

DOI: 10.11779/CJGE201801003

# 20万吨级卸荷式板桩码头离心模型试验研究

徐光明<sup>1, 2</sup>, 刘 阳<sup>3</sup>, 任国峰<sup>1, 2</sup>, 顾行文<sup>1, 2</sup>

(1. 南京水利科学研究院岩土工程研究所, 江苏 南京 210024; 2. 水文水资源与水利工程国家重点实验室, 江苏 南京 210029;  
3. 南京市城乡建设委员会, 江苏 南京 210029)

**摘 要:** 中国板桩码头结构的设计和建设从2000年前的3.5万吨级到现今的20万吨级, 有了长足的进步。新提出的一种20万吨级卸荷式板桩码头结构, 考虑了刚性较大的T型地连墙方案和柔性较大的组合钢管桩前墙方案, 与之相对应的卸荷承台群桩基础结构中分别设置2排和3排直立灌注桩。开展了大型土工离心模型试验, 对这两种方案的卸荷式板桩码头结构性能进行了验证。结果发现, 这两种方案都是可行的, 前墙位移均在允许范围内, 其中刚性较大的T型地连墙方案中, 前墙锚着点位移较小, 但墙身弯矩反应较大, 拉杆力较小, 承台群桩基础结构中灌注桩弯矩反应正常, 而柔性较大的组合钢管桩方案中, 前墙锚着点位移较大, 但墙身弯矩反应较小, 拉杆力较大, 承台群桩结构中灌注桩弯矩反应较强。前墙和灌注桩弯矩反应强烈程度所呈现的此消彼长特性, 揭示了卸荷式板桩码头中单锚式板桩结构部分和卸荷承台群桩基础结构部分之间的荷载分担工作机制。

**关键词:** 卸荷式板桩码头; T型地连墙; 组合钢管桩; 卸荷承台群桩基础; 拉杆; 离心模型试验

中图分类号: TU473.1

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2018)01-0046-08

**作者简介:** 徐光明(1963-), 男, 江苏武进人, 教授级高级工程师, 主要从事港口工程等方面的土工离心模型试验研究工作。E-mail: gmxu@nhri.cn。

## Centrifuge modeling of 200000 tonnage sheet-pile wharfs with relief platform

XU Guang-ming<sup>1, 2</sup>, LIU Yang<sup>3</sup>, REN Guo-feng<sup>1, 2</sup>, GU Xing-wen<sup>1, 2</sup>

(1. Geotechnical Engineering Department, Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210024, China; 2. State Key Laboratory of Hydrology-Water Resources and Hydraulic Engineering, Nanjing 210029, China; 3. Nanjing Urban and Rural Construction Committee, Nanjing 210029, China)

**Abstract:** There is a great stride in the design and building of sheet-pile wharfs in China from 35000-tonnage before the year of 2000 to 200000-tonnage at present. Two design schemes are proposed to verify a 200000-tonnage sheet-pile wharf with relief platform. One has the rigid front wall of the reinforced concrete diaphragm of T-shaped cross-section with relief platform of 2 rows of vertical cast-in-place piles. The other has flexible front wall of composite steel pipe pile with relief platform of 3 rows of vertical cast-in-place piles. Two series of geotechnical centrifuge tests are carried out to investigate the performance of the sheet-pile wharf. It is shown that the two design schemes are verified to be feasible in that the front wall displacement is within the allowable limit. The response of the wall bending moment of the front is greater for the former scheme than for the latter scheme, whereas the displacements of the front wall at anchorage, the internal forces of tie-rods and the maximum bending moments of cast-in-place piles are smaller for the former scheme than for the latter scheme. The load transfer mechanism between the internal sheet-pile structure with a single anchorage and the pile group with relief platform is fully revealed from the above-stated shift of bending moment response intensity between the front wall and the cast-in-place piles.

**Key words:** sheet-pile wharf with relief platform; T-shaped diaphragm wall; composite steel pipe pile; pile group with relief platform; tie-rod; centrifuge model test

## 0 引 言

中国板桩码头结构的设计和建设从2000年前的3.5万吨级到现今的20万吨级, 有了长足的进步, 在这发展过程中, 土工离心模型试验一直是验证其设计方案的一种重要途径<sup>[1]</sup>。与遮帘式板桩码头新结构一样, 卸荷式板桩码头结构也是在传统的单锚式板桩码

头结构基础上开发出来的。单锚式板桩码头结构由板桩岸壁(简称前墙)、锚碇墙和钢拉杆三部分组成, 前

基金项目: 国家高技术研究发展计划(“863”计划)课题项目(2012AA112510)

收稿日期: 2016-03-30

\*通讯作者(E-mail: gfren@nhri.cn)

