

目次

论 文

低强度混凝土桩复合地基在深厚软土地基中的应用.....  
 ..... 张雁, 黄强, 朱春明, 周友渔, 陈鼎榕, 林轰, 陈孝慧(1)  
 深圳福田保税区软弱地基中桩基变位处理.....黎克强, 谭玉阶(10)  
 南京南湖地区软土地基处理方案比较分析.....龚晓南, 卢锡璋, 乐子炎(16)  
 建筑物顶升纠偏技术的研究和应用.....甘正常, 周俊华, 蒋小鸣(31)  
 土工合成材料的若干问题和趋向.....张建国(38)  
 建筑场地有洞穴时地基处理的探讨.....刘廷忠, 张根全, 高淑梅(47)

译 文

在粘土——砂成层填土中砂层的排水效率..... 罗梅云 译 (50)

# 低强度混凝土桩复合地基在深厚软土地基中的应用

张雁 黄强 朱春明

周友迪 陈鼎榕

(中国建筑科学研究院地基所100013)

(福州房地产开发总公司)

林 轰

陈孝慧

(福州住宅设计研究院)

(福建省建筑专科学校)

**[摘要]** 本文报导了在深厚软土地基中采用低强度混凝土桩复合地基处理多层建筑地基的工程实例,并实测了筏板下地基土反力及建筑物沉降。根据实测分析表明,处理效果良好,能满足设计要求。与其它地基处理方法相比,经济效益显著。

## 前言

软土在我国沿海一带分布很广,如渤海湾及天津塘沽、长江三角洲、浙江、珠江三角洲以及福建沿海地区都存在海相或湖相沉积的软土。它具有孔隙比大( $e \geq 1.0$ )、松软、天然含水量高( $w \geq w_L$ )、高压缩性、低强度、高灵敏度和低透水性、在较大的地震力作用下易出现震陷等特点,其厚度由数米至数十米不等,但在同一地区厚度的变化不太大,土层呈带状分布。软土层一般具有良好的层理,在互层中伴随有少数较密实的颗粒,较粗的粉土或砂层,成为软土层中的变异土层。如福州等地的盆地型软土,在淤泥下面为粉砂或细砂与淤泥互层,或淤泥夹中、粗砂层,其下又为淤泥或淤泥质土。根据福州地区工程经验,在这种地层条件下,当淤泥层顶面附加压力小于50kPa时,建筑物的平均沉降达100~200mm;当附加压力为50~90kPa时,建筑物的平均沉降高达200~500mm。因此,对于在这种地层条件下建造6~8层住宅建筑(基底附加压力一般为90~120kPa),常用的地基处理形式为桩基础。当软土中的较硬夹层由于厚度较薄或与淤泥互层、不足以作为桩端良好持力层时,不得不将桩设置到更深较好的土层上去,从而增加了施工难度,提高了基础工程造价。尽管在软土地区也有采用碎石桩、深层搅拌桩等柔性桩复合地基处理地基的成功例子,但对于淤泥层厚度厚达10~20m的软土,由于柔性桩自身应用的局限性,或由于施工质量难以控制、工程造价较高以及沉降量难以控制等原因,使得柔性桩复合地基在深厚软土中的应用受到限制。而近几年出现并得到成功应用的低强度混凝土桩复合地基(包括利用工业废料形成的低强度混凝土桩复合地基)却显示出较大的优越性。根据对低强度混凝土桩复合地基基本性状的研究分析<sup>[1]</sup>,低强度混凝土桩复合地基具有将浅层应力向桩体集中,并通过桩向深层扩散的作用,从而降低了地基土中沿深度的应力不均匀程度,使得复合地基中高

参加试验工作的人员还有王继光、温海洪、景进堂、宋家政、徐随、江礼翎、蔡贞等。

收稿日期:1993年11月。

应力区比天然地基及桩基础高应力区范围更大,改善了地基变形特性,提高了复合地基承载能力。并由于垫层与基底的摩擦作用,提高了基础抵抗水平荷载能力,使得桩不用配筋,并能利用不能作为桩端持力层的薄硬层,从而节省基础工程造价。作者根据福州王庄新村某住宅小区工程地质特点,结合多层住宅基础工程设计,进行采用了低强度混凝土桩处理深厚软土的工程应用性研究。通过对建筑物沉降观测及底板下地基土反力的测量结果以及基础工程造价对比分析,对低强度混凝土桩处理深厚软土地基作出评价。

## 工程应用

### 1. 场地工程地质条件

拟建场地工程地质条件隶属闽江古河道淤积冲积区,勘察资料提供的地层资料为:

- (1) 杂填土,呈可塑,层厚0.0~2.1m;
- (2) 粘土,呈可塑,层厚0.0~1.4m,地基容许承载力为100kPa,压缩模量  $E_s$  为 4.5 MPa;
- (3.1) 淤泥,饱和、呈流塑、层厚 3.4~4.6m,地基容许承载力为 45kPa,压缩模量 1.4MPa;
- (3.2) 淤泥质土,呈软塑,层厚3.3~4.6m,地基容许承载力为80kPa,压缩模量4.2 MPa;
- (4) 中细砂,饱和、稍密,局部夹薄层淤泥,以细砂为主,地基容许承载力为 200 kPa;
- (5) 中砂,饱和,中密,地基容许承载力为250kPa,(4)、(5)层中细砂共厚10~15m,  $N_{63.5} = 4 \sim 22$ ;
- (6) 淤泥质土,呈软塑,层厚 0.0~4.2m,地基容许承载力为 100kPa,压缩模量 4.0 MPa;
- (7) 粘性土,呈可塑,层厚0.0~4.4m,地基容许承载力为 140kPa,压缩模量 8.0 MPa;
- (8) 中粗砂,饱和,中密至密实,未穿透,地基容许承载力为400kPa,  $N_{63.5} = 18$ ;

### 2. 上部结构简介

上部结构为七层半异型框架结构,现浇楼面层,建筑物平面为条状(10.5×39.6m),柱网3.3×4.5m及3.3×2.8m,底层层高2.2m,其余为2.8m。

### 3. 低强度混凝土桩复合地基设计

#### (1) 单桩承载力的确定

根据场地工程地质条件特点、低强度混凝土桩复合地基承载特性及福州当地习惯采用的桩基形式,决定采用桩径为 $\phi 400$ 的沉管灌注桩,并将桩设置在中细砂与淤泥互层的第(4)层土层上,桩端进入该层满足3倍桩径即可(普通桩基须进入该土层5~6m方可满足入度要求)。桩身采用素混凝土,不配置钢筋。

根据场地地质条件及福州地区沉管灌注桩的设计经验,单桩承载力取值为250~300 kN。

## (2) 低强度混凝土桩复合地基设计

根据建筑物结构型式、荷重(基底荷重为120kPa)、场地地质条件、单桩承载力估算结果,基础设计采用肋板式筏基础加低强度素混凝土桩,桩布置在肋板上,筏板与桩顶间设置300mm厚的级配砂卵石垫层(7:3)。布桩数以控制等代桩距 $S_a/d = 4$ 左右为原则,即置换率为:

$$m = \frac{\pi d^2}{S_a^2} \approx 0.05$$

两幢楼实际布桩数及置换率见表1。

采用公式(1)、(2)进行复合地基承载力验算及沉降估算<sup>[1]</sup>。计算结果见表1。由表1可见,计算结果满足设计要求。

表1

楼号	布桩数 $n_p$	置换率 $m$	基础面积 ( $m^2$ )	复合地基承载力 $R_{sp}$ (kpa)	沉降估算值 $S_{\infty}$ (mm)
12*楼	167	0.05	416	133.7	30.0
15*楼	159	0.048	416	130.0	30.0

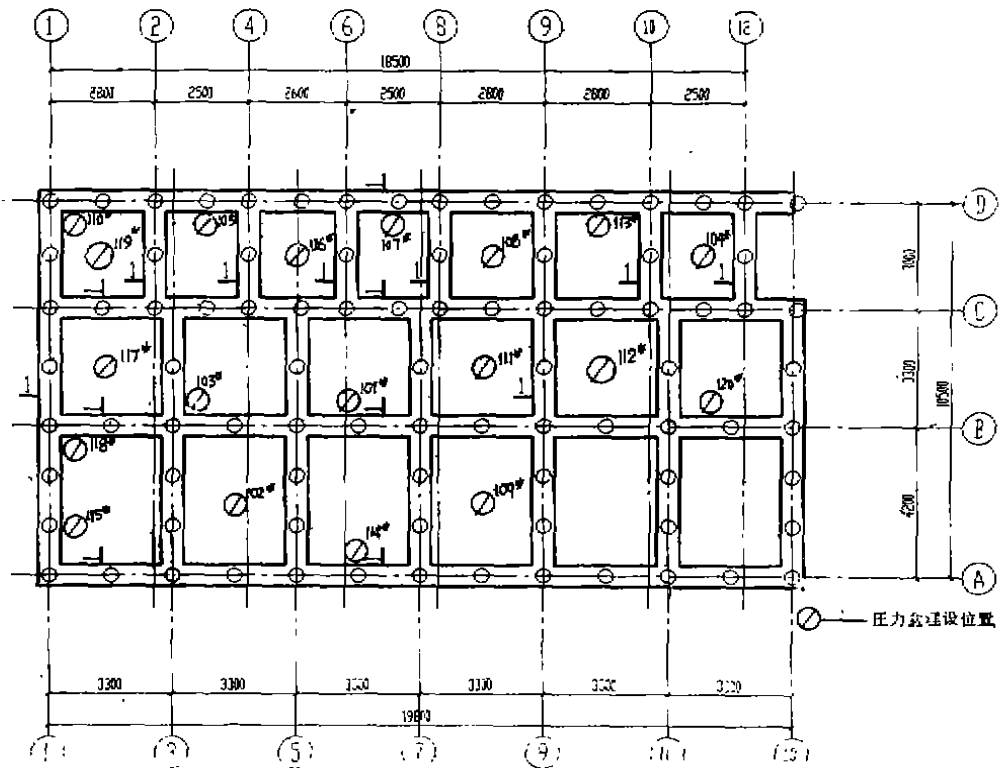


图1 王庄新村12\*复合基础



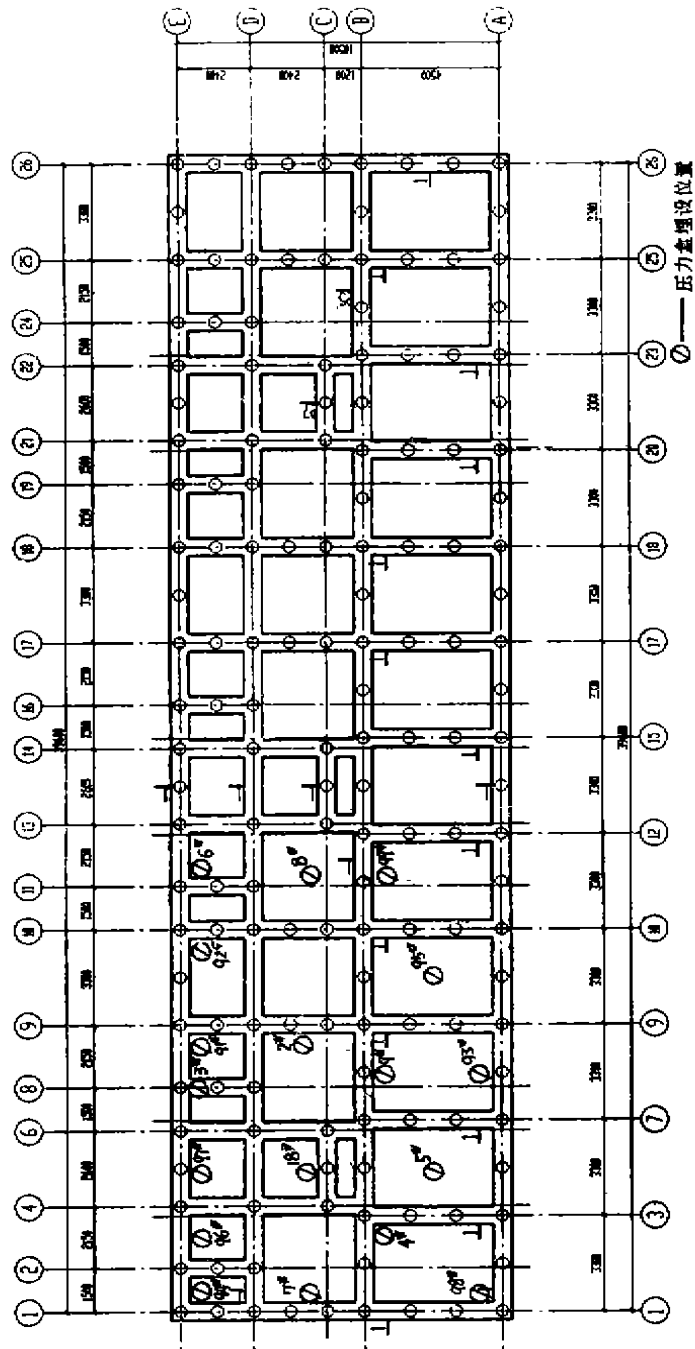


图2 王庄新村15°复合地基桩基布置图

$$R_{sp} = \alpha_1 R_p \cdot m + \alpha_2 (1 - m) R_s \quad (1)$$

$$\beta = \frac{1}{(1 - m + mn)} \quad (2)$$

式中  $R_{sp}$ 、 $R_p$ 、 $R_s$  分别为低强度混凝土桩复合地基、单桩及桩间土的容许承载力； $m$  为置换率； $n$  为桩土应力比； $\alpha_1$ 、 $\alpha_2$  分别为单桩承载力及桩间土承载力发挥系数； $\beta$  为由分层总和法计算得到的筏基沉降的折减系数。

计算中：取  $\alpha_1 = 1.0$ 、 $\alpha_2 = 0.8$ 、 $R_p = 1990 \text{ kPa}$ （单桩承载力容许值为  $250 \text{ kN}$ ）、 $R_s = 45 \text{ kPa}$ （淤泥土的容许承载力）、 $n = 40$ 。

图1、图2为12\*楼、15\*楼基础平面图，图3为低强度混凝土桩复合地基示意图。其中筏板厚为300mm，肋板厚800mm、宽800mm。

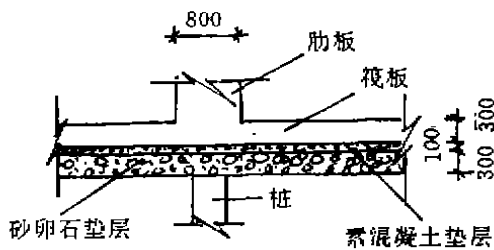


图3 示意图

#### 4. 施工

素混凝土桩施工采用锤击沉管灌注桩工艺、垫层施工采用平板式振捣器反复夯密，然后打100mm厚素混凝土垫层(C8)、整体浇筑肋板基础。其中15\*楼桩基由于桩头部分桩身混凝土强度不满足设计要求，砍掉酥松段后因工期较紧，未进行接桩处理，故垫层厚度变成900mm厚。因平板振捣能量较小，垫层密实度未满足设计要求。

#### 5. 单桩及复合地基承载力试验

图4为在建筑场地进行的单桩、载荷板( $1.0 \times 1.0 \text{ m}^2$ )及单桩复合地基垂直承载力试验Q-S曲线，表2为试验结果汇总表。由图表可见，单桩极限承载力大于或等于500kN，但离散性较大。由试验Q-S曲线分析可见，由于地层原因及施工质量控制不严，试桩12-1、12-2、15-3不同程度地存在缩颈现象，致使当施加荷载较大时发生桩身压断现象。由此可见，由于在深厚饱和软土地基进行挤土式沉管灌注桩施工经常会发生缩颈、断桩等施工质量问题，此时采用桩身应力集中程度较低的低强度混凝土桩复合地基比直接采用桩基础更趋安全。

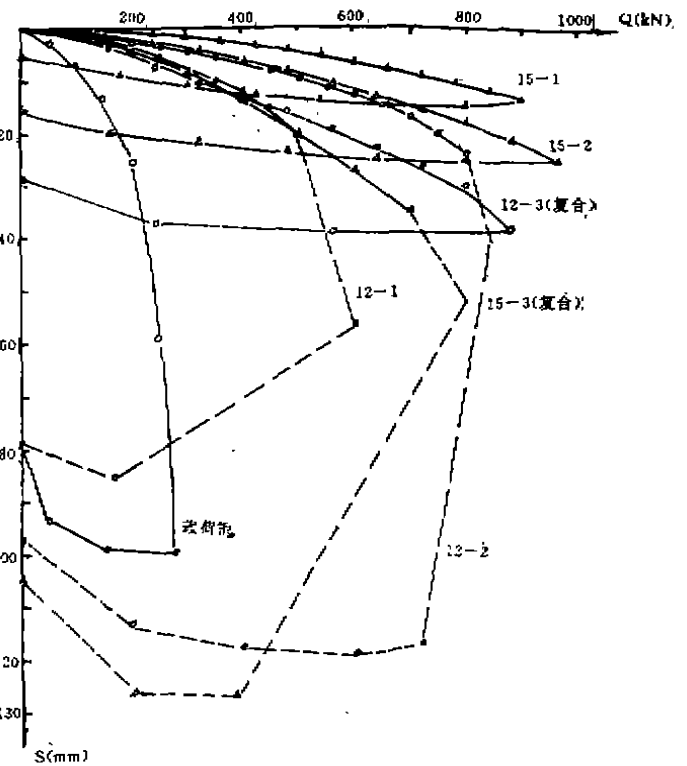


图4 Q-S曲线

表2

桩号	桩长 L(m)	极限承载力估算值 (kN)	附注
12-1	12.00	500	12-3为单桩复合地基, 承台尺寸 1.0×1.0m, 砂卵石垫层(7:3) 厚200mm。
12-2	12.00	800	
12-3	12.00	≥880	
15-1	11.50	>900	15-3为单桩复合地基, 承台尺寸 1.0×1.0m, 砂卵石垫层(7:3) 厚200mm。
15-2	11.50	>960	
15-3	11.50	700	
12-4	载荷板	220	1.0×1.0 载荷板, 砂石垫层 (5:5)厚200mm。

注:沉管灌注桩混凝土标号为C13。

### 6. 原位观测

在建筑物施工及使用期间, 分别对建筑物沉降及筏板下的土反力进行了量测。土压力盒埋设位置见图1、图2。

## 实测分析及效果评价

### 1. 桩土分担荷载的变化特征

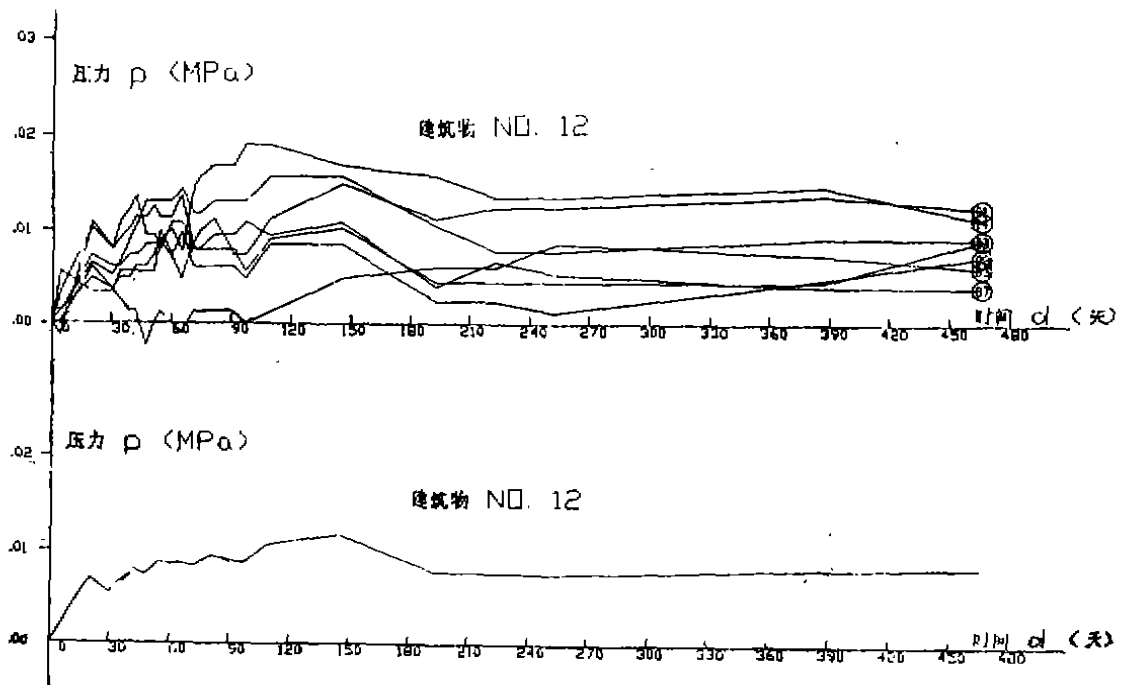


图 5

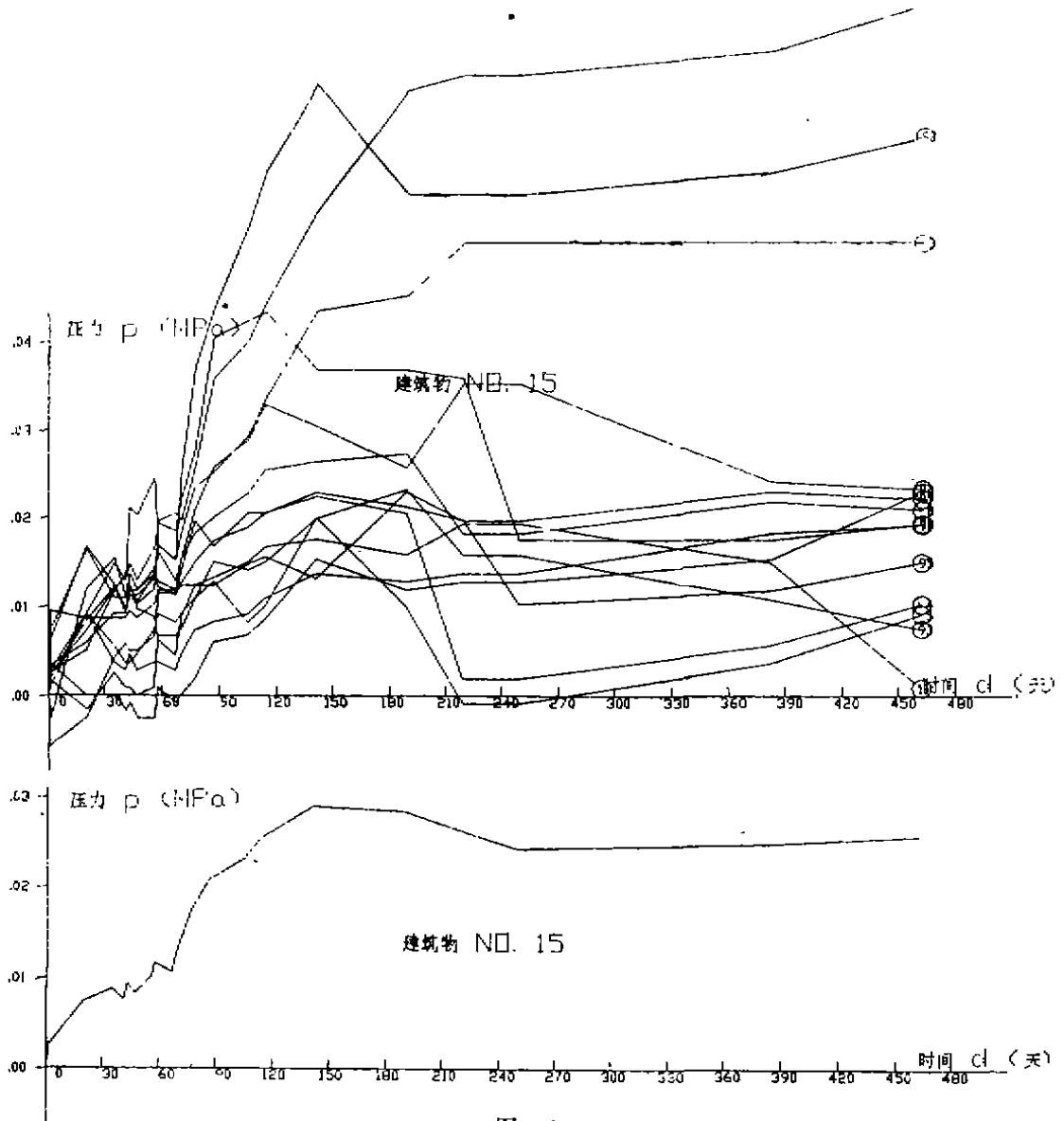


图 6

图 5、图 6 分别为 12# 楼、15# 楼实测筏板下各点地基土反力及平均土反力随时间的变化曲线。12# 楼、15# 楼地基土的平均反力最大值分别为 12kPa 与 29kPa，基本上出现在上部主体结构基本完工时。地基土平均土反力稳值分别为 8 kPa 及 25kPa，出现在建筑物使用期间。由图可见，地基土平均土反力随着时间（施工顺序）逐渐增大趋于峰值（主要荷载施加期间），然后随时间逐渐降低并趋于稳定。由两幢楼土反力随时间增加的幅度比较可见，15# 楼比 12# 楼要大，而且增加率要大。原因是低强度混凝土桩复合地基筏板与桩顶间有一垫层，当筏基承受荷载后，荷载是通过垫层传递到桩间土与桩上的。荷载作用初期，主要由桩间地基上来承受上部荷载。随着上部荷载的逐渐增加，垫层向桩间土中的流动，荷载才逐渐向桩上转移，桩才逐渐显示出较强的应力集中作用。由于 15# 楼垫层厚度比 12# 楼大，

