	7.8	10.0	粉土
1.6~2.0	19.1	1.92	2.7	0.73	25.5	17.0	8.4	9.5	粉土
>2.0	25.8	2.01	2.7	0.71	30.3	18.7	11.6	12.0	粉质黏土

2.1.1 有限元模型的建立

ABAQUS 数值计算模型采用 $100\text{cm} \times 100\text{cm} \times 20\text{cm}$ 的混凝土板,土体尺寸为 $5\text{m} \times 5\text{m} \times 2.5\text{m}$,有限元模型如图 1 所示。混凝土板采用线弹性本构关系,杨氏模量为 30GPa ,泊松比为 0.2 ;土体采用摩尔-库伦模型,杨氏模量为 25MPa ,泊松比为 0.3 ,摩擦角为 18° ,剪胀角为 12° ,黏聚力为 20kPa 。各参数取值依据相关说明如下。表 1 所示的人工换填粉土压缩模量沿深度平均值约为 10.7MPa ,文献指出在缺少试验数据时,可根据上海地区经验取土体杨氏模量为 $2.5 \sim 3.5$ 倍压缩模量。经试算,本算例取为 2.5 倍压缩模量。ABAQUS 手册中指出剪胀角并非常数,通过实验数据反算得到本试验土体剪胀角为 12° 。

土体底面施加 X、Y、Z 三个方向的位移约束边界条件,四个侧面约束法向位移。荷载以圆柱作用在板上的形式加载,实际模型中在板中央处直径 0.2m 的圆形上施加“pressure”(均布应力),施加荷载之前需要对土体进行“地应力平衡”。为便于有限元结果的提取和表达,定义接触面处的混凝土板中心轴为“Path1”,

如图1所示。提取每级荷载下“Path1”路径上的Z向应力“S33”。

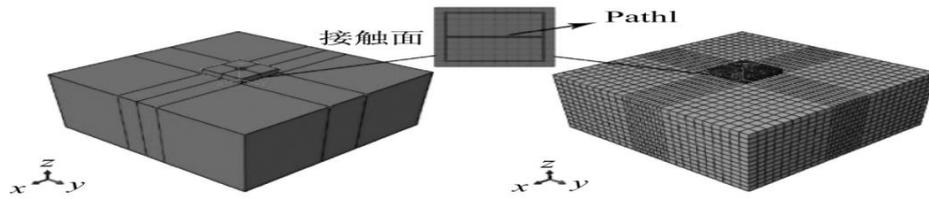


图1 有限元模型

2. 1. 2有限元模拟基底压力分析

有限元模拟中所加各级荷载均为轴压，其中心轴处基底压力分布曲线见图2。B为基础宽度，x为距离基础中心轴的坐标， p_c 为基底压力(contact pressure)，虚线为基底压力对称点。

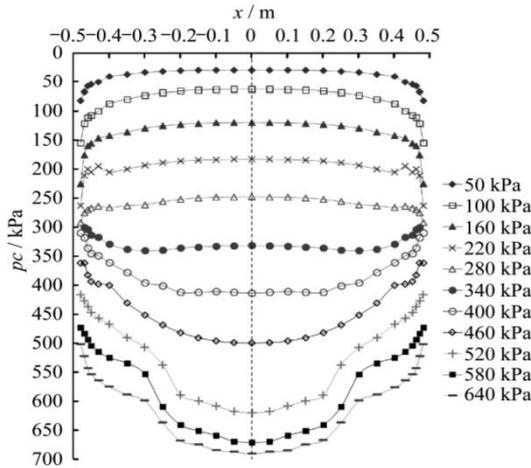


图2 刚性基础中心轴处基底压力

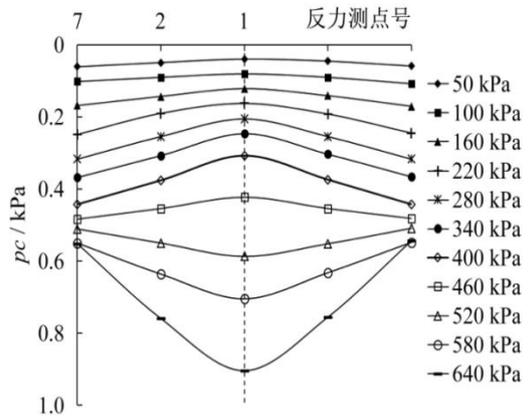


图3 刚性基础中心轴处基底压力

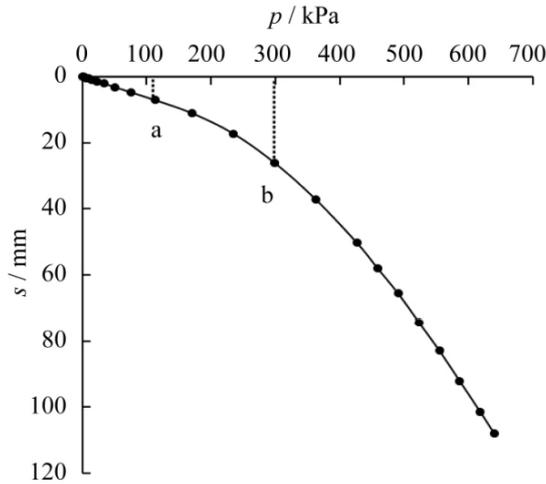


图4 刚性板压力-沉降曲线

对比文献中实测试验结果(图3)，基底压力分布特征基本吻合。数值模拟结果:第六级荷载(340kPa)为分界线，之前基底压力均中间小，两端大，呈“抛物线型”分布;340kPa时，两端基底压力增量减小，开始出现“马鞍”形分布;荷载继续增加，逐渐向中间集中，呈中间大、两端小的“漏斗”形分布，且趋于稳定，达到土体极限承载力。观察各级荷载下基底压力的分布曲线图，可看到每级荷载下的基底压力相比平均基底压力偏小。

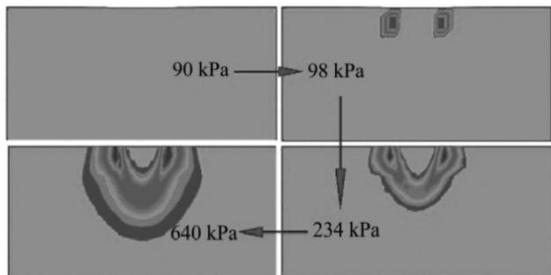


图5 等效塑性应变云图

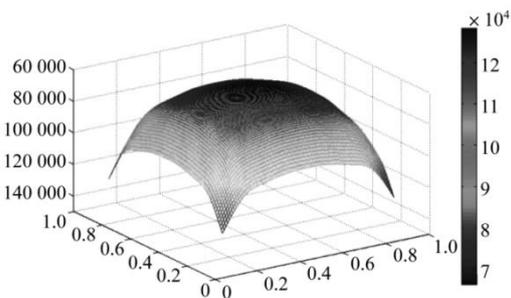


图6 基底压力三维示意图

2.1.3 有限元模拟沉降分析

现场载荷板试验用来研究地基变形和破坏,在工程现场对置于地基土上的载荷板逐级施加荷载,观测沉降随时间的发展过程及最终沉降量,将试验结果绘制成 $p-s$ (压力-沉降)曲线。数值模拟 $p-s$ 曲线(图4)上存在两个拐点,第一个拐点 a (100kPa左右)对应的荷载为临塑荷载(p_{cr}),地基处于弹性状态;第二个拐点 b (300kPa左右)对应的荷载为极限荷载(p_u), $p-s$ 曲线呈向下转折趋势,此阶段地基中出现了塑性变形区。实践经验表明,地基中塑性变形区的深度为 $1/4$ 基础宽度时,对于本文即地基土允许产生的塑性区最大深度 $z_{max}=0.25m$ 所对应的临界荷载。提取数值模拟土体竖直方向中线处剖面的PEEQ(等效塑性应变)云图,如图5所示,可见在 $p=90kPa$ 时,地基土尚未进入塑性;在 $p=98.8kPa$ 时,混凝土板边缘下地基土进入塑性,塑性区开展深度 $0.25m$ 左右,即对应 $p_{1/4}$ 临界荷载;在 $p=234.4kPa$ 时,基础边缘塑性变形区贯通形成连续滑动面;在 $p=640kPa$ 时,塑性区扩展加剧,深度约 $2m$ 。提取 $p_{1/4}$ 临界荷载 $98kPa$ 时,混凝土板、地基土接触面的节点坐标及其对应的竖向应力(S_{33}),使用MATLAB软件绘制基底压力三维示意图,如图6所示。三维示意图可直观地表现出基底压力的非均匀分布。总体趋势中间部分压力比四周大,呈“抛物线”形分布,越靠近边缘,其压力增大趋势越明显,四角处应力集中明显。

2.2 与柔性板模型试验对比

1988年黄熙龄、郭天强通过轴心加载不同板厚的钢筋混凝土板,获取其基底压力、破坏性状等,从而综合评价钢筋混凝土板的刚性。板尺寸为 $100cm \times 100cm$,厚度 h 分别为 $10cm$ 、 $12.5cm$ 、 $16cm$ 及 $20cm$;中压缩性土;加载等级相同。分别测量基底压力、挠度,记录破坏特征。根据基底压力分布情况将板分为两类:柔性筏板(h 为 $10cm$ 和 $12.5cm$)和刚性筏板(h 为 $16cm$ 和 $20cm$)。

为与前述刚性基础结果形成鲜明对比,故下述数值模型选取板厚 $h=10cm$ 的钢筋混凝土板进行建模分析。根据扩展基础台阶宽高比定义,中心加载柱宽为 $20cm$,该基础宽高比 T 为 4 。黄熙龄指出,在新规范修订过程中,经讨论,采用厚跨比等于或大于 $1/6$ 时,基础压力可采用线性分布。试验中使用的 $16cm$ 及 $20cm$ 厚的钢筋混凝土板,均归为“刚性筏板”,基底压力可采用线性分布计算基础内力的限值。下文的ABAQUS建模过程与前述模型基本相同,板厚 $10cm$,不再赘述。荷载加载等级 $50kPa$ 、 $100kPa$ 、 $150kPa$ 、 $200kPa$ 、 $250kPa$ 。各级荷载下基础板中心轴基底压力分布见图7。各级荷载压力曲线总体呈中间大于边缘的趋势; $50kPa$ 、 $100kPa$ 作用下呈“马鞍”形分布,荷载继续增加,压力向中间部位集中趋势愈加明显,呈“漏斗”形分布;基底压力最大值稍大于平均基底压力。文献记载的实测试验结果(图8),当 $h/l=0.1$ 时,基础压力均为碟形。当集中荷载为 $100kN$ 时,挠曲达 0.8% ,出现开裂;继续加载,压力集中在中部,出现弯曲破坏,地基承载力未充分发挥。

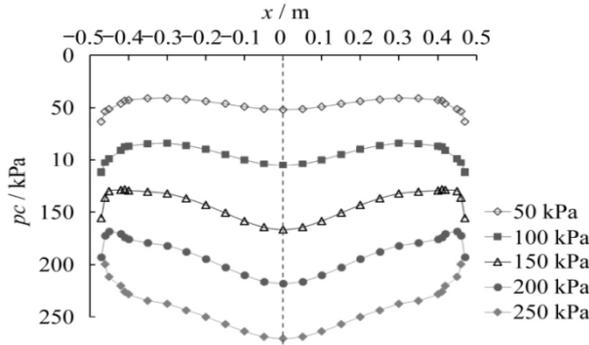


图7 柔性基础中心轴处基底压力

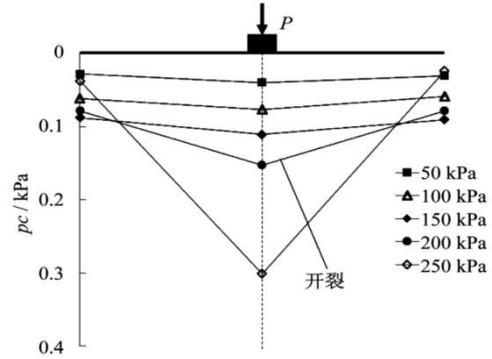


图8 柔性基础中心轴处基底压力

3 不同宽高比下基底压力分布模式

为详细对比不同宽高比下基底压力分布模式，ABAQUS数值模拟采用100cm×100cm的混凝土板，上部加载柱的平面尺寸为20cm×20cm，宽高比T取1.5、2、2.5、3、3.5、4、5，板厚度分别为26.7cm、16cm、11.4cm、8.89cm及8cm，地基土为粉土。模型中土体尺寸为5m×5m×2.5m。混凝土板采用线弹性本构关系，杨氏模量为30GPa，泊松比为0.2；土体采用线弹性和摩尔-库伦本构关系，杨氏模量为50MPa，泊松比为0.3，摩擦角为18°，剪胀角为12°，黏聚力为20kPa。前文中，分析重点在于不同荷载下基底压力的变化趋势，基底压力提取时，选取接触面中间“Path-1”，并舍弃边缘奇异点，由图6可看出中线处基底压力值明显偏小。为得到更精确的基底压力分布，本部分数据处理采用“均值法”：将与“Path-1”垂直的“Path-2”上所有点基底压力求和取平均值作为“Path-1”上一点“Point*i*”的基底压力值。同时，将接触面边缘土体网格加密，以减小小边缘奇异点对结果的影响。

4 p_{1/4}荷载下不同宽高比基础的基底压力分布

图9—图13分别为宽高比T=1.5、2.5、3.5、4.5、5基础在设计荷载(p_{1/4})作用下，采用“均值法”得到的基底压力分布形式。

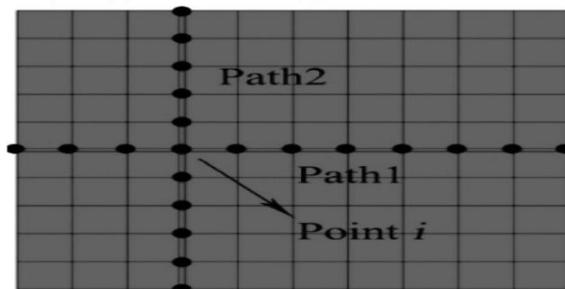


图9 基底压力曲线(T=1.5)

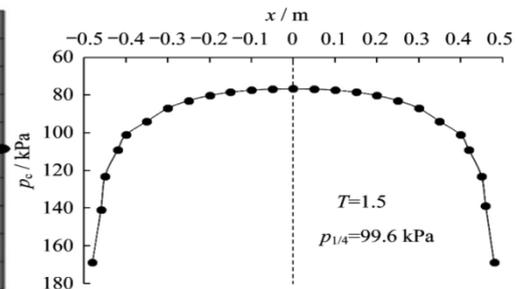


图10 基底压力曲线(T=2.5)

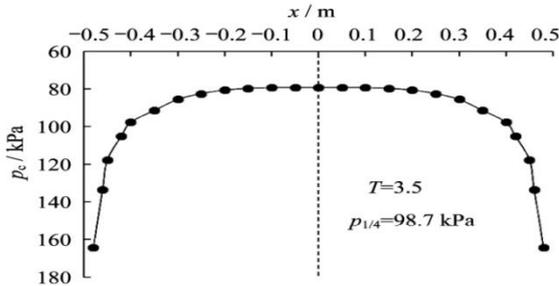


图11 基底压力曲线(T=3.5)

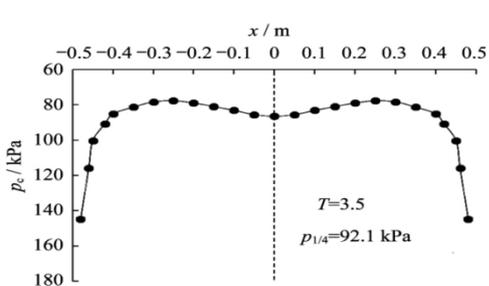


图12 基底压力曲线(T=4.5)

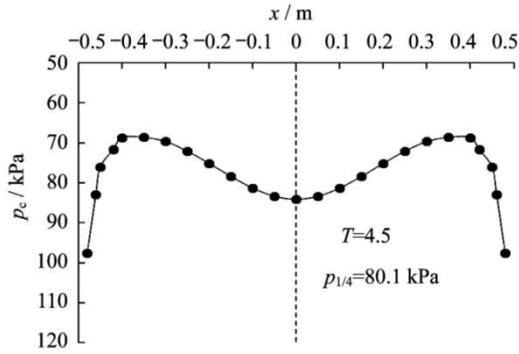


图 13 基底压力曲线(T=5)

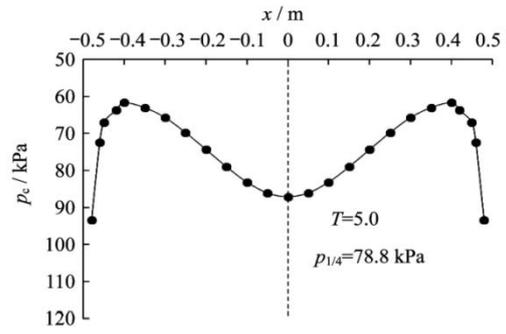


图 14 基底压力归一化曲线

将上述设计荷载下不同宽高比基底压力进行归一化处理(图 14):

$$\text{纵坐标: } m = \frac{\text{基底压力数值模拟结果}}{p_{1/4}}$$

$$\text{纵坐标: } n = \frac{x}{B}$$

综合分析图 9—图 14, 设计荷载作用下, 宽高比 T 从 1.5 增加到 5, 扩展基础刚度由刚性变为柔性, 基底压力分布从“抛物线”形逐渐向中间部位集中。规范限值内 ($T \leq 2.5$), 刚性板基底反力模式相对简单, 边缘应力集中明显, 中间部分值相差不大; $T > 2.5$ 的大宽高比柔性板基底反力分布模式较复杂, $T=3.5$ 时, 基底压力呈现“马鞍”形分布; T 继续增加“马鞍”形分布越来越明显。

5 结论

本文对刚性板下基底压力进行了较为详细的探讨, 其抛物线-马鞍-漏斗形的分布规律符合已有理论和试验结果。设计荷载 (p_1 /临界荷载) 下基底压力呈边缘大、中间小的“抛物线”形分布。对柔性板基底压力的数值模拟进行了简要分析, 压力向中间部位集中趋势明显, 呈“漏斗”形分布。通过不同基础台阶宽高比 ($T=1.5 \sim 5$) 设计荷载下基底压力的对比, 可知刚性基础 ($T \leq 2.5$) 基地压力分布较简单且差别很小; 宽高比继续增加 ($T=3.5、4.5、5$), 变为柔性基础, 基底压力分布模式逐渐变复杂, 由“抛物线型”变为“马鞍型”, 呈慢慢向中间部位集中的发展趋势。由于土与上部结构物相互作用的复杂性, 涉及的影响因素太多, 理论分析和试验量测均存在很多的困难, 尤其柔性板下基底压力还需要更多的模型试验和原位测试, 提高对客观规律的认识。

2、柱下条形基础

墙下条形基础与层状横观各向同性地基共同作用

艾智勇^{1, 2}, 张逸帆^{1, 2}

(1. 同济大学 地下建筑与工程系; 2. 同济大学 岩土及地下工程教育部重点实验室)
岩土力学 2014 年 6 月第 37 卷第 5 期

1 引言

运用对偶积分方程来求解层状横观各向同性地基与墙下条形基础的共同作用问题。从直角坐标平面应变问题控制方程出发, 通过傅里叶 (Fourier) 变换和层间连续性条件, 可以得到层状横观各向同性地基的传递矩阵解。基于该传递矩阵解, 并利用条形基础与地基接触的混合边值条件, 推导出一组关于基础挠度和地基反力的对偶积分方程。考虑墙下条形基础受到竖向集中荷载的情况, 利用弹性薄板理论先求解出条形基础挠度; 随后应用雅可比 (Jacobi) 正交多项式和级数展开的方法, 将对偶积分方程转化为线性代数方程组进行求解。编制了相应的计算程序, 其计算结果与有限元软件 ABAQUS 的结果基本吻合, 从而验证了所提理论的正确性。算例分析表明, 板土相对刚度与地基成层性对地基反力、地表沉降和沿 z 轴竖向正应力有很大的影响。

2 层状地基传递矩阵解

从直角坐标平面应变问题控制方程出发, 通过 Fourier 变换和层间连续性条件, 可以得到层状横观各向同性地基的传递矩阵解。层状横观各向同性地基平面应变问题的地基解已经有较为精确、成熟的理论研究, 本文直接引用艾智勇等推导出的传递矩阵解, 故此处不加以详述。传递矩阵的推导过程中需定义 Fourier 变换以及逆变换:

$$\left. \begin{aligned} (\bar{U}, \bar{Z}, \bar{X}, \bar{W}) &= \int_{-\infty}^{+\infty} (U, Z, X, W) e^{i\xi x} dx \\ (U, Z, X, W) &= \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} (\bar{U}, \bar{Z}, \bar{X}, \bar{W}) e^{-i\xi x} d\xi \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

式中: 为关于 x 的 Fourier 变换参数; $U = \frac{\partial u_x}{\partial x}$, $W = u_z$, $X = \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x}$, $Z = \sigma_z$; u_x 和 u_z 分别为 x 和 z 方向的位移; σ_z 为 z 面上的法向正应力; τ_{xz} 为剪应力。

单层横观各向同性地基平面应变问题在 Fourier 变换域内的传递矩阵解可以表达为

$$\bar{G}(\xi, z) = \Phi(\xi, z) \bar{G}(\xi, 0) \quad (2)$$

式中: $\bar{G}(\xi, z) = [\bar{U}(\xi, z), \bar{Z}(\xi, z), \bar{X}(\xi, z), \bar{W}(\xi, z)]^T$; $\Phi(\xi, z)$ 为单层地基传递矩阵。

对于层状地基, 假设相邻两层完全接触, 且每一层是均匀的。利用其层间连续性条件, 即可建立起地基地部与地表面之间的关系:

$$\bar{G}(\xi, h_n) = \prod_{i=1}^n \Phi(\xi, \Delta h_i) \bar{G}(\xi, 0) \quad (3)$$

式中: h_n 为地基的总深 (3) 表示为矩阵形式:

$$\begin{Bmatrix} \bar{U}(\xi, h_n) \\ \bar{Z}(\xi, h_n) \\ \bar{X}(\xi, h_n) \\ \bar{W}(\xi, h_n) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} f_{11} & f_{12} & f_{13} & f_{14} \\ f_{21} & f_{22} & f_{23} & f_{24} \\ f_{31} & f_{32} & f_{33} & f_{34} \\ f_{41} & f_{42} & f_{43} & f_{44} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \bar{U}(\xi, 0) \\ \bar{Z}(\xi, 0) \\ \bar{X}(\xi, 0) \\ \bar{W}(\xi, 0) \end{Bmatrix} \quad (4)$$

式中： f_{ij} 为各层传递矩阵连乘后矩阵的具体元素。

3 层状地基与弹性条形基础共同作用

层状横观地基与弹性条形基础接触问题如图1所示， E_{vi} 、 E_{hi} 和 G_{vi} 分别为第*i*层土的竖向弹性模量、水平向弹性模量和竖直面上的剪切模量， μ_{vhi} 和 μ_{hi} 为第*i*层土的水平向应力引起的正交水平向应变的泊松比和竖直向应力引起的水平向应变的泊松比。基础变形如图2所示， b 为基础宽度的一半， h 为基础高度。假设层状地基地面固定，那么地基地面边界条件为

$$\left. \begin{aligned} u_x(x, h_n) &= 0, & 0 \leq |x| < \infty \\ u_z(x, h_n) &= 0, & 0 \leq |x| < \infty \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

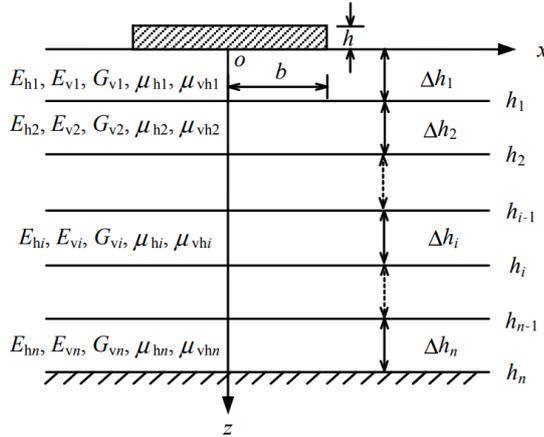


图1 层状横观各向同性地基与弹性条形基础

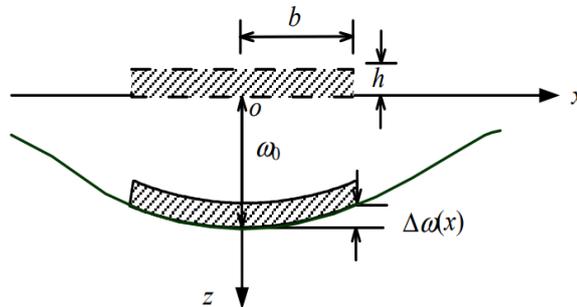


图2 弹性条形基础变形示意

假设弹性基础与地基表面光滑接触，则地基表面边界条件为

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z(x, 0) &= q(x), & 0 \leq |x| \leq b \\ \sigma_z(x, 0) &= 0, & b < |x| < \infty \\ \tau_{xz}(x, 0) &= 0, & 0 \leq |x| < \infty \\ u_z(x, 0) &= \omega_0 - \Delta\omega(x), & 0 \leq |x| \leq b \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

式中： $q(x)$ 为地基反力； ω_0 为弹性基础底面中心处的竖向位移； $\Delta\omega(x)$ 为弹性基础底面相对于中心处的挠度。

将式（5）、（6）进行Fourier变换，并代入式（4），可得

$$\begin{Bmatrix} 0 \\ \bar{Z}(\xi, h_n) \\ \bar{X}(\xi, h_n) \\ 0 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} f_{11} & f_{12} & f_{13} & f_{14} \\ f_{21} & f_{22} & f_{23} & f_{24} \\ f_{31} & f_{32} & f_{33} & f_{34} \\ f_{41} & f_{42} & f_{43} & f_{44} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \bar{U}(\xi, 0) \\ \bar{q}(\xi) \\ 0 \\ \bar{W}(\xi, 0) \end{Bmatrix} \quad (7)$$

式中： $q(\xi)$ 为地基反力 $q(x)$ 在 Fourier变换后的量。

展开式 (7)，化简可得

$$\bar{W}(\xi, 0) = M(\xi)\bar{q}(\xi) \tag{8}$$

其中：

$$M(\xi) = \frac{f_{41}f_{12} - f_{11}f_{42}}{f_{11}f_{44} - f_{41}f_{14}} \tag{9}$$

对式 (6) 第2、第4式进行Fourier变换，并结合式 (8)，可以在变换域内推导出一组关于地基反力的对偶积分方程组；在此基础上，利用被积函数的对称性及Fourier逆变换，于是可得

$$\left. \begin{aligned} \frac{1}{\pi} \int_0^{\infty} M(\xi)\bar{q}(\xi)\cos(\xi x)d\xi &= \omega_0 - \Delta\omega(x), \quad 0 \leq x \leq b \\ \frac{1}{\pi} \int_0^{\infty} \bar{q}(\xi)\cos(\xi x)d\xi &= 0, \quad b < x < \infty \end{aligned} \right\} \tag{10}$$

4 数值计算与分析

将地基退化为单层横观各向同性地基，与ABAQUS计算结果进行比较，以验证本文计算结果的正确性。算例条件为：弹性条形基础的宽度为 $2b$ ，基础厚度 $h=0.2b$ ， $E_f=10000\text{MPa}$ ， $\mu_f=0.2$ ；土层厚度 $\Delta h=6b$ ， $E_v=10\text{MPa}$ ， $E_h=20\text{MPa}$ ， $G_v=5\text{MPa}$ ， $\mu_{vh}=\mu_{hv}=0.3$ 。定义变量 $\sigma_z b/E_v \omega_0$ 、 u_z/ω_0 、 x/b 依次为无量纲竖向应力、竖向位移和水平距离。地基反力和地表沉降分别可见图3、4。由两图可见，本文计算结果与ABAQUS所得的结果吻合较好，说明计算结果是正确的。

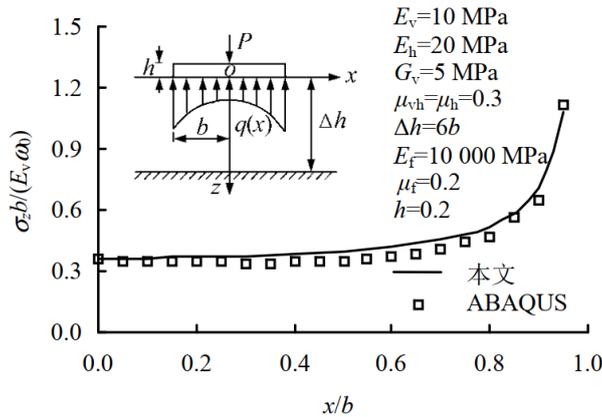


图3 本文结果与ABAQUS的地基反力结果对比

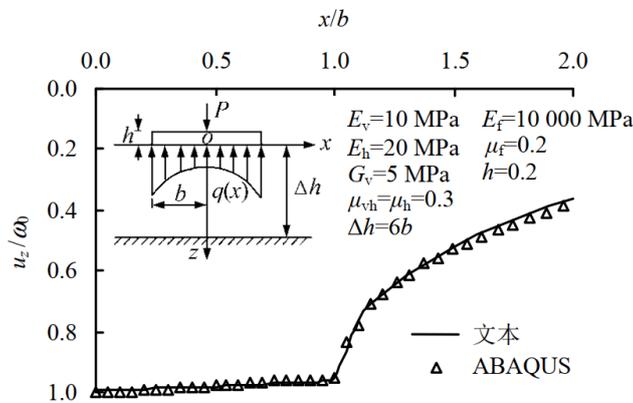


图4 本文结果与ABAQUS的地表沉降结果对比

板土相对刚度对计算结果的影响定义板土相对刚度： $k = \frac{E_f}{E_v} (1 - \mu_{vh}^2) \left(\frac{h}{b}\right)^3$ ，并取k分别为10、1、0.1进行计算。除基础弹性模量 E_f 外，该算例其他条件均同6.1节。地基反力和地表沉降分别可见图5、6。由图5可见，随着k的减小，基础中心处的反力逐渐增大，而基础边缘处的地基反力却逐渐减小。由图6可以发现，k对地表沉降曲线的趋势有较大的影响，基础的沉降随着k的减小不断减小。

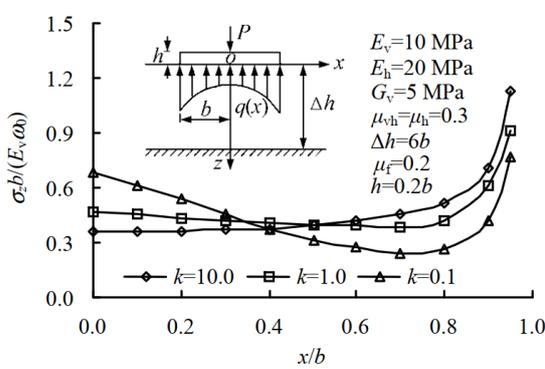


图5 k对地基反力的影响

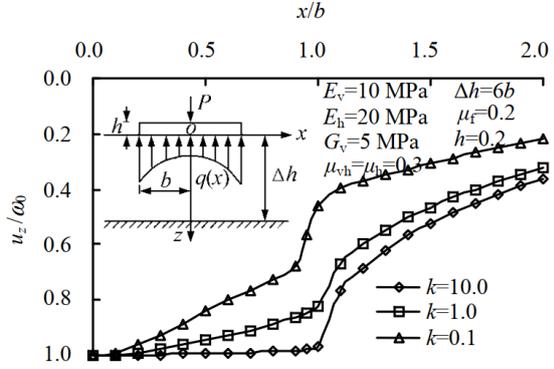


图6 k对地表沉降的影响

地基成层性对计算结果的影响此算例取3层横观地基，讨论5种不同工况，分析地基成层性对计算结果的影响。土层厚度为 $\Delta h_1 = \Delta h_2 = \Delta h_3 = 3b$ 。基础弹性模量、土体竖向弹性模和剪切模量的取值可见表1，土体水平弹性模量为其竖向弹性模量两倍，其他条件均同6.1节。定义变量 $\sigma_z b / (\bar{E}_v \omega_0)$ 、 z/b 分别为无量纲竖向应力和深度。其中， \bar{E}_v 为工况1中土体竖向弹性模量的加权平均值。地基反力和沿z-轴竖向正应力可参见图7、8。

表1 计算工况参数一览（单位：MPa）

工况	基础 E_f	土层 1		土层 2		土层 3	
		E_{v1}	G_{v1}	E_{v2}	G_{v2}	E_{v3}	G_{v3}
1	10 000	10	5	8	4	6	3
2	10 000	6	3	8	4	10	5
3	10 000	6	3	8	4	6	3
4	2 000	10	5	8	4	6	3
5	2 000	6	3	8	4	10	5

从图7、8可见，工况2、3的地基反力和沿z-轴竖向正应力基本一致，而工况1却明显大很多，故上层土体的弹性模量对基地反力影响更显著。比较工况1、4，工况2、5可以发现，基础刚度越大，地基反力分布越陡峭；土体上部竖向正应力随基础刚度增加而减小，而下部土体的竖向正应力却几乎不受其影响。

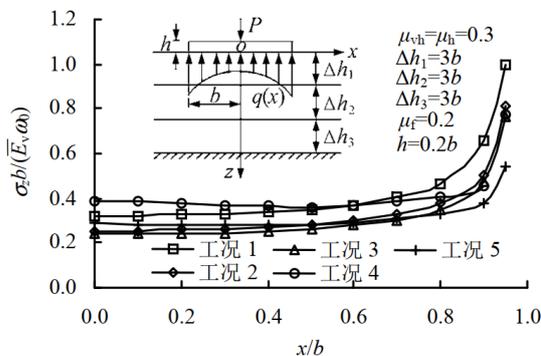


图7 地基成层性对地基反力的影响

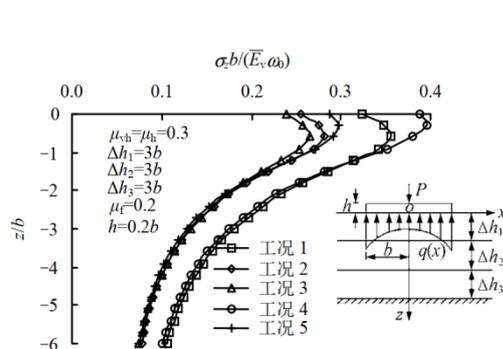


图8 地基成层性对z-轴竖向正应力的影响

5 结论

基于层状横观各向同性地基的传递矩阵解,再利用条形基础与地基接触的混合边值条件,推导出一组关于基础挠度和地基反力的对偶积分方程,考虑墙下条形基础受到竖向荷载的情况,利用弹性薄板理论先求解出条形基础挠度,然后应用Jacobi正交多项式,将其转化为线性方程组,以求解得到土体的位移与应力。通过与ABAQUS计算结果的比较,验证了本文理论的正确性。算例分析表明:板土相对刚度和土体的成层特性对地基反力、地表沉降与沿 z 轴竖向正应力有着明显的影响。

旧办公楼改扩建设计施工技术处理措施

廖显东¹, 王真平²

(1 上海经纬建筑规划设计研究院; 2 上海晓宝钢结构有限公司)

建筑结构 2016 年 3 月第 46 卷第 5 期

1 工程概况

某旧建筑为上海某乡政府行政办公楼, 该建筑1991年建成并于2006年进行了全面改造, 改造后使用至今效果良好。改扩建主要包括主体结构破旧修缮、改造、加固; 地基处理和基础加固; 新扩建建筑以及新扩建建筑与老建筑的连接处理。涉及到的改造技术全面、合理、有特色, 对今后的旧建筑改造技术发展有一定的借鉴意义。

旧办公楼建筑平面为槽形, 正面即南面为四层砌体结构, 西面为三层框架结构, 东面为三层砌体结构。屋面和楼面均采用预制板结构, 使用过程中预制板接缝处开裂严重, 屋顶漏雨无法浅层修缮, 墙面局部也发生老化开裂危及结构安全, 加上原有布局不合理, 远远不能满足使用要求, 必须进行改扩建。本着安全、经济、适用、合理的原则和低投入、高成效的方针, 业主和设计单位经过多次沟通, 改造方案拟定为: 清除屋顶预制板, 重新现浇屋面板和增设保温防水层; 原有办公室进深太小, 不满足办公使用, 正面中间部分往南扩宽2m, 东侧和西侧部分结构往南扩出4m; 东面三层砌体结构部分增加一层; 大厅中敞开式楼梯改造成封闭楼梯, 并增设一部电梯; 设计时按现行的相关规范进行新功能布局下结构验算和分析, 对不满足承载力强度或抗震构造措施的局部墙体采取加固处理。改扩建前后的现场照片见图1, 2。



图1 改扩建前



图2 改扩建后

改扩建工程中最关键的是结构方案的选择。结构方案合理与否直接关系到旧建筑改扩建工程的成败, 不合理的结构方案会造成改造成果不理想, 影响正常使用, 严重的还会影响结构的安全。结构方案的选择主要需考虑因素包括以下几个部分: 旧建筑和改扩建部分之间的衔接以及在老结构基础上局部增设一层; 主体结构的强度、稳定和地基基础的承载力和沉降; 改扩建后改变的功能布局需要满足较大的开间和较高的净空要求, 旧建筑层高为2.6m, 这就要求增设的梁柱截面高度应尽量小。基于以上几点因素, 新扩建部分结构最终采用钢结构, 并对原有结构和基础进行加固处理, 墙体采用保温幕墙板和轻质装饰内隔墙。这种方案结构强度高、自重轻、柔性好、施工方便、改造简单易行。

2 设计、施工处理措施

改扩建部分与旧建筑结合处的处理方法主要是考虑两者之间的温度变形和沉降差。如果采用沉降缝来调节两者之间的沉降差, 基础、楼面和屋面结构均应全部脱开, 这样处理起来非常麻烦, 效果好坏也不能确定。经过反复计算和探讨, 最终采取的方案是不设置沉降缝, 对主体结构和基础采取相应的处理措施。

2.1 结构基础

旧建筑已经使用15年，基础沉降达到了稳定，但上海属于软土地区，为了减小新建部分沉降和旧建筑之间沉降差，采用的主要措施为：1)地上结构形式选用自重轻、柔性好的钢结构；2)扩建部分地下基础采用柱下条形基础，并且新旧建筑基础之间采用植筋连接方式连成一个整体。图3中间部分虚线为旧建筑基础，新建结构条形基础为图中两侧部分。新建结构基础下部钢筋化学植入旧建筑基础内部，上部钢筋直接跨过原有基础，并且在旧建筑基础与新建基础结合的表面进行凿毛处理，有利于增强新老混凝土之间的粘结。新老基础浇筑成一个整体也减小了旧建筑与新扩建基础间的沉降差，使新旧基础整体沉降。旧建筑地基虽然经过长时间的固结沉降，地基承载力特征值有所提高，但在局部加层增加荷载和旧建筑间存在沉降差双重要求下，在施工前对地基进行了压密注浆，如图4所示，在旧建筑及其周边3m范围内以1m间距矩阵布设注浆孔，等压密注浆具有一定强度后，再对上部结构进行改扩建。

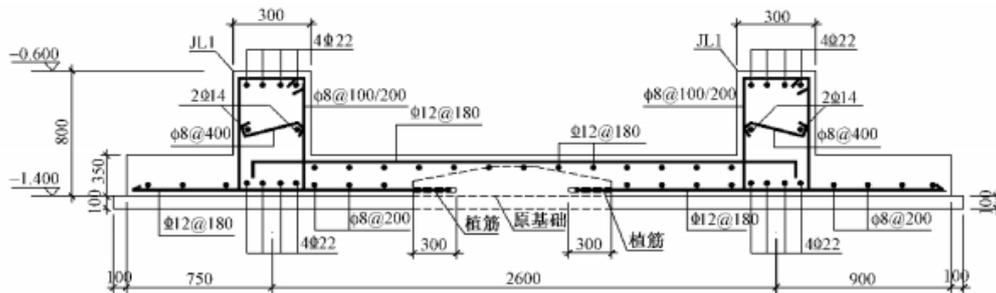


图3 基础加固图

2.2 主体结构

现浇楼面板同墙体连接如图5所示分三种情况：1)需要搁置在墙体上的现浇钢楼承板嵌入墙体内一半，直接搁置在圈梁上(图5(a))；2)无需搁置的现浇钢楼承板收边处将植筋 16@300植入墙体圈梁中(图5(b))；3)需要搁置的现浇混凝土楼板嵌入墙体内一半，直接搁置在圈梁上(图5(c))。图6为新扩建部分钢结构楼面梁同墙体圈梁采用M20化学植筋连接。钢结构的柔性比较好，能调节新旧结构之间的小变形差，并且辅以楼面建筑装饰和立面幕墙以达到新旧建筑交接处美观和功能完美结合的目的，使得新旧结构融为一体。

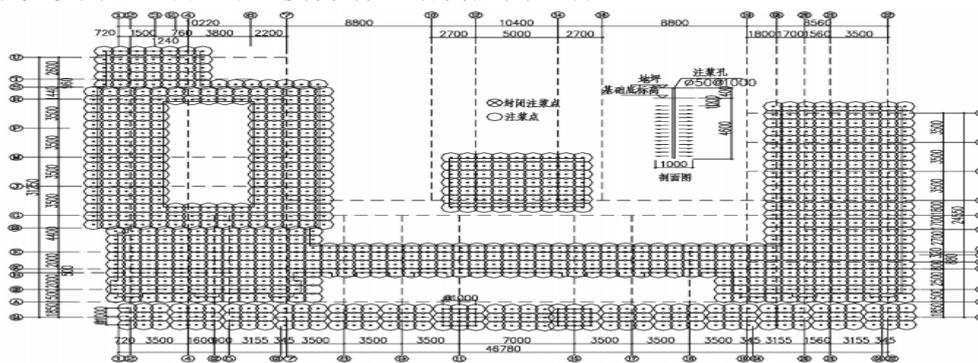


图4 地基注浆处理平面图

2.3 施工阶段

扩建部分沉降在施工完后基本上能达到最终沉降量的70%，在实施既定的处理方法后，即使出现新旧结构之间细微的变形差，也可以在装修阶段解决。

新旧结构两者之间的温度变形也是设计中需解决的关键问题之一。现浇楼板与墙体的柔性连接，以及扩建部分楼面钢梁同旧建筑混凝土梁、柱、圈梁间的柔性连接，能够更好地适应相互之间的变形。屋顶增设圈梁和屋面板整体浇筑，保

证了屋面的整体刚度和防止墙体的不均匀变形造成屋面板和墙体之间的开裂，解决了屋顶漏水、渗水难题。对新旧结构的连接采取一些局部加强措施，防止后期使用期间新旧建筑连接处发生破坏。

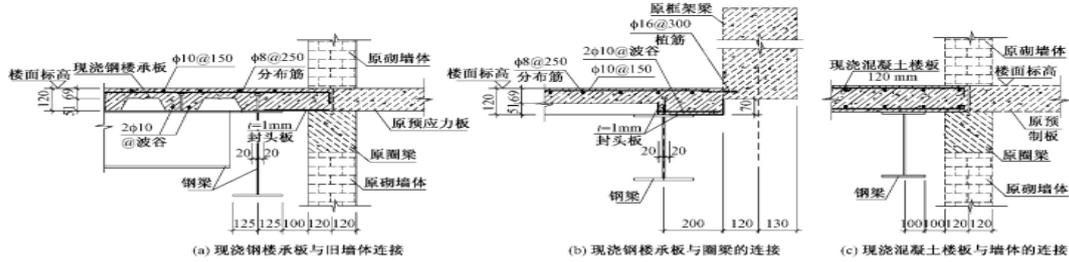


图5 现浇楼板与墙体连接图

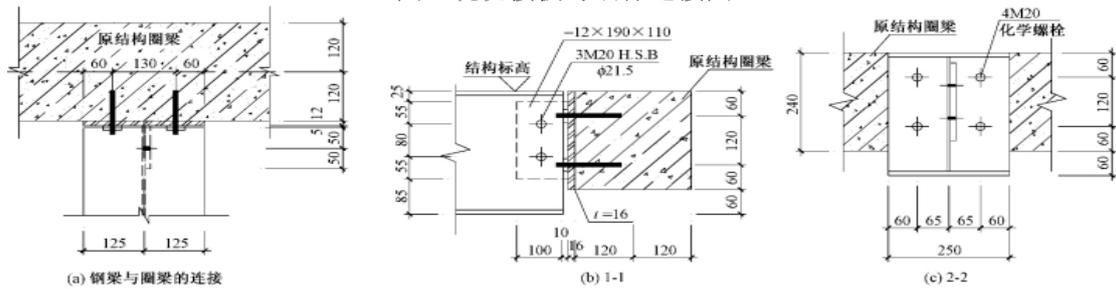


图6 扩建结构与原结构连接图

3 改造结果评价

3.1 结构计算和检测结果

在新的使用功能布局下，采用空间整体建模并进行砌体结构抗震计算，按《建筑抗震设计规范》(GB50011—2001) (简称2001版抗震规范)进行了极限状况下强度、刚度和沉降计算。对在新功能使用条件下整体计算中不满足要求的部分采取了加固措施，譬如对局压不满足要求的部分墙肢增设构造柱，如图7所示；对强度不满足要求的混凝土梁、柱采取强度加固措施，如图8所示；对抗震验算不满足要求的砖混墙体采取加固措施，如图9所示；对承载力不满足要求的基础采取了提高地基承载力特征值和扩大基础承载面积等措施。改扩建后的新结构满足了2001版抗震规范规定的承载力极限状况和正常使用状况下的设计要求，并且满足现行规范相应的抗震构造措施。按地基处理后的基础沉降计算最大值(加层和扩建部分)为50mm。主体结构施工完成时对新旧建筑的沉降量和沉降差进行了检测，测得基础沉降值最大约为30mm，5年后的沉降值最大约为40mm，局部倾斜最大不到0.001，实际检测的结果同理论计算结果基本相符，同时也在《建筑地基基础设计规范》(GB50007—2002)规定的范围之内。实际检测值比计算值偏小主要原因是地基经过十几年的固结，承载力和土层的特征参数指标有所提高，地基注浆也提高了土层压缩系数。检测工程施工的各项指标都非常理想，几年使用下来也没出现建筑外观上或结构上的明显缺陷。

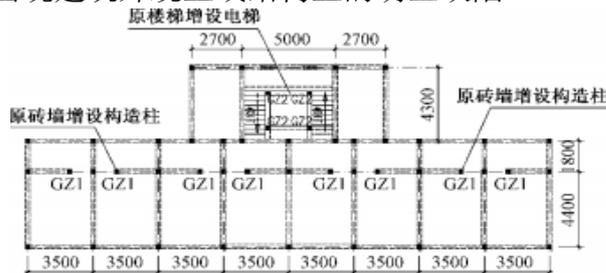


图7 局部墙肢加固平面布置图

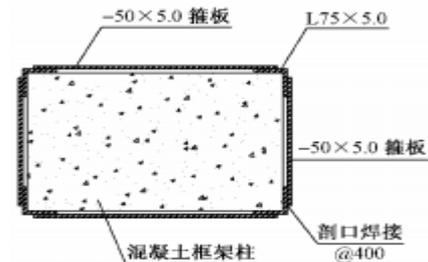


图8 混凝土柱加固

3.2 建筑功能和节能评价

对比改造前后现场照片可以看出，乡政府办公楼经过改造后建筑效果改善明显。在建筑功能上既增加了办公面积，又改善了办公环境，建筑外墙饰面采用内保温铝塑板，窗户采用双层Low-E中空玻璃，节能保温又美观，幕墙节点详图见图10。屋面去除预制板结构，改用现浇板，上铺保温防水层，彻底解决了漏水、渗水的问题。改造后建筑完全满足新的使用功能和建筑节能要求，突出了绿色建筑的概念，达到绿色建筑标准。

3.3 经济性评价

改扩建不仅使旧建筑实现了新的使用功能，包括扩大办公使用面积，提高办公舒适度，满足节能要求，而且造价也非常经济。表1为改扩建与新建相同面积的建筑的造价对比。

造价	土建建安和机电安装费	拆旧或加固费	总造价
新建	1 060	45	1 105
改扩建	580	10	592

表1 新建与改扩建造价比较/万元

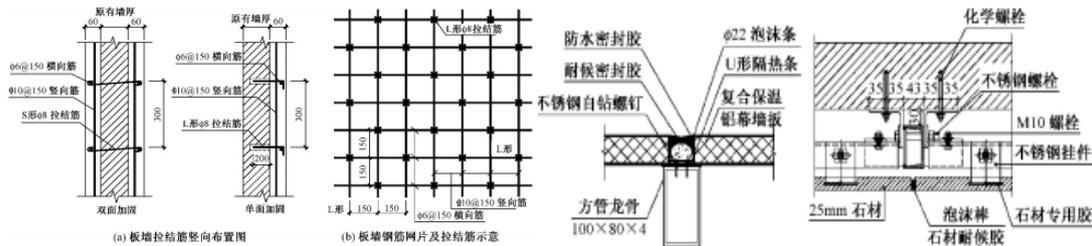


图9 墙肢加固配筋图

图10 幕墙节点详图

从表中可以看出，改扩建建筑相对新建建筑来说，成本节约了近一半，这其中还不包括新建建筑配套的相关费用，比如建筑报批、报建费用。改扩建缩短了施工工期，提高了社会效益；倡导了绿色环保，减少资源消耗。因此，从节能减排理念上看，改造是让闲置的旧建筑重新投入使用的非常行之有效的方法。

4 结论

(1) 本文改扩建旧建筑的原结构是按《建筑抗震设计规范》(GBJ11—89)、《砌体结构设计规范》(GBJ3—88)和《建筑地基基础设计规范》(GBJ7—89)进行设计的。由于现行规范对抗震的要求更高，势必给旧建筑改扩建工程的结构设计带来了很大的难度，但只要所用加固方法合理，旧建筑改造是能够满足现行规范要求的。

(2) 新旧建筑之间按规范要求需设置沉降缝，但结合工程实际，经过细致的理论分析，本改扩建工程并未设置沉降缝，而是采取一些处理措施：如扩建部分采用自重轻结构形式、新旧基础整体浇筑、新旧建筑之间采用柔性连接等，实际效果良好。

(3) 软土地区，采用压密注浆能有效地提高地基的承载力特征值和土层的压缩系数，可以减小扩建的建筑沉降量和其与旧建筑沉降差。实践证明这是一个能有效地改善地质条件的地基处理方式。

(4) 目前我国有关旧建筑改扩建工程设计的规范还不多，涉及面也不够全。随着工程改扩建的要求越来越普遍，相应的改扩建技术、标准、规范和规程应逐步进一步得到发展和完善。

3、高层建筑筏形基础

高层建筑筏基和主体结构相互作用研究

曹红英

(中铁十八局集团第四工程有限公司)

广东水利电力职业技术学院学报 2021 年第 19 卷第 1 期

1 引言

为确保高层建筑设计安全、经济、合理，研究桩筏基础、高层框架结构和基础共同作用意义重大。目前已有较多高层建筑研究成果可供参考，但定量分析对于指导高层框架结构仍然必不可少。为确定桩与土的接触类型与荷载，分析高层框架结构的接触方式和荷载。我们通过使用ABAQUS有限元软件，进行了一个关于上部较完善的框架桩基础相互作用体系仿真分析。实践证明，该系统符合实际情况，可作为此类建筑的设计依据。

2 工程概况

某高层建筑抗震烈度为10度，主体结构33层，每层高2.9m，框架柱截面为正方形，边长0.8m，框架梁截面为长方形，长和宽分别为0.35m和0.7m，楼板厚0.12m。采用等级为C30混凝土进行浇筑（结构平面见图1）。下部基础采用桩筏基础进行施工，桩与桩间隔3m，桩径 Φ 0.8m，桩长18m，板为1.1m(厚) \times 18.1m(长) \times 45.1m(宽)，采用等级为C30混凝土进行浇筑。

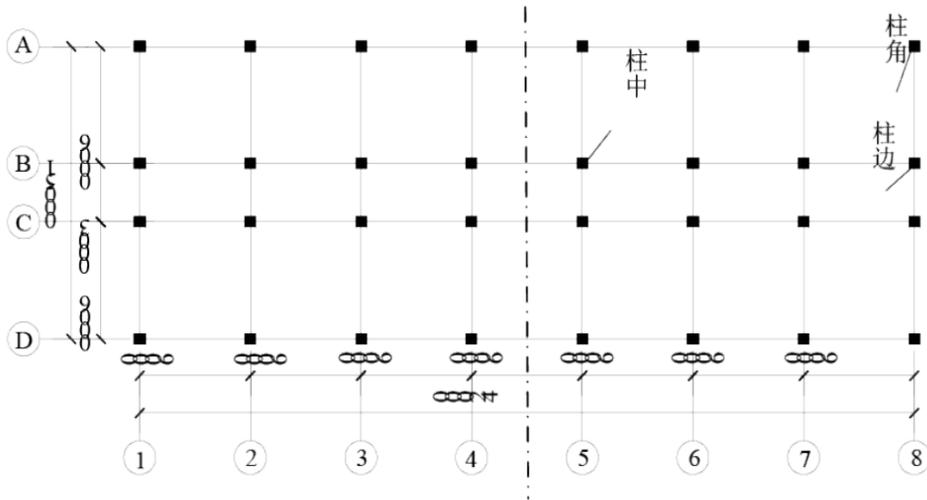


图1 平面布置

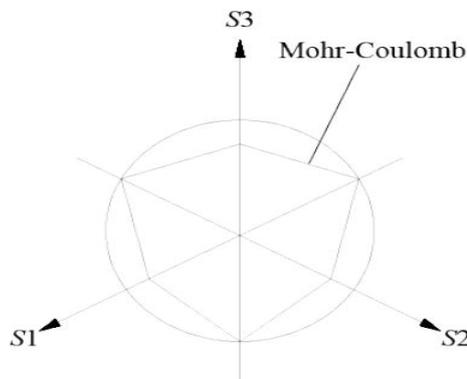


图2 π 示意

3 荷载分析与桩土接触方式

3.1 高层框架结构荷载

竖向荷载包含等效均布活荷载和结构自重荷载。高层建筑结构分析若要考虑上部-基础-土相互作用，就涉及土力学、流体力学、结构动力学等内容，在风荷作用下是一个非常复杂的问题。当建筑物是40m以上的高层建筑时，水平地震荷载可采用振型分解反应谱法计算，线荷载相当于每一层的水平地震力。目前只分析了在地震和竖向荷载作用下的受力情况。地震作用是指震源对地面建筑物和结构物产生的强烈振动。要想精确计算和预测地震作用是非常困难的，因为它涉及地震的重现期、作用时间短、随机性大和破坏性强等属性。

3.2 桩土接触方式

基于地基与桩基础的相互作用，得到的实测结果与蛋酥性地基模型得到的群桩基础沉降非常接近。假设土壤满足Mohr Coulomb屈服准则，同时又是弹塑性材料，单调加载下的颗粒材料使用Mohr-coulomb模型更适合。屈服面的表达式为：

$$F = R_{mc} q - p \tan \varphi - c = 0 \quad (1)$$

式(1)中， c 表示内聚力， φ 表示内摩擦角， R_{mc} 表示极偏角 Θ 和内摩擦角 φ 的函数。 π 平面形状的表达式为(见图2)：

$$R_{mc} = \frac{1}{\sqrt{3} \cos \varphi} \sin \left(\Theta + \frac{\pi}{3} \right) + \frac{1}{3} \cos \left(\Theta + \frac{\pi}{3} \right) \tan \varphi \quad (2)$$

在桩基分析中，首先要考虑群桩效应影响，使用光滑的表面作为势能面去替代六边形，并采用弹性理论，这是因为水流方向具有不确定性，在尖角处水流判据通常是不收敛的。在传递力和约束时，需设置桩与土之间的接触单元。将土壤定义为从表面采用主从接触算法。相互作用在接触面之间可分两种情况：一种是法向作用，假设解除压力在接触面间隙小于或等于零时产生，使用“硬”解除；另一种是切向作用，接触面长度确定弹性滑动变形，借用罚函数摩擦。

4 项目有限元模型

4.1 单元与边界

在对称性基础上进行建模和分析，仅针对对称的一半结构。上部梁柱使用梁单元模拟，并采用实体单元模拟桩土，常规壳单元模拟地基和筏板，属于钢筋混凝土整体模型的一类。网格尺寸随桩距增大而增大，可满足计算精度和效率的要求，地基土尺寸设置为54m×41m×30m(见图3)。

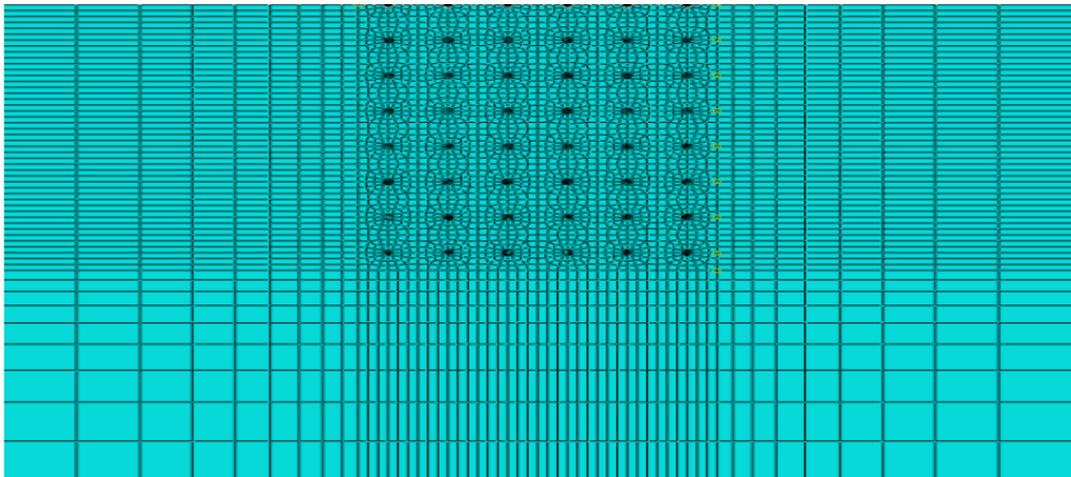


图3 桩和土有限元模型(图中桩间距为3.0m×3.0m)

模型中的桩与筏板、柱与筏板、楼板与梁柱均采用约束连接方式，切向摩擦

系数统一设置为 0.2。地基土的位移受到底部约束，正常位移受到侧向约束。

4.2 材料参数

弹性模量需依据复合材料的测定方法予以确定，钢筋混凝土保持一种弹性工作状态，各组成部分计算参数见表 1。根据本区土层的典型分布，各土层的主要物理力学参数见表 2。

5 计算工况

上部结构和下部结构计算出来有两种情况：共同作用和非共同作用。工况 1 为非相互作用：需在忽略相互作用的前提下，分别建立上部结构模型和下部结构模型。上部结构中，底柱固定在底部，下部边界以筏板与土顶面为界。要想得出下部结构中的内力和变形情况，先要计算出在施加荷载后底层柱底的弯矩和轴力，并将结果加入下部桩土模型上。工况 2 为相互作用：在考虑相互作用的前提下，将上部结构与下部结构整体连接。内力和变形情况在施加荷载后得到。

表 1 钢筋混凝土构件计算参数

土质分类	厚度(单位:m)	重度(单位:kN/m ³)	压缩模量(单位:MPa)	弹性模量(单位:MPa)	黏聚力(单位:kPa)	泊松比	内摩擦角(°)
褐黄色粉质粘土	16.01	18.909	5.101	15.301	17.01	0.301	20.01
暗绿色粉质粘土	14.01	20.109	9.201	27.501	42.801	0.350	21.401

表 2 土层的主要物理力学参数

弹性模量(单位:MPa)	密度(单位:kg/m ³)	泊松比
3.0×10^4	2.5×10^3	0.2

6 共同作用的影响分析

6.1 下部结构的影响

在条件 1 时最大沉降量为 21.5mm，条件 2 时最大沉降量为 12.0mm，不是共同作用时的沉降量小于筏板边缘沉降量，而筏板中部则相反（见 4）。这两种不同工况下，筏板边缘沉降量相对较小，筏板中部沉降量相对较大，即筏板沉降量呈“凹”字状态分布。两种不同情况下，由于筏板中部变形弯曲较严重，导致筏板边缘位置的弯矩 M_x 均小于筏板中间位置的弯矩 M_x （见图 5）。筏板边缘在两种工况下结构基本相同，而筏板中部在两种工况下弯矩 M_x 不同（见图 6）

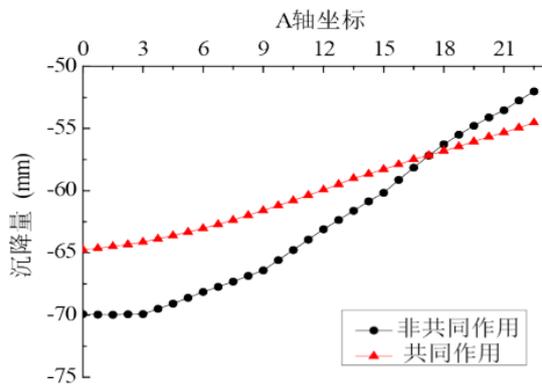


图 4 筏板 A 轴沉降

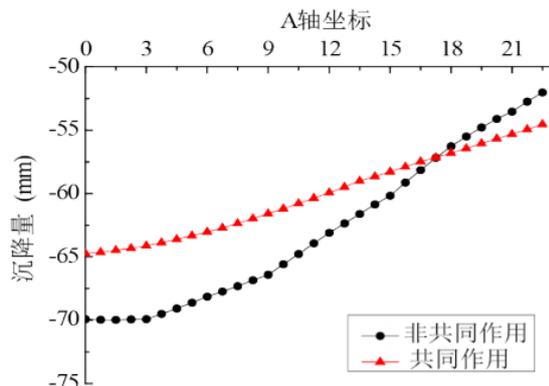


图 5 轴筏板弯矩 M_x

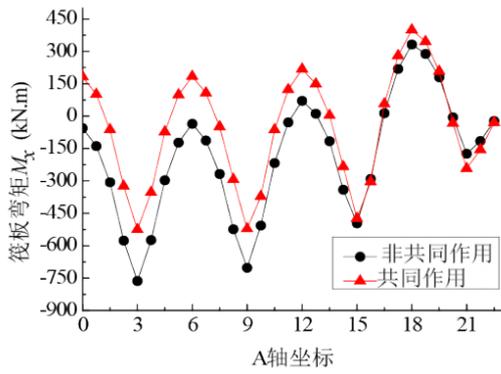


图 6 A 轴筏板弯矩 M_x

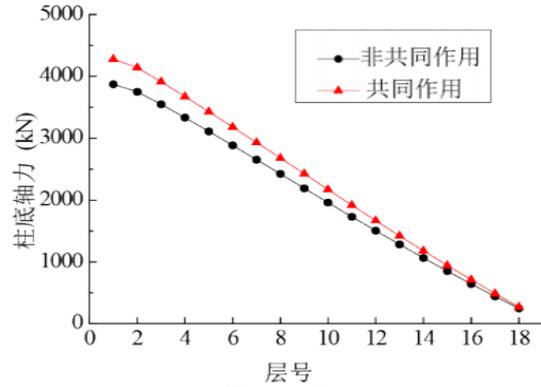


图 7 角柱轴力

6.2 对高层主体结构的影响

随着建筑物层数增加,各层总位移也在增加。由于上部结构底角不均匀沉降,造成侧向位移较大,层间位移增加 3-4 倍。中柱和角柱在这两种情况下,各层底部轴力也大不相同。中柱底部轴力在考虑相互作用的情况下减少 540kN,而角柱底部轴力增加了 410kN。对靠近角柱的侧柱和靠近中柱的二次侧柱影响不大(见图 7、图 8)。

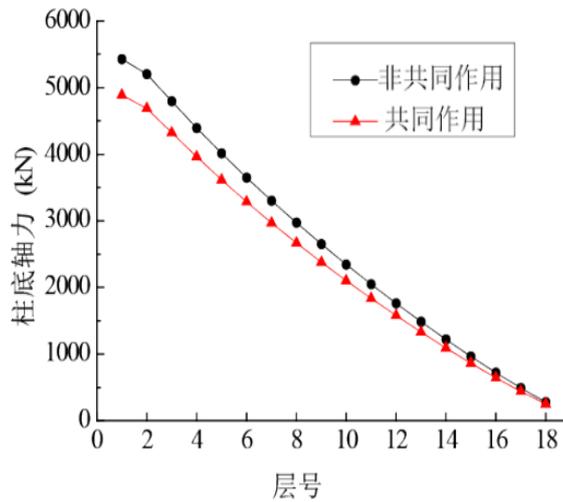


图 8 中柱轴力

7 结论

针对某框架桩筏基础高层建筑,利用有限元软件 ABAQUS 基于数值模拟的高层框架桩筏基础分析方法,通过分析筏板厚度、基础弹性模量、桩长、桩径、上部框架数量等因素对结构的影响,分别建立了考虑和不考虑接点作用的模型,并确定了桩与土的荷载和接触类型。结果表明,该方法可得到合理的建筑应力和数据,计算结果可作为建筑物的设计依据,不仅降低了施工成本,也确保了结构设计的安全性。

粉土地基上高层建筑筏形基础监测研究

沙爽¹, 蒋敏敏²

(1. 河南省工程咨询中心; 2. 河南工业大学土木建筑学院;)

河南科技·创新驱动 2013年7月

1 引言

粉土地基上建造高层建筑, 通常需要进行地基处理或采用桩基础形式。筏形基础不仅可节省桩基施工、检测费用, 而且可以作为地下室使用, 高层建筑与筏形基础相结合, 可大大节约基础工程的造价; 可缩短工期, 由于筏形基础施工较方便, 可节省桩基础施工、检测时间; 此外, 还具有充分发挥地基承载力, 基础沉降量较小, 调节地基的不均匀沉降和良好的抗震能力等优点。

本文对郑州粉土地基上经优化设计后的某剪力墙结构高层建筑进行监测研究, 该建筑经优化设计采用筏形基础。分析粉土地基上高层建筑筏形基础的上部结构、筏形基础与地基相互作用问题。

2 监测概况

本工程地基土体为较均匀的粉土地基, 经过验算地基的承载力和变形均满足要求, 本研究将通过对监测结果进行分析和研究, 进一步分析验证粉土地基上高层建筑筏形基础的应用可行性。研究测试内容包括筏形基础沉降、基底反力和筏板钢筋应力。建筑物的变形采用精密水准仪测量, 建筑物沉降监测位置如图1所示, 在建筑物上布置沉降观测点14个。筏板垫层底面上, 结构与土接触处的基底反力(土压力)采用土压力计测量, 根据对称原理, 在筏形基础的一半范围布置53个土压力计。筏板内纵横向主要受力钢筋的应力变化采用钢筋应力计测量, 筏板内布置32个测点, 监测筏板顶面、底面的纵向、横向的钢筋应力, 共128个钢筋应力计。

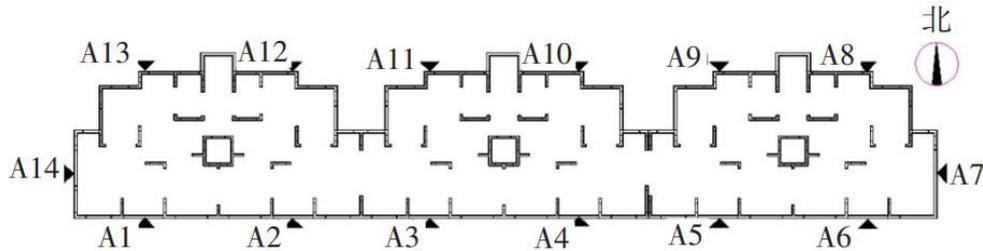


图1 沉降监测位置

3 高层建筑监测结果及分析

3.1 沉降监测结果

本研究的沉降测试结果从地上一层开始, 基础及地下一层的荷载不产生附加应力, 故不产生沉降。主体结构共11层, 基底荷载不断增大, 监测结果至上部结构荷载不变。

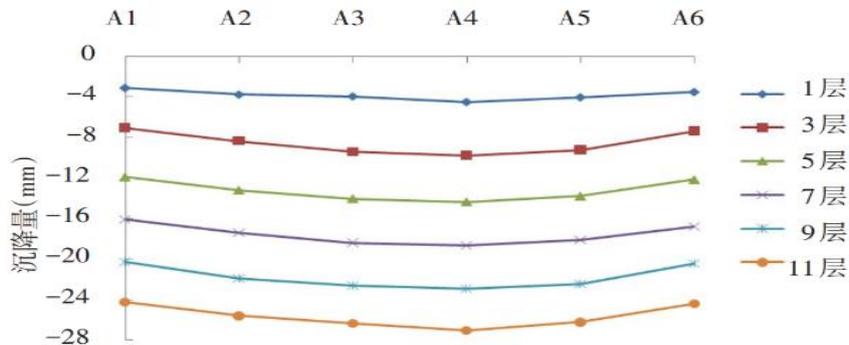


图2 南侧纵向轴线测点随楼层增加沉降变化

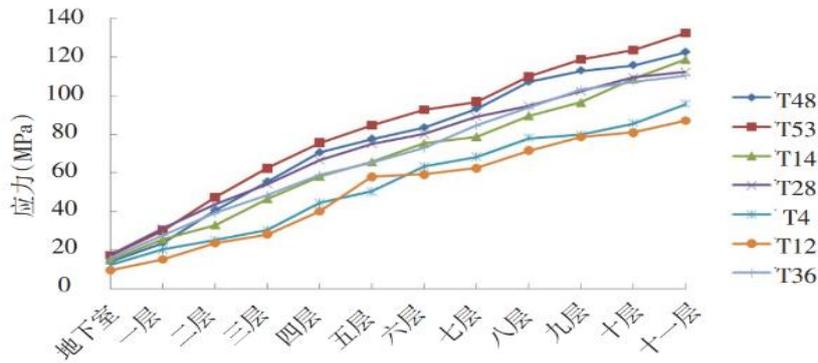


图3 筏形基础基底反力随上部结构荷载的变化

从最终沉降结果看，整个建筑物沉降较均匀，各测点沉降量介于23.5~27.1mm，沉降量较小。表明在郑州粉土天然地基上，采用筏形基础，沉降完全能满足工程安全要求。

高层建筑南侧纵向轴线测点的沉降量随着建筑物荷载增大的变化情况如图2所示。南侧纵向轴线的沉降量，在中间部位沉降量较大，两侧沉降量较小，基本上沿着纵向轴线呈对称特性。筏板基础的沉降分布形式是由于筏板非完全刚性，筏板边缘的沉降较小。

3.2 地基反力结果

图3为不同测点基底反力随楼层增加的变化曲线，其中T48、T53为角部测点，T14、T28为边部测点，T4、T12和T36位于筏板内部。从测试结果（见图3）可见，随上部结构荷载的增长，基底反力随之增长，筏形基础角部的基底反力增长速率较快，而中部的基底反力增长速率最慢；总体上部结构小于8层时增长较快，上部结构大于8层，结构总体刚度较大，筏形基础和上部结构的“架越作用”明显，基底反力呈中部小边缘大的特点。

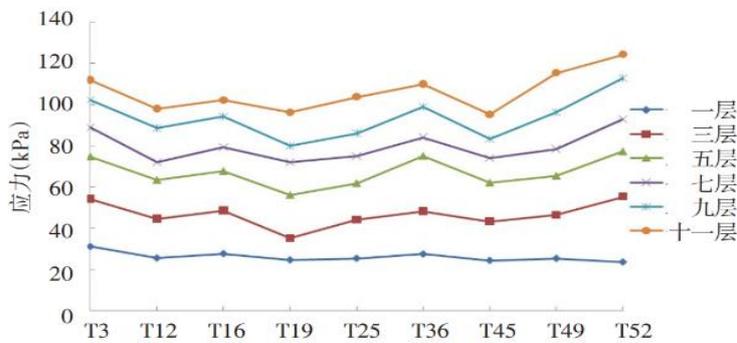


图4 中部纵向轴线基底反力随上部结构荷载的变化

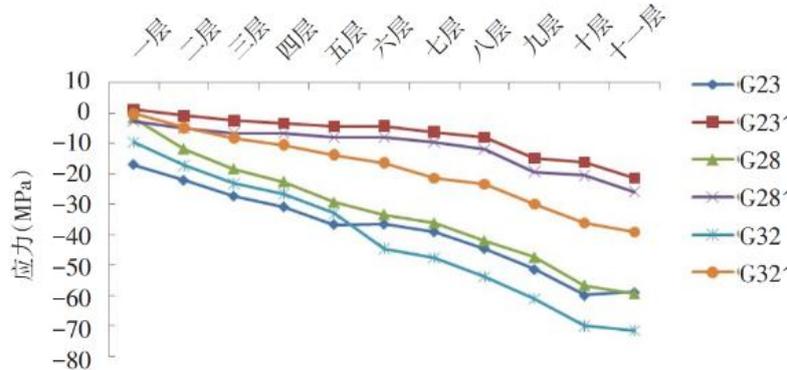


图5 纵向钢筋应力随上部结构荷载的变化

图4为筏形基础纵向轴线的基底，测试结果表明：上部结构低于7层时，随着上部结构荷载增大，基底压力增长较快，上部结构高于7层时，基底压力增长较慢；筏板的边缘测点T49和T52的基底反力较大，是由于上部结构和基础整体起到“架越作用”，基底反力向边缘传递。

3.3 钢筋应力结果

筏形基础中钢筋应力是由以下两方面产生的：筏形基础中混凝土收缩产生的钢筋应力；上部结构荷载产生的钢筋应力。纵向钢筋应力随上部结构荷载的变化如图5所示，各测点均随着上部结构荷载的增大，上部结构荷载不变后，各测点的钢筋应力仍在增加。筏板内边部测点的钢筋应力较中部测点的钢筋应力更大。

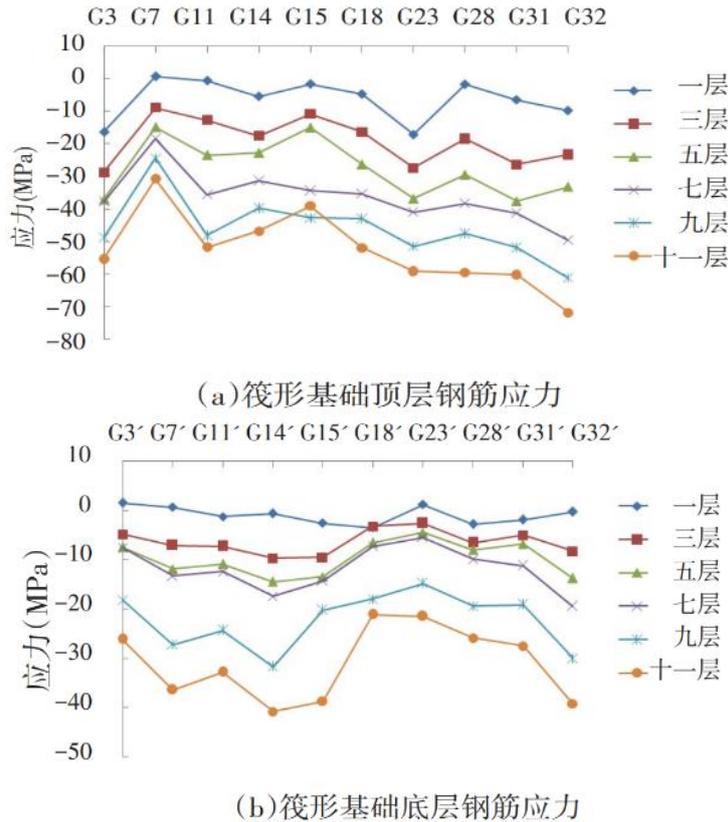


图6 纵向钢筋应力随上部结构荷载的变化

图6为纵向钢筋应力随上部结构荷载的变化，可见随着楼层增加，纵向顶层钢筋应力相应增加，且变化较均匀。上部结构低于7层时，应力变化均匀且增长迅速，筏板中心部位应力较大，是由于筏板中心荷载较大，筏板挠曲较大，应力增加，边部测点钢筋应力较中部大，应力分布呈“马鞍形”；上部结构高于7层，钢筋应力增长缓慢，钢筋应力的“马鞍形”分布更明显，上部结构荷载施加完成后，筏板顶部钢筋应力最大为71.65MPa的压应力，筏板纵向底层的钢筋应力随着上部结构的增大而增大，上部结构荷载小于7层应力增长较慢，大于7层9应力增长较快。随着上部结构荷载增长，筏板底层纵向钢筋应力增长，应力分布不均匀，上部结构荷载施加完成后，筏板底层钢筋应力最大为40.77MPa的压应力。筏板顶层及底层的钢筋应力均随上部结构荷载增长而增长，筏板顶层钢筋应力的增长大于底层，上部结构荷载施加完成后，筏板内的钢筋应力均为压应力。

4 结论

为了研究优化设计后的上部结构、筏形基础与地基相互作用规律，针对郑州

粉土天然地基上高层建筑的沉降、筏板钢筋应力和基底反力的分布变化规律进行了测试和分析研究，主要得到以下结论：随着上部结构荷载的增加，筏形基础沉降增长；纵向轴线上各点的沉降呈抛物线形；随着上部结构荷载的增加，基底反力也相应增长，上部结构小于7层增长较快，随后增幅较慢；基础中纵向轴线和横向轴线的基底反力表现为内部较小，边部和角部较大；上部结构荷载增加，筏形基础钢筋应力相应增加，基础顶层的钢筋应力增长快，底层的钢筋应力增长较慢；筏板钢筋应力的最大值为84.63MPa，在弹性范围内；钢筋应力呈内部小和边部大的特点。

4、桩基础

循环荷载作用下单桩动力模型试验与桩-土界面特性研究

章 敏, 王星华, 杨光程, 谢李钊

(中南大学 土木工程学院)

岩土力学 2013 年 4 月第 34 卷第 4 期

1 引言

通过开展红黏土中单桩轴向循环振动模型试验, 研究不同循环荷载比和加载频率对桩长期动力特性的影响, 从桩侧土剪切刚度和侧阻退化两方面出发, 对循环荷载作用下桩顶累积沉降机制进行分析。在FLAC3D中, 实现能够反映剪切刚度疲劳退化的修正Hardin-Drnevich (H-D) 模型, 并对常法向刚度 (CNS) 循环剪切下侧阻退化进行数值模拟。试验发现, 循环荷载幅值是桩顶累积沉降变化的重要影响因素; 桩顶动刚度在加载初期要先经历一个迅速降低的短暂过渡阶段, 之后则不随振次的增加而改变; 桩身振动在桩周土中引起的超孔压较小, 有效应力的降低不足于使侧阻力发生较大程度的退化; 随着加载速度的增大, 桩顶动刚度和加速度均随之增大。采用修正H-D模型得到的理论滞回曲线与数值结果基本吻合, 验证了程序编制的正确性。

2 单桩动力模型试验

模型试验槽尺寸 (长×宽×深) 为1.75m×1.65m×2.35m, 模型单桩的桩长172cm, 直径为13cm, 入土深度为160cm, 采用C20素混凝土浇筑而成。地基土选用长沙地区典型的红黏土, 试验完成后对地基土进行了常规物理力学指标试验, 其中, 重度为18.6kN/m³, 液性指数为0.52, 孔隙比为0.78, 压缩模量为12.6MPa, 压缩系数为0.47, 有效黏聚力为3.2kPa, 有效内摩擦角为9.2°。制样过程中, 先在槽内居中设置模型桩, 然后分层填筑。填筑过程中每填土20cm进行均匀压



图 1 试验安装图

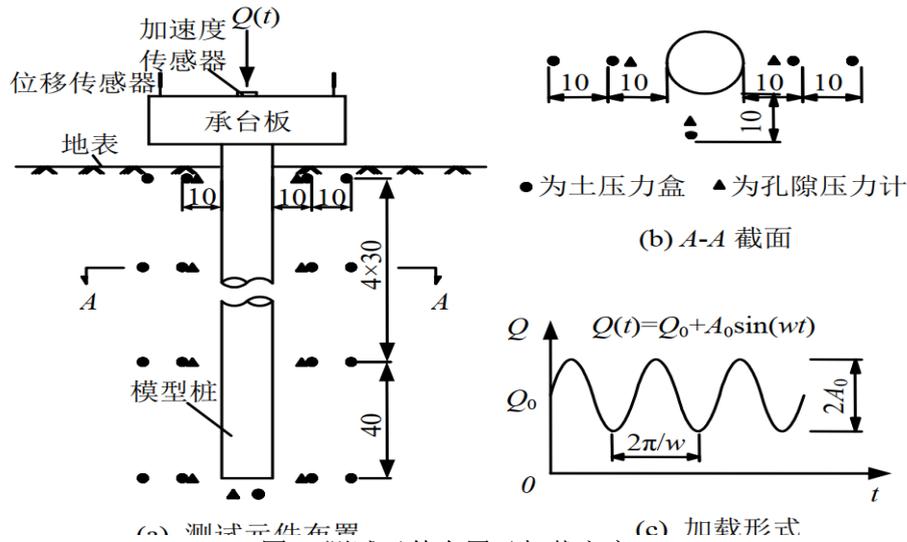


图2 测试元件布置及加载方案

实并注水，使土体充分饱和，静置一段时间后再进行下一层填土。填土完成后，为防止水分挥发，在土体表面铺上1层不透水薄膜，并满布堆载预压以加速土体固结，同时静置3d，通过自然固结使其均匀、密实。动静荷载均采用MTS拟动力系统加载。为试验加载需要，桩头固定了一承台板，通过布置于4角的4根螺杆与MTS作动器进行连接以实现传力。在桩基埋设和加载前，分别采用重锤悬挂法和水平尺来保证桩的垂直度以及承台板顶面的平整度，避免倾斜造成桩顶承受额外的弯曲效应。同时，在桩侧和桩端埋设微型土压力计（BX-2，外形尺寸25mm×10mm，量程为300kPa，精度为±0.07%F·S）和微型孔压计（BS-1，外形尺寸32mm×85mm，量程为100kPa，精度为±0.07%F·S），在承台板顶面布置2支高精度IMC-2210-002加速度和3支IMCDTH500A型位移传感器。试验安装及仪器元件布置分布如图1、2和表1所示。微型孔压计布置于基桩与土压力盒之间，距离桩侧约为4cm，且在每次动力加载之前清零，使读数直接为外荷载引起的超孔隙水压力。微型土压力盒和孔压计均为电阻应变式，采用全桥接法，两两桥臂间互为温度补偿，以消除温度效应的影响。所有传感器均通过数据采集系统IMC-C进行全自动数据采集记录，采样频率用8倍的激振频率，分别为24、40、80Hz。

表1 试验加载方案

试验编号	Q_0/kN	$2A_0/kN$	$Q(t)/kN$	w/Hz
1	12	2	11~13	3
2	12	6	9~15	3
3	12	2	11~13	5
4	12	6	9~15	5
5	12	2	11~13	10
6	12	6	9~15	10
7	15	2	14~16	10
8	15	6	12~18	10

试验采用正弦波形加载形式来模拟列车对桩基础的动力影响，加载频率取3、5、10Hz三种情况，动载幅值分别为12kN和15kN。整个试验按8个工况进行，加载方案见表1。考虑到模型箱平面尺寸有限以及填卸土工作量巨大，8次试验均在同

一槽地基土中进行。这势必导致各组试验的赋存状态存在一定差异，建议条件许可时，参照文献中划分试验区域的方法进行各自加载。动力加载前，先进行桩的竖向承载力试验。加载过程采用慢速维持荷载法，初期荷载分级为5kN，加载至15kN之后再采用3kN的荷载分级，同时绘制荷载-沉降曲线。试验最终加载到35kN，并确定饱和红黏土中模型桩的极限承载力为 $Q_{us}=26\text{kN}$ ，对应的桩顶沉降 $s_{us}=4.12\text{mm}$ 。

3 试验结果分析

3.1 桩顶累积沉降

图3为8组试验所得桩顶累积位移与振次的关系曲线。根据图中沉降增长规律，大致可归纳为稳定(I型)和亚稳定(II型)两种线型，分别对应图3(a)、3(b)图中的曲线。当循环幅值 A_0 较小时，曲线呈现出第I种线型，即 N 较小时沉降增长较快，经过一定振次后沉降趋于稳定；当 A_0 逐渐增大时，曲线表现为第II种线型，即 N 较小时，沉降增长加快，经过一定振次后沉降速率有所变缓，经过长时间作用后，桩-土体系基本趋于稳定。当 A_0 进一步加大，特别是荷载峰值接近桩的极限承载力时(本文试验未考虑该情况)，循环初期桩顶沉降即以较大速率发展，经过短时间的循环加载，桩顶就产生较大沉降，且未出现收敛趋势，此种线型最终导致桩基的动力破坏，实际工程中应尽量避免该现象的发生。对于荷载频率的影响，总的说来，桩顶累积沉降随频率的增大而稍有增加。但由于获得的总沉降值较小以及各试验条件存在差异，其变化规律并不显著，有待今后进一步研究。

