

土层锚杆在抗浮结构中的应用



何宝林

(中国市政工程中南设计研究院 武汉 430010)

(Central Southern China Municipal Engineering Design & Research Institute, Wuhan 430010)

摘要 本文着重介绍了土层锚杆在抗浮结构中的应用,提出了土层锚杆在工程实践中的设计及施工方法。并通过基本试验及验收试验等现场实测数据和测试曲线进行分析论证,说明土层锚杆在抗浮结构中应用是可行和可靠的,并且是经济的。

关键词 土层锚杆 抗浮结构 锚固体 覆盖层

ABSTRACT This paper introduces the application of soil anchor rod for anti-float structure. The design and construction method at engineering practice are suggested. Through test and acceptance, site measured data and plotted curves prove that it is a feasible and reliable device and with low cost.

KEYWORDS Soil anchor rod Anti-float structure Anchor body Cover layer

一、工程及地质概况

福州市第2水源供水工程日供水规模为远期60万 m^3/d 、近期30万 m^3/d 。其中叠层池为2层,上部为絮凝沉淀池,下部为清水池,共4组,每组外围尺寸为128.4m $\times$ 22~25m,池高7.35m~7.70m;下层池高为4.05m,沿池体纵向设5道变形缝,每组分为6块,共24块。厂区设计地面高程为20.0m,地下水位高程为19.40m,清水池内底高程为16.65m,底板厚450mm,壁板厚400mm,顶板厚350mm,总平面布置如图1。

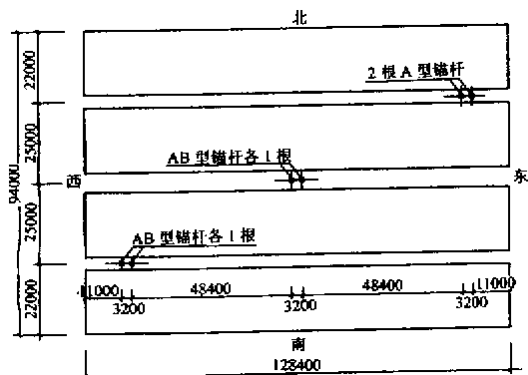


图1 总平面布置示意

为了适应清水池内导流墙灵活布置以满足工艺要求,下层清水池采用无梁楼盖,上层为敞口水池,计算时取单跨横向截条进行内力及配筋计算,

抗浮计算以局部抗浮控制。

本工程位于福州市区东北鼓山南坡的园中村,整个厂区地形呈东北高、西南低走向,地貌单元属低山残丘之缓坡地带,地面高程约在19.20m~21.10m之间。工程地质情况如下:第1层耕土,含植物根系,局部为杂填土或素填土,层厚约0.4~0.5m。第2层淤泥及淤泥质土,软塑~流塑状,含大量有机质等杂物,局部含薄层砂,部分区域有,层厚约0.4~0.6m。第3层粉质粘土层,呈可塑~硬塑状态,含少量碎石,层厚约0.4~0.75m。第4层碎石混粉质粘土层,中密状态,碎石孔隙中充填砂和少量粘性土,层厚约5.2~8.5m。第5层砂质粘性土层,呈可塑~硬塑状态,含不等量石英质砾、砂等,层厚约12.0~15.9m。第6层为强风化花岗岩,厚度较大,未揭穿。叠层池底板座落在第4层碎石混粉质粘土层上,该层承载力标准值 $f_k = 320\text{kPa}$,承载力较高。但由于场地受高处坡地地下水的不断补充,地下水位较高,平均在高程19.400m,底板底高程为16.200m,相差约3.2m水头,因此抗浮成为本工程设计时重点考虑的问题。

