



Plaxis 在板桩结构分析中的应用

田利勇^{1,2}, 于文华², 卢育芳²

(1. 同济大学, 上海 200092; 2. 上海市水利工程设计研究院有限公司, 上海 200061)

摘要:上海市某船闸引航道拟采用板桩结构, 为选取合适的板桩结构形式, 利用岩土工程有限元分析软件 Plaxis 对锚碇墙拉锚板桩结构、锚碇叉桩拉锚板桩结构、叉桩式高桩承台结构、直桩式高桩承台结构这 4 种不同板桩结构形式进行数值模拟分析, 得出了各种板桩结构形式的结构位移变形、结构内力及桩侧土压力分布情况。计算成果显示: 锚碇墙拉锚板桩结构和直桩高桩承台结构水平位移较大, 达 60~70 mm; 叉桩高桩承台结构和锚碇叉桩拉锚结构在水平位移较小, 约 20 mm; 叉桩高桩承台结构还具有卸荷作用, 板桩所受主动土压力较小, 板桩弯矩值最小。本项目宜采用叉桩高桩承台结构。

关键词: Plaxis; 板桩; 拉锚; 叉桩; 高桩承台; HSS 模型

中图分类号: U 641.2⁺11

文献标志码: A

文章编号: 1002-4972(2015)04-0194-07

Application of Plaxis in analysis of sheet-pile structure

TIAN Li-yong^{1,2}, YU Wen-hua², LU Yu-fang²

(1. Tongji University, Shanghai 200092, China;

2. Shanghai Water Engineering Design & Research Institute Co., Ltd., Shanghai 200061, China)

Abstract: The sheet-pile structure is used in a Shanghai ship lock. In order to choose appropriate solutions, we put forward the anchor sheet-pile by anchorage wall, anchor sheet-pile by inclined pile, inclined pile structure of elevated pile cap, and straight pile structure of elevated pile cap, and analyze the structures based on Plaxis finite element program. Through calculation, we get the structure's displacement and internal force and the distribution of earth pressure. The calculation results show that the horizontal displacement of the anchor sheet-pile by anchorage wall and straight pile structure of elevated pile cap structure reach 60~70 mm; the horizontal displacement of inclined pile structure of elevated pile cap and anchor sheet-pile by inclined pile structure are only about 20 mm; the inclined pile structure of elevated pile cap can also reduce the effect of earth pressure, the earth pressure on the sheet-pile is smaller, and the bending moment value of the sheet-pile is the minimum. Inclined pile-elevated pile cap is more suitable for this project.

Keywords: Plaxis; sheet-pile; anchor; inclined pile; elevated pile cap; HSS model

上海市某船闸工程需实地开挖引航道, 引航道设计底高程为 -2.90 m, 墙后地坪高程为 5.75 m, 引航道挡土高度达到 8.65 m。受场地条件及用地条件限制, 引航道须采用直立挡土结构形式。根据上海市类似工程建设经验, 引航道可采用锚碇墙拉锚板桩结构、锚碇叉桩拉锚板桩结构、叉桩式高桩承台结构、直桩式高桩承台结构等形式。

JTS 167-3—2009《板桩码头设计与施工规范》等相关规范对上述结构计算分析给出了经验的简化计算方法^[1]。经验计算方法无法解决锚碇结构与板桩墙之间的耦合作用, 难以对结构整体受力变形进行分析; 经验计算方法难以考虑多排桩桩土共同作用, 对计算成果的可信度造成一定影响; 经验计算方法将结构进行了人为的拆解, 造成不

收稿日期: 2014-06-19

作者简介: 田利勇 (1982—), 男, 工程师, 从事水利、水运工程设计研究工作。

同结构形的计算方法不尽相同, 无法对不同结构形进行平行对比分析。板桩结构受力机理十分复杂, 仅采用经验简化计算方法已经无法满足设计要求, 需采用有限元计算方法进行数值模拟分析。汤子扬等^[2-3]运用 Plaxis 对板桩码头结构进行分析, 并与经验简化计算方法进行了对比, 认为 Plaxis 有限元程序可以更加真实、准确、全面地反映结构的整体变形及受力情况。本文利用 Plaxis 有限元程序对不同类型结构的变形及受力特性进行模拟计算, 平行对比分析各方案变形及受力情况, 为选取适合本工程的板桩结构形式提供科学的依据。

