

目 次

论 文

- 组合桩复合地基沉降计算公式推导及应用.....李建光, 赵其华, 徐金台, 王贤能(3)
- 土工合成材料应用的新进展及展望.....龚晓南, 李海芳(10)
- 西安某教学大楼用旋喷桩补强加固地基的设计与施工..... 陈国藩, 李克祥, 王伟(16)
- 锚杆静压桩对地基补强加固的工程实例.....吴连祥, 沈建辉(21)
- 水泥搅拌桩在市政工程软基处理中的应用.....
.....丁豪, 贺志宏, 金文航, 陈贤坤, 杨宗华 (25)
- 广州某基坑稳定性验算与加固设计.....彭明祥, 楼跃清, 李进, 吕建(31)
- 板桩墙上土压力和水压力的计算.....王钊, 王协群(37)
- 低强度混凝土桩复合地基在高速公路软土地基处理中的应用.....龚程, 俞建霖(41)
- 复合土钉墙在复杂条件基坑工程中的应用.....贾正林 (46)

一题一议

- 土钉定义和土钉支护计算模型.....龚晓南 (52)
- 粘土中的挤密灌浆的效果.....李广信, 余斌 (55)

译 文

- 稀释有机污染液在 HDPE 土工膜中的迁移..... H.P. Sangam, R. K. Rowe(57)

组合桩复合地基沉降计算公式推导及应用*

李建光^① 赵其华^{②②} 徐金台^③ 王贤能^④^①成都理工大学环境与土木工程学院 成都 610059)^②同济大学地下建筑与工程系 上海 200092)^④深圳市工勘岩土工程有限公司 深圳 518026)

[摘要] 本文通过引用张定关于碎石桩复合地基的有关公式和折学森关于桩体复合地基的有关公式,考虑地基土、碎石桩、CFG桩和垫层四者的相互作用,建立了上部结构动工后组合桩(碎石桩+CFG桩)复合地基的沉降变形计算思路,并且推导出了沉降计算公式。经深圳某科技园工程验证,此沉降计算公式是比较符合实际的。

引言

目前CFG桩复合地基、碎石桩(或砂桩)+CFG桩构成的组合桩复合地基正在深圳地区推广。在深圳地区的软土中,CFG桩采用干振动沉管工艺施工,有挤密、置换的作用;在深圳地区局部有承载力较好的残积层出露处,采用长螺旋钻进工艺施工,在不扰动桩间土的情况下起置换作用,CFG桩复合地基可以充分利用桩间土,较大幅度地提高复合地基承载力,这种方法正探索应用到高层建筑中。同时,考虑到CFG桩费用较高,一般都采用CFG桩和碎石桩相结合的办法,既节省工程造价又保证建筑物安全。但是目前由于种种原因,CFG桩复合地基技术和组合桩复合地基技术的设计计算理论方面还有很多不成熟的地方,例如复合地基的沉降变形计算就是一个急待研究的课题。

组合桩复合地基沉降计算公式的推导

1. 理论模型建立依据

根据现场监测资料^[1]和有限元模拟^[4,5,6,7,8],可以看出:碎石桩复合地基在受荷状态下,复合地基中的应变场与天然地基的应变场形状基本一致,只是局部受碎石桩体的影响;而CFG桩复合地基在受荷状态下,复合地基中的应变场与天然地基的应变场形状存在很大差异,而与群桩(地面以下)受荷状态下的应变场相似。而组合桩(碎石桩+CFG桩)复合地基应力应变场又与它们不同。

为了更好的展示组合桩复合地基的变形模式,对组合桩复合地基做有限元分析。将深圳地区典型的地质剖面概化为两层:第一层人工填土与海陆交互沉积层,厚度8m;第二层花

* 收稿日期:2001年11月22日

岗岩残积层,厚度 16m。将此概化模型作为有限元模型的地质剖面。CFG 桩两根,桩径 $\phi = 500\text{mm}$,桩长 $l = 9\text{m}$,桩底进入花岗岩残积层 1m。碎石桩三根,桩径 $\phi = 500\text{mm}$,桩长 $l = 8\text{m}$,桩底坐落在花岗岩残积层上。CFG 桩二根,碎石桩三根,交叉布置。

图 1 为组合桩复合地基有限元模拟应变等值线图,从图 1 可以看出:在碎石垫层中,两根 CFG 桩桩顶出现了明显的大应变,而三根碎石桩顶部的应变值相对较小。在土层①中,从应变等值线上看,碎石桩和桩间土浑然一体,没有出现明显的跳跃;CFG 桩桩体与桩间土中的应变等值线存在明显的跳跃;最外围碎石桩外侧土体中的应变值基本以一定角度向外扩散。在土层②中,CFG 桩桩底以下部分的应变等值线与天然地基受荷后的应变等值线非常相似。图 1 非常清晰展现了组合桩复合地基在受荷状态的应变模式。

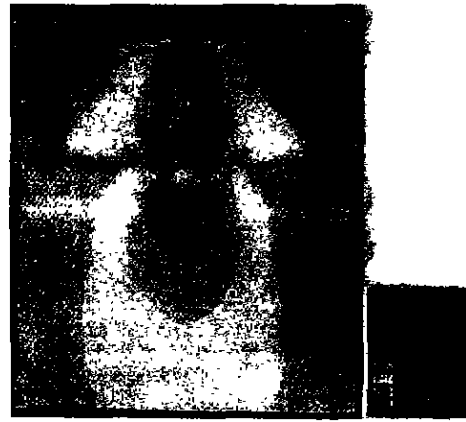


图 1 组合桩复合地基应变等值线图

2. 理论模型建立思路

据“1. 理论模型建立依据”分析,碎石桩复合地基与天然地基应力应变模式相似,而 CFG 复合地基与群桩(地面以下)应力应变模式相似,所以将组合桩复合地基沉降变形计算分为三步。第一步,考虑地基土中只存在碎石桩,求此状态下的复合地基模量;第二步,考虑地基土中同时存在碎石桩、CFG 桩,求此状态下的组合桩复合地基变形协调方程,第三步,计算组合桩复合地基的沉降量。图 2 为计算用简化的组合桩复合地基变形模式。

