

DOI:10.16198/j.cnki.1009-640X.2018.03.007

徐光明, 任国峰, 顾行文, 等. 盐城港卸荷式地连墙结构码头离心模型试验[J]. 水利水运工程学报, 2018(3): 48-56. (XU Guangming, REN Guofeng, GU Xingwen, et al. Centrifuge modeling of diaphragm wall wharf with relief platform at Yancheng port[J]. Hydro-Science and Engineering, 2018(3): 48-56. (in Chinese))

盐城港卸荷式地连墙结构码头离心模型试验

徐光明, 任国峰, 顾行文, 蔡正银

(南京水利科学研究院 水文水资源与水利工程国家重点实验室, 江苏 南京 210029)

摘要: 盐城港滨海港区拟建的第一座 10 万 t 级通用泊位码头采用了分离卸荷式地连墙板桩结构, 码头所处地基中存在一层厚约 5.3 m 高压缩性黏土。鉴于上述高压缩性黏土层与码头前沿泥面线相近, 对码头结构稳定性可能存在较大影响, 为此开展了土工离心模型试验, 对码头设计方案稳定安全性进行了验证。模型试验模拟了极端低水位这一最不利水位条件, 同时按最不利的加载顺序模拟码头面竖向荷载的施加, 试验测量了码头地连墙、锚碇墙和两排直立灌注桩的弯矩、地连墙在锚着点处的侧向位移和锚杆拉力。结果表明, 墙桩弯矩和锚杆拉力最终趋于稳定, 地连墙锚着点位移和地连墙倾斜度均处于合理区间, 码头结构整体稳定, 从而验证了该板桩结构设计方案的合理可靠性。

关键词: 卸荷式板桩码头; 高压缩性黏土; 弯矩; 侧向位移; 锚杆力; 离心模型试验

中图分类号: TU41

文献标志码: A

文章编号: 1009-640X(2018)03-0048-09

板桩结构是码头三大结构型式之一, 以结构形式简单、造价低廉、施工周期短等优点, 在国外众多港口码头建设中得到广泛应用。然而, 由于我国长期缺乏用于建造板桩岸壁的优质型钢以及大倾角斜桩施工技术不足, 导致板桩码头在规模和结构形式上受到极大限制, 板桩码头仅用于中小型码头泊位, 其主要结构型式为钢筋混凝土单锚板桩码头和斜拉桩式板桩码头。自 2000 年以来, 钢筋混凝土地连墙板桩码头结构设计水平和施工技术在我国得到快速发展, 先后成功研发了半遮帘式、全遮帘式和分离卸荷式板桩码头结构, 在渤海湾数十个大型深水泊位建设中得到成功应用^[1]。结合这些板桩码头新结构工程的设计与优化需要, 开展了一系列土工离心模型试验^[2-8], 不仅对各种设计方案进行了充分论证, 而且从不同角度揭示了板桩码头结构与地基相互作用机制, 加深了其工作机理的认识, 为地连墙板桩码头结构设计优化提供了依据。

在上述板桩码头结构中, 遮帘式板桩码头结构一般用于地基承载力较好的粉砂质地区, 当地基中存在不良土层时, 则选择适应能力更强的分离卸荷式板桩码头结构。盐城港滨海港区北区码头一期工程为 10 万 t 级通用泊位, 码头前沿泥面标高-15.5 m, 由于其码头地基中存在一层厚度约 5.3 m 黏土层, 其标贯击数 6.5 击, 允许承载力 100 kPa, 压缩系数 0.78 MPa⁻¹, 属于高压缩性土, 故码头结构采用了图 1 所示的分离卸荷式地连墙板桩结构。其中钢筋混凝土地连墙、锚碇墙和卸荷承台板厚度分别为 1.05, 1.00 和 1.00 m, 两排钢筋混凝土灌注桩直径 1.30 m, 间距 4.5 m, 钢锚杆直径 70 mm, 间距 1.5 m。鉴于高压缩性黏土层中线高程约 -16.4 m, 其埋深处于码头前沿泥面附近, 对码头结构受力稳定影响较大, 鉴于本工程是盐城港滨海港区第一个大型地连墙码头工程, 故开展了 4 组土工离心模型试验对该码头设计方案合理性和码头结构稳定性进行验证, 本文给出了其中最典型的 1 组模型试验及其分析结果。

收稿日期: 2017-08-26

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。E-mail: gmxu@nhri.cn

1 模型试验

1.1 模型设计

试验在南京水利科学研究院 400 g-t 土工离心机完成,该离心机旋转半径为 5.5 m,最大离心加速度为 200g,相应最大负荷为2 000 kg,容量 400 g-t。图 1 为所设计的 10 万 t 级卸荷式板桩码头结构原型断面。因码头沿岸线布置,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型模型箱,其净空尺寸为 1 200 mm(长)×400 mm(宽)×800 mm(高)。模型布置时,根据图 1 所示的原型码头结构尺寸和受力后在地基中的影响范围,为避免模型箱端壁对模型地连墙结构物的边界约束影响^[9],选定的原型与模型几何相似比为 72,即 $n=72$,其他物理量根据离心模型试验相似准则确定^[5],模型布置见图 2。为了考虑原型港池开挖中的超挖影响,模型港池泥面线确定为-16.0 m(图 2)。

