

目次

论 文

飞行区淤泥地基的土面浅层处理.....杨光煦(1)

抗拔桩基础(续二).....刘祖德(11)

强夯块石墩法处理后的软土地基强度变形特性.....程展林,冯光愈(17)

沪宁高速公路软基处理方法优选.....郭耿新(23)

地基处理与环境的讨论.....郑俊杰(29)

倾斜基岩上宿舍楼基础的工程处理.....金战锋,徐也平(34)

力特土工网格在土木工程中的应用.....阮道红,庞玉娟(37)

一题一议

沉降浅议.....龚晓南(41)

小议静载荷试验的应用.....陈如连(42)

译 文

砂土地基中桩身抗拉和抗压承载力..... Anthony De Nicola, Mark F. Randolph(43)

# 飞行区淤泥地基的土面浅层处理

杨光照

(长江水利委员会 武汉 430010)

深圳国际机场位于深圳市以西的伶仃洋东岸围海造陆形成的滨海平原,平均地面高程仅0.7m。飞行区长3960m、宽423m,面积176.1万 $m^2$ ,位于5~10m深的淤泥地基上。天然淤泥含水量高、压缩性大、承载力极低(表1)。飞行区中的跑道、滑行道及联络道等混凝土道面部分采用栏淤堤封闭式换填地基,处理面积为59.9万 $m^2$ (其中混凝土道面面积45.8万 $m^2$ )。从换填地基中挖出的淤泥大部分堆筑在飞行区的土面区。需进行土面浅层处理的面积为116.2万 $m^2$ 。

天然淤泥及其硬壳层物理力学性质

表1

土质	项目	天然含水量 $w$ (%)	容重 $\gamma$ ( $g/cm^3$ )	孔隙比 $e$	液限 $w_L$ (%)	塑限 $w_p$ (%)	塑性指数 $I_p$	饱和快剪 $kPa$	极限剪应力 $kPa$ ( $MPa^{-1}$ )	压缩系数 $a_{1-2}$	颗粒组成(%)			
											>0.1 mm	0.1 ~ 0.05mm	0.05 ~ 0.005mm	<0.005 mm
淤泥	范围	74.6	1.48	2.08	53.1	26.7	23.4	3.8		1.27	0	2~5	23~29	66~75
		92.6	1.57	2.54	59.5	33.1	29.1	7.0		2.59				
	平均值	85.8	1.51	2.34	57.1	30.9	26.3	5.4	10.4	2.24				
硬壳层	平均值	44.5	1.72	1.28	55.0	31.1	23.9	49.0		0.67				

## 飞行区淤泥地基土面浅层处理要求

自跑道中心线起,每侧宽160m,跑道南北两端各向外延伸280m为飞行区升降带。自跑道中心线算起,每侧宽105m为升降带的安全区(图1中的A、B、C区)。根据中国民用航空设计院提出的设计要求,应有一定强度和平整度,当飞机因过早接地或冲出跑道时,不致遭受严重损害,并利于救援和消防车辆活动。其他土面区(图1中的D区)也有一定地势设计高程和平整度要求,以保证飞行区排水顺畅(表2)

## 飞行区淤泥地基土面浅层处理设计原则

被布置在跑道、滑行道及联络道两侧的栏淤堤挤出的淤泥和在栏淤堤围护的基槽内挖出的淤泥共计345万 $m^3$ 。由于堆存淤泥失水收缩等原因,实际堆存在飞行区土面上的扰动

收稿日期:1995年1月

淤泥为 293 万  $m^3$ ，堆积淤泥体积折减系数为 0.85。实测淤泥最大堆积高度 5.5m，淤泥堆积面平均坡率为 2~3%。

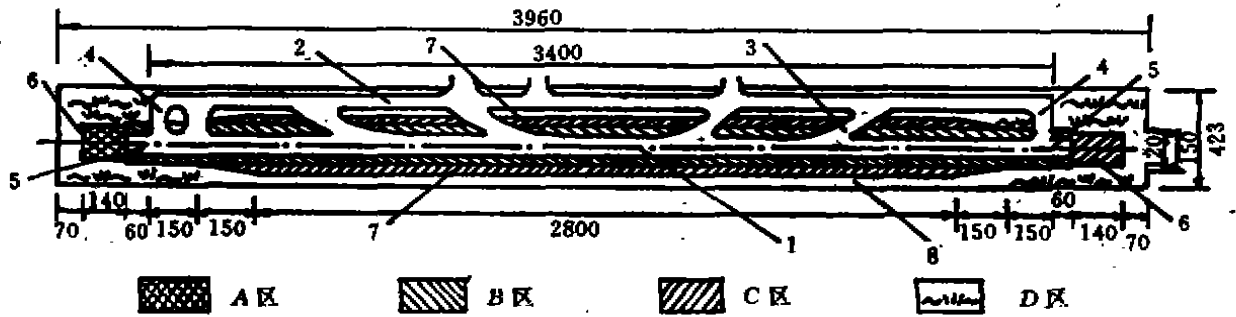


图1 飞行区土面及升降带平面布置(单位:m)

1. 跑道 2. 滑行道; 3. 快速出口滑行道; 4. 端联络道; 5. 防吹坪;  
6. 端安全区(A区); 7. 侧安全区(B区,C区); 8. 平整区(D区)

飞行区土面处理要求

表 2

部位	端安全区	侧安全区		平整区	备注
	A区	B区	C区		
填土压实度(%)	92	87	87		重型击实
高程误差	5cm 以内	5cm 以内	5cm 以内	5cm 以内	
平整度要求	空隙不大于 5cm	空隙不大于 5cm	空隙不大于 5cm	空隙不大于 5cm	3m 长直尺检验
其他要求	填土厚度不小于 1m, 且表面不应有石块	填土厚度不小于 1m, 且表面不应有石块	表层填土厚度不小于 1m		

在这种既有原状淤泥,上面又堆存有被剧烈扰动淤泥的复杂地基条件下,进行土面浅层处理设计应遵循下述原则:

1. 堆存淤泥面高程变化较大,与设计地势高程相比,有挖有填,但主要为挖淤泥及填筑开山土。必须事先做好土石方挖填平衡设计,尽量减少外运淤泥数量,避免盲目挖淤与回填。由于飞行区土面设计坡率很小,平均横坡仅 1.1%,因此主要解决承载力及平整度,不存在边坡失稳问题。

2. 飞行区土面处理面积大、工期短、施工条件差,雨季施工更困难。因此,采用的处理措施应便于全面施工,基本在一个旱季内完成。

3. 为降低工程成本,土面浅层处理结构措施设计应结合施工措施进行,妥善考虑在淤泥中形成施工道路及施工平台方法。尽可能利用永久构筑物的填筑工程先行施工,尽可能利用堆存淤泥形成的硬壳层的承载力减少施工道路、施工平台的开山土填筑量和作为平整区填料。

### 采用的淤泥地基土面浅层处理方案

安全区的土面浅层处理措施比较过分层填筑,铺一层土工布后填开山土(残积亚粘土)

及全填土三个方案(图2)。工程量计算结果表明,三个方案的挖淤及填土工程量相差不大。而全填土方案的施工技术较简单,可以全面施工,因此工期也较短,处理后即可满足使用要求,为采用方案。

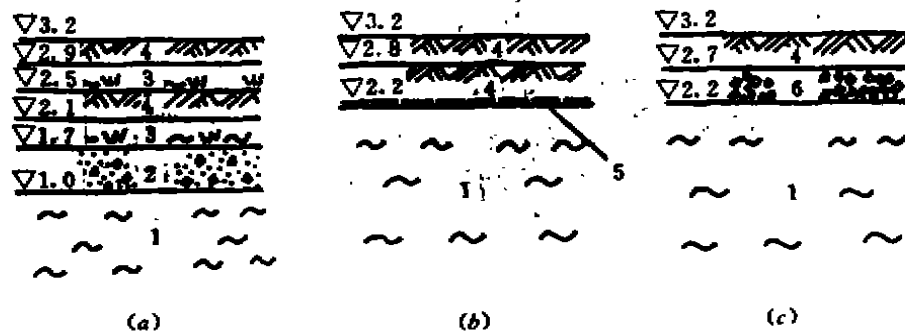


图2 安全区土面浅层处理方案示意图

(a)分层填筑方案; (b)一层土工布填土方案; (c)全填土方案

1. 天然淤泥; 2. 风化砾石土; 3. 已失水硬化淤泥; 4. 开山土; 5. 土工布; 6. 风化石渣

侧安全区距跑道0~75m范围内,将堆存淤泥挖至飞行区地势设计高程以下1.0m。然后回填0.5m厚风化石渣料,上部填0.5m开山土。碾压后的压实度不低于87%(重型击实),土面不允许有石块。距跑道中心两侧75~105m范围内,则为挖至地势设计高程以下1.0m,回填1.0m开山土,压实度不低于87%(重型击实)。端安全区为将堆存淤泥挖至地势设计高程以下1.2m,然后回填0.7m厚风化石渣料,上部填0.5m开山土,碾压后的压实度不低于92%(重型击实),土面不允许有石块。

安全区以外的平整区内堆存淤泥,挖至地势设计高程,运往低洼处作为填料,或作为弃料平整场地。

采用上述方案共翻挖淤泥71.03万 $m^3$ 、外运淤泥59.62万 $m^3$ 、填土石49.86万 $m^3$ 。

## 提高淤泥地基土面承载力措施

为满足施工机械及车辆通行、飞行区土面设计平整度及运行时的安全飞行和排水要求,采取下述措施提高淤泥地基土面承载力。

1. 淤泥表层形成的硬壳层强度较高(表1),采用定点深挖等方法保护硬壳层(详见淤泥开挖方法)。

2. 利用跑道、滑行道采用拦淤堤封闭式换填地基方法,降低飞行区在拦淤堤附近的地下水位达5m,增加了施工期淤泥地基承担的有效应力,加速了淤泥在附加应力作用下的固结速度。

3. 加强施工期淤泥面排水。截断通过飞行区的5条大冲沟,周围环境来水由飞行区外圈中开挖形成的排水沟截引,排至伶汀洋中。施工中随时用小型吸泥泵抽尽土面区的积水及稀泥。

4. 预堆存扰动淤泥。扰动淤泥由于受蒸发、毛细水作用及重力渗透等因素作用而失水,含水量逐渐降低(表3及表4),极限剪应力便逐渐加大(表5)。当含水量降至55%以下时,



扰动淤泥极限剪应力便接近或超过原状淤泥强度。堆存的扰动淤泥地表经14天晾晒后,含水量由85%降为38%,地表下20cm处降为55%(最高气温22~29℃、最低气温13~21℃,东北风2~3级)。7天实测硬壳层厚10~15cm,14天后增为25cm。

5. 采用压载挤淤措施,使土面处理区内的淤泥逐渐壅起,高出地下水位及附近水面。淤泥便开始由于晾晒、毛细作用及重力渗透失水,从而提高承载力,且便于采用一般开山土填筑压淤平台及要求填土区。

堆存10~12个月后的淤泥含水量实测结果(单位:%)

表3

试验日期	表面硬壳层(3~5m 高程)	中间层	底层(0.5~1.0m 高程)
1990年10月7日	28.3	38.7	44.1
1990年10月9日	24.7	37.8	47.7
1990年10月10日	20.6	34.4	41.2
1990年10月14日	19.1	33.4	52.1
平均	23.2	36.1	46.3

长期堆存淤泥形成的路堤含水量沿深度变化情况

表4

高程(m)	2.1	1.9	1.7	1.5	1.3	1.1	0.9	0.7
含水量(%)	地面	26.4	25.9	29.8	29.2	25.9	36.0	见地下水

扰动淤泥在不同含水量时的干重度及极限剪应力

表5

含水量(%)	55	60	65	70	75	80
干重度(g/cm <sup>3</sup> )	1.08	1.02	0.97	0.93	0.88	0.85
极限剪应力(kPa)	10.0	6.0	4.3	3.3	2.4	2.0

6. 设置土垫层。在淤泥地基上设置土垫层,能使承受荷载产生的塑性区中心,从边缘移至地基中一定深度的中心上,从而有利于发挥淤泥的强度,调整或减小地基变形、均衡沉降量。现场承载试验表明(表6),在流塑状淤泥上设置1m厚的土垫层后,极限承载力可达180kN/m<sup>2</sup>,允许承载力可达80kN/m<sup>2</sup>以上。

土面浅层处理承载力试验结果

表6

土面浅层处理方案		填土1m	一层土工布填土0.5m	一层土工布填土1.0m	二层土工布填土1.0m	分层填筑风化砾石土及淤泥
试验区面积(m <sup>2</sup> )		10×15	15×15	20×15	25×15	10×10
底部淤泥开挖高程(m)		2.25	2.25	2.25	2.25	1.0
底部淤泥初始含水量(%)		56~88.9	67.3~85	70.2~81.1		64.7~70.8 (晾晒10d)
底层淤泥晾晒时间(d)		7~10	7~10	12	14	11
每层填土层(m)		1.0	0.5	0.5	0.5	0.3~0.7
碾压后填土压实度(%)		86	86	下层87,上层90	下层90,上层95	
承载试验情况	极限承载力(kN/m <sup>2</sup> )	180	100	270	400	110
	相应地面沉降(cm)	5.7	5.1	5.5	8.2	2.5
	实测扩散角(°)	31	28	33		
	允许承载力(kN/m <sup>2</sup> )	80	70	140	180	90
其中土工布增加淤泥承载力(kN/m <sup>2</sup> )			7.9	11.0	29.8	

### 局部加强措施

在飞行区土面处理区的范围内,设置有排水箱涵、排水沟,四周设置有围场路及排水干沟,西侧临海设置有海堤及排水泵站。针对上述构筑物对地基承载力及变形量不同要求,采用不同的局部加强措施:

1. 排水箱涵。与跑道、滑行道正交,并通过跑道、滑行道的三条排水箱涵总长度为1215m,用于排除飞行区内的雨水及污水。钢筋混凝土排水箱涵底宽4.5m、高约2m,要求开挖底宽5.5m。处理后的排水箱涵地基承载力要求不小于300kN/m<sup>2</sup>,表层回弹模量不小于25MPa。采用在淤泥地基中高强度地抛投级配良好的爆破石渣料,经压载、卸荷及强夯等整式挤淤措施,形成石渣填筑体接底的挤淤置换地基。为保证在形成的置换地基中开挖基槽、浇筑箱涵混凝土时挡淤需要,置换地基顶宽取14.6m,强夯挤淤接底宽度不小于11m(图3)。施工期填筑高程为3.0m、箱涵施工时,开挖道槽至0.58m高程。

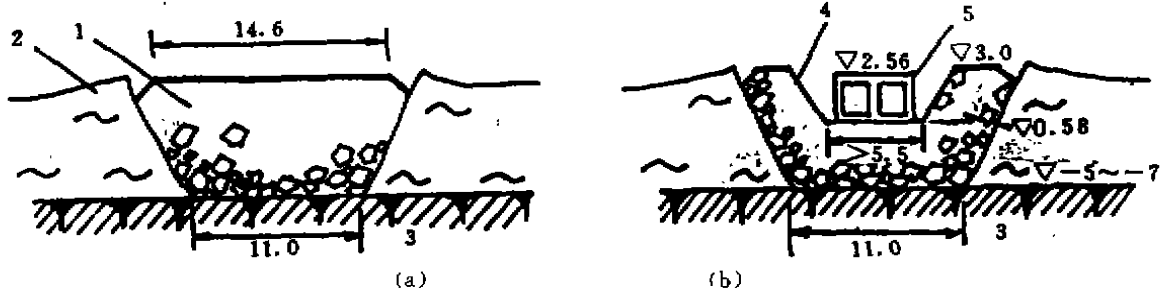


图3 排水箱涵的整式挤淤接底式置换地基

(a)通过整式挤淤形成的置换地基;(b)开挖道槽,形成排水箱涵后情况

1. 挤淤置换地基;2. 被挤壅起的淤泥;3. 残积土;4. 开挖后的道槽;5. 排水箱涵

1号及3号箱涵的置换地基施工情况比较正常,承载力可达350kN/m<sup>2</sup>以上(图4),实测变形模量65MPa、回弹模量66.4~185.6MPa。唯2号箱涵跑道以西局部地段,由于施工时集中抛投大块石,造成填筑体架空。当开挖道槽比两侧淤泥面低2m以上时,由于渗径缩短,淤泥从块石间的架空缝隙中冒出、上涌。采取挖出大块石及涌入道槽内的淤泥,边挖边填级配良好石渣料,经强夯加固。

2. 排水沟。靠西侧海堤附近的长约4600m排水沟的沟底高程最低,为0.45m,沟底宽达6m。为满足施工道路、压淤开沟及排水沟底地

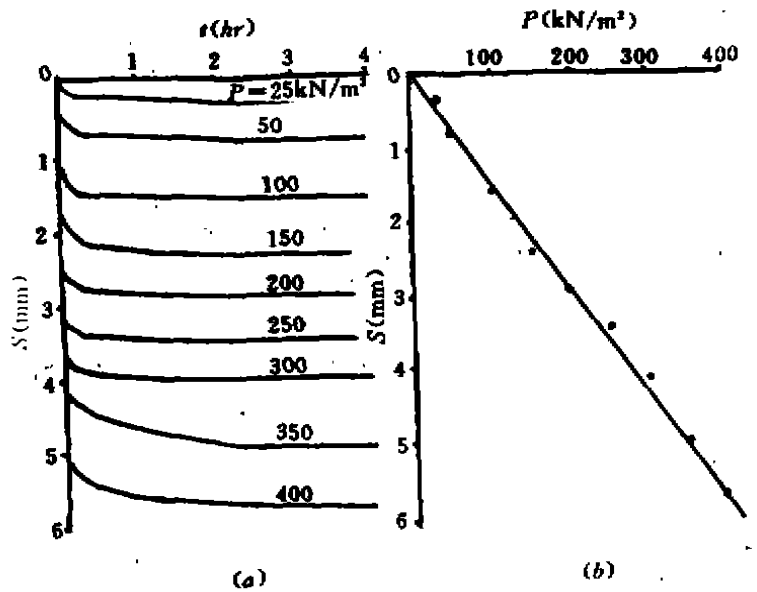


图4 排水箱涵地基承载试验成果

(a)沉降与时间关系(S~t)曲线;(b)压力与沉降关系(P~S)曲线

基承载力不小于  $80\text{kN}/\text{m}^2$  要求,必须先沿排水沟轴线形成顶宽约  $13\text{m}$  的压淤平台(图 5)。压淤平台系采用挤淤置换法形成的悬浮式置换地基。再在压淤平台中开挖要求的沟槽断面。这种方法可以克服流塑状淤泥中的挖运困难,变挖淤泥为挖土石填料。

压淤平台顶宽应满足填筑施工及挖排水沟后的侧壁稳定要求。厚度应保证在压淤平台中开挖排水沟后,底部仍有不少于  $1.2\text{m}$  的填土厚度,以防止淤泥产生的浮托力顶穿淤平台,涌入开挖的沟槽内,确保地基的允许承载力不小于  $80\text{kN}/\text{m}^2$ (表 6)。施工时采用汽车抛投开山土,控制填土厚度见表 7。挖坑测试压淤平台含水量及密度沿深度变化情况表明(表 8),表层  $0.5\text{m}$  以内干密度较大,压实度可达  $98\%$ , $0.5\text{m}$  以下的压实度亦可达  $85\%$  以上。

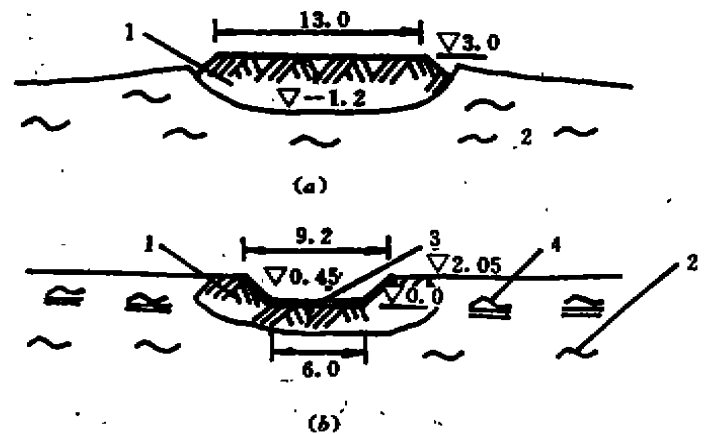


图 5 排水沟的悬浮超载式挤淤置换地基

(a) 超高填土形成的悬浮超载式挤淤置换地基(压淤平台)

(b) 在压淤平台中开挖填土,形成浆砌块石排水沟后的情况

1. 压淤平台; 2. 流塑状淤泥; 3. 浆砌排水沟

4. 利用淤泥硬壳层平整后的土面

施工控制填土厚度表

表 7

要求填土沉入淤泥内的深度(m)		1.0	2.0	3.0	4.0
一般自卸汽车卸土	要求填土厚度(m)	2.5~2.7	4.3~5.0	6.4~7.8	8.6~11.2
	其中高出淤泥面高度(m)	1.5~1.7	2.3~3.0	3.4~3.8	4.6~7.2
320kN 重型汽车卸土	要求填土厚度(m)	2.0~2.2	3.5~4.2	5.7~7.1	7.9~10.5
	其中高出淤泥面高度(m)	1.0~1.2	1.5~2.2	1.7~4.1	3.9~6.5

压淤平台实测含水量及干密度沿深度变化情况

表 8

取样深度(m)	0.45~0.5	0.95~1.0	1.35~1.4	备注
含水量(%)	11.2	16.3	18.4	
干密度( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	1.89	1.64	1.66	
压实度(%)	98	85	86	按最大干密度 $1.93$ 计

3. 围场路压淤平台与垫层组合地基。飞行区四周设置有宽  $4.5\text{m}$  的围场路。先采用抛填开山土方式形成压淤平台,作为施工道路。上面再铺设  $0.5\text{m}$  石渣垫层及泥结碎石,形成路面。其中西侧围场路紧靠排水干沟,采用先形成排水干沟压淤平台,兼作施工道路及反铲工作平台(图 6a)。再在压淤平台东侧布置的围场路范围内,挖卸荷槽(图 6b),挖出的淤泥经已填筑的压淤平台运走。开挖了卸荷槽后,压淤平台进一步下沉,确保有满足在压淤平台填料中开挖排水沟的厚度后,再在压淤平台中挖排水沟,挖出的填土倒入东侧卸荷槽内,形成

围场路路堤(图6c)。

4. 弧形明沟。跑道与滑行道之间采用预制块铺砌的弧形明沟排水。明沟宽10m,一般挖深0.58~0.62m,最大挖深0.98m,采用沿明沟轴线铺筑开山土垫层提高淤泥地基承载力。施工步骤为:先将平整区及安全区西侧淤泥挖至设计高程。然后沿弧形明沟地基填开山土,厚度应确保明沟底部以下不小于0.5m,具体厚度视下卧淤泥含水量不同而不同,以满足汽车运土及明沟底部表层20cm的压实度能达到87%以上为准。填土宽度应确保每侧比弧形明沟外缘富余0.5m。采用推土机或平碾压实填土地基,直至表层压实度达87%,然后人工修整至设计要求高程及弧度,采用7.5号水泥砂浆座浆,铺设49×49cm、厚10cm混凝土预制块形成弧形明沟(图7)。

5. 海堤反压护道。海堤主要采用飞行区土面挖除的淤泥经堆存失水后,采用人工及轻型推土机、小型反铲整平成海堤底部及中部,上部则回填开山土。为保证海堤挡潮稳定,迎水面采用抛投石渣形成反压护道兼起防浪抗冲作用。背水侧与飞行区地势设计高程相衔接(图8)