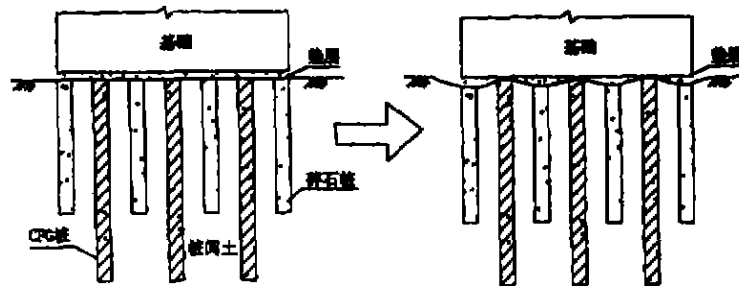


图 2 组合桩复合地基的变形模式

3. 组合桩复合地基沉降计算公式的推导

(1) 只存在碎石桩状态下复合地基模量的推导

在竖向荷载作用下,碎石桩复合地基中桩与土的竖向变形是相等的,碎石桩体是通过侧向膨胀变形来实现桩与土竖向变形的协调一致,同时桩土之间侧向变形也是协调相容和连续的。

根据张定关于碎石桩复合地基相关问题的推导^[2],可以得到如下公式:

碎石桩的径向及竖向应变的比值 k_r 为

$$k_c = \frac{\mu_p(1-\mu_s)\frac{E_p}{E_s} - \mu_s(1+\mu_p)(1-2\mu_p)}{(1-\mu_s)\frac{E_p}{E_s} + \frac{m_1}{1-m_1}(1+\mu_p)(1-2\mu_p)} \quad (4)$$

碎石桩与桩周土的应力比 n_1 为

$$n_1 = \frac{(1-\mu_s)\frac{E_p}{E_s} + 2\mu_p(k_c \frac{m_1}{1-m_1} + \mu_s)}{(1-\mu_s) + 2\mu_p k_c \frac{m_1}{1-m_1}} \quad (5)$$

式中 m_1 ——碎石桩面积置换率;

E_p, μ_p ——碎石桩的变形模量和泊松比;

E_s, μ_s ——桩周土的压缩模量和泊松比;

考虑碎石桩和桩周土的相互作用,推导出在竖向受荷状态下,桩周土中竖向附加应力由原来的 σ_a 变为 σ'_a ,具体表达式为:

$$\sigma'_a = \frac{\sigma_a}{1 + k_c \frac{2\mu_s}{1-\mu_s} \frac{m_1}{1-m_1}} = \lambda_a \sigma_a \quad (6)$$

其中 λ_a ——复合地基有效压缩应力系数

在现在的工程计算中,地基土中的附加应力是按布氏公式计算求得的,为了计算方便,根据应力—应变关系,将 σ'_a 与 σ_a 的关系,转化为 E_p 与 E_s 的关系,其中 E_p 是复合地基受荷过程中碎石桩和桩周土的压缩模量。由于处在 CFG 桩间的由碎石桩和桩周土共同构成的复合体近似呈平面等量沉降,符合材料力学中的平面假设,因此可根据材料力学公式可以计算出 CFG 桩间的由碎石桩和桩周土共同构成的复合体的模量 E_p 。具体表达式为:

$$E_p = [1 + m_1(n_1 - 1)] \cdot \frac{1}{\lambda_a} \cdot E_s \quad (7)$$

(2) 考虑 CFG 桩变形协调方程的推导

根据折学森将桩体复合地基沉降变形分为等沉面以上桩周土的沉降变形、等沉面以下桩周土的沉降变形和下卧层沉降变形三部分^[3]。沉降变形公式推导既考虑了碎石桩桩体与桩周土的摩擦作用,又考虑了 CFG 桩的上下刺入变形。本文将其引入到组合桩复合地基中,具体推导公式如下:

$$\frac{C_1 E_p + l_0}{C_2 E_p + l - l_0} = \frac{1 - [1 + \frac{C_1 \zeta_1 (1+m)}{\lambda_1}] e^{\zeta_1 l_0}}{1 - [1 + \frac{C_2 \zeta_2 (1+m)}{\lambda_2}] e^{\zeta_2 (l-l_0)}} \cdot \frac{\lambda_1 \zeta_2}{\lambda_2 \zeta_1} \quad (8)$$

式 8 即为线弹性变形条件下得出的组合桩复合地基竖向的变形协调方程。在有当地 C_1, C_2 的资料时,等沉面位置 l_0 的求解可以采用迭代方法。式 8 中的符号表达式为:

$$\zeta_1 = \frac{4}{d} K_{\alpha 1} m \tan \phi_{a1} \quad (9)$$

$$\zeta_2 = \frac{4}{d} K_{\alpha 2} m \tan \phi_{a2} \quad (10)$$

$$\lambda_1 = \frac{m}{E_{s1}} + \frac{1}{E_p} \quad (11)$$

$$\lambda_2 = \frac{m}{E_{s2}} + \frac{1}{E_p} \quad (12)$$

其中 E_{s1} ——等沉面以上土体的压缩模量;
 K_{01} ——等沉面以上土体的侧压力系数;
 ϕ_{01} ——等沉面以上桩体与桩周土之间的摩擦角;
 E_{s2} ——等沉面以下土体的压缩模量;
 K_{02} ——等沉面以下土体侧压力系数;
 ϕ_{02} ——等沉面以下桩体与桩周土之间的摩擦角。
 m ——CFG 桩的置换率;
 d ——CFG 桩的桩径;
 C_1 、 C_2 ——CFG 桩桩顶和桩底竖向刺入变形系数。

等沉面以上加固区内的桩周土的压缩变形量为:

$$S_{11} = \int_0^{l_0} \frac{\sigma_{s1}}{E_{s1}} dz = \frac{P}{E_{s1} \zeta_1} (1 - e^{-\zeta_1 l_0}) \quad (13)$$

其中 P_s ——桩周土顶面的竖向应力(kPa);

σ_{s1} ——等沉面以上土中的应力。

等沉面以下加固区内的桩周土的压缩变形量为:

$$S_{12} = \frac{P_s}{E_{s2} \zeta_2} e^{-\zeta_1 l_0} [e^{\zeta_2 (l-l_0)} - 1] \quad (14)$$

(3) 桩周土中附加应力和变形计算

由式 8 解出的等沉面位置 l_0 代入前面的公式,可以得到桩顶的桩土应力比。

当 $0 \leq z \leq l_0$ 时

$$n_r = \frac{w_1 e^{\zeta_1 z} - 1}{m} \quad (15)$$

当 $l_0 < z \leq 1$ 时

$$n_r = \frac{w_2 e^{-\zeta_2 (z-l_0)} - 1}{m} \quad (16)$$

因此,桩周土中的应力计算公式为(其中 P 为总外荷载)

$$\sigma_s = \frac{P(1+m)}{1+mn_r} \quad (17)$$

(4) 组合桩复合地基沉降计算

复合地基沉降包括加固区土层的压缩量 S_1 和下卧层土体压缩量 S_2 两部分。

由(2)和(3)节沉降计算公式,可得出加固区范围内的沉降(S_1)计算公式

$$S_1 = S_{11} + S_{12} \quad (18)$$

在计算下卧层土体压缩量 S_2 时,考虑到在进行组合桩复合地基设计时,一般最外层布置碎石桩(见图 3)。由于碎石桩本身的特点,即在受荷状态下,碎石桩体会很好的带动桩周土下降,将应力很好的扩散到桩周土中。借鉴群桩沉降的计算公式,组合桩复合地基下卧层