1 设计方案

1) 锚碇墙拉锚板桩结构。

板桩墙采用厚度 500 mm 的 C40 钢筋混凝土板桩, 桩长 21 m; 锚碇结构采用平均厚度 700 mm 的 C30 现浇钢筋混凝土锚碇墙, 锚碇墙高 3.0 m; 拉杆为直径 80 mm 的 Q235 钢拉杆, 间距 1.5 m(图 1)。

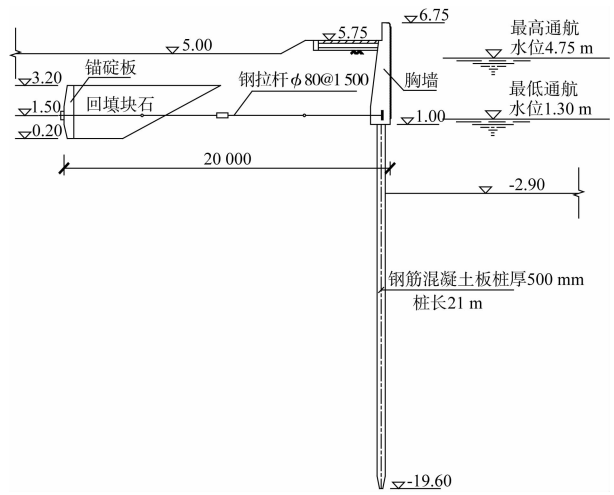


图 1 锚碇墙拉锚板桩结构断面
(高程: m; 尺寸: mm。下同。)

2) 锚碇叉桩拉锚板桩结构。

板桩墙采用厚度 500 mm 的 C40 钢筋混凝土板桩, 桩长 21 m; 锚碇叉桩结构采用 $\phi 600$ mm PHC 管桩 (AB 型), 桩长 30 m, 斜度为 5:1, 桩顶设 C30 钢筋混凝土承台, 承台宽 2.5 m, 厚 1 m; 拉杆为直径 80 mm 的 Q235 钢拉杆, 间距 1.5 m (图 2)。

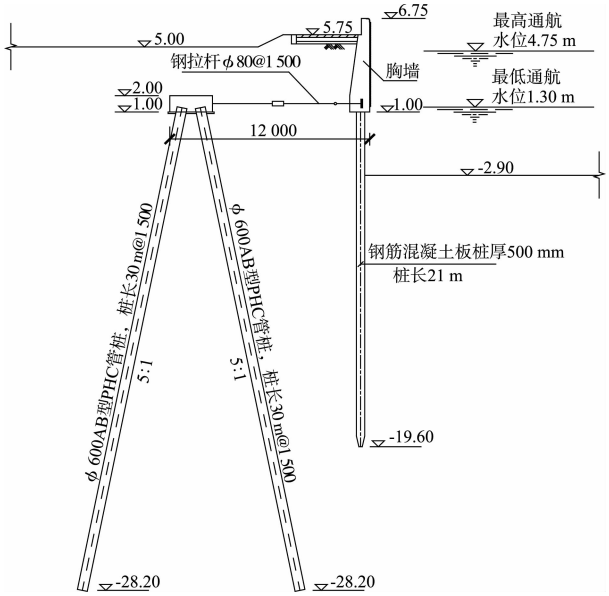


图 2 锚碇叉桩拉锚板桩结构断面

3) 叉桩式高桩承台结构。

前排桩采用厚度 400 mm 的 C40 钢筋混凝土板桩, 桩长 21 m; 板桩后侧布置两排叉桩, 叉桩采用 $\phi 600$ mm PHC 管桩 (AB 型), 桩长 30 m, 斜度为 5:1; 板桩和叉桩桩顶设 C30 钢筋混凝土 L 型挡墙, 挡墙底板宽 8.5 m, 厚 0.8 m (图 3)。