## 淤泥开挖方法

1. 定点深挖法:堆存淤泥表面形成1.0m左右硬壳层,但下部淤泥仍处于流塑状态。将反铲位于拦淤堤上定点深挖淤泥达3~4m后,附近60~70m范围内的下部流塑状淤泥流向挖掘点。表层硬壳层虽下沉,却基本不流动。挖淤泥的反铲及运淤汽车均位于拦淤堤上,施工安全、工效高。由于挖淤区保留了硬壳层,挖淤后晾晒几天,即可用湿地推土机整平。这种方法还能减少超挖、超填工程量。特别适用于挖淤厚度大、工程最集中部位。

2. 推削硬壳层挖淤法:适于一次挖淤厚度不大,附近平整区地势低洼,需要回填淤泥部位。利用湿地推土机将需挖去淤泥的硬壳层推削至低洼处。每次只推削表层0.1~0.2m硬壳层,然后晾晒至形成新的硬壳层后,再推削。

3. 填筑路堤开挖法:根据施工道路布置及排水系统地基处理要求,首先在淤泥中填筑路堤及压淤平台。反铲站在路堤上挖去两侧高出地势设计高程以上的淤泥。由于路堤及压淤平台均系悬浮在淤泥中的土石填筑体,为防止飘移,两侧挖淤面形成高差 $\Delta H$ 应满足下式

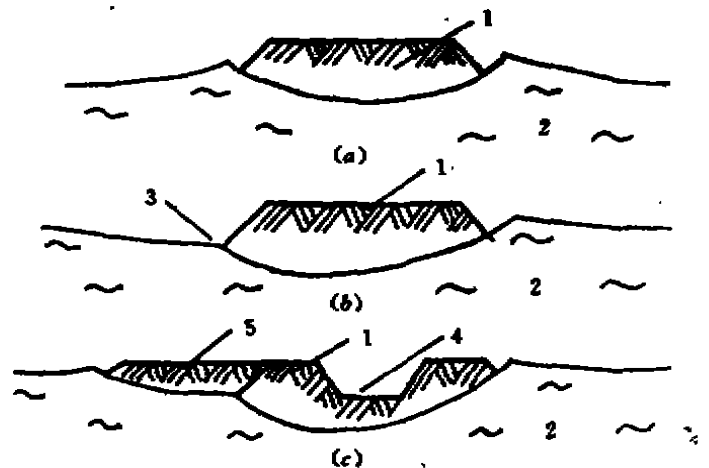


图6 西侧围场路施工程序图

(a)抛填排水沟压淤平台;

(b)在压淤平台上挖取西侧隆起的淤泥,形成卸荷槽;

(c)在压淤平台上挖排水沟,挖出的开山土填筑西侧围场路土预制块形成弧形明沟(图7)。

1. 压淤平台;2. 淤泥;3. 卸荷槽;

4. 排水沟;5. 围场路路堤

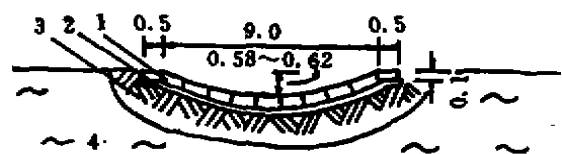


图7 弧形明沟剖面(单位:m)

1. 49×49×10cm混凝土预制块;2. 3cm厚7.5

号水泥砂浆座浆;3. 开山土垫层;4. 淤泥

要求:

$$\Delta H \leq \sqrt{\frac{2C_u \cdot B}{\gamma_s \cdot S_r}} \quad (1)$$

式中  $C_u$ ——淤泥不排水抗剪强度 (kPa);  $B$ ——填筑体宽度 (m);  
 $\gamma_s$ ——淤泥重度 ( $\text{kN}/\text{m}^3$ );  
 $S_r$ ——淤泥灵敏度。

4. 边挖边填法: 对表层需填土的安全区, 可采用边挖边填法。先从拦淤堤开始, 将附近 3~5m 范围内淤泥挖至设计高程后, 开始填土。然后反铲站在新填土上, 继续向前挖 3~5m 范围内的淤泥, 再填土。填土厚度按填土后的允许承载力大于反铲要求的接地压力控制。即

$$\frac{5.14C_u}{K} + \gamma \cdot D > [P] \quad (2)$$

式中  $K$ ——安全系数, 取 1.5;  $\gamma$ ——填料重度 ( $\text{kN}/\text{m}^3$ );

$D$ ——填土厚度 (m);  $[P]$ ——反铲接地比压, PC300 反铲为  $59\text{kN}/\text{m}^2$ 。

为满足反铲施工要求, 填土厚度不宜小于 1.5~2.5m。对设计填土厚度仅 1~1.2m 的安全区, 采用这种方式实际产生的超挖超填量比较大, 超深 0.43~0.7m。

5. 人工开挖法: 人工用铲开挖软塑至硬塑的表层硬壳层, 用手推车经过用木板或干硬淤泥形成的便道, 运至附近低洼区作为填料。运距在 100m 以内时, 每个工日可挖运淤泥 2~5 $\text{m}^3$ 。人工挖淤最大深度  $H_c$  为

$$H_c = \frac{4C_u}{\gamma_s} \quad (3)$$

人工挖淤堆成的淤泥填筑体空隙率很大。因此, 采用接地压力 27kPa 的  $D_{50}P$  推土机在其上面行走碾压实测下沉量很大 (表 9), 必须经推土机反复行走 3 遍以上, 下沉量才基本稳定。

淤泥填筑体实测压实中的下沉量

表 9

填土次数	填土厚度 (cm)	推土机行走一遍土面下沉量 (cm)	累计厚度 (cm)
第 1 次	70	44	26
第 2 次	50	36	40
第 3 次	30	20	50

## 土料填筑及碾压方法

1. 条带式填筑: 适于边挖边填及路堤式开挖淤泥方法。采用载重 30~50kN 的自卸汽车在已填土上倒土料, 采用中型推土机整平。当底部淤泥含水量小于 45% 时, 最小一次填土

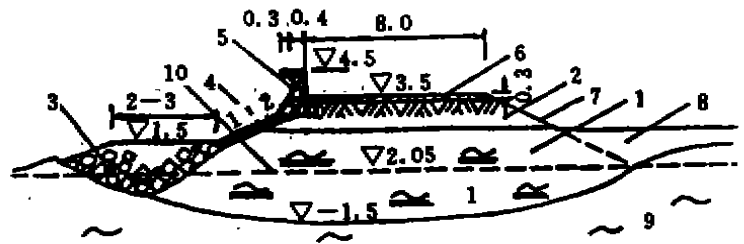


图 8 海堤剖面 (单位: m)

1. 堆存的扰动淤泥; 2. 回填开山土, 作为施工道路及上部堤体;
3. 迎海侧抛石作为压坡及防冲体 (表面人工干砌);
4. 干砌块石护坡及排水垫层; 5. 浆砌块石防浪墙;
6. 碎石路面; 7. 背水坡植草; 8. 回填扰动淤泥;
9. 天然淤泥; 10. 原地面高程 (0.2~0.5m)

厚度为0.7~0.8m;含水量大于45%时,最小一次填土厚度在1.0m以上,才能上推土机整平。

采用120~150kN三轮压路机进行碾压的最小厚度则分别为1.0及1.2m。碾压8遍,一般可使表层土压实度达到87%要求。

2. 分层式填筑:适于定点深挖淤泥及人工挖淤部位的填土。当挖淤到设计高程后,晾晒至表层形成厚实硬壳层后,采用进占法先填底层0.5~0.7m厚的风化石渣料。再采用进占法填筑上层开山土。这种方法可减少超挖、超填量,但需要有一定晾晒时间。

在有硬壳层情况下,填石渣0.5m或填土厚0.8m以上后,可采用 $D_{50}P$ (接地比压27kPa)及 $D_{60}P$ (接地比压29kPa)湿地推土机整平及碾压。填土厚1.0m以上,采用120~150kN三轮压路机进行碾压8遍以上后,填土表层压实度可达87%。对压实度要求92%的A区,采用先静压并整平后,再采用激振力不小于200kN的振动碾压实。

1990年10月25日实测侧安全区(B区)表层填土压实度为87~88%,至1991年2月1日实测时,相应部位压实度增为91~93%。干重度由1.68~1.69增为1.79~1.81g/cm<sup>3</sup>。表明自然密实效果显著。1991年2月3~4日抽检试验表明(表10),填土质量可以满足设计要求。表层回弹模量可达到25MPa,随压实度、填土厚度加大而明显增加(图9)。载重120~150kN自卸汽车满载行驶,安全区土面无弹簧土、无明显轮迹。

安全区填土实测干重度及回弹模量值

表10

部位	座标		不同压力(MPa)下的回弹模量(MPa)								干重度 (g/cm <sup>3</sup> )	压实度 (%)	土层情况 及厚度		
	P	H	0.05	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7					
跑道两侧 安全区	88+5	48+29	42.64	35.12	28.95	24.89	20.56	16.92	13.49	10.26	7.85	6.93	1.81	93	2.23m 开山土
	89+10	48+29	54.00	46.61	38.87	32.66	27.88	23.71	19.99	16.73	13.90	11.26	1.79	91	2.18m 开山土
跑滑间 侧安全区	55+10	51+8	15.92	23.72	23.93	24.23	24.74	26.43					1.65	87	风化石渣 0.55m, 开山土 0.45m, 共1.0m
	55+30	51+15	19.88	25.9	26.56	28.27	31.35	33.26	33.41	33.49			1.665	87.5	风化石渣 0.45m, 开山土 0.35m, 共0.8m
南端 安全区	136+ 25.5	51+45	33.84	43.99	46.99	45.61	47.88	47.86	47.89				1.939	97.2	风化石渣 0.8m, 开 山土 0.5m, 共 1.3m
	136+ 31.5	52+11	33.84	55.88	56.65	55.88	58.24	61.90	61.72				1.912	95.8	风化石渣 0.8m, 开 山土 0.5m, 共 1.3m

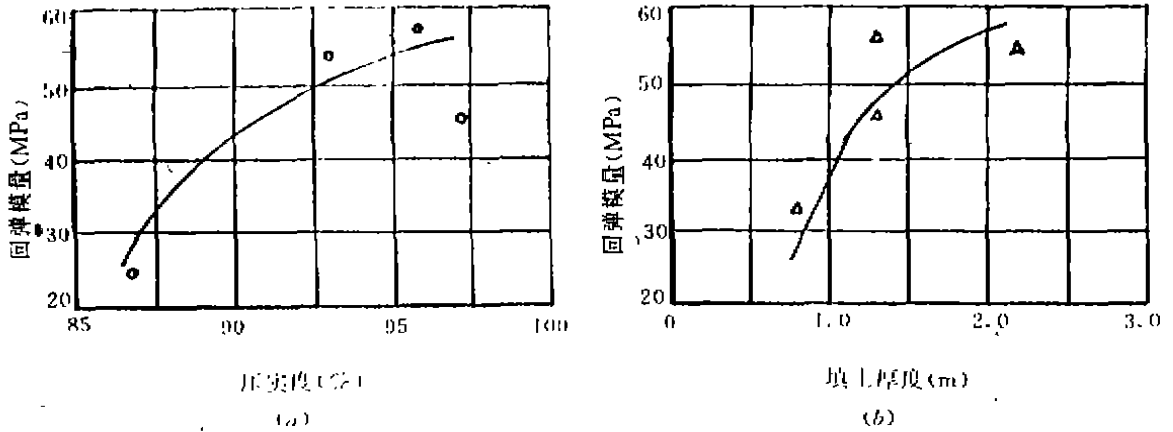


图9 安全区填土回弹模量与填土压实度、厚度关系  
 (a)填土回弹模量与压实度关系;(b)填土回弹模量与填土厚度关系

### 结论

1. 深圳机场自 1991 年 10 月投入运行已 3 年多。除西侧排水干沟局部部位,由于未填筑压淤平台或压淤平台厚度不够,出现过浆砌石边坡坍塌、沟底出现冒水孔现象外,飞行区土面各部位运用正常,取得较好的技术经济效果。
2. 由于跑道、滑行道及联络道采用拦淤堤封闭式置换地基,飞行区内地下水位大幅度下降,以及旱季影响,堆存淤泥失水较快。填土 1~1.2m 并经压实后,压实度可以满足设计要求,实测表层回弹模量可达 25MPa 以上。
3. 在淤泥上进行土面处理,必须妥善考虑施工道路及施工平台布置,充分利用旱季施工,尽可能利用已失水的硬壳层作为平整区填料,以减少挖淤和填筑工程量。

## 第三届华东地区岩土力学学术讨论会与 二十一世纪的岩土力学专题讨论会 在安徽黄山市召开

由华东地区岩土力学联络组主办的第三届华东地区岩土力学学术讨论会与由中国力学学会岩土力学专业委员会主办的二十一世纪的岩土力学专题讨论会于 1995 年 10 月 15 日至 19 日在安徽省黄山市召开。出席会议的有来自华东地区六省一市及其他兄弟省市代表近百人。

会议论文集已由华中理工大学出版社出版。论文集收集论文 70 篇,字数 72 万,定价 58 元,邮购价 65 元/册。需要者可向 310027 浙江大学土木系地基处理协作网资料站购买。

会议决定第四届华东地区岩土力学学术讨论会将于 1998 年秋季在福建武夷山举行。

(志元供稿)

## 抗拔桩基础(续二)

刘祖德

(武汉水利电力大学 武汉 430072)

### 2.3 根据现场桩的抗拔试验成果确定桩的抗拔力

桩的上拔试验提供了上拔荷载与上拔位移量关系曲线。总的说来,上拔与下压试验所绘制的荷载-位移量曲线形状一般都比较相似,但是也有本质区别。往往在大位移量时都出现荷载自动下降的趋势,所以上拔试验中的荷载大都呈现峰值之后降低的现象(应变率控制时)或者上拔位移迅速增大(应力控制)。

比较常用的确定破坏荷载的方法是:尽可能模拟数据变化的规律,选定较合适的函数关系,重新绘制荷载-位移量曲线,然后根据该函数的特征值推理求得所谓的“破坏荷载”。也有直接应用试验记录中的曲线形状,选用合适的推理方法确定“破坏荷载”。此外,根据容许上拔位移量也可确定设计抗拔荷载。综上所述,各家方法众多,但大都离不开人的主观判断这第二性的内容。因此,不能仅根据一些个别或地区性的经验就得出所谓的最佳分析方法。国外对于等截面的竖桩抗拔问题研究结果,普遍认为比较成熟的确定破坏荷载方法有下列几种。

#### 一、双曲线法

它由 F, K 陈所提出。此法中假定荷载-位移量数据落在一条双曲线上。桩的极限抗拔力(亦即破坏荷载)可由双曲线的渐近线来确定。实际上,该法是直接利用了康德纳、汉逊等入土本构关系的经验公式,将其移植到竖桩抗拔课题中来。这条渐近线在图 2-12 的双曲线坐标中为一条直线,其中  $\Delta u$  和  $P_u$  分别为互相对应破坏时的上拔位移量和抗拔荷载。最大荷载  $P_u$  为该线斜率的倒数。由于  $P_u$  是作为一个数学极限值求得的,所以结果一般偏高。设计荷载计算中宜采用较大的安全系数。

#### 二、80%判别法

此法由 Fellenius, B. H. 1980 年所提出的。它假定荷载-位移量关系为一条近似的双曲线关系,  $P-\Delta$  符合下列函数关系(亦即在  $\sqrt{\Delta}/P-\Delta$  坐标上为一条直线):

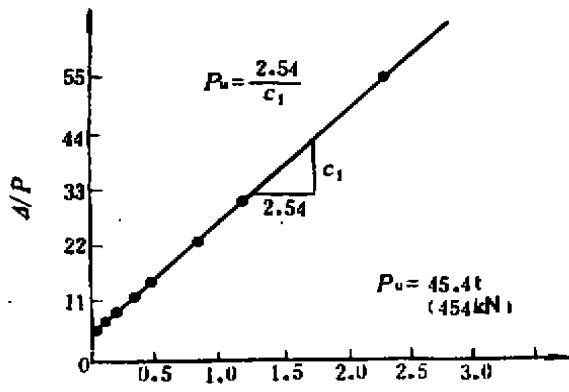
$$P_u = \frac{\sqrt{2.54}}{2\sqrt{C_1 C_2}} \quad (2-18)$$

式中  $C_1$ —— $\sqrt{\Delta}/P-\Delta$  直线与纵坐标的截距;

$C_2$ ——反映该直线斜率的一个系数,80%

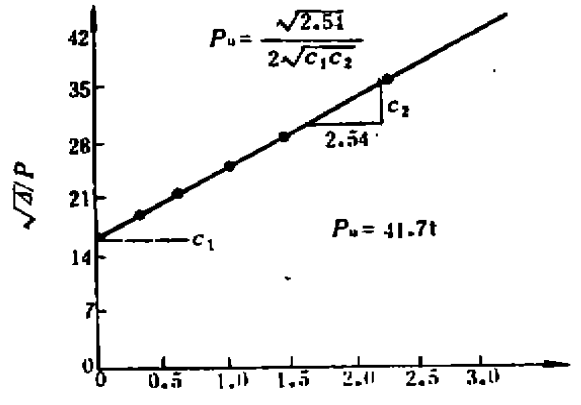
· 收稿日期:1995年9月





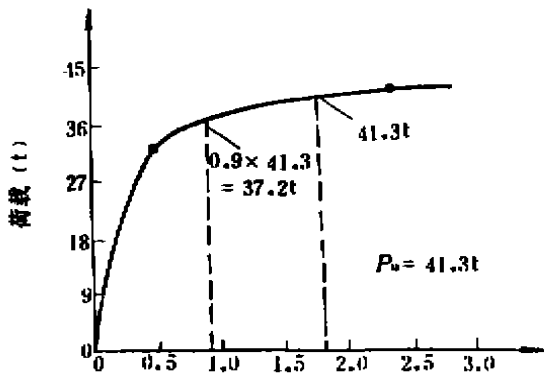
上拔位移  $\Delta$  (cm)

(a) 双曲线法



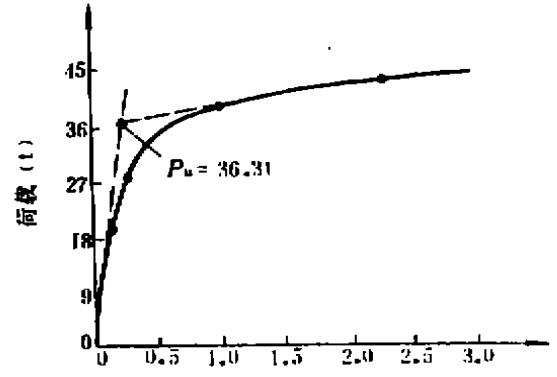
上拔位移  $\Delta$  (cm)

(b) 80% 判别法



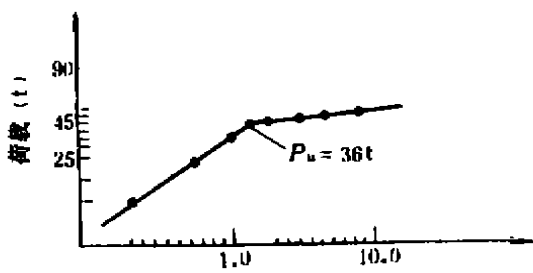
上拔位移  $\Delta$  (cm)

(c)  $P_u$  90% 判别法



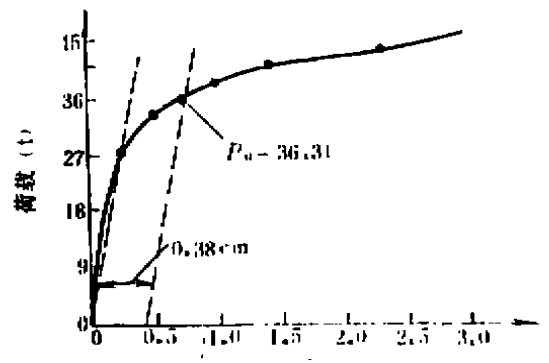
上拔位移  $\Delta$  (cm)

(d) 切线相交法



上拔位移  $\Delta$  (cm)

(e) log-log 法



上拔位移  $\Delta$  (cm)

(f) 斜切线法

图 2-12 确定抗拔极限荷载  $P_u$  的各种方法

$P_u$ ——所相应的位移量约为  $\Delta u$  的一半。

这样就可根据该直线在纵坐标轴上的截距及其斜率计算出抗拔力极限值。虽然此法计算结果经常接近最大试验荷载,但许多等截面桩抗拔荷载位移量数据并不始终都处在该直线上,因此其适用条件必须有所选择。

### 三、90%的判别法

这种方法在瑞典被广泛地使用于分析桩式基础的试验结果分析中。此法假定极限抗拔荷载是这样—个荷载值,其所对应的位移量为  $\Delta u$  的一半时,测定的荷载为  $P_u$  的 90% (见图 2-12c) 这一方法使用起来比较方便,也能得出与测定的最大荷载相一致的结果。但由于荷载—位移量的实测数据也并非都符合此法假定,因此,其适用条件同样有一定限制,可根据弹性桩的变形和桩顶滑移的经验数据对此法作一定修改。

### 四、切线相交法

这一方法在美、英、法等国家比较广泛流行。Housel, W. S., Tomlinson, M. J. 和 Cassan 等人都对此有过研究并作出了自己的贡献。此法对破坏荷载的定义显然与以上三种中的不同,它的目的不是为拟合最大荷载,而是认为:桩的抗拔力由荷载—位移量曲线上的两条切线相交点来确定:一条切线与曲线的弹性范围段相切,另一条切线则与曲线后段连续不休止滑移的范围相切(见图 2-12d)。此法主要适用于存在有明显急剧转向(所谓“拐点”)的荷载—位移量曲线。用此法求得的破坏荷载相当于屈服值而并不是最大值(极限值或最终值),因此应用时应考虑较小的安全系数。特别是曲线从弹性区过渡到连续不休止滑移区变化较缓慢时所得的结果偏保守。

### 五、双对数坐标曲线法(log-log 法)

Withiam, J. L. 和 Kulhawy, F. H. 曾将此法应用于确定钻孔灌注桩基的抗拔屈服荷载。此法将荷载—位移量数据点绘在双对数坐标上,一般可发现散点基本上落在两条直线上,直线交点的荷载值就是屈服值。它通常要比用其他方法所得的破坏荷载值小一些。由此推求桩的设计抗拔力时也应采用较小的安全系数(见图 2-12e)

### 六、斜切线法

这一方法在下压荷载试验分析法也曾广泛应用。荷载—位移量曲线的最初直线段部分假定为代表基础的弹性位移,并假定大于弹性段的荷载使土和桩基础侧壁界面发生滑移。为了计算与侧壁剪阻力对应的基础位移量,可在荷载—位移量曲线图中相当于桩顶位移  $\Delta_c$  (如 4mm) 的横坐标处作一直线平行于上述曲线的初始直线段(见图 2-12f)。此直线与荷载—位移量曲线的交点所对应的荷载值即为桩基的抗拔力屈服值。用以设计桩的抗拔承载力时仍要除以一个较小的安全系数。一般地说,所得结果对应于荷载—位移量曲线斜率迅速变化的部分。此法使用方便简单,并对坐标比尺变化不甚敏感,较适用于从钻孔灌注桩现场荷载试验计算抗拔承载力。如果从弹性变位过渡到连续滑动的过程较缓慢时,那末  $\Delta_c$  值不能取得过小。