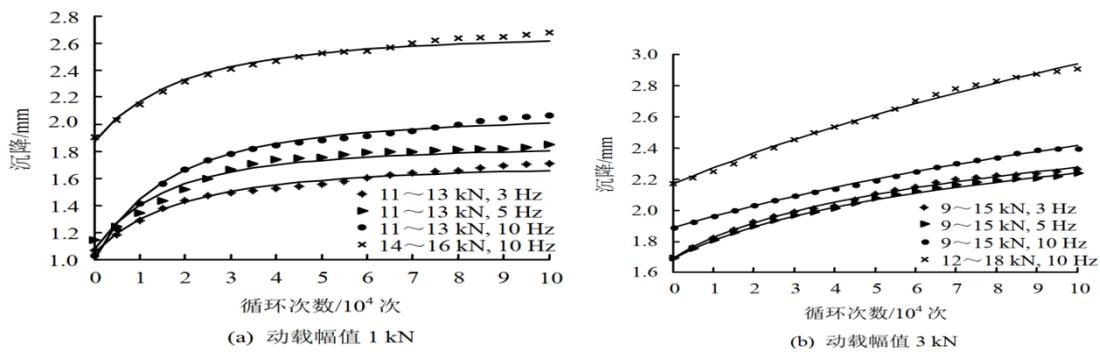


图3 桩顶循环累积位移随循环次数的变化

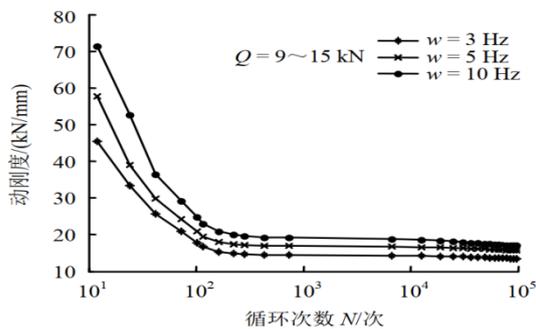


图4 动刚度随循环次数的变化

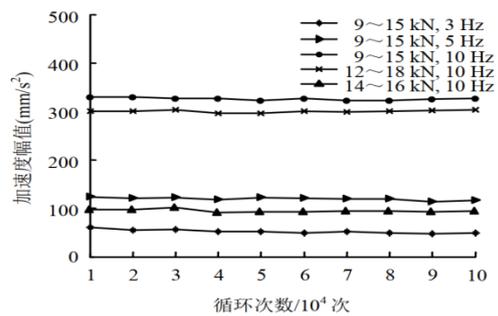


图5 桩顶加速度峰值随循环次数的变化

3.2 桩顶动刚度

图4为3组在动载9~15kN条件下桩顶动刚度与振次的对数关系曲线。由图可见，振动最初(120次循环内)，动刚度迅速降低，之后随着振次的增加基本保持不变，大致维持在15~20kN/mm范围内，表明桩顶位移变化幅度并非在循环作用一开始就达到了稳定状态，而是先经历一个短暂的过渡阶段，逐渐增大到某一恒定变化幅值。这一阶段可以看成是桩与桩周土体相互协调的过程，接触面附近

土体的刚度退化以及摩阻力退化也主要发生在该阶段。另外，随着荷载激振频率的增加，桩顶动位移幅值随之减小，相应提高了桩-土体系的动刚度。

3.3 桩顶加速度

图5为桩顶加速度峰值随振次的关系曲线。由图可见，加速度几乎不受循环振次的影响，基本呈等幅变化。在相同动载水平（9~15kN）下，随着加载速度（频率）的增大，加速度峰值随之增大，表明加速度受加载速度（频率）的影响较大。在相同动载幅值及频率作用下，静载从12kN变化到15kN时，加速度峰值仅增加了30mm/s²，考虑到试验过程中的环境干扰，可认为静荷载基本不对加速度产生影响。同时，从图中最后2组试验结果可看出，当动载幅值从2kN增加到6kN时，加速度峰值由100mm/s²变化到300mm/s²左右，可见加速度随动载幅值的增大而增加。

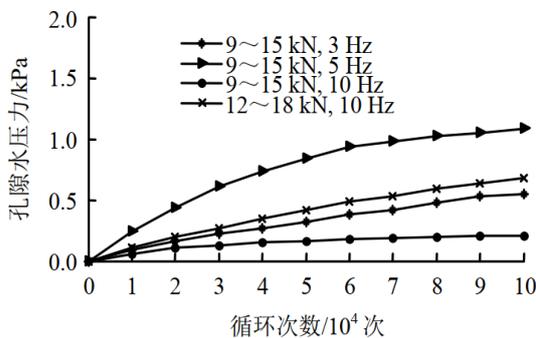


图6 桩侧超孔隙水压力随循环次数的变化

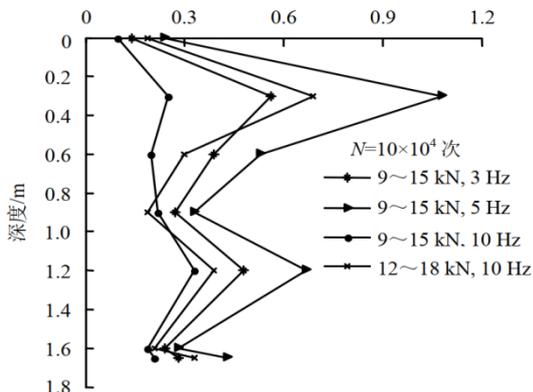


图7 桩侧超孔隙水压力随深度的变化

3.4 桩侧超孔隙水压力

图6为地表以下30cm处超孔隙水压力随振次的关系曲线。由图可见，在循环作用初期，各组试验中超孔压随振次的增加而较快上升，之后逐渐趋于稳定。图7为循环结束时桩侧超孔压沿深度方向的分布规律。由于地表为排水边界，在桩顶附近振动孔压很小，最大超孔压发生在距桩顶以下一定位置处。相比于桩端侧面摩阻引起的孔压，桩底正下方土体在桩身振动作用下的累积孔压有所增大。但总的说来，相比于外荷载引起的桩侧摩阻力，本次试验中桩身激振在土体中引起的超孔压数值很小，图中最大值仅为1.1kPa左右，且基本已达到稳定。地震作用时，土体中的超孔隙水压力在短时间内急剧升高，土体有效应力迅速降低，且可能伴随着土体软化或液化，从而使桩侧摩阻力发生大幅度退化。在持续循环荷载下，桩身往复运动引起的土体振动往往不如地震来得强烈，超孔隙水压力的上升程度有限，且在排水条件下一部分超孔隙水压力可以得到消散，减弱了振动超孔压对桩侧阻力造成的影响。

4 循环荷载作用下桩-土界面特性

4.1 土体刚度退化

桩基础在长期反复荷载作用下，桩-土接触面附近土体产生的剪应变可使土颗粒之间的连接发生松动，且伴随着土体颗粒的重新排列，从而导致桩周附近土体的剪切刚度退化，进而使基础产生不可逆的附加变形。图8为一土体单元在剪应变幅值为0.1%的循环剪切作用下的应力-应变滞回曲线。由图8可见，在相同动剪应变幅值作用下，动剪应力随着循环周次从N=1到N=10×10⁴次的增加而逐渐降低。加荷初期，应力变化较快，随着循环周次的增加，滞回圈斜率逐渐减小，反映出土体在循环剪切作用下所产生的刚度软化性。在循环剪切作用下，各滞回圈

中最大动剪应力的降低幅度基本相同，表明土体刚度的退化与 $1gN$ 基本呈线性关系，这也说明随着循环周次的进一步增加，动剪应力降低速率逐渐变缓。图9为剪应变幅值分别为0.01%、0.06%和0.1%时等效剪切模量比值 G/G_0 随循环次数的变化。由图可见， G/G_0 与 $1gN$ 呈现出近似线性变化的关系，这也与前面滞回曲线得到的规律相一致，且剪应变幅值越大，模量比值的衰减越明显。

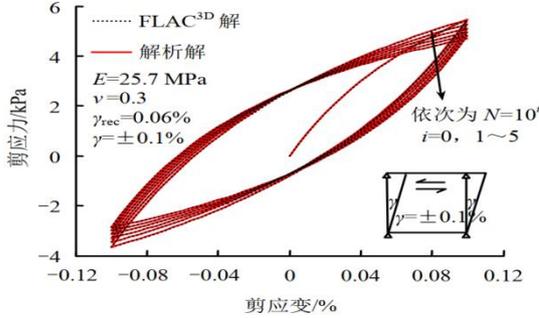


图 8 循环荷载下应力-应变滞回关系曲线

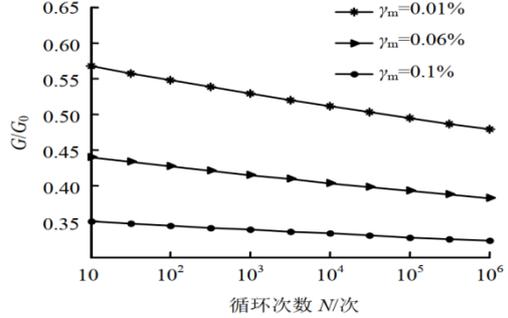


图 9 等效剪切模量比值随循环次数的变化

4.2 桩侧侧阻退化

对于桩侧侧阻疲劳退化现象的研究，目前主要针对位于砂性土中的桩基础情况。De jong等通过试验发现，尽管循环荷载下桩基累积沉降在一定程度上降低了桩-土界面的极限摩擦角，但引起摩擦阻力退化的主要原因还是砂土剪切区的累积收缩引起了桩侧径向应力的持续衰减。室内直剪试验也表明，当结构物表面达到一定粗糙程度时，接触面附近将产生应变局部化，形成剪切带，土体的大部分变形都集中在该剪切带区域。对于结构性黏土，剪切带内土体颗粒基本上全部破碎成了细小的颗粒，不存在剪切带外土体中的团粒以及大孔隙，且伴随着强烈的剪缩效应。由此可见，与砂性土相类似，桩侧侧阻疲劳退化也是引起黏土中桩基发生累积沉降的一个重要因素，杨龙才等进行现场试验也观测到这一现象。为模拟循环剪切作用下桩侧径向应力的衰减，De jong等提出如图10所示的常法向刚度（CNS）计算模型。模型采用刚度恒定的弹簧来考虑桩侧远场土体的影响，通过弹簧的弹性伸缩来模拟接触面土体的剪缩和剪胀行为。在经过数次剪切作用后，

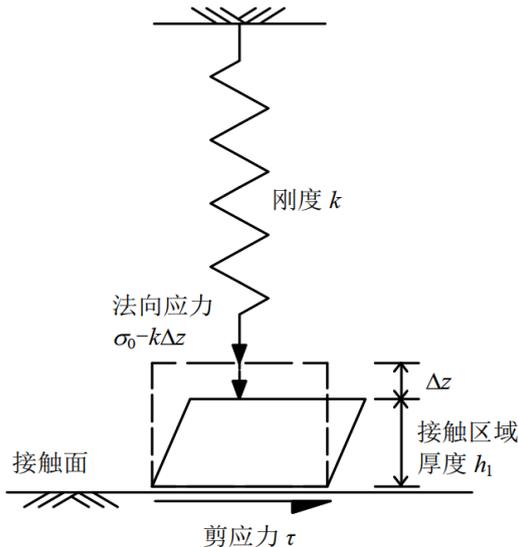


图 10 接触面系统简化模型

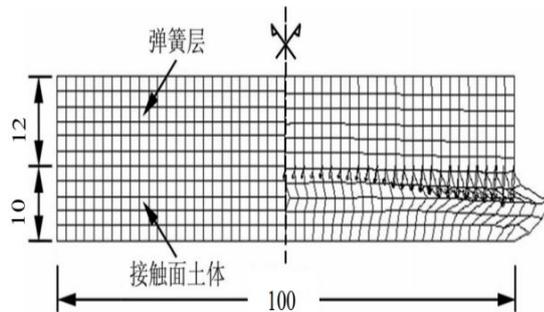


图 11 数值计算网格及剪切变形图

接触面土体发生收缩，孔隙比减小，同时弹簧伸长产生拉应力，从而使侧阻力退化。本文采用数值模拟方法对一厚10mm的土体在顶面施加幅值为0.5mm的循环剪切位移所引起的应力变化过程进行了研究。计算模型及网格划分如图11所示，竖

向弹簧采用厚12mm、刚度为250kPa/mm的弹性实体单元模拟，初始法向应力为100kPa，同时约束模型底部边界法向和切向位移。计算参数采用前述模型试验中红黏土参数，且假定应力-应变关系符合能描述土体剪缩效应的修正剑桥模型。图12、13分别为循环剪切下模型底面切向和法向应力平均值的衰减过程。

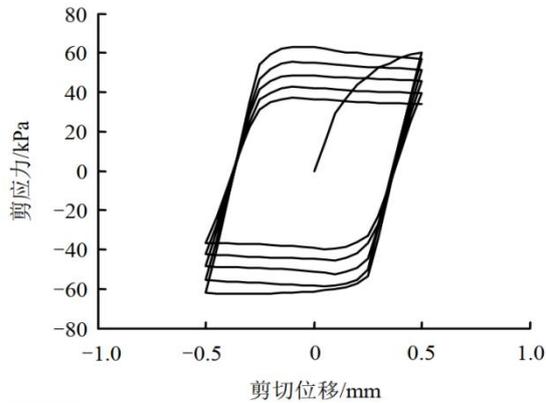


图 12 剪切应力随循环的衰减过程

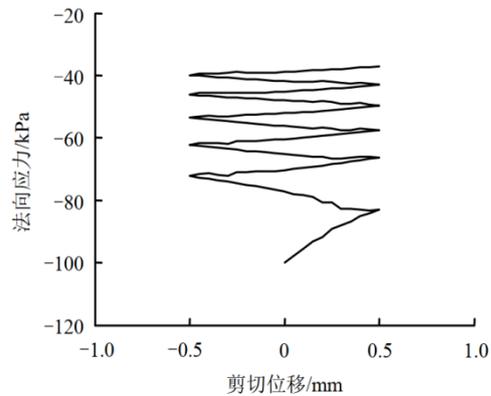


图 13 法向应力随循环的衰减过程

由图12、13可见，随着循环剪切作用的进行，接触面剪切区的累积收缩量逐渐增大，即接触面产生了剪切体变，法向应力不再保持恒定，而是和切向应力一道发生衰减。在经过5个剪切循环后，切向应力从60kPa减小到了30kPa，法向应力也从最初的100kPa降低到了40kPa，降低幅度均达50%。由图11右半部分的网格变形放大图还可以看出，在反复剪切下，各次发生的塑性变形发生累积，特别是在靠近土体表面位置，网格单元产生了不可恢复的较大侧向变形。由于模型两侧均设置自由，使得端部弹簧的拉伸量明显高于中间位置（图中箭头所示）。根据Tejchman所做的参数分析，当桩周土剪切模量越大，即桩的径向约束刚度越大，或土体孔隙比、平均粒径越大，桩侧侧阻的退化程度也越显著。值得说明的是，在模型试验中，由于土中各点的应力水平比原型低许多，大部分土体将表现出强烈的剪胀和应变软化特性，尤以粗粒土为甚，这与实际围压下桩-土界面表现出的剪缩效应存在明显不同。在桩侧阻力退化的试验研究中，建议有针对性地开展土-结构接触面的循环剪切试验，以便于控制法向应力的大小，避免土体出现剪胀而得出错误的试验规律。

5 结论

(1) 根据不同循环荷载幅值 A_0 ，桩顶累积沉降大致可分为稳定、亚稳定和非稳定3种变形发展形式；桩上动荷载所占比例越高，桩的动承载力 Q_{uc} 越低。

(2) 桩顶动刚度在循环加载初期要先经历一个迅速降低的短暂过渡阶段，之后则不随振次的增加而改变；桩身振动在桩周土引起超孔隙水压力较小，对桩侧摩阻力退化的影响并不显著。

(3) 土体剪切模量比 G/G_0 与 $1gN$ 近似呈线性衰减规律，剪应变幅值越大，衰减越明显；同时算例表明，采用修正H-D模型得到的理论滞回曲线与数值结果基本吻合，验证了二次开发程序编制的正确性。

(4) 在CNS边界条件下，土体随着循环剪切作用的进行发生明显的剪缩行为，切向和法向应力随之降低。目前针对黏性土接触面的循环剪切试验、刚度和侧阻退化对桩基后续沉降的影响程度以及判断桩基长期动力稳定性的循环荷载比阈值，还缺乏深入研究，有待今后进一步完善。

水平循环荷载下高桩基础受力性状模型试验研究

陈仁朋^{1,2}, 顾明^{1,2}, 孔令刚^{1,2}, 张浙杭³, 陈云敏^{1,2}

(1. 浙江大学岩土工程研究所; 2. 软弱土与环境土工教育部重点实验室;
3. 浙江省电力设计院;)

岩土工程学报 2017年8月第34卷第11期

1 引言

近海高耸结构基础承受风、浪、波流等水平循环荷载作用, 受力变形性状十分复杂。在饱和粉土地基中完成了单桩和群桩的水平循环加载试验, 揭示了单桩和群桩响应随循环加载的变化规律。试验结果表明: 循环加载使桩周土体产生累积塑性变形, 桩-土体系水平刚度随循环次数增加不断下降; 先期循环加载对后期加载的刚度有着明显影响; 群桩中各基桩分担的水平荷载比例随循环加载发生重分配, 前排桩的作用得到更多发挥; 荷载循环效应对群桩的影响大于单桩。基于PY曲线法引入循环效应系数以考虑荷载循环的影响, 并将该方法与其它文献方法和试验结果作了对比验证。

2 试验概况

本试验在浙江大学软弱土与环境土工教育部重点实验室的大型土工物理模型试验系统中进行。该试验系统主体采用钢结构, 尺寸为15mX5mX6m(长X宽X深), 并配套有相应的土体制备、试验加载及测量装置, 可模拟多种复杂条件下的岩土工程问题。

2.1 模型制作及布置

本试验模型桩采用长5.95m、外径114mm、壁厚4.5mm的无缝钢管进行制作, 并在桩端焊接锥形桩尖, 形成闭口桩。群桩承台以钢板为骨架并浇筑钢筋混凝土而成, 尺寸为1.026mX1.026mX0.3m(长X宽X高), 在设计桩位处预先留有孔洞, 施工完成后的承台质量约700kg, 如图1所示。模型桩具体施工流程为: 先将9根模型桩依次压入试验槽中指定位置(桩间距3倍桩径), 然后吊装承台就位, 再用钢板将模型桩与承台上下表面焊牢, 最后在承台预留孔与桩身之间填充C30混凝土。该承台构造对各基桩具有较强的约束作用, 基桩与承台的连接可视为“固接”。

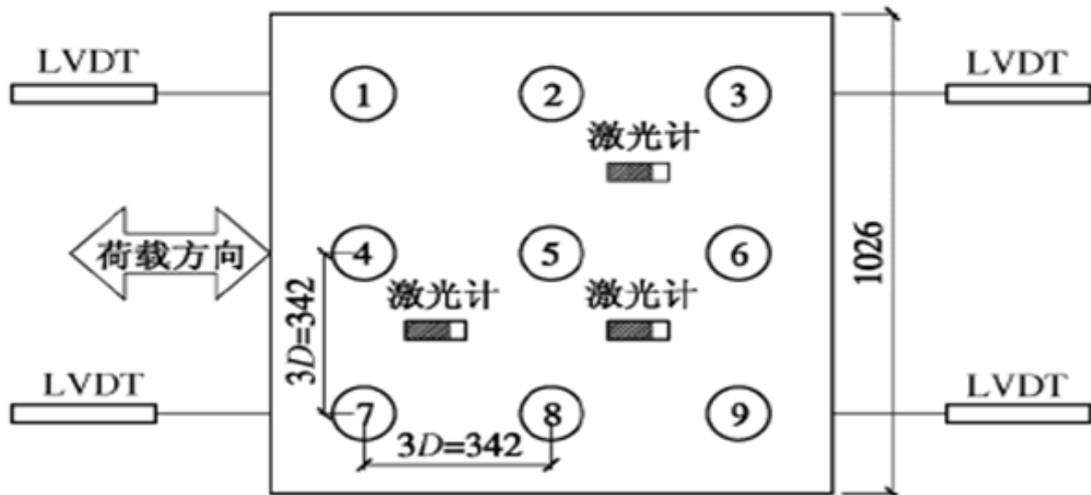


图1 群桩基桩编号及承台传感器布置

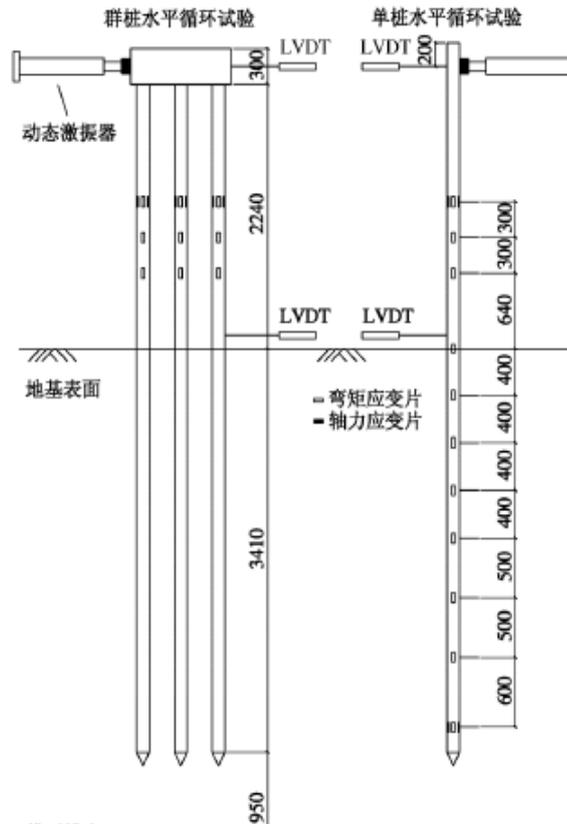


图2 模型试验及传感器布置

图1同时给出了承台测量装置的布置情况。在加载方向布置有4支LVDT以量测承台的水平位移，承台正上方则布置了3只激光计量测承台的竖向位移及转角。对群桩施加的水平荷载则由激振器前端的轴力传感器测得。为测量桩身内力，各基桩沿桩身均布置有不同数量的弯矩应变片，其中#4, #5, #6桩全长布置11道弯矩应变片(土面以上3道，以下8道)，其余基桩仅在土面以上桩身布置。从而根据土面上3道弯矩应变片中的任意两道可计算得到各基桩桩顶的水平剪力。此外在部分基桩桩顶布置有轴力应变片以获得相应的轴力。作为参照，在同一场地还开展了单桩竖向静载试验和单桩水平循环试验各一组。各试验的布置情况如图2所示。

2.2 试验土样制备

模型试验地基土选用钱塘江粉土。土体颗粒级配较均匀，粒径位于0.01-0.1 mm的土颗粒质量比例达90%，土体主要指标见表1。模型试验及传感器布置如图2所示。为减小与土体接触面之间的摩擦阻力，填土前在模型槽壁粘贴了一层光滑的聚氯乙烯薄膜。模型土体采用分层振实的方式填筑，以振实遍数控制每层填土的密实度，从而保证土体的均匀性。土体填筑完成后通过试验槽配套的水位控制系统由下而上缓慢饱和。饱和后选择9个不同位置进行静力触探试验，测得平均侧摩阻力和锥尖阻力分别为8, 1200kPa。地基的具体制备方法可参考文献。

表1 试验用土主要性质参数

土粒 相对密度	最大 干密度 (kg m^{-3})	最优含 水率/%	有效内 摩擦角 ($^{\circ}$)	有效 黏聚力 (kPa)	液限 /%	塑限 /%	塑性 指数
2.69	1570	18.0	30.0	1.0	32	23	9

2.3 试验过程

本文共进行了单桩及群桩2个水平循环加载试验，均由动态激振器以位移控制的方式进行等幅双向循环加载，加载曲线采用正弦波的形式。由于实际的风、浪、波流等荷载一般频率较低，为避免频率过高而产生动力响应，确定加载循环周期为30s。试验具体加载参数如表2所示，单桩循环试验加载7级，群桩循环试验加载6级。试验过程中采用NI数据采集系统实时采集前述全部传感器的数据。

表2 水平循环试验加载表

单桩循环试验		群桩循环试验	
位移幅值		循环次数	
位移幅值 /mm	循环 次数	位移幅值 /mm	循环 次数
±20	76	±20	76
±30	94	±30	76
±40	76	±40	76
±50	76	±50	76
±65	116	±65	76
±80	76	±80	76
±95	86		

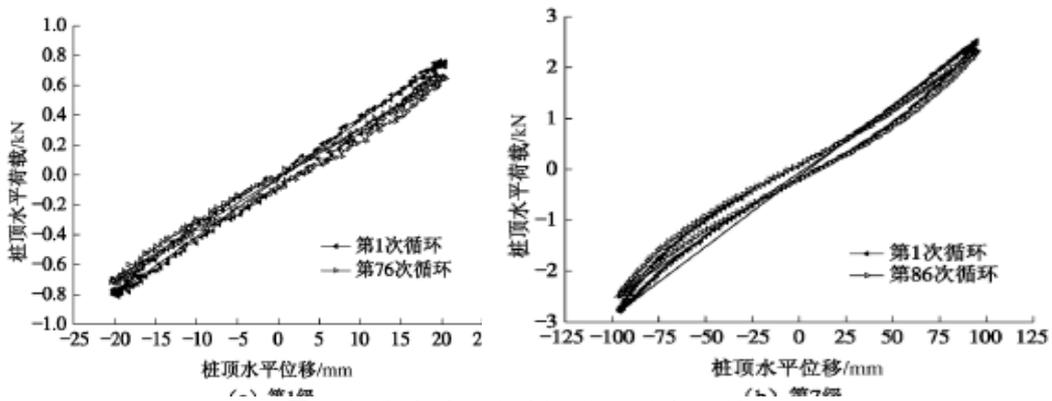


图3 单桩循环加载试验荷载-位移曲线

3 试验结果及分析

3.1 桩基水平刚度及其影响因素

随着荷载的循环施加，桩周土体不断遭受扰动，从而造成桩基水平刚度的持续变化。典型的单桩和群桩在单级水平荷载下的桩顶荷载-位移关系分别如图3、4所示。由图3可以看出，随着循环加载次数的增加，相同位移对应的单桩荷载不断减小，经过76次循环后，第1级加载位移峰值点对应的桩顶荷载由0.76kN减小至0.65kN，减小了14%，其余各级也分别减小7%~10%不等。如定义各级加载的荷载幅值与位移幅值之比为桩基水平割线刚度(如图中直线的斜率)，则该割线刚度随循环次数增加而不断降低。当加载位移幅值较小时(如第1级加载，图3(a))，单桩荷载-位移曲线基本呈线性；而加载至第7级(图3(b))时，该曲线呈现出比较明显的非线性特征。图4给出了群桩循环试验第1级和第6级加载的承台荷载-位移曲线。由该图可以发现，与单桩试验结果相比，群桩的割线刚度随循环次数增加而降低的规律更加明显(第6级位移峰值点对应的桩顶荷载由14.40kN减小至10.63kN，减小2.6%)。同时，群桩荷载-位移曲线滞回圈较单桩更为饱满，这说明桩周土体发生了较大的塑性变形，其原因是群桩试验中各基桩的桩周土体产生应

力叠加，应力水平大于单桩试验。

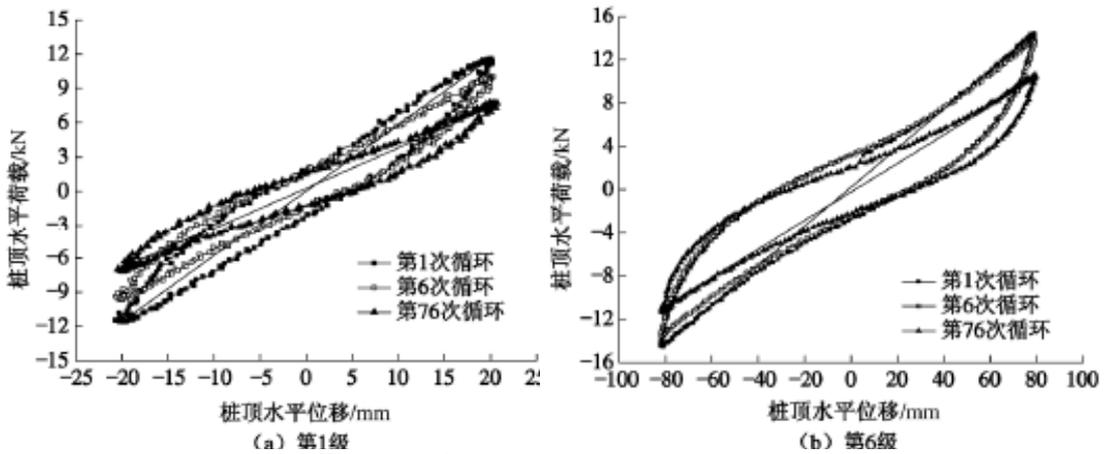


图4 群桩循环加载试验荷载-位移曲线

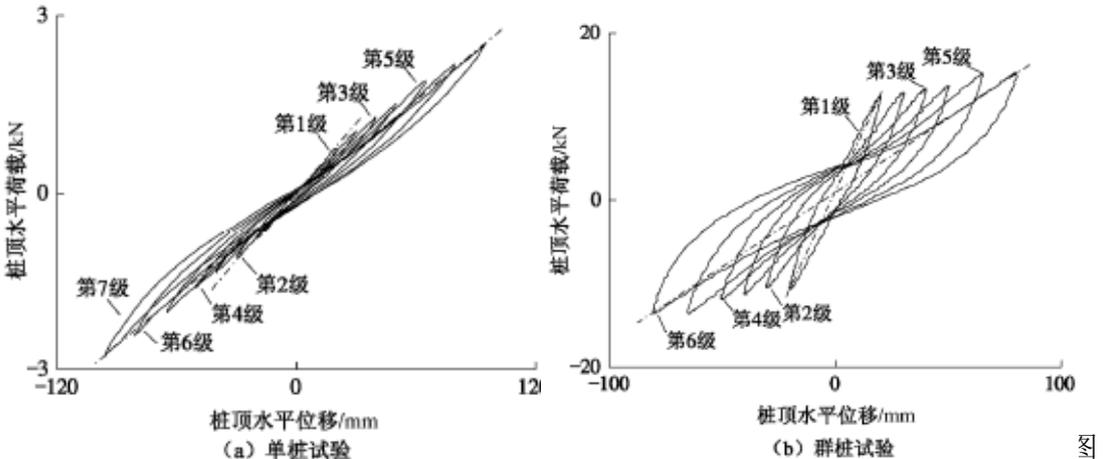


图5 单群桩试验各级第1次循环荷载-位移曲线

对单桩及群桩，分别取每级加载第1次循环对应的荷载-位移曲线汇总成图5。如图5(a)所示，随着水平位移幅值的逐级增加，单桩割线刚度不断降低但程度较小。刚度从第1级加载的38.8kN/m到第7级加载的27.8kN/m，共减小了28.3%。与此形成明显对比的是，群桩的割线刚度随加载位移幅值增加急剧减小(如图5(b))，从第1级至第6级，割线刚度由580.5kN/m减小为180.7kN/m，减小幅度达68.9%。由上述分析可知，荷载循环次数以及先期循环加载等因素均会对桩基的水平刚度产生影响。群桩随荷载循环次数增加或先期循环加载而产生的刚度降低现象较单桩更为明显。

3.2 群桩水平荷载分配规律

图6给出了群桩水平循环加载试验中，第1级和第6级加载各排桩桩顶剪力的变化情况。由图6可以看出，各排基桩承担的荷载是有明显区别的，其中前排桩始终承担最多的水平荷载，中排桩次之，末排桩最少。以第1级加载第1次循环为例，前、中、末排桩承担的荷载百分比依次为36%，33%，31%，该规律与Brown等试验结果基本一致。需要说明的是，此处前排桩是指群桩中沿双向加载其中一个方向的第一排桩。图7给出了不同加载级下各排基桩桩顶剪力占总荷载的百分比的变化情况。该图可以说明各排基桩的荷载分担比例同样随荷载循环而变化。循环加载使水平荷载在群桩中的分配发生变化，其中前排桩的作用进一步得到加强。经过六级加载后，前排桩承担了约42%的水平总荷载。由图6, 7还可看出，不

同加载级下桩顶剪力随循环次数增加而减小的程度也有不同。随着位移水平的逐级增加，桩顶剪力衰减速度逐渐减缓。

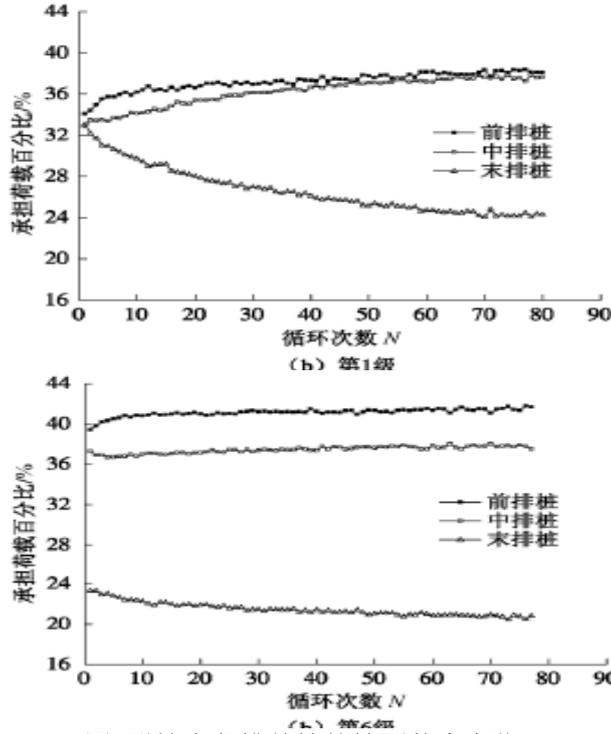


图6 群桩中各排基桩的桩顶剪力变化

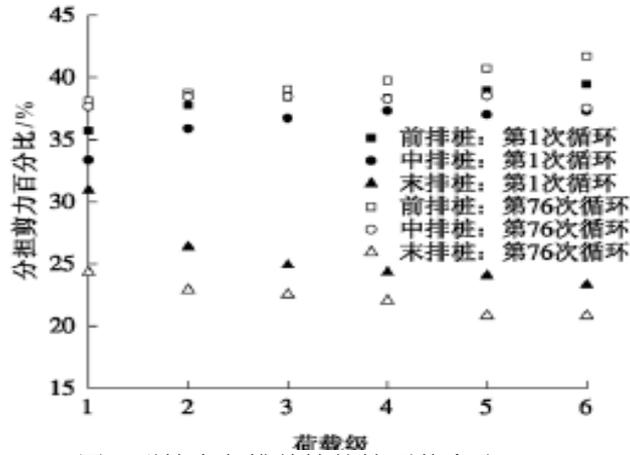


图7 群桩中各排基桩的桩顶剪力分配

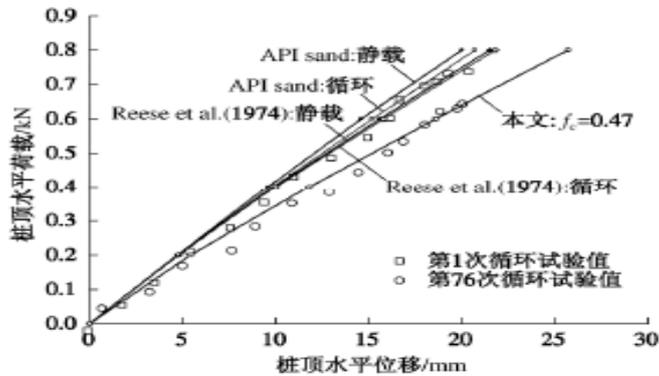


图8 不同方法计算单桩荷载-位移曲线的比较

4 水平受荷桩的循环效应

4.1 单桩水平循环效应

由前述分析可知，荷载循环对单桩和群桩的影响程度是不同的。群桩效应和循环效应的共同作用使群桩表现出与单桩迥异的性状。本文采用Reese砂土p-Y曲线模型对单桩水平静载试验结果进行了计算，如图8所示，静载计算结果与试验结果吻合较好。同时，Reese砂土p-Y模型还可考虑循环荷载影响，即采用循环经验系数 A_c, B_c 分别对 p_u 和 p_m 进行调整，但该方法不计循环次数的影响。本文依据该方法计算得到了76次循环后的荷载-位移曲线(图8)。此外，图8还给出了采用美国石油协会推荐的砂性土公式计算结果。由图8可见，按照上述两种方法计算得到的静载结果与试验都较为接近，但考虑循环加载后的桩顶荷载-位移曲线均与试验结果相差较大，表明无论Reese的p-Y曲线模型或API方法，都无法准确反映本试验中循环加载对桩顶位移响应的影响。同时这两种方法均不能考虑循环次数的因素。本文引入循环效应系数 f_c 对单桩静力p-Y曲线进行修正，以考虑荷载循环的影响，即

$$p_N = p_s \cdot f_c \tag{1}$$

$$f_c = N^{-t} \tag{2}$$

式中， p_s 表示单桩静载的土反力， p_N 为N次循环后的土反力。循环效应系数 f_c 受循环次数、土体性质等多方面因素的影响，其值越小表示p-Y曲线沿p轴折减越大，即循环效应越明显。本文对单桩第一级循环加载的试验结果进行了反算拟合，得到 $t=0.154$ ，如图9。即当 $N=76$ 时，单桩循环效应系数 $f_c=0.47$ ，由此计算得到的桩顶水平荷载-位移曲线见图8。

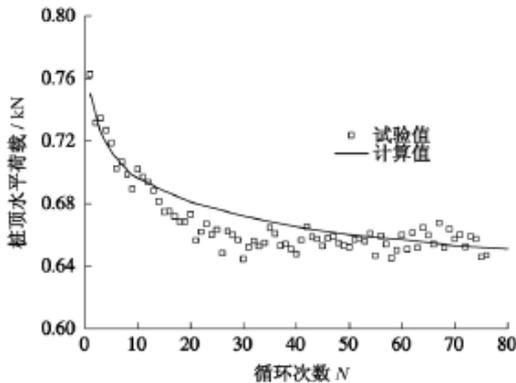


图9 单桩桩顶剪力随循环次数的变化

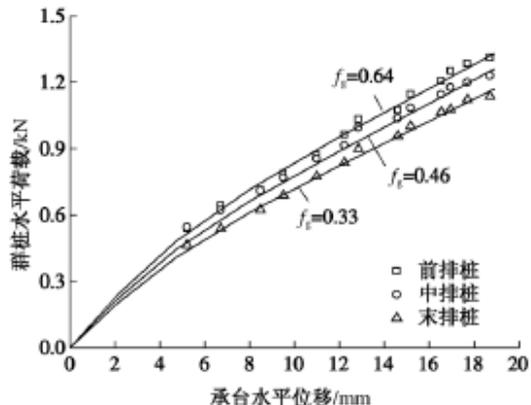


图10 群桩各排基桩的荷载-位移曲线

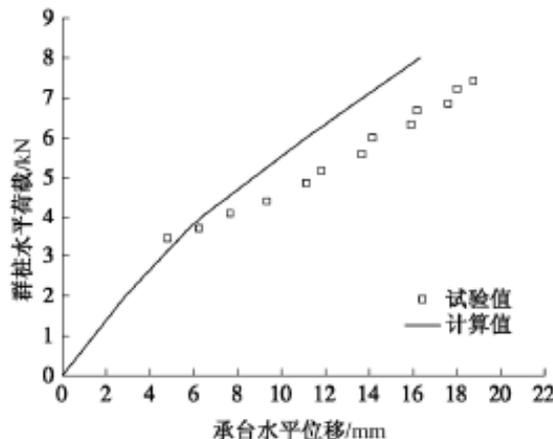


图11 群桩加载荷载-位移曲线

4.2 群桩水平循环效应

本文先考虑群桩效应,对图10所示的群桩第1级加载第1次循环的荷载-位移关系进行群桩效应系数 f_g 的拟合,从而得到前、中、末排桩的瓜依次为0.64, 0.46, 0.33。由于群桩受到多次双向循环加载,各基桩在加载方向反复运动,因此在经过一定次数的循环加载后,可以认为群桩中各基桩性状均已接近静力加载情况下的后排桩,即假定各排桩的群桩效应系数 f_g 均为0.33。再引入单桩试验获得的循环效应系数 f_c ,则可得到综合效应系数 f_m 。采用该综合效应系数计算了群桩第1级加载76次循环后的荷载-位移曲线并与试验结果进行了对比,如图11所示。

5 结论

通过一组单桩和群桩水平循环加载试验,分析试验数据后得到了如下4点规律。

(1) 单桩和群桩水平循环试验在加载过程中均对桩周土体造成明显的扰动,使之不断产生塑性变形,造成桩-土体系的水平刚度随循环不断下降,相同位移下的荷载逐渐减小。

(2) 循环次数及先期循环加载均会影响后期加载的桩基刚度,该现象对群桩更为明显。

(3) 群桩中各排桩对水平承载力的贡献是不同的。总体而言,前排桩承担最多的水平荷载,中排及末排桩次之;该分配比例随循环发生变化,前排桩的作用不断得到加强。

(4) 基于p-Y曲线方法,提出了循环效应系数 f_c 以考虑荷载循环作用对单桩水平受力的影响;该系数可与考虑群桩效应的系数 f_g 统一成综合效应系数 f_m 以分析群桩水平循环受荷的性状。

本文考虑了高桩及承台约束的因素,从模型试验角度探讨了群桩基础在水平循环荷载下的各种响应,并分析了荷载循环效应的影响。针对该问题,可进一步结合理论分析,开展更为深入的研究。

砂土中竖向和弯矩荷载下单桩水平承载特性试验研究

赵春风^{1,2}, 王卫中^{1,2}, 赵程^{1,2}, 廖乾旭³

(1. 同济大学 岩土及地下工程教育部重点实验室; 2. 同济大学 地下建筑与工程系; 3. 浙江省交通运输厅;)

岩石力学与工程学报 2013年4月第2卷第1期

1 引言

为研究单桩在桩顶预先施加竖向和弯矩荷载下的水平承载特性,通过自行加工的组合荷载加载装置,进行一系列室内单桩模型试验,分析砂土中预先施加的不同竖向和弯矩荷载对单桩水平荷载下的水平位移、桩顶转角、桩身弯矩以及地基比例系数 m 值的影响。试验结果表明:当预先施加的竖向荷载小于单桩竖向极限承载力的一半($V_u/2$)时,相同水平荷载下单桩的水平位移有所减小,单桩的水平极限承载力得到提高,桩身最大弯矩有所减小,并且竖向荷载越大,越有利于单桩的水平承载性能;弯矩荷载的存在不利于单桩的水平承载能力,显著降低单桩的水平极限承载力;另外,水平荷载的施加对单桩的竖向位移影响较小;当砂面处水平位移较小时, m 值随着水平位移的增加迅速降低,当水平位移增加到一定程度, m 值减小的幅度越来越小,最后趋于一个稳定值。

2 模型试验

2.1 桩土材料参数

本次试验采用的模型桩为灌注桩,由自制模型钻机(见图1)在宽为2.1m,长高均为3m的模型槽中预钻成孔,然后灌入细石混凝土,插入桩芯。桩芯采用尺寸为20mm×20mm×1mm的角铝制作,桩芯内部黏贴应变片,以测量桩身应力。试桩桩长2200mm,入土深度为1900mm,砂面以上300mm。桩的具体参数见表1。

表1 模型桩参数

桩径 d/mm	桩长 l/mm	桩的入土深度 l_0/mm	弹性模量/MPa
50	2 200	1 900	21 000

表2 砂土参数

密度 $\rho / (g \cdot cm^{-3})$	含水率 $w/\%$	孔隙比 e	内摩擦角 $\varphi(^{\circ})$	压缩模量 $E_{s1.2}/MPa$	平均标贯击数
1.86	29.6	0.853	25.2	12.45	11

试验用土取自上海某工程基坑开挖砂土。将试验砂土以15cm厚分层填入模型槽中,并进行压实,直至填筑完成。静置15d后进行土工测试。所得的土体相关参数见表2。经过标准贯入试验(SPT)测得模型槽中砂土平均标贯击数为11,则根据美国ASTM规范,本模型试验砂土为稍密砂土。

2.2 试验方案

在实际工程中,很多建(构)筑物在竣工之前,基桩预先承受上部结构自重,然后承受风荷载以及汽车的制动力等水平荷载以及竖向荷载和水平荷载对泥面处桩截面产生的弯矩荷载。根据上述实际工况,本文制定了表3的试验方案,以研究预先施加竖向以及弯矩荷载对单桩水平承载特性的影响。

2.3 试验装置

鉴于本次试验加载的特殊性,本文自行设计了加载装置。由千斤顶施加竖向荷载,通过滚轴系统和球铰保证千斤顶在水平加载过程中可以随桩体自由移动,保证竖向荷载的方向在水平加载的过程中始终竖直(见图2)。水平荷载和弯矩通过祛码进行加载。如图3所示,泥面处水平荷载通过加载装置滑轮1进行施加,弯

矩则通过滑轮2和3对称施加反方向水平力组成为力偶。

表3 试验加载方案

组号	试桩 编号	竖向荷载		弯矩荷载		水平荷载	
		荷载 大小	荷载 性质	荷载 大小	荷载 性质	荷载 大小	荷载 性质
第一组	P ₁₁	V _u	分步施加	-	-	-	-
第二组	P ₂₁	-	-	-	-	H _u	分步施加
第三组	P ₃₁	V _u /4	恒定	0	恒定	H _u	分步施加
	P ₃₂			M _u /4	恒定	H _u	分步施加
第四组	P ₄₁	V _u /2	恒定	0	恒定	H _u	分步施加
	P ₄₂			M _u /4	恒定	H _u	分步施加



图1 模型钻机



图2 竖向荷载加载装置

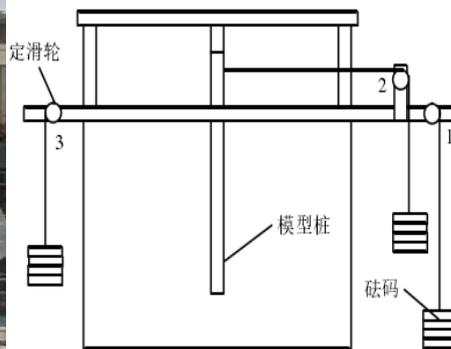


图3 模型桩试验加载装置

位移的量测:如图4所示,沿水平力作用方向,在桩自由段中部的钢横梁上,对称固定设置2个百分表,以测量单桩的竖向位移;在砂面处和砂面以上20cm处各安装一只百分表,以测量水平位移和桩顶转角。桩身应力测量:采用江苏联能电子技术有限公司生产的YE2539高速电子应变采集仪进行应变片的测量。

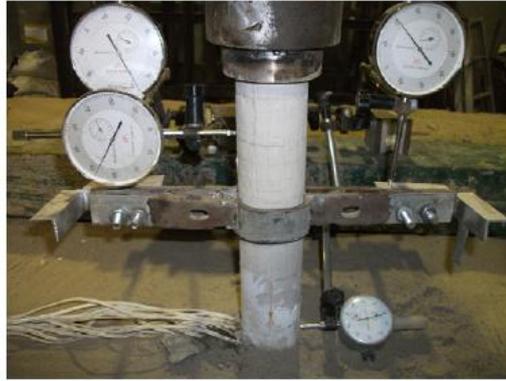


图4 百分表安装示意图

2.4 试验过程

通过第一和二组试验，预先获得单桩的竖向及水平极限承载力。对于P31和P41试桩，先通过图2所示竖向加载装置施加一定的竖向荷载，然后保持竖向荷载不变，通过图3所示滑轮3施加水平荷载至破坏；对于P32和P42试桩，先通过竖向加载装置施加一定的竖向荷载，然后保持竖向荷载不变，通过滑轮1和2对称施加反方向水平力形成纯弯矩，然后通过滑轮3施加水平荷载至破坏。每级荷载的稳定标准为0.01mm/5min。本次试验中水平荷载以容许最大位移作为第一终止加载标准，即砂面处水平位移达到0.15倍桩径时认为桩已达到水平极限荷载，停止加载。

3 试验结果分析

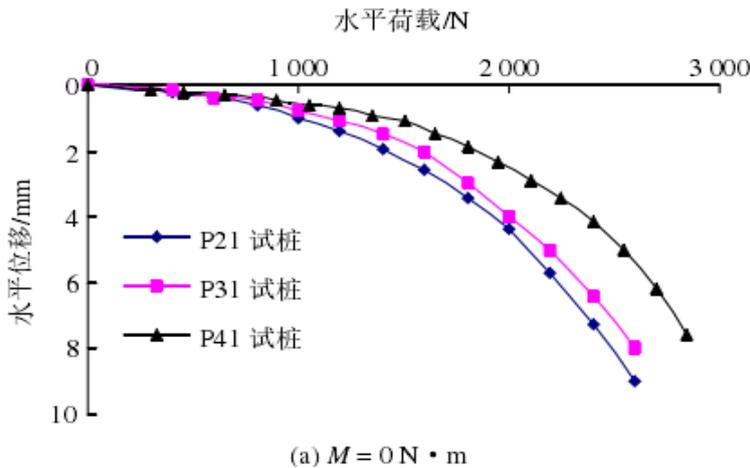
试验采用慢速维持荷载法，分级加载。通过采集到的桩身各截面拉压应变值，由材料力学弯曲理论，根据下式可求得桩身各截面弯矩值：

$$M = EI4\Delta\varepsilon/b \quad (1)$$

式中： $\Delta\varepsilon = \varepsilon_1 - \varepsilon_2$ 为截面两应变差值， b 为两应变片的间距（ $b = 20\text{mm}$ ）， EI 为单桩的抗弯刚度。通过P11试桩测得 $V_0 = 9\text{kN}$ 。因此，根据加载方案，P31和P32试桩竖向荷载为2.25，P41和P42试桩竖向荷载为4.5kN。

3.1 竖向和弯矩荷载下单桩的水平荷载特性研究

根据表3的加载方案，通过试验得出各试桩水平荷载-位移曲线，如图5所示。由图5(a)可知，在水平荷载为2400N时，P31和P41试桩的水平位移分别较纯水平受荷桩P21减小11.6%和43.0%。可见，桩顶预先施加的竖向荷载可以明显提高单桩的水平承载特性，且预先施加的竖向荷载越大，提高幅度越显著。



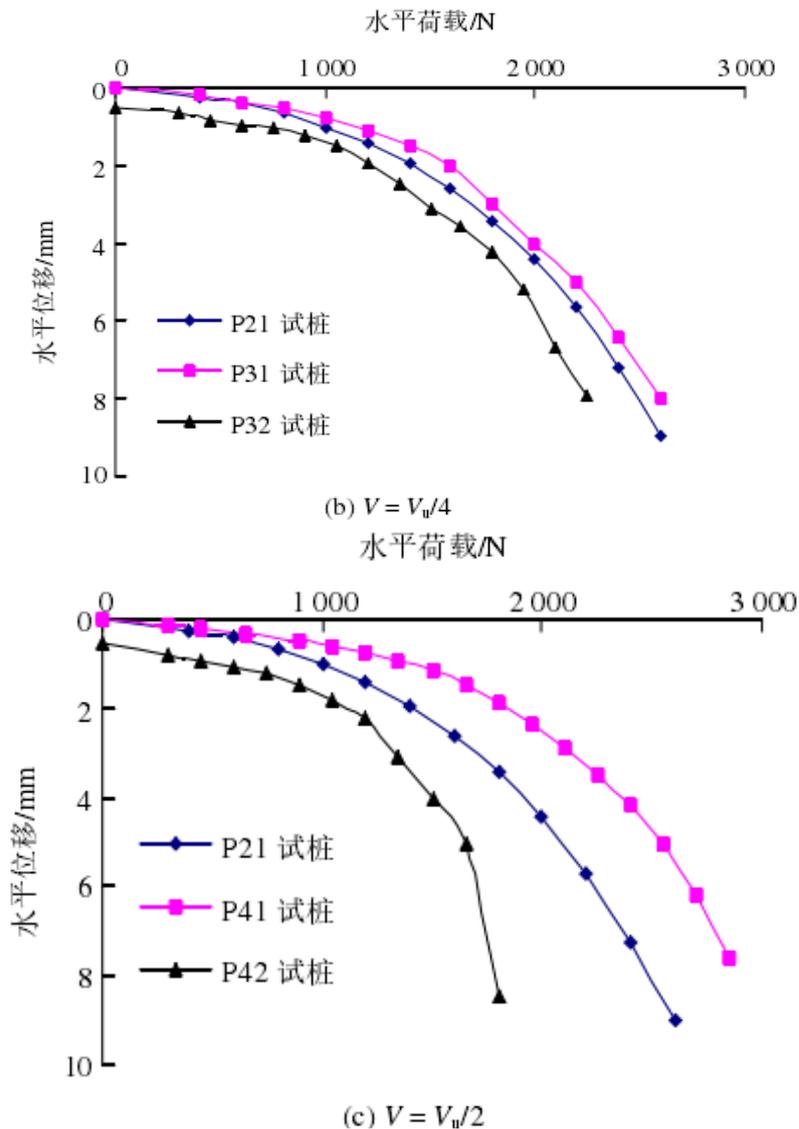


图5 试桩水平荷载-位移曲线

在桩身自由段预先施加弯矩荷载时，从图5(b), (c)可以看出，在桩顶竖向荷载相同时，无弯矩的单桩水平承载特性得到提高，但是对于施加弯矩荷载 $M_u/4$ 的单桩，单桩的水平承载特性有明显的降低。在水平荷载为1500N时，对于P31试桩，水平位移较P21试桩减小22.6%，而P32试桩较P21试桩增加36.8%，可见，弯矩的存在大大降低了单桩的水平承载特性。根据图5和模型桩水平极限承载力确定准则，得出各试桩水平极限承载力以及各试桩水平极限承载力较之纯水平受荷桩的增加幅度(见表4)。当桩顶仅预先施加竖向荷载时，对于单桩的水平极限承载力，以P21试桩为标准，P31和P41试桩分别提高了4.4%和16.8%，增幅较为显著，可知竖向荷载可以显著提高单桩水平极限承载力。当桩顶承受竖向和弯矩荷载时，在初始弯矩相等的情况下，单桩的水平承载力随着桩顶的竖向荷载增加而增加，但是较之没有弯矩的情况，水平承载力降低。对于P32试桩，水平极限承载力较P21试桩降低9.5%，对于P42试桩，水平极限承载力较P21试桩降低27.6%由此可知，桩顶弯矩的存在对单桩水平极限承载力产生不利影响。本试验结果并没有出现随着竖向荷载的增加水平位移增大的情况，主要是由于室内试验预加的竖向荷载以及单桩的水平位移均较小，导致P- Δ 效应与竖向荷载提高桩侧土体水平抗力的作

用相比要小，而对于预加弯矩荷载的试桩，弯矩荷载增大了单桩初始水平位移，同时相同水平荷载下由P- Δ 效应产生的附加弯矩增加，导致单桩的水平极限承载能力降低。

3.2 桩顶转角

在试验过程中，通过在桩身自由段距砂面20cm以及砂面处支设百分表，测出了砂面处转角随水平荷载的变化曲线，如图6所示，可以看出，砂面处桩体转角随水平荷载的增加呈曲线发展，荷载较小时2根桩的转角近乎重合，但是随着荷载增加，曲线迅速分离。在相同水平荷载下，P42试桩转角较P32试桩的要小，特

表4 基桩水平极限承载力

桩的编号	水平极限承载力 H_u/N	水平承载力增加幅度/%
P21	2 430.0	0.0
P31	2 537.5	4.4
P32	2 199.1	-9.5
P41	2 839.3	16.8
P42	1 758.7	-27.6

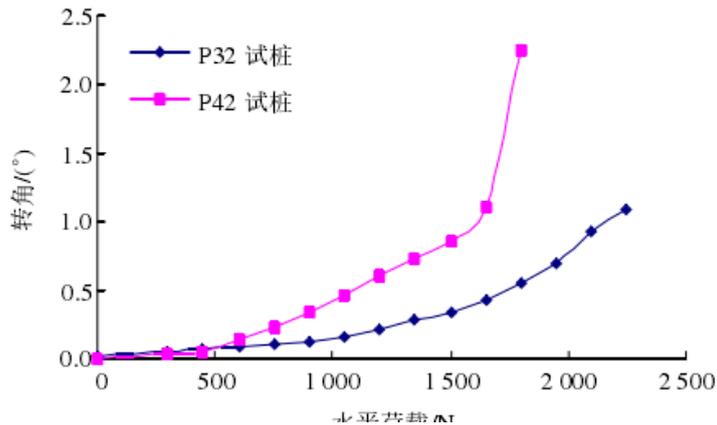


图6 水平荷载-砂面处转角曲线

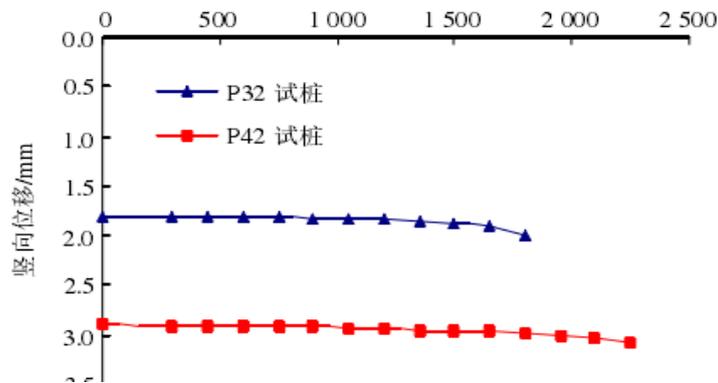


图7 桩顶水平荷载-竖向位移曲线

别是在水平荷载加载后期。分析原因，加载初期，由于水平位移较小，转角相对较小，但是随着水平荷载增加，砂面处水平位移逐渐增大，竖向荷载引起的P- Δ 效应逐渐显现，砂面处桩体附加弯矩增加。由前文分析，弯矩荷载对单桩的水

平承载特性的发挥极为不利，因此预先施加竖向荷载P42试桩，由于其竖向荷载大于P32试桩，因此随着水平荷载增加，桩水平位移急剧增加，导致砂面处桩体转角迅速增大。

3.3 桩顶竖向位移

在水平力作用下，桩身产生挠曲变形，导致桩前和桩后土体水平抗力由静止土压力分别转变为被动土压力和主动土压力，因而必然影响桩侧摩阻力的发挥，进而在桩顶荷载不变的情况下影响桩的沉降。通过在桩顶设置2个竖向百分表，测出了随着水平荷载的施加，单桩竖向位移的变化曲线，如图7所示。图7表明，水平荷载的施加导致桩顶的沉降增加，但是，在水平荷载施加的前期阶段，沉降变化及其微小，只有在加载后期，桩顶沉降才略有增加。P32试桩在水平极限荷载下，竖向位移增加0.2mm，与施加水平荷载前相比增加11.1%，P42试桩在水平极限荷载下，竖向位移增加0.18mm，与施加水平荷载前相比增加6.3%。由此表明，水平荷载对单桩竖向承载力的影响较小，可以忽略。

3.4 桩身弯矩

通过桩身埋设的应变片，可以测得在水平荷载作用下桩身各截面拉压应变值，通过式(1)可以获得弯矩沿桩身的分布曲线。在竖向荷载和弯矩作用下，当水平荷载为1800N时各桩桩身弯矩如图8所示，从图中可以看出，桩身弯矩随着埋深先增加后急剧减小，下部弯矩趋近于0，表现出柔性桩的特点。桩身弯矩主要集中于砂面以下16d(d为桩径)深度范围内，最大弯矩约位于砂面下7d深度处。当砂面处桩体无弯矩荷载时，P31和P41试桩弯矩分别较P21试桩减小4.8%和17%。在弯矩荷载为 $M_u/4$ 时，P42试桩较P32试桩减小9.2%。由此可知，桩顶预先施加的竖向荷载越大，相同水平荷载下，桩身弯矩越小，说明相同深度处预先施加竖向荷载的桩侧土体水平抗力较大，由此表明竖向荷载可以改善桩的水平承载特性，减小桩身水平位移。

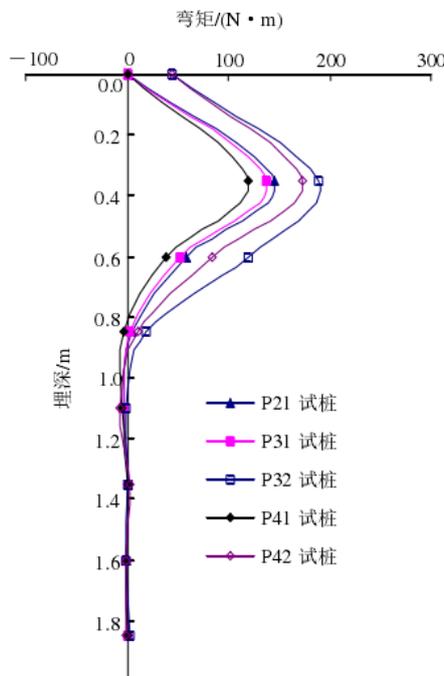


图8 水平荷载为1800N时各桩桩身弯矩图

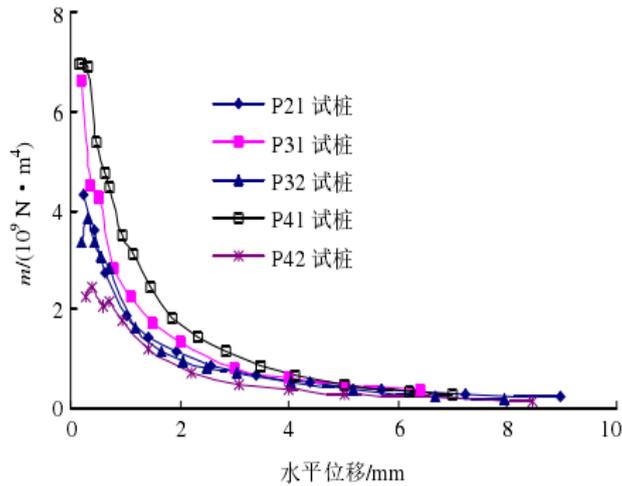


图9 地基比例系数 m 随水平位移曲线

3.5 地基比例系数 m

目前用于计算承受水平荷载的单桩，桩侧受到的水平土体抗力往往采用“ m ”法进行确定，荷载水平不同，地面处桩身水平位移不同，导致地基比例系数 m 值也是不同的，因此在分析加载过程中桩的承载特性时， m 值的确定十分关键。本次试验中，单桩在竖向荷载以及弯矩荷载下随着水平荷载的施加，计算得出的 m 值随砂面处水平位移的变化曲线如图9所示。规范规定，对于桩径小于1m的圆形桩，计算宽度为 $b_0=0.9 \times (1.5d+0.5)$ 。对于模型桩，采用上述式子显然计算宽度较大，本文在计算 m 值时计算宽度采用 $b_0=0.9 \times (1.5d+0.025)$ 。由图9可见， m 值随着砂面处水平位移的增加而减小，二者近似呈双曲线变化，其水平位移- m 的关系曲线与公认的模式及已有成果相吻合。当砂面处水平位移较小时， m 值随着水平位移的增加迅速降低，随着水平位移的继续增加， m 值减小的幅度越来越小，最后趋于一个稳定值。另外在相同水平位移的条件下，桩顶竖向荷载越大， m 值越大；桩顶弯矩越大， m 值越小。再次表明竖向荷载可以提高桩侧土体的水平抗力，进而改善单桩的水平承载性能。

4 结论

(1) 单桩预先施加的竖向荷载小于 $V_v/2$ 时，其水平承载能力得到较大改善，并且随着竖向荷载的增加，相同水平荷载下单桩的水平位移越小；因此，预先仅施加竖向荷载的桩基，其水平承载能力可考虑适当增加。而弯矩荷载的施加降低了单桩的水平承载性能，且弯矩荷载越大，降低幅度越明显。

(2) 随着桩顶预先施加的竖向荷载不断增大，在相同水平荷载下，桩身最大弯矩逐渐减小；且计算得出的地基比例系数 m 值呈增大的趋势；说明竖向荷载提高了桩周土体抗力，进而提高单桩的水平承载能力。

(3) 预先施加竖向荷载的单桩，水平荷载的施加对单桩的竖向位移影响较小，因此水平荷载对单桩竖向承载特性的影响可以忽略。

(4) 桩身弯矩主要集中于 $16d$ 深度范围内，最大弯矩约位于砂面下 $7d$ 深度处。为了提高单桩的水平承载能力和安全性，建议在桩顶以下 $(0-16)d$ 深度范围内适当加强桩身配筋，以提高单桩抗弯和抗裂能力。

浸水条件下湿陷性黄土地基群桩基础承载特性模型试验研究

张延杰^{1,2}, 王旭¹, 梁庆国¹, 蒋代军¹, 李建东¹

(1. 兰州交通大学土木工程学院, 甘肃兰州; 2. 甘肃省道路桥梁与地下工程重点试验室, 甘肃兰州)

岩土工程学报 2021 年 7 月第 43 卷增刊 1

1 引言

在西部大开发和“一带一路”倡议的深入推进下, 中国中西部地区各类工程正在迎来新一轮的发展高潮。黄土地区超高层建筑、大型桥梁基础等建设过程中, 群桩基础是广泛采用的一种基础型式。大厚度湿陷性黄土地层中没有良好的桩端持力层时, 加大桩长和桩径作摩擦桩设计, 是最常用的方法, 所以大直径长桩、超长桩在大厚度湿陷性黄土地区的应用急剧增多。

群桩现场浸水试验至今还未见相关报导, 湿陷性黄土具有很强的结构性, 室内试验也较难模拟, 所以模型试验研究也较少。因此, 本文采用人工制备的湿陷性黄土模型试验相似材料模拟原状湿陷性黄土, 室内填筑 2×2 群桩模型, 进行浸水条件下群桩基础承载特性模型试验, 探讨群桩基础负摩阻力的发展规律。

2 群桩模型试验概况

2.1 模型桩及承台制作

采用亚克力棒制作模型桩, 直径 3cm, 长度 180cm, 长径比 60, 弹性模量 2.18GPa, 采用环氧树脂黏细砂做粗糙处理。采用有机玻璃板加工承台, 厚度 4cm, 2×2 群桩承台尺寸为 18cm×18cm, 桩间距为 3d, 平面布置图见图 1。

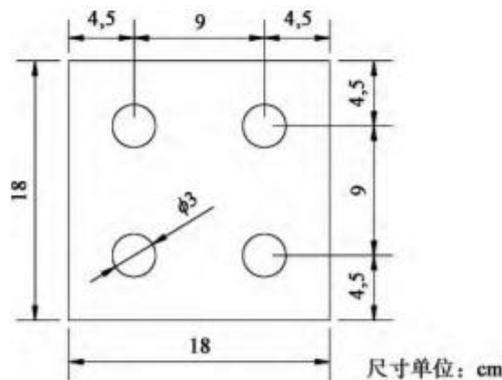


图 1 承台平面尺寸

2.2 模型填筑与控制

模型箱尺寸: 长×宽×高=1.0m×1.0m×2.1m, 模型箱底部分层填筑 50cm 厚的压实重塑黄土作为持力层, 压实黄土的密度 1.95g/cm³, 含水率 17%, 压实度 0.95, 桩端进入非湿陷性黄土层 30cm。桩周土体采用人工制备湿陷性黄土填筑, 选用石英粉和砂作为无黏结性材料, 富含蒙脱石的膨润土、石膏和工业盐作为胶结材料, 各成分的质量比为: 砂: 石英粉: 膨润土: 石膏: 工业盐 = 0.25: 0.3: 0.3: 0.1: 0.05。控制密度 1.40g/cm³, 含水率 6.5%, 自重湿陷系数为 0.125, 渗透系数为 1.26×10⁻⁴mm/s。分层填筑, 填筑总高度为 150cm, 模型填筑示意图见图 2。

2.3 测试元件布置

(1) 应变片在 2 根基桩表面每隔 15cm 粘贴应变片, 共粘贴 22 个应变片, 进行

桩身轴力测试。

(2) 荷载传感器在桩端采用石膏黏合微型荷载传感器，用于量测桩端荷载。

(3) 微型沉降标在桩周湿陷性土层内，每隔 30cm 布置微型沉降标，用于桩周土体湿陷变形量测试。

(4) 百分表在承台表面和沉降标顶部布设百分表，用于桩顶位移与土体位移测试。

2.4 模型加载与控制

参考《建筑基桩检测技术规范》，采用慢速维持荷载法，分级加载至工作荷载时进行开始浸水，浸水采用滴定方法，湿陷性土层全部饱和后，停止浸水；桩顶沉降及桩周土体变形量小于 1mm/24h 时，认定变形相对稳定。

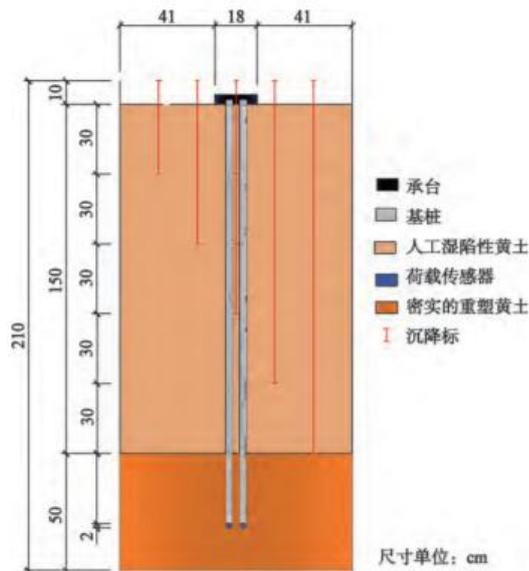


图 2 模型填筑及测试元件布置剖面图

3 土体湿陷变形分析

根据未浸水状态下同一组竖向极限承载力模型试验结果可得，群桩的极限承载力为 16kN。控制相同条件，重新填筑模型，加载至承载力特征值 8kN 稳定后，开始浸水，采用滴定方式，保持稳定水头高度 5cm，土层全部饱和后，停止浸水，浸水 17d，累计浸水 537L，计算平均饱和度为 0.87。停水 7d 后，土体变形达到相对稳定。土层累积湿陷变形量随浸水时间关系曲线见图 3，随浸水时间的持续，土体的湿陷变形可划分为：①初期平缓，上部土体开始遇水产生微小湿陷变形，而中下部土层保持天然状态。②浸水陡降段，随水分渗入深度的增加，造成大部分大孔隙和中等孔隙的迅速破坏，土层由浅部到深部，产生快速的湿陷变形，浸水 14d 时，各深度处的累积湿陷量约占总湿陷量的 80%，完成主要湿陷。③中期平缓段，浸水 14d 至停水前，小部分中等孔隙和大量小孔隙产生破坏，土颗粒位置进行微调，缓慢湿陷。④停水后平缓段，停止浸水后，由于模型箱侧壁封闭，底部为渗透系数较小的压实黄土，土层未发生明显的自重排水固结，曲线保持平缓，最终趋于稳定。

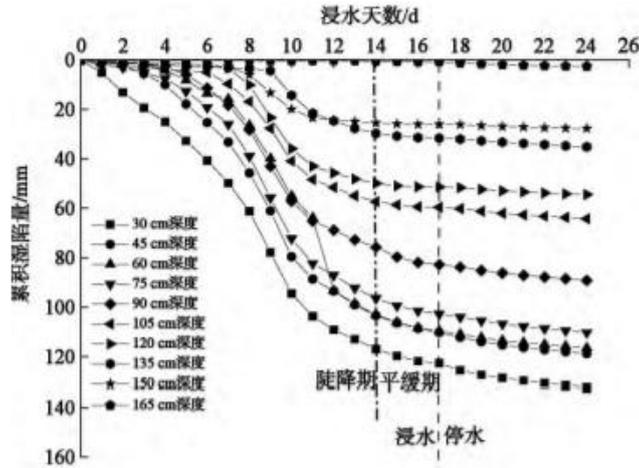


图3 土层累计湿陷量随时间关系曲线

与现场浸水试验相比，当自重湿陷性黄土层厚度较小(约 10m)时，土层累计湿陷量随时间关系曲线分为初期平缓段、浸水陡降段和中期平缓段，与模型试验结果一致。当自重湿陷性黄土层厚度较大时，土层累计湿陷量随时间关系曲线分为初期平缓段、浸水陡降段、中期平缓段、停水后的陡降段和后期平缓段，停水后，饱和土层产生较大的自重固结变形。

4 浸水状态下桩基荷载传递特征

4.1 浸水状态下桩顶有附加荷载时群桩试验

在浸水前，分级加载至承载力特征值 8kN 时，承台顶沉降为 2.01mm。此时，维持稳定荷载 8kN 开始浸水。桩顶沉降与浸水时间曲线见图 4，与土体累计湿陷量随时间变化规律一致，在浸水陡降段，桩顶沉降量近似线性增加，14d 累积沉降量占最终沉降量 70%。桩周土体变形稳定时，承台顶的附加沉降量为 74.82mm。

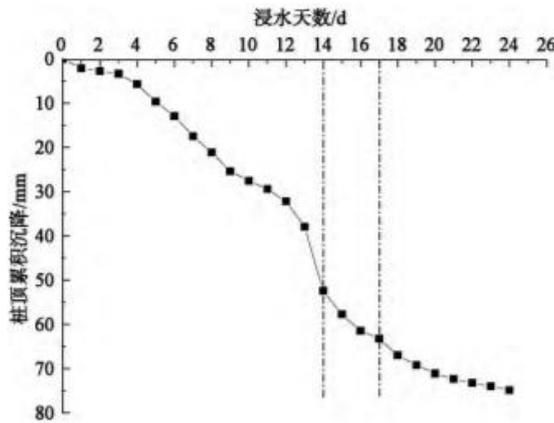


图4 桩顶沉降与浸水时间曲线

4.2 桩身轴力传递特征

浸水后基桩桩身轴力和桩侧摩阻力分布曲线见图 5，6，浸水 1d，上部土层浸湿约 33cm，桩顶正摩阻力开始向负摩阻力转化，在中性点处桩身轴力最大，中性点深度约为 30cm。随水分入渗深度增加，土层由上向下产生快速湿陷变形，负摩阻力自上而下发展，中性点深度下移。当桩周土体全部浸水饱和时，中性点深度为 90cm，中性点深度比为 $90/150=0.6$ ，负摩阻力最大值为 33kPa。在停水期间，负摩阻力继续缓慢向下发展，中性点深度最终为 105cm，中性点深度比为

105/150=0.7，负摩阻力最大值为 33.5kPa。

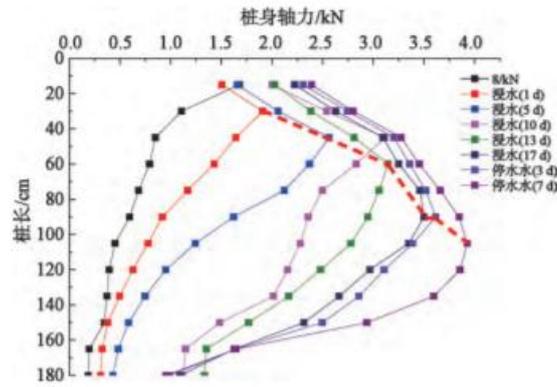


图 5 浸水后基桩桩身轴力传递曲线

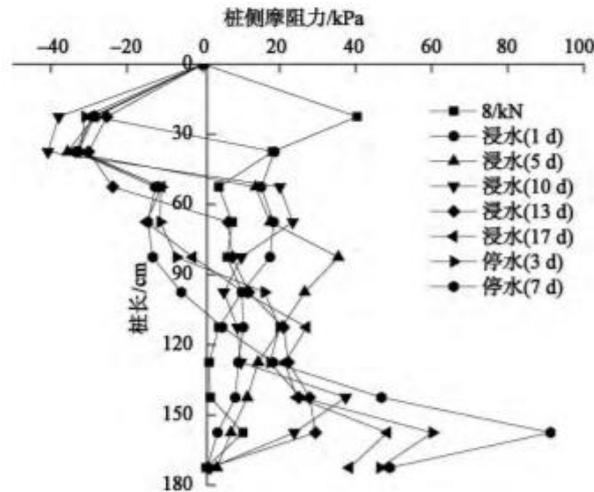


图 6 浸水后基桩桩侧摩阻力分布曲线

4.3 桩端阻力发挥特征

浸水后基桩端阻力与浸水时间曲线见图 7，从浸水开始至 13d 时，基桩桩端阻力近似线性增大，最大为 1.37kN，此时桩身最大轴力为 3.05kN，占竖向荷载的 45%。随桩端荷载的增大，桩顶位移显著增大，与图 4 所揭示的规律一致。停水稳定后，最终基桩桩端阻力为 1.0kN，桩顶位移缓慢增加，在下拉荷载作用下，群桩基础呈现刺入式破坏。

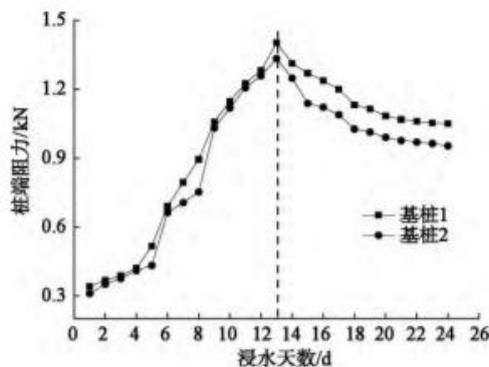


图 7 浸水后基桩端阻力与浸水时间曲线

4.4 中性点位置分析

进行中性点深度分析,土体全部浸水饱和后,基桩的中性点深度比为 0.6, 停水稳定后,中性点深度比最终为 0.7。《建筑桩基技术规范》给出的推荐值为 $(0.5\sim 0.6)\times 1.1=0.55\sim 0.66$,本次模型试验结果与桩基规范推荐值较为接近。由于中性点深度受地表沉降、桩顶荷载、桩径、土体湿陷性、浸水路径、桩侧摩阻力以及桩端持力层性质等因素的影响,所以各地试现场浸水试验所得中性点位置离散性较大,从 0.34 到 0.85。选取近年来国内具有代表性的湿陷性黄土地基桩基浸水试验结果进行分析:①由室内试验结果确定的湿陷性土层厚度与现场浸水试验实测值差异较大,而采用室内试验值确定湿陷性黄土层下限深度时,有 80% 以上的中性点深度比在 0.5~0.65 之间,即符合桩基规范推荐值。②浸水前桩顶是否承受工作荷载对中性点深度比影响较大,当桩顶承受一定竖向荷载时,有 80% 以上的中性点深度比在 0.5~0.65 之间,即符合桩基规范推荐值。实际工程中的桩基,都是在承受一定竖向荷载条件下的浸水。因此,在大厚度湿陷性黄土地层中,当湿陷性黄土层下限深度采用室内试验确定值,同时考虑桩顶承受工作荷载,浸水后负摩阻力的中性点深度比可参考桩基规范取值。

5 结论

(1)开始浸水后,桩周湿陷性土层的累积湿陷变形量随浸水时间的持续,可划分为初期平缓段、浸水陡降段、中期平缓段和停水后平缓段。由于模型箱侧壁封闭,底部压实黄土渗透系数较小,土层未发生较大的自重固结变形,与自重湿陷性黄土层厚度较小的现场浸水试验规律相一致。

(2)在桩顶保持恒载条件下浸水,随土层浸水深度的增大,湿陷变形快速发生,负摩阻力自上而下发展,中性点深度下移,浸水 17d 结束时,负摩阻力最大值为 33kPa,中性点深度比为 0.6。停止稳定后,负摩阻力最大值为 33.5kPa,中性点深度比为 0.7,试验结果与桩基规范推荐值较为接近。

(3)在浸水期间,桩端阻力随浸水时间先近似线性增大,后缓慢减小。桩端阻力最大时,占竖向总荷载 45%。最终在下拉荷载作用下,群桩基础产生较大的沉降。土层的湿陷与桩侧负摩阻力、群桩基础沉降的发生与发展呈现出同步趋势。

对称双斜桩桩基础竖向承载力模型试验研究

吕凡任 邵红才 金耀华

(扬州职业大学土木工程系)

工业建筑 2012年4月42卷第5期

1 引言

斜桩基础主要用于水平荷载较大的建(构)筑物的基础,如桥梁、港口码头、大型广场式建筑、输电线路等高耸建(构)筑物的基础。研究发现,桩顶自由时的“正斜”斜桩的水平承载力小于“负斜”斜桩,桩顶只能水平移动的“正斜”斜桩的水平承载力大于“负斜”斜桩;竖向荷载作用下斜桩单桩,其承载力不一定比直桩基础的小。工程中斜桩通常对称设置。一般认为斜桩承担水平荷载的原理是把水平荷载转化为轴向荷载和径向荷载,而桩的轴向承载能力远大于径向承载能力,所以采用斜桩基础可以充分发挥其轴向荷载的承载能力,这样设计出来承担水平荷载的桩是“正斜”斜桩。郑震基于此,把承担水平荷载的群桩基础设计成两个“正斜”斜桩和一个“负斜”斜桩的群桩基础,而承载力计算则采用结构力学的方法。通常认为斜桩群桩有利于承担倾斜荷载和交变荷载。原型试验及数值分析表明,水平荷载作用下斜桩群桩基础的承载力比直桩群桩基础大。斜桩群桩用于抗震,研究发现其水平承载力比直桩群桩基础大。对称布置的斜桩基础,大多用于承担水平荷载以及水平交替荷载,工程上用于承担水平荷载和交替荷载的斜桩基础通常都作用有竖向荷载,其竖向承载力具有怎样的特点是需要研究的。本课题通过模型试验对不同倾角双斜桩基础的竖向承载特点进行研究。

2 试验装置及方法简介

桩基模型试验装置包括装砂装置、筛砂装置、模型槽以及整个装置的支架等。首先把砂土装入装砂装置,提起到一定高度后倒入筛砂装置,筛砂装置周期性的振动,把砂土筛入模型槽,即砂雨法。模型槽中放入模型桩,模拟桩基础。模型桩采用铝合金管模拟,系长度为1m、外径为28mm、壁厚为1mm的铝合金管。双桩模型的桩顶承台采用一块钢板制作(图1)。作为承台的桩顶钢板两端的中间开出矩形槽,以便在槽中安装插销;该插销的一端插入桩头的矩形槽,另一端插入作为模型桩的铝合金管内,模型桩桩顶外用环形薄铁片箍紧、加固。桩顶作为承台的钢板两端的矩形槽上、下部各开两个孔。插销上部开1~5号共五个孔,中部开一个孔。插销上部的五个孔分别与桩顶钢板上的孔对正,用销钉连接。插销中部的一个孔同作为承台的钢板下部的一个孔对正,插入销钉,桩身可以绕该销钉转动。承台上部的钻孔依次对正插销上部的1~5号孔,插入销钉,分别对应桩身对竖向的倾角为 0° 、 5° 、 10° 、 15° 和 20° 。试验用砂土的颗粒级配曲线如图2所示。从图2可以看出,该砂土的不均匀系数为2.29,曲率系数为1.01,属于粉砂土。砂土的含水量为0.32%,黏聚力为0kPa,内摩擦角为 12° ,最大干密度为 1733.8kg/m^3 ,最小干密度为 1414.6kg/m^3 。试验中装入模型槽的砂土的平均密度为 1632.6kg/m^3 ,颗粒相对密度平均为2.66,孔隙比为0.635,相对密实度为0.708,处于密实状态。

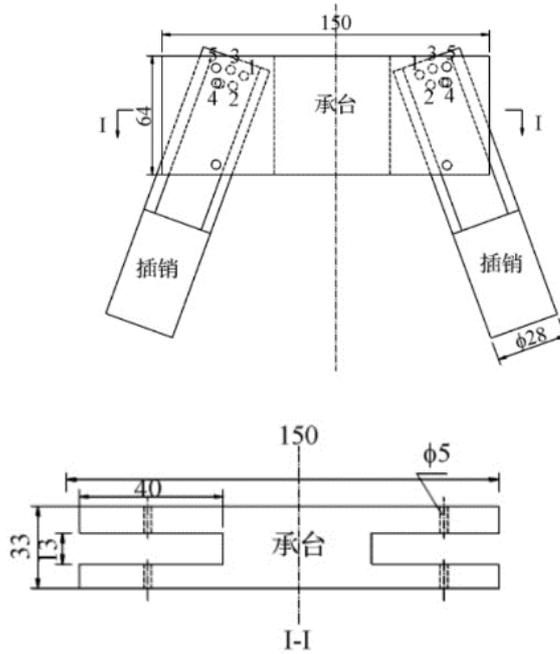


图1 对称双斜桩桩顶承台示意 mm

本模型试验装置竖向加载系统采用杠杆加载，操作简单方便。水平荷载采用定滑下施加砝码进行加载。桩顶位移采用百分表测量，测量变形可以精确到0.001mm，完全满足桩基模型试验的要求。竖向荷载可以直接从杠杆上施加砝码并根据杠杆原理计算得出桩顶荷载。

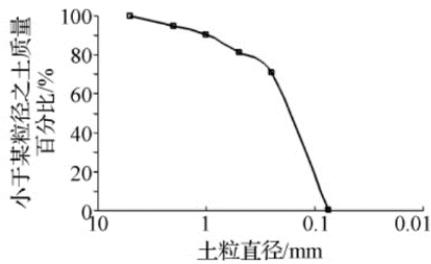


图2 砂土颗粒级配曲线

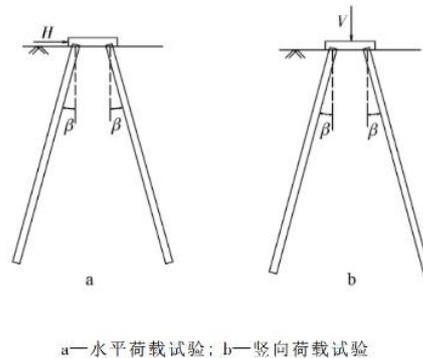


图3 对称双斜桩模型试验示意

试验首先做水平荷载试验(图3a)，先把斜桩倾角设置为 0° ，再装砂、预埋桩，桩顶与模型槽顶面平齐，接着装砂，至砂土与桩顶面相平时停止装砂，然后在桩顶施加水平荷载，用两个百分表在两侧分别测量桩顶水平位移，至该试验结束；把砂土卸除，再把斜桩倾角设置为 5° ，预埋桩，重复上次的工作，直至该次试验结束。如此循环，至水平荷载试验结束。接着把斜桩设置不同倾角，做竖向荷载试验(图3b)。把斜桩倾角分别设置为 0° 、 5° 、 10° 、 15° 、 20° 共5种不同倾角。分别做5个水平荷载和5个竖向荷载试验，合计为10个试验。每个试验，第一天上午11:00左右装砂完成，第二天上午8:30左右开始试验。

