

## “格形钢板桩码头”的应用与展望

U656.110.3

设计二所 张宗民

## 1 概述

格形钢板桩结构作为施工围堰或临时挡土、消浪结构在国内外已普遍采用,但作为码头结构使用的却不多。随着港口建设发展的高要求和劳动力/材料价格比上升的总趋势,格形钢板桩码头的优点——适于多种土质条件、工期短、潜水作业少、可承受大的竖向和水平荷载、易适应竖向沉降和水平位移、水深越深造价越省等,越来越显示出其竞争优势。因此,近几年在日本、挪威等国家的不少码头采用了格形钢板桩结构,我国至今也有两座格形钢板桩结构码头相继投入使用。

虽然,由于格形钢板桩结构是一种柔性重力式结构,具有板桩和沉箱的一些特点,但还存在不少难于精确计算和钢板桩腐蚀和格体被撞难修复等问题。但随着模型试验研究的深入、防腐技术的提高以及操作管理的加强,相信格形钢板桩结构在码头应用上会显示出其强大的生命力。因此,本人借助盐田二期工程设计的机会,将搜集到的国内外设计施工资料进行整理,并结合自己的计算、分析、理解,写成本文,希望有助于国内同行对“格形钢板桩码头”的认识。

## 2 格形钢板桩码头的布置形式

## 2.1 格形钢板桩结构型式及其特点

格形钢板桩结构是指由钢板桩(有直腹式、曲腹式和T型或Y型连接钢板桩)通过锁口连接,在平面上组成单个或多个闭合格仓,内充填料而成稳定的受力结构。其平面形状有三种基本类型,即圆格型、扁格型和四分格型,如图1。它们各自的特点如下:

**圆格型:**是由若干独立的大直径主格体和小直径弧形付格体连接而成的,主付格连接点

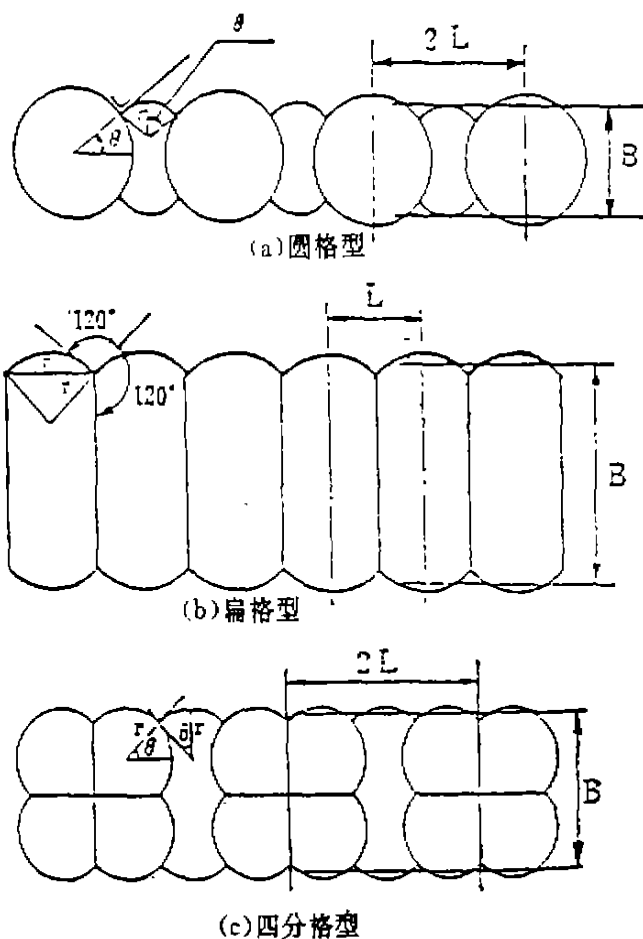


图1 格形钢板桩结构岸壁平面形状

与格体纵向轴线夹角  $\theta=30\sim 45^\circ$ ,主格充满填料后能自身稳定。与同等设计的扁格型相比,每延米用钢量少。

**扁格型:**是由两组圆弧段和垂直于纵轴线的隔墙连接而成的,经验上一般取圆弧段的半径等于两隔墙间距,隔墙与圆弧连接点成三个  $120^\circ$  夹角。扁格型岸壁宽度可以随隔墙长度变化任意改变,而不会增加锁口拉力,因锁口拉力大小取决于圆弧段的半径,任一高程面上的锁口拉力是相同的。在同样的设计条件下,扁格型的锁口拉力比圆格型的小。

**四分格型:**是圆格型的改进型,通常用于水深、荷载大、自身稳定要求直径很大且用扁格型还难于应付大锁口拉力的情况。虽然四分格型比圆格型或扁格型用钢量都大,但在锁口拉力很大的情况下还是适用的。

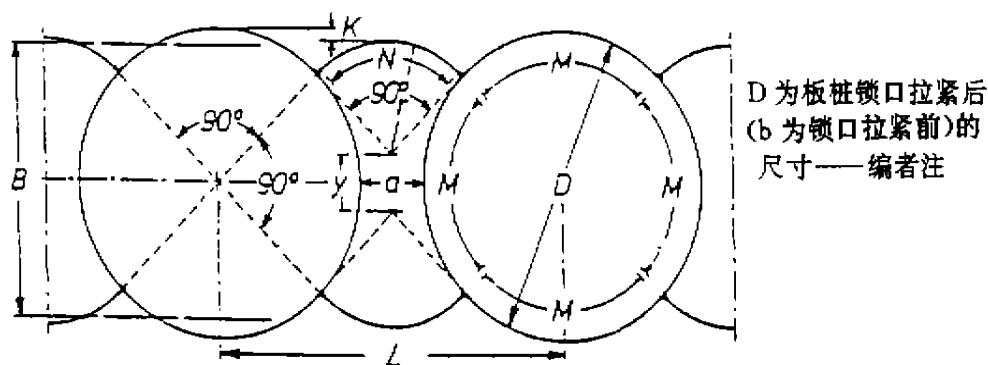
上述三种型式以圆格型应用最普遍。

格体直径选择取决于水深和外部荷载,每延米格体板桩用量与直径关系不大,每延米码头造价与格体内填料单价的关系很大。

虽然格体设计步骤与拉锚板桩墙很相似,但格体抗剪稳定对填料要求很严,从某种意义上说,格体内填料选择的好坏,是决定格形钢板桩结构是否成功的关键。一般要求具有以下四种特性:

1. 能自由排水,含细颗粒少;
2. 抗剪强度和摩擦系数大;
3. 自重大;
4. 级配好,不易形成管漏。

通常采用级配较好的中粗砂或碎石作为格体内的填料。一般主格体直径为  $10\sim 20\text{m}$ ;钢板桩分为  $40\text{cm}$  和  $50\text{cm}$  两种系列(指板桩宽度),壁厚  $9\sim 12.7\text{mm}$ ,重量  $128\sim 152\text{kg/m}^2$ ;锁口最大抗拉能力为  $2000\sim 5000\text{kN}$ ,锁口间有大约  $10^\circ$  的转动自由度。图 2~4 和表 1 分别表示圆格型钢板桩  $b=500,413,400\text{mm}$  的布置。

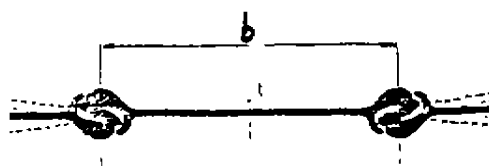


4M	pc. pc.	52	60	68	76	84	92	100	108	116	124	132
M	pc. pc.	13	15	17	19	21	23	25	27	29	31	33
D	m f <sub>t</sub>	8.40 27.56	9.68 31.76	10.95 35.93	12.22 40.09	13.50 44.29	14.77 48.46	16.04 52.63	17.31 56.80	18.59 60.99	19.86 65.16	21.14 69.39
N	pc. pc.	9	9	9	11	11	13	13	15	15	15	17
r	m f <sub>t</sub>	3.06 10.04	3.06 10.04	3.06 10.04	3.69 12.11	3.69 12.11	4.33 14.21	4.33 14.21	4.96 16.27	4.96 16.27	4.96 16.27	5.60 18.37
a	m f <sub>t</sub>	1.87 6.13	1.49 4.89	1.12 3.67	1.64 5.38	1.27 4.17	1.79 5.87	1.42 4.66	1.94 6.36	1.56 5.12	1.19 3.90	1.73 5.67
L	m f <sub>t</sub>	10.27 33.69	11.17 36.65	12.07 39.60	13.86 45.47	14.77 48.46	16.56 54.33	17.46 57.28	19.25 63.16	20.15 66.11	21.05 69.06	22.86 75.00
y	m f <sub>t</sub>	1.62 5.31	2.52 8.27	3.42 11.22	3.42 11.22	4.33 14.21	4.33 14.21	5.22 17.13	5.22 17.13	6.12 20.08	7.02 23.03	7.02 23.03
K	m f <sub>t</sub>	0.33 1.08	0.52 1.71	0.71 2.33	0.71 2.33	0.89 2.92	0.89 2.92	1.08 3.54	1.08 3.54	1.27 4.17	1.45 4.76	1.45 4.76
F	m <sup>2</sup> f <sub>t</sub> <sup>2</sup>	55.4 596.3	73.6 792.2	94.1 1012.9	117.2 1261.6	143.1 1540.4	171.3 1843.9	201.9 2173.3	235.2 2531.8	271.3 2920.3	309.6 3332.6	350.5 3772.9
f	m <sup>2</sup> f <sub>t</sub> <sup>2</sup>	21.0 226.0	21.6 232.5	21.7 233.6	31.6 340.1	31.6 340.1	43.4 467.2	43.4 467.2	57.1 614.6	56.8 611.4	56.2 604.0	72.5 780.4
E	m f <sub>t</sub>	7.45 24.44	8.50 27.89	9.60 31.50	10.75 35.27	11.85 38.88	13.00 42.65	14.05 46.10	15.20 49.87	16.30 53.48	17.40 57.09	18.50 60.70
G (9.5)	kg/m <sup>2</sup> lbs/f <sub>t</sub> <sup>2</sup>	457 93.6	466 95.4	474 97.1	468 95.8	474 97.1	469 96.0	474 97.1	470 96.3	474 97.1	478 97.9	474 97.1
G (12.7)	kg/m <sup>2</sup> lbs/f <sub>t</sub> <sup>2</sup>	530 108.5	540 110.6	550 112.6	543 111.2	550 112.6	544 111.4	550 112.6	545 111.6	550 112.6	554 113.5	550 112.6

G=格体结构单位面积所需钢板桩重量(表中列出壁厚 9.5 和 12.7mm 两种)

F=主格断面积 f=付格断面积 B=等效宽度(注:资料来源“Port Design”)

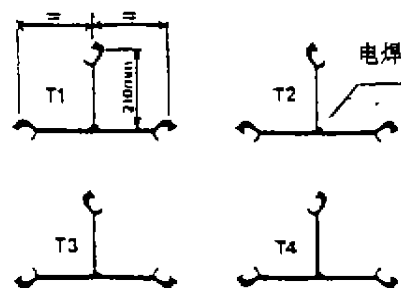
图 2 圆格型钢板桩(直腹式 b=500)布置



单桩截面模量=9.5cm<sup>3</sup>

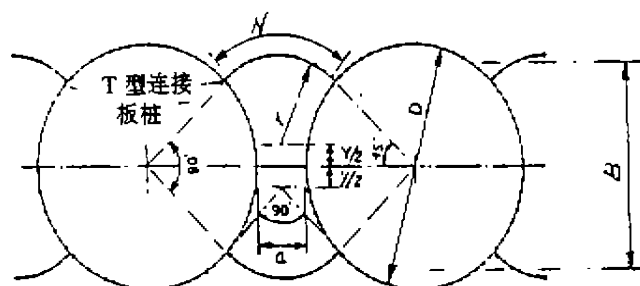
板桩规格			重 量			锁口每米极限抗拉强度(T/M)		
型号	b mm (nominal)	t mm	每延米板桩 重量(kg)	每平方米 岸壁板桩 用量(kg)	标准连接 板桩每延米 重量(kg)	Grade 43A Steel	ASTM- A328 G40-7 Steel	Grade 50B Steel
SW-1	413	9.5	55.3	134.0	83.6kg/m	285	299	384
SW-A	413	12.7	63.8	154.5	96.3kg/m	285	299	384

整个格体重量误差范围:±2.5%;长度误差范围:±75mm~-50mm



T 型连接板桩

(D, b 均为板桩锁口拉紧前的尺寸——编者注)



主格板桩 数量*	D metres	a metres	r metres	付格板桩 数量 N	y/z metres	B metres
60	7.883	2.521	3.417 <sup>+</sup>	12	0.372	7.07
64	8.408	2.737	3.679 <sup>+</sup>	13	0.372	7.53
68	8.934	2.585	3.679 <sup>+</sup>	13	0.558	7.96
72	9.459	2.429	3.679 <sup>+</sup>	13	0.744	8.44
76	9.985	2.649	3.941	14	0.744	8.87
80	10.510	2.496	3.941	14	0.930	9.33
84	11.036	2.341	3.941	14	1.116	9.75
88	11.561	2.188	3.941	14	1.301	10.21
92	12.087	2.033	3.941	14	1.487	10.67
96	12.612	1.881	3.941	14	1.673	11.06
100	13.138	1.725	3.941	14	1.859	11.49
104	13.664	1.573	3.941	14	2.045	11.98
108	14.189	1.780	4.203	15	2.045	12.50
112	14.715	1.637	4.203	15	2.231	12.92
116	15.240	1.853	4.468	16	2.231	13.38
120	15.766	1.701	4.468	16	2.414	13.87
124	16.291	1.545	4.468	16	2.600	14.30
128	16.817	1.762	4.730	17	2.600	14.75
132	17.342	1.609	4.730	17	2.792	15.24
136	17.868	1.826	4.993	18	2.792	15.67
140	18.393	1.673	4.993	18	2.972	16.09
144	18.919	1.518	4.993	18	3.161	16.58
148	19.444	1.737	5.255	19	3.161	17.07
152	19.970	1.582	5.255	19	3.344	17.53

\*包括 4 根 T 型连接板桩, \*该半径可根据现场条件参照 BSC 要求适当调整, 表内所列尺寸是在无荷载作用时的数值, 实际回填后锁口拉紧, 直径将增大些 (注: 资料来源“英国钢铁公司钢桩使用手册”)

图 3 圆格型钢桩(直腹式 b=413)布置



圆格型钢板桩布置汇总表

表 1

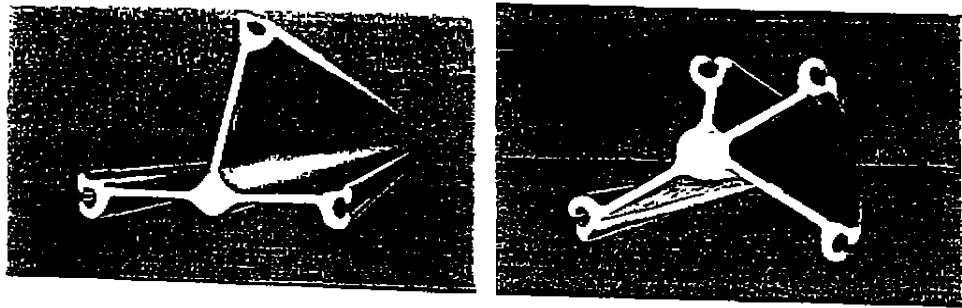
主 格 尺 寸			板 桩 数 量				付 格 尺 寸				等效 宽度	内导架 直径
直 径	半 径	中心距										
D	R	L	C*	n <sub>1</sub>	n <sub>2</sub>	m	a	r	S	s	B	d*
In. mm	In. mm	In. mm					In. mm	In. mm	In. mm	In. mm	f. m	In. mm
240.6 6112	120.3 3056	292.8 7436	48	13	9	6	52.1 1324	83.7 2125	146.5 3721	101.9 2588	15.68 4.78	234.3 5950
260.6 6620	130.3 3310	317.5 8065	52	15	9	6	56.9 1445	90.6 2302	148.1 3761	103.0 2616	16.67 5.08	253.9 6450
280.7 7130	140.3 3565	341.6 8677	56	17	9	6	60.9 1547	97.6 2480	149.3 3793	103.9 2639	17.98 5.48	273.8 6955
300.8 7640	150.4 3820	345.8 8783	60	17	11	6	45.0 1143	87.2 2214	176.8 4490	102.5 2603	19.62 5.98	293.9 7465
320.8 8148	160.4 4074	370.0 9400	64	19	11	6	49.3 1252	93.0 2361	178.2 4527	103.3 2624	20.87 6.36	313.8 7970
340.9 8658	170.4 4329	393.8 10003	68	21	11	6	53.0 1345	98.8 2509	179.4 4558	104.0 2642	22.11 6.74	333.5 8470
360.7 9163	180.4 4584	417.2 10596	72	23	11	6	56.2 1428	104.6 2657	180.5 4584	104.6 2657	23.43 7.14	353.5 8980
380.9 9676	190.4 4838	422.4 10730	76	23	13	6	41.5 1054	94.6 2404	208.4 5293	103.5 2629	25.07 7.64	373.4 9485
401.0 10186	200.5 5093	446.0 11329	80	25	13	6	45.0 1143	99.6 2530	209.5 5322	104.1 2644	26.31 8.02	393.3 9990
421.1 10696	210.6 5348	469.3 11919	84	27	13	6	48.1 1223	104.6 2657	210.6 5348	104.6 2657	27.56 8.40	413.4 10500
441.1 11204	220.6 5602	492.2 12502	88	29	13	6	51.1 1298	109.6 2783	211.4 5370	105.0 2668	28.84 8.79	433.1 11000
461.2 11714	230.6 5857	498.2 12654	92	31	13	6	53.7 1364	114.6 2910	212.2 5389	105.4 2677	27.85 8.49	453.1 11510
481.3 12224	240.6 6112	521.3 13242	96	31	15	6	40.1 1018	104.6 2657	240.6 6112	104.6 2657	31.69 9.66	473.0 12015

接上表:

主 格 尺 寸			板 桩 数 量				付 格 尺 寸				等 效 宽 度	内 导 架 直 径
直 径	半 径	中 心 距										
501.3 12732	250.6 6366	544.3 13824	100	33	15	6	43.0 1092	108.9 2767	241.5 6134	105.0 2667	32.81 10.00	492.9 12520
521.3 13242	260.7 6621	561.3 14258	104	31	19	8	40.0 1016	116.5 2960	296.1 7522	132.4 3362	34.71 10.58	512.8 13025
541.3 13750	270.7 6875	585.3 14866	108	33	19	8	43.9 1116	121.0 3073	297.5 7556	133.0 3377	35.86 10.93	536.6 13630
561.4 14260	280.7 7130	608.9 15466	112	35	19	8	47.5 1206	125.5 3187	298.7 7587	133.5 3391	37.11 11.31	552.6 14035
581.5 14770	290.7 7385	632.2 16059	116	37	19	8	50.7 1289	130.0 3301	299.8 7615	134.0 3404	38.35 11.69	572.4 14540
601.5 15278	300.7 7639	655.4 16647	120	39	19	8	53.9 1369	134.4 3415	300.7 7639	134.4 3415	41.57 12.67	592.3 15045
621.6 15788	310.8 7894	661.1 16792	124	39	21	8	39.5 1004	126.3 3208	328.8 8351	133.6 3394	41.34 12.60	612.2 15550
641.7 16298	320.8 8149	684.4 17383	128	41	21	8	42.7 1085	130.4 3311	329.9 8379	134.0 3404	44.19 13.47	632.3 16060
661.7 16806	330.8 8403	707.5 17970	132	43	21	8	45.8 1164	134.4 3415	330.8 8403	134.4 3415	46.56 14.19	652.0 16560
681.7 17316	340.9 8658	730.4 18552	136	45	21	8	48.7 1236	138.5 3518	331.7 8426	134.8 3424	46.75 14.25	671.7 17060
701.8 17826	350.9 8913	753.1 19130	140	47	21	8	51.3 1304	142.6 3622	332.6 8447	135.1 3432	48.06 14.65	691.7 17570
721.8 18334	360.9 9167	775.7 19703	144	49	21	8	53.9 1369	146.7 3725	333.3 8466	135.4 3440	49.38 15.05	711.8 18080

\*表中  $C=2(n_1+n_2+2)$  即主格一圈总的板桩数量,  $C$  和  $m$  总是偶数,  $n_1$  和  $n_2$  总是奇数。\*表中  $d=D-(\frac{C \cdot x}{\pi}+120)$  指内导架直径,  $x=3\text{mm}$  为锁口间隙,  $120\text{mm}$  是指锁口厚度  $86\text{mm}$  再加富裕。(b.  $D$  为板桩锁口拉紧后的尺寸——编者注)

(注:资料来源“西德 HOESCH 钢板桩”,平面图参见图 4)



(注:资料来源“西德 HOESCH 钢板桩”)

图 5 连接钢板桩实物图

注意 D、b 各种来源所指锁口拉紧前后的不同。

从以上图表中可以看出:不同的钢板桩规格,同一个规格不同厂家生产或主付格间距、连接点位置的不同,均直接影响到钢板桩的数量和排列方式。常用的岸壁格体型式为圆格型,钢板桩为直腹式,连接板桩用于圆格型大多采用 T 型,而用于扁格型则采用 Y 型(如图 5 实物所示)。

当格体直径较大且地基条件比较好时,从节约钢材的角度可以采取阶梯形布置,如图 6 所示。由于前趾板桩入土深度是计算得来的,后趾板桩一般取泥面以下 1~2m,因此前后趾板桩底标高一旦确定,就能大致分出几个台阶,分阶的经验方法是:每阶水平距离不少于 4m,高差不大于 3m,梯度不大于 15°。

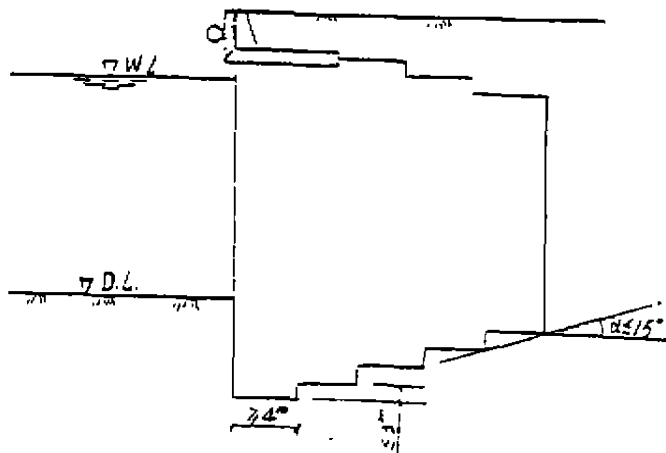


图 6 格体钢板桩阶梯形布置

当地基条件比较差时,前后趾板桩入土深度一般取相同。

## 2.2 格形钢板桩码头结构型式

格形钢板桩码头结构型式主要有两种:一是在水深不大、船舶吨位较小、码头流动机械对沉降要求不高时,采用如图 7 的结构型式,即格形钢板桩结构既承受土压力和波压力又承受船舶、门机荷载,上部结构直接或间接地将船舶和门机荷载传给格体;二是水深较深、船舶吨位较大,码头作业机械(特别是门机或桥吊)对沉降(特别是不均匀沉降)要求比较严格的地方,采用如图 8 所示的结构型式。该结构型式上部结构与格体“脱离”,单独支撑在桩基上,承受全部或绝大部分的船舶荷载和门机荷载,格体主要起挡土及承担竖向均布荷载的作用。值得注意的是:当设有门机轨道时,一般在两条轨道梁结构之间要设置相应的拉杆和撑杆,以保证两条轨道之间距离相对不变及共同承担水平荷载;上部结构与格体顶面之间空隙要用块石或膨胀性材料填充,防止格体内填料遭淘刷;主格体海侧外缘至少要比码头前沿线后



缩 30cm, 付格体前缘比主格体前缘后缩 100~150cm。

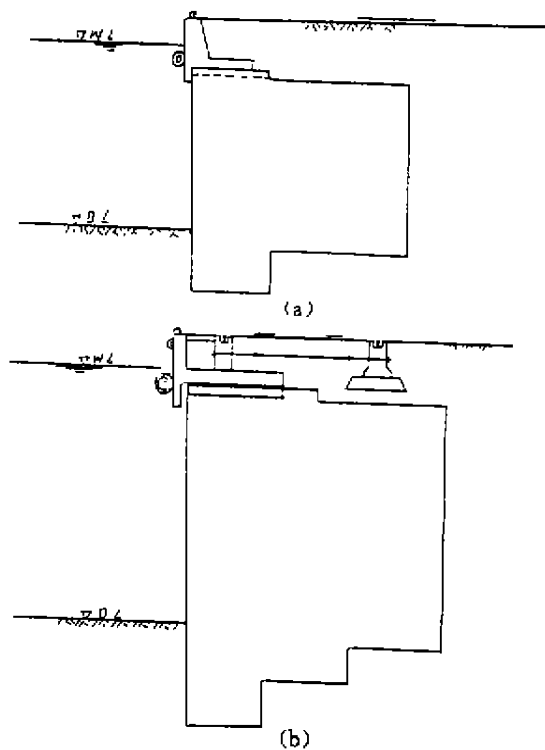


图 7 格体钢板桩码头结构型式(一)

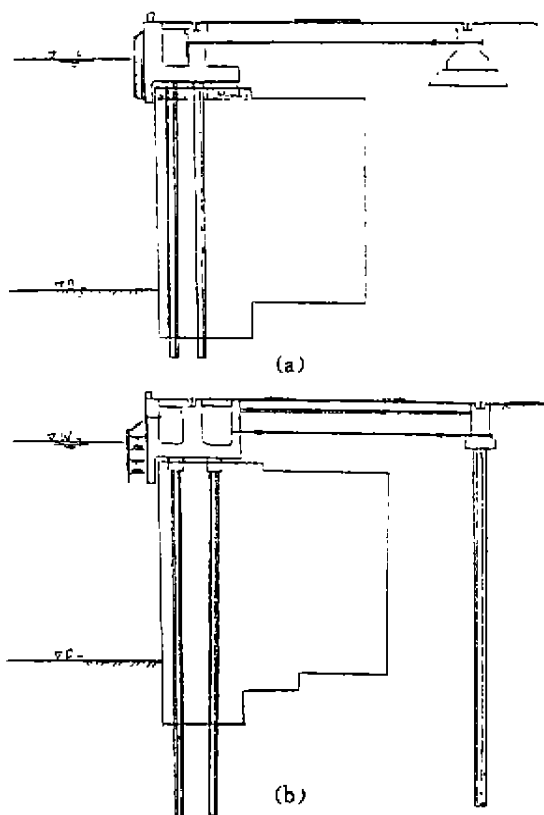
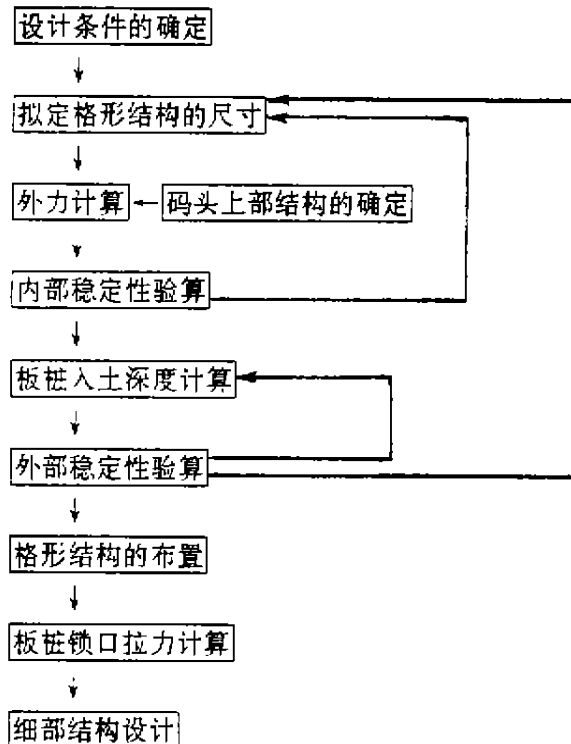


图 8 格体钢板桩码头结构型式(二)

### 3 格形钢板桩码头结构设计

如果将格形钢板桩码头结构分成两个主要部分——上部结构和格形主体结构,则上部结构设计无论在理论计算、结构受力或施工经验上都比较成熟,在此不多赘述;而格形主体结构,由于其外部稳定类似重力式结构,内部稳定又如拉锚板桩结构,因此计算方法比较多。基于不同假设的计算方法略有不同,且大多以传统的结构理论和经验公式相结合的形式出现。至今各国还未制定出完善的设计规范,只是在实践中摸索出一套相对比较认同的设计思路,概述如下。

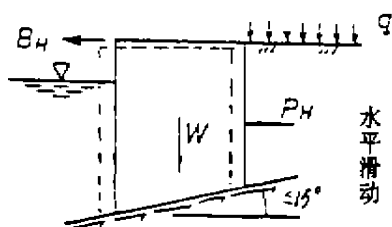
#### 3.1 格形钢板桩码头结构设计计算过程一般按下列程序进行



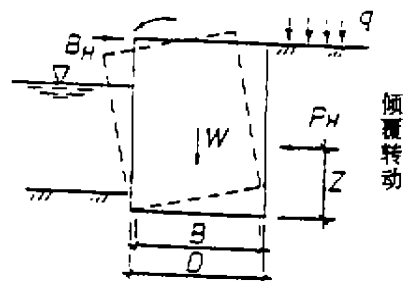
#### 3.2 格体破坏模式及安全系数要求

##### 3.2.1 格体破坏模式

如图9所示,格体在自身重量和外部荷载作用下,可能发生两种破坏的形式——外部稳定破坏(如图9(a)~(d))和内部稳定破坏(如图9(e)~(j))。



(a)



(b)

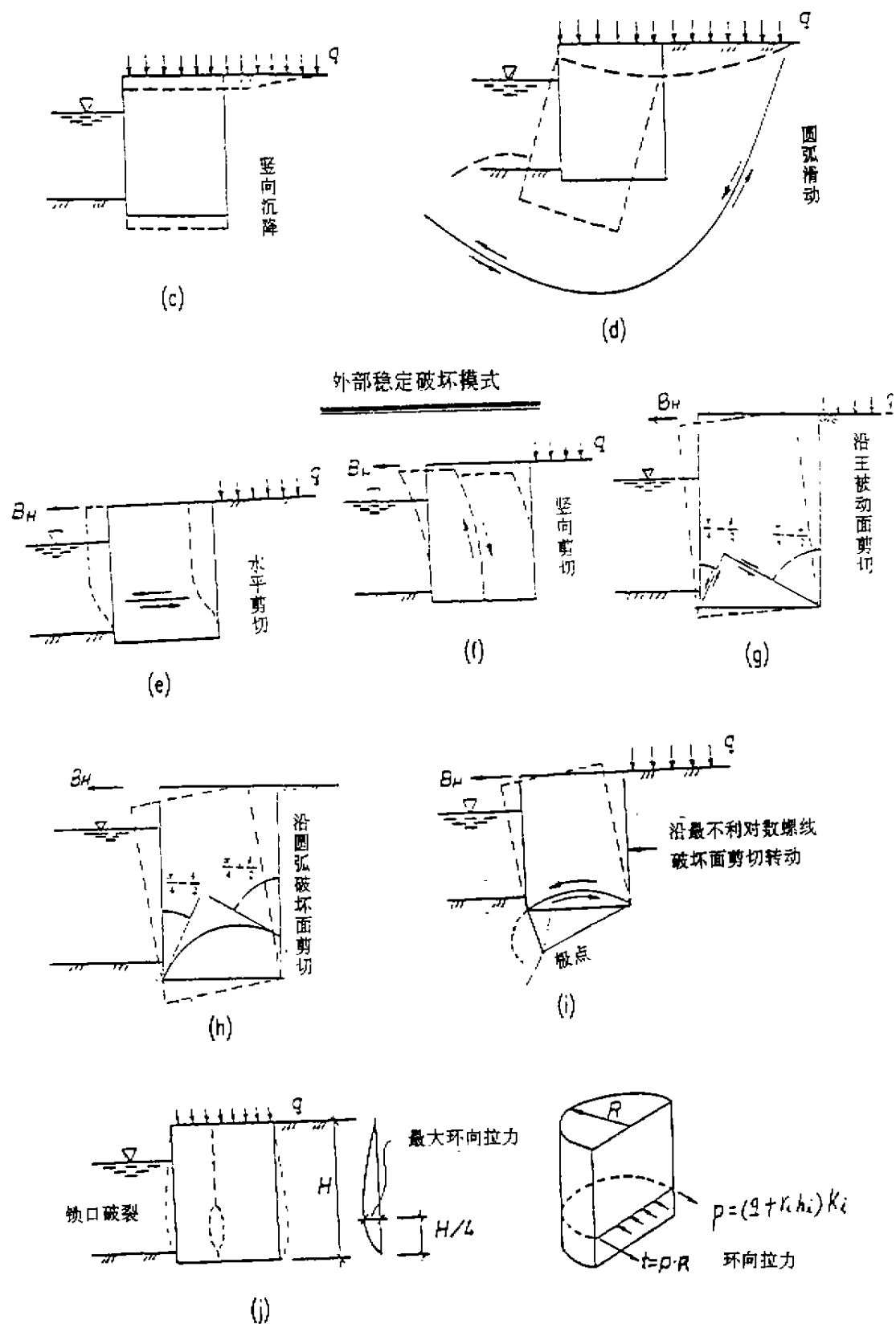


图9 格体破坏模式示意图

### 3.2.2 格体稳定安全系数要求

各个国家在结构安全方面的考虑因所取的土体指标、荷载组合及结构可靠度的不同而要求不同的安全系数值,比较难于一刀切,下面分别将各种取法简述一下:

#### 外部稳定安全系数

水平抗滑  $K_s$ :

中国:设计荷载组合时: $K_s \geq 1.3$ ;

校核荷载组合时: $K_s \geq 1.2$ ;

特殊荷载组合时: $K_s \geq 1.1$ 。

日本:正常荷载组合时: $K_s \geq 1.2$ ;

特殊荷载组合时: $K_s \geq 1.0$ 。

西欧: $K_s \geq 1.25 \sim 1.5$ 。

抗倾  $K_R$ :

中国:设计荷载组合时: $K_R \geq 1.6$ ;

校核荷载组合时: $K_R \geq 1.5$ ;

特殊荷载组合时: $K_R \geq 1.4$ 。

日本:正常荷载组合时: $K_R \geq 1.2$ ;

特殊荷载组合时: $K_R \geq 1.1$ 。

西欧: $K_R \geq 3.0 \sim 3.5$ 。

抗竖向沉降(地基承载力)  $K_v$ :

中国:港工规范对重力式条形基础,

当土体采用固结快剪指标时: $K_v \geq 2.0 \sim 3.0$ ;

当土体采用快剪指标时: $K_v \geq 1.5 \sim 2.0$ ;

对格体结构无明确规定,能否参考或套用条形基础要求,还有争论。

日本:港口设施技术标准(1980)认为格体地基反力不必验算。

西欧: $K_v \geq 1.2 \sim 1.5$ 。

抗圆弧滑动  $K_c$ :

中国:当土体指标取固结快剪时: $K_c \geq 1.1 \sim 1.3$ ;

当土体指标取快剪时: $K_c \geq 1.0 \sim 1.2$ 。

日本:在正常荷载条件下: $K_c \geq 1.3$ 。

西欧: $K_c \geq 1.2 \sim 1.6$ 。

#### 内部稳定安全系数

抗剪切破坏  $K_t$ :

中国:无此方面的要求或标准。

日本:在正常荷载组合时,对于格体内填料是砂, $K_t \geq 1.2$ ;对于格体内填料是粘性土, $K_t \geq 2.0$ ;

在地震荷载组合时,对于格体内填料是砂, $K_t \geq 1.2$ ;对于格体内填料是粘性土, $K_t \geq 1.0$ 。

西欧:抗水平剪切破坏  $K_t \geq 1.25 \sim 1.5$ ;

抗竖向剪切破坏  $K_t \geq 1.25 \sim 1.5$ ;

抗圆弧面剪切转动破坏  $K_t \geq 1.20 \sim 1.5$ 。

板桩锁口抗拉强度安全系数  $K_t$ ：

中国： $K_t \geq 1.5 \sim 2.0$ 。

日本： $K_t \geq 2.5$ 。

西欧： $K_t \geq 1.5 \sim 2.0$ 。

板桩腹板抗拉强度安全系数(容许抗拉强度)：

中国：

容许应力 (MPa)	钢 种		壁 厚 (mm)	
	3 号钢		16 锰钢	
	0~20	>20~40	$\leq 16$	17~25
抗拉	160	150	230	220