### 七、试验成果的取值标准

#### 1. 按 $P-\Delta$ 曲线的陡升段来确定

试验结果通常表明, $P-\Delta$  曲线基本上由三段组成: I 段为直线段, $P-\Delta$  呈比例增加; II 段为曲线段,随着桩土间相对位移的增大,桩侧摩阻力逐步发挥,同时出现桩周土层松动(尤其是浅处),上拔位移量的增加比侧阻力的增加愈来愈快; III 段又呈直线形,此时即使拉

拔荷载增加不大,桩的上拔位移量仍急剧上升,同时桩周地面往往出现环向裂缝。Ⅲ段起点所对应的荷载值可视为桩的极限抗拔承载力。

### 2. $\Delta - \log t$ 法

$\Delta$  为上拔变位,  $t$  为时间,因荷载试验是分级加载的,故在每一增量荷载作用下,  $\Delta - \log t$  曲线的形状能较客观地反映桩—土侧壁界面的工作状况。该曲线的斜率在抗拔稳定的情况下基本上是恒定不变的。待荷载达到某一临界值时,曲线斜率的变化表征着桩顶上拔变形发展速率的明显变化,这与某级荷载下桩周土的塑性变形发展和土层松动程度有关。可将  $\Delta - \log t$  曲线上出现明显的向下曲折或陡增的前一级荷载作为桩的极限抗拔承载力。

### 3. 根据上拔位移量控制来确定

存在着两种不同的位移量控制方法:一种是取相应于桩顶残余变形  $\Delta_r$  为  $0.025d$  ( $d$  为桩径)时的荷载作为极限抗拔承载力;另一种则取相应于某定值桩顶残余变形  $\Delta_r$  时的荷载作为极限抗拔荷载。这与前述的斜切线法相似,但是  $\Delta_r$  取值要比前述的  $4\text{mm}$  高出许多,这与桩径有关。根据江苏省电力设计院等单位合作完成的《冲吸式钻孔灌注桩的试验研究》成果可看出:凡加载使  $d=600\text{mm}$ , 桩长  $l=4.2\sim 12.0\text{m}$ , 其顶部上拔量达  $20\text{mm}$ , 而残余变形量约为  $16\text{mm}$  左右者,并且  $P-\Delta$  线出现明显陡升段者,根据桩顶残余变形量确定的极限抗拔承载力与按  $P-\Delta$  曲线折点确定的值基本接近。

### 4. 几何比例外推法

这一方法也借鉴于抗压桩的现场荷载试验成果整理方法,在波兰应用较广泛。武汉水利电力大学上力学教研室对爆扩杆形桩的室内模型试验结果表明,这种方法对之也较适用。该法的基本步骤是:在实测  $P-\Delta$  线上找出明显转折点,将其作为起点,在其后段上按  $\Delta$  增量等于定值  $a$  划分为  $4\sim 5$  个小段(图 2-13)。由段间点  $1, 2, 3, \dots$  绘投影线到  $P$  轴上得若干交点  $1', 2', 3', \dots$ 。再从  $1', 2', 3', \dots$  等点绘  $45^\circ$  斜线又交于次一级投影线的向上延线,得新的一组交点  $1'', 2'', 3'', \dots$ 。这些交点往往落在一条直线上。该直线的延线交于  $P$  轴即得极限荷载值  $P_u$ 。显而易见,由此  $P_u$  值来推求设计抗拔承载力需要采用较大 ( $> 2.0$ ) 的安全系数。

国内研究结果,一般认为:应取试桩曲线的陡升段起点作为抗拔极限承载力。为了充分发挥桩侧摩阻力,桩顶上拔位移应在  $10\sim 20\text{mm}$  范围内。苏联则以不小于  $25\text{mm}$  的上拔位移量作为可终止拔桩试验的一项条件。英国则对较小直径 ( $d=178\text{mm}$ ) 的钻孔桩,相应于最大上拔工作荷载时规定的桩顶位移为  $6\text{mm}$ , 而相应于极限抗拔承载力时为  $25\text{mm}$  (现场土质为含砾粘土)。

破坏标准还应与所规定取用的安全系数相联系。德国工业标准 DIN1054 中关于桩基安全系数的规定中指出安全系数选用值与荷载条件、桩的斜率和试验次数有关,取  $1.5\sim 2.0$  值。波兰规范规定对极限承载力除以安全系数  $2.0$  来确定设计承载力(也即允许承载力)。日本则选取屈服荷载的  $1/2$  与极限承载力的  $1/3$  中的小者作为长期荷载下的允许抗拔力。这里,屈服荷载是指试桩曲线上由近似于直线段到产生比较明显曲折,曲率最大时的荷载。

用荷载试验确定桩的抗拔承载力时还应注意:

1. 桩在打入后应充分休息后再进行拔桩试验。美国材料试验学会 (ASTM) 标准规定粘性土中摩擦桩至少休息 7 天。原苏联国家标准 (ГОСТ 5686-69) 规定砂土中拔桩前必须休息 3 天,而粘性土中为 6 天,也有建议按土的塑性指数  $I_p$  值确定休息天数  $t$  的:

$$t = (1.2 \sim 1.6) I_p \quad (2-19)$$

按上式算得的休息时间就相当长,这与各地的土质条件有关。

2. 桩的抗拔承载力问题往往是一个渐进性破坏的问题,比抗压承载力复杂得多。通常研究的方法只是针对桩的短期上拔稳定性问题而言的。至于抗拔桩的长期稳定性问题,应作专门的研究,要考虑诸多特殊性因素,如粘性土的长期蠕变,负孔隙水压力的消散过程会导致土含水量增加和强度降低,土体内以及桩—土界面上裂缝的不断发展等等。

3. 必须计及桩身重量、上拔过程中在桩底截面上引起的短期真空吸力等影响。这种真空吸力对桩的长期抗拔承载力来说是不能作出贡献的。

### 2.4 等截面桩桩群的抗拔承载力

在确定桩基抗拔承载力时,须要分别从桩身材料强度(包括桩与承台的连接部强度)、单桩周围地基抗拔承载力以及桩群的地基抗拔承载力先加以验算,然后以其中小者作为计算桩基允许抗拔承载力的依据。

对桩群进行现场静载荷试验十分困难,而动载荷测试也因机理太复杂而难以获得可靠的成果。因此,桩群的抗拔承载力通常只能按一些理论或经验的公式作整体验算。

日本建筑物基础结构设计规范的规定如下,按桩群抗拔承载力确定的单桩允许抗拔力  $R_a$  为:

$$R_a = \frac{(1.5WA + \phi LS)}{3n} \quad (2-20)$$

- 式中  $L$ ——桩长;
- $n$ ——桩群内的桩数;
- $S$ ——土层的抗剪强度;
- $\phi$ ——整体破坏时的桩群外围周长;
- $A$ ——整体破坏验算时取用的截面积;
- $W$ ——作用在桩群下端单位面积上的桩与土的重量。

另外,式中数字 1.5 及 3 分别反映了桩上重及土层抗剪强度数据的变异性不同须取用的安全系数之不同。计算简图见图 2-14。

对于桩长较小的情况,验算模式还不仅是上述的一种,也可能出现桩周一定范围内的土体随着桩—土体系一起呈倒锥台形破坏。这时,计算简图应改为图 2-15。

匈牙利 Szechy 所建议的一种桩群抗拔破坏模式与岩石锚桩中所用的相类似,其计算简

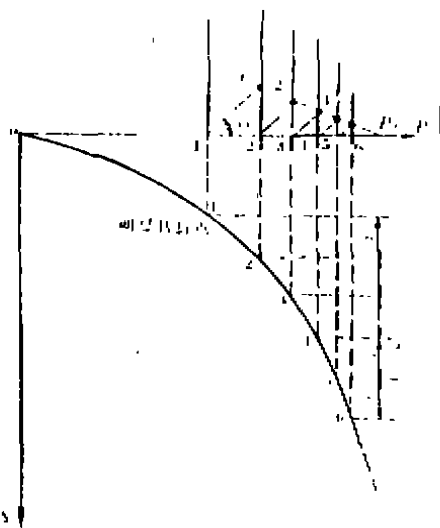


图 2-13 几何比例外推法

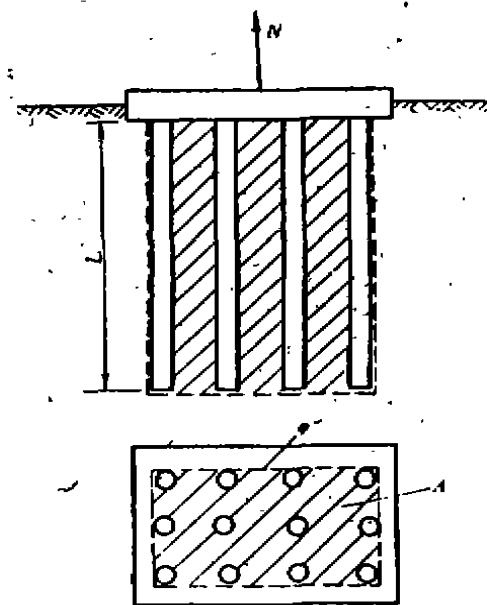


图 2-14 桩群抗拔承载力计算方法之

图如图 2-16。

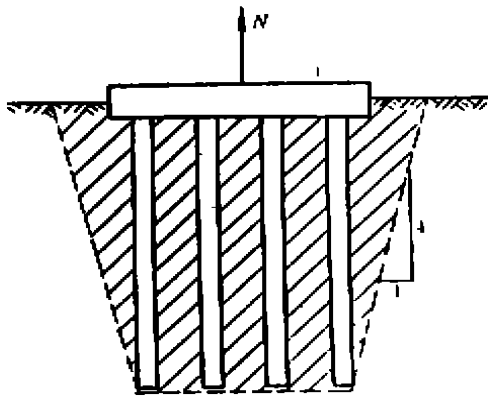


图 2-15 桩群抗拔承载力验算方法之一

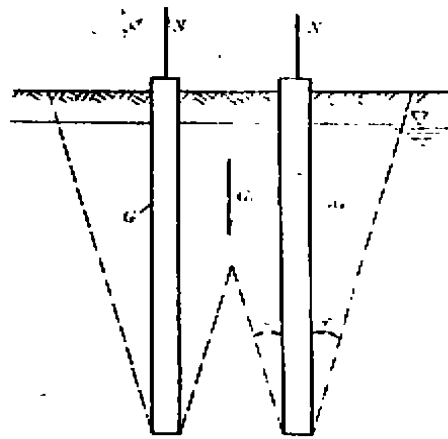


图 2-16 类似岩石锚桩模式

总的桩群抗拔阻力为

$$\sum N = W_E + \sum W_p \quad (2-21)$$

式中  $W_E$ ——由土内摩擦角  $\varphi$  确定的土体重；

$W_p$ ——单桩重量。

(待续)

## 第十届亚洲土力学及基础工程会议在北京召开

第十届亚洲土力学及基础工程会议于 1995 年 8 月 29 日至 9 月 2 日在北京香山饭店召开。参加会议的有来自世界 26 个国家和地区的 340 余名岩土工程专家、教授和工程技术人员代表。

本次会议邀请知名专家作了 4 个特邀报告，分组会议按 6 个主题进行了总结发言和讨论。6 个主题分别为：

- (1) 土的基本性质
- (2) 区域土及其工程性质
- (3) 深、浅基础
- (4) 土工结构及地下岩土工程
- (5) 地基处理技术
- (6) 自然灾害和环境岩土工程

会议还组织代表参观了中国水利水电科学研究院岩土工程试验室、北京西客站和新建地铁车站等大型工程项目。

大会闭幕前，国际土协亚洲委员会组织了代表会议，一致决定第十一届亚洲土力学及基础工程会议由韩国举办，于 1999 年在汉城召开。

# 强夯块石墩法处理后的软土地基 强度变形特性

程展林 冯光愈

(长江科学院土工所 武汉 430010)

## 概述

强夯块石墩法是采用强夯法将块石送入软土层中形成竖向块石墩体,亦属于“碎石桩”的一种。国内外很多文献对碎石桩的适用性进行了论述,一般认为振冲法只适用于地基土不排水抗剪强度  $C_u$  大于 20kPa 的情况,而将  $C_u$  为 20kPa 作为参考界限值。然而,Greenwood 认为,即使在不排水抗剪强度低于 7kPa 粘性土中仍可成功地制桩,Juran 等指出,在他们统计的 24 项工程中  $C_u < 20\text{kPa}$  的情况占 54%(其中  $C_u < 10\text{kPa}$  占 12%, $10\text{kPa} < C_u < 15\text{kPa}$  占 15%)。由此可知,由于大量使用碎石桩加固粘土地基的历史较短,对碎石桩适应性的认识存在差异是必然的。另外,许多文献对碎石桩复合地基的承载力和沉降提出了多种分析方法,但是,由于地基土的复杂性及碎石桩施工方法的差别,承载力及沉降分析成果与实测成果往往相距较大。

某地基处理工程,软粘土层厚度为 4~6m,含水量为 84.4%,不排水抗剪强度  $C_u$  为 7kPa,采用强夯块石墩及块石垫层法进行处理。本文通过现场载荷试验及沉降观测资料对复合地基的强度、变形特性进行了研究,同时,对强夯块石墩法加固软弱地基的效果进行客观地评价,以供碎石桩研究者参考。

## 工程地质

### 1. 一般情况

场区地面以下主要土层为:人工填土层( $I_0$ ),在平整场地时基本上被清除;淤泥质粘土层( $I_1$ ),土质较均匀,呈流塑状态,粘粒含量为 71%,有机质含量为 0.36~3.16%,厚度为 4.3~6.0m,底板高程变化很小,在出露位置的表面,因蒸发干燥脱水,有一硬壳层,厚度为 0.3~1.0m; II 层,分为三个亚层,分别为亚粘土层( $II_1$ ),淤泥质亚粘土层( $II_2$ ),中粗砂混粘性土层( $II_3$ ),呈软塑至可塑状态,其厚度为 0.6~4.0m,大部份地区厚度约 2.0m;残积亚粘土层( $III$ ),呈可塑至硬塑状态。主要土层的物理力学性质指标见表 1。

· 收稿日期:1995年6月

各土层的物理力学性指标

表 1

土层号	土层名	天然含水量 $w$ %	容重 $\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	天然孔隙比 $e_0$	液限 $\omega_L$ %	塑性指数 $I_p$	压缩模量 $E_s$ MPa	压缩指数 $C_c$	回弹指数 $C_s$	固结系数 $C_v$ 10 <sup>-4</sup> cm <sup>2</sup> /s	渗透系数 $K$ 10 <sup>-7</sup> cm/s	十字板抗剪强度		三轴有效强度	
												$C_u$ kPa	$C_s$ kPa	$\phi$ 度	$\phi$ 度
I <sub>2</sub>	淤泥质粘土	84.4	15.1	2.31	58.3	26.6	1.4	0.66	0.082	8.38	0.584	7	10	20.5	
II <sub>1</sub>	亚粘土	25.3	19.0	0.761	33.0	12.9	5.7	0.134	0.049	38.6	0.676		17	22	
III <sub>2</sub>	淤质亚粘土	42.6	17.9	1.18	39.0	15.7	3.2	0.213	0.023	28.3	0.893		17	22	
III <sub>3</sub>	中粗砂混粘性土	18.2	20.4	0.56			9.5	0.062	0.0103		1021		20	29	
IV	残积亚粘土	32.1	18.3	0.93	40.7	13.5	13.0	0.0895	0.0115	2510	19.3		21	29.5	

2. 淤泥质粘土的力学特性

软基处理工作主要针对其中的淤泥质粘土层,设计要求块石墩体穿过淤泥质粘土层支承于 II 层上,为了更好地了解强夯块石墩方案的加固效果,本文将重点介绍淤泥质粘土层的有关力学特性。

(1) 触变性

块石墩施工对淤泥质粘土层的扰动是毫无疑问的,淤泥质粘土层典型的触变性试验结果如图 1 所示。从图 1 可以看出,该土层的天然强度很低,经彻底扰动后,强度基本丧失,随着静置时间增加,强度渐渐恢复,静置 8 天,强度可恢复到天然强度的 19.3%,可见强度恢复速度是非常缓慢的。

(2) 固结引起强度增长的特性

三轴仪上进行的固结( $\sigma_3 = 200\text{kPa}$ , 固结度分别为 0、25%、47%、71%、100%),不排水剪切试验成果如图 2 所示。可以看出,软粘土的强度随固结度增长是明显的。然而,土体固结度与强度关系不是理论上的完全线性关系,当固结度大于 70%时,强度增长逐渐缓慢。由此表明,强夯块石墩复合地基,由于墩体的排水作用,在一定程度上加速了地基的固结,在块石垫层等荷重作用下,复合地基的承载力计算有必要考虑软土的强度增长特性。

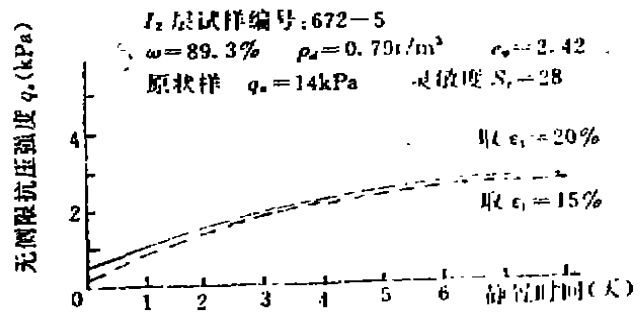


图 1 淤泥层的强度与时间关系曲线

(3) 渗透性

渗压试验得到的淤泥质粘土渗透系数与应力的关系如图 3 所示。在附加荷载作用下,土体产生压缩变形,孔隙比的变化将导致土体的渗透系数的变化,对于淤泥质粘土,压力小于 150kPa 时,引起的渗透系数的变化尤其明显。

(4) 流变性

流变试验成果表明,淤泥质粘土的次压缩特性比较明显,次压缩系数  $C_{\alpha}$  为 0.02685,剪切流变试验是在应力式单剪流变仪上进行的,垂直压力分别为 50kPa、100kPa、150kPa、

200kPa,待垂直变形稳定后,以梯级式施压水平应力,根据不同时间点的剪应变与剪应力关系确定该土层的下屈服强度参数 $C_3=3\text{kPa}$ , $\varphi_3=6^\circ$ ,粘滞系数 $\eta$ 为 $1.64\sim 6.47\times 10^{-11}$ 泊。

## 工程的实施情况

工程的施工顺序为:(1)平整场地;(2)铺填1.5m厚块石层,布置夯点,强夯块石墩(强夯→填料→强夯→形成墩体);(3)清理强夯隆起的淤泥,至块石垫层底部设计高程;(4)铺填0.9m厚的块石垫层和0.6m风化石碴层,并碾压。因复合地基的沉降特性难以满足设计要求,在风化石碴层上进行了堆载。

块石墩的设计直径为1.4m,间距3.0m,正方形布置,置换率为17.1%。强夯块石墩施工是该工程中最关键的工序,单墩夯击结束标准经过了多次试验并修改,以适应地基土的不均匀性并形成连续的块石墩体。强夯块石墩施工完成后,

场地顶面隆起严重,超过原设计顶面高程近1.0m,原设想强夯块石墩施工将引起淤泥粘土压缩密实,实际上,隆起的软粘土体积和块石墩的体积几乎相等。以致增加了清除淤泥的施工工序,由于该土层稀软,给施工造成了不少困难。填筑0.9m的块石垫层之后,复合地基的初期强度仍然很低,15t覆带式吊车上,局部场区产生剧烈沉陷,并出现软土被挤出现象,1~2个月后,复合地基强度明显提高。

块石墩施工完成后,采用斜钻法和地质雷达进行了块石墩着底检测。其目的是检测块石墩是否形成连续墩体以及是否穿过淤泥层而支撑在I层或残积亚粘土层上。检测结果表明,斜钻法合格率为100%,地质雷达检测合格率为96%。由此可以看出,强夯块石墩条件是宽松的,可能和墩径较大、块石料较粗(最大粒径0.8m)有关。

## 复合地基的承载力

影响复合地基承载力的因素较多,主要与成墩的质量以及墩周土的强度有关。如前文所述,不同时期的墩周土的强度不同,块石墩施工前,墩周土的强度为天然强度,强夯施工使墩周土受到很大程度上的扰动,强度显然降低,块石墩施工完成后由于土的触变性,土的一部分强度渐渐恢复,另外,在块石垫层以及风化石碴层的荷重作用下,墩周土将产生排水固结

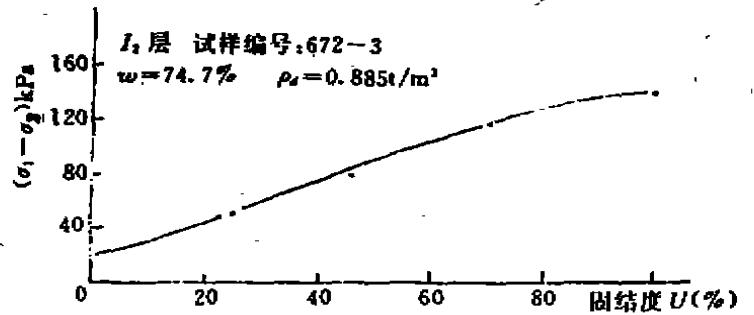


图2 淤泥层强度(固结度)关系曲线

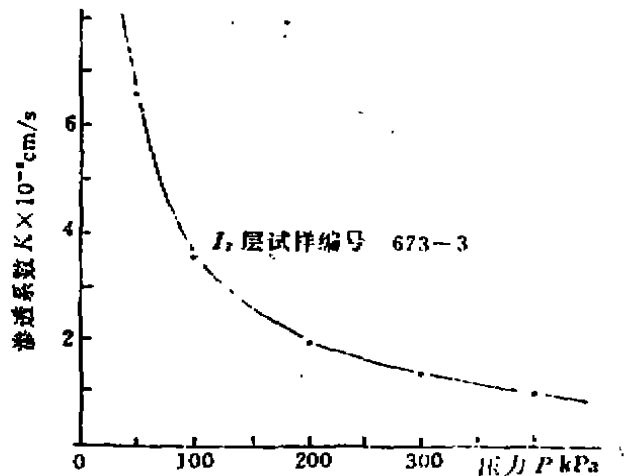


图3 渗透系数与压力关系曲线



(墩体将起到加速排水固结的作用),强度将有所提高。在复合地基上进行了近十组静载荷试验,本文介绍其中的两组试验成果,对强夯块石墩复合地基的承载力进行简单的论述。

第一组静载荷试验,块石墩间距为3m,直径约1.4m,块石墩施工完成后,填筑0.5m的块石垫层(浮容重 $\gamma' = 13.2\text{kN/m}^3$ )和0.6m厚风化石碴层(容重 $\gamma = 23\text{kN/m}^3$ )经碾压整平后立即进行静载试验。载荷板为 $3\text{m} \times 3\text{m}$ 的正方形钢筋混凝土预制板,试验参照《建筑地基处理技术规范》(JGJ79-91)进行。得到的各级荷载下的沉降-时间曲线以及沉降-荷载曲线如图4~5所示。可以看出,随着荷载的增大,沉降稳定的时间加长,待荷载增加至 $163.3\text{kPa}$ 时,地基沉降急剧增大,载荷板周围的垫层相对隆起,开裂严重,从破坏现象来看,属于一种整体剪切破坏模式。其 $P-S$ 曲线没有明显的比例界限,根据规范复合地基的极限承载力为 $140\text{kPa}$ ,复合地基承载力基本值为 $93.3\text{kPa}$ 。

