

DOI: 10.11779/CJGE201409022

软土地基格栅式地下连续墙与群桩桥梁基础竖向承载性状对比模型试验研究

吴九江¹, 程谦恭^{1*}, 文 华², 曹建磊¹

(1. 西南交通大学地质工程系, 四川 成都 611756; 2. 西南科技大学土木工程与建筑学院, 四川 绵阳 621010)

摘要: 在软基上修建高速铁路, 其桥梁墩台须采取必要的加固措施, 以满足轨道线路对沉降的严格要求, 而新型桥梁基础——格栅式地下连续墙(以下简称: 格栅式地连墙)为解决这一问题提供了新的技术方案。为分析软土地基高铁路格栅式地连墙桥梁基础的承载性状, 对采用相近材料用量的3种基础形式(群桩与单室、两室格栅式地连墙)进行了两组对比模型试验, 结果表明: 相同荷载下, 单室与两室格栅式地连墙的沉降量相近, 群桩基础的沉降量较大, 单室与两室的极限承载力分别为群桩的116.7%与120.4%; 群桩侧摩阻力呈“L”形分布, 格栅式地连墙外摩阻力呈不对称“M”形分布, 其土芯侧摩阻力的发挥主要集中在墙体端部以上约占墙体深度1/4的部位; 3种基础形式的承台土反力及侧摩阻力的荷载分担百分比均较小, 基础承载特性均表现为摩擦端承墙(桩); 相同荷载下, 群桩的单位端阻力大于格栅式地连墙基础, 而相同单位端阻力下, 群桩的沉降量亦大于格栅式地连墙基础; 在软土地基, 当不能利用土体共同承担上部荷载时, 采用地下连续墙基础替代群桩将会起到提高基础承载力, 减少沉降量等的作用。

关键词: 格栅式地下连续墙; 群桩; 深厚软土; 沉降; 竖向承载力

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2014)09-1733-12

作者简介: 吴九江(1988-), 男, 博士研究生, 主要从事地基基础方面的研究工作。E-mail: wujujiang1988@126.com。

Vertical bearing behaviors of lattice shaped diaphragm walls and group piles as bridge foundations in soft soils

WU Jiu-jiang¹, CHENG Qian-gong¹, WEN Hua², CAO Jian-lei¹

(1. Department of Geological Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu 611756, China; 2. School of Civil Engineering and Architecture, Southwest University of Science and Technology, Mianyang 621010, China)

Abstract: In order to investigate the vertical bearing behaviors and applicability of LSDWs as bridge foundations of high-speed railway in deep soft soils, three foundation modes (LSDWs with a single chamber and two chambers as well as group piles, respectively) with similar material quantity are studied through model tests. It is found that the settlements of LSDWs with a single chamber and two chambers are quite similar, while those of group piles are relatively large under the same loads. Compared to those of group piles, the ultimate bearing capacities of LSDWs with a single chamber and two chambers are increased by 16.7% and 20.4% respectively considering the settlement limits. The distribution of the skin friction for group piles appears to be an “L” shape, while that of the outer skin friction for LSDWS shows an “M” shape; and the inner skin friction of LSDWs is mainly aroused at the bottom of the wall. The most part of loading is shared by the tip resistance, which shows that the three modes are friction and end-bearing foundations. Both the loading sharing ratio of skin friction and soil resistance under caps of three modes are relatively small, which turns them out to be frictional end-bearing foundations. The unit tip resistance of group piles is larger than that of the LSDWs when subjected to the same loads, and the settlement of pile groups is also larger than that of LSDWs with the same unit tip resistance. For a practical bridge foundation, the bearing capacity and the settlement will be improved by using LSDWs instead of group piles in soft soils.

Key words: LSDW; group pile; deep soft soil; settlement;
vertical bearing capacity

0 引言

所谓格栅式地下连续墙基础(lattice shaped

基金项目: 国家自然科学基金项目(41172260, 41372292, 51108393);
高等学校博士学科点专项科研基金项目(20110184110018); 教育部
创新团队项目(IRT13092); 四川省科技支撑计划项目(2013GZ0071);
西南交通大学2014年博士研究生创新基金项目
收稿日期: 2013-12-13
*通讯作者

diaphragm wall, 简写为 LSDW), 是指相邻的地下连续墙墙体采用刚性接头连接, 形成平面闭合的矩形框架并设置顶板(承台)的基础形式^[1](图 1), 亦称之为矩形闭合型地下连续墙基础^[2]。基础横断面中, 仅有一个闭合格室的称为单室地下连续墙基础, 具有两个以上闭合格室的称为多室地下连续墙基础, 其构造形式如图 1(b)所示。在日本, 格栅式地下连续墙(以下简称:“格栅式地连墙”)已在桥梁基础工程中取得了广泛的应用, 被称作“地下连续壁井筒基础^[3]”或“连壁刚体基础^[4]”。国内的一些基坑工程中, 格栅式地连墙作为围护和防渗结构也得到了初步的应用, 被称为“格形(型)地下连续墙”^[5-6]或“框格式地下连续墙^[7]”。

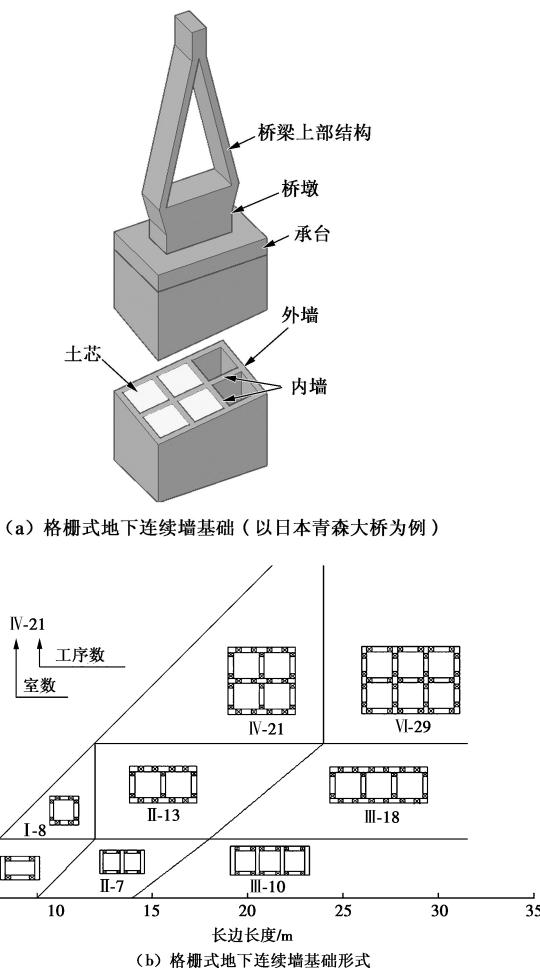


图 1 格栅式地连墙桥梁基础的构造形式

Fig. 1 Formation of LSDW

由于采用机械化快速施工, 地下连续墙基础工效高、成本低、地基适用范围广、噪声小^[9], 而强大的刚性和与地基密实性好的特性, 使得地下连续墙基础特别适用于大跨度桥梁^[10-11]。

对于单室地下连续墙桥梁基础, 国内外学者已在其水平承载性状^[12-13]、竖向承载性状^[14-15]与设计计算方法^[16-17]等方面取得了较多的研究成果。近年来, 国

内一些学者对格栅式地连墙应用于基坑工程进行了研究。左玉柱等^[6]运用离心机模拟格型地下墙在砂土中的受力情况, 结果表明: 格形地下连续墙由于有中间隔墙其整体性较好, 墙体位移有类似于重力坝的整体倾覆位移模式。孔科等^[7]基于 ABAQUS 有限元软件, 对框格式混凝土地连墙槽段进行了施工全过程模拟, 详细分析了结构在最不利工况下混凝土连续墙的应力与变形。侯永茂等^[5]结合原位试验、室内模型试验、理论研究、数值模拟和现场监测等手段, 对格栅式地连墙的围护结构工作性状、竖向承载特性和关键点的结构强度进行了系统的研究。然而, 以上学者研究的地下连续墙与用作桥梁基础的多室格栅式地连墙在构造要求与承载特性等方面存在着很大的差异, 目前关于格栅式地连墙桥梁基础的国内外研究成果仍然较少。