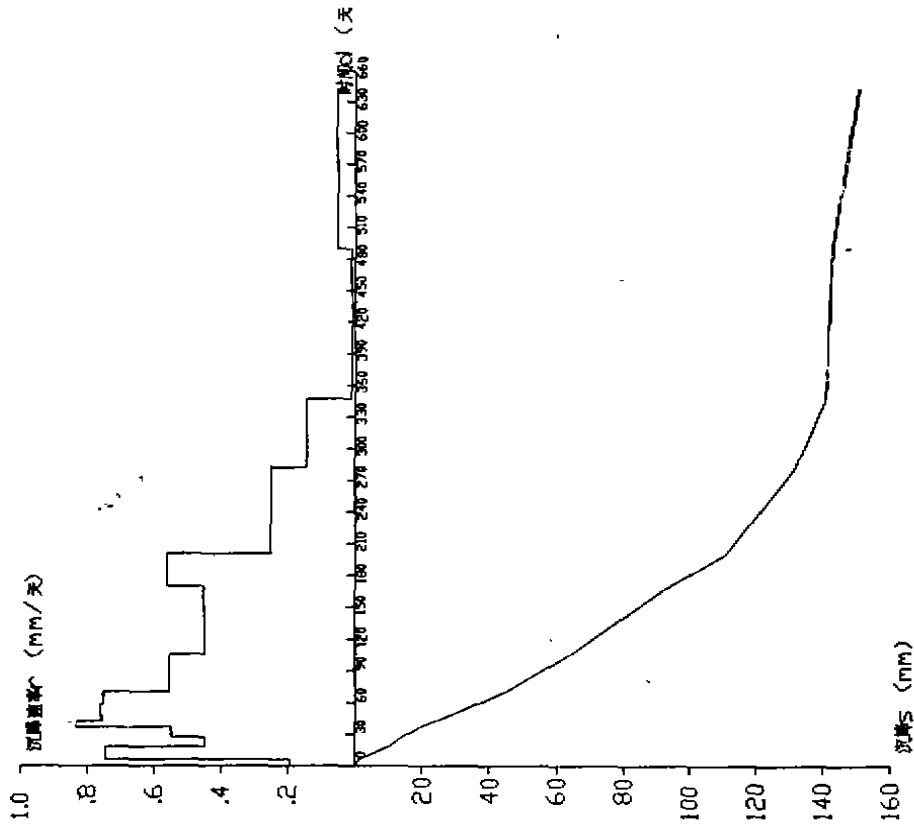


图 8

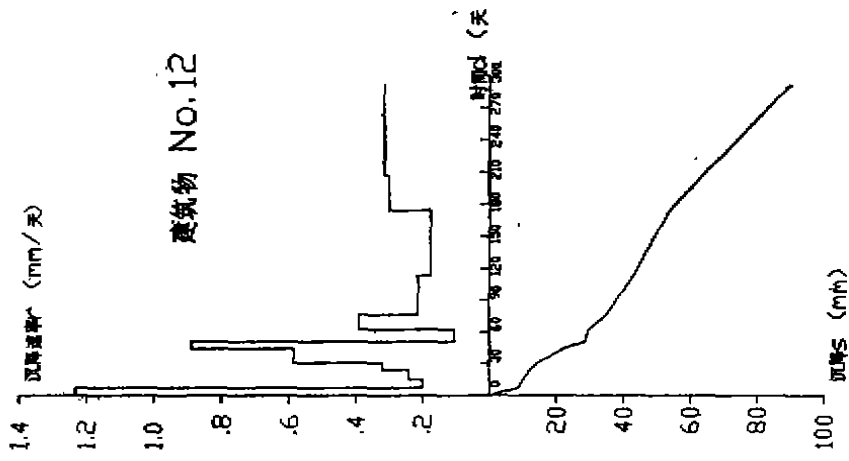


图 7

因而在相同的作用应力水平下15\*楼桩的应力集中程度比12\*楼低, 桩间土分担比例较大, 随外加荷载的递增土反力增加幅度较大。

由图可见, 两幢楼土反力发挥程度均较小, 且在建筑物施工后期及使用期间随时间降低并趋于稳定。原因是福州的淤泥土为前期欠固结土, 在荷载作用下将发生固结及剪切流变, 而桩相对淤泥土刚度又较大, 从而使筏板下地基土反力得不到充分发挥。

根据土反力峰值及稳值反推到的平均桩顶反力见表3。其中假定主体结构完工时的荷载为上部结构设计荷载的80%即96kPa。由表3可见, 复合地基桩土均在正常工作状态下。

表3

楼号	主体结构完工时		建筑物正常使用时	
	$\sigma_s$ (kPa)	$P_p$ (kN)	$\sigma_s$ (kPa)	$P_p$ (kN)
12*楼	12	203	8	279
15*楼	29	178	25	251

## 2. 建筑物沉降变化特征

图7、图8分别为两幢楼历时二年多时间实测得到的建筑物平均沉降及沉降速率随时间的变化曲线。由后期沉降变化趋势及沉降速率可见, 建筑物沉降已趋稳定, 能满足设计要求。

## 3. 经济效益比较

表4为软土地基常用的几种地基处理方法的经济比较。由表可见, 采用低强度混凝土桩复合地基处理方法经济效益最好, 比传统方法节约基础工程造价15%~20%。

表4

处理方法	传统桩基	复合桩基	深层搅拌	低强度混凝土桩复合地基
基础工程造价 (m <sup>2</sup> /元)	60	50	60	45~50

注: 1. 复合桩基指地基土分担一部分上部荷载的桩基;  
2. 低强度混凝土桩复合地基造价中包含了一部分测试及科研开支费用。

## 结论

1. 通过福州工程应用表明, 采用低强度混凝土桩复合地基处理深厚软土地基效果良好, 能够满足设计要求。
2. 采用低强度混凝土复合地基处理深厚软土地基能够降低工程造价、提高经济效益。

## 参考文献

- [1] 张雁、黄强, (1993), 半刚性桩复合地基性状分析, 岩土工程学报, Vol.15, No.2.
- [2] 张雁、黄强等, (1991), 非砾石类复合地基试验研究, 第六届全国土力学及基础工程学术会议论文集, 上海同济大学出版社。
- [3] 张雁等, (1990), 赤泥在地基处理中的应用, 建筑学会地基基础学术委员会学术会议论文集, 承德。
- [4] 张雁等, (1992), 赤泥混凝土桩在地基处理中的应用, 中国建筑科学研究院研究报告。
- [5] 黄强、张雁, (1992), 桩基技术新进展的认识, 岩土工程师, Vol.3, No.1, No.2.

# 深圳福田保税区 软弱地基中桩基变位处理

黎克强

谭玉阶

(深圳市建设局 100088) (深圳市中深福田开发公司)

**[摘要]** 本文通过深圳地区软土中某箱涵工程引起邻近高架路桥墩桩基变位, 并造成  $\phi 1200$  冲孔桩剪断事故, 经分析和加固、纠偏处理成功经验的介绍, 是可贵的, 引出了深刻的教益, 可供工程界借鉴与讨论。

福田保税区位于深圳河入海口的滩涂地带, 淤泥厚  $6 \sim 19\text{m}$ , 为加速淤泥固结, 减小不均匀沉降以满足工程需要, 区内  $1.68\text{km}^2$  范围全部有计划的安排了用插塑料板堆载预压排水固结法, 进行软基处理, 从工程实践来看, 效果是好的。

区外某些工程, 由于位置范围事先未明确, 设计图出来后, 又急于赶进度, 因此没有按堆载预压排水固结方法进行软基处理, 而是根据现场具体情况选取深层搅拌、换填、强夯、化学灌浆等多种方法。通过工程实践认为, 临时采取一些应急办法, 总的效果不如事先统一安排处理的好。

在1号桥靠皇岗河箱涵和3号桥北引道施工中, 由于淤泥未整治好, 而带来一连串问题, 给施工造成困难, 工程受到影响。经过反复研究分析和处理, 才得到解决。

## 1号桥箱涵段的桩基受损

1号桥位于保税区东边, 直接通香港的专用车道, 跨越皇岗河箱涵, 两者斜交  $\alpha = 64^\circ 45' 35''$  (图1)。

设计者为了不因箱涵而改变梁跨, 把该段的双孔箱涵, 改为两条东西平行的单孔箱涵, 中间设一排5号墩, 每条箱涵长  $70\text{m}$ , 各分成7段。为了加强4号、5号、6号排墩, 每个墩均采用  $2\phi 1200$  冲孔混凝土灌注桩。

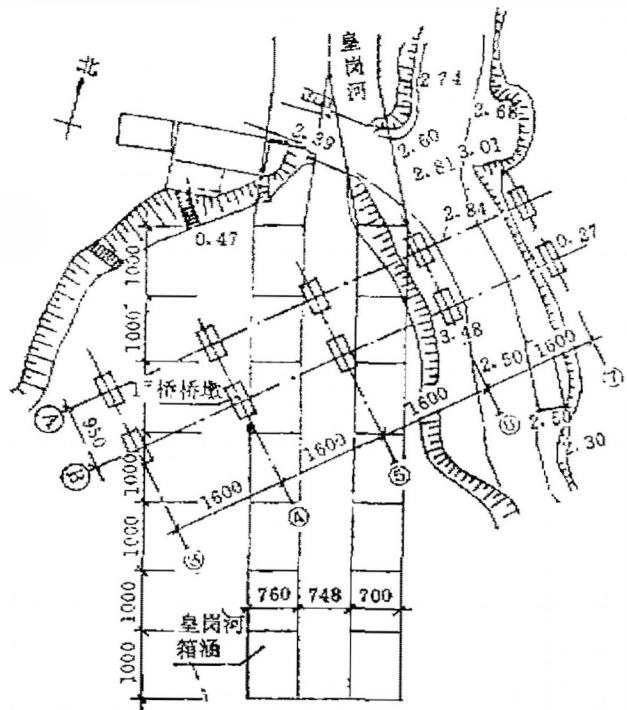


图1 1\*桥与皇岗河箱涵平面示意

收稿日期: 1993年3月

北边相接的双孔箱涵,由市城建开发处组织施工,河上游截流改道。我们组织施工的这一段箱涵全位于皇岗河口外的水域里,为堵住海水,在南边筑围堰,其间回填海砂,作为箱涵桩基施工的工作垫层。原计划该桥与箱涵由两个单位分别施工齐头并进。由于未统筹安排好,该桥墩台在箱涵之前施工。

皇岗河箱涵施工前未做地质详勘,设计仅参考1号桥的地质勘探报告,对其下的淤泥了解不清楚而未作处理。施工场地狭窄,为了保护邻近的岗楼和已建的桥墩,土方开挖前在每个箱涵的两侧打了钢板桩,并相对支撑,但由于淤泥深,12m长的钢板桩长度不够,嵌固不牢,且板桩数量不够,不能满打,加上已作好的A6墩承台紧靠箱涵无法施打,因此最东边的一排板桩只打到B6附近,在A6至B6墩之间还有一段距离未打设板桩。

在开挖东边从北数起第2、3两段箱涵基槽时,其东面的淤泥向西偏南滑动,波及线长为10m余,使邻近已建的A6、B6、A7、B7四个墩位的桩,承台和墩柱,均受到不同程度的损伤,其中B6最为严重,承台向西南偏转5m多,2 $\phi$  1200的冲孔灌注桩被折断;其次是A6承台向西偏转15.5cm,估计2 $\phi$  1200桩已受损。另外A7承台偏西3.5cm,墩顶偏西6.3cm;B7承台偏西1.5cm,墩顶偏西3cm。

事故发生后,次日即进行监测,一个月后趋于稳定,A6、B6没有进一步变化,A7承台顶和墩顶位移分别增至6cm和9.8cm,B7承台顶和墩顶位移分别增至2cm和3.5cm。

在清理现场和箱涵继续施工的同时,对各受损墩台进行分析并研究处理办法。

当时A6、B6已作好承台,A7、B7已作好承台和桥墩,A8、B8以东已架梁,因此决定把A6、B6、A7的墩台打掉,原有桩保留并补桩后重作墩台。对B7则作纠偏,并在第5、第14轴线上的伸缩缝之间的第9轴线上,增设一道BF-60伸缩缝,以减小因温度变化而产生的水平推力。

B7采取一边挖土、一边堆载的办法予以纠偏,当满足要求后,即停止纠偏,进展顺利,未见异常。为稳妥起见,先在承台四周宽40cm、深2.5m范围内换填6%水泥稳定砂土,分层人工夯实,后在其下面用化学灌浆的办法,把全部淤泥予以加固处理。

对于变位的A7墩,经验算不超出安全使用范围,本可不予拆除,仅作斜度纠偏,但考虑到在纠偏中可能出现新问题,对工程质量有影响,最后还是决定把桥墩一起打掉重作。

事故的原因是多方面的,主要是淤泥没有处理,对淤泥的性质认识不足,对其危险性估计不够,防护措施不得力。另外根据当时的具体情况,开挖线不能太长,应该按10m一段或5m一段开挖并抢作垫层、底板,稳扎稳打,步步为营,即使出问题,也不致有大的损失和影响。

### 3号桥北引道的桥台和挡墙变位

3号桥位于福田保税区的中北边,跨越广深珠高速公路,两者正交,是连接市区的重要车行通道,南端位于保税区内经过软基处理的地域,北端位于保税区外未经软基处理的淤泥地域。

设计要求全桥施工最好在软土处理后进行,但施工赶进度,仅南引道事先作了软基处



理而北引道未作软基处理。

桥台及挡墙均采用预应力混凝土管桩。为了增加水平抗力，在桥台处设计三排桩，并将外排设计为斜桩，引道挡墙高的地方设双排桩，外排亦为斜桩。在北桥台和挡墙完成后，才在引道路槽下插塑料排水板堆载预压，以处理淤泥。（图2）

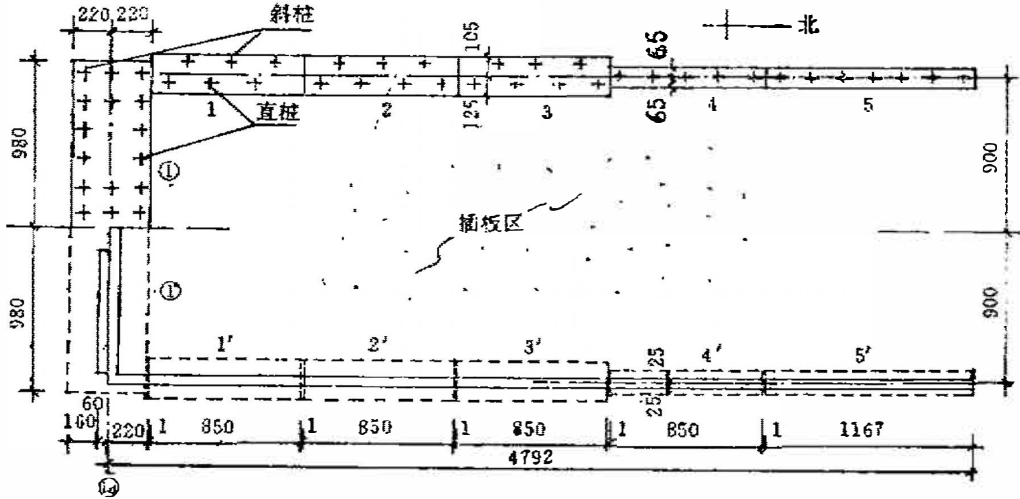


图2 北桥台和北引道挡墙平面（上半部为基础平面）

当北引道填土堆载时，发现北桥台和挡墙有变位现象。开始发现东西挡墙各段墙之间不同程度的外倾错位，在单双排桩挡墙的交接处较为明显，尤其桥台西边的车挡在挡墙交接处被挤劈。

为考虑桥台的稳定，当即决定把北桥台西半部背面堆载的土卸掉，以减少土压力。

由于地质情况比较复杂，淤泥和地下工程变位情况没有弄明，难以分析原因和采取处理办法。开始认为：

- (1) 桥梁已架好，桥面板混凝土已捣完，桥台不可能往南变位；
- (2) 挡墙是群桩，不会产生纵向南移，并影响桥台；
- (3) 土压力只可能使承台下管桩成弯曲变形，而导致桥台向土体内倾（图3）。

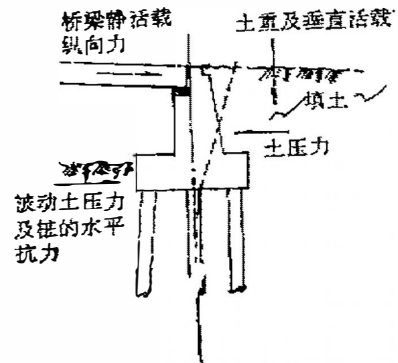


图3 桥台内倾受力分析简图

为防止地基继续形变，对被动区内的土，采取化学灌浆，加固淤泥。此即第一次化学灌浆处理（图4）

后来经过现场细致观察和进一步分析，发现桥台变位方向正好相反，不是内倾，而是外倾，实际情况是：

- 1. 梁未变位。在桥台上的梁端与胸墙顶死前，桥面板（钢筋混凝土面层）已全部浇完，顶死后整座桥面无位移和破坏迹象，另外桥主体不可能全部向北移，其他又无任何

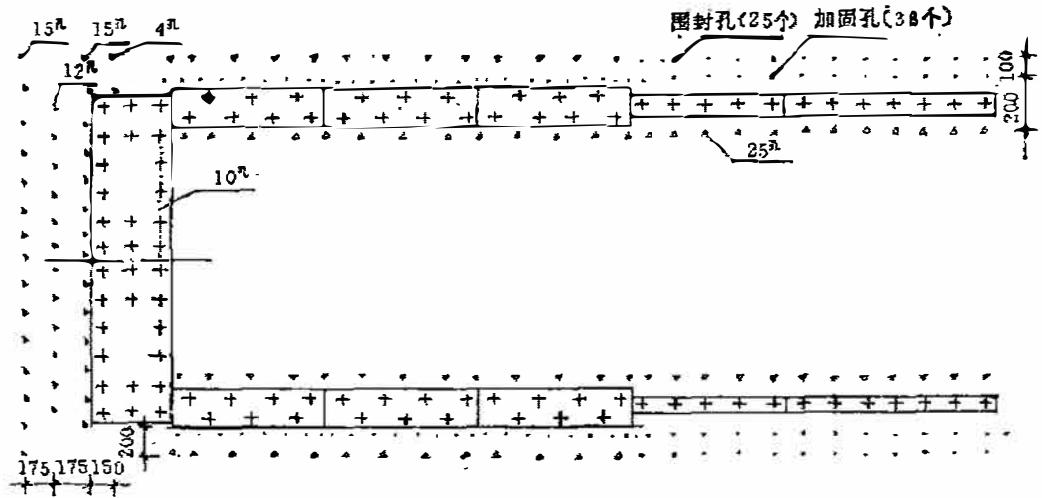


图4 化学灌浆加固布孔图(·第1次、△2次)

外力作用。

2. 挡墙间的缝变宽，挡墙向南变位。在施工时，挡墙之间只夹有聚苯乙烯泡沫塑料板，看不到缝隙，但倾斜问题发现后，这些缝也发现在变化，越靠近桥台的越宽，挡墙1、2和1'、2'（图2）之间的缝竟分别大到3.0cm和3.2cm，说明挡墙1及1'不仅外倾，还往南（即向桥台方向）变位，之所以桥台与挡墙1及1'之间挤得很紧，也是这个原因。若是挡墙自身不变位而桥台北倾，这些缝应该越挤越紧，缝的大小变化也该相反。

3. 桥台上的橡胶墩垫向北倾斜。设墩(17)不动，并排除其他因素，按一般力学概念分析，梁垫变形应出现下面三种状态（图5）

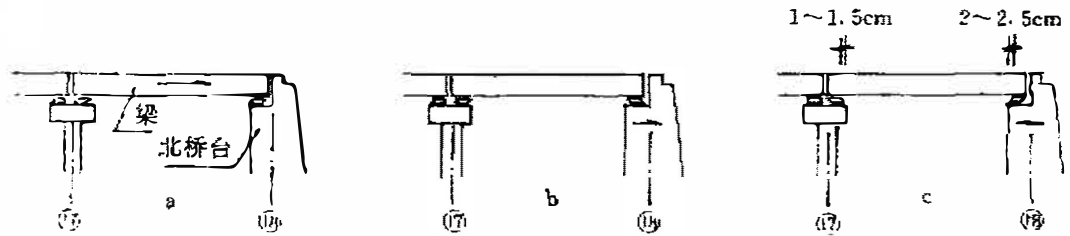


图5 设墩(17)不动，梁垫变形分析

a. 梁往北移 b. 桥台北移 c. 桥台南移

A、梁往北移，梁两端的梁垫受到同一方向的外力，则倾斜变化应方向相同、大小相仿（图5a）。

B、桥台北移，如同支点外拉，垫底向外移，两垫则向内倾（图5b）。

C、桥台南移，如同支点内挤，垫底向内靠，两垫则向外倾（图5c）。

如今两垫均向外倾，并且垫下的钢板还有胶垫外移约0.5~1cm的痕迹，符合第三种情况，说明桥台往南变位。至于桥台上所有梁垫的形变，均比墩(17)上的大，除了两支点摩擦有差异外，只能说明在浇筑桥面混凝土板之前，桥台已有位移，并通过梁把力传至墩(17)上的梁垫，只是未被发现而已。

4. 桥台南无外力作用。桥台南边未堆土，又无其他外力作用，不可能使桥台北移。情况正好相反，当北边填土（施加外力）时，才发现梁垫位移。  
 通过以上现象分析，认为桥台是往南变位，为此进行第二次化学灌浆处理（图4），现在变形已趋于稳定。

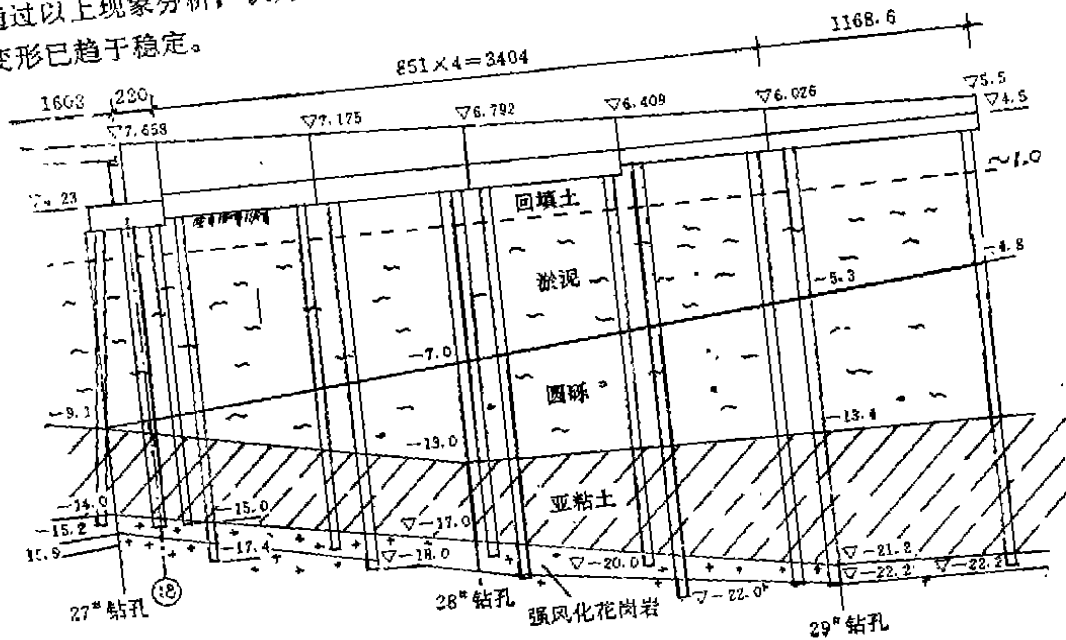


图8 北引道及其地质情况示意图

### 变位原因分析

1. 淤泥未全面加固处理。桥台和挡墙的承台下面和外面的地基土未全面进行软基处理，内外填土堆载不同步，力量不平衡，淤泥产生不稳定变形。
  2. 淤泥层南厚北薄（图6）。
  3. 引道填土南高北低。北引道从向南上坡4.5%，桥台处填土最高，两端高差2.158m。
  4. 填土高度较大、速度较快。从淤泥顶面算起，加上淤泥固结沉降，填土层实际厚超过7m。填土过程中，没有控制填土速度，因此很容易超过淤泥失稳的临界高度。
  5. 管桩弯曲、承台倾斜。由于淤泥未处理与固结，不能嵌固管桩，致使管桩插在淤泥层的部分有如悬臂，当其受到淤泥挤压时，管桩即发生弯曲变形。
- 总的说来，主要是由于引道承台下面及其周围相关的淤泥未进行加固处理，淤泥强度低，在填土荷载作用下，发生剪切变形和侧向挤出，而使桩基产生水平变位。

### 结语

福田保税区1号桥箱涵段和3号桥北引道桥台、挡墙处由于软基未处理好，导致上部

工程结构出现一些问题,经研究处理后,取得了良好的结果,并从中获得一定的经验教训:

1. 慎重对待淤泥。淤泥有其自身的规律特征,若急于赶工程,定会工期、经济两失误,并留下很多难以治服的隐患,因此对淤泥的处理必须慎重。

2. 软基处理要全面考虑。3号桥南引道由于淤泥事前作了处理,挡墙变位不到1cm,效果满意。而北引道下淤泥未作处理,产生一系列问题,补救处理费劲很大,效果也不理想。

3. 注意施工工序。应先处理好淤泥地基,再作主体工程,否则在处理淤泥时,因受主体工程阻碍而形成加固盲区,另外淤泥固结时,还会影响主体工程。

4. 注意保护好邻近已有建(构)筑物。软弱地基开挖、堆载、预压时都应注意保护邻近建(构)筑物。

5. 密切注意监测。在软基处理、堆载和修建工程的全过程中,必须坚持做好变形监测,以便一旦发现危险信号,立即采取措施,可免较大损失。1号桥西引道具有同类性质问题,由于吸取了3号桥的经验教训,及时采取了稳固措施,并注意观测,因而工程进展顺利,效果较好。

6. 改善基础设计。3号桥北引道采用预制桩基,桩尖落在岩层上,沉降极微,虽有斜桩,但淤泥较深,其水平抗力尚嫌不足。另挡土不高,桩基花钱又多,能否采用其他类型基础,值得探讨。此外,软弱地基中的长条形群桩基础,除考虑横向变位外,还要注意纵向变位。若该工程中,在横向上即两排挡墙的承台上,加以联系梁或拉筋,桥台的承台不长,中间不设变形缝,做成一个整体,以增强整体刚度,效果会更好。