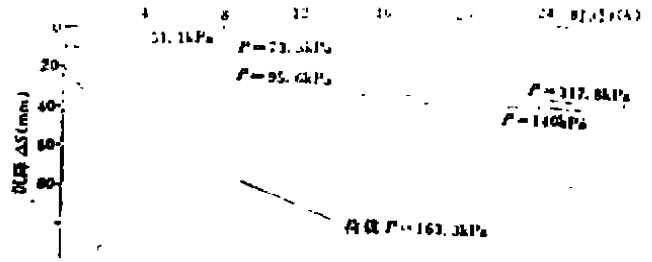


图4 沉降-时间关系曲线

假定不采用强夯块石墩处理,直接在淤泥质粘土层上填筑0.5m厚块石垫层和0.6m厚风化石碴层,根据魏锡克成层土的极限承载力计算理论,当上层为无粘性土即 $C_1 = 0$ ,并当 $25^\circ < \varphi_1 < 50^\circ$ 时,成层土的极限承载力为:

$$q_0 = q''_0 \exp\{0.67[1 + (B/L)](H/B)\} \quad (1)$$

式中: $q''_0$ 为假想将基底放在软土层(即下层)

上时的虚拟极限承载力;

$H$ 为上层(即持力层)的厚度;

$B$ 为基础宽度;

$L$ 为基础长度。

判别下层土对承载力有无影响的临界深度为:

$$H_c = 1.5B \ln(q'_0/q''_0) / (1 + B/L) \quad (2)$$

式中: $q'_0$ 表示将基础放在上层为无限体时的极限承载力。

根据上式推算得没有强夯块石墩时的地基承载力为 $103.6\text{kPa}$ 。比较上述复合地基静载荷试验成果,块石墩使承载力提高35%,可见,强夯块石墩的加固效果不明显。其原因主要是块石墩施工对软粘土层的扰动引起土的强度大幅度降低。

由于复合地基的承载力不能满足工程要求,对原设计方案采用了“补强”措施,(1)块石垫层的厚度由0.5m增加至0.9m;(2)在风化石碴层上进行大面积堆载预压,历时3个月。卸载后,其极限承载力大于 $210\text{kPa}$ (未加载至地基破坏)。可以看出,经堆载预压后,地基承

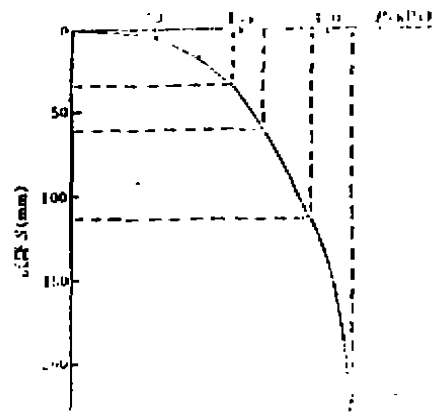


图5 沉降-荷载曲线

承载力大为提高,比例界限比较明显,显然,主要是因为淤泥质粘土排水固结强度提高的缘故。

## 沉降观测成果及分析

在堆载区及非堆载区的风化石碴层顶部同时埋设了沉降板。其中堆载区四个测点不同时间的沉降量如图6所示。按一般表达式,将块石墩地基的某一时刻的沉降 $S_t$ 计算式写为:

$$S_t = S_0 + (S_{\infty} - S_0)(1 - ae^{-\beta t}) \quad (3)$$

从 $S-t$ 曲线上取三点,并要求 $\Delta t = t_2 - t_1 = t_3 - t_2$ ,可推算得到待定系数 $\alpha, \beta, S_{\infty}$ 及 $S_0$ ,根据测点的实测沉降推算的结果及方程(3)曲线如图6所示。

从图6可以归纳以下几点:

1. 主要堆载区的最终沉降量163~291mm,沉降量差别的原因是由于淤泥质粘土层的不均匀性(包括厚度和力学特性)。地基的最终沉降量可分为三部分,(1)在块石垫层及风化石碴层的荷重作用下地基的剩余沉降 $S_1$ ;(2)堆载作用下的加固区的压缩量 $S_2$ ;(3)堆载作用下的下卧层的压缩量 $S_3$ 。即 $S = S_1 + S_2 + S_3$ 。根据已有资料的可比较性,重点研究测点3和测点5的沉降,相应的 $S_1$ 可以通过非堆载区的沉降板(和堆载区的沉降板同时埋设)的观测成果确定,得 $S_1 = 34\text{mm}$ 。 $S_3$ 可以通过前期工程I层顶板上的沉降板(距现堆载区第5测点约20m)的观测成果(大面积上覆荷载与最终沉降关系曲线)推算,得 $S_3 = 37\text{mm}$ 。从而推算得2.58m堆载作用下,测点3和测点5处加固区的压缩量 $S_2 = 210 \sim 220\text{mm}$ 。

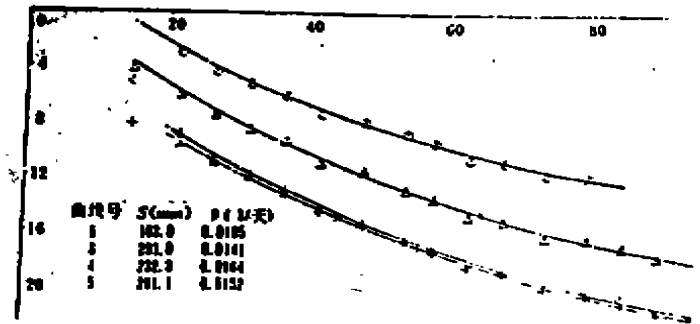


图6 沉降-时间关系曲线

2. 根据《地基基础设计规范》推荐的地基最终沉降量计算方法,测点3和测点5处的淤泥质粘土层(厚度5m)在2.58m堆载作用下的压缩量 $S' = 263\text{mm}$ 。比较 $S_2$ 和 $S'$ 可以看出,块石墩仅使淤泥层的压缩量减少16.3~20.2%。

3. 经3个月堆载后,地基的平均固结度约75%,固结相对较快,这主要是由于块石墩体能形成良好的排水通道,另外,块石墩在一定程度上抑制了墩间土中的起始超静水压力的产生。

4.  $\beta$ 值是反映地基固结速度的综合性指标,根据观测成果,强夯块石墩复合地基的 $\beta = 0.0141 \sim 0.0195$  1/天。假定天然地基为一维双面排水固结,根据室内试验的平均固结系数,推算得天然地基的 $\beta = 0.00286$  1/天。可见块石墩复合地基的 $\beta$ 值较天然地基推算的 $\beta$ 值大5~6倍。由此亦说明墩体在一定程度上起到了加速地基排水固结的作用。

## 结论

1. 本文基于强夯块石墩复合地基承载力和沉降观测成果,对软粘土地基块石墩方法的加固效果进行了阐述。本文认为,块石墩复合地基的性能未能达到设计要求,其关键原因是

设计者对复合地基的强度和变形特性认识不足。如何运用施工试验中单墩静载荷试验成果推算复合地基承载力及沉降特性需进行深入探讨,如果照搬有关天然地基的计算理论必然导致不切合实际的结果。

2. 由于软粘土的触变性以及固结引起强度增长等特性,成墩后的软粘土强度与其天然强度可能相差甚远,同样其他力学性指标亦可能发生比较大的变化,如何确定施工后的地基土物理力学性指标是复合地基分析理论的最基本的问题。

3. 强夯块石墩的成墩条件是宽松的。对于天然强度约 7kPa 的软粘土,强夯块石墩的加固效果(提高地基承载力,减少地基沉降)并不理想,但能明显地起到加速地基固结的作用。在软基处理方案选择时,应针对工程要求,根据工程经验对处理方案的加固效果有一个粗略地估计。

4. 对于抗剪强度低于 10kPa 的软土地基,宜谨慎采用强夯碎石桩加固方案,尤其对于高灵敏度软土。

---

## 第二届全国青年岩土力学与工程会议 在大连召开

由中国力学学会岩土力学专业委员会,中国土木工程学会土力学及基础工程学会,中国水利学会岩土力学专业委员会和中国建筑学会地基基础学术委员会联合主办,大连理工大学承办的第二届全国青年岩土力学与工程会议于 1995 年 9 月 22 日至 24 日在大连理工大学举行,来自全国的 90 余名专家和代表出席了会议。

会议决定第三届全国青年岩土力学与工程会议由南京水利科学研究所与河海大学联合承办,会议将在 1998 年在南京举行。

会议论文集已由大连理工大学出版社出版。

## 广东省化学灌浆工程技术研究开发中心成立

经专家论证,并经广东省科委、建委、经委批准建立的“广东省化学灌浆工程技术研究开发中心”于 1995 年 12 月 29 日正式挂牌成立,该中心挂靠本杂志社的成员单位——中科院广州化学灌浆工程总公司。这是广东省建筑业中的首家工程研究中心。该中心的成立将在建筑工程界发挥“中心”的纽带和辐射作用,增强企业科技开发能力,加速科技成果转化成为生产力。

---

# 沪宁高速公路软基处理方法优选<sup>\*</sup>

郭耿新

(江苏交通工程咨询监理总公司 南京 210024)

[摘要] 本文就沪宁高速公路设计中所采用的多种软基处理方案,采用层次分析法进行方案优选。分析结果与实际施工中所用方案一致。

## 前言

沪宁高速公路江苏段是国道主干线“两纵两横”中上海—成都公路的重要组成部分,也是国家、交通部、江苏省“八五”重点建设项目之一。全长258.46km。沪宁高速公路江苏段位于江苏微丘平原区,地势较低,整个区域内有广泛的海相及陆相软土存在。由于沪宁高速公路,填土高度大、工期紧;软土区遇到的一个较大问题就是地基的沉降及稳定问题,地基处理决定着高速公路的质量。在软基处理中,可采用的地基加固方案有多种。如何合理选择,这就遇到一个由相互关联,相互制约的众多因素构成的复杂系统,它必须考虑到工程造价、工期、加固效果等影响。层次分析法提供了简捷实用的决策方法,这是系统工程中对非定量问题分析的一种简易方法。本文将用层次分析法对其设计中所用不同地基加固方案进行多因素综合分析,评选出最优方案。

## 分析方法

层次分析法需根据问题的要求,确定各种影响因素,然后将各因素合理分层,建立多层次结构模型,构造判断矩阵进行计算,求解结果。分述如下:

### 1. 建立层次结构模型

在分析地基加固方案各影响因素后,将不同因素划分不同层次,用框图形式说明层次的递阶结构与因素的从属关系。

### 2. 构造判断矩阵

任何系统分析都以一定的信息为基础,层次分析法的信息基础主要是对于每一层次中各因素相对重要性给出的判断,这些判断通过引入合适的标度因数值表示,形成判断矩阵。一般引用 A. L. Satty 的 1—9 及其倒数的标度方法,见表 1。当相互比较因素的重要性能够用具有实际意义的比值说明时,判断矩阵相应元素的值可以取这个比值。

\* 收稿日期:1995年1月

判断矩阵标度及其含义

表 1

标度 1	表示 $i$ 因素与 $j$ 因素相比,具有同样重要性。
3	表示 $i$ 因素与 $j$ 因素相比, $i$ 因素比 $j$ 因素稍微重要。
5	表示 $i$ 因素与 $j$ 因素相比, $i$ 因素比 $j$ 因素明显重要
7	表示 $i$ 因素与 $j$ 因素相比, $i$ 因素比 $j$ 因素强烈重要。
9	表示 $i$ 因素与 $j$ 因素相比, $i$ 因素比 $j$ 因素极端重要
2,4,6,8	上述两相邻判断的中值
倒数	因素 $i$ 与 $j$ 比较得判断 $b_{ij}$ ,则因素 $j$ 与 $i$ 比较的判断 $b_{ji}=1/b_{ij}$

3. 层次单排序及其一致性检验

判断矩阵  $A$  的特征根  $AW = \lambda_{max}W$  的解  $W$ ,经规一化后即为一层相应因素对于上一层某因素相对重要性的排序权值,这一过程称为层次单排序。为进行层次单排序(或判断矩阵)的一致性检验,需要计算一致性指标:

$$CI = \frac{\lambda_{max} - N}{N - 1}$$

式中: $\lambda_{max}$ ——矩阵  $A$  的最大特征根;

$N$ ——矩阵阶数。

当随机一致性比率  $CR = CI / RI < 0.10$  时,认为层次单排序的结果有满意的一致性,否则需要调整判断矩阵的元素取值。 $RI$  为平均随机一致性指标,见表 2。

平均随机一致性指标取值( $RI$ )

表 2

$N$	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$RI$	/	/	0.58	0.90	1.12	1.24	1.32	1.41	1.45

当判断矩阵为二阶时,因该矩阵总有完全一致性,故不必检验  $CI$ 。

4. 层次总排序

计算同一层次所有因素对于最高层相对重要性的排序权值,称为层次总排序,这一过程是最高层到最低层次逐层进行的。若上一层次  $A$  包含  $m$  个因素  $A_1, A_2, \dots, A_m$ ,其层次总排序权值分别为  $a_1, a_2, \dots, a_m$ ,下一层次  $B$  包含  $n$  个因素  $B_1, B_2, \dots, B_n$ ,它们对于因素  $A_j$  的层次单排序权值分别为  $b_{1j}, b_{2j}, \dots, b_{nj}$ (当  $B_k$  与  $A_j$  无联系时, $b_{kj}=0$ )。此时  $B$  层次总排序权值由表 3 给出。

层次总排序权值

表 3

层次 A \ 层次 B	$A_1$	$A_2$	...	$A_m$	B 层次总排序权值
	$a_1$	$a_2$	...	$a_m$	
$B_1$	$b_{11}$	$b_{12}$	...	$b_{1m}$	$\sum_{j=1}^m a_j b_{1j}$
$B_2$	$b_{21}$	$b_{22}$	...	$b_{2m}$	$\sum_{j=1}^m a_j b_{2j}$
$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$
$B_n$	$b_{n1}$	$b_{n2}$	...	$b_{nm}$	$\sum_{j=1}^m a_j b_{nj}$

### 5. 层次总排序的一致性检验

上述步骤是从高到低逐层进行的,如果B层次某些因素对于A<sub>j</sub>单排序的一致性指标为CI<sub>j</sub>,相应的平均随机一致性指标为RI<sub>j</sub>,则B层次总排序随机一致性比率为:

$$CR = \frac{\sum_{j=1}^m a_j CI_j}{\sum_{j=1}^m a_j RI_j}$$

类似地,当CR < 0.10时,认为层次总排序结果具有满意的一致性,否则需要重新调整判断矩阵的元素取值。

## 软基处理设计概况

沪宁高速公路江苏段设计为二期进行,苏州、无锡、常州东段为第一期设计,常州西段、镇江、南京为第二期设计。由于第一期设计(江苏东段)中软基分布广泛,所需处理的软土地基主要位于该段。本文就第一期设计进行分析。

沪宁高速公路第一期设计,自苏州唯亭至常州龙虎塘,全长139.16km,分为四个标段由三家设计单位承担设计。根据地质勘探结果,该段软土地基长度为62.5km,初步设计确定需要处理的长度为29.3km。鉴于沪宁高速公路路堤主要以变形控制。因此,设计单位设计采用的方法主要是利用路堤填土堆载预压的方法,使其自然沉降,一般经一年左右预压期后,如剩余沉降量能满设计沉降量要求(对一般路堤为30cm,桥头及构筑物为10cm),则不需要其它处理措施。如不满足要求,设计采用的处理措施主要是加快排水固结的方法,即用砂垫层和塑料排水板。对于通道等

人工构筑物,如仍采用上述方法,则需在预压期后进行反开挖,施工期亦将会延长,故不同设计单位设计时分别采用了碎石桩、粉体搅拌桩、二灰桩及塑料排水板预压等方案。由于有三家单位设计,不同单位设计时采用方法不同,对在深层地基加固方案中的排水板、碎石桩、粉体搅拌桩及二灰桩的优劣,下文将用层次分析法来进行优选评比。

## 计算分析

### 1. 地基加固方案对比的层次结构模型

为进行方案对比,首先分析地基加固方案各影响因素,然后将不同因素划分不同层次,用框图形式说明层次的递阶结构与因素的从属关系。

各种加固方案考虑以下六个因素:

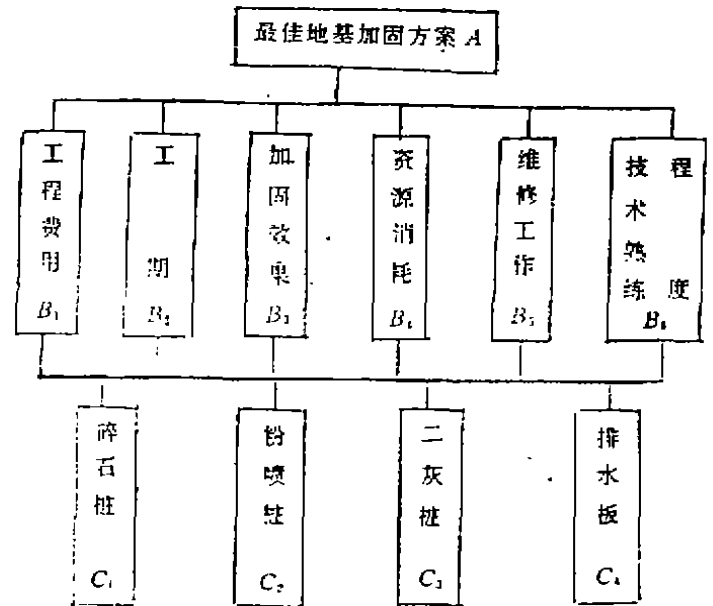


图1 地基加固方案对比层次结构模型

(1)工程费用,参考初步设计及施工图设计的资料以相对比价来分析。振冲碎石桩、粉体搅拌桩、二灰桩及塑料排水板的比价为100:80:77.8:20。

(2)工期,以时间天为计算单位。碎石桩为140天,粉体搅拌桩为150天,二灰桩为150天,塑料排水板450天。

(3)对地基土加固作用效果。如地基强度的提高,工后沉降量的减小等。

(4)资源消耗。碎石桩要用大量碎石料,而当地是缺少石料的;搅拌桩要用到大量的水泥;二灰桩是利用粉煤灰和加少量石灰。

(5)投产后的维修工作量。

(6)技术的成熟程度和在我国的实践经验。

根据以上影响因素及各种条件,层次分析结构模型如图1。

## 2. 计算分析

根据图1结构模型,参照表1,就一般路基方案分别构造判断矩阵。

第一层判断矩阵A-B为:

A	B <sub>1</sub>	B <sub>2</sub>	B <sub>3</sub>	B <sub>4</sub>	B <sub>5</sub>	B <sub>6</sub>
B <sub>1</sub>	1	2	2	7	5	9
B <sub>2</sub>	1/2	1	1	5	3	7
B <sub>3</sub>	1/2	1	1	5	3	7
B <sub>4</sub>	1/7	1/5	1/5	1	1/3	3
B <sub>5</sub>	1/5	1/3	1/3	3	1	5
B <sub>6</sub>	1/9	1/7	1/7	1/3	1/5	1

类似地,第二层判断矩阵B<sub>1</sub>-C为:

B <sub>1</sub>	C <sub>1</sub>	C <sub>2</sub>	C <sub>3</sub>	C <sub>4</sub>
C <sub>1</sub>	1	0.8	0.778	0.20
C <sub>2</sub>	1.25	1	0.973	0.25
C <sub>3</sub>	1.285	1.37	1	0.257
C <sub>4</sub>	5	4	3.89	1

判断矩阵B<sub>2</sub>-C为:

B <sub>2</sub>	C <sub>1</sub>	C <sub>2</sub>	C <sub>3</sub>	C <sub>4</sub>
C <sub>1</sub>	1	1.07	1.07	3.21
C <sub>2</sub>	0.93	1	1	3
C <sub>3</sub>	0.93	1	1	3
C <sub>4</sub>	0.31	1/3	1/3	1

判断矩阵B<sub>3</sub>-C为:

B <sub>3</sub>	C <sub>1</sub>	C <sub>2</sub>	C <sub>3</sub>	C <sub>4</sub>
C <sub>1</sub>	1	1	2	2
C <sub>2</sub>	1	1	2	2
C <sub>3</sub>	1/2	1/2	1	1
C <sub>4</sub>	1/2	1/2	1	1

对于上述构造的判断矩阵,笔者用FORTRAN语言编制了计算程序,将上述矩阵输入程序及一致性验算结果如下:

$W = [0.380, 0.224, 0.224, 0.049, 0.069, 0.027]^T$ ,  $\lambda_{max} = 6.180$ ,  $CI = 0.036$ ,  $RI = 1.24$ ,  $CR = 0.029$

结果为:  $W = [0.117, 0.146, 0.151, 0.586]^T$ ,  $\lambda_{max} = 4.000$ ,  $CI = 0.000$ ,  $RI = 0.90$ ,  $CR = 0.000$

结果为:  $W = [0.314, 0.294, 0.294, 0.098]^T$ ,  $\lambda_{max} = 4.000$ ,  $CI = 0.000$ ,  $RI = 0.90$ ,  $CR = 0.000$

结果为:  $W = [0.333, 0.333, 0.167, 0.167]^T$ ,  $\lambda_{max} = 4.000$ ,  $CI = 0.000$ ,  $RI = 0.90$ ,  $CR = 0.000$

判断矩阵  $B_1-C$  为:

$B_1$	$C_1$	$C_2$	$C_3$	$C_4$
$C_1$	1	1	1/3	1/5
$C_2$	1	1	1/3	1/5
$C_3$	3	3	1	1/3
$C_4$	5	5	3	1

结果为:  $W = [0.096, 0.096, 0.249, 0.558]^T$ ,  $\lambda_{max} = 4.043$ ,  $CI = 0.014$ ,  $RI = 0.90$ ,  $CR = 0.016$

判断矩阵  $B_2-C$  为:

$B_2$	$C_1$	$C_2$	$C_3$	$C_4$
$C_1$	1	1	2	2
$C_2$	1	1	2	3
$C_3$	1/2	1/2	1	2
$C_4$	1/3	1/3	1/2	1

结果为:  $W = [0.351, 0.351, 0.189, 0.109]^T$ ,  $\lambda_{max} = 4.010$ ,  $CI = 0.003$ ,  $RI = 0.90$ ,  $CR = 0.004$

判断矩阵  $B_3-C$ :

$B_3$	$C_1$	$C_2$	$C_3$	$C_4$
$C_1$	1	2	5	1
$C_2$	1/2	1	3	1/2
$C_3$	1/5	1/3	1	1/5
$C_4$	1	2	5	1

结果为:  $W = [0.368, 0.193, 0.070, 0.368]^T$ ,  $\lambda_{max} = 4.004$ ,  $CI = 0.001$ ,  $RI = 0.90$ ,  $CR = 0.002$

由上述计算,层次总排序计算如表4。

表4

A	$B_1$	$B_2$	$B_3$	$B_4$	$B_5$	$B_6$	层次C相对于A总排序W
		0.380	0.224	0.224	0.049	0.096	
$C_1$	0.117	0.314	0.333	0.096	0.351	0.368	0.238
$C_2$	0.146	0.294	0.333	0.096	0.351	0.193	0.240
$C_3$	0.151	0.294	0.167	0.249	0.189	0.070	0.192
$C_4$	0.586	0.098	0.167	0.558	0.109	0.368	0.330

$CI = 0.001$ ,  $RI = 0.90$ ,  $CR = 0.001$

显然,在总目标A的排序权值  $W = [0.238, 0.240, 0.192, 0.330]^T$  中,塑料排水板地基加固方案( $C_4$ )权值最大,为0.330。设计中优先采用 $C_4$ 方案是合适的,这是一般路基情况。

在构筑物底部,如用塑料排水板,需进行预压后再反开挖才能修建构筑物,此时处理费用将相应增加(如按增加80%处理费用计算),而且将延长工期,因此工期相对重要性将增加。根据上述条件,将重新构造判断矩阵A-B及 $B_1-C$ (其它同前)。

判断矩阵A-B为:

A	$B_1$	$B_2$	$B_3$	$B_4$	$B_5$	$B_6$
$B_1$	1	1	2	7	5	9
$B_2$	1	1	2	7	5	9
$B_3$	1/2	1/2	1	5	3	7
$B_4$	1/7	1/7	1/5	1	1/3	3
$B_5$	1/5	1/5	1/3	3	1	5
$B_6$	1/9	1/9	1/7	1/3	1/5	1

经计算,得到A-B及 $B_1-C$ 层次单排序结果及一致性指标如下:

A-B:  $W = [0.327, 0.327, 0.192, 0.045, 0.085, 0.025]^T$ ,  $\lambda_{max} = 6.204$ ,  $CI = 0.041$ ,  $RI = 1.240$ ,  $CR = 0.033$ .