的压缩量 S_2 采用考虑扩散作用的等代敦基法^[13]的计算图式(见图3)。此计算图式是我国桩基工程实践中常用计算图式之一,该图式采用群桩桩顶外围按 $\phi/4$ 向下扩散与假想的实体基础底平面相交的面积作为实体基础的地面积 F ,以考虑群桩外围侧面剪应力的扩散作用。对于矩形基础,此时 F 可以表示为:

$$F = A \times B = (a + 2l \tan \frac{\phi}{4})(b + 2l \tan \frac{\phi}{4}) \quad (19)$$

其中 a, b ——分别为最外围桩顶外围矩形面积的长度和宽度;

A, B ——分别为假想基础底面的长度和宽度;

l ——CFG 桩长;

ϕ ——组合桩复合地基侧面土层内摩擦角的加权平均值

根据分层总和法得到组合桩复合地基总沉降量(S)为

$$S = S_1 + S_2 = \sum_{i=1}^{n_1} \frac{\bar{\sigma}_a}{E_a} h_i + \sum_{i=n_1+1}^{n_2} \frac{\bar{\sigma}_i}{E_a} h_i \quad (20)$$

其中 n_1 ——加固区桩间土的分层数;

n_2 ——整个压缩区总的分层数;

$\bar{\sigma}_a$ ——加固区第 i 层土中的平均附加应力;

$\bar{\sigma}_i$ ——下卧层第 i 层土中的平均附加应力;

E_a ——第 i 层土的压缩模量;

h_i ——第 i 层土分层厚度。

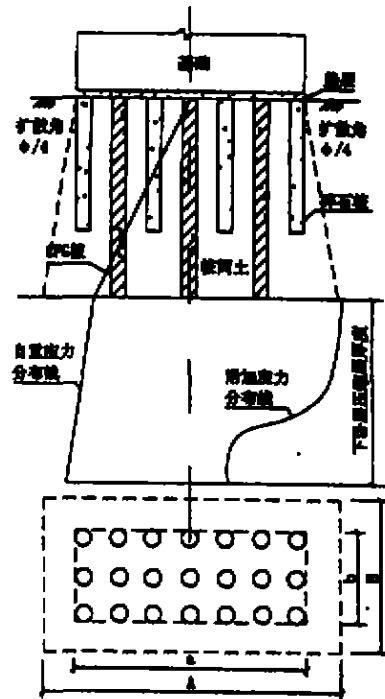


图3 组合桩复合地基考虑扩散作用的等代敦基法计算图式

实例分析

1. 工程简介

深圳某科技园宿舍楼,采用筏板基础,采用组合桩(碎石桩+CFG桩)复合地基。拟建场地原始地貌为山前冲沟,现经人工堆填大部分地段地形平坦。场地各土层物理力学指标见表1。

各土层物理力学指标

表1

地层序号	地层名称	厚度 (m)	密度 (g/cm ³)	压缩模量 (MPa)	变形模量 (MPa)	C (kPa)	ϕ (°)
①	人工填土(Q ^m)	10	1.8	6.0	16	20	25
②	粘土(Q ^{d+pl})	3.5	1.9	3.5	7	25	20
③	粗—砾砂混粘土(Q ^{d+pl})	1.5	1.8				
④	砾质粉质粘土(Q ^d)	8.5	1.9	7.0	19	29	25
⑤	粗粒花岗岩(ϵ_2)						

汤姆逊科技园组合桩复合地基设计的简介

碎石桩:桩径450mm,设计有效桩长10m。CFG桩:桩径500mm,设计有效桩长15m。垫层:垫层厚度20cm,垫层压缩系数小于0.90。复合地基设计承载力标准值 $f_k = 180\text{kPa}$ 。

宿舍楼基础尺寸 $45.1\text{m} \times 10.7\text{m} = 482.6\text{m}^2$,纵轴向桩间距1.825m,横轴向桩间距1.650m。碎石桩面积置换率4.47%,CFG桩面积置换率1.69%。

2. 沉降计算

①采用中国建筑科学院 Q/JY06-1997 推荐方法^[8,9]进行复合地基沉降计算

考虑到本工程的具体工程地质条件, $n_1 = 3, n_2 = 25$,基底附加压力 $P_0 = 180\text{kPa}$ 。

经计算,当用地基附加应力为自重应力的0.2倍标准确定压缩层下限时,总沉降量 $S = 164.2\text{mm}$ 。

②深圳地区和其他地区的工程经验

根据对深圳市采用CFG桩复合地基的建筑物(包括采用组合桩复合地基的建筑物)的沉降观测资料进行统计,发现建筑物沉降量一般不会超过40mm。同时对本工程组合桩(碎石桩+CFG桩)复合地基、松坪山36#公寓CFG桩复合地基和沙头角保税区配餐中心CFG桩复合地基的承压板静载试验结果进行统计,具体统计结果见表2。

深圳市部分工程静载试验沉降量

表2

工程名称	荷载设计标准值 (kPa)	试验荷载量大值 (kPa)	承压板规格 (m)	最大沉降值 (mm)
本工程	180	270	1.8×1.8	19.44
松坪山36#公寓	180	360	2.5×2.5	22.34
沙头角配餐中心	180	270	2.0×2.0	27.49
综合最大沉降值(mm)				27.49

同时也对深圳地区以外的组合桩复合地基资料^[12,13,14]进行了统计,统计结果见表3。

其他地区部分工程静载试验沉降量

表3

工程名称	荷载设计标准值 (kPa)	沉降量 (mm)	备注
某建筑 ^[10]	230	10.6	碎石桩+CFG桩,两年后观测值
某水池 ^[11]	180	22.0	石灰桩+CFG桩,一年后观测值
蓝盾大厦 ^[12]	350	5.17	双灰桩+CFG桩,压板试验
综合最大沉降值(mm)			22.0