7. 注意桩基的侧向变位问题。对于软土中的桩基,当其邻近地面有堆载或基坑开挖时会受到侧向土压力,使桩身弯曲、承台变位,乃至损坏。所以在软土地区进行桩基和相关工程施工中,一定要注意消除引起桩基变位的各种因素。

## 培训班简讯

中国土木工程学会土力学及基础工程学会地基处理学术委员会决定于1994年5月份在杭州举办《高层建筑地基问题——基坑支护和桩基础》培训班(暂定时间5月6日报到,7日~14日上课)和《建筑地基处理技术规范》和《地基处理新技术》培训班(暂定时间5月15日报到,16日至23日上课)。欲参加学习人员,请与310027浙江大学土木系岩土工程研究所赵荣欣联系。电话:(0571)5172244-2319。

# 南京南湖地区软土地基处理方案 比较分析

龚晓南 卢锡球 乐子炎

(浙江大学岩土工程研究所 310027)

**[摘要]** 文中对南京南湖地区一六层民用住宅提出5种地基处理方案,即:(1)单轴深层搅拌桩复合地基;(2)双轴深层搅拌桩复合地基;(3)疏桩复合地基;(4)低标号混凝土桩复合地基;(5)石灰桩复合地基。并对5种地基处理方案和沉管灌注桩方案作了经济指标比较分析。

## 前言

本文按一地基处理可行性研究报告改写。拟建六层民用住宅场地为长江漫滩地,地基土层分布以及各土层的物理力学性质如表1所示。六层住宅荷载参考值为:承重横墙196kN/m;自承重纵墙137kN/m;阳台牛腿每个传力19.6kN/m,双阳台牛腿每个传力39.2kN/m。根据地基处理可行性研究,提出5种地基处理方案,即:(1)单轴深层搅拌桩复合地基;(2)双轴深层搅拌桩复合地基;(3)疏桩复合地基;(4)低标号混凝土桩复合地基;(5)石灰桩复合地基。对每种地基处理方案作出预算分析,并对5种处理方案和沉管灌注桩方案作了经济指标比较分析。

## 地基处理设计

共进行了5种地基处理方案设计,简要介绍如下:

### 1. 单轴深层搅拌桩复合地基

单轴深层搅拌桩桩径取为500mm,截面积 $A_p = 0.196\text{m}^2$ ,周边长 $S_p = 1.57\text{m}$ ,桩长 $L_p$ 取为10.0m,水泥掺合比 $a_w$ 取为15%。

设计计算如下:

#### (1) 单桩承载力

根据桩侧摩阻力确定单桩承载力。桩侧容许摩阻力按地质勘探报告取为 $f = 9.8\text{kN/m}^2$ ,单桩承载力为:

$$P_p = f \cdot S_p \cdot L_p = 153.9\text{kN} \quad (1.1)$$

根据桩身强度确定单桩承载力。桩身强度取 $R = 2000\text{kpa}$ ,折减系数取 $\eta = 0.33$ ,单桩承载力为:

收稿日期:1993年7月

地基土物理力学性质

表1

层序	土名	层底埋深 (m)	含水量 $w$ (%)	湿容量 $\gamma$ (g/cm <sup>3</sup> )	孔隙比 $e$	塑性指数 IP	液性指数 IL	压缩系数 $a_{1-2}$ (cm <sup>2</sup> /kg)
①	填土	2.0~2.9						
②	亚粘土	3.7~3.8	35.2	1.86	0.972	15.1	0.92	0.046
③ <sub>1</sub>	淤泥亚粘土	13.9~14.0	41.5	1.76	1.185	15.0	1.38	0.078
③ <sub>2</sub>	淤泥质亚粘土 淤泥质粘土	45.8~46.5	38.4	1.77	1.127	16.0	1.07	0.065
③ <sub>3</sub>	淤泥质亚粘土 与粉砂互层	49.0~49.8	28.8	1.88	0.867	10.6	1.09	0.034
④	粉细砂	58.7~59.5	31.48	1.88	0.882			0.020
⑤	卵砾石夹 粘性土	60.0~63.4						
⑥ <sub>1</sub>	泥质粉砂岩	63.5~69.4						
⑥ <sub>2</sub>	泥质粘砂岩	未钻穿						

层序	土名	压缩模量 $E_{s1-2}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	内聚力 C (kg/cm <sup>2</sup> )	内摩擦角 $\phi$ (度)	动力触探 $N_{60-65}$ (击)	桩周土的 摩擦容 f (t/m <sup>2</sup> )	桩尖土的 承载力 容 $R_j$ (t/m <sup>2</sup> )	地基土的 承载力 容[R] (t/m <sup>2</sup> )
①	填土							
②	亚粘土	40.6	0.10	15.0		1.2		9
③ <sub>1</sub>	淤泥亚粘土	26.0	0.09	13.0		1.0		7
③ <sub>2</sub>	淤泥质亚粘土 淤泥质粘土	30.6	0.11	11.5		1.0		7
③ <sub>3</sub>	淤泥质亚粘土 与粉砂互层	52.1	0.10	20.0	12.6	2.0		12
④	粉细砂	91.6	0.06	23.0	23.1	3.0	150	25
⑤	卵砾石夹 粘性土						400	30
⑥ <sub>1</sub>	泥质粉砂岩							40-60
⑥ <sub>2</sub>	泥质粘砂岩							100

$$P_p = \eta \cdot R \cdot A_p = 129.4 \text{ kN} \quad (1.2)$$

综合以上两种计算方法, 取单桩容许承载力  $P_p = 120 \text{ kN}$

### (2) 复合地基承载力

根据上部荷载以及条基的宽度、深度, 确定所需的复合地基承载力。初步确定横墙下条基宽  $B_1 = 1.5 \text{ m}$ , 纵墙下条基宽  $B_2 = 1.0$ , 基础埋深统一取为  $D = 1.0 \text{ m}$ , 基础底面以上地基土及基础容重统一取为  $\gamma = 19.6 \text{ kN/m}^3$ , 横墙下荷载为  $N_1 = 196 \text{ kN/m}$ , 纵墙下荷载为  $N_2 = 137.2 \text{ kN/m}$ , 则所需复合地基承载力分别为

#### a. 横墙下基础

$$R_1 \geq N_1/B_1 + D \cdot \gamma = 151.6 \text{ kN/m}^2 \quad (1.3)$$

#### b. 纵墙下基础

$$R_2 \geq N_2/B_2 + D \cdot \gamma = 156.8 \text{ kN/m}^2 \quad (1.4)$$

综上所述, 取所需复合地基承载力  $R_c = 156.8 \text{ kN/m}^2$ 。

### (3) 复合地基置换率

根据所需复合地基承载力, 单桩容许承载力, 桩间土容许承载力计算复合地基置换率  $m$ 。

参照地质勘察报告, 取桩间土容许承载力  $R_s = 68.6 \text{ kN/m}^2$ , 由于水泥桩桩端仍处于软土层, 取桩端折减系数  $\lambda = 0.5$ , 复合地基置换率为:

$$m = (R_c - \lambda R_s) / (P_p/A_p - \lambda R_s) \times 100\% = 21.2\% \quad (1.5)$$

取置换率  $m = 22\%$

### (4) 布桩设计

根据复合地基置换率要求, 条基宽度和桩径确定布桩间距。

#### a. 横墙下

每米距布桩数:

$$n_1 = B_1 \cdot m / A_p = 1.684 \text{ (根)} \quad (1.6)$$

布桩间距要求:

$$S_1 = 1/n_1 = 0.59 \text{ m} \quad (1.7)$$

#### b. 纵墙下

每米距布桩数:

$$n_2 = B_2 \cdot m / A_p = 1.122 \text{ (根)} \quad (1.8)$$

布桩间距要求:

$$S_2 = 1/n_2 = 0.89 \text{ m} \quad (1.9)$$

### (5) 加固区下卧层承载力验算

根据上部荷载、桩群体的体积力以及桩群体的侧壁摩阻力验算复合地基下卧层的强度。基本计算数据如下:

加固地基的基础底面积  $F = 390.05\text{m}^2$

桩群体底面面积  $F_1 = 260.34\text{m}^2$

桩群体侧表面面积  $F_s = 5572\text{m}^2$

桩群体的体积力

$$G = \gamma_p \cdot F_1 \cdot L_p = 20410.66\text{kN} \quad (1.10)$$

其中 $\gamma_p$ 为复合地基土的平均浮容重, 取 $\gamma_p = 7.85\text{kN/m}^3$

桩群体底面平均压力为:

$$P_o = [R_c \cdot F + G - \lambda R_c (F - F_1) - f_s F_s] / F_1 = 86.5\text{kN/m}^2 \quad (1.11)$$

下卧层强度修正:

下卧层为③-1层, 为淤泥质亚粘土, 其容许承载力为 $[R] = 68.6\text{kN/m}^2$ , 取其埋深为一个桩长即 $D = L_p = 10.0\text{m}$ , 取深度修正数 $m_D = 1.0$ , 其修正强度为:

$$\begin{aligned} R &= [R] + m_D \times \gamma_p \times (D - 1.5) \\ &= 135.2\text{kN/m}^2 > P_o = 86.5\text{kN/m}^2 \end{aligned} \quad (1.12)$$

所以, 下卧层强度满足要求。

(6) 沉降计算

整个地基的沉降可分为两大部分, 其一为复合地基加固区部分即加固区的沉降量, 其二为桩群体下卧层的沉降量。按照建筑地基处理规范, 桩群体沉降量小于3cm。因而, 我们取桩群体沉降量 $S_1 = 3\text{cm}$ 。

下卧层沉降量按分层总和法计算, 下卧层共计有两层: ③-1层厚3m, 压缩模量 $E_{s1-2} = 2600\text{kN/m}^2$ , ③-2层厚30m, 压缩模量 $E_{s1-2} = 3060\text{kN/m}^2$ 。取下卧层顶面平均压力 $P_o = 90\text{kN/m}^2$ , 取下卧层原上覆土加权平均浮容量 $\gamma = 7\text{kN/m}^3$ 。

则下卧层顶面平均附加应力为:

$$P_o = P_o - \gamma D = 20\text{kN/m}^2 \quad (1.13)$$

沉降计算示意图见图1所示:

沉降计算以建筑物中心沉降量最大处作为标准, 其简化形式为长度为15.0m的横墙下条基与长度为40.0m的纵墙下条基以中点相交, 其余条基以影响系数 $\mu = 1.5$ 计算。

a. 横墙下条基,  $B_1 = 1.5\text{m}$ ,  $A_1 = 7.5\text{m}$ ,  $Z_1 = 11.0\text{m}$ ,  $A_1/B_1 = 5$ ,  $Z_1/B_1 = 7.3$

查表得 $C_1 = 0.104$

$Z_2 = 14.0\text{m}$ ,  $A_1/B_1 = 5$ ,  $Z_2/B_1 = 9.3$

查表得 $C_2 = 0.088$

$Z_3 = 44.0\text{m}$ ,  $A_1/B_1 = 5$ ,  $Z_3/B_1 = 29.3$ ,  $C_3 = 0.046$ ,

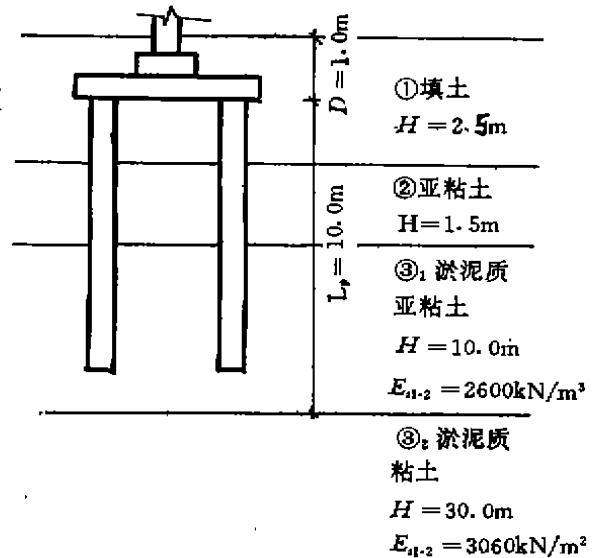


图1 沉降计算示意图



$$S_0 = \left[ \sum_{i=1}^n \frac{P_0}{E_{si}} (z_i c_i - z_{i-1} c_{i-1}) \right] \times 2 = 1.17 \text{cm} \quad (1.14)$$

b. 纵墙下条基  $B_2 = 1.0 \text{m}$   $A_2 = 20.0 \text{m}$   $Z_1 = 11.0 \text{m}$   $A_2/B_2 = 20$   $Z_1/B_2 = 11$  查表得  $C_1 = 0.0815$

$$Z_2 = 14.0 \text{m}, A_2/B_2 = 20, Z_2/B_2 = 14, C_2 = 0.0692$$

$$Z_3 = 44.0 \text{m}, A_2/B_2 = 20, Z_3/B_2 = 44, C_3 = 0.0510$$

$$S_0 = \left[ \sum_{i=1}^n \frac{P_0}{E_{si}} (z_i c_i - z_{i-1} c_{i-1}) \right] \times 2 = 1.78 \text{cm} \quad (1.15)$$

注: 以上  $C_i$  和  $C_{i-1}$  为基础底面分别至第  $i$  层和第  $i-1$  层底面范围内的平均附加应力系数。

下卧层的沉降量为:

$$S_2 = m_s \times \mu \times (S_0 + S_1) = 5.75 \approx 5.8 \text{cm} \quad (1.16)$$

注: 上式中  $m_s$  是沉降计算经验系数, 由于下卧层的压缩模量  $E_{s1-2}$  均小于  $4000 \text{kN/m}^2$ , 故取  $m_s = 1.3$ 。

地基总沉降量为:

$$S = S_1 + S_2 = 8.8 \text{cm} \quad (1.17)$$

## 2. 双轴深层搅拌桩复合地基

双轴深层搅拌桩桩径取为: 长径  $\phi_1 = 1200 \text{mm}$ , 短径  $\phi_2 = 700 \text{mm}$ , 截面面积  $A_p = 0.71 \text{m}^2$ , 周边长  $S_p = 3.51 \text{m}$ , 桩长取  $L_p = 10.0 \text{m}$ , 水泥掺合比取  $a_w = 10\%$ 。

设计计算如下:

### (1) 单桩承载力

根据桩侧摩阻力确定单桩承载力。桩侧容许摩阻力按地质勘探报告取为  $f = 9.8 \text{kN/m}^2$ , 单桩承载力为:

$$P_p = f \cdot S_p \cdot L_p = 344 \text{kN} \quad (2.1)$$

根据桩身强度确定单桩承载力。桩身强度取  $R = 1200 \text{kpa}$ , 折减系数取  $\eta = 0.33$ , 单桩承载力为:

$$P_p = \eta \cdot R \cdot A_p = 281 \text{kN} \quad (2.2)$$

综合以上两种计算方法, 取单桩容许承载力  $P_p = 280 \text{kN}$

### (2) 复合地基承载力

墙下条形基础设计同方案一, 故而复合地基承载力亦同方案一。

$$\text{需 } R_c = 156.8 \text{kN/m}^2$$

### (3) 复合地基置换率

根据所需复合地基承载力, 单桩容许承载力, 桩间土容许承载力计算复合地基置换率  $m$ 。

参照地质勘察报告, 取桩间土容许承载力  $R_c = 68.6 \text{kN/m}^2$ , 由于水泥桩桩端仍处于软土层, 取桩端折减系数  $\lambda = 0.5$ ,

复合地基置换率为:

$$m = (R_c - \lambda R_s) / (P_p / A_p - \lambda R_s) \times 100\% = 34.1\% \quad (2.3)$$

取置换率  $m = 35\%$ 。

#### (4) 布桩设计

根据复合地基置换率要求, 条基宽度和桩径确定布桩间距。

##### a. 横墙下

每米距布桩数:

$$n_1 = B_2 \cdot m / A_p = 0.74 \text{ (根)}$$

布桩间距要求:

$$S_1 = 1 / n_1 = 1.35 \text{ m}$$

##### b. 纵墙下

每米距布桩数:

$$n_2 = B_1 \cdot m / A_{sp} = 0.49 \text{ (根)}$$

布桩间距要求:

$$S_2 = 1 / n_2 = 2.02 \text{ m}$$

(5) 下卧层承载力验算和沉降计算同单轴深层搅拌桩复合地基。

### 3. 疏桩复合地基

疏桩复合地基也可称为刚性桩复合地基, 设计计算步骤如下:

#### 1). 单桩极限承载力及桩尖承载力分担系数 $a$ 的计算

桩径  $D = 0.377 \text{ m}$ , 设桩长为  $18 \text{ m}$ , 承台埋深  $1.0 \text{ m}$ , 则按表一数据可计算桩侧与桩尖提供的极限承载力。

桩尖:

$$P_b = A_p R_j = \frac{\pi D^2}{4} R_j = 55.8 \text{ kN} \quad (3.1)$$

桩侧:

$$P_s = \pi D \Sigma l_i f_i = 432.8 \text{ kN} \quad (3.2)$$

单桩极限承载力  $P_u$  为

$$P_u = P_o + P_s = 488.6 \text{ kN} \quad (3.3)$$

分担系数  $a$  值为

$$a = \frac{P_b}{P_u} = 0.1141 \quad (3.4)$$

#### 2). 群桩影响范围

单桩影响范围可用  $D_o$  值估计

$$D_o = 1.5 \sqrt{DL/2} = 2.76 \text{ m} \quad (3.5)$$

设平均桩距为  $1.6 \text{ m}$ ,  $1.6 \text{ m} < D_o$ , 则需考虑相邻桩的影响。根据影响图估算, 相邻桩的影响系数为  $0.16$ 。

#### 3) 沉降及桩距计算

根据疏桩复合地基二元联立方程组解法可确定桩数  $n$  和沉降  $S$ 。二元联立方程组为:

$$\begin{cases} S = \left( \frac{N+G-nQ}{F} - P_c \right) \Delta S w \\ S = (Q + \gamma_G F_1 L) \delta_s \end{cases} \quad (3.6)$$

式中  $N$ —建筑物上部结构传至基础顶面的竖向荷载;

$G$ —承台自重和承台土重;

$Q$ —单桩承担的平均荷载;

$F$ —承台面积;

$P_c$ —承台底面土的自重压力;

$\Delta S$ —单位附加压力作用下筏式基础的沉降量;

$w$ —为承台面积占总底面积之比;

$\gamma_G$ —桩身材料的单位体积重量;

$F_1$ —单桩截面积;

$L$ —桩长;

$\delta_s$ —单桩在单位荷载作用下的沉降, 并考虑相邻桩的影响。

(1)  $\delta_s$  的计算;

根据明特林公式的盖特斯解经简化可得

$$\delta_s = \frac{(204.165a + 2.141) \times (1 + 2\beta)}{LE_s} = 5.33 \times 10^{-5} \text{cm/N} \quad (3.7)$$

式中:  $\beta$ —相邻桩影响系数;

$E_s$ —桩尖下  $0.1L$  范围内的平均压缩模量。

(2)  $\Delta S$  的计算

按整体板式基础计算。采用分层总和法。

$$B = 13.5\text{m} \quad A = 39.2\text{m} \quad A/B = 2.90, \quad B/2 = 6.75$$

$$\Delta S = m_s \sum \frac{C_i z_i - C_{i-1} z_{i-1}}{E_s}$$

取修正系数  $m_s = 1.1$ , 计算深度取  $49\text{m}$

查表计算得:

$$\Delta S = 6.50 \text{cm}^3/\text{N} \quad (3.8)$$

(3) 取条基宽度为  $1.2\text{m}$ , 则  $w = 0.7$ 。

(4) 控制最终沉降量  $S$  为  $15\text{cm}$ , 则将以上沉降系数等数据代入疏桩公式(1)、(2), 可得

$$Q = \frac{S}{\delta_s} - \gamma_G F_1 L = 227.8 \text{kN} \quad (3.9)$$

取条基方向  $1\text{m}$  长度进行计算, 可求得每米布桩数  $n$ , 对承重墙, 线荷载为  $20\text{t/m}$ , 则

$$n = \left( 20 - \frac{1.2 \times 15}{6.50 \times 0.7} \right) / 22.78 = 0.704 \quad (3.10)$$

则桩距

$$d = \frac{1}{n} = 1.42\text{m} \quad (3.11)$$

对于自承重墙, 线荷载为14t/m, 则

$$n = (14 - \frac{1.2 \times 15}{6.50 \times 0.7}) / 22.78 = 0.441 \quad (3.12)$$

则桩距

$$d = \frac{1}{n} = 2.3\text{m} \quad (3.13)$$

(5) 最后布桩按“外密内疏”的原则, 并考虑承重方向及平面布置、构造的位置等因素。

#### 4. 石灰桩复合地基

##### 1) 说明

(1) 石灰桩采用振动打桩机施工, 配合比要对石灰化学分析后, 通过试验确定。

(2) 计算方法详见浙江省标准《建筑软弱地基基础设计规范》(DBJ10—1—90)。

##### 2) 荷载计算

屋面 5.29kN/m<sup>2</sup>, 楼面 4.13kN/m<sup>2</sup> (其中, 厨厕 4.80kN/m<sup>2</sup>), 砖墙, 24墙 5.14kN/m<sup>2</sup>, 12墙 2.90kN/m<sup>2</sup>。根据平面布置可得纵墙传递荷载 22158kN, 横墙传递荷载 26788kN。于是可得土0.00以上总荷载为48946kN。

基础总面积为441.96m<sup>2</sup>, 基底平均压力为

$$\sigma = \frac{Q}{A} = 110.7\text{kN/m} \quad (4.1)$$

##### 3) 石灰桩复合地基承载力

石灰桩复合地基承载力标准计算式如下所示

$$f_{sp,h} = f'_{s,h} [1 + m'(n-1)] \quad (4.2)$$

式中:  $f_{sp,h}$ —石灰桩复合地基承载力标准值;

$f'_{s,h}$ —桩间土承载力标准值;

$m'$ —石灰桩水化膨胀后的面积置换率, 一般为 1.5~1.8 倍生石灰桩的面积置换率;

$n$ —桩土应力比, 可取 3~5。

复合地基承载力标准值为

$$f_{sp,h} = 68.6 \times [1 + 0.115(3-1)] = 84.38(\text{kN/m}^2) \quad (4.3)$$

经深度修正后, 其复合地基承载力设计值为

$$f_{sp} = \eta_c f_{sp,h} + \eta_d \gamma_o (d-1.5) = 96.69(\text{kN/m}^2) \quad (4.4)$$

附加应力 $P_s$ 为

$$P_z = \frac{b(P - P_c)}{b + 2z \cdot \operatorname{tg} \theta} = \frac{1.8 \times 110}{1.8 + 2 \times 2 \times \operatorname{tg} 23^\circ} = 56.82 (\text{kN/m}^2) \quad (4.5)$$

自重应力  $P_{oz}$  为

$$P_{oz} = 18.33 \times 1 + 7.84 \times 1 = 26.17 (\text{kN/m}^2) \quad (4.6)$$

$$P_{oz} + P_z = 82.99 (\text{kN/m}^2) < f_{sp} = 96.69 (\text{kN/m}^2) \quad (4.7)$$

故③<sub>1</sub>层淤泥质亚粘土经石灰桩加固后复合地基承载力已满足要求。

③<sub>2</sub>层淤泥质亚粘土下卧层承载力验算:

$$f = \eta_c f_k + \eta_d \gamma_o (d - 1.5) = 118.58 (\text{kN/m}^2) \quad (4.8)$$

$$P_z = \frac{1.8 \times 110.7}{1.8 + 2 \times 7 \times \operatorname{tg} 23^\circ} = 25.76 (\text{kN/m}^2) \quad (4.9)$$

$$P_{oz} = 18.33 \times 1 + 7.84 \times 7 = 73.21 (\text{kN/m}^2) \quad (4.10)$$

$$P_{oz} + P_z = 25.76 + 73.21 = 98.97 (\text{kN/m}^2) < 118.58 (\text{kN/m}^2) \quad (4.11)$$

所以, 石灰桩桩长8m时, ③<sub>2</sub>层淤泥质亚粘土下卧层承载力已能满足要求。

#### 4) 石灰桩复合地基沉降计算

桩长范围内复合土层的压缩模量

$$E_{sp} = E'_s [1 + m' (n - 1)] \quad (4.12)$$

式中  $E_{sp}$ —石灰桩复合土层压缩模量;  
 $E'_s$ —桩间土的压缩模量;  
 $m'$ —石灰桩水化后的面积置换率;  
 $n$ —桩土应力比。

#### ②层亚粘土

$$E_{sp} = 4.06 \times [1 + 0.115 \times (3 - 1)] = 4.99 (\text{MPa}) \quad (4.13)$$