判断矩阵  $B_1-C$  为:

$B_1$	$C_1$	$C_2$	$C_3$	$C_4$
$C_1$	1	0.8	0.778	0.36
$C_2$	1.25	1	0.972	0.45
$C_3$	1.285	1.028	1	0.257
$C_4$	2.778	2.222	2.16	1

$$B_1 - C: W = [0.158, 0.198, 0.204, 0.440]^T, \lambda_{max} = 4.000, CI = 0.00, RI = 0.90, CR = 0.00$$

层次总排序计算如表5。

表5

$A$	$B_1$	$B_2$	$B_3$	$B_4$	$B_5$	$M_1$	层次 $C$ 相对于 $A$ 总排序 $W$
	0.327	0.327	0.192	0.045	0.085	0.025	
$C_1$	0.158	0.314	0.333	0.096	0.351	0.368	0.261
$C_2$	0.198	0.294	0.333	0.096	0.351	0.193	0.264
$C_3$	0.204	0.294	0.167	0.249	0.189	0.070	0.224
$C_4$	0.440	0.098	0.167	0.558	0.109	0.368	0.251

根据表5结果,在总目标  $A$  的总排序权值  $W = [0.261, 0.264, 0.224, 0.251]^T$  中,粉体搅拌桩地基加固方案( $C_2$ )权值最大。因此,构筑物软土地基应优先采用粉体搅拌桩加固方案。

上述分析结果与施工中采用的地基加固方案是一致的。在施工图设计中曾有设计单位在设计中对构筑物地基加固采用塑料排水板,预压后再反开挖,设计审查中被否定。现在施工中采用的地基加固方案一般路基为塑料排水板,在构筑物底部和桥头段为粉体搅拌桩。与本文分析结果一致。

## 结语

本文就沪宁高速公路地基加固方案采用层次分析法进行评价,获得了较好的结果。当在加固方案众多,且有不同单位分段设计时,这对业主选择合理的方案非常简易实用,且全面合理。用上述方法将定性指标量化,使得成果简单明了。

如果在有众多专家参与情况下,用上述方法对不定量指标进行相对重要性评定,形成判断矩阵,从中就可以选择最优方案,这能较好体现专家的愿望。

上述分析方法不仅适用于软土地基加固设计的方案选择,而且还可以将其扩展到其它方面的工程设计中去,诸如道路线型选择、高填土路基与高架桥方案选择。上述分析方法可适用于不同领域的方案比选。

## 参考文献

- (1) 赵焕臣等,《层次分析法》,科学出版社,1986年。

# 地基处理与环境的讨论

郑俊杰

武汉地基处理中心 武汉 430071

[摘要] 本文综述了目前常用的主要地基处理方法及桩基施工方法与环境的关系,着重讨论了这些施工方法对环境的不良影响以及减小这些不良影响的措施。

## 前言

我国地域辽阔,从沿海到内地,由山区到平原,分布着多种多样的地基土。而我国的新建设工程越来越多地遇到不良地基,各种不良地基需要进行处理才能满足建造要求。地基处理日益得到设计、施工及建设单位的重视,因而地基处理和桩基施工方法也就越来越多。

地球是我们赖以生存的环境,而建设活动是人类重要的生产活动。当今环境保护问题已日益引起人类的重视,如果不注意各种地基处理方法及桩基施工方法对环境产生的不良影响,则必将造成对环境的破坏并产生巨大的经济损失;相反,如予重视,则可将对环境的破坏减到最小程度,而且选择合适的地基处理方法还可起到保护环境的作用。

## 地基处理对环境的影响

地基处理方法种类繁多,以下就主要的而且常用的几种处理方法讨论其对环境的影响。

### 1. 振动水冲法

利用振动和水冲加固地基的方法称为振动水冲法。振冲法是快速加固软土地基的有效方法之一,振冲复合地基较天然地基承载力大大提高,沉降量减小,它是一种简单、经济的地基处理方法。

振冲法施工时,振冲器在土中振动产生的振动波向四周传播,特别是周围不太牢固的陈旧建筑物可能造成某些振害。不仅振动和噪音会对周围环境产生影响,而且冲出来的泥浆四处溢出,严重污染施工场地和周围环境,影响居民正常生产和生活。

为减小振冲施工对环境的影响,已有干振碎石桩工艺来替代振动水冲法,这样就可避免泥浆污染。该技术利用干法振动成孔器在软弱地基中设置碎石桩,它主要适用于松散的非饱和粘土、杂填土和素填土以及二级以上非自重湿陷性黄土,研制低噪音的振冲器也是努力的方向。至于振动,可在施工场地外围挖掘隔振沟的办法解决。尽管如此,振冲法仍不宜在人口密集的城区施工。

### 2. 强夯法和重锤夯实法

这两种地基处理方法都是通过将重锤从高处自由落下,给地基以冲击力和振动,从而提

收稿日期:1994年6月

高地基土的强度并降低其压缩性,只不过两者适用范围不同、影响深度不同,加固机理不同,该两种方法都具有效果显著、设备简单、施工方便、经济易行和节省材料等优点。但两者所产生的振动和噪音对环境均产生恶劣影响,尤其是强夯引起的振动,常常导致周围建(构)筑物遭到破坏或导致地下管线破裂而引起民事纠纷。我单位曾对襄樊某强夯工程施工对相邻建筑物的影响作出评价以调解强夯引起的民事纠纷。在软粘土中距夯点18m,在砂性土中距夯点14m与地震烈度7度相当。当采用3000千焦的单击能量强夯,在10m远处产生的水平振动加速度达 $0.6\text{m/s}^2$ 。这样强烈的振动会影响附近精密设备、仪器的正常工作,而且在这样的环境中,人会感觉很不舒服。人体的神经系统对冲击波振动作用是非常敏感的。高振幅的振动不但能影响人的正常活动,而且会引起人体生理组织的变化,甚至对内部脏腑器官产生各种损伤和破坏<sup>[1]</sup>。

强夯时,土体还会产生侧向挤出,最大位移量可达81mm,土体的深层水平位移对邻近建(构)筑物和地下管线也会产生不良影响。

因此,强夯只宜在远离城区的场地施工,若在城区附近,则可通过挖掘隔振沟或钻设隔振孔的方法来减小强夯对周围环境的振动影响。这样当冲击波传到固体交界面处,被在固体土壤中形成的局部空隙所阻断,不能继续向前传播。

爆破法也是一种挤密形式的地基处理方法,对于饱和净砂、非饱和但经灌水饱和的砂、粉土、湿陷性黄土,可由于爆破冲击波的影响,振动产生液化和位移而达到较大密实度。它同强夯法一样对周围环境产生较大影响而且施工时有危险。也可采用与强夯一样的方法来隔振。

### 3. 灌浆法

灌浆法的实质是用气压、液压或电化学原理,把某些能固化的浆液注入各种介质的裂缝或孔隙,以改善地基的物理力学性质,它能起到防渗、加固地基、纠正建筑物偏斜的作用<sup>[2]</sup>。灌浆材料分为粒状浆材和化学浆材两个系统。化学浆材中的丙烯酰胺类浆材具有耐久性、稳定性、易于控制、成本低和施工操作简单等优点,技术经济效益显著。但是丙烯酰胺类浆材有一定毒性,反复和丙烯酰胺粉末接触会影响中枢神经系统,对空气和地下水也有严重污染。硅酸盐浆材具有价廉,可灌性好等优点,但其对地下水会产生碱性污染,改变了地下水的pH值,因此发展非碱性硅酸盐浆材是很有必要的。

浆材对人体的伤害和对环境的污染已越来越引起工程界的重视,开发新的无毒、低成本可灌性好的灌浆材料将是努力的方向。在选择灌浆方案时,必须把技术上的可行性和经济上的合理性综合起来考虑。在多数情况下,灌浆材料的无污染性应成为方案选择的决定性因素,而不能将经济性作为优选方案考虑的首要因素。

### 4. 石灰桩法

石灰桩法是源于我国,具有特色的一项地基处理工艺,它具有使软土迅速固化的特殊功能。石灰桩由不同比例的生石灰和煤渣等掺合料按一定比例贯入土中而形成。石灰桩桩身材料与桩周土发生一系列物理、化学反应,使桩具有一定强度,桩间土的力学性能得到改善,两者组成复合地基以承受荷载。

石灰桩施工分为机械和人工两大类。现有的石灰桩施工机械大多由具有沉管、击实和拔管功能的打桩机改制而成,但击(振)入套管的施工工艺的振动和噪音公害限制了它的发展和应用。

人工方法用洛阳铲成孔,施工简便,造价低,无振动,无噪音。但是对地下水下的杂填土、粉土则成孔困难。

静压石灰桩<sup>[3]</sup>利用可调式静力压桩机施加静压力将压桩管压入土层中冲孔,每投料一次将压桩管压入并顶推块状生石灰填料扩孔挤密,直至逐次静压到桩顶成桩。它大大地减小了一般的石灰桩成桩机械对环境的影响。

为了减小静压反力,湖北省建筑科研设计院与武汉铁路工程机械研究所共同研制的旋转静压桩机,采用旋转减阻,取得很好的效果。

CFG桩同石灰桩一样,能大量吃掉工业废料,这对于保护环境,降低工程造价具有积极意义。

## 桩基施工对环境的影响

由于目前多层和高层建筑建设项目较多,对此一般多采用桩基础。最常见的桩基础是预制桩和灌注桩。

### 1. 打入式预制桩

打入式预制桩是软土地区高层建筑应用较多的桩基础,但打桩过程中的振动、噪音和挤土效应是严重的环境公害。如果在人口密集的城区施工,则更对环境造成恶劣影响。打桩施工中,每根桩要锤击几百次乃至上千次,而且噪音高达120分贝以上,在打桩过程中,挤土效应是不容忽视的,在桩体一定范围内的地面会因打桩发生竖向和水平向的位移。大量的土体位移常会导致一系列的环境事故。为了减小挤土的影响,可采取预钻孔取土然后再打桩的方法,为了克服打桩的噪音和振动,可采用静力压桩或研制出一些低振动和噪音的打桩机,在打桩机上设置隔音罩、消声器等,也可起到减小噪音的作用。优化打桩顺序,利用群桩的屏蔽效应也可减小打桩的振动对环境的影响。还可通过挖隔振沟的方法来阻断应力波的传播。

沉管灌注桩的振动和噪音也对环境产生不良影响,可采取与上述相同的办法来减小其振动和噪音。

由锚杆静压桩法发展而来的建筑物桩基逆作法<sup>[4]</sup>有效地解决了城市改造过程中普遍存在的环境污染等一系列困难的建筑物地基加固难题。与打入式预制桩相比,它无振动,无污染。它是一种很有前途的施工方法。

### 2. 钻孔灌注桩

钻孔灌注桩也是目前高层建筑中用得较多的桩基础。钻孔灌注桩施工对环境污染最为严重的是其排出大量泥浆,流出施工场地,既污染了环境,又给人们生产生活带来不便。

对于钻孔灌注桩所产生的废泥浆,可采用适当的处理方法<sup>[5]</sup>。目前废泥浆的处理方法有化学处理法、机械处理法和固化处理方法。化学方法处理废泥浆成本低、对环境污染小。通常在废泥浆中加入无机化学处理剂或高分子有机化学处理剂。废泥浆经化学处理后,被分离出的液体达到环保部门要求后,可排入废水管道,固相部分经堆放风干,可就地掩埋或运走。机械处理方法就是在施工场地内设置带脱水机的废泥浆处理装置,在现场进行处理,将泥饼运走,分离液排入废水管道。处理方式有真空式、离心式和加压式等。固化处理方法就是将废泥浆导至地上专用设备,与固化材料混合搅拌成为具有自硬性的泥浆,所使用的固化材料为水泥系粉末固化材料及硅酸钠溶液和木质素磺酸盐等添加剂。

### 3. 人工挖孔桩

对于能够成孔护壁的地基土来说,人工挖孔桩比钻孔桩优越,不仅经济,而且没有泥浆污染,但在人口密集的城区施工时,挖孔抽水会对邻近建筑物产生不良影响,有时会使邻近地面和建筑物产生较大裂缝。在挖孔过程中,原土体的极限平衡状态被破坏,土体中应力会产生重分布,从而对邻近建筑物地基的承载力产生影响。武汉市某住宅楼在挖孔桩施工过程中,由于勘察时未探明其下有一软弱的淤泥层,因此挖至软弱层时,由于淤泥的流动,使邻近建筑物及地面出现大小不等的裂缝。对此,可采用围堰的方法阻止土体移动,还可适当调整成桩顺序,避免靠近原有建筑物的桩孔同时开挖来达到减小其对邻近建筑物的影响的目的。

## 环境对地基基础工程的制约

随着人类进步和社会发展,环境问题成为人类不能忽视的问题,建设活动是人类重要的生产活动。我们知道,建设工程的地基处理和桩基施工可能对周围环境产生一些不良影响,因此,在选择地基处理和桩基工程的施工方案时,不可能只对工程本身的安全负责而不考虑在方案实施过程中对周围环境的影响。从保护环境的角度出发进行地基处理和桩基工程的设计与施工,是今天面临的新课题。

以往在选择地基处理和桩基工程最优设计方案时,总是以经济指标作为衡量标准的。但是由于保护环境的日益重要性,今天必须将经济效益和社会效益综合起来考虑。有时还必须将社会效益放在首要地位。

环境对地基处理和桩基工程的制约作用表现在选择建设工程地基处理和桩基施工方案时,有些对环境可能产生恶劣影响的方案必须首先加以排除而不予以考虑。例如,在建筑物和人口密集的城区,强夯、爆破和打入预制桩一般是不应采用的,因为它们不仅会损坏邻近建筑物或挤土引起地下管线破坏,而且振动,噪音会对居民产生严重的不良影响。又比如,施工现场狭小或难以处理泥浆污染时,则钻孔灌注桩和振动水冲法等不应作为首选方案。再例如在进行灌浆浆材选择时,有毒的丙烯酰胺类浆材通常不应作为首选对象,尽管它有耐久性、易于控制、成本低和施工操作简单等一系列优点。

注意发展能消纳工业废料的<sup>1</sup>地基处理技术,把地基处理和工业废料的消纳结合起来,例如石灰桩法和CFG桩法等<sup>2</sup>都是值得推广的方法,它们不仅造价低,而且对环境的不良影响少,反之,它们还能起到保护环境的作用。注意发展无振动、无噪音,无污染的方法,例如深层搅拌法等。在密集的城区施工时,锚杆静压桩法可作为首先考虑的方法,它不产生振动和噪音,更没有排污。

总而言之,今天在设计<sup>3</sup>与施工过程中,必须首先考虑到振动、噪音和化学污染等对环境的影响,必须注意到环境问题的重要性。

在地基处理和桩基工程施工中应注意保护环境,因地制宜,充分利用废料,最大限度地减小对环境的污染。如何选择最佳经济效益和社会效益的方案是须努力的方向。

## 参考文献

1. 冶金工业部建筑研究总院,《地基处理技术(1)——强力夯实法与振动水冲法》,冶金工业出版社,1989年。
2. 《地基处理手册》编写委员会,《地基处理手册》,中国建筑工业出版社,1988年。
3. 韩选江等,静压生石灰桩的设计和应用,第三届全国地基处理学术讨论会论文集,浙江大学出版社,

1992年。

- 周志道等,建(构)筑物桩基逆作施工新工艺的研究与应用,第三届全国地基处理学术讨论会论文集,浙江大学出版社,1992年。
- 郑继夫等,工程施工钻探废泥浆处理技术,地基处理,1991年6月,vol.2, No.2。

## 第四届全国岩土工程实录交流会征文通知 — 号

自第一、二、三届全国岩土工程实录交流会以来,我国岩土工程取得了很大的进展,涌现出了一大批优秀的岩土工程项目,开展了大量的新技术、新方法的探索和实践。为了更好地总结交流岩土工程技术和经验,推动我国岩土工程的发展,中国建筑学会工程勘察学术委员会和国防机械工业工程勘察科技情报网决定于1997年内适当时间举办第四届全国岩土工程实录交流会,为此特向全国征集岩土工程实录,欢迎大家投稿。凡是未公开出版的实录均可向本届交流会投稿,会前我们将正式出版第四届全国岩土工程实录交流会论文集。现将征稿的有关要求通知如下:

1. 岩土工程实录,着重反映岩土工程的新技术、新方法和新经验(含成功的和失败的岩土工程实录),避免写成技术论文或工程地质勘察总结,内容包括:

(1)扼要地介绍基础资料,如工程性质、场地地质条件、地基岩土的工程特性等等;

(2)重点介绍关键性问题,如岩土工程设计的主要原则与数据、具体评价分析、技术经济对比、方案论证、岩土工程施工的具体措施及经验、现场检验及监测成果、工程效益及经验教训等等。

2. 岩土工程实录正文字数请控制在8000字以内,并附有代表性的必要图件。图件数量要适当,图幅尽可能小(最大不超过B5号图),所有图件应按正式出版要求提供一份底图及不标注文字的透明图;若有照片,照片必须是黑白的,并需提供两套,以供制版用。

3. 文稿要求用16开20×20=400字的小格稿纸书写,文字及图件的字迹、线条要清晰、整洁,标点运用要正确;文稿中使用的外文字母符号要用铅笔在右上角处标明文种(英文或希腊文)、大小写、正斜体;计量单位采用国家法定计量单位;表格统一编号,并加表题名;图件统一编号,加图名;公式统一编号,公式中符号的说明,一个符号占一行,不要连续。

4. 文后若附有参考文献的,应在文中相应处标出其序号,参考文献的著录格式为:

序号 主要责任者,书名或文章名,出版地,出版者,出版年,引用书中的页码。

5. 若有提供大会交流的其它材料(岩土工程实录以外的技术总结或技术鉴定),请自行准备200份。

6. 若在交流时,需要幻灯机、投影仪或照相机的,请来稿时具体说明,以便大会安排。

7. 所有实录(包括图件、照片),要求一式两份,于1996年5月30日以前寄到大会秘书组,并请在邮件上标注:实录会交流资料”字样。

8. 联系人:于晓玲

地址:北京573信箱,邮政编码:100053

电话:(010)3038601-262

电报挂号:北京5739

会议具体时间及地址另行通知。

中国建筑学会工程勘察学术委员会  
国防机械工业工程勘察科技情报网  
一九九五年十一月二十日

# 倾斜基岩上宿舍楼基础的工程处理

金钱锋

(浙江省永嘉县建筑设计所)

徐也平

(浙江大学土木系 杭州 310012)

[摘要] 针对浙江省永嘉县电业局采用震动沉管灌注桩基础,建于 $30^{\circ}\sim 45^{\circ}$ 倾斜工程,进行空间三维有限元水平位移分析,探讨防范水平位移的工程处理。

## 工程概况

永嘉县电业局宿舍楼建筑面积 $1678\text{m}^2$ ,为五层砖混结构。90年10月至91年6月建于县城西南的一洼水塘内。现场地貌:东西向各地质层变化很大,东端人工开采后的新鲜凝灰岩裸露于地表,西端强风化凝灰岩埋深 $21\text{m}$ 左右。基岩面呈 $30^{\circ}\sim 45^{\circ}$ 倾斜,与建筑物纵轴平行,难以规范上所提的常规处理地基基础关系进行工程处理。工程按现实情况和施工条件采用了震动沉管灌注桩。按规范规定穿越淤泥4倍桩径作为布桩间距,单桩承载力 $18.7\text{t}$ (见图1)。

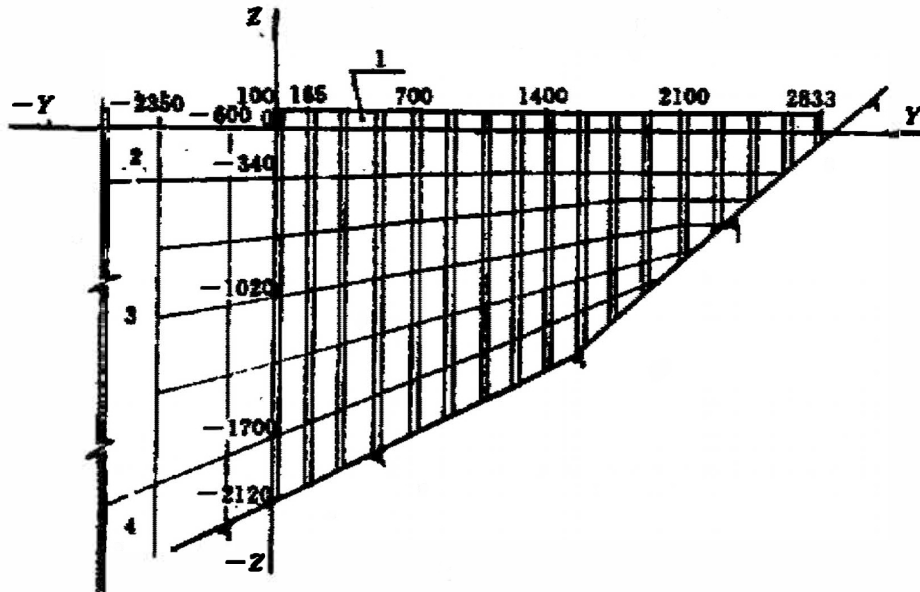


图1 空间三维有限元计算简图

1. 混凝土 2. 塘泥 3. 淤泥 4. 淤泥混碎石

## 建筑物水平位移分析和计算

一般工业与民用建筑容许水平位移值为10mm。该宿舍楼建造于倾斜基面上,水平位移有可能超过此值,我们分析其原因有:

1. 桩基在上部荷载的不断加载过程中,由于不均衡受力或承力不均衡,可能在基岩倾斜坡面产生微小滑移,致使桩顶水平位移。

2. 沉管灌注桩在震动入土过程中,对桩周土体挤密,使淤泥变形产生蠕变。这种蠕变作用影响桩身垂直度,也使桩向压力小的一侧位移。基岩倾斜使这种位移成为可能。

3. 桩基当中,最长桩21m,长细比56;最短桩1m,长细比仅2.7,两者相差悬殊。当桩顶作用长期荷载的情况下,长桩变形显然大于短桩。这种作用结果有使支承于桩顶的建筑物向桩长方向移动的趋势。引起水平位移。

4. 永嘉县地处东南沿海,基本风压达550帕(Pa),最大风向东南,对拟建建筑物而言,显然受到一种水平推力,这种推力,加剧了由于基岩坡度变化,桩长效应显著而产生的水平向位移。