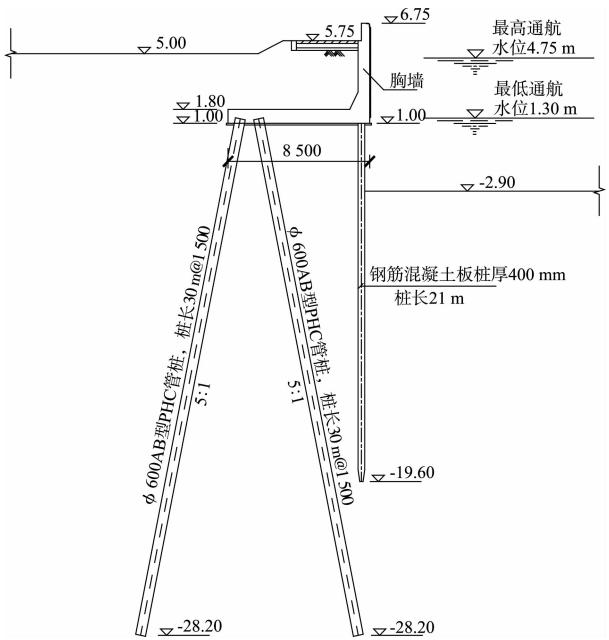


图 3 叉桩式高桩承台结构断面

4) 直桩式高桩承台结构。

前排桩采用厚度 400 mm 的 C40 钢筋混凝土板桩, 桩长 21 m; 板桩后侧布置 3 排直桩, 直桩

采用 400 mm × 500 mm 的 C40 钢筋混凝土矩形桩，桩长 23 m；板桩和矩形桩桩顶设 C30 钢筋混凝土 L 型挡墙，挡墙底板宽 8.5 m，厚 0.8 m（图 4）。

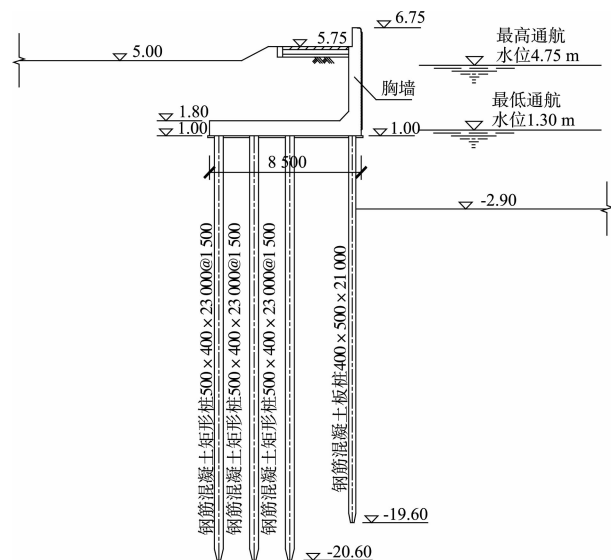


图 4 直桩式高桩承台结构断面

2 模型建立

2.1 土体本构模型选取

目前，岩土工程分析常用的本构模型有：非线性弹性 Duncan-Chang 模型^[4]，弹塑性的 Mohr-Coulomb 模型、Druker Prager 模型及 Druker Prager + Cap 模型^[5]、修正剑桥模型^[6]等。Duncan-Chang 模型应用较广，参数也可通过普通的三轴试验获得，且可以考虑卸载模量对计算结果的影响，但未能考虑固结压力的作用，不适宜模拟上海地区的正常固结和弱超固结黏土以及密实度较低的砂土这类变形受体积应变影响较大的土体。Mohr-Coulomb 模型与 Druker Prager 模型为理想弹塑性模型，参数简单且易于获得，但不能考虑卸载模量与加载（剪切）模量的区别，且未考虑固结压力的作用，也不适宜模拟上海地区土层中的卸载开挖问题。Druker Prager + Cap 模型虽然考虑了固结压力和体积应变的影响，但由于其加载模量和卸载模量相同，不宜用于模拟卸载问题。修正剑桥模型以塑性体积应变作为硬化参数，考虑了固结压力和体积应变对土体应力应变的影响，但由于其过大地估计了土体的抗剪强度，导致坑底被动区土体在剪切过程中表现出“过强”的现象^[11]。