③<sub>1</sub>层淤泥质亚粘土  $E_{sp} = 2.60 \times 1.23 = 3.20 (\text{MPa})$

有效基底面积与总基底面积之比

$$\beta_c = \frac{441.96}{604.94} = 0.73 < 0.8 \quad (4.15)$$

可按条形基础计算。基础宽度为 1800mm, 基础A和B中心距为 3300mm。沉降计算如表 2 所示。

根据类似工程的沉降观测结果, 最终沉降在 15cm 左右, 因此, 计算结果还比较符合实际。

#### (5) 低强度混凝土桩复合地基

##### 1) 说明:

(1) 低强度混凝土桩是新的研究成果, 已在浙江上虞, 湖州等地 9.1 万  $\text{m}^2$  的 6~7 层住宅中应用, 技术经济效果显著。

(2) 设计计算方法参见《低强度水泥砂石桩的试验与应用》一文, 第三届全国地基处

石灰桩复合地基沉降计算

表2

z (cm)	基础 A			基础 B 对 A 的影响			考虑影响的 c	z <sub>c</sub> (cm)	z <sub>i</sub> c <sub>i</sub> - z <sub>i-1</sub> c <sub>i-1</sub> (cm)	E <sub>s</sub> (MPa)	ΔS' <sub>i</sub> (cm)	ΣΔS' <sub>i=1</sub>
	1/b	z/b	c	1/b	z/b	c						
0	$\frac{745}{90} = 8.27$	0	$4 \times 0.25 = 1.0$	$\frac{745}{420} = 1.77$	0	$4(0.25 - 0.25) = 0$	1.0	0			0	0
200	同上	$\frac{200}{60} = 2.22$	$4 \times 0.1954 = 0.78$	同上	$\frac{200}{420} = 0.47$ $\frac{200}{240} = 0.83$	$4(0.2465 - 0.2409) = 0.0224$	0.802	160.48	160.48	4.99	3.57	3.57
800	同上	$\frac{800}{90} = 8.9$	$4 \times 0.095 = 0.38$	同上	$\frac{800}{420} = 1.9$ $\frac{800}{240} = 3.3$	$4(0.1978 - 0.1925) = 0.141$	0.521	419.96	256.5	3.20	8.89	12.46
1200	同上	$\frac{1200}{90} = 13.3$	$4 \times 0.069 = 0.276$	同上	$\frac{1200}{420} = 2.86$ $\frac{1200}{240} = 5.0$	$4(0.1624 - 0.1257) = 0.1428$	0.42	502.56	43.56	3.06	1.57	14.03
1300	同上	$\frac{1300}{90} = 14.4$	$4 \times 0.065 = 0.26$	同上	$\frac{1300}{420} = 3.1$ $\frac{1300}{240} = 5.4$	$4(0.1550 - 0.1205) = 0.138$	0.398	517.4	14.84	3.06	0.54	14.57

$$\frac{\Delta S'_i}{\sum_{i=1}^n \Delta S'_i} = \frac{0.54}{14.57} = 0.037$$

理学术讨论会论文集(浙江大学出版社, 1992)。

## 2) 单桩承载力计算

单桩承载力计算式为

$$R_k = \eta_p [\pi d \sum q_{s,i} l_i + q_p A_p] \quad (5.1)$$

式中:  $R_k$ —单桩承载力标准值;  
 $d$ —桩身直径;  
 $q_{s,i}$ —桩周第*i*层土的摩阻力标准值;  
 $l_i$ —桩周第*i*层土的厚度;  
 $q_p$ —桩尖土承载力标准值;  
 $A_p$ —桩身横截面面积;  
 $\eta_p$ —折减系数, 一般取0.8。

桩径为0.377m, 桩长为11m, 则单桩承载力为

$$R_k = 103.88 \text{ kN}$$

## 3) 选定条基宽度:

计算式为

$$b = \frac{G_a - 2R}{\eta_s \cdot f_{s,k} \cdot a} \quad (5.2)$$

式中:  $G$ —作用在条基上的线荷载;  
 $a$ —桩的纵向距离;  
 $R$ —单桩承载力设计值;  
 $\eta_s$ —桩间土承载力折减系数, 取0.8;  
 $f_{s,k}$ —桩间土承载力标准值。

条基宽度为

$$b = \frac{196 \times 1.35 - 2 \times 103.88}{0.8 \times 68.6 \times 1.35} = 0.77 \text{ (m)}$$

根据双排桩布桩要求,  $b = 1.8 \text{ (m)} > 0.77 \text{ (m)}$

## 4) 复合地基承载力

计算式为

$$f_{sp,k} = \eta_s \cdot f_{s,k} [1 + m(n-1)] \quad (5.3)$$

式中  $f_{sp,k}$ —复合地基承载力标准值;  
 $\eta_s$ —桩间土承载力折减系数, 取0.8;  
 $f_{s,k}$ —桩间土承载力标准值;  
 $m$ —桩的置换率;  
 $n$ —桩土应力比, 一般为10~14。  
 桩的置换率为

$$m = \frac{0.11 \times 2}{1.8 \times 1.35} = 0.09$$

复合地基承载力标准值为

$$f_{sp,k} = 0.8 \times 68.6 \times [1 + 0.09(10 - 1)] = 99.27 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{满足})$$

5) 下卧层承载力验算

将整个基础假定为整板基础, 按双层地基计算。

$$P_s + P_{cs} \leq f_s \quad (5.4)$$

$$P_s = \frac{L \cdot B \cdot (P - P_c)}{(B + 2z \operatorname{tg} \theta)(L + 2z \operatorname{tg} \theta)}$$

$$= \frac{40.6 \times 14.9 \times 80.95}{(14.9 + 2 \times 11 \times \operatorname{tg} 23^\circ)(40.6 + 2 \times 11 \times \operatorname{tg} 23^\circ)} = 40.47 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{cs} = 7.25 \times 11 = 79.77 \text{ (kN/m}^2)$$

$$f_s = \eta_c f_k + \eta_{d0}(d - 1.5)$$

$$= 1.1 \times 68.6 + 1 \times 7.25 \times (11 - 1.5) = 144.34 \text{ (kN/m}^2)$$

$$P_s + P_{cs} = 40.47 + 79.77$$

$$= 120.24 \text{ (kN/m}^2) < 144.34 \text{ (kN/m}^2) \quad (\text{满足})$$

低强度水泥砂石桩复合地基变形计算

表3

Z (cm)	基础中心点			za (cm)	$\frac{z_j a_j - z_{j-1} a_{j-1}}{z_j a_j - z_{j-1} a_{j-1}}$ (cm)	$E_{1(z_1-z)}$ (MPa)	$\Delta S'_i$ (cm)	$\sum_{i=1}^n \Delta S'_i$ (cm)
	l/b	z/b	a					
0	$\frac{20.3}{7.45}$ = 2.72	0	$4 \times 0.25$ = 1.0	0	0	3.00	0	0
500	同上	$\frac{5.0}{7.45}$ = 0.67	$4 \times 0.2435$ = 0.974	487	487	3.00	6.53	6.53
1000	同上	$\frac{10.0}{7.45}$ = 1.34	$4 \times 0.2244$ = 0.897	897	410	3.00	5.49	12.02
2000	同上	$\frac{20.0}{7.45}$ = 2.68	$4 \times 0.1765$ = 0.706	1412	515	3.00	6.73	18.75
2300	同上	$\frac{23.0}{7.45}$ = 3.08	$4 \times 0.1655$ = 0.662	1522	1106	3.00	1.47	20.22
2400	同上	$\frac{24.0}{7.45}$ = 3.22	$4 \times 0.1628$ = 0.651	1562	40	3.00	0.53	20.75

$$\frac{\Delta S_i}{\sum_{i=1}^n \Delta S'_i} = \frac{0.53}{20.75} = 0.025$$



## 6) 基础沉降计算

计算基础中心点沉降

$$S_i = S_{s,p} + S \quad (5.5)$$

式中  $S_{s,p}$ —低强度水泥砂石桩复合地基加固的变形量, 为简化计算, 取 $S_{s,p} \approx 0$ ;

$S$ —加固区下卧软土层变形量, 由作用在桩尖平面处的附加应力产生。

$$S = \phi_s \sum_{i=1}^n \frac{P_0}{E_{s,i}} (z_i a_i - z_{i-1} a_{i-1}) \quad (5.6)$$

$$P_0 = 40.47 \text{ kPa}$$

根据经验,  $\phi_s = 1.0$ 。

列表计算:

中心点最大沉降计算值 20.75cm, 根据类似工程经验, 房屋平均沉降值 15~20cm 左右。施工中可使基础预抬高10cm。

## 几种地基处理方案经济指标比较分析

上述5种地基处理方案和沉管灌注桩方案经济指标比较分析如表4所示。预算分析按杭州市乡镇三级施工企业取费标准, 材料差价见表注(材料差价分析时间为1992年夏)。

由表可见, 每 $\text{m}^2$ 地基处理价(包括差价), 低强度混凝土桩复合地基为51.06元, 单轴水泥搅拌桩复合地基为55.26元, 疏桩方案为56.93元, 石灰桩复合地基为58.25元, 双轴水泥搅拌复合地基为64.46元, 沉管灌注桩(原方案)为69.44元。各种地基处理方案与沉管灌注桩方案经济比较如表5所示。可见, 低强度混凝土桩复合地基费用仅为沉管灌注桩的0.735, 单轴搅拌桩复合地基为沉管灌注桩的0.796, 且两者钢筋用量小, 目前钢材呈涨价态, 实际发生的工程费用两者与沉管灌注桩方案比较还要节约一些。

地基处理费用比较

表5

沉管灌注桩	双轴搅拌桩	石灰桩	疏桩	单轴搅拌桩	低强度混凝土桩
1.00	0.928	0.839	0.820	0.796	0.735

## 结语和建议

要对几种地基处理方案作出横向比较是很困难的, 其影响因素很多。对同一地基、同一建筑物地基处理方案的选择还要受专家的判断、决策影响。本可行性研究项目聘请对某种处理方案在理论、计算及实践各方面进行长期研究的专家参加。充分发挥专家的特长。各位专家对建筑物最终沉降的控制标准认识是有差别的。通过讨论, 一致认为上述各种方案均可满足工程建设要求。

表4 几种地基处理方案经济指标比较分析(单位,元)

	原方案沉管灌注桩 (东升片小区)	低强度桩方案	石灰桩复合地基	疏桩方案 (东升片小区)	单轴水泥搅拌桩	双轴水泥搅拌桩
地基加固费用	121399.33	88664.0	117984.00	99212.01	109762.5	137385
钢筋用量	15.36t	1.14t	1.78t	11.73t	/	/
差 价	27305.01	2026.54	3164.25	20852.07	/	/
水泥用量	157.0t	77.64t	18.68	153.15t	237.1t	274.8t
差 价	15729.83	7778.75	1871.55	15344.10	23755.05	27532.21
承台预算费用	55565.14	52204.44	52204.44	42806.69	40512.91	40512.91
钢筋用量	6.89t	9.69t	9.69t	6.0t	5.38t	5.38t
差 价	12248.15	17225.62	17225.62	10666.02	9563.86	9563.86
水泥用量	48.33t	64.25t	64.25t	55.07t	50.65t	50.95
差 价	4842.18	6437.21	6437.21	5517.46	5104.68	5104.68
总价(不计差价)	176964.47	140868.44	170188.44	142018.70	150275.41	177897.91
总价(包括差价)	237089.64	174336.56	198887.07	194398.35	186699.0	220098.66
每m <sup>2</sup> 地基处理价 (包括差价)	69.41	51.06	58.25	56.93	55.26	64.46

注1:本预算按杭州市乡镇三级施工企业取费标准编制,钢筋 $\phi 10$ 内按895.61元/吨, $\phi 10$ 以上按949.4元/吨,水泥按169.81元/吨在预算内已补差。目前市场价按270元/吨,钢筋2700元/吨,再计主材料差价。

注2:建筑面积3414.5m<sup>2</sup>。

注3:表中未计石灰差价。

单从经济指标比较,上述 5 种地基处理方案中,以低强度混凝土桩复合地基和单轴搅拌桩复合地基处理费用最低,然后是疏桩方案,再是其它二种方案。与沉管灌注桩方案比较,地基处理费用可以降低,详见表 5 所示。以用钢量比较,疏桩方案用钢量较多,搅拌桩复合地基方案最少,其它方案居中。以水泥用量比较,搅拌桩复合地基方案用量最大,石灰桩复合地基用量最小,其他方案居中,详细情况见表 4。石灰桩复合地基方案未计入石灰差价,各地出入较大,实际发生费用可能超过上述数值。

在上述 5 种地基处理方案设计分析中,单轴和双轴搅拌桩复合地基计算沉降量为 8.8cm,低强度混凝土桩复合地基为 20.75cm,疏桩复合地基计算沉降控制值为 15cm,石灰桩复合地基计算沉降量为 14.57cm。控制同一沉降量,则加固区厚度或复合地基置换率需要相应改变。由总公司提供的沉管灌注桩方案,应用研究报告中采用的沉降计算方法计算沉降量为 14.8cm,实际发生沉降可能要小些。由于计算理论不同,实际沉降量可能与计算值有一定出入,但上述五种方案实际沉降均可控制在 20cm 以内,可以满足工程要求。

各种地基处理方案都有一定的适用范围,对于深厚软粘土地基,采用复合地基方案是较好的。然而,各种复合地基也各有特点,如疏桩方案如能在桩底部遇到一层较好的土层,就会更加显出其优越性,低强度混凝土桩复合地基方案也是如此,石灰桩复合地基方案如能有较适用的石灰而且比较便宜,其优越性就明显。另外,水泥搅拌桩和石灰桩对有机质含量高的土层是不适用的。地基处理方案的选用一定要因地制宜,多因素分析。

上述几种方案在类似地质条件下,已有较多工程实践,具有较好的经济效益和社会效益。

#### 致谢:

本文根据南京南湖地区软土地基处理方案可行性研究报告改写。可行性研究受南京市雨花台区城镇建设综合开发总公司委托并得到经济支持。参加可行性研究的还有王伟堂、朱向荣、张航和楼文娟。王伟堂负责石灰桩复合地基和低强度混凝土桩复合地基的设计计算、朱向荣和楼文娟负责疏桩复合地基的设计计算、张航参加深层搅拌桩复合地基设计计算,沉管灌注桩方案由开发总公司提供。作者在此一并表示感谢。

# 建筑物顶升纠偏技术的研究和应用

甘正常 周华俊

蒋小鸣

(杭州市建筑设计院)

(杭州应用工程技术学院 310012)

[提要] 本文结合某一住宅楼的顶升纠偏工程从设计、施工、监测等各方面对建筑物顶升纠偏技术进行较为全面的应用性研究,为该技术的推广应用提供了一定的理论依据和技术数据,特别是为解决软土地基中存在过大沉降及由此产生不均匀沉降的建筑物的顶升纠偏提供切实可行的方法。

## 引言

建筑物顶升纠偏技术是我国当前最新发展起来的一种技术,它利用千斤顶组作为反力系统,利用托梁作为顶架,使建筑物在纠偏过程中得以提高,从而获得正常的垂直度和水平标高。杭州花园新村某乙型住宅楼的顶升纠偏工程使原南北及东西沉降差各为15cm和10cm的楼房恢复国家规范要求的垂直度,并使整幢建筑提高80cm。结合该工程的实施,从设计、施工、监测等各方面对该技术进行了全面、科学的分析研究,为该技术的推广应用提供了较为完整的理论依据和技术数据。

## 地基概况和沉降观测

该住宅楼是一幢五层的砖混结构,长42m、宽9.3m、高15.85m,建筑面积为2015m<sup>2</sup>,原建筑采用浅埋式钢筋混凝土筏式基础,每层设有混凝土圈梁,建筑物总重约为3200t。于1982年4月开工,83年9月竣工,由于场地地基条件差,表面硬壳层较薄,仅为2.20m,其下均为深厚的淤泥质粉质粘土,一直到地表以下31m,地基强度才有提高。在施工期间沉降较大点已达到30多cm,南北差异沉降也在8cm以上,表1(a)为83年6月6日结构结顶时的观测结果。竣工以后沉降量继续增加,经89年6月至91年9月的三次沉降观测知,沉降

施工期间沉降量

表1(a)

位 置 沉 降 量	北 面		南 面	差异沉降
	北 面	南 面	南 面	
最大沉降量(cm)	37.2	27.8	27.8	9.4
最小沉降量(cm)	34.6	26.2	26.2	8.4
平均沉降量(cm)	35.7	27.1	27.1	8.6

收稿日期:1993年6月

建筑沉降情况

表1(b)

时间 位置 沉降量	89.6.26		90.9.27		91.9.4		速率 (mm/d)
	南面	北面	南面	北面	南面	北面	
最大沉降量(cm)			101.4	115.2	102.4	116.2	
最小沉降量(cm)			85.9	89.1	86.8	97.2	
平均沉降量(cm)	93.7	101.1	94.9	102.8	95.5	106.9	0.012

已达 100 多 cm, 建筑物南北方向差异沉降 15cm 左右, 东西方向差异沉降 10cm 左右, 见表 1(b)。因此造成室内楼地面明显倾斜, 东、西两端内纵墙多处开裂, 裂缝宽达 4-5mm, 门窗开启困难, 住户有强烈的不完全感, 由于总沉降量较大也造成下水道排水困难, 底层无法进出, 已严重影响住户的正常生活。

经过两年多的观测分析, 对各种纠偏方法进行了综合比较, 认为: 在目前平均沉降率为 0.012mm/d, 沉降已基本处于稳定, 建筑物自身的结构现状较为完好的条件下, 采用建筑物顶升纠偏技术, 可以满足既要纠偏又要抬高室内标高的要求。

## 顶升纠偏的设计

在沉降观测和建筑物现状以及裂缝分析的基础上, 形成总的设计思路是: 在建筑物底层窗台以下施筑封闭的圈梁作为托梁, 把其上部结构加固成一整体, 千斤顶组放在托梁以下, 利用基础板作为反力系统可以达到纠偏和抬高的目的。于是重点是托梁的设计计算和千斤顶的设置。

通过顶升前的理论计算, 楼面活荷载为 105kg/m<sup>2</sup>, 由横墙承担, 阳台荷载按常规处理, 且纵横墙各分担一半, 计算得墙身最大线性荷载为 21.72t/m。几经调整, 确定设置 209 台 30t 容量的螺旋式千斤顶, 平均每台承受压力 15t, 占额定起重量的 50%。根据上部荷载以及千斤顶的初步定位, 计算托梁断面以及配筋如图 1(a)、(b) 示。

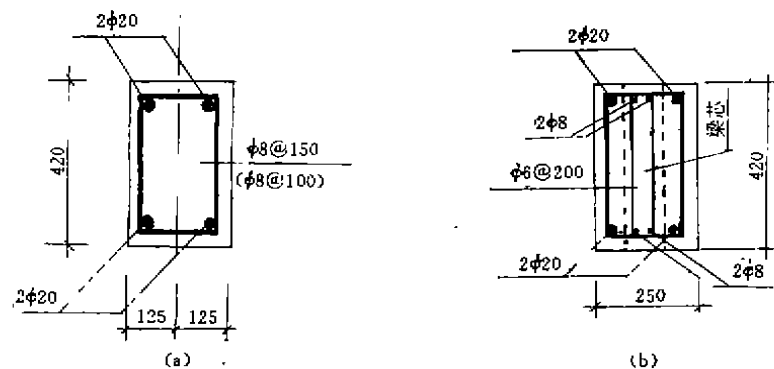


图 1 托梁横截面尺寸示意图

电算模式是把托梁整体假设为平面交叉梁系，墙身仅作为荷载处理，未考虑其墙梁作用，利用SP84程序，在长城微机上计算每个千斤顶的支反力和托梁的内力，同时相应调整千斤顶的布位，以算得每个千斤顶的受荷和托梁的内力相对均匀为止。电算结果：托梁的最大弯矩 $M_{max} = 5.3t \cdot m$ ，最大剪力 $Q_{max} = 15.40t$ ，最大支反力 $R_{max} = 30.80t$ ，顶升总重量 $G = 3128t$ 。托梁平面及千斤顶位置如图2所示。

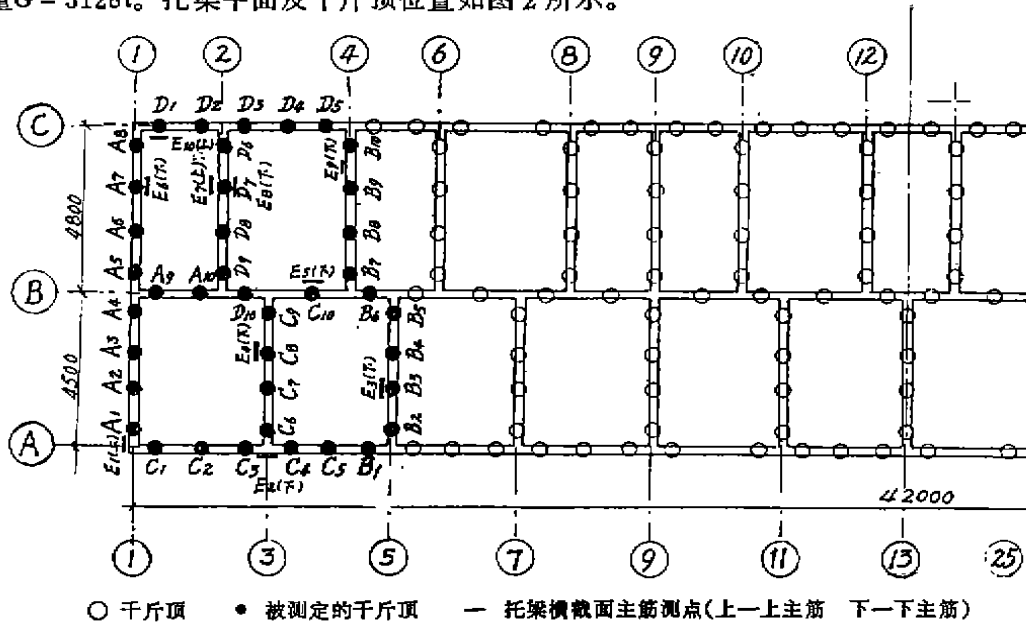


图2 千斤顶位置平面示意图

为保证主体顶升纠偏，还要进行一些必要的附属设计，如千斤顶上部和混凝土托梁之间的局压，下部和地梁，预制多孔板、墙身之间的局压强度；各类垫块、楔块的承压强度；门洞间墙身强度计算；楔块和托梁、千斤顶垫板间的抗滑稳定计算等等。

## 顶升纠偏的施工

顶升纠偏的施工组织是保证顶升纠偏工程成功，使建筑物恢复正常使用的关键，它是一项技术性较强的专业施工项目，主要由以下三部分组成。

(1) 施工前期准备 浇捣混凝土托梁是该期间最重要的工作。整个封闭的平面交叉托梁系分批分段进行浇制，它的施工程序是，第一，先浇制底层门窗洞口处的混凝土托梁梁芯：将门窗拆下，拆掉窗处的砖墙或砌上门处的砖墙至规定的标高，在此砖墙上浇 $120 \times 420$ 的梁芯(见图1(b))，其上再砌120砖墙至门窗顶部或用立木撑顶紧上部(二层)的圈梁；第二，在相同的标高处拆除42cm厚层的窗间墙，通过门窗处梁芯两外侧65mm宽的空隙直穿钢筋，使纵墙托梁整体浇捣一次成型。这里利用梁芯来解决由于分段施工造成的钢筋多处搭接的问题；第三，分段分批浇捣横墙托梁，此时不再先浇制梁芯，为了避免前、后两批浇捣的托梁段与段之间四根钢筋在同一截面处搭接，可先在第二批浇捣的、还未拆除的横墙墙面相应位置处交错凿出两道 $60 \times 60$ 凹槽，预留两根 $\phi 20$ 钢筋，如图3所示。

其次是放置千斤顶。放置时,需视底部的不同情况分别处理,若底部是混凝土梁,则直接置入千斤顶;若底部是预制多孔板,需用细石混凝土把板孔处的孔洞封实后再置入千斤顶;若底部是砖墙,要设置混凝土垫块后置入千斤顶。

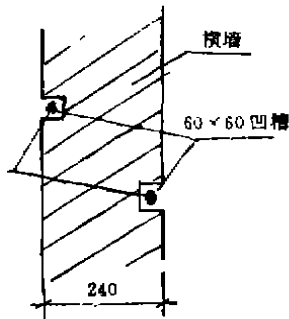


图3 预留槽示意

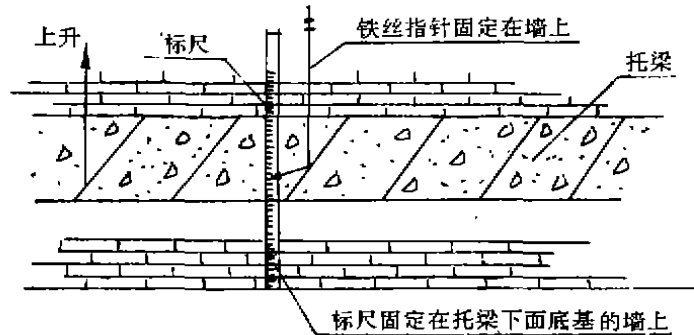


图4 标尺设置示意图

再是设立顶升标尺。在每只千斤顶旁,竖立一贴有毫米方格纸的标尺。在整个顶升过程中,每个千斤顶的操作人员都能从标尺上直观地了解到该处的顶升状况。标尺设置如图4所示。

(2) 顶升纠偏过程 这一过程的施工必须计划周全、组织严密。指挥人员、顶升操作人员、监测人员等300多人在现场同时作业,且要保证参加顶升的所有千斤顶均应同步顶升,关键在于现场施工的组织指挥和技术监督。在这次工程中,把整个建筑物的27个房间划分成9个单元,安排9个技术人员负责检查顶升操作情况并及时向南北片的四名分指挥员汇报情况,分指挥员用报话器向总指挥部汇报,同时,监测人员也随时把监测结果汇总给总指挥部,由总指挥部根据各种情况发出顶升指令。

顶升共分四个阶段,第一阶段建筑物整体上升1、2cm,使托梁与基底砖墙分离;第二阶段南北纠平,此时A轴(南面)千斤顶保持不动,其余各排千斤顶依次顶升,直至北面C轴抬高10cm左右;第三阶段,在I轴(西面)保持不动,依次顶升直至东面2—5轴抬高10cm左右;第四阶段建筑物南北、东西都纠平后再整体上升65cm左右。

在顶升过程中,由于千斤顶行程限制(千斤顶的行程为18cm),且每个千斤顶操作时的行程不一,随时均要替换千斤顶行程,并在其底部加垫块升高。此时,需在千斤顶两边的砖墙与托梁之间用钢木楔块打紧后才能撤下千斤顶做上述工作,如图5所示。当天顶升工作结束后,必须及时做好升高空隙处的砌筑及填楔工作以保证建筑物的安全。