1.2 模型制作

1.2.1 地基土层制备 模型地基采用原型土料,在室内重塑制备而成。如图 1 所示,地基土层自上往下分别为回填砂层、粉土层①、黏土层②、粉砂层③、黏土层④₂。其中回填砂层、粉土层①和粉砂层③₃属于无黏性土层,采用压实法制备,按其重度进行控制(表 1)。黏土层②和④₂属于黏性土层,采用预压排水固结法制备^[10],按表 1 中所要求的原位不排水强度值进行控制,即先将黏土土料制备成泥浆,然后注入模型箱内,移置于大型固结仪,待自重固结一定程度后,再在其上逐级施加预压荷载,使土层逐渐排水固结,期间定时监测土体强度的增长,直至其不排水强度达到所要求的目标值。

1.2.2 码头结构件制作 从理论上说,土工离心模型中所有材料应选用与原型相同的材料进行制作,以确保两者性质完全一致。原型卸荷式板桩结构码头中的地连墙、锚碇墙和卸荷承台及直立灌注桩均为钢筋混凝土土材料,按长度比例尺 $n=72$ 缩制的这些模型结构件,其断面尺寸很小。若仍采用钢筋混凝土土制作,这些结构件尺寸难以精确控制,更重要的是,在表面粗糙、尺寸很小的混凝土构件上难以粘贴应变片进行内力测量。考虑到钢筋混凝土和铝合金可近似视作弹性材料,且两者材料密度相近,因此,通常都是采用铝合金材料替代混凝土材料制作模型码头的结构件。

在板桩码头结构中,前板桩墙、锚碇墙和

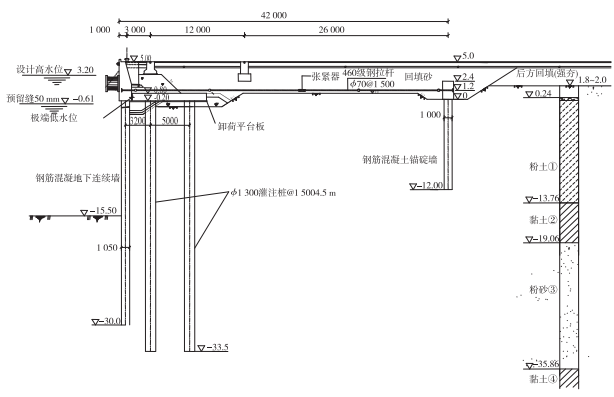


图 1 原型码头结构断面(单位:标高,m;其他,mm)
Fig. 1 Prototype wharf structure section
(unit: elevations in m; others in mm)

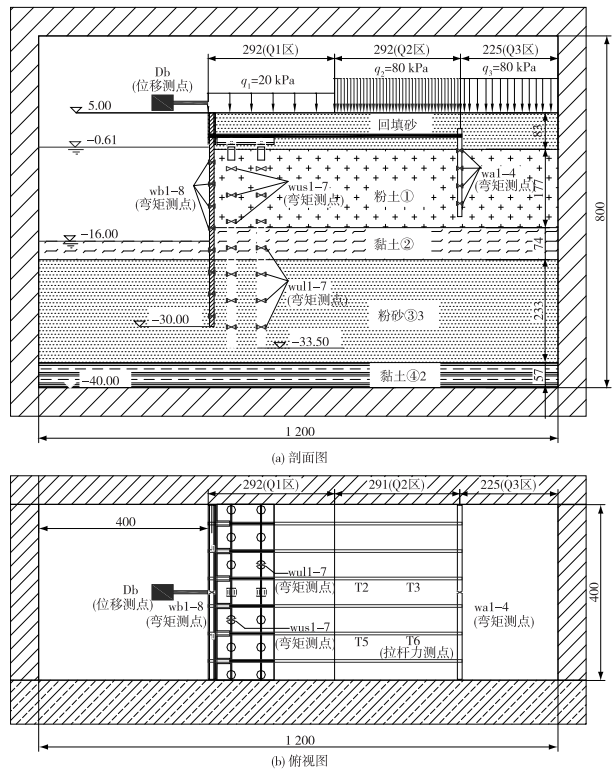


图 2 模型布置(单位:标高,m;其他,mm)
Fig. 2 Model layout (unit: elevations in m; others in mm)

表 1 模型地基土层特性指标
Tab. 1 Properties of model soil ground

土层名称	模型层厚/mm	重度/(kN·m ⁻³)	含水量/%	不排水强度/kPa
回填砂	83	20.0		
粉土①	177	19.6	22.7	
黏土②	74	17.3	44.8	46~53
粉砂③ ₃	233	20.0		
粉质黏土④ ₂	57	18.4	35.4	80~113

卸荷板都属于抗弯构件,因此,模型构件均按等抗弯刚度相似原理进行设计计算^[2-6]。这样,用铝合金制作的模型地连墙、锚碇墙和卸荷承台板的尺寸,分别为 414 mm(高)×10.7 mm(厚),167 mm(高)×10.2 mm(厚)和 132 mm(长)×10.2 mm(厚),它们的宽度与模型箱宽度一致,都为 400 mm。