二、方案的比选与确定

解决抗浮问题的主要方法有:增加结构自重,降低该区域地下水位等,但增加结构自重的方法

或投资大或增加施工难度或不能很好地满足工艺要求,而给使用带来不便。若采用降低地下水位的方法,则需要设置地下水导水系统及地下水收集井,并要求顺地形排出,以达到降低地下水位满足池体抗浮要求,这样不仅要增加相应工程造价,而且一旦导流系统堵塞等异常情况发生,将带来不可挽回的后果。因此,本工程未考虑以上2种方法,而是提供以下2种抗浮方案供业主选用。

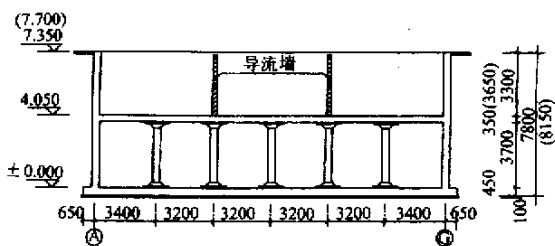


图2 横断面

第一方案 由于叠层为2层,结构本身自重可抵抗到18.20m水位。因此,只要能保证上下两层最低水位之和 $\geq 1.2\text{m}$ 或测得池外地下水位在18.2m以下时,空池即可满足池体抗浮要求,而不需其它任何工程措施。因此,考虑在上下层池体内不同部位设置水位探测器,测定上下层最低水位,叠层池外周设地下水位观测井并放置水位探测器,将这些数据传送到中央控制系统,通过设定相关程序进行报警。为了更安全起见,可设定上下池水位之和 $\leq 1.5\text{m}$ 或池外地下水位 $\geq 17.9\text{m}$ 时进行初级报警。上下池水位之和等于1.2m或池外地下水位达到18.2m时进行紧急报警。通过测定池体内外水位变化情况,业主可以合理安排叠层池的检修时间,以保证池体安全。但由于业主担心存在人为操作失误的可能而未采用该方案。

第二方案 采用抗拔锚杆抵抗地下水浮力,为适应工艺要求,下池采用的是无梁楼盖结构体系,取第一单元结构布置图如图3所示。

由图3所示,局部抗浮最不利点是跨中板带交汇处,因此,只要取其中一块进行局部抗浮计算即可。

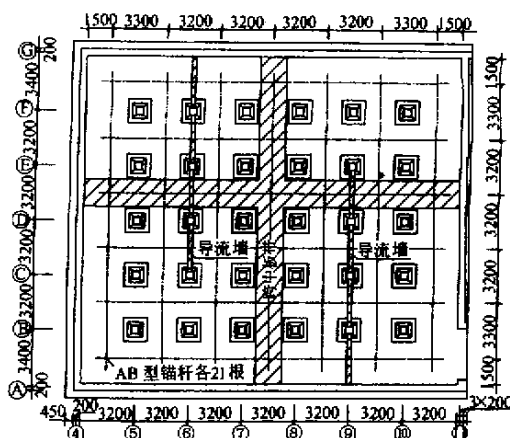


图3 第1单元结构布置

通过计算,每个计算单元抗浮力差约100kN。为此只要采取可靠措施来抵抗上述浮力,即可保证局部抗浮满足设计要求。经过认真研究分析,采用了土层锚杆的方法来抵抗该区域内的浮力,以满足池体抗浮要求。并通过基本试验证明该方案是切实可行的。

三、土层锚杆的设计

一般情况下土层锚杆是用于高边坡的稳定,要求长期抵抗边坡的主动土压力,因此,一般由锚头、自由段和锚固段3部分组成,鉴于本工程实际情况,将其作了改进,几种形式锚杆如图4所示。