③采用本文第3节推导的组合桩复合地基沉降计算公式计算沉降量

取碎石桩变形模量 24.8MPa ,泊松比0.4;CFG桩变形模量 $17.5 \times 10^3\text{MPa}$,泊松比0.2。参考折学森关于C值的讨论^[3],取 $C_1 = 2 \times 10^{-4}\text{m}^3/\text{MN}$, $C_2 = 4 \times 10^{-4}\text{m}^3/\text{MN}$ 。代入第3节公式(8)、(13)、(14),可以得到:等沉面位置 $l_0 \approx 7\text{m}$;加固区沉降量 $S_1 = 18.04\text{mm}$;下卧层沉降量 $S_2 = 19.7\text{mm}$;组合桩复合地基总沉降量 $S = S_1 + S_2 = 37.74\text{mm}$ 。

组合桩复合地基用第3节推得的公式沉降量计算结果为 37.74mm ,这一结果与深圳地

区的工程经验和现场静载试验结果基本吻合而运用, 中国建筑科学院推荐公式计算结果为164.2mm, 由此可见第3节的推导的公式计算组合桩复合地基沉降是可行的。

结论

①组合桩复合地基由于铺有垫层, 并且刚度较大的 CFG 桩间距较大, 存在明显的上下刺入变形, 而布西奈斯克附加应力公式是集中力作用在空间半无限弹性体的应力解析式, 布西奈斯克附加应力公式不适合计算组合桩复合地基加固区的附加应力。

②建立了同时考虑碎石桩和地基土的相互作用、地基土与 CFG 桩相互摩擦作用、CFG 桩的上下刺入作用、应力扩散作用等组合桩复合地基的沉降变形计算思路, 并推导出了沉降计算公式。经验证, 本文推导出的沉降计算公式的计算结果比较符合工程实际。

参考文献

- 1 阎明礼, 张东刚. CFG 桩复合地基技术及工程实践. 北京: 中国水利水电出版社, 2001.
- 2 张定. 碎石桩复合地基的作用机理分析及沉降计算. 岩土力学, 1999, (2).
- 3 折学森. 软土地基沉降计算. 北京: 人民交通出版社, 1999.
- 4 周建安, 杨淑碧. 碎石桩复合地基承载力有限元分析. 地质灾害与环境保护, 1996, (1).
- 5 周建民, 丰定祥, 郑宏. 深层搅拌桩复合地基的有限元分析. 岩土力学, 1997, (2).
- 6 韩杰, 叶书麟. 碎石桩复合地基的有限元分析. 岩土工程学报, 1992, Vol. 14, Supplement
- 7 邢仲兴, 陈晓平. 复合地基力学特性研究及有限元分析. 土工基础, 2000, (2).
- 8 华建新, 董长和, 孙东晖. CFG 桩垫层效应研究. 岩土工程技术, 1998, (1).
- 9 水泥粉煤灰碎石桩(CFG 桩)复合地基技术规定, Q/JY06-1997. 中国建筑科学院企业标准, 北京: 1997.
- 10 陈磊, 阎明礼. 组合桩复合地基在工程中的应用. 工程勘察, 1999, (1).
- 11 郑俊杰, 张建平. CFG 桩石灰桩处理不均匀地基. 施工技术, 2000, (9).
- 12 邓光儒, 侯志成, 张润元. 双灰桩 + CFG 桩对灵敏土软弱地基的处理. 山西建筑, 2000, (2).
- 13 林天健, 熊厚金, 王利群. 桩基础设计指南. 北京: 中国建筑工业出版社, 1999.

Deducing And Applying Displacement Formula About Composite Foundation

LI Jian-guang^① ZHAO Qi-hua^{①②} XU Jin-tai^③ WANG Xian-neng^④

(^①Chengdu University of Technology Chengdu 610059)

(^②Tongji University Shanghai 200092)

(^③Shenzhen Gongkan Geotechnic Engineering Co. Ltd. Shenzhen 518026)

Abstract Displacement formula for composite foundation of composite pile is derived by considering the coaction of foundation soil, broken stone pile, CFG pile and bedding cushion and by applying some formula about broken stone pile from Zhang Ding and some formula about CFG pile from Zhe Xue-shen, which is proper for superstructure being constructed.

土工合成材料应用的新进展及展望*

龚晓南 李海芳

(浙江大学 建工学院 杭州 310027)

[摘要] 本文以 Koerner 的第 32 届太沙基讲座为基础,结合我国土工合成材料的实际应用情况,介绍了土工合成材料在工程中应用的最新进展及前景展望。

引言

土工合成材料技术自 20 世纪 70 年代引入我国以后,在水利、土建、交通和港口等领域得到了普遍的应用。本文以 Koerner 的第 32 届太沙基讲座^[1]为基础,结合我国土工合成材料的实际应用情况,介绍土工合成材料在工程中应用的最新进展及前景展望。Koerner 的讲座精选了土工合成材料应用的 17 个方面,他在土工合成材料应用领域划分上和我们国家的有所不同,但对土工合成材料在工程中应用最新进展的总结及前景展望没有影响。限于篇幅,本文略去 Koerner 讲座中的插图。

进入 90 年代,设计模型(方法)和试验得到了发展,使得土工合成材料在许多应用实例中已经在技术上被接收。Koerner 定义土工合成材料的安全系数为:

$$FS = \text{许可的性质} / \text{要求的性质}$$

式中,许可的性质可以由模拟实验得到,或通过指标实验乘以折减系数得到;要求的性质可以通过合适的设计模型(方法)得到。

土工合成材料在土工技术中的应用

1. 加筋土坡

土坡中加入土工合成材料(土工格栅或土工织物)可以将土坡填筑得更陡一些。就加筋功能而言,同针刺土工织物相比,土工格栅和有纺土工织物可以在较小的应变下发挥作用。针刺土工织物则具有土工格栅和有纺土工织物所不具有的土工合成材料平面内的透水性。因而,土工合成材料在加筋(低透水性土)土坡中的最新进展是

- (1) 针刺土工织物与土工格栅叠合铺设,具有加筋和排水功能;或
- 针刺土工织物与有纺土工织物叠合铺设结合,具有加筋和排水功能;或
- (2) 土工合成材料作为土坡内排水系统(竖向和水平向)和土工格栅结合;或
- 土工合成材料作为土坡内排水系统(竖向和水平向)和有纺土工织物结合。

* 收稿日期:2001 年 11 月 22 日

土工合成材料在加筋(低透水性土)土坡中的应用前景是将土工合成材料作为含有活性炭纤维的载体,使土工合成材料成为具有导水性的填充聚合物或金属纤维。从而,通过电泳、离子转移和电渗改善加筋区内细粒土的性质。