故此我们用SAP5程序进行空间三维块体有限元分析,计算简图见图2。取节点数3121个,划分单元1736个,荷载考虑建筑物竖向荷载和风载。主要物理参数:混凝土、塘泥、淤泥和淤泥混碎石的弹性模量,分别取220、200、150和800MPa,泊桑比分别取0.19、0.18、0.3和0.19。边界条件处理,认为桩基及土体能沿着倾斜坡面水平移动(沿Y轴负方向),在西侧较远处认为水平位移为零。程序计算后,获得水平位移为30~34mm,因此必须进行防范水平位移的工程处理。我们又模拟工程锚固钢筋桩及防滑齿坎进行计算,边条处理在东侧桩基与山坡交点加以水平约束。计算获得水平位移为5.5~9.0mm。

## 工程措施和沉降观测

1. 设计灌注桩震入强风化层不小于500mm,施工采用复打法,在桩尖部位2m范围内扩大桩径,增强桩与基岩的摩擦,保证桩尖混凝土与基岩分界面的水平剪应力,不致土体深层滑动而剪切破坏。

2. 施工采用间隔跳打法,合理安排打桩顺序,减小地基土流变对桩的影响。

3. 以桩顶位移不大于10mm作为控制指标,在基岩出露的基础东侧,设计了每组八根锚固筋的三组锚杆桩,使锚杆桩混凝土墩裸露于地表,不仅可以抵御水平位移,还可做为基础变形的先兆测点。

4. 在建筑西端山墙基础梁端边设置了深2m的阻滑齿坎,以防范建筑物存在的水平位移和纵向转动。

经过以上工程处理(见图2),通过竣工验收,其沉降观测结果是:水平向基本无位移,垂直向东侧沉降1mm,西侧沉降4mm。

## 结论

根据以上分析、计算和工程沉降观测,可以获得:

1. 在倾斜基面上设计桩基础,即使在没有外墙侧压力和不考虑地震水平力作用,建筑物整体水平位移仍有可能超过容许水平位移值10mm,设计者需引起足够的重视。



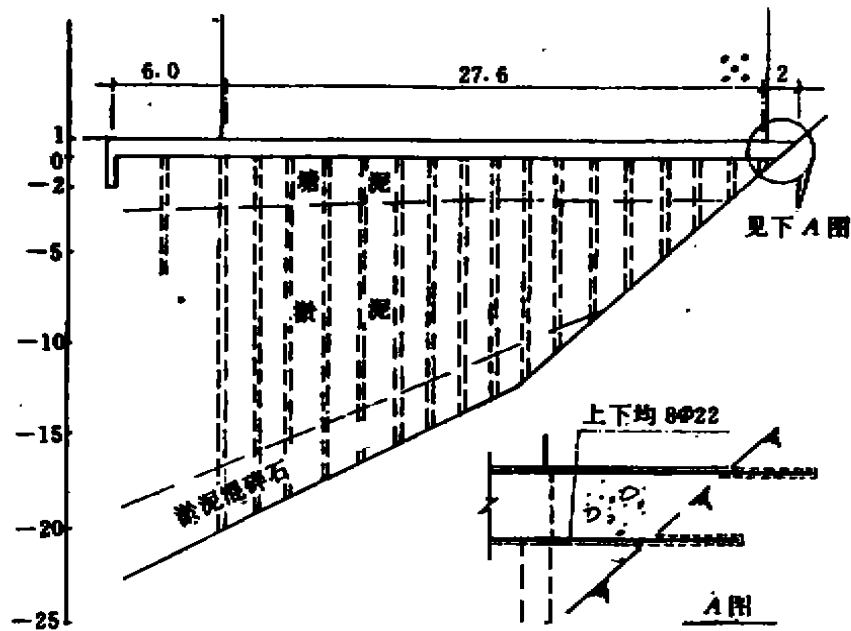


图2 工程处理后纵轴剖面图

2. 从功能处理角度而言,基础长桩部位的桩距应比短桩部位的桩距小,相当的桩数多一些,以减少桩长效应,弥补纵向弯曲所引起的承载力减少。

3. 为防止倾斜基面上建筑物水平位移,工程上采取山坡边基岩钢筋锚固,和在建筑物另一侧设置防滑齿坎等措施,方法可行,效果明显。

## 夯实水泥土桩复合地基研究项目 在北京通过部级技术鉴定

由建设部组织,中国建筑科学研究院主持,中国建筑科学研究院地基所和河北省建筑科学研究院承担的夯实水泥土桩复合地基试验研究项目于1995年12月20日在北京通过技术鉴定。项目经过几年的室内外试验取得以下成果:

1. 夯实水泥土桩避免了现场土性对桩身强度的影响,孔外拌合均匀,密实度大,桩身强度高。三轴试验结果表明破坏时主应力差受围压影响不大,桩体具有传递垂直荷载的能力;

2. 褥垫层是夯实水泥土桩复合地基的重要组成部分,合理选定褥垫层的厚度,可保证桩间土垂直和水平承载能力的发挥;

3. 提出的夯实水泥土桩复合地基承载力的计算方法,可供设计参考。通过室内外试验,取得一批有意义的成果,为水泥土桩设计计算参数的确定提供了依据;

4. 夯实水泥土桩是中等粘结强度的新桩型,适用于地下水位以上的淤泥质土、素填土、杂填土、粉土、粉质粘土等地基加固,处理深度宜为5-10m,进一步充实了复合地基的系列;

5. 研究提出的施工工艺及施工设备能保证夯实水泥土桩施工质量。

该项研究技术已在数百项工程中应用,施工简单,质量容易控制,工期短,造价低廉,经济效益,社会效益和环境效益显著,推广价值很大,本研究成果达到国际先进水平。

(中国建筑科学研究院地基所河北省建筑科学研究院供稿)

# 力特土工网格在土木工程中的应用

阮道红 鹿玉娟

(湖北力特塑料制品有限公司 443000)

**[摘要]** 本文阐述了力特土工网格的工程特性及作用机理,详述了力特土工网格的应用范围,对土工网格在软基处理中的设计原理作了探讨,介绍了力特土工网格在土木工程中的应用概况。

## 前言

高分子合成材料运用到土木工程中是从1957年开始的,在60—70年代土工聚合物发展很快,各种土工布、土工纤维在工程中得到大量应用。土工网格的出现,是土工合成材料发展史上的一个重要的里程碑,该网格是由英国耐特龙(NETLON)公司总裁 Brian Mercer 博士于1955年发明,作为一种全新的工程材料,土工网格在国内外所受到的重视程度远远超过了一般土工合成材料的范畴,在土木工程中首先由英国耐特龙公司于1977年使用,以后在日本、美国、加拿大、香港等国家和地区均有大量使用,具有质轻、寿命长、安装运输方便等多种优异性能,尤以其突出的力学性、水理性、耐腐蚀性而著称;其抗拉强度高、刚度大、韧性好、摩擦系数极高,与土之间的联锁作用强,可弥补岩土材料性质之不足,在铁道工程、水利工程、公路工程等领域被广泛地用于软基处理,堤坝增强,边坡防护等。

湖北力特塑料制品有限公司是中、英、港三方合资合作共同创办的合资企业,全套引进英国耐特龙有限公司先进技术、设备,主要生产三十多个规格品种的土工网格,广泛用于工程领域,92年、93年、94年、95年工程应用量连续四年居全国第一。

## 土工网格生产特点

土工网格是以热塑性树脂为原料,如高密度聚乙烯(HDPE),根据使用条件的不同,再辅以抗老化剂,紫外线吸收剂等材料,经过挤出机在严格温控条件下进行塑化,再挤出至一专用旋转模具,生产出具有特定网孔形状的整体式土工网格的雏形,然后经过牵伸、扩幅定型等工序经收卷即得到整卷的土工网格。全套生产工艺具有技术先进,生产自动化程度高等特点,生产出的土工网格具有幅宽,整体性好及强度高优点。

## 土工网格的工程特性及适用范围

### 1. 工程特性

土工网格种类多,不同结构具有不同的功能,CE系列产品由于网孔结构稳定合理,与土体嵌固锁合效果好,主要用于地基处理;DN/HF系列其结构具有平行的导水沟槽,排水

收稿日期:1995年12月

网格网筋高而粗,能提供连续的高流体容量的导水骨架,形成结构性排水层,常和土工织物联合使用于排水工程,在使用环境中不易发生导水层的扭曲中断和堵塞。土工网格还可用于边坡植草防护,利用草根和网格的相互纠结作用,形成稳定的植被,有效地防止坡面的冲刷,同时还美化了环境,因此,不同功能的土工网格具有不同的特性,具体如下:

(1)网格整体性好,强度高并具有一定的刚度。

土工网格是网状结构,具有多孔性,和土联锁效果好,使网格和土体形成一个有机的整体,充分发挥土体的抗剪强度,与土工织物不同,土工织物完全是靠自身的抗拉强度起加筋作用,其最大弱点是将土体进行了分割,而不能充分利用土体自身的抗剪强度。土工网格由于和填料间良好的锁合作用形成一个稳固的工作平台,类似柔性板,因此,由土工网格形成的复合结构能极有效地传递载荷,使应力快速有效地分散。

(2)寿命长,耐久性能好

土工网格由高分子合成材料制成,具有质轻,耐酸耐碱,不易腐烂等优点,加上科学的配方,因此耐久性好,地下工程中使用,具有永久性寿命,英国质量标准协会认证的质量保证期长达120年,但在野外曝晒条件使用强度有一定衰减,根据国外已有的工程实例,采用CE153土工网格作成的石笼防护结构在户外曝晒条件下,超过15年仍是稳定的。

## 2. 适用范围

(1)土工网格规格见表1

表1

名称	幅宽 $m$	网孔尺寸 $m$	卷长 $m$	抗拉强度 $kN/m$	最大延伸%	1/2最大强度时的延伸率%
CE111	2.5	8×6	30	2.5	41	6.1
CE121	2.5	8×6	30	9.6	20.2	3.2
CE131	2.5	27×27	30	7.0	16.5	3.7
CE131-B	2.0	20×20	30	15		
CE151	2.5	74×74	30	6.2	23.2	4.4
CE151-B	2.0	45×45	30	6.0		
CD152	1.25	74×74	30	6.2	23.2	4.4
CE153	1.0	50×50	30	6.0	23.2	4.4
DN1	2.0	10×10	30			
DN2(发泡)	2.0	10×10	30			
HF10	1.0	6×10	30			
HF20(发泡)	1.0	6×10	30			

(2)土工网格应用范围见表2

表2

工程类别	CE111	CE121	CE131	CE131-B	CE151	CE151-B	CE152	CE153	DN1	HF10
湖岸、水库等坡面防护	✓	✓								
公路路面工程		✓	✓	✓						
软基处理		✓	✓	✓						
海岸防护、石笼					✓	✓	✓	✓		
导流、防波			✓	✓	✓	✓	✓	✓		
排水工程、垃圾场处理									✓	✓
地下管道防护									✓	✓
堤坝增强、劣土整治		✓	✓	✓						
岩类边坡喷锚防护					✓					

## 土工网格与土之间的作用机理

英国等一些国家的大量的工程实例表明,土工网格用于软基处理,具有如下特点:

- (1) 土工网格加筋垫层,可阻止路基填料陷入基底;
- (2) 利用土工网格和垫层的共同作用,可将分层填土的静载与动载均匀分配到较大的范围,减少不均匀沉降;
- (3) 利用土工网格的网状结构,使上下土体产生机械咬合作用,形成一个高强压实体,从而增加土的抗剪强度;
- (4) 土工网格加筋堤坝垫层,可使孔隙水压更快的消散,并可抵抗抽吸作用的发生。

## 土工网格在软基处理过程中的设计原理

土工网格用于软基处理,关键在于软基上垫层结构的形式及垫层厚度的确定,根据软基情况的不同可采用一层或多层土工网格来处理。目前国内尚无标准可依,一般参考英国耐特龙有限公司的《垫层设计原理》设计经验公式来确定。

$$\log N = \frac{h \text{CBR}^{0.43}}{190} \quad h = 190 \times \log N / \text{CBR}^{0.43}$$

式中  $N$ ——施工时机械运土 80kN 标准轴载通过次数;

$h$ ——垫层厚度(mm)

$\text{CBR}$ ——路基基底软层土壤强度(1%的  $\text{CBR}$  相当于  $C_u = 25\text{kN/m}^2$ ) 上式求得的垫层厚度  $h$  是由一层土工网格组成的土工网格加筋垫层厚度。

软土层土壤强度选用参考值表 3

表 3

坚固性	CBR	未排水固结时的抗剪强度	说明
非常软弱	1%及以下	$C_u = 25\text{kN/m}^2$ 及以下	紧握手中从手指间挤出
软 弱	1—2%	$C_u = 25—50\text{kN/m}^2$	用手指挤压容易松散
中 密	2—4%	$C_u = 50—100\text{kN/m}^2$	用手指使劲压能够松散
致 密	4—8%	$C_u = 100—200\text{kN/m}^2$	用指压不能散,但用拇指可留下凹印

除水平铺设土工网格用于处理软基外,还可采用网裹碎石桩结构,用以提高承载力,并达到控制沉降的目的。采用 CE131 土工网格卷成直径约 300mm 圆筒,内垫一层细孔网后回填碎石及砂,沉入淤泥内,这样水平铺设土工网格与网裹碎石桩有效结合起来使用(见图 1)使网裹碎石桩既可防止淤泥进入桩身,又具有良好排水性能及竖向承载力。原设计预计施工后 180 天固结度达到 90%,而实际观测表明,140 天固结度即达到 90%,比原计算提前 22%。

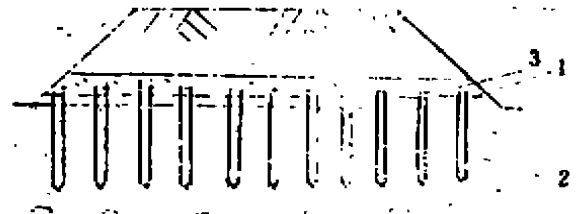


图 1 (1)CE131 土工格栅  
(2)网裹碎石桩  
(3)水平垫层

该项目是交通部“八五”攻关项目,《土工网格在软土地基处理中的应用研究》课题研究由长沙交通学院主持,并已提出一套垫层设计和沉降计算的相关公式,该项目已通过交通部鉴定。

## 力特土工网格应用实例

我国某港口粉细砂软基处理,要求建成国际集装箱堆场,设计荷载  $150\text{kPa}$ ,地基上部为  $2-4\text{m}$  以吹填砂,下部为  $2\text{m}$  左右淤泥土,再以下为粉细砂和淤泥质粘土交替层,采用水平铺设两层 CE131 土工网格处理,两层网格之间的间距为  $15-20\text{cm}$ ,回填料为山皮石(图 2),再配合质量为  $10\text{t}$  的振动式压路机静压 2 遍,振压 4 遍,则实测承载力可达  $246-247\text{kPa}$ ,实密度提高到  $18.3-18.7\text{kN/m}^3$ ,而未铺土工网格时  $8-10\text{t}$  压路机无法进入场地施工。图片(3)、(4)

表 4

	集装箱堆场	场内道路	不加网格强夯
设计值	150kPa	150kPa	150kPa
实测值	246kPa	247kPa	172,155kPa
容重	$18.7\text{kN/m}^3$	$18.6\text{kN/m}^3$	$18.3\text{kN/m}^3$

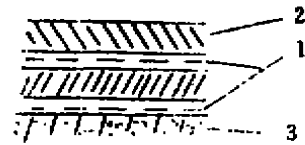


图 2 CE131 网格

(1)CE131 土工网格 (2)山皮石 (3)吹填砂

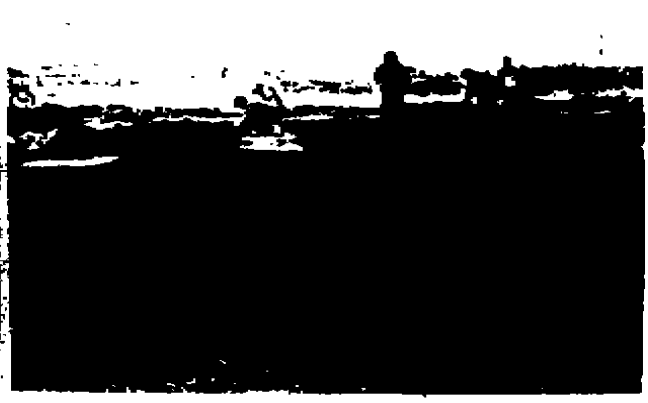


图 3 未铺土工网格,压路机陷入吹填砂中 图 4 集装箱堆场施工(二层土工网格结构)

此外,力特土工网格在南(宁)—昆(明)铁路中用于膨胀土加筋路堤处理;在 107 国道扩建工程中用于湖区软基处理;在 320 高等级公路(昆明—上海)湖南株洲段用于极软地基处理;在京九铁路武穴段用于边坡植草防护;在三峡工程风化岩高边坡上用于喷锚防护;在深圳采用方形石笼用于海岸防护,并在珠海机场地基处理中用于排水工程。目前,力特公司正和有关大专院校、科研设计单位合作,对土工网格设计应用机理作进一步深入的研究。以使土工网格新技术在更多的国家重点工程得到广泛应用。

一题一议

## 沉降浅议

龚晓南 (浙江大学土木工程学系 310027)

工程师们常说沉降难以正确估计。确实,正确预估沉降很难。地基土层土性离散,所提供参数的可靠性,计算理论欠完善等均影响正确预估沉降,客观原因很多。这里不准备讨论这些客观原因带来的影响。在主观上没有把握你所要预估的沉降量和你实际计算得到的沉降量是否同一含义,也是产生沉降难以正确估计的原因。

教科书上介绍,在荷载作用下,地基沉降可以分为三部分,瞬时沉降、固结沉降和次固结沉降。这对于沉降机理分析是很清楚的,对各类沉降计算也是可行的,三项叠加后可得到总沉降。工程师们在设计中往往要回答工后沉降是多少,而且是在一定时间内的工后沉降。于是,构筑物的沉降又可分为施工期沉降、工后沉降两部分。工后沉降又往往分为竣工后一定时间内的沉降和竣工后一定时间后的沉降。前者业主较关心,后者很少有人注意。施工期沉降和工后沉降之和是否等于瞬时沉降、固结沉降和次固结沉降三者之和呢?看来也不一定,需要满足一定的条件。

对深厚软粘土地基上构筑物的沉降预估更为困难。在时间上区分瞬时沉降、固结沉降和次固结沉降是很困难的。瞬时沉降和固结沉降、固结沉降和次固结沉降往往重叠在一起。施工期沉降和工后沉降各占多少,不仅与施工期长短有关,而且与地基土层的渗透性有关。对这些问题缺乏具体工程具体分析,正确预估工后沉降是困难的。

如何正确预估深层搅拌桩复合地基工后沉降?人们都很关心。不少报道(不是全部)均言实际沉降小于计算沉降。这里的实际沉降多数是指竣工后一定时间内的工后沉降,计算沉降往往是指固结沉降、或由固结沉降量修正后的包括瞬时沉降、固结沉降和次固结的总沉降量。两者含义不同,两者数值相差较多也是正常的。天然地基两者设置了水泥土桩,形成复合地基。在荷载作用下,复合地基和天然地基中的应力场分布相差颇大:由于加固区存在,浅层地基中的高应力区应力水平降低、扩大、下移。由于水泥土渗透性比天然地基土更小,高应力区下移,深层搅拌桩复合地基固结沉降量不仅减小,而且固结历时延长。对于渗透性很差的地基(无水平砂层的软粘土地基),水泥土桩复合地基固结完成时间很长,其深部土层中超孔隙水压力也许长期不会消散。通常人们设计中,加固区压缩量约取  $S_1=30\text{mm}$ ,下卧层上层压缩量取  $S_2=90\sim 150\text{mm}$ 。在计算  $S_2$  时,所用参数是压缩试验(排水固结条件)提供的参数,是固结完成的压缩量。上述分析我想可以解释为何发生计算沉降量大于实际沉降的情况。若下卧层上层中有水平砂层,或土体渗透系数大,计算沉降和实际沉降会接近一些。

沉降难以正确估计的影响因素很多,正确理解各种沉降的正确含义是很重要的,可以说是前提条件。

一题一议

## 小议静载荷试验的应用

陈如连 (浙江城建勘测工程公司 杭州 310006)

在岩土工程中,设有测试元件的静载荷试验对解决工程设计中所需参数,分析相关关系,提高认识等都是十分重要的。但是在应用这些成果时,要结合工程的具体条件。如,基本的 $Q$ (或其它强度) $\sim S$ 关系,试验情况与建筑物的实际情况一般有较大的区别。

桩的承载力安全系数一般用2,按试验时 $Q\sim S$ 关系 $R_k=Q_u/2$ 所对应的沉降仅数毫米,与极限承载力对应的 $S_u=20\sim 60\text{mm}$ 要小得多,因而某些研究者提出:桩侧极限承载力的安全系数要小于2,桩端极限承载力的安全系数为3~5。这个结论在试验的条件下是正确的,用在相应的建筑工程中,当建(构)筑物的沉降量大于 $S_u$ ,说明两者均能发挥其极限值,似乎没有必要将桩端的安全系数用那么大?