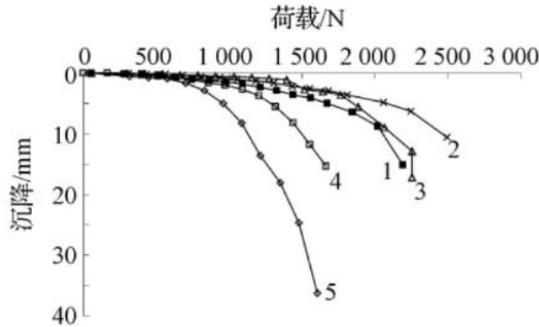
根据以往单桩试验结果，估计双桩的极限承载能力，按照15个加载级别设置加载，其中第一级加载级别为其他加载级别的2倍。每级加载后即读取位移，间隔10min读一次，至位移变化趋势降低时再读取一次，即施加下一级荷载。每级荷载持续时间至少为30min。试验发现，竖向荷载作用双斜桩基础桩顶变形至稳

定比水平荷载试验所需时间长一些。

下面分析竖向荷载作用对称双斜桩基础模型试验结果，水平荷载模型试验结果将另文介绍。

3 双斜桩基础竖向荷载作用模型试验

竖向荷载 V 作用下对称双斜桩模型试验(图3b)共做了5组，桩身对竖向的倾角 β 分别为 0° 、 5° 、 10° 、 15° 和 20° 。



1—直桩；2—斜桩， 5° ；3—斜桩， 10° ；4—斜桩， 15° ；5—斜桩， 20°

图4 对称双斜桩基础模型试验荷载—沉降曲线

该试验得到的荷载—沉降曲线如图4所示。从图4可以看出，随着双斜桩桩顶竖向荷载的增加，桩顶沉降逐渐增加。但是，当斜桩对竖向的倾角小于 10° 时，在同样的竖向荷载作用下，其桩顶的沉降比双直桩基础低。试验表明：对称双斜桩基础当斜桩倾角为 5° — 10° 时，双斜桩基础的竖向承载力比直桩基础的大。而当双斜桩对竖向的倾角超过 10° 时，包括 15° 和 20° 倾角，随着桩顶荷载的增加，桩顶沉降比其他双桩基础的更大，而且 20° 斜桩的沉降发展速率最快。这就表明，当对称双斜桩基础的倾角超过 10° 时，其竖向承载力逐渐降低。

为了分析双斜桩基础承载力之间的比例关系，以双直桩基础的荷载—沉降曲线为标准，把其他双桩的荷载—沉降曲线中的荷载除以相应的比例系数 k_v ，得到新的荷载—沉降曲线。这里的比例系数 k_v 按照下述方法确定：以双直桩荷载—沉降曲线的线性阶段的曲线为基准，把其他双桩的荷载—沉降曲线中的荷载除以这个系数 k_v ，使得新的荷载—沉降曲线与双直桩的荷载—沉降曲线弹性阶段的基本一致(图5)。从图5可以看出，桩身对竖向的倾角分别为 5° 、 10° 、 15° 和 20° 时，其竖向荷载的比例系数分别为1.3、1.27、0.85和0.6。即如果以线弹性阶段的沉降作为承载力控制标准，则对称双斜桩当斜桩对竖向的倾角从 5° 到 10° 、 15° 以及 20° 增加时，其竖向承载力是直桩基础的1.30倍、1.27倍、0.85倍和0.60倍。双斜桩对竖向的倾角小于 10° 时其竖向承载力比直桩基础大，大于 10° 时其竖向承载力比直桩基础小，在倾角为 5° ~ 10° 时其竖向承载力最大。以双斜桩对竖向的倾角 β 为横坐标，以竖向荷载系数 k_v 为纵坐标，得到图6。从图6可以看出，当双斜桩倾角在 5° ~ 10° 内变化时，其竖向承载力系数大于1，超过 10° 以后，该系数小于1。表明，对称双斜桩基础在桩身对竖向倾角为 5° ~ 10° 内时，其竖向承载力较大。

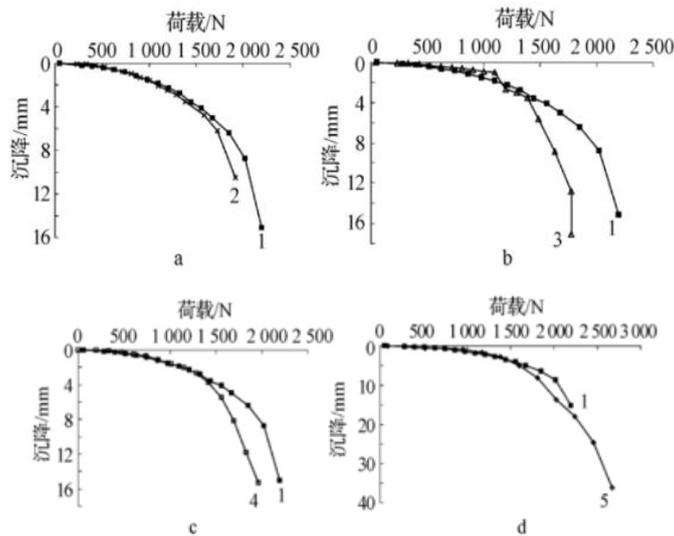


图 5 对称双斜桩基础模型试验荷载—沉降曲线

4 结论

对称双斜桩基础是斜桩基础用于工程实际的基本形式。本课题组通过对称双斜桩基础分别在竖向荷载和水平荷载作用下的模型试验，桩身对竖向的倾角从 0° 到 5° 再增加到 10° 、 15° 和 20° ，分析了其竖向承载力和水平承载力特点，采用比例系数的方法分析了双斜桩基础承载力与双直桩基础承载力之间的比例关系，得到以下一些主要结论：

1) 对称双斜桩基础随着桩身对竖向倾角从 0° 增加到 10° ，其竖向承载力逐渐增加，当对称双斜桩倾角超过 10° 以后，其竖向承载力逐渐降低。对称双斜桩基础随着桩身倾角从 0° 增加到 5° 、 10° 、 15° 和 20° ，其竖向承载力的比例关系为 $1 : 1.3 : 1.27 : 0.85 : 0.6$ 。

2) 分析对称双斜桩基础的竖向承载能力，发现：当对称双斜桩桩身对竖向的倾角在 $5^\circ \sim 10^\circ$ 内变化时，其竖向承载力较大，同其他倾角对称双斜桩基础相比较，该倾角范围是最优的。

5、抗浮锚杆基础

扩体锚杆承载特性的模型试验研究

刘剑平^{1, 2}, 张慧乐^{3, 4}, 王述红², 张慧东^{3, 4}, 赵琰飞^{3, 4}

(1. 东煤沈阳建筑基础工程公司; 2. 东北大学资源与土木工程学院; 3. 中国京冶工程技术
有限公司; 4. 中冶建筑研究总院有限公司)

地下空间与工程学报 2013年8月第9卷第4期

1 引言

扩体型锚杆主要有两种形式,一种是仅在锚固段底部扩成一个大的扩体,称为底端扩体型锚杆;另一种是在锚固段上扩成多个扩体,称为多段扩体型锚杆,本次试验主要研究底端扩体型锚杆。刘钟等、李宪奎、曹兴明等、何庆林等分别申请了扩体锚杆施工方法和相应设备的专利;陆观宏等介绍了一种适用于第四系土层和单轴抗压强度小于3.0MPa岩层的新型锚杆扩孔技术,金铭等对软土地基(天津)扩孔锚固技术进行了研究,夏柏如等对一种压张式扩孔锚杆钻具进行了现场试验,胡建林等在研制锚杆机械扩孔器的基础上,进行了工艺试验和抗拔试验研究。张慧乐等利用HC-10T-S锚杆拉拔仪进行了扩体锚杆室内模型试验。本文利用自制的自动化锚杆载荷仪,系统地对比竖向埋设于土中的拉力型与压力型扩体锚杆进行了室内模型试验研究,以期对此类扩体锚杆的承载特性进行深入研究。

2 扩体锚杆模型试验

2.1 试验设计

为了研究锚杆扩体段直径和长度的变化对荷载-变形特性的影响,方案共设计了10组,每组包括2根几何尺寸一致的拉力型锚杆与压力型扩体锚杆,具体设计参数如表1所示,其中模型锚杆的自由段统一取400mm。

2.2 模型试验地基制备

模型试验用土采用石家庄产石英干砂,其物理力学性能指标见表2,筛分试验结果见图1。筛分试验表明,试验用石英干砂的不均匀系数小于5,属匀粒中砂。模型试验利用分层砂雨法模拟天然砂土层,其密度与落砂高度密切相关,从图2可以看出,落砂高度在0.2~0.8m之间时,砂土层的密度随落砂高度增加而增大;当落砂高度超过0.8m后,砂土层的密度趋于稳定。模拟地基采用砂雨法试验装置制备,如图3所示,模拟地基上覆土层厚度0.4m。

2.3 扩体锚杆试验

模型制作模型锚杆采用预制,自由段为8钢螺杆,扩体锚固段由圆柱形铝棒与钢螺杆组装而成,如图4所示。为使模型锚杆受力后,荷载传递特征与实际扩体锚杆近似,首先用光滑胶皮管套住自由段钢螺杆,使其能在胶皮管内自由滑动;然后在铝棒中心钻孔,将锚固段部分的钢螺杆穿过此孔;最后,对于拉力型扩体锚杆,利用环氧树脂将位于孔内的钢螺杆与中心孔壁粘接,对于压力型扩体锚杆,在铝棒端部用螺栓固定钢螺杆。为模拟扩体锚固段与砂层的摩擦力,在扩体段外表面粘贴石英砂。

表1 扩体单锚模型试验方案

编码	扩体段长度 L (mm)	扩体段直径 D (mm)	扩体锚杆类型
1	100	24	拉力型/压力型
2	100	40	拉力型/压力型
3	100	56	拉力型/压力型
4	175	24	拉力型/压力型
5	175	40	拉力型/压力型
6	175	56	拉力型/压力型
7	250	24	拉力型/压力型
8	250	40	拉力型/压力型
9	250	56	拉力型/压力型
10	100	8	拉力型/压力型

表2 砂样物理力学指标

密度 (g/cm^3)	含水量 (%)	粘聚力 c (kN/m^2)	内摩擦角 φ ($^\circ$)	泊松比 μ	不均匀系数 C_u
1.49	0.0	0.0	40	0.26	1.9

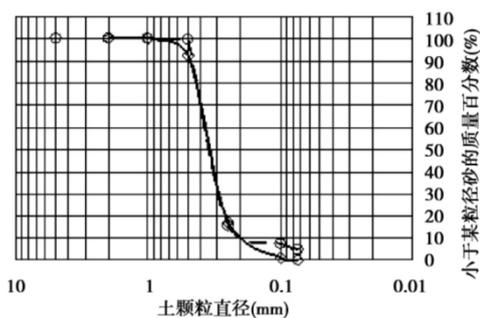


图1 颗粒大小分布曲线

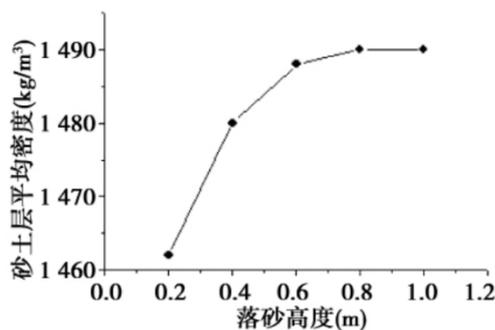


图2 落砂高度与砂层密度关系曲线



图3 砂雨法试验装置

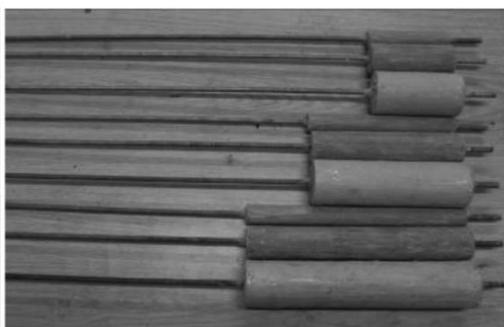


图4 扩体锚杆模型

试验将模型锚杆预埋在砂箱底部，以固定的砂雨落高(0.80m)制备每级砂层(每级砂层厚0.05m)，每次落砂厚度大于0.05m，然后用长直尺刮平，确保每级砂层厚度为0.05m;如此反复直至设计厚度。

2.4 加载系统

加载采用自行研制的自动化锚杆载荷仪，主要由电机、锚具、涡轮蜗杆装置、

电子控制系统等组成,通过电机的带动,利用蜗杆向上拔模型锚杆,可以实现以下功能:(1)可根据试验需要调整模型锚杆的上拔速度;(2)达到预期荷载后,可通过调整速度调控器使压力稳定;(3)能够完成模型试验的加载与卸载。

2.5 测量系统

荷载与变形的量测采用HCYL-60锚杆综合参数测定仪,可通过智能组态器自动存储试验数据;另外还可以根据试验需要,调节自动存储时间间隔。

2.6 试验步骤

扩体锚杆拉拔模型试验操作分为五个步骤:(1)模拟地基制备:采用分层砂雨法制备地基至设计高度,然后在砂层表面码放配重砝码;(2)反力架安装:用天车将反力架吊至试验位置,进行组装;(3)加载系统组装:将自动化锚杆载荷仪固定在反力架上,利用锚具固定锚杆自由段;(4)量测仪器架设:将力传感器安装在载荷仪顶部,位移传感器架设在反力架上,并利用水平尺调平;(5)试验加载:启动载荷仪,并记录拉拔力与拔出量试验过程数据。试验以平均0.12mm/s的变形速率匀速加载,扩体锚杆模型试验照片如图5所示。

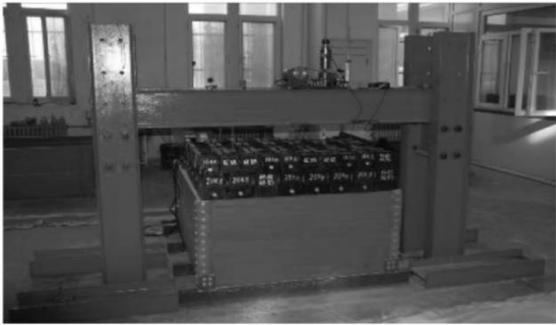


图5 模型试验照片



图6 典型隆起照片

3 试验结果

3.1 试验过程

观测试验以均匀变形速率加载,观测试验过程中荷载变化,可分为三个阶段:(1)线性增强阶段:在很小变形的情况下,荷载呈线性发展,急速增长;(2)强化阶段:随变形增大,荷载持续稳步增长;(3)稳定阶段:随变形不断增大,荷载趋于稳定,甚至出现减小趋势。由于模拟地基被配重砝码覆盖,其在锚杆受荷过程中的变形不能看到;极限荷载后,移除砝码发现土层表面存在一个圆形隆起,隆起面积的大小随扩体锚杆锚固段直径与长度的变化而变化,典型隆起如图6所示。

3.2 试验曲线

模型试验重点研究扩体段直径和长度变化对拉力型、压力型扩体锚杆承载特性的影响,选择具有代表性的 $Q-s$ 滞回曲线,以及 $Q-s_e$ 和 $Q-s_p$ 曲线对比图进行分析,详见图7-图12。

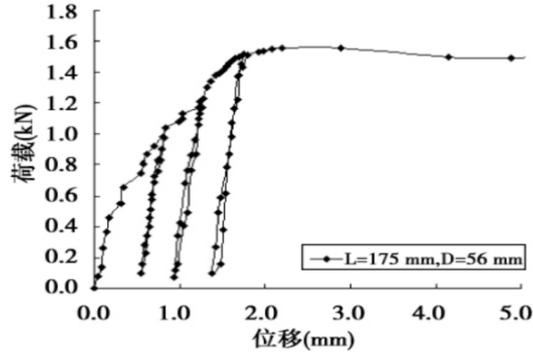


图7 拉力型扩体锚杆Q-s滞回曲线

表3 隆起区域直径统计

扩体段长度 (mm)	扩体段直径 (mm)	隆起区域直径 (mm)	
		拉力型	压力型
100	24	110	100
100	40	300	290
100	56	400	380
175	24	150	170
175	40	350	360
175	56	390	420
250	24	250	290
250	40	320	370
250	56	500	510

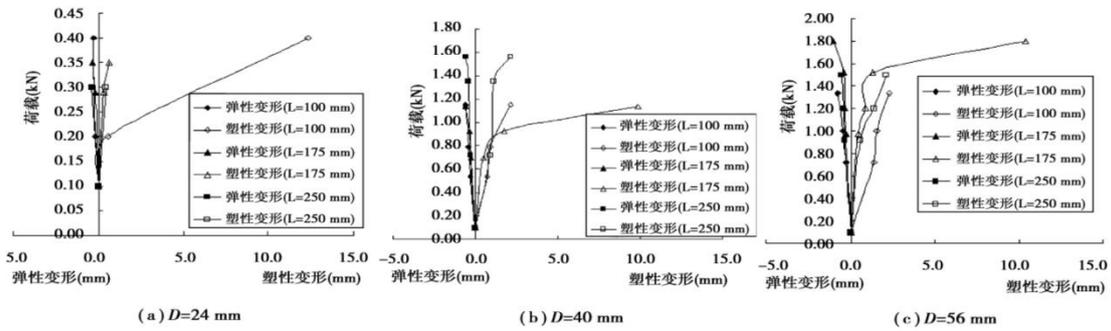


图8 不同扩体段长度时拉力型锚杆Q-s_e和Q-s_p对比曲线

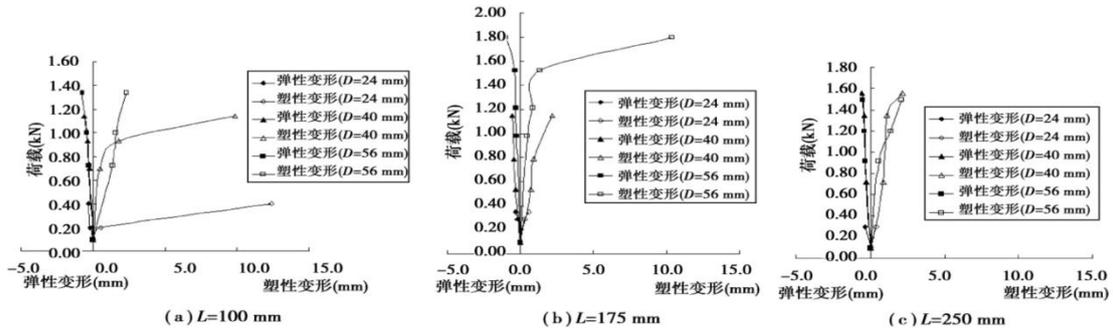


图9 不同扩体段直径时拉力型锚杆Q-s_e和Q-s_p对比曲线

3.3 数据整理

极限荷载后，移去模拟地基上部砝码，不同扩体段长度与直径时，模型锚杆

隆起圆形区域的直径统计见表3。

结合实测数据，模型扩体锚杆的极限荷载取 $Q-s$ 滞回曲线内的荷载最大值，并将极限承载力与相对应的位移汇总于表4。以扩体段长度100mm、直径24mm的模型锚杆为基准，对比扩体段长度相同、直径增大，以及扩体段直径相同、长度增大，分别对极限荷载、单位扩体段横截面积荷载、单位扩体段长度荷载和单位扩体段长度侧周面积荷载的贡献率，并将计算荷载提高比汇总于表5。

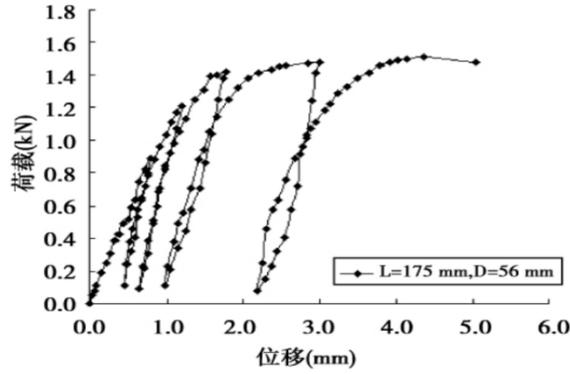


图10 压力型扩体锚杆 $Q-s$ 滞回曲线

表4 极限荷载与对应位移

扩体段长度 L (mm)	扩体段直径 D (mm)	拉力型扩体锚杆		压力型扩体锚杆	
		极限荷 载(kN)	对应 位移(mm)	极限荷 载(kN)	对应 位移(mm)
100	24	0.34	2.73	0.29	2.22
100	40	1.04	3.27	1.01	3.06
100	56	1.35	3.47	1.12	3.21
175	24	0.39	2.47	0.46	2.05
175	40	1.18	3.61	1.2	3.45
175	56	1.56	2.89	1.48	3.01
250	24	0.48	2.49	0.51	2.89
250	40	1.50	2.83	1.55	3.36
250	56	1.72	3.25	1.69	2.37
100	8	0.20	3.18	0.25	2.98

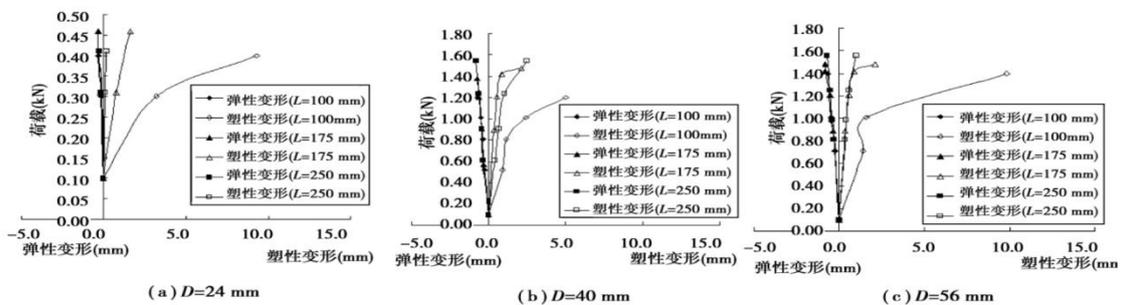


图11 不同扩体段长度时压力型锚杆 $Q-s_e$ 和 $Q-s_p$ 对比曲线

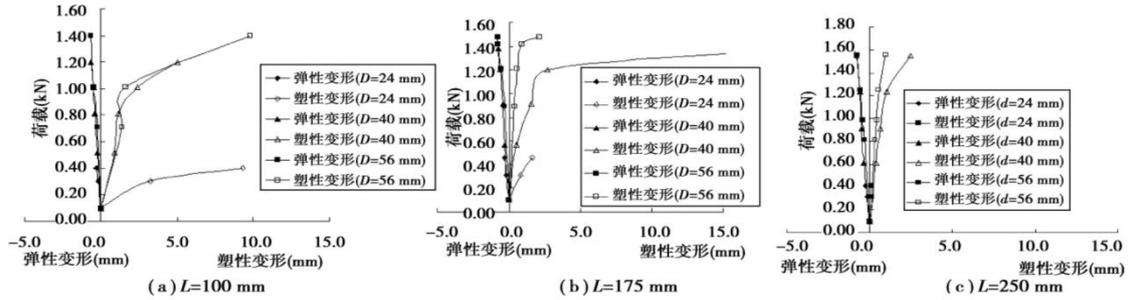


图12 不同扩体段直径时压力型锚杆Q-se和Q-sp对比曲线

4 试验分析

4.1 破坏模式分析

结合模型试验观测到的现象以及图6，可以发现扩体锚杆极限荷载时存在一个破坏锥体。文献指出，拉力型锚杆与压力型锚杆受荷后存在一个影响圆锥，如图13所示，影响圆锥的直径 D_f 可由下式计算：

$$D_f = D + 2h \tan \beta \tag{2}$$

$$\beta = 2/3\varphi \tag{3}$$

式中： D 为扩体段直径； φ 为石英砂内摩擦角； h 为上覆土层厚度。

结合表3，以扩体段长度250mm、直径变化的拉力型锚杆与压力型锚杆为例，压力型锚杆的影响圆锥直径均大于拉力型锚杆的影响圆锥直径，验证了文献理论的正确性。以扩体段直径40mm、长度变化的压力型锚杆为例，影响圆锥直径逐渐增大，但增大趋势缓慢，说明扩体段长度对影响圆锥直径影响较小。以扩体段长度100mm、直径变化的拉力型锚杆为例，影响圆锥理论上的直径 D_f 分别为：250mm、266mm、282mm，与模型试验结果相比，差值分别为140mm、-34mm、-118mm，说明影响圆锥体直径受扩体段直径影响较大。

由于本次模型试验上覆土层较薄，破坏模式受土层厚度的影响需进一步研究；另外，土层内部变化不可视，破坏锥体的形状也需要深入的研究。

4.2 尺寸效应研究

对于拉力型与压力型扩体锚杆，当扩体段长度相同时，锚杆极限荷载随扩体段直径增大而增大，如图14所示；当扩体段直径相同时，极限荷载随扩体段长度增加而增加，如图15所示。结合表5、图14、图15，发现扩体段直径对极限承载力影响较大，扩体段长度影响相对较小。随着扩体段直径的增大，极限荷载增大幅度逐渐减缓。对于模型锚杆扩体段单位横截面积荷载，在扩体段长度保持一致时，随扩体段直径的增大，荷载提高比由正变负；对于模型锚杆扩体段单位长度荷载以及单位侧周面积荷载，在扩体段直径保持一致时，随扩体段长度的增加，荷载提高比均为负值，但变化幅度不大。这说明存在一个比较经济、合理的扩体段直径，对模型试验，扩体直径40mm较为适宜；对实际工程来说，进行扩体锚杆的扩体段长度与直径的优化设计，将有助于提高扩体锚杆的经济与技术优势。

4.3 承载能力探讨

从试验实测曲线可以看出：(1)拉力型与压力型扩体锚杆的荷载-变形曲线近似呈抛物线形，基本可以分为三段，与试验过程观测到的结果一致；在加载初始阶段， $Q-s$ 曲线呈直线增长。(2)拉力型与压力型扩体锚杆 $Q-se$ 和 $Q-sp$ 对比曲线，相同扩体段直径不同扩体段长度，以及相同扩体段长度不同扩体段直径情况下，两类扩体锚杆的弹性变形对比曲线十分相似，塑性变形对比曲线也基本一致，说

明试验用自制自动化锚杆载荷仪的研制是成功的。(3)从Q-s曲线上可以得到模型锚杆的极限承载力及其对应的总变形。从Q-se和Q-sp对比曲线可以清晰地判别模型锚杆的破坏,在塑形变形约2mm时扩体锚杆达到极限承载力。由表4可知,与普通锚杆相比,扩体锚杆极限承载力提高明显。结合公式(1),计算砂类土中拉力型扩体锚杆扩大头承载力系数 β_c ,同样采用公式(1)计算砂类土中压力型扩体锚杆扩大头承载力系数 β_c ,并分析其与h/D的关系,统计见表6。

表5 荷载提高比

项目		扩体段直径	扩体段直径
		40 mm 提高比 (%)	56 mm 提高比 (%)
极限荷载	L 相同	202.56 ~ 212.50	258.33 ~ 300.00
	D 相同	13.46 ~ 15.56	27.41 ~ 44.23
拉力型扩体锚杆	单位横截 L 相同	8.92 ~ 12.50	-34.18 ~ -26.53
	面积荷载 D 相同	13.46 ~ 15.56	27.41 ~ 44.23
	单位扩体 L 相同	202.56 ~ 212.50	258.33 ~ 300.00
	长度荷载 D 相同	-35.16 ~ -33.97	-49.04 ~ -42.31
	单位侧周 L 相同	81.54 ~ 87.50	53.57 ~ 71.43
	面积荷载 D 相同	-35.16 ~ -33.97	-49.04 ~ -42.31
极限荷载	L 相同	160.87 ~ 248.28	221.74 ~ 286.21
	D 相同	18.81 ~ 58.62	50.89 ~ 75.86
压力型扩体锚杆	单位横截 L 相同	-6.09 ~ 25.38	-40.91 ~ -29.06
	面积荷载 D 相同	18.81 ~ 58.62	50.89 ~ 75.86
	单位扩体 L 相同	160.87 ~ 248.28	221.74 ~ 286.21
	长度荷载 D 相同	-32.11 ~ -9.06	-39.64 ~ -29.66
	单位侧周 L 相同	56.52 ~ 100.97	37.89 ~ 65.52
	面积荷载 D 相同	-32.11 ~ -9.06	-39.64 ~ -29.66

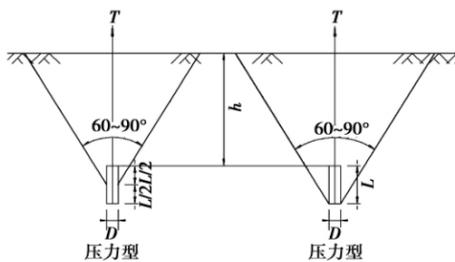


图13 影响圆锥概念图

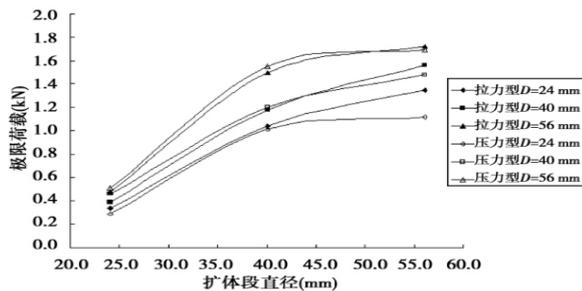


图14 扩体段直径增大对应极限荷载变化

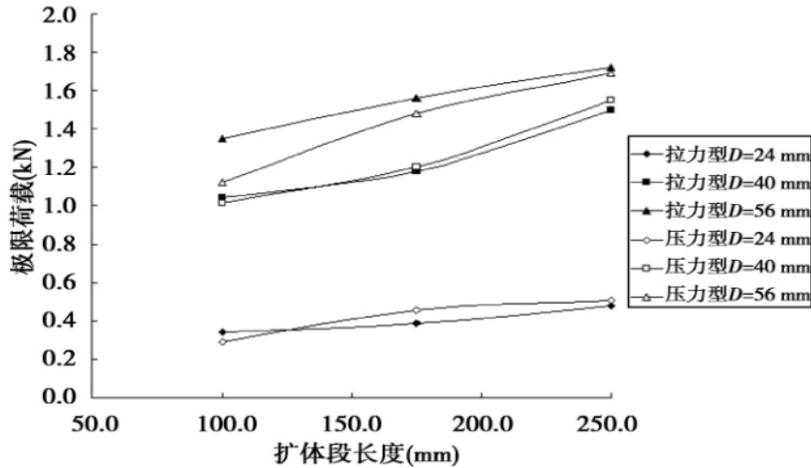


图15 扩体段长度增加对应极限荷载变化

表6 扩体锚杆扩大头承载力系数统计

扩体段长度 <i>L</i> (mm)	扩体段直径 <i>D</i> (mm)	<i>h</i> / <i>D</i>	拉力型	压力型
100	24	16.7	91.8	58.1
100	40	10.0	116.8	105.5
100	56	7.1	74.4	53.4
175	24	16.7	75.1	81.8
175	40	10.0	115.4	105.7
175	56	7.1	74.4	60.1
250	24	16.7	75.1	55.5
250	40	10.0	139.1	128.2
250	56	7.1	70.9	56.4

5 结论

利用自制的自动化锚杆载荷仪，通过模型试验研究，得到以下结论：

(1) 模型锚杆破坏时存在一个破坏锥体，破坏锥体直径的大小受扩体段长度的影响较小，受扩体短直径的影响较大。

(2) 拉力型和压力型扩体锚杆与普通锚杆相比，极限承载力提高显著；扩体段直径的增大对极限承载力提高影响明显，扩体段长度增大对极限承载力提高影响相对较小；随扩体段直径的增加，极限承载力的提高幅度逐渐减缓，单位横截面积荷载提高比由正变负；随扩体段长度的增加，单位长度荷载以及单位侧周面积荷载提高比均为负值。

3) 荷载-变形曲线基本呈抛物线形，可分为三个阶段：线性增强阶段、强化阶段以及衰退阶段；从 $Q-s_0$ 和 $Q-s_p$ 对比曲线可以清晰地判定模型锚杆的破坏；砂类土中拉力型与压力型扩体锚杆的扩大头承载力系数 β_c 是不断变化的，明显区别于粘性土。

(4) 压力型扩体锚杆较拉力型扩体锚杆能更迅速的提供约束荷载，且相同条

件下承载能力更大。

(5)工程实际中,对扩体锚杆扩体段直径、长度以及上覆土层的厚度进行优化设计,有助于提高扩体锚杆的技术优势和经济效益;扩体锚杆类型的选用上,需在综合分析技术、经济等基础上合理选择。对于扩体锚杆不同埋深条件下的破坏模式以及扩体锚杆尺寸效应等方面还有待进一步的深入研究。

砂土中扩体锚杆承载特性模型试验研究

郭钢¹, 刘钟^{1,2}, 邓益兵³, 杨松^{1,2}, 马利军^{1,2}

(1. 中冶建筑研究总院有限公司; 2. 中国京冶工程技术有限公司; 3. 上海海事大学 海洋环境与工程学院;)

岩土力学 2012 年 12 月第 33 卷第 12 期

1 引言

扩体锚固技术也以其承载力高、成本低、经济环保、安全高效等优点日益受到工程界的关注。在我国,中国京冶工程技术有限公司率先研发了具有多重防腐功能的承压型囊式土层扩体锚杆(简称CJY-KT锚杆),取得了多项国家发明专利,并且投入了工程应用,如图1所示。然而对这一新兴扩体锚固技术,尚存在以下问题:扩体锚杆的锚固机制尚未得到清楚的认识;其承载变形特性还需要进一步深入研究;国内外学者和规程、标准曾提出多种极限承载力计算方法,但计算结果差别很大,并且缺乏必要的对比试验分析。随着高承载力锚杆需求的增加,扩体锚杆的工程应用量越来越大。对于扩体锚杆的承载变形特性分析及其极限承载力计算方法的探讨就显得越来越重要。为了深入研究扩体锚杆的极限承载力问题,首先要分析扩体锚杆拉拔试验的荷载-位移曲线规律,并了解不同形式扩体锚杆在不同埋深条件下的承载特性。为此,本文进行了系列室内模型试验,对扩体锚杆承载特性进行探讨。



图1 多重防腐囊式扩体锚杆(CJY-KT锚杆)

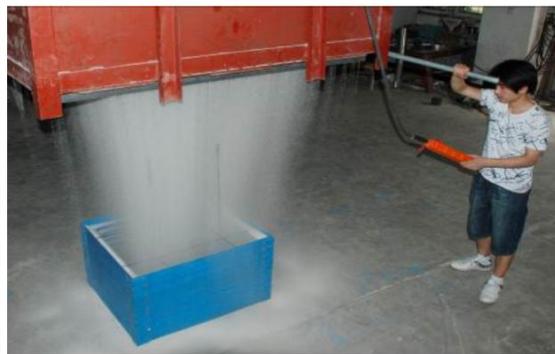


图2 分层砂雨法制备模拟地基

2 室内模型试验

2.1 模型试验设备与仪器

为了避免模型试验产生边界效应,扩体锚杆模型试验采用 0.8m(长)×0.7m(宽)×1.2m(高)的分层组装式试验砂箱。试验砂箱由 24 层均为 50mm×5mm 的等边角钢制成的 0.8m(长)×0.7m(宽)的矩形框组成。通过分层砂箱框的组装,可以控制扩体锚杆的不同埋置深度。试验采用干石英中砂,模拟地基应用分层砂雨法制备(见图 2),试验落砂高度为 1.0m,每层落砂厚度大于 5cm,落砂后用铝合金方管沿砂箱边框将箱内砂土刮平。试验制备的模拟地基的物理力学指标见表 1。模型试验考虑几何相似,相似比采用 1:10。扩体锚杆的扩体锚固段模型尺寸如表 2 所示。锚杆扩体锚固段模型采用钢制圆柱体(如图 3 所示)。为了增加锚杆扩体锚固段与周围砂土的摩阻力,将圆柱形扩体锚固段周围制成浅螺纹状,此外还制作了直径为 6、8、12mm 直螺杆模拟普通拉力型锚杆。

表 1 模拟地基的物理力学参数表

密度 /(g/cm ³)	含水率 /%	干密度 /(g/cm ³)	土粒相对密度	最大干密度 /(g/cm ³)	最小干密度 /(g/cm ³)	相对密实度	黏聚力 /(kN/m ²)	内摩擦角 /(°)	泊松比 ν	不均匀系数
1.49	0.0	1.49	2.67	1.60	1.30	0.673	0.0	40.0	0.26	1.9

试验采用自行研制的手摇式锚杆加载试验台车，试验台车主要由行走装置、手摇加载轮、加载对中装置以及配重等部分组成（见图 4）。手摇式锚杆加载试验台车具有以下特点：（1）能够持续均匀地对模型锚杆进行加载；（2）试验加载时间及持荷时间可以人为控制；（3）每级加载完成后能够锁定，从而实现稳定持荷；（4）能够对加载滑轮位置微调，实现竖直对中；（5）模型锚杆拉拔破坏后能够继续对模型施加位移，从而描绘出可能发生的荷载-位移曲线的下降阶段。试验测量装置采用量程为 500kg 的锚杆测力计以及精度为 0.01mm 的电子位移计。

表 2 扩体锚固段模型尺寸表

扩体锚固段类型	扩体锚固段长度	扩体锚固段直径
	/ mm	/ mm
1	100	100
2	100	80
3	100	60
4	100	40
5	100	20
6	150	60
7	200	60



图 3 扩体锚杆模型



图 4 扩体锚杆模型试验系统

2.2 试验方案

与实施为了研究扩体锚杆尺寸及埋深对其承载变形特性的影响，并与普通拉力型锚杆承载变形特性进行对比，设计了以锚杆埋深 H （扩体锚杆的扩体锚固段上表面到砂土层表面的长度，普通锚杆为锚杆埋入砂土的总长度）、扩体锚固段直径 D 、扩体锚固段长度 L 以及普通拉力型锚杆直径 d 为控制指标的 25 组模型试验，模型试验现场见图 5，试验方案见表 3。

表3 扩体锚杆与普通拉力型

序号	扩体锚固 段长度 L / mm	扩体锚固 段直径 D / mm	锚杆 埋深 H / mm	扩体锚杆 深径比 H/D	锚杆体积 V / 10^3 mm^3
1	100	100	1 050	10.5	838
2	100	80	1 050	13.1	556
3	100	60	1 050	17.5	336
4	100	40	1 050	26.3	181
5	100	20	1 050	52.5	85
6	100	100	950	9.5	833
7	100	80	950	11.9	551
8	100	60	950	15.8	331
9	100	40	950	23.8	176
10	100	20	950	47.5	80
11	100	100	850	8.5	828
12	100	80	850	10.6	546
13	100	60	850	14.2	326
14	100	40	850	21.3	171
15	100	20	850	42.5	75
16	100	60	650	10.8	316
17	100	40	550	13.8	156
18	100	60	500	8.3	308
19	100	40	450	11.3	151
20	100	80	650	8.1	536
21	150	60	850	14.2	467
22	200	60	850	14.2	608
23		12	1 050		119
24		8	1 050		53
25		6	1 050		30

表4 锚杆模型试验极限承载力

序号	深径比 H/D	极限 承载力 Q_u / N	对应 位移 S_u / mm	锚杆 体积 V / 10^3 mm^3	承载比 Q_u / V / (10^{-3} N/mm^3)
1	10.5	2 830	28.6	838	3.377
2	13.1	2 390	28.3	556	4.299
3	17.5	1 550	27.7	336	4.613
4	26.3	990	28.1	181	5.470
5	52.5	363	29.2	85	4.270
6	9.5	2 460	27.2	833	2.953
7	11.9	1 860	27.5	551	3.376
8	15.8	1 340	26.8	331	4.048
9	23.8	820	27.7	176	4.659
10	47.5	283	26.2	80	3.538
11	8.5	2 390	26.4	828	2.886
12	10.6	1 650	24.3	546	3.022
13	14.2	1 160	27.8	326	3.558
14	21.3	700	28.2	171	4.094
15	42.5	280	27.5	75	3.733
16	10.8	1 030	26.5	316	3.228
17	13.8	490	27.8	156	3.077
18	8.3	625	27.3	308	2.045
19	11.3	340	27.4	151	2.219
20	8.1	1 270	28.1	536	2.369
21	14.2	1 300	27.6	467	2.784
22	14.2	1 400	27.0	608	2.303
23		14	2.8	119	0.116
24		10	2.1	53	0.194
25		7	1.9	30	0.217

模型试验步骤：（1）将模型锚杆竖立于砂箱底座定位块之上，并用分层砂雨法制备模型地基。（2）安放电子位移计托架，并将加载台车移动至指定位置，将加载钢丝绳、拉力计和锚杆杆体连接好，利用加载对中装置将整个竖向拉拔系统调至竖直，并在台车后部安放配重。（3）将电子位移计安装于托架上，并使其测针与固定于锚杆自由段的水平金属板上表面接触。（4）试验开始采用人工缓慢加载，每级荷载持荷3min，并通过拉力计与位移传感器对每级荷载读取荷载值Q与位移值S。（5）进行试验数据处理。

3 试验结果及分析

3.1 扩体锚杆荷载-位移曲线特征

通过归纳22组扩体锚杆Q-S/D拉拔曲线可以发现，不同几何尺寸的扩体锚杆在不同埋深条件下所得到的荷载-位移曲线，可以根据扩体锚杆深径比的大小分为2种基本形式（如图6、7所示），在本文试验条件下， $H/D \geq 9.5$ 的扩体锚杆表现出深埋特性，定义为深埋扩体锚杆， $H/D \leq 8.5$ 的扩体锚杆表现出浅埋特性，定义为浅埋扩体锚杆。从图6、7可见，这2种扩体锚杆的Q-S/D曲线特性具有显著的差异性。图中图例为扩体锚固段直径-长度-埋深（深径比），扩体锚固段直径、长度以及埋深单位均为mm。



图5 扩体锚杆模型试验照片

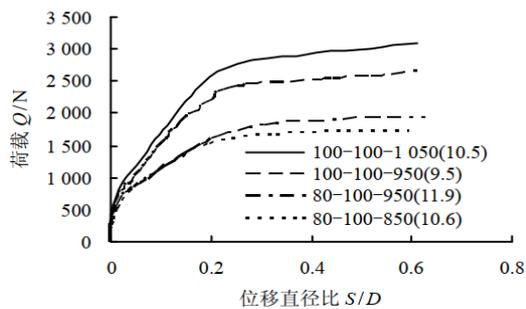


图6 部分深埋扩体锚杆试验Q-S/D曲线

根据图6可知，深埋扩体锚杆试验曲线从直观上可以分为以下3个阶段：第1阶段为加载初期的直线段，其位移直径比值小于0.03。在此阶段内，扩体锚杆的扩体锚固段及非扩体锚固段均提供承载，其变形主要表现为扩体锚杆的非扩体锚固段的伸长，而变形速率最慢并且呈现弹性变形特征。第2阶段出现在曲线的第1个拐点之后，为荷载-位移直线段，在此阶段内非扩体锚固段与其周围土体已出现界面剪切破坏，非扩体锚固段承载能力大幅降低，主要由扩体锚固段提供承载力，锚-土系统变形速率增加，线段前期锚固土体的变形仍可视为弹性变形，这一阶段末期锚固土体开始进入塑性阶段。第3阶段出现在曲线的第2个拐点之后，近似呈现为直线段，锚-土系统变形速率进一步加快，这时扩体锚固段周围土体塑性区不断扩大，在荷载增加很小的情况下变形量急剧增长，这表明锚周土体已经发生局部剪切破坏。值得指出的是，在第3阶段，深埋扩体锚杆的Q-S/D曲线仍呈小幅单调上升趋势，即深埋扩体锚杆在较大的位移条件下仍然会有较小的承载力提升。其原因在于，经过扩体锚固段上端土体的压缩，扩体锚固段的端承力会随着压力泡的逐渐扩大而增加。

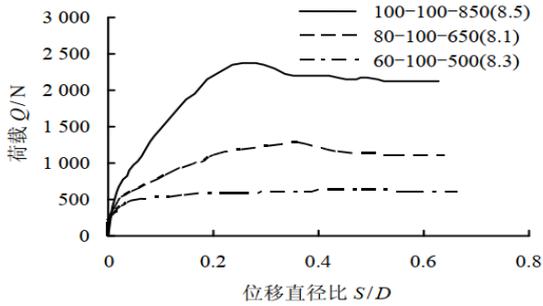


图7 浅埋扩体锚杆试验Q-S/D曲线

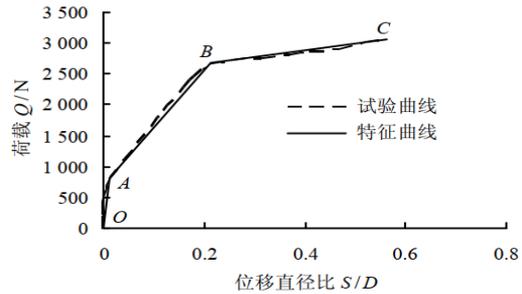


图8 深埋扩体锚杆试验的Q-S/D特征曲线

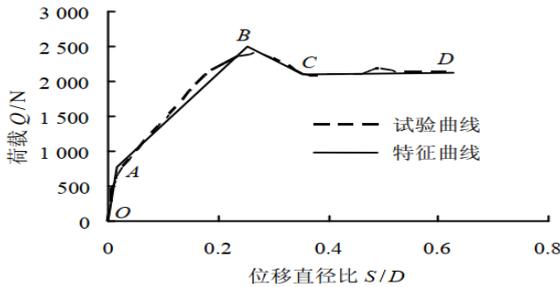


图9 浅埋扩体锚杆试验Q-S/D特征曲线

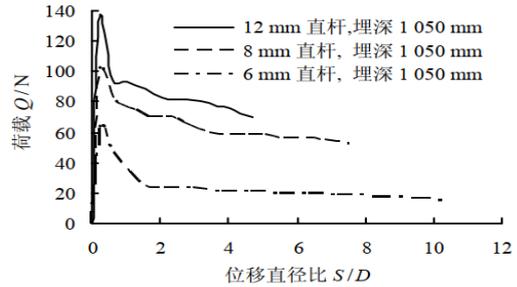


图10 埋深1050mm普通拉力型锚杆试验曲线

根据图7，浅埋扩体锚杆试验曲线可以分为以下4个阶段：浅埋扩体锚杆试验曲线的最初阶段与深埋扩体锚杆相似，分别经历了弹性变形阶段、非扩体锚固段界面剪切破坏，并使锚周土体进入塑性阶段2个阶段。在曲线的第2个拐点之后，随着锚杆拉拔位移的持续增加，土-锚系统承载能力出现明显降低，表明浅埋扩体锚杆已进入了整体剪切破坏阶段，这是浅埋扩体锚杆承载变形发展的第3阶段。在承载力逐渐降低达到稳定值时出现了Q-S/D曲线的第4阶段，即随着拉拔位移的增加，承载力值不再发生显著的提高或降低。

为便于工程应用，经过综合简化可以得到2类扩体锚杆拉拔试验的Q-S/D特征曲线，如图8、9所示，其中深埋扩体锚杆的主要特征可以归纳如下：（1）OA为直线段，在荷载快速增长的情况下位移发展缓慢，这一阶段的土-锚系统处于弹性变形状态。（2）在达到第1拐点A之后，出现了第2阶段，在这一阶段直线段AB的位移速率增大，土-锚系统由最初的弹性变形状态进入塑性状态。（3）在达到第2拐点B之后，随着荷载持续增加，直线段BC的位移速率出现大幅度增大，在这一阶段锚周土体处于弹塑性状态，并且发生了局部剪切破坏，达到了深埋扩体锚杆的极限承载力。

同样，依据图9的浅埋扩体锚杆Q-S/D特征曲线，将其主要特征描述如下：（1）浅埋扩体锚杆的OA、AB直线段的基本特征与深埋扩体锚杆基本相似，并且在B点达到承载力的极大值。（2）当荷载-位移特征曲线超过B点后，BC直线段呈现出荷载-位移特征曲线急剧下降，土体开始出现整体剪切破坏。（3）当荷载位移特征曲线超过C点后，线段CD逐渐趋近于水平直线，锚-土系统的承载能力基本不再变化。拉拔模型试验结果表明，浅埋扩体锚杆的Q-S/D/曲线的位移速率随着荷载的增加而不断加快，并且在达到B点荷载峰值后，承载力值会逐渐下降，锚杆周围土体从弹性状态逐渐发展为弹塑性状态，表现为整体剪切破坏，随着位移进一步增加，锚杆将会被拔出。所以在实际工程中必须避免采用浅埋形式的扩体锚杆，以防止工程产生灾难性后果。

3.2 扩体锚杆与普通拉力型锚杆的承载特性

经过25组模型试验实测结果的整理,将各组试验锚杆极限承载力 Q_u 及极限承载力对应的位移 S_u 结果列于表4。综合图6、10和表4的试验结果可知,当锚杆长度和埋深相同时,与普通拉力型锚杆相比,扩体锚杆的极限承载力有较大幅度的提升。对比扩体锚杆与普通锚杆的 $Q-S/D$ 曲线形态,扩体锚杆相对于普通锚杆具有更大的弹性承载范围。普通锚杆在较小位移达到极限承载力后承载能力大幅下降,而深埋扩体锚杆在较大位移条件下依然具有承载力小幅上升的能力。这主要是由于在土体没有发生整体剪切破坏的情况下扩体锚杆的扩体锚固段端承力将会持续增加。因此,在实际工程中采用扩体锚杆具有更高的安全性。

3.3 扩体锚杆的承载力影响因素与承载比

根据表4,当扩体锚固段长度为100mm,埋深分别为850、950、1050mm时,以扩体锚固段直径20mm为基准,扩体锚固段直径分别为40、60、80、100mm的扩体锚杆极限承载力提高幅度计算结果列于表5。由表5可以发现,当扩体锚固段直径增加一倍时,在3种埋深条件下锚杆极限承载力提高了1.5~1.9倍。当扩体锚固段直径增加2倍时,锚杆极限承载力提高3.14~3.73倍。当扩体锚固段直径增加3倍时,其极限承载力提高4.89~5.58倍,而当扩体锚固段直径增加4倍时,其极限承载力提高6.80~7.69倍。由此可见,当扩体锚固段直径增大时,其极限承载力随之同步提高,扩体锚固段直径按照原尺寸每增加一倍,承载力就提高1.7倍左右。

表5 扩体锚固段直径变化对极限承载力影响

扩体锚固段直径 / (mm)	不同锚杆埋深(mm)下的极限承载力提高幅度		
	850	950	1050
20	1.00	1.00	1.00
40	2.73	2.90	2.50
60	4.27	4.73	4.14
80	6.58	6.57	5.89
100	7.80	8.69	8.54

表6 扩体锚杆埋深因素对极限承载力影响

埋深 / (mm)	不同扩体锚固段直径(mm)下极限承载力提高幅度				
	20	40	60	80	100
850	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
950	1.01	1.17	1.16	1.13	1.03
1050	1.30	1.41	1.37	1.45	1.18

采用表4的扩体锚杆第13、21、22项试验数据进行分析,当埋深同为850mm,扩体锚固段直径均为60mm,以长度100mm为基准,长度分别为150、200mm时,极限承载力分别提高12%、21%。由此可见,通过增加扩体锚固段长度的方式提高扩体锚杆极限承载力的效果远逊于通过增大扩体锚固段直径的方式。表6分析了扩体锚杆埋深对其极限承载力的影响。对于5种扩体锚固段直径,以扩体锚杆埋深850mm为基准,当埋深增加100mm(约11.8%)时,极限承载力提高幅度为1%~17%;当埋深增加200mm(约23.5%)时,极限承载力提高幅度为18%~45%。由此可见,采用增加埋深的方在工程实践中将锚杆锚固体扩大需要增加成本,因此,引入锚

杆承载比 Q/V_u 作为1个重要指标加以分析，根据锚杆承载力分析表4绘制了扩体 Q/V_u-V 关系曲线，如图11所示。也能够有效提高扩体锚杆的极限承载力。

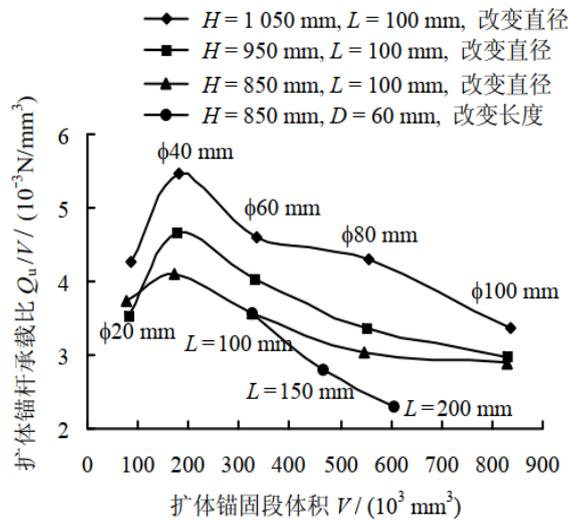


图11 承载比-体积关系曲线图

4 结论

(1) 不同尺寸扩体锚杆的荷载-位移实测曲线均存在弹性变形阶段、非扩体锚固段-土体剪切破坏阶段、锚周土体塑性变形阶段以及剪切破坏阶段。

(2) 扩体锚杆根据深径比的不同可以分为深埋扩体锚杆和浅埋扩体锚杆，在本文的试验条件下，深埋与浅埋扩体锚杆的临界深径比为9.5。

(3) 深埋扩体锚杆在发生局部剪切破坏后，其承载力仍会有小幅提高，而浅埋扩体锚杆达到极限承载力之后发生整体剪切破坏，承载力下降幅度较大。

(4) 与普通拉力型锚杆相比，扩体锚杆的极限承载力及其所对应的位移与弹性承载范围均有较大幅度提高，通过增加锚杆扩体锚固段的直径、长度和埋深均能提高锚杆的承载性能。

(5) 与普通拉力型锚杆相比，扩体锚杆承载比有大幅度提高，并且通过增加扩体锚固段直径提高其承载力的方式经济性更好。在本试验条件下，当扩体锚杆的扩体锚固段直径达到40mm时，其承载比最大，经济性较好。

(6) 在实际工程中，深埋扩体锚杆具有更高的承载能力、安全度与经济性。在工程设计中应结合现场条件综合考虑扩体锚杆极限承载力与扩体锚固段尺寸和埋深等因素，以增加扩体锚固段直径的方式寻求更高的承载比与极限承载力，以便获取更大的经济效益。

6、既有建筑地基基础

既有建筑地基基础新型加固方法研究

蒋志军, 柯技, 李晓岑, 张宇

(四川省建筑科学研究院, 四川成都 610081)

岩土工程与地下工程 2016. 4 第 36 卷 2 期

1 引言

近年来, 随着我国城市建设的快速发展, 由于新建建筑、地铁等工程需要在既有城市建筑周边进行基坑开挖, 由此引发既有建筑不均匀沉降而致使其原有结构发生开裂等事故, 已逐渐成为新颖而普遍的工程问题。

目前, 关于既有建筑物地基基础开展的加固方法研究, 已取得了诸多成果。例如: 韩金田等人提出了一种新型的复合注浆法, 即高压旋喷和静压等两种注浆法按时序结合所形成的复合注浆方法, 并着重研究了复合注浆法的机理、特点以及用于解决工程问题; 吴顺川等人利用单孔复合锚杆桩技术, 对既有基础进行了加固, 并对单孔复合锚杆桩的加固机理进行了初步研究; 徐醒华、张娜等人分别针对不同的实际工程, 均开展了关于锚杆静压桩法在既有建筑地基基础加固中的应用, 这对不具备打桩条件的实际工程提供了较好的研究思路; 聂国东开展了地基基础施工中建筑物地基的加固方法研究, 并详细探讨了灌浆与静压力桩等常见的建筑物地基加固施工方法。总体而言, 地基基础常见的加固方法可分为注浆加固法、基础补强注浆加固法、锚杆静压桩法、坑式静压桩法、加大基础底面积法、加深基础法、树根桩法以及石灰桩法等。以上方法大多是基于地基基础因自身地基不均匀沉降或基础结构不合理等原因而开展的加固研究, 而关于新建工程导致既有建筑地基基础需要加固的工程问题, 则研究得较少。

因此, 为解决此类新的工程问题, 亟需开展新型的地基基础加固方法研究。本文依托四川遂宁某新建隧道引发相邻既有建筑物倾斜的实际工程, 针对地基基础不均匀沉降而开展加固处理方法研究, 基于工程实际, 提出一种利用钢管桩外加H型钢连接于原有基础的新型快速加固方法, 并通过现场荷载试验、监测数据验证该方法的实际加固效果。该方法为地基基础抢险加固工程的设计和施工提供了一种快速、合理、有效的研究思路。

2 依托工程概况

本文依托四川遂宁某新建隧道引发相邻既有建筑物倾斜及结构开裂的实际工程, 新建隧道边线与既有建筑相距4m(图1)。既有建筑底层为钢筋混凝土框架结构, 上部为6~7层(局部)砌体结构, 其基础形式为钢筋混凝土独立基础、柱下及墙下条形基础。隧道开挖前, 在隧道与既有建筑间采用SMW工法连续墙施工, 进行隔水处理。SMW工法连续墙施工过程中, 既有房屋的地坪、地梁、墙面、顶板等主体结构部位出现了不同程度的裂缝, 产生了较严重的安全问题。

基于已有勘察设计资料, 该既有建筑区域的岩土地层主要由人工填土(层厚2m)、粉质黏土(层厚6m)、稍密卵石(层厚1m)、中密卵石(层厚5m)组成, 各岩土层物理力学指标见表1。

经现场监测表明(图1中J1~J8为监测点), 既有建筑临近新建工程一侧出现

下沉, 沉降量为22.8~29.7mm, 背离新建工程一侧出现上抬, 累计上抬量为0.7~5.9mm, 该既有建筑出现了不均匀沉降。经技术鉴定分析可知, 新建工程SMW工法连续墙施工造成既有建筑部分结构出现裂缝, 并导致其出现明显整体倾斜, 对其主体结构的使用产生了严重的安全隐患, 亟需针对该既有建筑地基基础进行加固。

表1 岩土层物理力学指标统计

岩土地层	重度 γ ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	抗剪强度指标		承载力特征值 f_a /kPa
		c /kPa	φ /°	
人工填土	18	5	18	—
粉质黏土	19.1	26	16	130
稍密卵石	21	0	35	300
中密卵石	22	0	40	550

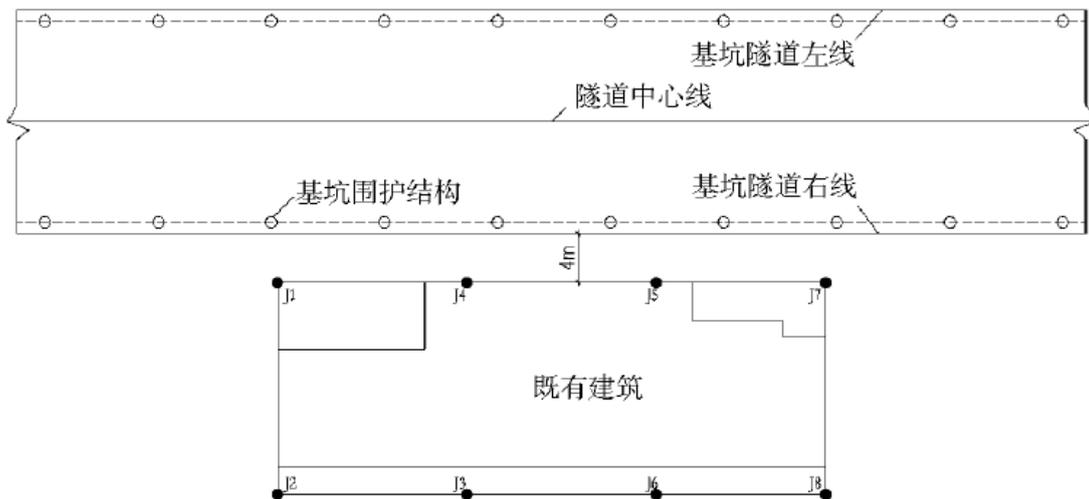


图1 既有建筑与新建隧道的平面位置关系

3 加固方案研究

笔者结合既有建筑施工设计图、岩土状况及周边环境情况研究分析, 既有建筑地基基础形式为条形基础, 基础持力层为粉质黏土层, 埋深2m。在SMW工法连续墙施工过程中, 既有房屋产生裂缝及倾斜, 目前连续墙早已施工完毕。分析认为SMW工法连续墙施工时, 在三轴成孔过程中, 既有建筑基底粉质黏土在临近基坑侧产生侧向变形, 引起地基基础不均匀沉降, 而目前连续墙已施工完毕快两个月, 根据地勘报告及周边环境情况分析, 目前粉质黏土含水量应较大, 加固施工需考虑振动对其强度影响。常规加固方法无法满足该工程快速有效的加固要求, 又考虑到成都片区建筑物普遍以砂卵石为持力层的特点, 因此, 本文在已有的钢管桩加固方法的研究基础上, 基于该实际工程问题, 将利用钢管桩开展新型的加固方法研究。

该既有建筑的基础形式主要以条形基础为主, 基础上为地圈梁, 梁上为框架柱或墙体。本文采用直径140mm、壁厚8mm的钢管桩, 在条形基础上开孔, 通过打

桩的方式使桩端进入中密卵石持力层;桩顶焊接H型钢,型钢平行于条形基础,在型钢上通过螺栓连接直径20mm的三级钢筋,并将连接钢筋植入条形基础,且保证植入锚固深度不低于22倍钢筋直径,最后利用C20混凝土将整个桩顶加型钢封闭(图2、图3)。

该方法所采用的钢管桩通过锤击方式可快速进入持力层,再通过H型钢沿条形基础将所有的钢管桩桩顶并联,然后通过螺栓连接和植入锚固的方式使H型钢与条形基础连接起来,最后钢管桩便与条形基础形成整体受力结构,共同分担上部结构荷载。该方法操作简便快捷,尽管打桩对饱和粉质黏土影响较大,但可快速将上部荷载部分转移至钢管桩,从而减少建筑物的不均匀沉降以达到加固效果。

4 加固效果验证分析

基于前文介绍的钢管桩+H型钢的新型加固方法,已快速应用于实际抢险工程,为进一步检测、评价其加固效果,本文通过荷载试验与现场监测相结合的方式验证分析。

4.1 荷载试验检测

钢管桩进入持力层后,根据《建筑桩基技术规范》,本文按1%且不少于抽3根的要求,进行单桩竖向静载荷试验检测。通过钢管桩荷载试验可知,钢管桩进入中密卵石层后,单桩竖向承载力特征值达到180kN,满足设计承载力要求。

4.2 现场监测评价

针对该加固方法,在整个地基基础加固过程中(日期5—30至7—19),进行了连续的建筑物沉降变形观测,监测点位置如图1所示(J1~J8),监测结果见图4(沉降为负,隆起为正)。

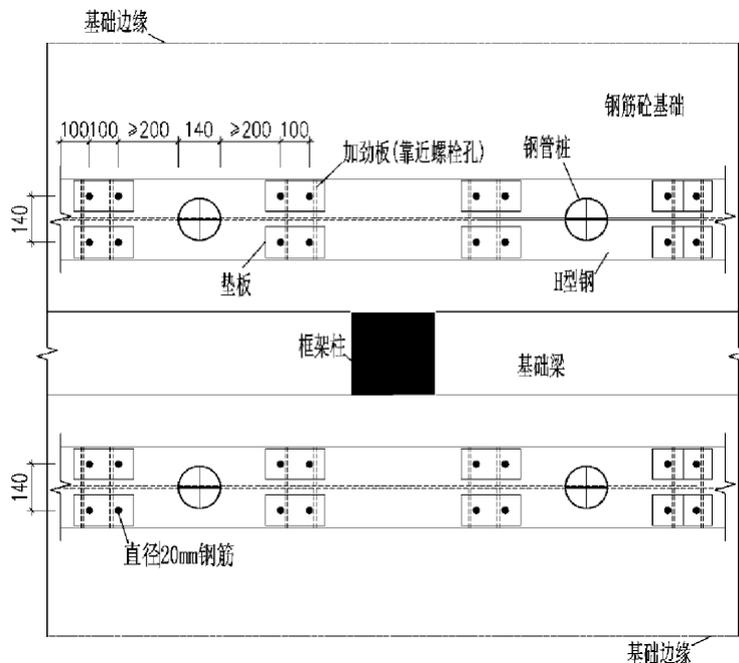


图2 钢管桩+H型钢地基基础加固平面

据图4可知,自SMW工法连续墙施工以后(日期3—26),J1、J4、J5、J7等临近隧道基坑边线的监测点出现沉降现象,其中以房屋平面右上角J7点的沉降速率

最快、沉降量最大，截止加固开始(日期5-30)，最大沉降量达到16.3mm; J2、J3、J6、J8等背离隧道基坑边线的监测点出现隆起现象，其中以房屋平面左下角J2点的隆起速率最快、隆起量最大，加固前的最大隆起量为2.4mm。可见该既有房屋在SMW工法连续墙施工后出现了明显的不均匀沉降，且向隧道基坑倾斜。

图4中，日期5-30至6-21为既有房屋的加固初期，只施工钢管桩，未施工H型钢与钢管桩桩顶并联部分，该阶段上述沉降点的沉降速率、沉降量均明显增大。这主要是由于钢管桩在锤击进入持力层的过程中，对既有建筑地基产生了一定的扰动，从而带来了附加的不均匀沉降。而当采用本文钢管桩+H型钢加固方法后(日期6-21至7-19)，既有建筑的沉降现象迅速减弱并停止，隆起现象亦迅速减弱，随后原隆起部位均产生一定沉降。最终保持稳定;整个加固期仅为30d，共施工134根桩。可见，本文所提出的新型加固方法，可快速、有效地治理新建工程引发既有建筑不均匀沉降的工程病害问题，这为解决今后工程中类似难题提供了一种较好的参考方法。

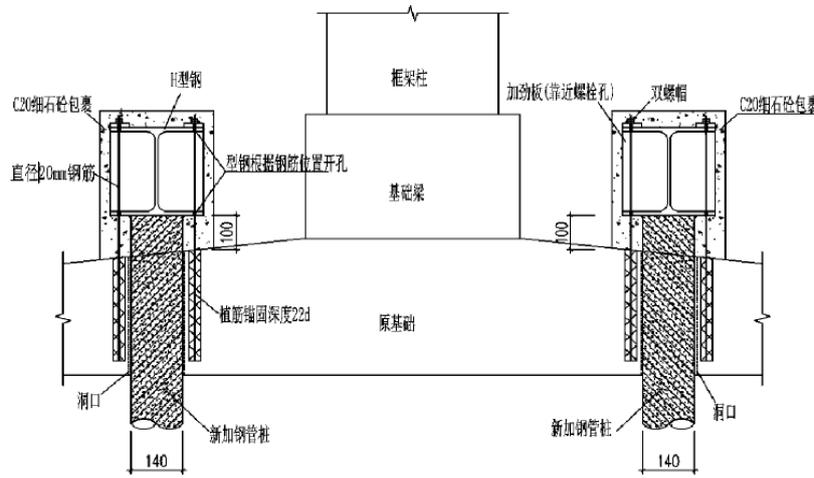


图3 钢管桩+H型钢地基基础加固立面

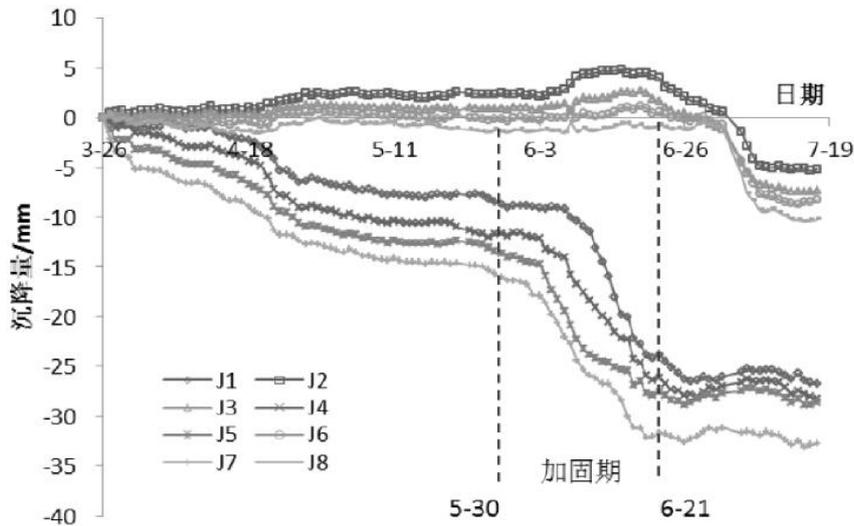


图4 既有建筑沉降观测

5 结论

本文依托某新建隧道引发相邻既有建筑物倾斜的实际工程，针对地基基础不均匀沉降开展了加固处理方法研究，提出了一种钢管桩+H型钢的新型快速加固方

法,全面阐释了该方法的加固机理,并通过现场静荷载试验、监测数据验证了该方法具有快速、有效的加固效果,揭示了既有建筑在运用该方法加固前、加固期、加固后三阶段的沉降变形规律,全面论证了该加固方法的合理性。本文提出的钢管桩+H型钢的新型加固方法,可为今后治理类似的新建工程引发既有建筑地基基础不均匀沉降,提供了一种快速、合理、有效的参考方法。

考虑建造和加固过程的既有建筑地基土压缩特性试验研究

唐秋丰^{1,2}, 佟建兴^{1,2}, 贾宁^{1,2}, 周圣斌^{1,2}

(1 中国建筑科学研究院地基基础研究所; 2 建筑安全与环境国家重点实验室)
建筑结构 2021年6月第51卷增刊

1 引言

实际工程中, 由于勘察、设计、施工、使用以及周围环境等方面的问题, 既有建筑地基基础沉降问题时有发生, 例如绝对沉降较大、整体碟形沉降、局部差异沉降和建筑倾斜, 由此带来的基础整体弯矩、剪力增大将导致建筑使用寿命减少、安全储备降低甚至发生破坏。采用复合桩基加固是常见的既有建筑减沉加固方法。建筑建造过程中和建成后, 地基土的物理力学指标发生了变化。在既有建筑自重荷载的长期作用下, 地基土的物理力学指标和工程特性会发生较大变化。国内外相关文献都指出, 既有建筑荷载可视为对地基土的预压, 一定影响范围内的土将会被压缩, 土中孔隙体积减少, 土的物理力学指标发生相应变化。认为压密区在基底下0.5~1.0倍基础宽度的深度范围内; 认为既有建筑基础下1.25倍基础宽度的深度范围内的地基土, 对既有建筑地基的承载力和变形影响较大。

既有建筑采用复合桩基加固, 地基土的应力路径更为复杂, 采用初始勘察报告提供的压缩性指标(压缩系数、压缩模量等)已不能满足加固设计要求。因此本试验考虑建筑的建造和加固过程, 通过固结试验模拟该过程, 以重新确定桩身深度范围内(加固区)地基土的压缩性指标。考虑到加固施工对加固区地基土的影响较大, 本试验仅研究加固区地基土的压缩特性。

2 试验概述

本试验选取了海南的淤泥质土(高压缩性土)和北京的粉质粘土(中低压缩性土)作为试验对象, 以期找到两种土质土的压缩性变化规律。本试验为一维压缩试验, 分为模拟固结试验和标准固结试验。根据工程经验, 建筑主体结构一般7d左右施工一层, 基础加固时桩与基础的封桩连接时间不超过5d, 因此建筑建造和加固过程中地基土(尤其是细颗粒土)在附加应力作用下难以完成固结, 故采用加载较快的固结试验模拟该过程, 称为“模拟固结试验”(区别于《土工试验方法标准》中的快速固结试验)。勘察报告中的压缩性参数一般通过标准固结试验或快速固结试验得到。本试验采用标准固结试验作为对照试验。试验分组见表1。本试验以孔隙比 e 为纵坐标, 单位压力 p 为横坐标, 绘制 $e-p$ 曲线。试验荷载水平的确定和分级根据海南某加固项目的实际数据, 即基础埋深3m, 基底压力209kPa, 加固桩实测托换53%上部荷载, 加固前基底土压力130kPa, 加固后基底土压力为78kPa, 基础尺寸为60m×15m。

表1 试验分组

试样土质	试样深度	试验类型
淤泥质土(试样1、试样2)	11m/15m/20m	标准固结试验、模拟固结试验
粉质粘土(试样3、试样4)	6m/13m/20m	

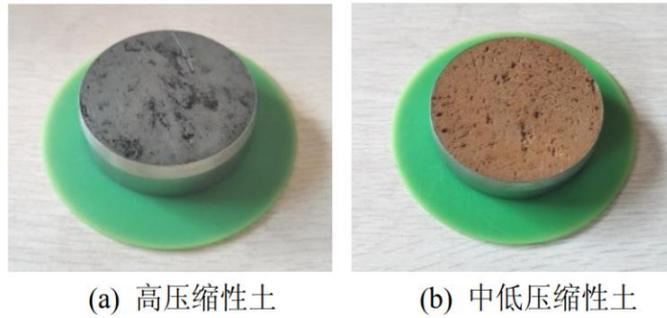


图1 试验土样

首先进行标准固结试验：取不同深度的土样，分级加载至相应深度自重应力与附加应力之和，其中每级荷载下土样沉降稳定后再加载下一级荷载。之后进行模拟固结试验：取不同深度的土样，分级加载至相应深度自重应力与附加应力之和，模拟建筑的建造过程；然后卸载至相应深度的自重应力与减小后的附加应力之和，模拟封桩后地基土应力减小的过程；最后加载至加固后相应深度的自重应力与附加应力之和，保持该荷载至沉降稳定。模拟固结试验每级荷载持续一段时间后加载下一级荷载，该段时间根据以下公式估算：

$$\Delta t_{sim} = \frac{\Delta t_{std} \cdot t_1}{t_2} \quad (1)$$

Δt_{sim} 为模拟固结试验平均每级荷载持续时间； Δt_{std} 为标准固结试验平均每级荷载沉降稳定所需时间； t_1 为建筑建造所需时间； t_2 为建筑沉降稳定所需时间，根据工程经验确定。试验严格依照《土工试验方法标准》（GB/T50123-2019）中含水率试验、密度试验和固结试验的相关规定执行。试验土样及主要仪器设备见图1，2。



图2 试验设备

3 试验结果分析

3.1 高压缩性土压缩试验

该淤泥质土取自海南某加固项目，初始勘察报告和加固前所做勘察报告出具的物理力学参数见表2，其中最为明显的变化是压缩模量发生了较大的增加，这说明土的应力历史对土的压缩性有较大影响。试验所得不同深度的一维压缩e-p曲线见图3~图5。标准固结试验和模拟固结试验每级荷载间隔分别为6~8h和40min。模拟固结试验中，每级荷载持续时间相对较短，加之软土透水性较差，每级荷载固结不充分，导致第一次加载阶段的沉降量明显小于标准固结试验，并

且在前几级卸载过程中，土样还在不断固结沉降，直至荷载较小、土样处于超固结状态后开始回弹；再加载阶段，土样继续固结，但曲线斜率相较于第一次压缩明显减小，最后一级荷载持载至沉降稳定的沉降量很小。

表2 初始勘察报告和加固前所做勘察报告的物理力学参数对比

指标名称	单位	初始勘察报告值	加固前补勘报告值
天然重度 γ	kN/m ³	16.8	17.2
孔隙比 e		1.32	1.27
含水量 ω_0	%	46.5	49.1
液性指数 I_L		1.26	1.24
压缩模量 E_{s1-2}	MPa	2.3	3
粘聚力 C_k	kPa	12.5	16
内摩擦角 φ_k	°	2.7	5.8
地基承载力特征值 f_{ak}	kPa	80	85

为求得既有建筑加固后的沉降量，需要求得卸载再压缩段的模量。根据试验所得数据，不同深度下的再压缩模量与各类压缩模量的关系见表3，表中慢压指标准固结试验，快压指模拟固结试验。其中再压缩模量取值范围在5.93~11.71MPa之间，大致相当于原地基土慢压压缩模量的1.93~2.11倍、慢压 E_{s1-2} 的2.79~3.57倍。

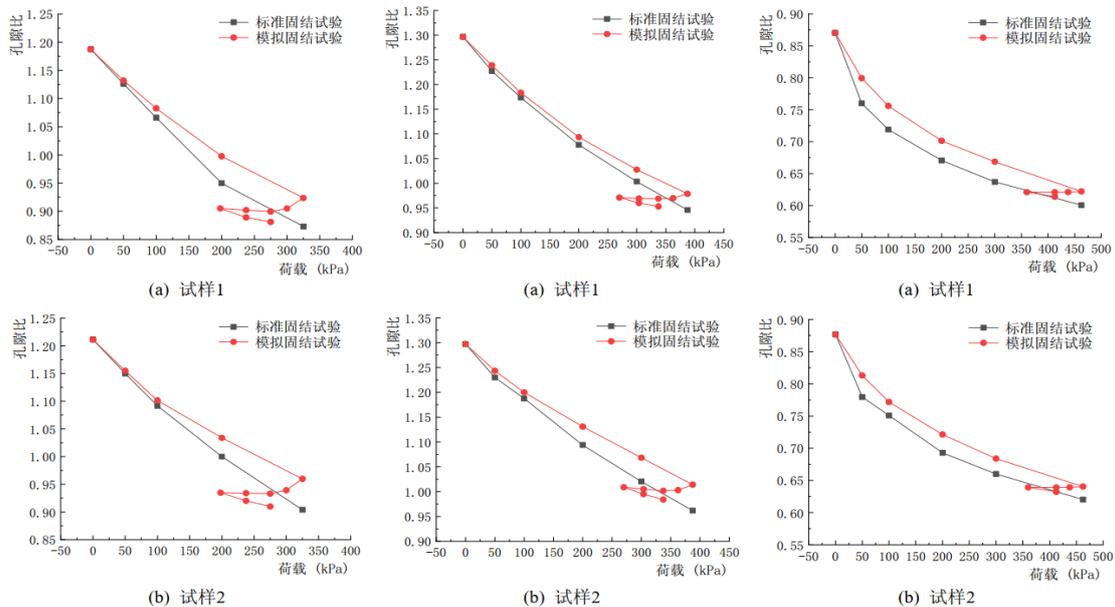


图3 11m深处高压缩性土固结曲线

图4 15m深处高压缩性土固结曲线

图5 20m深处高压缩性土固结曲线

3.2 中低压缩性土压缩试验

该粉质粘土取自北京某项目，勘察报告出具的物理力学参数见表4。试验所得不同深度的一维压缩 $e-p$ 曲线见图6~8。标准固结试验和模拟固结试验每级荷载间隔分别为3~4h和1h。相较3.1节，本节模拟固结试验中每级荷载持续时间较长，粉质粘土透水性相对较好，导致第一次加载阶段的沉降量接近于标准固结试验。卸载、再加载阶段和3.1节有相同的规律。

表3 高压缩性土再压缩模量与压缩模量关系

深度 (m)	再压缩模量 (MPa)	慢压压缩模量 (MPa)	再压缩模量/慢压压缩模量	快压压缩模量 (MPa)	再压缩模量/快压压缩模量	慢压 E_{s1-2} (MPa)	再压缩模量/慢压 E_{s1-2}
11.0	5.93	2.89	2.06	3.41	1.74	2.03	2.92
15.0	6.41	3.03	2.11	3.48	1.84	2.30	2.79
20.0	11.71	6.06	1.93	7.04	1.66	3.28	3.57

表4 勘察报告物理力学参数建议表

指标名称	单位	初始勘察报告值
天然重度 γ	kN/m ³	19.9
孔隙比 e		0.698
含水量 ω_0	%	24.4
液性指数 I_L		0.33
塑性指数 I_p		13.1
压缩模量 E_{s1-2}	MPa	8.0
粘聚力 C_k	kPa	33.7
内摩擦角 ϕ_k	°	18.5
地基承载力特征值 f_{ak}	kPa	170

不同深度下的再压缩模量与各类压缩模量计算关系见表5，其中再压缩模量取值范围在14.30~14.75MPa之间，大致相当于原地基土慢压压缩模量的1.56~2.99倍、慢压 E_{s1-2} 的2.53~3.54倍。综合高压缩性土和中低压缩性土的试验结果，土样的回弹再压缩模量为慢压压缩模量的2倍左右、压缩模量 E_{s1-2} 的3倍左右。本试验依托于住房和城乡建设部科技计划项目《既有建筑复合桩基加固关键技术及工程应用研究》（项目编号2016-K5-055）。在该项目的工程算例中，采用本结论代入相应模型进行计算，计算结果和实际较为吻合。

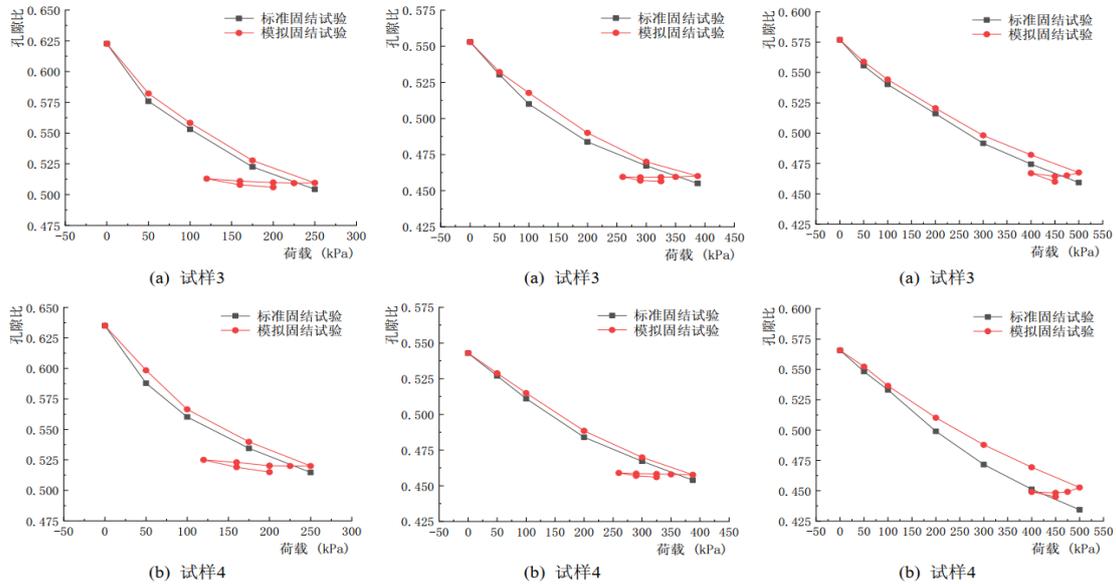


图6 6m深处中低缩性土 固结曲线 图7 13m深处中低压缩性土 固结曲线 图8 20m深处中低压缩性土固结曲线

表5 中低压缩性土再压缩模量与压缩模量关系

深度 (m)	再压缩模量 (MPa)	慢压压缩模量 (MPa)	再压缩模量/慢压压缩模量	快压压缩模量 (MPa)	再压缩模量/快压压缩模量	慢压 E_{s1-2} (MPa)	再压缩模量/慢压 E_{s1-2}
6.0	14.75	4.92	2.99	4.95	2.98	4.17	3.54
13.0	14.36	8.08	1.78	8.46	1.70	5.68	2.53
20.0	14.30	9.16	1.56	9.50	1.51	5.44	2.63

4 结论

本试验中，模拟固结试验 $e-p$ 曲线反映了既有建筑建造、加固、沉降稳定过程中地基土的变形状态。通过对比标准固结试验，可以得到以下结论：

(1) 在高附加应力作用和卸载再加载的影响下，既有建筑地基土的压缩性指标相比勘察设计阶段会发生较大变化。既有建筑加固时应考虑建造和加固过程对地基土的应力历史，在加固前进行补充勘察作为设计和施工的依据。

(2) 既有建筑从建造到加固的过程中，地基土应力路径较为复杂，宜通过试验手段模拟地基土应力路径，采用回弹再压缩模量计算加固后桩身深度范围内地基土的沉降。

(3) 本试验中，综合高压缩性土和中低压缩性土的试验结果，土样的回弹再压缩模量为标准固结试验压缩模量的2倍左右、压缩模量 E_{s1-2} 的3倍左右。

(4) 在非无限大竖向均布受力面积的情况下，地基土的实际应力应变状态并不符合侧限条件，因此一维压缩试验存在着不可避免的问题。鉴于竖向应力和水平应力存在一定的线性关系，采用三轴固结试验模拟地基土的实际应力状态从理论上讲更为合适，但该试验条件较为复杂。本文试验方法简单易行，结果满足工程应用要求，方便工程应用。

既有建筑物地基基础检测与评定技术的研究

张振拴, 崔峰, 刘波, 张鹏
(河北省建筑科学研究院, 石家庄050021)
建筑科学2011年6月第27卷增刊-1

1 引言

既有建筑在长期荷载作用下,一方面随着时间的发展,地基变形逐渐稳定、地基承载力会有所增长;另一方面,由于建筑物周边环境变化(例如附近有新建高层建筑或者地铁等地下工程),或者建筑物使用功能变化(如增层改造),或发生意外事件(如地下管道漏水)等原因,都会引起既有建筑地基荷载的增长或者地基承载力的减弱。因此,准确评价既有建筑的地基安全性,确保建筑的安全有着重要意义。

既有建筑在原有的荷载上增加荷载是一项相当复杂的技术工作,它与地基土的种类和状态、基础的类型和尺寸、基础材料的耐久性、上部结构体系、作用荷载的性质与大小、房屋使用年限、既有建筑的使用情况以及对不均匀沉降的敏感程度等许多因素有关。既有建筑在增层改造时,使其增加的荷载应尽量小、适用性和安全性、经济和美观等应满足多种条件,坚持用材少、投资省、工期短、见效快和施工简便的原则。要达到这一目的,除对既建筑上部结构进行鉴定外,对地基基础的评定是一个关键,而检测技术则是更重要的。