Nettleton 等 1998 年对以上概念进行了描述,目前正处于早期的研究和试验应用阶段。

2. 加筋土挡墙

与加筋土坡类似,加筋土挡墙可以形成直立墙面。加筋可以是土工织物,但更多的是使用土工格栅。近 10 年的主要进展是在墙面系统上的不断改进,包括:

土工合成材料包绕墙面系统;

木制墙面系统;

焊接丝网墙面系统;

堆叠筐笼墙面系统;

预制混凝土板(全高)墙面系统;

现浇混凝土面板墙面系统;

预制混凝土(分单元)墙面系统;

标准混凝土块(现称分块挡土墙)(SRWS)墙面系统。

在以上所有的墙面系统中,分块加筋土挡墙的墙面一般采用干砌方式。经常会产生新型的面块、面块的新型细部设计和新型锚固方式。这种墙型现多用于较高的挡墙(达 15 米),以承受较大的超载(如铁路),或者加筋土挡墙面向水流(如小溪、河流等)。这种挡墙在地震区也表现出良好的性能。

最有意义的是 SRWS 的新型面板块上设有向上的槽口,填土后,可以种植当地的植物。如果气候适宜,这种“活墙”可以遮挡干砌面板。

土工合成材料在加筋土挡墙中的应用前景是在锚固区设置聚合绳、条带和锚具(或土钉),将墙面单元通过加筋体锚固在锚固区。实质上,这一概念在 20 世纪 80 年代在我国的加筋土挡墙上已经采用^[2]。如果加筋土挡墙距岩体较近,也可以将锚具(或土钉)锚固在岩石上。

3. 土堤地基加筋

20 世纪 70 年代,美国工程师兵团采用高强土工织物加固土堤地基。其最终目的是减少软土地基上土堤的沉降。荷兰也是将该技术用于大面积填土的较早采用者之一。

目前的进展是在土堤和地基之间设置加筋以减少不均匀沉降。如果土堤需要跨过地基中的孔洞,就所涉及的加筋抗拉强度而言,导致不均匀沉降的地基中孔洞的最大尺寸是最为关键的。

土工合成材料作为土堤地基加筋的应用前景是寻找现场安装预应力加筋的方法。如果取得成功,经过应力松弛,该预应力可以减少变位的发生。

4. 混凝土坝防渗

许多已建成的混凝土坝存在严重的缺陷。除了剥落和裸露钢筋外,工程上最为关心的缺陷是结构渗漏的增加。现行的方法是放空水库后,在混凝土坝的上游面粘贴土工膜。沿垂直方向每隔 2 米设一水平不锈钢槽,以夹紧土工膜。该方法的改善是先在混凝土坝上游面设置土工网格,然后将土工膜粘贴在土工网格上。设置土工网格的目的是收集渗过土工膜的水。土工膜用于该目的已有 15 年。据报道,它最早用于意大利,目前在全世界得到普遍的采用。

这方面的最新进展是粘贴区域的处理。例如,在不放空水库或部分放空水库的情况下,由潜水员完成粘贴。在土工膜下面设置气泡系统,以防水库上游面的冰将土工膜刺坏。

由于紫外线和氧化作用,土工膜的使用寿命受到限制。如遇高温,这些作用对大多数聚合材料的影响非常大。这方面的发展前景应是开发改善型的聚合材料,以提供寿命更长的土工膜。

5. 土坝防渗

土工膜以及土工合成材料和粘性土形成的衬砌(GCL),已被用在土坝或土坝的上游面作为防渗体。土工膜应妥善防护,防止刺破,并妥善锚固。

最新的发展是将该项技术用于碾压混凝土坝。在这种情况下,土工膜及铺于土工膜下面的土工织物在工厂被粘贴在混凝土板上。在现场,随混凝土坝升高,逐步进行安装。在现场,用土工膜条带对这种板进行粘贴。该项技术有效地减少了水平渗漏。

将来的可能是将土工膜用于已建成的土坝的防渗处理上。利用膨润土泥浆护壁,在土坝内挖槽(如有必要,该槽应深入坝基)。土工膜置于槽的上游面。应小心地选择用于置换膨润土泥浆的回填土,使回填土本身能形成防渗层。

6. 隧道防渗

现行的方法是将土工膜用于永久性混凝土里侧的防渗体,与针刺的、较厚的无纺土工织物一起,将水导入设在隧道底脚的排水出口,形成封闭的排水系统。

然而,土工膜及其下面的土工织物的布置是很困难的。土工合成材料会从临时的护顶下垂,在永久性混凝土衬砌施工时容易遭到破坏。因此,现在的进展集中在施工方法的改进上。土工合成材料应和永久性混凝土衬砌同时施工,以避免在永久性混凝土衬砌施工时损坏土工合成材料。

将来的发展是开发寿命在100年以上的土工合成材料,以抵抗隧道周围的不利环境。因而,施工方法的改进和材料的寿命是最关心的问题。

土工合成材料在交通工程中的应用

1. 改善道路

有许多方法将合成材料用于道路的断面上,其目的是使道路具有更好的性能和更长的使用期,或两者兼有。将土工织物和土工格栅用于道路的不同部位时,土工合成材料的功能为:

土工织物用于路堤和路基的隔离和加筋;

土工格栅用于路堤和路基的加筋;

土工格栅用于路堤内部的侧向加筋。

该方面的最新进展是在路基施工过程中加入连续纤维。类似的,微网格也可以用于路面的铺设中。已有人进行过这方面的室内和现场试验。迄今,最大的成功是将分散的纤维(典型的有聚丙烯)应用于碎石路基中。

将来的发展是用土工合成材料处理路基中的孔洞。该方法先在孔洞中设置灯芯排水,在灯芯排水上铺设针刺无纺布,然后用纤维加筋土回填。该方法很有前途,有待现场试验。

2. 无沟槽管道维修

城市的基础设施在不断地老化,建筑材料也有数百年的历史。采用无沟槽技术维修是正在兴起的行业,而且都采用了聚合材料。

由于现行的方法都减小原有管网的尺寸,现在的进展是用高压的探头挤坏原有的管道,以扩大直径。然后,迅速插入新管道并衬砌。这样,原管道的能力不降低。有些情况下,还扩大了管道的直径。

现行的无沟槽管道维修面临的困难是不能形成侧向接触,形成了侧向自由渗漏点。将来,这一困难可能采用开切系统内遥控装置来解决,它不但能穿过新管道,还能通过跟随的机器人实现完善的侧向接触。