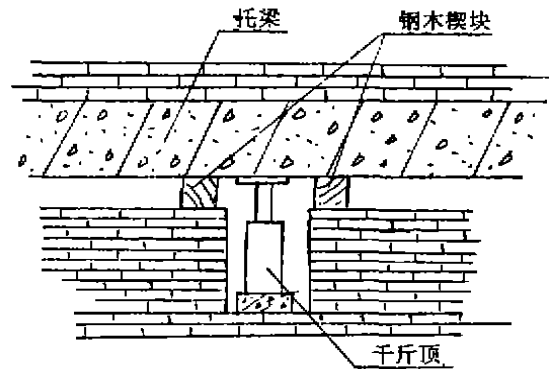


图5 替换千斤顶行程示意图

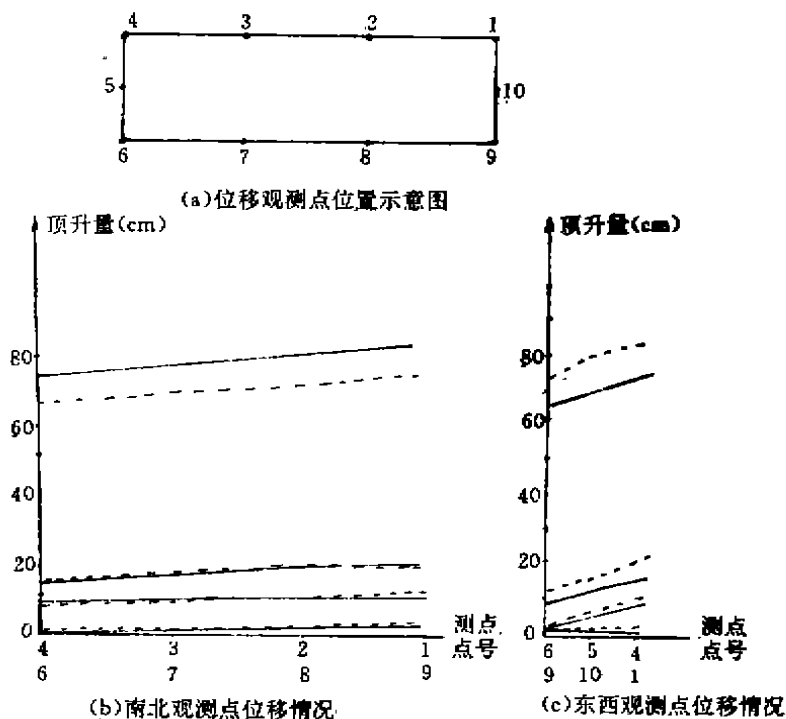
(3) 修复工作 顶升到位后,锁紧全部千斤顶,采用高标号,早凝早强型砂浆抓紧在

顶离空隙中砌入砖墙,待砌入墙体达到设计强度后,分批撤走千斤顶,其墙洞也砌入砖墙。以后还要做室内架空地坪的铺设,原门窗安装,上下管道及内外粉刷的修复等工作。

## 顶升纠偏的监测

监测结果既是现场指挥顶升的决策依据,又为顶升纠偏技术的完善提供一定的理论依据和技术数据。它包括建筑物各观测点的位移观测和圈梁、千斤顶受力状况的应力应变测定。

(1) 建筑物的位移观测 为了掌握顶升过程中建筑物的纠倾及上升情况,在建筑物顶升托梁的四周及相应位置的基础上各对应设置10对观测点,其位置和顶升中四个阶段的位移情况如图6(a)、(b)、(c)示。



注: 实线为北面观测点号 虚线为南面观测点号 实线为西面观测点号 虚线为东面观测点号

图6 顶升中四个阶段建筑物位移情况

同时,又在建筑物外周安放二台经纬仪观测建筑物在纠偏过程中垂直度的变化情况,并且建筑物四角设置四根垂线,用目测法估读纠偏情况。

(2) 托梁和千斤顶的应力测试 在顶升过程中对占总数1/4左右的千斤顶和部份托梁用电阻应变仪进行受力观察,测点位置如图2示。该项工作的主要目的,一是把实测值与理论计算值分析比较,以判定千斤顶、托梁设计的安全可靠性和合理性;二是观察顶升施工工艺和操作方法对托梁、千斤顶受力状况的影响,以改进和完善这一建筑物顶升纠偏技术。

测试内容主要有: 定时性测定——在整体顶升、南北纠偏、东西纠偏等各种不同顶升



状况下,对全部测点进行15次静态测定;跟踪性测定——在整个纠偏顶升过程中,随时对各个测点进行动态监测;试验性测定——人为设定特有条件,进行局部性的试验测定。

经过测定,获取了顶升全过程中墙体的实际荷载以及托梁的应力分布情况,测试结果表明:

(a) 没有一只千斤顶的压力达到或超过千斤顶的最大容量为(320kN),达到或超过许可容量(80%最大容量,为260kN)的千斤顶占被测定千斤顶的10%,因此千斤顶的设置基本是合理的。表2是在四个顶升阶段被测定千斤顶的受力总值和平均压力的实测值。

被测定千斤顶的受力总值与平均压力的实测值

表2

阶段	整体顶升	南北纠偏	东西纠偏	整体顶升
总压力 (kN)	4500.7	5041.2	4306.7	4675.6
平均压力 (kN/只)	112.5	126.0	107.7	116.9

(b) 墙梁作用相当明显,致使托梁的强度足够有余。实测的一次最大平均值也仅在设计弯矩的50%以下,如图7所示;而且托梁是作为一个整体来承受载荷的。

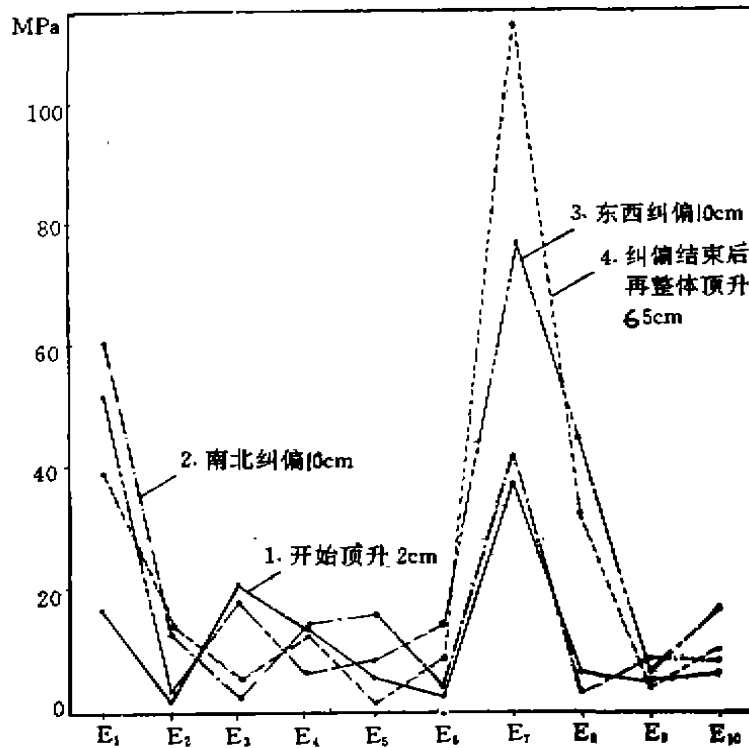


图7 不同顶升状况下圈梁主筋受力情况

(c) 每个千斤顶所受压力的实测值与理论计算有较大的差异,总的趋势是:放置在南、北外纵墙处的千斤顶压力的实测值平均高于理论值1.5倍左右,而内横墙处的千斤顶压力实测值均低于理论值,如图8所示。

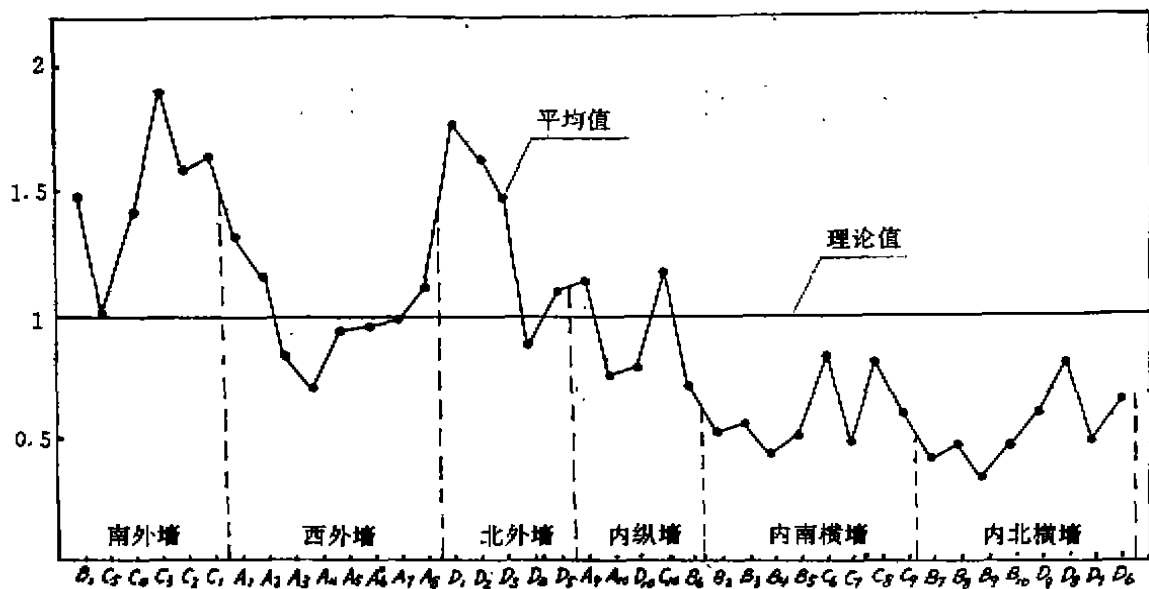


图8 千斤顶受力的平均实测值相对于理论值的比较

以上结论对于顶升纠偏的设计和施工都具有一定的意义。例如由于墙梁作用明显，千斤顶换行程不需在两边砖墙上打楔子固定后再换，可直接在顶升过程中间隔置换，这使顶升工程效率提高一倍以上。又如从实测可知，纵墙受荷大于计算值，而横墙则小于计算值，这对于同类砖混结构物的设计有很好的启发和指导作用。

## 结束语

建筑物顶升纠偏是一种迅速有效的既可纠偏又可抬高室内地面标高的纠偏新技术，不仅适用于楼房住宅，也适用于其它各种型式的建构筑物（如烟筒、水塔等）的顶升纠偏，而且具有其它纠偏技术所不具备的优点，该技术对地基扰动很小，建筑物的纠偏、抬高可预见、可控制，纠偏时，二层以上住户可不必搬迁，不影响正常生活，纠偏后又能恢复建筑物的全部功能，具有明显的社会效益和经济效益。这已成为尔后的多项顶升纠偏工程所证实。

# 土工合成材料的若干问题和趋向

张建国

(天津大学 300072)

土工合成材料是以高分子聚合物如聚乙烯(PE)、聚丙烯(P)、聚酯(PET)、聚氯乙烯(PVC)、高密度聚乙烯(HDPE)等为原料,通过机械或化学手段如编织、针刺、压延、挤塑、热粘、涂层等工艺生产的一种新型建筑材料,包括土工织物、土工膜、土工格栅、土工条带以及各种复合型产品,此类材料在岩土工程中的广泛应用虽然只有二、三十年的历史,却迅速地深入到了岩土工程的各个领域,如水利水电、公路铁路、海港、矿冶、电力等,从而促进岩土工程向许多新的方向发展,如加筋土、滤层、薄膜渗透等许多新的设计计算方法相继问世,引起了岩土工程的一场革命。此处就以下几方面谈谈自己的工作学习体会。

## 土工织物在堤坝工程中的加筋作用

土工织物具有一定抗拉强度,可用于公路铁路路堤、海堤等软基上筑堤的加筋材料,一般与砂垫层联合使用,其典型断面如图1所示。

进行加筋堤坝稳定计算分析的方法主要有极限平衡法和有限单元法,前者是目前最常用的方法,其计算模式为圆弧滑动法,抗滑稳定安全系数

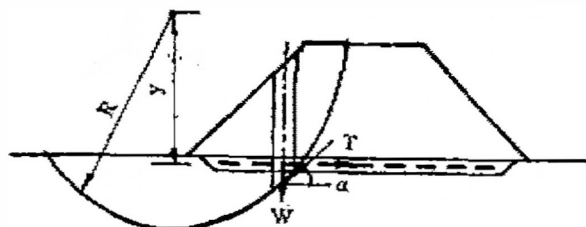


图1 织物加筋典型断面

$$K = \frac{\sum (C_i L_i + W_i \cos \alpha_i \tan \varphi_i) + Ty/R}{\sum W_i \sin \alpha_i} \quad (1)$$

式中  $T$ ——土工织物的抗拉强度;

$y$ ——土工织物拉力作用力距;

其余各项与简单条分法意义相同,见图1。

应用(1)式计算抗滑稳定安全系数,则加筋的作用很小。如天津大港的一处海堤<sup>[1]</sup>,设置针刺无纺布加筋,安全系数仅提高3.5%;如北仑港电厂灰坝的稳定分析结果见表1<sup>[2]</sup>,可见抗滑稳定安全系数提高量均在2%左右。

大量工程实践和原型试验表明,利用土工织物加筋,堤坝抗滑稳定安全系数的增量远大于上述计算值。加拿大学者Rowe R.K.的原型试验表明,铺设土工织物使试验堤的极限高度提高了30%以上<sup>[3]</sup>;美国科罗拉多州试验堤,设置土工织物加筋后填至6m高仍未破坏,

设计断面稳定分析结果

表1

计算情况	计算指标	直剪快剪指标		三轴不排水剪指标		三轴不排水剪指标	
		$C = 10\text{kPa}, \varphi = 10^\circ$		$C = 27.7\text{kPa}, \varphi = 0.45^\circ$		$C = 27.2\text{kPa}, \varphi = 2.92^\circ$	
		计算方法	瑞典法	毕肖普法	瑞典法	毕肖普法	瑞典法
I	$K$	1.81 (1.76)*	2.09 (2.03)	2.58 (2.54)	2.67 (2.63)		
II	$K$	1.47 (1.45)	1.70 (1.68)	1.88 (1.86)	1.92 (1.94)	1.55 (1.54)	1.67 (1.65)
III	$K$	1.17 (1.15)	1.44 (1.42)	1.44 (1.42)	1.46 (1.44)	1.62 (1.60)	1.74 (1.72)

\* ( ) 内为不加筋者。

而此时用毕肖普法算得安全系数仅为0.67, 若按 $k = 1$ 为极限平衡状态, 则此法算出的 $K$ 值至少偏小了30%。国内铁四院的高路堤试验, 计算 $K$ 值不足0.8, 工程却安然无恙<sup>[4]</sup>。

用极限平衡法对加筋土堤进行抗滑稳定分析的结果与工程实际出入较大, 是由于以下几方面原因:

1. 指标选用 式(1)中取织物的极限抗拉强度作为设计值在某些情况下是不合理的, 因为极限抗拉强度所对应的织物延伸率有时是很大的, 特别是国产土工织物, 可高达20%以上, 如此大的变形是土体稳定所不允许的。

Rowe R. K. 建议采用以下三个数值中最小者作为计算参数:

$T$ ——织物单宽的极限拉力(kN/m);

$T_s$ ——织物单宽所受拉拔阻力(kN/m);

$\epsilon E$ ——织物应变与弹模之积。

对于土的强度指标, 应采用固结不排水强度<sup>[2][5]</sup>, 并适当考虑填土的抗滑作用<sup>[1]</sup>, 则

$$K = \frac{\sum_A^B (C_{1i} l_i + W_{II} \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_{1i}) + \sum_B^C (\sin l_i + W_{III} \cos \alpha_i \operatorname{tg} \beta_i) + S_g}{\sum_A^C (W_{II} + W_{III}) \sin \alpha_i} \quad (2)$$

式中 $\varphi_{1i}$ 、 $C_{1i}$ 为填土强度参数,  $\varphi_{2i}$ 为地基土强度参数,  $S_g$ 为土工织物的设计强度,  $S_0$ 、 $\beta$ 为原位应力下总强度线与水平线 $h = 0$ 的截距和与竖直线 $S = 0$ 的夹角, 其它符号意义见图2。

### 2. 土堤加筋后的破坏型式

由于堤基土质土层厚度因工程位置而异, 筑堤土料和加筋织物亦不尽相同, 因而加筋堤坝的破坏形式也是各不相同的, 对不同破坏形式采用相同计算模式, 当然会造成较大误差。但是, 如果要求不同的破坏面形状采用不同计算模式, 则会给工程设计增加很

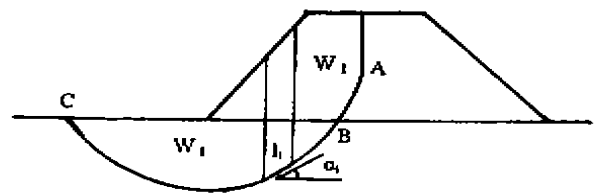


图2 对填土抗滑作用的考虑

大难度,目前工程经验和研究水平也不足以给出为工程界普遍接受的多种计算模式。另一方面,综合近年国内外研究资料,表明滑弧破坏是加筋堤坝的典型破坏形式,因此,在无成套的更合适的计算方法前,只能沿用现有的方法。文献<sup>[6]</sup>中对此进行了专门研究。

### 3. 土工织物的作用机理

1) 对侧向变形的约束作用 土工织物具有较高抗拉强度,加筋后对土体侧向位移有约束作用,这种作用在加筋层附近最明显,如某项工程加筋后实测的侧向位移由未加筋的50mm减至15mm,效果非常明显<sup>[2]</sup>,但是这种作用效果对加筋堤坝稳定的影响程度尚无定量求解方法,式(1)、(2)中均未考虑此因素影响。

2) 对应力分布的均化作用 土体的破坏总是由一点开始的,然后伴随应力迁移不断向周围扩散,因而应力迁移的过程就是破坏发展的过程。铺设土工织物后,就可在应力最大点尚未破坏时将高出周围点的应力靠织物拉力传递出去,使之扩散到更多点,由单点受力破坏转化为多点受力破坏,使破坏的发生大大推迟。这在极限平衡方法中是无法考虑的。

因此人们开始把注意力投向有限单元法。随着对土体与土工织物的本构关系及二者界面特性研究的日益深入,有限元法越来越显示出其优越性,此法的优点在于可对应力场和位移场同时求解,能对加载过程和应力发展过程进行模拟,计算中可考虑材料非线性、填土或地基层层等。Rowe R.K 教授采用有限单元法对前面的试验堤进行计算,发现未铺织物的试验堤在填至2.5m高时,堤身、堤基塑性开展区已贯通,形成滑动面,而铺设土工织物后,加载至3.5m高两塑性区才贯通,这一计算结果与原型试验吻合非常好。国内也有一些学者对此进行了探讨<sup>[7][8]</sup>,并取得了有价值的成果。但由于此法涉及参数较多,各参数的准确选取难度较大,使这种方法的采用受到限制。即使如此,此法仍是一种很有发展前途的方法。

## 土工膜的防渗效果

与传统防渗材料相比,土工膜具有适应变形能力强,防渗效果好、施工简便等一系列突出的优点,因而日益广泛地用于土石坝和碾压混凝土坝防渗、病险土石坝和漏水混凝土坝的防渗加固,在垃圾处理、有毒废弃物、化学废液的贮存等方面更显示出无比的优越性。

土工膜防渗设计中,膜厚为关键参数之一。前全苏水工科学研究院1974年提出的半经验公式为:

$$\text{膜厚 } t = \frac{0.0065 E^{1/2} p d^{1.03}}{[\sigma]^{3/2}} \quad \text{当 } d < 22^{\text{mm}} \quad (3a)$$

$$\text{膜厚 } t = \frac{0.060 E^{1/2} p d^{0.32}}{[\sigma]^{3/2}} \quad 22^{\text{mm}} < d < 100^{\text{mm}} \quad (3b)$$

1987年采用国际单位制后对上式进行了修改成为:

$$\text{膜厚 } t = \frac{0.135 E^{1/2} p d}{[\sigma]^{3/2}} \quad (4a)$$

$$\text{膜厚 } t = \frac{0.586 p^{1/2} d}{[\sigma]^{3/2}} \quad \text{当 } t > \frac{1}{3} d \text{ 时} \quad (4b)$$

$$d \quad \text{当 } t < \frac{1}{3} d \text{ 时} \quad (4c)$$

式中 $[\sigma]$ 、 $E$ 、 $P$ 分别为膜的容许拉应力、弹性模量与承受的水压力,在(3)式中的单位分别为 $\text{kg}/\text{cm}^2$ 、 $\text{kg}/\text{cm}^2$ 、 $\text{t}/\text{m}^2$ ,在(4)式中的单位分别为 $\text{MPa}$ 、 $120\text{MPa}$ 、 $\text{MPa}$ , $t$ 为膜厚( $\text{mm}$ ), $d$ 在(3)式中为与膜接触的垫层材料颗粒最大粒径( $\text{mm}$ ),在(4)式中为与土工膜接触的土砂卵石中最粗粒组的最小粒径( $\text{mm}$ )。

1981年, J.P.Giroud 提出的近似式可用于计算支承在缝槽上的土工膜拉力与伸长率:

$$\text{单宽拉力 } T = \frac{1}{4} \left( \frac{2h}{b} + \frac{b}{2h} \right) pb \quad (5a)$$

$$\text{伸长率 } \varepsilon = \frac{1}{2} \left( \frac{2h}{b} + \frac{b}{2h} \right) \sin^{-1} \frac{1}{\frac{1}{2} \left( \frac{2h}{b} + \frac{b}{2h} \right)} - 1 \quad (5b)$$

式中 $h$ 为土工膜挠曲线最大挠度,  $b$ 为缝槽宽度,  $\sin^{-1}$ 为弧度值。

顾淦臣教授用薄膜理论推导出了土工膜拉力和应变的计算公式<sup>[9]</sup>, 并推荐用曲线交合法确定膜厚。对支承在缝槽上的膜

$$\text{单宽拉力 } T = 0.204pb/\sqrt{\varepsilon} \quad (6a)$$

$$\text{伸长率 } \varepsilon = \frac{p^2 b^2}{24T^2} \quad (6b)$$

对支承在正方形边界上的膜

$$\text{单宽拉力 } T = 0.122pa/\sqrt{\varepsilon} \quad (7a)$$

$$\text{伸长率 } \varepsilon = \frac{14.4}{\pi^6} \frac{p^2 a^2}{T^2} \quad (7b)$$

式中 $P$ 为水压力( $\text{kPa}$ )、 $a$ 为正方形边界长度( $\text{m}$ )、 $b$ 为缝槽宽度( $\text{m}$ )。由式(6a)、(7a)即可给出 $T-\varepsilon$ 关系曲线。此曲线与土工膜 $T-\varepsilon$ 线的交点即是此土工膜用于此工程时可产生的拉应力和伸长率, 考虑一定的安全系数, 即可确定用哪种土工膜。文献[9]中给出了不同公式求得的结果如下表。

不同公式的计算结果

表2

作用水头	100 <sup>m</sup>					
接触边界	$d = 20\text{mm}$ 的卵石地层			有5 <sup>m</sup> 宽缝的层面		
膜种类	PVC膜			PE组合膜	PVC膜	
计算式	(7a)	(8)	(4)	(7a)	(8a)	(5a)(5b)
厚度	0.4 <sup>mm</sup>	1.1 <sup>mm</sup>	0.2 <sup>mm</sup>	0.15 <sup>mm</sup> 膜与 400g/m <sup>2</sup> 织物	0.75 <sup>mm</sup>	0.90 <sup>mm</sup>

可见各公式所得结果相差较多,具体哪组公式更合理,则有待于实践的检验。曲线交会法简单明了,值得推荐。

使用土工膜防渗的另一个重要问题是渗量估算,因为任何材料都是透水的,土工膜当然也不例外。在此问题上,国内开展的研究很少,主要是因为我国的土工膜防渗多用于水利工程,只要不发生强度破坏,渗漏量总是很小的,因而未引起足够重视。但是,随着环境保护要求的提高,我国也会象世界上许多国家一样,逐渐在有毒废料堆场和废液池中推广采用土工膜,并使之成为法定的防渗材料,届时对其防渗效果的评价将成为非常关键的问题。其中包括土工膜的渗漏机理、土工膜产品疵点、施工造成孔洞、作用水头、周围介质等对渗漏量的影响。最终目的是如何正确估算通过土工膜的渗漏量。

J. P. Giroud和R. Bonaparte 等人对土工膜防渗进行了研究<sup>[10]</sup>,结果表明,对铺放在强透水性土层如卵石、砾石、粗砂之上的单层土工膜,当完全没有孔洞时,单位面积的渗水速率可按下式计算:

$$q = m_0 / T_0 \quad (8)$$

式中  $q$  为单宽渗透率(m/s),  $T_0$  为土工膜厚度(m),  $m_0$  为土工膜导水率系数( $m^2/s$ ),按下式确定

$$C_1 \Delta p^n \quad \Delta p < \Delta p_{\text{极值}} \quad (9a)$$

$$m_0 = \begin{matrix} C_1 \Delta p^n & \Delta p < \Delta p_{\text{极值}} \\ m_{0\text{max}} & \Delta p > \Delta p_{\text{极值}} \end{matrix} \quad (9b)$$

式中  $C_1$  为常数,与土工膜种类有关,  $n=2$  时其单位为  $m^4 \text{kg}^{-2} \text{s}^3$ ,  $n=1.5$  时其单位取  $m^3 \cdot \text{kg}^{-1} \cdot \text{s}^2$ ,  $\Delta p$  为土工膜两侧的压力差(Pa),  $n$  为指数,介于1.5~2.0之间,无量纲。

对质量完好的土工膜,其渗透率是很小的,然而一旦由于生产工艺的原因造成产品疵点或施工破坏出现孔洞,情况就不大一样了。当疵点或孔洞直径很小时( $d < T_0$ ),渗漏可视为管流过水量

$$Q = \pi \rho g h_w d^4 / (128 \eta T_0)$$

式中  $Q$ ——渗漏量( $m^3/s$ ),  $\rho$ ——水的密度( $\text{kg}/m^3$ ),  $g$ ——重力加速度( $m/s^2$ ),  $h_w$ ——膜上水深(m),  $d$ ——疵点或孔洞直径(m),  $\eta$ ——液体动力粘滞系数( $\text{kg}/m \cdot \text{s}$ )。

孔洞较大时,过水量按孔口出流计算

$$Q = C_B a \sqrt{2gh_w} \quad (11)$$

式中  $Q$ 、 $g$ 、 $h_w$  意义同前,  $a$  为孔洞面积( $m^2$ ),  $C_B$  为无量纲系数,与孔洞形状有关。

利用式(10)、(11)分别计算不同直径的孔洞对1mm厚HDPE土工膜渗漏量的影响,结果见表3。

可见孔洞的渗漏量是很可观的,一个30m水头的防渗工程,土工膜上只要出现一个11.0mm的孔洞,那么即使其余部分绝对不渗,其渗漏量也将达到130m<sup>3</sup>/day,一年的渗漏量即为46800m<sup>3</sup>。