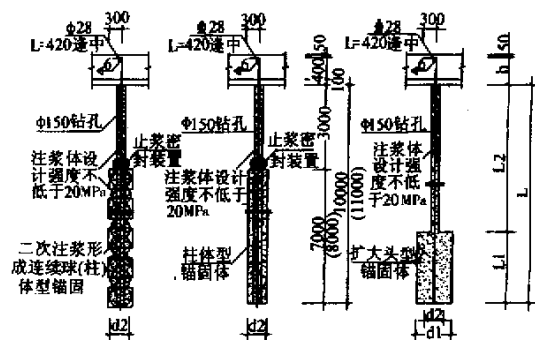


图4 土层锚杆横断面

将锚杆分为3部分:上端将锚杆锚入底板内,为便于施工且增加锚杆与底板的锚固效果,截一段锚杆作横向锚固筋。底板下到堵浆塞这一段保持一定的覆盖层,以利于高压注浆,该段也要求用水泥砂浆灌满以便锚杆有足够保护层,最下面一

段锚固段设计为连续球形体或柱状形体。

根据锚杆破坏后的危害程度不同 ,锚杆的安全系数由表 1 确定。本工程锚杆为永久锚杆 ,取安全系数 $K = 2.0$ 进行计算。

表 1 锚杆安全系数表

锚杆破坏后危害程度	安全系数	
	临时锚杆	永久锚杆
危害轻微 ,不会构成公共安全问题	1.4	1.8
危害较大 ,但公共安全无问题	1.6	2.0
危害大 ,会出现公共安全问题	1.8	2.2

根据土层情况及锚固段形状的不同 ,锚固段长度分别由下列公式计算 :

1. 粘性土中圆柱形锚杆锚固段长度

$$L_a = \frac{KN_t}{\pi d_2 q_s \beta} \tag{1}$$

式中 : q_s 为土层与锚固体间粘结强度 ,可由表 2 确定 ; β 折减系数 ,建议取 0.70。

2. 粘性土中端部扩大头型锚杆锚固段长度

$$L_a = \frac{K}{\pi q_s \beta} \frac{N_t - R_t}{d_2} \tag{2}$$

$$R_t = \frac{\pi}{4} (d_1^2 - d_2^2) \beta_c \tau \tag{3}$$

式中 R_t —单个扩大头的承载力 ,由试验确定 ;
 d_1 —扩大头直径 ;
 β_c —扩大头承载力系数 ,由试验确定 ;
 τ —土体不排水抗剪强度。

3. 非粘性土中圆柱型锚杆锚固段长度

$$L_a = \frac{KN_t}{\pi d \left(q_s + \sigma \tan \delta \right) \beta} \tag{4}$$

式中 δ —土体与锚固体间的摩擦角 ;
 σ —锚固体剪切面上的法向应力。

表 2 土层与锚固体间粘结强度

土层种类	土的状态	q_s 值(kPa)
淤泥质土	—	20 ~ 25
	坚硬	60 ~ 70
粘性土	硬塑	50 ~ 60
	可塑	40 ~ 50
	软塑	30 ~ 40
粉土	中密	100 ~ 150
砂土	松散	90 ~ 140
	稍密	160 ~ 200
	中密	220 ~ 250
	密实	270 ~ 400

注 :①表中数据仅用作初步设计时估算 ;②表中 q_s 系采用一次常压灌浆测定的数据。

土层锚杆截面 ,由下列公式确定 :

$$A = \frac{KN_t}{f_k} \tag{5}$$

经计算确定锚杆直径和锚固体长度 ,考虑到锚杆端部不宜在同一水平土层面上 ,因此将锚杆分为 A、B 两种型号 ,计算结果见表 3。

表 3 土层锚杆计算结果

锚杆类型	覆盖土层厚 (m)	锚固体长度 (m)	锚杆总长 (m)	锚杆直径 (mm)	极限承载力标准值(kN)
A 型	3.0	7.0	10.0	28	200
B 型	3.0	8.0	11.0	28	200

四、土层锚杆的抗拔基本试验

本工程采用土层锚杆作为抗浮措施 ,施工图设计前在场地的不同部位做好抗拔基本试验的锚杆 ,以便验证该方案的可行性和可靠性。试验要求各锚杆极限承载力标准值 $\geq 200\text{kN}$,试验锚杆的位置详见图 1。抗拔试验中各锚杆的有关参数见表 4。