日本：

钢 种	SY24	SY30	SY40
容许拉应力(MPa)	140	180	240

西欧：

英国标准 BS4360(1990)

壁 厚 (mm)	钢 种						
	40EE	43EE	50EE	50F	55C	55EE	55F
最小屈服 强度(MPa)							
$\leq 16$	260	275	355	390	450	450	450
16~25	245	265	345	390	430	430	430

前趾板桩贯入深度计算时,板桩承载力安全系数  $K_r$

中国:无明确规定,如果参考港工规范计算板桩承载力,则建议桩侧摩阻力和桩端阻力取低值。按港工桩基规范要求,当设计荷载组合时; $K_r \geq 1.7 \sim 2.0$ ;

当校核荷载组合时; $K_r \geq 1.5 \sim 1.7$ 。

日本:正常荷载组合时; $K_r \geq 2.5$ ;

地震荷载组合时; $K_r \geq 1.5$ (支承桩);

$K_r \geq 2.0$ (摩擦桩)。

### 3.3 格形钢板桩码头结构设计内容

#### 3.3.1 设计条件的确定

设计条件主要指两个方面:

——自然条件:如水文、地质、波浪、地震、台风影响以及建筑材料供应和施工设备水平等。

——使用条件:如码头上主要的装卸机械荷载和对码头结构沉降位移的要求;船舶靠泊荷载和系靠要求等。

通过设计条件的明确,确定码头面标高和设计泥面标高,初步选定格形钢板桩结构型式和码头上部结构布置。

### 3.3.2 拟定格形结构的尺寸

当码头总长度及前沿设计泥面以上自由高度确定以后,首先要确定的是主格体的直径。主格体直径可以用两个参数初步确定其范围——由最大锁口拉力确定格体最大直径,由抗倾稳定确定格体最小直径。然后确定主格体中心距,确定的原则是——尽量使格体排列正好等于码头总长度。对于圆格型布置,主格中心距一般取为 1.10~1.15 倍的主格直径。对于扁格型布置,主格中心距一般取为主格的半径。格体连接板桩选择时,对于圆格型的主付格连接一般采用 T 型连接板桩,当锁口拉力比较大时,也可考虑采用 Y 型连接板桩。对于扁格型,格体连接则采用 120°Y 型连接板桩。对于四分格型,格体连接时外侧用 120°Y 型连接板桩,内侧用 90°/135°Y 型连接板桩。

格形结构布置是否合适还可通过换算宽度来检验,所谓换算宽度,即主格体之间格体所包围的平面面积与主格体中心距之比。依经验,换算宽度不小于 0.8 倍自由高度或等于 0.85~0.9 倍主格体直径。

另外,对于潮差比较大的地区,为减少格体内剩余水压力,可考虑每隔 2~3 根板桩上开设 6~10cm 直径的排水孔。

### 3.3.3 码头上部结构的确定

码头上部结构视设计条件不同一般有两种结构型式:如图 7 所示的上部结构为底板和胸墙,承受所有码头上机械荷载和船舶荷载,然后全部传递给格体;如图 8 所示上部结构除了底板和胸墙外,格体内还打桩,以桩支撑底板形成类似前方桩台,桩台范围内的全部垂直荷载和大部分水平荷载将直接由基桩承受,格体主要起挡土和支撑桩台后面堆载的作用。

从上述两种码头结构型式可以看出,底板和胸墙是必不可少的结构,其接缝宜设置在主格体的中心位置上,后端一般延伸到连接板桩后面 1m 左右的地方。

前方桩台由基桩支撑,一般设置两排,形成稳定独立的结构,格体内的基桩由于先回填后施打,采用 H 型钢桩为宜,而格体外的基桩一般采用钢管桩。

### 3.3.4 外力计算

作用在格形钢板桩码头结构上的外力及荷载计算主要包括以下内容:

- (a)结构和填料自重;
- (b)土压力(包括格体前面的被动土压力和格体后面的主动土压力);
- (c)水压力(包括格体前面的波浪力和格体后的剩余水压力,当格体上设排水孔时,剩余水位取低潮位之上 2/3 平均潮差;当格体上不设排水孔时,剩余水位取低潮位之上 1 倍平均潮差);
- (d)地震力(如果要计算的话,可按下列方法确定地震系数:海底面以上采用地震系数的设计值,海底面以下 10m 深度处地震系数为零,由海底面至上述点,地震系数按直线规律递减,海底面以下深度超过 10m 不考虑地震系数,如图 10 所示);
- (e)码头上部荷载(包括流动机械荷载和堆载);
- (f)船舶荷载(包括撞击力、系缆力和挤靠力)。

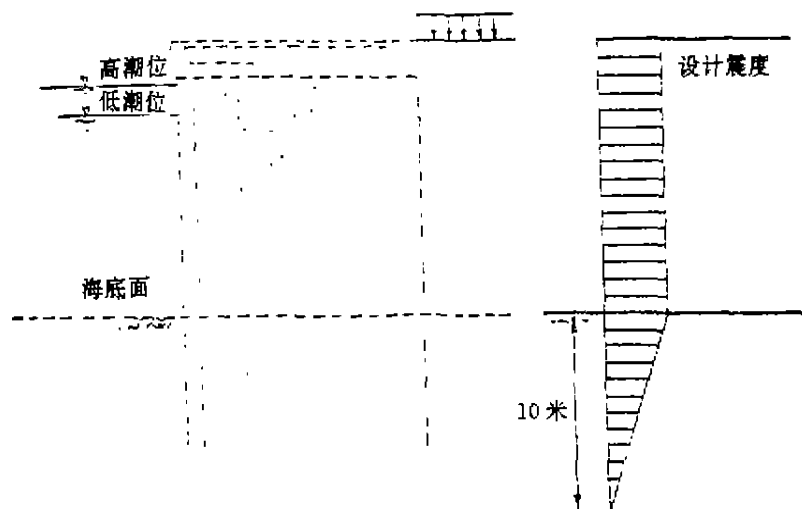


图 10 格形钢板桩码头地震力系数取法图式

上述外力和荷载还要根据验算的项目选取相应的设计水位分别计算。

### 3.3.5 内部稳定性验算

格形钢板桩码头墙体内部稳定性验算主要是验算海底面的抵抗力矩与变形力矩的比值是否满足安全系数要求,具体要求如以下公式:

$$M_d \cdot K_i \leq M_r$$

式中:

$M_d$ ——对海底面的变形力矩(t-m);

$M_r$ ——对海底面的抵抗力矩(t-m);

$K_i$ ——内部稳定安全系数(见 3.2.2 条)。

海底面取计算泥面(即设计泥面加疏浚超深)。

变形力矩  $M_d$  系指作用于海底面以上的所有可能引起墙体倾覆转动变形的外力对海底面的力矩,这些外力包括墙体背面主动土压力(一般只计水平分力,不计垂直分力)、剩余水压力、地震力、波吸力或船舶系缆力等。

抵抗力矩  $M_r$  系指格体内填料抵抗剪切变形的抗力和板桩锁口间摩擦力对海底面的抗变形力矩。由于对填料剪切破坏面认识的不同,目前世界上出现不少计算填料抗力的方法,如以“水平剪切破坏”(如图 9(e))模式为基础的柯敏斯法、以“竖向剪切破坏”(如图 9(f))模式为基础的太沙基法、以“主被动剪切破坏”(如图 9(g))模式为基础的北岛法、以“圆形剪切破坏”(如图 9(h))模式为基础的舒纳伯利法和以“对数螺旋线剪切破坏”(如图 9(i))模式为基础的汉森法。在日本,比较倾向于采用北岛法,认为北岛法是在大量实验基础上推导出来的经验公式,比较接近实际。

下面分别将各种建议的计算方法和计算公式作详细介绍:

#### (1) 柯敏斯法(Cummings' Formula)

抵抗力矩:  $M_r = M_a + M_f$  (适于砂性填料情况)

式中:  $M_s = \frac{1}{6} \cdot \gamma \cdot H^3 \cdot (3K_A \cdot \nu \cdot f)$ , 为因板桩锁口之间的摩擦力而产生的抵抗力矩(t-m);

$M_t = \frac{1}{6} \cdot \gamma \cdot H^3 \cdot (3 - \nu \cdot \tan \varnothing) \nu^2 \tan^2 \varnothing$ , 为因内部填料而产生的抵抗力矩(t-m);

$K_A = \tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varnothing}{2})$ , 为内部填料的土压力系数(即主动土压力系数);

$\nu = B/H$ , 为壁体宽高比;

$B$ : 为壁体换算宽度(m);

$H$ : 为壁体自海底面以上高度(m);

$\gamma$ : 为内部填料的容重( $t/m^3$ ), 水上用干容重, 水下用浮容重;

$\varnothing$ : 为内部填料的内摩擦角( $^\circ$ );

$f$ : 为钢板桩锁口之间的摩擦系数, 一般取  $f=0.3$ 。

## (2) 太沙基法(Terzaghi's Formula)

抵抗力矩:  $M_r = M_s + M_t$  (适于砂性填料情况)

式中:

$$M_s = \frac{1}{6} \cdot \gamma \cdot H^3 (2 \cdot K \cdot \nu \cdot f \cdot \frac{R}{L});$$

$$M_t = \frac{1}{6} \cdot \gamma \cdot H^3 (2 \cdot K \cdot \nu \cdot \tan \varnothing);$$

$R$ : 为主格体半径(m);

$L$ : 为主格体中心距的一半(m);

$K$ : 为内部填料的土压力系数, 取  $K=0.5$  (即静止土压力系数)。

## (3) 北岛法(Kitajima's Formula)

抵抗力矩:  $M_r = M_s + M_t$  (适于砂性填料情况)

式中:  $M_s = \frac{1}{6} \cdot \gamma \cdot H^3 (\frac{3}{2} \cdot \nu \cdot f \cdot \tan \varnothing)$ ;

$$M_t = \frac{1}{6} \cdot \gamma \cdot H^3 \cdot R_0。$$

$R_0$  的取法如下:

当允许发生少量变形(即地震)时:  $R_0 = \nu^2 (3 - \nu \cdot \cos \varnothing) \sin \varnothing$ ;

当不允许发生变形(即正常)时:  $R_0 = \frac{2}{3} \cdot \nu^2 (3 - \nu \cdot \cos \varnothing) \tan \varnothing \cdot \sin \varnothing$ 。

北岛法取内部填料土压力系数为  $\frac{\tan \varnothing}{2}$  (介于主动土压力系数和静止土压力系数之间)。

## (4) 舒纳伯利法(Schnebell's Formula)

抵抗力矩  $M_r = M_t$

$$\text{式中: } M_t = \frac{1}{6} \cdot \gamma \cdot H^3 (0.03 \cdot \nu \cdot \varnothing)。$$

舒纳伯利法不考虑板桩锁口摩擦力产生的抵抗力矩, 且要符合下列情况:

$$0.6 < \nu < 1.2$$

$$26^\circ < \varnothing < 44^\circ$$

## (5) 汉森法(Hansen's Formula)



汉森法假设的破坏概念与上述四种不同,它以壁体底部产生转动剪切破坏为基础。当地基土为砂土时,分浅埋和深埋两种情况验算。对于格形钢板桩码头结构,壁体底部一般取后趾板桩底标高,属浅埋。破裂面从格体内向格体外延伸,整个转动轨迹为对数螺线。通过对极点的变形力矩和抵抗力矩计算,找出最小稳定安全系数。计算图式如图 11 所示。

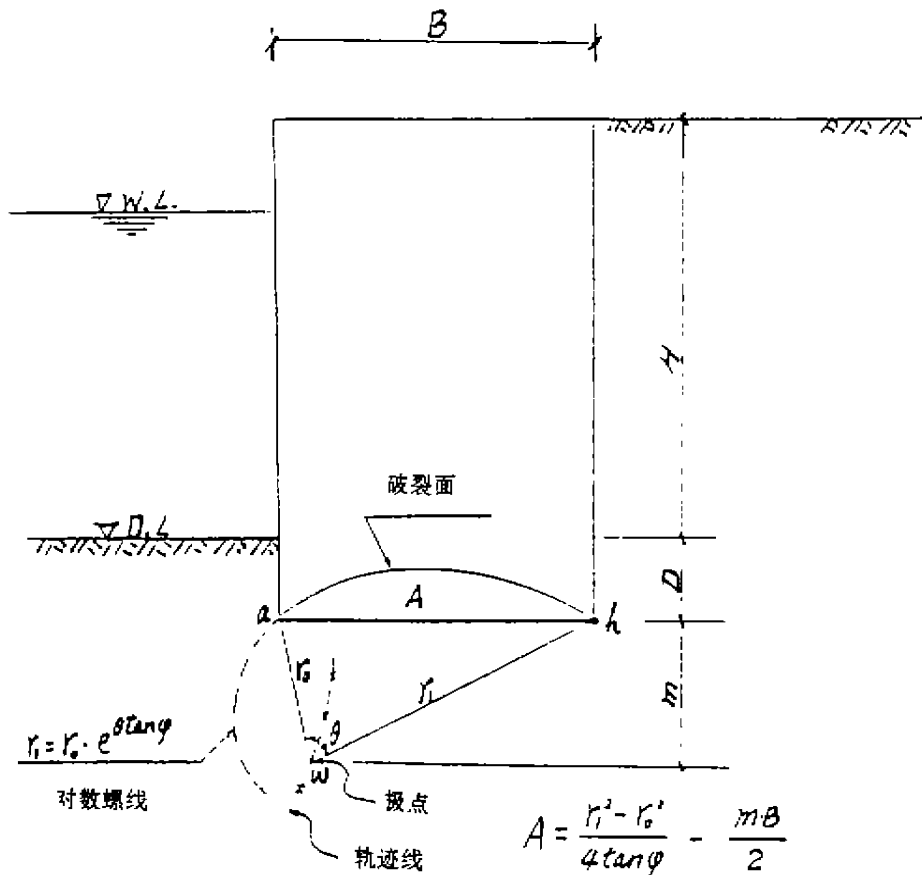


图 11 砂土地基上格形岸壁转动极值法计算图式

以上五种计算方法均针对砂性回填料情况,这也侧面说明格体内填料应尽量采用砂性回填料,因为粘性土填充的格体结构特征比较复杂,尚存在较多不明之处。如果实际条件必须或有必要利用部分粘性土作为格体内填料(如图 12 所示),则格体对海底面总抵抗力矩  $M_r$  计算方法如下:

$$M_r = M_a + M_i$$

式中:

$$M_a = (P_1 + P_2 + P_3) \cdot f \cdot \frac{2}{3} \cdot B;$$

$$M_i = \{ (P_1 + P_2) \tan \varphi + C \cdot h_c \} \cdot \frac{2}{3} \cdot B$$

$P_1, P_2, P_3$ ——图 12 中各层填料土压力的合力(t);

$\gamma_1, \gamma_2, \gamma_c$ ——图 12 中各层填料的容重(t/m<sup>3</sup>);

$h_1, h_2, h_c$ ——图 12 中各层填料的厚度(m);

- $K_a$ ——格内砂性土填料静止土压力系数  $K_a=0.6$ ;  
 $K_c$ ——格内粘性土填料静止土压力系数  $K_c=0.5$ ;  
 $\varphi$ ——格内砂性填料的内摩擦角( $^\circ$ );  
 $C$ ——格内粘性填料的粘聚力( $t/m^2$ );  
 $B$ ——壁体换算宽度(m);  
 $f$ ——板桩锁口之间的摩擦系数  $f=0.3$ 。

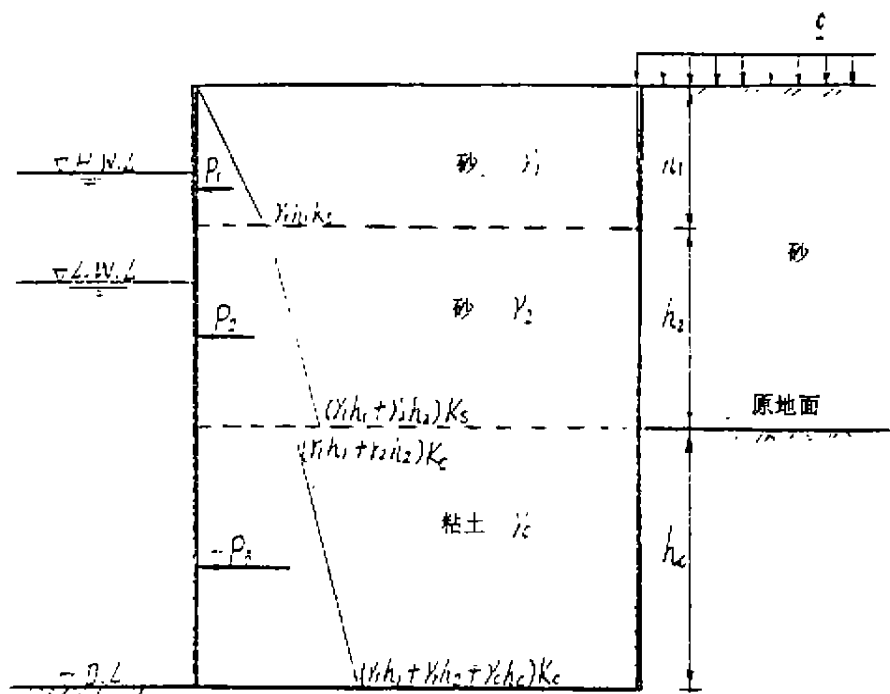


图 12 格内填料含部分粘性土的土压力计算图式

经过上述几种内部稳定性验算后,如果不能满足安全系数的要求,则返回 3.3.2 条修改格体布置或调整格体尺寸,然后修正外力计算,再进行内部稳定性验算,直到满足安全系数要求为止。

### 3.3.6 板桩入土深度计算

由于变形力矩的作用,格体前趾板桩受到较大的竖向拉力  $V$  作用,因此要求前趾板桩尽可能达到硬土层,以满足入土部分承载力  $R$  与  $V$  之比  $K_p$  符合 3.2.2 条的要求。

海底面以上土压力的垂直分力  $V$  按下式计算:

$$V = \int_0^H K_a \cdot \sin \delta (q + \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i) dh$$

式中:

$K_a \cdot \sin \delta$ ——格体内主动土压力系数竖向分量;

$q$ ——堆载( $t/m^2$ );

$\gamma_i$ ——每层回填料容量( $t/m^3$ );

$h_i$ ——每层回填料厚度(m);

$\delta$ ——前趾板桩墙背外摩擦角( $^{\circ}$ ),一般取  $\delta = (\frac{1}{3} \sim \frac{1}{2})\varphi$ ;