3. 水土保持系统

水土流失影响土地和农田的使用,也是水污染的原因之一。为了控制、减轻和避免土的流失,许多与土工合成材料有关的水土流失控制方法被采用。

水土流失控制材料的现在进展是用长钉(长达3米)加固松软土坡。

将来可能的发展是用高强土工合成材料网格(高强土工织物或土工格栅)防止雪崩。问题的关键是估计网格和锚固材料的受力、位置和布置,以及在非常气候环境下的超载感应。

土工合成材料在水利工程方面的应用

1. 渠道衬砌

美国垦务局从20世纪50年代开始试验用土工膜进行渠道防渗衬砌。他们取得了较大的进展,几乎在所有的渠道上都采用土工膜衬砌。许多国家也采用该方法。然而,土工膜总是由土(在人口稀少的地区)或混凝土(在城镇地区)覆盖,用沟槽或夹条将土工膜和渠道非淹没区连接、锚固。

现在的进展是在有流体通过的同时进行衬砌,在试验段上迅速铺设土工膜、土工织物和早强混凝土。该混凝土能很快获得初始强度而稳定,然后结硬。该法特别适用于水流无法改道或有害液体流过的渠道。

将来的发展是能在无覆盖的条件下使用较强的土工膜。美国垦务局在20个不同的试验段对较厚的、有组织结构的土工膜进行了试验。然而,该试验需历时10年以上,对这种方法的优点、造价估计将是最为关注的。

2. 土工织物管用于防止水土流失

土工织物管是用高强纤维制成,是在为海岸和内地水土流失提供防护方面发展的一项技术。现在已经有采用直径达3米的有纺或编织的土工织物管,在长度上没有限制,只是充填和处理上的困难需要考虑。充填方法是通过泵将水砂混合体压入土工织物管。由于内壁阻力,一般每10米设置一个进口。常常采用一个小直径的土工织物管,在大土工织物管的上游侧将其锚固。一般情况下,需要用土覆盖,以防紫外线照射或人为破坏。

现在的进展是正在寻求一种能暴露20天左右的高强纤维。这可能需要一种组合纤维,它应能随现场的不利环境,因为在现场有粗角砾和贝壳类的填料。

将来的发展是开发一种内壁阻力较小的管材,使水砂混合体能被输送的更远。但仅仅降低内壁阻力是不够的,因其可能阻碍纤维的排水,使水砂混合体中的水无法通过土工织物排出。因而,理想的内壁是低摩擦、多孔隙。这需要织物工程师和厂家进行发明。考虑到排水,纤维的孔隙率也是关键的一面,它也是将来发展的一个课题。

3. 弃置土的土工织物容器

土工织物容器相当于长度有限的土工管(比如,长度小于15米),用来包裹、运输或存贮河道、港口和三角洲的沉积物。将高强土工织物铺在底部抛放的驳船上,充填弃置土后,用土工织物将弃置土包裹并缝织土工织物。运达抛放地点后,将驳船底部打开,整个土工织物容器和充填弃置土一起沉入水底。这种方法很快被河道和港口当局接收。

可以想象,最新的进展是将这些充满弃置土的土工织物容器堆积起来,在其上游一侧发展另外的存贮区域。甚至可以想象把堆积后的容器集中封闭起来,尤其是对有害的弃置土。封闭物可以采用土工织物排。实质上,在地面正是这样处理的,在水下也完全可以这样做。

这项技术的将来发展是建立一个水下结构或水下活动场所。然而,上部结构需要进一步研究。

4. 水产养殖区域衬砌

土工膜作为池塘的衬砌,以便养殖贝类及其它水产品,已经司空见惯,现在正在不断地发展。

现在的进展是用于这种目的的土工膜有一坚固的保护面,以防止使用和维修过程中的损坏。因而,土工膜应选择较厚的(比如,厚于2.5毫米)编织的土工膜。

这项技术将来的发展是开发土工膜新品种,添加剂可以包括营养、防污染和防氧化等目的。

土工合成材料在环境土工中的应用

1. 弃置场的衬砌系统

美国环保局于1982年规定的采用土工膜作为弃置场的衬砌系统得到了普遍的响应。自此,开发了3种方式的衬砌:

- * 双衬砌层,具有渗漏监测功能
- * 组合衬砌(土工膜及其下部的粘土层)
- * 土工合成材料及粘土衬砌(GCL)

这些封闭系统对保护地下环境非常有效。

目前,在美国,100%的有害的和24%的城市垃圾弃置场要求双层衬砌系统;

在世界上,58%的有害的和14%的城市垃圾弃置场要求双层衬砌系统。

尽管这种衬砌系统提供了长期的封闭(高密度聚乙烯土工膜半生命期为数百年),但不是永久性的。渗漏循环的概念是在填土技术方面的新进展。渗漏出的物质被重新导入弃置物,以加速弃置物的降解,提高气体的产生量。已开过这方面的会议一次。在美国至少有30个,在世界上有更多的弃置场,采用该技术。目的是在更短的时间内降解弃置物。另一种方法是需氧降解,这需要在循环过程中加入空气。这样,降解的速度会加快,但没有气体产生。

将来的发展是渗漏物循环的同时,进行开采处理。渗漏物可以通过土工合成材料排水系统(比如预制垂直排水)注入。这种概念目的是创建永久性的弃置场。将整个弃置场划分为几个单元,逐个单元顺序充填。通过渗漏体循环(需氧或厌氧)降解,原来的弃置物就可以在一定的时间内被开采,制作肥料、覆盖物等有益用料。这种方法允许衬砌系统被监测、修理,甚至更换。从而,如果弃置物的来量不变,可以创建一个永久性的弃置场。这一概念是

非常有吸引力的,在土地奇缺的地区正在得到研究。

2. 弃置场封盖系统

弃置场封盖系统通常采用组合防渗体(即土工膜和 GCL 或压实粘土衬砌),其上排水系统,其下是气体收集系统。

最近的进展(在许多大型的弃置场已经采用)是收集气体并转化为能源。这种能源一部分被用做现场设施的动力,其余转售给地方动力部门。气体的收集可以通过封盖系统下的收集系统或深井收集系统实现。

关于大型弃置场的最终封盖系统的用途,有以下方面值得探讨:

- * 长跑和自行车训练基地
- * 运动会场所
- * 高尔夫球场
- * 仓库区和轻工业区
- * 艺术品观赏区。

3. 弃置场的垂直防渗

由于弃置场的范围和性质的未知性,环保的策略往往是用垂直防渗体将弃置物包围起来。尽管大多数垂直防渗体是由回填土组成,在其上游一侧增设土工膜可以作为附加的环保措施。即在沟槽的上游一侧铺设土工膜后,再回填透水性较低的土料(土和膨润土或土和粉煤灰)以形成组合防渗体。有许多方法铺设土工膜,可以板材或卷材的方式进行铺设。