高速铁路快速、高舒适度、高安全性和高密度连续运营等的特点, 要求桥梁下部结构工后总沉降不超过 20 mm, 相邻墩台不均匀沉降不超过 5 mm^[18]。在软弱地基上修建高速铁路, 将面临地基稳定及大变形等问题, 为满足沉降控制的严格要求, 其桥梁墩台须采取必要的加固措施^[19-20]。对于高速铁路桥梁基础而言, 上部荷载下基础的竖向沉降量无疑是实际工程的控制内容和重点。高速铁路对轨道高平顺性的要求给桥梁建设带来了新的课题^[21], 而格栅式地连墙基础良好的工程特性, 为解决该课题提供了可能的技术方案。然而, 目前关于格栅式地连墙基础的相关研究仍处于起步阶段, 因此本文采用室内竖向载荷试验, 对相近混凝土方量的 3 种基础形式(群桩与单室、两室格栅式地连墙)的承载机理及沉降特性进行对比, 以期分析这种新型桥梁基础在软土地基的承载性能, 并为今后软基中高铁格栅式地连墙桥梁基础的设计提供科学依据。

1 模型试验概况

1.1 试验方案与设计

为比较相近混凝土材料用量下, 群桩、单室与两室格栅式地连墙基础, 在软土地基中的竖向承载特性, 在同一模型槽中, 分两组共进行了 3 个模型的竖向载荷试验, 依次为: 第 1 组, 群桩与两室墙基础; 第 2 组, 单室墙基础。

本次模型试验的几何相似比为 1:30, 其中, 群桩及地基原型取自实际工程——厦深高速铁路五嘉陇特大桥。由于实际桥梁工程并未采用格栅式地连墙基础, 为便于对比, 本次模型试验在严格按照图 1(b)有关要求下, 构造了单室与两室格栅式地连墙基础(以

下简称“单室墙基础”与“两室墙基础”)模型, 并使3种类型的基础具有相同的埋深, 模型与原型的具体参数列于表1。

表1 模型与原型基础参数

Table 1 Parameters of model and prototype foundations

基础形式	横截面积/ m^2	埋深/m	墙厚(桩径)/m	承台方量/ m^3	墙(桩)体方量/ m^3	总方量/ m^3
Q_p	21.21	33	1.50	304.5	699.79	1004.29
Q_m	0.0236	1.1	0.50	0.0114	0.0260	0.0374
D_p	26.24	33	0.80	162	865.92	1027.92
D_m	0.029	1.1	0.27	0.00603	0.0319	0.0379
L_p	28.16	33	0.80	132	929.28	1061.28
L_m	0.0314	1.1	0.27	0.00492	0.0345	0.0394

注: 表中 Q, D, L 分别表示群桩、单室与两室墙基础, 下标 p 表示原型, m 表示模型。

在模型试验中, 要完全实现所有材料的参数相似是不可能的, 本试验中(墙)桩的弹性模量, 地基土的黏聚力与内摩擦角等指标未能严格满足相似比要求。因此本次试验为“小结构试验”^[22], 其目的是为了验证设计的计算理论, 或检验新的材料, 新的制造工艺, 或为取得某些设计所需的参数等, 因此不必严格满足相似比。

1.2 模型桩与地下连续墙的制作

试验中模型墙材料采用有机玻璃板, 厚度为 27 mm, 为方便对比, 群桩基础的桩身材料采用了管壁厚为 5 mm 的有机玻璃管。为使墙(桩)体表面粗糙, 采用粘胶将粒径为 2~3 mm 左右的砂粒粘贴在有机玻璃表面, 使其变得粗糙, 如图 2 所示。

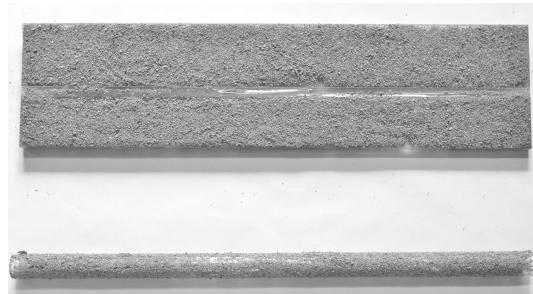


图2 有机玻璃表面的处理

Fig. 2 Surface treatment for PMMA

同时, 借鉴群桩试验的有效经验^[23-24], 对所有模型桩的上、下端均粘贴与群桩等外径的有机玻璃圆板(5 mm 厚), 进行封顶与封底处理, 并在测试桩顶部钻微孔将导线引出, 以保证模型桩与原型实心桩具有相同的竖向荷载传递特性。考虑到有机玻璃承台板与其下的桩(墙)体的接触性较差, 可能导致受力不均匀, 与实际情况有较大出入。因此, 本次试验采用现浇实心混凝土盖板(C30, 厚度均为 10 cm)来模拟承台, 以保证试验过程中荷载均匀的传递至下部桩(墙)体, 同时满足基础沉降形态的均匀性。

1.3 地基土制备与模型布置

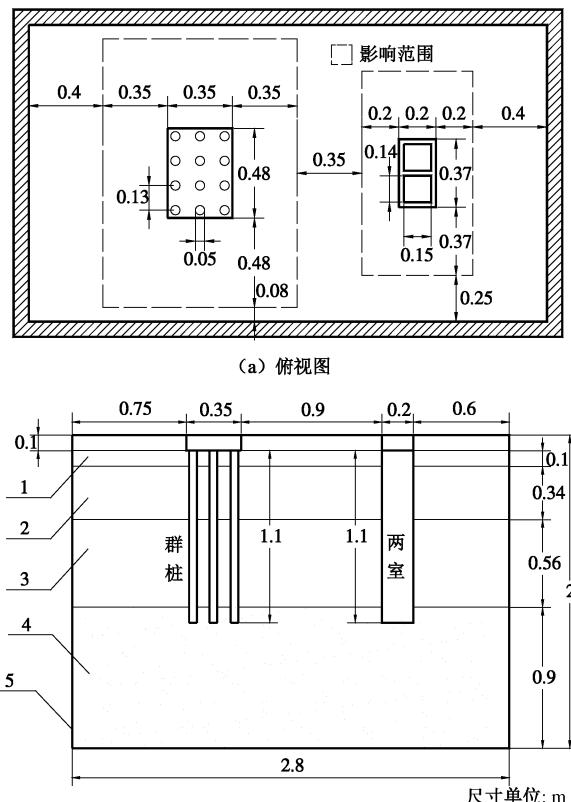
模型土体的选择是模型试验中的关键问题, 已有的研究工作大多采用砂性土或与原型土体基本性质接近的土体^[25-26]。由于砂性土不能模拟软土地基中的固结特性, 本次试验采用了与依托工程现场软土性质相近的软土, 土样(淤泥质黏土与淤泥质砂)获取地点位于成都市某建筑基坑, 地基土的具体参数见表 2。

表2 模型土的物理力学参数

Table 2 Physico-mechanical parameters of soils

类别	含水率/%	密度/(g·cm ⁻³)	黏聚力c/kPa	内摩擦角φ/(°)	压缩模量/MPa
粉质黏土	33.30	1.81	22	16	4.54
淤泥质黏土	45.00	1.72	9	5	3.20
淤泥质砂	40.00	1.75	5	18	2.74
中砂	4.12	2.01	0	33	28.70

模型箱尺寸为 2.8 m(长)×1.6 m(宽)×2.0 m(高), 模型试验布置如图 3 所示。本次试验中, 群桩的边界影响范围为: 水平向为承台尺寸的 3 倍以上, 深度为 10 倍桩径以上^[27]; 地下连续墙的影响范围为: 水平向为承台尺寸的 3 倍以上, 墙底深度应力影响范围按实体基础沉降计算中的最大计算深度(压缩土层厚度)进行估算^[21], 经计算, 模型墙底的土层厚度取 80 cm 以上时, 边界效应将对试验结果无影响。



1-粉质黏土 2-淤泥质砂 3-淤泥质黏土 4-中砂 5-模型槽

(b) 立视图

图3 模型及地层的布置(以第1组为例)

Fig. 3 Layout of model and soils in first model tests

分层填筑铺土及安放模型前, 预先做好土层位置及模型放置点的标记工作, 并辅以支架进行定位, 使其达到如图 3 (a) 所示的安置位置。

中砂层铺设完成后即放入结构模型, 并进行下一层土层的铺设。土样铺设时, 严格按照图 3 (b) 所示的土层分布由下至上进行分层填筑, 并每隔 10 cm 厚度对土进行压密整平。在填筑过程中, 每层模型土铺设完毕后, 立即用 3 只环刀在模型土的不同位置取得土样, 测定其密度, 用以确认铺填密度是否与试验设计密度吻合, 同时控制该层土的均匀性。同时, 为防止软土含水率发生较大变化影响试验结果, 在模型箱底部及四周进行了涂油防渗处理。