卸荷平台下的直立圆截面灌注桩,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编制,在此约束条件下再选择合适壁厚的铝合金管来模拟原型实心钢筋混凝土灌注桩。考虑到原型灌注桩侧向承受地基土体侧向位移而有较大的弯矩反应,因此,管壁厚度则根据桩体抗弯刚度相似原理进行调整。由于铝合金材料的弹性模量高于钢筋混凝土材料的弹性模量,因此,原型中的实心桩在模型中将由空心的铝合金管桩来模拟。设原型灌注桩的截面直径为 a_p ,内径为 b_p ,因为是实心桩, $b_p=0$ 。模型桩截面直径为 a_m ,因 a_p 与 a_m 之间必须保持几何相似,故 $a_m=a_p/n$ 。这时原型与模型桩截面惯性矩分别为: $I_p=\pi a_p^4/64$, $I_m=\pi(a_m^4-b_m^4)/64$,这两者必须满足抗弯刚度相似关系要求,即满足 $E_m I_m=E_p I_p/n^4$,由此可以推导出模型桩截面内径为:

$$b_m=a_m\sqrt[4]{(1-E_p/E_m)} \quad (1)$$

对于直径 $a_p=1\ 300$ mm 原型钢筋混凝土灌注桩,其弹性模量 $E_p=28$ GPa,而模型桩采用铝合金制作,其弹性模量 $E_m=70$ GPa。在比尺 $n=72$ 的模型中,外径 $a_m=1\ 300/72=18$ mm,按式(1)计算, $b_m\approx 16$ mm。这样,就采用外径 18 mm、壁厚 1 mm 的铝合金管制作模型桩,模型桩在卸荷板以下部分的长度为 463 mm。

为了模拟原型卸荷平台与直立灌注桩之间的铰接,模型试验设计了文献[8]介绍的一种销键铰接,如图 3 所示。

板桩码头结构中的锚杆属于受拉构件,模型按等抗拉刚度相似原理进行设计^[2-6]。已知原型 460 级钢锚杆直径为 70 mm,模型锚杆采用同样的钢材料制作。为了配合模型直立灌注桩的布置,用 1 根模型锚杆代替 3 根原型锚杆,同时考虑锚杆拉力测试需要,根据以往测试经验,将圆截面锚杆变换为等面积的矩形截面锚杆。最终设计采用的模型钢锚杆截面尺寸为:7.4 mm(宽)×0.4 mm(厚),长度约 586 mm。

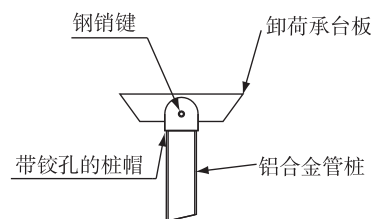


图 3 模型卸荷板与灌注桩的铰接

Fig. 3 Sketch of connection between pile and relief plate

1.3 模型测量

NHRI 400 g-t 大型土工离心机配备有专门的数据采集系统,可同时满足 90 个通道传感器的模型测量需要。模型试验主要测量的物理量包括地连墙、锚碇墙和两排直立灌注桩的弯矩、锚杆力和地连墙侧向变位,这些物理量的测点布置见图 2。其中,地连墙锚着点处的侧向位移,采用德国 Wenglor 公司的激光传感器测量,规格为 YP11MGVL80,量程为 50 mm,相应的精度为 20 mm;弯矩和锚杆力通过粘贴微型应变计搭建全桥电路进行测量^[3,6]。如图 2 所示,在地连墙上部布置了 1 个侧向位移测点 Db,在地连墙墙身上布置了 8 个弯矩测点 wb1~wb8,在锚碇墙墙身上布置了 4 个弯矩测点 wa1~wa4,在第 3 根海侧灌注桩和第 5 根陆侧灌注桩上各布置 7 个弯矩测点 wus1~wus7 和 wul1~wul7,在第 2 根和第 4 根锚杆上各布置了 4 个轴力测点 T2~T3 和 T5~T6。

1.4 荷载模拟

板桩结构码头受到的侧向荷载来自地连墙陆侧地基土体侧向位移所形成的土压力,其大小与直立凌空面高度以及墙前水位相关。工程码头面和港池泥面标高分别为 5.0 和 -16.0 m,故凌空面高度为 21.0 m,当港池水位处于极端低水位 -0.61 m 时,地连墙海陆侧两侧水压力和土压力共同形成的压力差达到最大,本次模型试验模拟这一最为恶劣的受力工况。对于港池水位,采用常规的溢流法进行控制,保持极端低水位。至于地连墙港池一侧的侧向卸载,受制于当前的设备技术水平,港池开挖尚不能在模型运转至设计加速度条件下模拟,仍采用在地面 1g 条件下开挖,其后通过升高离心加速度进行模拟。马险峰等对这种地面预开挖而后再升速的模拟方法进行过相关研究,其误差处于岩土工程可接受程度内,仍是当前最务实的做法^[11]。

另外,码头面上的堆载是最主要的竖向荷载,原型码头面堆场分为 2 个区域,第 1 个区域位于前沿线后

21 m 范围内,堆货均载为 20 kPa;第 2 个区域位于 21m 范围以外,均载为 80 kPa。相应地,模型码头面第 1 个区域 Q1 为前沿线后长 292 mm,宽 400 mm 范围,面积为 0.116 8 m²,荷载集度为 20 kPa,这一区域上的荷载采用质量法施加模拟,即在此面积上铺设铅砂,使其在设计加速度条件下产生 20 kPa 均布荷载,如图 2 所示。码头面第 2 个区域位于第 1 个区域后,范围长 516 mm,宽 400 mm,荷载集度为 80 kPa。为了考虑这一区域最不利荷载分布,即锚碇墙之前无堆载,其他区域满堆载,故以锚碇墙为界,将 80 kPa 面载区域划分为长 291 mm 的 Q2 区和长 225 mm 的 Q3 区,如图 2 所示。分别在 Q2 区和 Q3 区放置尺寸大小合适的两只铁皮水箱,在模型运转至设计加速度后,按最不利的加载顺序模拟码头面竖向荷载的施加,即先给 Q3 区水箱注水,再给 Q2 区水箱注水,通过水箱产生的水荷载,实现这两个区域的码头面荷载模拟。