墙挡土, 锚碇墙为钢拉杆提供锚固点。由于这种板桩码头结构的侧向承载能力有限, 岸壁前沿泥面水下最大深度约 14 m, 因此, 它主要用于 5 万吨级以下的码头泊位中<sup>[2]</sup>。在单锚式码头结构的前墙后侧地基土体中加设承台群桩基础, 此时板桩码头结构就成为卸荷式板桩码头结构, 因侧向承载能力得到极大提升, 可应用于深水码头泊位。其中承台群桩基础由多排钢筋混凝土灌注桩组成, 桩顶设承台板将其联接成一体, 通过承台板将前沿码头面工作荷载传递给灌注桩, 再往下传递至地基土层, 这就发挥竖向卸载功能。同时, 承台群桩基础的遮帘作用又将一部分码头地基土体侧移产生的土压力荷载, 通过灌注桩传递给更深更广处的地基土层, 发挥侧向承载功能。中国卸荷式板桩码头结构是结合唐山港京唐港区#18~#19 等两个 10 万吨级深水泊位建设过程中研发的, 此时码头岸壁前沿泥面水下最大深度达 16.5 m。在研发过程中, 开展了大量的土工离心模型试验, 研究比较了承台群桩基础结构中灌注桩与承台板之间不同联接形式的影响, 为桩台联接形式的选型提供重要参考<sup>[3]</sup>。又通过平行重复性离心模型试验, 验证了设计方案的可行性, 通过与同等规模的单锚式板桩码头结构工作性状的对比, 充分展示了承台群桩基础的侧向承载作用: 承台群桩基础的设置, 能有效减小作用于地连墙前墙陆侧土压力, 从而显著减小前墙弯矩值、前墙锚着点处的侧向变位和拉杆内力<sup>[4]</sup>。

2014 年提出在唐山港京唐港区#36 泊位兴建一个 20 万吨级深水泊位, 码头面和港池泥面标高分别为 4.2, -20.5 m。设计推出了 20 万吨级卸荷式板桩码头结构, 并建议了两种设计方案, 即刚性较大的 T 型地连墙方案和柔性的组合钢管桩方案, 同时建议了与之相对应的承台群桩基础结构。本文拟通过大型土工离心模型试验研究, 研究了这两种方案的卸荷式板桩码头结构性能表现, 进一步探讨内部单锚式板桩码头结构和承台群桩基础结构两部分荷载分担机制。

## 1 模型试验

### 1.1 原型和模型布置

两种卸荷式板桩码头结构设计原型布置为: 在 T 型地连墙方案中, 前墙为现浇的 T 型混凝土地连墙, 由宽度 4.0 m 的断面单元联接而成, 中间腹板高 2.5 m、厚 0.8 m, 标高从 -0.8 m 延伸至 -34.0 m, 两侧翼缘高 0.8 m, 标高则从 -0.8 m 延伸至 -28.0 m。承台群桩基础中的混凝土承台厚 1.0 m, 宽 12.5 m, 其海侧一端搭在 T 型地连墙的腹板上, 中间和陆侧为两排直径 1200 mm 的灌注桩群桩所支撑, 桩底标高为 -38.0 m, 桩顶与承台之间采用铰接。灌注桩纵向间距为 4.0 m, 海侧桩离码头前沿线 7.65 m, 与陆侧桩相距 5.25

m。前墙和锚碇墙之间采用  $\Phi 70$  mm 的 S550 级高强度钢拉杆连接, 锚着点标高为 0.4 m, 拉杆平均间距 1.33 m。前墙与锚碇墙净距为 44.0 m, 锚碇墙厚为 1.1 m, 墙底标高为 -16.0 m, 墙顶标高为 3.0 m。在组合钢管桩方案中, 前墙为  $\Phi 1422/AZ18$  组合钢管桩, 其每延米截面抗弯刚度  $EI$  为  $1.37 \text{ GN}\cdot\text{m}^2/\text{m}$  (这里  $E$  为弹性模量,  $I$  为截面惯性矩), 而前一方案中的 T 型混凝土地连墙每延米截面抗弯刚度达  $15.24 \text{ GN}\cdot\text{m}^2/\text{m}$ 。若将组合钢管桩折合成同等抗弯刚度的混凝土地连墙, 其厚度约为 0.85 m。另外, 此方案中承台群桩基础中的承台板宽度增至 14.05 m, 为 3 排直径 1300 mm 灌注桩所支撑。3 排灌注桩横向间距为 5.0 m, 纵向间距均为 4.11 m, 海侧桩离码头前沿线 4.4 m。拉杆和锚碇墙规格尺寸与 T 型地连墙方案相同。

本文试验利用南京水利科学研究院 400 g-t 土工离心机完成。这台大型土工离心机旋转半径为 5.5 m, 最大离心加速度为 200g, 相应最大负荷为 2000 kg, 容量 400 g-t。所模拟的 20 万吨级卸荷式板桩码头结构原型, 沿岸线布置, 模型布置可按平面应变问题考虑, 故试验采用了大型平面应变模型箱, 净空尺寸分别为: 长 1200 mm, 宽 400 mm, 高 800 mm。

模型布置时, 在深度方向, 必须模拟原型中最深结构物及其影响深度范围内的地基土层, 在垂直岸线方向, 必须有模拟足够水平进深的港池, 避免模型箱端壁对模型前墙结构物的边界约束影响<sup>[5]</sup>。如前所述, 原型板桩码头结构中最深的构件为混凝土灌注桩, 其桩底标高 -38 m。这里按  $10D$  ( $D$  为桩径) 考虑其影响深度, 这样, 标高 -50 m 以上的地基土层及其结构物均应模拟。原型前墙泥面以下深度, 即前墙入土深度  $H$ , 为 13.5 m, 模型中港池水平进深按  $2.5H$  考虑模拟, 以避免模型箱箱壁存在对前墙工作性状的影响。由此确定的原型与模型几何相似比为 80, 即  $n=80$ , 两种设计方案的模型布置见图 1, 2。