HS 模型（Hardening Soil Model）最先由 Schanz（1998）和 Schanz 等^[7]（1999）在 Vermeer（1978）的双硬化模型的基础上提出。该模型在 p 、 q 平面内由一个双曲线型的剪切屈服面以及一个椭圆型的盖帽屈服面组成，其在模拟土体剪切方面可认为是弹塑性的 Duncan-Chang 模型，且其盖帽屈服面可模拟土体体积压缩方面的特性。Benz^[8]（2007）将小应变范围内土体剪切刚度与应变的非线关系考虑进 HS 模型，提出了 Hardening soil small-strain model（简称为 HSS 模型）。挡土墙土体的剪应变一般须控制在 $1.0 \times 10^{-4} \sim 1.0 \times 10^{-3}$ 的量级，而土体的（剪切）刚度是随着应变的增加而急剧衰减的，土体在小应变阶段的刚度要远大于较大应变阶段的刚度^[9,11]（图 5）。可见，由于 HSS 模型在描述土体剪切硬化、压缩硬化、加卸载、小应变等方面的优势，较常用本构模型而言更适合于本项目模拟分析。

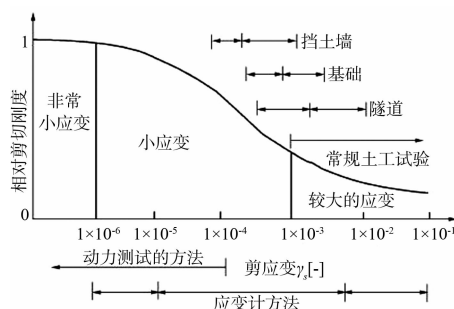


图 5 土工试验和土工结构中典型土的应变-刚度关系^[10-11]

2.2 土体本构模型参数

HSS 模型与 HS 模型相比，除反映土体的小应变特性的参数外，其余参数同 HS 模型。在 HSS 模型中需确定小应变特性参数，即初始剪切模量 G_0 和阈值剪应变 $\gamma_{0.7}$ 。其余共有 11 个 HS 模型参数，分别如下：

3 个 Mohr-Coulomb 强度参数：有效粘聚力 c 、有效内摩擦角 φ 、剪胀角 ψ 。

3 个基本刚度参数：三轴排水试验的参考割线刚度 E_{50}^{ref} ；固结试验的参考切线刚度 E_{oed}^{ref} ；刚度应力水平相关幂指数 m 。

5 个高级参数：卸荷再加荷模量 E_{ur}^{ref} ；卸载再

加载泊松比 ν_{ur} ，参考应力 p^{ref} ；破坏比 R_f ；正常固结条件下的侧压力系数 K_0 。

计算中不同分层土体的密度、粘聚力、摩擦角等参数由勘察报告提供，刚度参数和高级参数则参照王卫东^[12] 等对上海地区土体硬化模型参数研究成果进行确定（表 1）。

表 1 土层 HSS 模型参数												
土层号	$\rho/(\text{t}\cdot\text{m}^{-3})$	c/kPa	$\varphi/(\text{^\circ})$	$\psi/(\text{^\circ})$	E_{50}^{ref}	E_{oed}^{ref}	E_{ur}^{ref}	$\gamma_{0.7}$	G_0	p^{ref}/kPa	ν_{ur}	排水状态
②	1.85	7	29.0	0	10 000	5 000	50 000	0.000 2	100 000	100	0.2	不排水
③	1.75	0	28.0	0	6 240	3 120	31 200	0.000 2	62 400	100	0.2	不排水
③ _夹	1.86	5	32.5	2.5	17 600	8 800	88 000	0.000 2	176 000	100	0.2	排水
④	1.68	4	22.0	0	4 220	2 110	21 000	0.000 2	42 200	100	0.2	不排水
⑤ ₁₋₁	1.74	6	24.5	0	6 060	3 030	30 300	0.000 2	60 600	100	0.2	不排水
⑤ ₁₋₂	1.78	6	27.4	0	7 500	3 750	37 500	0.000 2	75 000	100	0.2	不排水
⑥	1.93	22	29.0	0	13 240	6 620	66 200	0.000 2	132 400	100	0.2	不排水
⑦ ₁	1.88	5	33.5	3.5	19 920	9 960	99 600	0.000 2	199 200	100	0.2	排水