1.5 试验过程

模型试验拟模拟自港池开挖形成的竣工期和投入营运的运行期。参照近年兴建的多个 10 万 t 级板桩码头泊位港池浚深形成所需时长,确定本次模型试验所模拟的原型码头前沿浚深挖泥时长为 6 个月,在 $n=72$ 土工离心模型试验中,约需运行 50 min。另外模拟原型码头投入营运 7 个月左右,约 216 d,约需运行 60 min。

如前所述,为了模拟原型最不利的码头面荷载分布,离心加速度上升和荷载施加的时间过程见图 4。在码头面 Q1 区采用质量加载法,当模型加速度达到设计加速度 $72g$ 时,码头面 Q1 区内的堆载 q_1 也已同时施加。继续恒加速度运行 30 min 后,开始向 Q3 区的水箱内注水加载,相当于在原型港池形成 108 d 后开始在码头面上堆载 q_3 ,此次注水加载及之后运行共计 30 min,该时长相当于原型时长 108 d。最后,再向 Q2 区域的水箱注水,注水加载 q_2 及之后运行共计 30 min,又模拟原型时长 108 d。

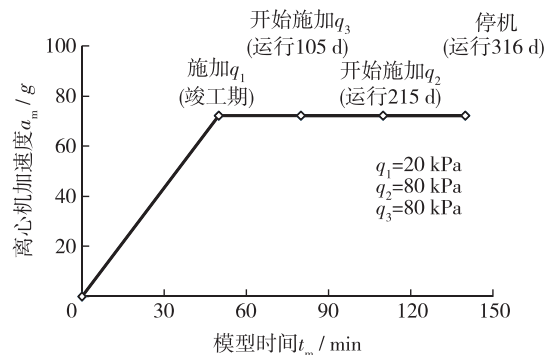


图 4 模型试验过程

Fig. 4 Model test process diagram

2 试验结果与分析

需要说明的是,下面所述弯矩、锚杆力和位移,已经按照文献[6]中给出的各物理量模型相似率,分别换算成原型尺度的数值,模型试验得到的码头性状特征值见表 2。

表 2 码头性状特征值

Tab. 2 Characteristic values of wharf behavior

时间节点	地连墙最大单宽	海侧桩最大	陆侧桩最大	锚碇墙最大单宽	锚杆力	地连墙锚着点
	正负弯矩/(kN·m·m ⁻¹)	正负弯矩/(kN·m)	正负弯矩/(kN·m)	负弯矩/(kN·m·m ⁻¹)	均值/kN	位移/mm
Q1 和 Q3 区域	1 405(-10.0)	1 983(-11.5)	2 185(-11.5)		480	60
荷载施加后	-1 199(-22.5)	-2 487(-24.5)	-2 363(-24.5)	-1 023		
Q1, Q3 和 Q2	1 558(-10.0)	2 214(-11.5)	2 408(-11.5)		610	61
区域荷载施加后	-1 262(-22.5)	-2 618(-24.5)	-2 401(-24.5)	-1 210		

2.1 地连墙墙身弯矩

图 5 是地连墙墙身单宽弯矩分布情况,图中给出了浚深形成港池竣工时(有 q_1),竣工后运行 105 d(q_1),215 d(q_1 和 q_3)和 316 d(q_1, q_2 和 q_3)的 4 条弯矩分布曲线。从图 5 中 4 条曲线上各部分的重合程度可以看到整个试验过程中地连墙墙身弯矩的发展变化,与竣工时相比,竣工后运行 105 d 时,地连墙墙身上部正弯矩稍有增长,但墙身下部基本未变。

在锚碇墙后场区域 Q3 内施加 q_3 后继续运行至 215 d,墙身上部弯矩未见明显变化,但墙身下部负弯矩

增长,最大负弯矩点处的弯矩增量达 $-128 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$,表明后场区域 Q3 内的面载 q_3 只对地连墙墙身下部有影响。

在码头面中间区域 Q2 内施加 q_2 后继续运行至 316 d,墙身上部正弯矩值和下部负弯矩值均出现明显增长,但上部正弯矩反应更显著,最大正弯矩点处的弯矩增量达 $154 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$,并且上部正弯矩增量明显多于墙身下部负弯矩增量,表明中间区域 Q2 内的面载 q_2 对地连墙墙身上下部均有影响。

从图 5 可见,地连墙在标高 -10.0 m 和 -22.5 m 的弯矩内力值是其弯矩分布曲线的极值点,施加 q_2 前后,最大单宽弯矩正负值分别为 $1405, -1199 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$ 和 $1558, -1226 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$ (表 2),均在钢筋混凝土地连墙弯矩设计值以内。面载 q_3 和 q_2 共同作用后,地连墙墙身上部最大正弯矩点处的增量为 $148 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$,占最大正弯矩值的 9%;墙身下部最大负弯矩点处的增量为 $-191 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$,占最大负弯矩值的 15%。