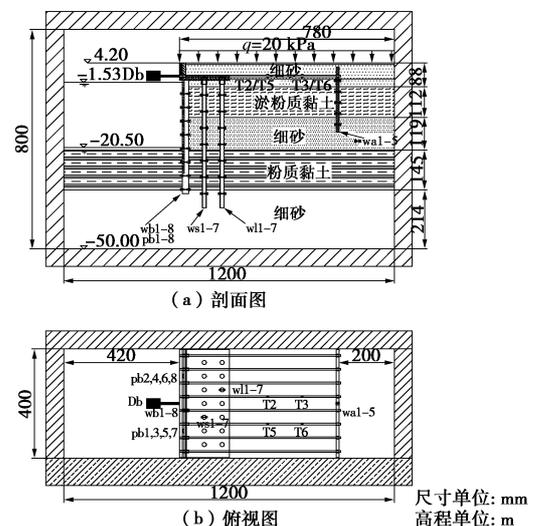


图 1 模型布置 (T 型地连墙方案)

Fig. 1 Model setup (front wall of T-shaped diaphragm)

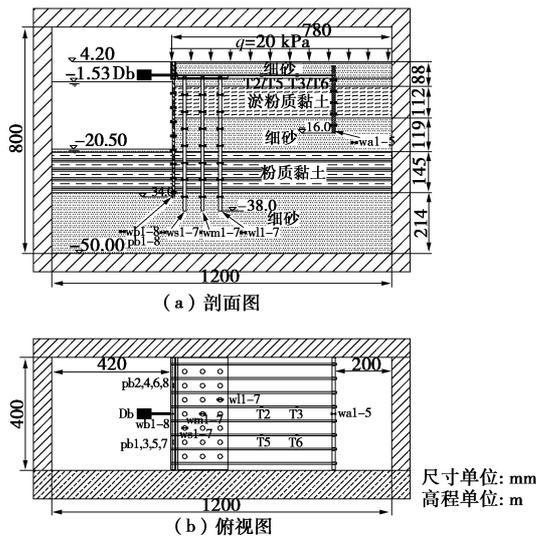


图2 模型布置(组合钢管桩方案)

Fig. 2 Model setup (front wall of composite steel pipe pile)

## 1.2 地基的制备和物理力学特性

本文离心模型试验地基土取自原型,即唐山港京唐港区#36泊位。原型地基土层以钻孔BK12为准,自上往下包括如下土层:回填粉细砂层、粉细砂层①、粉土层②<sub>4</sub>、粉质黏土层②<sub>1</sub>、淤泥质黏土层②<sub>2</sub>、黏土层②<sub>3</sub>、细砂层③<sub>1</sub>、粉质黏土层③<sub>3</sub>、粉土层③<sub>2</sub>、和细砂层③<sub>1</sub>,粉质黏土层③<sub>3</sub>、粉土层③<sub>2</sub>、粉质黏土层③<sub>3</sub>、和细砂层③<sub>1</sub>等14层土。需要说明的是,在试验室缩尺重塑制备14层土是不现实的,需要将物理力学特性相近的相邻土层进行适当合并,这样有助于提高制模质量,以保证试验结果的精度,这种概化简化是国内外物理模型试验研究时的普遍做法<sup>[6]</sup>。模型地基最终被简化为5层土:细砂层、淤粉质黏土层、细砂层和粉质黏土层及细砂层,具体制备控制指标见表1。其中3层细砂层按相对密度,即重度控制制备;第二层淤粉质黏土层和第四层粉质黏土层则采用预压排水固结法,根据所要求的不排水强度进行控制<sup>[3-4]</sup>。

表1 地基土层物理力学性质

Table 1 Properties of soil ground

土层名称	层厚 <i>t</i> /mm	重度 $\gamma$ /( $\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$ )	含水率 <i>w</i> /%	不排水强度 $s_u$ /kPa
粉细砂	88	19.3	23.5	
淤粉质黏土	112	18.7	30.7	31~53
细砂	119	19.3	23.5	
粉质黏土	145	19.6	22.9	112~121
细砂	214	19.4	23.8	

## 1.3 码头构件制作

从理论上说,土工离心模型中所有材料应选用与原型完全相同的材料进行制作,以确保两者材料性质

完全一致。然而,出于模型码头构件测量需要,采用铝合金材料替代钢筋混凝土制作模型前墙、锚碇墙、卸荷承台板和灌注桩这些抗弯结构构件,便于在其表面进行粘贴微型应变计布置弯矩测量单元。由于替代材料与原型材料两者弹性模量不同,因此,必须根据构件的受力特点进行设计修正<sup>[4,7]</sup>。在图1所示的T型地连墙方案模型中,铝合金模型前墙宽度同模型箱宽度,即400 mm, T型腹板和翼缘厚度分别为23 mm和7.4 mm,其高度分别为415, 340 mm,锚碇墙和卸荷承台板则由两块铝合金板所模拟,前者尺寸为194 mm(高)×400 mm(宽)×10.1 mm(厚),后者为156 mm(长)×400 mm(宽)×10 mm(厚)。

至于原型承台群桩基础中圆截面实心钢筋混凝土灌注桩,既承受竖向荷载而受压,又抵抗侧向土压力作用承受侧向荷载而受弯。为了保持模型桩侧壁和土体之间的摩擦特性与原型一致,其外径需按几何比尺缩放,在此约束条件下再选择合适壁厚的铝合金管。考虑到原型灌注桩承受较大的弯矩,因此,管壁厚度则根据桩体抗弯刚度相似准则进行计算。设原型灌注桩的截面内外径分别为 $b_p$ 和 $a_p$ ,因为是实心桩,这里 $b_p=0$ ,模型桩截面内外径分别为 $b_m$ 和 $a_m$ ,因为 $a_p$ 与 $a_m$ 之间保持几何相似,故 $a_m = a_p/n$ 。这时原型与模型截面惯性矩分别为: $I_p = \pi a_p^4/64$ ,  $I_m = \pi(a_m^4 - b_m^4)/64$ ,设 $E_p$ 和 $E_m$ 分别为原型和模型材料弹性模量,因原型和模型两者满足抗弯刚度相似关系要求,即满足 $E_p I_p = n^4 E_m I_m$ ,可以推导出模型桩截面内径为

$$b_m = \sqrt[4]{\left(a_m^4 - \frac{a_p^4 E_p}{n^4 E_m}\right)} = a_m \sqrt[4]{\left(1 - \frac{E_p}{E_m}\right)} \quad (1)$$