1.4 测试元器件布置

试验主要测试: 模型的沉降量, 承台底部的土反力以及墙(桩)身各截面处的轴力、摩阻力等, 从而分析模型的竖向荷载传递机理与沉降特性。

其中, 在群桩、单室与两室墙模型承台顶部的四个角点分别布设了 4 只 10 mm 量程的百分表, 以量测承台顶部的位移。在 4 根测试桩顶、底部均埋设了两只 LY-350 型微型土压力盒, 用于量测桩身顶部荷载与端阻力。此外, 为了测量承台底部的土反力, 在群桩承台下埋设了 4 个微型土压力盒, 在单室与两室墙模型承台下分别埋设了 3 个微型土压力盒, 如图 4 所示。

墙(桩)身竖向应变采用 BX120-3AA 箔式应变片量测, 共用 104 片应变片分 16 列贴在模型墙表面, 其中群桩 8 列, 单室墙 2 列, 两室墙 6 列, 并在土层分界处布置了应变片, 以监测地层分布对墙(桩)身竖向应力传递的影响。应变片的具体位置如图 4 所示。

应变片底层采用 502 黏合剂黏合, 外层采用 705 硅橡胶保护, 为避免外涂层内出现气泡且同时获得均匀厚度的涂层, 需多次涂抹(不少于 3 次)并用砂纸打磨, 直到涂层厚度为 1~1.5 mm, 且分布均匀。

1.5 试验加载装置

考虑到模型墙的缩尺比例较小, 按照相似理论换算的荷载值也较小, 因此模型墙的加载设备采用简单易操作的杠杆加载法, 荷载采用等重砝码。模型的杠杆加载系统包括杠杆、砝码吊篮、砝码、荷载传递杆等, 如图 5 所示。

工字钢具有良好的抗弯性能, 因此杠杆选用上下两根焊接在一起的#10 工字钢制作而成, 用以承担较大的力和弯矩, 确保杠杆在加载过程中不发生大的弯曲变形。加载砝码采用混凝土块代替钢砝码, 砝码重量为 10~15 kg/个 (0.1~0.15 kN), 进行分级加载。

1.6 格栅式地连墙试验数据的处理

与群桩相比, 由于土芯的存在, 格栅式地连墙的外墙的内、外壁将产生大小不同的内、外摩阻力, 因此不能套用群桩试验数据处理的方法。文华等^[28]根据弹性力学原理, 采用半逆解法和叠加原理求出了桩壁两侧受不同大小的侧摩阻力且桩顶受均布荷载时的应力分量, 在单室地下连续墙模型试验的数据处理的过程中取得了比较理想的结果, 本文在对格栅式地连墙进行数据处理中, 借鉴了该方法。其中, 模型外墙的外、内侧摩阻力(q_{sw} 与 q_{sn}) 按下式计算:

$$q_{sw} = \frac{EA[2(\varepsilon_1 - \varepsilon_2) + (\varepsilon'_1 - \varepsilon'_2)]}{3(A_{sw} + A_{sn})}, \quad (1)$$

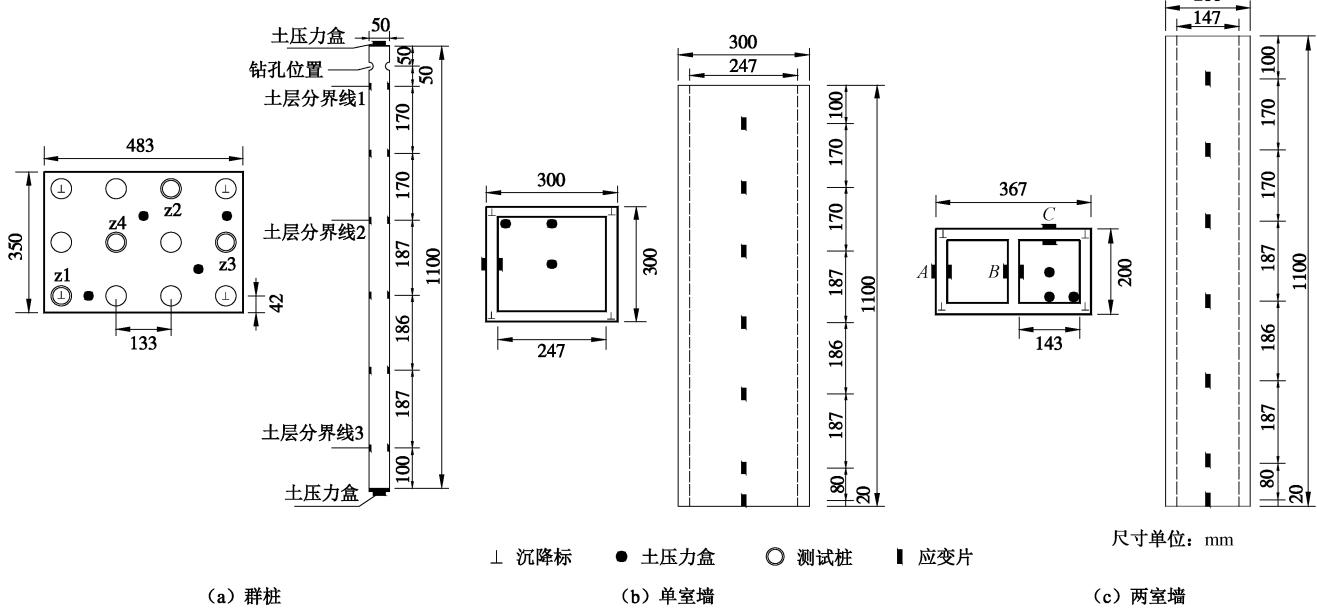


图 4 模型元器件的布设

Fig. 4 Layout of testing instruments

$$q_{sn} = \frac{EA[2(\varepsilon'_1 - \varepsilon'_2) + (\varepsilon_1 - \varepsilon_2)]}{3(A_{sw} + A_{sn})} \quad (2)$$

式中 E 为模型墙材料弹性模量; A 为模型墙横截面积; A_{sw} , A_{sn} 分别为模型墙段外、内侧表面积。

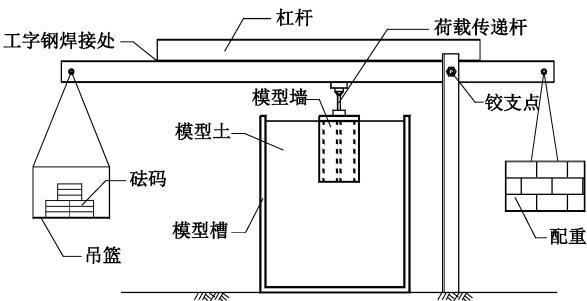


图 5 杠杆加载

Fig. 5 Loading by lever

模型墙每段的外、内侧单位摩阻力求出后, 再求测点截面处的轴力, 第 n 段顶面和底面处的轴力可按下式计算:

$$P_{0n} = pA - \sum_{i=0}^{n-1} (q_{swi} A_{swi} + q_{sni} A_{sni}), \quad (3)$$

$$P_n = pA - \sum_{i=0}^n (q_{swi} A_{swi} + q_{sni} A_{sni}), \quad (4)$$

式中, p 为墙顶均布荷载。对于第 1 个墙段, 其顶面轴力 P_{01} 为 pA 。

多室地下连续墙与单室地下连续墙基础的不同之处在于内墙的存在, 而内墙由于处于土芯的包围中, 在竖向荷载下, 其墙身内、外壁的摩阻力大小相等, 分布类似于单片墙, 因此可直接参照桩基试验的处理方法^[2]。

2 试验结果

2.1 $Q-S$ 关系曲线及基础承载力分析

本次试验中, 由于地基土为深厚软土, 墙(桩)间的土体基本不承担荷载, 基础的沉降量主要由持力层中砂控制(图 3(b))。在加载的过程中, 由于中砂层的极限端阻力标准值 q_{pk} 较大, 3 种基础的 $Q-S$ 曲线均为缓变型, 没有出现明显的转折和陡降段, 当施加荷载等级及沉降量均较大时, 仍不能到达实际的极限承载力。同时考虑到, 高速铁路对沉降控制的严格要求(前述已述及, 桥梁下部结构工后总沉降不超过 20 mm, 相邻墩台不均匀沉降不超过 5 mm), 本次试验将沉降量作为判断基础极限承载力的标准, 取沉降量达到 2 mm 时所对应的荷载为基础的极限承载力, 以方便类比 3 种基础形式的承载力大小。