$i=0 \sim n$ ——回填料土层数;

$\varphi$ ——格内填料内摩擦角( $^{\circ}$ );

$H$ ——格体自海底面以上高度(m)。

海底面以下板桩入土部分承载力  $R$  由两部分组成:即板桩与土之间的摩擦力  $R_1$  和板桩尖端承力  $R_2$ :

$$R = R_1 + R_2$$

式中:

$$R_1 = (P_1 + P_2)\mu;$$

$$R_2 = R_j \cdot A;$$

$P_1$ ——格体内由海底面至板桩桩尖的主动土压力合力(应考虑上部堆载和海底面以上格内填料的有效重量)(t);

$P_2$ ——格体外由海底面至板桩桩尖的静止土压力合力(t);

$\mu$ ——格内填料与板桩的摩擦系数,在砂性土的情况下,  $\mu = \tan \frac{2}{3}\varphi$ ;

$\varphi$ ——格内填料的内摩擦角( $^{\circ}$ );

$R_j$ ——板桩桩尖处土的极限承载力(t/m $^2$ );

$A$ ——板桩桩端断面面积(m $^2$ )。

板桩入土深度  $D$  由  $\frac{R}{V} \geq K_p$  ( $K_p$  详见 3.2.2 条)确定,计算图式如图 13。

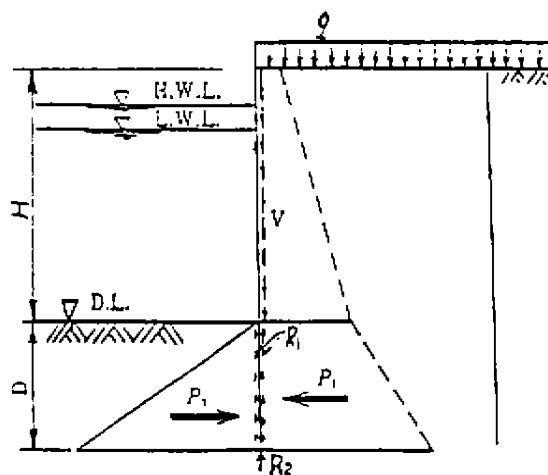


图 13 板桩入土深度计算图式

### 3.3.7 外部稳定性验算

格形钢板桩码头结构外部稳定性验算方法与重力式结构一样,只是验算面取为(后趾)板桩底的水平平面,验算内容以滑移稳定为主(水平滑动和整体圆弧滑动),辅以抗倾和竖向沉降验算。各种验算的稳定性安全系数取值参照 3.2.2 条。

外部稳定性验算结果如果不能满足安全系数要求,则需调整格形结构的尺寸及板桩入土深度,重新计算,直至全部满足外部稳定性要求为止。

### 3.3.8 格形结构的布置

格形钢板桩码头结构布置时要考虑的因素很多,如主格体半径、主格体中心距(即付格如何连接以便主付格总长度正好等于码头总长度)、钢板桩的品种型号及格体施工的可能性等问题。而其中以主格体半径为最重要的参数,它直接关系到格体抗倾稳定、板桩锁口拉力及格体吊装设备能力。通常主格体半径最大值由板桩锁口拉力控制,最小值由抗倾稳定限制。具体取多少可以自行确定,也可以参照有关钢板桩生产厂家的建议值。

对于圆格型和四分格型,当主格半径确定以后,付格如何与主格连接就显得比较关键了。付格半径小,付格板桩锁口拉力就小,但壁体换算宽度  $B$  小不利于整体稳定,也不利于付格板桩插打(因为主格充填后直径将撑大  $1\sim 2\%$ ,付格调整余地较小)。而付格半径太大,付格板桩锁口拉力就大,前缘突出,但有利于稳定和插打。具体选多大还要考虑付格前缘与主格前缘的距离和尽量使主付格连接角为  $90^\circ$ 。

图 14 所示为圆格型码头结构格体与码头前沿平面布置关系图。从安全防撞角度看,主格体前缘距码头前沿线越大越好。

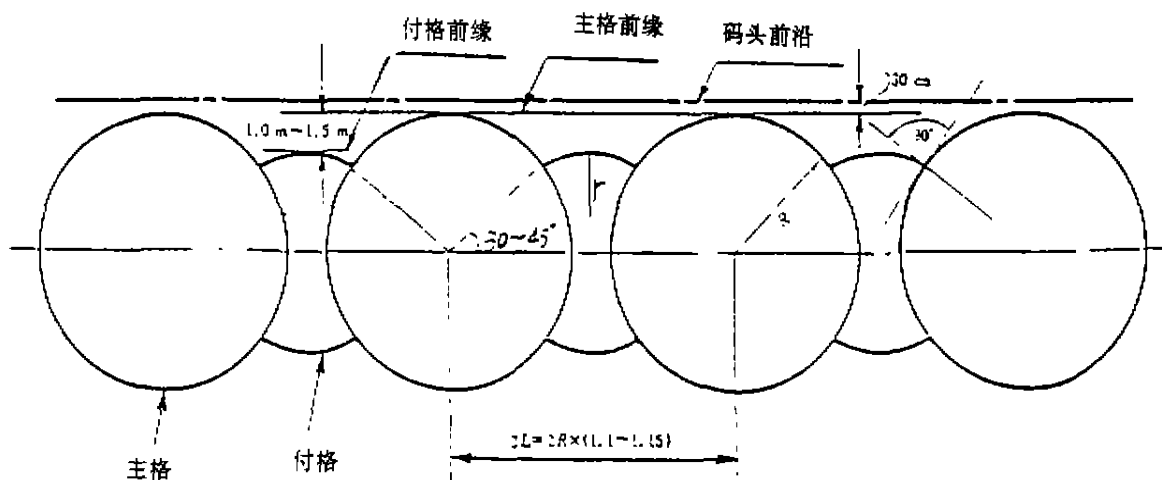


图 14 圆格形钢板桩码头平面布置示意图

### 3.3.9 板桩锁口拉力计算

虽然各种实验表明:格体环向拉力最大值出现在海底面以上约  $H/4$  处,格体受后侧土压力作用被“挤扁”引起前后侧板桩环向拉力略有减小。左右侧(与付格连接点之间)板桩环向拉力略有增大。但是,由于格内填料指标的不同和格体后土压力大小之差异,上述实验结果略有不同。为计算方便和安全起见,一般假定格仓在任一水平截面上的所有板桩的环向拉力都相等,格仓内填料的水平侧胀压力沿高度方向按直线三角形分布,在海底面处环向拉力达最大值。基于这两点简化假定,格体板桩环向拉力计算公式如下:

$$T = \{(q + \sum \gamma_i \cdot H_i) K_s + \gamma_w \cdot h_w\} \cdot R$$

式中:

$T$ ——板桩环向拉力( $t$ );

$q$ ——堆载( $t/m^2$ );

$\gamma_i$ ——格内各层填料的容重( $t/m^3$ ),格体内剩余水位以上取干容重,剩余水位以下取浮容重;

$H_i$ ——格内各层填料的厚度( $m$ );

$K_i$ ——格内填料土压力系数,取静止土压力系数, $K_i=0.6$ ;

$\gamma_w$ ——水的容重( $t/m^3$ );

$h_w$ ——剩余水头( $m$ );

$R$ ——格体半径( $m$ )。

板桩环向拉力  $T$  计算出来后,选择钢板桩,扣除预留腐蚀厚度后,再对腹板应力和锁口拉力进行验算,安全系数要求详见 3.2.2 条。

### 3.3.10 细部结构设计

格形钢板桩码头结构除了格体结构外,还有不少细部结构如靠船构件、胸墙、底板和(或)轨道梁等需要进行设计,这些结构大多按常规钢筋混凝土结构设计,在此不多赘述。但值得注意的有三点:

- (1)靠船构件和底板需与海侧板桩顶预留一定的空隙,避免上部结构荷载直接作用在板桩顶上。
- (2)胸墙底板与海侧板桩顶部之间应用密封性材料填塞,防止格体内填料被波浪淘出。
- (3)当码头采用轨道式门机作业时,两条轨道梁之间应设置带张紧装置的钢拉杆和钢筋砼撑杆,以确保两条轨道相对距离不变和共同承受水平荷载。

## 3.4 格形钢板桩结构设计算例

### 3.4.1 设计条件

疏浚泥面标高:  $D.L = -10.00m$ ;

码头面标高:  $C.H = +3.00m$ ;

设计高水位:  $H.W.L = +2.25m$ ;

剩余水位:  $R.W.L = +1.50m$ ;

设计低水位:  $L.W.L = \pm 0.00m$ ;

地震系数: 水面以上  $K_H = 0.1$ ;

水面以下  $K_H' = 0.2$ ;

堆载: 正常情况  $q = 2.0t/m^2$ ;

地震情况  $q' = 1.0t/m^2$ ;

土质条件:

格体内填料: 水上  $\phi = 35^\circ, \gamma = 1.8t/m^3$ ; 水下  $\phi = 35^\circ, \gamma' = 1.0t/m^3$ ;

格体后回填料: 水上  $\phi = 30^\circ, \gamma = 1.8t/m^3$ ; 水下  $\phi = 30^\circ, \gamma' = 1.0t/m^3$ ;

现有海底面以下土体:  $\phi = 30^\circ, \gamma' = 1.0t/m^3$ , 标贯  $N = 10$  击;

板桩锁口允许抗拉强度:  $T_s = 150t/m$ ;

安全系数:

安全系数 工 况	格体内部稳定抗变形力矩	格体外部稳定抗滑	板桩贯入深度
正常情况	1.2	1.2	2.5
地震情况	1.2	1.0	2.0

计算断面图式,如图 15 所示。

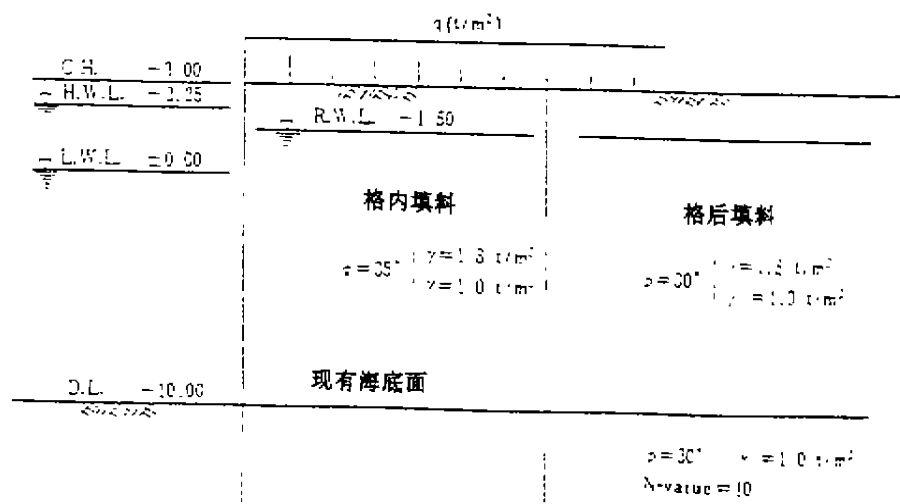


图 15 计算断面图式

### 3.4.2 拟定圆格型平面布置

(1)主付格体平面布置,如图 16 所示。

(2)等效换算宽度 B 计算:

$$B = \frac{A_0}{L}$$

式中:

B—等效换算宽度(m);

L—主格中心距(m);

$A_0$ —主格中心间主付格包围的面积( $m^2$ )。

$A_0$ 由下列几块面积构成:

$$A_1 = 2 \times \triangle abc = \frac{\pi}{4} \times 7.388^2 = 42.847(m^2);$$

$$A_2 = \triangle bcc'b' = \left( \frac{6.484 + 16.932}{2} \right) \times 5.224 = 61.163(m^2);$$

$$A_3 = \frac{1}{2} cc'c' = \frac{\pi}{4} \times 4.585^2 - \frac{4.585^2}{2} = 5.992(m^2)。$$

则:  $A_0 = 2(A_1 + A_2 + A_3);$

$$= 2 \times (42.847 + 61.163 + 5.992) = 220.004(m^2);$$

$$B = \frac{A_0}{L} = \frac{220.004}{16.932} = 12.993(m)。$$

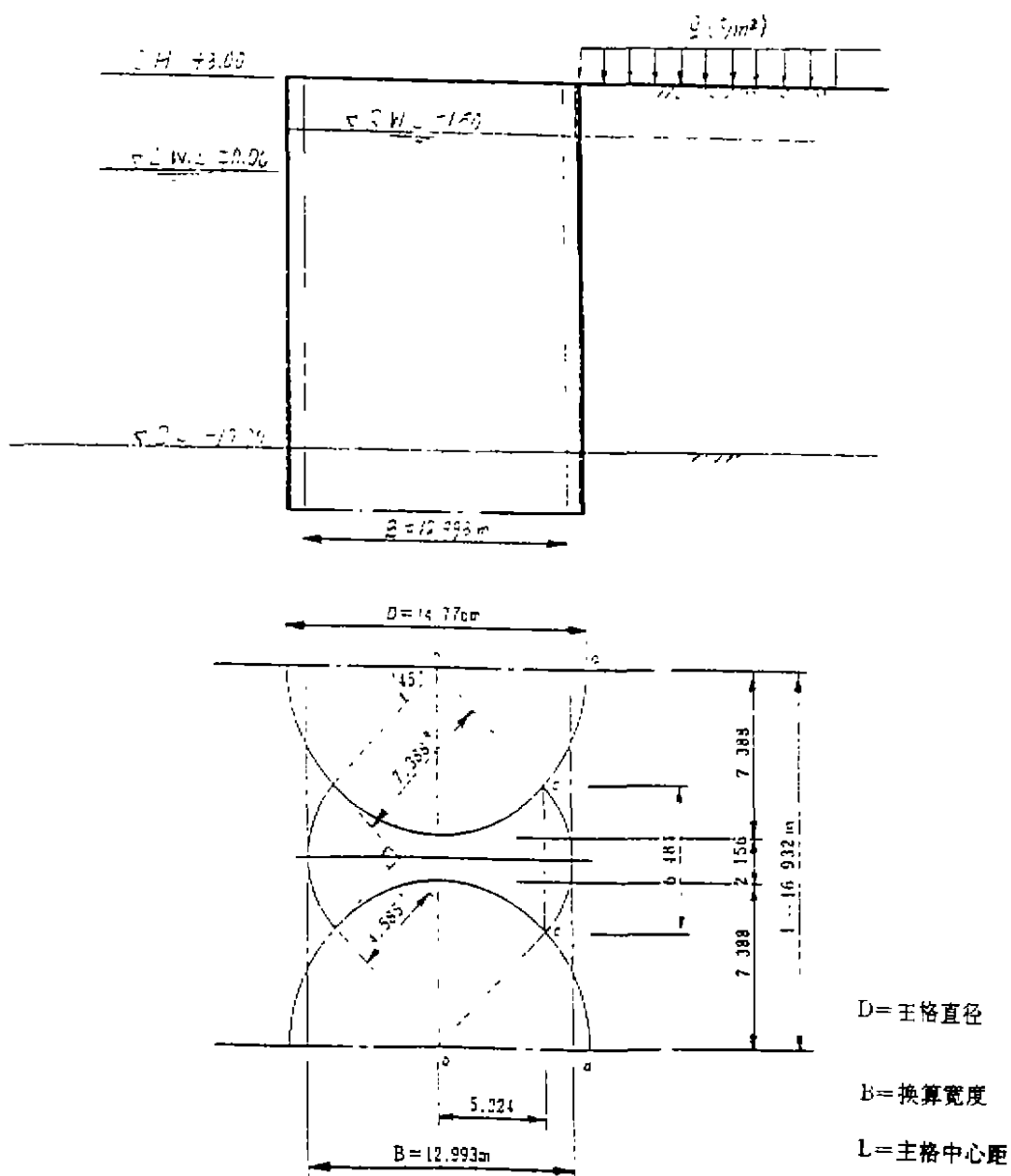


图 16 主付格平面布置图式

(3) 外力计算

a. 土压力

(i) 主动土压力系数:

内摩擦角 $\phi$	墙背外摩擦角 $\delta$	地震系数 $K_H$	主动土压力系数 $K_A$
$30^\circ$	$15^\circ$	0.0	0.29
		0.1	0.36
		0.2	0.44

(ii) 主动土压力 (见图 17):

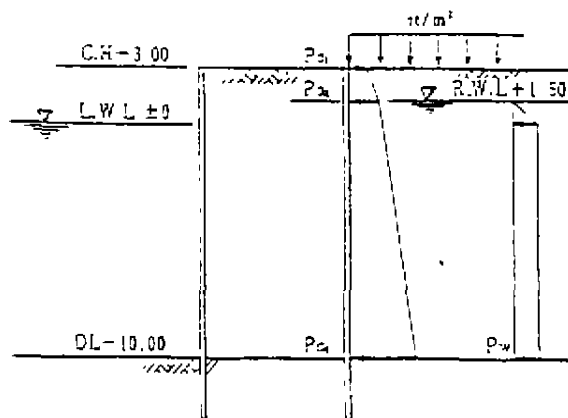


图 17 主动土压力和剩余水压力计算图式

	$\Sigma \gamma h$	正常情况 ( $q=2.0\text{t/m}^2$ )			地震情况 ( $q=2.0\text{t/m}^2$ )		
		$K_A$	$(\Sigma \gamma h + q)$	$P_a(\text{t/m}^2)$	$K_A$	$(\Sigma \gamma h + q')$	$P_a(\text{t/m}^2)$
P <sub>a1</sub>	0	0.29	2.00	0.58	0.36	1.00	0.36
2	$1.8 \times 1.50$	2.70	0.29	4.70	1.36	0.36	3.70
3	$2.70 + 1.0 \times 11.50$	14.20	0.29	16.20	4.70	0.44	15.20

注:  $P_w = K_A(\Sigma \gamma h - q)$  或  $K_A(\Sigma \gamma h + q')$

b. 剩余水压力(见图 17):

$$P_w = \gamma_w(R.W.L. - L.W.L.); \\ = 1.0 \times (1.5 - 0.0) = 1.5(\text{t/m}^2).$$

c. 格内填料地震力(见图 18):