另外,图 5 中 4 条弯矩曲线反弯点几乎重合,位于墙身标高约 -17.5 m ,即港池泥面线(-16.0 m)以下 1.5 m 。对照文献[6]中地连墙板桩码头结构模型试验结果,地连墙弯矩曲线反弯点位于墙身标高 -17.2 m ,港池泥面线(-16.5 m)以下 0.7 m 处。试验结果中地连墙弯矩曲线反弯点较低的原因,在于地基土层中靠近泥面线的高压缩性黏土层,它的存在致使弯矩曲线特征点向下偏移。

2.2 灌注桩桩身弯矩

图 6 和图 7 是海陆两排灌注桩桩身弯矩分布,分别是竣工时(q_1),竣工后运行 105 d(q_1),215 d(q_1 和 q_3),和 316 d(q_1, q_2 和 q_3)的 4 条桩身弯矩分布曲线。从上下各部分的重合程度可以看到不同阶段海侧桩桩身弯矩的发展变化,与竣工时相比,竣工后运行 105 d 时,海侧桩桩身上部正弯矩略有增长,但其下部基本未变。

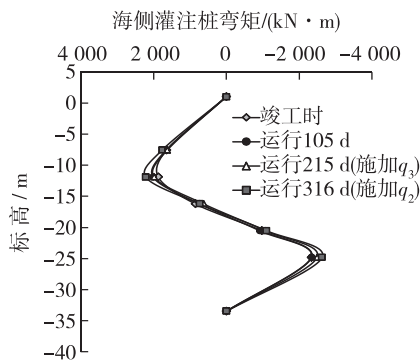


图 6 海侧桩弯矩分布

Fig. 6 Bending moment of seaside pile

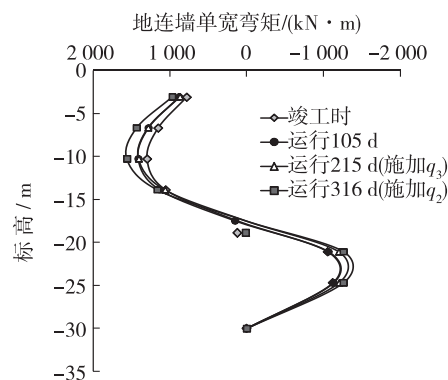


图 5 地连墙单宽弯矩分布

Fig. 5 Unit width bending moment of diaphragm wall

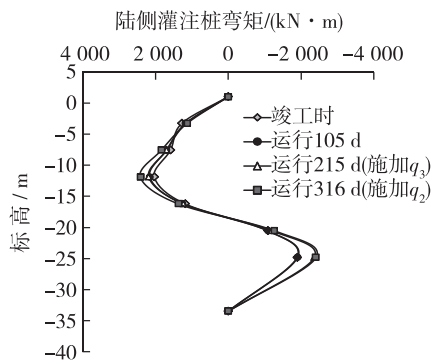


图 7 陆侧桩弯矩分布

Fig. 7 Bending moment of landside pile

从图 6 可以看出,在锚碇墙后场区域 Q3 内施加 q_3 后继续运行至 215 d,海侧桩桩身上部弯矩并未明显变化,但桩身下部负弯矩出现了增长,在桩身下部的最大负弯矩点处,弯矩增量达 $-150 \text{ kN} \cdot \text{m}$,表明区域 Q3 内的面载 q_3 对海侧桩桩身下部有较强影响。在码头面中间区域 Q2 内施加 q_2 后继续运行至 316 d,海侧桩桩身上部正弯矩和下部负弯矩均出现了增长,但上部影响更明显,其上部的最大正弯矩点处,弯矩增量达 $231 \text{ kN} \cdot \text{m}$,下部最大负弯矩点的增量为 $-132 \text{ kN} \cdot \text{m}$,表明区域 Q2 内的面载 q_2 对海侧桩桩身上下部均有影

响,且上部弯矩反应更大。

施加 q_2 前后,海侧灌注桩最大正负弯矩分别为 $1\,983, -2\,487\text{ kN}\cdot\text{m}$ 和 $2\,214, -2\,618\text{ kN}\cdot\text{m}$, 相应位置标高分别约为 -11.0 和 -24.5 m 。面载 q_3 和 q_2 共同作用后,桩身上部最大正弯矩点处增量为 $204\text{ kN}\cdot\text{m}$, 占最大正弯矩值的 9% ; 桩身下部最大负弯矩点处的增量为 $-282\text{ kN}\cdot\text{m}$, 占最大负弯矩值的 11% 。

从图7可以看出,对于陆侧灌注桩,与竣工时相比,竣工后运行 105 d 时,桩身上部正弯矩略有增长,但其下部基本未变。在锚碇墙后场区域 Q3 内施加 q_3 后继续运行至 215 d , 陆侧桩桩身下部弯矩出现明显增长,尤其是在桩身下部的最大负弯矩点处,弯矩增量达 $-456\text{ kN}\cdot\text{m}$, 表明区域 Q3 内的面载 q_3 对陆侧桩桩身下部影响显著。但在码头面中间区域 Q2 内施加 q_2 后继续运行至 316 d , 陆侧桩桩身上部正弯矩出现了较明显增长,在桩身上部最大正弯矩点处,弯矩增量达 $223\text{ kN}\cdot\text{m}$, 而下部桩身弯矩变化不多,表明区域 Q2 内的面载 q_2 对陆侧桩桩身上部影响较为明显。总的来说, Q3 区域内的面载 q_3 对陆侧桩下部影响显著, Q2 区域内的面载 q_2 对桩身上部影响明显。