图 6 为群桩、单室与两室格栅式地连墙基础的荷

载-沉降关系对比曲线, 从中可以看出:

(1) 单室与两室墙的沉降曲线在加载初期几乎重合, 当加载至倒数第 5 级(9.2 kN)时才出现较大偏移, 而最终单室墙的沉降量略大于两室墙的沉降量, 最大相差量不超过 0.1 mm; 在整个加载过程中, 相同荷载下, 群桩的沉降量均大于单室与两室的沉降, 最大沉降差可达 0.4 mm 左右, 说明两组格栅式地连墙基础的抗沉降性能要好于群桩基础; 就相同沉降量对应的荷载而言, 单室墙与两室墙大于群桩基础, 而且随着沉降的增加, 荷载差也在不断增大。

(2) 按照前文极限承载力的确定要求, 最终确定群桩基础的极限荷载为 10.8 kN, 而单室墙和两室墙可分别取为 12.6 kN 与 13 kN, 如图 6 所示; 单室墙与两室墙相比群桩而言, 其极限承载力可分别提高至 116.7% 与 120.4%。

(3) 在软土地基, 相近基础方量情况下, 单室墙与两室墙基础的沉降控制特性及承载力大小相近, 且均优于群桩基础。

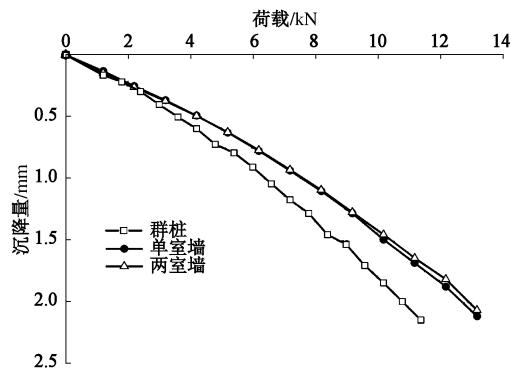


图 6 基础荷载-沉降关系对比曲线

Fig. 6 Loading-settlement curves of three modes

2.2 墙(桩)身应力分布

墙(桩)顶受竖向荷载后, 墙(桩)身受压而向下位移, 墙(桩)侧表面受到土向上的摩阻力, 墙(桩)侧土体产生剪切变形, 于是墙(桩)顶荷载通过墙(桩)身传递到墙(桩)周土层中去, 墙(桩)身的应力, 因此随深度而递减, 且随着承台顶部荷载的增加而不断增大, 不论是群桩还是地下连续墙均是如此, 如图 7~9 所示。

图 7 为群桩中 z4 桩(图 4)的桩身应力分布图, 从中可以看出, 在加载过程中, 桩身应力沿深度分布曲线的斜率随加载逐渐减小, 说明桩侧摩阻力沿深度逐渐发挥。在不同的地基土层中, 桩身应力以不同的速率变化, 当群桩承台顶部荷载较大时(如 9.6 kN), 桩身应力分布沿深度大致可以分为 3 段: 第一段为 0~0.44 m 深度, 即淤泥质砂层(图 2)以上深度范围, 桩身应力的减小速度相对较慢, 其斜率值为 5.3; 第二

段为0.44~1.0 m深度，即淤泥质黏土层所在深度范围内，分布曲线的斜率变为3.9，说明该段的摩阻力值比第一段稍大；第三段为1.0~1.1 m深度，即中砂层所在深度范围内，分布曲线的斜率达到了1.3，该段的桩身应力变化较快，摩阻力值最大。

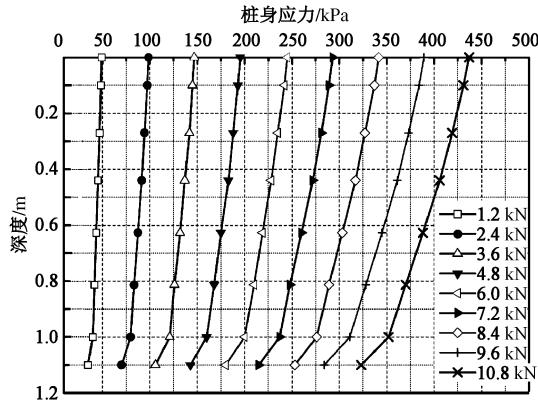


图7 群桩桩身单位轴力分布（以z4为例）

Fig. 7 Unit axial force of z4 pile

单室墙身应力（图8）与两室外墙A段（具体位置见图4(c)）的墙身应力（图9(a)）分布也受地基土层分布的影响，即在土性性质较好的土层摩阻力值较大。但与群桩不同的是，单室与两室外墙的墙身应力分布，在深度0~1.0 m范围内的斜率基本保持一致，说明：相比于格栅式地连墙基础，群桩在0~0.44 m深度，即淤泥质砂以上土层范围内的摩阻力发挥程度较小。

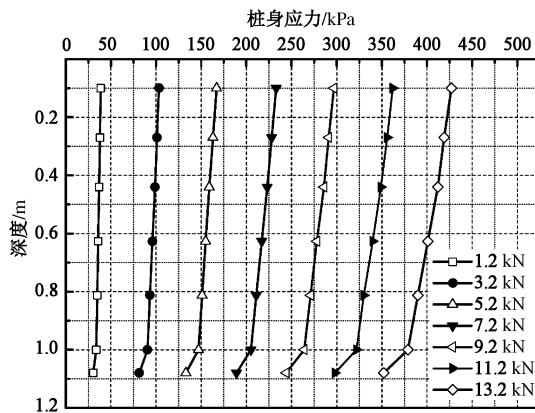


图8 单室墙身应力分布

Fig. 8 Unit axial force of LSDW with a single chamber

图9(b)为两室墙内墙B段的墙身应力分布图，与外墙（图9(a)）相比，在0~1.0 m深度范围内，其墙身应力分布曲线在各级荷载下均近乎平行，仅在1.0~1.44 m深度范围内产生斜率上的较大变化，说明两室内墙上部土体的摩阻力自始自终都没有得到发挥，仅在墙的底部有所发展。在承台上部荷载的作用下，格栅式地连墙主要受外侧墙侧土体侧摩阻力、内

侧土芯土体侧摩阻力和墙端阻力的作用^[5]，由于土芯土体侧摩阻力与墙侧土体侧摩阻力大小的差异造成了两室墙内、外墙墙身应力分布的不同。

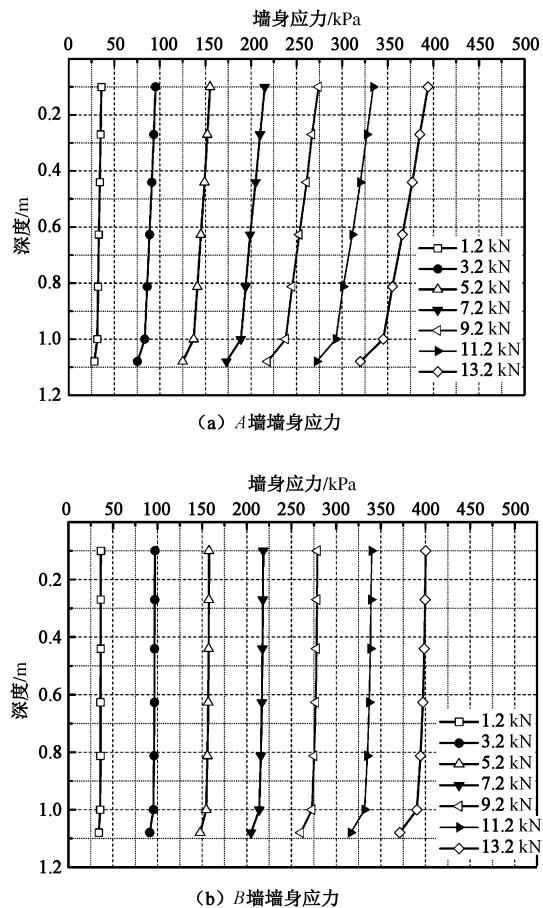


图9 两室墙身应力分布

Fig. 9 Unit axial force of LSDW with two chambers

对比图7~9可以发现，相同荷载下，群桩顶部的桩身应力大于单室墙顶部墙身应力，而单室墙又大于两室墙顶部的墙身应力，如：上部荷载为7.2 kN时，群桩顶部应力为293 kPa，单室墙为233 kPa，两室墙为215 kPa。这是因为群桩、单室与两室墙在满足各自构造要求的情况下，承台面积大小（反映了施工占地面）存在着差异，在考虑相近方量的要求时，导致群桩基础的截面面积依次小于单室与两室墙基础（具体值见表1所示），因此群桩桩身应力在顶部就会相应的增大。