表 4 各锚杆有关参数

钻孔编号	孔深 (m)	孔径 (cm)	地质情况			喷灌孔深 (m)	施工日期
			杂填土 (m)	碎石 (m)	砂质粘土 (m)		
A1	14.0	15	1.3	6.2	6.5	7.0	2000. 10.10
A2	15.0	15	1.3	6.8	6.9	8.0	10.11
A3	14.0	15	1.2	6.8	6.0	7.0	10.12
A4	15.0	15	1.2	6.6	7.2	8.0	10.13
A5	14.0	15	1.5	6.3	6.2	7.0	10.14
A6	14.0	15	1.5	6.5	6.0	7.0	10.15

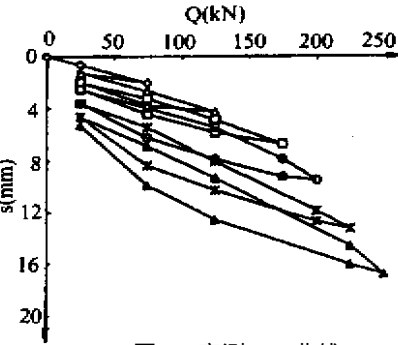


图 5 实测 $Q-s$ 曲线

抗拔试验按《建筑基坑支护技术规程》(JGJ120-99)的有关规定进行 ,试拔荷载由油压千斤顶进行逐级加荷 ,锚杆变形由大量程百分表测读 ,锚杆的实测 $Q-s$ 曲线如图 5。

各锚杆抗拔基本试验结果如表 5 所示。

表 5 锚杆抗拔基本试验结果

锚杆 编号	最大试 验荷载 (kN)	最大试验荷载 下锚杆变形 (mm)	残余 变形 (mm)	锚杆弹 性变形 (mm)	破 坏 情 况	极限承载 力标准值 (kN)
A1	250	17.69	5.31	12.3 8	未破坏	250
A2	250	19.61	6.48	13.1 3	未破坏	250
A3	250	16.76	5.27	11.4 0	未破坏	250
A4	250	19.99	8.25	11.7 4	未破坏	250
A5	250	18.98	7.76	11.2 2	未破坏	250
A6	250	18.18	9.03	9.15	未破坏	225

注 锚杆抗拔试验是在原地面所做,自由段较长,故残余变形较大,但不影响抗拔力。

通过基本试验证实:采用土层锚杆作抗浮措施是可行和可靠的。

五、土层锚杆的施工

1. 土层锚杆施工顺序

测量、放样→引孔设备就位→量测垂直度→钻进(引孔)→提钻→引孔设备移走、高喷设备就位→下高喷头→注浆、旋喷、提升→高喷设备移走→下锚杆。

2. 土层锚杆施工主要技术参数

角度:垂直度,偏差 $\leq 1^\circ$;灰水比: < 0.8 (不得堵塞喷浆管);注浆压力:18~20MPa;转速:25rpm;提速:20~25cm/min。

3. 主要材料

锚杆为Ⅲ级钢筋: $\phi 28$, $f_{yk}=370\text{N/mm}^2$;普通硅酸盐水泥:强度等级 42.5(早强型);注浆体设计强度:要求 $\geq 20\text{MPa}$ 。

4. 主要设备

75A 型钻机 2 台;高压乳化泵 2 台;立式搅拌机 2 台;卧式搅拌机 2 台;9 立方空压机 1 台;潜孔钻机 1 台;电焊机 1 台;切割机 1 台;经纬仪、水准仪各 1 台;绞车 1 台。