施加 q_2 前后,最大正负弯矩分别为 $2\,185, -2\,363\text{ kN}\cdot\text{m}$ 和 $2\,408, -2\,401\text{ kN}\cdot\text{m}$, 相应的位置标高分别约为 -11.0 和 -24.5 m 。面载 q_3 和 q_2 共同作用后,桩身上部最大正弯矩点处的增量为 $256\text{ kN}\cdot\text{m}$, 占最大正弯矩值的 11% ; 桩身下部最大负弯矩点处的增量为 $-493\text{ kN}\cdot\text{m}$, 占最大负弯矩值的 21% 。

另外,图6和7所示海陆两排灌注桩弯矩分布曲线中的反弯点位置标高分别约在 -17.5 和 -18.0 m 处。与文献[6]中两排灌注桩弯矩曲线反弯点位置 (-12.5 和 7.0 m) 相比,试验结果中灌注桩弯矩曲线反弯点位置明显较低,其原因仍是地基土层中靠近泥面线的高压缩性黏土层所致,它的存在使得两排灌注桩弯矩曲线特征点显著向下偏移,表明灌注桩将地基上部土体侧向位移作用更进一步向深部地基土体传递。

综上所述,两排灌注桩对码头面的 80 kPa 面载作用的弯矩反应非常明显。海陆两排桩最大正弯矩分别增大了 9% 和 11% , 其最大负弯矩数值则分别增大了 11% 和 21% 。Q3 区域内的面载 q_3 使两排桩下部负弯矩数值发生了增长,而 Q2 区域内的面载 q_2 主要使两排桩的上部正弯矩发生了增长。

设置卸荷平台侧向群桩基础结构的目的,就是将原本作用于地连墙上的一部分土压力荷载转移传递至更深更广的土层中,确保地连墙和整个码头结构稳定,并控制地连墙水平位移量在允许范围内。文献[6]研究表明,设置卸荷平台群桩基础结构后,地连墙陆侧受到的土压力减小了,从而墙身弯矩反应和侧向位移相应减小。因此,卸荷平台群桩基础结构中的直立灌注桩桩身弯矩就是承担侧向土压力荷载后的反应标志。

下面以表2中所列的两排灌注桩弯矩特征值为例,将其折合成单宽弯矩值,并将两者累加后与相应的地连墙特征值进行比较。在码头面3个区域的面载全部施加后,海侧桩和陆侧桩最大正弯矩分别达 492 和 $535\text{ kN}\cdot\text{m/m}$, 合计达 $1\,027\text{ kN}\cdot\text{m/m}$, 是地连墙最大正弯矩值的 66% , 而海侧桩和陆侧桩最大负弯矩分别达 -582 和 $-534\text{ kN}\cdot\text{m/m}$, 合计达 $-1\,116\text{ kN}\cdot\text{m/m}$, 是地连墙最大负弯矩值的 88% 。可见,卸荷平台下的两排灌注桩发挥了巨大的侧向承载作用,显著减轻了地连墙承担的侧向土压力荷载。

直径 1.3 m 钢筋混凝土灌注桩弯矩设计值约为 $2\,900\sim 3\,050\text{ kN}\cdot\text{m}$, 因此,两排灌注桩桩身弯矩反应未超出弯矩设计值,处于安全允许范围内。

2.3 锚碇墙墙身弯矩

图8是锚碇墙墙身弯矩分布,分别是竣工时 (q_1), 竣工后运行 105 d (q_1), 215 d (q_1 和 q_3) 和 316 d (q_1, q_2 和 q_3) 的4条桩身弯矩分布曲线。所测得的锚碇墙墙身弯矩值都为负值,表现为墙身陆侧面受拉。图中前3条弯矩分布曲线比较接近,表明锚碇墙从竣工时直至在 Q2 区施加面载 q_2 之前,锚碇墙墙身弯矩基本未出现明

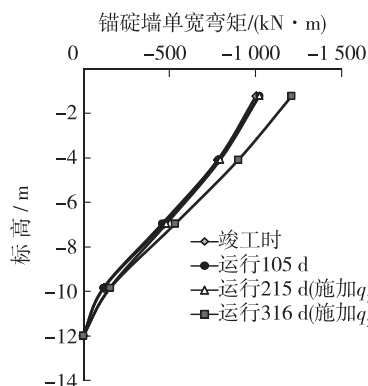


图8 锚碇墙单宽弯矩分布

Fig. 8 Unit width bending moment of anchor wall

显变化,最大单宽负弯矩约 $-1\,023\text{ kN}\cdot\text{m/m}$ (表 2),在钢筋混凝土锚碇墙弯矩设计值以内。但在 Q2 区施加面载 q_2 后,墙身弯矩数值出现明显变化,其最大负弯矩值点处的弯矩增量达 $-188\text{ kN}\cdot\text{m/m}$,最大单宽负弯矩约 $-1\,210\text{ kN}\cdot\text{m/m}$ (表 2),面载 q_2 作用引起的弯矩增量占 15%。