在复合地基中也包括桩台共同作用,为了充分发挥桩间土的作用,也应考虑静载荷试验极限值对应的沉降,与应用在工程中建(构)筑物沉降之间的关系条件相同时后者大于前者,两者均能充分发挥作用,无需再采用其它措施。

## 铁道部武汉工程机械研究所通讯

铁道部武汉工程机械研究所生产的粉喷桩机,由以往的14.5m,18m。现已发展为生产20m,25m。并在一九九五年通过了铁道部部级鉴定,在鉴定会上,专家们一致认为:20m粉喷桩机填补了国内空白,属国内首创,机械性能达到了设计要求,应该扩大生产,为施工提供最优质和先进的机械,使施工质量向更高层次发展。

通过鉴定的粉喷桩机,不仅使加固深度增加了,而且使扭矩增大了一倍,并且改善了传动系统,使其传动平稳、噪声小,整机性能得到了很大的提高,为粉体喷射搅拌法施工带来了更广阔的前景。

彭文 1996年元月16日

# 砂土地基中桩身抗拉和抗压承载力\*

Anthony De Nicola      Mark F. Randolph

**[摘要]** 对于多数地基土,常常假定桩在拉压荷载作用下桩身承载力相同。然而大量实验证明砂土中拉力或上拔力荷载作用下的桩身承载力明显低于压力作用下的桩。本文介绍了参数研究成果,以探讨关于这种差异的理论基础。研究结果表明抗拉承载力较低的主要原因是由于泊松比的影响,桩身抗拉与抗压承载力之比可以用桩的单位压缩量及细长比的函数表示。提出了设计建议,并用高质量的现场实验予以证实。

## 引言

有关桩在拉力(或称上拔力)荷载作用下与压力作用下其桩身承载力相对值的比较已有相当多的论述。细粒土中,可假定荷载作用时不排水,拉力和压力作用下其桩身承载力通常认为一致。但对于无粘性土或自由排水的土,近年来已习惯假定拉力作用下的桩身承载力要低于压力作用下的桩身承载力。例如在 Beringen 等论述砂土中打入桩的设计方法中,桩身抗拉与抗压承载力比变化在 0.65~0.76,平均值约为 0.7。

采用桩身抗拉承载力低于抗压承载力的证实主要来自 1960~70 年代所做的现场载荷试验。压载试验中桩身处理量测元件以区分桩侧和桩端承载力。然而,由于温度效应和安装期间残余应力体系重新分布引起的零值补偿变化,而使量测资料整理复杂化。许多情况下,量测仪器仅在桩埋置后重新归零,因而忽略了固留于桩土体系中的残余应力,就象 Holloway(1978)等所指出的,这将会导致低估桩承载力中的端承分量和高估桩身承载力分量。这就是“观察”到的压力荷载下桩身承载力高于拉力荷载下桩身承载力的根源。

Holloway 等(1978)建议压载试验后立即进行抗拔试验能较好地估算桩设置后所产生的残余应力真值。实质上,所建议的方法建立在桩身承载力拉力和压力相等这一假设上的。利用该假设,随后对桩载荷试验数据重新整理,如 Coyle 和 Castello(1981),得出同一估算桩身摩擦力的设计方法,而不管施力的方向。因而美国石油学会(API)RP2A(1987)准则建议打入砂土中桩身摩擦力  $\tau_s$  的设计方法如下:

$$\tau_s = K\sigma'_v \tan \delta \quad (1)$$

式中:  $\sigma'_v$  —— 原位垂直有效应力;

$\delta$  —— 桩土界面适宜处的内摩擦角(是土类及密度的函数);

$K$  —— 土压力系数。对于拉、压荷载下产生部分位移的桩取 0.8。

在很大程度上,有关两种类型荷载作用下桩身阻力的讨论对于预测打入砂土中承载力的普遍不确定性是次要问题(Lacasse 和 Goulois 1989)。这种观点反映在最近的文献中(Olson 1990; Toolan 等 1990; Kraft 1990),他们在确定桩身承载力时对拉力和压力不做区分,认为现有的桩载荷试验基本数据不足以达到这样精确的水平。

然而,如果要使打入砂质土中桩的设计方法不断改进以超过现有的经验方法,那么探索抗拉和抗压桩

\* “Tensile and Compressive shaft Capacity of Piles in Sand”载于美国土木工程师学会出版的《Journal of Geotechnical Engineering》Vol. 119, No. 12, Dec. 1993 全文由姜荣祥(机械工业部第四设计研究院)译,高广运校



身承载力差异的理论基础是十分重要的,有关这种差异的内在机理包括如下:

1. 桩身的膨胀和收缩引起泊松比变化,导致桩周土径向有效应力场的变化。
2. 土中平均应力水平在压力作用下趋向增大,在拉力作用下趋向减小,而造成总应力场上的差别。
3. 主应力方向的旋转导致平均有效应力变化。主应力旋转角度随力作用方向的变化程度取决于沿桩体的残余应力场。

以上三个机理中的最后一项在现场测试中已经注意到(Lehane 等 1993)。然而由于缺少先进的土工模型则难以从理论上验证主应力旋转的影响。相反,前两项机理则可以利用相对简单的土质模型予以查明。

本文主要探讨有关砂土中桩身抗拉和抗压承载力差异的理论基础,采用了简单的完全弹塑性土质模型,该模型在土体和桩土界面处遵循 Mohr-Coulomb 破坏准则,以便集中研究上述前两项机理。通过对桩的零值模拟泊松比的单独分析,有可能区别出机理 1 和机理 2 的贡献。提出了设计建议,给出了随桩的长径比和刚度比的变化桩身抗拉和抗压承载力间的理论比值。通过与有限的现场资料比较表明其结果合理一致。需要声明的是,根据对桩组装完毕时的残余应力评估,现场数据可供一系列解释。

## 参数研究

### (一) 桩土详述

图 1 所示为参数研究中采用的桩几何尺寸和土质详情。桩系径厚比  $d/t=20$  的模拟钢管桩,其有效杨氏模量等同于  $E_p=20\text{GPa}$  的实心桩。桩泊松比除专门进行分析时为零外,其它均取 0.3。桩径和桩长变化范围如图所示。

土体被模拟为完全弹塑性材料,其 Mohr-Coulomb 强度指标  $C'=0, \varphi=35^\circ$ 。沿桩体桩土界面的 Mohr-Coulomb 强度指标为  $C'=0, \delta=30^\circ$ ,且桩端处拉力为零。土中原位有效应力取为线形变化,并具有同一值  $K_0$ (静止土压力系数),其变化范围为 0.5~2。为简单起见,设土剪切模量随深度呈线形变化,模量变化梯度  $dG/dZ=1\sim 5\text{MPa/m}$ 。尽管剪切模量随深度变化表示为平方根形式更为合适,但使用简单的线形变化形式所得出的结果也能充分表明桩土刚度比( $E_p/E_{avg}$ )的影响

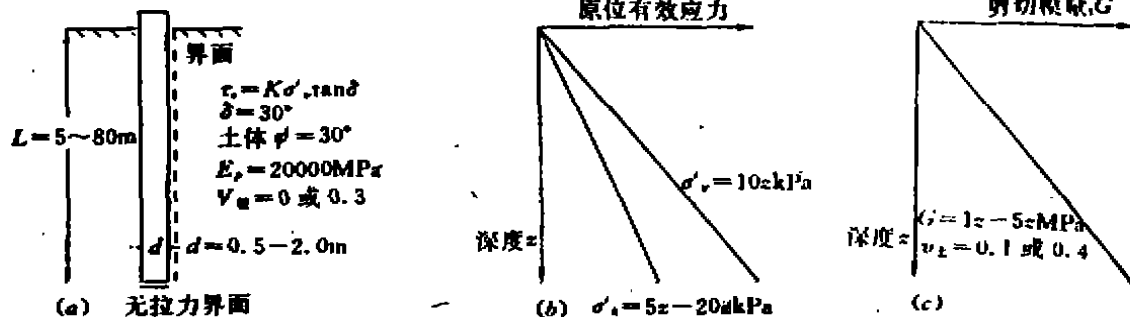


图 1 参数研究所用桩几何尺寸和土质指标

原位应力和土质模量变化在线性范围内这一假设,可将那些可能影响计算抗拉和抗压桩身承载力比的主要参数综合为无量纲比值,由下式给出:

$$\frac{Q_c}{Q_t} = f(\nu_p, \frac{L}{d}, \frac{E_p}{G_{avg}}, \frac{G}{\tau_c}, \nu_s) \quad (2)$$

式中:  $\nu_p, \nu_s$ ——分别为桩和土的泊松比;

$\tau_c$ ——某一深度“理想”桩身摩擦力,由(1)式给出,取  $K$  等于  $K_0$ 。

注意由于  $G$  和  $\tau_c$  随深度成线形变化,它们的比值随深度将保持不变。本文中有关(2)式中无量纲比值范围由表 1 给出。

无量纲比值范围

表 1

参数 (1)	范围 (2)
$L/d$	10~80
$E_p/G_{max}$	25~33,000
$G/\tau_c$	350~1,730
$\nu_p$	0.0~0.3
$\nu_s$	0.1~0.4

### (二)数值分析

本文提出的数值分析方法系采用有限差值程序 FLAC(3.01 版)(1991)

### (三)网格建立

程序模拟过程包括如下步骤:

1. 编制一种模拟桩土相互作用的网格。
2. 原位应力初始化和定义边界条件。
3. 把重力施加于模型并建立平衡。
4. 使桩在拉力或压力作用下产生桩体破坏。

为明确起见,压力或拉力作用下的破坏点被定义为形成步骤 1 的桩土界面发生完全滑动的点。

图 2 所示为  $L=80\text{m}$ 、 $d=2\text{m}$  尺寸的桩所制成的典型轴对称网格,网格的垂直边界被限制在 X 方向,较低的水平边界被固定于 Y 方向。网格宽度——代表周围土——约为 30 倍的桩径宽;桩端下地基上深度保持在  $L/2$  以使边界面的影响减少到最小程度。

网格水平向细分按照能够精确合理地描述接近桩体变形机理的形式,桩上垂直网格加以改进以便能够计算端部外力和总外力(后面详述)。在网格编制的所有阶段,应确保单元体的长宽比小于 7。

## 范例结果

本节研究桩尺寸  $L=80\text{m}$ 、 $d=2\text{m}$  且  $G=3\text{MPa}$  时典型 FLAC 实现的不同方面。

### (一)荷载—位移曲线

图 3 所示为桩的拉力和压力作用下加荷至破坏时的荷载—位移曲线,曲线终点在桩身受分量达到平稳阶段,尽管曲线仍表现为上升,但图示特性曲线末端呈现明显陡降。

图 3 所示总响应曲线,都是通过桩最上边单元的已知应力状态与施加总外力间的简单运算规则计算出的。这种算法的局限性在对总外力的估算轻微偏低,这是由于最上边单元的上半部被忽略的缘故。将同样的算法规则应用于计算基底压力,但计算结果与总外力相反,基底反力估算得稍微偏高。由于这种算法的局限

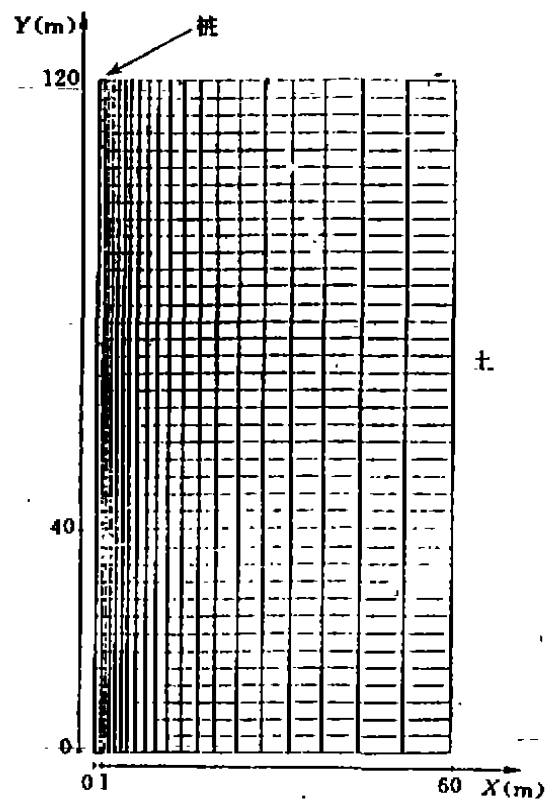


图 2 FLAC 使用的数值分析网

性,所以桩的端部单元体长度应尽可能小。

桩身响应曲线是从总外力响应中扣除基底响应而计算得出,因而包含了两次误差。但是这种情况对桩身抗拉和抗压承载力比几乎没有影响,使得这种计算方法足以适合这一研究。

压力荷载下,随着桩位移的增大,曲线表明总响应与桩身响应间有一连续偏差。拉力分析结果与之相同,但偏差比定义的要小。本例桩身抗拉和抗压承载力比为0.65,该值接近后面将要介绍的比值中的下限。

(二)加载对径向应力影响

图4为径向应力与桩顶位移变化关系图,该图显示桩壁外0.34m处三个不同深度的计算结果。从此图可以看出径向应力发生急剧上升,这与每一深度处局部界面开始滑动相吻合。还不清楚导致径向应力变化率的增长是什么样的过程,但所有分析结果都很一致,且表明与数值计算的不稳定性无关。

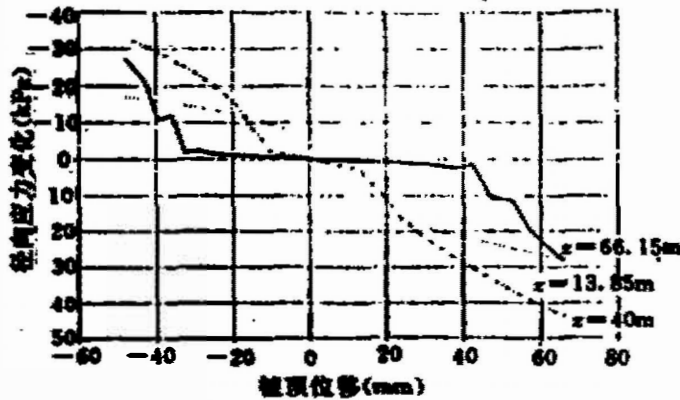


图4 毗邻桩的径向应力随位移的变化

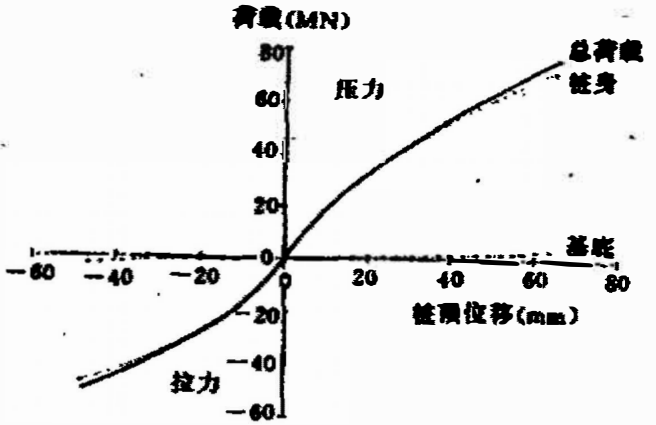


图5  $L/D=10; E_p/E_s=167; K_0=0.5$  时的荷载一位移响应曲线

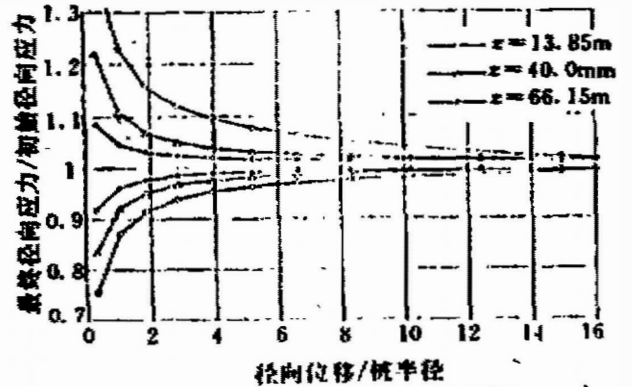


FIG. 5. Radial Variation of Normal Stresses at Shell Failure

图5 桩体破坏时的径向应力的径向变化

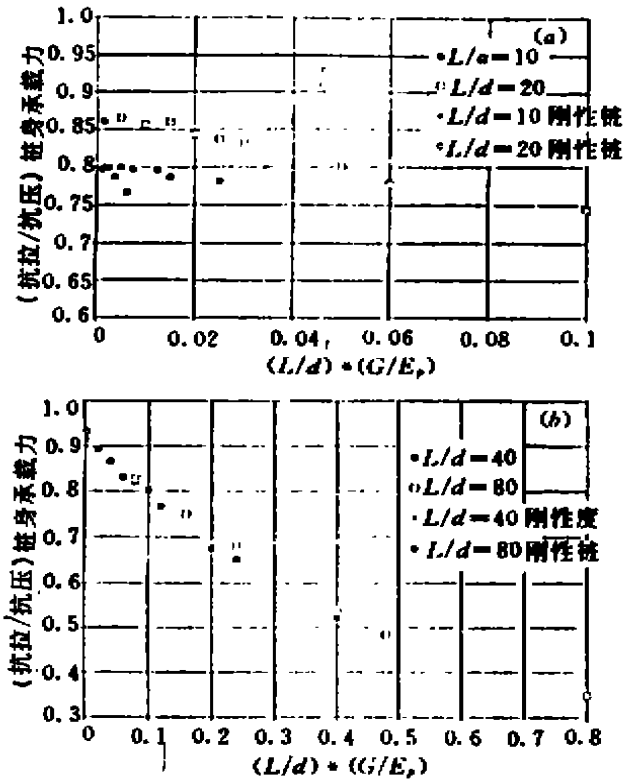
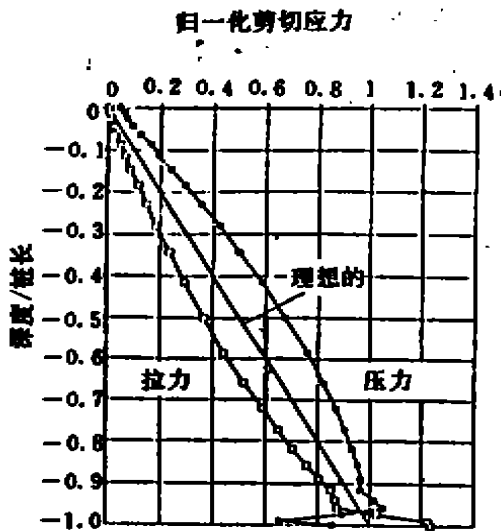
如后所述,荷载作用下引起的径向应力变化与剪切模量及该深度处桩的轴向力成比例。图4结果表明最大变化发生于中间深度处,该处剪切模量和轴向力有最大值。最大值的准确位置取决于剪切模量和桩身摩擦力(因此也是轴向荷载)的详细分布。

拉力作用下,径向应力的增长当接近破坏时趋向平缓,这是因为施加的总外力在破坏时达到一固定值。另一方面,压力作用下一旦沿桩身发生破坏,由于附加荷载由桩端承担,所以桩荷载仍持续增长。这就是接近破坏时径向应力急剧上升的原因。

图5为三个不同深度处由加载引起径向应力改变的归一化关系图,从图示结果可观察到最显著的现象是,压力作用下极限径向应力与初始应力之比始终大于1,拉力作用下总小于1,这与理论预测相一致。

(三)界面剪切应力随深度的变化

图6为归一化界面剪切应力与拉压加载时的比较,桩身摩擦力已由  $Z=L$  深度处的“理想”值归一化(见(1)式,取  $K=K_0$ )。沿桩长的绝大部分范围内,压力作用下发挥出的剪切应力大于拉力作用下产生的剪切应力。但靠近桩底,由于端部和桩底周围应力场的影响,曲线反而是抗压摩擦力减小,抗拉摩擦力增大。



6 拉力和压力作用下桩身破坏时的径向应力剖面 图7 拉压承载力比与桩长径比和刚度比间的函数关系  
(a)细长桩 (b)粗短桩短粗桩

### 桩身承载力比

本节提出了以计算出的桩身抗拉与抗压承载力比表示的参数研究成果。实际桩土参数的范围如图1所示,相应的无量纲比值列于表1。结果发现承载力比  $Q_t/Q_c$  主要为长径比  $L/d$ ,刚度比  $E_p/G_{avg}$  (这里  $G_{avg}$  为深度范围  $0 < Z < L$  内的平均剪切模量)及桩泊松比  $\nu_p$  的函数。通过将承载力比作为  $(L/d)(G_{avg}/E_p)$  的复合函数绘于图上可获得其明显趋势。该成果与后面介绍的分析结果相一致。为方便起见,以后讨论时将  $(L/d) \cdot (G_{avg}/E_p)$  称为“桩压缩系数”,应当注意的是这个词已在桩长径比和刚度比其它组合形式中使用过。因而,Randolph 和 Wroth 针对轴向受力桩的弹性解引入  $\mu L$  分量[此分量表明等价于 Murff 引进的  $\sigma_0$  参数(1980)],该量值与  $(L/d)^2(G_{avg}/E_p)$  成正比。

#### (一)主要结果

研究主要基于一系列桩基参数;  $E_p = 20 \times 10^4 \text{MPa}$ ;  $\nu_p = 0.3$ ,和土参数;  $\nu_s = 0.333$ ;  $K_{II} = 0.5$ 。取不同尺寸的桩进行分析以涵盖比值  $L/d$  和  $E_p/G_{avg}$  的范围。另外,为获得不易压缩性桩的承载力比的渐近值,对完全刚性桩进行了分析。

图7(a)显示了桩  $L/d$  比值取10和20的分析结果,由该图可明确看出有两条分离曲线,细长桩的计算结果分布在粗短桩之上。对于刚性桩其承载力比具有最大值,并且承载力比有随桩的压缩性增大而减小的趋势。 $L/d=10$ 的计算结果有些离散,这主要归因于桩身抗拉和抗压承载力计算中的循环误差。

图7(b)表示  $L/d$  比值为40和80的类似分析结果,同样对于刚性桩,其承载力比又出现了最大值,且桩身承载力随桩压缩性的变化的线型较佳。

表2列出了不同长径比的刚性桩所达到的界限值。第二栏给出了桩的刚度与桩杨氏模量取  $20 \times 10^4 \text{MPa}$  的标准刚度之比;第四栏为取  $\nu_p = 0$  和普通桩基模量进行试验的结果(后面讨论)。如果桩与土的刚

度比变得太大将会影响数值分析的可靠性。因而桩的最大模量被限制为  $2 \times 10^6 \text{MPa}$  (普通值的 100 倍)。即使如此,对于真正不易压缩性桩来说承载力比所示的  $L/d=80$  应视为下限。

刚性桩和  $\nu_p=0$  情况下承载力比

表 2

$L/d$ (1)	$(E_p)$ 刚性/ $(E_p)$ 普通 (2)	$Q_t/Q_c$ (刚性桩) (3)	$Q_t/Q_c$ ( $\nu_p=0$ ) (4)
10	10	0.80	0.81
20	10	0.86	0.88
40	50	0.91	0.93
80	100	0.93	0.98

### (二) 网格划分精度

大多数分析中,网格的单元体密度随  $L/d$  比值而变化。因此有必要研究网格划分是否影响计算结果。对  $L/d=80$  的例子进行了七次分析,使用了能够包容网格密度有关范围的两种不同网格,分析结果表明所用网格已足够精细,再进一步细分对计算结果没影响。

### (三) $K_0$ 与 $\nu_p$ 的变化效应

图 8 所示为静止侧向土压力系数( $K_0$ )变化在 0.5~2 之间所进行的分析结果,从图中可以看出:尽管那些  $K_0=2$  和桩压缩系数较高的有些例外,其它结果差别并不大。由于一般(结果)偏差较小,有充分理由得出结论:桩身抗拉和抗压承载力比基本不受  $K_0$  变化的影响,因而对比值  $\tau_c/G$  不敏感(其它比值保持不变)。

对于土泊松比变化在 0.1~0.4 之间也进行了大量试验,结果表明桩身抗拉和抗压承载力比没有变化。

### (四) 桩泊松比的零值效应

图 7 和图 8 中结果一个有趣的特征是随着桩压缩系数减小到 0,承载力比接近小于 1 的渐近值,且随桩的长径比而变化。分析认为这种效应可能与土体中产生的平均应力变化有联系。(参照引言中机理 2),而与桩泊松比的膨胀和收缩无关。

为探究这种假设,将桩泊松比人为设定为零值进行了一系列试验。图 9 表示该研究结果,表明:①  $\nu_p=0$  与  $\nu_p=0.3$  的结果有偏差;②  $\nu_p=0$  情况下的承载力比似乎与桩的压缩系数无关。后者观察结果尤其重要。

取  $\nu_p=0$ ,对长径比的变化进行类似分析,其结果如图 10 所示。由于所研究机理与  $G/E_p$  无关,图中水平轴已变为  $L/d$ 。图中也表明了不可压缩桩的渐近结果(见表 2)。除最细的桩( $L/d=80$ )以外(该桩的刚度不足以真正反映不易压缩性),两组试验结果非常接近。这表明仅有桩的轴向压缩机理(没有相应的泊松比膨胀)则对桩身抗拉和抗压承载力的差别不起作用。

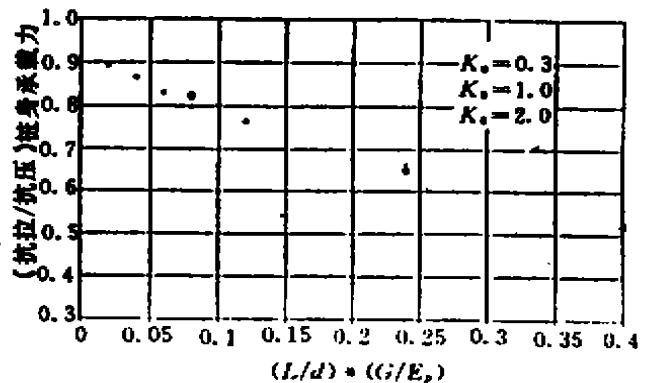
表 2 和图 10 中结果可近似为一解析表达式:

$$\left(\frac{Q_t}{Q_c}\right)_{\nu_p=0} \approx 1 - 0.2 \log_{10} \left[ \frac{100}{L/d} \right] \quad (3)$$