这样,对于直径1200 mm原型钢筋混凝土灌注桩,可用内径13 mm、外径15 mm的空心铝合金管模拟,其模型桩长为465 mm(图1)。

卸荷式板桩结构码头中钢拉杆,属受拉构件,模型设计按抗拉刚度相似原理进行设计。原型纵向灌注桩之间设有3根钢拉杆,为简化模型布置起见,采用1根模型拉杆来模拟3根原型拉杆,这样,在模型箱宽度400 mm范围内,共布置8根拉杆(图1(b))。同时,为了测量拉杆力,还须将圆截面拉杆变换为等面积的矩形截面拉杆,以便于粘贴微型应变计。这样,最终制作的模型拉杆截面尺寸为:7.2 mm×0.4 mm,净长度535 mm。

在组合钢管桩方案模型中(图2),模型前墙为一块厚度7.7 mm的铝合金板所模拟,3排直径1300 mm灌注桩则为内径14 mm,外径16 mm的空心铝合金管所模拟,其它模型构件与T型地连墙方案模型相同。

为了模拟原型卸荷承台板与灌注桩之间的铰接,

模型采用了图 3 所示的联接机构, 即在模型卸荷承台板底面上对应桩孔位的部位, 铣成半球形凹槽, 模型灌注桩上端也对应加工成半球形桩帽, 并在球心位置处钻孔, 孔径略大于 2 mm。当半球形的桩帽与凹槽相投后, 再用一根直径 2 mm 的钢制销钉, 将两者贯穿相联。伸出桩帽两侧的销钉被置于卸荷承台板上事先铣好的凹槽中, 该凹槽宽度 2.2 mm, 如此形成能够转动的铰接型式。

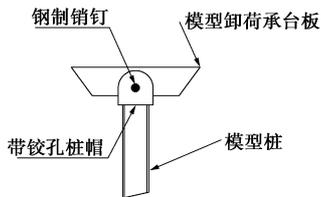


图 3 模型桩与承台板之间的联接

Fig. 3 Sketch of connection between model pile and platform

#### 1.4 模型测量和步骤

如图 1, 2 所示, 试验测试内容有前墙弯矩、前墙陆侧土压力、灌注桩弯矩、拉杆内力及水平变位。弯矩和拉杆力采用应变计测量, 其组桥接线方式详见文献<sup>[4]</sup>, 土压力采用微型土压力盒量测<sup>[8]</sup>, 定制的 BW-4 型压力盒外径为 12 mm, 厚为 4.2 mm。水平变位采用德国 Wenglor 公司的 YP05MGVL80 激光传感器测量, 其量程为 10 mm, 精度为 2  $\mu\text{m}$ 。如图 1, 2 所示, 前墙布置了 8 个弯矩测点 wb1~wb8, 沿墙身等间距布置, 间隔为 50 mm。如图 1 (b)、2 (b) 所示, 每排灌注桩各设置 1 根测量桩, 每根测量桩布置了 7 个弯矩测点, 海侧桩为 ws1~ws7, 中间桩为 wm1~wm7, 陆侧桩为 wl1~wl7, 这些弯矩测点沿桩身等间距布置, 间隔为 60 mm (见图 1 (a)、2 (a))。如图 1, 2 所示, 前墙陆侧分两列共布置了 8 个土压力测点 pb1~pb8, 两列间隔 200 mm, 同列测点上下间隔 80 mm。需要说明的是, T 型地连墙方案模型中, 铝合金模型前墙截面为一连串的 T 型, 腹板宽度仅 10 mm, 不足以设置土压力盒, 翼缘宽度 40 mm, 土压力盒埋设于凹陷翼缘面的正中线上, 其感应面与翼缘陆侧面齐平。组合钢管桩方案模型中, 铝合金模型前墙截面为矩形, 两面平整, 所埋设土压力盒感应面与陆侧面齐平。如图 1 (b)、2 (b) 所示, 在 8 根拉杆中设置了 2 根测量拉杆, 每根测量拉杆各布置 2 个测点, 一个测点位于拉杆中点处, T2 或 T5, 另一个测点则位于拉杆中点和锚碇墙上的锚着点之间的中点处, T3 或 T6。如图 1 (a)、2 (a) 所示, 待测的位移是前墙在锚着点高程处水平变位 Db, 其激光位移传感器靶标与前墙上方胸墙相固定。图 4 展示了模型中 3 束弯矩测量导线、1 束拉杆力测量导线和 1 束土压力测量导线以及激光