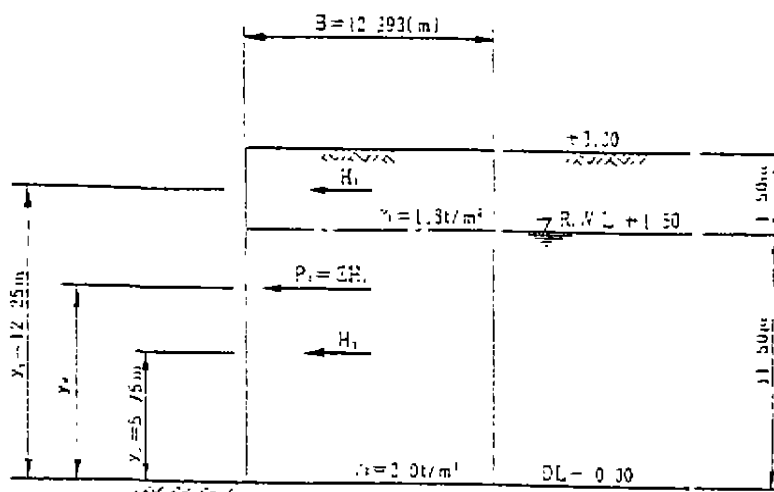


图 18 格内填料地震力作用计算图式



	$H_i = B \cdot \gamma_i \cdot h_i \cdot k_H$		$Y_i (m)$	$H_i Y_i (t \cdot m/m)$
$H_1$	$12.993 \times 1.8 \times 1.50 \times 0.1$	3.51	12.25	43.00
$H_2$	$12.993 \times 2.0 \times 11.50 \times 0.2$	29.88	5.75	171.81
$\Sigma$	$P_g = 33.39 (t/m)$		$M_g = 214.81 (t \cdot m/m)$	

注:  $\gamma_2$  为土体水下容重 ( $\gamma = 1.0 t/m^3$ ) 与水体容重 ( $\gamma = 1.0 t/m^3$ ) 之和, 用于计算地震力。

地震力作用点高度  $y_g = \frac{M_g}{P_g} = \frac{214.81}{33.39} = 6.43 (m)$ 。

d. 格体内部稳定的变形力矩计算 (见图 19):

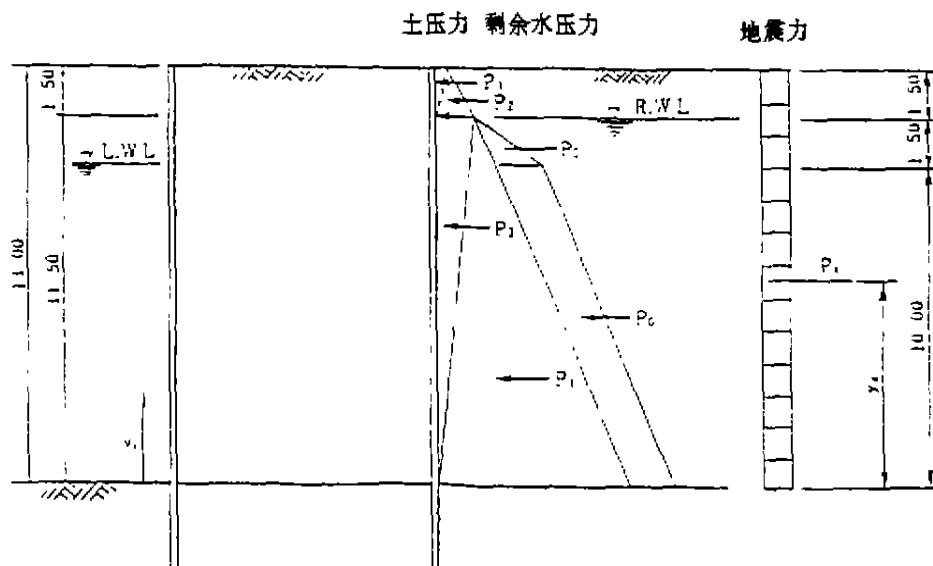


图 19 变形力矩计算图式

(i) 正常情况

	$P_i (t/m)$		$Y_i (m)$	$P_i Y_i (t \cdot m/m)$
$P_1$	$\frac{0.58 \times 1.50}{2}$	0.44	12.50	5.50
$P_2$	$\frac{1.36 \times 1.50}{2}$	1.02	12.00	12.24
$P_3$	$\frac{1.36 \times 11.50}{2}$	7.82	7.67	59.98
$P_4$	$\frac{4.70 \times 11.50}{2}$	27.03	3.83	103.52
$P_5$	$\frac{1.50 \times 1.50}{2}$	1.13	10.50	11.87
$P_g$	$1.50 \times 10.00$	15.00	5.00	75.00
$\Sigma$	$P_d = 52.44$		$M_d = 268.11$	

## (ii)地震情况

	$P_i(t/m)$		$Y_i(m)$	$P_i \cdot Y_i(t \cdot m/m)$
$P_1$	$\frac{0.36 \times 1.50}{2}$	0.27	12.50	3.38
$P_2$	$\frac{1.33 \times 1.50}{2}$	1.00	12.00	12.00
$P_3$	$\frac{1.33 \times 11.50}{2}$	7.65	7.67	58.68
$P_4$	$\frac{6.69 \times 11.50}{2}$	38.47	3.83	147.34
$P_5$	$\frac{1.50 \times 1.50}{2}$	1.13	10.50	11.87
$P_6$	$1.50 \times 10.0$	15.00	5.00	75.00
$P_7$		33.39	6.43	214.81
$\Sigma$	$P_d = 96.91(t/m)$		$M_d = 523.08(t \cdot m/m)$	

## (4)格体抵抗力矩计算

## a. 正常情况

抵抗力矩:  $M_r = \frac{1}{6} \cdot \gamma_c \cdot (R_o \cdot H_o^3 + R_s \cdot H_s^3)$

式中:

$M_r$ —抵抗力矩(t-m);

$\gamma_c$ —填料等效单位容重,  $\gamma_c = 1.0 t/m^3$ ;

$H$ —等效墙高(m),  $H_o = \frac{1}{\gamma'} \Sigma \gamma_i \cdot h_i$ ;

$R_o = \frac{2}{3} \cdot \nu_o^2 (3 - \nu_o \cos \varnothing) \cdot \tan \varnothing \cdot \sin \varnothing$ ;

$\nu_o = \frac{B}{H_o}$ ;

$H_s$ —钢板桩锁口摩擦阻力换算成墙高,  $H_s = 2 \sqrt{\frac{\Sigma P_i}{\gamma' \cdot \tan \varnothing}}$ 。

则:  $H_o = \frac{1.8 \times 1.50 + 1.0 \times 11.50}{1.0} = 14.20(m)$ ;

$\nu_o = \frac{12.993}{14.20} = 0.915$ ;

$R_o = \frac{2}{3} \times 0.915^2 \times (3 - 0.915 \times \cos 35^\circ) \tan 35^\circ \sin 35^\circ = 0.504$ ;

$H_s = 2 \times \sqrt{\frac{\Sigma P_i}{\gamma' \tan \varnothing}} = 2 \times \sqrt{\frac{34.75}{1.0 \times \tan 35^\circ}} = 14.09(m) (^{\circ})$ ;

$\nu_s = \frac{12.993}{14.09} = 0.922$ ;

$R_s = \frac{3}{2} \times 0.922 \times 0.3 \times \tan 35^\circ = 0.291$ 。

抵抗力矩:

$M_r = \frac{1}{6} \times 1.0 \times (0.504 \times 14.20^3 + 0.291 \times 14.09^3) = 376.18(t \cdot m/m)$ 。

(\*) $\Sigma P_i$  是格内填料土压力的水平分力之和,见图 20 计算图式。

$$P_a = \frac{\tan \phi}{2} (\Sigma \gamma_i h_i) (\text{t/m}^2)$$

	$\phi$	$\frac{\tan \phi}{2}$	$\Sigma \gamma_i h_i (\text{t/m}^2)$	$P_a (\text{t/m}^2)$
$P_{a1}$	$35^\circ$	0.35	$1.8 \times 1.50$	2.70
$P_{a2}$	$35^\circ$	0.35	$2.7 + 1.0 \times 11.50$	14.20

$$\therefore \Sigma P_i = P_1 + P_2 = \frac{0.95 \times 1.50}{2} + \frac{(0.95 + 4.97) \times 11.50}{2} = 34.75 (\text{t})$$

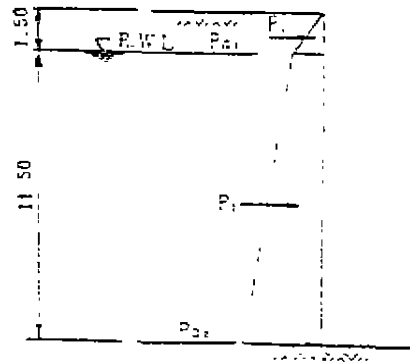


图 20  $\Sigma P_i$  计算图式

b. 地震情况

$$\text{抵抗力矩: } M_r = \frac{1}{6} \cdot \gamma_c \cdot (R'_c \cdot H_c^3 + R_c \cdot H_c^3)$$

式中:

$$R'_c = \nu_c^2 \cdot (3 - \nu_c \cdot \cos \phi) \cdot \sin \phi;$$

$$= 0.915^2 \cdot (3 - 0.915 \times \cos 35^\circ) \cdot \sin 35^\circ = 1.081;$$

其他参数与正常情况相同;

$$M_r = \frac{1}{6} \times 1.0 \times (1.081 \times 14.20^3 + 0.291 \times 14.09^3) = 651.54 (\text{t-m}).$$

(5) 抵抗变形力矩安全系数:  $K_t = \frac{M_r}{M_d}$

$$\text{正常情况: } K_t = \frac{376.18}{268.11} = 1.403 > [K_t] = 1.2;$$

$$\text{地震情况: } K_t = \frac{651.54}{523.08} = 1.246 > [K_t] = 1.2.$$

(6) 板桩贯入深度计算

如图 21 计算图式。

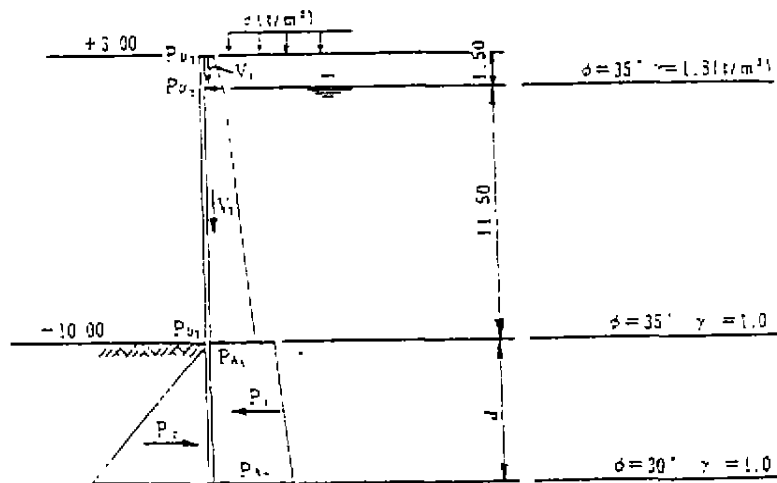


图 21 板桩贯入深度计算图式

## a. 主动土压力系数:

内摩擦角 $\varnothing$	外摩擦角 $\delta$	地震系数 $K_H$	主动土压力系数	
			横向土压力的 $K_A$	竖向土压力的 $K_v$
35°	15°	0.0	0.24	0.06
		0.1	0.30	0.08
		0.2	0.37	0.10
30°	15°	0.0	0.29	0.08
		0.2	0.44	0.12

b. 主动土压力竖向分量  $P_{v_i}$ :

	正常情况			地震情况		
	$\Sigma \gamma h + q$	$K_v$	$P_a$	$\Sigma \gamma h + q'$	$K_v$	$P_a$
$P_{v1}$	2.00	0.06	0.12	1.00	0.08	0.08
$P_{v2}$	4.70	0.06	0.28	3.70	0.08	0.30
$P_{v3}$	16.20	0.06	0.97	15.20	0.10	1.52

c. 竖向土压力  $V_i$ :

$V_i$	正常情况(t/m)		地震情况(t/m)	
1	$\frac{(0.12+0.28) \times 1.5}{2}$	0.30	$\frac{(0.08+0.30) \times 1.5}{2}$	0.29
2	$\frac{(0.28+0.97) \times 11.5}{2}$	7.19	$\frac{(0.30+1.52) \times 11.5}{2}$	10.47
$\Sigma$	$\Sigma V = 7.49$		$\Sigma V = 10.76$	

## d. 贯入深度计算:

板桩贯入深度  $d$  是由下式决定的:

$$R \geq K_r \Sigma V_i;$$

$$R = (P_1 + P_2) \cdot \mu + q_d \cdot A_0$$

式中:

$R$ —板桩极限承载力(t/m);

$K_r$ —安全系数;

$V_i$ —竖向土压力(t/m);

$P_1$ —板桩入土部分格内主动土压力合力(t);

$P_2$ —板桩入土部分格外静止土压力合力(t);

$\mu$ —板桩与入土部分土体之间的摩擦系数,对于砂性土,  $\mu = \tan \frac{2}{3} \varnothing$ ;

$q_d$ —板桩桩端极限承载力(t/m<sup>2</sup>);

$A_0$ —板桩桩端断面积(m<sup>2</sup>)

## (i) 正常情况

$d$ —所需的贯入深度(m);

$$P_1 = \frac{P_{A1} + P_{A2}}{2} d = 0.145d^2 + 4.70d (\text{t/m})$$

$$\therefore P_{A1} = K_A (\Sigma \gamma h + q) = 0.29 \times 16.20 = 4.70 (\text{t/m}^2)$$

$$P_{A2} = P_{A1} + K_A \cdot \gamma' \cdot d = 4.70 + 0.29 \times 1.0 \times d = 4.70 + 0.29d (\text{t/m}^2);$$

$$P_2 = \frac{1}{2} K_A \cdot \gamma' \cdot d^2 = \frac{1}{2} \times 0.5 \times 1.0 \times d^2 = 0.25d^2 (\text{t/m});$$

(假设静止土压力系数为 0.5)

$$\mu = \tan \frac{2}{3} \varnothing = \tan \left( \frac{2}{3} \times 30^\circ \right) = 0.364;$$

$$q_d = 40 \text{N} = 40 \times 10 = 400 (\text{t/m}^2);$$

$$A = 0.017 (\text{m}^2/\text{m});$$

$$\begin{aligned} \therefore R &= (0.145d^2 + 4.70d + 0.25d^2) \times 0.364 + 400 \times 0.017; \\ &= 0.144d^2 + 1.711d + 6.8 (\text{t/m}); \end{aligned}$$

$$\frac{R}{\Sigma V} \geq [K_P] = 2.5;$$

$$\therefore f(d) = R - 2.5 \Sigma V = 0.144d^2 + 1.711d - 11.93 = 0;$$

$$d = \frac{-1.711 + \sqrt{1.711^2 + 4 \times 0.144 \times 11.93}}{2 \times 0.144} = 4.93 (\text{m}).$$

(ii) 地震情况

$$P_1 = \frac{(P_{A1} + P_{A2})}{2} \cdot d = 0.220d^2 + 6.69d (\text{t/m});$$

$$\therefore P_{A1} = K_A (\Sigma \gamma h + q') = 0.44 \times 15.20 = 6.69 (\text{t/m}^2);$$

$$P_{A2} = P_{A1} + K_A \cdot \gamma' \cdot d = 6.69 + 0.44 \times 1.0 \times d = 6.69 + 0.44d (\text{t/m}^2);$$

$$P_2 = 0.250d^2 (\text{t/m});$$

$$\begin{aligned} \therefore R &= (0.220d^2 + 6.69d + 0.250d^2) 0.364 + 400 \times 0.017; \\ &= 0.171d^2 + 2.435d + 6.8 (\text{t/m}); \end{aligned}$$

$$\frac{R}{\Sigma V} \geq [K_P] 2.0;$$

$$f(d) = R - 2.0 \Sigma V$$

$$= 0.171d^2 + 2.435d - 14.72 = 0;$$

$$\therefore d = \frac{-2.435 + \sqrt{2.435^2 + 4 \times 0.171 \times 14.72}}{2 \times 0.171} = 4.58 (\text{m}).$$

可见,板桩入土深度由正常情况控制。

$$d = 4.93 (\text{m}) \rightarrow 5.0 (\text{m})$$

(7) 抗滑稳定性验算,如图 22 所示。

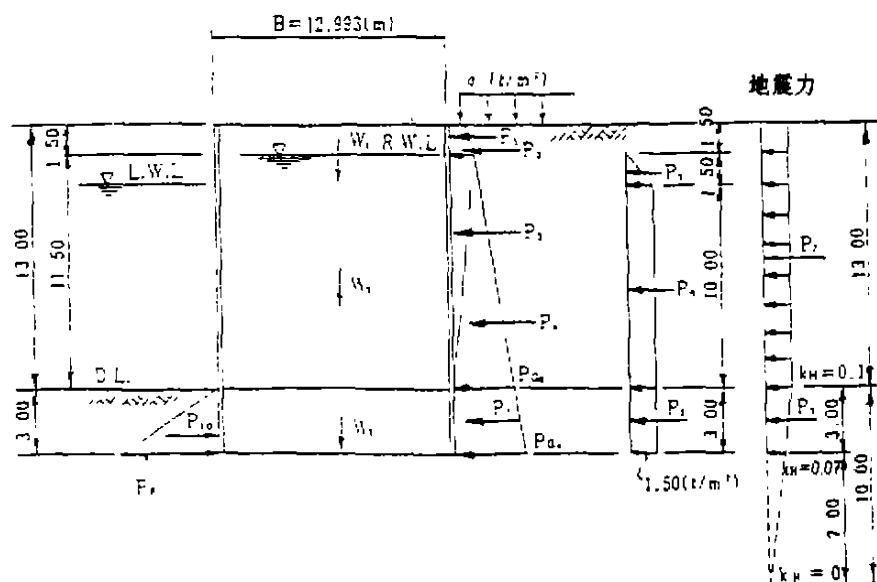


图 22 抗滑稳定性验算图式

(a) 疏浚泥面 D.L 以下土压力计算

(i) 土压力系数

内摩擦角 $\phi$	地震力系数 $K_H$	主动土压力系数 $K_A$	被动土压力系数 $K_P$
30°	0.0	0.29	4.81
	0.2	0.44	3.99