为更好地发挥土工膜的防渗作用,减小孔洞渗漏的影响,可采用复合防渗结构,即在土工膜下铺设一层低透水性土料,这种结构有如下优点:

- 1) 用土工膜减小渗漏速度,低透水性土料延长渗漏液的穿越时间。
- 2) 土工膜与土紧密接触,可减小膜上孔洞的渗漏速度。

孔洞造成的渗流量计算结果(l/day)

表3

孔洞类型	孔洞直径	膜上水深 $h_w$ (m)				
		0.003	0.03	0.3	3.0	30
针孔	0.1 <sup>mm</sup>	0.006	0.06	0.6	6	60
	0.3 <sup>mm</sup>	0.5	5	50	500	5000
小孔	2 <sup>mm</sup>	40	130	400	1300	4000
大孔	11.3 <sup>mm</sup>	1300	4000	13000	40000	130000

对土工膜与土紧密接触的复合边渗结构，狭长孔洞（如漏粘的接缝）的渗流量为二维问题，可用下式计算

$$Q^* = C_F k_s (H_s + h_w)$$

式中 $Q^*$ ——单位长孔洞渗流量( $m^3/s \cdot m$ )， $k_s$ ——土的渗透系数(m/s)， $H_s$ ——土层厚(m)， $h_w$ ——作用水头(m)， $C_F$ ——系数，与 $h_w/H_s$ 、 $b/2H_s$ 有关，可在图3中查取， $b$ 为狭长孔洞的宽度(m)。

当土工膜上孔洞为圆形或方形时，渗量计算属三维问题，土与土工膜不同接触条件下复合防渗结构的渗流量可用表4中相应公式计算。

上述计算式所得渗流量都是一个孔洞造成的，某一工程的总渗流量还与孔洞出现的频率密切相关，即总渗流量由该工程防渗土工膜上的孔洞大小和数量两个因素决定。J.P.Giroud等人统计的结果是每4000 $m^2$ 一个孔洞，具体到我国，孔洞出现的频率可能要高得多，有待于通过工程实践统计出合适的值。

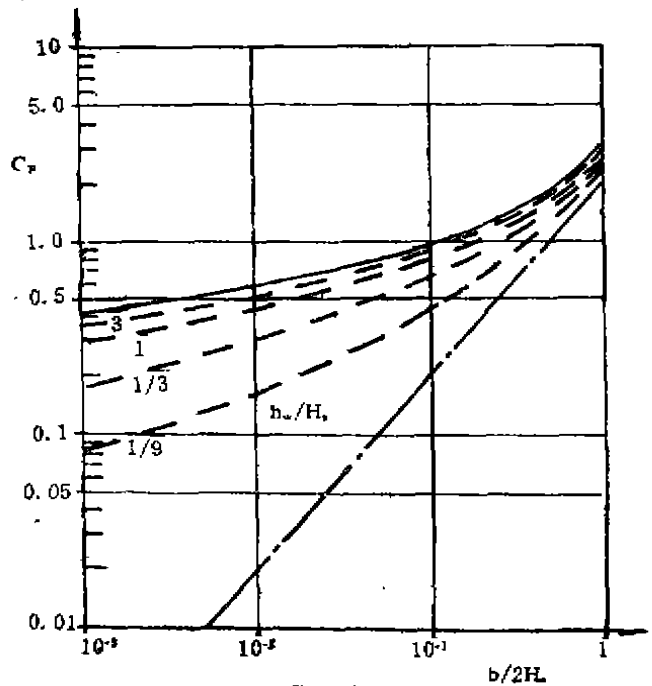


图3  $C_F$ 系数曲线图

复合防渗层渗流量计算公式表

表4

极小值（竖直水流）	$Q = k_s a (h_w + H_s) / H_s$ $R = d/2$
接触较好（辐向水流近似值）	$Q = \pi k_s h_w d$ $R = \text{未知}$
接触非常好（模型试验的经验式）	$Q = 0.7 a^{0.1} k_s^{0.88} h_w^{0.88}$ $R = 0.5 a^{0.05} k_s^{-0.05} h_w^{0.05}$
极大值（土与膜间空隙的自由水流）	$Q = C_B a \sqrt{2gh_w} = 0.6 a \sqrt{2gh_w}$ $R = 0.39 d (2gh_w)^{0.25} k_s^{-0.5}$



## 土工合成材料的耐用性

土工合成材料是由人工合成的高分子材料生产的, 这些高分子聚合物在日光、高温、化学溶液、微生物等的作用下即会发生分子裂解, 材料强度就会大大降低。另外, 在储存运输和铺放过程中, 还会对产品造成机械破坏如孔洞、破口等也会造成其整体强度降低。以上因素对合成材料强度的影响一般用强度保持率表示, 此值大小即表征了材料耐用性的好坏。

国内对日光老化的研究较多, 有不少成果, 并已生产出性能优良的抗老化产品。但对温度、化学液、微生物等对合成材料强度的影响研究不多, 对机械破坏问题则未见有成果发表。

P. E. Cassidy对浸泡于不同温度下强酸溶液中的聚酯纤维丝作考察<sup>[11]</sup>, P. Rissenuw等人研究了聚酯在温水中的水解<sup>[12]</sup>, J. M. Jailloux等人研究了不同 pH 值溶液对聚酯强度的影响<sup>[13]</sup>, 综合其研究成果, 似可得到这样的结论, 即 pH 值越大, 聚酯水解越严重, 强度保持率越低, 高浓度强酸的作用则是氧化使纤维炭化造成强度降低。图 4 是 J. M. Jailloux 等人的研究成果, 很有代表性。

机械破坏对材料强度的影响很大, 对隔离或加筋工程孔洞的出现使强度降低从而削弱隔离效果, 降低加筋力; 对防渗工程则会造成意想不到的渗漏量, 这一渗漏量也许是无孔洞时的几十倍或几百倍。因此, 国外对这一研究非常重视, G. R. Coerner从48处施工现场挖出了75组土工合成材料样品<sup>[14]</sup>, 挖出时工程尚未投入运行, 即可认为破坏完全由施工引起。挖出后对试样进行直观描述和强度试验, 从而得到合成材料产品上孔洞数与强度保持率的关系如图 5 所示。结果表明, 所有工程都对材料造成了机械破坏, 强度有不同程度的下降。破坏轻者强度保持率高, 在 80~90%, 破坏重的强度保持率低, 最低的降至 30% 左右。经与

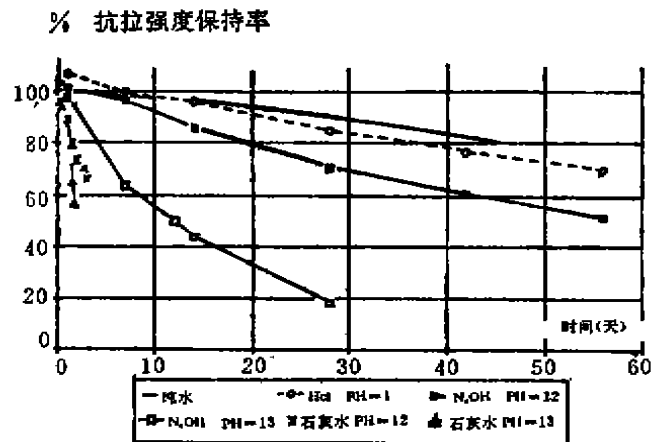


图 4 PET纤维在各种介质中的强度变化 (95°C)

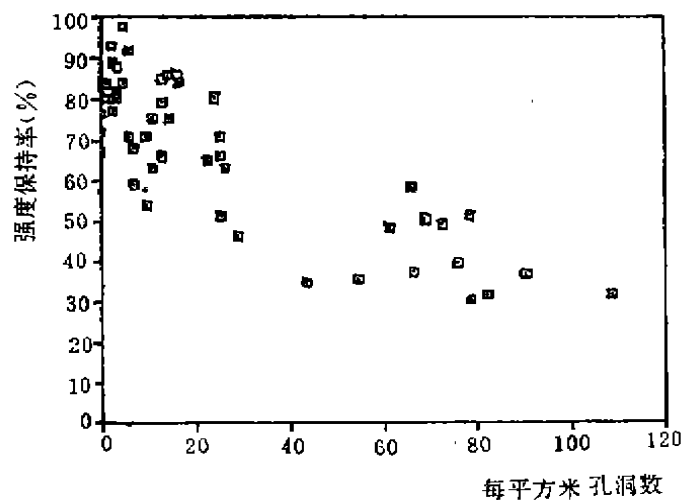


图 5 机械破坏对强度的影响

各工程的现场条件对比发现,造成施工期机械破坏的因素有:

- 1) 坚硬、布满石块或冰冻的地基;
- 2) 覆盖土层薄而施工设备重;
- 3) 覆盖土料粒径大、级配不良;
- 4) 土工合成材料本身质量轻、强度低。

英国G.R.A. Watts等人进行了模拟破坏试验<sup>[16]</sup>,试验方法是在混凝土地面上放置一块2.1<sup>m</sup>宽,2.0<sup>m</sup>长,0.6<sup>m</sup>厚的钢板,板上及其四周铺满碎石,碎石层压密后铺放土工织物,织物上再填碎石并再压密,压密程度分别为机械碾压的标准压实、人工夯捣的标准压实和压实至极限,得到了四种不同织物在不同压实条件下的强度保持率,其中织物P<sub>3</sub>的试验结果绘入图6。

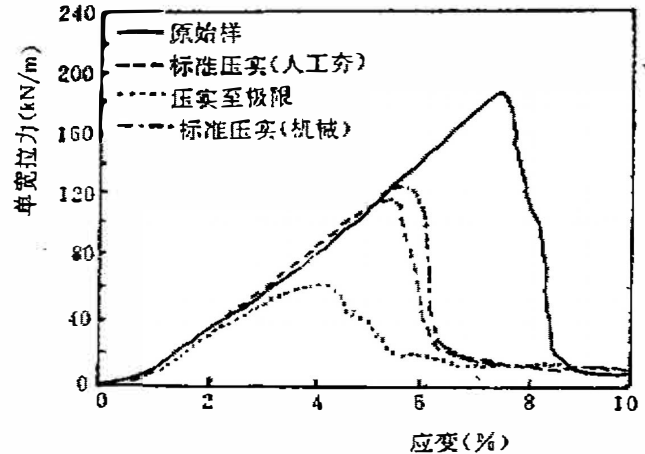


图6 织物P<sub>3</sub>的抗拉强度

图5、图6的试验结果都说明,施工期机械破坏对土工合成材料的影响很大,而材料的耐用性并不仅仅由其自身决定,还与现场条件有关。这些研究成果还只是部分工程的经验积累,并不适用于所有种类的合成材料和所有工程,要达到设计者直接引用的程度更有待于深入广泛地开展研究工作。

## 土工合成材料应用研究趋向

由于土工合成材料应用的迅速推广,促进了对其材料特性、工程特性、设计施工方法的研究和新材料新产品新应用领域的开发。

1. 新产品的研制和开发受到重视。随着土工合成材料应用推广,新产品不断涌现,除了初期的土工织物和土工膜,又出现了土工网格栅、席垫、条带、拉杆、模袋、排水带等多种产品,使土工合成材料的功能得以更充分地发挥。

需要特别指出的是,产品的质量在很大程度上制约着应用,在堤坝加筋要求低应变高强度,土工膜防渗要求质量均匀无缺陷及疵点,以及各类工程中要求良好的耐用性等等。因此,如何改进生产工艺,生产高质量的产品仍是亟待解决的问题。

2. 材料特性与测试方法是应用研究的基本内容。材料特性的准确测试和设计参数的正确选用密切相关,因此一直是研究者关注的问题。目前我国已有自己的试验操作规程。从发展趋势看,材料特性试验已不只局限于测定材料自身的强度,材料与土的界面特性、材料在土约束条件下的力学性能开始成为研究的重点,试验规模也结合工程实际情况进行,(如条带拉伸已由5cm宽增加到20cm宽,国外已作到整幅拉伸),并且逐渐由室内试验转向原型观测。

3. 加固加筋、反滤与排水仍是传统的课题。这两方面是土工合成材料应用中较经典的课题,开展工作较多,成果颇丰。今后的研究方向主要集中在加筋作用机理和设计计算方法两方面,反滤与排水则仍围绕滤层准则开展研究,并开始考虑时间效应和环境效应的影响,特别在双向水流条件下的滤层织物选择有待进一步探讨。

4. 土工膜防渗异军突起。第一、二届全国土工合成材料学术会上有关土工膜防渗的论文寥寥无几,第三届迅速升至16篇,尤其是用土工膜进行垃圾处理、有毒废弃物的包裹受到重视。但国内论文多集中在工程实例的报导和特性试验方面,有关土工膜渗漏机理和渗量计算方面的研究则很少。而国外在此方面已取得许多研究成果,如J.P.Giroud等人(1989、1990、1992)FuKuoKa(1986)、Brown等人(1988)都作了许多工作,国际第四届土工织物、土工膜及相关产品学术讨论会上有关土工膜的论文近六十篇,可见我们与国际水平的差距之大。

土工合成材料在我国的广泛应用只有十几年时间,却已受到各相关领域研究者和工程技术人员的高度重视,相信在大家的共同努力下,土工合成材料在我国的应用研究必将取得更大成绩,并迅速赶超世界先进水平。

#### 参考文献

- [1] 陈洪江等,(1992)土工合成材料在大港海堤中的应用,《全国第三届土工合成材料学术会议论文集选集》,天津大学出版社,1992.10。
- [2] 俞仲泉等,(1992)土工织物加固堤坝软基的试验研究,p27~42,河海大学,1992年8月。
- [3] Rowe R.K.(1992)全国第三届土工合成材料学术会议特邀报告,1992,10。
- [4] 石湘淼(1992)土工织物在大目涂堤基中的应用——对土工织物处理软基若干问题的探讨,地基处理,Vol3.1,p48。
- [5] 赵九斋等.(1991)土工织物加固路基和天然路基对称破坏及其分析,岩土工程学报,Vol13.2,p73~81。
- [6] 张道宽,(1990)加筋垫层与砂井加固软基的应用研究,地基处理,Vol2.2,p1~8。
- [7] 陈环等,(1990)土工织物加筋堤坝的非线性有限元分析,《全国第二届土工合成材料学术会议论文集选集》,1990,9。
- [8] 俞仲泉等(1990),土工织物与砂垫层复合加固软基,地基处理,Vol2.1,p13~19。
- [9] 顾淦臣(1992),承压土膜厚度计算的研究,《全国第三届土工合成材料学术会议论文集选集》,天津大学出版社,1992,10。
- [10] J.P. Giroud & R. Bonaparte, (1989) Leakage through Liners Constructed with Geomembranes, Geotextiles and Geomembranes, p27~67, 71~111。
- [11] P.E. Cassidy et al (1990), Recent advances in chemical compatibility evaluation of geosynthetic materials, 4th International conference on Geotextiles, Geomembranes & Related Products, p685。
- [12] P. Risseuw & H. M. Schmidt (1990) Hydrolysis of HT polyester yarns in water at moderate temperatures, 同上, p691。
- [13] J. M. Jailloux & J. Verdu (1990), Kinetic models for the life prediction in PET hygrothermal ageing; A critical survey, 同上, p727。
- [14] G. R. Koerner & R. M. Koerner (1990), The installation survivability of geotextiles and geogrids, 同上, p597。
- [15] G. R. A. watts & K. C. Brady (1990) Site damage trials on geotextiles, 同上, p603。

# 建筑场地有洞穴时地基处理的探讨

刘廷忠 张根全 高淑梅

(太原工业大学 030024)

**[摘要]**本文对建筑场地具有地下洞穴时地基处理方法作了探讨,重点讨论了建筑场地具有人防洞穴时地基的处理方法。

## 引言

建筑场地有时遇到地下天然溶洞和人工洞穴。天然溶洞一般是石灰岩、泥灰岩、白云岩、大理岩、石膏和岩盐层等可溶性岩石受到水的化学和机械作用而形成的溶洞,也可能是岩溶地区上覆土层在地表水或地下水作用下形成的洞穴。人工洞穴一般是人类活动遗留下来的洞穴。如墓穴、采矿遗留洞穴和人防洞穴等。众所周知,我国人防洞穴遍及全国各地,在城镇基本建设中建筑场地范围内常遇到地下人防洞穴,本文结合工程实例探讨建筑场地范围有地下人防洞穴时的地基处理方法。

## 工程实例的基本概况

笔者曾负责湖南省电影发行放映公司综合楼的结构设计工作。该综合楼建筑面积5700 m<sup>2</sup>, 6层,砖混结构,建筑场地东、西两面已有建筑物,北面为公司内院,南面为长沙市交通干道。根据地质钻探资料,在钻探深度范围内均为密实均匀的红粘土,地下水最高水位距地表8 m,地基承载力可达到350kN/m<sup>2</sup>。建筑场地范围内,东西方向有两条人防地道,南北方向也有两条人防地道,而且有面积比较大的人防地下食堂和卫生所。人防道净宽2.1m,净高2m;地下卫生所平面净宽5m,净长14m;地下食堂平面净宽4m,净长14m。地下道、地下卫生所和食堂均采用35cm厚混凝土块砌体作衬砌,洞顶部为拱顶衬砌,150号混凝土制作,砌体采用75号水泥砂浆砌筑。衬砌与地基土之间有间隙,衬砌顶面到自然地坪之间的土层厚度为4.2m。建设单位要求保留人防地道,因为有的人防道属于城市人防干道。

综合楼首层平面长度为64.8m,宽度为13.8m,横向轴线19道,纵向轴线4道。由于场地限制,建筑物必须座落在人防地道上,别无其他选择。C轴线正好通过一条东西向人防干道,B轴线从另一条东西向人防道边缘通过,A轴线通过地下食堂和两条南北向地下通道,有数条纵横轴线的交点落在人防地道上。建筑轴线与人防地道的平面关系详见图1,人防工程空间关系详见图2。

上部结构采用横墙承重方案,横墙墙底的最大线荷载为240kN/m,纵墙墙底的最大线荷载为135kN/m。

收稿日期:1993年12月

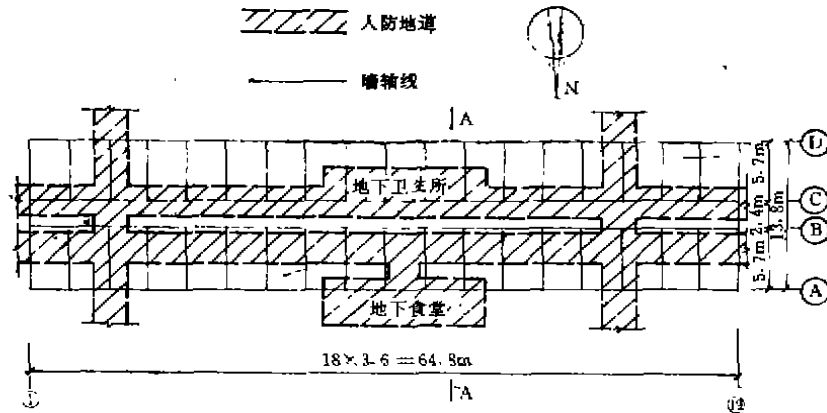


图1 建筑物首层平面墙轴线与人防地道平面关系

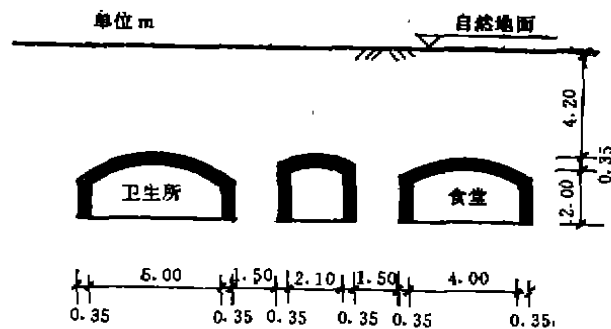


图2 A-A剖面部位人防道空间关系

## 基础设计曾考虑过的几种方案

### 1. 天然地基上条形基础方案

根据建筑设计确定的室内外地面标高及上部结构传来的荷载，基底距自然地坪的最小垂直距离为1.5m，基底至人防地道衬砌之间的土层厚度为2.7m，基底宽度0.9m，基底压力 $P_0 = 283 \text{ kN/m}^2$ 。根据基底至洞顶之间土层强度验算，该土层在基底压力作用下将发生剪切破坏，基底压力及洞顶以上土的自重压力将全部作用在洞顶衬砌上，其总压力值约 $330 \text{ kN/m}^2$ ，在该压力作用下衬砌将被压坏，故此方案不可采用。

### 2. 拆除人防洞衬砌以土填洞方案

洞底至自然地面的垂直高度为6m，拆除衬砌必须开挖洞顶以上覆土，还需取运大量土方填洞，回填土很难达到原状土的密实度，将形成不均匀地基，建筑物坐落在这样的地基上必然产生不均匀沉降，将危及建筑物的安全，从经济和技术角度考虑，此方案不宜采用。

### 3. 用低标号混凝土填洞方案

该方案在技术上是可行的，但是填筑建筑场地范围的洞穴约需 $1000 \text{ m}^3$ 混凝土，造价太高，尤其不能满足建设单位保留人防工程的要求。故显然不能采用。

#### 4. 钢筋混凝土梁板跨越人防洞方案

若采用该方案,则梁板的支座必须离开衬砌竖壁一定距离,梁板的跨度必须很大,特别是地下卫生所和地下食堂部位,梁板的跨度相当大,而且B、C轴线之间的土墙很薄,作为梁板的支承,其稳定性不足,若不考虑该土墙的支承作用,则梁板的跨度将超过建筑物的宽度,基础造价必然很高,而且形成不均匀地基,影响上部结构的安全,从技术、经济和安全角度考虑,不宜采用该方案。

#### 5. 箱形基础方案

该方案从技术角度考虑是稳妥的,但是洞底至首层地面的垂直高度为6m,建造这样深的箱基必然耗用大量的钢筋和混凝土,造价必然很高,由于建设单位没有建造地下室的要求,资金也不足,故未采用此方案。

#### 6. 钢筋混凝土平板基础方案

建筑物基础采用一整块0.5m厚的钢筋混凝土平板,平板顶面为建筑物首层地面的结构层表面,平板底面距人防洞顶部的垂直距离为3.85m,基底压力 $P_0=80\text{kN/m}^2$ 。通过计算在该基底压力作用下,洞顶上部的地基土是稳定的,在洞顶标高处地基土的附加应力为 $75\text{kN/m}^2$ 。经过计算人防洞衬砌在该附加应力作用下其强度和稳定性足够,最终决定采用钢筋混凝土平板基础方案。

该方案与前述方案相比,具有以下优点:

- (1) 保留了人防工程,满足了建设单位的要求。
- (2) 无土方工程。
- (3) 施工简单。
- (4) 钢筋混凝土平板既是基础又是首层地面的结构层,节约了首层地面结构材料。
- (5) 基础整体性好,刚度大,可与上部结构协同工作,地基的局部沉降对上部结构影响很小。
- (6) 经过技术经济比较,该方案造价比天然地基上的条形基础方案略高,但是比其他方案造价要低的多。

## 结论

该工程1980年开工兴建,1981年竣工使用,到目前,经历了十多年的考验,经多次观测,上部结构和人防洞均工作正常,证明该工程采用钢筋混凝土平板浅基础在技术上是合理的,经济方面也是可取的。

我国城镇基本建设过程中常在建筑场地范围内遇到人防洞穴或其他洞穴,有时遇到的洞穴很复杂,给地基的处理常来很大困难,对于人防洞穴稠密的建筑场地可考虑采用钢筋混凝土平板浅基础方案。

## 参考文献

- [1] 华南工学院、南京工学院、浙江大学、湖南大学编,《地基及基础》,中国建筑工业出版社,1981年。
- [2] 《建筑地基基础设计规范》(GBJ7-89)。
- [2] 同济大学土力学及地基基础教研室编,《地基处理》,1973年。

## 在粘土—砂成层填土中砂层的排水效率

Siew-Ann Tan Kee-Ming liang Kwet-Yew Yong  
Seng-Lip Lee

### 前言

80年代初期,新加坡由于国内对价廉的天然砂供应匮乏曾研究一种用成层的粘土-砂造地,来代替通常所采用的全部用砂填筑的方案。该法采用薄的砂层夹在水力冲填海洋粘土之间,形成粘土-砂的夹层(图1)。其主要优点是所需的砂量较少,从而可节省购入砂的成本。另一方面,用粘土-砂成层填筑与全用粘土填筑相比,由于砂层缩短了排水路径,使得粘土层较快的固结并可提高土的强度。如果在所需的深度中完全用粘土填筑,需要几年的时间才能固结和获得在施工期土层有足够的强度来支撑施工机械。这样,阻碍了回填后在短期内对回填场地的利用(Watari 1984)。

用粘土-砂成层填筑的方法曾在Palau Tekong Basar的一个小的试验场地成功地进行了试验,结果表明这种方法是可行的(Lee等1987)。该设计成功,关键在泥浆状的软粘土层中形成了排水砂层,有利于粘土浆在超载作用下的固结。作为排水层的砂层,原排水效率受砂层和粘土层的厚度、渗透性和排水路径的相对长度的影响。在用粘土-砂成层填筑的方案中,本文研究了排水效率对上述因素的影响程度,其结果已用于Pulau Tekong Besar(Lee等,1987)和Changi南部海湾(Karunaratne等1990)二个用成层土填筑的现场工点排水效率的估算。

### 排水效率的特征

水平排水层排水效率的研究可上溯至Gray(1945),他研究了砂层的不良排水对紧邻其下面的粘土层固结的影响表明:粘土的固结速率受参数 $R = (\bar{k}/h)/(k'h')$ 控制,它是有关土层的渗透性比值和厚度比值的一个无量纲系数, $k$ 和 $h$ 分别表示粘土的渗透性和厚度, $\bar{k}'$ 和 $h'$ 分别表示砂土的渗透性和厚度。但是Gray的分析假设是一维的,他省略了侧向排水的影响,因此,相应的渗流途径的影响没有包括在内,在这些有关问题中,Bishop和Gibson(1963)用三轴试样周围包一层薄的过滤纸作为排水层,研究了它对径向固结的影响。