最新的进展是在土工膜上开设出口,收集渗漏体并予以处理。可以预先确定渗漏体的滞留时间,以便得到充分地处理。

将来的进展是设置双层垂直防渗墙系统,以便附有渗漏检测的功能。可以将土工网或砂用于渗漏监测系统。后一种方法类似于维也纳的双墙系统。

4. 弃置场的底部衬砌

弃置场和顶部和侧面系统建成后,另一个棘手的问题是弃置场的底部衬砌。这确实是一个需要解决但又很难解决的问题,因为可能产生侧向和向下的污染。如果垂直墙不能达不透水层,污染的深度是非常大的。目前还没有有效的方法来进行已建弃置场的底部衬砌。

现在的进展是在弃置场下进行灌浆,但需钻透未知的弃置场,因此会带来负面效应。另一种方法是从侧面斜向灌浆。这两种方法产生的底部衬砌的连续性是令人怀疑的。

将来的发展是在弃置场的侧面开挖一长墙,再将弃置场底部水平挖空,以便水平地铺设连续的土工膜层。这个建议已提交美国矿务局。该项技术是在弃置场的底部水平地铺设组合土工膜或 GCL 衬砌,并允许上部弃置物塌落或用土工织物管支撑。这样,底部衬砌、垂直墙和顶盖系统将完全包裹弃置场,是最理想的结果,也说明土工膜和 GCL 在特殊的弃置场能起到安全的环境保护作用。

参考文献

- 1 Robert M. Koerner (2000). "Emerging and Future Development of Selected Geosynthetic Applications." J. Geotech. And Geoenviron. Engrg., ASCE, 126(4), 293 - 306.
- 2 李海芳,对现有几种加筋土挡墙设计方法的评述及模型试验研究,华北水利水电学院北京研究生部硕士论文,1988。

西安某教学大楼用旋喷桩补强 加固地基的设计与施工*

陈国藩, 李克祥, 王伟

(陕西省建筑基础工程公司 西安 710077)

前言

西安某教学大楼, 建筑面积约 20000m², 用沉降缝分割为 11 个组成单元, 层数为 2-5 层 (见图 1), 其中 1、4 单元为框架结构, 5、6 单元为砖混结构, 2、3 单元为现浇框排架结构, 所有楼板, 梁框均采用现浇工艺。整栋楼 1-3 层均为一砖半墙, 3 层以上为一砖墙, 建筑物基础采用钢筋混凝土条形基础和独立基础 (未作地基处理), 基础板厚 250-1500mm 不等, 基础埋深为 -2.1m。

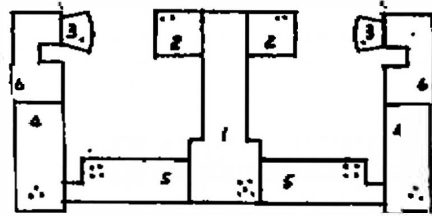


图 1 建筑平面

该建筑于 1954 年建成, 1985 年该楼开始出现裂缝, 近年来楼房开裂变形问题加剧, 由于建筑物整体刚度较好, 其变形特点主要是层数低的建筑向层数高的建筑物倾斜, 致使沉降缝上部弥合, 造成墙体压碎, 开裂及错位, 部分墙体裂缝宽度已达 30mm, 部分斜裂缝已贯通全墙, 严重影响建筑物的安全使用。

1999 年业主决定对该楼进行加固, 几经比较决定采用旋喷桩加固方案, 考虑到投资问题, 加固的旋喷桩具补强性质, 原基础仍要承担一部分荷重, 加固后经沉降观测, 效果良好, 现将有关设计、施工情况作如下介绍, 供参考。

建筑物沉降变形的原因分析

1. 场地工程地质条件

建筑场地所属地貌单元为渭河Ⅲ级阶地, 室外地面标高介于 408.14~409.17m 之间, 场地当前地下水位埋深介于地面下 5.5~6.6m 之间, 地下水属潜水类型, 场地地层结构见表 1, 各层土的物理力学指标见表 2。

* 收稿日期: 2001 年 3 月

地层结构描述

表 1

土层名称	年代及成因	颜色	状态	描述	层厚 (m)	层底深度 (m)
素填土①	Q ^d	黄褐色	坚硬	以粉质粘土为主,含大量建筑垃圾	0.9-3.8	0.9-3.8
黄土② (粉质粘土)	Q ^{ml}	黄褐~ 褐黄色	流塑~ 软塑	针状孔及大孔发育,具湿陷性, $\delta_s = 0.024$,高压缩性, $a_{1-2} = 1.08\text{MPa}^{-1}$	1.4-4.0	4.1-5.5
黄土③ (粉质粘土)	Q ^{ml}	褐黄~ 黄褐色	软塑	孔隙较发育,个别大孔,不具湿陷性,具 高压缩性, a_{1-2} 为 0.87MPa^{-1}	5.1-6.7	10.3-10.8
古土壤④ (粉质粘土)	Q ^d	红褐色	可塑	含少量钙质条纹及小颗粒钙质结核, 中等压缩	3.9-4.6	14.2-15.4
黄土⑤ (粉质粘土)	Q ^{ml}	褐黄色	可塑	含钙质结核,可见虫孔,中等压缩性	最大揭露 5.4	

土的物理力学指标平均值

表 2

土层号	含水量 ω %	重度 γ kN/m^3	干重度 γ_d kN/m^3	饱和度 s_r %	孔隙比 e	液限 w_L %	液性 指数 I_L	湿陷 系数 δ_s	压缩系数 a_{1-2} MPa^{-1}	压缩模量 E_{s1-2} MPa	承载力 f kPa	静探 P_s MPa
①	23.9	17.6	14.3	72	0.926	32.4	0.34	0.006	0.35	6.1		
②	28.4	15.9	17.4	64	1.190	32.8	0.66	0.024	1.08	2.0	75	0.83
③	32.8	13.4	13.1	84	1.088	33.7	0.97	0.004	0.87	3.2	80	0.67
④	27.3	19.0	15.1	92	0.804	31.6	0.70		0.33	6.5	150	1.66
⑤	25.7	19.7	15.6	96	0.733	29.8	0.65		0.20	10.3	160	1.82