2.3 摩阻力分布

图10~12分别为加载过程中群桩、单室与两室墙基础侧摩阻力沿深度的分布曲线图，图中序号①、②、③、④分别表示粉质黏土、淤泥质砂、淤泥质黏土与中砂，下同。

从图10可以看出，群桩的侧摩阻力随荷载的增加而增大，每级荷载下，其分布沿深度在不同的地基土

层中存在着差异, 呈非线性分布。摩阻力沿深度方向向下呈增大的趋势, 其值在粉质黏土层最小, 在中砂层最大且远大于在上覆土层中的摩阻力(例如, 当加载至10.8 kN时, 桩侧摩阻力在中砂层为粉质黏土层摩阻力值的5倍左右), 群桩摩阻力沿深度整体呈“L”形分布。由于中砂层的土性性质远比上覆软土土层好(表2), 在桩-土相对位移较小时也能产生较大的摩阻力, 因此桩体在中砂层的摩阻力值在各级荷载下均远大于其余土层; 同理, 由于淤泥质黏土的土性略优于淤泥质砂(表2), 因此群桩在淤泥质黏土层的摩阻力略大于淤泥质砂层的摩阻力值; 粉质黏土层的土性性质虽然优于淤泥质砂及淤泥质黏土, 但由于本次试验中群桩模型为低承台群桩基础, 随着荷载的增加承台会带动其下方的土体一起向下发生位移^[27], 使得桩体与承台下方一定深度范围内的土体相对位移变得较小, 因此在整个加载过程中, 群桩在该层的摩阻力值均最小。

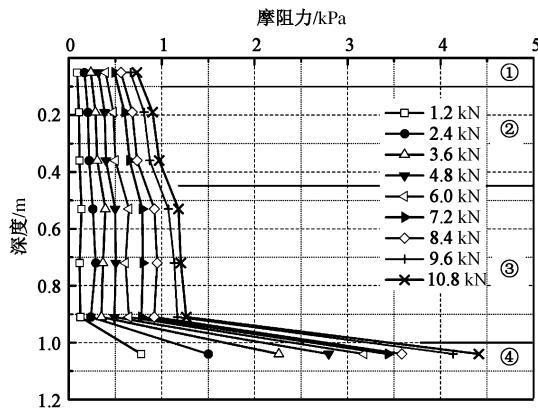


图10 群桩桩身单位摩阻力分布(以z4为例)

Fig. 10 Unit skin friction of z4 pile

与群桩侧摩阻力分布相比, 单室墙(图11(a))与两室墙(图12(a))外摩阻力也受到了地基土层分布的影响, 但却存在着一些不同之处, 在同级荷载下, 格栅式地连墙外摩阻力整体呈不对称的“M”形分布。在顶部粉质黏土层, 由于承台不限制墙体外部土体的位移, 因此墙体的摩阻力得到了较好的发挥, 其值大于下部土性较差的两层软土地基(淤泥质砂与淤泥质黏土), 中砂层的摩阻力值仍然最大。此外, 与群桩侧摩阻力不同之处在于, 在深度0.7~0.9 m范围内, 单室墙与两室墙外摩阻力值出现了减小的趋势。已有的研究表明, 地下连续墙外摩阻力分布复杂, 存在着明显的空间特性^[2], 其外摩阻力沿墙体长度并非均匀分布^[5]。由于试验监测到的数据是墙体中段的摩阻力值, 而在深度0.7~0.9 m范围内, 由于应力集中, 摩阻力主要在墙身外侧及边角处得到发挥, 故导致该段范围内的墙侧土体外摩阻力有所减小。

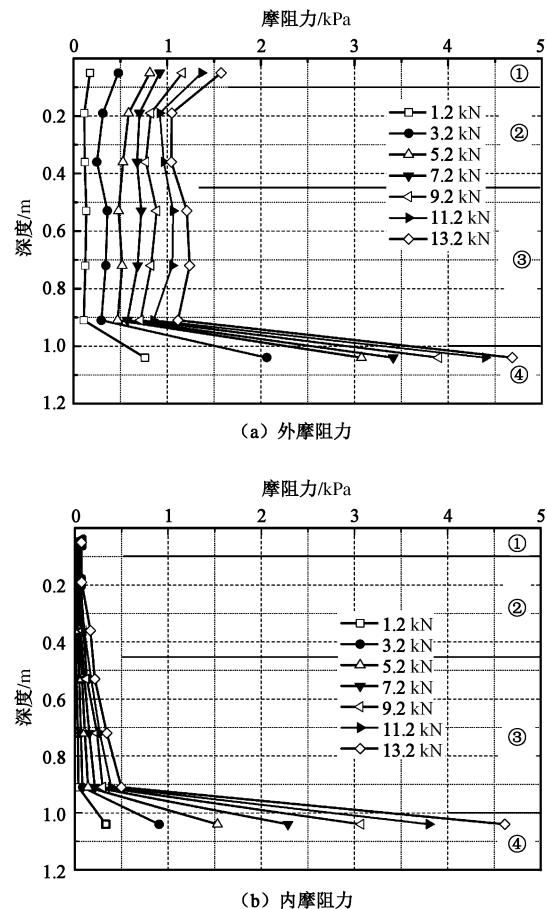


图11 单室墙身单位摩阻力分布

Fig. 11 Unit skin friction of LSDW with a single chamber

在相近荷载下, 由于沉降量上的差异, 使得墙(桩)-土相对位移存在着不同。相近荷载下, 群桩的摩阻力值略大于单室墙与两室墙的外摩阻力值, 如当荷载为9.6 kN时, 1.0~1.1 m深度处的群桩摩阻力4.2 kPa, 而单室墙与两室墙的外摩阻力在荷载为9.2 kN时, 分别为3.8 kPa和4.0 kPa。

图11(b)与图12(b)分别为单室墙与两室墙墙身内摩阻力分布图, 图12(c)为两室墙内墙B段的摩阻力分布图。由图可知, 相对于格栅式地连墙外墙与墙侧土体接触面上的外摩阻力, 由于格栅式地连墙承台对土芯的“削弱效应”^[2], 土芯提供的墙侧摩阻力较小, 使得墙体内摩阻力及内墙摩阻力沿深度表现出相同的分布规律, 整体均呈“L”形分布。土芯提供的侧摩阻力与墙-土相对位移量及土性性质有关, 沿深度从上往下可大致分为3段: ①埋深为0~0.2 m墙段的内摩阻力接近于0, 土芯基本不提供侧摩阻力; ②埋深为0.2~0.9 m墙段, 土芯提供一定的侧摩阻力, 但均不超过0.5 kPa; ③埋深为0.9~1.1 m墙段, 即距墙体端部以上占墙体深度约1/4的部位, 土芯提供的侧摩阻力沿深度呈指数增大, 土芯提供的侧摩阻力主要为该部分, 这与侯永茂^[5]、文华等^[2]的研究结论一

致。对比图11(a)与图12(b)、(c)可知,在同级荷载下,单室墙的内摩阻力均略大于两室墙土芯的侧摩阻力,具体原因为:相比单室墙而言,由于格室的增加,两室墙在相近方量的要求下,其土芯体积及内墙边长均较小,模型墙体间距离的减小使得应力重叠现象严重,从而导致土芯内部法向应力的减小,因此使得两室墙基础土芯提供的侧摩阻力偏小。