5. 其它

本工程土层锚杆在正常情况下,每 2h 可完成 1 根锚杆的全部施工;共有 912 根土层锚杆,平均包干价为 850 元/根。

六、土层锚杆的验收

根据《土层锚杆设计与施工规范》规定,验收

试验的锚杆数量应取总数的 5%。因此本工程要求随机抽取 48 根锚杆作验收试验,要求每根锚杆的极限抗拔力标准值 $\geq 200\text{kN}$ 。据福建省建筑工程质量监督检测中心站检测结果,有 46 根锚杆一次性通过验收。在检测期有 2 根第 1 次未达到要求的锚杆都出现在第 7 板块。因此,该板块又另外随机抽取 4 根锚杆作验收试验,均能 1 次满足要求。2 根锚杆出现异常的锚杆经补浆后再拔也能满足设计要求。随机抽 2 根,实测的 Q - s 曲线如图 6。

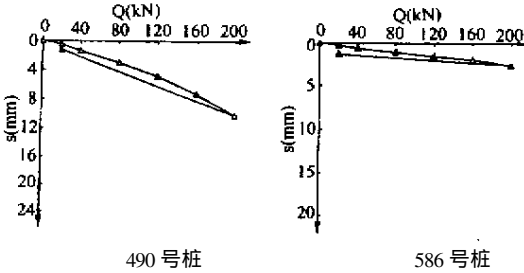


图 6 实测 Q - s 曲线

根据检测结果,土层锚杆在最大荷载 200kN 作用下,锚头位移相对稳定,满足设计要求,验收结果见表 6。

表 6 锚杆验收试验结果

锚杆 编号	最大试 验荷载 (kN)	最大试验荷载 作用下锚杆变形 (mm)	残余 变形 (mm)	锚杆弹性 变形 (mm)	自由段长度变形 计算值的 80% (mm)	自由段长与 1/2 锚 固段长度之和的弹 性变形计算值(mm)
81	200	9.15	3.09	6.06	4.55	12.19
98	200	5.59	0.50	5.00	4.55	11.38
160	200	2.96	0.54	2.42	4.55	11.38
170	200	4.27	2.27	2.00	4.55	11.38
257	200	1.16	0.23	0.93	4.55	12.19
314	200	5.84	3.57	2.27	4.55	11.38
332	200	8.18	1.43	6.75	4.55	11.38
386	200	13.58	4.52	9.06	4.55	11.38
401	200	7.57	4.15	3.42	4.55	12.19
464	200	14.39	4.52	9.87	4.55	11.38
490	200	13.19	1.23	8.96	4.55	11.38
502	200	7.7	3.81	3.89	4.55	11.38
530	200	8.31	2.99	5.32	4.55	11.38
554	200	13.29	4.64	8.65	4.55	11.38
586	200	2.64	1.31	1.33	4.55	11.38
588	200	1.82	0.78	1.04	4.55	11.38
650	200	14.96	2.60	13.36	4.55	11.38
842	200	5.04	1.33	3.71	4.55	11.38
856	200	10.61	2.05	8.56	4.55	11.38
884	200	5.85	3.60	2.28	4.55	11.38
890	200	4.76	1.28	3.48	4.55	11.38
122	200	5.37	3.12	2.25	4.55	11.38
140	200	5.89	4.72	1.17	4.55	11.38
350	200	6.46	3.82	2.64	4.55	11.38
376	200	6.00	3.69	2.31	4.55	11.38
698	200	5.88	2.80	3.08	4.55	11.38

六、结论及思考

1. 根据本次土层锚杆的验收结果,抗浮结构中应用土层锚杆进行抗浮不但是可行的,而且是可靠的。

2. 土层锚杆施工所用机械不大也不重,施工简便快捷,对环境无污染,也无噪音干扰。

3. 土层锚杆抗拔力,抗浮效果好。宜在地基承载力满足要求,而抗浮不能满足设计要求时使用。

4. 土层锚杆较为经济,每根仅 850 元。

5. 采用土层锚杆作为抗浮措施后,底板计算时锚固点应可作为一弹性支座看待,这一点有待进一步测试和探讨。

(上接第 9 页)