2 检测与评定技术的研究

2.1 载荷试验技术

建筑物增载和增层改造是一项技术难度较大的工作,其中对地基承载力的评价是关键技术之一。对既有建筑物的地基承载力的评价有多种方法,但都是以载荷试验的结果为依据。因此对既有建筑采用载荷试验技术测试地基承载力是行之有效方法,是目前测试承载力方法中不可代替技术。载荷试验选取独立基础或条形基础的典型建筑,在基础旁开挖竖向试坑,然后在基础下开挖试验位置,应用载荷试验技术测试地基承载力,判断基础下载荷试验技术的可行性和适用性,并根据工程施工前载荷试验和既有建筑基础外载荷试验进行对比,分析地基承载力在建筑物长期荷载作用下的变化规律。

某炼钢厂拟增加吊车荷载,从原来的2000kN增加2500kN的增载试验。经对使用8年的既有建筑地基载荷试验,承载力特征值分别为338kPa、300kPa、375kPa平均值为338kPa;工程施工前地基地基承载力特征值平均值为300kPa;地基承载力提高12.7%,因为地基在上部荷载的长期作用下地基被压密,承载力有适当的提高。地基原为强夯地基,地基处理后提高幅度有限,仅满足了原有设计的要求,加之工程在使用期间局部地基渗水,地基不但没有提高,反而局部地基承载力降低,所以未满足增载要求。基础下载荷试验试仪器安装示意图1。载荷试验曲线为某投入使用时间为12年的四栋四层住宅楼,为砖混结构,每层设有圈梁,基础形式为砖砌条形基础,基础埋深1.10m,载荷试验 $p\sim s$ 曲线见图2。

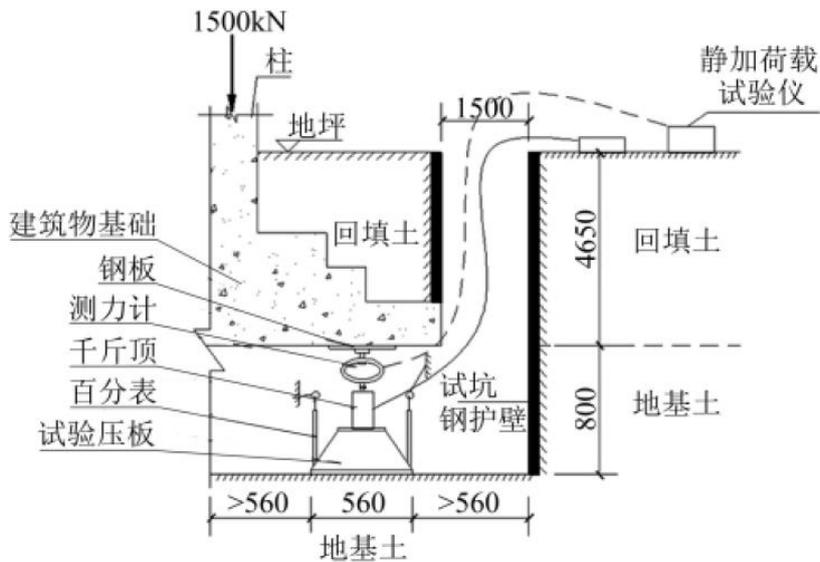


图1 基础下载荷试验试仪器安装示意图

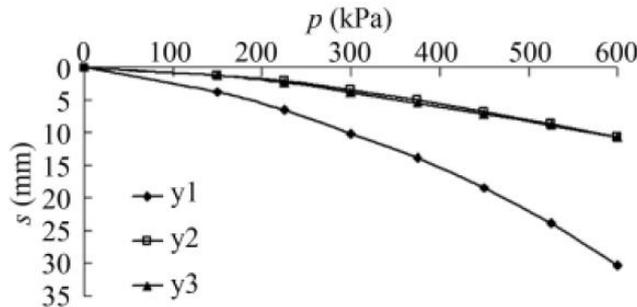


图2 基础下载荷试验p~s曲线

2.2 原位取样技术

既有建筑地基土的物理力学性质指标主要有含水率、密度、孔隙比、压缩模量、粘聚力、内摩擦角等。土的物理力学性质指标测试的准确程度直接关系到地基基础及上部结构的安全度，因此准确测试既有建筑地基土的各项物理力学性质指标至关重要。确定既有建筑地基土物理力学性质指标最直接的办法就是在基础下方直接取原状试样，进行土工试验。为了对比选取典型试验场地，在基础中心及边界和基础外分层取土样，测试土样的物理力学性质指标，分析基础下和基础外地基土物理力学性质指标的变化特点。基础下地基土取样位置示意图见图3；地基土密度随深度的变化规律见图4。既有建筑基础下和基础外地基土的物理力学性质指标相比，基础下地基土的密度和压缩模量均有提高；根据地基土的抗剪强度指标 c 、 φ 标准值，利用规范公式确定基础下和基础外地基承载力特征值；随着地基土层深度的增加，基础中心、基础边界以及基础外地基土的各指标逐渐趋于一致。通过原位取样技术可对既有建筑地基土各项指标的变化规律进行研究。

2.3 剪切波速试验技术

剪切波速可以进行土的物理力学指标的判定，包括地基土的泊松比 μ 、剪切模量 G 、弹性模量 E 、阻尼比 D ；推求饱和土层的孔隙率和容重，计算场地的固有周期，确定建筑场地类别划分，检验地基加固效果等，测试波形图如图5。剪切

波速与标准贯入击数建立的关系来确定地基承载力特征值。在试验场地上选取合适的位置，紧靠基础尝试标准贯入试验技术判断既有建筑的地基承载力。

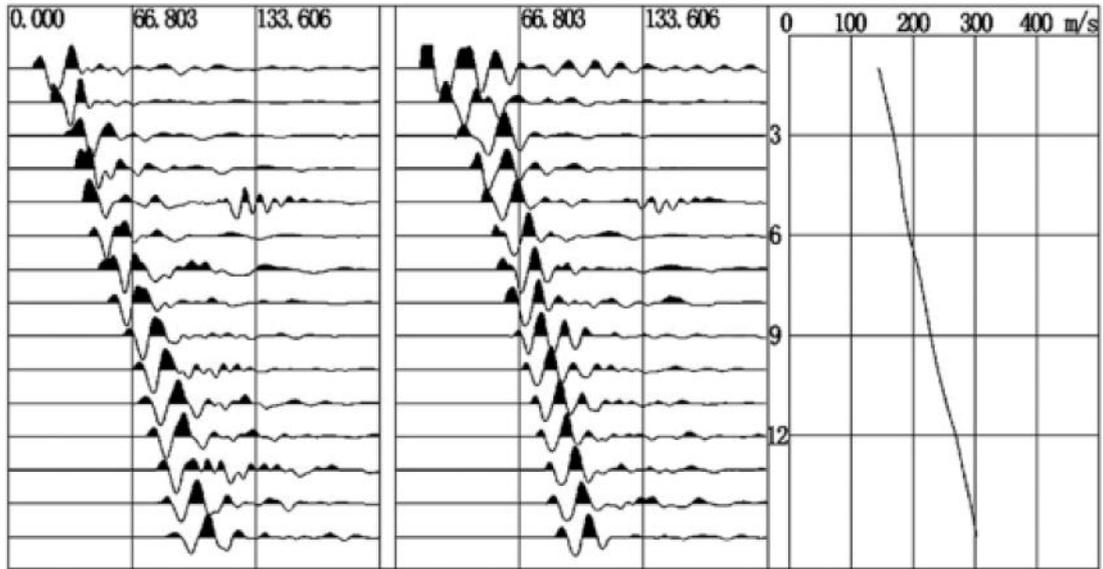


图3 1号孔单孔法波速测试波形图

表1是各种公式计算和实测所得标贯击数与测试波速的关系。从表1可以看出，根据中科院公式计算所得结果较其它公式计算结果更为接近实际测试速度，根据所测得数据对公式(1)进行修正得到适用于粉土强夯地基标贯和剪切波速的计算公式：

$$v_s = 153.72N^{0.2402} \quad (1)$$

地区不同土的性质也不同，可以采用相同的研究方法根据地区的特点，建立相应的关系式。通过剪切波速试验可应用于既有建筑场地类别的判定和建立剪切波速与标贯击数的关系式。

表1 标贯击数与测试波速 (m/s)

标贯击数	公式 1	公式 2	公式 3	公式 4	公式 5	公式 6	测试波速
7	168	157	160	137	183	164	198
6	159	145	150	127	171	152	214
4	138	124	131	109	149	131	224
5	149	134	140	117	160	141	239
7	168	157	160	137	183	164	248
8	176	169	172	148	196	176	257
10	190	198	196	172	224	205	270
11	197	214	210	186	240	220	287
14	214	270	257	234	294	276	295
19	238	397	360	343	413	400	309

2.4 探地雷达测试技术

选取某桥梁的桩基础和某建筑的桩基础为试验对象，尝试在桩基础侧面应用

探地雷达检测桩位，研究探地雷达测试技术的可行性。探地雷达测试技术可较准确的确定基桩的位置和埋置深度。根据实测成果可知，探地雷达天线的选取与基础的埋深有关。当基础埋深在2.0m以内选取400MHz的天线较好；当基础埋深大于2.0m小于5m时，270MHz的天线较为适用；100MHz的天线可探测较深的距离，但是测试精度较低。地下水对雷达测试的影响较大，对地下水位较高的的既有建筑桩基础的测试有待进一步研究。

2.5 低应变动力测试技术

低应变反射波法检测桩身结构完整性。在复合地基中选取素混凝土桩，进行低应变动力测试；采取特殊的测试措施，对比建筑基础施工前后的测试数据，验证低应变动力测试在既有建筑地基中应用的可行性。既有桩基低应变现场检测示意图图6，成桩后动测实测曲线图7。低应变基桩反射波法测试技术，在洞内锤击的激振方式，可以采集到典型的动测曲线，具有较好的适用性。

2.6 沉降观测技术

沉降观测是对既有建筑高程变化所进行的测量，确定建筑物在不同时期的沉降变形和变化状态及特征。为了保证增层或增载建筑物的正常使用和安全，为以后的改造工程的勘察设计施工提供可靠的资料及相应的沉降参数，同时从沉降数据可以了解既有地基基础的变化状态，因此既有建筑沉降观测是必不可缺少的。选取增层后的住宅楼为试验实体，在基础上布置测点，应用沉降观测技术评价既有建筑物的安全性。沿纵墙观测点沉降分布曲线图8，平均沉降速率随时间、荷载变化曲线图9。

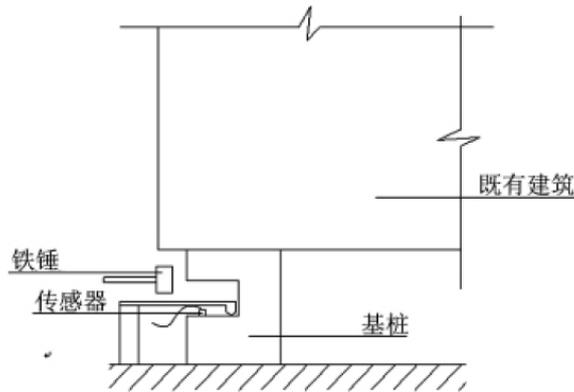


图4 既有桩基低应变现

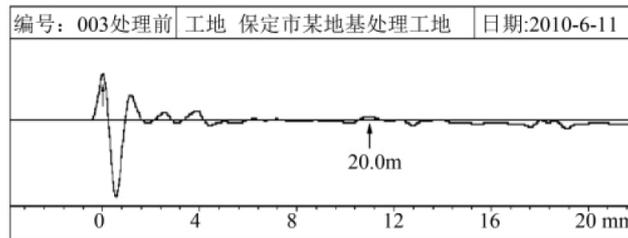


图5 成桩后动测实测曲线场检测示意图

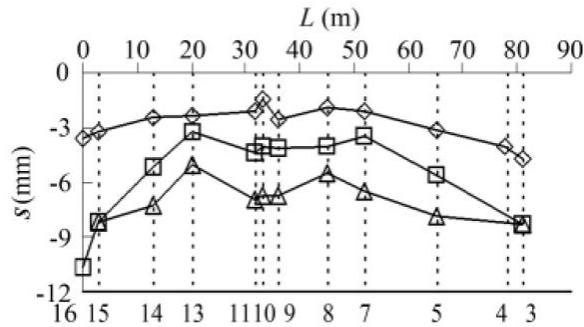


图6 多层楼南侧纵墙观测点沉降曲线

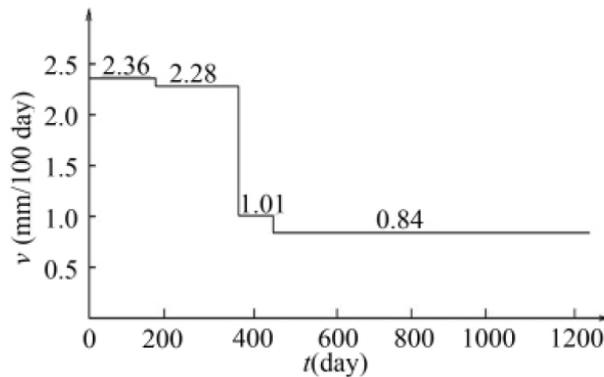


图7 多层楼平均沉降速率随时间变化关系曲线

建筑物的地基变形特征可分为沉降量，沉降差，倾斜、局部倾斜。对不同结构，地基变形特点不同，故对不同结构形式应采用不同的变形特征来评价。对砌体承重结构，应由局部倾斜控制其变形，对多层建筑还应控制其基础的整体倾斜值。本试验的工程地基强度对变形的影响，南纵墙的沉降小于北侧纵墙的沉降，这是因为北侧地基受水浸泡软化，承载力低于南侧所致。沉降变形的收敛性，由沉降、荷载、时间曲线及沉降速率与时间曲线可看出，不同的荷载阶段，沉降速率不同，且具有明显的收敛性。通过沉降观测技术对增层过程中地基的沉降变化规律进行了研究。在既有建筑增载及使用中对建筑物进行沉降观测，是验证地基基础是否处于安全状态的一种有效方法。

3 结论

既有建筑和地基的安全性进行检测和评定，这是当前工程界急需解决的技术难题。目前国内对既有建筑地基基础的检测主要采用对新建场地的勘察和测试技术进行检测和评定，如载荷试验、标准贯入试验、圆锥动力触探、原位取样等测试技术。这些技术通过改进和改变测试条件才能适用，改变和改进的技术则是既有建筑地基基础检测和评定的热点和难点。

根据不同的上部结构、基础形式、使用年限选择典型的既有建筑，采用载荷试验技术、原位取样技术、剪切波速测试技术、探地雷达测试技术、低应变动力测试技术、沉降观测技术等对其进行测试和研究，得知这些测试技术有很好的适用性和可靠性。在国内外很多学者通过原位测技术测得数据，经过数理统计和分析，得到了既有建筑地基承载力计算公式。为既有建筑地基基础检测和评定提出了地方公式和研究成果，有很好的指导作用。但都缺少实测数据和系统的测试方法及评定技术。本文对既有建筑地基基础系统的检测与评定是一次有效尝试。

测试过程中，对既有建筑物地基基础安全性的检测与评定进行了研究。但对桩基承载力及其完整性研究相对较少；低应变动力测试技术，在洞内采用爆炸的激振方式进行试验，但未采集到预期的动测曲线，此种激振方式有待进一步开展这方面的研究。

第四篇 基坑工程

1、地下连续墙

井筒式地下连续墙水平承载能力模型试验研究

戴国亮, 周香琴, 刘云忠, 刘立基, 龚维明

(东南大学 土木工程学院, 南京 210096)

岩土力学 2011年8月第32卷增刊2

1 引言

地下连续墙自从20世纪出现以来,以其自身整体刚度大、强度高、防渗挡土等优点在国内外很多工程中都得到了应用。50年代末地下连续墙技术传入我国和日本,并先后开始在世界各国迅速发展。目前日本是地下连续墙技术最发达的国家,在设计和施工方面均处于世界领先水平,虽然地下连续墙在大型桥梁基础中应用较多,但在我国尚未系统的理论研究,在公路桥涵地基与基础设计规范中也未列出其具体的设计参考准则。水平荷载下地下连续墙的受力过程较为复杂,其受力是一个复杂的墙土相互作用过程。国内已经有不少实际工程都进行了单片地下连续墙的现场载荷试验,研究竖向以及水平向承载性能,国外曾采用O-cell法对一根壁板桩进行了竖向静载试验。对于闭合地下连续墙国内外还没有进行现场试验,对于水平承载性能,包括土芯的作用机制的研究还很缺乏。本次进行了水平荷载下单孔闭合地下连续墙的室内模型载荷试验,研究了闭合地下连续墙的水平受力变形机制,探讨了在墙顶各级荷载下墙身的水平变位、弯矩、剪力以及转角沿墙深的变化规律。

2 模型概况

在单一均匀土体中进行试验更有利于准确探求一般规律,试验选择在独立的3.0m×3.0m×4.5m的混凝土池中进行,如图1所示。模型土选用细砂,分层铺填在混凝土池内,砂的相对密实度控制在0.8左右。砂土物理力学参数由试验确定,见表1。

表1 模型土的物理力学参数

土层	黏聚力 /kPa	内摩擦角 /(°)	变形模量 /MPa	重度 /(kN/m ³)	含水率 /%
砂土	0	18	222	11.70	3.0

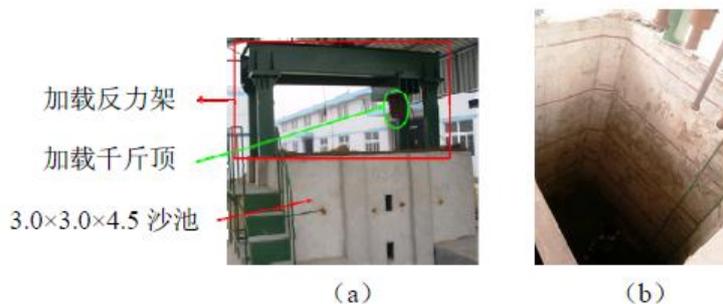


图1 试验池实物图 (单位:m)

模型墙采用有机玻璃制作,由有机玻璃生产厂家专业制作。将剪裁好的有机

玻璃板进行贴片、接线以及表面处理，再进行拼接。拼接时，先将板材钻孔并用螺栓将4块板拼接成筒状，然后向板与板的连接处注入进口高强药剂，使4块板牢固地粘在一起，确保地下连续墙模型具有较大的连接刚度和良好的整体性。为了测定井筒式地下连续墙基础在水平荷载作用下墙内外侧土水平抗力、内外侧摩阻力随荷载作用下的分布变化，将正面受力墙设为双层有机玻璃墙，每层玻璃墙厚度为20mm，间隔5mm。试验测得有机玻璃的弹性模量约为2.787GPa。

为了观测不同截面大小墙基承载性状，制作了3种截面尺寸的有机玻璃模型墙，具体模型工况见图2和表2。



图2 单孔闭合墙模型B

表2 模型工况

墙型	墙体尺寸(长×宽×高×墙厚)	土芯面积比率
	/(mm×mm×mm×mm)	/%
单孔闭合墙 A	163×163×725×25	31
单孔闭合墙 B	205×205×1450×25	42
单孔闭合墙 C	266×266×1450×25	54

3 试验概述

3.1 测试元件布设

将闭合墙置于槽中，闭合墙的平面中心与槽中点重合，墙身露出泥面深度为75、150、150mm。由于基础水平向承载力一般较竖向要小得多，因此，闭合式地下连续墙基础水平向试验的加载装置量程不能太大，否则，加载过程中的荷载精度难以保证。为此，针对本次水平向模型试验，制作了加载量程为10kN的小千斤顶提供水平荷载。试验中每组闭合墙采用5只电子位移传感器测量墙顶与施力点的水平位移。闭合墙的每片墙都布设了14个应变片，测定墙体在墙顶水平荷载作用下的内力变化。水平荷载试验中对每片墙位于泥面下150cm范围内区域的应变片进行加密，应变片布置如图3所示。

3.2 测试方法

水平向荷载试验加载方法可分为单循环连续加载法和多循环加载法两大类。

采用多循环加载法是为了模拟实际结构物的受力形式,但由于实际荷载情况异常复杂,很难达到预期目的。此外多循环荷载的施加给位移特别是内力的测量带来许多不稳定的因素,大大影响测试精度。本试验采用单循环连续加载法,每级荷载加载量为预估最大荷载的1/10,每级卸载量为加载量的2倍。加载每级维持1h,每级加载后在5、15、30、60min测读一次,卸载每级维持30min,在5、15、30min测读一次。

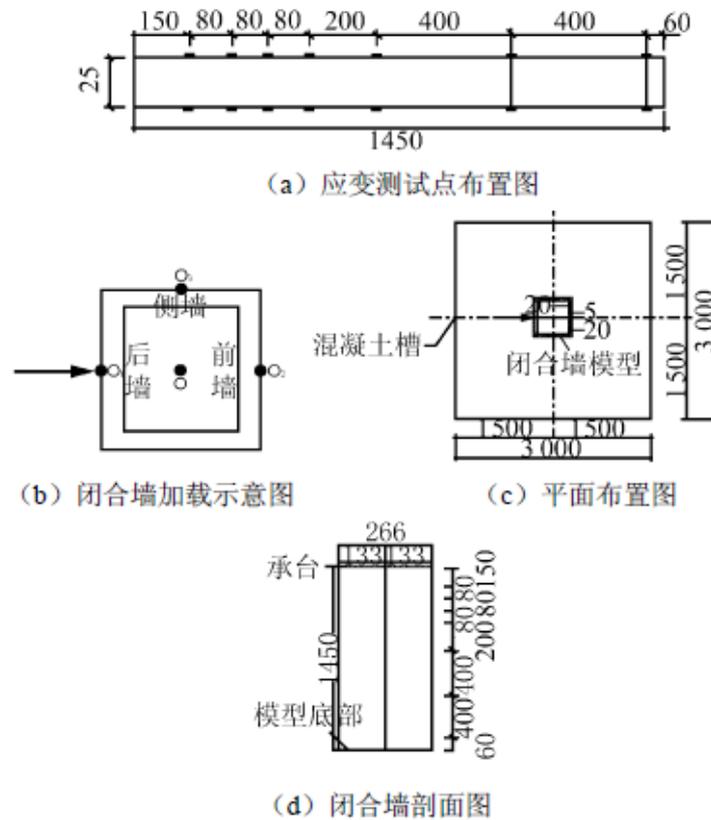


图3 墙体及应变片布置示意图 (单位: mm)

4 测试数据分析

4.1 位移传感器数据分析

因闭合型地下连续墙的整体刚度很大,墙顶各点的水平位移基本相同。根据布设在试验墙顶的位移传感器在各级荷载作用下的实测水平位移值,绘制出3组闭合墙的墙顶 H 与荷载水平位移 Y 曲线,并整理出荷载 H 与水平位移梯度($\Delta Y/\Delta H$)曲线,如图4所示。

由图4可见,墙顶荷载下水平位移有如下特点:①从整体上看,墙顶的 $H-Y$ 曲线呈非线性性质。3组闭合墙的变形量最大值分别为37.7、57.64mm和24.31mm。② $H-Y$ 曲线呈缓变型,在较小的墙顶荷载下水平位移曲线呈线性变化,当荷载超过一定值后, $\Delta Y/\Delta H$ 增加。③据《建筑桩基技术规范》和图1(a)、1(b)中可以看出,对于A闭合墙,1.8kN引起的位移量比前一级荷载1.5kN有明显的增加,故取1.5kN为试验墙的水平临界荷载,即 $H_{cr}=1.5\text{kN}$ 。与此相类似的判断,可得B墙 $H_{cr}=3.9\text{kN}$,C墙 $H_{cr}=4.8\text{kN}$ 。

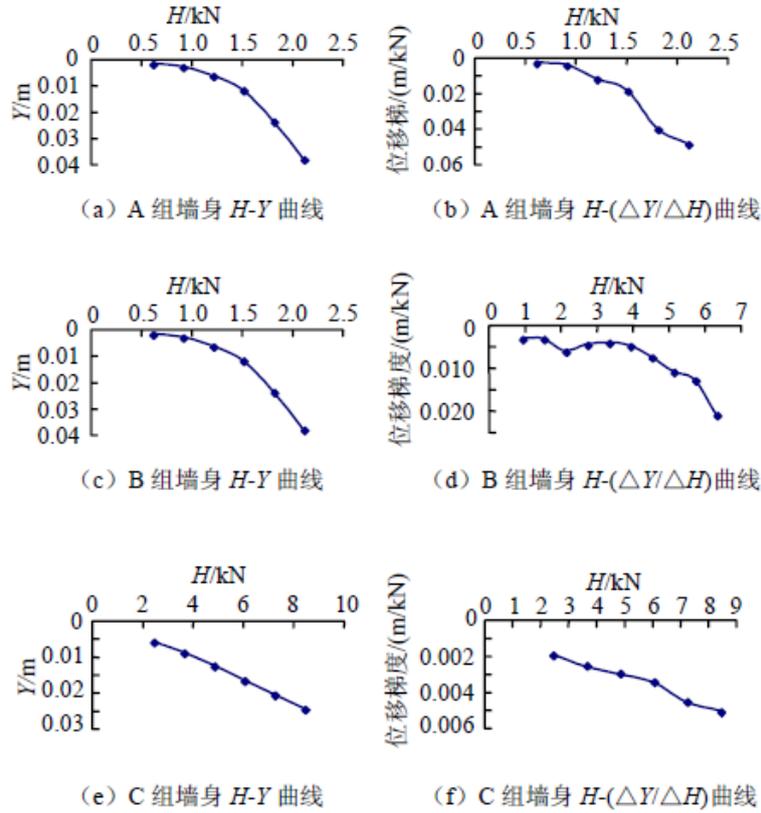


图4 墙顶荷载位移曲线

4.2 闭合墙墙身的水平变位、弯矩、剪力及角位移性状分析

由位移传感器可测得每级荷载作用下的力作用点的位移，同时根据桩身各截面应变片的数据，按桩的挠曲线可推导出式（1），计算出墙身各测量截面的转角及水平位移值。

$$\theta_{i+1} = \theta_i - (\Delta\varepsilon_{i+1} + \Delta\varepsilon_i) \frac{l_i}{2b_0}$$

$$y_{i+1} = y_i + \theta_i l_i - (\Delta\varepsilon_{i+1} + 2\Delta\varepsilon_i) \frac{l_i^2}{6b_0} \quad (1)$$

5 墙身截面尺寸和墙深对闭合墙水平承载性状的影响分析

模型墙体深度为0.65m的A组墙以及模型墙体深度为1.3m的B组和C组不同墙身截面尺寸的最大水平荷载H、墙身变位S、弯矩M及角位移值。由表中可知，墙身截面尺寸大的闭合墙，与墙侧土体的接触面积增大，故其水平承载能力H也增大，墙身最大弯矩也随之增大。

6 结论

- (1) 水平荷载下闭合墙基础呈整体倾斜破坏特性，其水平承载能力的大小取决于墙侧土体的屈服强度及基础上部结构所允许的水平位移量。
- (2) 闭合墙墙身弯矩随墙深呈非线性变化，墙身剪力在加载处最大，且墙身弯矩极大值墙身剪力为0，0点以下，墙身剪力随深度呈“大肚形”变化。
- (3) 闭合墙埋深较浅时，刚体性状表现的比较明显，墙身自身的弯曲能力较小。墙身埋深增加，闭合墙逐渐会表现出弹性性状，墙身自身的弯曲能力增强。

地下连续墙与地下结构外墙两墙合一模型试验研究

谢志秦, 吉海军, 胡小勇

(西安职业技术学院建筑工程系, 陕西西安 710077)

四川建筑科学研究第 38 卷第 4 期 2012 年 8 月

1 引言

近些年,许多工程根据不同的水文地质条件及建筑物周边的环境,正确合理的选择了地下连续墙与地下室结构外墙“两墙合一”的方案,既确保了工程质量和进度,同时,减小了结构断面、节省了混凝土用量。因此,作者对“两墙合一”的力学性状及基础的沉降等进行模型试验研究。

2 试验情况概述

2.1 试验系统

本文开展的物理模型试验是在中国矿业大学(北京)“211工程”重点建设项目“复杂多变环境下城市地下工程相似模拟试验系统”(以下简称“城市地下工程模拟试验系统”)中进行的,该系统具有自动化、通用性和可扩充性好的特点。可实现较大比尺的多功能模拟试验,并能在考虑地下水影响的条件下,模拟水土耦合作用。城市地下工程模拟试验系统采用高精度数据采集设备,能实现自动数据采集。

2.2 试验方案

本次模型试验是在中国矿业大学(北京)力学与建筑工程学院的城市地下工程模拟试验系统中进行的,综合考虑了试验模型制作的难度和费用、加载设备情况、量测精度要求等因素,经过相似分析,本次模拟试验取模型试验比例尺为1:40。模型试验方案如下。

1)考虑地下连续墙与箱型基础外墙两墙分离的模型,平面布置如图1所示,地下连续墙距离试验模型台边850mm、高度600mm;箱型基础外墙距离地下连续墙内侧25mm,其尺寸为300mm×300mm,高度为500mm。

2)考虑地下连续墙与箱型基础外墙两墙合一的模型,平面布置如图2所示。

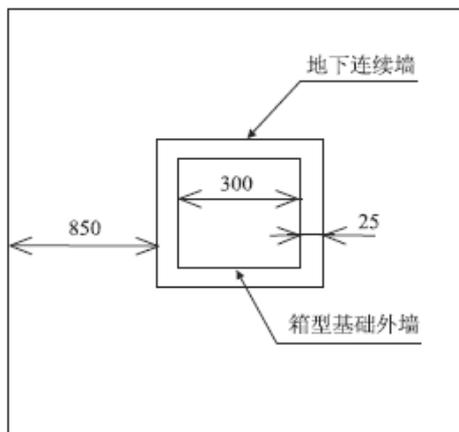


图1 地下连续墙与箱型基础外墙两墙分离模型

2.3 试件设计与制作

试验用地下连续墙墙体试件,采用有机玻璃板、铝板或者混凝土材料设计与制作。墙体试件的高度按开挖后插入土层深度和露出土层的高度比为0.2, 0.4和0.7分为三类。箱型基础混凝土墙体的材料为细石混凝土,测得其立方体抗压

强度平均值为15MPa。

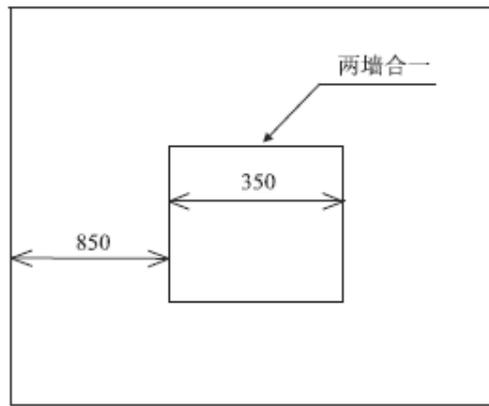


图2 地下连续墙与箱型基础外墙两墙合一模型

3 试验结果分析

3.1 墙体内力(即弯矩)分布比较

3.1.1 两墙分离时地下连续墙墙体内力分布

图3(a), (b)为有机玻璃材料制作的地下连续墙墙体模型, 当采用铝板材料或混凝土材料制作地下连续墙墙体时, 其内力测试结果与有机玻璃材料地下连续墙类似。从图3(a), (b)可以看出:

1) 墙体弯矩的变化和墙体相对插入深度有关。①相对插入深度为0.2时, 墙体弯矩呈“悬臂式”, 墙体向同一侧发生形变, 墙体最大的受力位置在墙体中部。②相对插入深度为0.7时, 墙体的弯矩值既有正值也有负值, 这主要是因为墙体顶部和底部有了一定的嵌固作用。随着插入比的不断增大, 这种嵌固作用越发明显, 在墙体中部形成较大的变形和弯矩。

2) 墙体与土体之间摩擦力对墙体变形和受力几乎没有影响。

3) 支护结构的位移与弯矩在基坑工程完成后, 就已基本稳定。不会随着建筑物的施工而出现明显的变化。

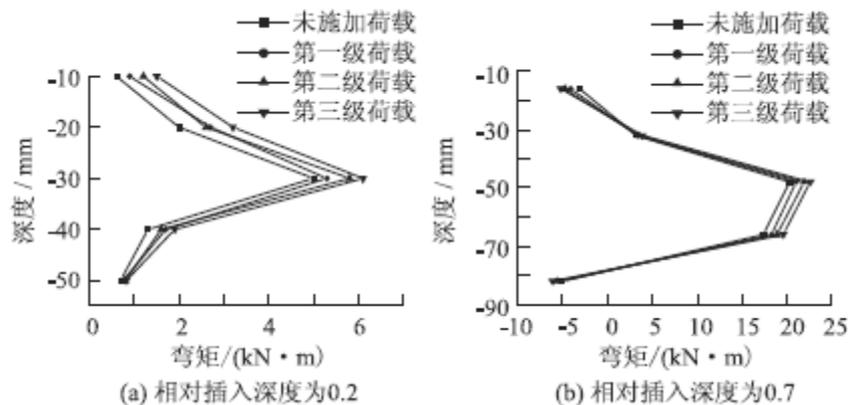


图3 两墙分离有机玻璃材料墙体内力变化曲线

3.1.2 两墙合一时墙体内力分布

从图4(a), (b)可以看出:

1) 墙体弯矩的变化情况与两墙分离时相同。当相对插入深度为0.2时, 墙体弯矩呈“悬臂式”, 墙体向同一侧发生形变; 随着相对插入深度的增加, 墙体弯

矩曲线逐渐发生变化，墙体两端出现“铰接”情况。

2) 与两墙分离时相比，两墙合一时墙体的弯矩较小；随着荷载的增大，墙体弯矩的变化也不明显。这主要是因为地下连续墙与箱型基础外墙合二为一时，不但增加了墙体的强度和刚度，还使得内支撑发挥了更大的作用，从而使得这个结构体系更加稳定。

3) 墙体的变形和受力情况，主要与墙体的相对插入深度和墙体厚度两个因素有关，与墙体和土体之间的摩擦力关系不大。这说明支护结构水平力的大小，主要与地层应力及墙体的受力模式有关，而刚性墙体的位移很小，摩擦力很难发挥作用。

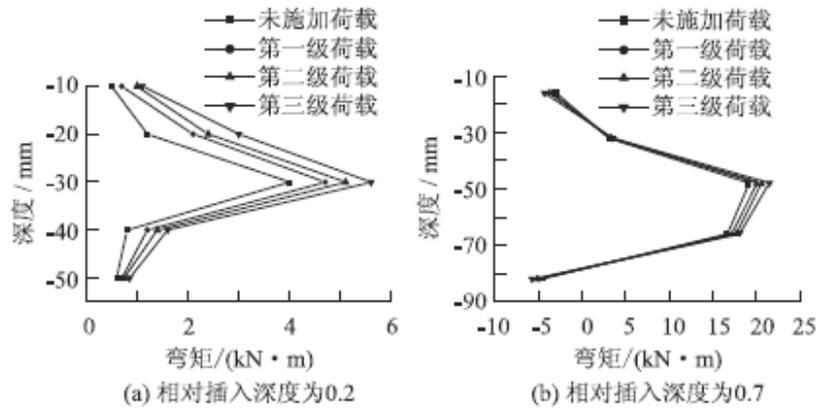


图4 两墙合一墙体内力变化曲线

3.2 荷载与沉降的关系

3.2.1 两墙分离时

测试了不同材料的地下连续墙与箱型基础外墙分离时箱形基础的整体沉降，试验结果如图5所示。从试验结果可以得出如下结论：

- 1) 随着荷载的增加，箱形基础的整体沉降也随着变大。
- 2) 沉降量跟墙体和土体间的摩擦力、相对插入深度、墙体厚度等有着密切的关系。

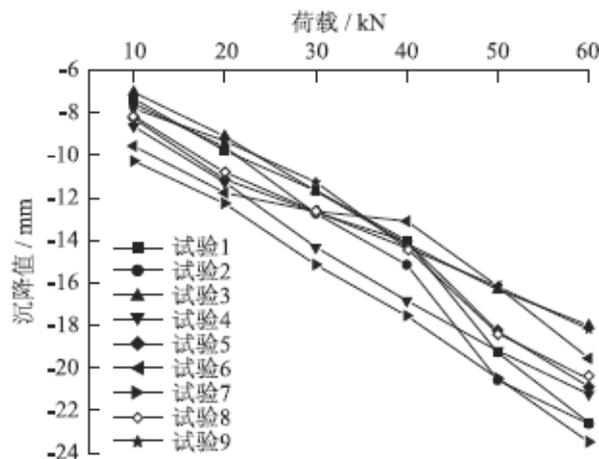


图5 两墙分离时的荷载与沉降的变化曲线

3.2.2 两墙合一时

不同材料的结合墙体，从图6荷载与箱型基础的整体沉降量曲线中可以看出：

1) 随着荷载的逐渐增大, 箱形基础的整体沉降量也随着变大。与两墙分离时的结果相比, 两墙结合时, 箱形基础的沉降量在相同荷载作用下明显减小。

2) 荷载与沉降的关系曲线同两墙分离时的荷载沉降关系曲线相似, 这说明, 两墙合一时, 沉降也和土体间的摩擦力、相对插入深度、墙体厚度等因素有着很大的关系。

3) 其他各方面的规律基本同地下连续墙与箱型基础外墙分离时荷载与沉降的关系。

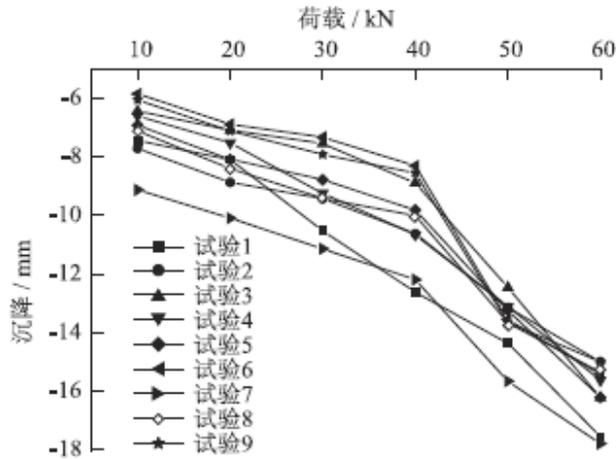


图6 两墙合一时的荷载与沉降的变化曲线

3 结论

综上所述, 地下连续墙与箱型基础外墙两墙合一时的受力特点同结构分离时很相似, 其受力的主要影响因素也相同。但两墙合一的结构, 墙体的弯矩较小; 随着荷载的增加, 墙体弯矩的变化也不明显; 结构的沉降在相同荷载作用下明显减小。

2、排桩

疏排桩支护结构中土拱荷载传递比分析

苏迎社¹，杨媛媛²

(1. 长安大学工程设计研究院，西安； 2. 长安大学建筑学院，西安)

吉林大学学报（工学版） 2015 年 3 月第 45 卷第 2 期

1 引言

土拱效应是由于桩后土体发生不均匀位移而产生应力重新分布和传递的现象。作者通过阅读大量现有文献发现，现有文献中研究较多的是土拱效应的存在条件和影响因素，如极限桩间距研究，而对于排桩受到的桩侧土压力究竟有多少是通过土拱传递到排桩上的定量分析很少。基于此，本文首先提出了土拱荷载传递比的概念，并建立了土拱荷载传递比的计算模型；然后基于离心机模型试验验证了基于土塑性力学计算桩侧土压力方法对于深基坑疏排桩支护结构中的适用性。

2 分析模型的建立

对于疏排桩，支护结构受到的土压力由于土拱作用引起重分布，考虑土拱效应可将排桩支护结构分为 4 个区域，如图 1 所示。

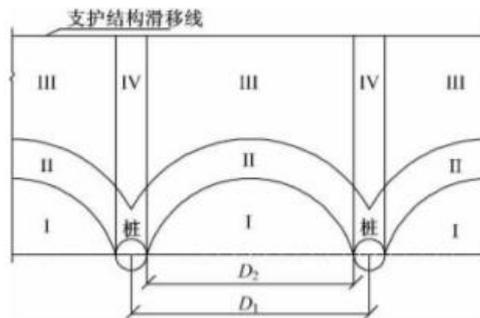


图 1 考虑土拱效应的排桩支护结构俯视图

定义土拱效应荷载传递比 λ 为经土拱传递到排桩上的土压力与排桩受到的总土压力之比：由于 E_3 等于主动土压力 E_a ，可通过朗肯主动土压力理论或者库伦主动土压力理论求出，因此只要求出排桩上作用的总土压力 ($E_2 + E_3$)，即可求出土拱效应荷载传递比 λ 。Ito 和 Matsui 曾将土和桩分别作为 Mohor 材料和刚性体，考虑软弱土体从排桩间产生挤出的塑性变形，利用土的塑性理论建立了位于边坡中排桩承受边坡滑动时的极限侧向土压力，并利用室内模型试验进行了验证。本文利用 Ito 和 Matsui 的研究成果，将其应用于疏排桩支护结构中土拱效应荷载传递比的分析。Ito 和 Matsui 所提出的作用于排桩上的侧向土压力计算公式为：

$$\begin{aligned}
 p(z) = & \\
 & cD_1 \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{N_\varphi^{1/2} \tan\varphi + N_\varphi - 1} \left[\frac{1}{N_\varphi \tan\varphi} \left\{ \exp\left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} N_\varphi \times \right. \right. \right. \\
 & \left. \left. \left. \tan\varphi \tan\left(\frac{\pi}{8} + \frac{\varphi}{4} \right) \right) - 2N_\varphi^{1/2} \tan\varphi - 1 \right\} + \right. \\
 & \left. \frac{2 \tan\varphi + 2N_\varphi^{1/2} + N_\varphi^{-1/2}}{N_\varphi^{1/2} \tan\varphi + N_\varphi - 1} \right] - \\
 & c \left\{ D_1 \frac{2 \tan\varphi + 2N_\varphi^{1/2} + N_\varphi^{-1/2}}{N_\varphi^{1/2} \tan\varphi + N_\varphi - 1} - 2D_2 N_\varphi^{-1/2} \right\} + \\
 & \frac{\gamma z}{N_\varphi} \left\{ D_1 \times \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{N_\varphi^{1/2} \tan\varphi + N_\varphi - 1} \right. \\
 & \left. \exp\left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} N_\varphi \tan\varphi \tan\left(\frac{\pi}{8} + \frac{\varphi}{4} \right) \right) - D_2 \right\} \quad (1)
 \end{aligned}$$

式中： $N_\varphi = \tan^2(\pi/4 + \varphi/2)$ ； D_1 和 D_2 分别为排桩的中心距及净间距； c 和 φ 为土体的抗剪强度指标； γ 为土体的重度。

3 离心机模型试验验证

3.1 离心机模型试验介绍

古海东通过离心机模型试验给出了疏排桩支护结构桩身内力与桩侧土压力的分布规律。试验用土取自上海杨浦区五角场的砂质粉土，该土样的级配曲线如图 2 所示。通过击实试验得到该土样的最优含水率为 18%，最大干密度为 1.53g/cm^3 ，对应的密度为 1.8g/cm^3 ，本次离心机试验制备含水率为 18% 的非饱和土，土样的物理力学性质如下：比重为 2.7，含水量为 18%，密度为 1.8g/cm^3 ，固结不排水强度 $c = 23 \text{kPa}$ ， $\varphi = 34^\circ$ 。在 1g （ g 为重力加速度）状态下，在净空为 $700 \text{mm} \times 400 \text{mm} \times 700 \text{mm}$ （高）的模型箱中完成模型制备。在填土前，模型箱两侧用凡士林粘贴双层聚四氟乙烯薄膜以减小侧壁摩擦。模型中桩采用外径为 20mm ，内径 14mm 的铝管，桩内壁布置弯曲应变片，桩表面打磨后外径为 18mm ，桩长为 400mm ，杨氏模量为 70GPa ，填土时将排桩预先埋入土中。整个支护结构模型简图见图 3。

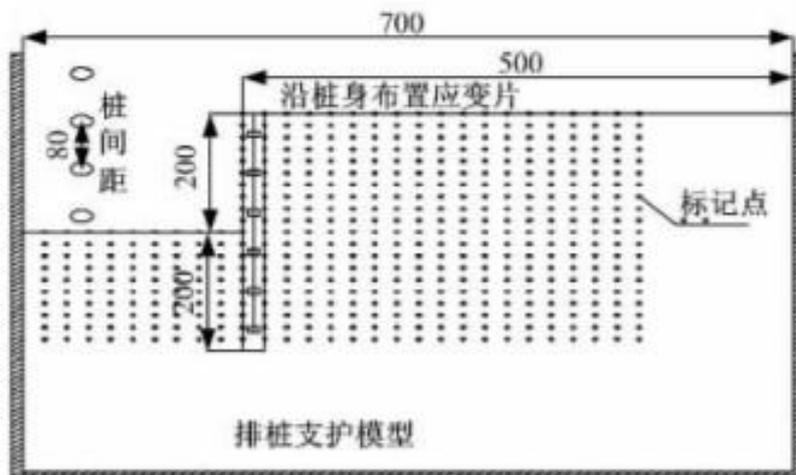


图 2 基坑离心机模型（单位：mm）

2.2 离心模型试验结果分析

离心机试验结果：基坑在离心加速度为 $55g$ 时桩间土体发生塌落破坏，塌落后桩

间土体近似成土拱形，最大拱高约为 30mm，塌落后的支护结构如图 4 所示。试验得出在不同离心加速度下疏排桩桩身弯矩、水平位移如图 5 所示。



图 3 离心机模型试验后基坑形态

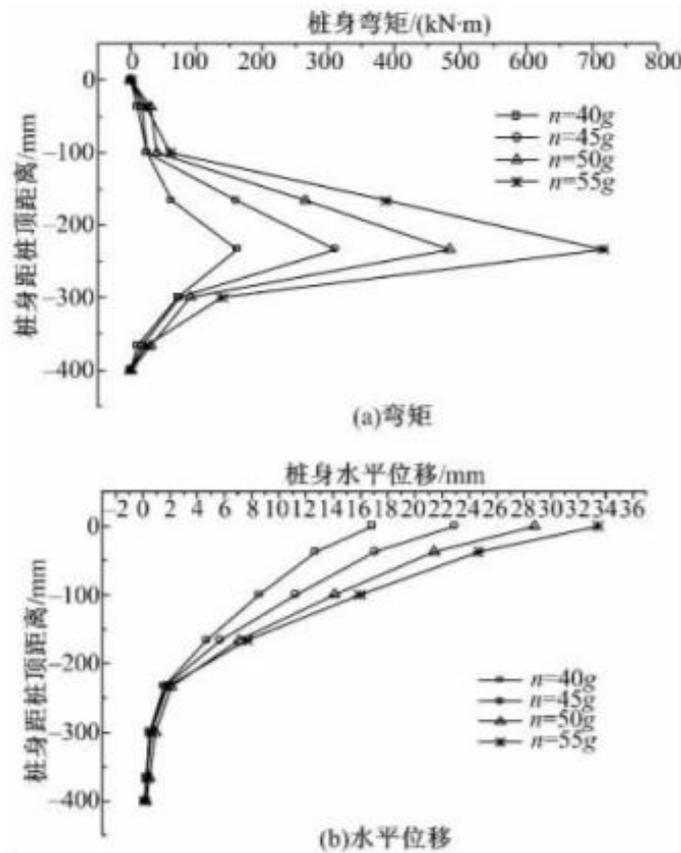


图 4 不同离心加速度下的桩身弯矩和水平位移分布

4 土拱荷载传递比参数分析

4.1 桩间净距的影响

假定一疏排桩基坑支护工程事例，基坑开挖深度为 8 m，桩长为 16m，土层参数与上文保持一致，分别取桩径 d 为 0.5、1、1.5、2、2.5、3m 保持不变，依次取排桩净间距 s 为 1、2、3、4、5、6、7m，研究排桩净间距对土拱荷载传递比 λ 的影响，图 6 为土拱荷载传递比随排桩净间距变化的关系曲线图。由图 6 可知：土拱荷载传递比随着桩间净距的增大整体上呈指数形式减小，但是当排桩桩间净距为 0 时，土拱荷载传递比为 0，说明密排桩时土拱效应不存在；当桩间

净距超过 6m 以后，土拱荷载传递比非常小（只有 0.1 左右），说明当桩间距较大时土拱效应非常微弱，土拱的存在有一个极限桩间距；当桩间距相同时，桩径越大，土拱荷载传递比越小。

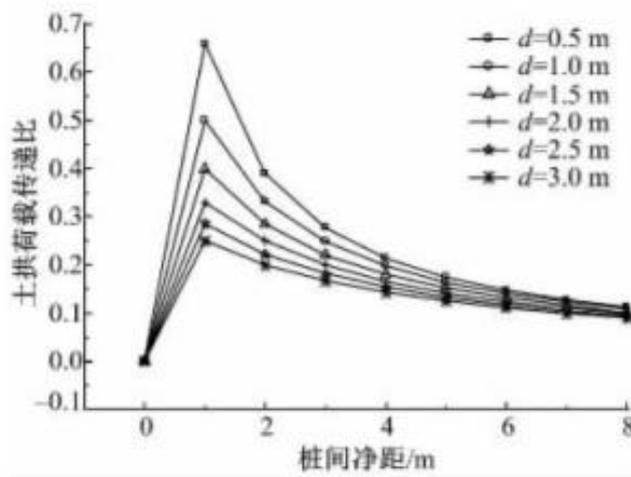


图 5 桩间净距对土拱荷载传递比的影响

4.2 桩径的影响

分别取排桩净间距 s 为 1、2、3、4、5、6、7m 保持不变，依次取桩径 d 为 0.5、1、1.5、2、2.5、3m 研究桩径对土拱荷载传递比的影响，如图 6 所示。

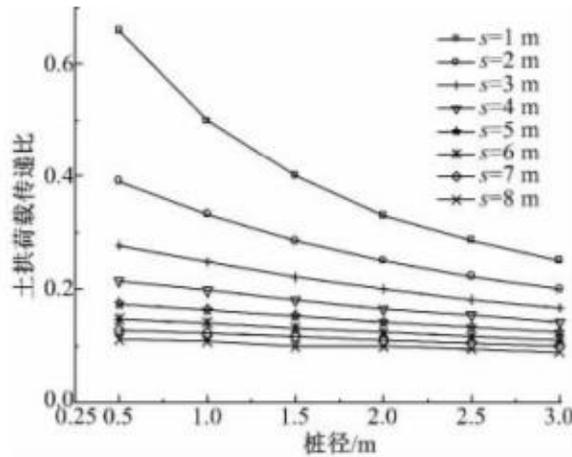


图 6 桩间净距对土拱荷载传递比的影响

5 结论

(1) 疏排桩支护结构中，土拱效应不容忽视，通过土拱传递到排桩上的土压力最大可占到排桩承受的总土压力的 60% 以上。

(2) 密排桩时土拱效应不存在；疏排桩土拱荷载传递比随着桩间距的增大近似呈指数形式减小，当桩间距超过 6m 以后，土拱荷载传递比非常小（只有 0.1 左右），说明当桩间距较大时土拱效应非常微弱，土拱的存在有一个极限桩间距；当桩间距相同时，桩径越大，土拱荷载传递比越小。

(3) 当其他参数不变时，土拱荷载传递比随土体内摩擦角和土体黏聚力的增大近似成指数形式增大，并且增大的趋势越来越缓慢。

竖向水平向荷载共同作用下排桩模型试验研究

黄亮亮¹，樊平²

(1. 张家港保税区规划建设局, 江苏 张家港 215600; 2. 张家港市滨江新城投资发展有限公司, 江苏 张家港 215600)

工程勘察 2012 年 8 月第 7 期

1 引言

桩基工程中, 由于进行排桩的原位试验需要花费大量的人力、物力和时间, 或因场地条件施工环境等其他因素的限制不方便进行原位试验, 在这种情况下, 室内模型试验就成为研究、探索和解决问题的一种快速有效的方法。本文通过室内模型试验来探求排桩在竖向、水平向荷载作用下的受力特性, 研究排桩在竖向、水平向荷载共同作用下的基本性状, 通过试验获取桩顶位移、桩身弯距分布等原始数据, 了解竖向、水平向荷载共同作用下排桩的基本工作状态与规律。

2 试验介绍

2.1 试验方案

为了较好地模拟桩的实际工作情况, 试验方案设计如下: 首先在模型桩承台上施加竖向荷载, 待稳定后再向模型桩承台分级施加水平向荷载直至破坏。其中前十二种工况分为三组, 桩距分别为 3D、6D 以及 8D, 模型桩埋入土中的深度相同, 均为 33D(66cm), 泥面上桩的长度为 5.5D(11cm), 每组竖向荷载分为四级, 分别为 0N、176.4N、352.8N 和 529.2N。而工况 13、工况 14 两组试桩竖向荷载和桩间距同工况 7, 但是入土深度分别为 28D(56cm) 和 23D(46cm), 泥面上桩的长度仍为 5.5D(11cm)。各试桩的具体参数情况见表 1。

2.2 模型桩的布置及试验加载读数

考虑到本次试验的土料是风干砂土, 钢管的性模量比较适合, 导热性和各向均匀性都能符合试验要求, 本试验选用钢管桩作为模型桩。试验中桩身截面的弯距用桩身实测的应变值通过计算来推求, 桩身应变的量测采用桩身粘贴应变片的方法, 数据收集采用 DH3816 静态应变测试系统。试验在满足几何相似和力学相似的前提下进行, 模型桩的布置方式采用常见的串联方式, 见图 1 所示。加载方式是先向承台施加一定量的竖向荷载, 待稳定后再逐级施加水平向荷载, 直到破坏。水平荷载大约每隔 20min 加一级, 加载完成后, 每隔 5min 测读一次, 如果后 5min 内位移变化超过 0.1mm 则要继续观察直到稳定。如果在 40min 内桩还没有达到稳定, 或者土体已明显破坏, 或者地面处前桩水平位移达到一定值(试验中认为 8mm)时, 即认为模型桩已破坏, 可终止加载, 加载路径如图 2 所示。

3 试验数据分析

3.1 各工况下桩的临界水平位移与极限水平荷载的关系

在桩的间距、入土深度和抗弯刚度不变的情况下, 桩的极限水平荷载随着竖向荷载的增加而增加, 见表 2, 即在同一水平荷载情况下, 竖向荷载的压应力会抵消部分弯曲拉应力, 提高桩的极限水平荷载。图 3~图 5 表示了在不同竖向荷载条件下, 桩破坏时极限水平荷载与桩水平位移的关系。

3.2 排桩在极限水平荷载下的桩身弯矩比较分析

由试验可知, 桩在不同间距、不同桩长乃至不同竖向荷载的情况下, 试桩达到临界破坏时的极限水平荷载是不同的, 桩在临界破坏状态下前桩、中桩以及后桩的桩身弯矩也不同, 图 6~图 9 为相同桩间距下不同竖向荷载时各桩的弯矩分

布情况。

表 1 模型试验荷载加载方案

工况	桩间距	桩入土深度	竖向荷载 (N)
1	3D (6cm)	33D (66cm)	0 (0kg)
2	3D (6cm)	33D (66cm)	176.4 (18kg)
3	3D (6cm)	33D (66cm)	352.8 (36kg)
4	3D (6cm)	33D (66cm)	529.2 (54kg)
5	6D (12cm)	33D (66cm)	0 (0kg)
6	6D (12cm)	33D (66cm)	176.4 (18kg)
7	6D (12cm)	33D (66cm)	352.8 (36kg)
8	6D (12cm)	33D (66cm)	529.2 (54kg)
9	8D (16cm)	33D (66cm)	0 (0kg)
10	8D (16cm)	33D (66cm)	176.4 (18kg)
11	8D (16cm)	33D (66cm)	352.8 (36kg)
12	8D (16cm)	33D (66cm)	529.2 (54kg)
13	6D (12cm)	28D (56cm)	352.8 (36kg)
14	6D (12cm)	23D (46cm)	352.8 (36kg)

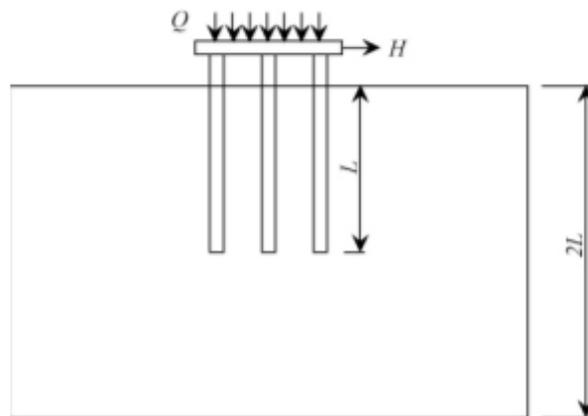


图 1 本试验中模型桩布置示意图

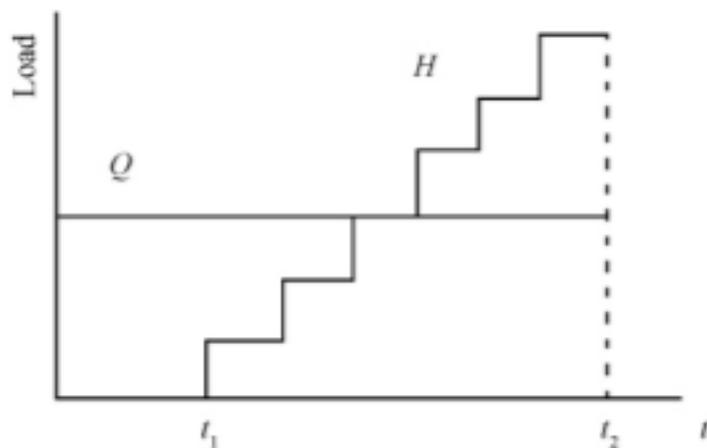


图 2 加载路径示意图 (Q 为竖向荷载, H 为水平荷载)

表 2 桩临界破坏时的水平荷载

工况	桩间距—竖向荷载	破坏时水平荷载 (N)
1	3D—0N	380
2	3D—176.4N	393
3	3D—352.8N	404
4	3D—529.2N	422
5	6D—0N	528
6	6D—176.4N	560
7	6D—352.8N	625
8	6D—529.2N	713
9	8D—0N	592
10	8D—176.4N	692
11	8D—352.8N	815
12	8D—529.2N	884

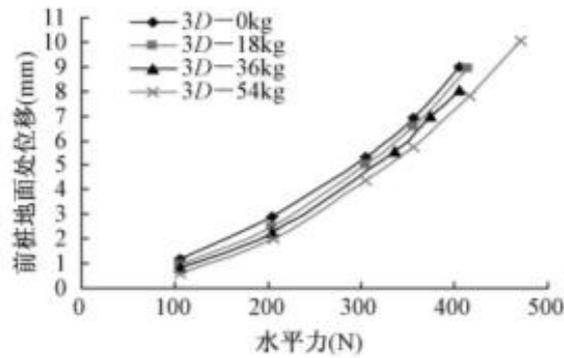


图 3 水平荷载与位移关系(桩间距 3D)

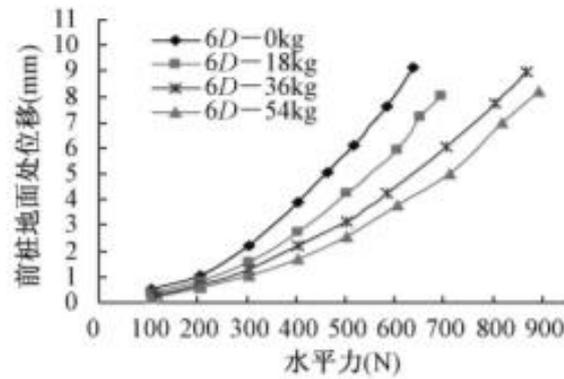


图 4 水平荷载与位移关系 (桩间距 6D)

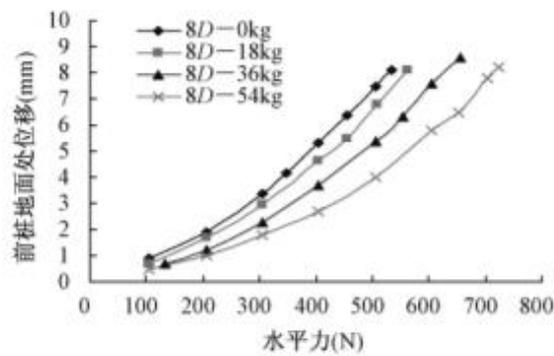


图 5 水平荷载与位移关系(桩间距 8D)

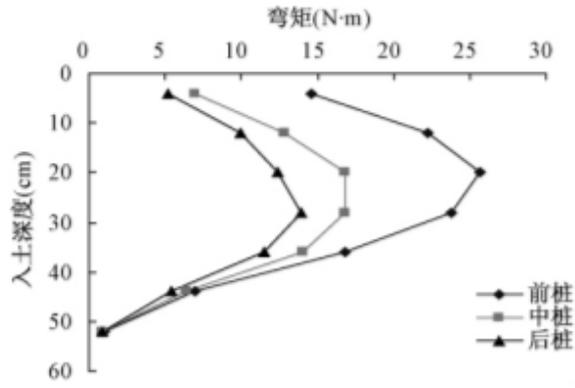


图6 桩间距为3D、竖向力为0N时各桩弯矩

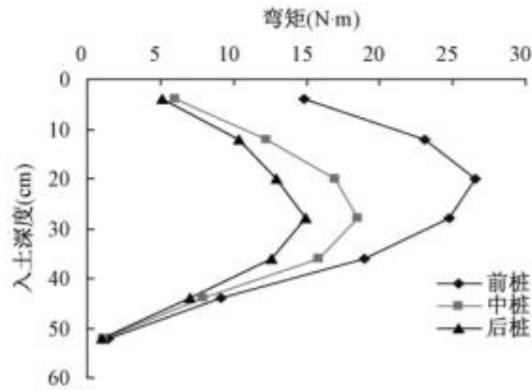


图7 桩间距为3D、竖向力为176.4N时各桩弯矩

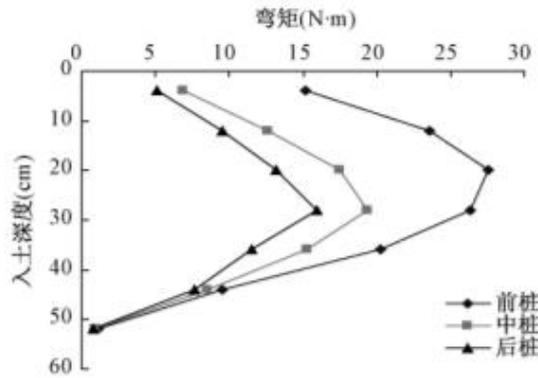


图8 桩间距为3D、竖向力为352.8N时各桩弯矩

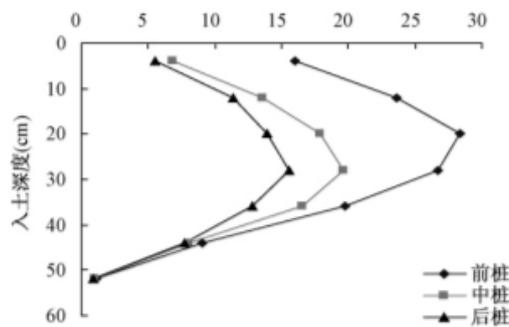


图9 桩间距为3D、竖向力为529.2N时各桩弯矩

由图 6~9 可以看出, 在竖向荷载增加的情况下, 各桩桩身弯矩略有增长, 由此可见竖向荷载的存在对桩身会带来一定的附加弯矩但影响较小。从图中也可以看出, 中桩的弯矩要比前桩的弯矩小较多, 而后桩的弯矩略小于中桩的弯矩, 这是排桩中前桩的“屏蔽效应”和“边桩效应”的共同体现。同时也发现, 在桩的入土深度较深的时候, 前桩、中桩以及后桩的弯矩接近相同, 也就是说在桩的埋深较大处, 排桩的“屏蔽效应”和“边桩效应”已不再明显。

4 结论

本文确定了室内模型试验的方案, 根据试验设定的桩破坏条件, 得到了竖向、水平向荷载共同作用下排桩的极限水平荷载值, 同时对试验数据进行了分析, 得出如下结论, 为实际工程的施工设计提供定性参考。

(1) 在一定范围内, 随着竖向荷载的增大, 桩的极限水平荷载也增大, 即竖向荷载产生的压应力在一定程度上会抵消部分水平荷载产生的弯曲拉应力, 提高桩的极限水平荷载。

(2) 在竖向荷载等其它条件不变的情况下, 桩的极限水平荷载随着桩间距的增大而提高。

(3) 在竖向荷载等其它条件不变的情况下, 桩的极限水平荷载随着桩长的增加而提高, 当桩长达到有效桩长后就基本不再变化。

(4) 在竖向、水平向荷载共同作用下, 前桩所承受的弯矩大于中桩, 中桩弯矩大于后桩, 且随着桩距的增加, 中桩与后桩之间的弯矩值越来越接近, 即前桩对中桩和后桩的影响越来越小。

不规则波作用下排桩式透空堤透浪系数试验研究

黄健钧^{1,2}, 于倩^{1,2}, 陈国平^{1,2}, 严士常^{1,2}

(1. 河海大学海岸灾害及防护教育部重点实验室, 南京; 2. 河海大学港口海岸与近海工程学院, 南京)

水道港口 2020 年 6 月第 41 卷第 3 期

1 引言

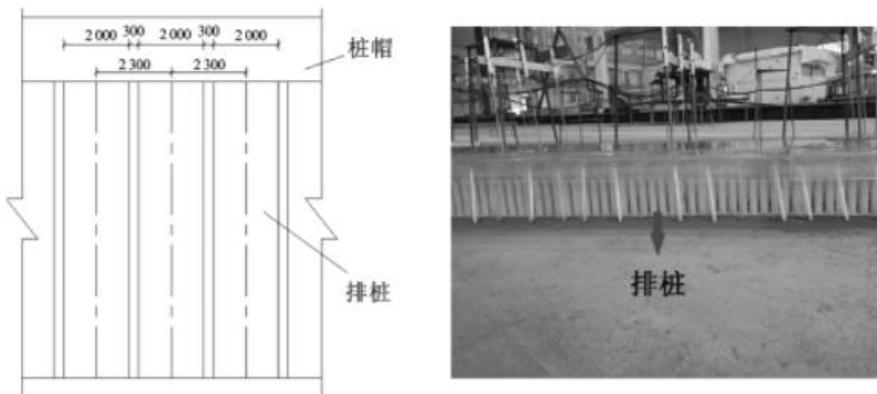
防波堤的主要作用是阻挡海外波浪的传播以减小港内波高, 让港内船舶达到泊稳要求进行装卸作业。随着环境保护的要求越来越高, 实心式防波堤的使用受到了限制。透空式防波堤由于较小的结构自重, 同时具有节省材料又利于港内外水沙在下部空间的自由交换, 可以有效防止港内淤积的优点, 其结构形式已经成为更多港口工程的首选。较为常见的透空堤形式包括: 排桩式透空堤、桩基挡板式透空堤、多层挡板式透空堤和梳式透空堤等。随着近些年防波堤施工技术的进步和波浪理论的愈发成熟, 透空堤具有十分广阔的应用前景。

2 物理模型设计与试验方法

2.1 模型设计

本模型试验在河海大学江宁校区海岸实验厅的大型波浪港池中进行。港池尺寸为 60m×40m×1.5m, 池中装有可移动式不规则波造波机系统, 能够按照要求模拟规则波和各种谱型的不规则波, 同时港池四周装有消浪设施以减小波浪的二次反射。

排桩式透空堤的物理模型用有机玻璃制作, 分为防波堤和引桥两部分。防波堤面板厚 3.4m, 桩径为 2 m, 桩间距离长 0.30m, 分为桩间不带肋板和带肋板两种不同结构形式, 排桩式透空堤以及桩间肋板的具体形式如图 1 和图 2 所示。模型比尺根据试验对象的结构尺度, 港池的大小以及最大的波高, 综合考虑以上因素后决定采用 1:60 的试验比尺。根据试验要求, 堤后沿着堤身方向分 4 处布置浪高仪, 每处布置 3 根浪高仪 (第一根浪高仪距离堤后 0.1m, 之后每两根间隔 1 m) 用以测量堤后波高。波高采用 DJ-800 型多功能数据测量系统进行采集, 每处 3 根浪高仪处理的数据最终取平均值作为该处波高的代表值 (即 #1-1, #1-2, #1-3 三处浪高仪波高数据取平均值最终作为该处波高的代表值 #1), 模型平面布置及浪高仪的摆放位置如图 3 所示。



1-a 排桩式透空堤正面示意图 1-b 排桩式透空堤物理模型正面图

图 1 排桩式透空堤正面图 (单位: mm)

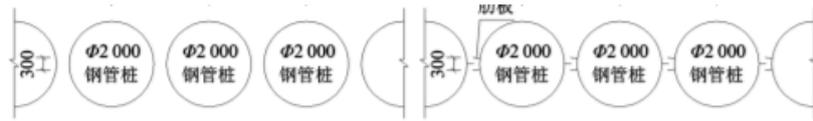
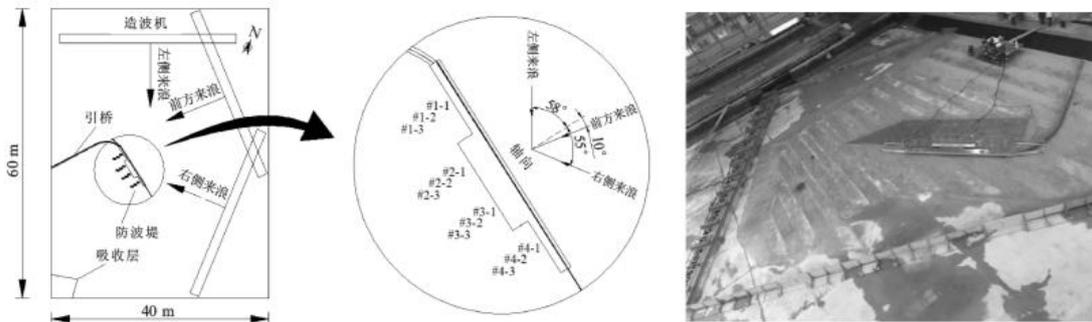


图 2 两种不同的排桩结构形式 (单位: mm)



3-a 物理模型试验布置示意图 3-b 物理模型试验场地布置图

图 3 物理模型试验平面布置图

2.2 试验方法

此次试验根据要求采用不规则波进行, 不规则波频谱为 JONSWAP 谱, 谱峰升高因子 $\gamma = 3.3$, 波要素的率定均满足《波浪模型试验规程》(JTJ / T234-2001) 的相关要求。试验波向分为左侧来浪, 前方来浪和右侧来浪三个方向, 入射角以波浪正向垂直作用于防波堤为 0° , 则三个入射方向的波浪入射角分别为 58° 、 10° 、 55° , 如图 3-a 所示。影响防波堤透浪系数的因素很多, 在本次试验中, 主要考虑相对入射波高 $H_s / \Delta h$ 、相对波长 L / d 、相对堤宽 B/L 、不同波向和桩间肋板对排桩式透浪消浪能力的影响, 关于试验的波浪要素详见表 1。本次试验每个组次进行三次取平均值以避免偶然因素造成的误差, 保证试验的准确性。排桩式透浪堤的断面形式及上述各物理参数的定义如图 4 所示。

表 1 试验波要素

波向	入射角/ $^\circ$	水深/cm	有效波高/cm	平均周期/s
左侧来浪	58	11.5、14.6、18.0、19.7	3.2、3.9、4.4、5.7、6.1	0.8~1.0
前方来浪	10	11.5、14.6、18.0、19.7	3.4、3.9、4.4、5.7、6.1	0.7~0.9
右侧来浪	55	11.5、14.6、18.0、19.7	3.6、3.8、3.9、4.4、4.7、5.3	0.7~0.9

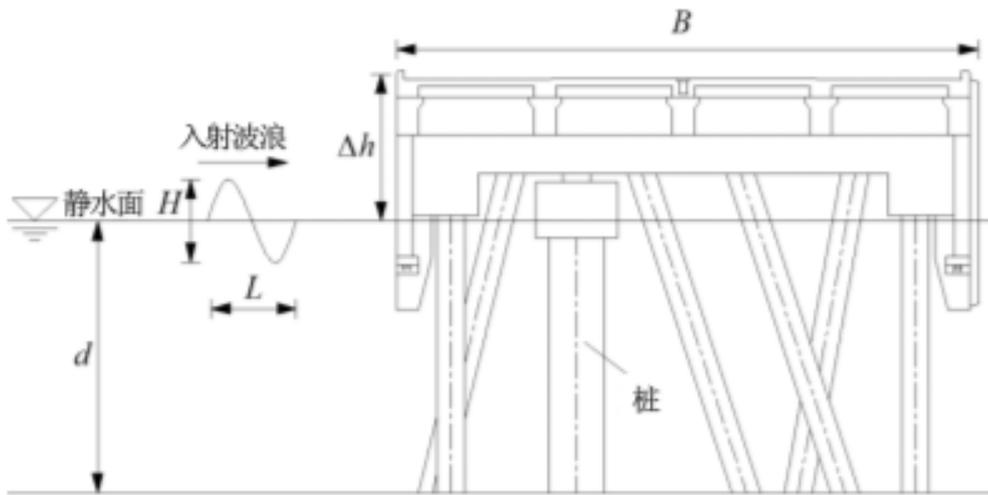


图 4 排桩式透空堤断面形式及各物理参数示意图

3 桩间肋板对透浪系数的影响

本次研究还进行了桩间带肋板的排桩式透空堤透浪系数试验，带肋板排桩式透空堤的透浪系数明显小于不带肋板的排桩式透空堤，加上肋板后的透空堤具有更为显著的消波能力，桩间肋板对于透浪系数的衰减率在 10%~60%之间。此外，该衰减率在水深较小的情况下达到较大值，随着水深的增加，衰减率呈现下降趋势。这是由于水深增加后，堤顶越浪会随之增大，一部分水体不通过排桩间距直接越过堤顶到达堤后，减小了桩间肋板的阻挡作用，导致对堤后波高的削减效应降低。

4 堤后波高试验值比较

本次试验测得了整体波浪物理模型试验下的堤后波高，与此同时交通运输部天津水运工程科学研究所也进行了相对应的断面物理模型试验和整体数值模拟计算。不同于整体物理模型试验可以同时考虑波浪的透射、绕射和越浪效应，断面物理模型试验只能主要反映波浪的透射效应以及整体数值模拟计算只能主要反映波浪的绕射效应。

表 3、表 4 和表 5 分别是左侧来浪、前方来浪和右侧来浪波向下各测量位置的堤后波高整体物理模型值、整体数值模拟值和断面物理模型值。根据各表所示，断面物理模型值、数值模拟值和整体物理模型值总体上相差不大，但是仍有部分断面物理模型值和数值模拟值小于整体物理模型值，因此仅凭单方面的断面物理模型值或数值模拟值对于防波堤的结构设计是偏于危险的，存在一定的安全隐患。

表 2 左侧来浪作用下堤后波高试验值比较

波向	入射波高/m	测点编号	堤后波高/m			R
			整体物理模型值	数值模拟值	断面物理模型值	
左侧来浪	2.86	#1	0.91	0.79	0.89	2.20%
	2.86	#2	0.65	0.80	0.89	23.08%
	2.86	#3	0.57	0.81	0.89	42.11%
	2.86	#4	0.92	0.93	0.89	1.09%
	2.63	#1	0.91	0.75	0.82	9.89%
	2.63	#2	0.64	0.76	0.82	18.75%
	2.63	#3	0.55	0.77	0.82	40.00%
	2.63	#4	0.88	0.85	0.82	3.41%
	2.00	#1	0.69	0.63	0.62	8.70%
	2.00	#2	0.49	0.63	0.62	26.53%
	2.00	#3	0.42	0.64	0.62	47.62%
	2.00	#4	0.67	0.66	0.62	1.49%

因此，当排桩式防波堤主要受正向来浪作用时，整体物理模型值与整体数值模拟值和断面物理模型值的误差较小，在实验条件受限情况下，可以仅根据断面试验和数值模拟计算进行初步的结构设计。然而，当排桩式防波堤受斜向来浪作用较为明显时，数值模型值和断面物理模型值与整体物理模型值之间存在不可忽视的误差，此时应该配套进行整体物理模型试验来进一步确定结构设计参数。

表 3 前方来浪作用下堤后波高试验值比较

波向	入射波高/m	测点编号	堤后波高/m			R
			整体物理模型值	数值模拟值	断面物理模型值	
前方来浪	2.75	#1	0.93	0.84	0.85	8.60%
	2.75	#2	0.91	0.84	0.85	6.59%
	2.75	#3	0.90	0.84	0.85	5.56%
	2.75	#4	0.87	0.84	0.85	2.30%
	2.47	#1	0.86	0.90	0.77	4.65%
	2.47	#2	0.81	0.90	0.77	4.94%
	2.47	#3	0.81	0.90	0.77	4.94%
	2.47	#4	0.74	0.90	0.77	4.05%
	2.06	#1	0.66	0.74	0.64	3.03%
	2.06	#2	0.64	0.75	0.64	0.00%
	2.06	#3	0.63	0.75	0.64	1.59%
	2.06	#4	0.62	0.75	0.64	3.23%

表 4 右侧来浪作用下堤后波高试验值比较

波向	入射波高/m	泊位	堤后波高/m			R
			整体物理模型值	数值模拟值	断面物理模型值	
右侧 来浪	2.33	#1	0.68	0.61	0.72	5.88%
	2.33	#2	0.67	0.62	0.72	7.46%
	2.33	#3	0.60	0.53	0.72	11.67%
	2.33	#4	0.75	0.53	0.72	4.00%
	2.35	#1	0.72	0.74	0.73	1.39%
	2.35	#2	0.58	0.75	0.73	25.86%
	2.35	#3	0.60	0.76	0.73	21.67%
	2.35	#4	0.72	0.76	0.73	1.39%
	1.95	#1	0.59	0.62	0.60	1.69%
	1.95	#2	0.48	0.63	0.60	25.00%
	1.95	#3	0.50	0.63	0.60	20.00%
	1.95	#4	0.59	0.63	0.60	1.69%

5 结论

本次试验在不同波向的不规则波作用下,探讨了排桩式透空堤透浪系数的变化规律,其主要结论如下:

(1)从入射波要素进行分析,桩间不带肋板透空堤的透浪系数 K_t 随着相对波高的增大会呈现出先减后增的现象;而对于相对波长的增大, K_t 则表现出在一定范围内显著地增加。从透空堤结构形式进行分析,相对堤宽的加大能引起 K_t 增加的趋势;

(2)在不同波向作用下,由于波浪斜向入射时透空堤的有效掩护长度变短以及堤头的波浪绕射效应增大,导致叠加后的堤后波高变大,从而左右侧来浪的透浪系数 K_t 较大于前方来浪的透浪系数;

(3)与不带肋板的排桩式透空堤相比,桩间加上肋板后明显增强了排桩式透空堤的消浪能力,对于透浪系数的衰减率在 10%~60%之间;

(4)当排桩式防波堤主要受正向来浪作用时,整体物理模型值与整体数值模拟值和断面物理模型值的误差较小,在实验条件受限情况下,可以仅根据断面试验和数值模拟计算进行初步的结构设计。然而,当排桩式防波堤受斜向来浪作用较为明显时,数值模型值和断面物理模型值与整体物理模型值之间存在不可忽视的误差,此时应该配套进行整体物理模型试验来进一步确定结构设计参数。

洛阳地铁车站基坑支护变形特性模型试验研究

慕焕东¹, 邓亚虹², 张文栋³, 宋登艳⁴

(1. 西安理工大学, 陕西西安; 2. 长安大学地质工程系, 陕西西安; 3. 西安市地质环境监测站, 陕西西安; 4. 机械工业勘察设计研究院有限公司, 陕西西安)

岩土工程学报 2021 年 7 月第 43 卷增刊 1

1 引言

随着城市轨道交通建设的快速发展, 地铁车站基坑开挖工程越来越多。考虑到基坑开挖、卸荷及施工必然会改变原有土层的应力状态, 导致其土层应力重新分布, 进而导致基坑产生变形或失稳破坏。为了防止基坑产生过大变形而失稳破坏就必须对开挖的基坑进行支护, 因支护结构受基坑两侧建构筑物固有竖向荷载的影响, 若支护形式简单则结构可能产生过大的变形而引发工程灾害, 相反若支护形式复杂则必然会增加工程建设成本。因此, 合理的支护结构和类型的选择对基坑支护设计具有实际意义。

2 工程地质概况

洛阳火车站地铁车站周边建筑物密集, 其中西北侧为锦远汽车站候车和售票厅(2 层), 东北侧为陇海铁路洛阳火车站站前广场, 东南侧为洛阳市旅游集散中心(2~5 层酒店商铺为主), 西南侧为洛阳小吃城(2~5 层)。地铁车站外包总长 200m, 车站总宽 22.7m, 为地下二层岛式车站。基坑开挖深度 18.43~19.61m(洛阳火车站地铁车站主体采用明挖顺筑法施工, 底板标高为 132.84m, 稳定水位埋深为 21.30~21.90m, 施工不需考虑降水措施), 车站围护结构采用钻孔灌注桩及内支撑的支护型式进行边坡支护(图 1)。

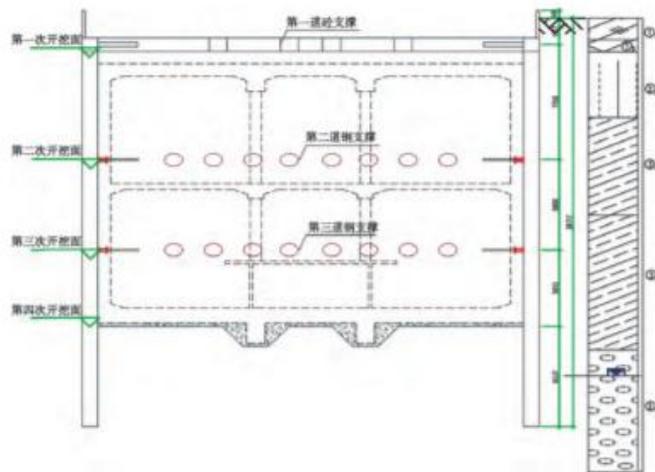


图 1 基坑开挖及支护断面图

基坑开挖影响范围内主要土层物理力学参数见表 1。

3 模型试验设计

3.1 模型试验装置

模型试验采用箱式模型箱, 尺寸为长×宽×高=0.8m×0.6m×0.55m, 模型箱剖面图见图 2。

表 1 土层物理力学参数

土层	含水率 /%	黏聚力 /kPa	内摩擦角/(°)	压缩模量/MPa
② ₂₂ 黄土状粉质黏土	21.1	28.2	19.0	6.0
③ ₂₂ 粉质黏土	24.0	26.2	19.7	5.6
③ ₂₃ 粉质黏土	23.1	33.1	19.8	6.8

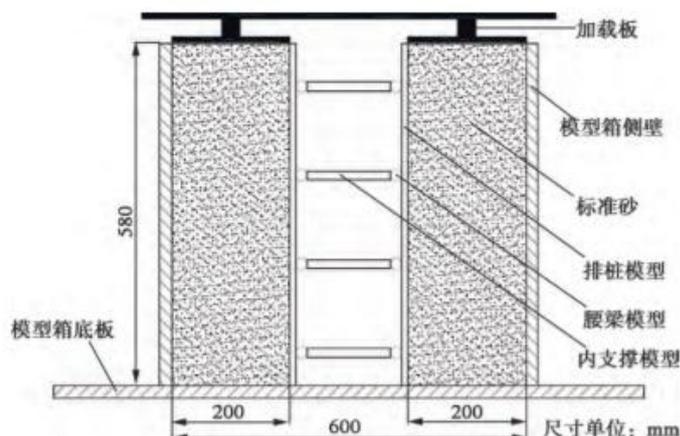


图 2 模型箱系统示意图

3.2 相似关系设计

模型试验选取几何相似常数 1:40，根据量纲分析法列出相似准则方程，计算各物理量相似比如表 2。

表 2 模型试验相似比尺

类型	物理量	相似比
几何特性	长度	40
	重度	1
	应力	40
土的材料特性	弹性模量	40
	泊松比	1
	黏聚力	40
	内摩擦角	1

3.3 试验布置与加载

模型试验选取福建标准砂作为模型试验土层材料，采用白卡纸作为挡土墙、排桩、腰梁、内支撑的支护结构材料。在两侧标准砂铺设完毕之后放置加载板，放置加载板时紧贴箱壁，防止加载板与支护体系发生挤压，并且使得百分表更加易于测量。模型试验材料参数如表 3 所示。

表 3 模型试验材料参数

材料名称	重度 $\gamma / (\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	弹性模量 E_s / MPa	泊松比 μ	黏聚力 c / kPa	内摩擦角 $\varphi / (^\circ)$
标准砂	16.41	20	0.35	0	34
白卡纸	0.92	56	0.13	—	—

3.4 模型试验加载

模型试验设置排桩分别为 5, 6, 7 排, 桩间距分别为 197.5, 158.0, 131.6mm, 设置 4 排腰梁, 梁间距为 180mm, 内支撑采取点点支撑(排桩和腰梁交叉点位置, 具体示意如图 3 所示(图中蓝色虚线为监测剖面, 圆圈为监测点位置))。