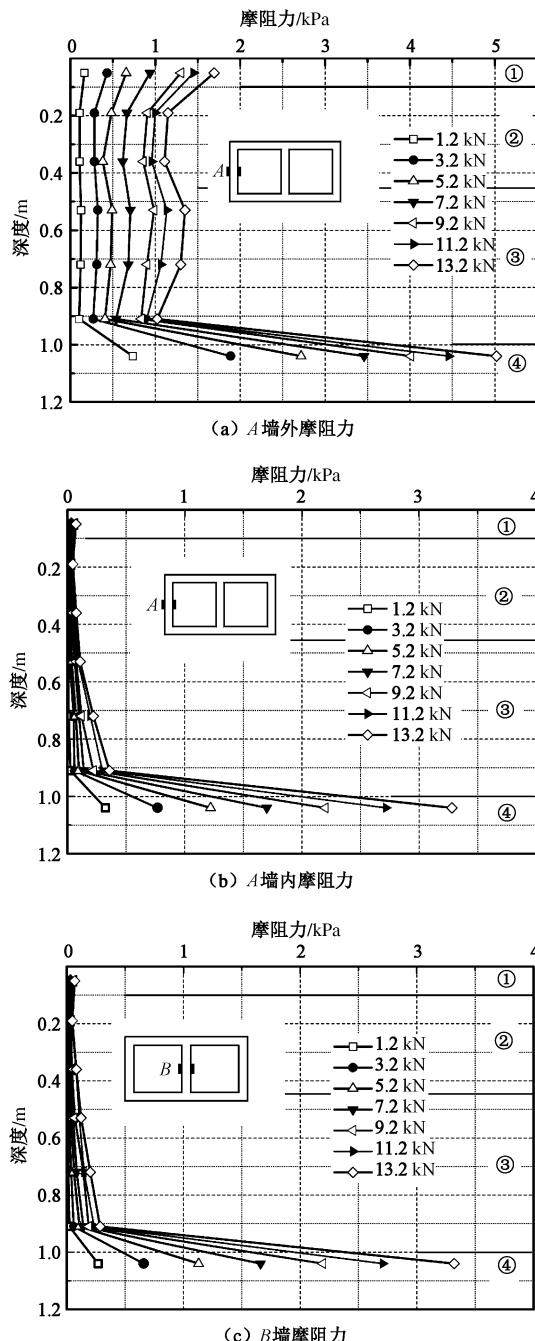


图12 两室墙身单位摩阻力分布

Fig. 12 Unit skin friction of LSDW with two chambers

总体而言,在加载过程中,由于模型基础沉降量均较小,墙(桩)-土相对位移均未到达极限值,摩阻力一直处于不断发展的阶段,基础摩阻力的发挥主

要与土层的性质及墙(桩)-土的相对位移量有关,具体表现为中砂层最大,软土层较小。群桩侧摩阻力呈“L”形分布,格栅式地连墙外摩阻力呈不对称“M”形分布,其土芯侧摩阻力的发挥主要集中在距墙体端部以上,约占墙体深度1/4的部位。

2.4 承台土反力

图13~15分别为群桩、单室墙与两室墙基础承台下不同监测位置处,土反力随荷载的变化情况。

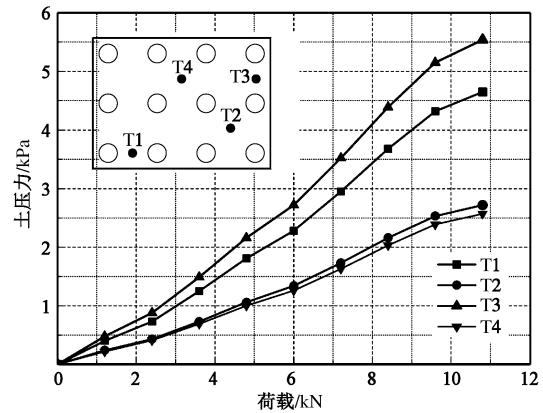


图13 群桩承台土反力分布

Fig. 13 Soil resistance of group piles

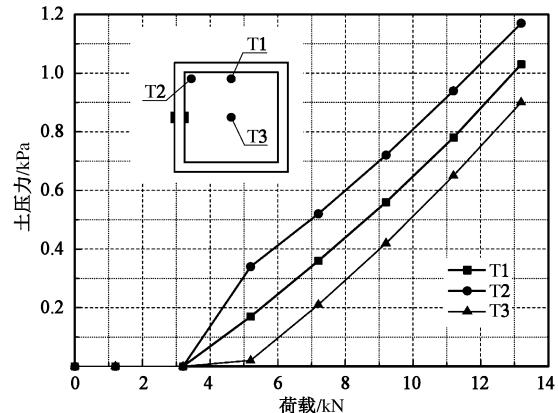


图14 单室格栅式地连墙承台土反力分布

Fig. 14 Soil resistance of LSDW with a single chamber

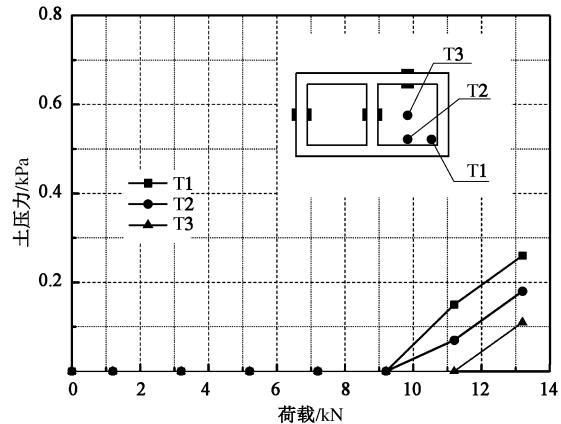


图15 两室格栅式地连墙承台土反力分布

Fig. 15 Soil resistance of LSDW with two chambers

从图 13~15 可以看出, 相比墙(桩)身应力与摩阻力而言, 3 种基础形式的承台土反力值均较小, 单室墙与两室墙基础在前几级荷载下, 甚至监测不到土压力的变化, 原因可能是在较低的荷载下埋设的土压力盒尚未与承台底面完全接触。相同荷载下, 群桩的承台土反力值最大, 单室墙次之, 两室墙基础最小。对于群桩而言, T3(角桩与短边边桩中心)的土压力值依次大于 T1(角桩与长边边桩中心)、T2(邻近四桩中心)与 T4(外缘四桩中心)的土压力值(图 13), 土压力的大小基本与其到中心点的距离呈正比; 而对于单室与两室墙而言, 位于土芯角点位置的土压力值大于位于边中点的土压力, 而边中点的土压力又大于中心点的土压力(图 14, 15); 3 种类型基础的土压力大小分布均呈“马鞍形”分布^[29]。

与群桩基础相比, 在格栅式地连墙基础中, 由于被四周墙体包围, 土芯成为一个被密封的“土柱”, 它提供的承台土反力十分有限^[2]。因此群桩的承台土反力比格栅式地连墙基础大, 正如前文所述, 由于两室墙基础的土芯内部应力重叠现象较为严重使得其承台土反力值小于单室。

2.5 荷载分担

图 16 为 3 种基础形式的荷载分担情况比较。总体而言, 在荷载施加的整个过程中, 3 类基础形式的荷载分担百分比并未发生较大的变化, 其中侧摩阻力分担百分比基本呈减小的趋势, 而端阻力与承台土反力荷载分担百分比基本呈增大的趋势。各类基础形式的摩阻力及承台土反力分担百分比均较小, 且均未超过 30%, 承台顶部的荷载基本由端阻力承担, 因此可以将 3 种基础形式确定为摩擦端承墙(桩)。

单室墙与两室墙由于在同级荷载下沉降较小, 且存在较小的内摩阻力分布, 因此其侧摩阻力分担百分比均小于群桩基础; 两室墙由于土芯体积的减小以及应力重叠的加深, 使得其侧摩阻力分担百分比小于单室墙。由于模型地基为软土, 群桩及格栅式地连墙基础的承台土反力未得到有效的发挥, 均未超过 5%; 由于群桩的承台土反力与侧摩阻力分担百分比均大于格栅式地连墙基础, 使得其端阻力分担百分比相对较小。

以上分析说明, 相比单室墙与两室墙而言, 群桩荷载分担更合理, 其调动基础周围土体共同承担荷载的能力更强, 但该优势并不明显, 其最终的端阻力荷载分担百分比约比单室墙与两室墙基础小 10%左右。但值得注意的是, 造成上述现象的主要原因在于: 在相同荷载下, 群桩基础相比其他基础沉降量更大, 使得其侧摩阻力发挥相对较多, 承台土反力虽然发挥也较多, 但是荷载分担百分比很小, 均不超过 5%, 可

忽略不计; 相同荷载下, 当格栅式地连墙的沉降量较大时, 其荷载分担可能会比群桩合理。因此, 在本次试验中, 不能单纯用荷载分担的效能大小来评价 3 种基础形式竖向承载特性的行为。