靶标布置情况。

模型试验主要步骤包括: ①由下至上分层制备地基中的细砂层、粉质黏土层、细砂层和淤粉质黏土(图 1 (a) 和 2 (a))。②至此, 在前墙、锚碇墙所在位置进行基槽开挖, 随后用静压法将前后两墙安装就位。再在各灌注桩所在位置进行桩孔开挖, 同样采用静压法将所有灌注桩安装就位, 并与卸荷承台板铰接。最后安装拉杆, 将前墙和锚碇墙相联系, 并调整每根拉杆的松紧度, 使其基本一致。③回填细砂层, 在回填之前和之后, 模型先后两次置于 80g 离心力场中恢复自重应力的作用, 让地基土层与这些构件保持密实接触。④如图 1 (a) 和 2 (a) 所示, 此时在前墙海侧挖土形成模型港池, 又在码头面加铺一层粗砂。根据等效荷载法原理<sup>[9-10]</sup>, 在模型运转至 80g 时, 这层砂子将在码头面上均匀产生 20 kPa 面载作用效果。⑤再次将模型置于离心机中, 重新提升离心机转速使离心加速度达到设计值 80g, 并保持此加速度不变持续运行, 让卸荷式板桩码头结构承受港池开挖侧向卸载和竖向工作面载施加两方面的共同作用。需要说明的是, 在模型运转过程中采用溢流水位法保持港池水位对应原型极端低水位标高-1.53 m。根据模型的时间比尺相似律<sup>[9-10]</sup>, 恒速运行 48 min 后的模型码头整体稳定性状和各构件内部受力状况, 实际相当于原型竣工后 7 个月时的码头整体稳定性状和各构件内部受力状况。



图 4 模型照片

Fig. 4 Photo of model

## 2 试验结果与分析

离心模型试验结果中各物理量, 首先根据其相似率换算成原型尺度的数值<sup>[9-10]</sup>, 水平变位值还要折算至锚着点高程所对应的位移值, 规定水平变位指向海侧为正, 规定前墙或灌注桩海侧受拉的弯矩为正。表 2 列出了两个方案模型测得的主要试验结果, 包括前墙和 3 排灌注桩的特征弯矩值、拉杆力以及前墙、卸荷承台板和锚碇墙锚着点水平变位值。下面依次从前墙陆侧土压力、前墙弯矩、灌注桩弯矩、锚碇墙弯矩以及拉杆力和前墙位移等方面分析这两种设计方案的

20万吨卸荷式板桩码头结构的性能表现,探讨内部单锚式板桩码头结构和承台群桩基础结构两部分荷载分担机制。

表2 两种设计方案的模型试验结果

Table 2 Main test results for two schemes

方案	前墙弯矩 /( $\text{kN}\cdot\text{m}\cdot\text{m}^{-1}$ )	灌注桩 弯矩 /( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )	锚碇墙弯矩 /( $\text{kN}\cdot\text{m}\cdot\text{m}^{-1}$ )	拉杆 力/kN	前墙 变位 /mm
T型地连墙	3300/-120	1470/-1960	1000	570	74
组合钢管桩	800/-230	2350/-3280	1400	700	81

### 2.1 前墙陆侧土压力

图5给出两方案模型中测得的前墙陆侧土压力随标高的分布图。可以看到,前墙陆侧土压力值与所处位置标高密切相关,位置越深,压力值越大。

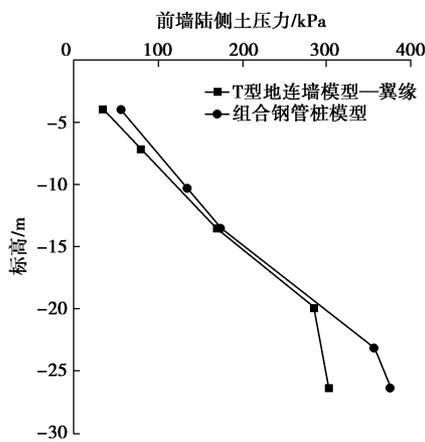


图5 前墙陆侧土压力分布

Fig. 5 Distribution of total earth pressure on retaining side of front walls

但遗憾的是,它们都不能代表各自方案中前墙陆侧真正的土压力分布。对于T型地连墙方案模型,受土压力盒尺寸和模型腹板宽度限制,只在翼缘范围的陆侧面上设置了土压力盒,而没有同样在腹板侧面上设置了土压力盒。土压力作用和传递与所在位置环境密切相关,作用于翼缘处土压力盒上的土压力,因高出盒感应面的两侧腹板的存在,在一定程度上阻碍土体传递土压力至感应面,也就在一定程度上导致土压力盒测值偏低,因此,翼缘处测得的土压力分布不能代表整个T型地连墙陆侧土压力。把握表面高低起伏不平的T型地连墙陆侧真实的土压力分布,尚需设法获得腹板处陆侧土压力分布。对于组合钢管桩方案模型,模型前墙被简化为一块表面平整铝合金板,而真实的组合钢管桩所形成的弯弯曲曲,在这里未能模拟,因此,平板模型前墙上的土压力分布,也就不能再现原型钢板桩墙上的土压力分布。这样看来,在这两个模型试验中尚未获得严格意义上的前墙陆侧土压

力,有待更进一步试验研究和原型观测研究工作。

### 2.2 前墙弯矩

两方案模型中测得的前墙弯矩分布见图6,其弯矩特征值列于表2。总的来说,前墙上半部分的弯矩值较大,且为正值,即上部墙体海侧受拉;而前墙下半部分,尤其是靠近墙底端的一部分,其弯矩为负值,即下部墙体陆侧受拉,并且,最大正弯矩值大于最大负弯矩值(绝对值)。