2.4 锚杆力

图 9 是锚杆拉力随时间发展过程,在港池形成过程中,锚杆拉力增长最大,待竣工后,增长趋势明显放缓,逐渐趋于稳定。如图 9 所示,拉力测点 T2 和 T3 位于同一根锚杆上,T2 位于锚杆中点,T3 偏向锚碇墙锚着点一侧。显然,T2 处的拉力值明显大于 T3 处的拉力值,在施加 Q3 区域的面载 q_3 和 Q2 区域的 q_2 之前,T3/T2>85%。对于另一根测量锚杆上的测点 T5 和 T6,锚杆拉力表现出相同的分布特征,在施加面载 q_3 和 q_2 之前,T6/T5>65%。这一特征表明同一根锚杆,其拉力从地连墙锚着点沿锚杆向锚碇墙锚着点逐渐变小。

然而,如图 9 所示,在 Q3 区域施加面载 q_3 后,4 个测点处锚杆力出现了先降后升的突变过程,之后趋于平缓。从施加面载 q_3 之后直到施加面载 q_2 之前这段时间,位于锚杆中点处的 2 个测点 T2 和 T5,其所在处锚杆力均出现了下降,增量分别约 -19 和 -41 kN ,而偏向锚碇墙锚着点的 2 个测点 T3 和 T6,其所在处锚杆力均出现了上升,增量分别约 21 和 28 kN 。

在 Q2 区域施加面载 q_2 后,4 个测点处锚杆力均有增大过程,之后趋于平缓。位于锚杆中点处的 2 个测点 T2 和 T5,其所在处锚杆力增幅较大,增量分别约为 183 和 202 kN ,而偏向锚碇墙锚着点的 2 个测点 T3 和 T6,其所在处锚杆力增幅稍小,增量分别约为 166 和 176 kN 。

Q3 区域施加面载 q_3 后,位于锚杆中点 2 个测点处的锚杆拉力实测值平均值约为 480 kN ,而 Q2 区域施加面载 q_2 后,位于锚杆中点 2 个测点处的锚杆拉力实测值平均值则约为 610 kN (表 2)。对于直径 70 mm 的 550 级高强锚杆,锚杆力设计值可达 $1\,900\text{ kN}$,因此,锚杆受力处于安全允许范围内。

2.5 码头结构整体稳定性

由于受空间限制,试验只对模型地连墙锚着点的侧向位移进行了测量。地连墙锚着点位移量主要是港池开挖施工期中产生积累的,竣工后只有少量位移,基本处于稳定,侧向位移量约 45 mm 。但在锚碇墙后方 Q3 区域施加面载 q_3 后,地连墙锚着点侧向位移出现明显的增幅,侧向位移量达 60 mm ,增量约有 10 mm ,之后趋于平缓,而在锚碇墙前方 Q2 区域再施加面载 q_2 后,地连墙锚着点侧向位移虽有增加,但增幅较小,最终位移量约 61 mm (表 2)。

假设地连墙为刚体发生前倾,计算出的地连墙倾斜率为 0.20% ,该数值处于直立式板桩岸壁码头允许变形范围内^[12]。模型试验完成后,通过检查发现,码头面无裂缝,结构整体完好,表明该工况条件下,码头结构整体稳定。

3 结 语

通过开展土工离心模型试验,成功模拟了盐城港滨海港所包含的高压缩性黏土层地基条件和板桩结构所承受的极端低水位和码头面最不利加载条件,观测了码头各构件的内力反应和地连墙侧向位移,结果表明,地连墙、锚碇墙和灌注桩弯矩以及锚杆拉力均趋于稳定,且处于各自安全允许范围内,只是地连墙和灌注桩弯矩反弯点位置比一般情况明显下移;地连墙锚着点位移和地连墙倾斜度均处于合理区间,码头结构整体稳定,充分验证了本板桩结构设计方案合理可靠,有效展示了分离卸荷式地连墙板桩码头结构对不利地基条件的适应能力。

(1)卸荷式板桩码头结构与地基土体之间的相互作用是一个动态过程,港池开挖和面载施加会即刻引

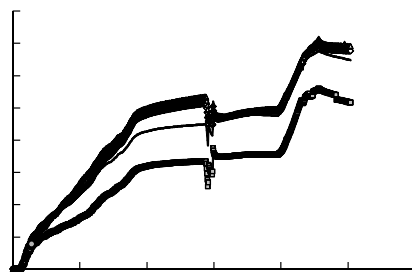


图 9 锚杆力的发展曲线

Fig. 9 Development curves of tension force of tie-rods with time

起构件较大的内力反应,但尚需一段时间的调整才能趋于平稳。试验发现,码头构件内力反应一般在竣工后100 d或面载施加后100 d基本达到稳定。

(2)在离心模型运转过程中采用注水加载法模拟了真实的面载施加过程,码头面80 kPa面载作用显著,而且以锚碇墙为界,前后区域内面载效果不尽相同,后场Q3区域的面载对地连墙和灌注桩下部以及锚杆作用明显;最大正负弯矩绝对值增大,锚杆力减小,地连墙锚着点侧向位移增加;而中间Q2区域的面载对地连墙和灌注桩上部作用明显,最大正负弯矩绝对值增大,锚杆力增大。后场区域和中间区域的面载共同作用后,墙体和桩身的最大正负弯矩、锚杆力和地连墙锚着点侧向位移等特征值均增大,增幅一般在10%~20%。