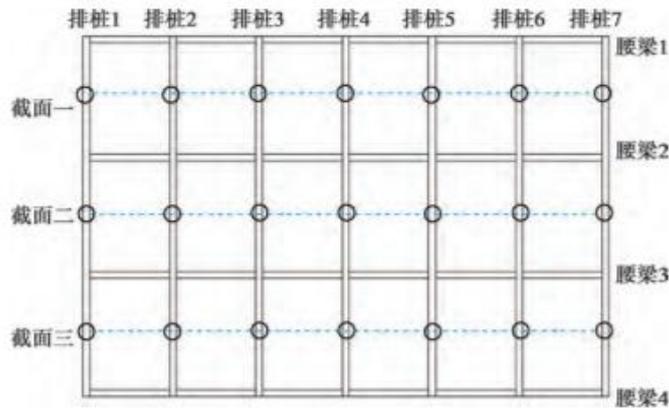


图 3 模型试验数据监测点剖面图

模型试验采用 5kg 与 10kg 的砝码逐级加载, 加载过程用于模拟基坑周边的荷载, 加载原则及方案(表 4)如下:①试验时每次加载 50kg 砝码(4.17kPa), 共加载 8 次, 累计土体竖向荷载为 33.3kPa;②每级荷载施加后, 静置 10min 或直到百分表读数稳定, 然后记录不同截面处排桩的桩身位移数据。

3 模型试验结果分析

3.1 桩身位移随深度变化规律

根据模型试验结果, 绘制不同桩号桩身位移随基坑深度变化规律曲线如图 4(a)-(g)所示。由图 4 可知, 桩身位移随着基坑深度的增加表现为 3 种类型。#1 桩处在基坑边缘, 在低荷载条件下桩身位移随基坑深度增加先减小后增大, 而在高荷载条件下则先增大后减小, 且桩身位移整体变化较小, 最大桩身位移仅为 5.2mm, 最大桩身位移发生变化的荷载为 29.1kPa, 基坑深度为距地表 250mm, 亦即距基坑底部 1/2 处(对应原型为 10m)。相比于#1 桩, #2-#6 桩处在基坑中间部位, 桩身位移随基坑深度增加在低荷载作用下缓慢变形(斜率小, 曲线近乎平直), 但随着荷载的增加变形急剧增大(曲线斜率大), 且桩身位移发生变化的荷载多为 25.0kPa;最大桩身位移分别为 2.97, 3.91, 3.39, 2.61, 3.29, 2.61cm, 最大桩身位移发生变化的荷载为 29.1kPa, 基坑深度为距地表 450mm, 亦即距基坑底部 1/6 处(对应原型为 18m);#7 桩处于基坑右侧, 表现出与基坑左侧及基坑中间桩不同的变化规律, 其桩身位移随基坑深度的增加在低荷载作用下急剧增大(曲线斜率大), 在高荷载作用下增速变缓(斜率小, 曲线近乎平直), 最大桩身位移为 2.61cm, 最大桩身位移发生变化的荷载为 29.1kPa, 基坑深度为距地表 450mm, 亦即距基坑底部 1/6 处(对应原型为 18m)。

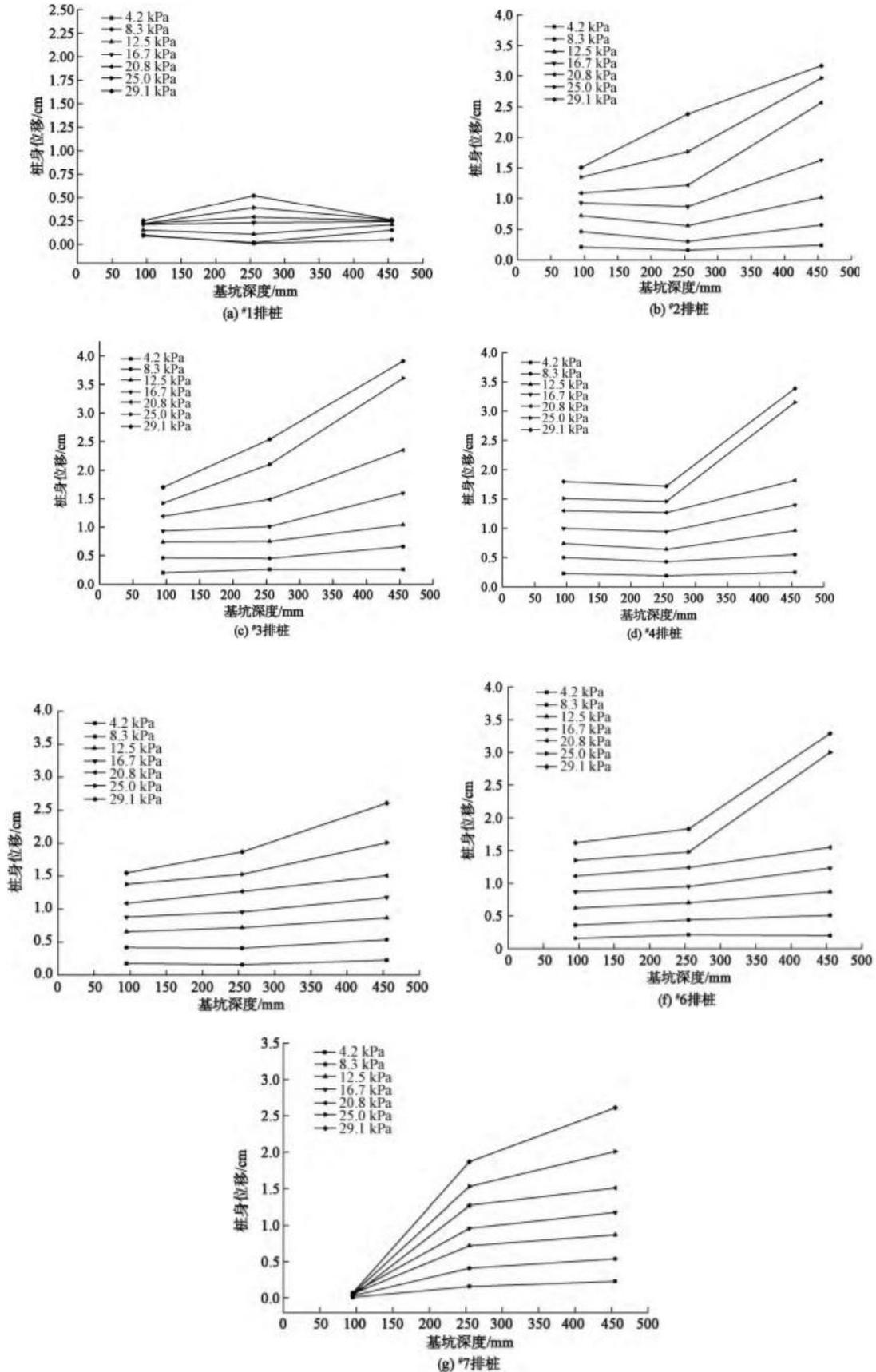


图 4 桩身位移随深度变化曲线

3.2 桩身位移随荷载变化规律

为进一步研究不同垂直荷载作用对桩身位移变化规律的影响，绘制两者变化规律曲线如图 5 所示。

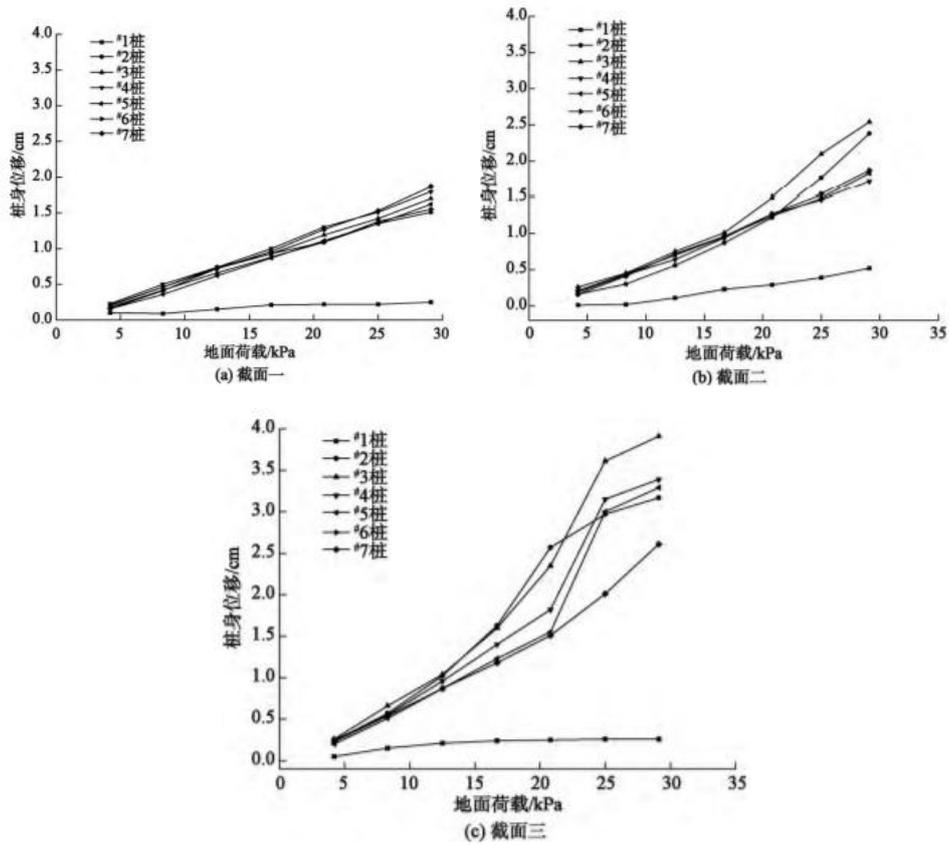


图 5 桩身位移随荷载变化曲线

由图 6 可知，桩身最大位移随着荷载的增加呈现出“S”型。当排桩数为 5 排时(桩间距为 197.5mm)、6 排(桩间距为 158mm)、7 排(桩间距为 131.6mm)时，桩身最大位移在荷载小于 12.5kPa 时增幅均较小，当荷载大于 12.5kPa 时，5 排、6 排的桩身位移分别出现了近 2 倍、1.5 倍增加，7 排的桩身位移随后随着荷载的增加保持 0.4~0.7mm 的平稳增加。

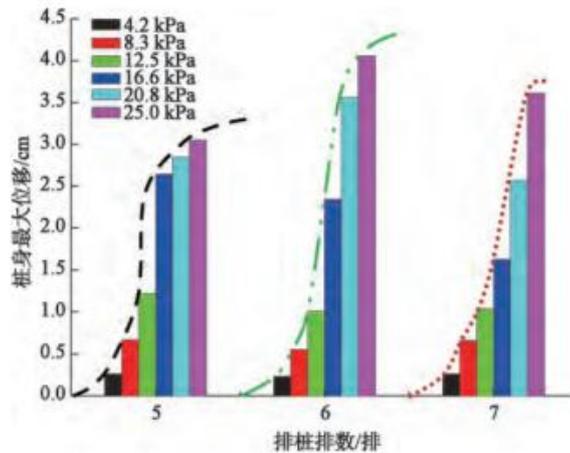


图 6 排桩桩数与桩身位移关系曲线

5 结论

以洛阳火车站地铁车站明挖基坑支护工程为背景,基于模型试验方法开展了基坑排桩支护结构的水平位移变化规律分析,模型试验结果表明:

(1) 桩身位移随着基坑深度的增加逐渐增大,在基坑左侧为低荷载时先减小后增大、高荷载时先增大后减小;在基坑中间为先缓慢增加后急剧增加;在基坑右侧在低荷载时急剧增大、高荷载时增速变缓。

(2) 桩身位移随着地面荷载的增加逐渐增大,在距离基坑顶部 $1/6$ 距离处桩身位移随地面荷载的增加呈现出直线型增大;在距离基坑顶部 $1/2$ 处则呈现出先较小斜率、后较大斜率增大;在距离基坑底部 $1/6$ 处则呈现出先较小增大、后急剧增大、后趋于平缓。

(3) 桩身最大位移随着荷载的增加均呈现出“S”型,桩间距越大桩身最大位移变化的幅值越大。

3、土钉墙

柔性面层土钉墙室内模型试验研究

梁迪¹，宋鹏² 韩晓雷²

(1. 信息产业部电子综合勘察研究院，西安；2. 西安建筑科技大学土木工程学院，西安)
工业建筑 2018 年 8 月第 48 卷第 1 期

1 引言

在某些场地条件下，若能简化施工工艺，在保证工程安全的条件下降低工程造价，具有一定的经济意义。基于此，工程上开始使用柔性面层替代传统喷射混凝土面层来支护基坑。由于柔性面层土钉墙在工程定义相对模糊，其设计大多来自于工程实践，理论发展相对滞后，为了完善柔性面层土钉墙的支护设计理论，本研究从模型试验入手，通过与传统土钉墙的对比如，试图揭示柔性面层土钉墙支护结构的作用机理，为工程实践提供借鉴参考。

2 模型试验设计

2.1 模型试验简介

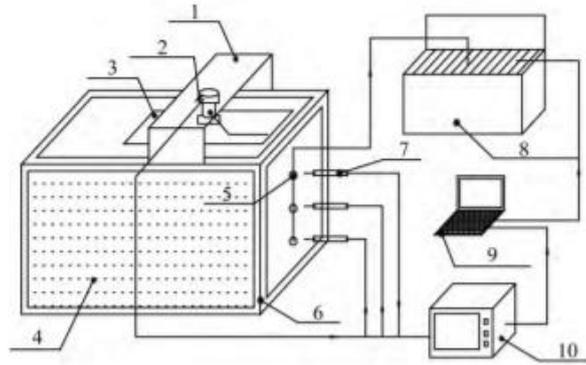
模型试验主要通过设定不同面层下的土钉墙模型，分析在上部荷载作用下由于面层刚度不同所表现出来的土钉墙支护结构在变形及破坏模式的差异性，在传统喷射混凝土面层土钉墙作用机理研究较为成熟的基础上，分析柔性面层土钉墙的作用机理。模型箱由槽钢焊接而成，模型箱的长×宽×高为70cm×40cm×55cm，箱体两侧采用高强度钢化玻璃板作为侧壁。为了进一步消除侧壁对土体的边界效应，在试验边坡土体填筑前，均需在模型箱侧壁钢化玻璃上均匀涂抹工业凡士林。由于模型试验不涉及开挖过程，仅对上部荷载作用下模型试验的相关性状进行记录和分析。试验装置设计如图1所示。

2.2 相似材料的选取

土层的模拟：试验开始前，从西安高新区某工地取黄土土样。土样呈黄褐色，硬塑状态，无湿陷性。取足够量的河砂过孔径为2mm的筛并晒干，与过筛后的黏土按4：1(质量比)比例混合均匀，并加一定水配制成试验用土，含水率为8%。填筑时以10cm厚进行分层填筑，并均匀夯实，夯实效果以填筑10cm夯实下降至7cm为标准。边坡完成后，用塑料薄膜覆盖模型箱2d。试验仪器组装前，在土层上面铺设5cm厚度细砂层。砂层的存在，可以使土体在上部荷载作用下受力更均匀，同时也可以起到找平的作用。经室内土工试验测定，模型试验重塑土的物理力学参数，如表1所示。

2.3 监测系统设计

监测系统主要监测参数有：荷载板竖向位移值、竖向荷载值、土钉应变值、面层水平位移值。XSR30单色无纸记录仪连接位移计和JHBU-15压力传感器。面层处的位移计布置在土钉偏右3cm位置处，共3个，荷载板在模型箱前后位置处各布置1个。土钉上、下两侧对称部位均贴有应变片，目的是通过调节上、下应变片的补偿关系以及通过与公共应变片的连接，采用CML-1H静态应变采集仪测量土钉应变值。



1—反力系统;2—压力传感器;3—荷载板;4—土钉;5—位移计;6—钢框架;7—压力计;8—数据处理终端;9—静态应变采集仪;10—无纸记录仪。

图1 模型试验加载设计

表1 土体物理力学参数

相对密度	重度 γ /	黏聚力 c /	内摩擦角 φ /	压缩模量 E_s /
d_s	($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	kPa	($^\circ$)	MPa
2.69	18.5	3.0	27.0	7

2.4 加载原则及停止加载的条件

采用 40kN 千斤顶进行加载，荷载板由长×宽×厚为 40cm×30cm×5cm 的木板组成，由于荷载板尺寸较小且试验荷载不大，可近似将荷载板看成刚性板。初始荷载为 1.5kPa，加载等级为 1.5kPa，每 10min 进行一次数据采集，当相邻两级沉降不大于 2mm 时，进行下一级加载，若加载过程中出现以下情况则停止加载。

- 1) 荷载板沉降持续增大，但是竖向荷载保持不变；
- 2) 荷载板两侧的土体有明显的侧向挤出；
- 3) 模型土体有明显的裂缝或滑裂面产生。

2.5 试验方案设计

与实际工程施工有所差异，模型试验采用土钉预埋再分层填筑的办法。模型试验模拟设计：采用硬质聚氯乙烯管作为土钉的模拟材料。本模型试验用到的面层材料为聚乙烯膜复合土工布，其上、下层为土工布，中间夹层为聚乙烯膜，规格为 $400\text{g}/\text{m}^2$ ，经力学性能试验测定，模型试验所用土工织布的抗拉强度为 $1.9\text{kN}/\text{m}$ ，顶破强度为 402.9N。选用厚度为 1cm 的 M7.5 水泥砂浆模拟刚性面层材料。针对土钉与加强筋的连接，采用 16 号铁丝模拟加强筋，采用土钉预钻孔、加强筋斜穿的连接方式，土钉加强筋连接方式如图 2 所示。土钉长度有 60，45，21cm 三种，间距均为 125mm。

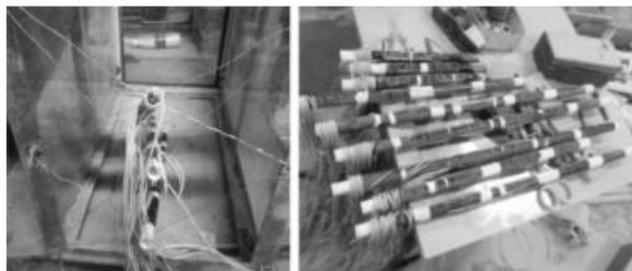
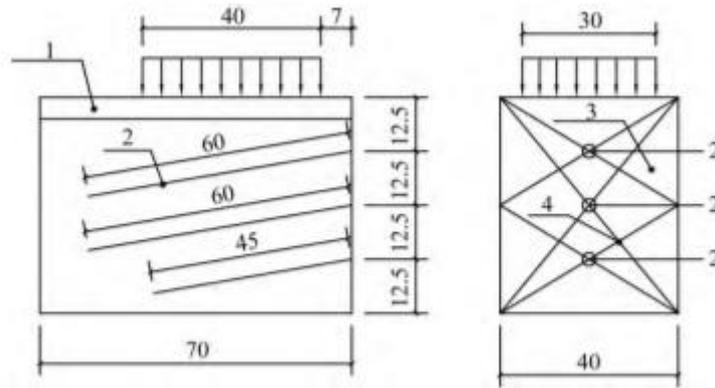


图2 土钉及其与加强筋连接方式

表 2 试验分组

组别	面层材料	土钉长度/cm
柔长组	柔性面层	60,60,45
刚长组	刚性面层	60,60,45
柔短组	柔性面层	21,21,21



1—5cm 厚细砂层;2—土钉;3—柔性土织布;4—加强筋。

图 3 试验方案布置 cm

3 模型试验结果及分析

3.1 p-s 曲线及分析

绘制不同模型试验下的 p-s 曲线如图 4 所示。需要指出的是:土工织布和水泥砂浆作为试验面层时,在试验时均未观察到面层部位出现明显破坏痕迹。由图 4 可见:柔短组极限承载力为 19.5kPa,柔长组极限承载力为 25.5kPa,刚长组极限承载力为 28.5kPa。对比柔短组和柔长组,土钉加长使得模型试验极限承载力提高了 30.7%;对比柔长组和刚长组,面层刚度的降低使得模型试验极限承载力降低 10.5%。可见面层刚度的降低对极限承载力具有一定的影响。

3.2 土钉应变结果及分析

柔长组应变分布规律由图 5 轴向应变分布曲线可见:各层土钉轴向应变分布规律均呈现“中间大、两边小”的特点。最大轴向应变值均出现在土钉中部位置,但第 3 排土钉最大轴向应变值明显向后移动,表明潜在滑裂面在基坑中下部有明显向后扩张的趋势。

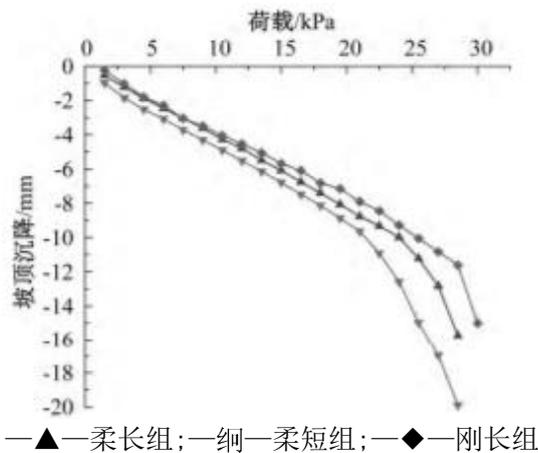
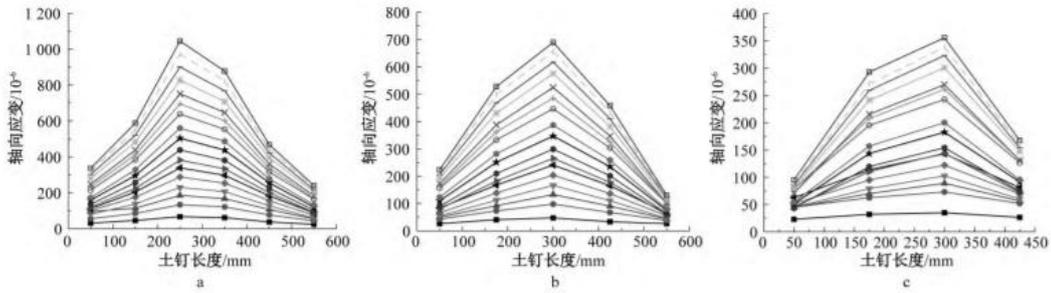


图 4 p-s 曲线

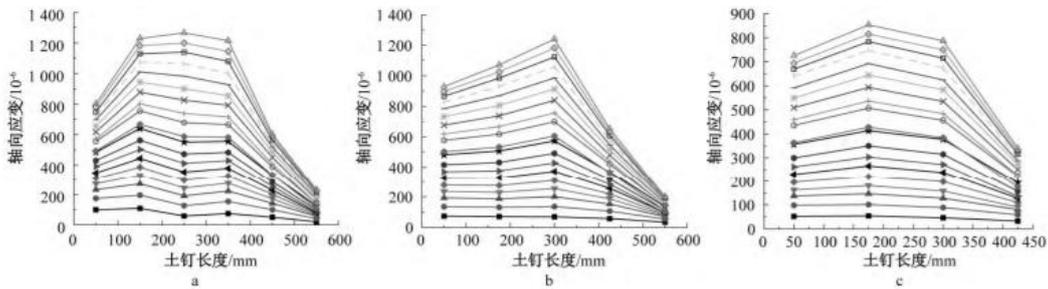


a—第1排土钉;b—第2排土钉;c—第3排土钉。

—■—1.5kPa;—●—3.0kPa;—▲—4.5kPa;—○—6.0kPa;—◆—7.5kPa;—○—9.0kPa;
—○—10.5kPa;—○—12.0kPa;—★—13.5kPa;15.0kPa;—○—16.5kPa;—大
—18.0kPa;19.5kPa;21.0kPa;22.5kPa;24.0kPa;—□—25.5kPa

图5 柔长组各排土钉应变分布曲线

由图6轴向应变分布曲线可见:各层土钉轴向应变的分布规律同样呈现“中间大、两边小”的特点;第3排土钉最大轴向应变位置与柔长组相比,明显靠前;土钉最大轴向应变两侧应变增长趋势不同,刚长组靠近面层一侧的土钉轴向应变增长速率要快于远离面层一侧的土钉部分。这说明随着荷载的增大,刚长组主动区土体相对位移变化率要比被动区土体变化快,这与柔长组不同;随着荷载的增大,土钉轴向应变逐步增大,与柔长组不同的是:上、中、下3排土钉轴向应变相对较大的位置出现在中部。



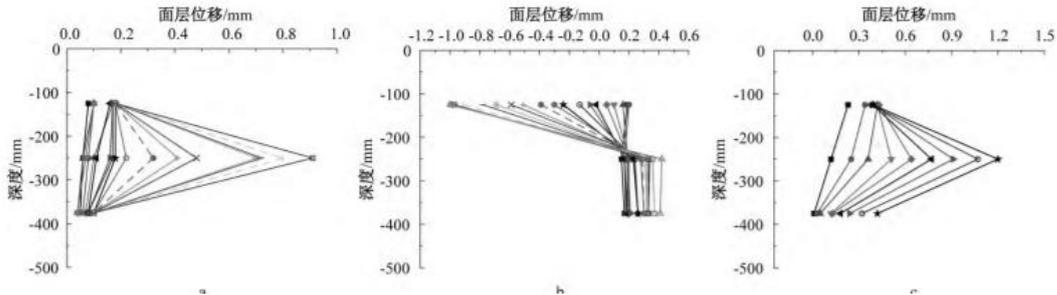
a—第1排土钉;b—第2排土钉;c—第3排土钉。

—■—1.5kPa;—●—3.0kPa;—▲—4.5kPa;—○—6.0kPa;—◆—7.5kPa;—○—9.0kPa;
—○—10.5kPa;12.0kPa;13.5kPa;—◆—15.0kPa;—○—16.5kPa;18.0kPa;19.5kPa;—×
—21.0kPa;———22.5kPa;—24.0kPa;———25.5kPa;—◇—27.0kPa;—△—28.5kPa

图6 刚长组各排土钉应变分布曲线

3.3 破裂面发展情况及面层位移结果

通过对加载过程中侧壁土层破裂面形成情况的观察可知:随着上部荷载的不断增大,最先出现裂纹的位置均出现在基坑底部坡脚处。不同之处在于:柔性面层土钉墙破裂面的形成是沿着坡脚斜向上发展直至最后贯通的,而刚性面层土钉墙虽然最开始在坡脚处存在裂纹,但是破裂面的形成是从面层中部后侧向坡脚及基坑顶面发展直到贯通的。由图7可见:随着荷载的增大,基坑面层水平位移存在“中部大、两头小”的规律。对于刚长组,加载初期面层上、中、下三部分均存在水平位移。但加载后期上部面层的位移出现减小回缩,其原因可能是由于水泥砂浆面层刚度过大造成,与工程实际存在差异。



—■—1.5kPa;—●—3.0kPa;—▲—4.5kPa;—○—6.0kPa;—◆—7.5kPa;—◇—9.0kPa;
 —▽—10.5kPa;—○—12.0kPa;—★—13.5kPa;—●—15.0kPa;—●—
 16.5kPa;18.0kPa;19.5kPa;21.0kPa;22.5kPa;—+—
 24.0kPa;—□—25.5kPa;—◇—27.0kPa;—△—28.5kPa。

图 7 3 组模型面层位移分布

4 柔性面层土钉墙支护体系作用机理

对于传统土钉墙,挡土墙理论认为:土钉墙的作用机制类似于重力式挡土墙,挡土墙存在整体稳定性,而挡土墙的结构强度由土钉的加筋作用来提供,挡土墙存在竖向潜在破坏面。锚杆加固理论认为:土钉的工作机制类似于锚杆,土压力作用在面层上,由被动区土钉的锚固作用稳定土层来平衡面层土压力。通过对模型试验的研究可知:这两种作用机制都是客观存在并且相辅相成的,柔性面层土钉墙支护体系的作用机理既存在以主动区土钉加筋作用为主的挡墙性质,也存在被动区土钉锚杆抗拔特性,两种作用机理的发挥情况与上部荷载、基坑埋深、土钉长度、边坡土质状况等有关。

5 结语

(1) 土钉墙土钉轴向应变的分布规律均呈现“中间大、两边小”的特点。但是柔性面层土钉墙土钉轴向应变值在主动区范围内明显小于同范围内刚性面层土钉墙。

(2) 柔性面层土钉支护相对于刚性面层土钉支护,基坑潜在滑裂面在基坑中下部有明显向后扩张的趋势。

(3) 柔性面层土钉墙在荷载作用下,最大轴向应变值出现在基坑上部,中部次之,下部最小,而刚性面层土钉墙最大轴向应变值出现在基坑中部。

(4) 刚性面层土钉墙土钉最大轴向应变两侧应变增长趋势不同,主动区的土钉轴向应变增长速度要快于被动区的土钉部分,说明随着荷载的增大,主动区土体相对位移变化率要比被动区快,而柔性面层土钉墙主动区与被动区相对位移变化率相差不大。

(5) 随着荷载的增大,基坑面层水平位移存在“中部大、两头小”的规律,反映在基坑支护设计上,如果基坑旁有高大建筑物或者堆载的情况,使用柔性面层土钉墙时要对土钉长度进行相应加长,尤其是基坑中部土钉长度。

土钉墙-锚杆支护技术模型试验及有限元研究

王义重^{1,2}, 王其勇^{1,2}, 刘欢³, 傅旭东^{1,2}

(1. 武汉大学 岩土与结构工程安全湖北省重点实验室, 武汉 430072; 2. 武汉大学 土木建筑工程学院, 武汉 430072; 3. 铁道第四勘察设计院, 武汉 430062)

岩土力学 2011年8月第32卷增刊2

1 引言

土钉墙技术(或称为土钉支护技术、插筋补强护坡技术等),是基坑工程中常用的加固方法之一,自从20世纪70年代土钉墙技术面世以来,经过近40年来各国工程技术人员的研究与实践,工程界对土钉墙的特性已积累了较深刻的认识。随着各国土钉墙技术规范的相继出台,土钉墙的设计方法也渐趋于成熟。因此,当前土钉墙技术的发展方向逐渐倾向于应用和改进。土钉墙变形控制、土钉质量的无损检测、复合支理论、组合支护技术等,成为了今后土钉墙技术研究的重点课题。土钉墙复合土锚杆支护技术是当前深基坑支护工程中的新型加固方法,是对单一土钉墙技术的发展与改进。该方法具有施工快、用料少、施工方法简单,对场地土层适应性强等独特的优点,近几年在我国得到了较快的推广和应用。因此,十分有必要在当前开展土钉墙复合土锚杆支护技术的试验研究,以加深对土钉墙与土锚杆联合支护结构的工作机制和变形性质的认识。文中通过模型试验及对应的有限元分析,初步探讨了不同加载位置下土钉墙复合土锚杆支护结构的支护效果,以及合理布置土钉与锚杆的规律。

2 模型试验

2.1 模型试验方案设计

模型试验箱使用有机玻璃板和角钢做成,其外观尺寸为90cm×80cm×30cm。土钉和锚杆材料采用硬质聚氯乙烯加工而成的条状物,厚5mm,宽约为1cm。据模型试验箱的尺寸和模型相似比的原理,确定长度的相似系数 $C_l=10$,重度相似系数 $C_\gamma=1$,其他参数的相似系数如表1所示。

表1 模型相似系数

C_u	C_E	C_q	C_σ	C_ω
10	10	10	10	1

注: C_u 、 C_E 、 C_q 、 C_σ 、 C_ω 分别为位移、弹性模量、荷载、应力、含水率的相似数。

根据实际工程器具尺寸和参数,按照上述确定的各参数的相似系数进行模型尺寸和试验参数设计。原型和模型的对应关系如表2所示。

表2 模型试验参数设计表

类型	基坑尺寸			土体重度 / γ		超载作用力/kPa			弹性模量 / MPa	土钉尺寸/cm		
	长/cm	宽/cm	高/cm	黏土	老黏土	1	2	3		长度		间距
原型	900	800	300	18.1	19.9	550.4	251.55	369.80	$5.875\ 872 \times 10^4$	400	650	100~150
模型	90	80	30	18.1	19.9	55.04	25.155	36.980	$5.875\ 872 \times 10^3$	40	65	10~15

室内模型试验分为6组进行,但限于篇幅,本文中仅介绍其中第1组试验。试验的主要目标是研究不同加载位置下,土钉及锚杆支护的效果。(1)本组试验是在较好土层中上部布置土钉和下部布置土锚杆,采用40cm×30cm加载板,

分距坡面 5cm 和 20cm 两种方式进行施加局部均匀荷载,用于研究超载作用范围和位置变化对基坑支护的影响规律;(2)下部土层锚杆在装样时预先埋入,土钉长 40cm,土锚杆长 65cm,试验方案布置如图 1 所示。(3)先分级开挖,开挖到一定深度,立即进行土钉支护;然后继续下一步开挖。开挖完毕后,利用杠杆装置进行分级加载;(4)随开挖和加载观测、记录标志点的位移、坡面百分表读数和应变读数。试验考虑的加载方式有以下两种:(1)第 1 种:在距坡面 5cm 处进行局部加载,如图 2(a)所示,加载板长约 40cm,超载作用区域基本在加固范围内。(2)第 2 种:在距坡面 20cm 处进行局部加载,如图 2(b)所示,上部土钉长约 40cm,即加载同时作用在土钉加固区域和未加固区域。

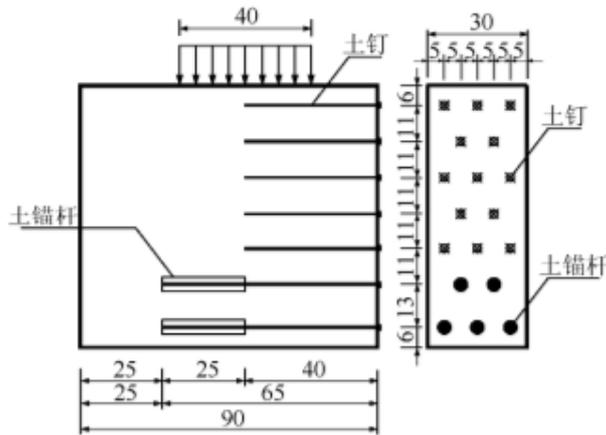


图 1 试验方案布置图 (单位: cm)

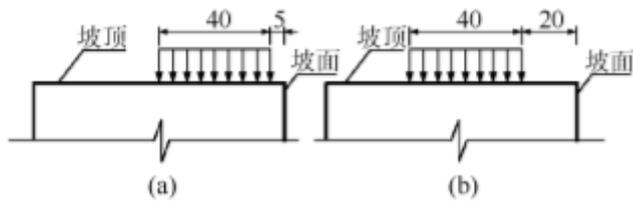


图 2 超载的作用位置 (单位: cm)

2.2 模型试验结果

2.2.1 位移结果

两种加载模式下坡面水平位移监测点布置如图 3 所示,位移结果见图 4(图中, 36.12、45.58、55.04kPa 指超载作用力的大小)。通过位移对比分析,有以下结果:

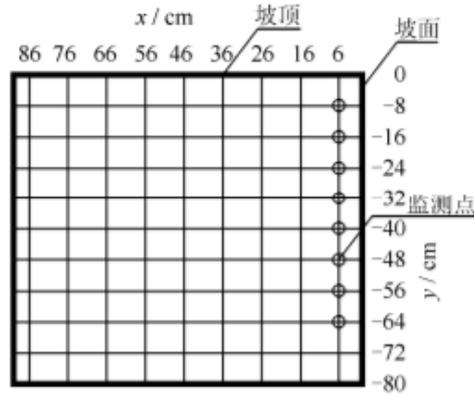


图3 沿深度方向监测点布置

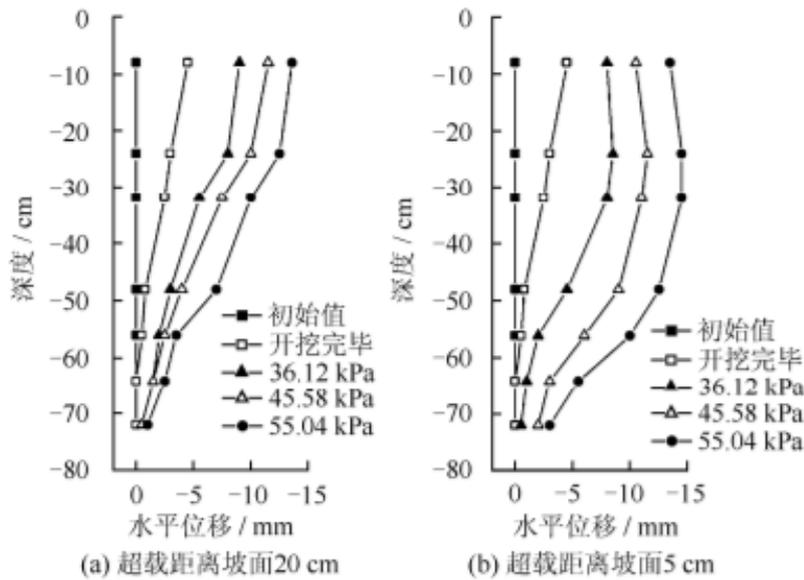


图4 不同深度处水平位移曲线

加载区域距坡面 5cm 的情况，水平位移较大，在最后一个工况下，深度 - 50 cm 处以上的水平位移均大于 12mm，而且几乎是均匀分布，水平位移最大值为 14.5mm。（2）距坡面 20cm 处加载的水平位移曲线表现为坡面变形沿深度大体呈线性变化，最大水平位移出现在坡顶，最大值为 13.6 mm，水平位移在锚杆作用区域有突降。两种加载模式下距坡顶 8cm 深度处各监测点的垂直位移如图 5 所示。监测点布置见图 6。通过对比可得如下结论：（1）垂直位移在加载区域的正下方可以观察到沉降平台，此处的沉降量最大；（2）加载区域距坡面 5cm 的情况中，靠近坡面处沉降达到最大值，大于第 2 组情况的最大值。

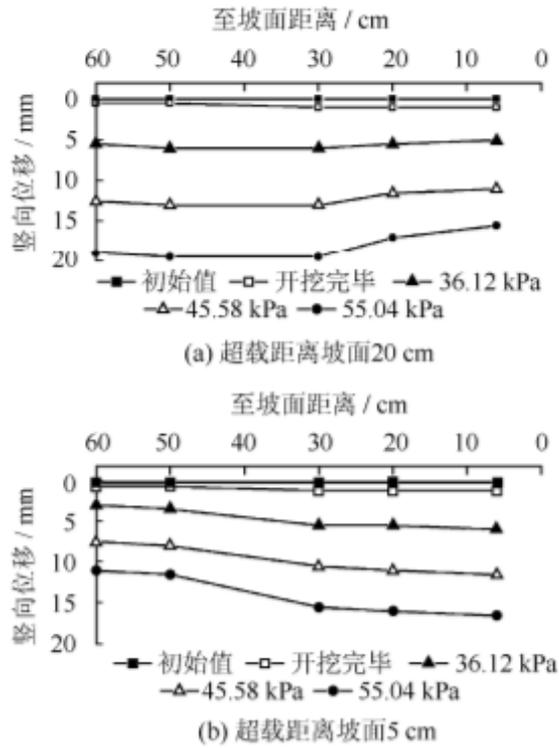


图5 不同水平位置的竖向位移曲线

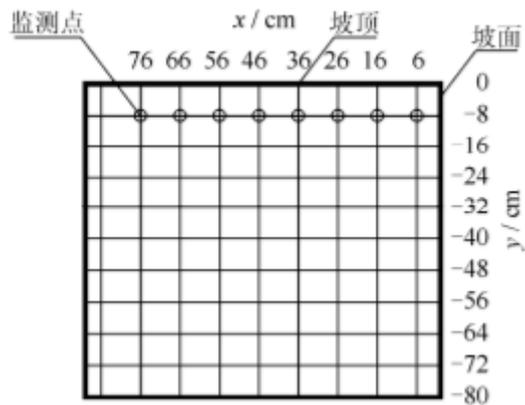


图6 沿水平方向监测点布置

2.2.2 土钉应变结果

通过应变片，测得土钉在两种超载位置下的应变值如图7所示。

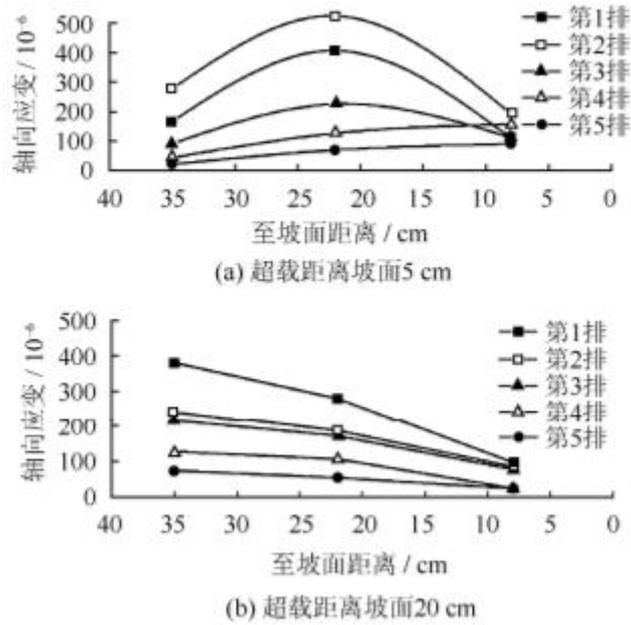


图7 第3级超载下的土钉应变曲线

3 有限元模拟

3.1 有限元模拟方案

为探寻其变形机制和破坏特点，在模型试验的基础上，还进行了有限元分析计算。有限元计算使用商业有限元分析软件 Abaqus 来进行。模型尺寸与试验相同，并通过对模型试验使用的土样进行物理力学指标测试，得到了土样的物理力学参数如表 3 所示。

表3 土样物理力学指标

重度 $\gamma / (\text{kN/m}^3)$	孔隙比 e	压缩模量 E_s / MPa	c / kPa	$\varphi / (^\circ)$
18.1	1.041	5.2	19.6	10.5

3.2 有限元计算结果

3.2.1 第1种加载情况

加载位置距离坡面 5cm，超载为第 3 级（为 55.04kPa）时的有限元计算位移结果如图 8、9 所示。对计算结果的分析如下：（1）中下部鼓起的坡面变形说明土体存在较明显的滑动面，在有限元模拟中必须出现塑性屈服带才能模拟其变形性状。但是值得注意的是，如果计算中采用理想塑性模型，那么在第 1 级超载就出现的滑动面，到了第 3 级超载，塑性变形会非常大，以致于失真。所以，此处应该使用塑性硬化模型，随着超载增加，原先的初始屈服区域硬化进入后继屈服状态，而其两侧的土体也会由于应力增加而进入初始屈服状态，塑性区会沿滑动带的法线方向扩展，最终形成中下部鼓起的变形状态，见图 10。

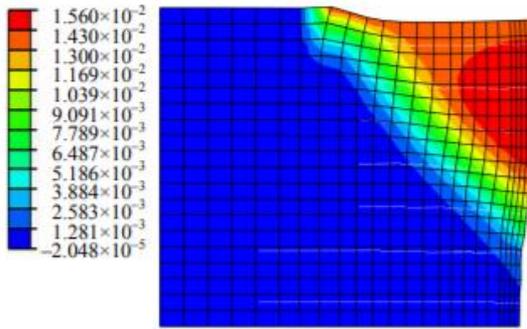


图8 第1种加载位置

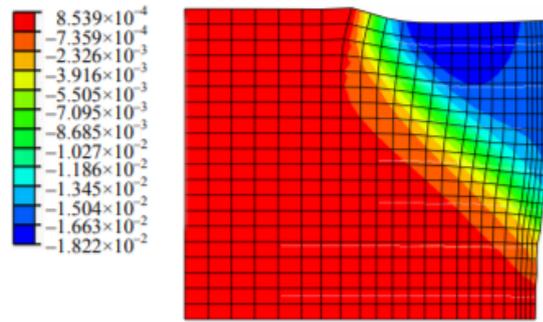


图9 第1种加载位置,

第3级超载下的水平位移(单位:m) 第3级超载下的垂直位移(单位:m)

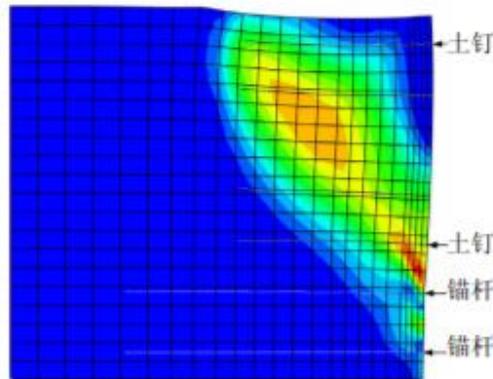


图10 第1种加载位置, 第3级超载下等效塑性应变

4 结论

通过模型试验及有限元计算研究了土钉墙复合土锚杆支护结构在不同超载作用下的支护效果。在超载靠近坡面时,更易出现滑动面。但根据有限元模拟和试验数据的对比发现,使用了土钉加固的土体,出现滑动面后并不会加速破坏,而是具有塑性硬化的特征,随着荷载增加,滑动变形稳步增长。

当土锚杆较长且设置在坡脚附近位置时,土钉墙的体外稳定性较好,不易发生整体性失稳破坏。而土锚杆设置在中上部时,体内稳定较好,能限制局部滑动面的出现,提高安全系数。因此,可粗略认为,当超载远端作用在距坡面0.5倍开挖深度范围内时,应该着重考虑土钉墙的体内稳定性,既应该将锚杆设置在超载远端至坡面的45°连线范围之内。当超载近端作用在距离坡面0.5倍开挖深度范围之外时,应侧重于考虑土钉墙的体外稳定性,即将锚杆设置在坡面中下部。

疏排桩 - 土钉墙基坑支护中土钉墙加固效果试验研究

杨 敏^{1,2} 古海东^{1,2}

(1. 同济大学土木工程学院地下建筑与工程系, 上海 200092; 2. 同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092)

岩土工程学报 2012 年 11 月第 34 卷增刊

1 离心机模型加工和试验分组

1.1 试样制备

离心机模型试验在同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室中的 TLJ-150 复合型岩土离心机上进行。试验用土取自上海杨浦区五角场的砂质粉土, 该土样的级配曲线如图 1 所示。本次离心机试验制备含水率为 40% 的饱和土样, 土样的物理力学性质如表 1 所示。在 1g (g 为重力加速度) 状态下, 在净空为 700mm×900mm×700mm (高) 的模型箱中, 完成模型制备。

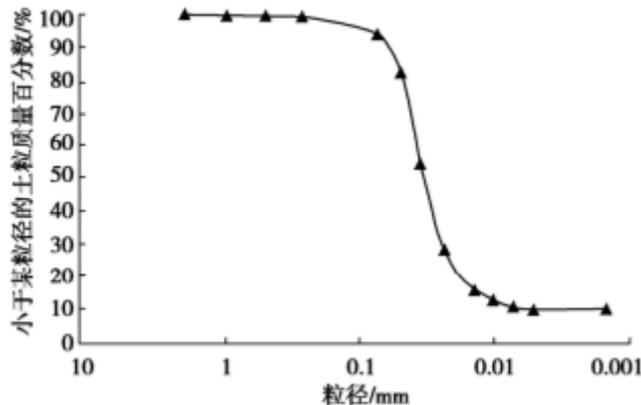


图 1 试验用土级配曲线

表 1 土样的物理力学特性

比重	含水率 /%	密度 /($\text{g}\cdot\text{cm}^{-3}$)	黏聚力 /kPa	内摩擦角 /($^{\circ}$)
2.7	40	1.8	7	33.5

1.2 试验步骤

试验时, 将制备好的离心机模型吊入离心机吊篮, 进行模型固结试验 (模型比例尺为 60), 试验开始后离心加速度以 10g 为一级, 每级加速度下运转 3min, 最后在 60g 的离心加速度下进行固结试验, 固结完成的判断标准为模型箱中的孔隙水压力消散 95% 以上。固结结束后将模型箱吊出, 开挖成高度为 200mm、坡角为 90° 的竖直基坑, 拆开模型箱侧壁, 在模型基坑侧表面用长度为 1mm 的彩色大头针布置标记点, 如图 2 所示。标记点布置完毕后重新组装模型箱, 然后将模型箱吊入离心机吊篮, 在模型箱表面安装差动式位移传感器, 如图 3 所示。待模型箱中的位移传感器、土压力盒以及桩身应变片等接线通道调试完毕后, 开启离心机, 先在 10g 加速度下运转 3min, 观看离心机是否运转正常, 一切正常后从 30g 离心加速度开始以每 5g 为一级, 每级加速度下运转 15min, 如果模型在这一级加速度下破坏, 或者在期间的任意加速度下破坏, 试验即告结束。

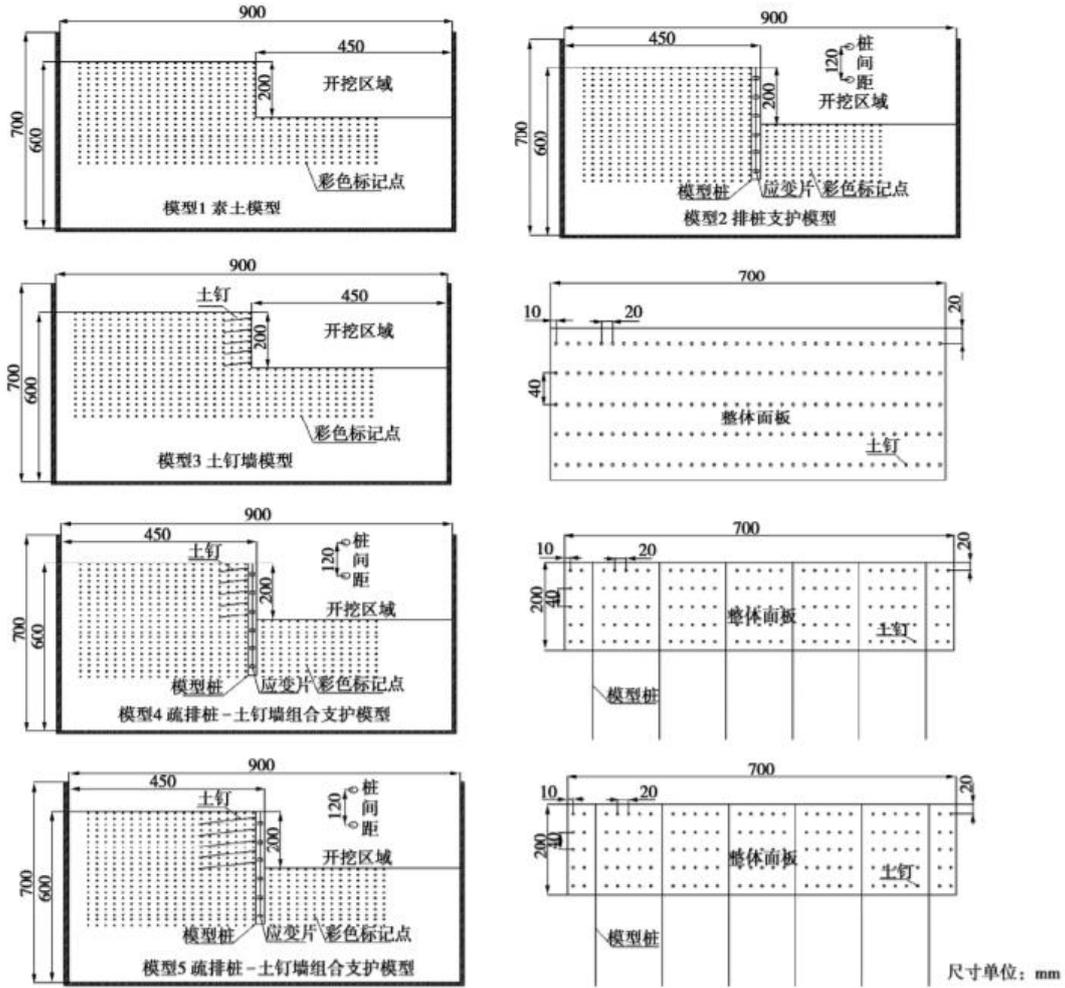


图2 基坑离心机模型

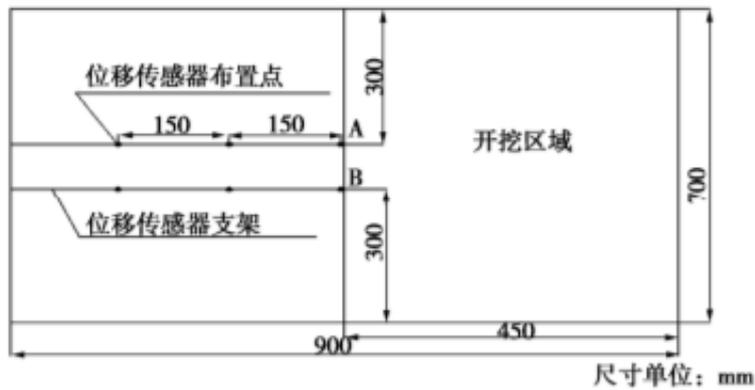


图3 位移传感器布置图

2 试验结果及分析

2.1 破坏模式

不同支护结构加载破坏时的最大离心加速度如表2所示，疏排桩-土钉墙组合支护基坑加载失稳最大离心加速度明显高于其他支护结构。图4显示了无支护基坑、排桩支护基坑、土钉墙支护基坑以及2组疏排桩-土钉墙组合支护基坑离心机加载破坏后照片。图5为离心模型加载破坏后的滑裂面素描图。

表 2 离心机模型试验结果

模型编号	模型桩间距/mm	模型土钉长度/mm	土钉水平间距/mm	土钉竖向间距/mm	基坑原型高度/m	最大离心加速度/g
1	—	—	—	—	6	30
2	120	—	—	—	8	40
3	—	66.7	20	40	10	50
4	120	66.7	20	40	16	80
5	120	133.3	20	40	18	90

由图 4 和图 5 可知，无支护基坑的破坏特征为砂性土边坡塑性塌落，具体表现为瞬时的脆性整体滑裂和塌落，滑裂土体散碎；疏排桩支护基坑，桩间土体的失稳也具有砂性土边坡塑性塌落的特征，滑裂土体散碎，桩间土体具有明显的拱效应，最大拱高约为 22mm，由于受土拱效应的影响，滑裂面在边坡上部呈现弧形，下部受土拱效应影响小，滑裂面近似斜坡，滑裂面在边坡上部为直立土拱曲面，在边坡下部为平面斜坡；土钉支护基坑，土钉以箍束骨架的形式在钉-土复合加固区中起到了摩擦加筋和注浆加固的作用，提高了土坡的整体刚度与稳定性，其失稳表现为渐进的具有一定延性的整体滑裂，破坏特征为渐进性砂性土边坡塑性塌滑，塌滑范围比素土边坡塌滑范围大，滑裂体比较完整，滑裂面可简化为圆弧面；疏排桩-土钉墙组合支护基坑，由于桩间土钉墙的设置，提高了桩间土体的稳定性，改善了桩间土体特性，破坏特征为渐进性砂性土边坡塑性塌滑，包括 2 种类型：当桩间土钉长度较短时（如图 5（d）所示），桩间土拱效应明显，最大拱高约为 12mm，桩间土体滑裂面形态与疏排桩支护结构形似，但由于土钉墙的存在，土体稳定性提高，土体差异变形减小，与疏排桩支护结构相比，在桩间距相等的情况下，土拱直立深度变大，土拱矢高变小；当桩间土钉长度较长时（如图 5（e）所示），桩间土拱效应不明显，滑裂面形态与土钉墙支护结构相似，滑裂面为圆弧滑裂面，但由于疏排桩的存在，在接近基坑底部的范围，桩后土体将被遮拦留存。

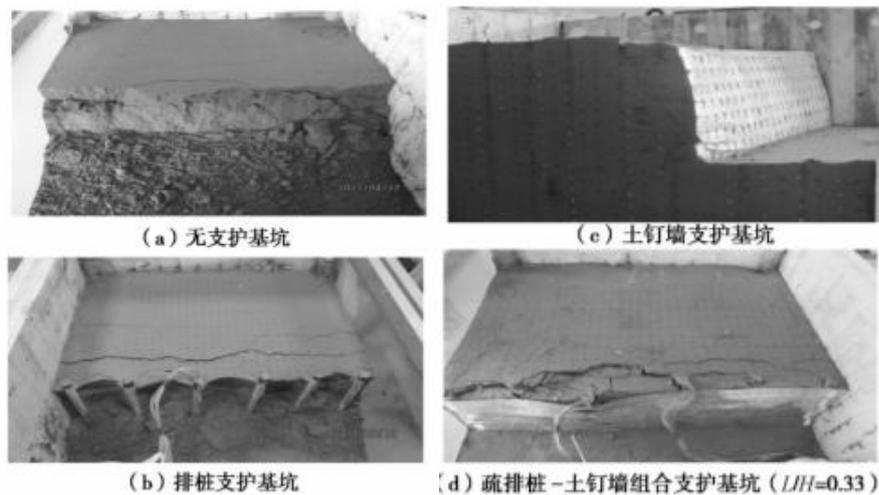


图 4 离心机模型试验后基坑形态

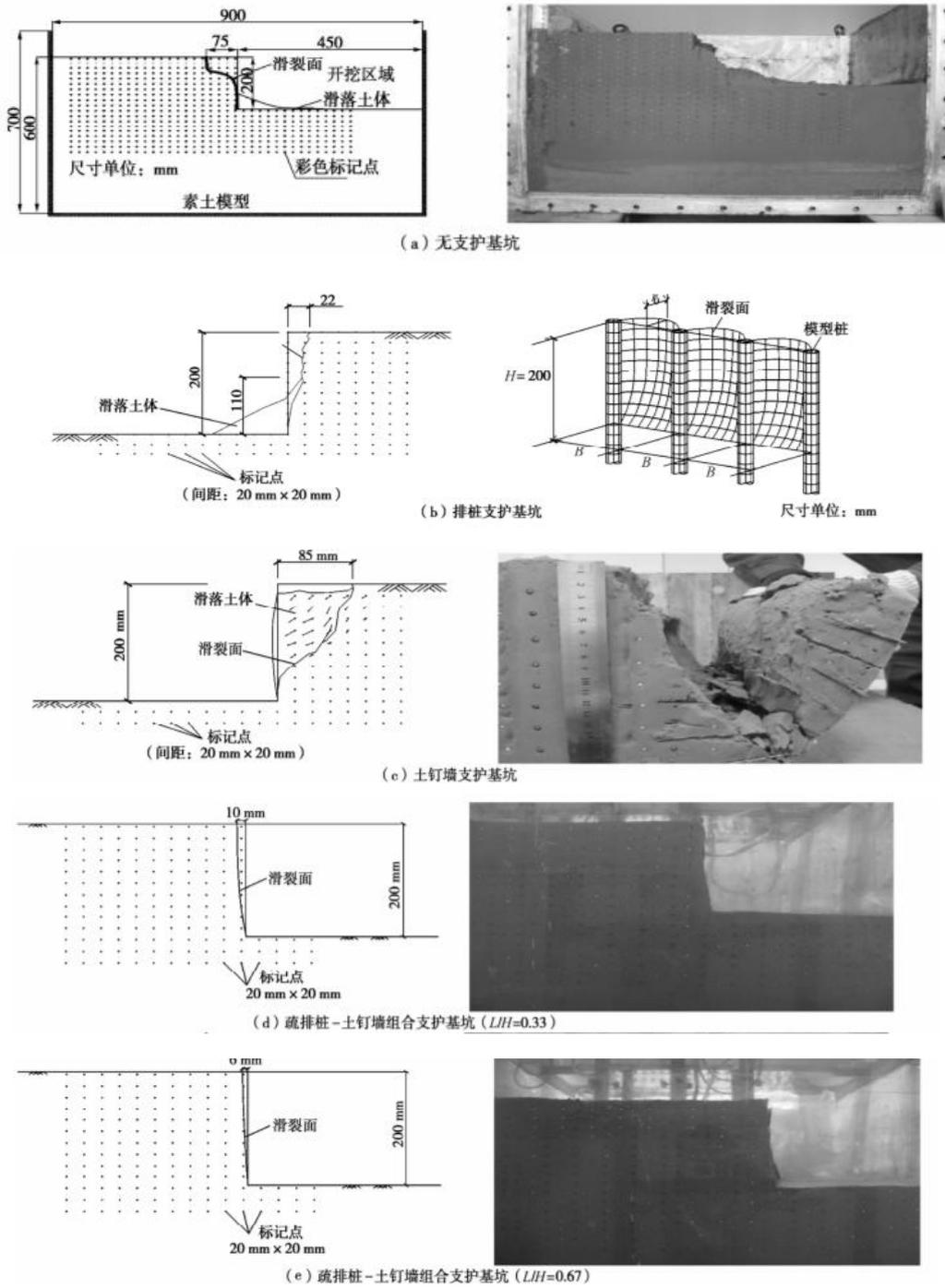


图 5 试验后模型破裂面素描图

2.2 桩身内力

根据换算公式 (1) 可以将模型桩桩身弯曲应变读数换算出疏排桩支护结构以及疏排桩与土钉墙组合支护结构中模型桩在不同离心加速度下的桩身弯矩, 图 6 为离心加速度为 30g 时排桩支护结构 (模型 2) 与 2 组疏排桩 - 土钉墙组合支护结构 (模型 4 与模型 5) 的桩身弯矩分布。

$$M = \frac{EI\varepsilon}{y} = \frac{n^3 E \pi (D^4 - d^4) \varepsilon}{64D/2} \quad (1)$$

式中， EI 为模型桩的抗弯刚度， D 、 d 为不同离心加速度下对应的模型桩外径和内径， n 为离心机加速度， ε 为弯曲应变实测值。

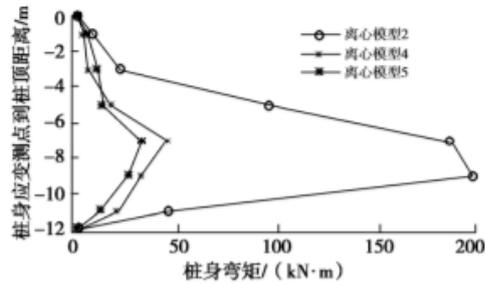


图 6 不同支护形式对应桩身内力分布规律

由图 6 可知，疏排桩支护结构的桩身弯矩要比同样桩间距下的疏排桩 - 土钉墙组合支护结构大 3 倍左右，这是因为对于疏排桩支护基坑，桩间土压力通过土拱效应传递到桩上，排桩承担了整个支护结构的绝大部分荷载，而对于疏排桩 - 土钉墙组合支护基坑，由于土钉墙的存在，桩间土体荷载首先由土钉墙承担，因此排桩上承担的土压力明显减小。随着土钉长度的增加，疏排桩 - 土钉墙组合支护基坑桩间土拱效应越来越不明显，因土拱效应而传递到桩身的土压力变小，因此随着土钉长度的增加，疏排桩 - 土钉墙组合支护结构中的排桩内力逐渐减小。

(1) 疏排桩 - 土钉墙组合支护基坑稳定性明显高于疏排桩支护和土钉墙支护基坑，土钉长度对组合支护结构稳定性和破坏模式影响显著，随着土钉长度的增加，组合支护基坑破坏模式由竖排桩支护结构破坏模式向土钉墙破坏模式转变。

(2) 土钉长度对疏排桩 - 土钉墙组合支护基坑桩间土拱效应影响显著，当土钉较短时 ($L/H=0.33$) 桩间土拱效应明显，当土钉较长时 ($L/H=0.67$) 时桩间土拱效应不明显。

(3) 对于疏排桩 - 土钉墙组合支护基坑，由于土钉墙的存在，桩间土体荷载首先由土钉墙承担，因此桩身内力较疏排桩支护基坑明显减小；随着土钉长度的增加，疏排桩 - 土钉墙组合支护结构桩间土拱效应越来越不明显，桩身内力逐渐减小。

粉质黏土深基坑土钉墙支护作用机理模型试验研究

单仁亮, 郑赞, 魏龙飞

(中国矿业大学(北京)力学与建筑工程学院, 北京 100083)

岩土工程学报 2016年7月第38卷第7期

1 引言

由于城市建设用地的日趋紧张, 高层、超高层建筑的大量兴起, 安全、经济、快速地进行深基坑的开挖与支护已成为控制工程成败的关键。土钉墙支护是近30多年发展起来的新型深基坑支护技术, 因其造价低廉、施工迅速、施工现场文明、支护质量高、适用多种地质条件等优点, 尤其是在北京地区的基坑支护和边坡加固中得到广泛的应用。

土钉墙支护技术是一种原位土体加筋技术, 由被加固土体、放置于原位土体中的土钉及附着于坡面的喷射混凝土面层组成, 类似于重力式挡墙的形式, 并以此来抵抗墙后传来的土压力, 使开挖面稳定。国外学者对土钉墙的作用机理及加固模式做了相当数量的研究并取得了很多理论成果。中国对土钉墙的研究也取得了丰硕的成果。龚晓南的《土钉和复合土钉支护的若干问题》一文深入探讨了土钉支护的定义、计算模型、地下水处理、适用范围、环境效应、设计中应注意的问题以及复合土钉支护等问题, 并逐步在学术界和工程界形成统一, 提高了土钉和复合土钉的工程应用水平。

2 模型试验介绍

2.1 试验模型

模拟试验的目的不同, 则相似模型需要模拟的范围也不尽相同。在深基坑土钉支护施工过程中, 随着开挖深度的不断增加, 每层土钉的受力、变形不断变化, 本次试验主要研究土钉墙支护钉-土相互作用机理、支护后土体中土压力的特点以及土钉墙体的工作特性。试验模型坑的尺寸长×宽×深为3.5m×1.8m×1.8m。如图1所示, 坑壁按防水层施工, 表面用水泥砂浆打磨光滑, 刷上一层黄油并粘贴一层塑料薄膜, 以满足试坑防渗并减少试验过程中坑壁对试墙的摩擦约束。



图1 试验模型及填土夯实

2.2 相似材料的选取

土层的模拟: 本次试验用土使用现场采集的原状土, 土样先经筛分均匀, 去除全部粒径大于5mm的粗颗粒, 填筑时按20cm分层填筑, 并均匀夯实。因此当原型结构是金属结构或者测量精度要求高时, 可使用金属材料进行相似模拟。工程中常用的土钉材料为HPB235或HRB335, 其弹性模量约为 $2.0 \times 10^5 \text{MPa}$, 泊松

比约为 0.3，而铝合金作为模型材料具有良好的导热性和相对较低的弹性模量（约为 $7.0 \times 10^4 \text{MPa}$ ），泊松比为 0.33，接近于模型试验的相似比要求，且采用铝合金在试验中既能获得较大的变形量，又能较好地消除应变传感器元件本身的刚度影响，本次试验使用边长为 5mm 的矩形铝合金棒模拟工程中常用的钢筋土钉，如图 2 所示。



图 2 土钉模型

2.3 测试系统设计

整个测试系统包括土钉测试、土压力测试和土钉墙的变形测试。土钉测试采用粘贴应变片量测土钉应变，通过静态应变仪采集数据。在土钉长度方向布置 4 个测点，为避免数据线过于集中影响测试精确度，将测点分散在两根土钉上，4 排土钉共计 8 个传感器 16 个测点。土压力采用埋设应变式土压力盒的方法，几何尺寸为：直径 30mm，厚 7mm，量程为 0~200kPa，测点布置见图 3。土钉墙的水平位移用大量程的百分表量测，在土钉墙的墙顶对称布设两个大量程百分表。

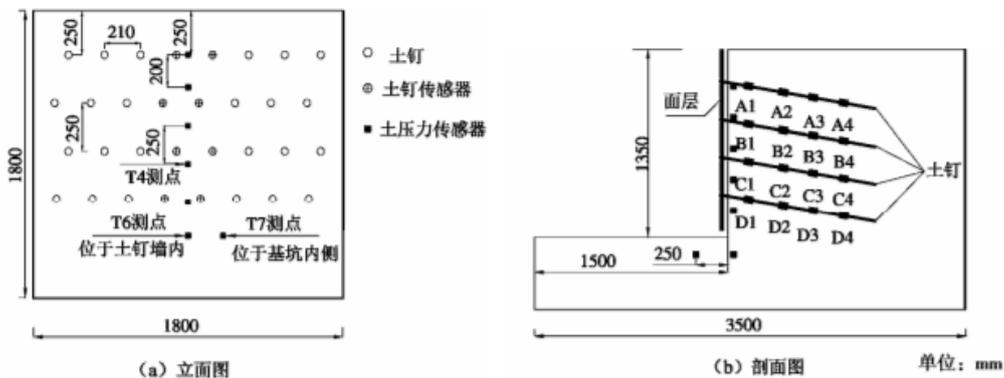


图 3 模型试验平面和剖面图

2.4 加载及降雨过程模拟

加载采用静力堆载的方法，加载在第五次开挖及面层施工结束约 48h 后开始，通过在墙顶堆积单块质量为 25kg 的混凝土配重块来实现，堆积之前在墙顶土层上放置一块 $100\text{cm} \times 100\text{cm}$ ，厚度为 1.5cm 的矩形钢板，钢板距墙顶边缘 10cm，距两侧坑壁 40cm，钢板可以保证对土体施加的荷载为均布荷载，见图 4。每级堆载为 500kg，时间间隔为 30min，共加 10 级。

在加载完成 150h 后开始降雨过程模拟。在试坑顶部距离模型边缘 100mm 处，开挖一个宽度为 250mm，深度为 500mm 的注水坑，坑内满填粗砂袋。向注水坑内注水，注水量为 18L/h，12h 注水量为 216L/h，相当于 12h 内降雨量为 60mm，属于暴雨范畴（暴雨降水量标准为 12h 降水量大于等于 30mm，小于 70mm）。

3 试验结果与分析

本次模型试验开挖工况与实际工程施工基本保持一致。基坑开挖分 5 步进行，前 4 步每步开挖深度为 30cm，最后一步 15cm，具体程序为开挖→人工挖孔→埋置土钉→灌浆→面层施工→导线连接。图 5 为第一次施工循环中的模拟坑壁图。在分步开挖时，前 4 层每层开挖前即对土层进行取样，测量其物理力学参数，再进行开挖。由上至下，各土层参数如表 2 所示。



图 4 第一次施工循环中的坑壁

表 2 各土层参数

土层	含水率 /%	密度 /(g·cm ⁻³)	黏聚力 /kPa	内摩擦角 /(°)
1	10.98	1.788	47.42	32.904
2	17.16	1.776	47.88	29.337
3	13.01	1.737	53.52	32.661
4	17.78	1.766	28.64	33.775
均值	14.73	1.767	44.37	32.170

3.1 水平位移

本次试验采用布设大量程百分表的方式测量土钉墙顶在试验过程中的水平位移变化，测量结果如图 5 所示。从图中可以看出：①每一次开挖后的 2d 内，位移都有一个较大的上升，第 3 天位移趋于平缓，说明开挖是土钉墙产生水平位移的重要原因，土钉作用发挥后又能使土钉墙位移趋于稳定。②从整个过程来看，墙顶水平位移是逐渐增加的，基坑开挖完成后，墙顶最大水平位移为 3mm，为基坑深度的 2.3%。③开挖结束后，墙顶加载过程中位移基本呈现线性增长(图 6)，说明地面的超载加速了土钉墙体侧向变形。④降雨对基坑位移产生巨大影响。随着注水量逐渐增加，土钉墙墙体变形急剧增大。在 150h 内，墙体位移迅速增加了 5mm，位移总量超过开挖与加载过程之和。随后增速放缓，逐渐趋于稳定，墙顶最大位移达到 12mm。可见北京地区粉质黏土遇水软化的性质非常明显，降雨是引起北京地区粉质黏土层基坑变形的重要因素。

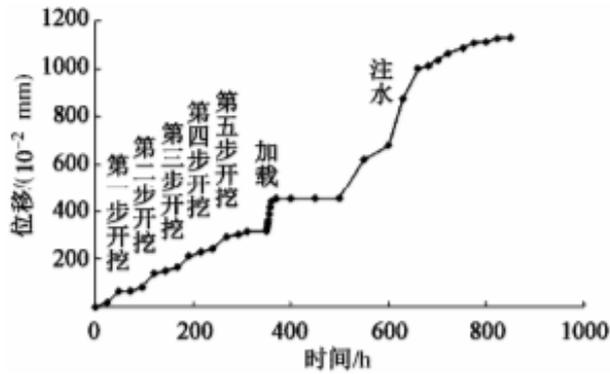


图5 墙顶水平位移曲线

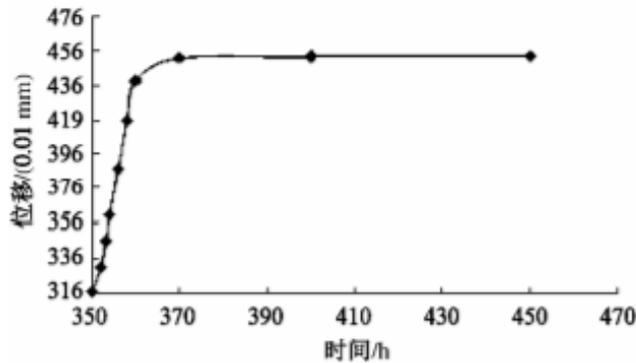


图6 加载状况下墙顶水平位移曲线

4 结论

(1) 每次开挖引起墙顶水平位移呈台阶式增大，基坑的开挖卸载是产生位移的主要原因，土钉墙的墙顶最大位移为基坑开挖深度的 2.3%。当在墙顶施加均布荷载时，在荷载不是很大的情况下，墙顶水平位移近似随荷载的增大而线性增长，若此时保持荷载不变，位移增速不断减缓，最后基本趋于定值。

(2) 北京地区粉质黏土遇水软化的性质非常明显，降雨是引起北京地区粉质黏土层基坑变形的重要因素。在粉质黏土中的土钉墙度过雨季时，应采取必要措施，如将墙顶一定距离内地面硬化等，防止雨水冲刷和下渗对墙体产生过大影响，威胁工程安全。

(3) 墙侧土压力呈现出先增大后减小再逐渐增加的变化规律，上部土体的开挖对土压力有较大的影响。随着基坑开挖深度的增加，土压力不断增长直至稳定。

(4) 土钉内力变化规律为：受力从土钉端部起逐渐向内部发展；每层土钉拉力最大值随着基坑开挖深度的增加逐渐向远离面层的方向移动。

4、地下水控制

地下水浮力作用机理模型试验设计与实施

张彬^{1,2} 李广信¹ 杨俊峰²

(1. 清华大学水利水电工程系, 北京 100084; 2. 中航勘察设计研究院, 北京 100098)
岩土工程技术 2006年6月第20卷第3期

1 引言

统计分析显示,大多数地质灾害及各类岩土工程事故都与土中水的作用息息相关,城市建设中的地下水问题引起了人们的广泛关注。地下水-土体-地下结构共同作用是影响和诱发各类地下水问题的制约因素,土中水分的存在形态及孔隙水压力传递规律的差异直接影响地下水-土体-地下结构共同作用效应的发挥,进而也影响到地下结构侧面水压力及底板浮(扬压)力的作用及合理计算。对于这一问题,虽已引起学术界和工程界的广泛关注,但是因为尚缺乏令人信服的理论依据、实际可操作的设计方法以及翔实的试验数据,在实际的设计计算中设计者通常简单笼统地套用最高设防水位来确定地下结构上的浮力荷载,从而过大地增大了抗浮投入;另一方面因浮力的不合理取值而导致的各类浮力破坏现象却时有发生。当前,地下结构的浮力问题研究已成为城市岩土工程中一个极为关键的课题,这既涉及到城市的中长期发展中地下水位的变化趋势问题,又涉及到具有不同地下水赋存形态的土层中孔隙水压力传递机理及分布规律问题、地下结构位于不同土层中的浮力取值问题、多层地下水作用时的浮力取值问题以及开发合理的工程抗浮措施等问题。要合理回答上述问题,需要结合系统的理论分析、模型试验、现场测试等手段进行深入研究,为此设计了研究地下水浮力作用机理的模型试验,本文将详细介绍模型试验的整体构思、试验装置的设计及实施过程。

2 模型试验整体构思

2.1 试验目的

该试验基于已经完成的小比例尺模型试验及其成果,通过扩大模型的比例,进一步再现实际工程原貌,力求从定性到初步定量的角度开展深入研究工作,模型实体示意图1。试验模拟北京地区典型的土层分布特征及其地下水的赋存环境,研究不同的含水层组合条件(上层滞水、潜水、承压水及相互间的水力联系)及地下水运移特征(水平渗流、垂直渗流、越流补给)下,各土层中孔隙水压力分布规律,进而反映出地下水浮力与地层分布特征、地下水赋存条件以及地下结构的埋深之间的关系,分析地下水浮力的作用机理。进一步明确不同的含水层组合形式下以及当地下结构底板位于弱透水层(粘性土层)中时地下水浮力的合理计算模式,为建筑基础抗浮设计提供理论依据及试验数据支持。

2.2 试验装置系统构成

整套试验装置包括:模型箱系统、孔隙水压力监测系统、地下水位测试系统、稳定水位供给系统、大气降水模拟系统等。整个模型试验概貌见图2。

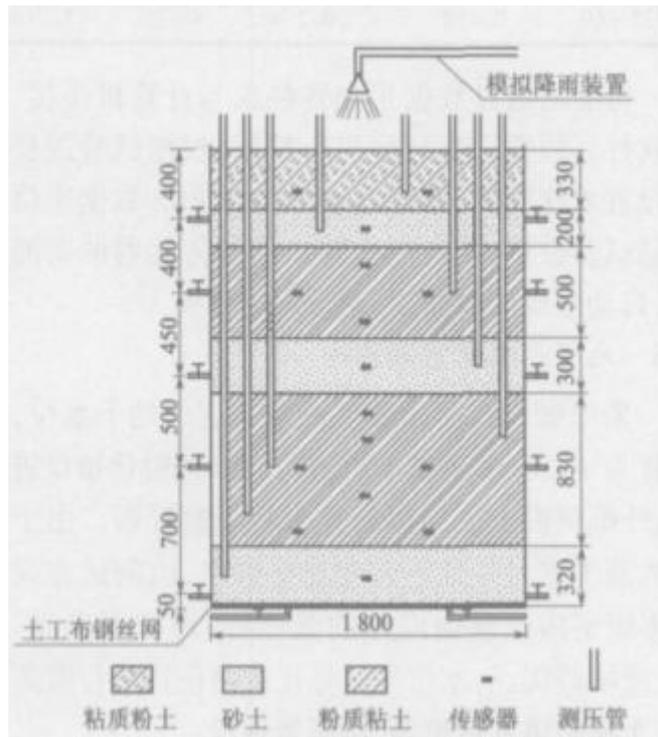


图1 试验模型实体示意图(单位:mm)



图2 模型试验概貌图

3 试验装置分项设计

3.1 模型基槽设计

试验模型箱几何尺寸为:1.8m(长) \times 1.2m(宽) \times 2.5m(高), 整个模型箱全部装土后加上箱体自重, 其总质量超过 12t。为保证箱体的整体稳定, 同时方便试验过程中供水排水, 设计了模型基槽。模型箱搁置于基槽之中, 基槽底部搁置模型箱的位置浇注 35cm 厚素混凝土筏板, 其上砌筑高 30cm 的模型箱支墩, 其余位置铺设 5cm 厚素混凝土垫层, 并设置一个 0.5m \times 0.5m 的集水井, 便于收集并排除基槽中的积水。基槽平面布置见图 3, 基槽横剖面见图 4。

此外, 为保证模型试验的连续性, 在基槽以外一定位置搭设试验用房, 通水, 通电, 通暖。

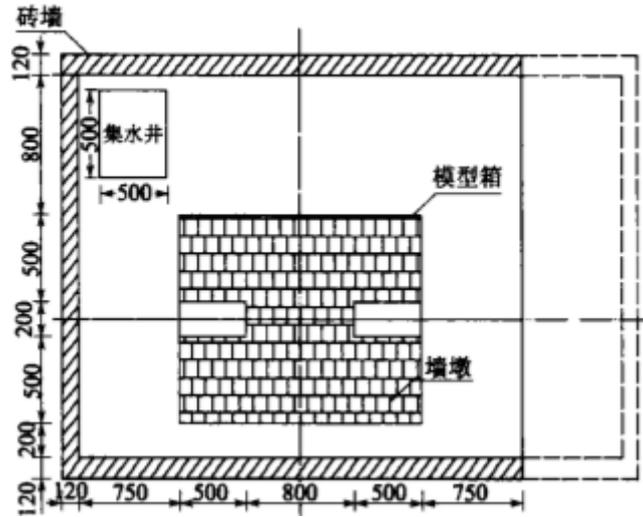


图3 模型基槽平面布置示意图(单位:mm)

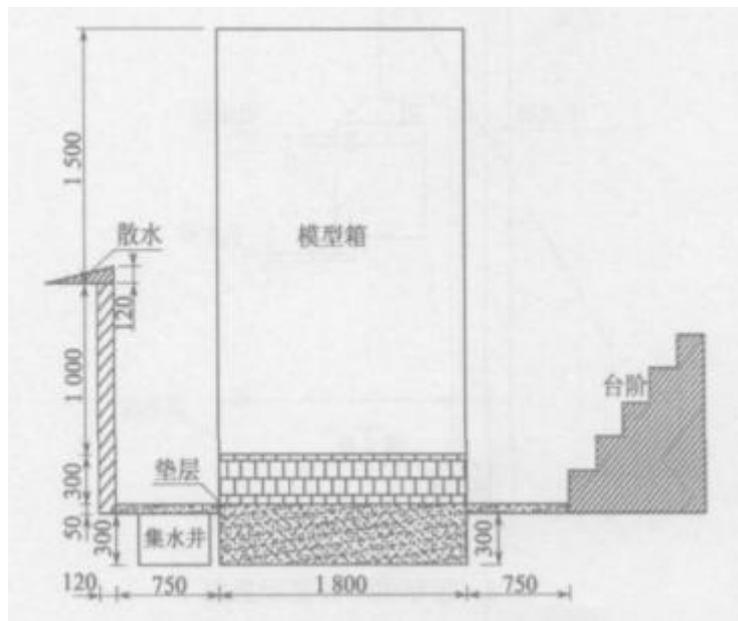


图4 模型基槽横剖面示意图(单位:mm)

3.2 模型箱设计

模型箱作为试验装置的主体,采用角钢支架内衬厚钢板密闭焊接的工艺加工,内衬钢板厚度为10mm,顶部、底部、角部采用角钢固定,中部加肋。张彬等:地下水浮力作用机理模型试验设计与实施 129 箱体加工严格满足密水性要求,并涂刷防锈油漆。在槽箱的两侧及底部设置带阀门的进排水孔,为防止水沿箱体侧壁流动,设计时将进排水管伸入箱体5cm,进排水孔布置见图5。

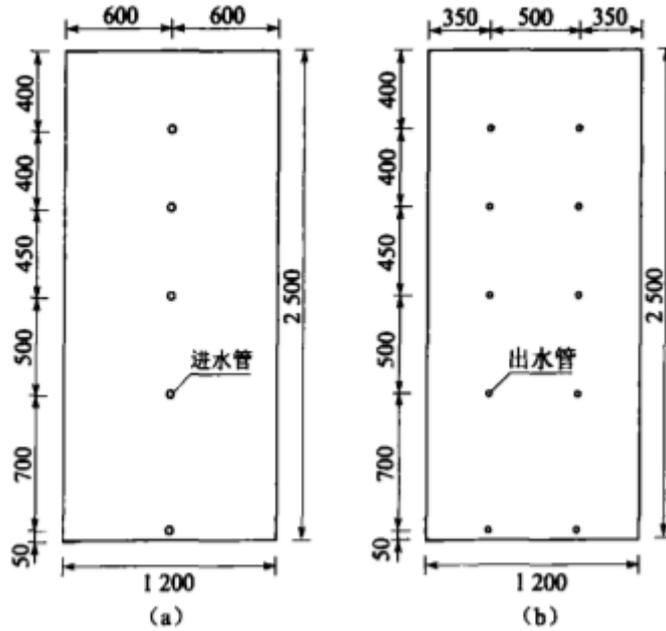


图5 模型箱及进排水孔设计图(单位:mm)

3.3 地下水水位监测系统

采用敞口式测压管监测各土层中地下水位,测压管为 25mm 薄壁 PVC 管,底部辐射状布设进水眼,外部缚裹土工布以防止土粒阻塞管眼。由于进水的范围更大并且不需要连接管路,该测试方式较之传统室内试验中应用的测压管,具有更直观、准确、灵敏等优点,水位通过标尺或液位计进行监测。

4 土样装填及传感器、测压管埋设

4.1 土样制备及装填

北京地区地层分布总体趋势为:西部以碎石类土为主,向东则逐渐形成粘性土、粉土与碎石类土的交互沉积,第四系覆盖层的厚度也由数米增加到数百米;含水层也由西部的单一潜水含水层,向东、向北和东南逐渐演变成多层地下水分布的复杂状态。本试验设计正是模拟多层地下水共生的情况,因此设计了图 1 所示的土层分布模式。试验土样取自某基坑深约 8m 处,土性为粉质粘土及粘质粉土,含水层采用级配良好的中砂模拟。土样经均匀捣碎饱和后,按原状土干密度指标控制填筑密实度,以 5cm 为一层分层填筑,填筑过程中均匀夯实,尤其注意边角部位的夯实,防止出现分层现象。填筑前在箱底水平铺设两层钢丝网,其上水平铺设土工布,既起到便于地下水下渗又起到防止土颗粒流失的作用。土样填筑完成后在顶部堆压砂带,打开排水孔,土样在自重及压重作用下完成排水固结,固结过程超过 2 个月。

4.2 传感器及测压管的埋设

精选孔隙水压力传感器,满足长期稳定性要求,确保测试过程中不出现零点漂移现象,对挑选出的传感器进行编号,埋设前将透水石放置于沸水中煮沸排气饱和。准备工作完成后,在方案设定位置埋设传感器,周围投中砂,然后用土样封闭夯实,导线全程涂抹凡士林防止水沿导线流动。同样在土层预定位位置埋设测压管,埋设过程严格控制垂直度,并且管壁涂抹凡士林防止水力导通。传感器及测压管的埋设过程概貌见图 6。