注: 墙后土体外摩擦角考虑  $\pm 15^\circ$

(ii) 土压力

		$\Sigma \gamma h + q$		$K_A(\Sigma \gamma h + q)$ 或 $K_P(\Sigma \gamma h + q)$ (t/m <sup>2</sup> )
$P_{a1}$	Ordinary case	16.20 + 1.0 × 3.0	19.20	5.57
	Seismic case	15.20 + 1.0 × 3.0	18.20	8.01
$P_p$	Ordinary case	1.0 × 3.0	3.00	14.43
	Seismic case	1.0 × 3.0	3.00	11.97

(b) 水平力  $H_d$

(i) 正常情况

	$P_i$ (t/m)	
$P_1 \sim P_6$	$P_d = 52.44$	
$P_7$	$\frac{(4.70 + 5.57) \times 3.0}{2}$	15.41

	$P_i(t/m)$	
$P_8$	$1.50 \times 3.0$	4.50
$\Sigma$	$H_d = \Sigma P_i = 72.35(t/m)$	

## (ii)地震情况

	$P_i(t/m)$	
$(P_1 \sim P_8) + P_8$	$P_d = 96.91$	
$P_7$	$\frac{(6.69 + 8.01) \times 3.0}{2}$	22.05
$P_8$	$1.50 \times 3.0$	4.50
$P_9$	$12.993 \times 3.0 \times 2.0 \times (\frac{0.1 + 0.07}{2})$	6.63
$\Sigma$	$H_d = \Sigma P_i = 130.09(t/m)$	

注:  $\gamma_s$  是土体浮容重与水体容重之和, 用于地震力计算。

(c)抵抗力  $H_r$ 

## (i)正常情况

$$\text{格体自重 } W, W = \Sigma w_i = 12.993 \times (1.8 \times 1.5 + 1.0 \times 14.5), \\ = 223.48(t/m);$$

$$\text{被动土压力 } P_p, P_p = P_9 = \frac{14.43 \times 3.0}{2} = 21.65(t/m);$$

$$\text{抵抗力 } H_r, H_r = W \cdot \tan \phi + P_p = 223.48 \times \tan 30^\circ + 21.65 = 150.68(t/m)。$$

## (ii)地震情况

$$\text{被动土压力 } P_p, P_p = P_{10} = \frac{11.97 \times 3.0}{2} = 17.96(t/m);$$

$$\text{抵抗力 } H_r, H_r = W \tan \phi + P_p = 223.48 \times \tan 30^\circ + 17.96 = 146.99(t/m)。$$

(d)安全系数  $K_s$ 

$$\text{正常情况 } K_s = \frac{H_r}{H_d} = \frac{150.68}{72.35} = 2.08 > [K_s] = 1.2;$$

$$\text{地震情况 } K_s = \frac{H_r}{H_d} = \frac{146.99}{130.09} = 1.13 > [K_s] = 1.0。$$

## (8)锁口拉力计算

板桩锁口拉力可由下式计算:

$$T = \{(\Sigma \gamma_0 \cdot H_0 + q)K_1 + \gamma_w \cdot h_w\} \cdot R$$

式中:

$T$ —锁口拉力( $t/m$ );

$K_1$ —格内填料土压力系数,取  $K_1 = 0.6$ ;

$\gamma_0$ —填料等效单位重度( $t/m^3$ );

$H_0$ —计算填料抵抗力矩时的等效格体高度( $m$ );

$q$ —超载(堆载)( $t/m^2$ );

$\gamma_w$ —水体单位重度(海水  $\gamma_w = 1.03 t/m^3$ );

$h_w$ —格内剩余水位与格前水位之差(m);

$R$ —格体半径(m)。

(a)主格:

$$R=7.388\text{m};$$

$$T=\{0.6\times(1.0\times14.20+2.0)+1.03\times1.50\}\times7.388, \\ =\{11.265\}\times7.388=83.23(\text{t/m})<[T]=150(\text{t/m}).$$

(b)付格:

$$R=4.585\text{m};$$

$$T=11.265\times4.585=51.65(\text{t/m})<[T]=150(\text{t/m}).$$

经过上述计算,格形钢板桩码头主体结构如图 23 所示。

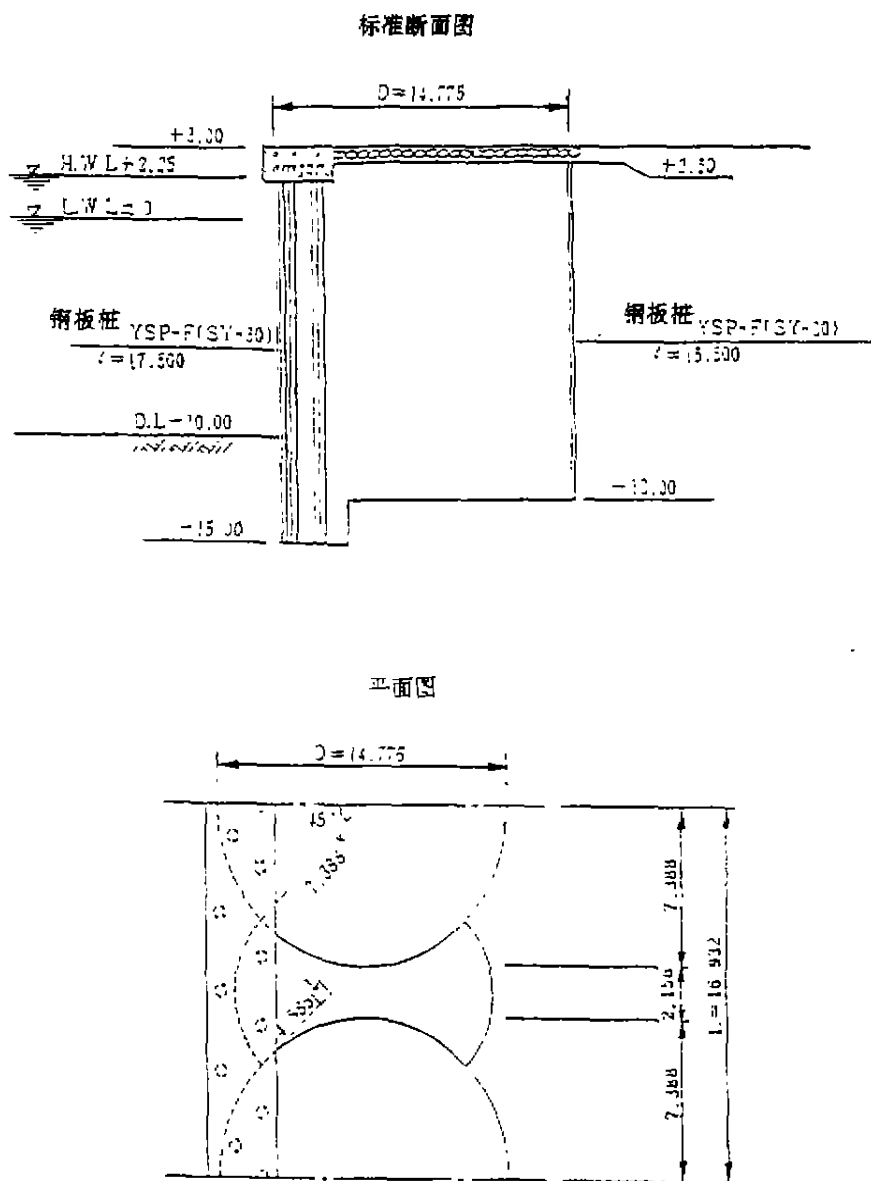


图 23 码头主体结构图



#### 4 格形钢板桩码头施工

格形钢板桩码头区别于其它结构型式码头的施工主要有格体拼插、吊装、沉放和格体回填四道工序,下列逐一介绍。

##### 4.1 格体拼插

所谓格体拼插是指利用起吊设备,按一定的顺序预先将钢板桩沿导架外缘通过板桩锁口连成一个整体的施工过程。格体拼插的方法有两种:即陆上拼插和水上拼插,前者是指利用陆上的拼装场地、起吊设备和导架进行格体拼插的方法(如图 24),后者是指利用水上拼装场地、塔吊或专用驳船船吊及导架进行格体拼插的方法(如图 25 和 26)。

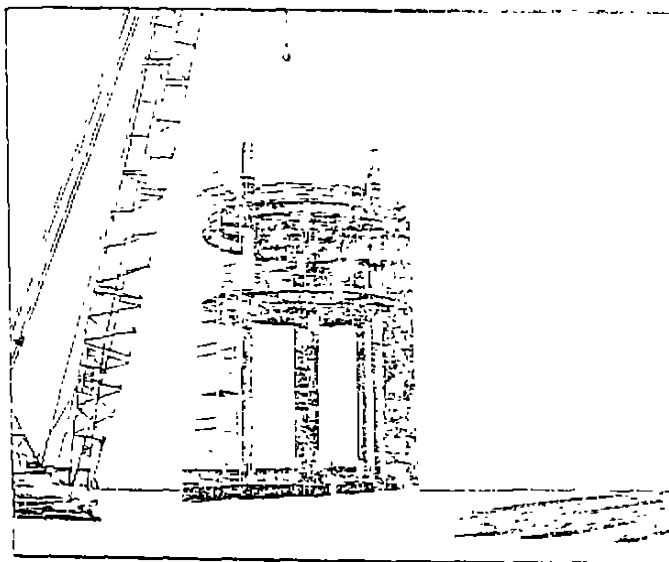


图 24 陆上格体拼装

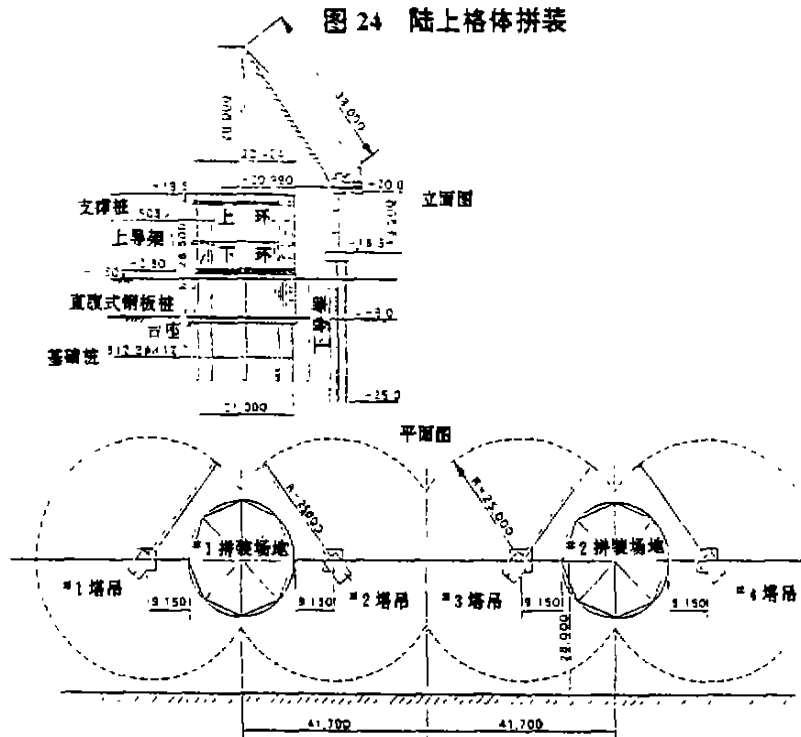


图 25 利用塔吊在拼装场地拼插格体示意图

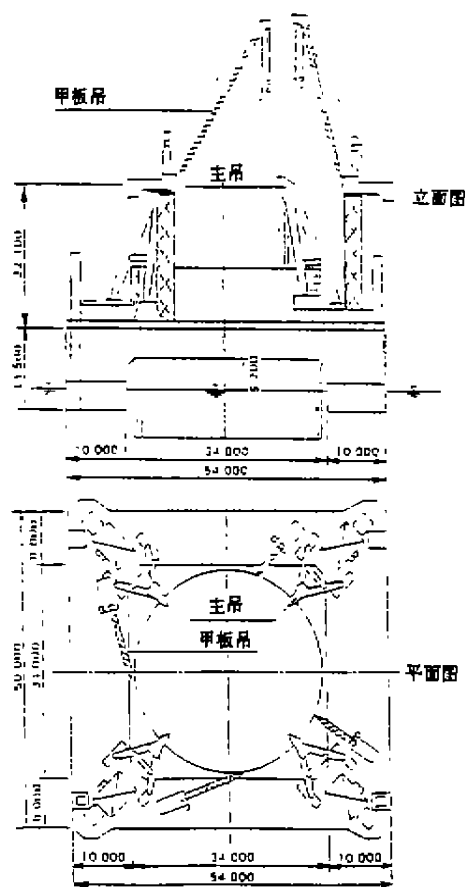


图 26 特殊设计专门用于拼插和沉放格体的驳船

陆上拼装场地一般要求靠近水边,便于浮吊吊运;而水上拼装场地则要求选在尽量靠近施工现场且水域条件较好的地方。

格体拼插是否顺利与下列两个主要因素有关:

- 导架的尺寸和刚度;
- 钢板桩的平直度。

格体拼插所用的导架有两种型式——固定式导架(如图 27)和浮式导架(如图 28),前者整体性好、刚度大,但自重较大,需大型起重设备吊装;后者带浮筒自重小,采用分段拼接易拆装和搬运,但整体刚度较差,一般只适于水上拼插。两种型式的导架均由导环和支腿构成,导环直径可参照下列公式计算确定:

$$d = D - \left( \frac{c}{\pi} \cdot x + h + \Delta \right)$$

式中:

$d$ —导环直径(mm);

$D$ —格体回填后(即锁口拉紧状态)的直径(mm),  $D = \frac{cb}{\pi}$ ;

$C$ —构成一个格体总的钢板桩数量(根);

$b$ —每根钢板桩的宽度(锁口拉紧状态下中到中的距离(mm));

$x$ —钢板桩锁口松弛状态时的空隙(一般为 3mm);

$h$ : 钢板桩锁口厚度(mm);

$\Delta$ : 导环外缘与格体内缘的富余间隙(视钢板桩拼插和导架拔除难易等因素而定, 一般取 6~10mm)。

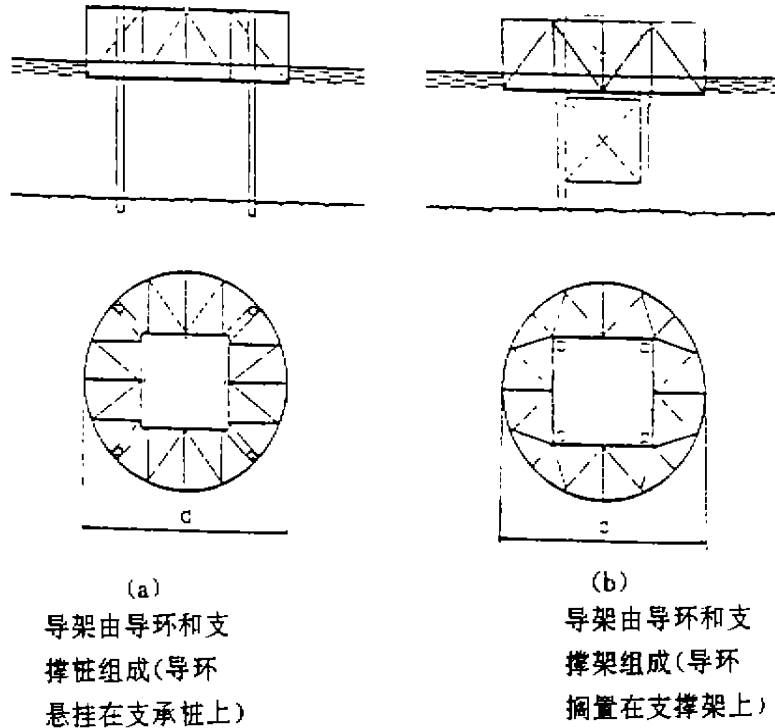


图 27 固定式导架结构图

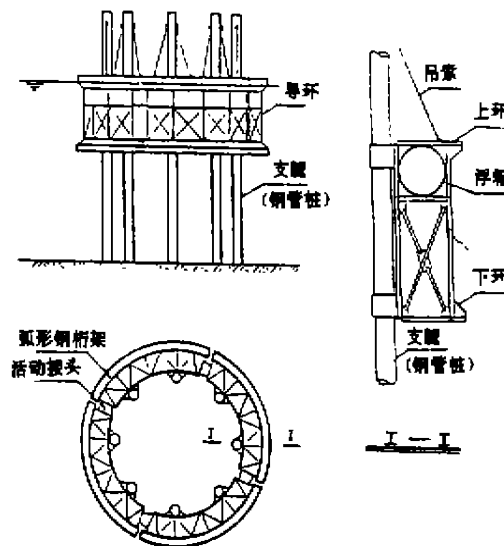


图 28 浮式导架结构图

为了顺利拼插钢板桩, 钢板桩在吊装和堆放时均有一定的要求, 如图 29。堆放时一般采用木板间隔, 当一层堆高超过 10 根以上时, 要求木板宽一些, 防止钢板桩永久性变形; 吊装时, 若钢板桩长度在 15m 以内, 一般用单点吊(吊点设在顶端腹板中心处), 若钢板桩长度大于 15m, 则要求采用两点吊(吊点位置如图 30)。

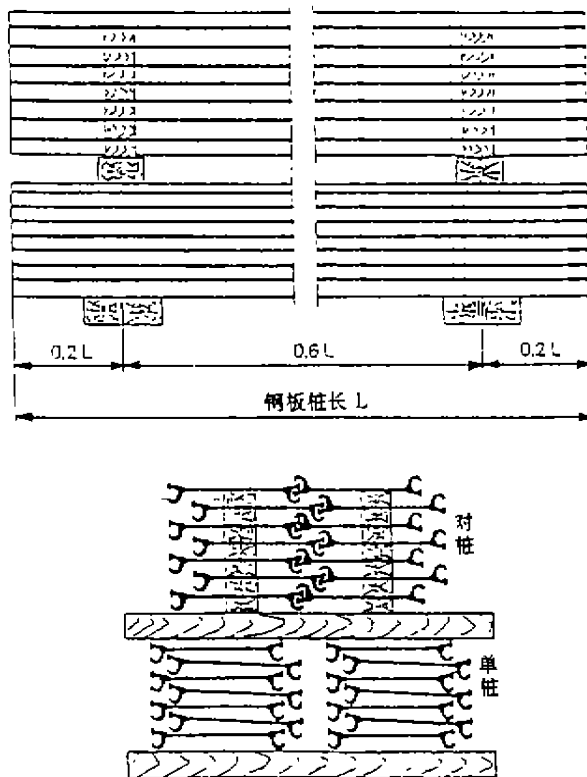


图 29 钢板桩吊装堆放示意图

有时,为提高钢板桩拼插的速度,可用导夹协助,导夹使用方法如图 31。

#### 4.2 格体吊装

为了使格体拼插与沉放两道作业工序能平行穿插进行,并将格形钢板桩拼插闭合的难点从水上转到陆上,避开水域风、浪、流的影响,一般采取整体吊装工艺,即采用起重船将格体和导架一次性从拼插场地吊装到沉放地点的运输过程。由于格体在陆上拼插易控制,锁口松紧适度,吊装过程中导架起固定作用,因此,整个格体在吊装过程中钢板桩呈自然悬垂状态,便于板桩的水上施振下沉。当然,整体吊装需要比较大的起重设备和专门制作的吊具,对起吊高度和起吊幅度也比较苛求,特别当格体直径较大时,往往是下吊具与吊杆接触点(尚应考虑一定的富裕)至地面(或水面)的距离(如图 32 中  $h_1$ )为起吊控制高度。