2.3 结构材料参数

板桩墙、挡墙采用板单元模拟，材料参数按混凝土材料选取，截面积、惯性矩等几何参数需折算到每米范围上来确定。钢拉杆采用点对点锚杆模拟，桩基采用桩单元模拟，采用弹塑性无厚度接触面单元模拟板与土体之间相互作用。结构料参数见表 2。

表 2 结构材料参数			
结构材料	行为参数	轴向刚度 $EA/(\text{GN}\cdot\text{m}^{-1})$	抗弯刚度 $EI/(\text{GN}\cdot\text{m}^2\cdot\text{m}^{-1})$
500 mm 板桩	弹性	16.30	0.338
400 mm 板桩	弹性	13.00	0.173
挡墙底板	弹性	24.00	1.280
挡墙墙身	弹性	21.00	0.858
钢拉杆	弹塑性	1.03	
φ600 mm PHC 管桩	弹塑性	6.43	0.203
400 mm × 500 mm 矩形桩	弹塑性	6.50	0.135

2.4 计算模型

航道横断面为对称模型，故可取半结构进行计算分析。模型的尺寸为 80 m（水平）× 45 m（竖直）。计算模型及网格划分见图 6。

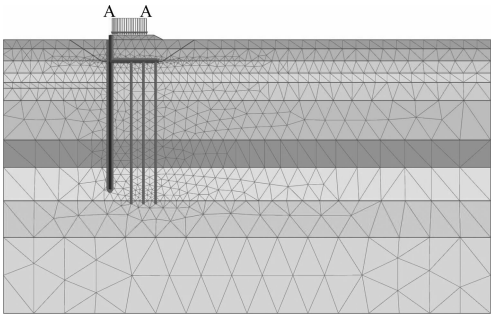
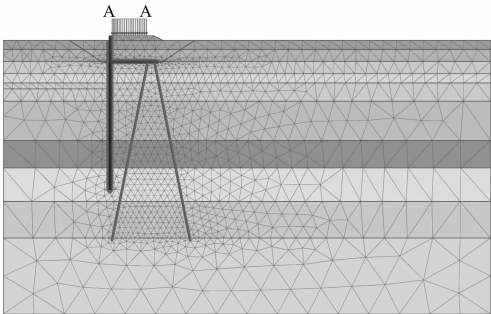
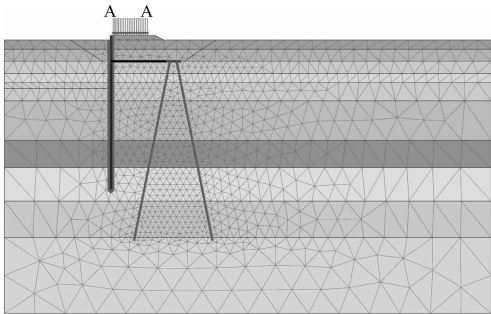
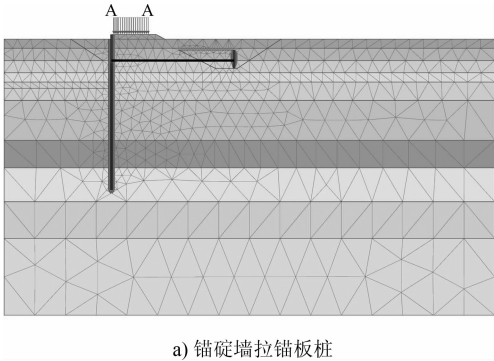


图 6 结构断面计算模型

3 数值模拟结果对比分析

3.1 前墙变形对比

4 种方案前墙位移计算成果见表 3, 4 种方案前墙位移变形见图 7。

表 3 前墙水平位移变形对比			
方案	前墙位移 最大值/mm	位移最大值 出现位置/m	墙顶 位移/mm
锚碇墙拉锚板桩	57.55	1.00	56.96
锚碇叉桩拉锚板桩	21.34	-3.50	1.13
叉桩高桩承台	20.91	-2.50	16.64
直桩高桩承台	71.09	5.75	71.09