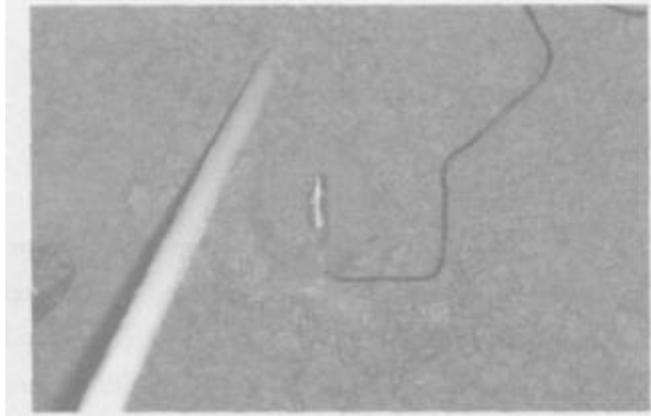


图 6 传感器及测压管的埋设概貌

5 结论

研究粘性土体中孔隙水压力传递规律是一项复杂而实用的课题。宏观上该课题涉及到区域地质环境影响及地下水动态变化规律；微观上涉及到粘性土的微观结构特征，具体包括土颗粒及孔隙形态特征、土中水分存在形态以及运移特征等；其成果既涉及地下结构侧压力及底板浮力合理取值的实用问题，又涉及关于有效应力原理适用范围的基础理论问题。因此，开展系统的试验及测试研究无疑是有益且十分必要的，上述试验装置可根据具体问题改变边界条件进行试验模拟，通过 4 个多月的试验测试表明，该装置性能稳定并能实现预定的试验项目。当然，受试验模型本身尺寸效应以及不能完全模拟土样原状性的局限，尚需结合现场试验测试开展系统研究工作。

地下水环境下地铁车站抗浮离心模型试验研究

叶俊能, 陈斌

(宁波市轨道交通工程建设指挥部, 浙江宁波 315012)

土木工程学报 2011 年 9 月第 44 卷增刊

1 引言

地下工程的实践表明,与地面结构相比,地下结构的受力更为复杂。在进行地下结构设计时,需要考虑水对地下结构的浮力作用。目前,学术界和工程界对于如何考虑地下结构受到的浮力都没有统一的认识。在实践中,由于缺乏合理的理论指导,许多工程仍然沿袭传统保守的做法——将地下结构物视为浸没在水中的物体,按照阿基米德定律进行估算。理论上说,这种方法对浮力大小的计算应该说是偏于安全的,但用这种方法计算水对地下结构的浮力过于粗糙,而且往往是不可靠的,在工程上甚至是不可行的。另一方面,由于在抗浮设计上采取了过于冒险或盲目的对策,以至造成安全隐患甚至安全事故的案例也屡见不鲜。在岩土工程学科的研究中,人们经常采用模型模拟的方法揭示现象本质和作用机理。离心试验能够以小几何尺寸模型来实现对原型变形性状的模拟,能够在大大节省人力、物力的情况下,对同一个复杂问题在相同的试验条件下进行多组不同设计方案的对比研究,进行多角度的对比分析,获得更深刻的认识和一般性的规律,为将来的类似工程提供参考。因此,本文以宁波城市轨道交通建设中所涉及的地下车站为研究对象,通过资料调研和室内离心模型试验相结合的方法,对宁波轨道交通地下车站浮力大小的确定进行研究。

2 地铁车站浮力离心模型试验内容

2.1 试验设备

本次试验采用的是 L-30 型土工离心机,最大装机容量为 20g-t,在模型箱重为 100kg 时最大加速度为 200g,并配有一套完整的数据采集、高速摄影和闭路电视监控设施。其中,模型箱有效内部尺寸为 41.5cm×22.8cm×35.5cm。试验中,采用数码相机和外部控制设备在离心机高速运转过程中拍摄不同加速度下模型箱的照片,将试验高精度数码相片输入计算机,采用图形处理软件进行分析,以获得所需的试验数据。

2.2 模型率的选取

根据地下车站实际尺寸,并结合 L-30 土工离心试验机的工作条件,在确定试验模型率 n 时,需要考虑模拟土层范围和离心机的运转条件:①为了减小模型壁边界效应的影响,必须保证模型周围有足够的受基抗浮起和抗浮影响的土体;②考虑模型箱的净空尺寸和离心机运转条件,在设计加速度下,保证离心机能够安全正常的运转;③在满足上述两个条件的情况下,应该采用尽可能小的模型率,以减少在将模型试验数据向原型数据转化的过程中,数据采集误差对试验结果的影响,同时也有利于模型的制作。综合各因素,本次模拟试验中,模型率取为 120。

2.3 试验内容

结合宁波地铁工程,研究覆土厚度、围护结构插入比及土层含水量对地铁车站浮力和抗浮性状影响。

3 地铁车站浮力离心模型试验模拟

3.1 土样制作

试验用土为取自现场的原状土，主要选取土性特点比较明显的②、③和④土层作为试验用土。试验中控制模型土样的容重、含水量和土体的强度指标，将重塑后的土体(含水量 80%左右) 在离心机内分层，由下至上进行固结。在土样制备过程中，每一次同时固结两箱土样，其中一箱土样用于离心模型试验，另外一箱土样专门进行土工试验，测试土体的物理力学参数，使模型土样各项控制指标的数值与现场值相近。表 1 为各土层主要物理力学指标。

3.2 地下连续墙的模拟

对于实际钢筋混凝土结构，如果模型能够用钢筋混凝土模拟，则模型尺寸为原型的 1/n。

4 地铁站浮力离心模型试验方案

4.1 模型断面的选择

根据宁波地区的地铁站所处的主要典型②层土层，地下结构平面尺寸为长 20m，12m。(1)地下结构上覆土，即地下结构埋深对结构浮力和抗浮的影响。在很多浅埋小型结构中，并不设置额外的抗浮工程措施，结构的埋深和上覆土厚度成为抗浮的主要因素，设计此组试验确定不同埋深下结构的浮力和埋深的关系。本试验考虑无连续墙，埋深分别为 2.4m 和 6m 两种工况。(2)改变连续墙插入比对结构浮力和抗浮的影响。②层土层，进行一组试验以观察不同连续墙插入比对结构浮力和抗浮的影响作用，埋深 6m，连续墙插入比分别 1:0.5 和 1:1。(3)土层的含水量对地下结构浮力大小的影响。针对②层土层进行一组试验以观察土层的含水量对地下结构浮力的影响，地下结构埋深为 2.4m，含水量分别为 40% 和 50%。

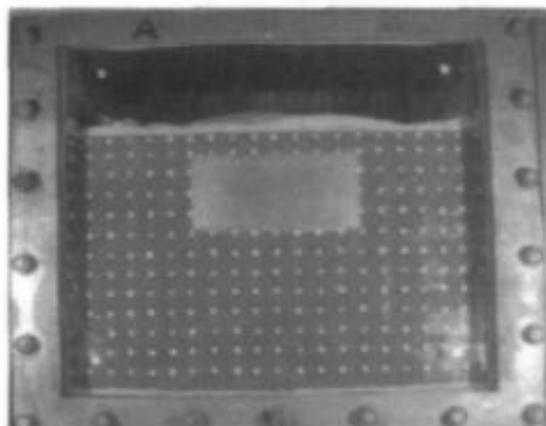
表 1 各土层主要物理力学指标

土层层号	重度 γ (kN/m ³)	含水量(%)	孔隙比 e	液限 W_L (%)	塑限 W_P (%)	固结快剪	
						黏聚力 c (kPa)	内摩擦角 ϕ (°)
②	17.3~17.5	44.8~46.5	1.229~1.281	42.0~42.8	24.3~24.6	11	9.3
③	18.7~20.0	19.8~29.2	0.580~0.820	27.8	20.3	6	31.1
④	17.2~17.5	42.0~43.9	1.194~1.262	43.9~48.2	23.6~25.2	17.7	9.9

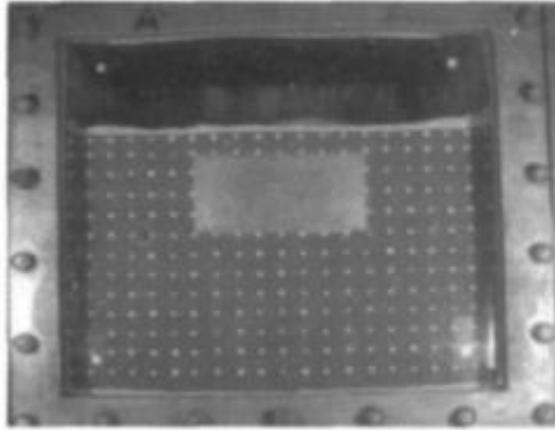
4.2 地铁站浮力离心模型试验结果

目前针对宁波地区的②层土，进行如下几组离心模型试验。

(1)上覆土厚度 2.4m，土层含水量为 40%，如图 1 所示。



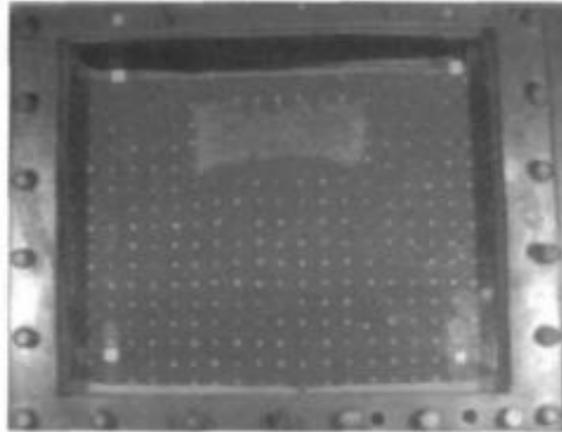
a 上覆土厚度 2.4m 初始状态



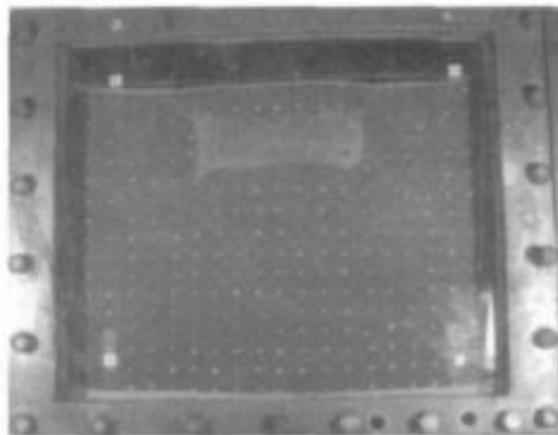
b 上覆土厚度 2.4m 时模型 120g 加速度状态下

图 1 上覆土厚度 2.4m 状态前后对比

(2) 上覆土厚度 2.4m，土层含水量为 50%，如图 2 所示。



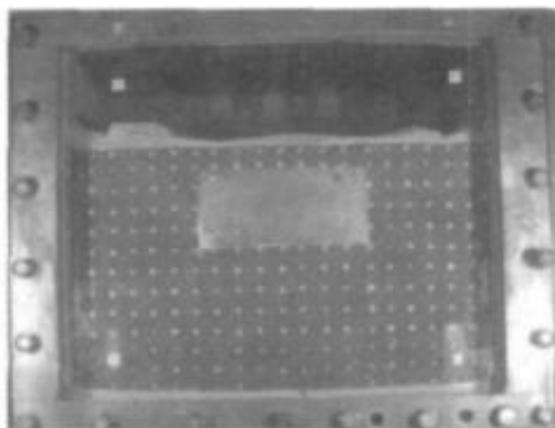
a 上覆土厚度 2.4m 初始状态



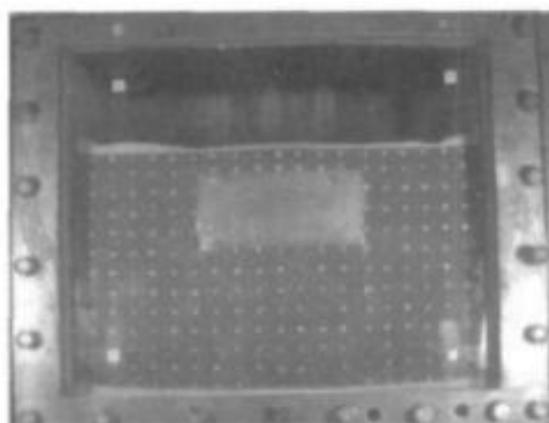
b 上覆土厚度 2.4m 时模型 120g 加速度状态下

图 2 上覆土厚度 2.4m 状态前后对比

(3) 上覆土厚度 2.4m，土层含水量为 50%，连续墙插入比 1:1，如图 3 所示。



a 连续墙插入比 1:1 初始状态



b 连续墙插入比 1:1 模型 120g 加速度状态下

图 3 上覆土厚度 2.4m, 连续墙插入比 1:1 状态前后对比

模型结构底板中点处所接触土层光标点为特征点, 通过图片软件处理分析试验照片, 获取所需要特征点位移数据如图 1~图 3 所示。可以看出: 上覆土为 2.4m, 土层含水量为 50% 时, 模型结构发生了较大上浮量; 上覆土为 2.4m, 土层含水量为 40% 时, 模型结构基本没有上浮; 上覆土 2.4m, 土层含水量 50%, 连续墙插入比 1:1 时, 模型结构也基本没有上浮。

5 结论

通过离心模型试验可以看出, 在上覆土厚度一样的情况下, 土层含水量的减少将使模型结构的浮起量有很大程度的减小; 在上覆土和土层含水量一样的情况下, 模型结构是否存在地下连续墙也对模型结构的浮起量有很大的影响。从上述结论可以看出, 离心模型试验对于研究地下结构的抗浮是可行的。

离心试验中的地下水模拟控制研究

张敏^{1,2} 吴宏伟³

(1. 深圳大学 土木工程学院, 深圳 518060; 2. 深圳市土木工程耐久性重点实验室, 深圳 518060; 3. 香港科技大学 土木工程系, 香港)

岩土力学 2010 年 2 月第 31 卷第 2 期

1 引言

由于地下水源或地表水的补给, 地下水位上升, 坡内土体吸力减小, 强度降低, 可能会引起边坡失稳。同时, 干旱季节地下水下降, 又会导致地面发生沉降, 带来一定的安全隐患。地下水位的高低以及水位变化速率会对边坡稳定性产生不同的影响。因此, 对地下水位变化的正确模拟是研究此类问题的关键。为了在与实际边坡类似的应力条件下进行研究, 离心模拟技术是较为常用的一种试验技术。现场的应力以及与重力相关的过程都可以较好地加以模拟。首先在二维的模型箱(长宽比为 3)中建立起边坡模型, 再在试验过程中在边坡上下游施加地下水边界条件, 从而研究地下水上升对边坡稳定性的影响。实现地下水控制的关键在于建立一个准确的水位反馈和控制系统, 从而正确模拟地下水的上升过程。因此, 有必要在试验中设计和建立地下水控制系统。由于模型处于绕轴转动的系统中, 水位控制的准确度受到影响, 应该在量测和控制中加以补偿。本文从这些特殊性出发, 重点阐述二维离心模型试验地下水控制系统的设计、建立以及应用。

2 地下水模拟的比尺关系

采用缩小 N 倍的模型在 N 倍重力加速度的重力场中模拟实际应力条件, 相应的模型参数与原型参数之间存在一定的相似率。确定正确的相似率, 才能保证模型对原型的正确模拟。

地下水模拟主要是模拟不同水位变化条件下的渗流过程。因此, 地下水模拟的比尺是指模拟过程中的渗流比尺。在大多数与渗流相关的岩土工程实际问题中, 由于渗流坡降较小, 渗流一般都属于层流范围, 符合达西定律。离心模型试验通常模拟的也是层流状态的渗流现象。据此渗流比尺关系可按表 1 确定。

表 1 离心试验中的渗流比尺

参数	渗透系数 $k / (\text{m/s})$	渗流坡降 i	渗透速率 $v / (\text{m/s})$	渗流时间 t / s	水位 h / m
比尺 (模型:原型)	N	1	N	$1/N^2$	$1/N$

3 地下水控制系统

图 1 给出了边坡模型试验中的地下水控制系统示意图。该系统主要由供水系统和地下水模拟装置两部分组成。供水系统将所需水量运送到地下水模拟装置, 根据试验要求, 可以控制不同的上下游水位。所有离心试验都在香港科技大学土工离心实验室进行。

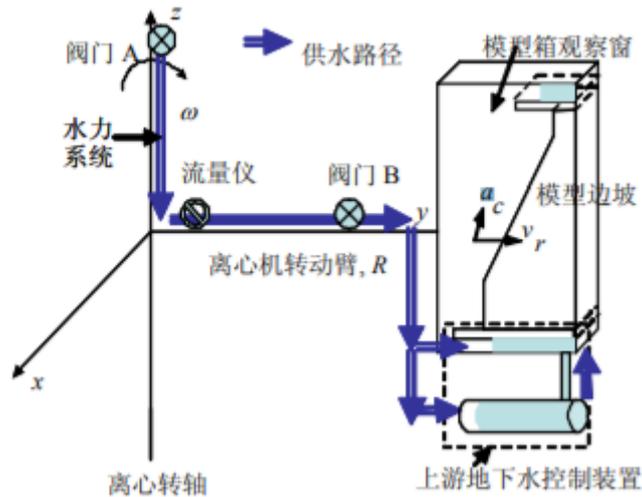


图 1 离心试验中的地下水控制系统示意图

3.1 供水系统

供水系统（如图 1）是建立在离心机的水力系统之上的。在试验中，水流由离心机的水源，通过水力旋转接头沿着离心机的转臂流入地下水控制装置。由于离心机的旋转，水流在流动过程中会不断加速（离心加速度沿转臂增加）。然而，水体总的流量是由供应量决定的，不受离心加速度的影响，在整个流动路径的各点是相同的。因此，可以在任何一点安装流量测定仪来量测流量。试验中流量计安装在靠近离心机主轴的位置，即离心力最小的位置，以降低离心力对仪器工作效果以及部件安全性的不良影响。

3.2 地下水控制装置

地下水的控制主要是根据试验需要实现不同上下游水位的控制，包括上游水位的上升速度控制、水位控制、下游水位控制等。为了实现合理的地下水模拟，控制系统的构成需要根据试验土体的渗透性能进行调整。图 2 给出了地下水控制装置的组成图。

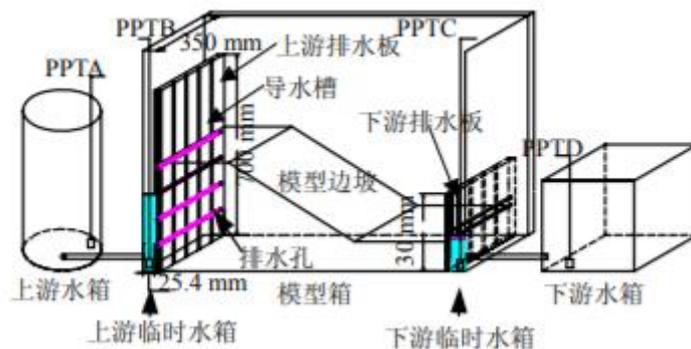


图 2 地下水控制装置组成图

地下水控制装置主要包括置于二维模型箱内的上下游排水板、上下游水箱、水位量测传感器（图 2）以及电磁阀（阀门 A 和 B，图 1）。上游排水板高 700mm，设置于靠近箱壁一侧（坡顶一侧），形成一截面为 25.4mm×350mm 临时水箱，作为上游水位控制的媒介。排水板上有 7 列竖向的导水槽，每道槽上有 1 列间距为 100mm 的排水孔，以便使临时水箱中的水可以从排水孔流出并沿导水槽向下流动。

排水板上每行排水孔代表一定的上游设计水位，试验前需要封住低于设计水位的孔位。为了防止孔中水射出而造成局部破坏，于孔口外 5mm 处贴上铝片，起到反射水流，减小压力的作用。排水板靠近土体一侧贴有透水性较好的土工布，防止土体填充导水槽和排水孔。下游排水板板高 300mm，位于坡脚一侧，形成临时水箱，与上游截面相同，以便控制下游水位。试验中上游水位升降的控制是通过开启和关闭水源来实现的。如图 1 所示，水流路径上靠近离心机轴心处安置有一个电磁阀（阀门 A），可以远程控制开关。当需要保持一定下游水位时，试验前需要固定下游排水位。同时，上下游临时水箱中分别安装了水压力传感器（PPTA~PPTD），其测量读数直接反映了上下游水位，可以依据水位值按照试验具体要求来开关电磁阀。

3.3 试验步骤

试验开始前，有必要详细检查整个控制系统各部分的设置和连接情况，同时要在正常重力条件下测试系统的工作情况是否正常。检测完后，需要清空所有管道。否则，当离心加速度较高时，若开始供应地下水，则残留水的排出会导致不稳定的初始流量。当离心加速度达到设计值（60g）时，如果边坡各项指标（变形、孔压等）达到稳定状态，就可以开始供水。为了防止不稳定流量的出现，水流路径上阀门的打开顺序非常重要。如图 1 所示，应先打开阀门 B，再打开阀门 A。如果先打开 A，则水流会先进入管道，B 打开时就会以很大的速度流出，产生不稳定流动。当地下水控制的时间为预定模拟的时间或者地下水位达到目标水位时，可以停止供水。水流路径上阀门的关闭顺序与打开顺序相反，以便清空所有管道。

4 地下水位的监测

在模拟地下水的离心试验中，临时水箱中水位的控制和边坡中水位的监测是非常重要的，可以通过孔压传感器量测到的水压力值换算水位。在临时水箱中，传感器置于箱底，所得读数可以直接反映水箱水位。模型水位 h_m 可用下式计算：

$$h_m = \frac{u_w}{N\gamma_w} \quad (1)$$

式中： w_u 为孔压传感器测量得到的水压力； N 为离心加速度除以重力加速度的倍数； w_v 为水的重度。上游水位的控制可以以此为依据进行，下游水位的监测由下游水箱中设置的传感器来实现。在平面应变模型中，为了测量边坡中孔压的变化，传感器设置在模型中心面上。当水位超过某传感器位置时，孔压开始增加，其增量反映的是传感器以上的水深度，其大小可以按式计算。该传感器位置处的水面位置 H_{mi} 为

$$H_{mi} = z_{mi} + h_{mi} \quad (2)$$

式中：下标 i 为孔压传感器编号； Z_{mi} 为传感器距离模型箱底的距离； h_{mi} 为计算的水深。将沿坡长方向分布的传感器对应的 H_{mi} 与其水平位置 X_{mi} 相结合，就可以得到模型边坡中的地下水位线。由水压传感器确定的地下水位，还可以通过图像分析地下水位来加以校核。试验中为测量边坡变形设置了图像分析系统，拍摄到的图片中饱和土体和非饱和土体颜色亮度有明显区别，边坡侧面的地下水位可以清楚识别。以上两种确定地下水位的方法，可以互相校核，但又适用于不同的情况。采用式计算得到的水位，由于有限的传感器，无法如图像分析方法那样得到连续的水位线。但当模型发生破坏时，传感器可以记录超静孔压以及水位波

动,而这一点采用图像分析是无法得到的。同时,当模型土体中水位线不明显时,图像分析也无法加以识别,只有将两种方法结合起来,才可以得到比较完整的结果。

5 试验误差分析

在以上地下水位的计算中,由于模型离心旋转的特性,水压力 w_0 、模型放大倍数 N 以及传感器位置 z 的计算都存在误差,计算的水位与实际有所偏差。

5.1 模型放大倍数误差

如图 1 所示,在模型边坡中,离心加速度从坡顶到坡底逐渐增加,而一般试验采用单一的离心加速度对应的放大倍数来进行比尺换算,这就引起了一定的误差。图 3 给出了模型土压力和按单一放大倍数计算的原型土压力的比较。

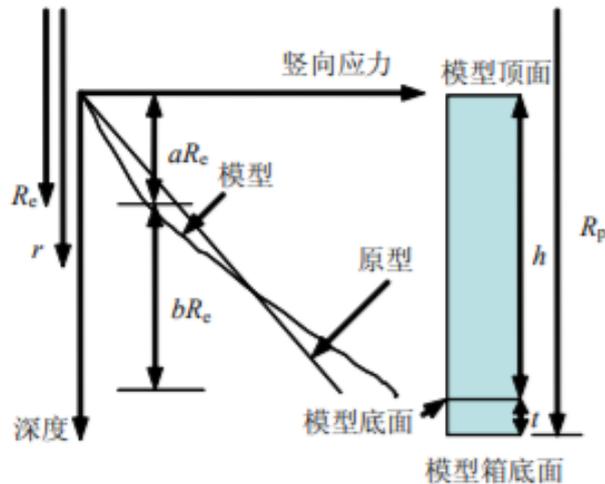


图 3 离心试验中模型土压力及对应原型土压力的比较

5.2 传感器位置误差

确定上覆土压力或者采用式计算水面位置时,需要知道传感器的位置。部分传感器固定在模型箱底部,部分置于模型中一定深度而没有固定,未固定部分传感器的位置会发生变化,需要结合图像分析方法和式来确定传感器的位置。

6 离心模型试验结果

下面以一个砂土边坡中模拟地下水上升的模型试验为例来说明该地下水控制系统的应用。图 4 给出了该试验的模型布置图。在边坡不同位置安置了孔隙水压力传感器 (PPT) 以监测渗流过程。PPT8 和 PPT9 固定在模型箱底板上,其测量值可作为参考值,确定其他与其有相同水平位置的传感器的埋深。通过孔压值以及 PPT 的安装位置,可以计算地下水位的变化情况。图 4 为地下水上升过程中边坡各个位置孔隙水压力的变化情况以及坡顶沉降变形 (模型尺寸)。试验模拟了 3 次连续的但不同强度和历时的地下水供应,分别是强度 $1q=281\text{mm}/\text{min}$ 和历时 $1t=17.7\text{min}$, 强度 $2q=562\text{mm}/\text{min}$ 和历时 $2t=5\text{min}$, 以及强度 $3q=675\text{mm}/\text{min}$ 和历时 $3t=11.5\text{min}$ (模型尺度)。当整个边坡淹没后,直到坡顶位移不再增加时,地下水停止供应。

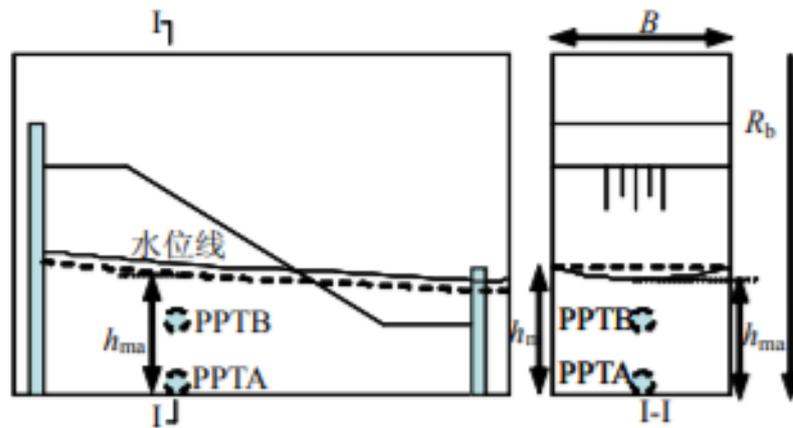


图4 离心模型试验中同一断面弧形水面示意图

随着水流入渗,边坡中较低位置的PPT开始测量到正的水压力值,例如PPT1。土体由于吸力的减少,开始发生变形,导致坡顶的沉降。每个PPT开始量测到正水压力时,表示地下水位到达该PPT的位置。每个PPT都测到正水压力后,水压力变化速率有所不同,表明地下水沿水平和垂直方向同时发生渗流。当供应流量由 $1q$ 增加到 $2q$ 时,水压增长速率加快,相应的变形速率也增加。当流量由 $2q$ 增加为 $3q$ 时,地下水位接近坡顶,并且 1min 后边坡淹没。这时各个PP的水压增值相同,也就是图中各测量线相互平行。在边坡淹没之后,由于上游仍然有水供应,这时边坡的变形主要由渗流引起。历时 1280s ,由孔压传感器测量结果估算的水位以及图像分析所得水位。图中土坡轮廓线和连续的水位线均由图像分析得到。选用PPT1、PPT4、PPT6、PPT7、PPT9测量结果来估算水位,实心原点数据对应传感器的位置由试验结束后测量得到,所估算水位稍稍低于图像测量值。而空心方形数据对应传感器的位置是以PPT9为参考,采用式估算而来的,估算的地下水位稍稍高于图像分析值。由于在地下水位上升过程中,边坡变形较小,传感器的位置随时间变化较小,可以用试验后测量的位置来进行水位的估算。当传感器位置变化较大时,则需要在试验过程中分别进行位置估算。

抽水试验模型与地下水动力学实验教学

肖先焯, 许模, 蔡国军, 虞修竟, 付小敏

(成都理工大学 a. 环境与土木工程学院; b. 国家级地质工程实验教学示范中心,
四川成都)

实验室研究与探索 2014 年 1 月第 33 卷第 1 期

1 引言

地下水动力学是针对水文地质专业(地下水科学与工程)本科学生开设的一门重要的理论课程,据学生反映,该课程内容丰富却抽象难懂,应将理论教学与实验教学相结合才能使学生更好地掌握其内容。抽水试验是地下水动力学中的一项重要重要的试验项目,学生通过试验可了解地下水向井中的运动特征及确定相应的水文地质参数。目前,生产单位很难接受学生赴工地实习,而组织开展野外抽水试验具有耗资巨大、耗时长等缺点,用于实验教学显然欠妥。因此为了满足实验教学需要,在学校有关部门的支持下,组织具有丰富教学经验和野外、科研、生产实践经验的技术人员在尚无更多资料可借鉴的情况下,研制了承压完整井抽水模拟试验装置,通过开展室内抽水物理模拟试验以保证实验教学质量。

完整井抽水试验装置是一种模拟并研究地下水在抽水时向完整井稳定渗流的物理模型,可在室内进行模拟完整井抽水试验及相关数据处理、资料整理,具有耗时短、耗资小,试验现象直观等优点,同时,能提高学生对野外复杂地质体的感性认识,一定程度弥补了野外生产实习的不足。

2 抽水试验模拟装置介绍

2.1 设计原理及结构

承压完整井抽水模拟装置是以野外抽水时,地下水向承压完整井稳定运动的水文地质实体作为模拟对象,根据相似理论而研制的一种抽水试验模型,该模型模拟范围为野外实际 360° 井的 $1/18$, 即 20° 的扇形条块体。抽水时模型体上的动态过程应与自然界地质体抽水出现的动态过程存在一定的比例关系。主要有:①几何相似;②运动相似;③动力相似;④边界条件相似。因此,试验过程中通过对模型中各运动要素进行观测,其结果按一定比例放大,就可以获得与自然界承压完整井相对应的运动要素。地下水向 20° 井中的运动规律与向 360° 井中运动规律是一致的,其稳定渗流状态下所测定的流量的 18 倍即为 360° 井稳定渗流流量。

仪器主要由井流试验箱,隔水顶板和隔水底板,承压含水层,抽水井,给水、抽水溢流箱,测压管(观测孔),升降系统,闭路循环的给水、排水系统等组成的(见图 1)。

(1)井流试验箱是模型的主体,为 20° 的一扇形条块体。扇形条块体上部和下部有水平固定的有机玻璃板,厚 20mm,用于模拟隔水顶板和隔水底板,隔水顶板上覆用致密粘土夹砾石模拟隔水顶板的层厚,上下两块水平有机玻璃板中间的空间堆置了模型试验的渗透介质(本模型采用经过筛分的石英砂),用于模拟承压含水层。为了便于观测,箱体采用全透明有机玻璃材料。为了控制上、下游水位,在渗流试验箱体的首端和末端附有可通过升降系统控制高程的给水、抽水溢流箱。

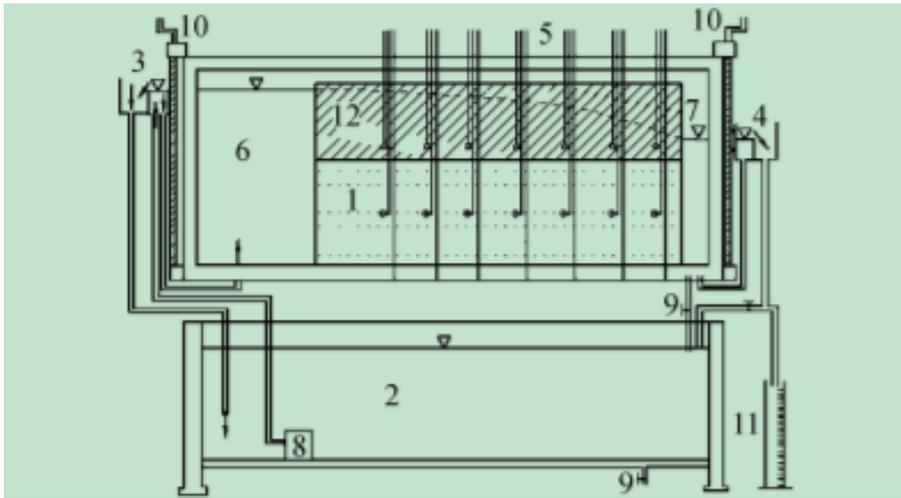


图 1 承压完整井抽水模拟结构示意图

1—含水层;2—蓄水箱;3—稳定流供水箱;4—稳定流排水箱;5—测压管;
6—含水层补给区;7—抽水井;8—水泵;9—排水口;10—升降系统;11—量筒;12—隔水层

(2) 抽水井中心为扇形体圆心轴线(见图 2), 它与井流试验箱相连通, 并通过塑胶软管与抽水溢流箱连接。井流试验箱的上游段则与含水层补给区相连通, 给水溢流箱可控制含水层补给区的水位, 模拟承压含水层无限延伸。在井流试验箱侧面均匀布置 7 个断面, 从上游至下游依次为 7, 6, ..., 3, 2, 1 断面, 每个断面的中部及底部安置测压管, 用于测定抽水过程任意时刻承压含水层的承压水头值。

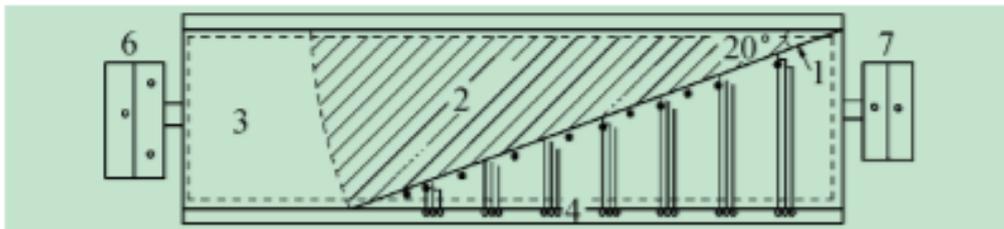


图 2 承压完整井抽水模拟装置俯视图

1—抽水井;2—隔水层;3—供水箱;4—测压管;5—储水箱边框;
6—供水箱水位调节器;7—抽水井水位调节器

(3) 试验时, 模型的抽水量可以通过调节抽水溢流箱的高低来控制, 抽水溢流箱的位置越低抽水量越大。抽水溢流箱的出水口用流量计或量筒测得其流量。

(4) 储水箱位于仪器的下层, 用于储存实验用水, 试验时通过设置于水箱内的水泵将试验用水送至给水溢流箱, 再输入给水箱提供试验用水, 溢出水流通过回水管回流至储水箱, 实验时不需外接水源。承压完整井抽水模拟装置(见图 3)可完整展现承压完整井抽水过程中承压含水层的水头分布和变化特点以及地下水渗流的运动状态。试验人员可应用裘布依井流方程描述该抽水试验过程中各要素的变化, 并测定渗透系数, 绘制相关的流量及降深关系曲线。

2.2 主要技术指标

外形尺寸 2.30m×0.70m×1.60m, 水泵功率 70W、口径 18mm、扬程 3.2m、流量 3500L/h、电压 220V。模拟箱为 20° 的扇形体, 半径 1.5m, 高 0.8m。采用厚度 15mm 的有机玻璃板制作, 固定支架采用边宽 5cm 的角钢制作。单侧设置 7 排

测压管，每排上下各一支，管径=10mm，L=1m。蓄水箱采用厚 10mm 的 PVC 板制作，容量：长×宽×高=1.8m×0.6m×0.35m，闭路式水循环系统，不另接供、排水管路，可移动。

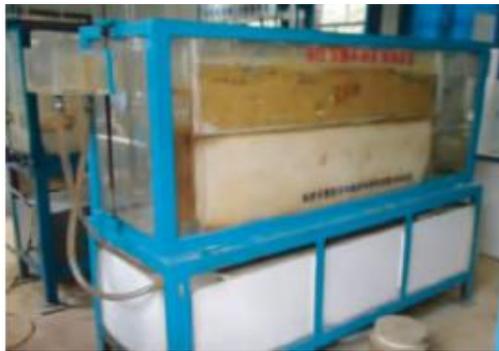


图 3 承压完整井抽水模拟装置

3 学生试验过程

试验开始前，先接通电源，使储水箱中水通过软管进入给水溢流箱，溢流箱中水通过软管进入给水箱，再经透水孔的有机玻璃板流入井流试验箱体中，待抽水井中水经软管进入抽水溢流箱后溢出时，关闭电源，微调使给水溢流箱与抽水溢流箱处于同一水平面上，这时所有测压管水位也处于该承压面上。

4 数据处理与分析

通过承压井的三次抽水过程，便可得到对应三次不同井中水位降深对应的稳定流量。可绘制井流量 Q 与井中水位降深 s 的关系曲线。根据裘布依承压完整单井井流方程计算透水介质(石英砂)的渗透系数 K ，对 K 按相似比放大，即得到了自然界地质实体的渗透系数。试验结果如表 2 及表 3 所示。

表 2 测压管水位记录表

断面	测压管水位 H/cm					
	第一次		第二次		第三次	
	上	下	上	下	上	下
7	61.9	61.8	60	60	57.5	57.6
6	61.6	61.7	59.4	59.5	56.7	56.9
5	61.6	61.6	59.2	59.5	56.1	56.6
4	61.5	61.5	58.7	59	55.4	56
3	61.4	61.4	58.3	58.5	54.8	55.2
2	61.3	61.3	57.8	58.1	54	54.7
1	60.9	61.2	56.4	57.3	52	53.2

表 2 中数据显示，承压完整井抽水模拟装置第一次抽水井水位降深($s=5cm$)稳定流抽水后，从补给边界至抽水井的 7 个断面上，靠近补给边界的 7、6 断面，同一断面上所测定的上、下测压管水位存在上高下低的现象，5、4、3 及 2 断面的上下测压管水位一样，1 断面的上下测压管水位则表现为上低下高；第二次抽水井水位降深($s=10cm$)稳定流抽水后，7 断面处上下测压管水位一致，其它 6 个断面的上下测压管水位均表现为上低而下高；第三次抽水井水位降深($s=15cm$)稳定流抽水后，7 个断面的上下测压管水位都有上低下高的规律。

表 3 抽水试验数据记录表

项目	第一次	第二次	第三次
井中水位降深 s/cm	5	10	15
抽水井半径 r_w/cm	10	10	10
影响半径 R/cm	119.3	126.9	131.0
含水层厚度 M/cm	41	41	41
20°井流量 $q/(cm^3 \cdot s^{-1})$	0.67	8.88	15.03
流量 $Q/(cm^3 \cdot s^{-1})$	79.04	159.80	270.62
渗透系数 $K/(cm \cdot s^{-1})$	0.151 9	0.157 4	0.179 9

可以看出，抽水井的流量 Q 不变，含水层厚度 M 不变， K 不变， I 不变，整个途径上的渗透流速 V 不变。而在这三次对应不同井中水位降深稳定流抽水后，同一断面上测压管水位大多数都出现上低下高的现象是因为每一次抽水稳定后水力梯度不变，靠近承压含水层隔水底板渗透途径长，则水力梯度小，测压管处渗透流速小，流速水头便小，同一断面的总能量不变，动能小，势能则大，表现为测压管水头值高；而靠近隔水顶板则渗透途径短，渗透流速大，动能大，则势能小，表现为测压管水头值低。同时可以看出在同一断面上伯努利能量的转换及能量分布规律。

5 结论

本仪器合理地运用相似理论模拟野外承压含水层完整井抽水实验，承压完整井抽水模拟装置设计具有独创性与新颖性，该试验项目的开设一方面帮助学生加深理解地下水动力学理论课中承压完整井抽水试验过程，提高对自然界复杂地质体抽水动态过程的认识，训练学生运用所学的水动力学理论知识分析基本的试验现象，提升处理试验数据的能力，激发了学生的试验兴趣和主观能动性；另一方面，为我校相关专业学生提供了较好的试验平台，推动了学校国家级地质工程实验教学示范中心实验室的基本建设和发展。

第五篇 动力试验

1、 振动台试验

地震作用下挡土墙位移模式的振动台试验研究

文畅平^{1,2}, 杨果林¹

(1. 中南大学土木建筑学院, 湖南 长沙 410075; 2. 中南林业科技大学土木工程与力学学院, 湖南 长沙 410004)

岩石力学与工程学报 2011年7月第30卷第7期

1 引言

基于此, 本文在铁道部科技研究开发计划课题“高陡边坡特殊支挡工程抗震技术研究”的支撑下, 通过大型振动台模型试验研究支挡结构地震作用下的位移模式及变化特性。该课题针对建设中的大理—瑞丽铁路沿线的支挡结构进行研究。大瑞铁路位于滇西地区, 该区域地震活动强烈, 属于高烈度地震多发区, 且沿线有大量基覆边坡(厚覆盖层和基岩), 主要采用边坡下部重力式挡墙或桩板式挡墙+上部锚杆格构式框架护坡的组合支挡结构型式, 因此本文设计并完成了2个大型振动台模型试验, 研究挡土墙地震动位移模式及其变化规律, 以及地震动参数对支挡结构地震动位移响应的影响。基于试验采集到的动位移数据, 提出以墙体滑动位移和墙顶转动位移2个参数来表征挡墙地震位移模式, 以滑动位移比和转动位移比2个参数来反映挡墙地震位移模式的变化过程, 以相对位移1个参数来反映挡墙震后位移幅度、位移方向和抗震性能, 为下一步基于位移设计方法研究提供科学依据。

2 振动台模型试验

通过振动台模型试验, 研究地震作用下4种支挡结构的位移模式, 这4种支挡结构为: 重力式挡墙、桩板式挡墙、锚杆格构式框架护坡和预应力锚索格构式框架护坡。试验在招商局重庆交通科研设计院有限公司的地震模拟振动台上进行。该地震模拟振动台为大型高性能三轴向六自由度宽频域地震模拟台阵系统, 主要技术参数为: 台面尺寸3m×6m(宽×长); 最大载重350kN; 工作频段0.1~50 Hz; 最大位移: ±150 mm(水平向), ±100 mm(竖直向); 最大速度: ±800mm/s(水平向), ±600mm/s(竖直向); 最大加速度: ±1g(水平和竖直向)。试验利用 Dewetron2010 动态测试数据采集系统, 自动采集、记录和存储传感器的响应数据。

2.1 相似关系

试验以几何尺寸、密度和加速度作为基本量纲即试验的控制量, 其相似常数分别取 $l_c=8$, $C_\rho=1$, $a_c=1$, 模型与原型尺寸的相似比为1:8, 按照相似理论确定其余物理量的相似常数(见表1)。

表1 振动台模型试验相似常数

状态	长度 l	密度 ρ	加速度 a	速度 v	位移 u	时间 t	频率 ω
量纲	L	ML ⁻³	LT ⁻²	LT ⁻¹	L	T	T ⁻¹
相似关系	C_l	C_ρ	C_a	$C_v = C_l^{1/2}$	$C_u = C_l$	$C_t = C_l^{1/2}$	$C_\omega = C_l^{-1}$
相似常数	8	1	1	2.83	8	2.83	0.354

注: l, ρ, a 均为控制量。

2.2 模型设计与传感器布设

从大瑞铁路DK10+400~DK11+535段确定本试验的原型边坡。该段边坡地层为碎石土，碎石为花岗片麻岩，最大粒径16~20cm，含量约65%，土质为黏性土， $\gamma = 21\text{kN/m}^3$ ， $c=0$ ， $\phi=35^\circ$ 。支挡结构采用重力式挡墙或桩板式挡墙，护坡道上方边坡坡率1:1.25，采用锚杆格构式框架护坡。

试验模拟的边坡高度为12m，其中挡墙、护坡各6m，护坡道上方边坡坡率为1:1.25。根据表1的模型相似关系，模型边坡尺寸采用150cm×150cm(高×宽)，护坡道上方边坡坡率1:1.25。据此设计了2个边坡模型，第一个边坡模型为：下重力式挡土墙+上锚杆格构式框架护坡；第二个边坡模型为：下桩板式挡土墙+上预应力锚索格构式框架护坡。2个边坡模型尺寸分别见图1，2。

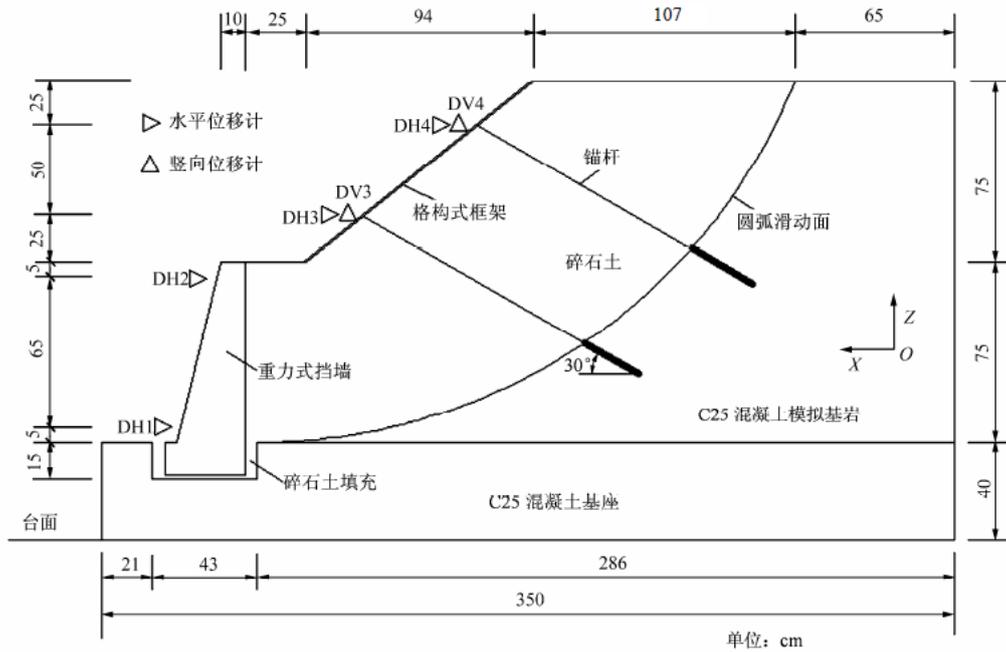


图1 重力式挡墙边坡模型及测点位置

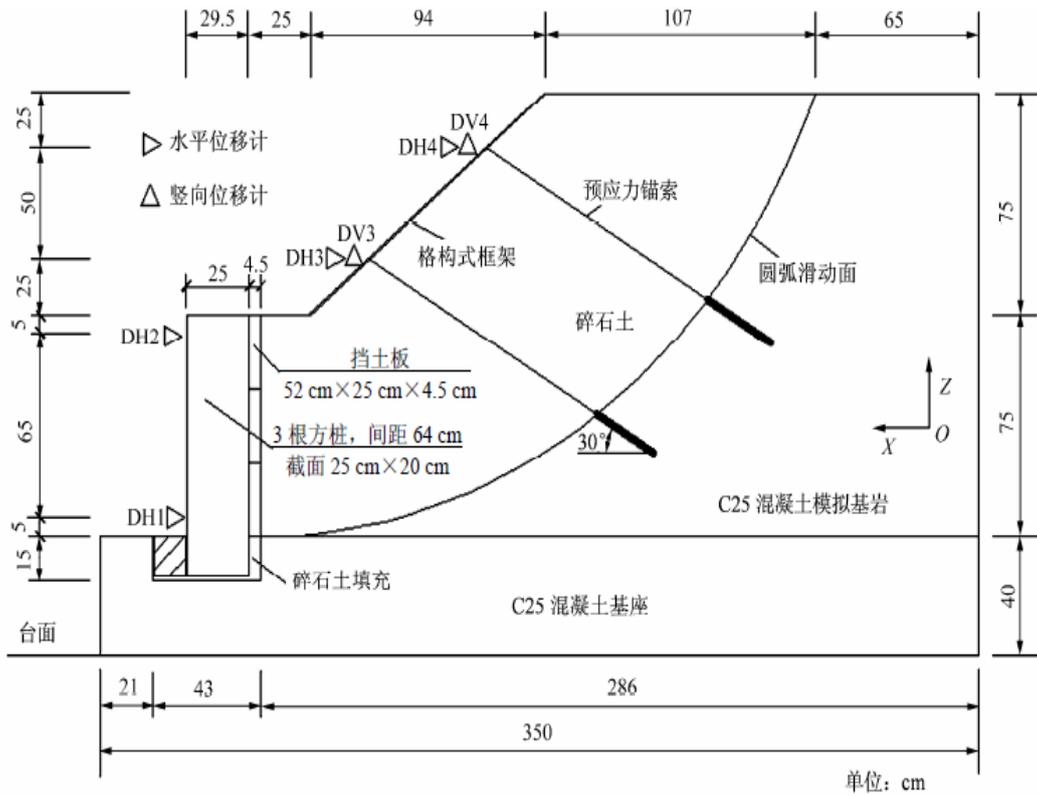


图2 桩板式挡墙边坡模型及测点位置

沿模型边坡中轴线纵剖面布设6个动位移传感器，其中水平方向(X向)4个，编号分别为DH1~DH4，竖直方向(Z向)2个，编号分别为DV3和DV4，分别用于测定挡墙和护坡X向和护坡Z向动位移响应。动位移传感器采用德国米依公司生产的ILD1401-200(000)激光位移传感器，布设位置见图1，2。

2.3 试验材料的选取

在模型箱底部先铺设一层4cm厚的碎石与中(粗)砂层，其上浇注厚度为40cm的C25混凝土基座，基座上浇筑表面为圆弧面的C25混凝土，以模拟基质岩层，并将锚杆预埋其中。铺设碎石与中(粗)砂层是为了增大混凝土干缩后与模型箱底板的摩擦阻力、减少试验过程中与模型箱底板的相对滑移。

2.4 地震波输入及加载制度

试验以汶川波(代号WC)作为设计地震波，采用X向单向、Z向单向和XZ双向(由X和Z向合成)3种方式加载，代号分别为：WC-X、WC-Z和WC-XZ。激振方向X和Z向见图1，2所示，地震波的时间压缩比为2.83。

3 试验结果与分析

根据各级工况下墙脚(DH1)和墙顶(DH2)永久位移实测结果，计算下述参数：滑动位移 HD 、墙顶位移 TD 、转动位移 RD 、相对位移($T\Sigma D/H$, H 为墙高)、滑动位移比和转动位移比。据此分析重力式挡墙和桩板式挡墙的地震动位移模式及其变化方式： HD 和 RD 反映挡墙地震位移模式，相对位移反映挡墙震后位移幅度、位移方向和抗震性能，滑动位移比和转动位移比反映挡墙在地震作用下位移模式的变化过程。

3.1 重力式挡墙地震动位移模式分析

重力式挡墙地震动位移模式分析见表3。图3，4分别给出了相对位移、滑动和转动位移比(动位移比)随激振加速度峰值的变化情况。

表2 振动台模型试验加载制度

序号	工况代号	加速度幅值/g	
		X向	Z向
1	WN_XZ-1	-	-
2	WC_X-1	0.1	-
3	WC_Z-1	-	0.067
4	WC_XZ-1	0.1	0.067
5	WN_XZ-2	-	-
6	WC_X-2	0.2	-
7	WC_Z-2	-	0.133
8	WC_XZ-2	0.2	0.133
9	WN_XZ-3	-	-
10	WC_X-3	0.4	-
11	WC_Z-3	-	0.267
12	WC_XZ-3	0.4	0.267
13	WN_XZ-4	-	-
14	WC_X-4	0.6	-
15	WC_Z-4	-	0.400
16	WC_XZ-4	0.6	0.400
17	WN_XZ-5	-	-

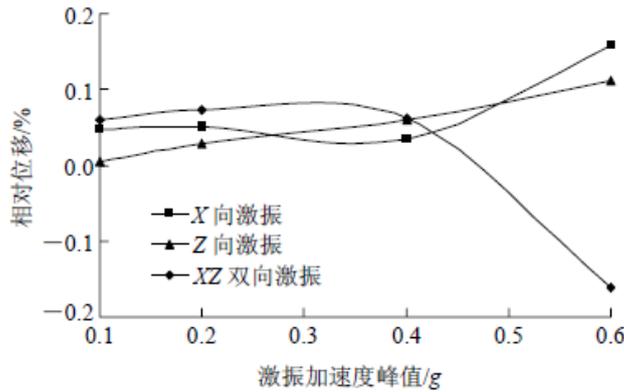
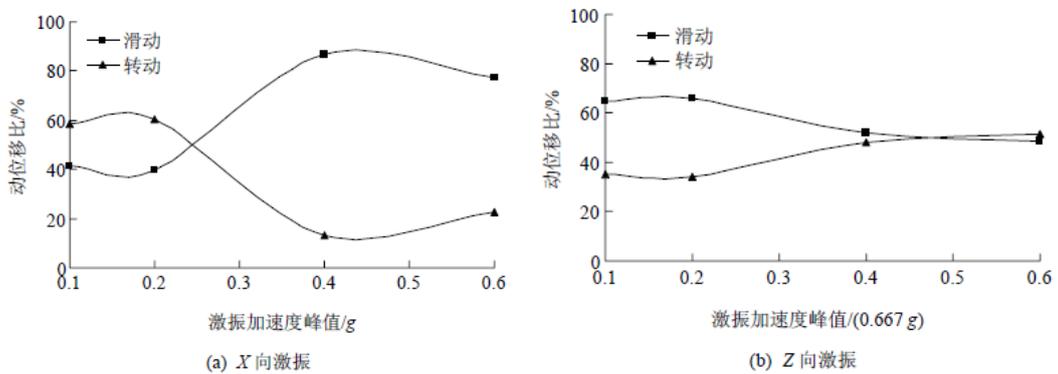
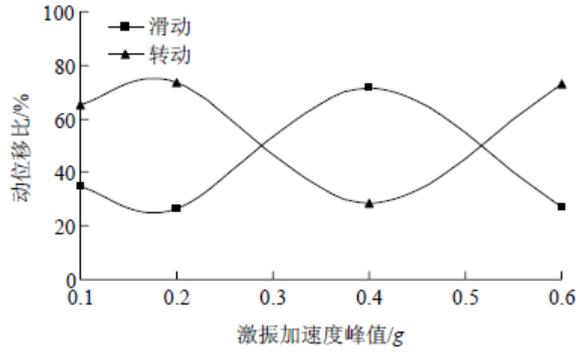


图3 重力式挡墙相对位移随激振加速度峰值变化曲线





(c) XZ 双向激振

图4 重力式挡墙动位移比随激振加速度峰值变化曲线

3.2 桩板式挡墙地震动位移模式分析

桩板式挡墙地震动位移模式分析见表4。图5、6分别给出了其相对位移、滑动和转动位移比(动位移比)随激振加速度峰值的变化情况。

X向或XZ双向激振下，当激振加速度峰值 $X_{maxA} \leq 0.4g$ 时，相对位移小于0.058%； $X_{maxA} = 0.6g$ 时，相对位移大于0.13%，这一现象表明，当地震烈度在IX度及以下时，桩板式挡墙滑动和转动位移量微小，近似忽略不计；而当地震烈度达到X度时才产生滑动和转动位移。Z向激振各加载工况下的相对位移均小于0.015%，表明垂直方向地震波作用下，桩板式挡墙没有产生水平方向位移。

XZ双向激振，当激振加速度峰值 $X_{maxA} = 0.6g$ 时，桩板式挡墙相对位移大于重力式挡墙，两者转动方向相同，但滑动方向和动位移模式及其变化相异。此时，重力式挡墙抗震性能优于桩板式挡墙。

表4 桩板式挡墙地震动位移模式分析

激振 加速度 峰值/g	X向单向激振									Z向单向激振						
	实测值/mm		D_H /mm	D_T /mm	D_R /mm	相对 位移 /%	滑动 位移比 /%	转动 位移比 /%	实测值/mm		D_H /mm	D_T /mm	D_R /mm	相对 位移 /%	滑动 位移比 /%	转动 位移比 /%
	DH1	DH3							DH1	DH3						
0.1	-0.136	-0.102	-0.136	-0.102	0.034	-0.015 7	80.00	20.00	0.054	0.033	0.054	0.033	-0.021	0.005 1	72.00	28.00
0.2	-0.043	0.041	-0.043	0.041	0.084	-0.009 4	33.86	66.14	0.066	0.005	0.066	0.005	-0.061	0.005 8	51.97	48.03
0.4	0.108	0.125	0.108	0.125	0.017	0.009 8	86.40	13.60	0.120	-0.044	0.120	-0.044	-0.164	-0.000 9	42.25	57.75
0.6	0.788	0.817	0.788	0.817	0.029	0.135 5	96.45	3.55	0.137	-0.092	0.137	-0.092	-0.229	-0.015 1	37.43	62.57
激振 加速度 峰值/g	XZ双向激振															
	实测值/mm		D_H /mm	D_T /mm	D_R /mm	相对 位移 /%	滑动 位移比 /%	转动 位移比 /%	实测值/mm							
	DH1	DH3							DH1	DH3						
0.1	0.077	-0.125	0.077	-0.125	-0.202	-0.019 2	27.60	72.40								
0.2	0.071	-0.110	0.071	-0.110	-0.181	-0.036 2	28.17	71.83								
0.4	-0.108	-0.145	-0.108	-0.145	-0.037	-0.058 5	74.48	25.52								
0.6	-0.741	-0.931	-0.741	-0.931	-0.190	-0.201 7	79.59	20.41								

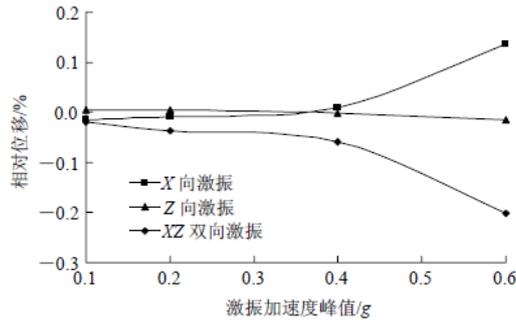


图5 桩板式挡墙相对位移随激振加速度峰值变化曲线

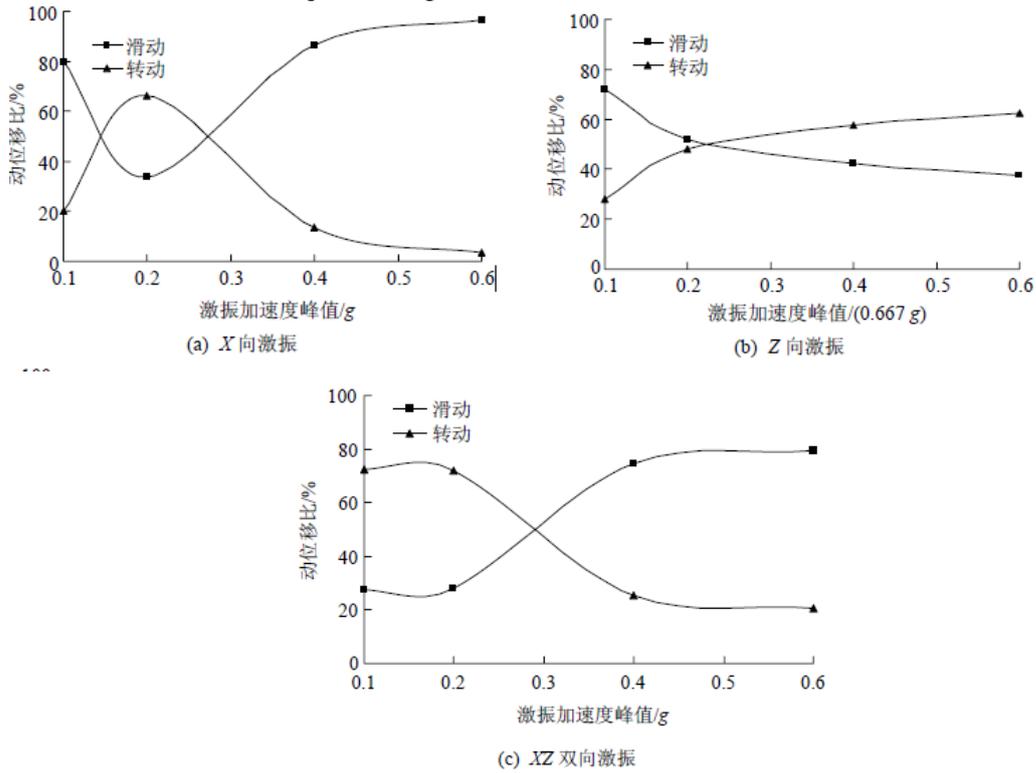


图6 桩板式挡墙动位移比随激振加速度峰值变化曲线

4 结论

本文设计并完成了2个1:8比尺的边坡大型振动台模型试验。基于试验过程中采集到的地震永久位移响应数据，研究了重力式挡墙、桩板式挡墙、锚杆格构式框架和预应力锚索格构式框架护坡在汶川波地震作用下位移模式及其变化规律。得到以下结论：

对2种挡墙地震动位移模式分析表明：水平方向地震波作用下，桩板式挡墙相对位移小于重力式挡墙，2种挡墙的滑动方向相同，但位移模式及其变化方式相异。重力式挡墙的位移模式为：向土体方向滑动和绕墙踵向土体方向转动的耦合，且以滑动为主；桩板式挡墙位移模式为：向土体方向滑动。竖直方向地震波作用下，桩板式挡墙动位移可忽略不计，只对重力式挡墙的位移产生影响，其位移模式为：向土体方向滑动和绕墙踵向土体方向转动的耦合。

埋入式抗滑桩振动台模型试验分析

许江波, 郑颖人

(1. 中国科学院地质与地球物理研究所工程地质力学重点实验室; 2. 解放军后勤工程学院
建筑工程系)

岩土工程学报 2012 年 10 月第 34 卷第 10 期

1 大型振动台模型试验

振动台试验在中国地震局工程力学研究所地震模拟开放实验室的三向电液伺服驱动式地震模拟振动台上进行, 振动台台面尺寸为5mX5m, 最大负荷重量25t, 最大位移: X, Y向为100mm, Z向为50mm, 最大速度: 50cm/s, 最大加速度: X, Y向为1.5g, Z向为0.7g, 工作频率范围: 0.5-50Hz。

1.1 相似关系设计

由于振动台的限制, 按Bockingham定理导出了各个物理量之间的相似关系, 以模型尺寸、质量密度和加速度作为本模型试验的主控相似参数即控制量, 并按照相似理论确定其余物理量的相似常数, 具体见表1。

1.2 模型设计与测点布设

本模型试验的目的是探讨地震作用下埋入式抗滑桩模型边坡的动力特性与振动响应规律以及地震动参数对动力特性和动力响应的影响, 其支挡结构采用埋入式抗滑桩与框架预应力锚杆相结合。此边坡并非原型坡, 采用刚性模型箱, 边坡模型箱如图2所示。在坡面上设置加速度计、位移计和速度计, 各测点位置详见图3。试验过程中, 在台面上布设水平方向和竖直方向的加速度传感器作为控制点。模型试验结果的可靠性取决于试验模型是否真实地再现原型结构体系的实际工作状态。由于岩土体的物理力学性质十分复杂, 且其性质随岩土体的组分、应力状态、荷载水平和加载频率、历时和历史等的不同而变化, 很难找到一种全面考虑这些特性和影响因素的模拟材料。因此, 本试验采用以细沙为主的混合材料作为模型材料(见表2)。

表1 模型主要相似常数

物理量	相似常数	物理量	相似常数
比重	1	加速度	1
力	10^3	剪切波速	$10^{0.5}$
刚度	10^2	时间	$10^{0.5}$
模量	10	频率	$10^{0.5}$
长度	10	应力	10
应变	1	EI	10^3

表2 模型材料配合比与实验参数

材料 编号	材料配合比/%					黏聚 力 /kPa	内摩 擦角 /(°)	压缩 模量 /MPa
	石英 砂	石 膏	滑 石 粉	水 泥	水			
滑体	70	10	6	0	11	3	47	31.3
滑带	80	2	5	0	10	3	10	27
滑床	70	10	5	2	10	3	163	36

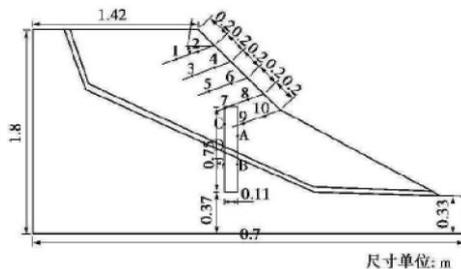


图1 边坡模型坡面图(左视图)

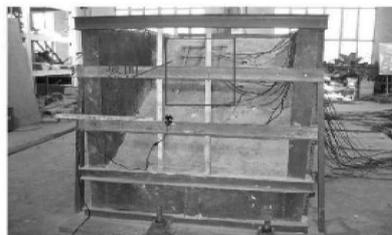


图2 边坡模型正视图

在埋入式抗滑桩支护地震边坡时, 为了防止滑坡体越顶, 通常采用框架预应力锚杆或者锚索进行辅助支护, 因此在边坡坡面的上部位置增布了5排锚杆, 每排3根, 锚杆间距为0.2m。为了检验锚杆的支护效果, 在滑坡面的右部不施加框架

预应力锚杆支护，左部施加锚杆支护，如图1和图2所示，图中的长度单位为甄在模型的制作过程中，通过减少石膏的含量，增加石英砂的比重来制作了一个厚度大约为5cm的滑带，桩体与材料直接进行接触，通过对6号钢筋施加预应力，同时在钢筋后端灌注水泥浆，坡面布设木条，木条与钢筋咬合来施加预应力和模拟框架梁，加速度计、速度计和位移计的安装按照其技术操作规程进行，直接与材料进行接触，土压力计与桩体直接进行接触，同时采用透明胶带对其进行固定，防止其移动。桩体采用私合塑料板进行试验，通过室内压缩机试验测得其弹性模量与混凝土的弹性模量完全满足相似定理。

在图1中，1-10为应变片的编号，直线上黑色圆点为应变片的位置，直线代表预应力锚杆直线所构成的封闭区域为桩体，图中A, B, C, D和E代表土压力盒的埋设部位，土压力盒与桩身接触。

1.3 边界条件的设置

边坡作为一种半无限体，理论上是没有边界的，但在振动台试验中，只能将模型材料盛在有限尺寸的容器内。这样，其边界上的波动反射以及体系动态的变化将会给试验结果带来一定的误差，即所谓的“模型箱效应”。成功的边界条件模拟应使容器中的模型材料在地震作用下以与原型自由场同样的方式变形，减少边界条件的影响。在岩土工程振动台模拟试验中，本试验中采用普通刚性箱加内衬的方法进行。

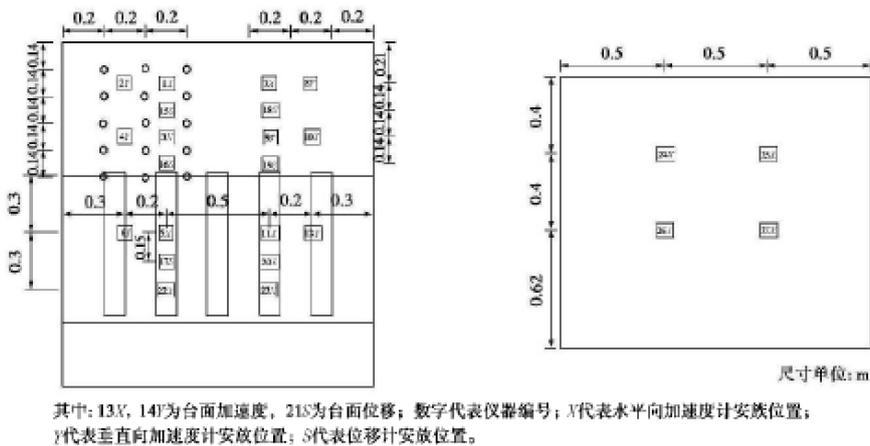


图3 左图为坡面正视图，右图为坡顶俯视图

1.4 地震波的输入和加载方案

为了探讨地震动强度的影响，将每种波的台面输入加速度峰值进行了调整。为了考虑输入地震波频谱的影响，对地震波进行了时间压缩比。试验开始前先进行白噪声激励的微振试验，以测定模型的动力特性。施加双向地震波情况时水平向地震波为沿坡面方面垂直方向施加与水平相同的地震波，幅值取水平向幅值的3/4。地震波的加载如表3所示，同时将所有地震波按照时间压缩比为1:3进行了压缩。为模拟边坡在地震作用下破坏机制，将地震波荷载幅值从1.0g开始逐级施加，直到加载到1.0g。在模型坡面上布置了14个加速度计(8个水平方向和6个垂直方向)，6个位移计，坡顶布设了4个水平方向的加速度计，监测仪器布置如图3所示。

2 实验分析

2.1 试验现象观测

试验结束后的数据如图4-7所示。从图中可以看出:地震边坡的破裂面为拉剪

破裂面二滑坡体岩土体有前倾的现象，高度越高，前倾程度越明显；坡顶和坡脚部位产生贯通裂缝；同时，埋入式抗滑桩在未施加锚杆一侧产生3-5cm的位移。

2.2 振动台试验分析

本试验过程中施加了23条地震波为了便于分析比较，在进行分析时仅对卧龙波双向地震波的监测结果进行分析，试验记录情况如表4示。

表3 加载试验方案

工况	地震波类型	地震加速度峰值/g
1	白噪声	0.05
2	卧龙波	0.1X 方向
3	卧龙波	0.1XY 方向
4	EL Centro	0.1X 方向
5	EL Centro	0.1XY 方向
6	Taft	0.1X 方向
7	Taft	0.1XY 方向
8	卧龙波	0.2X 方向
9	卧龙波	0.2XY 方向
10	EL Centro	0.2X 方向
11	EL Centro	0.2XY 方向
12	Taft	0.2X 方向
13	Taft	0.2XY 方向
14	卧龙波	0.4X 方向
15	卧龙波	0.4XY 方向
16	EL Centro	0.4X 方向
17	EL Centro	0.4XY 方向
18	Taft	0.4X 方向
19	Taft	0.4XY 方向
20	卧龙波	0.6X 方向
21	卧龙波	0.6XY 方向
22	卧龙波	0.8XY 方向
23	卧龙波	1.0XY 方向

表4 加载试验方案

工况	地震波类型	地震加速度峰值/g	试验过程中记录情况
3	卧龙波	0.1XY 方向	无变化
9	卧龙波	0.2XY 方向	无变化
15	卧龙波	0.4XY 方向	滑带继续下移，为 1 cm
21	卧龙波	0.6XY 方向	后缘出现几道裂缝(图 5)
22	卧龙波	0.8XY 方向	后缘裂缝加长，为 20~30 cm，坡顶前缘出现竖向裂缝，沙土剥落，坡顶出现贯通裂缝
23	卧龙波	1.0XY 方向	坡底下降 5 cm，坡体上部向前移动 5 cm，坡顶出现 3 条贯通裂缝



图4 加载结束后坡体前缘部位向前滑移



图5 加载结束后坡顶贯通部位测量



图6 加载结束后坡面俯视图



图7 加载前后桩体位置变化图

从图8-11中可以看出:无论是X方向还是Y方向的监测数据,随着输入加速度的峰值增大,各监测点动力响应加速度也相应增大从监测点加速度放大系数来看,加速度放大系数随着输入加速度的峰值增大而减小。同时也可以看出,相同情况下,随着加速度计埋设高度的增加,其加速度反应越大。

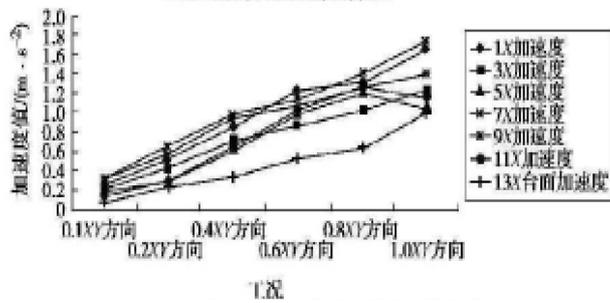


图8 不同工况X方向加速度峰值

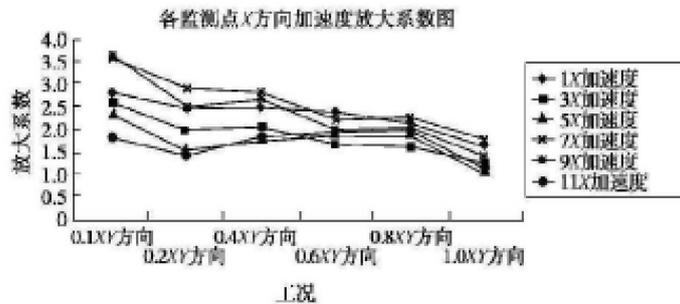


图9 不同工况X方向加速度放大系数

从图12, 13中可以看出,随着输入加速度峰值的增大洛个位移计的动力响应

加速度值也相应的增大,而位移放大系数却在此地震波情况下呈现先减小后增大的趋势。同时可以看出,位移计的埋设高度越低,位移计监测的最大峰值反而越大,位移放大系数与埋设位置没有明显关系。

从图14中可以看出,无论是桩前还是桩后的土压力盒,在不同工况情况下,其监测值均未发生明显变化,同时在图15中,随着输入地震波峰值的增加,应变值也逐渐增大,但考虑到其应变值不是很大,同时地震结束后,该边坡并未破坏,综合各种现象及数据分析,可以得出:埋入式抗滑桩可以较好的支护地震边坡。

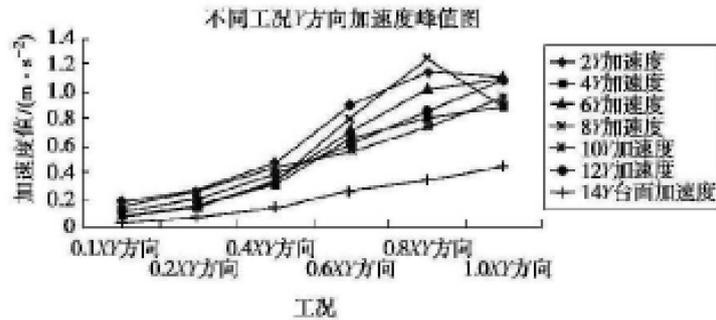


图10 不同工况Y方向加速度峰值

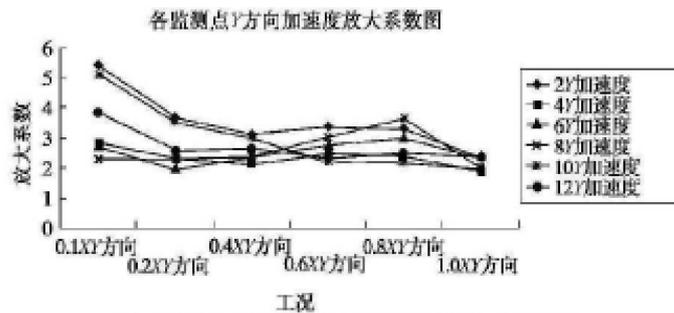


图11 不同工况Y方向加速度放大系数

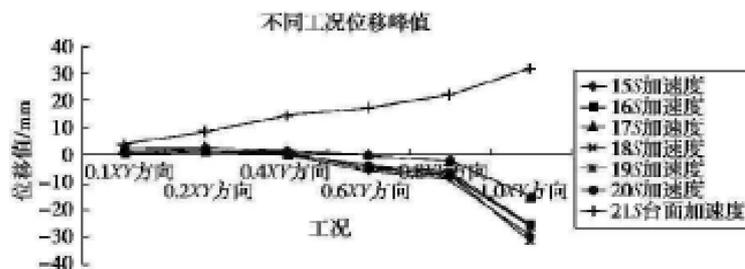


图12 不同工况位移峰值

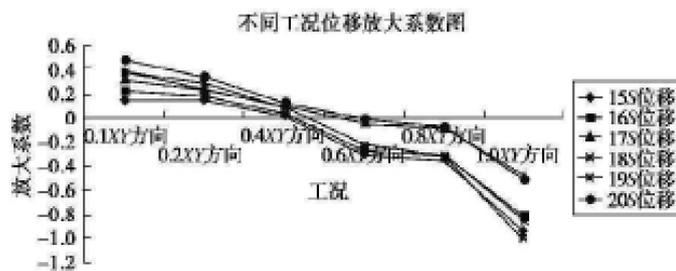


图13 不同工况位移放大系数图

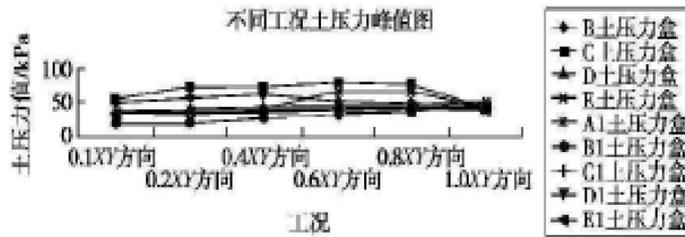


图14 不同工况土压力峰值图



图15 不同工况应变片峰值图

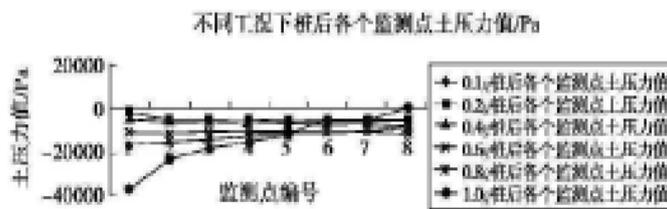


图16 不同工况桩后各个监测点土压力值

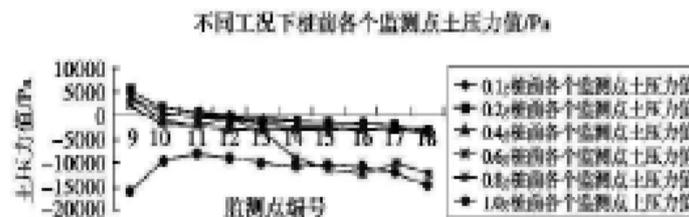


图17 不同工况桩前各个监测点土压力值

3 计算结果对比

数值模拟计算结束之后，各个监测点在不同的工况情况下所受的压力值如表5所示。图17为桩后各个监测点随着工况的不同其土压力值的变化情况，图18为桩前各个监测点随着工况的不同其土压力值的变化情况。通过数值模拟计算来验证大型振动台模型试验的结果，在大型振动台模型试验的过程中，由于震动的作用导致某些监测仪器无法到达监测的目的，通过数值模拟计算可以较好的解决这个问题。模型试验中加速度计、位移计和速度计与岩土体直接进行接触，震动过程中，其接触面随时发生变化，尤其是在输入的地震加速度值较大的情况下，这些监测仪器有可能和岩土体发生脱离，导致其监测值发生异常的情况，数值模拟计算能够对这些情况提供良好的验证。从图17中可以看出数值模拟计算中无论何

种工况，桩后各个监测单元的土压力值随着输入地震波的增大而增加；桩顶监测点的变化值较大，变化范围为40kPa，主要由于材料介质的不同而造成的；当输入地震波为1.0g峰值加速度时，各个监测点的变化值较大，未呈现出明显的规律性，主要由于边坡处于临界状态造成；同时还可以看出，在埋入式抗滑桩中，桩后推力分布较为均匀，呈现出不太明显的梯形分布。从图18中可以看出数值模拟计算中桩前各个监测单元的土压力值随着输入地震波的增大而增加；桩顶监测点在地震波较小时为受拉状态，在地震波峰值增加到1.0g峰值加速度时，由于材料变形性质的不同造成的，9号单元处于受压状态；埋入式抗滑桩的桩前土压力值分布较为均匀具有较好的经济价值。

表5 各个监测单元数值模拟计算结束后所受的压力值

监测点编号	加速度峰值为0.1g	加速度峰值为0.2g	加速度峰值为0.4g	加速度峰值为0.6g	加速度峰值为0.8g	加速度峰值为1.0g
1	-2324	-2328	-4098	-10788	-16905	-36416
2	-5066	-5077	-6530	-11262	-14861	-23163
3	-5154	-5075	-6471	-10627	-13499	-18395
4	-5374	-5216	-6619	-10356	-12589	-14823
5	-5502	-5270	-6760	-10174	-11804	-11738
6	-5589	-5271	-6962	-10068	-11045	-5455
7	-5547	-5132	-7268	-10007	-10173	-5455
8	-6100	-5538	-8278	-10084	-8393	831
9	5115	5136	4291	3486	2033	-15676
10	1432	1351	486	-1091	-1762	-9247
11	400	290	-577	-2316	-1848	-8109
12	-255	-377	-1226	-2927	-621	-8718
13	-712	-840	-1639	-3203	-2381	-9759
14	-1071	-1198	-1949	-3285	-9098	-10281
15	-1383	-1504	-2180	-3250	-10790	-10628
16	-1689	-1806	-2397	-3119	-11857	-11076
17	-1957	-2062	-2553	-2889	-10197	-11411
18	-3211	-3287	-3457	-2743	-12196	-14228

4 结论

(1)从地震破坏现象可以看出：地震边坡的破裂面为拉剪破裂面二滑坡体岩土体有前倾的现象，高度越高，前倾程度越明显；坡顶和坡脚部位产生贯通裂缝二埋入式抗滑桩在未施加锚杆一侧产生3-5cm的位移。

(2)无论是X方向还是Y方向的监测数据，随着输入加速度的峰值增大，各监测点动力响应加速度也相应增大，从监测点加速度放大系数来看，加速度放大系数随着输入加速度的峰值增大而减小。同时也可以看出，相同情况下，随着加速度计埋设高度的增加，其加速度反应越大。

(3)随着输入加速度峰值的增大，各个位移计的动力响应加速度值也相应的增大，而位移放大系数却在此地震波情况下呈现先减小后增大的趋势，同时可以看出，位移计的埋设高度越低，位移计监测的最大峰值反而越大，位移放大系数与埋设位置没有明显关系。

(4)无论是桩前还是桩后的土压力盒，在不同工况情况下，其监测值均未发生明显变化，随着输入地震波峰值的增加，应变值也逐渐增大，但考虑到其应变值不是很大，同时地震结束后，该边坡并未破坏，综合各种现象及数据分析，可

以得出:埋入式抗滑桩可以较好的支护地震边坡。

(5)在数值模拟中,无论何种工况,桩后各个监测单元的土压力值随着输入地震波的增大而增加;桩顶监测点的变化值较大,变化范围为40kPa,主要由于材料介质的不同而造成的;当输入地震波为1.0g峰值加速度时,各个监测点的变化值较大,未呈现出明显的规律性,主要由于边坡处于临界状态造成;同时还可以看出,在埋入式抗滑桩中,桩后推力分布较为均匀,呈现出不太明显的梯形分布。

(6)在数值模拟计算中,桩前各个监测单元的土压力值随着输入地震波的增大而增加;桩顶监测点在地震波较小时为受拉状态,在地震波峰值增加到1.0g峰值加速度时,9号单元处于受压状态,由于材料变形性质的不同造成的;埋入式抗滑桩的桩前土压力值分布较为均匀,具有较好的经济价值。

(7)数值模拟计算和大型振动台试验达到了良好的吻合,不仅仅说明埋入式抗滑桩可以较好的支护地震边坡,同时也表明,采用此种数值模拟计算方法能够很好的与实际情况进行满足,为地震边坡的数值计算提供了一种方法。

反倾层状结构岩质边坡动力响应特性及破坏机制振动台模型试验研究

杨国香, 叶海林, 伍法权, 祁生文, 董金玉

(中国科学院地质与地球物理研究所; 工程地质力学重点实验室; 总装备部工程设计研究院;)

岩石力学与工程学报 2012年11月第31卷第11期

1 引言

基于对汉川地震灾区典型滑坡详细地质调查, 采用大型振动台模型试验, 对反倾层状结构边坡的动力响应规律及动力破坏机制进行了研究。试验仪器采用中国地震局工程力学研究所大型振动台, 振动台台面尺寸为5m×5m, 最大垂直及水平位移分别为±80和±50mm, 最大水平及垂直加速度分别为1.0g和0.8g, 频率为0.5-40.0Hz。为了对边坡动力响应规律进行研究, 输入了不同频率、不同幅值和不同持时的正弦波, 同时输入实测的“5·12”汉川地震卧龙地震波, 对试验结果进行对比验证。模型边坡坡体内沿不同的高程和水平面布置加速度传感器, 记录加速度变化情况, 研究边坡的动力响应特性及动力破坏过程。

表1 相似材料物理力学参数

介质	密度/ ($g \cdot cm^{-3}$)	抗压强度/ MPa	抗拉强度/ MPa	弹性模量/ MPa	泊松比	黏聚力/ MPa	内摩擦角($^{\circ}$)
岩体	2.51	1.067	0.094	138.74	0.14	0.711	36.2
层面	-	-	-	-	-	0.350	30.0

2 试验设计

2.1 模型的设计、制作

根据汉川地震灾区滑坡地质调查, 设计了一个单面坡, 坡体为反倾层状结构(见图1)。模型边坡前缘设计成河谷状, 河谷对面砌筑小型斜坡体结构。模型相似材料质量配比为11.2(重晶石粉):5.4(石英砂):1.2(铁精粉):1.3(石膏):1(黏结剂), 松香酒精溶液作为勃结剂, 其浓度为15%。浓度为20%的松香酒精溶液作为层面之间胶结材料时, 测得层面内摩擦角为 30° , 勃聚力为0.35MPa。相似材料物理力学参数如表1所示。模型采用的相似材料为高容重、低弹性模量材料, 材料自重垂直层面方向的分力对模型具有一定的约束作用, 这与实际边坡相符。模型边坡采用尺寸为20cm(长)×5cm(宽)×40cm(高)的模块分层砌筑制成(见图2)。模型边坡高度1.6m, 坡角 400° , 岩层倾角 60° , 倾向坡内。模型箱长度3.5m, 宽为1.6m, 高度为1.8m。模型箱两端勃贴厚度为6cm的橡胶模板, 以消除试验过程中产生的边界效应。