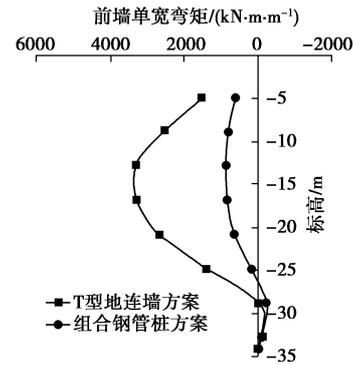


图6 前墙单宽弯矩分布图

Fig. 6 Distribution of bending moment per unit width of front walls

对于T型地连墙方案,前墙最大正负单宽弯矩值分别为3300, -120  $\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$ 左右,相应的位置标高分别是-15, -32 m左右。对于组合钢管桩方案,前墙最大正负单宽弯矩值分别为800, -230  $\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$ 左右,相应的位置标高分别是-13, -29 m左右。显然,柔性的组合钢管桩前墙的弯矩反应低于刚性的T型混凝土地连墙前墙弯矩反应。如前所述,两方案前墙每延米截面抗弯刚度 $EI$ 分别为15.24, 1.37  $\text{GN}\cdot\text{m}^2/\text{m}$ ,两者抗弯刚度之比为11.12。可见,前墙抗弯刚度越大,墙身弯矩反应越强烈。前墙刚度与弯矩之间所呈现的这一相关性规律,与单锚式板桩结构码头离心模型试验研究结果相似:前墙刚度越大,其变形协调能力越差,最大正弯矩越大,而最大负弯矩则越小<sup>[2]</sup>。

### 2.3 灌注桩弯矩

图7(a)、(b)中分别给出了两方案模型中测得的灌注桩弯矩分布,基本上都是桩身上部弯矩为正值,即桩身上部海侧受拉,桩身下部弯矩为负,即桩身下部陆侧受拉。就任一方案而言,灌注桩之间的弯矩分布,无论是分布形态还是最大正负弯矩特征值和所在位置都比较接近。就T型地连墙方案而言(图7(a)),海侧灌注桩最大正负弯矩特征值为1470, -1960  $\text{kN}\cdot\text{m}$ (表2),陆侧灌注桩最大正负弯矩特征值为1960, -1670  $\text{kN}\cdot\text{m}$ ,两特征值位置标高分别是-20, -34 m左右,海侧灌注桩弯矩反应稍弱于陆侧灌注桩。就组合钢管桩方案而言(图7(b)),海侧灌注桩弯矩反应明

显大于中间和陆侧两排灌注桩, 其最大正负弯矩特征值为 2350, -3280 kN·m, 对应的位置标高分别是 -15, -34 m 左右 (表 2)。可见, 两种设计方案中的灌注桩弯矩反应, 不仅弯矩分布形态存在差异, 而且桩身弯矩特征值和所在位置均不相同。显然, 与 T 型地连墙方案中的灌注桩相比, 组合钢管桩方案中的灌注桩弯矩反应更强烈。

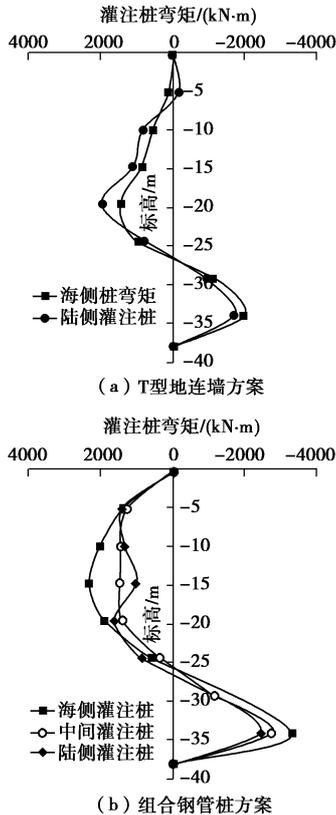


图 7 灌注桩弯矩分布图

Fig. 7 Distribution of bending moment of cast-in-place piles

究其原因在于组合钢管桩方案中, 因柔性的组合钢管桩前墙侧向承载能力, 不及较为刚性的 T 型地连墙前墙, 这样, 码头地基土体侧移量较大, 导致灌注桩与地基土体之间的相对位移也较大。同时, 此方案卸荷承台板群桩基础中灌注桩排数多于 T 型地连墙方案, 而且桩径也大于 T 型地连墙方案, 因此, 无论是单根桩抗弯刚度还是卸荷承台板群桩结构整体抗弯刚度, 组合钢管桩方案都高于 T 型地连墙方案。在港池开挖侧向卸载和码头面竖向面载共同作用下, 地基土体整体向海侧位移, 而位于侧向位移地基土体中的承台群桩基础受力反应, 与其抗弯刚度和桩土相对位移正相关, 这必然引起该方案中各排灌注桩较强烈的弯矩反应。

#### 2.4 锚碇墙弯矩

两方案模型中测得的锚碇墙弯矩分布见图 8, 其弯矩特征值列于表 2。可以看到, 两个方案中锚碇墙

分布形态极其相似, 即整个墙身弯矩为负值, 表明其陆侧受拉。同时可以发现, T 型地连墙方案中的锚碇墙弯矩反应小于组合钢管桩方案, 两方案中锚碇墙最大单宽负弯矩值分别约为 -1000, -1400 kN·m/m, 对应的位置标高相同, 在 -13 m 左右。两方案板桩码头结构中的锚碇墙完全相同, 其弯矩反应的不同在于作用其上拉杆力不同。