续表 4 C 洲

区 域	内 力 公 式
② $R_3 < r_2 < R_2$	$M_{r2} = \frac{P_2 R_5}{4} \left\{ \left[\frac{5}{6} - \frac{7}{3} \ln R_3 \right] \frac{R_2}{R_3} - \frac{R_2^2 (\phi_5 + \phi_6)}{R_3 (R_2^2 - R_1^2)} + \frac{7 R_2}{3 R_3} \ln r_2 - \left[\frac{5 R_2 R_3}{6} - \frac{R_1^2 R_2^2 (\phi_5 + \phi_6)}{R_3 (R_2^2 - R_1^2)} \right] \frac{1}{r_2^2} \right\}$ $M_{\theta 2} = -\frac{P_2 R_3}{4} \left\{ \frac{R_2^2 (\phi_5 + \phi_6)}{R_3 (R_2^2 - R_1^2)} + \left[\frac{7}{3} \ln R_3 + \frac{5}{6} \right] \frac{R_2}{R_3} - \frac{7 R_2}{3 R_3} \ln r_2 - \left[\frac{5 R_2 R_3}{6} - \frac{R_1^2 R_2^2 (\phi_5 + \phi_6)}{R_3 (R_2^2 - R_1^2)} \right] \frac{1}{r_2^2} \right\}$

四、算例

如图 1 所示, $R_1 = 6\text{m}$, $R_2 = 12\text{m}$, $R_3 = 10\text{m}$; $q = 9\text{kN/m}^2$; $P_1 = 20\text{kN/m}$; $P_2 = 10\text{kN/m}$ 。内力计算结果如图 2 所示:

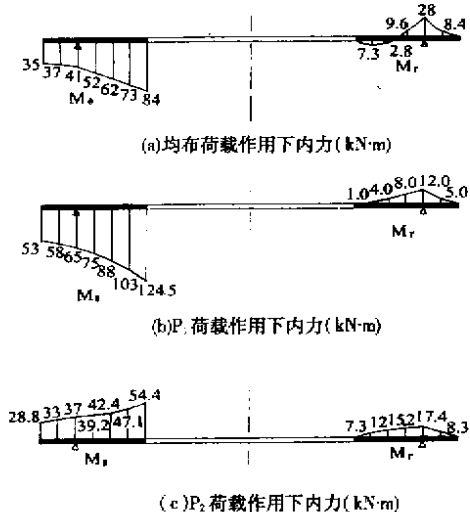


图 2 内力结果

五、讨论

1. 最不利荷载组合:在工程设计中, P_1 荷载是由天窗(气窗)的重量产生的,而 P_2 荷载是由外缘檐口女儿墙产生的。从施工程序讲通常是先施工天窗而后施工女儿墙。因此在求内力设计值时,不能简单地将 3 种荷载作用下产生的内力值进行叠加。通常情况下, M_r 的荷载组合为 $q + P_1 + P_2$; M_θ 的荷载组合为 $q + P_1$ 。

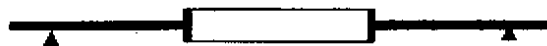


图 3 内环设置

2. 内边缘的环筋配置:算例表明,内边缘的 M_θ 不论受何种荷载作用其值总是最大的。配筋时,单靠板厚配置环形筋往往会出现超筋。为了解决这个问题,工程设计中通常可采用在内边缘设置环梁予以处理,如图 3 所示。

参考文献

- [1] 刘鸿文主编. 板壳理论. 浙江大学出版社, 1987 年 10 月
- [2] 丁大钧编著. 薄板按弹性和塑性理论计算. 东南大学出版社, 1991 年 8 月
- [3] 徐芝纶编. 弹性力学(下册). 人民教育出版社, 1981 年 4 月

《特种结构》将改为双月刊, 欢迎各界踊跃投稿!