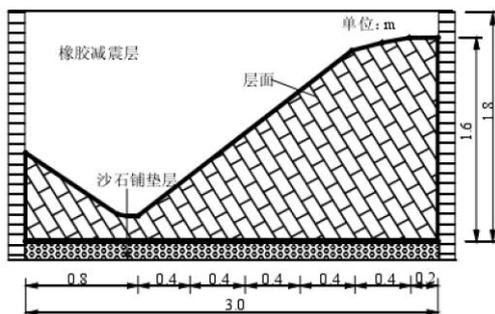


图1 模型设计



图2 砌筑完毕的边坡模型

2.2 监测布置方案

在坡体内埋置了15个LC0114系列双向压电加速度传感器和9个LC0113系列单向加速度传感器。模型边坡坡体内每隔35cm设置一个水平剖面，每隔40cm设置一个竖直剖面。模型箱的侧壁外侧及台面固定大型加速度传感器，监测输入地震波峰值。模型边坡坡面埋置4个加速度传感器，坡顶及坡脚各埋置1个加速度传感器。台面固定位移传感器测量试验中模型箱的最大位移。具体监测布置方案如图3所示。

2.3 地震波输入方案

输入地震波以正弦波为主，同时输入汉川地震监测到的实际地震波进行对比验证。输入不同加速度幅值(0.1g, 0.2g, …, 0.8)、不同频率(5, 10, 15, 20Hz)以及不同持时(10, 20, 30, 40s)的正弦波，研究不同动力输入参数下边坡的动力响应特性。同时，输入汉川地震卧龙台监测到的地震波(压缩8倍)对比验证。地震波输入方向主要为X向(水平方向)、Z向(竖直方向)单向和XZ双向输入，XZ双向地震波由X向和Z向单向波合成。试验前输入白噪声测试模型初始动力特性，然后输入X向加速度峰值为0.1g的正弦波。之后按照0.1g的增幅逐级施加。试验中输入时间压缩比为8倍的汉川地震卧龙台记录的实际地震波。一次输入完成后，对边坡模型进行白噪声扫描，对其动力特性及频谱特征变化进行记录，同时对边坡的破坏现象进行记录。

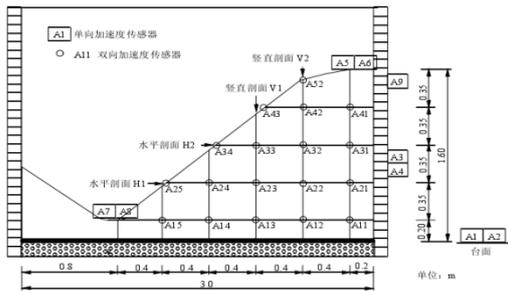


图3 监测布置方案

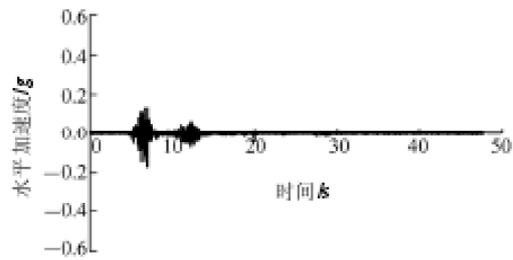


图4 台面输入的压缩8倍卧龙波加速度时程

3 模型边坡的动力加速度响应规律

为叙述方便，采用加速度放大系数来描述边坡动力响应特性。坡体内监测点记录的加速度峰值与台面记录的输入加速度峰值的比值被定义为加速度放大系数。通过对试验过程中记录到的加速度值进行分析，认为除了坡脚附近岩体对地震波的抑制作用以外，动力加速度在边坡模型中的分布存在波动放大特性，边坡地震加速度具有随高程增加的非线性放大特征，以及越接近于坡表放大越明显的非线性趋势特征。边坡动力加速度沿边坡竖直剖面的变化规律表现出了以边坡某一高度为分界点的明显的差异性。水平与竖直动力加速度在坡体内的分布具有显著差异。下文以正弦波以及实际压缩地震波为例，分析边坡模型的动力响应情况。

3.1 模型边坡水平加速度动力响应特性

以峰值为0.181g正弦波X向及压缩8倍实际地震波X向激励下边坡模型水平向动力加速度响应情况为例进行分析，压缩8倍(时间压缩比 $C_t=8$)实际地震波的加速度时程如图4所示。坡脚水平加速度放大系数基本小于1，说明坡脚岩体对地震波存在明显的抑制作用。坡面水平加速度放大系数随坡高的增加基本上呈现出非线性放大的特征，即在边坡1/3高度以下，水平加速度放大趋势缓慢，而在此高度以上，边坡水平加速度急剧放大，到达坡顶时，正弦波激励下达到约1.8倍，

压缩8倍实际地震波激励下超过2.6倍(见图5(a))。在边坡竖直剖面中、下部,水平加速度放大趋势缓慢,甚至出现了局部缩小的现象;而在中、上部迅速被放大(见图5(b))。边坡水平剖面上,水平加速度放大存在明显波动增大的特性。但接近坡表时,水平加速度放大系数基本达到最大,表现出了明显的非线性趋表特性。正弦波激励下,模型边坡底部基岩接触面上水平加速度均具有明显的局部缩小现象,证明由于岩体强度的提高及上部岩体自重作用的影响,接近边坡底部基岩部位,其对地震波有一定的抑制作用(见图5(c))。

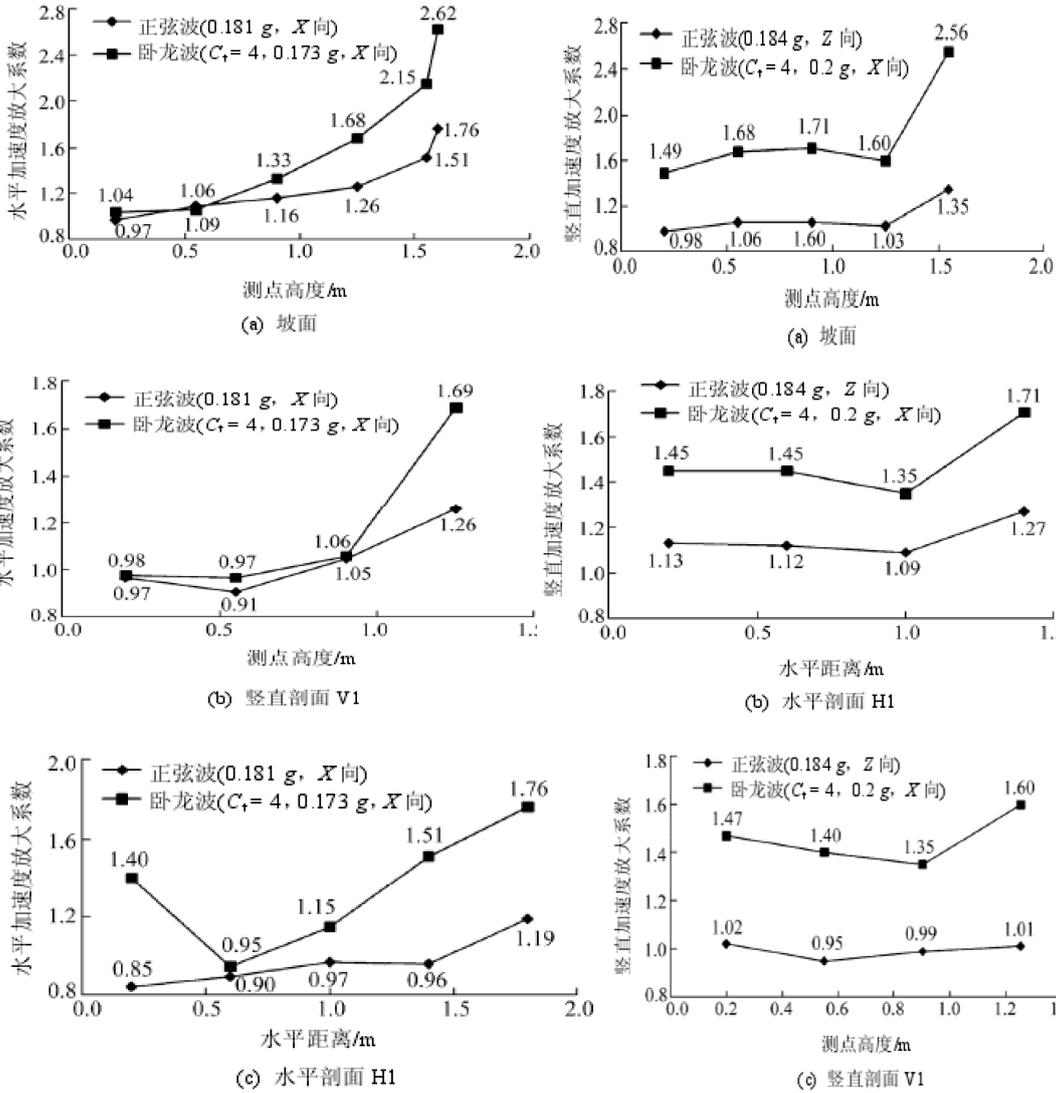


图5 模型边坡水平加速度动力响应

图6 模型边坡竖自加速度动力响应

上述表明,随坡高的增加,边坡对水平加速度的放大作用越来越明显,达到坡肩及坡顶部位时,水平加速度放大到最大。这是由于接近坡顶时,水平加速度在地震波传播方向上没有约束,因此放大更明显;而竖直加速度在地震波传播方向上受坡体自重影响,放大受到抑制。但在坡体中、下部,河谷地形对水平加速度放大的抑制作用要大于竖直加速度,因此,竖直加速度放大高于水平加速度。汉川地震诱发的滑坡发生了大量岩体抛掷破坏现象,如此大的水平地震抛掷力与放大的水平地震加速度是息息相关的。模型试验现象与汉川地震实际滑坡破坏现象吻合较好。

3.2 模型边坡竖直加速度动力响应特性

以0.2g, Z向正弦波及压缩8倍地震波输入为例, 竖直加速度放大系数在坡体上的分布总体上也表现出了随坡高增加呈非线性增加的特点以及非线性趋表特性。对比图5和6发现, 竖直加速度放大系数表现出与水平加速度不同的特性, 竖直加速度在压缩地震波激励下的放大作用明显高于正弦波, 而水平加速度只在坡体中、上部较为明显。除坡脚测点外, 坡面上各点加速度放大系数均大于1, 正弦波激励下最大值约1.4, 小于水平加速度放大系数。压缩地震波激励下, 坡肩及坡表水平及竖直加速度放大效应差距不大, 但正弦波激励下, 坡体中、上部水平加速度放大明显高于竖直加速度, 而在坡体中、下部则相反。竖直剖面上竖直加速度放大并不明显, 但波动性较强。

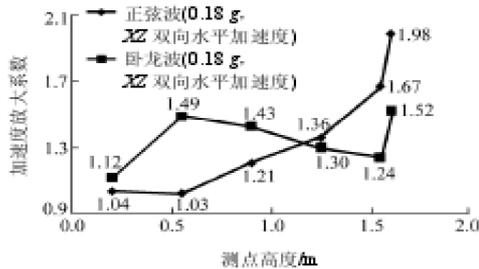


图7 0.18g, XZ双向地震波激励下坡面水平及竖直加速度响应

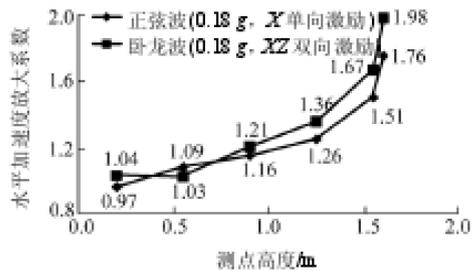


图8 0.18g, X向及XZ双向地震波输入坡面水平加速度响应

反倾结构边坡模型加速度响应情况表明, 水平及竖直加速度放大系数在边坡上的分布规律具有明显的差异性。模型边坡对压缩地震波的放大响应特性高于正弦波, 尤其对竖直加速度更加明显。总体来讲, 竖直加速度在边坡模型中、下部的放大效应比较明显, 而水平加速度在边坡模型中、上部的放大作用更明显。说明地震作用下, 坡体中、上部水平地震惯性力比竖直地震惯性力大, 而坡体中、下部竖直地震惯性力较大, 这与实际地震作用下边坡破坏中坡表及坡肩最严重的现象吻合。试验结果表明, 模型边坡中、上部对水平加速放大明显高于竖直加速度, 而在坡体中、下部则相反, 以坡面加速度响应(见图7为例说明了这一特性)。在正弦波XZ双向输入激励下, 模型边坡水平加速度响应规律与X单向激励下的响应规律基本相同, 但与单向输入相比, 其水平加速度放大效应更加明显。说明Z向输入地震波对水平加速度放大起促进作用, 如图8所示。

3.3 动力输入参数对模型边坡动力特性的影响

3.3.1 输入频率的影响

在峰值0.2g, 频率分别为5, 10, 15及20Hz, 持时10s正弦波X向激励下, 坡面、水平剖面及竖直剖面加速度放大系数表现出一个明显的特征, 即输入正弦波波频率为15及20Hz时, 加速度放大效应很接近, 且二者明显高于频率为10和5Hz正弦波作用时。表明模型白振频率很可能在15-20Hz范围, 如图9所示。当输入正弦波频率在这个范围时, 与边坡模型发生共振, 边坡动力加速度响应突然增大。图10表明, 当输入正弦波频率接近模型白振频率时, 边坡动力加速度的分布产生了变化, 且在边坡中、上部变化比较明显。而随着频率的增加, 边坡动力加速度放大系数出现波动特性的高度越低。这是由于, 随着输入地震波越来越接近于模型边坡的白振频率, 边坡的动力响应越强烈, 当达到边坡白振频率时, 引起共振, 加剧边坡破坏。

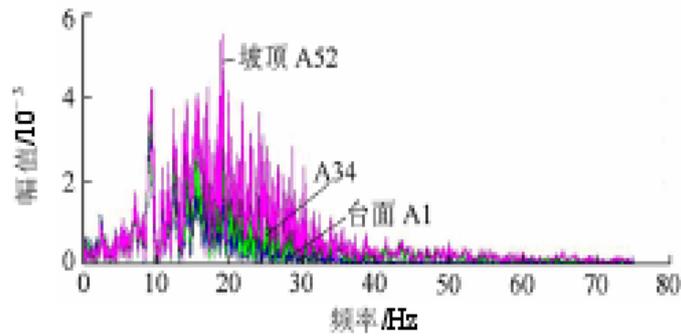


图9 模型边坡水平加速度响应谱

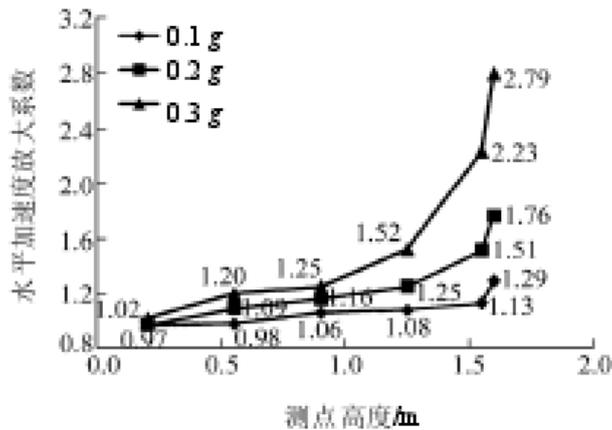


图10 不同加速度峰值正弦波激励下边坡动力特性

3.3.2 输入加速度峰值的影响

在频率10Hz, 持时10s, 幅值分别为0.1g, 0.2g, 0.3g正弦波X单向激励下, 0.3g正弦波激励下边坡最大放大系数为2.79, 0.2g正弦波激励下为1.76, 而0.1g正弦波激励下仅为1.13。总体上, 坡面各测点水平加速度放大系数随幅值的增加而增大, 从各曲线的间距来看, 这种增大并不是线性的, 而是呈愈演愈烈的趋势, 不同幅值正弦波激励下水平加速度放大系数的增大在大约3/4坡高以上“愈演愈烈”, 而在此高度以下基本呈线性关系。而加速度峰值变化时, 其放大系数曲线形状基本不变, 表明地震波幅值对水平加速度分布没有显著影响。在竖直剖面和水平剖面上的动力特性也表现出类似规律。但无论何种情况下, 幅值对加速度分布不具有显著的影响, 如图10所示。这表明, 地震波参数对边坡动力特性的影响同样受地形作用及地震波传播方向的影响。

4 结论

(1) 加速度放大系数沿坡面、竖直剖面以及水平剖面均表现出波动放大的特性, 尤其在边坡水平剖面和坡面上表现最为突出。水平加速度分布具有显著的非线性高程特性, 即在坡肩及坡顶部位, 水平加速度往往被急剧放大到最大值, 竖直加速度在坡肩部位也能达到最大值, 放大趋势较缓。在水平方向上, 加速度放大系数是非线性增大的, 越接近坡表放大越明显, 具有明显的趋表效应。

(2) 加速度放大存在坡高效应, 在3/4模型边坡高度以上, 水平加速度放大明显, 竖直加速度放大系数往往低于水平加速度。在坡体中、下部, 竖直加速度放大系数一般高于水平加速度。坡脚对水平加速度的抑制作用明显高于对竖直加速度的抑制作用。

(3)反倾层状结构模型边坡动力作用下的破坏现象主要表现为表层岩体的剧烈松动掉块,这源于地震波动力响应的非线性趋表特性;坡肩部位岩层弯折、弯曲、岩体的剪断以及坡体内顺坡向弧形裂缝产生。

(4)地震作用下,反倾层状结构边坡破坏过程为:地震诱发→坡顶结构面张开→坡体浅表层结构面张开→浅表层结构面张开数量增加、张开范围向深处发展,且坡体中出现块体剪断现象→边坡中、上部及表层岩体结构松动,坡体内出现顺坡向弧形贯通裂缝。

高速摄影测量在振动台动力模型试验中的应用

杨会臣¹, 贾金生^{1, 2}, 王海波¹

(1. 中国水利水电科学研究院 结构材料研究所; 2. 中国水利水电科学研究院 流域水循环模拟与调控国家重点实验室; 3. 中国水利水电科学研究院 工程抗震研究中心)

水电能源科学 2012 年 5 月第 30 卷第 1 期

1 引言

针对振动台试验的缩尺模型往往频率很高, 采用普通摄像机记录试验过程会丢失很多信息, 无法将摄影测量应用于振动台动力模型试验中的问题, 利用高速相机记录试验过程, 并采用数字图像处理技术获得标示点处的物理量, 与传统传感器比较表明, 高速摄影测量是一种无接触、全局化、自动化程度高、精度满足试验要求的量测手段, 并在Koyna重力坝振动台模型试验中取得了较好效果。

2 高速摄影测量

2.1 摄影测量设备简介

MegaSpeed高速相机产于加拿大国家实验室, 具体参数见表 1, 在最大分辨率下最高采样频率可达1000fm/s以上, 能满足水工建筑物振动台动力模型试验高采样频率的要求。

表 1 MegaSpeed 高速相机性能参数

参数	型号/数值	参数	型号/数值
传感器类型	CMOS 传感器	最大分辨率	1 280×1 024
像素尺寸	12 μm×12 μm	快门速度	2 μs~30 ms, 2 μs 连续可调
光谱范围	400~1 000 nm	A-D 转换	8 bits
拍摄速度	最大分辨率下, 1 300 fm/s	数据传输	千兆以太网
像机内存	标准 8.1 G	文件存储	AVI 或 JPG、BMP

2.2 标示点识别方法

摄影测量中, 人工标示点的应用是提高测量速度和精度的手段之一, 因此对人工标示点的自动检测和精确定位一直为研究的热点。人工标示点的量测方法主要有人工量测、半自动量测和全自动量测。人工量测的精度为1/2像素; 半自动量测指人工给出标志的近似位置或对自动检测算法进行适当的人工干预后进行高精度定位; 全自动人工标志量测需已知标志的形状, 用算法自动检测出标示点后, 再对标示点中心进行精确定位, 定位的精度可达到1/10-1/100像素。本文

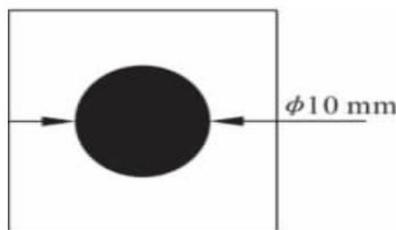


图 1 典型标示点

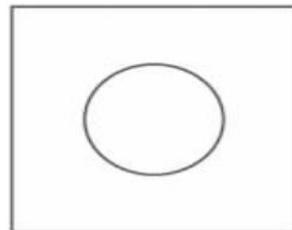


图 2 典型标示点边缘图像

采用人工标示点, 见图 1。具体做法为: ①利用Grade边缘算子对标示点进行边缘识别, 得到标示点的边缘图像, 见图 2。②精确确定标示点在每一帧间的位置为摄影测量识别的关键。本文采用霍夫变换 (HT) 实现。HT的基本原理为提取直线、圆、椭圆、二次曲线甚至是任意形状的边缘, 实现了从一种图像空间到参数空间的映射。HT的基本思想为将图像空间内具有一定关系的像素进行聚类, 寻找能把这些像素用某一解析形式联系起来参数空间累积对应点。对一个半径为 r 、

圆心坐标为 (a, b) 的圆，其边界上的任意一点 (x_i, y_i) 满足：

$$(x_i - a)^2 + (y_i - b)^2 = r^2 \quad (1)$$

而对应的参数空间，通过点 (x_i, y_i) 的所有圆的参数集同样可用式(1)表示，其在参数空间 (a, b, r) 下为一上半圆锥面，见图 3。对参数空间 (a, b, r) 进行适当离散，得到一个三维的累加器矩阵，矩阵中的元素对应离散的参数空间。同时利用圆的固有属性，圆心位于距离圆上某点梯度方向距离 r 处。遍历所有图像空间点和离散参数空间后，累加器中最大的参数 (a, b) 对应半径为 r 的圆心坐标。

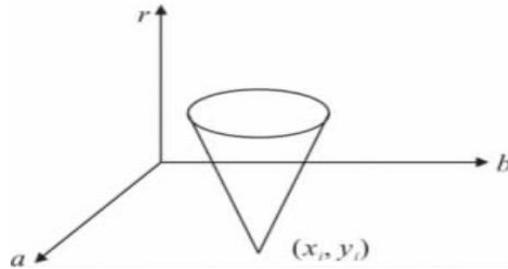


图 3 通过点 (x_i, y_i) 的圆的参数集的参数空间视图
基于梯度信息的HT算法流程见图 4。

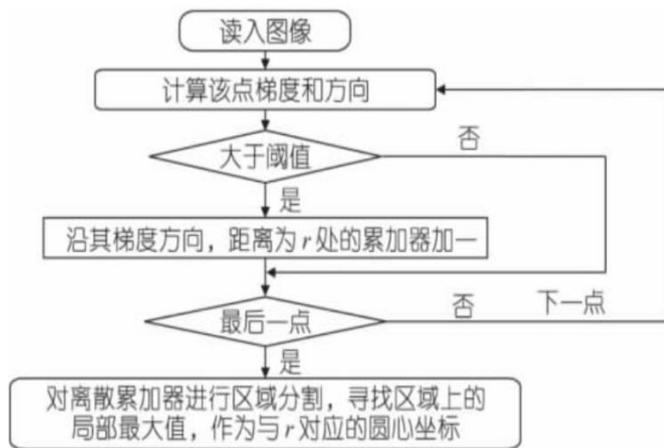


图 4 基于梯度信息的 HT 算法流程

2.3 算例

图 5 为具有精确圆心坐标的原始图像。对图 5 图像进行边缘检测、HT后，识别到的圆心和以识别到的参数 (a, b, r) 绘制的圆形见图 6。其累加器矩阵的平面和空间视图见图 7。图 6、7 表明，HT 变换对圆心坐标的检测具有较高精度。圆心坐标精确值与检测值之间的比较见图 8。

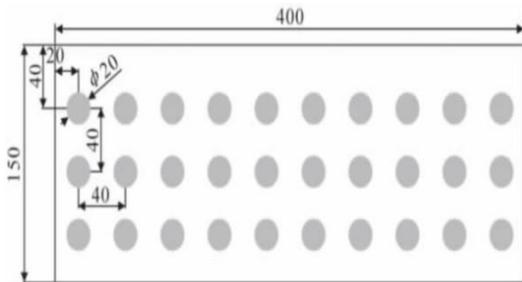


图 5 具有精确圆心坐标的原始图像

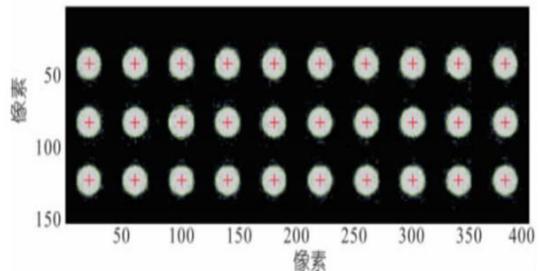


图 6 HT 检测结果

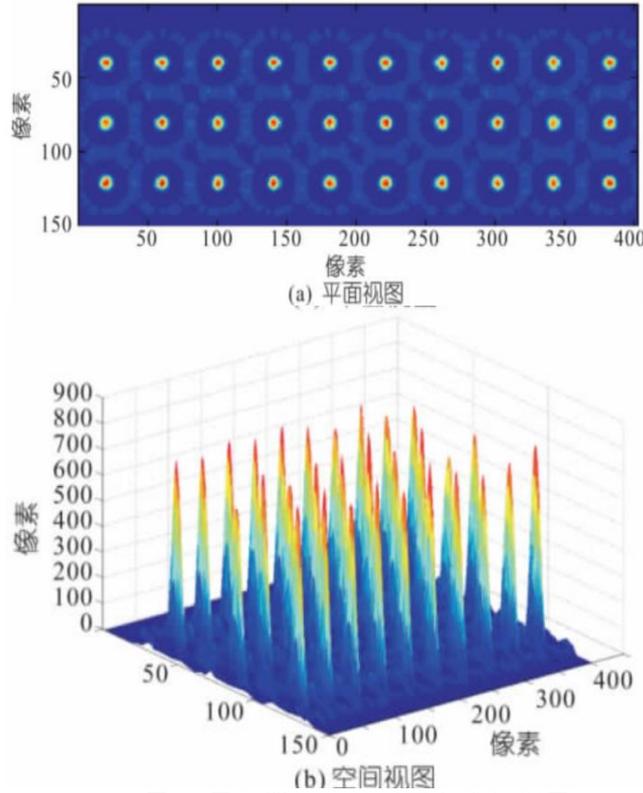


图7 累加器矩阵的平面和空间视图

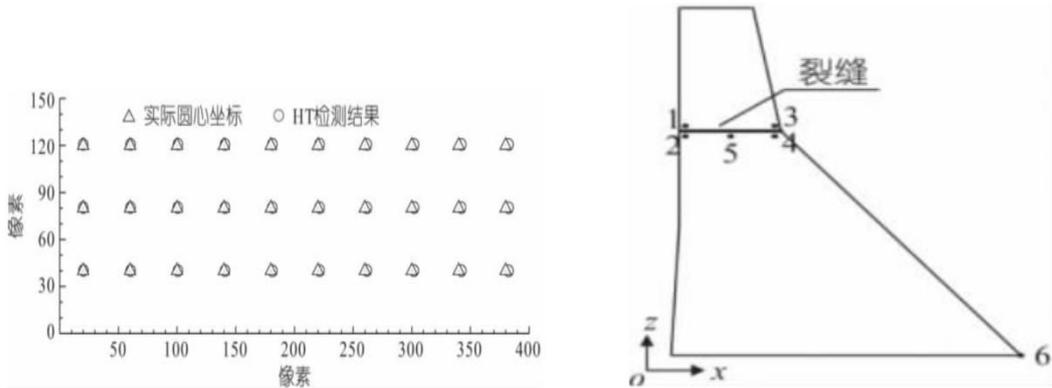


图8 检测结果与实际坐标之间的比较

图9 开裂面形状

3 振动台试验

3.1 试验简介

由于有限元计算中边界条件、材料本构关系等不确定性的简化，使计算结果精度受到限制。结构动力模型试验是研究结构非线性动力响应与地震破坏形态的一种重要手段，也是验证数值分析方法的一种有效方法。Koyna重力坝的震害具有代表性，对其开裂破坏等研究较多。考虑到混凝土施工过程中分层浇筑，在层面上存在薄弱面，因此本文假定其开裂面在坝体折坡处，沿水平向扩展至上游面，见图9。模型坝高1.471m，顺河向长1.003m，厚0.120m，相似比尺见表2。坝体采用加重橡胶制成，材料参数满足相似要求。各橡胶块之间采用801胶粘接，底部采用环氧树脂粘接于钢板之上，钢板通过螺栓与振动台刚性连接，模型侧面自由。整个试验系统的组成见图10。

3.2 结果分析

以1000fm/s的摄像速度对试验过程进行记录，分析图9中6处（坝址）标示点的位移时程，并与台面传感器所记录的台面位移时程进行比较，结果见图11。结果表明，摄影测量识别结果精度较高。为研究开裂缝面的张合情况，将图像识别的结果经相似转换到原型后与有限元数值模拟结果进行比较，结果见图12。结果表明，摄影测量高达1000Hz的摄像频率很好地记录了开裂缝面的张合过程，再加上标示点识别技术的应用，识别精度较高，与有限元计算结果吻合，证明了计算和试验结果的正确性。试验和数值计算均表明，空库条件下，在实测Koyna地震动作用下，开裂后的坝体能保持稳定。

表2 模型主要相似比尺

比尺	数值	比尺	数值
几何比尺*	$\lambda_L = 70$	时间比尺	$\lambda_t = \lambda_L^{1/2} \lambda_a^{-1/2} = \sqrt{70}$
密度比尺*	$\lambda_\rho = 1.0$	频率比尺	$\lambda_f = \lambda_L^{-1/2} \lambda_a^{1/2} = -1/2\sqrt{70}$
加速度比尺*	$\lambda_a = 1$	变形比尺	$\lambda_\delta = \lambda_L = 70$
弹性模量比尺	$\lambda_E = \lambda_L \lambda_a \lambda_\rho = 70$		

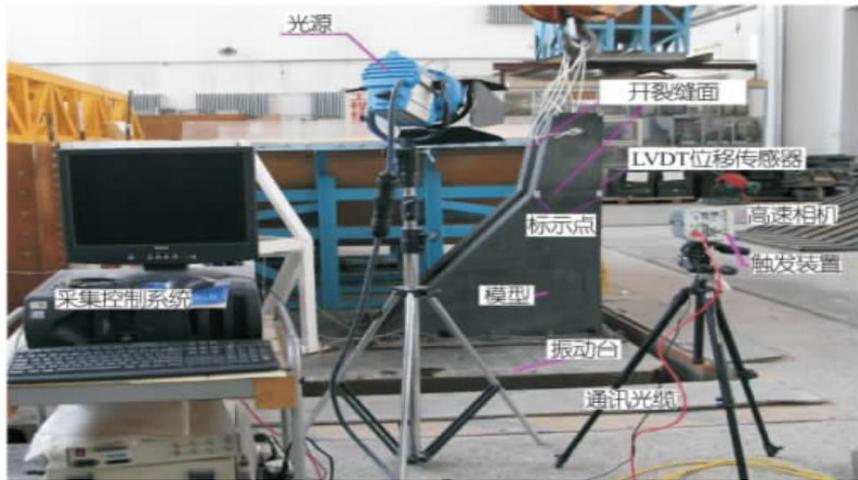


图10 试验系统组成

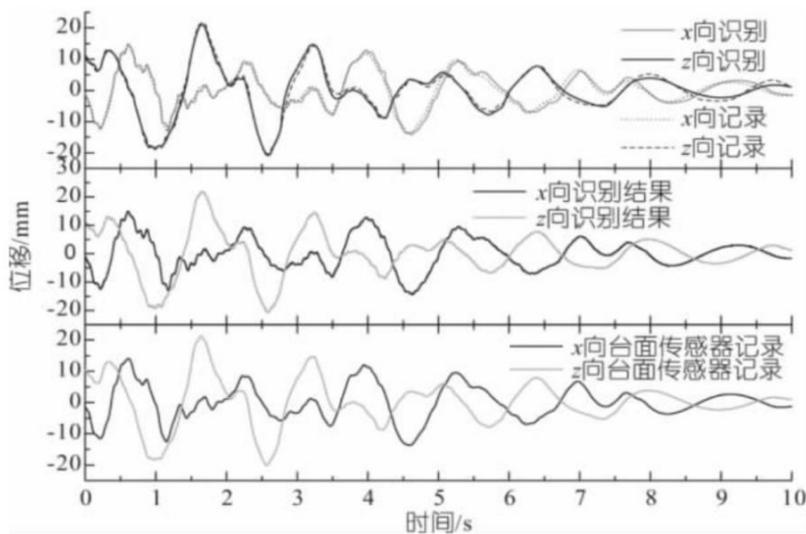


图11 识别位移与传感器位移记录比

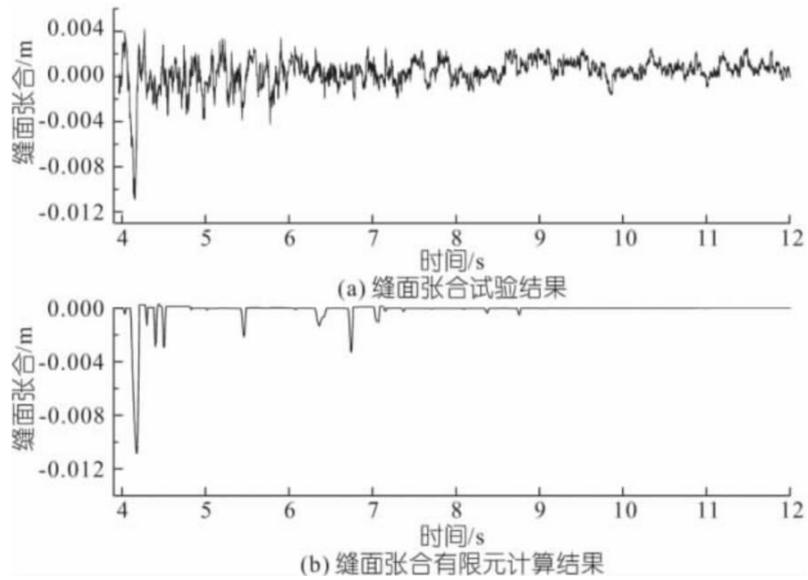


图 12 缝面张合情况试验与数值计算结果的比较

4 结论

(1) 将高速摄影测量技术应用于水工结构振动台动力模型试验中，在标示点的属性识别过程中利用HT变换实现了高精度的识别。与普通接触式传感器相比，该识别方法精度较高，可应用于结构振动台动力模型试验中。

(2) 高速摄影测量应用简单，能同时捕获大量模型信息，且不接触被测物体，不会对被测物体产生干扰，自动化程度高。

重力式挡墙基于位移的抗震设计方法研究

——大型振动台模型试验研究

张建经, 韩鹏飞

(西南交通大学土木工程学院岩土工程系, 四川 成都 610031)

岩土工程学报 2012年3月第34卷第3期

1 引言

性能设计一直是结构和岩土工程抗震设计最前沿的研究方向, 基于位移的设计方法是目前最重要的性能设计理论之一。位移设计方法的基本理念是: 结构设计按照位移控制, 位移是反映结构破坏最直观的参数。在结构工程抗震设计中, 为描述强震作用下的抗震性能, 建筑结构通过楼层的层间位移(位移与层高的比)来控制结构的性能状态。例如, 美国BSSC规定: 当层间位移小于1%时, 结构处于弹性阶段; 当层间位移为2%时, 结构处于弹塑性阶段; 当层间位移为4%时, 结构处于破坏阶段。在岩土工程抗震设计中, 国内外学者也已充分认识到, 在不影响公路、铁路使用功能的情况下, 应允许支挡结构有一定的位移量。

2 试验概况

试验在成都中国核动力研究设计院的大型高性能地震模拟实验台上进行。该实验系统拥有国际上先进的数控系统、数据采集系统及测试分析系统, 总体技术性能指标处于国际领先水平。试验设备具有6个自由度(沿3轴平动和绕3轴转动), 台面尺寸是6m×6m, 台面最大负载600kN, 水平向最大位移±150mm, 垂直向最大位移±100mm, 满载时水平向最大加速度1g, 垂直向0.8g, 空载时水平向最大加速度3g, 垂直向2.6g, 频率范围: 0.1~80Hz。

2.1 模型设计

实验模拟的是位于8度烈度区的9.6m高的重力式挡土墙, 根据表1的模型相似关系, 挡土墙模型尺寸为1.6m(高)×1.5m(宽), 墙顶宽0.33m, 墙底宽0.55m, 墙趾高0.204m, 墙趾宽0.102m; 挡土墙模型材料为微粒混凝土, 以保证墙体具有足够刚性。试验采用刚性模型箱, 其制作材料采用钢板、型钢及有机玻璃, 内空尺寸为3.7m×1.5m×2.1m(长×宽×高)。试验模型全貌见图1, 墙后填土为水平, 墙后填料为干砂, 内摩擦角33°, 重度为17kN/m³; 基底填料为按一定配合比调制且满足重度、抗剪强度、剪切波速等相似比关系的模型土, 内摩擦角37.52°, 黏聚力6.9kPa, 重度为20.26kN/m³, 含水率3.6%, 模拟中硬土地基。试验中采集的数据包括: 位移、加速度、土压力, 具体的测试仪器布置见图2和3。

表1 重力式挡土墙模型试验相似常数

物理量	量纲	相似关系	相似常数
长度 L	L	λ	6
密度	ML^{-3}	λ_ρ	1
加速度 \ddot{u}	LT^{-2}	$\lambda_{\ddot{u}}$	1
速度 \dot{u}	LT^{-1}	$\lambda^{\dot{u}}$	2.45
位移 u	L	λ	6
时间 t	T	$\lambda^{t/2}$	2.45
频率 ω	T^{-1}	$\lambda^{-1/2}$	0.408

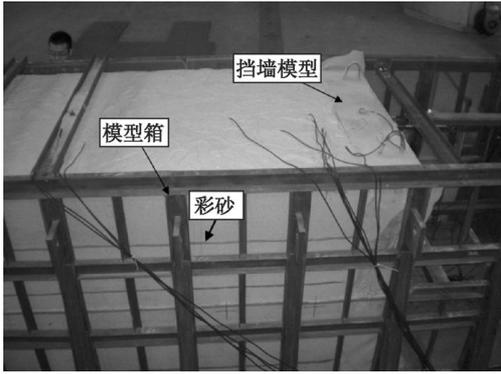


图1 试验模型全貌

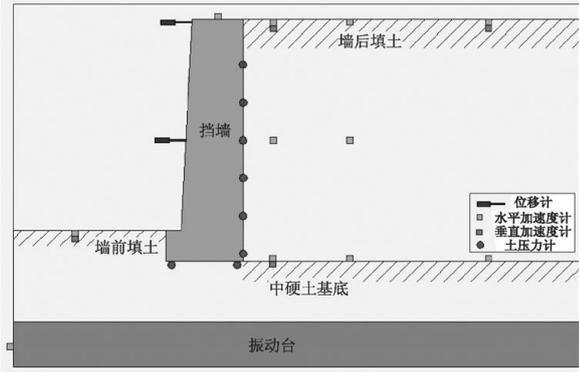


图2 重力式挡土墙测试仪器布置图



图3 重力式挡土墙位移传感器安装图

2.2 地震波输入及加载制度

根据现场勘查及地震危险性评估结果，选择与模型所在场地具有类似条件的已有数字化汶川强地震记录，并按相似律进行压缩处理，处理后的地震波时程曲线见图4，持续时间为65.3s。考虑从 X 向（横向垂直线路走向）、 Y 向（竖向垂直线路走向）输入地震加速度，依次对挡土墙进行小震地震模拟试验、中震地震模拟试验及大震地震模拟试验，直至挡土墙发生明显破坏，试验加载制度如下：白噪声（动力特性测试） $\rightarrow 0.1g \rightarrow 0.2g \rightarrow 0.4g \rightarrow 0.7g \rightarrow 0.9g$ 。

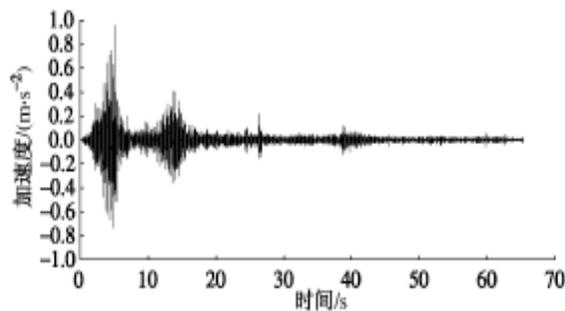


图4 按相似比压缩后的汶川地震波时程曲线

3 试验数据分析

3.1 墙体位移

输入的地震波幅值和频率特性、墙体几何形状、墙体材料、地基土剪切模量等诸多因素都不同程度的对墙体位移产生影响，为方便研究地震下墙体的位移特性，本文认为挡墙位移模式是滑动与绕墙趾转动的耦合（RBT位移模式），见图5。图5中，墙顶总位移为 Δ ，平动分量为 Δ_1 ，转动分量为 Δ_R ， $\Delta = \Delta_1 + \Delta_R$ ，

墙体转角为 θ 。引入平动位移百分比 Δ_L / Δ 、转动位移百分比 Δ_R / Δ 、位移指数(Δ / H , H 为墙高)3个指标对重力式挡墙位移特性及抗震性能进行综合评价。位移百分比反映了地震中墙体的位移模式,平动位移百分比与挡墙滑动位移成正比,转动位移百分比与挡墙倾覆位移成正比,位移指数反映了墙体震后的位移幅度,以量化形式衡量了挡墙的抗震性能。图6,图7,图8分别列出了位移指数、滑移位移和位移分量百分比在不同地震烈度下的变化情况。

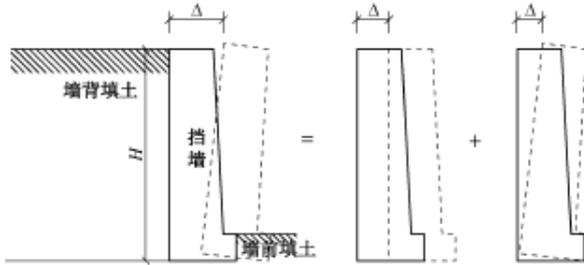


图5 地震下墙体位移模式 (RBT)

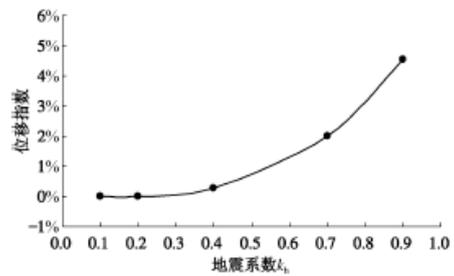


图6 位移指数随地震系数变化

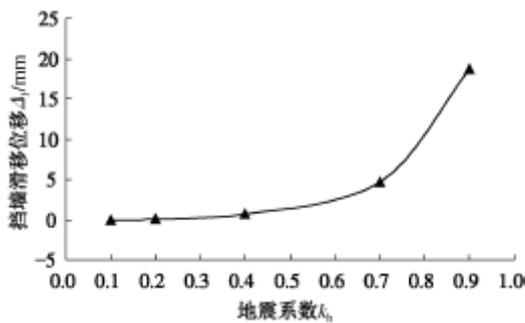


图7 墙体滑移位移随地震系数变化

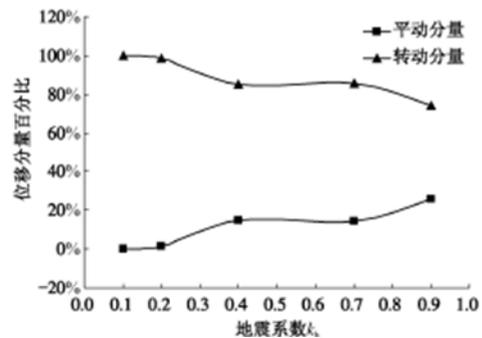


图8 位移分量百分比随地震系数变化

3.2 土压力

挡墙-土体在地震作用下构成了一个非线性动力相互作用体系,实验研究表明,土压力分布及其变化与墙体位移有关。为全面了解地震作用下挡墙的位移-受力过程及状态,本文分别对挡墙在不同地震动加速度下的土压力分布及其随位移的变化规律进行了介绍,见图9及图10。

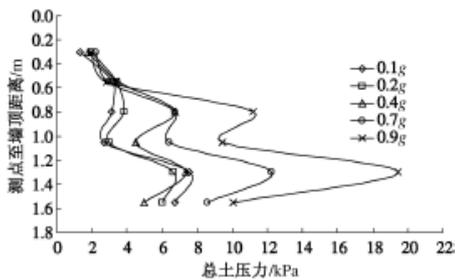


图9 总土压力分布

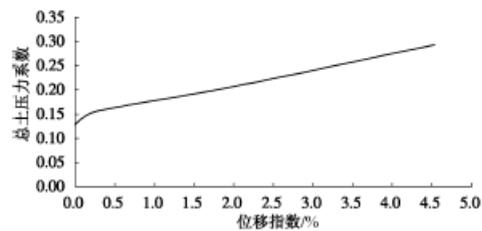


图10 总土压力系数随位移指数变化

4 挡墙位移计算

估算挡墙震后位移是岩土工程抗震领域的核心问题,过大的墙体位移不仅导致挡墙本身的破坏,也给邻近的建筑物造成很大的影响。本文建立了地震位移估算模型,用典型经验公式计算了不同地震烈度下模型挡墙的滑移位移,经与振动台模型试验结果的分析,推荐了一个有效估算地震引起的挡墙滑移位移的计算方法。

4.1 地震位移估算模型

(1) 滑移位移模型重力式挡土墙滑移位移估算模型以Newmark滑块理论为基础，该模型假设墙体与地基发生相对运动前，地基土为墙体提供了完全的支撑。图11为Newmark滑块模型示意图，Newmark认为土楔体存在一个临界加速度 $k_c g$ ，当地震动加速度 $k_m g$ 超过土体临界加速度时，土楔体将产生相对位移；当地震动速度与土楔体速度相同时，相对位移停止；土楔体震后位移为一系列滑移量的累积。在给定的地震动加速度下，按照Newmark滑块模型计算挡墙滑移位移时，首先应计算挡墙的滑动临界加速度，然后分别对加速度时程中大于临界加速度的部分及小于临界加速度的部分（直至墙体与地面无相对运动）进行二次积分，得到墙体滑移累计位移。图12为重力式挡墙滑移模型受力示意图，当墙体在地震作用下抗滑安全系数等于1时，即可求得挡墙的滑动临界加速度 $k_c g$ 。

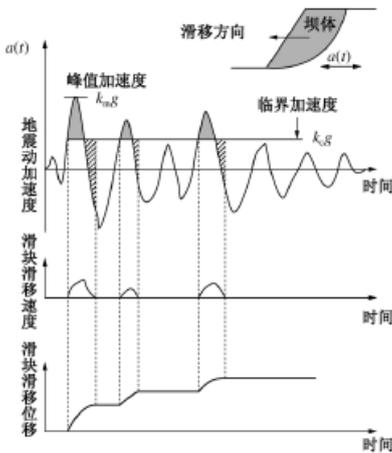


图11 Newmark滑块理论示意图

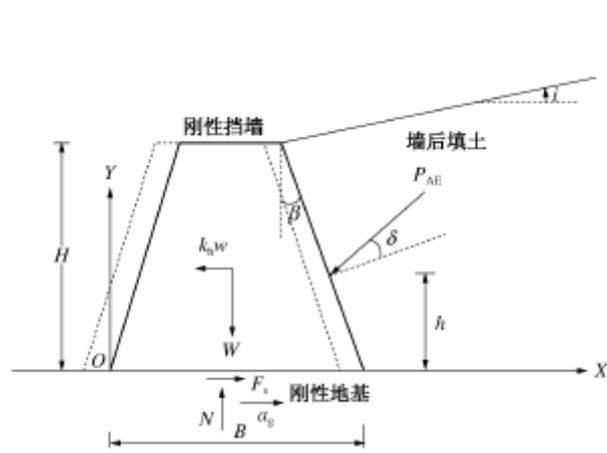


图12 重力式挡墙滑移模型受力图

5 基于位移的抗震设计流程

汶川地震中，挡墙破坏工点主要分布在映秀—北川断裂带附近，该区域属于9度及以上烈度区，震害调查显示，该地区绝大部分挡墙按7度进行抗震设防，远小于实际烈度，说明挡墙在此地区产生较严重的破坏是客观的，而区域内按8度进行抗震设防的挡墙损毁案例较少，部分破坏工点仅产生一定的墙体位移或局部墙身裂缝，但仍保持了较为完整的结构构造和功能。从性能设计的角度来看，对于设防烈度较高的区域（9度及以上），在挡墙抗震设计时，若允许墙体震后具备有限的位移（根据性能要求），而该位移并不影响挡墙正常使用功能的发挥，则在高烈度区可采用降低原设防烈度进行设计（另一个原因是一般发生9度及以上烈度的概率较低）。按现行规范，对设防烈度为9度区域的重力式挡墙进行抗震设计时，只能采用增加墙身自重的方法来抵抗地震作用，这并不是最优的选择，而基于位移的抗震设计方法就能够解决这一问题，这样在挡墙抗震设计时既能满足挡墙的稳定性要求，同时满足所要求性能的位移限值，达到避免工程浪费的目的，这也是重力式挡墙基于位移抗震设计的优越性。

6 结论

(1) 挡墙位移模式受地震烈度影响明显，当地震烈度小于8度时，墙体位移模式以转动为主，重力式挡墙基于位移的抗震设计方法研究——大型振动台模型试验研究423移微小；当地震烈度为8度及以上时，挡墙位移模式由转动向转动与滑动的耦合转变，墙体滑移位移开始显著增加。

(2)挡墙位移受地震烈度影响明显,当地震烈度小于8度时,墙体位移微小,墙体位移与墙高相比可近似忽略;当地震烈度为8度时,墙体位移与7度区相比略呈上升趋势,但其增幅不明显;当地震烈度为9度及以上度时,墙体位移迅速增大,增幅程度随地震烈度的升高大大加深。

(3)土压力沿墙高为非线性分布,输入加速度越大土压力分布形状越接近三角形。各测点土压力随输入加速度的变化速率受挡墙位移影响显著,挡墙上部变位迅速,土压力变化较慢,挡墙下部变位较慢,土压力增长较快。墙体 $1/3H$ 以下存在较高的残余应力,越接近墙底残余应力区随震动加速度的增长幅度越明显。位移增长初期土压力增长较快,当位移超过一定范围时,土压力随位移呈线性增长。

(4)经振动台模型试验验证,Whitman和Liao均值拟合法的的经验位移估算公式能够较准确的估算地震下重力式挡墙的滑动位移,推荐在实际应用中采用这个经验公式。

(5)提出了重力式挡墙基于位移的抗震设计流程,为今后研究和应用奠定了必要的基础。

二级支护边坡重力式挡墙地震动力特性的振动台试验研究

文畅平^{1, 2}, 江学良¹, 杨果林², 肖宏彬¹, 谢忠球¹

(1. 中南林业科技大学土木工程与力学学院, 湖南长沙; 2. 中南大学土木工程学院, 湖南长沙)

振动工程学报 2014年6月第27卷第3期

1 引言

边坡与支挡结构在地震作用下组成一个复杂的非线性系统, 目前有多种方法对其动力反应特性进行研究。作为一种易于在试验中操作控制的动力模型试验方法, 大型振动台模型试验是研究支挡结构与边坡系统地震动力反应特性的重要手段, 在加筋土挡墙、土钉、桩板式挡墙及重力式挡墙等与边坡系统的地震反应性状研究领域中有广泛的应用, 但目前在多级组合支挡结构与边坡的地震动力反应特性的研究中还较少涉及。近年来, 有学者开展了这方面的研究工作, 取得了有价值的研究成果, 如文畅平等通过大型振动台模型试验, 研究了与锚杆框架结构二级支护边坡中重力式挡墙、桩板式挡墙的地震动位移模式及地震动力响应特性等; 叶海林等通过大型振动台模型试验, 研究了抗滑桩与三级预应力锚索支护岩质边坡的地震动动力响应特性等。但这方面的研究还处在探索阶段, 需要进一步深入研究。

2 大型振动台模型试验

大型振动台模型试验在重庆交通科研设计院结构动力学国家重点实验室进行, 地震模拟振动台为德国 SCHENCK 公司生产, 由一个固定台和一个移动台组成的大型高性能三轴向六自由度宽频域地震模拟台阵系统, 其主要技术参数见文献。试验数据采集系统为 Dewetron2010 动态测试仪。

2.1 模型相似关系设计

采用重力失真模型和量纲分析方法对模型的相似关系进行设计, 并且以几何尺寸、密度和加速度做为控制量, 其相似常数分别取 $C_1=8$, $C_p=1$, $C_a=1$ 。其余物理量的相似常数见文献表 1。

2.2 模型设计与传感器布设

根据大瑞铁路 DK10+880~DK10+930 段边坡确定本模型试验的原型边坡。本试验模拟的边坡高度为 12m, 其中挡墙、护坡各 6m。模型边坡尺寸设计为 150cm(高)×150cm(宽), 边坡坡率 1:1.25。3 个模型中的岩层倾角 α 分别为 20° , 30° 和 40° , 其支挡结构都为重力式挡墙+格构式锚杆框架结构二级支护。3 个边坡模型见图 1, 格构式框架见图 2。

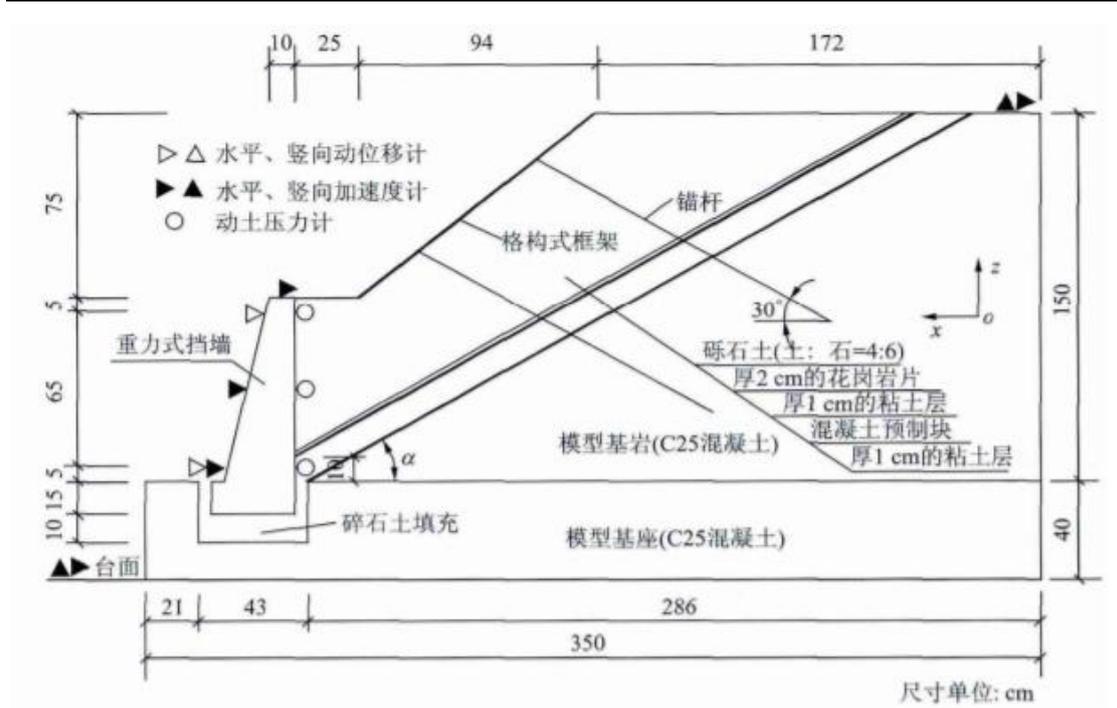


图1 边坡模型及测点位置

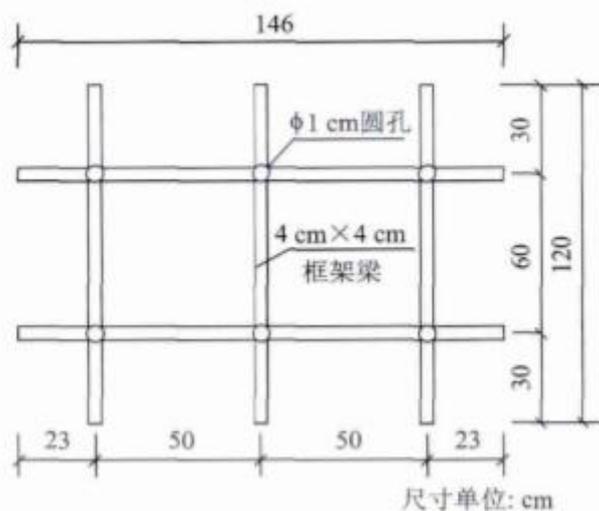


图2 格构式框架图

试验采用刚性模型箱，内空尺寸为 340cm×150cm×210cm（长×宽×高），其边界处理见文献。模型设置加速度、动位移和动土压力等传感器，其型号及参数说明见文献表 2。所有传感器沿模型边坡中轴线纵剖面布设，重力式挡墙各测点传感器布设说明如下：（1）在墙脚、墙中和墙顶布置水平向加速度传感器；（2）在挡墙墙面的墙脚和墙顶处设置水平向动位移传感器；（3）在墙背底、中和上部分别设置动土压力传感器。所有传感器按类别分别进行编号，墙脚测点距基座顶面 5cm。此外，在填土内也设置了加速度传感器以进行模态参数分析。

1.3 试验材料与模型制作

模型试验采用边坡岩土原型材料，考虑其最大粒径的相似关系，控制试验土石混合料最大粒径不大于 2cm，土石质量比为 4:6。通过土工试验得到有关参数

为：最大干密度 $\rho_{d\max}=2.18\text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$ ，最佳含水量 $w_{\text{opt}}=5.34\%$ ，粘聚力 $c=6.2\text{ kPa}$ ，内摩擦角 $\varphi=34^\circ$ 。模型底座和基岩采用 C25 号混凝土，支挡结构和边坡岩层采用加气微粒混凝土，设计抗压强度为 5MPa，钢筋和锚杆采用直径 4mm 的镀锌铁丝。支挡结构尺寸分别见图 1 和 2。边坡模型装配完成后，总重量最大不超过 300kN，小于振动台标准荷重，模型全貌见图 3。



图 3 模型边坡全貌

3 试验结果与分析

3.1 加速度动力响应特性分析

采用加速度响应峰值和加速度响应峰值放大系数（记为 PGAA）2 个指标，对重力式挡墙加速度动力响应特性进行分析。分析以台面加速度传感器响应峰值作为控制点，并且对 PGAA 做如下规定：X 向单向激振时，PGAA 为测点与台面 X 向响应峰值的比值；Z 向单向激振时，PGAA 为测点与台面 Z 向响应峰值的比值；XZ 双向激振时，X 向 PGAA 为测点与台面 X 向响应峰值的比值，Z 向 PGAA 为测点与台面 Z 向响应峰值的比值。以汶川波 XZ 双向激振、水平向激振加速度峰值 0.4g 为例，三组模型试验挡墙各测点水平向 PGAA 沿墙高分布情况见图 4。

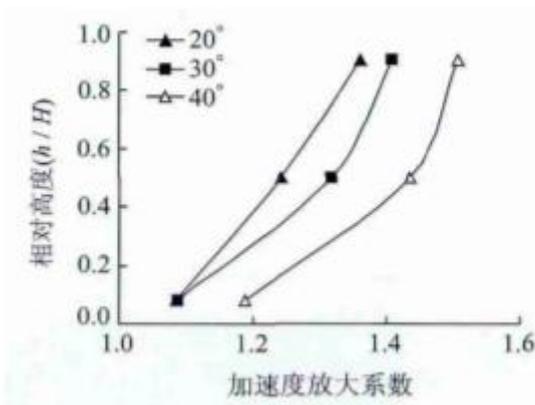


图 4 汶川波 XZ 双向激振水平向 PGAA 沿墙高分布

(1) 汶川波 XZ 双向激振时，挡墙加速度动力响应峰值最大，X 向激振时次之，Z 向激振时最小。说明挡墙加速度动力反应主要受水平向地震波的影响，不受顺层岩石倾角的影响。

(2) PGAA 沿挡墙高度分布特性受顺层岩石倾角的影响显著。岩层倾角 $\alpha=20^\circ$ 时各加载工况下，PGAA 沿墙高呈现出近似线性增大的特征；岩层倾角 α

$\alpha = 30^\circ$ 时 PGAA 沿墙高呈现出非线性增大的特征; 岩层倾角 $\alpha = 40^\circ$ 时 PGAA 沿墙高呈现出显著的非线性增大的特征。

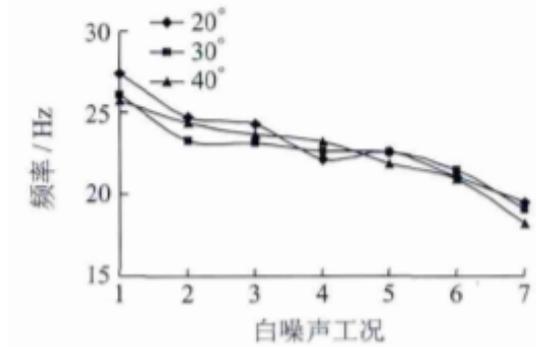


图5 模型自振频率变化情况

(3) 岩层倾角 α 为 20° 和 20° 时的 PGAA 比较接近, 而 α 为 40° 时的 PGAA 稍大, 说明岩层倾角对 PGAA 值的影响较小。三个模型试验中, 当激振加速度峰值不大于 $0.4g$ 时, 每个加载工况 PGAA 平均值为 $1.05 \sim 1.30$ 。因此, 当地震烈度不大于 9 度时, 重力式挡墙水平向地震荷载拟静力值的放大系数可取 $1.05 \sim 1.30$ 。

(4) 根据 3 个模型坡体内各测点模态参数的均值进行对比分析。各工况白噪声激励后模型 X 向振动的第一阶模态参数变化规律见图 5 和 6。模态参数总的变化趋势是: 模型自振频率逐渐降低, 阻尼比逐渐增大, 说明边坡土体随激振加速度峰值增大逐渐软化。岩层倾角对模态参数影响较小。

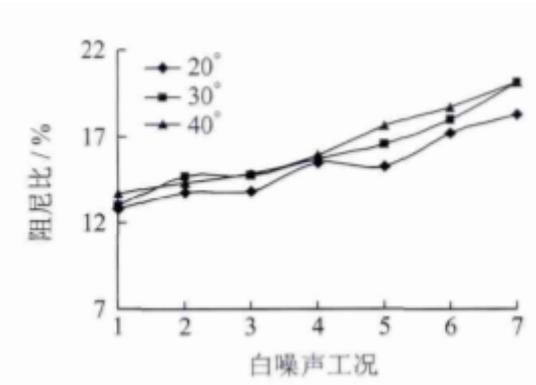


图6 模型阻尼比变化情况

3.2 动位移响应特性

根据动位移传感器与支挡结构的相对位置, 确定位移方向为: 向土体方向移动的位移为“+”, 离开土体向外侧移动的位移为“-”。以动位移响应峰值和永久位移, 研究重力式挡墙水平向动位移响应特性。以汶川波 X Z 双向激振、墙顶测点为例, 动位移响应峰值随激振加速度峰值变化情况, 见图 7。

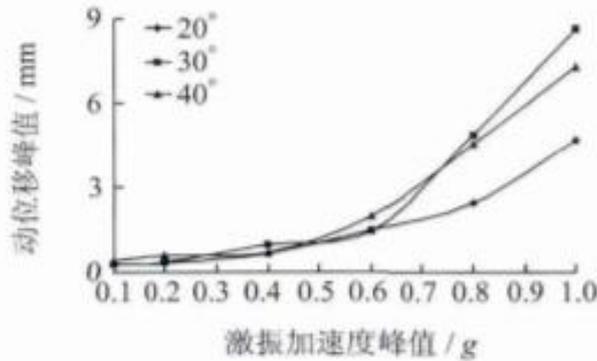


图7 汶川波 X Z 双向激振动位移峰值随激振加速度峰值变化

(1) 汶川波 Z 向激振下, 各测点的动位移响应峰值很小。因此可以认为, 重力式挡墙水平方向的位移是由水平向地震波所产生。

(2) 汶川波 X 向激振下, 挡墙动位移响应与岩层倾角基本无关, 只是总体上随激振加速度峰值的增大而增大。X Z 双向激振下, 且激振加速度峰值小于 0.6 g 时, 挡墙动位移响应与岩层倾角无关, 随激振加速度峰值的增大而增大。

(3) 通过测点永久位移值分析挡墙动位移模式。挡墙动位移模式不受岩层倾角的影响。汶川波 X 向、X Z 双向激振下, 挡墙动位移模式为离开土体向边坡外侧平移与绕墙趾向土体外侧转动的耦合。

3 结论

本文设计并完成了 3 个 1:8 比尺的厚覆盖层与顺层岩石边坡的大型振动台模型试验, 对比分析了不同岩层倾角条件下, 二级支护边坡模型中重力式挡墙在汶川波不同激振加速度峰值、不同激振方式下的动力响应特性, 主要结论如下:

(1) 重力式挡墙主要受水平向地震波作用的影响, 产生水平向加速度动力反应。顺层岩石倾角对挡墙水平向加速度放大系数沿墙高分布特性的影响显著, 但对挡墙水平向加速度放大系数值的影响较小, 当激振加速度峰值不大于 0.4 g 时, 每个加载工况水平向加速度放大系数平均值为 1.05~1.30。因此, 当地震烈度不大于 9 度时, 重力式挡墙水平向地震荷载拟静力值的放大系数可取 1.05~1.30。

(2) 重力式挡墙水平向位移主要由水平向地震波的作用所产生。顺层岩石倾角、地震波作用方式等, 对挡墙的动位移响应特性、动位移模式等的影响较小。重力式挡墙的动位移模式为离开土体向边坡外侧平移与绕墙趾向土体外侧转动的耦合。

(3) 水平向和竖向地震波作用下都会产生动土压力, 但水平向地震波作用所产生的动土压力响应峰值大于竖向地震波。地震波作用方式和顺层岩石倾角等, 对动土压力响应峰值、及其沿墙高分布特性等的影响较大。在不同的岩层倾角和激振加速度峰值条件下, 动土压力响应峰值沿墙高表现出上大下小的倒三角形分布、上小下大的非线性分布、以及上下大小基本相同的线性分布等形式。

(4) 重力式挡墙与锚杆框架结构组合支护边坡的抗震设计中, 采用现有抗震设计规范计算地震土压力能够满足抗震要求。当地震动峰值加速度不大于 0.4 g (地震烈度不大于 9 度) 时, 水平地震作用沿墙高增大系数采用 1.10, 地震动峰值加速度不小于 0.6 g (地震烈度大于 9 度) 时, 水平地震作用沿墙高增大系数采用 1.15~1.30 是适宜的, 当然这仍需更多的试验和理论研究进行验证。

2、离心机试验

地震条件下抗滑桩有限杆单元时程法与离心机模型试验研究

金亚兵¹, 孙勇², 徐晶鑫²

(1. 深圳市地质局, 广东深圳; 2. 贵州大学喀斯特地质资源与环境教育部重点实验室, 贵州贵阳)

贵州大学学报 (自然科学版) 2021 年 5 月第 38 卷第 3 期

1 引言

我国位于世界两大地震带之间。2008 年, 汶川地震由于其震级高, 又位于西部山区, 大量边坡、滑坡破坏, 严重影响救灾工作。抗滑桩作为一种有效加固措施已得到大量应用, 然而抗滑桩在地震作用下的研究才刚开始起步, 特别是计算理论有必要进行深入研究。

2 计算实例

抗滑桩单元节点划分如图 1 所示。

2.1 滑坡推力计算

滑动面用软黏土制备, 用三轴试验测得黏聚力 $c=5\text{kPa}$, $\varphi=7^\circ$, 砂土 $\varphi=35^\circ$ 。滑坡下滑力(滑坡推力)计算, 桩间距为 4m, 滑坡体厚为 3m, 滑体长为 24.38m, 则下滑力其在水平方向的分力为 878.76kN(试样桩前被动土压力抗力之后的值)。下滑力按三角形分布, 分配到节点上的荷载如图 2 所示。

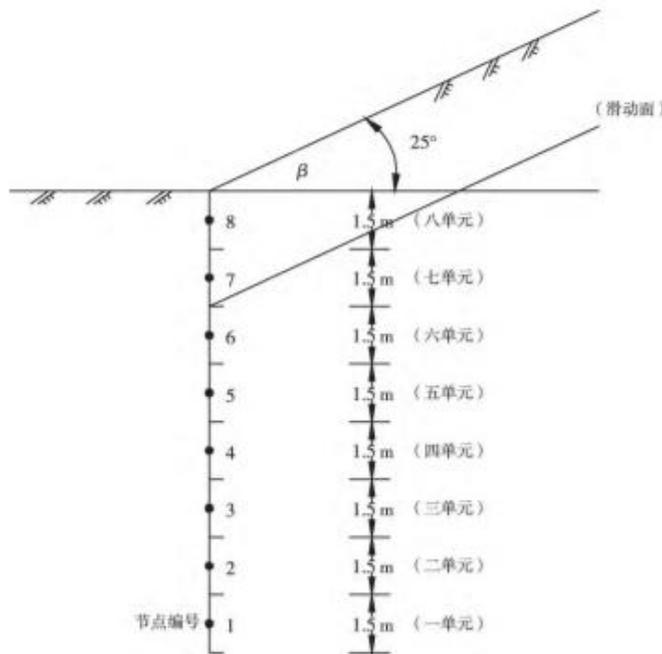


图 1 抗滑桩单元节点编号

2.2 基于土压力与位移关系式的地基系数

目前各规范对地基系数都是按土名查表得到, 本文则采用梅国雄提出的土压力与位移的关系式, 通过求导得到地基系数。关于土压力与位移的关系式, 梅国雄, 欧明喜等等学者对此问题进行了研究。这种方法比规范查表法更合理。

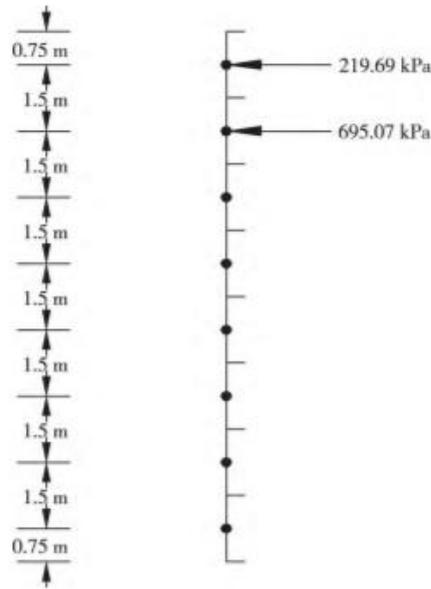


图 2 抗滑桩上作用的荷载

主动土压力、静止土压力、被动土压力与位移 的关系如图 3 所示。

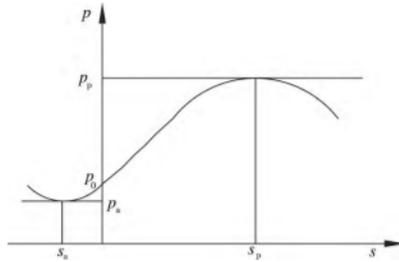


图 3 主动土压力、静止土压力、被动土压力与位移的关系

表 1 地基系数的比例系数计算值 单位: kN/m^4

一单元	二单元	三单元	四单元	五单元	六单元	七单元	八单元
5 015	5 010	4 989	4 995	5 016	4 999	5 005	5 001

2.3 桩顶位移计算

计算得到的桩顶位移如图 4 所示。从图 4 可见，桩顶最大位移约在 11s 出现，最大位移为 4.66cm。

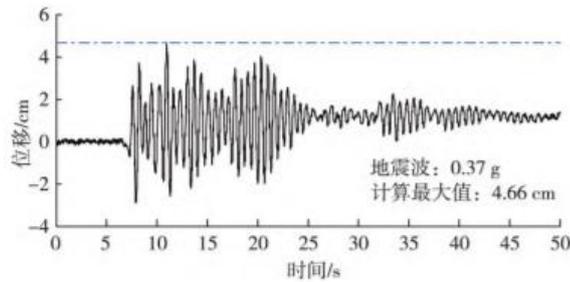


图 4 桩顶位移计算图

2.4 桩身弯矩计算

计算桩身分别为 3、4.5、6、7.5、9、10.5m 处的弯矩，如图 5 所示。由图 5 可以看出，最大弯矩为 1380kN·m，位置在离桩底 4.5m 处。

3 离心机模型试验

离心机试验在浙大 ZJU400g-t 离心机上进行，地震输入为 EL-Centro 地震曲线，最大加速度为 0.37g。离心机如图 6 所示。离心机模型试验在模型箱中安设了加速度计，桩顶测位移的位移计，桩身测弯矩的应变计。实际工程桩截面为 1.25m×1.25m，模型桩几何尺寸按相似比尺 N=50 缩制，即模型桩截面尺寸为 25mm×25mm，桩间距取 80mm。通过计算，结合试验工况，需抗滑桩数目为 5 根。试验简图如图 7 所示。

图 8 为桩顶 3 个位移传感器在 El-Centro 地震波作用下的桩顶位移图。由图 8 可以看出，桩顶位移最大值分别为 4.56、4.61、4.62cm。

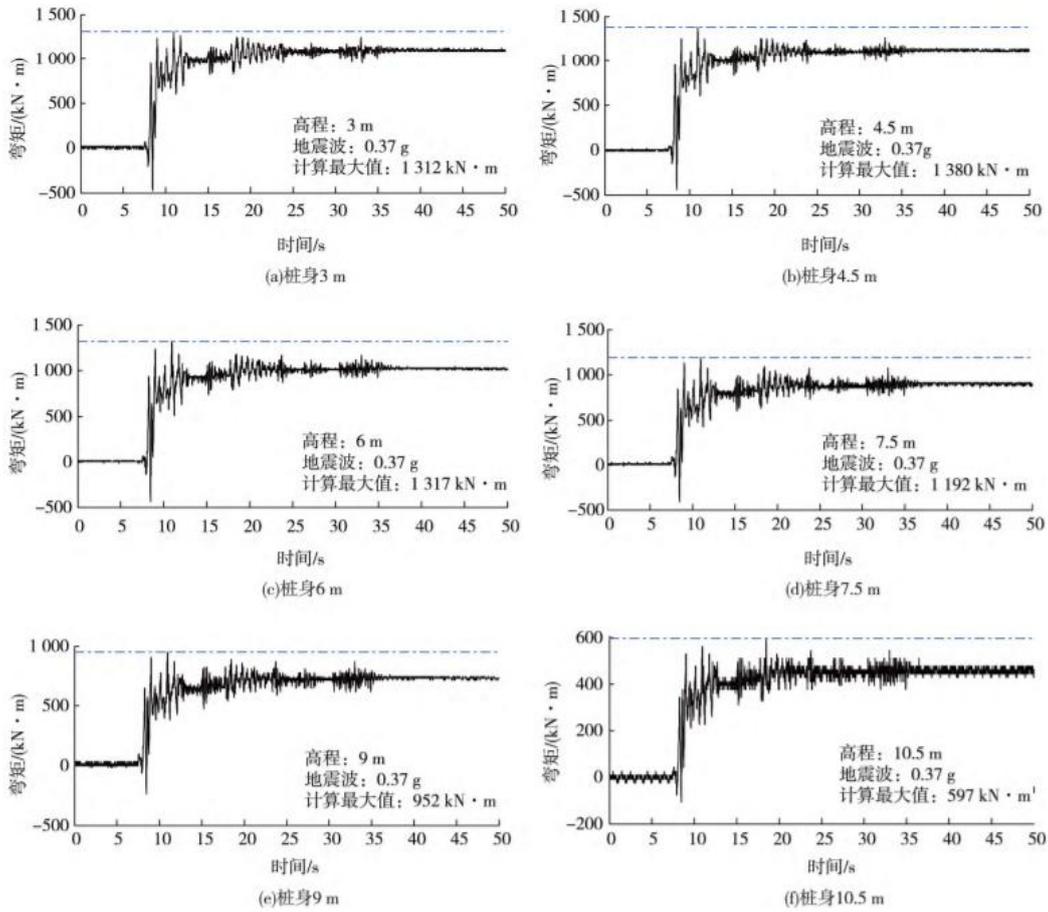


图 5 桩身弯矩计算图



图6 ZJU400g-t 土工离心机

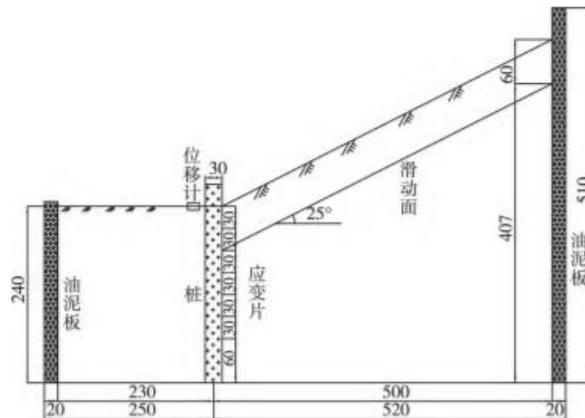


图7 离心机模型试验图

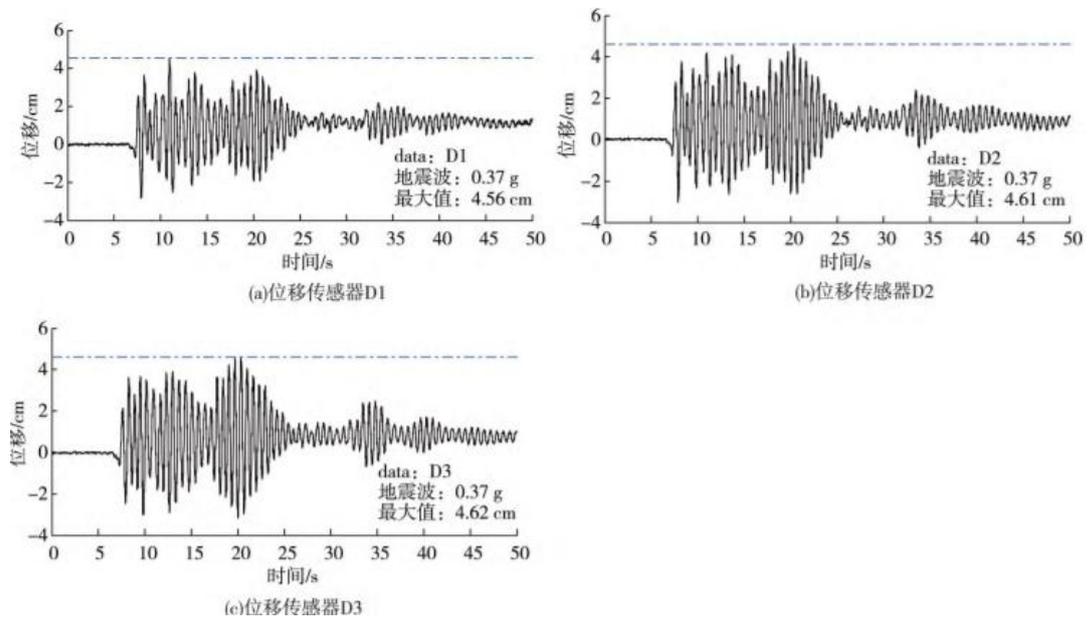


图8 输入 0.37g 时桩顶位移曲线

4 计算值与实测值的比较

4.1 桩顶位移计算值与实测值的比较

桩 1、桩 2、桩 3 桩顶的最大位移见表 2。各桩顶的实测最大位移值基本相同，与计算值的误差在 5%误差范围内。

表 2 桩顶位移计算值与实测值的比较单位:cm

传感器 1 (桩 1)	传感器 2 (桩 2)	传感器 3 (桩 3)	计算值
4.56	4.61	4.62	4.66

4.2 桩身弯矩计算值与实测值的比较

桩身弯矩计算值与实测值的比较见表 3。由表 3 可以看出:计算值与实测值相吻合,两者误差在 5%内;最大计算值与实测值同时位于离桩底 4.5m 处。

表 3 桩身弯矩计算值与实测值的比较

高程/m	计算值/(kN·m)	实测值/(kN·m)
3.0	1 312	1 239
4.5	1 380	1 315
6.0	1 317	1 266
7.5	1 192	1 167
9.0	952	932
10.5	597	581

5 结论

(1) 本文提出的抗滑桩时程计算方法,基于弹性地基梁理论、有限杆单元法理论、多质点有阻尼体系动力反应的振动叠加法理论、Rayleigh 阻尼理论,继承了目前规范中广泛应用的静力弹性地基法的优点,并考虑地震作用。

(2) 本文方法计算的桩顶位移和桩身弯矩与试验得到的值有很好的吻合,误差均在 5%以内。

(3) 本文引入了梅国雄的土压力与位移的关系式,通过求导得到了地基系数的比例参数,比按岩土名查表得到地基系数的比例系数要科学。查表给出的是一个很大范围的值。

(4) 在浙江大学 ZJU400g-t 土工振动离心机上进行了模型试验,试验值与计算值比较相吻合,说明本文提出的新方法的正确性。

桩前存在开挖时抗滑桩动力离心机模型试验研究

吴静华, 孙勇, 李帅

(贵州大学喀斯特环境与地质灾害防治重点实验室, 贵阳)

土工基础 2016年8月第30卷第4期

1 引言

1940年离心机模型试验开始应用于工程问题,前苏联用于军事爆炸问题。1970年,美英两个发达的国家也开始着手进行动力问题的离心机模型试验研究。从1980年开始,动力问题的离心机模型试验在世界范围内开始逐渐普及。

(1) 土工动力离心机模型试验的发展 土工离心模型试验以激振方式不同分为机械式、爆炸振动式、压电式、电磁振动式和电液振动式。目前广泛应用的是电液振动式,在20多年的时间里,美国、荷兰、日本、新加坡、德国、英国都研究和发展了自己的电液伺服振动台系统。电液振动离心机模型试验现已发展成双向振动系统,美国伦斯勒技术学院为水平双向振动,日本东京工业大学已发展成水平—垂直双向振动系统。与国内的土工动力离心机模型试验相比,国内相对滞后,现已安装动力离心机的单位有:香港科技大学、同济大学、清华大学、北京水利水电科学研究院、南京水利水电科学研究院。日本在边坡的动力离心模型试验方面作的工作较多。2004年香港科技大学Ng CWW等人利用双向振动离心机进行了土石坝动力问题的研究。

(2) 加固边坡的土与结构物动力相互作用 1998年进行了钢桩加固边坡的离心模型动力试验。王年香进行了砗面板堆石坝的动力模型试验。于玉贞、邓丽军进行了抗滑桩加固边坡地震响应离心模型试验,对铝合金方形截面桩的相似问题进行了分析。于玉贞等用铜质模型桩进行了加固边坡的动力离心模型试验。李荣建等开展了动力离心机模型试验中微混凝土抗滑桩模型桩的设计。王丽萍等开展了抗滑桩加固粘性土坡变形规律的离心模型试验研究。

2 试验设计

(1) 离心机振动台设备 ZJU-400 土工离心机主要技术指标如下:电机驱动工作方式,可由计算机自动控制,也可手动控制;有效转动半径 4.5m,最大离心加速度 150g,最大有效荷载为 400g/t,可连续工作 24 小时以上;配备有静态工作吊篮和动态工作吊篮,动态工作吊篮用于放置激振器,动、静态吊篮有效容积为 $1.5 \times 1.2 \times 1.5\text{m}$ 。6 4 路动静态测量(图 1)。

电磁液压伺服离心机振动台,主要组成部分有振动台台面、蓄能器、管路系统、控制测量系统、高压油源,单向振动,最大水平加速度 40 g,振动质量 500kg,振动台外形尺寸: $1.531 \times 1.2\text{m}$ (长×宽)(图 2)。

(2) 模型箱尺寸通过计算,考虑原型尺寸、离心机性能参数以及动力性能等,确定模型箱内部净尺寸为: $770 \times 400 \times 530\text{mm}$ (长度×宽度×高度),为了便于观测,模型箱一侧壁为有机玻璃。

(3) 试验量测系统量测系统主要由应变片、微型加速度传感器、微型土压力传感器、激光位移传感器、模型箱侧面色砂、边坡坡面色砂、坡面以及有机玻璃侧面摄像头、模型箱侧面的照相机组成。为确保测量参数的准确性,试验前都要对传感器进行标定,以确保其良好的工作状态。