研究结果发现,试样的固结速率受参数 $R = (k'd)/(k'h')$ 的影响,式中 $k$ 和 $k'$ 分别表示试样和过滤纸的渗透性, $d$ 表示试样的排水路径, $h'$ 表示过滤纸的有效厚度。后来Koppula和Morgenstern(1972)又研究了不良排水对土坝中粘土芯样的二维固结的影响,其结果表明:粘土中心部分的固结速率受参数 $R = (k_s H)/(k_c d)$ 的控制,他们称 $R$ 为不良系数,式中 $k_s$ 和 $k_c$ 分别表示排水砂层和粘土层的渗透性, $H$ 和 $d$ 分别表示粘土和砂层的排水渗流长度。但是他们的研究结果只适用于芯样高宽比特定值范围在0.25到5之间,如果芯样用其它的尺寸,就必须设计一套新的图表。在典型地区的填土造地工程中,场地宽与

“Drainage Efficiency of Sand Layer in Layered Clay-Sand Reclamation”一文,载于Journal of Geotechnical Engineering ASCE, Vol. 118, No. 2 1992年2月,文中“鸣谢”附录I参考文献,附录II符号未附入。全文由罗梅云译。

高的比值很可能在50到100范围内变化,这个范围尺寸比的影响可能是临界的。

在上述所有的例子中,砂和粘土的主要渗透方向是相同的,因此可以用同一个无量纲参数控制排水层的特征。但是在粘土-砂成层系统中,粘土层进入砂层的主要渗流方向显然是垂直的,而从砂层渗入相连接的堤中是水平的,如图1所示。Gibson和Shefford(1968)研究分析了一个相似的问题,用于评价薄的平铺砂层对粘土路堤在施工时加速固结的效果。当时他们计算了各种加荷类型(恒载,加荷速率不变和三角形加荷)时的渗流效率。但对砂层的厚度和渗流路径的长度对排水层全部性能的影响不够精细。Gibson和Shefford(1968)和Koppula和Morgenstern(1972)均根据超孔隙水压力消散评估渗流效率,然而,理论上计算超孔隙水压力是容易的,而在现场准确地量测超孔隙水压力确是不容易的。因此目前在用粘土-砂成层方法的研究中,对砂层排水效率是根据系统的平均固结度,也就是它的表面沉降与最终沉降之比来评估的。

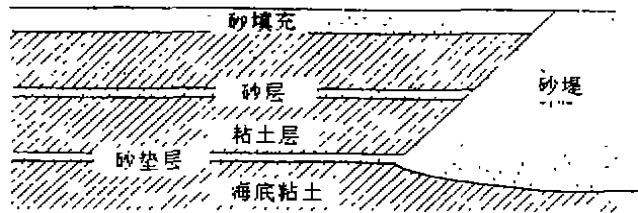


图1 用粘土-砂成层填土的设计简图

## 问题的控制方程

图2表示了用粘土-砂成层填筑的典型简化横截面图,它由二个厚度相等的粘土层中夹一层砂层组成。根据Rendulic的二维理论,粘土中超孔隙水压力 $u_1$ 的控制方程可按下式给出:

$$C_{x1} \cdot \frac{\partial^2 u_1}{\partial x^2} + C_{y1} \cdot \frac{\partial^2 u_1}{\partial y^2} = \frac{\partial u_1}{\partial t} \quad (1a)$$

对用粘土-砂成层填筑,典型的代表尺寸是 $L \gg H > H_s$ ,因此可以假定粘土中水平渗流是不重要的,于是

$$C_{y1} \cdot \frac{\partial^2 u_1}{\partial y^2} = \frac{\partial u_1}{\partial t} \quad (1b)$$

对于瞬时加荷的初始条件:

$$u_1(x, y, 0) = \Delta p, \quad 0 \leq x \leq L \text{ 和 } H_s \leq y \leq H_s + H \quad (1c)$$

式中 $\Delta P$ 为系统中超孔隙水压力的初始值。

砂层中的孔隙压力 $u_2$ 由下式给出:

$$C_{x2} \cdot \frac{\partial^2 u_2}{\partial x^2} + C_{y2} \cdot \frac{\partial^2 u_2}{\partial y^2} = \frac{\partial u_2}{\partial t} \quad (2)$$

由于渗流穿过粘土和砂层的界面是连续的,得:

$$k_{y1} \cdot \frac{\partial u_1(x, H_s, t)}{\partial y} = k_{y2} \cdot \frac{\partial u_2(x, H_s, t)}{\partial y} \quad (3)$$

由于砂的渗透性大,在整个排水砂层的厚度中,孔隙水压力可当成是平均的,其平均孔隙水压力 $w_2(x, t)$ 可用下式表示:



$$w_2(x, t) = \frac{1}{H_s} \int_0^{H_s} u_2(x, y, t) dy \quad (4)$$

这样式(2)可以写成下式:

$$C_{x2} \cdot \frac{\partial^2 w_2}{\partial x^2} + \frac{C_{y2}}{H_s} \left[ \frac{\partial u_2(x, 0, t)}{\partial y} - \frac{\partial u_2(x, H_s, t)}{\partial y} \right] = \frac{\partial w_2}{\partial t} \quad (5a)$$

因为系统是对称的, 上式中 $[\partial u_2(x, 0, t)]/\partial y = 0$ , 并结合式(3)得:

$$C_{x2} \cdot \frac{\partial^2 w_2}{\partial x^2} - \left( \frac{C_{y2}}{H_s} \cdot \frac{k_{y1}}{k_{y2}} \right) \frac{\partial u_1(x, H_s, t)}{\partial y} = \frac{\partial w_2}{\partial t} \quad (5b)$$

由于砂与粘土相比是不压缩的, 因此 $C_{x2}$ 和 $C_{y2}$ 是无限的, 用 $m_{x2} = 10$ ,  $m_{y2} = 0$  ( $C_2 = k_2/m_2 \gamma_w$ ), 于是(5b)为

$$\frac{\partial^2 w_2(x, t)}{\partial x^2} = \left( \frac{k_{y1}}{H_s \cdot k_{x2}} \right) \cdot \frac{\partial u_1(x, H_s, t)}{\partial y} \quad (6)$$

在粘土中问题的边界条件是:

$$u_1(x, H_s + H, t) = 0, \quad 0 \leq x \leq L \quad (7a)$$

$$u_1(x, H_s, t) = W_2(x, t), \quad t > 0 \quad (7b)$$

在砂土为:

$$\frac{\partial w_2(0, t)}{\partial x} = 0, \quad t > 0 \quad (7c)$$

$$w_2(L, t) = 0 \quad (7d)$$

为了把式(6)变为无量纲的, 并定义 $W = w_2/\Delta p$ ,  $X = x/L$ ,  $U = u_1/\Delta p$ , 和 $Y = y/H$ , 代入式(6)并写成 $k_{y1} = k_c$ 和 $k_{x2} = k_s$ , 则得:

$$\frac{\partial^2 W \Delta p}{\partial X^2 L^2} = \frac{k_c}{k_s} \cdot \frac{1}{H_s} \cdot \frac{\partial U \Delta p}{\partial Y H} \quad (8a)$$

$$\left( \frac{k_s}{k_c} \cdot \frac{H}{L} \cdot \frac{H_s}{L} \right) \frac{\partial^2 W}{\partial X^2} = \frac{\partial U}{\partial Y} \quad (8b)$$

$$\lambda \frac{\partial^2 W}{\partial X^2} = \frac{\partial U}{\partial Y} \quad (8c)$$

$$\lambda = \frac{k_s}{k_c} \cdot \frac{H}{L} \cdot \frac{H_s}{L} \quad (8d)$$

$\lambda$ 称为特征因素, 它控制着成层土系统中砂的排水性状。

在本文中, 砂夹层的排水效率是根据系统的平均固结度为50%和90%时来评估的, 它是籍建立由下节确定的效率因数 $\eta$ 和对各种 $k_s/k_c$ ,  $H/L$ 和 $H_s/L$ 各种组合下的参数 $\lambda$ 之间的关系来完成的。

#### 效率因素 $\lambda$ 的定义

观察图2所示粘土-砂成层简化模型。如果砂层完全不透水, 亦即完全不良排水的情况, 则二粘土层就变成了厚度为 $2H$ 顶部和底部二个方向排水的单一土层问题, 在表面均布荷载情况下, 完全可以假设填土中央的表面沉降是一维问题, 因为在成层土系统中 $L$ 比 $2H$ 大得多。于是该点固结性状就可以用经典的太沙

基一维固结理论求得。完全不排水情况，可以认为是砂层被大量的渗透性较低的粉土和粘土闭塞了的“恶化”砂层。

另外，如果用干净的砂，砂层就可以作为一个完全排水介质，这样对用粘土-砂成层系统，在达到相同平均固结度所需的时间比前述情况快4倍。这可用平均固结度对时间因数绘制的曲线图表示，如图3。当砂层完全不排水时对于总厚度为 $2H$ 的两层粘土来说，其固结渗流长度为总厚度 $2H$ ，对于双面排水并假设厚度为 $2H$ 的砂层是不可压缩的，则为 $H$ 。对于完全排水情况，上下粘土层厚度都是 $H$ ，均固结，其流径长度为 $H/2$ 。在时间 $t$ 时，对前一种情况（完全不排水）无量纲时间因数为 $T_A$ ，平均固结度为 $U_A$ ，对于砂层上面和下面的每一粘土层，相应的时间因数和平均固结度分别为 $T_B$ 和 $U_B$ 。在太沙基的 $U$ 与 $T_v$ 的关系曲线上，两种情况分别用A点和B点表示，这时 $T_B = 4T_A$ 。如图3所示

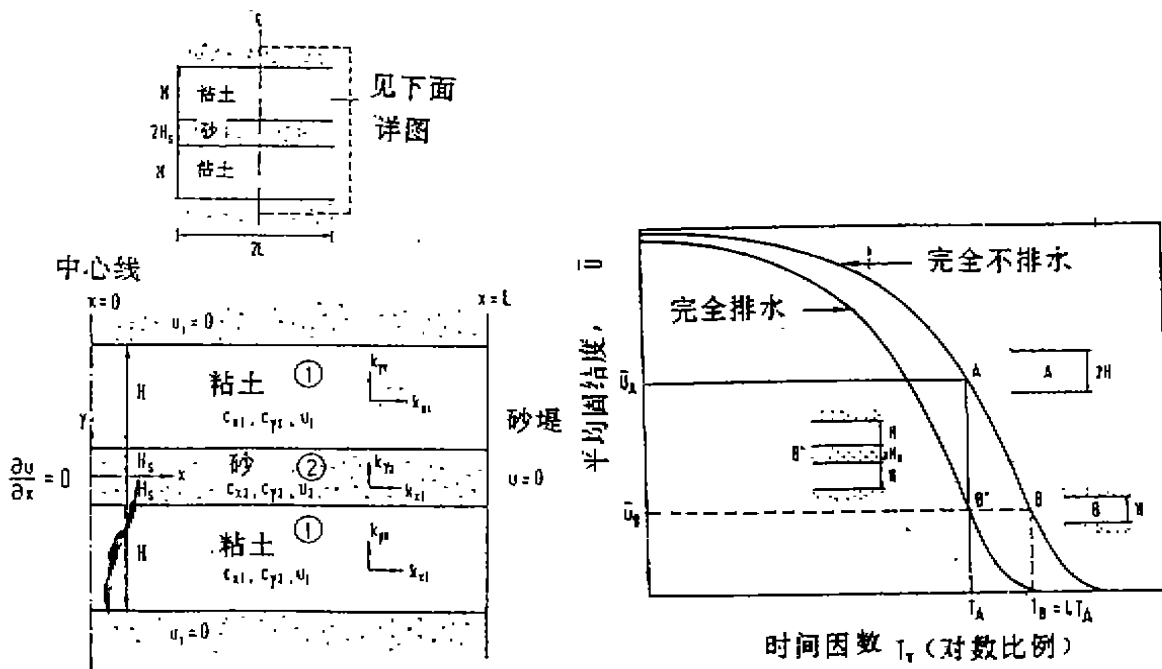


图2 用粘土-砂成层填筑的横截面简图

图3 完全不排水和完全排水时 $U$ 与 $T_v$ 的关系

现在如果把粘土-砂成层系统的渗流路径长度定义为压缩层总厚度的一半，在上述情况下即 $H$ ，则在时间 $t$ 时的无量纲时间因数是与 $T_A$ 相同的。如为完全排水，这个系统的固结就等于上部粘土层和下部粘土层固结性状的总和。于是达到的平均固结度为 $U_B$ 。它在 $U$ 与 $T_v$ 曲线图上相应的点可以用 $B'$ 表示， $B'$ 是在另一条 $U$ 与 $T_v$ 的曲线上，它与太沙基的曲线形状相似，只是对于同一个平均固结度的值，它的时间因数比完全不排水情况的小4倍，这样，形成了粘土-砂成层系统排水性状的两个极端状态，一个是完全不排水的情况，效率为0，相当于太沙基解的B点，另一个是完全排水的情况，效率为1，相当于 $B'$ 点，如果砂层是部分排水时，相应的点介于B和 $B'$ 之间，效率因数在0和1的范围内，这就是本文排水效率解说的根据。为了实用目的，排水效率用50%和90%的平均固结度来评价，分别用 $\eta_{50}$ 和 $\eta_{90}$ 表示。效率因数 $\eta_{50}$ 和 $\eta_{90}$ 的定义如下，并辅以图4说明。

固结50%的效率因数为：

\*图中 $\bar{U}$ 在文中均用 $U$

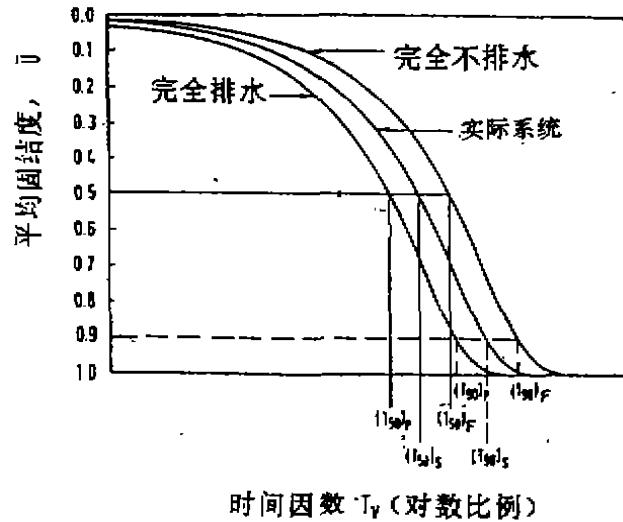


图4 排水效率解说

可改写成:

$$\eta_{50} = \frac{\log(T_{50})_F - \log(T_{50})_s}{\log(T_{50})_F - \log(T_{50})_P} \tag{9}$$

$$(T_{50})_s = 10^{1.08(T_{50})_F - \eta_{50}[1.08(T_{50})_F - 1.08(T_{50})_P]} \tag{10}$$

同样, 对于固结90%的效率因数也可以用下式表示:

$$\eta_{90} = \frac{\log(T_{90})_F - \log(T_{90})_s}{\log(T_{90})_F - \log(T_{90})_P} \tag{11}$$

可改写成:

$$(T_{90})_s = 10^{1.08(T_{90})_F - \eta_{90}[1.08(T_{90})_F - 1.08(T_{90})_P]} \tag{12}$$

式中 $(T_{50})_F$ 和 $(T_{90})_F$ ,  $(T_{50})_P$ 和 $(T_{90})_P$ ,  $(T_{50})_S$ 和 $(T_{90})_S$ 分别为完全不排水、完全排水和实际系统三种排水条件下平均固结度为50%和90%时的无量纲时间因数。 $(T_{50})_F$ 和 $(T_{90})_F$ 的值分别是0.196和0.848, 而 $(T_{50})_P$ 和 $(T_{90})_P$ 的值分别是0.049和0.212。

在目前的研究中, 用式(9)和式(11)定义的效率因数 $\eta$ 和按不同的 $k_s/k_c$ ,  $H_s/L$ 和 $H/L$ 组合的特征因数 $\lambda$ 之间的关系用二维平面应变固结计算机程序即CON2D程序(Duncan等1981)求得。这个程序是有限元程序, 它模拟了由Biot(1941)推导的耦合固结过程。这个程序已成功用于分析填土坝在施工期间和施工以后的固结(Duncan等, 1981), 由填土和贮油罐等引起表面有荷载下的基土固结(Duncan和D'Orazio, 1984), 也用于海底的海洋粘土由于设置了排水井并填筑回土引起超载下的固结(Tan等, 1987)。因此, CON2D程序是用于研究渗流长度以及粘土和砂层的渗透性和厚度对成层的粘土-砂系统的排水性状的影响, 系假设垂直固结系数 $C_v$ 和水平固结系数 $C_h$ 具有线性性质。从有限元的分析中可以获得填土中心表面沉降的结果 $S$ , 并用系统的最终压缩量 $S_{ult}$ 来归一化, 得出了系统的平均固结度 $U$ , 这样就可以得到一系列的平均固结度对时间因数的曲线, 这样作出的典型曲线表示在图5中。然后根据(8)式、(9)式和(11)式就可以求得平均固结度为50%和90%时的效率曲线。

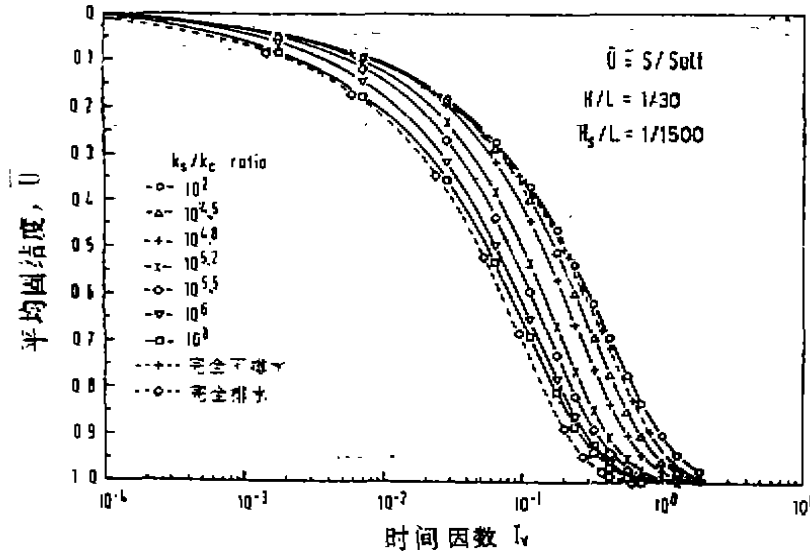


图5 不同的 $k_s/k_c$ 比值时 $U$ 与 $T_v$ 典型关系图

理论结果

从粘土-砂成层填筑土在超载作用下有限元模拟发现：对给定的平均固结度，排水效率 $\eta$ 是特征系数 $\lambda = (k_s/k_c) \cdot (H/L) \cdot (H_s/L)$ 的单值函数。图6表示了 $\eta_{50}$ 和 $\eta_{90}$ 与不同范围的 $k_s/k_c$ ， $H/L$ ， $H_s/L$ 比值时的特征系数 $\lambda$ 的关系图，其中 $k_s/k_c$ 的变化从 $10^{1.5}$ 到 $10^8$ ， $H/L$ 变化从 $1/40$ 到 $1/10$ ， $H_s/L$ 的变化从 $1/6000$ 到 $1/60$ 。这一值得注意的结果表明了特征因数 $\lambda$ 的确是控制成层土系统中砂层排水性状的基本参数。这一跨越广阔范围成果的有效性，似已覆盖了新加坡典型的填土造地工点所有可能的尺寸。应用到 $L \gg H > H_s$ 的条件时，显然 $H/L$ 的值必需小于 $1/10$ ，而 $H_s/L$ 必需小于 $1/60$ 。图7显示在 $H/L = 1/4$ 与 $H_s/L = 1/40$ ， $H/L = 1/8$ 与 $H_s/L = 1/80$ 二种情况下的 $\eta-\lambda$ ，曲线明显地偏离了 $\eta$ 与 $\lambda$ 的单值曲线。这种偏离表明，对于给定的 $\lambda$ 值，后面的二种情况与单值解相比效率较好。显然，可以预期，具有砂层厚度 $H_s$ 较大或宽度 $L$ 较小的系统，会具有一个较高的排水效率。

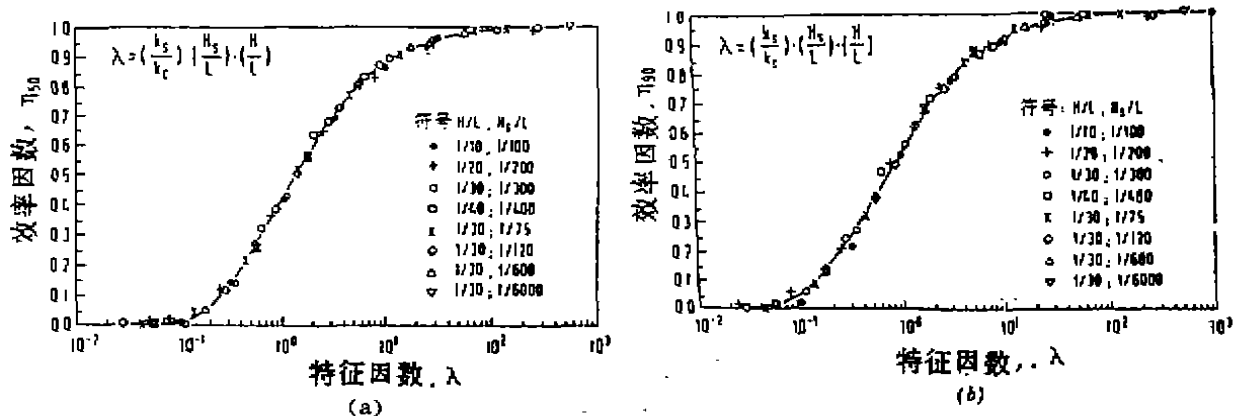


图6 二个平均固结度百分率的效率曲线

(a) 50%

(b) 90%

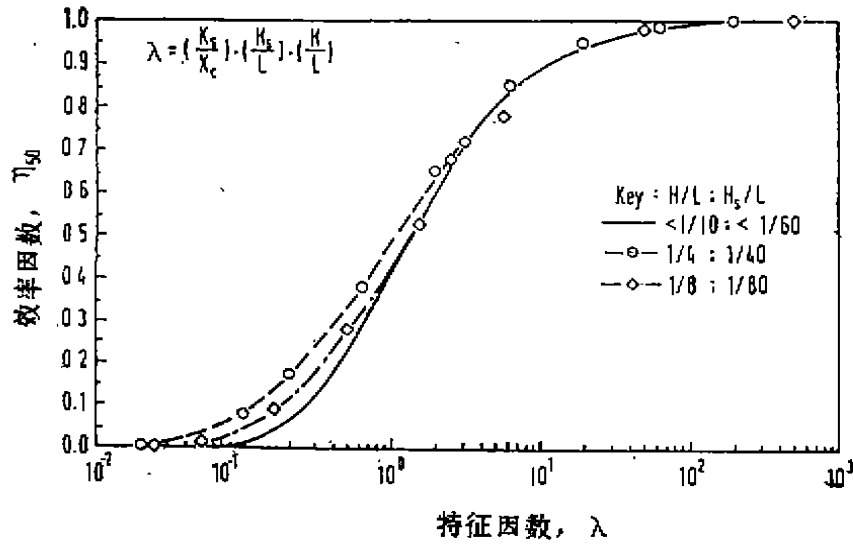


图7 单值效率曲线的偏离

除了这些界限值外，图6所示单值曲线提供了一个很有用的工具，用来分析砂层在成层方案中帮助或阻碍粘土固结时的排水性状。从图6中可以看到，要达到95%以上的效率，给定系统的特征因数 $\lambda$ 必须大于20。如果几何比值 $H_1/L$ 和 $H_2/L$ 固定在某一个大于1/200的值时，则要求砂层的渗透性至少须高于周围粘性土渗透性的 $10^3$ 倍，然而，如果几何比值较大，那么对砂的渗透性要求就不那么严格了。这些情况将在本文中一个现场评价部份加以说明。

上、下粘土层厚度不等的影响

在实际工程中，粘土层的厚度不可能是一致的，因此研究粘土层厚度不等对系统排水效率的影响是很有意义的。

为此，对上层粘土厚 $H_1$ 和下层粘土厚 $H_2$ 二个不同厚度的比值为1:3和2:3的情况进行了研究，系统的渗流路径是取上面和下面粘土层厚度的平均值，系统中 $H_1/L$ 和 $H_2/L$ 的二个几何比值分别固定在1/30和1/300，对于这二种情况，在完全排水的条件下，分别计算了每一种固结度的 $U$ 和 $T$ ，的关

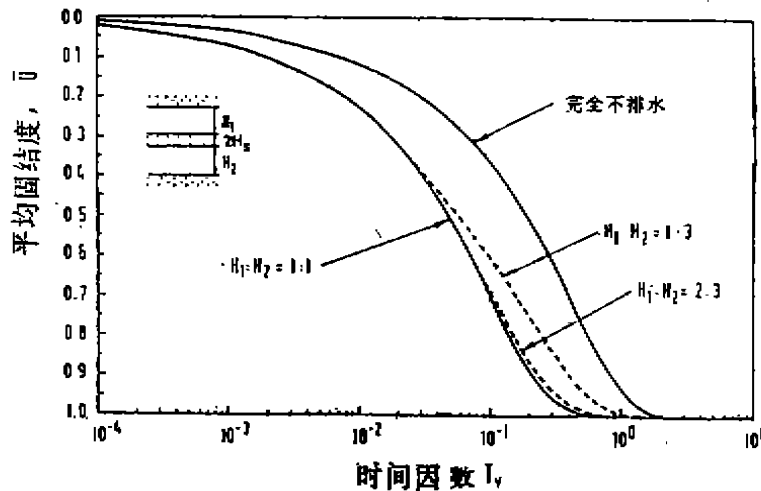


图8 完全排水时不同的 $H_1:H_2$ 的比值对应的 $U$ 与 $T_v$ 关系曲线

系。对于完全不排水的情况，即使完全不排水的砂层并不在粘土层的中部，仍可采用太沙基的解。三种完全排水解情况，即厚度不等的 $H_1:H_2$ 为1:3和2:3，及和厚度相等的用 $H_1:H_2$ 为1:1，完全不排水解均示于图8。可以看到，对于上述完全排水的三种情况，直到平均固结度为50%， $U$ 和 $T$ 的关系曲线几乎相同。平均固结度达到50%以后，二种不等厚度的曲线偏离了等厚粘土层在理想的完全排水时的曲线。在比值为1:3时，偏离较大。按上述步骤，求得不等厚粘土层情况的效率曲线。如图9。对相同特征因数，排水效率随 $H_1/H_2$ 的比值增大而减小，然而，如果这个比值大于2:3，所得结果接近于等厚的情况，现场常遇到这种情况。因此，等厚情况的解仍可用于大多数的现场情况。