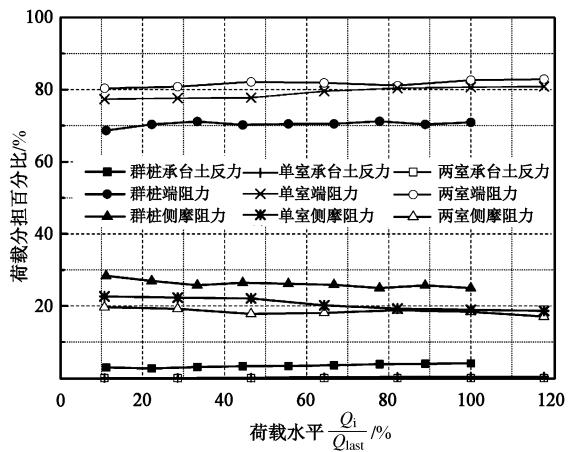


图 16 3 种基础的荷载分担百分比

Fig. 16 Loading sharing ratios of three modes

2.6 单位端阻力与基础沉降的关系

本次试验中, 由于各基础形式的荷载均主要由端阻力承担, 基础的沉降主要受端阻力的影响。因此分析基础的单位端阻力, 对于揭示基础沉降特性非常必要。

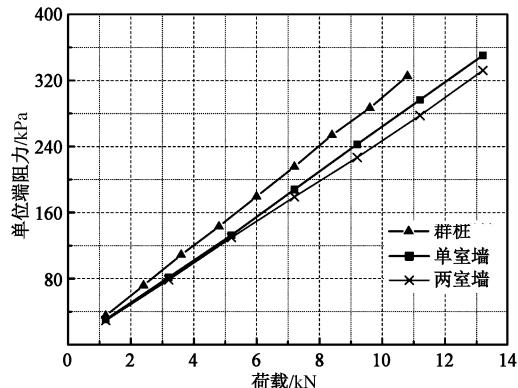


图 17 单位端阻力与荷载的关系

Fig. 17 Relationship between unit tip resistance and loadings

图 17 为各种基础的单位端阻力随荷载变化的关系曲线。前已述及, 由于构造 3 种相近方量基础时, 考虑了承台的方量, 使得群桩横截面面积相对较小, 因此其顶部桩身应力大于单室墙与两室墙基础(图 7~9)。尽管群桩的侧摩阻力及承台土反力荷载分担百分比均大于两组格栅式地连墙基础, 但由于优势并不明显, 均不超过 10%, 因此当顶部桩身应力传递至桩底时, 群桩的单位端阻力仍然大于单室墙基础, 而单室墙基础又大于两室墙基础。图 17 反映出的规律很好的解释了图 6 中相同荷载下, 单室与两室墙基础的沉

降量相近，但均小于群桩基础的现象。

为了进一步比较 3 种基础在软土地基的沉降特性，考察了相同单位端阻力与承台顶部沉降的关系，如图 18 所示。由图 18 可知，在沉降量为 0~1.0 mm 时，3 种基础形式的单位端阻力相近，但当沉降量达到 1 mm 以后，单室墙的单位端阻力增量变小，即在相同单位端阻力条件下，群桩与两室的沉降量大于单室，而群桩与两室的变化情况基本一致（图 18）。上述现象产生的原因可能是：与单室墙相比，由于群桩与两室墙基础自身结构中墙（桩）体之间距离相对较近，造成较强的应力重叠现象，即所谓的“群桩效应”^[31] 和“群墙效应”^[1] 较强，使得墙（桩）端阻力对底部土体产生的应力也出现重叠，因此在相同单位端阻力情况下，群桩与两室墙的沉降量略大于单室墙基础。

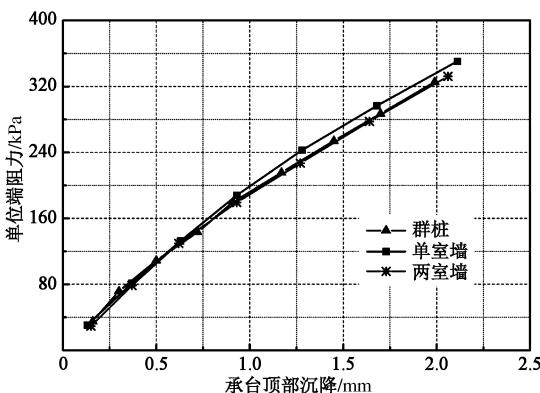


图 18 单位端阻力与承台顶部沉降的关系

Fig. 18 Relationship between unit tip resistance and settlement

综上所述，在软土地基中，相近方量下的群桩、单室墙与两室墙基础，由于群桩承台面积较大，使得其基础截面面积较小，桩身应力较大；尽管群桩的荷载分担更为合理，但在软基中优势并不明显，使得相同荷载下，其单位端阻力仍然大于单室与两室墙基础；即使在相同单位单阻力情况下，由于应力重叠，使得群桩的沉降量仍然大于两种格栅式地连墙基础。因此在软土地基桥梁工程中，当土体强度较低，不能有效利用其共同承担基础上部荷载时，采用格栅式地下连续墙基础替代群桩基础将会起到提高基础承载力，减少沉降，降低混凝土用量的目的。

3 结论与建议

通过软土地基群桩、单室与两室格栅式地连墙承载性状的对比模型试验，研究了 3 种基础形式的竖向承载特性，得到了以下 6 点结论：

(1) 相近基础方量情况下，单室与两室墙基础的沉降控制特性及承载力大小相近，但均优于群桩基础；相比群桩基础，单室与两室墙基础的极限承载力

可分别提高至 116.7% 与 120.4%。

(2) 3 种基础形式的摩阻力大小与分布与土层的性质及基础与土的相对位移量有关，具体表现为中砂层最大，软土层较小；群桩摩阻力沿桩深呈“L”分布，格栅式地连墙外摩阻力沿墙深呈不对称“M”分布，土芯侧摩阻力的发挥则主要集中在距墙体端部以上约占墙体深度 1/4 的部位。

(3) 无论地下连续墙基础，还是群桩基础，其承台土反力值均较小，其中群桩的承台土反力值最大，单室墙次之，两室墙基础最小，基础承台土反力均呈“马鞍形”分布。

(4) 3 类基础形式的摩阻力分担百分比均较小，可确定为摩擦端承墙（桩）；群桩的摩阻力分担百分比及承台土反力分担百分比均大于两种格栅式地连墙基础，而端阻力分担百分比相对较小。

(5) 在相同荷载下，群桩的单位端阻力大于单室墙和两室墙基础，而相同单位端阻力下，群桩的沉降量亦大于格栅式地连墙基础。

(6) 在软土地基，当不能有效利用土体共同承担上部荷载时，采用地下连续墙基础替代群桩基础将会起到提高基础承载力，减少沉降，降低混凝土用量的作用。本次模型试验的结论为初步研究的成果，尚需进行大比例模型试验和工程原位测试加以验证和完善。

参考文献：

- [1] WEN Hua, CHENG Qian-gong, MENG Fan-chao, et al. Diaphragm wall-soil-cap interaction in rectangular closed diaphragm wall bridge foundations[J]. Frontiers of Structural and Civil Engineering, 2009, 3(1): 93 – 100.
- [2] 文华, 程谦恭, 陈晓东, 等. 矩形闭合地下连续墙桥梁基础竖向承载特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(12): 1823 – 1830. (WEN Hua, CHENG Qian-gong, CHENG Xiao-dong, et al. Study on bearing performance of rectangular closed diaphragm walls as bridge foundation under vertical loading[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, 29(12): 1823 – 1830. (in Chinese))
- [3] 丛蔼森, 杨晓东, 田彬. 深基坑防渗体的设计施工与应用[M]. 北京: 知识产权出版社, 2012. (CONG Ai-sen, YANG Xiao-dong, TIAN Bin. Design, construction and application of impervious works for deep foundation pit[M]. Beijing: Intellectual Property Publishing House, 2012. (in Chinese))
- [4] 地中連続壁基礎協会. 地中連続壁基礎の展望[J]. 基礎工, 2001, 29(1): 60 – 65. (Underground Continuous Wall