(3)两排灌注桩最大正弯矩合计值是地连墙最大正弯矩值的66%,最大负弯矩值是地连墙最大负弯矩值的88%,因此,卸荷承台群桩基础所发挥了显著的侧向承载作用。

需要说明的是,有多种因素会影响到离心模型试验测试结果,但鉴于离心模型试验中充分模拟了原型码头地基最不利条件和运行时最不利加载顺序,因此,试验结果能够预测并再现原型码头结构最不利工况中的工作性状。

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:人民交通出版社股份有限公司, 2014: 1-20. (LIU Yongxiu. Design theories and methods for sheet-pile bulkhead[M]. Beijing: China Communications Press Co. Ltd, 2014: 1-20. (in Chinese))
- [2] 李景林, 王剑平, 蔡正银, 等. 遮帘桩方案改造板桩码头离心模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(8): 978-982. (LI Jinglin, WANG Jianping, CAI Zhengyin, et al. Centrifuge model tests on sheet-piled wharf renovated by barrier pile project [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 28(8): 978-982. (in Chinese))
- [3] 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 Yongxiu, WU Lidan, XU Guangming, et al. Working mechanism of sheet pile wharf with barrier piles[J]. Hydro-Science and Engineering, 2006(2): 8-12. (in Chinese))
- [4] XU G M, CAI Z Y, ZENG Y J, et al. Centrifuge modeling for a new type sheet pile bulkhead with barrier piles[C]//Proc Physical Modelling in Geotechnics—6th ICPMG'06. Taylor & Francis Group, London, 2006: 1125-1129.
- [5] 李景林, 蔡正银, 徐光明, 等. 遮帘式板桩码头结构离心模型试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(6): 1182-1187. (LI Jinglin, CAI Zhengyin, XU Guangming, et al. Centrifuge modeling test on covered sheet-piled structure of wharf[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(6): 1182-1187. (in Chinese))
- [6] 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 Guangming, CAI Zhengyin, ZENG Youjin, et al. Centrifuge modeling for an innovative sheet-pile bulkhead of diaphragm[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31(Suppl1): 48-52. (in Chinese))
- [7] 徐光明, 李士林, 刘永绣, 等. 板桩码头结构中桩体作用宽度试验研究[J]. 长江科学院院报, 2012, 29(1): 85-90. (XU Guangming, LI Shilin, LIU Yongxiu, et al. Experimental investigation of equivalent breadth of pile in sheet-pile bulkhead[J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 2012, 29(1): 85-90. (in Chinese))
- [8] 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): 3365-3371. (XU Guangming, LI Shilin. Experimental study of head fixity conditions of pile group in sheet-pile bulkhead[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, 35(Suppl1): 3365-3371. (in Chinese))
- [9] 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 Guangming, ZHANG Weimin. A study of size effect and boundary effect in centrifugal tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1996, 18(3): 80-86. (in Chinese))
- [10] 蒋敏敏, 徐光明, 顾行文. 离心模型试验饱和粘性土制备和固结分析[C]//第25届全国土工测试学术研讨会论文集. 杭州:浙江大学电子音像出版社, 2008: 357-378. (JIANG Minmin, XU Guangming, GU Xingwen. Analysis of preparation and consolidation of saturated clay for centrifugal model test[C]//Proceedings of 25th National Symposium on New Geotechnical Testing. Hangzhou: Zhejiang University Electronic Audio and Video Press, 2008: 357-378. (in Chinese))
- [11] MA X F, HOU Y J, CAI Z Y, et al. Centrifuge modelling of geotechnical processes in soft ground using pragmatic approaches

- [C] // Proceedings of the 8th International Conference on Physical Modelling in Geotechnics. 2014: 139-151.
- [12] TSINKER G P. Handbook of port and harbor engineering: geotechnical and structural aspects[M]. ITP International Thomson Publishing, Chapman & Hall Press, 1997: 4775.

Centrifuge modeling of diaphragm wall wharf with relief platform at Yancheng port

XU Guangming, REN Guofeng, GU Xingwen, CAI Zhengyin

(State Key Laboratory of Hydrology-Water Resources and Hydraulic Engineering, Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210029, China)

Abstract: The first 100,000 tonnage diaphragm wall sheet-pile wharf with the relief platform proposed to be constructed will be located at the Yancheng port, where there is a 5.3 m thick clay layer of high compressibility. As the clay layer is buried near the mud line of the port foundation, its unbeneficial effects on the stability of the wharf structures must be studied so that the safety of the designed wharf can be verified by geotechnical centrifuge model tests. The most unfavorable water level conditions of extreme low water level are simulated by the centrifuge model tests. At the same time the vertical loads on the wharf surface are simulated according to the procedure of wharf surface loading in the model tests. The response of bending moment at the diaphragm wall, anchoring wall, and cast-in-place piles is measured along with the response of the internal force of the tie-rods. The model test results show that the bending moment and anchoring force of the diaphragm wall and pile eventually become stable and that the lateral displacement of the diaphragm wall at the anchoring point and the inclination of the diaphragm wall are all in a reasonable interval, which proves that the proposed design scheme of the sheet pile structure is reasonable and reliable.

Key words: sheet-pile wharf with relief platform; highly compressible clay; bending moment; lateral displacement; internal force of tie-rod; centrifuge model test