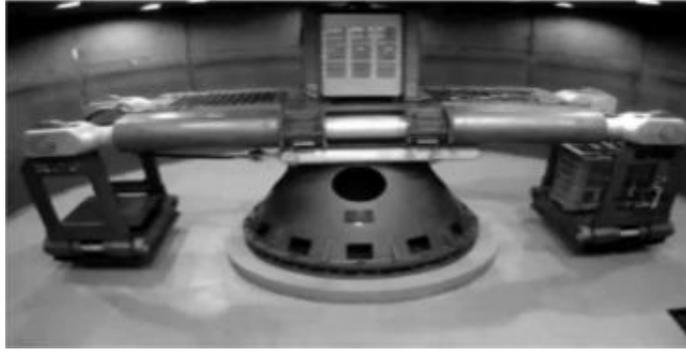


图 1 ZJU-400 土工离心机



图 2 电磁液压伺服离心机振动台

3 模型模拟

(1) 离心试验滑坡土层模拟滑动面为杭州市附近软土，其他部分为标准砂。试验用砂： $\rho = 1.6\text{g/cm}^3$ ， $\varphi = 35^\circ$ 。滑动面粘土： $c = 5\text{kPa}$ ， $\varphi = 7^\circ$ ， $w = 2.71\%$ 。 c 、 φ 由直剪试验得到。

(2) 抗滑桩模拟为简化施工操作，便于布置应变片且易获得较精确的数据，选择铝合金矩形管桩进行模拟。图 3、图 4 为模型箱剖面及平面图。

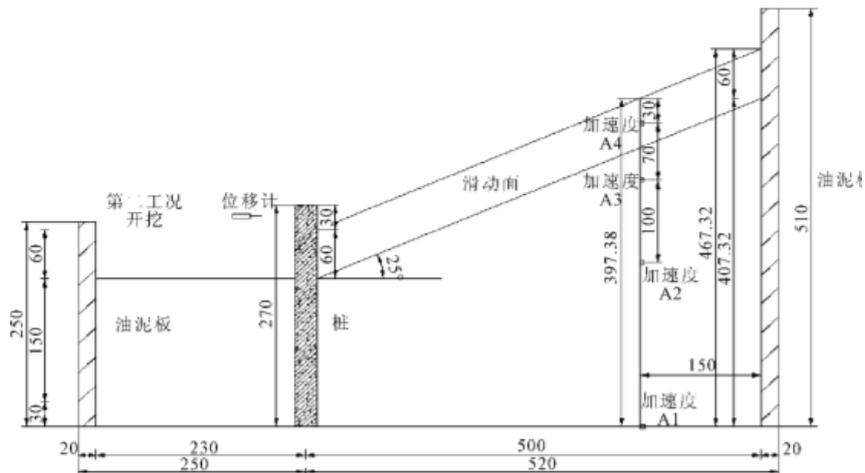


图 3 模型箱剖面图

由于实际边坡主要承受的是侧向水平力，因此模型根据抗弯刚度等效的原则进行换算，即： $E_p \times I_p = N^4 \times E_m \times I_m$ 。实际工程桩截面为 $1.25\text{m} \times 1.25\text{m}$ ，模型桩几何尺寸按相似比尺 $N=50$ 缩制，考虑模型箱和边坡尺寸等相关因素，抗滑桩

采用铝合金矩形管桩，桩间距取 80mm，矩形桩外径为 25×25mm，壁厚 2.6mm，长度 270mm，预埋在模型箱中。通过计算并结合试验工况，取抗滑桩数为 5 根。

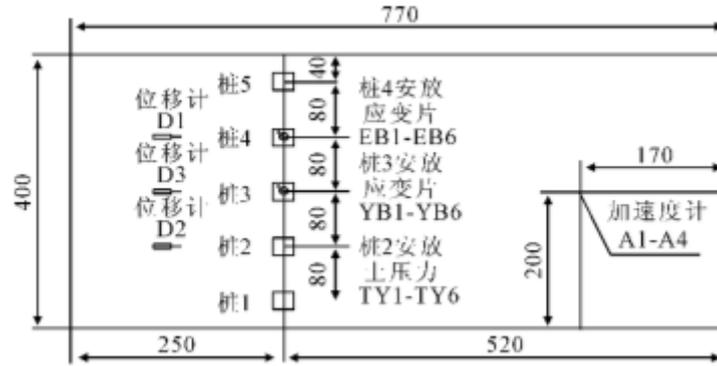


图 4 模型箱平面图

4 试验加载系统

(1) 离心机加速度输入试验土样底面距离吊篮台面 70mm，土样的高度为 467mm，振动台高度为 165mm，分三级 10g、30g、50g 加载，每次 10min。

(2) 振动台地震波输入由于峰值加速度控制困难，开挖情况下的峰值加速度取为 0.38g (图 5)。

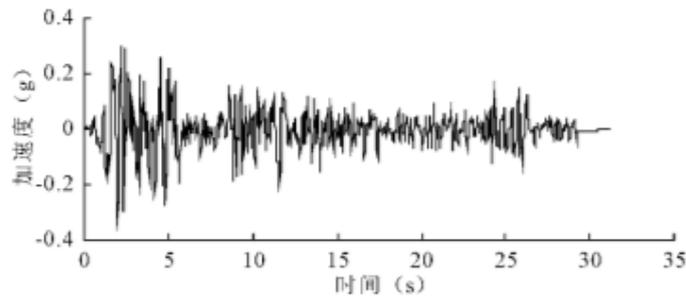


图 5 EI-Centro 地震波

5 试验结果

图 6 为加速度时程曲线，图 7 为加速度峰值曲线。

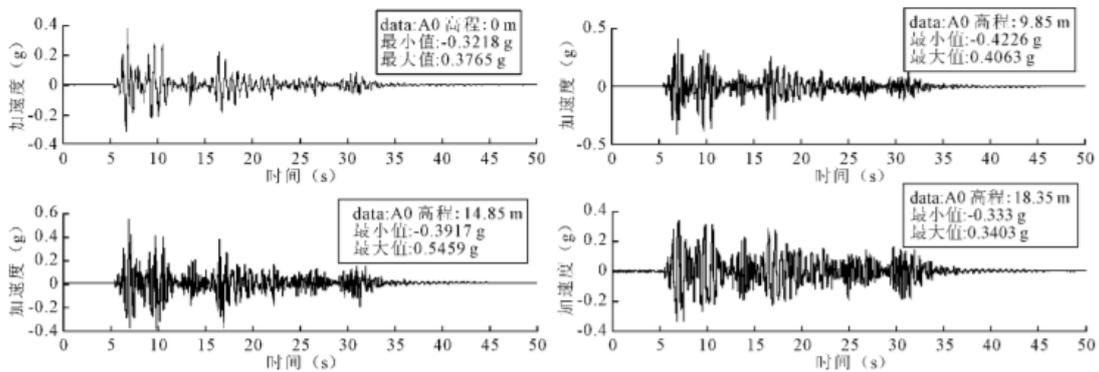


图 6 开挖后输入 0.38g 时加速度时程曲线

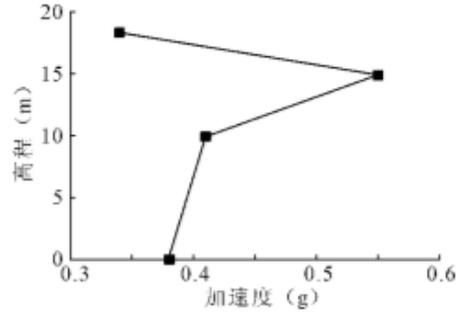


图 7 开挖后输入 0.38 g 时各高程加速度峰值图
表 1、图 8 为桩顶位移测试结果，表 2 弯矩测试结果。

表 1 开挖 0.38 g 时桩顶关键位移值

0.38 g	静力位移(cm)	最大位移(cm)
D1	5.03	9.47
D2	5.09	9.32
D3	4.89	9.61

表 2 开挖 0.38 g 时关键弯矩值

0.38 g	高程(m)	静力弯矩(kN·m)	最大弯矩(kN·m)
YB1	3	4233	5941
YB2	4.5	3521	5667
YB3	6	2801	4767
YB4	7.5	2201	3911
YB5	9	915	2248
YB6	10.5	463	1026

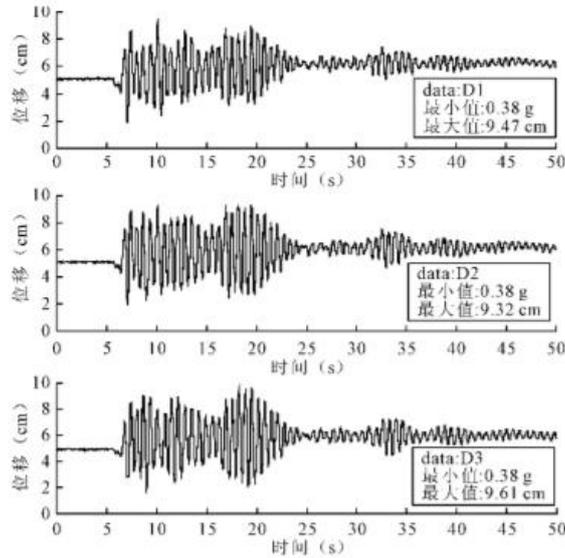


图 8 开挖后 0.38g 时桩顶位移曲线

由图表可知，对于加速度来说，加速度是两头大中间小；不开挖情况下产生的最大动力弯矩为 2146kN·m，比静力弯矩大 61%；而土压力是中间大两头小，静力土压力、动力土压力、残余土压力三者相差不大。

地基自由场离心机振动台模型试验研究

刘晶波, 赵冬冬, 张小波, 王文晖

(清华大学土木工程系)

岩土工程学报 2013年5月第35卷第5期

1 引言

在清华大学土工离心机实验室50g离心场环境中进行了一系列地基自由场离心机振动台试验。试验包括1个砂土地基、1个黏土地基和2个成层土地基振动台试验。试验中模型箱采用叠环式模型箱,其平面尺寸为0.5m和0.2m,试验中输入地震波采用Kobe波和Parkfield波。给出了部分试验结果分析,包括加速度时程及频谱反应、加速度峰值放大系数和土层中剪应力-剪应变变化曲线。试验结果发现,不同类型地基中加速度反应存在差异,在低频部分加速度峰值放大系数从底部到顶部逐渐增大。土体中剪应力-剪应变变化规律在砂土地基和黏土地基中存在差异。本文试验可实现:①观察不同类型地基地震反应情况,获得地基不同深度处的动力反应结果;②对比不同类型土层地基动力反应及地基不同位置处剪应力-剪应变变化曲线;③为后续的地基-地下结构动力相互作用系统试验提供自由场试验基准。

2 动力离心试验模型

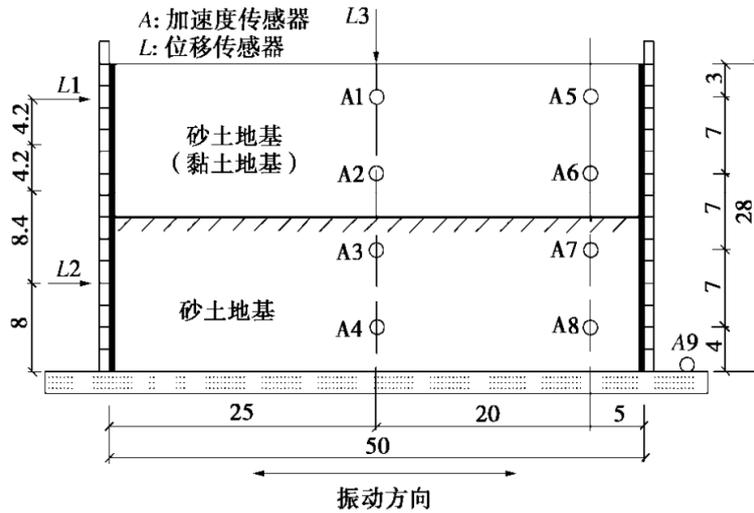
试验采用清华大学岩土工程研究所土工离心机设备。该系统可在最大为50g的离心加速度下提供高精度的单向水平振动,可施加正弦波或任意波形的地震波,最大振动加速度为20g,最大持时为4s,振动频率为10~250Hz,设计振动负载质量100kg。离心机有效半径为2.4m,台面面积为0.42m²。试验采用叠环式模型箱来减小侧面边界影响,更准确地模拟一维土层场地反应。模型箱总质量为40.6kg,长×宽×高=50cm×20cm×30cm,由15片高度为2cm的矩形截面空心铝方管通过摩擦力很小的导轨连接而成,叠环之间可以在水平振动方向自由滑动。试验用砂土采用细砂,主要材料性质为:平均粒径 $d_{50}=0.160\text{mm}$,不均匀系数 $C_u=2.967$,土粒比重 $G_{s1}=2.63$ 。采用分层夯实、控制密度和含水率的方法制备地基模型,试验时控制砂土地基质量密度 $\rho_1=1.65\text{g/cm}^3$,含水率 $w_1=3\%$,密实度 $D_r=40.25\%$,孔隙比 $e=0.654$ 。试验用黏土采用北京常见黏土,黏土土粒比重 $G_{s2}=2.67$,试验时控制地基质量密度 $\rho_2=1.65\text{g/cm}^3$,含水率 $w_2=12\%$ 。制样完成后,模型总高度为28cm,对应于原型为14m。试验中离心机加速度选择为50g,因此,试验中几何相似比为1/50(模型/原型),相应的重力加速度、水平激振加速度以及动力反应加速度相似比为50:1,其它相似比参数见表1。文中给出的试验结果,如无特别说明,均为按照相似比关系换算到原型的结果。

3 试验结果及分析

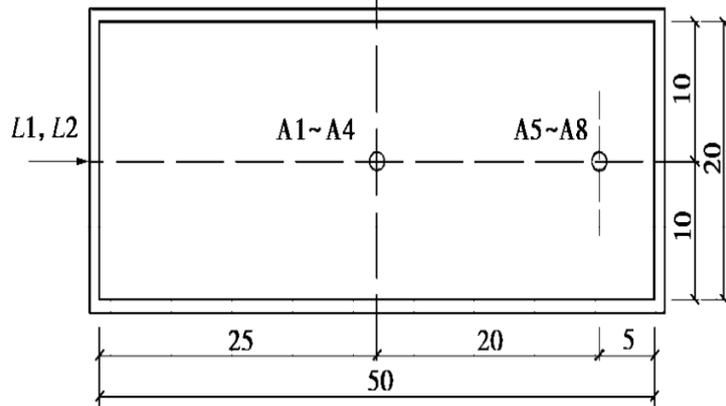
本次地基自由场试验共进行4次试验,分别为1次砂土自由场TC1,1次黏土自由场TC2,2次成层土(下层砂土,上层黏土)自由场TC3、TC4动力离心机模型试验。试验模型及其传感器布置如图1所示,试验中分别布置两排加速度传感器,加速度传感器在模型中埋深分别为24,17,10,3cm,换算到原型的埋深分别为12,8.5,5,1.5m。其中,A1~A4量测自由场土体中从底部到顶部加速度反应,A5~A8用来检验叠环式模型箱侧面边界的边界效应。试验中地震波采用按照相似比转换后的Kobe波(1995年日本阪神地震)和Parkfield波(1966年美国加州地震)。

表1 模型相对于原型的相似比

物理量	模型	原型
质量密度	1	1
反应线位移	1	50
输入振动时间	1	50
振动频率	1	1/50
加速度	1	1/50
速度	1	1
力	1	50 ²
质量	1	50 ³
应力	1	1
应变	1	1



(a) 立面图



(b) 平面图

尺寸单位: cm

图1 动力离心机系列试验模型布置图

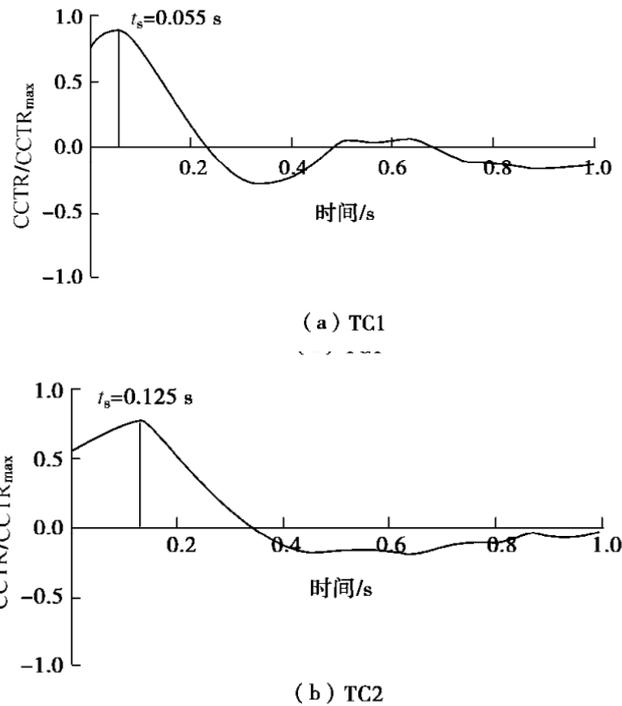


图2 相关分析计算出的波动行进时间差

3.1 土体中平均剪切波速

土体剪切波速是评价土体动力特性的重要参数之一,通过土体剪切波速可以进一步求得初始剪切模量 G_{max} 。离心机振动台试验中剪切波速可以通过计算波动经过两个相邻加速度传感器的时间差来求得,但是准确确定波动进行时间差还很困难,目前一般有3种方法计算波动进行时间差:波动初始信号到达时间差、波动第一个峰值点到达时间差以及相关分析方法。Kumar等研究表明相关分析法求得的剪切波速与共振柱试验结果吻合较好,因此本文采用相关分析法确定地基中波动进行时间差,从而进一步求得模型中土层平均剪切波速。试验TC1, TC2选择图1中加速度传感器A1, A4来计算剪切波速,试验TC3, TC4中剪切波速分别采用TC1和TC2中砂土和黏土剪切波速。

试验TC1、TC2中采用相关分析法求出的波动行进时间差如图2所示。相关分析方法计算出的试验TC1和TC2中波动行进时间差分别为0.055, 0.125s, 传感器A1和A4之间的距离为10.5m, 由此计算出试验中砂土平均剪切波速为191m/s, 黏土平均剪切波速为84m/s, 进一步计算得到砂土和黏土平均剪切模量分别为60.2, 11.6MPa。

3.2 试验中不同埋深处的加速度反应

试验中沿模型纵向一系列加速度传感器在输入地震波作用下的反应是本文关注的重点,因此,图3~8给出试验TC1砂土自由场地基、TC2黏土自由场地基和TC3成层土自由场地基纵向一系列加速度传感器A1~A4在地震波Parkfiled波作用下的加速度时程曲线及加速度Fourier谱。从图3~8中可以看到,试验所采用的砂土、黏土及成层土地基对输入的Parkfiled波均有一定的放大作用,砂土、黏土及成层土自由场地基A1处加速度峰值相对于A4处加速度峰值的放大系数分别为1.22, 1.15和1.18。由A1处加速度峰值放大系数可以看出砂土地基放大系数最大,成层土地基次之,黏土地基最小。

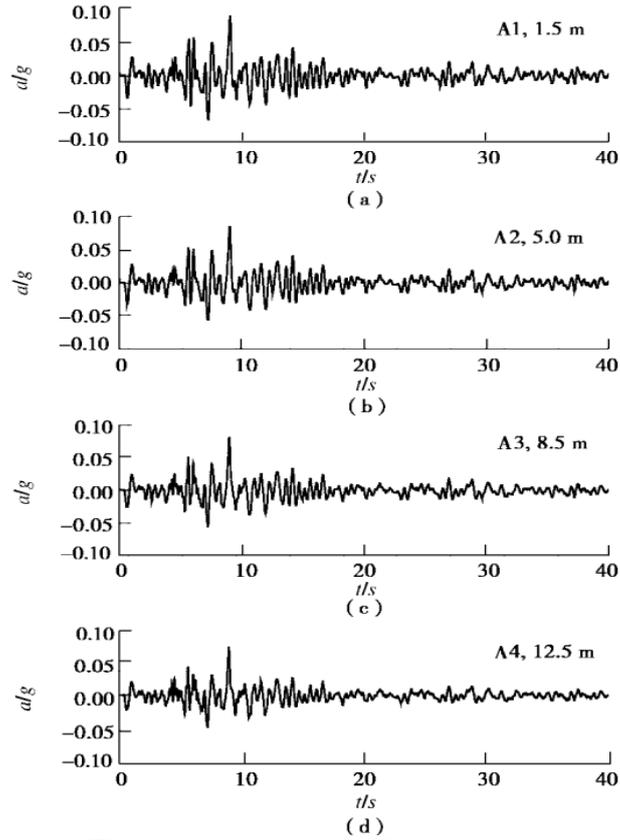


图3 试验 TC1 在不同深度处加速度时程

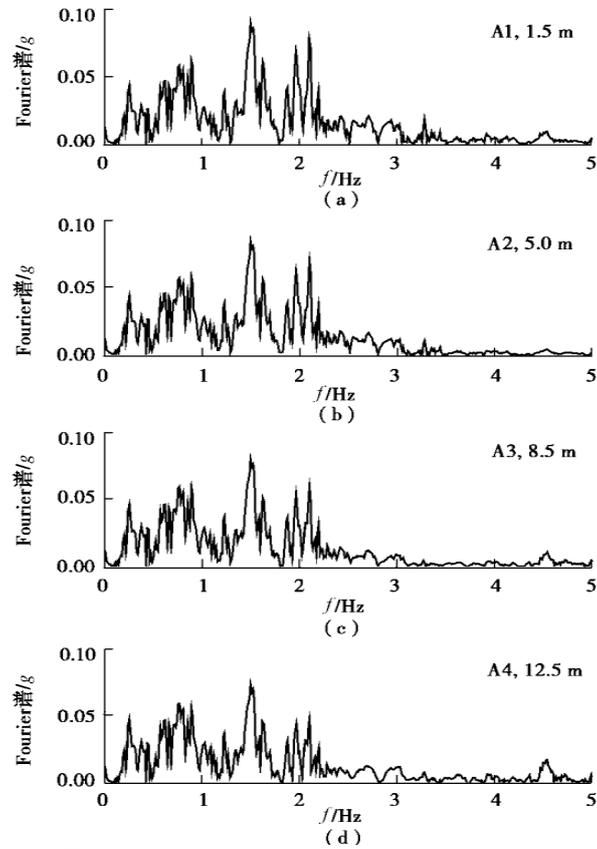


图4 试验 TC1 在不同深度处加速度频谱

试验TC1加速度Fourier谱如图4所示，从图4中可以看出加速度Fourier谱从

低频到高频沿纵向均呈现放大效应。试验TC2加速度Fourier谱如图6所示，试验TC2加速度Fourier谱从低频到高频沿纵向均是先缩小后放大。试验TC3加速度Fourier谱如图8所示，试验TC3加速度Fourier谱低频部分沿纵向呈现放大效应，高频部分先缩小后放大，这与试验TC1，TC2中的试验现象均有差别，关于其根本原因还需要较多试验数据和详细数值分析来说明，限于文章篇幅将在进一步试验数据和数值计算分析中给出说明。

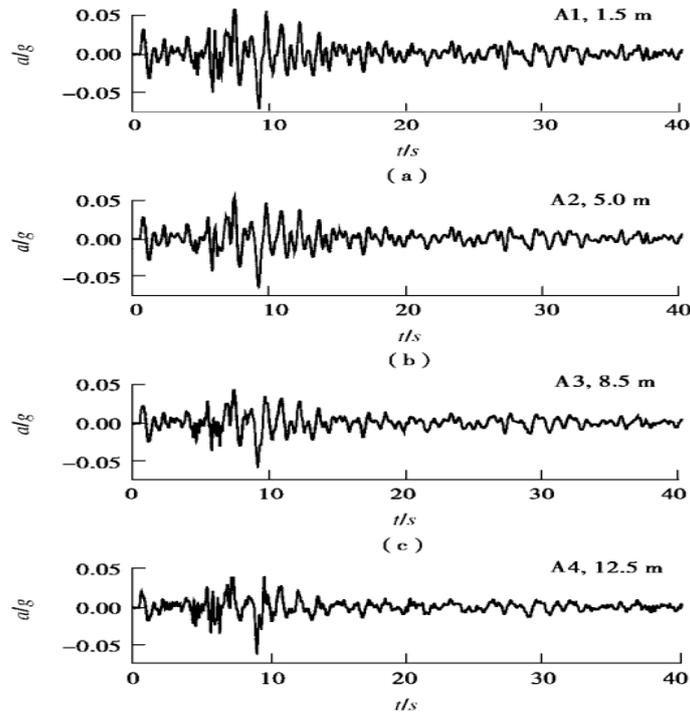


图5 试验 TC2 在不同深度处加速度时程

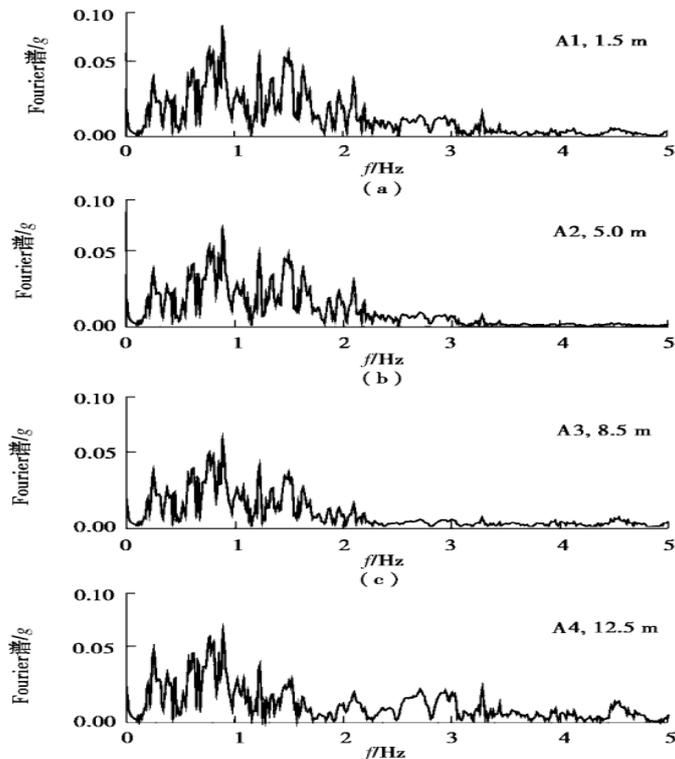


图6 试验 TC2 在不同深度处加速度频谱

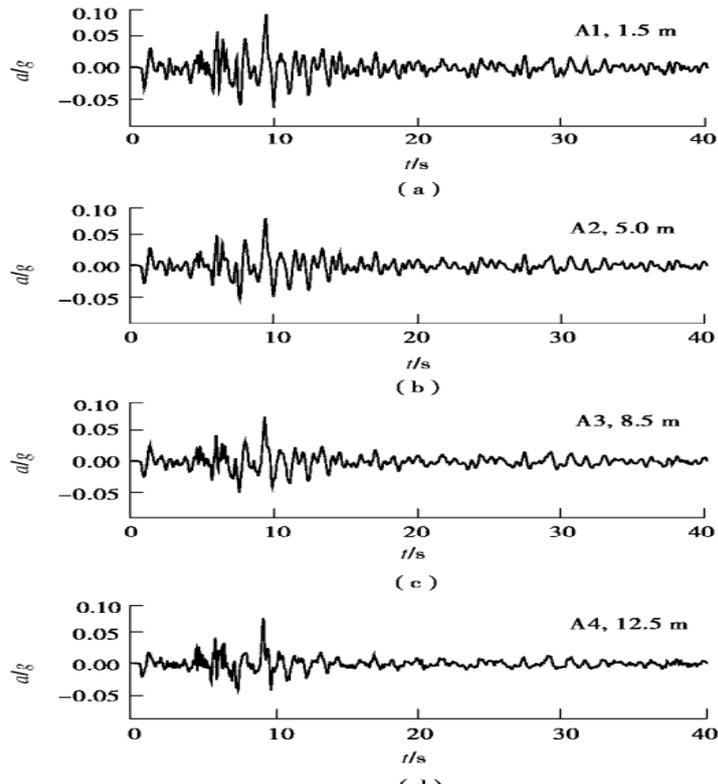


图7 试验 TC3 在不同深度处加速度时程

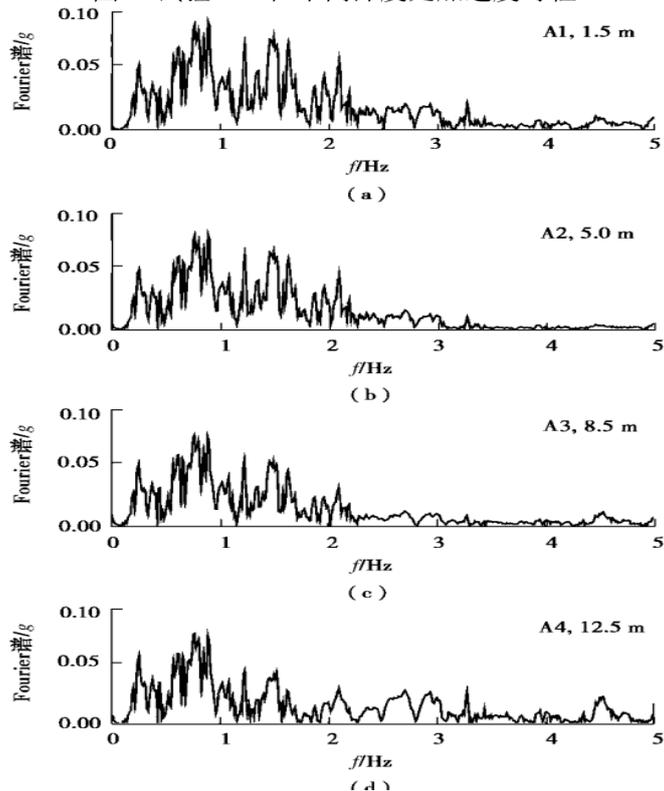


图8 试验 TC3 在不同深度处加速度频谱

本文模型试验由于在有限尺寸模型箱里模拟原型地基，试验中边界对土体变形的限制以及波在边界上的反射将会给结果带来一定误差。试验所采用的叠环式模型箱各框架间可以自由地产生水平相对变形，理论上对土的剪切变形几乎没有约束，大大减少了边界对波的反射，故能较好地模拟土边界条件。刘光磊等采

用叠环式模型箱进行了饱和砂土地基水平振动试验,试验结果表明同一地层深度中轴线处和一侧的加速度反应波形较为一致,峰值差在 10%以内,因此,叠环式模型箱可以较好地模拟自由场的水平振动反应,但是仍然存在一定的误差。笔者在已完成的砂土地基自由场试验中也验证了叠环式模型箱可以较好地模拟土层的剪切变形,且边界效应影响较小。本文 3 类地基自由场试验 TC1~TC4 中轴线处一系列加速度峰值 (A1~A4) 与近边界处一系列加速度峰值 (A5~A8) 见表 2,其中加速度传感器 A7 损坏,在表中无相关数据。由表 2 可以看出,总体来讲,叠环式模型箱可以较好地模拟自由场地基水平振动反应。但是试验中也发现,模型箱边界对砂土地基和成层土地基中的砂土层影响较大,而对黏土地基和成层土地基中的黏土层影响较小,这是由于砂土层剪切刚度较大,对边界效应更为敏感,而黏土层剪切刚度相对较小,模型箱边界反射波对其影响较砂土弱。

表 2 Parkfiled 波作用下试验 TC1~TC4 加速度传感器峰值反应

试验 编号	不同深度下各传感器测得的峰值加速度					
	12 m		5 m		1.5 m	
	A1	A5	A2	A6	A4	A8
TC1	8.9	10.2	8.4	8.7	7.3	7.4
TC2	7.1	7.1	6.4	6.6	6.0	6.2
TC3	8.4	7.3	7.5	7.7	7.1	7.5
TC4	7.8	9.5	6.2	7.6	7.0	6.4

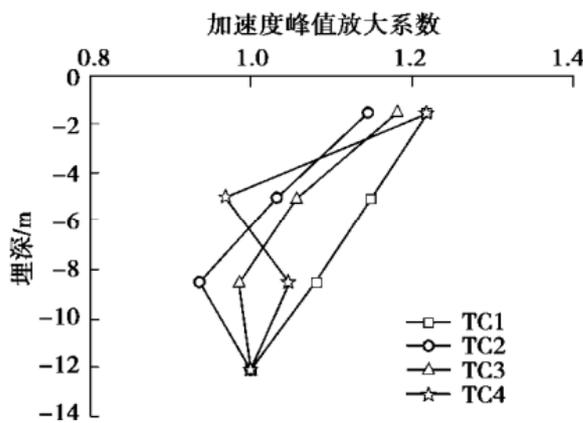


图9 试验TC1~TC4在Parkfield波作用下加速度峰值放大系数

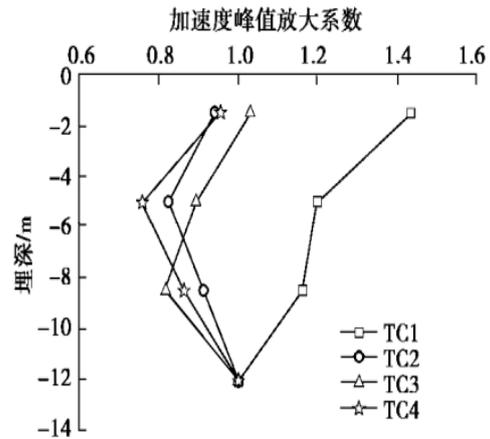


图10 试验TC1~TC4在Kobe波作用下加速度峰值放大系数

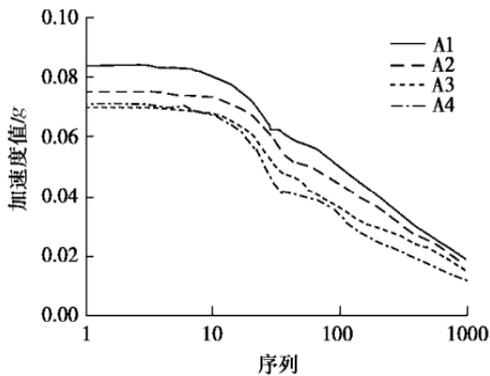


图 11 试验 TC3 在 Parkfiled 波作用 A1~A4 加速度绝对值排序图

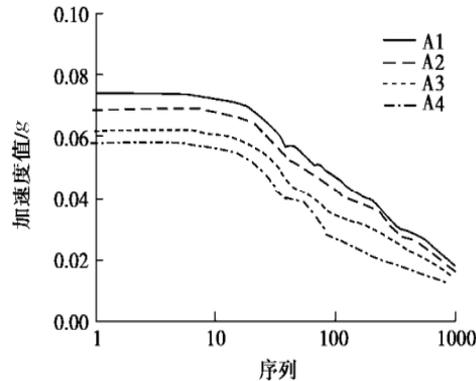


图 12 试验 TC3 在 Parkfiled 波作用低通滤波后 A1~A4 传感器加速度绝对值排序图

3. 3试验加速度峰值放大系数

试验TC1~TC4沿纵向水平加速度峰值放大系数如图9, 10所示。水平加速度峰值放大系数取为纵向一列传感器与其底部传感器水平加速度峰值的比值, 如A1~A4传感器放大系数取为A1~A4传感器加速度峰值与A4传感器加速度峰值的比值。从图9, 10可以看出, 试验TC1~TC4在Parkfield和Kobe波作用下加速度峰值放大系数变化规律相似。近地表A1处加速度峰值放大系数在砂土地基试验TC1中最大, 黏土地基试验TC2中最小, 成层土地基试验TC3, TC4中居于中间值。从图9, 10中还可以看出, 试验TC1中, 纵向一列加速度传感器从底部到顶部呈放大趋势; 但是试验TC2~TC4中, 加速度峰值放大系数从底部到顶部变化规律比较复杂, 从底部到中部峰值逐渐衰减, 从中部到顶部又呈现放大趋势, 这一现象也被国内外一些学者在试验中观测到, Kagawa等、Chen等在试验中的解释是由于土体进入塑性导致这一现象。本文试验中由于振动台设备老化, 地震峰值加速度较小, 本文地基自由场离心机振动台模型试验中土体剪应变均小于0.2%, 其剪切模量在振动过程中衰减不明显。

为了探索这一现象产生的原因, 将试验TC3加速度传感器A1~A4的加速度时程记录取绝对值后从大到小排序, 其结果如图11所示。从图11可以看出, 加速度值从底部到顶部逐渐增大, 仅在峰值点附近A3与A4传感器加速度值有交叉, 分析其交叉原因为地震波传播过程中的高频成分影响所致。为了说明高频成分对A1~A4加速度值的影响, 文章对试验TC3中A1~A4加速度记录采用低通滤波处理, 截止频率设为2.5Hz, 滤波处理后将加速度值取绝对值后排序, 排序图如图12所示, 从图12中可以清晰地看出, 从底部到顶部始终是放大效应。这一现象说明, 在地下结构设计中, 加速度峰值受高频影响, 在某些地质条件下, 自由场土层中加速度峰值分布情况比较复杂, 需要进行详细的分析研究。

3.4 土层中剪应力 - 剪应变变化曲线

地下结构的动力反应与周围土层剪应变的发展相关性较大, 较大的土体剪应变往往伴随着土体剪切模量的衰减, 引起较大的土层变形, 从而导致地下结构的损坏。因此, 研究离心机振动台试验自由场土层中剪应力 - 剪应变的发展变化具有一定的意义, 为下一步研究土 - 结构离心机振动台试验提供一个参考基准。剪应力和剪应变计算步骤参照Koga等、Zeghal等和Elgamal等在文献中提及的方法进行, 假定一维竖向传播的剪切波, 某一特定深度处的剪应力、剪应变反应可以由其所处位置处及其相邻位置处加速度传感器记录的数据来获得。图13, 14给出了A1~A4加速度传感器所处深度处剪应力 - 剪应变变化曲线。为了便于观察, 图中给出了振动初期、中期及后期3个具有代表性的滞回环, 从图13可以看出砂土剪切模量随深度增加而增加, 说明砂土剪切模量与土体围压相关, 随着围压增加砂土剪切模量增加。

图13中显示, 砂土剪切模量与剪应变相关性较强, 随着剪应变增大显著衰减, 并且在剪应变减小时快速恢复; 阻尼比随剪应变变化显著增加, 并随剪应变减小而减小。从图14中可以看出, 黏土剪切模量与砂土相似, 随着围压增加而增加; 但黏土剪切模量在剪应变逐渐增加时, 其变化较小; 阻尼比随剪应变的变化与砂土相似。

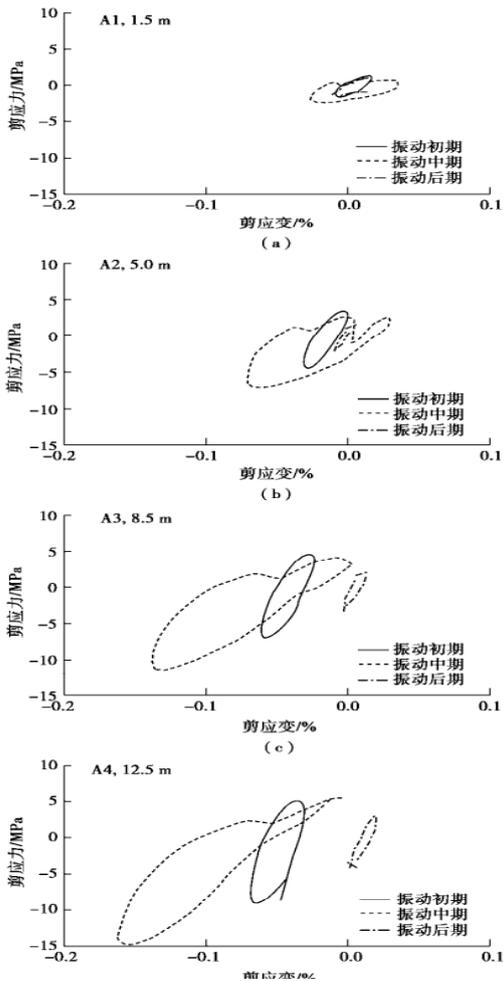


图 13 试验 TC1 剪应力 - 剪应变变化曲线

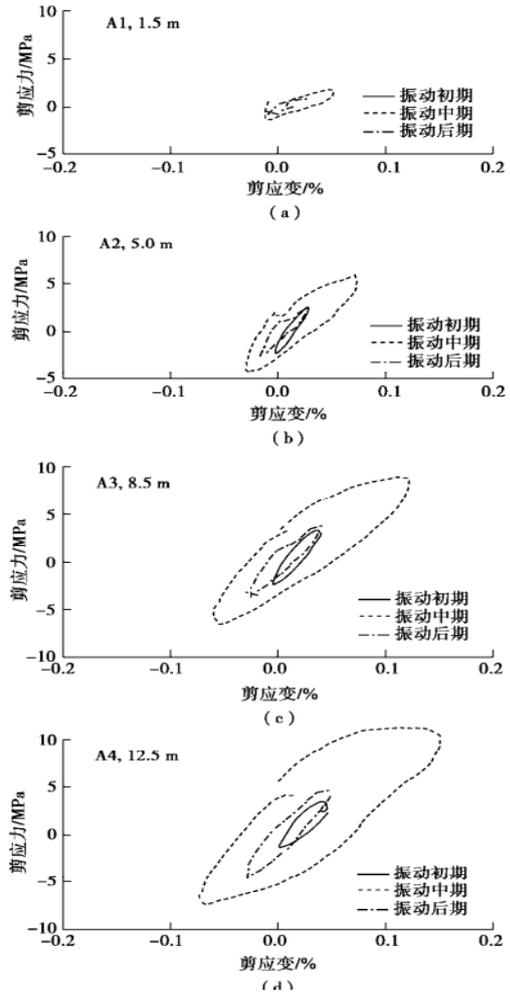


图 14 试验 TC2 剪应力 - 剪应变变化曲线

4 结论

本文试验为后续土-结构动力系统离心机振动台试验提供自由场动力反应基准，作为研究地下结构动力反应规律及破坏机制的前期试验工作，具有重要的理论和工程实践意义。通过本次试验得到如下3点结论。

(1) 离心机振动台模型试验中，砂土地基中加速度峰值从底部到顶部呈放大趋势，黏土地基及成层土地基中由于受地震动高频成分影响，加速度峰值变化比较复杂。

(2) 试验中加速度峰值放大系数变化比较复杂，砂土地基从底部到顶部逐渐增大，黏土地基及成层土地基放大系数先减小后增大，但其低频部分与砂土地基反应规律相同。

(3) 试验中砂土及黏土中阻尼比均随剪应变增大而增大，随其减小而快速减小；砂土中剪切模量对剪应变较为敏感，但黏土中剪切模量对剪应变不敏感，剪应变增大时其变化较小。

边坡深部不均匀沉降条件下桩基础破坏特性的离心模型试验研究

张彬¹, 杨昆², 赵艺颖^{2*}, 刘应明¹, 张强永¹, 刘尧兵¹, 马昌慧², 张嘎²
 (1. 六盘水供电局, 贵州六盘水; 2. 清华大学水沙科学与水利水电工程国家重点实验室, 北京)

工程科学与技术 2020 年 5 月第 52 卷第 3 期

1 引言

作者采用离心模型试验手段研究了深部不均匀沉降条件下桩基础边坡的变形破坏特性, 通过对比不同不均匀沉降范围的试验结果, 探究了不均匀沉降范围对桩基础的变形破坏特性的影响机制, 揭示了深部不均匀沉降条件下桩基础的破坏机理。

2 离心模型试验

2.1 试验设备

试验在清华大学有效半径为 2m 的 50gt 土工离心机上进行。模型放置于刚度很大的铝合金模型箱中。模型箱内部的长、宽、高分别为 60、20、52cm。在模型箱长度方向的一个侧面安装厚为 4cm 的有机玻璃, 以观测土坡的变形破坏情况。采用液压系统来模拟深部不均匀沉降条件, 可以模拟不同位置、不同程度的不均匀沉降。在试验过程中, 可通过控制气压和油压的大小来控制液压缸活塞的升降, 通过液压缸下行来模拟深部不均匀沉降的条件。

2.2 试验模型

土坡模型采用粉质黏土。土的液限为 33.5%, 塑限为 15.5%。颗粒比重为 2.7。土坡模型的干密度为 1.6g/cm³, 含水量为 17%。试验确定其强度参数为: 黏聚力 26kPa, 内摩擦角 24°。制样时先将土体击实至预定干密度。填筑完成后再削至土坡形状。土坡模型高为 24cm, 坡度为 1.0:1.5。试验模型中的桩基础均采用钢材料制成, 密度为 7.85g/cm³, 弹性模量为 210GPa, 泊松比为 0.33。桩基础模型的尺寸为 1cm×1cm×10cm, 其承台的尺寸为 10cm×10cm×1cm。将 4 个桩基础模型分别焊接在承台的 4 个角处。试验中, 削坡结束后, 将桩基础模型在靠近有机玻璃一侧插入土坡中至承台恰好落于土坡平台上。分别模拟在不同范围的深部不均匀沉降条件下桩基础及土坡的变形破坏特性, 试验 P1 和试验 P2 的深部不均匀沉降范围分别为 8cm 和 15cm, 试验的离心加速度均为 80g。图 1 给出了试验土坡模型的示意图。图 2 为试验 P1 中的模型照片。

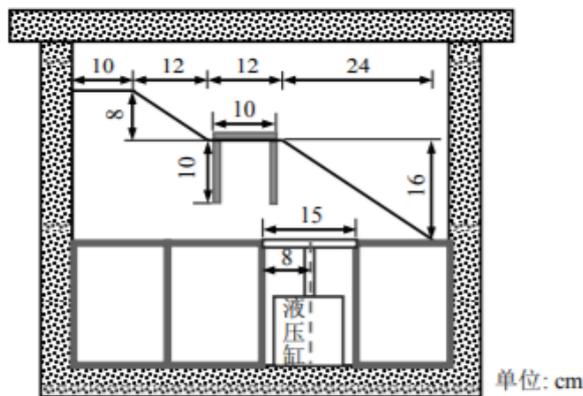


图 1 试验土坡模型剖面图

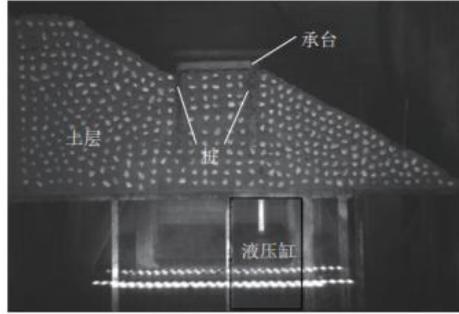


图2 试验 P1 模型照片

2.3 试验过程

在离心模型试验中，对土坡从 1g 开始逐渐升高离心加速度，每步增大到 5g 的倍数，待土坡变形稳定后再施加下一级荷载。当离心机加速度达到 80g 时，土坡变形稳定后，启动液压设备，使液压缸下沉 5cm，模拟深部不均匀沉降的条件。在试验 P2 中，全部液压缸均下沉，模拟沉降范围为 15cm；在试验 P1 中，只有靠近土坡内部的一半液压缸下沉，模拟沉降范围为 8cm。土坡的变形破坏情况采用离心场图像采集与位移测量系统观测。根据该系统得到的照片系列，通过分析进一步测量确定土坡上任意一点的位移。需要指出，为了满足图像位移相关分析对土坡侧面灰度分布的要求，在土坡侧面随机嵌入白色水磨石（图 2）。

3 基础响应

从桩基础承台的倾斜程度和中心点位移两个方面，重点关注在深部不均匀沉降条件下桩基础的变形破坏响应。图 3 分别给出了两组试验中的基础倾斜角度和中点位移的时程图。由图 3 可见：在深部不均匀沉降的条件下，基础均发生了一定程度的倾斜和位移，在深部不均匀沉降初期，基础的变位均较小且发展比较缓慢；随着不均匀沉降增加，基础的变位逐渐增大，且存在发展速度突然加快的拐点，容易推断这是由于基础发生了失稳。

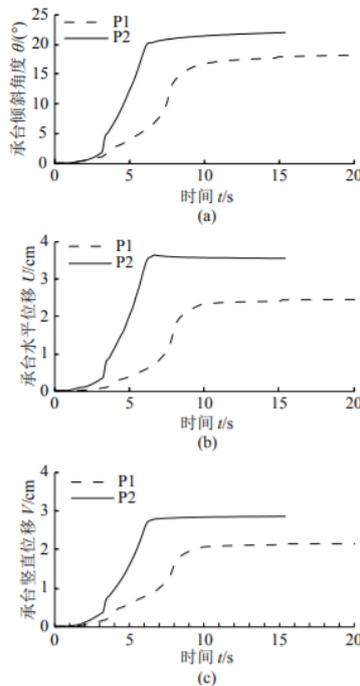


图3 桩基础响应时程图

4 破坏特性

进一步分析桩基础及土坡的破坏过程，以试验 P1 为例，分别在土坡最外侧和最内侧的两条滑裂面的两侧分别选取了一系列点对，每一组点对相距 15 mm，点对的具体位置如图 4 所示。

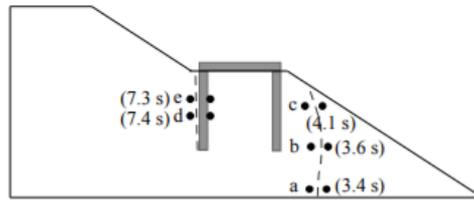


图 4 点对位置及滑裂面形成过程

图 5 分别给出了两条滑裂面点对的切向和法向相对位移的时程曲线图，切向相对位移以滑动体向下滑动为正，法向相对位移以张拉为正。由图 5 可以看出，对于深部不均匀沉降区域附近的滑裂面，不同高程处点对的切向相对位移均明显大于法向相对位移，说明该滑裂面是明显的滑动破坏。对于桩基础附近的滑裂面，不同高程处的点对的法向相对位移整体均大于切向相对位移，在靠近基础处更为明显，说明该滑裂面既包含滑动破坏也包含张拉破坏，其中，以张拉破坏为主。这表明，土坡不同位置处的滑裂面的破坏模式有所不同。

进一步分析两条滑裂面的破坏过程，对于深部不均匀沉降区域附近的滑裂面，在深部不均匀沉降初期，点对的切向相对位移保持在零附近且增长速率较小，说明点对之间还没有发生明显的滑动破坏；随着深部不均匀沉降的程度逐渐加深，点对的切向相对位移逐渐增大且增长速率加快，说明点对之间的滑裂面逐渐开始形成。切向相对位移的时程曲线上有一个明显的拐点，可以认为该拐点所对应的时刻即为改高程处的滑裂面产生的时刻，具体而言，可以通过分别在采空初期和滑裂面形成后的典型时刻处做点对相对位移曲线的切线，两条切线的交点所对应的时刻即为发生破坏的时刻。因此可以得到该滑裂面在不同高程处的产生时刻（图 4），可以看出，靠近深部不均匀沉降区域的下部滑裂面产生时刻较早，位于上部的滑裂面的产生时刻较晚，因此该滑裂面是从下至上逐渐产生的。

同样地，对于基础附近的滑裂面，以法向相对位移时程曲线的拐点处作为该高程滑裂面产生的时刻。由图 5 可以看出，靠近基础的上部滑裂面产生时刻较早，土坡下部的滑裂面产生时刻较晚，因此该滑裂面是从上至下逐渐产生的。这表明，对于不同位置处的滑裂面，均表现出了明显的渐进破坏特性，但具体的破坏顺序有所不同。

图 6 还可看出，位于深部不均匀沉降区域的滑裂面产生较早，在其形成之后，基础附近的滑裂面才开始形成。结合图 3，可以看出在位于深部不均匀沉降区域的滑裂面形成后，基础的变形发展速度开始加快，即基础发生了失稳，随后产生了基础附近的滑裂面。因此，可以认为深部不均匀沉降首先导致土体内部发生滑动破坏，进而使基础发生了失稳，最终导致基础附近土坡发生破坏。

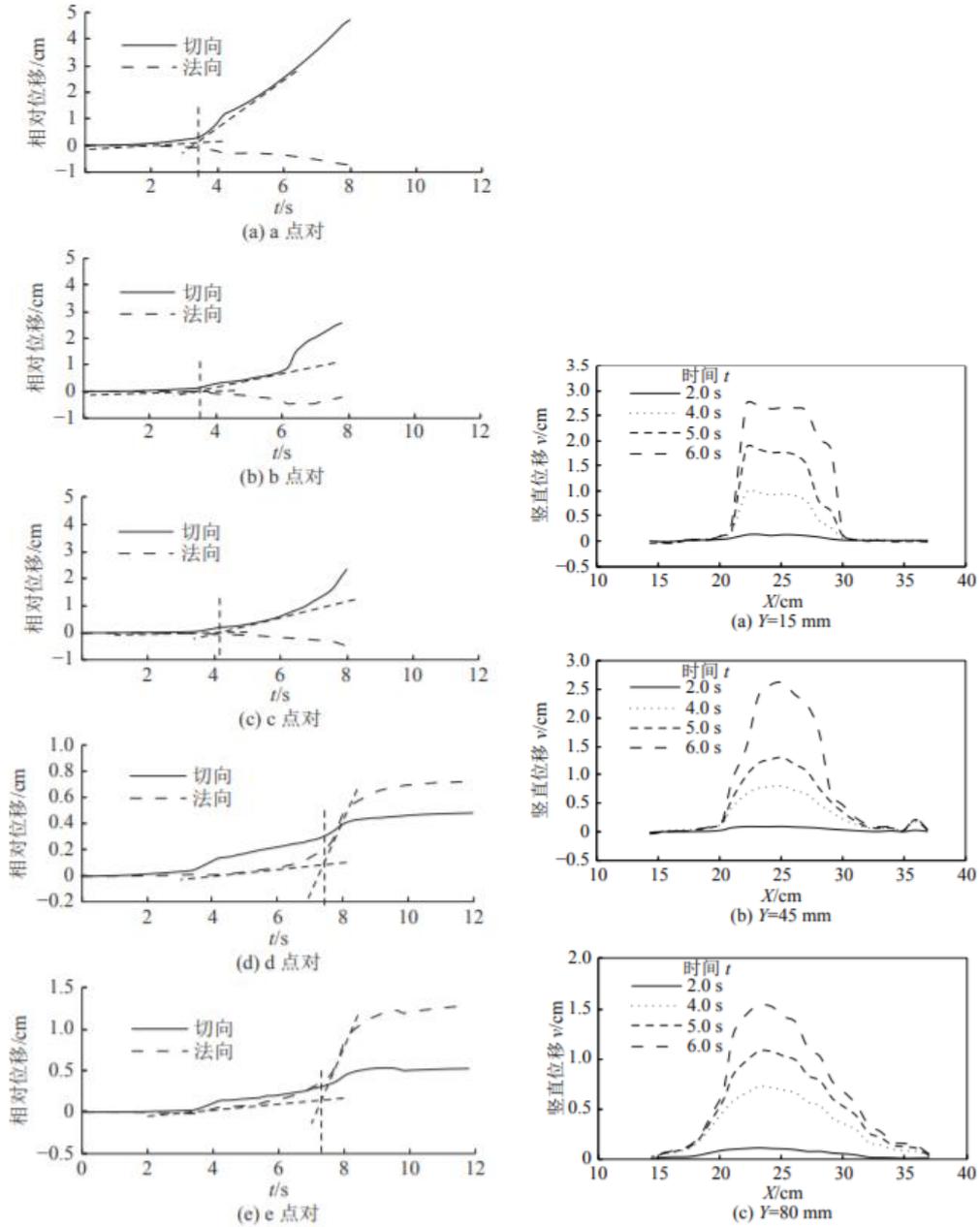


图 5 试验 P1 土坡典型点的位移时程图 6 试验 P1 土坡典型高程处不同时刻竖直位移的分布

5 变形特性

在深部不均匀沉降条件下，两组试验均表现出显著的变形。为了分析土坡的变形特性，分别在试验 P1 的基体和滑动体上不同位置选取典型点测量其位移时程，如图 7 所示。各点的具体位置见图 4 (b)。

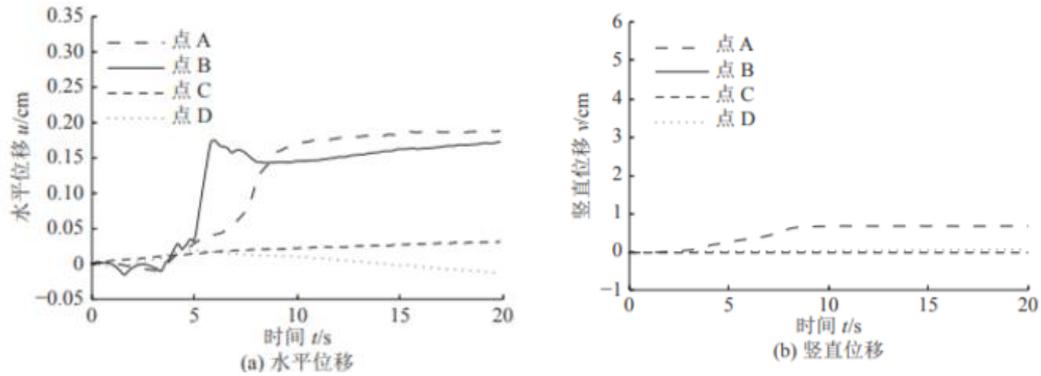


图7 试验 P1 土坡典型点的位移时程

6 结论

采用离心模型试验手段研究了深部不均匀沉降条件下桩基础的变形破坏特性,通过对比不同不均匀沉降范围的试验结果,探究了不均匀沉降范围对桩基础变形破坏特性的影响机制,揭示了深部不均匀沉降条件下桩基础的破坏机理。主要得出以下结论:

1) 深部不均匀沉降条件下,桩基础所在土坡均产生了3条主要的滑裂面,最内侧一条滑裂面位于基础靠近土坡内部的边缘附近。土坡不同位置处的滑裂面的破坏性质有所不同:深部不均匀沉降区域附近的滑裂面是明显的滑动破坏;基础附近的滑裂面以张拉破坏为主。

2) 深部不均匀沉降首先导致了土体内部发生滑动破坏,进而使桩基础发生了失稳,最终导致桩基础附近发生破坏。土坡表现出明显的渐进破坏的特性,但不同滑裂面的形成顺序有所不同:靠近深部不均匀沉降区域的滑裂面从下至上逐渐产生的;基础附近的滑裂面是从上至下逐渐产生的。

3) 不同深度不均匀沉降范围条件下的土坡均表现出相似的变形与破坏耦合特性。一方面,变形局部化的发展最终导致了土坡破坏;另一方面,局部破坏发生之后进一步引起其附近区域新的变形局部化。深部不均匀沉降范围通过影响上部土体的变形局部化的时空分布情况改变了土坡滑裂面的位置与形状。

4) 深部不均匀沉降条件对土坡的影响存在一定的范围,影响区边界均呈绕桩分布。深部不均匀沉降范围越大,其对土坡的影响范围越大。

格型地下连续墙工作性状的离心模型试验研究

陈希, 徐伟, 左玉柱

(同济大学土木工程学院, 上海200092)

工业建筑 2013年12月第43卷第2期

1 引言

目前, 格型地下连续墙的设计主要是参照重力坝式挡土墙的设计方法, 对墙体进行稳定性、抗滑移、抗倾覆等验算。关于其受力性状尚无系统深入的理论研究, 规范中亦未对其进行相关规定, 这在很大程度上限制了此类围护结构的应用和发展。本研究以某船坞实际工程为背景, 采用离心模型试验, 探讨不同土质情况下, 格型地下连续墙体变形受力情况以及在开挖过程中土压力的变化情况。

2 工程背景

某工程船坞接长工程, 长为180m, 宽为76m, 深为10m。西坞墙采用格型地下连续墙结构, 总宽为14.6m, 其中基坑内侧地下连续墙(前墙)厚为800mm, 底标高为-25m; 外侧地下连续墙(后墙)厚为800 mm, 墙底标高为-23m; 中间连接地下连续墙(隔墙)厚为800mm, 墙底标高为-21m。经简化后地下连续墙布置如表1。

表1 原始工程地下连续墙尺寸 m

前墙		后墙		隔墙		前、后墙	隔墙	开挖
厚度	深度	厚度	深度	厚度	深度	内边距	间距	深度
0.8	25.0	0.8	23.0	0.8	21.0	13	7.2	10.0

3 试验设计

3.1 试验设备

本试验在同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室的软土工程物理模型实验平台上进行。采用最大容量为150g·t的TLJ-150复合型岩土离心机; 最大离心加速度为200g(g为重力加速度)。根据实际情况, 本次选用小模型箱, 其长×高×宽的规格为: 400mm×500mm×600mm; 工作制: 12h左右; 数据采集: 静态通道40个。

3.2 试验原理

岩土工程中, 土体自重引起的应力通常占主导地位, 而土体的力学特性随应力水平不同而表现不同。在离心场中, 土工模型受到高于重力加速度的离心加速度作用, 来弥补因尺寸缩小而导致的土体自重损失, 使得模型土体能够恢复到原状土体的应力水平, 更好地达到模拟现场实际状况的效果, 此时, 模型中各点的应力、应变与原型中对应点的应力、应变相等, 原型与模型对应点的位移呈比例关系。利用相似原理可以得到模型与原型各物理量的相似准则。物理量相似比参见表2。

3.3 模型设计

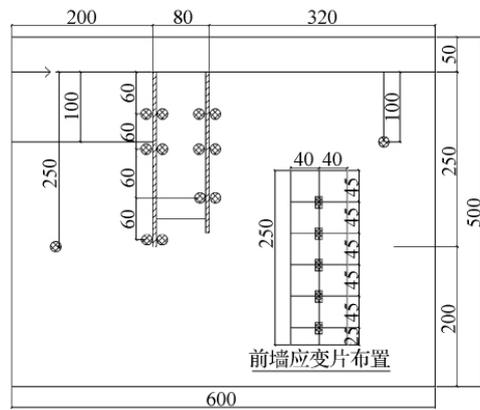
3.3.1 模型制作

根据试验设计的目的及模型箱的尺寸, 并结合TLJ-150土工离心机的工作条件, 选取的模型率为100, 即试验时离心机稳定运转时的加速度为100g。由于模型制作条件的限制, 本次试验采用铝合金来模拟格型地下连续墙, 隔墙与前、后墙之间用螺栓连接。因格型地下连续墙结构的厚度不是本试验的研究重点, 而且实际工程中前、后墙与隔墙的厚度相差不大, 为方便制作模型, 故把前、后墙和

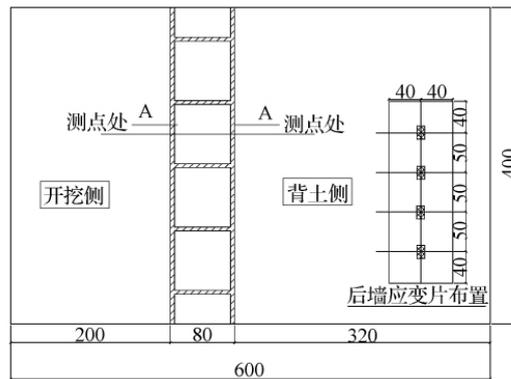
隔墙的厚度统一取为1000mm进行研究。根据材料的等效抗弯刚度，换算出铝合金模型墙体厚度为7mm。前、后墙的间距，按工字型截面根据等效抗弯刚度计算确定为80mm。由于地下连续墙厚度方向对于抗弯刚度的贡献最大，故对于沿地下连续墙的长度方向，仍按普通地下连续墙计算时的概念，取单位延米，即直接除以模型率得到隔墙间距为80mm。考虑到模型箱尺寸的限制，在格型地下连续墙长度方向上，取4个区格的工字型截面构成整体模型，其模型尺寸布置见图1。

表2 离心模型试验相似比(原型/模型)

物理量	相似比	物理量	相似比
位移	n	质量	n^3
应力、应变	1	摩擦系数	1
面积	n^2	密度	1
体积	n^3	黏聚力	1
力	n^2	饱和度	1



a



b

图1 模型及测点布置mm

a—模型箱剖面；b—模型箱平面

3.3.2 试验用土

在离心机模型试验中，一般要求采用现场土。若现场土不易获取，则应选用合适的黏土或砂土作为模拟土体。因选取多层土将干扰结果的典型性，故选取单一土层。本次离心模型试验第一组黏土试验采用上海地区⑤1层黏土(黏聚力为18kPa，内摩擦角为12.4°，重力密度为17.85kN/m³，含水率为22%)，为了模

拟上海基本地层结构，同时考虑到模型箱排水的单向性，在黏土层下方预铺一层5cm厚的⑦层砂土(黏聚力为5kPa,内摩擦角为 30.6° ，重力密度为 20.15kN/m^3 ，含水率为10%)，用来作为模型箱的下方排水通道。第二组砂土试验只采用⑦层砂土铺设。

3.3.3 数据采集

本次试验主要的测量内容有墙体应变、土压力和墙顶侧向位移。模型箱的平面布置和应变片、土压力计、位移计的测点布置见图1。

3.4 试验过程

在完成了测量仪器校准和地基土的预固结后，采取临时停机，进行人工开挖，模拟基坑开挖的施工过程，开挖分两层开挖，每层厚度为5cm。为了防止不能精确开挖5cm(实际开挖深度中的5m)，提高人工开挖方法的精确性，在开挖深度每5cm厚度的位置，撒一层薄的砂土，以形成分层的泥皮，便于开挖，从而有效地防止了土层的超挖和扰动。为了模拟实际工程中的最不利情况，开挖至10cm(实际开挖深度中的10m)后不加支撑，即模拟实际工程中底板未浇筑时的情况。

4 试验结果分析

4.1 墙体侧移分析

因格型地下连续墙的变形模式为整体倾覆，最大侧移发生于墙顶，同时考虑试验通道的限制，故本次试验只在墙顶设置位移计。两次试验墙顶侧移经相似化成实际工程后的结果如表3所示。就墙顶侧移结果可初步论断，格型地下连续墙在砂土中的自立性远远好于在黏土当中。模型M1(黏土中)呈明显的重力坝式前倾变形模式。从图2中可以看出，墙顶发生了明显的倾斜，基坑底部发生了隆起，后墙外侧土体发生了明显的下沉，并出现了水平向受拉裂纹。而如图3所示，M2(砂土中)墙顶位移很小，土体也没有出现明显的下沉。比较模型M1、M2可以得出土质对墙体位移有重要影响的结论。

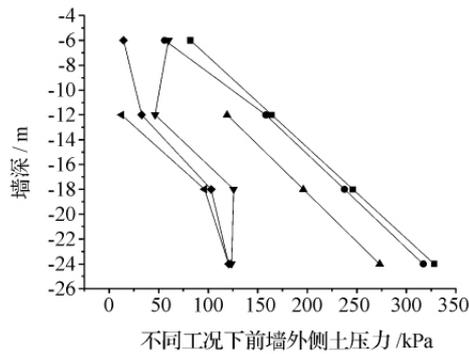
表3 模型M1及模型M2墙顶侧移 cm

工况	M1(黏土中)	M2(砂土中)
开挖 5 m	4.1	0.64
开挖 10 m	7.3	1.18

4.2 土压力分析

为了与实际工程相对照，将以模型试验数据相似化后对应的实际工程数据及尺寸进行论述。图4—图7为不同开挖工况、不同土质条件下格型地下连续墙各位置土压力的变化情况。前墙外侧为开挖侧，后墙外侧为背土侧。

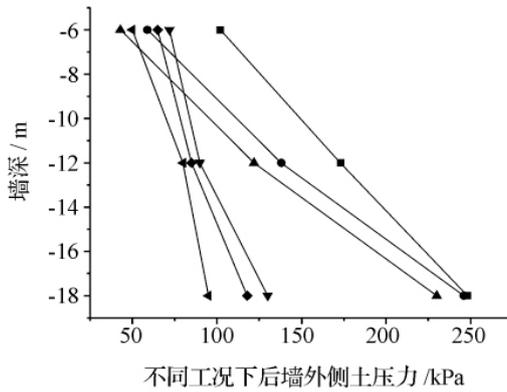
如图4所示，M1模型前墙外侧最大土压力发生于土体未开挖时，随着开挖深度的增加，土压力在不断减小。就位移模式来看，前墙外侧属于土体被动区，而开挖5m时，前墙外侧土压力处于朗肯静止土压力与被动土压力之间；开挖10m时，前墙外侧土压力在距离墙顶15m范围内大于被动土压力。M2模型预固结时土压力变化幅度很大，没有像M1模型试验中土压力呈现明显的三角形的分布。这可能是由于固结初期模型箱发生漏水以及砂土离散性较大所造成。M2模型前墙外侧最大土压力也发生在土体未开挖时，随着开挖深度的增加，土压力在不断减小。



—■—M1 未开挖；—●—M1 开挖5 m；—▲—M1 开挖10 m；
—◇—M2 未开挖；—●—M2 开挖5 m；—▲—M2 开挖10 m

图4 前墙外侧土压力

如图5所示，M1、M2模型后墙外侧土压力数值相差仍然很大，但都随开挖深度的增大逐渐减少。后墙外侧为主动土压力区，经计算，M1、M2模型后墙外侧土压力均小于按朗肯主动土压力计算的理论值，表明对同一模型不论是黏土还是砂土，主动区土压力没有达到极限平衡状态。



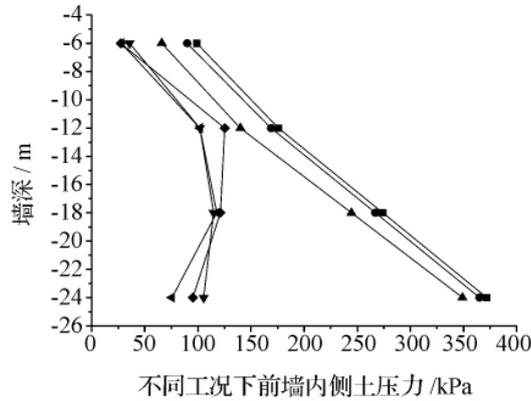
—■—M1 未开挖；—●—M1 开挖5 m；—▲—M1 开挖10 m；
—◇—M2 未开挖；—●—M2 开挖5 m；—▲—M2 开挖10 m

图5 后墙外侧土压力

如图6、图7所示，M2模型后墙内侧的土压力随着开挖深度的增加，其变化是先减小后增大。前墙内侧的土压力沿深度方向，在开挖到5，10m时都是“减小—增大—减小”的变化趋势。同时从图中还可以看出，在开挖到5，10m时，前、后墙内侧的土压力较已预固结的未开挖土压力都是增大的，这一点与模型M1黏土试验的结果正好相反，可能与土体坑底回弹大小不同有关。

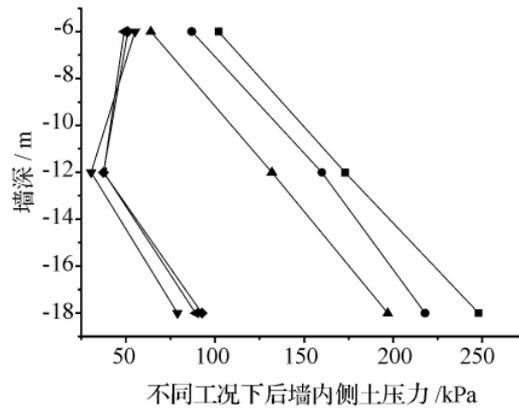
由图4—图7可见，两个模型在相同位置的内侧土压力基本都比外侧土压力大。这表明：前、后墙间的土体受到了墙体不同的约束作用，丧失了半无限体性质。前、后墙间的土体已不能按一般挡土墙那样的回填土进行考虑。同时，后墙的内侧土压力要比前墙的内侧土压力小，可能是由于在开挖后，黏土的流变性和开挖侧坑底的隆起造成格内土的不均匀变形造成的。比较模型试验M1和M2中土压力的变化情况，由于采用的试验土层不同，其土压力变化规律有明显的不同。模型M2中作用于墙体的各部分土体的土压力沿深度方向已没有明显的三角形的分布规律。同时，从土压力值的大小对M1与M2进行比较可知，相对同一工况、同一位置，

M1模型试验的土压力都明显大于M2模型试验的土压力值。



—■—M1 未开挖；—●—M1 开挖5 m；—▲—M1 开挖10 m；
—○—M2 未开挖；—◆—M2 开挖5 m；—◐—M2 开挖10 m

图6 前墙内侧土压力



—■—M1 未开挖；—●—M1 开挖5 m；—▲—M1 开挖10 m；
—○—M2 未开挖；—◆—M2 开挖5 m；—◐—M2 开挖10 m

图7 后墙内侧土压力

5 结论

对两组不同土质下离心模型试验的结果进行详细的分析，从土压力、墙体受力、墙体变形三个方面进行分析，得出了以下结论：

(1) 土质对于格型地下连续墙的受力变形性状影响很大，在黏土中试验的土压力、墙体弯矩、墙体变形都大于在砂土中的试验结果。

(2) 由于有隔墙的存在，格型地下连续墙的整体位移模式是类似重力坝式的整体前倾，随着土体开挖深度的增加墙体位移明显增大。

(3) 无论在黏土还是砂土中，在格型地下连续墙相同位置的内侧土压力基本都比外侧土压力大。这表明：前、后墙间的土体受到了墙体不同的约束作用，丧失了半无限体性质。前、后墙间的土体已不能按一般挡土墙那样的回填土进行考虑。

(3) 不同土质情况下，格型地下连续墙模型的墙体受力结果都得到相同的规律，即随着土体开挖深度的增加，前、后墙的弯矩都增大，且不同离心模型前墙弯矩都较后墙要大，证实了前墙在实际工程设计中比后墙厚具有合理性。

砂土中格形地下连续墙力学性能离心试验研究

左玉柱, 徐伟, 徐赞云
 (同济大学建筑工程系, 上海 200092)
 岩土工程学报 2010年7月第32卷增刊1

1 引言

某船坞工程西坞墙采用格形地下连续墙结构。格形地下连续墙总宽14.8m, 前墙(迎坑面厚1m的墙)底标高-25m, 后墙(背坑面厚0.8m的墙)底标高-23m, 隔墙底标高-21m, 前墙顶及部分隔墙顶设置2.0(宽×1.8m(高))的顶圈梁与廊道底板结合为整体。坞内侧设置0.4m厚的钢筋混凝土衬砌。工程平面及剖面图见图1、图2所示。

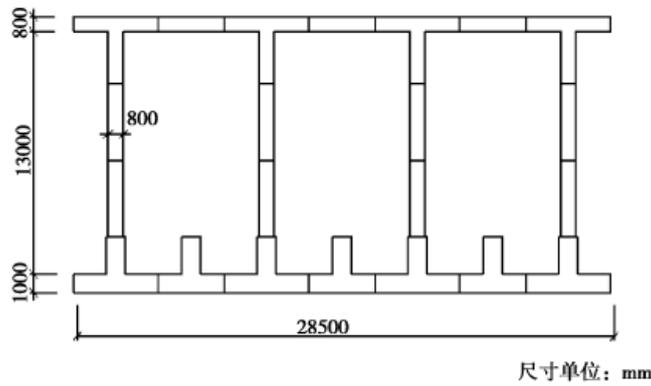


图1 格形地下连续墙典型平面图

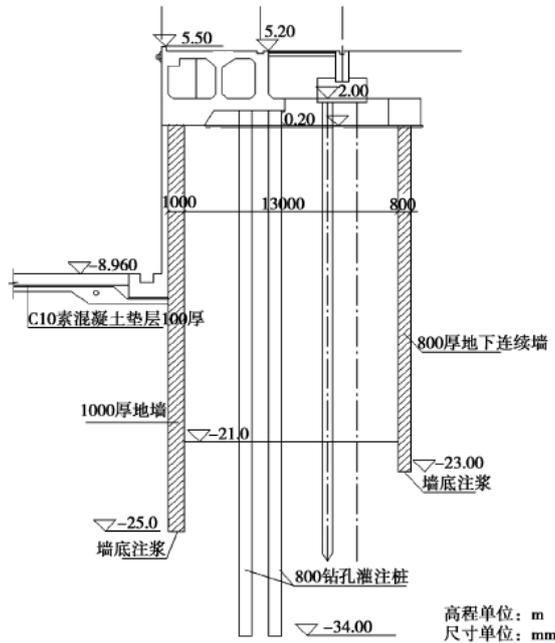


图2 格形地下连续墙剖面图

2 模型设计

2.1 试验设备

试验采用同济大学TLJ-150复合型离心机。该离心机最大容量150gt, 最大离心加速度200g, 有效旋转半径3.0m, 当离心加速度是100g时最大有效荷载是

1500kg；当离心加速度为200g时最大有效荷载为750kg。本试验采用小模型箱0.5×0.6m×0.5m（宽×长×高）。

2.2 试验原理

离心试验原理是指在离心场中，使试验模型受到超过重力的离心加速度作用，来弥补因模型尺寸的缩小而导致的土体自重应力的损失。在根据试验要求设定的合适的离心场中，模型中的土体能够恢复到原状土体的应力水平，从而达到模拟现场实际状态的效果。此时，模型中各点的应力、应变与原型中对应点的应力、应变相同。利用相似原理可以得到的模型与原型主要物理量之间的关系，见表1。

表1 离心模型与原型的相似关系

物理量	模型与原型之比	物理量	模型与原型之比
尺寸	1:n	弹性模量	1:1
密度	1:1	力矩	1:n ³
内摩擦角	1:1	应力	1:1
不排水剪强度	1:1	应变	1:1
抗弯刚度	1:n ⁴	位移	1:n

2.3 模型率的选取

模型率选取的原则主要是根据试验设计的目的、实际工程中的结构物的尺寸、以及模型箱的净空尺寸来确定。本次试验根据以上原则，并结合TLJ-150土工离心机的工作条件，选取的模型率n为100，即试验时离心机稳定运转时的加速度为100g（g为重力加速度）。

2.4 模型制作

为了研究格形地下连续墙的受力机理随前、后墙间距及其隔墙间距间的变化规律，试验过程中对土层进行了简化，试验土层统一取为砂土。试验中对土层分两次固结，第一次固结1h，停机补土后进行第二次固结，第二次固结时间是1h。由于模型制作条件的限制，本试验用铝合金来模拟格形地下连续墙，其中中间隔墙与前、后墙之间用螺栓进行连接。同时，根据试验的研究目的，格形地下连续墙结构的厚度不是本试验的研究重点，且实际工程前、后墙和隔墙的厚度相差不大，故把前、后墙和隔墙的厚度统一取为1000mm进行研究，也简化了模型的加工。按材料的等效抗弯刚度，换算出铝合金模型中前、后墙和隔墙的厚度为7mm。前、后墙的间距，按工字型截面根据等效抗弯刚度来确定，计算确定为70mm。考虑到模型箱尺寸的限制，在格形地连墙长度方向上，取4个区格的工字型截面构成整体模型，其模型尺寸布置见图3。

2.5 数据采集

本次试验主要的测量的内容有墙体应变、土压力和墙顶侧向位移。墙体应变测量采用的是电阻应变片。在前墙内、外表面对应位置上各贴5个；在后墙内、外表面对应位置上各贴4个；在隔墙上贴2个应变片，用以测量格墙所受侧向剪应力的变化情况。模型箱的平面布置和应变片的测点布置见图4。

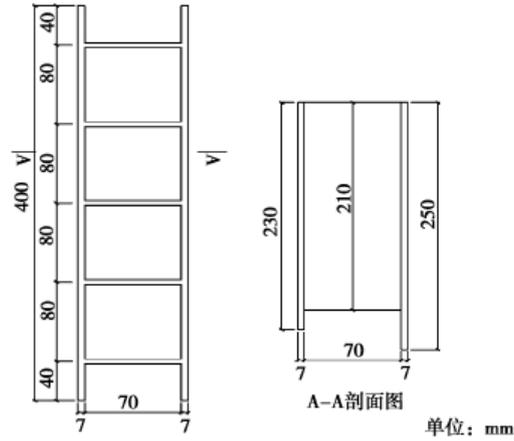


图3 模型尺寸布置图

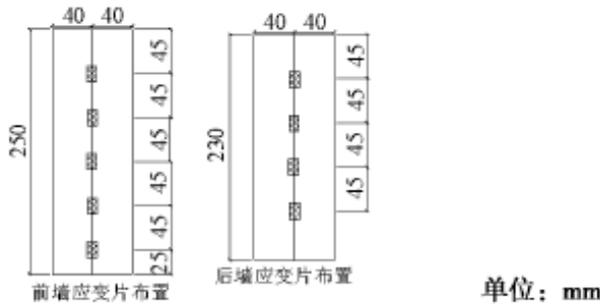


图4 墙体应变测点布置图

土压力通过电阻应变式压力传感器来测量。前墙外侧（开挖侧）放置4个土压力盒，后墙外侧（背土侧）放置3个土压力盒，在隔墙间的土体中靠近前、后墙分别放置4个和3个土压力盒，土压的具体位置布置见图5。图6为实际模型中应变片和土压力盒的布置图。

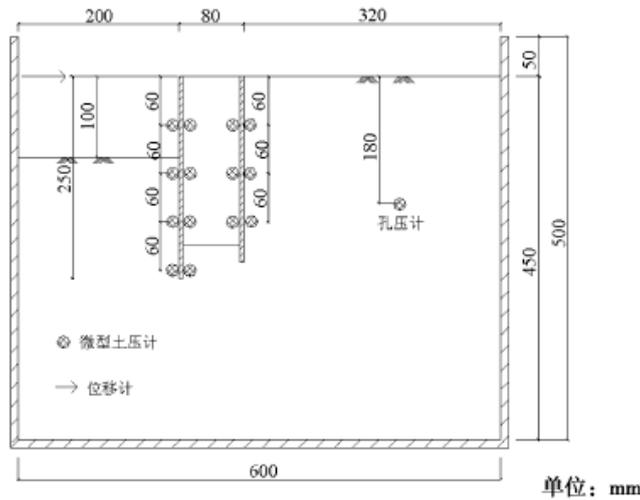


图5 土压盒测点布置图



图6 模型测点布置图



图7 位移传感器布置图

2.6 试验过程

试验模拟基坑开挖采用“停机 - 开挖 - 开机”的形式。在试验过程中分两次开挖，第一次开挖5m，第二次开挖至10m。为了模拟实际工程中的最不利情况，开挖至10m后不加支撑，即不模拟实际工程中底板。

3 试验结果与分析

3.1 土压力

图8为前墙外侧土压力随开挖深度的变化。前外侧为开挖侧，从图8中可以看出，最大土压力发生在土体未开挖时，随着开挖深度的增加，土压力值在减小。当开挖5m和10m时，开挖侧的土压力都小于静止土压力，但在深度方向上差值逐渐减少，在24m处开挖侧土压力和静止土压力趋于相同。这表明开挖侧被动区土体强度没有充分发挥，也间接说明墙体位移很小，格形地下连续墙稳定性较好。

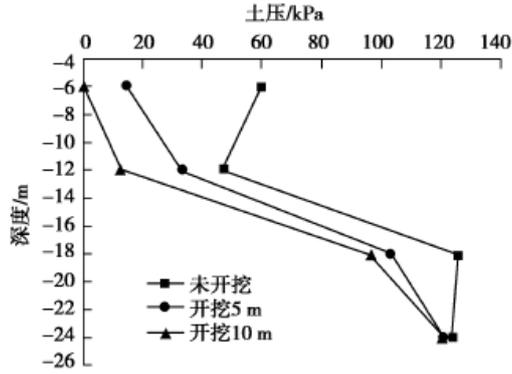


图8 前墙外侧土压力

3.2 墙体变形

图9为前墙位移随深度的变化曲线。从图9中可以看出，随着开挖深度的增加，墙体位移明显增大，最大位移发生在墙顶。墙体最大位移发生在开挖11m时，其值为11.8mm。要指出的是：试验中采用砂土模拟土体，其自立性较好，墙体位移较实际偏小。在墙体深度的方向，墙体位移接近按线性变化趋势逐渐减小。同时可以看出，在深度22m处的墙体位移趋近于零，表明墙体底部固接于某点，其位移形式类似重力坝围护结构的整体倾覆位移模式。

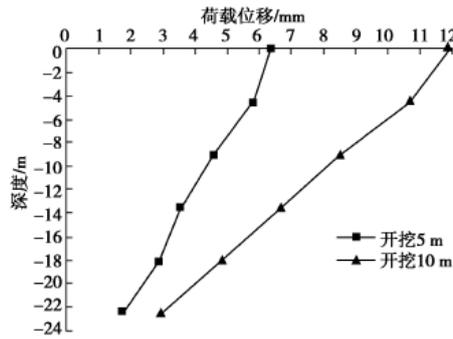


图9 前墙水平位移

图10给出前、后墙弯矩的整体变化情况。从图14中可以看出，基坑在开挖5m和10m时，前、后强的弯矩值变化趋势很接近，这表明了格型地下连续墙的整体性很好，墙体属于整体变形模式。同时也间接地表明了，在格形地下连续墙中，中间隔墙起到了整体连接作用。

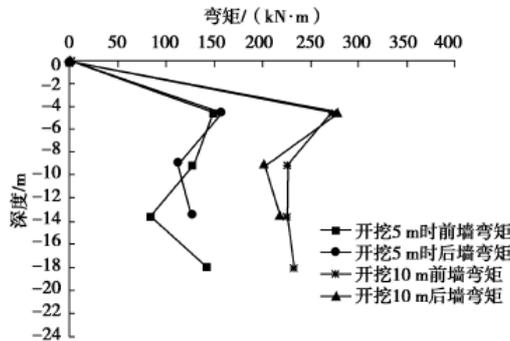


图10 墙体弯矩

4 结论

通过对格形地下连续墙在砂性土中的离心试验研究，得出以下结论：

(1) 对格形地下连续墙前、后墙的弯矩进行分析可以得出，中间隔墙在格形地下连续中起到了整体连接的作用，使得格形地下连续墙具有较好整体性。

(2) 格形地下连续墙的墙体变形类似于重力坝式的变形模式，验证了在实际工程设计时，格形地下连续墙按类似重力坝方法设计的合理性。

(3) 格形地下连续墙的隔墙间土压力没有明显的变化规律，即没有明显的被动区和主动区，隔墙间的土压力规律还有待进一步的研究。

中国建研院地基基础研究所
建研地基基础工程有限责任公司
地 址：北京北三环东路30号
邮 编：100013
联系人：薛丽影
电 话：13381106338 / 010-64517744
E-mail: xlydjs@163.com
公司网址: www.jianyandiji.com



建研院地基基础研究所CABR DJS

创/新/引/领/未/来