- Foundation Association. Outlook of underground continuous wall foundation[J]. Foundation Engineering, 2001, **29**(1): 60 - 65. (in Japanese))
- [5] 侯永茂. 软土地层中格形地下连续墙围护结构性状研究[D]. 上海: 上海交通大学, 2010. (HOU Yong-mao. Behavior of cellular diaphragm wall in soft soil[D]. Shanghai: Shanghai Jiao Tong University, 2010. (in Chinese))
- [6] 左玉柱, 徐伟, 徐贊云. 砂土中格形地下连续墙力学性能离心试验研究[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(增刊1): 473 - 477. (ZUO Yu-zhu, XU Wei, XU Zan-yun. Centrifugal model tests on mechanical property of gridding continuous diaphragm walls in sand [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(S1): 473 - 477. (in Chinese)).
- [7] 孔科, 楚锡华, 徐远杰. 框格式地下连续墙非线性分析及稳定计算[J]. 岩土力学, 2008, **29**(增刊1): 123 - 128. (KONG Ke, CHU Xi-hua, XU Yuan-jie. Nonlinear and slope stability analysis of underground continuous wall built as sashes[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, **29**(S1): 123 - 128. (in Chinese))
- [8] 地中連続壁基礎協会. 地中連続壁基礎工法ハンドブック(設計編) [M]. 东京: 総合土木研究所, 1993. (Japan Association of Diaphragm Wall. Underground continuous wall foundation engineering (Design method)[M]. Tokyo: The Japan Research Public Works Research Institute, 1993. (in Japanese))
- [9] 吴九江, 程谦恭, 文华. 地下连续墙基础在日本的多样化发展[J]. 工业建筑, 2013, **43**(1): 70, 144 - 149. (WU Jiu-jiang, CHENG Qian-gong, WEN Hua. Overview of the variety of diaphragm wall foundation developed in Japan in recent years[J]. Industrial Construction, 2013, **43**(1): 70, 144 - 149. (in Chinese))
- [10] CHENG Qian-gong, WU Jiu-jiang, SONG Zhang, et al. The behavior of a rectangular closed diaphragm wall when used as a bridge foundation[J]. Frontiers of Structural and Civil Engineering, 2012, **6**(4): 398 - 420.
- [11] 丛蔼森. 日本的一种新型桥梁基础——地下连续墙沉井[J]. 国外桥梁, 1990(2): 20 - 30. (CONG Ai-sen. The occasion-type of diaphragm wall: a new type of bridge foundation[J]. Foreign Bridges, 1990(2): 20 - 30. (in Chinese))
- [12] 中村兵次, 向山辰夫, 松田一史, 等. 地中連続壁を用いた井筒型基礎の構造特性[J]. 土木学会構造工学論文集, 1996(42): 1221 - 1228. (NAKAMURA Hazy, MUKAIYAMA Tatsuo, MATSUDA K, et al. The structural properties of well foundation with a diaphragm wall[J]. Proceeding of JSCE, 1996(42): 1221 - 1228. (in Japanese))
- [13] 戴国亮, 龚维明, 周香琴, 等. 单室井筒式地下连续墙水平承载力试验与计算方法研究[J]. 建筑结构学报, 2012, **33**(9): 67 - 73. (DAI Guo-liang, GONG Wei-ming, ZHOU Xiang-qin, et al. Experiment and analysis on horizontal bearing capacity of single-chamber closed diaphragm wall[J]. Journal of Building Structure, 2012, **33**(9): 67 - 73. (in Chinese))
- [14] 陈晓东, 龚维明, 孟凡超, 等. 井筒式地下连续墙基础竖向承载特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2007, **29**(11): 1665 - 1669. (CHEN Xiao-dong, GONG Wei-ming, MENG Fan-chao, et al. Test on vertical bearing behavior of shaft diaphragm wall foundation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, **29**(11): 1665 - 1669. (in Chinese))
- [15] 文华, 程谦恭, 宋章. 矩形闭合地下连续墙基础负摩阻力试验研究[J]. 岩土工程学报, 2008, **30**(4): 541 - 548. (WEN Hua, CHENG Qian-gong, SONG Zhang. Model tests on negative skin friction of rectangular closed diaphragm wall foundation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, **30**(4): 541 - 548. (in Chinese))
- [16] 孙学先. 刚性地下地下连续墙基础变位与内力计算方法的研究[J]. 岩土工程学报, 1992, **14**(4): 45 - 52. (SUN Xue-xian. Research on the calculation of stress and displacement of rigid diaphragm wall[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1992, **14**(4): 45 - 52. (in Chinese))
- [17] 李涛. 黄土地区桥梁挖井基础设计方法研究[J]. 岩土工程学报, 1997, **19**(3): 47 - 54. (LI Tao. Research on the calculation of diaphragm wall as bridge foundation in loess[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1997, **19**(3): 47 - 54. (in Chinese))
- [18] TB 10621—2009 高速铁路设计规范[S]. 北京: 中国铁道出版社, 2010. (TB 10621—2009 High speed railway design specifications[S]. Beijing: China Railway Publishing House, 2010. (in Chinese))
- [19] 李国和, 张建民, 许再良, 等. 高华北平原地面沉降对高速铁路桥梁工程的影响研究[J]. 岩土工程学报, 2009, **31**(3): 346 - 352. (LI Guo-he, ZHANG Jian-min, XU Zai-liang, et al. Influence of land subsidence on the bridge of high speed railway in North China plain[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, **31**(3): 346 - 352. (in Chinese))

- [20] 李国和, 孙树礼, 许再良, 等. 地面沉降对高速铁路桥梁工程的影响及对策[J]. 铁道工程学报, 2008(115): 37 - 41. (LI Guo-he, SUN Shu-li, XU Zai-liang, et al. The influence of land subsidence on the bridge of high-speed railway and its engineering countermeasures[J]. Journal of Railway Engineering Society, 2008(115): 37 - 41. (in Chinese))
- [21] 陈善雄, 宋 剑, 周全能, 等. 高速铁路沉降变形观测评估理论与实践[M]. 北京: 中国铁道出版社, 2010. (CHEN Shan-xiong, SONG Jian, ZHOU Quan-neng, et al. Theory and practice of settlement deformation observation and evaluation for high-speed railway[M]. Beijing: China Railway Publishing House, 2010. (in Chinese))
- [22] 李德寅, 王邦楣, 林亚超. 结构模型实验[M]. 北京: 科学出版社, 1996. (LI De-yin, WANG Bang-mei, LING Ya-chao. Structural model test[M]. Beijing: Science Press, 1996. (in Chinese))
- [23] YANG Ming-hui, ZHANG Xiao-wei, ZHAO Ming-hua. A simplified approach for settlement calculation of pile groups considering the pile-to-pile interaction in layered soils[J]. Journal of Central South University of Technology, 2011, **18**(6): 2131 - 2136.
- [24] 刘金砾, 邱明兵. 软土中群桩承载变形特性与减沉复合疏桩基础设计计算[J]. 岩土工程学报, 2008, **30**(1): 51 - 55. (LIU Jin-li, QIU Ming-bing. Bearing capacity and deformation behaviour of pile groups in soft soil and design of composite foundation with settlement-reducing piles[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, **30**(1): 51 - 55. (in Chinese))
- [25] ZOU Xin-jun, ZHAO Ming-hua. Axial bearing behavior of super-long piles in deep soft clay over stiff layers[J]. Journal of Central South University, 2013, **20** (7): 2008 - 2016.
- [26] 方 燃, 刘新荣, 耿大新, 等. 大直径变径桩竖向承载特性模型试验研究(I)[J]. 岩土力学, 2012, **33**(10): 2947 - 2952. (FANG Tao, LIU Xin-rong, GENG Da-xin, et al. Model testing study of vertical bearing behaviors for large diameter pile with variable cross-section (I)[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, **33**(10): 2947 - 2952. (in Chinese))
- [27] 周淑芬, 匡虹桥. 黏土中超长群桩竖向承载力模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2009, **31**(9): 1472 - 1475. (ZHOU Shu-fen, KUANG Hong-qiao. Model tests on vertical bearing capacity of super-long pile groups in clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, **31**(9): 1472 - 1475. (in Chinese))
- [28] 文 华, 程谦恭, 宋 章. 桩(墙)单位侧摩阻力与轴向应变关系的解析解及其应用[J]. 岩土力学, 2008, **29**(12): 3342 - 3348. (WEN Hua, CHENG Qian-gong, SONG Zhang. Analytical solution for relationship between unit shaft resistance and axial strain of piles or closed diaphragm wall and its application[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, **29**(12): 3342 - 3348. (in Chinese))
- [29] 韩 煊, 张乃瑞. 北京地区群桩基础桩土荷载分担的现场试验研究[J]. 土木工程学报, 2005, **38**(11): 89 - 95. (HAN Xuan, ZHANG Nai-rui. Full scale tests on load distribution of group piles foundations in Beijing area[J]. China Civil Engineering Journal, 2005, **38**(11): 89 - 95. (in Chinese))
- [30] CHO Jaeyeon, LEE Jin-hyung, JEONG Sangseom, et al. The settlement behavior of piled raft in clay soils[J]. Ocean Engineering, 2012, **53**: 153 - 163.