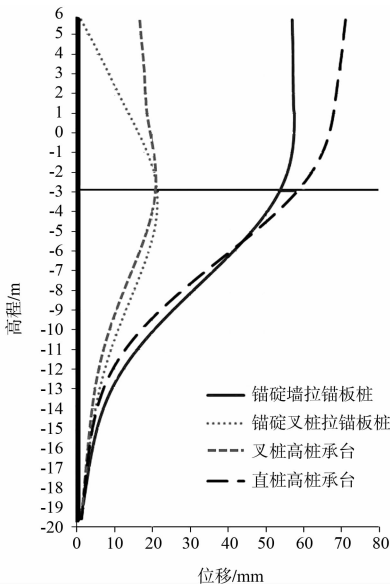


图 7 前墙水平位移变形

根据计算可知：锚碇墙拉锚板桩结构和直立式高桩承台结构前墙水平位移较大，最大水平位移分别达到了 57.55 mm 和 71.09 mm。锚碇叉桩拉锚板桩结构及叉桩高桩承台结构前墙水平位移变形较小，最大水平位移分别为 21.34 mm 和 20.91 mm，最大水平位移出现在航道底附近区域。

软土地基对锚碇板的嵌固效果较差，锚碇墙前土体变形较大，引起锚碇墙出现较大的水平位移，最终造成锚碇墙拉锚结构前墙出现较大的位移，软土地区采用锚碇墙（板）拉锚板桩结构易出现较大的水平位移变形。

直桩结构抵抗水平变形效果较差，特别对于软土地区高挡土结构，采用直桩高桩承台结构很难有效控制结构的水平位移变形。

叉桩结构抵抗水平位移变形效果好，无论采取叉桩锚碇拉锚板桩结构还是叉桩式高桩承台结构，结构的水平位移控制效果均较好。

3.2 前墙前后侧土压力分布对比

4 种方案前墙前后侧土压力分布情况见图 8。

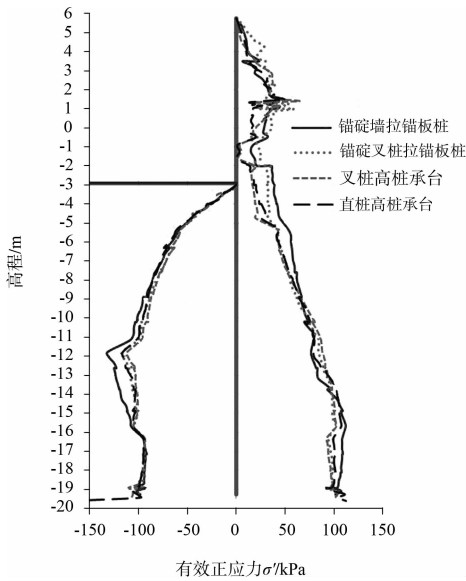


图 8 前墙前后侧土压力分布

根据计算可知：叉桩式高桩承台结构和直桩式高桩承台结构承台底板下方的主动土压力较锚碇墙拉锚板桩结构和锚碇叉桩拉锚板桩结构小，这是由于高桩承台结构发挥了卸荷作用，有效减小了承台下部的主动土压力。

锚碇墙拉锚板桩结构和锚碇叉桩拉锚板桩结构前墙的土压力分布趋势相近，但两者土压力值有一定差别。在 -2 m 以上部位，锚碇叉桩拉锚板桩较锚碇墙拉锚板桩主动土压力大，这是由于前者的前墙变形位移小，墙后土压力介于主动土压力和静止土压力之间，故墙后土压力较大；在航道底附近处，锚碇叉桩拉锚板桩较锚碇墙拉锚板桩主动土压力小，这可能是由于前者锚碇承台的卸土作用引起的。锚碇墙拉锚板桩较锚碇叉桩拉锚板桩被动土压力大，特别是在 -9.0 ~ -15.5 m 高程范围，这是由于锚碇墙拉锚板桩前墙变形位移大，墙前被动土压力也更大。

叉桩式高桩承台结构和直桩式高桩承台结构前墙的土压力分布趋势相近，但直桩高桩承台结

构较叉桩高桩承台结构的被动土压力略大, 这是由于直桩高桩承台结构前墙变形位移大引起的。

3.3 前墙内力对比

4 种方案前墙弯矩内力计算成果见表 4, 4 种方案前墙位移变形见图 9。

表 4 前墙弯矩对比				
方案	正弯矩		负弯矩	
	最大值/ (kN·m)	位置/m	最大值/ (kN·m)	位置/m
锚碇墙拉锚板桩	349.30	-2.75	-269.28	-12.06
锚碇叉桩拉锚板桩	304.76	-2.75	-96.37	-12.06
叉桩高桩承台	128.86	-3.00	-52.16	-11.50
直桩高桩承台	204.90	-2.25	-162.75	-11.50