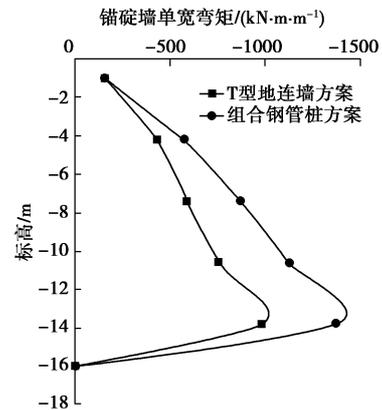


图 8 锚碇墙单宽弯矩分布图

Fig. 8 Distribution of bending moment per unit width of anchor diaphragm walls

#### 2.5 拉杆力和前墙位移

表 2 中还列出了两方案模型中测得的拉杆力平均值和码头前墙锚着点处水平变位值。从表 2 可以发现, T 型地连墙方案和组合钢管桩方案中, 单根拉杆力平均值分别为 570, 700 kN, 即采用柔性的组合钢管桩前墙比采用刚性的混凝土连墙作为前墙岸壁时, 钢拉杆中作用的内力更大, 但远低于单根  $\Phi 70$  mm 的 S550 级高强钢拉杆的设计值, 该值约为 970 kN。

从表 2 可以发现, 两方案中前墙在锚着点高程处的水平变位值分别为 74, 81 mm, 即柔性的组合钢管桩方案中, 前墙发生的水平变位值较刚性的地连墙方案大。根据前墙锚着点处的水平变位, 可以计算出两方案中前墙倾斜率  $d_a/H_a$  ( $d_a$  为锚着点处水平变位,  $H_a$  为自锚着点至前墙底的墙身高度), 它们分别为 0.22% 和 0.24%, 均在直立板桩岸壁码头的允许变形范围内<sup>[11]</sup>。总之, 相对较为刚性的 T 型地连墙方案而言, 组合钢管桩方案中拉杆力和码头结构发生的水平变位均较大, 但仍在各自的安全允许范围之内。

#### 2.6 两种设计方案的比较

板桩码头结构所需承担的荷载来自于码头地基土体整体向海侧位移时产生的侧向土压力荷载, 它是由港池开挖侧向卸载和码头面竖向面载共同作用导致的。如前所述, 卸荷式板桩码头结构由前墙、承台群

桩基础、锚碇墙和拉杆共同构成的。仔细分析发现,其中前墙、锚碇墙和拉杆三者本身就构成传统意义上的一个单锚式板桩码头结构,这样看来,卸荷式板桩码头结构可以简化为一个单锚式板桩码头结构加一个承台群桩基础结构,那么,承受荷载的主体为这两部分构成,它们共同承担侧向土压力荷载,相辅相成。卸荷式板桩码头结构的工作性状可以从这两部分的工作性状加以考察和分析。其中,单锚式码头结构部分的工作性状体现在前墙、拉杆和锚碇墙三者受力位移性状上,更主要体现在前墙受力位移性状上,而承台群桩基础结构部分的受力位移性状则主要反映在灌注桩工作性状上。

从两种方案模型测得的前墙弯矩分布、灌注桩弯矩分布、锚碇墙弯矩分布和拉杆力以及前墙水平变位分析中(表2),可以明显看到两方案码头结构受力位移性状的特点:在T型地连墙前墙方案中,其墙身弯矩大,灌注桩弯矩小,锚碇墙弯矩小、拉杆力和水平变位较小;在组合钢管桩前墙方案中,其墙身弯矩小,灌注桩弯矩大,锚碇墙弯矩大、拉杆大和水平变位大。由此可见,在T型地连墙前墙方案中,单锚式码头结构部分发挥的作用比承台群桩基础结构部分大,其中起主导作用的是刚性较大的T型地连墙前墙。但在组合钢管桩前墙方案中,承台群桩基础结构部分发挥的作用较大,这时,起主导作用的不再是单锚式码头结构部分,即不再是柔性的前墙岸壁,而是整体抗弯刚度较强的承台群桩基础结构部分。这就是说,两者共同承载所分担的比例与它们相对刚度高低相关:给定侧向荷载条件下,前墙比较刚性时,其承担的侧向荷载比例高,而需要承台群桩基础结构分担的比例低;反之,前墙比较柔性时,其能承担的侧向荷载比例较低,而承台群桩基础结构必须分担较高比例的侧向荷载。

既然前墙和承台群桩基础所分担的侧向荷载比例与其相对刚度高低相关,那么,在一定程度上调整两者相对抗弯刚度,就能调整它们侧向荷载的分担比例,设计出的码头两部分结构,既可以此强彼弱,也可以此弱彼强。为了抵抗港池开挖侧向卸载和码头面竖向面载共同作用,在给定锚碇墙和拉杆前提下,当采用较为刚性的T型地连墙式前墙时,因其侧向承载能力较大,只需设置整体抗弯刚度一般的卸荷承台板群桩基础;但当采用较为柔性的组合钢管桩前墙时,因其侧向承载能力较小,就必须设置整体抗弯刚度较强的承台群桩基础。上述卸荷式板桩码头结构内部单锚式板桩码头结构和承台群桩基础结构两部分荷载分担机制,留给码头设计有更多的自由度,从而可以有更多的变化与创新。