#### 4.3 格体沉放

格体经过吊装定位后,根据施振机具的不同,或单根或成组板桩按顺、逆时针方向循环振动下沉,每次打入深度一般不大于 1.5m。为减少沉桩过程中产生格体变位和钢板桩扭斜,往往先将格体中四根侧向刚度较大的连接板桩下沉一定深度,起定位作用;在顺逆循环时,采用间隔下振,等深打入;在最终找平沉桩时增加每组板桩数量,以提高刚度,减少桩锤振动时的激振力损失。

如图 33 和 34 为浮吊法与驳船法沉放格体的振动锤示意图两种方法每组可同时下沉 6 根板桩。

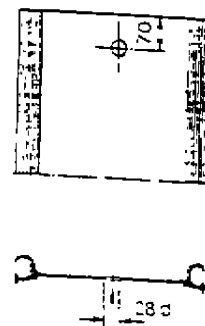


图 30 钢板桩吊点位置示意图

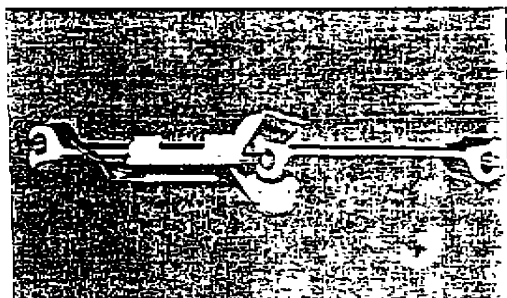
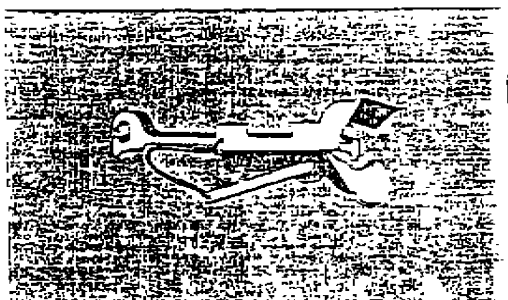
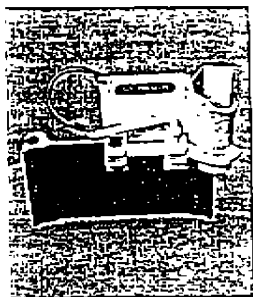
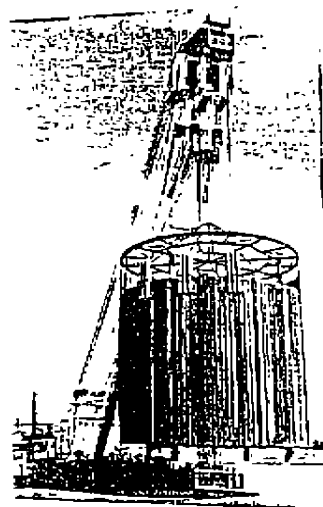


图 31 钢板桩拼插导架



格体整体吊装实景

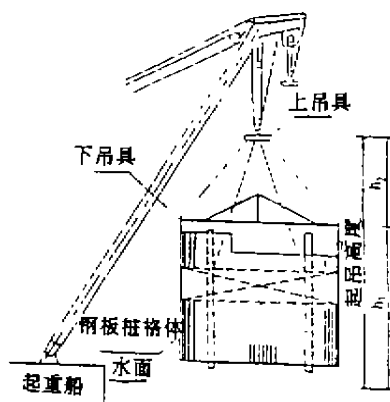


图 32 格体整体吊装示意图

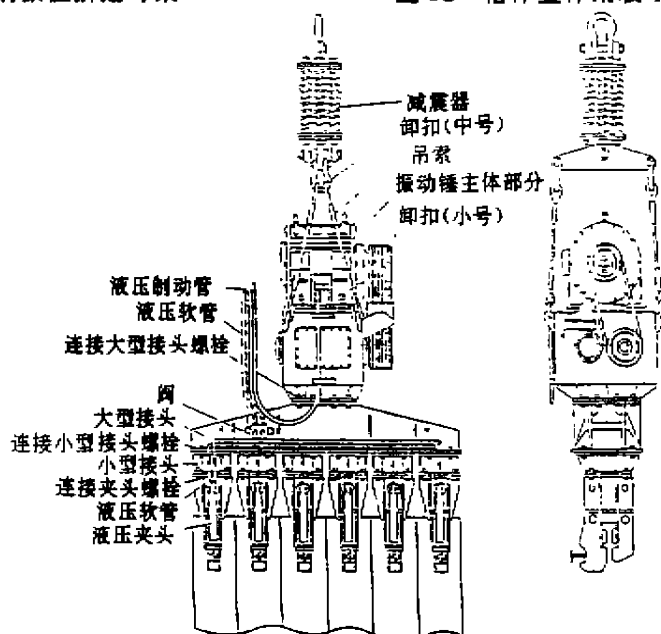


图 33 适用于浮吊法沉放格体的振动锤示意图

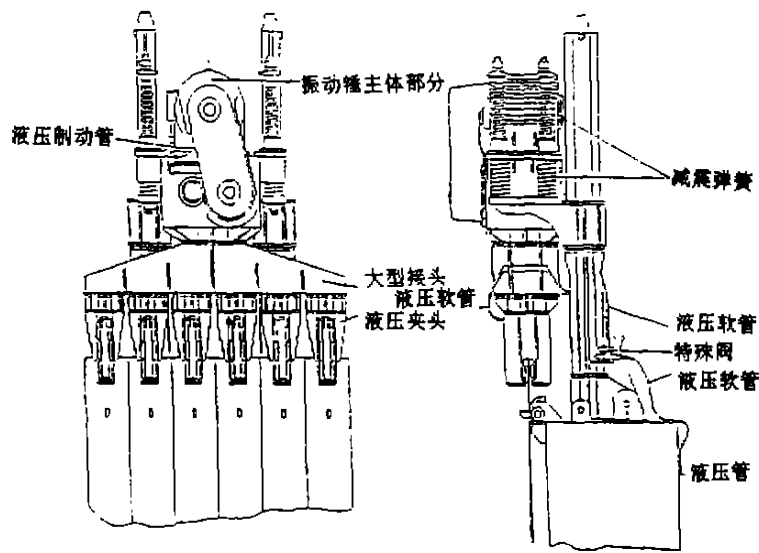


图 34 适用于驳船法沉放格体的振动锤示意图

#### 4.4 格体内回填

格体的整体刚度是靠格仓内的填充料胀紧钢板桩锁口产生的,因此格体内回填厚度和密实度对格体稳定起重要作用。由于水域条件影响因素多,特别是台风季节,要求格体沉放后尽快回填振实。不同的格体布置形式对回填顺序和机具周转要求也不同,如图 35 圆型格体回填时,一般先填主格再填付格,每个主格填充完成后即可自成稳定结构,导架也可拆除周转到下一个格体沉放。同时,已回填好的格体还可作为下一个格体的施工平台,如图 36 扁型格体回填时,须按顺序逐个格体进行回填,且须待相邻格体稳定后再拆除导架。相对圆型格体要多一套导架,因为扁型格体自身不能形成稳定结构,这也是为什么在采用扁型格体岸壁结构的端部设计成圆型或其他型式能自身稳定结构的原因。对于四分格型结构,每一个四分格为一个自身稳定体,回填工序与圆型格体基本一致。

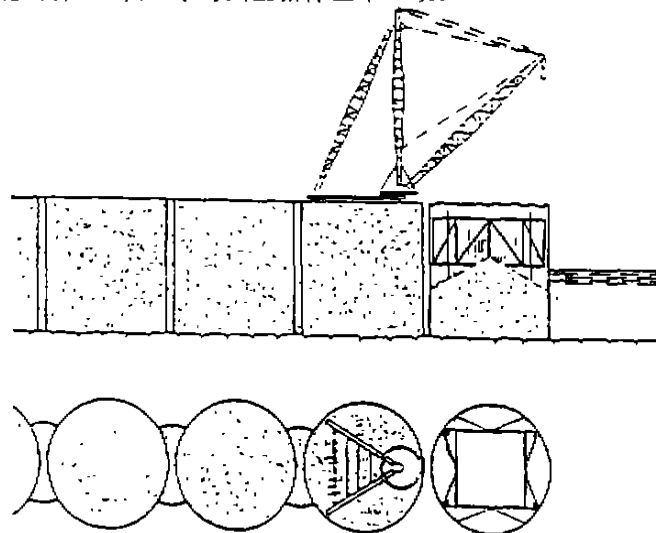


图 35 圆型格体施工程序

(已回填好的格体作为下一格体的施工平台)

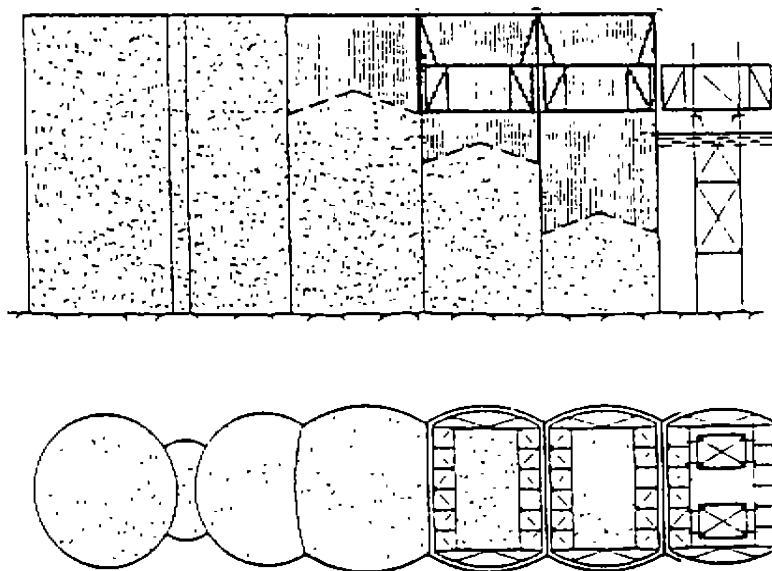


图 36 扁型格体施工程序

实际施工时,上述四道工序是有序穿插进行的,如图 37 和 38 分别为浮吊法和驳船法进行格体拼插、沉放施工流程图。

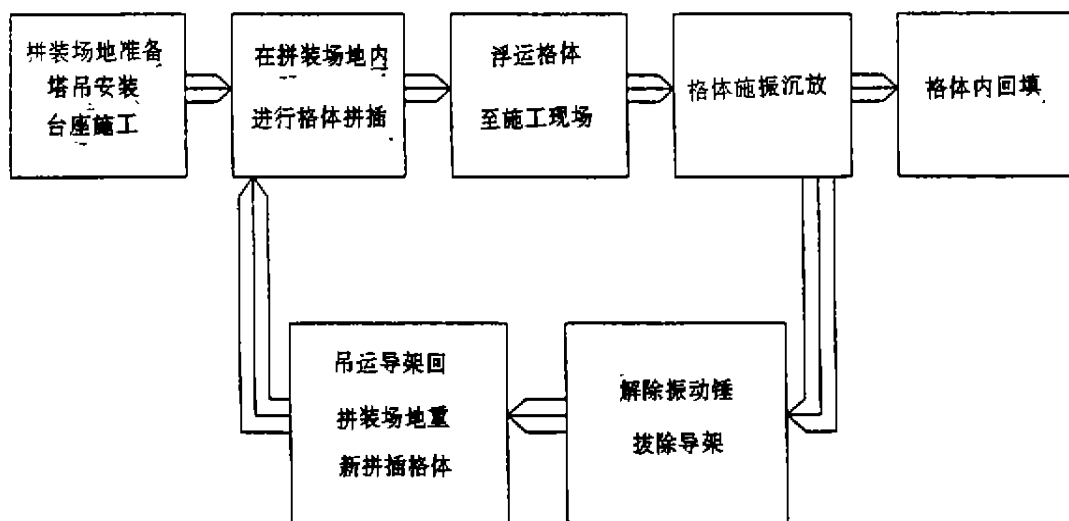


图 37 采用浮吊法进行格体拼插、沉放施工流程图

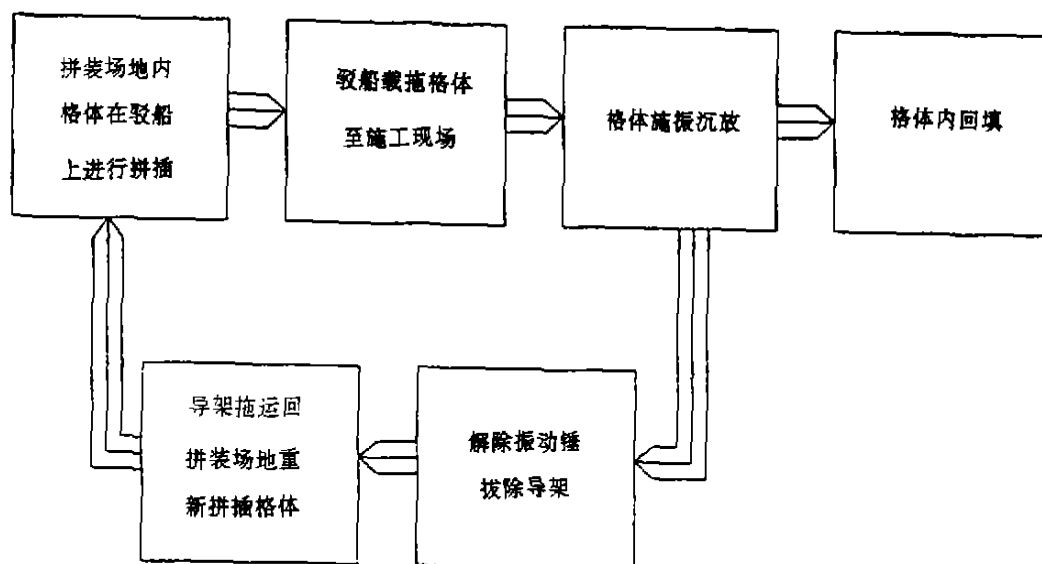


图 38 采用驳船法进行格体拼插、沉放施工流程图

### 5 钢桩防腐蚀

格形钢板桩码头结构是否合适,与当地自然条件和业主对码头使用要求有关,其中很关键的一条是钢板桩采取防腐措施以后能否满足使用年限的要求?因为钢板桩比钢管桩在防腐措施上存在两条更不利的因素——钢板桩锁口处因拼插摩擦无法采用涂层保护;钢板桩受双面腐蚀比钢管桩具有更大的年腐蚀速率(钢管桩内侧腐蚀一般小到忽略不计)。这也是为什么格形钢板桩码头结构使用不太普遍的主要原因,过去使用该结构型式一般具有环境对钢桩的腐蚀量较小、码头使用年限不很长的情况。目前,随着钢桩防腐手段的不断改进,材料性能的不断提高以及长期研究分析成果的不断积累,这个不利因素正逐步削弱。

格形钢板桩码头结构钢桩防腐设计一般从两个方面改虑:

(1)内因。主要指钢材的选择,应针对环境腐蚀因子取用合适的钢种,如低合金钢——含 0.2%铜合金钢对大气区防腐效率可提高 50%左右。含磷、铜、镭、铝合金钢特别适用于海水环境。含镍、铝合金钢对局部腐坑有减少作用……;

(2)外因。主要指不同区位年腐蚀速率的确定以及如何采取相应的防腐措施问题。区位的划分因不同的国家、不同的规范略有不同,各区位的年腐蚀速率更与地理位置、工程地点和环境条件有直接的关系,必须以实测数据为基础,避免盲目套用。

根据国外一些工程实例和实测分析资料看,格形钢板桩码头结构中钢桩防腐措施一般取用下列比较有效的方法:

A: 格体前钢桩,如海侧轨道梁下钢管桩:

大气区:混凝土包裹或涂层保护;

浪溅区和水位变动区:混凝土包裹或重防蚀涂层保护;

水下区:牺牲阳极阴极保护或阴极保护与涂层联合防腐措施;

泥下区:阴极保护或采用腐蚀裕量法。

B: 格体内或后侧钢桩,如海侧轨道梁下 H 型钢桩和陆侧轨道梁下钢管桩:

由于这些桩打入填料中,既难于预先采取防腐措施,使用期腐蚀速度又小,因此,一



般采取腐蚀裕量法,个别的对使用年限要求特别长的工程也有采用外加电流阴极保护和腐蚀裕量联合防腐法。

C: 格体前沿板桩(一侧临水,一侧临土):

大气压、浪溅区和水位变动区:混凝土包裹;

水下区:牺牲阳极阴极保护;

泥下区:外加电流阴极保护或腐蚀裕量法。

D: 格体中部和后趾板桩(两侧均临土):

由于板桩大部分埋入土中,腐蚀速度小,一般采用腐蚀裕量法就能满足使用要求,对于使用年限长的可配合外加电流阴极保护法。

## 6 工程实例介绍

九十年代初,在我国南方广东省先后有两座格形钢板桩码头投入使用,这就是广州港新沙港区一期工程 and 深圳盐田港一期工程,为国内首开格形钢板桩码头应用之先河,也是至今唯一的两座格形钢板桩码头工程。图 39 和图 40 分别为该两个工程的地理位置和工程平面图,表 2 所示为该两个工程概况对比。