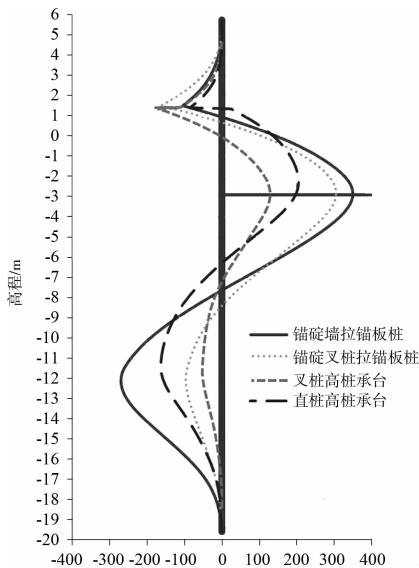


图 9 前墙弯矩

根据计算可知: 锚碇墙拉锚板桩结构和锚碇叉桩拉锚板桩结构前墙正弯矩较大, 最大正弯矩分别达到了 349.30 kN·m 和 304.76 kN·m; 叉桩高桩承台和直桩高桩承台结构前墙正弯矩相对较小, 最大正弯矩分别为 128.86 kN·m 和 204.90 kN·m; 最大正弯矩均出现在航道底附近区域。锚碇墙拉锚板桩结构和直桩式高桩承台结构前墙的负弯矩较大, 最大负弯矩分别达到了 -269.28 kN·m 和 -162.75 kN·m; 锚碇叉桩拉锚板桩结构和叉桩高桩承台结构前墙负弯矩相对较小, 最大负弯矩分别为 -96.37 kN·m 和 -52.16 kN·m; 负弯矩最大

值出现在 -12 m 高程附近区域, 与被动土压力最大值分布区域相近。

1) 拉锚板桩结构与高桩承台结构对比。

高桩承台结构板桩厚度为 400 mm, 拉锚板桩结构板桩厚度为 500 mm, 前者板桩刚度较后者小; 由于高桩承台结构的卸荷作用, 有效减小了承台下部的主动土压力, 造成高桩承台结构前墙所受主动土压力较拉锚结构要小; 受上述因素影响, 造成高桩承台结构前墙正弯矩较拉锚结构小很多。

2) 锚碇墙拉锚板桩结构与锚碇叉桩拉锚板桩结构对比。

锚碇叉桩结构的嵌固效果比锚碇墙结构好, 拉杆发挥的拉力更大, 拉杆处的负弯矩较大, 使其前墙竖向沿程弯矩曲线往“左”牵引(图 9), 造成其前墙的正弯矩值较锚碇墙拉锚结构略小。

由于锚碇墙拉锚板桩结构前墙变形位移较锚碇叉桩拉锚板桩结构大很多, 其墙前被动土压力也较大, 造成了前墙出现的负弯矩值较锚碇叉桩拉锚板桩结构大很多。

3) 叉桩高桩承台结构与直桩高桩承台结构。

叉桩结构板桩在承台处出现了较大的负弯矩, 而直桩结构板桩在承台处未出现负弯矩, 说明叉桩的抗水平力效果较直桩好, 叉桩的“牵引”作用明显强于直桩。叉桩结构相比直桩结构其前墙竖向沿程弯矩曲线明显的被往“左”牵引, 造成其前墙的正弯矩值较直桩高桩承台结构小很多。

由于直桩高桩承台结构前墙变形位移较叉桩高桩承台结构大很多, 其墙前被动土压力也较大, 造成了前墙出现的负弯矩值叉桩高桩承台结构大很多。

4 结语

1) 板桩码头结构受力机理十分复杂, 经验简化计算方法无法解决锚碇结构与板桩墙之间的耦合作用, 难以考虑多排桩桩土共同作用、难以对

不同结构形式进行平行对比分析。有限元计算方法可以实现不同结构形式在同一个本构模型框架下的整体分析,可以实现对不同结构形式的平行对比分析,分析成果更具可比性,可以为设计提供更加科学的参考依据。