### 对现场情况排水效率的评估

以上讨论揭示了粘土和砂之间的相对渗流长度，渗透性比值，厚度与长度比值对粘土-砂成层系统排水效率的重要影响。为了使砂层合理有效的作为排水介质，效率因数应近于0.8，这样才能使系统固结时间比太沙基理论单层情况约快3倍。在以下的讨论中，对采用粘土-砂成层造地方案的两个实例中，砂层排水效率，根据上述研究进行检验。对在填土上施加超载期间作了计算。据二个工点的记录分析，填土由于超载引起的总沉降大约是总压缩层总厚度的4%到5%。因此，对这种问题按本文据以研究排水效率的无限小应变固结课题来进行分析是适当的。

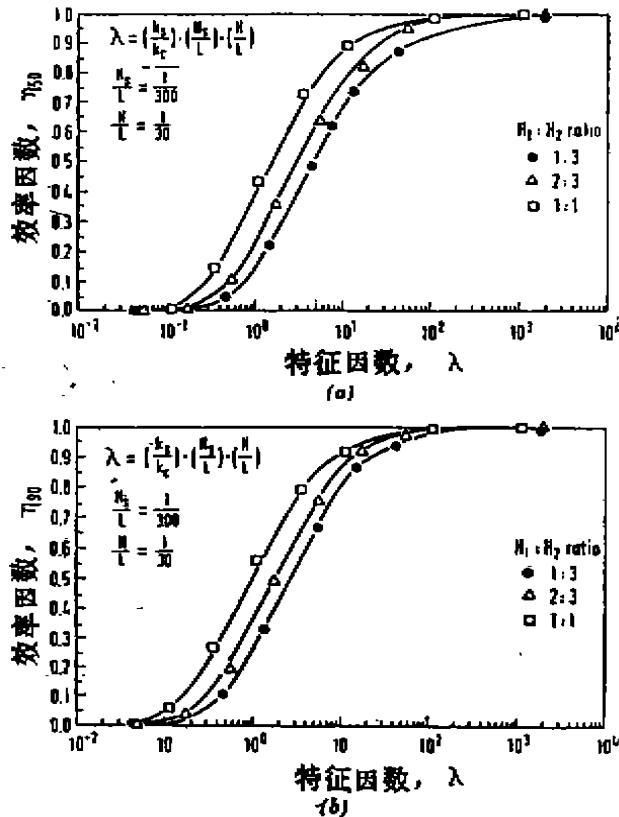


图9 二种平均固结度百分率：(a)50%；和(b)90%时 $H_1:H_2$ 的值对排水效率的影响

在Pulau Tekong Besar的现场试验(Lee等, 1987)

1984年在Pulau Tekong Besar进行了试验以研究粘土-砂成层填筑造地方案的可行性(Lee等,

1987; Ganeshan, 1988)。试验池是在已有的填土区挖出来的, 为长方形, 底部尺寸为 $20\text{m} \times 10\text{m}$ , 坑的边坡为 $1V:2H$ , 有效填土深度 $3.7\text{m}$ 。有关几何比、土数据[据Lee等(1987)], 以及系统的特征因数 $\lambda$ 的计算值, 列在表1。

在Pulau Tekong Besar Changi南部海湾特征因数 $\lambda$ 的计算

表1

区 段 (1)	上 层 粘 土 厚 度 $H_1(\text{m})$ (2)	下 层 粘 土 厚 度 $H_2(\text{m})$ (3)	粘 土 平 均 厚 度 $H_1 + H_2 / 2$ (4)		砂 层 厚 度 $2H_s(\text{m})$ (5)	池 塘 平 均 宽 度 $2L(\text{m})$ (6)
Pulau Tekong Besar	0.55	0.55	0.55		0.25	28
南部海湾, $C_1$	1.5	2.0	1.75		1.5	100
南部海湾, $C_2$	1.8	1.8	1.8		0.6	100

区 段 (1)	$k_s(\text{m/s})$ (7)	$k_c(\text{m/s})$ (8)	$H_s/L$ (9)	$H/L$ (10)	$k_s/k_c$ (11)	$(\frac{H_s}{L}) \times (\frac{H}{L}) \times (k_s/k_c)$ (12)
Pulau Tekong Besar	$5 \times 10^{-4}$ 至 $1 \times 10^{-3}$	$4 \times 10^{-9}$ 至 $4 \times 10^{-8}$	1/112	1/25	$1.25 \times 10^4$ 至 $2.5 \times 10^3$	4-89
南部海湾, $C_1$	$9 \times 10^{-7}$ 至 $4.5 \times 10^{-6}$	$5 \times 10^{-10}$ 至 $3 \times 10^{-9}$	1/67	1/29	$3 \times 10^3$ 至 $9 \times 10^4$	1.5-46
南部海湾, $C_2$	$5 \times 10^{-6}$ 至 $2.5 \times 10^{-6}$	$3 \times 10^{-10}$ 至 $3 \times 10^{-9}$	1/167	1/28	$1.67 \times 10^3$ 至 $8.3 \times 10^4$	0.4-18

从表1可见, 特征因数 $\lambda$ 对 $k_s/k_c$ 比值非常敏感。我们考虑了 $\lambda$ 为4, 10, 和20的三个值, 相当于可能的低值、中值和高值的界限。 $\lambda$ 大于20的值没有考虑, 因为当 $\lambda > 20$ 时, 相应的效率因数已大于0.95, 如图6所示。根据这些值分析排水效率将是很有利的。经用图6所示效率曲线, 可把平均固结度为50%和0%时相应的效率因数 $\eta_{50}$ 和 $\eta_{00}$ 确定下来。根据(10)式和(11)式, 又可将Tekong工点的平均固结度为50%和90%时的无量纲时间因素计算出来。

粘土固结系数 $C_v$ , 是从Tekong工点取样进行室内固结试验获得的, 试验结果表明,  $C_v$ 值的变化是从有效应力为500kpa时的 $0.2\text{m}^2/\text{yr}$ 到10kpa时的 $2\text{m}^2/\text{yr}$ (Ganeshan, 1988)。新加坡的海积软粘土,  $C_v$ 值一般在0.5和 $5.0\text{m}^2/\text{yr}$ 之间(Ten, 1983)。用这些数据, 可把该系统完成50%和90%的平均主固结度所需要的实际时间计算出来。根据现场读数也可推导出—组 $t_{50}$ 和 $t_{90}$ , 把两组 $t_{50}$ 和 $t_{90}$ 进行比较。这些计算结果列于表2,

在Pulau Tekong Besar工点现场试验排水效率的估算结果;  
几何比:  $H_s/L = 1/112$ , 和 $H/L = 1/25$ 

表2

渗透系数 比 $k_s/k_c$ (1)	特征因数 $\lambda$ (2)	效率因数 $\eta$ (Fig.6) (3) (4)		系统的时间因数 ( $T_s$ ) (5) (6)		$Cv = 1.0\text{m}^2/\text{yr}$		$Cv = 2.0\text{m}^2/\text{yr}$	
		$\eta_{50}$ (3)	$\eta_{90}$ (4)	$T_{50}$ (5)	$T_{90}$ (6)	$t_{50}$ (days) (7)	$t_{90}$ (days) (8)	$t_{50}$ (days) (9)	$t_{90}$ (days) (10)
$1.1 \times 10^4$	4	0.74	0.82	0.0703	0.2721	7.8	30.0	3.9	15.0
$2.8 \times 10^4$	10	0.88	0.92	0.0579	0.2369	6.4	26.2	3.2	13.4
$5.6 \times 10^4$	20	0.94	0.96	0.0533	0.2241	5.9	24.7	2.9	12.4

注: 现场资料表明 $t_{50} = 3$ 天和 $t_{90} = 26$ 天, 计算平均 $t_{50} = (3.9 + 3.2 + 2.9)/3 = 3.3$ 天(对于 $C_v = 2\text{m}^2/\text{yr}$ ); 计算平均 $t_{90} = (30.3 + 6.2 + 24.7)/3 = 27.0$ 天(对于 $C_v = 1\text{m}^2/\text{yr}$ )

表中用 $C_v$ 值为 $1.0\text{m}^2/\text{yr}$ 和 $2.0\text{m}^2/\text{yr}$ , 用于计算 $t_{50}$ 和 $t_{90}$ 。在整个试验场地中部记录沉降数据重述于图11(a)。时间坐标原点取为施加超载的时间。已知一个经验方法如双曲线法(Chin, 1970, 1971; Yoshikuni等, 1981)从现场沉降曲线用以估算野外的 $t_{50}$ 和 $t_{90}$ 值。同时, 双曲线斜率的倒数来给出现场的极限沉降值, 该法已被Inoue (1990)引伸应用到大应变固结和非均质土性的联合课题, 并被证明是有效的。按照这一方法求出该工点固结的 $t_{50}$ 和 $t_{90}$ 约分别为8天和26天, 如图(11b)所示。这些值与列

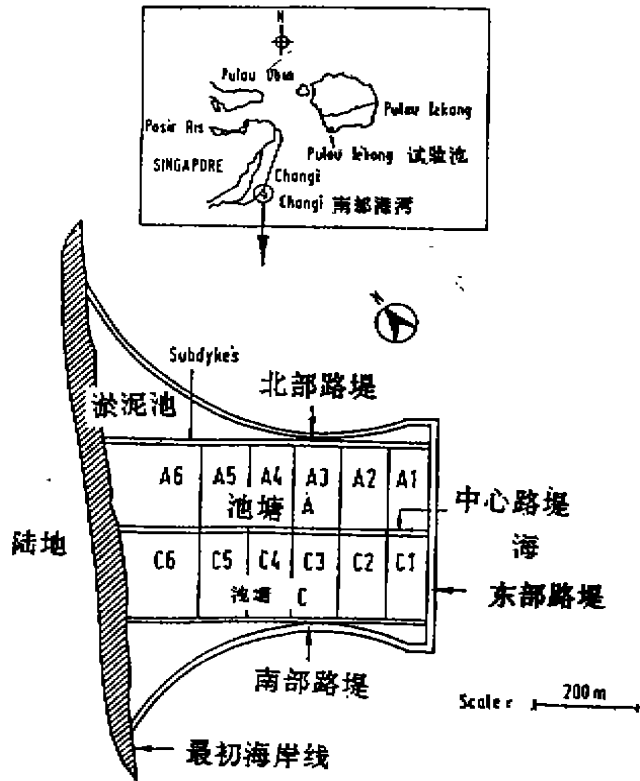


图10 Pulau Tekong Besar 现场试验和Changi南部海湾处增加造地总体布置

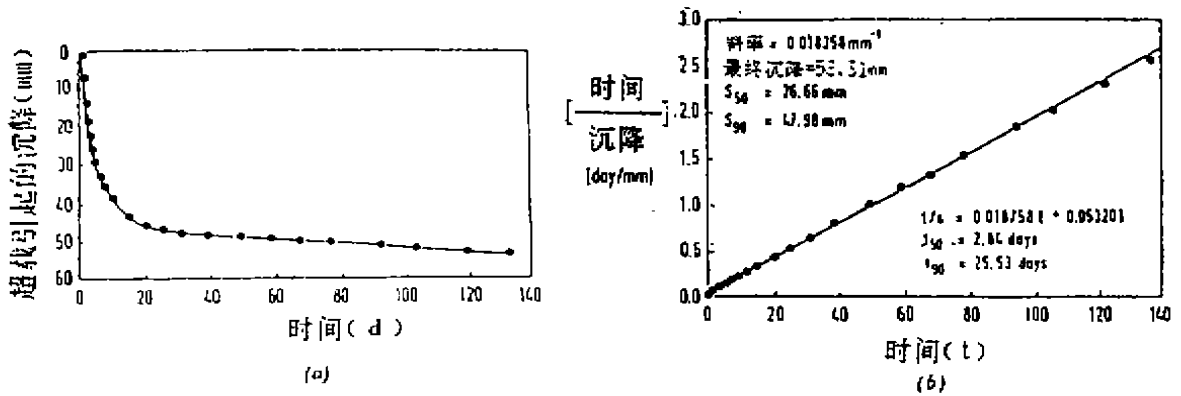


图11 在Palan Tekong Besar试验区(a)现场沉降[据 Lee等(1987)]; (b)用双曲线法的现场 $t_{50}$ 和 $t_{90}$ 。



在表2中 $C_v$ 为 $2.0-1.0\text{m}^2/\text{yr}$ 时相近,前面的值适用于现场固结较早阶段,后面值适用于现场固结较后阶段。这些 $C_v$ 值给出平均计算的 $t_{50}$ 和 $t_{90}$ 时大约为3.3天和27天,其特征因数为4-20。并且如采用平均特性,给出 $\lambda$ 为10,则理论计算 $t_{50}$ 和 $t_{90}$ 为3.2天和26.2天,这与现场数据非常吻合。在这二种情况中,平均固结度为50%和90%时的效率因数都超过了0.8,但 $\eta_{50}$ 和 $\lambda=4$ 时的情况例外。这就指出在Tekong工点仅就砂夹层排水性能来说是相当有效的,而且这也说明Lee等(1987)所报导的填土的抗剪强度迅速增加的原因。

在Changi南部港湾另一个填土造地工程

随着Pulau Tekong工程试验成功之后,1988年初,在Changi南部港湾采用粘土-砂成层方案填筑40公顷的造地。作为该方案的进一步研究(Karunaratne等,1990)。图10表示了该工程的平面布置,场地划分为12个长方形的小区,该工程详细情况将在另一篇文章中介绍,这里不再细述。对于该工程12个区中的2个区即 $C_1$ 区和 $C_2$ 区,我们将根据本文的研究结果对排水性能加以验证。

### $C_1$ 区

在 $C_1$ 区中部,各粘土和砂层厚度是从该区的钻孔记录整理的,如表1所列,砂层厚为1.5m,上部粘土层厚1.5m,下部粘土层厚2.0m,上、下粘土层厚的比值为0.75。根据上面建议,用二层粘土的平均厚度计算 $H/L$ 的比值。粘土和砂的渗透性是从钻孔中取样在室内用降水头渗透仪(Tan,1989)试验取得的,试验得出粘土渗透性的范围是从 $5 \times 10^{-10}\text{m/s}$ 到 $8 \times 10^{-9}\text{m/s}$ ,而砂的渗透范围从 $6 \times 10^{-6}\text{m/s}$ 到 $4.5 \times 10^{-6}\text{m/s}$ 。估算砂层排水效率的步骤是和前面Tekong试验用的一样。特征因数 $\lambda$ 的计算详细步骤列在表1中。

对于 $C_1$ 区, $\lambda$ 的范围从1.5到46,如表1所示。 $\lambda$ 的三个中间值选为2,6和14,分别相应于渗透比 $k_s/k_c$ 为 $3.9 \times 10^3$ , $1.2 \times 10^4$ 和 $2.7 \times 10^4$ 。从 $C_1$ 区和 $C_2$ 区取得的土样进行室内固结试验,得出粘土的固结范围从 $0.5$ 到 $1.5\text{m}^2/\text{yr}$ ,效率因数和平均固结度为50%和90%时的固结时间均用以前的方法确定,所有计算结果都列在表3中。

Changi南部港湾( $C_1$ 区)排水效率的估算结果

几何比:  $H_1/L = 1/67$ , 和  $H/L = 1/29$

表3

渗透系数比 $k_s/k_c$ (1)	特征因数比 (2)	效率因数 $\eta$ (Fig.6)		系统的时间因数 ( $T_v$ ) <sub>s</sub>		$C_v = 0.7\text{m}^2/\text{yr}$		$C_v = 1.5\text{m}^2/\text{yr}$	
		$\eta_{50}$ (3)	$\eta_{90}$ (4)	$T_{50}$ (5)	$T_{90}$ (6)	$t_{50}$ (days) (7)	$t_{90}$ (days) (8)	$t_{50}$ (days) (9)	$t_{90}$ (days) (10)
$3.6 \times 10^3$	2	0.59	0.70	0.0865	0.3213	138.1	513.1	64.5	239.4
$1.2 \times 10^4$	6	0.81	0.87	0.0638	0.2539	101.9	405.4	47.5	189.2
$2.7 \times 10^4$	14	0.91	0.94	0.0555	0.2304	88.6	367.9	41.4	171.7

注: 现场资料表示出 $t_{50} = 49$ 天,  $t_{90} = 438$ 天;

计算的平均 $t_{50} = (64.5 + 47.5 + 41.4)/3 = 51.1$ 天(对于 $C_v = 1.5\text{m}^2/\text{yr}$ )

计算的平均 $t_{90} = (513.1 + 405.4 + 367.9)/3 = 428.8$ 天(对于 $C_v = 0.7\text{m}^2/\text{yr}$ )

从表中可以看到,当砂对粘土的渗透系数的比值超过 $10^4$ 时,在50%和90%的平均固结度时的效率因数超过0.8。如前所述,对于所有 $H/L$ 和 $H_1/L$ 的比值大于 $1/200$ 的情况时,砂夹层作为排水层时砂的渗透系数至少需为周围粘土的 $10^3$ 倍才是充分有效的,这相当于特征因数 $\lambda$ 值大于20,但从前面分析,渗透系数的比值为 $1.2 \times 10^4$ 时,似已达到满意的排水效果。这是由于 $C_1$ 区砂层的厚度与它的长度比

$H_s/L$ 较大,其 $H_s/L$ 为1/67。我们将从下面对 $C_2$ 区的计算中可以看到它的 $H_s/L$ 比值较小,得出的排水效率也较低。用在 Tekong工点用过的经验双曲线法求得了现场的 $t_{90}$ 和 $t_{50}$ 约为49天和438天,现场的 $t_{90}$ 和 $t_{50}$ 和表3所列计算结果相当吻合。表中对于 $C_1$ 区,为 $1.5\text{m}^2/\text{yr}$ 和 $\lambda$ 为2到14时, $t_{90}$ 的平均值约为51天,相应的 $t_{50}$ 的计算平均值均为200天,这与现场的 $t_{90}$ 为438天相比,估算偏低。但是,若用较低的 $C_1$ 值为 $0.7\text{m}^2/\text{yr}$ 则 $\lambda = 2 - 4$ 时,那么 $t_{90}$ 时的平均计算值为428.8天,这与观测值是相当一致的

### $C_2$ 区

从钻孔结果资料整理: $C_2$ 区砂层的厚度没有 $C_1$ 区厚,只有0.6m。列于表1。钻孔取样进行渗透试验得出砂层的渗透系数范围为 $5 \times 10^{-9}\text{m/s}$ 到 $2.5 \times 10^{-6}\text{m/s}$ ,粘土的渗透系数范围为 $3 \times 10^{-13}\text{m/s}$ 和 $3 \times 10^{-9}\text{m/s}$ 之间,该系统特征因数列于表1中,这里 $\lambda$ 值的范围从0.2到9。

和 $C_1$ 区一样, $\lambda$ 的三个中间值选择为0.6,2.5和10,相当于渗透系数的比值分别为 $2.8 \times 10^3$ , $1.2 \times 10^4$ 和 $4.7 \times 10^4$ 。从 $C_2$ 区取得的土样进行室内试验,获得的固结系数 $C_v$ 值介于0.5和 $1.5\text{m}^2/\text{yr}$ 之间。而从图6中推导的效率因数与平均固结度为50%和90%时的固结时间等结果均列在表4中。如表所示,对于特征因数 $\lambda$ 为0.6和2.5时的效率因数 $\eta_{90}$ 和 $\eta_{50}$ 都比0.8小很多。只有在 $\lambda$ 为10的较高范围时,效率因数才大于0.8,这清楚地表明了 $C_2$ 区的砂层渗透质量是差的。在 $C_1$ 区,当 $k_s/k_c$ 比值为 $1.2 \times 10^4$ ,特征因数 $\lambda$ 为6时,在50%和90%的平均固结度时的效率因数约为0.81和0.87,在 $C_2$ 区,同样的 $k_s$ 和 $k_c$ 比值,相应的 $\eta_{90}$ 和 $\eta_{50}$ 只有0.65和0.74,其 $\lambda$ 为2.5。由于这两个区的 $H/L$ 的比值几乎是相同的,这种差别主要归因于二个区的 $H_s/L$ 的比值不同。在 $C_1$ 区, $H_s/L$ 的比值约为1/67,这就比 $C_2$ 区1/167大,这些促使了 $C_1$ 区比 $C_2$ 区有效高的 $\lambda$ 值,从而效率因数也较高。

换句话说,如果砂层的渗透性较低,要达到满意的排水效果,则需要较大的 $H_s/L$ 值。从观测到的结果可以归纳为,为使砂层的排水效率达到80%以上( $\lambda > 6$ ),一个渗透性要比周围粘土的高4倍的砂层,其 $H_s/L$ 比值要高于1/60,和 $H/L$ 的比值要高于1/28。用双曲线法估算的现场 $t_{90}$ 和 $t_{50}$ 约为61天和422天。将这些值与表4所列的对 $\lambda$ 从0.6到10,根据 $C_v$ 为 $1.5\text{m}^2/\text{yr}$ 计算的 $t_{90}$ 的平均值约为73天,根据 $C_v$ 为 $0.9\text{m}^2/\text{yr}$ 计算的 $t_{90}$ 的平均值约为450天,也还相当。

在Changi南部港湾( $C_2$ 区)排水效率的估算结果

几何比:  $H_s/L = 1/167$ , 和  $H/L = 1/28$

表4

渗透系数比 $k_s/k_c$ (1)	特征因数比 $\lambda$ (2)	效率因数 $\eta$		系统的时间因数 ( $T_{90}$ )		$C_v = 0.9\text{m}^2/\text{yr}$		$C_v = 15\text{m}^2/\text{yr}$	
		$\eta_{90}$ (3)	$\eta_{50}$ (4)	$T_{90}$ (5)	$T_{50}$ (6)	$t_{90}$ (days) (7)	$t_{50}$ (days) (8)	$t_{90}$ (days) (9)	$t_{50}$ (days) (10)
$2.8 \times 10^3$	0.6	0.29	0.40	0.1311	0.4870	172.3	639.9	103.4	383.9
$1.2 \times 10^4$	2.5	0.65	0.74	0.0796	0.3040	104.6	399.4	62.8	239.7
$4.7 \times 10^4$	10	0.88	0.92	0.0579	0.2369	76.0	311.3	45.0	186.8

注 现场资料表示出 $t_{90} = 61$ 天,  $t_{50} = 422$ 天,

计算的平均 $t_{90} = (103.4 + 62.8 + 45.0)/3 = 72.9$ 天(对于 $C_v = 1.5\text{m}^2/\text{yr}$ )

计算的平均 $t_{50} = 639.9 + 399.9 + 311.3)/3 = 450.2$ 天(对于 $C_v = 0.9\text{m}^2/\text{yr}$ )

## 结论

在中间砂层夹在二层粘土之间的粘土-砂成层筑地方案中,系统的排水效率是由砂与粘土的渗透性的比值( $k_s/k_c$ )、渗流长度的比值( $H/L$ )并结合砂层厚度对它的水平长度的比值( $H_s/L$ )来表征的。对于 $H_s/L$ 和 $H/L$ 比值大于 $1/200$ ( $\lambda > 20$ )的任一种比值组合,要使砂层排水充分有效,砂对粘土的渗透性比值要求至少是 $10^0$ 的数量级,但是如果 $H_s/L$ 和 $H/L$ 的比值高,那么对渗透性能要求稍低一些也能达到相似的排水效果。一般说,假如 $H_s/L$ 和 $H/L$ 的比值分别大于 $1/60$ 和 $1/28$ ( $\lambda > 8$ ),那么,对具有砂与粘土渗透性比值为 $10^4$ 的系统来说,就可获得80%的排水效率。在Pulau Tekong试验中的计算,排水效率评价是非常好的,其效率估算为完全排水系统的85%。这主要归因于系统中砂对粘土较高的渗透性比值。其铺设砂过程是控制在与实验室内条件近似的情况下进行的,在Changi南岸港湾的C<sub>1</sub>区中,尽管砂层的透水性较低,它的排水性状也是满意的,这是由于该区铺设的砂层厚度较高。在所有工点实例评估中, $i_{s0}$ 和 $i_{c0}$ 的估算值和现场观测值吻合得都很好。

### 《地基处理协作网》资料站资料库目录

编 号	书 名	邮购价(册)
1	第三届全国地基处理学术讨论会论文集,1992年、秦皇岛。 主编:龚晓南,浙江大学出版社。	44元
2	第二届华东地区岩土力学学术讨论会论文集,1992年、九江。 主编:沈珠江,龚晓南,殷宗泽。	22元
3	地基处理(1990年至1992合订本)地基处理编辑部。	30元
4	地基处理(1992年合订本)地基处理编辑部。	15元
5	地基处理(1993年合订本)地基处理编辑部。	15元
6	复合地基,龚晓南著,浙江大学出版社,1992年。	7元
7	土力学及基础工程实用名词词典。 主编:龚晓南、潘秋元、张季容,审校冯国栋,浙江大学出版社,1993年。	8元
8	基础工程施工实例。 浙江省土木建筑学会施工学术委员会编,浙江大学出版社,1990年。	10元
9	深层搅拌法设计与施工。 主编:龚晓南,中国铁道出版社,1993年。	58元
10	岩土力学与工程论文集。主编:龚晓南,张士乔,1993年。	23元
11	第六届全国土力学及基础工程学术讨论会论文集,中国建筑出版社 同济大学出版社。	70元

上述资料由《地基处理协作网》资料站发行,欢迎邮购!

地 址:杭州玉泉,浙江大学土木系岩土工程研究所。邮编310027

联 系 人:订购单寄邵建华,购书款寄张英

开户银行:杭州西湖信用社浙大分社中国地基学会,帐号70620113303974

或通过邮局汇寄