### 3 结 论

本文通过离心模型试验,研究了两种方案的20万吨级卸荷式板桩码头结构,在抵抗港池开挖侧向卸载和码头面竖向面载共同作用时,前墙、灌注桩、锚碇墙和拉杆等的内力反应和位移特性,发现这两种方案码头结构受力合理、前墙位移和拉杆力均在各种允许范围内,两设计方案都是可行的,同时从两设计方案中前墙和灌注桩弯矩反应所呈现的此消彼长特性,揭示了卸荷式板桩码头内部单锚式板桩结构部分和承台群桩基础结构部分之间的荷载分担工作机制,取得了以下3点结论。

(1)在较为刚性的T型地连墙前墙方案中,其墙身弯矩大,灌注桩弯矩小,锚碇墙弯矩小、拉杆力和前墙水平变位较小,单锚式码头结构部分发挥的作用比承台群桩基础结构部分大,起主导作用的是刚性较大的T型地连墙前墙。

(2)在柔性的组合钢管桩前墙方案中,其墙身弯矩小,灌注桩弯矩大,锚碇墙弯矩大、拉杆大和前墙水平变位大,整体抗弯刚度较强的承台群桩基础结构部分发挥的作用较大,起主导作用的不再是单锚式码头结构部分,即不再是前墙,而是承台群桩基础结构部分。

(3)前墙和承台群桩基础所分担的侧向荷载比例与其相对刚度高低相关,由此,可在一定程度上调整两者相对抗弯刚度,就能调整它们侧向荷载的分担比例,设计出的码头两部分结构既可以此强彼弱,也可以此弱彼强。为了抵抗港池开挖侧向卸载和码头面竖向面载共同作用,在给定锚碇墙和拉杆前提下,当采用较为刚性的T型地连墙式前墙时,因其侧向承载能力较大,只需设置整体抗弯刚度一般的卸荷承台板群桩基础;但当采用较为柔性的组合钢管桩前墙时,因其侧向承载能力较小,就必须设置整体抗弯刚度较强的承台群桩基础。

需要说明的是,在本文的模型试验中尚未获得严格意义上的T型地连墙和组合钢管桩前墙陆侧土压力,有待开展更进一步试验研究和原型观测研究工作。

**致 谢:** 本文试验研究得到中国交通建设股份有限公司科技研发项目经费的大力支持,同时得到中交第一航务工程勘察设计院有限公司刘永绣、吴荔丹和张玉萍等多位同志的精心指导,在此一并表示感谢。

#### 参考文献:

[1] 刘永绣. 板桩式岸壁结构的设计理论与方法[M]. 北京: 人

- 民交通出版社, 2014. (LIU Yong-xiu. Design theories and methods for sheet-pile bulkhead[M]. Beijing: China Communications Press, 2014. (in Chinese))
- [2] 李士林, 徐光明. 单锚板桩结构码头离心模型试验研究[J]. 水利水运工程学报, 2008(1): 67 - 72. (LIU Shi-lin, XU Guang-ming. Centrifuge modeling tests for sheet-pile bulkhead anchored by single layer of tie-rods[J]. Hydro-Science and Engineering, 2008(1): 67 - 72. (in Chinese))
- [3] 徐光明, 李士林. 板桩码头中群桩基础联接型式的试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, **35**(增刊 1): 1 - 8. (XU Guang-ming, LI Shi-lin. Experimental study of head fixity conditions of pile group in sheet-pile bulkhead[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, **35**(S1): 1 - 8. (in Chinese))
- [4] 徐光明, 蔡正银, 曾友金, 等. 一种新型板桩码头结构的离心模拟[J]. 岩土力学, 2010, **31**(增刊 1): 48 - 52. (XU Guang-ming, CAI Zheng-yin, ZENG You-jin, et al. Centrifuge modeling for an innovative sheet-pile bulkhead of diaphragm[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(S1): 48 - 52. (in Chinese))
- [5] 徐光明, 章为民. 离心模型中的粒径效应和边界效应研究[J]. 岩土工程学报, 1996, **18**(3): 80 - 86. (XU Guang-ming, ZHANG Wei-min. A study of size effect and boundary effect in centrifugal tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1996, **18**(3): 80 - 86. (in Chinese))
- [6] CHAKRABARTI S K. Advanced series on ocean engineering-volume 9: offshore structure modeling[M]. Singapore: World Scientific Publishing Co Pte Ltd, 1994: 1 - 11.
- [7] 刘永绣, 吴荔丹, 徐光明, 等. 遮帘式板桩码头工作机制[J]. 水利水运工程学报, 2006(2): 8 - 12. (LIU Yong-xiu, WU Li-dan, XU Guang-ming, et al. Working mechanism of sheet pile wharf with barrier piles[J]. Hydro-Science and Engineering, 2006(2): 8 - 12. (in Chinese))
- [8] 徐光明, 陈爱忠, 曾友金, 等. 超重力场中界面土压力的测量[J]. 岩土力学, 2007, **28**(12): 2671 - 2674. (XU Guang-ming, CHEN Ai-zhong, ZENG You-jin, et al. Measurement of boundary total stress in a multi-gravity environment[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, **28**(12): 2671 - 2674. (in Chinese))
- [9] JTS/T231—7—2013 港口工程离心模型试验技术规程[S]. 2013. (JTS/T231—7—2013 Code for centrifugal model test for port engineering[S]. 2013. (in Chinese))
- [10] DL/T 5102—2013 土工离心模型试验技术规程[S]. 2014. (DL/T 5102—2013 Specification for geotechnical centrifuge model test techniques[S]. 2014. (in Chinese))
- [11] TSINKER G P. Handbook of port and harbor engineering: geotechnical and structural aspects[M]. Springer US: ITP International Thomson Publishing, Chapman and Hall Press, 1997: 397 - 508.