$L/d > 100$  时承载力比为 1。这个关系式已在图 10 中绘出,并接近  $\nu_p=0$  的结果。对于“刚性”桩承载力比结果稍微偏低,但这或许反映了由于桩的有限的压缩性而使其膨胀和收缩量较小。

## 理论成果

上述数值分析结果表明了桩身抗拉与抗压承载力的两种不同机理。由力的受力方向引起的土中平均

图 8 原位  $K_0$  对拉压承载比的影响

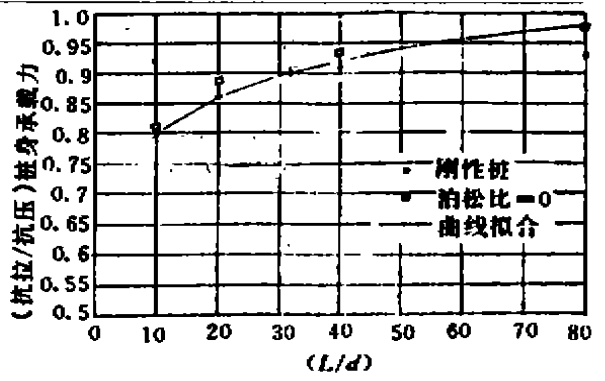
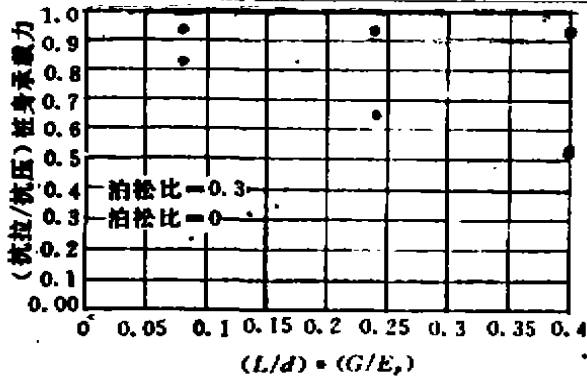


图9 零值泊松比对拉压承载力比的影响(L/d=40) 图10 完全刚性桩或ν<sub>p</sub>=0情况下的极限承载力比

应力的变化效应可能与桩身泊松比的膨胀和收缩无关系,本节对泊松比的膨胀效应推导了一个理论解,并介绍了与数值结果的比较。

(一)理论解的推导

提出的理论解仅根据由于泊松比的影响造成桩收缩与膨胀的机理,而忽略了诸如引言中所指的机理2和3。求解的基础是考虑桩径改变所引起的径向应力变化。根据 Fleming 等人(1992),局部桩身摩擦力引起的变化则为

$$\Delta\tau = 2G\nu_p \frac{P}{(AE)_p} \tan\delta \tag{4}$$

式中:

$(AE)_p$  = 桩的横断面刚度(等于  $E_p \pi d^2 / 4$ );

$P$  = 桩上某一特定深度处的轴向荷载。整理此方程式,使轴向力与端承压力  $\Delta q$  和桩身摩擦力  $\tau_0 + \Delta\tau$  相联系,得出

$$\frac{P}{(\pi d^2 / 4)} = \frac{E_p}{2\nu_p \tan\delta} \frac{\Delta\tau}{G} = \Delta q + \frac{4}{d} \int_z^L (\tau_0 + \Delta\tau) dz \tag{5}$$

对方程式求导得:

$$\frac{d(\Delta\tau)}{dz} + G \left[ \frac{d}{dz} \left( \frac{1}{G} \right) + \frac{8\nu_p \tan\delta}{dE_p} \right] \Delta\tau = - \frac{8\nu_p \tan\delta}{dE_p} \tau_0 G \tag{6}$$

对于  $\tau_0$  和  $G$  简单分布情况,此方程式可以分析求解;特别是如果  $\tau_0 = tz^a$ ,  $G = mz^a$  (这里  $0 < a \leq 1$ ),方程式变为:

$$\frac{d(\Delta\tau)}{dz} + \left( -\frac{a}{z} + \frac{8\nu_p \tan\delta}{dE_p} mz^a \right) \Delta\tau = - \frac{8\nu_p \tan\delta}{dE_p} tmz^{a+1} \tag{7}$$

所需的边界条件为  $z=L$ , 其中:

$$\Delta\tau(L) = \frac{2\nu_p \tan\delta}{E_p} mL^a \Delta q \tag{8}$$

$\Delta\tau$  的通解则为:

$$\tau = (\tau_0)_L Z^\alpha \left[ 1 + 2\eta(\alpha+1) \frac{d}{L} \frac{\Delta q}{(\tau_0)_L} \right] \exp\{8\eta(1-Z^\alpha)\} Z^{-\alpha} \tag{9}$$

式中:  $Z = z/L$ ;  $\eta = \nu_p \tan\delta (L/d) (G_{avg}/E_p)$ ,  $G_{avg}$  系桩埋置深度范围内的平均剪切模量;  $(\tau_0)_L$  为  $z=L$  处的“理想”桩身摩擦力。

根据此方程式,桩身承载力的变化与理想桩身承载力之比可由一积分形式得到:

$$\frac{\Delta Q}{Q_0} = \frac{\int_0^L \Delta\tau dz}{\int_0^L \tau_0 dz} \tag{10}$$

求解此积分式得

$$\frac{\Delta Q}{Q_0} = \frac{1}{8\eta} \left[ 1 + 2\eta(\alpha+1) \frac{d}{L} \frac{\Delta q}{(\tau_0)_L} \right] (e^{8\eta} - 1) - 1 \tag{11}$$

桩体完全破坏阶段所发挥的  $\Delta q$  值可根据 Boussinesq 解估算,其中端承应力变化由下式给出:

$$\Delta q = \frac{8G_b}{\pi(1-\nu)} \frac{w_b}{d} \quad (12)$$

式中:下标  $b$  指在桩端条件,  $w_b$  为桩底位移。

由于破坏状态下,桩土界面的最后滑动部位于桩端,因此可假定  $\Delta r$  比附近桩端处的  $r_0$  小,则桩身破坏时的基底位移可写作下式:(Randolph 和 Wroth, 1978)。

$$w_b = w_{\text{滑动}} \approx \frac{2(\tau_0)_r d}{G_b} \quad (13)$$

式中:  $w_{\text{滑动}}$  = 产生局部滑动处的位移。将此式代入(11),得桩身承载力变化的最终表达式为:

$$\frac{\Delta Q}{Q_0} = \frac{1}{8\eta} \left[ 1 + \frac{32\eta(\alpha+1)d}{\pi(1-\nu)L} \right] (e^{8\eta} - 1) - 1 \quad (14)$$

拉力荷载下,端承应力的变化可忽略,从而式(14)中右边第1个括号项将为1。

最终桩身抗拉与抗压承载力的理论比值可按式计算:

$$\frac{Q_t}{Q_c} = \frac{1 - \Delta Q/Q_0}{1 + \Delta Q/Q_0} \quad (15)$$

对于相对刚性桩,  $8\eta$  值将会很小,桩身承载力的变化  $\Delta Q/Q_0$  也不大。因而可将(14)式中的指数项展开,并忽略桩端应力变化的较小影响,从而得出桩身承载力变化的一近似表达式为:

$$\Delta Q/Q_0 \approx 4\eta \quad (16)$$

式中  $\eta^2$  阶项已忽略。所得承载力比为:

$$Q_t/Q_c \approx 1 - 8\eta + 0(\eta^2) \quad (17)$$

这个表达式为数值结果,其定义  $(L/d)(G_{\text{avg}}/E_p)$  为“桩压缩性”的函数的绘图提供了根据。然而,与桩压缩性间的这个线性关系严格来说仅对相对细长并且刚性的桩才适用。一般情况下,应使用(14)和(15)式。

## (二) 计算曲线由来

本节根据综合以下几点:(1)前述理论解,使泊松比对桩身承载力的影响定量化;(2)桩泊松比人为设定为零值的数值分析结果,就掌握了桩身承载力上平均应力变化的影响,推导了桩身承载力比的关系。

取  $\alpha=1$ ,将一系列  $L/d$  值,代入(14)和(15)式进行计算,并将计算出的承载力做为  $\eta = \nu_p \tan \delta (L/d) (G/E_p)$  的函数绘于图 11。对于一给定的  $\eta$  值,长径比  $L/d$  的影响相对较小,并且对于完全刚性桩,所有曲线的承载力比趋向于1。然而就象以前所讨论的,数值结果所表示的刚性桩(或  $\nu_p=0$ )的变化渐近值取决于桩的长径比。取(3)式作为这种效应的近似值,那么图 11 中曲线则发生偏移,如图 12 所示。

图 12 比较了桩承载力比的“理论”计算曲线和其数值分析结果。一般吻合良好,但需考虑到利用数值分析估算桩身承载力的近似性对于长细桩理论曲线有低估承载力比的趋势,并导致估算桩身抗拉承载力的过度保守。实际上,桩的无因次压缩参数  $\eta$  很少会超过 0.1,在较大  $\eta$  值时其理论和数值结果的偏差,实际关系较小。但从设计角度来说,将承载力比表示为压缩性参数的两次函数是方便而精度足够的。

对  $\nu_p=0$  的偏差,通过调整数值计算所得承载力比[长径比  $L/d$  的函数;见(3)式],建立合适的二次方程式,使此二阶多项式符合所有结果。这样推导的承载力比的最终表达式为:

$$\frac{Q_t}{Q_c} \approx (1 - 0.2 \log_{10} \left[ \frac{100}{L/d} \right]) (1 - 8\eta + 25\eta^2) \quad (18)$$

式中:  $\eta = \nu_p \tan \delta (L/d) (G_{\text{avg}}/E_p)$  这个计算关系与数值结果的比较见图 13,可以看到二者比较接近。

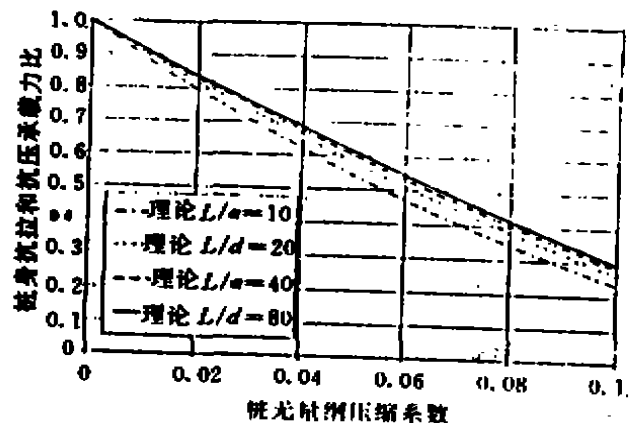


图 11 桩的泊松比膨胀和收缩效应

### 现场(测试)结果

对于打入砂土中桩,其桩身抗拉和抗压承载力间存在可靠对比关系的工程实例不多。桩设置期间,制作时残留于桩中的残余应变能导致沿桩体任何测量元件的真实零读数的很大变化。这将造成估测荷载分布和随后桩身摩擦力分布形状的误差。

Randolph 等人(1993)复查了现有砂土中桩荷载试验中的基本数据,鉴定出一些既有详细场地勘察又有桩荷载试验测试的工程实例。图14表示了从那些资料中摘录的结果,并对极限抗拉和抗压承载力时的桩身摩擦力形状作了比较。有些结果异常,即在上部土层中(一般非饱和)桩身摩擦力值非常高。但总的趋势还是大多数桩长范围内的桩身抗拉摩擦力低于桩身抗压摩擦力,且接近桩端桩身抗压摩擦力减小,抗拉摩擦力增大。所有实例中仅有一个例外,这个例外中,沿桩深曲线彼此充分相交,且靠近桩端桩身抗拉摩擦力达最大值。这种趋势同图6所示相似,并进一步验证了数值结果的可靠性。

表3列出了图14中所示的现场详细资料,并对桩身抗拉与抗压承载力之比的实测值与相应的利用式(18)的计算值作了对比。桩压缩参数 $\eta$ 的估算取现场 $L/d$ 值,并假定 $E_p=20,000$  MPa和 $G=52$  MPa。后一假设基于这一经验:每个场地的砂土一般都是从密实到极密实。

可以看出承载力比的相应计算值总是高于现场实测值,但最好的比较,是来自最近的试验,因目前的测试手段比大约40年前在Old River所进行的试验更加可靠。就象前面所讨论的,任何低估桩端处残余荷载的倾向将会导致对端承力的估计不足,并过高估计桩身抗压承载力。因此式(18)给出的计算关系对抗拉和抗压承载力比是一个合理的指示。

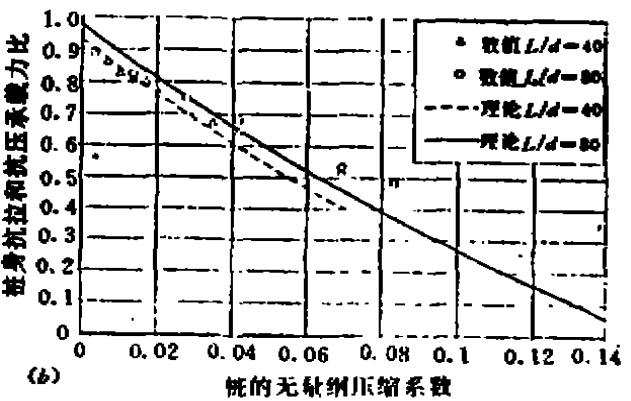
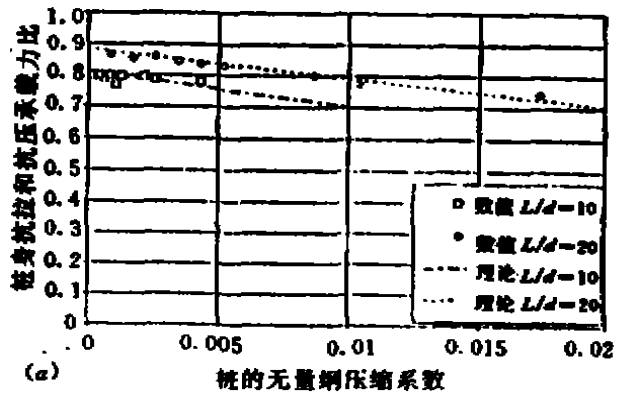


图12 理论和数值承载力比对比

(a)刚性桩 (b)柔性桩

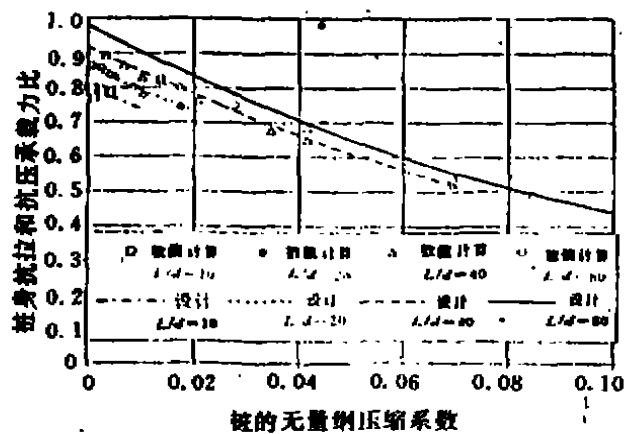


图13 桩的无量纲压缩系数



桩现场试验详细资料

表 3

试验场地 (1)	桩数 (2)	土质描述 (3)	L (m) (4)	d (m) (5)	桩身抗拉 (kN) (6)	桩身抗压 (kN) (7)	抗拉/抗压现场 (8)	抗拉/抗压计算 (9)
Beringen 等地 (1976)	1	极密实, 高超固结砂土	7.0	0.357	830	1310	0.63	0.84
Hoogzand	2	地下水位为地表下 3m	6.7	0.357	1220	1530	0.80	0.84
Mansur 和 Kaufman (1956)	2	桩打入通过粉土实砂层 6.5 倍直径	19.8	0.533	1342	2430	0.54	0.80
Old River (低基底)	5 6	粉土下为极密实砂	13.7 19.8	0.433 0.482	540 1373	1220 2500	0.44 0.55	0.83 0.80
Dunkerque Bruy 等 (1991)	CS	中密细砂上覆盖 3m 厚的水力冲填	11.5	0.324	388	456	0.85	0.85

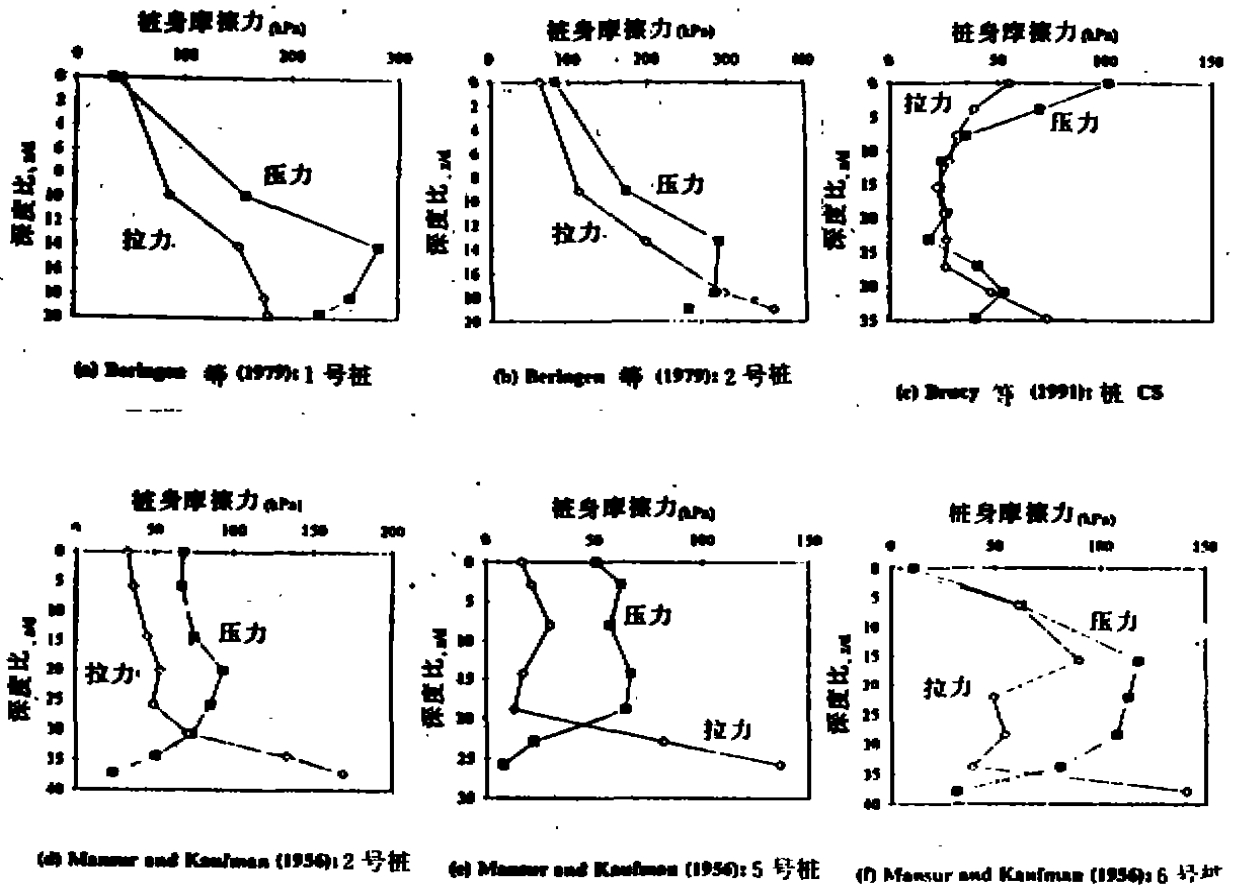


图 14 抗压和抗拉试验中的表面摩擦力

## 结论

本文探讨了砂土中桩的桩身抗拉和抗压承载力固有差别的理论基础,文章开头确立了有关这种差异的三个内在机理,头两个已通过数值分析和理论分析予以量化。

利用 FLAC 计算程序进行的数值分析表明,如人为取桩泊松比为 0,则桩身抗拉与抗压承载力比为桩长径比  $L/d$  的函数,而基本上与桩的相对刚度无关。对于实际上具有泊松比  $\nu_p$  的基本刚性桩来说,其承载力比类似于  $\nu_p=0$  的压缩性桩。

理论分析用于定量桩泊松比的膨胀和压缩效应对桩身承载力的影响。分析表明承载力比可以表示为压缩性参数  $\eta$  的主要函数,该参数与桩泊松比、桩土界面的摩擦系数及长径比成正比,与桩刚度比成反比[见(9)式],长径比不同的桩其结果变化较小。(见图 11)

FLAC 程序的分析结果,进一步证实了理论表达式,除易压缩性桩以外其它都很一致。分析表明抗拉与抗压承载力比基本上与无量纲参数  $\nu_p, K_{11}$  和  $G/\tau$  无关。为用于计算,推导了简单表达式,该表达式能根据桩长径比  $L/d$  和压缩参数  $\eta$  直接给出承载力比[(18)]。

所提出的分析结果都是基于理想的、均质土条件,不考虑桩、土中固有的任何残余应力。另外,土质模型比较简单,且不允许桩加载引起主应力旋转期间的平均有效应力改变。这些问题需要进一步的研究以定量它们对抗拉和抗压承载力的影响。

同时,目前工作表明,有充分理由认为自由排水土中的桩,其桩身抗拉承载力比抗压明显低。通过与有限的现场载荷试验资料比较表明:实测沿深度方向的桩身摩阻力分布形状与数值预测的特征相似。另外,桩身承载力比实测值与预测值近似相等,但具有实测值低于预测值的趋势,基于此,未来砂土中桩的承载力计算准则应当考虑承受拉力荷载的桩和承受压力荷载的桩身承载力的重大差别。

### 附录 I (参考文献)(略)

#### 附录 I。符号

$(AE)_p$  = 桩横断面刚度;

$d$  = 桩身直径;

$E_p$  = 桩的杨氏模量(假定实心);

$G$  = 土剪切模量;

$G_{mz}$  = 桩埋置深度范围内的土平均剪切模量;

$K$  = 水平和垂直向的有效应力比;

$K_{11}$  = 静止土压力系数;

$L$  = 桩埋置长度;

$m$  = 剪切模量系数;

$P$  = 桩上轴向荷载;

$Q_c$  = 桩身抗压承载力;

$Q_{11}$  = 理想桩身承载力;

$Q_t$  = 桩身抗拉承载力;

$q$  = 端承力;

$t$  = 桩壁厚;又为桩身摩阻力分布状态系数;

$w_b$  = 桩端位移;

$Z$  = 无因次深度;

$z$  = 深度坐标;

$\alpha$  = 剪切模量和桩侧摩阻力的指数项;

$\Delta$  = 增量;

$\delta$  = 桩土界面处的内摩擦角;

$\eta$  = 压缩性参数;

$\nu_p$  = 桩泊松比;

$\nu_s$  = 土泊松比;

$\pi$  = 数学常数;

$\sigma'_v$  = 垂直有效应力;

$\tau$  = 桩土界面处的剪应力;

$\tau_c$  = 桩身摩擦力。