2) 挡土结构土体的剪应变一般须控制在 $1.0 \times 10^{-4} \sim 1.0 \times 10^{-3}$ 的量级,土体处于小应变变形阶段,采用 HSS 模型可以考虑土体剪切硬化、压缩硬化、加卸载、小应变等特性,能较为准确地模拟板桩结构整体变形及受力特性。

3) 锚碇叉桩拉锚板桩结构及叉桩高桩承台结构前墙水平位移变形相近,水平位移较小,最大水平位移分别为 21.34 mm 和 20.91 mm,最大水平位移出现在航道底附近区域。锚碇墙拉锚板桩结构和直立式高桩承台结构前墙水平位移较大,最大水平位移分别达到了 57.55 mm 和 71.09 mm。叉桩结构对减小结构整体水平位移有显著的作用。

4) 叉桩式高桩承台结构和直桩式高桩承台结构前墙的土压力分布趋势相近,但直桩高桩承台结构较叉桩高桩承台结构的被动土压力略大;锚碇墙拉锚板桩结构和锚碇叉桩拉锚板桩结构前墙的土压力分布趋势相近,但两者土压力值有一定差别;高桩承台结构承台底板下方的主动土压力较拉锚板桩结构小,这是由于高桩承台结构发挥了卸荷作用,有效减小了承台下部的主动土压力。

5) 锚碇墙拉锚板桩结构前墙正弯矩最大,达到 349.30 kN·m,叉桩高桩承台结构前墙正弯矩最小,为 128.86 kN·m,主要由板桩刚度和承台卸荷引起的;锚碇墙拉锚板桩结构前墙负弯矩最大,达到 -269.28 kN·m,叉桩高桩承台结构前墙负弯矩最小,为 -52.16 kN·m;主要由板桩刚度和板桩变形位移引起的。

6) 叉桩高桩承台结构在水平位移控制、前墙土压力卸荷、前墙弯矩控制等方面均取得较

好的效果,本项目宜优先选用叉桩高桩承台结构,其次也可选用锚碇叉桩拉锚板桩结构,锚碇墙拉锚板桩结构和直桩高桩承台结构水平位移大,对工程正常运行会产生不利影响,故不建议选用。

参考文献:

- [1] JTS 167-3—2009 板桩码头设计与施工规范[S].
- [2] 汤子扬,牛志国,陈春燕. Plaxis 在板桩码头分析中的应用[J]. 水利水运工程学报, 2013(1): 81-85.
- [3] 桂劲松,孟庆,李振国,等. 基于 PLAXIS 的板桩结构非线性有限元分析[J]. 水运工程, 2011(6): 11-15.
- [4] Duncan J M, Chang C Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soil [J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division: ASCE, 1970, 96(5): 1 629-1 653.
- [5] Drucker D C, Prager W. Soil mechanics and plastic analysis in limit design [J]. Quarterly of Applied Mathematics, 1952, 10(2): 157-165.
- [6] Schofield A N, Worth C P. Critical State Soil Mechanics[M]. London: McGraw Hill, 1968.
- [7] Schanz T, Vermeer P A, Bonnier P G. The hardening soil model-formulation and verification [C]//Beyond 2000 in Computational Geotechnics, Amsterdam, Balkema: [s. n.], 1999: 281-296.
- [8] Benz T. Small-strain Stiffness of Soils and Its Numerical Consequences [D]. Stuttgart, Germany: Institute of Geotechnical Engineering, University of Stuttgart, 2007.
- [9] Benz T. Small-strain Stiffness of Soils and Its Numerical Consequences [D]. Stuttgart, Germany: University of Stuttgart, 2006.
- [10] Atkinson J H, Sallors G. Experimental determination of soil properties[C]//Proc 10th ECSMFE: 915-956.
- [11] 尹骥. 小应变硬化土模型在上海地区深基坑工程中的应用[J]. 岩土工程学报, 2010, 32 (S1): 166-172.
- [12] 王卫东,王浩然,徐中华. 基坑开挖数值分析中土体硬化模型参数的试验研究[J]. 岩土力学, 2012, 3(8): 2 283-2 290.