新沙一期与盐田一期工程概况对比

表 2

工程名称		广州港新沙港区一期工程 <sup>a</sup> 1~5 泊位	深圳盐田港一期工程
竣工时间		91 年 1 月	93 年 11 月
岸线长度 (m)		1029.9	694.595
泊位数		35000DWT 散货船泊位 5 个	35000 和 50000DWT 集装箱船泊位各 1 个
设计使用年限(年)		50	
码头面标高		+4.4m(新沙基面)	+5.0m(盐田基面)
码头前沿设计泥面		-12.5m(新沙基面)	-14.0m(盐田基面)
码头面 主要荷载	门机	<sup>a</sup> 1~3 泊位,轨距 16m,轮压 40t 4~5 泊位,轨距 10.5m,轮压 30t	轨距 30m,轮压 45t
	均载	2.5t/m <sup>2</sup>	3.0t/m <sup>2</sup>
格体施工工艺		用 500T 起重船整体吊装	用 500T 起重船整体吊装
格体数量	主格(个)	43	33 (其中一格半为顶留)
	付格(对)	42	32 (其中一对为顶留)
主格体中心距 L(m)		25	22.77
主格体直径 D(m)		21.008	21.65
格体 板 桩	型 号	直腹式 b=500,t=12.7(主付格海侧) 直腹式 b=500,t=9.5(主付格陆侧) 连接桩 b=500,Y 型( $\alpha=39.4^\circ$ )	直腹式 b=500,t=12.7/9.5(主格海/陆侧) 曲腹式 b=500,t=12.7/9.5(付格海/陆侧) 连接桩 b=500,Y 型( $\alpha=45^\circ$ )
	长度 (m)	13.7~18.7	17.5~21.5
	入土深度(m)	0~4	2.5~6.0
	数量 (根)	7696	5192
	重量 (t)	9018	7138
供应商		法国 UNIMETAL 与 卢森堡 ARBED 组成的联合体——“国际钢板桩公司 (ISPC)”	法国梅森公司 (Maison)
回填料		格体内和大部分基床采用中粗沙并振冲密实达; $N \geq 15, Dr \geq 60\%$ 格体上采用中粗沙并振动压实 格体后侧采用水力吹填沙 $\phi \geq 28^\circ$ 沙来自江底河沙	格体和基床均采用中粗沙 经振冲密实后达; $N \geq 15, Dr \geq 60\%, \phi \geq 32^\circ$ 格体上采用回填开山石( $\leq 50\text{kg}$ ) 格体后侧采用 10~100kg 块石棱体 沙来自 4~7km 外正角嘴外航道 海沙(经过冲洗)
板桩防腐措施		预留腐蚀裕量	临海侧挂设牺牲阳极块 其他部位采取预留腐蚀裕量
抗震要求		6°(不设防)	7°(设防)

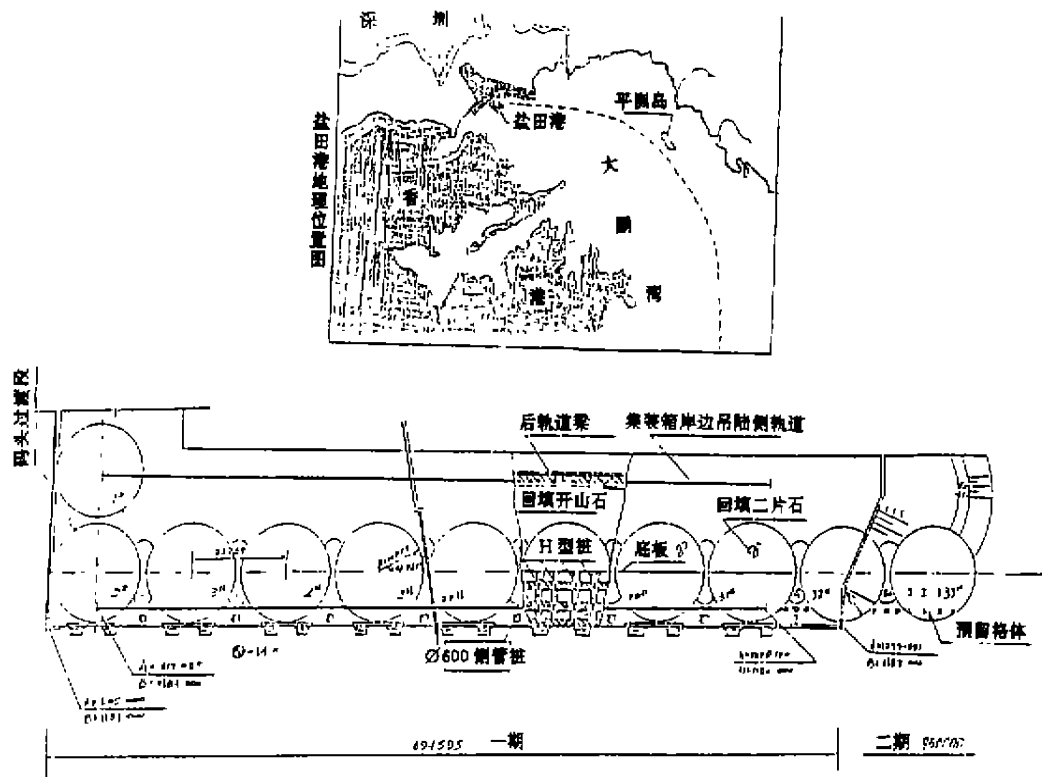


图 39 盐田港一期工程平面图

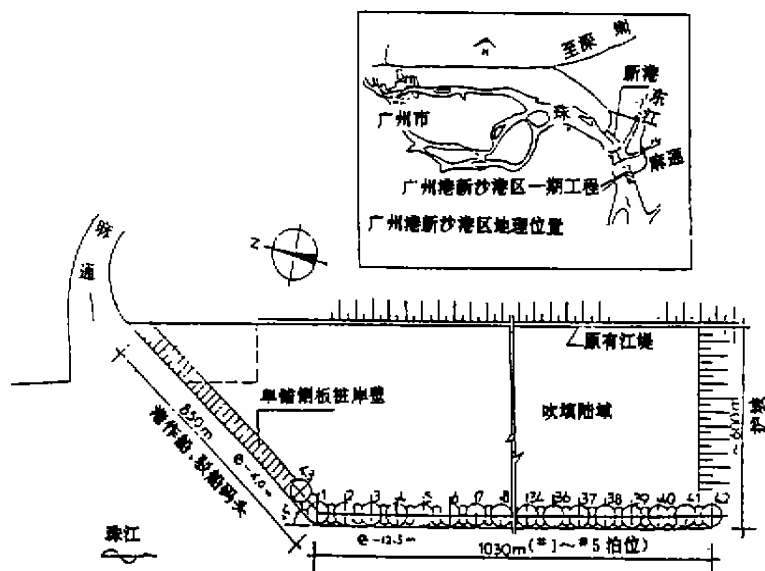


图 40 南沙港区一期工程"1~5"平面图

这两个工程具有以下异同点:

——相同之处有:地质分布比较均匀,基岩埋藏较深,且起伏不大。覆盖层大多为亚粘土或砂砾层,回填料来源丰富(新沙有取之不尽的河沙,盐田有丰富的海沙和开山石)。

——不同之处有:新沙工程的格体承受所有的码头荷载,门机两条轨道梁均落在格体内,竖向荷载全部通过砂层传递到格体锁口环向拉力上,船舶的系靠力通过胸墙直接传给格体,而盐田工程的格体主要起挡土和承担码头前方部分堆载的作用,码头的主要使用荷载则由前方桩台和陆侧轨道梁承担。海陆侧轨道分落在格体内外,海侧轨道梁下由 H 型钢桩和  $\phi 600$  钢管桩支撑,陆侧轨道梁座落在抛石棱体上。另外新沙工程地处珠江口,淡水腐蚀速度慢,属 6°地震区,不设防,板桩仅考虑预留腐蚀裕量无需特殊防腐措施,而盐田工程地处大鹏湾底,海水腐蚀速度快,属 7°地震区须设防。板桩防腐采取海侧临水面挂设牺牲阳极块的阴极保护措施,其余的采取预留腐蚀裕量方法。

两个工程的码头主体结构及格体布置如图 41~图 44 所示。

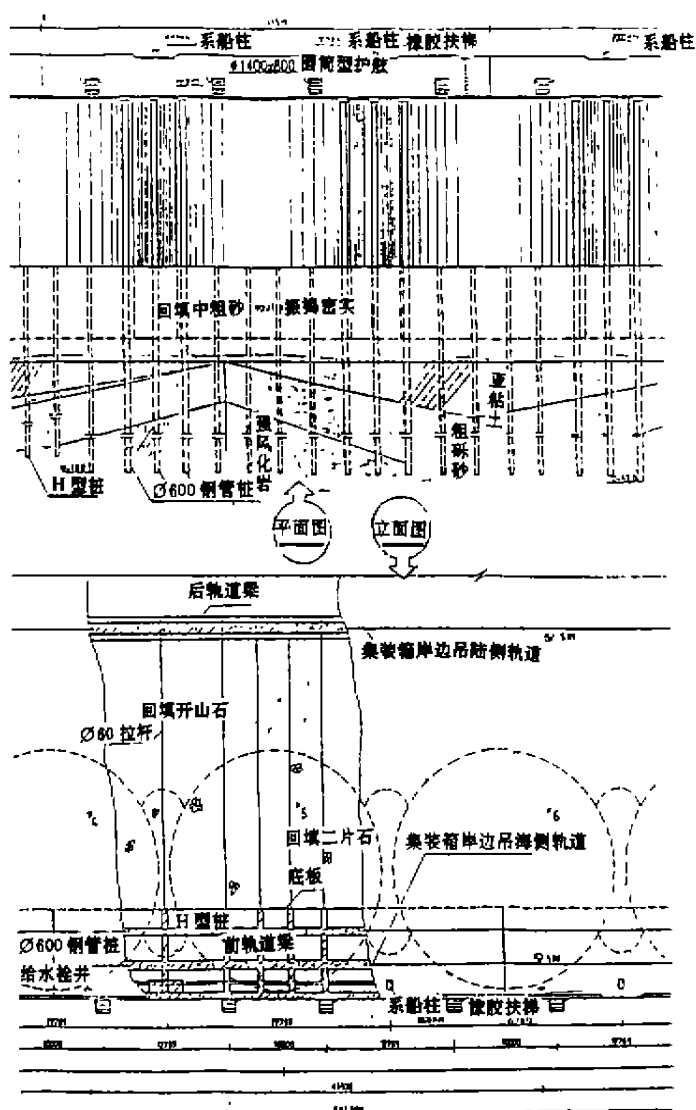


图 41 盐田港一期工程码头平立面图

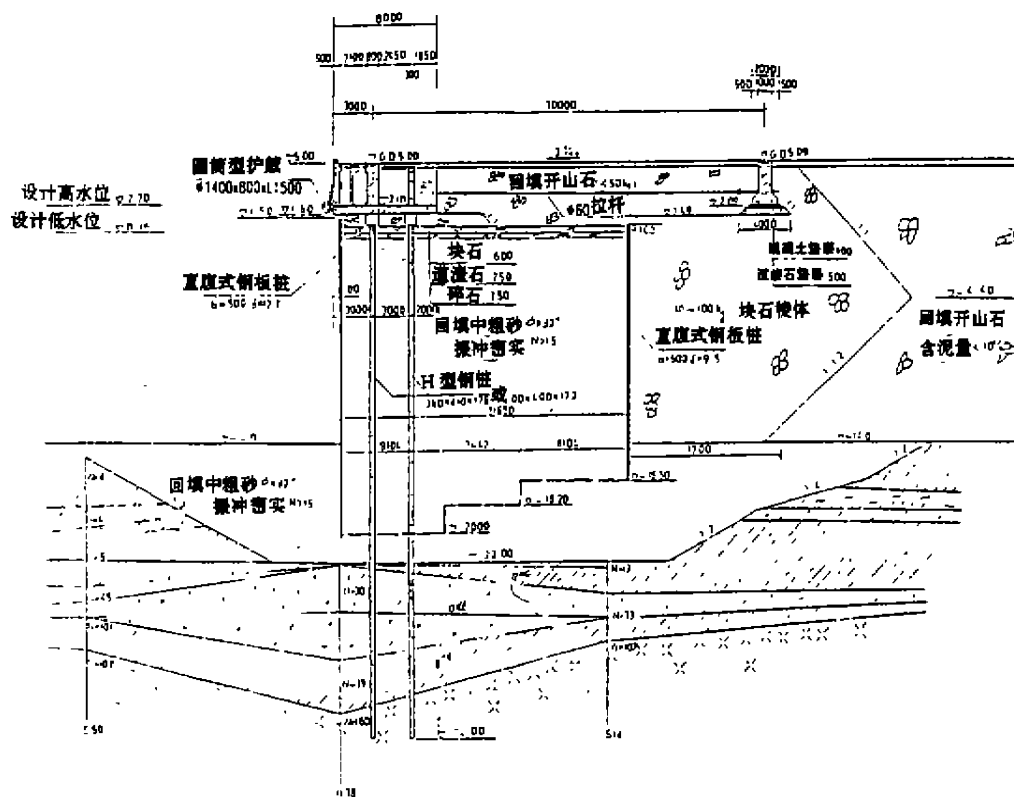


图 42 盐田港一期工程码头标准断面图

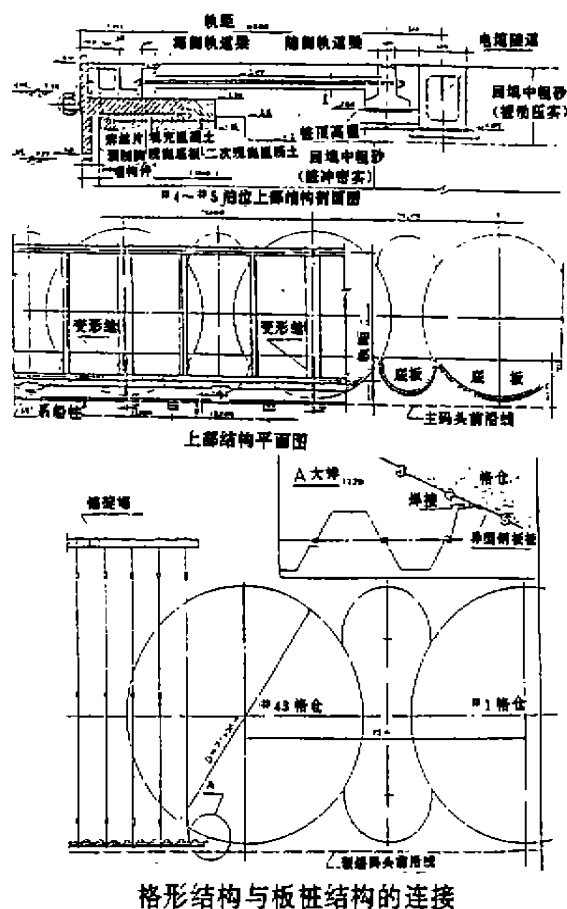


图 43 广州新沙一期工程码头上部结构及端部连接处理



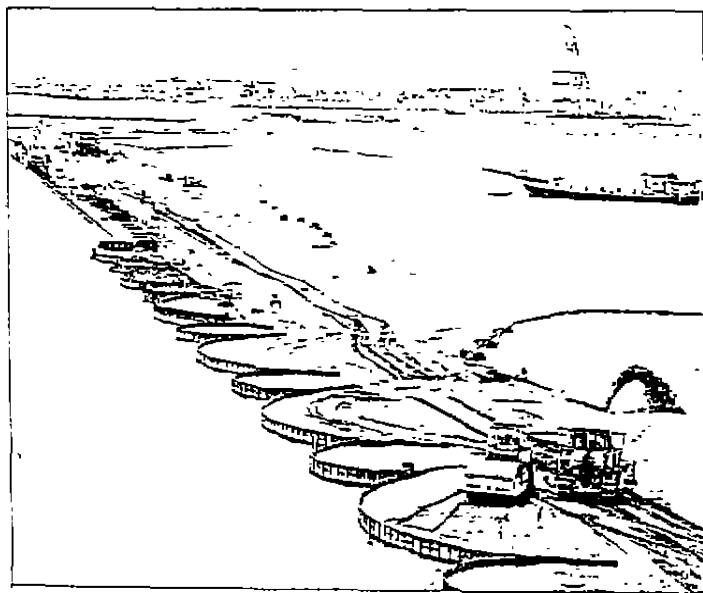


图 46 广州新沙港一期工程施工现场

两个码头自竣工投产以来,使用情况良好。据新沙一期现场初步观测结果显示,格形钢板桩的最大锁口拉力,水平位移和竖向沉降值均比设计允许值小。

#### 7 结束语

从上述格形钢板桩码头的设计、施工和工程实例分析可以看出:格形钢板桩结构在港口工程领域上的应用是可行的、成功的,特别是当某些工程的地质条件和使用要求适合采用格形钢板桩结构时,将更充分发挥其特有的优越性。因此,作为港口工程中一种新型码头结构型式,格形钢板桩码头的应用前景将是广阔的。

当然,格形钢板桩码头尚处在探索性应用阶段,国内外至今还未有完善成熟的设计和施工规范,加上国内目前还未有厂家能生产此类钢板桩,完全要靠进口,这在短时间内想要推广使用还有一定的难度,不少问题还有待逐步解决。

#### 参考资料

- (1)《Maritime Structures》 BS6349;Part 2; Design of quay walls, jetties and dolphins;
- (2)《Handbook of Steel Piling》 British Steel Corporation;
- (3)《Port Design》 Guidelines and Recommendations by Carl A. Thoresen, Norway;
- (4)《HOESCH STEEL SHEET PILING》 West - Germany;
- (5)《The Prefabricated Sheet Pile Cell Method》 Nippon Steel Co. ;
- (6)《CORROSION CONTROL》 JAPANESE ASSOCIATION FOR STEEL; PIPE PILE;
- (7)《Weldable Structural Steels》 BS4360, 1990;
- (8)《日本港口设施技术标准》 1980;
- (9)《中华人民共和国交通部港口工程技术规范》 (1987)上卷;
- (10)《海港工程钢结构防腐技术规定》 JTJ230-89(试行);
- (11)《广州港新沙港区"1~"5 泊位格形钢板桩码头岸壁设计总结》 二航局龙健若编写;

- (12)《新沙格形钢板桩码头现场观测及初步成果分析》 武汉港湾工程设计研究院 季国勤 李宗哲编写；
- (13)《盐田港一期 3.5、5 万吨级码头格形钢板桩结构施工简介》 二航局盐田港工程项目经理部编写；
- (14)盐田港一期工程招标文件——《技术规格书(第三部分)》及《钢板桩订购合同》；
- (15)《对格形钢板桩码头结构施工中几个主要技术问题的研讨》 陈斌 编写 (摘自《水运工程》1994.10)。