当前场地为非自重湿陷黄土场地,计算的总湿陷量为 1.1-17.6cm,湿陷等级为 I (轻微)级。

2. 主要持力层土性的变化

由于时间长未见原教学楼勘察资料,仅见原设计图纸上地耐力为 16t/m^2 ,和当前勘察资料中黄土②75kPa 承载力差值较大(2.13 倍)。相邻建筑 94 年勘察资料中黄土②土性和当前②层土性比较见表 3。

持力层黄土②土性变化比较

表 3

资料名称	含水量 ω (%)	孔隙比 (e)	湿陷系数 (δ_s)	压缩系数 a_{1-2} (MPa^{-1})	压缩模量 E_{s1-2} (MPa)
相邻建筑	19.3	1.260	0.078	0.79	3.67
教学楼	28.4	1.190	0.024	1.08	2.0
变化率(%)	+47	-6	-70	+37	-46

3. 建筑物沉降变形的原因分析

西安地区的渭河三级阶地,在五十年代地下水位(潜水)一般都埋藏较深,六十年代潜水位开始上升,由于水位上升面积比较大,其过程又比较缓慢,它所引起的黄土湿陷不象浸水

湿陷事故那样对建筑物的影响强烈而明显,它的湿陷过程也同样是缓慢的,自下而上的进行的,而浸水后的黄土迅速成为饱和软黄土,先是下卧层受到影响,逐渐发展到持力层。教学楼在85年发现的裂缝应是下卧层承载力不足所带来的问题。近年来,该地区地下水位上升较快,除教学楼外,不少其它老建筑也相继出现开裂变形的问题,经有关单位调查,上下水管道老化漏水是水位上升的主要原因,这一点在西安不少地区也有出现。水位上升后造成的湿陷由于在较大范围出现,水位距离基底尚有一定距离,所以对建筑物的影响相当于整体地面沉降,而对建筑物造成直接影响的是黄土的软化,从建筑物开裂变形形态看,具明显软土地基病害特点,表现为建筑物愈重沉降愈大,重建筑物影响较轻建筑物并使其倾斜,另外沉降长期得不到稳定,随着软化层的上移,还有沉降速率增大的趋势。

根据上述分析,地下水位上升造成湿陷性黄土软化是建筑物开裂下沉的主要原因,软化的黄土承载力大幅度下降,从土层指标看,孔隙比略有减少,而压缩系数有较大增加,压缩模量有较大的减小。

旋喷桩加固设计

1. 加固设计的思路

经现场踏勘调查,现有教学楼整体刚度良好,虽然在结合部相对层数少的建筑边部出现倾斜开裂,但宽大的基础仍起着重要作用,所以,加固设计方案重点放在“补强”作用上,桩土共同作用。考虑到地下水位还有继续上升的可能,土体承载力在设计时按全部饱和的黄土②取值。

2. 单桩设计参数

桩长以进入古土壤④层2m考虑,取11m,桩径取0.6m,桩顶做1.5m扩大头使直径加大到0.7m。

按《建筑地基处理技术规范》公式黄土②、③ f_s 取12kPa,古土壤④取20kPa,计算的单桩竖向承载力 R^d 为300kN(实际取用250kN),为验证计算结果,在建筑物附近做了两根桩的载荷试验,试验结果见表4。

各级荷载下下沉量一览表

表4

试桩号	80kN	120kN	160kN	200kN	240kN	280kN	320kN	360kN	400kN	440kN	480kN	520kN
SZ_1 (mm)	0.575	0.770	0.959	1.205	1.505	1.847	2.215	2.738	3.259	3.842	4.436	5.870
SZ_2 (mm)	0.122	0.253	0.326	0.433	0.565	0.769	0.917	1.066	1.250	1.457	1.677	

从二根试桩结果看, SZ_2 试桩变形明显小于 SZ_1 ,但 SZ_1 的变形绝对值也不大,试验单位提供的极限承载力值为480kN,实际取用250kN设计值是安全的,变形值小于1.60mm。旋喷桩实测波速平均值为1525m/s。

3. 桩的布置

桩数的设置是根据欠多少补多少的原则计算确定的。计算按建筑物不同部位进行,荷载基本取值如下:

吊顶取 0.8kN/m^2 ,楼面面积层取 0.4kN/m^2 ;

楼面活载取 2.0kN/m^2 , 屋面恒载取 6.5kN/m^2 ;

墙体重度(不含面层)取 19kN/m^3 ;

墙体计算中,扣除了门洞、窗洞面积;未计风荷载的影响,地震设防烈度按 8 度考虑。

各部分荷载计算完成后,按桩土共同工作的计算方法进行布桩设计,具体布桩时,对条形基础采用均衡地沿墙两侧交替布置,对独立基础对称布置,对于构造承量和不均匀沉降严重部位适当加密。本工程共布补强桩 1100 根,相当于总荷重 65% 的荷重由旋喷桩承担。

旋喷桩的施工

1. 施工技术和难点对策

(1)建筑物内的地下管线多次变动,分布杂乱,业主要求施工后各种管线正常运行,管沟不被泛浆掩埋。为此,施工中须先探明管道走向,调整一部分桩位,实在难以避让的桩孔,采取接管定向排浆的措施,保证管沟和管线的完整。

(2)建筑基础均为钢筋混凝土基础,且较厚,业主要求干法成孔,为此,在开凿基础段钻孔时,采用风动潜孔钻机成孔,防止了带水钻进造成的浸泡。

(3)由于场地位于校园区,业主要求减少噪音和污染,施工中将噪音较大的制浆系统设置在有相对隐蔽条件的位置,集中供浆,减少噪音,对于泛浆采用限制围堵后集中泵排的措施,减少了环境污染。

2. 主要施工设备

主要施工设备为兰通 850 型高压注浆泵及 ALF700 型高压注浆泵,DK-150 型潜孔钻机, 6m^3 空气压缩机,以及其它辅助机具。

3. 施工工艺及技术参数

考虑到旋喷桩上下均有扩大头的设计要求,采用单管复喷工艺,即先喷水后喷浆的施工方式,由于靠清水破坏土体,至使浆土混合体含水量增高,为保证浆液的稳定性和强度,采用 1:1 水灰比的水泥浆并添加 2% 的水玻璃。

旋喷桩注浆结束后,对桩顶进行复喷,防止桩顶因自然收缩和基底接触不良。

本工程主要技术参数如下:

提升速度: $20 \sim 25\text{cm/min}$;

摆角: $0 \sim 360^\circ$;

压力: $20 \sim 25\text{MPa}$;

喷嘴数:单喷嘴(口径 $2.3 \sim 3.0$);

水泥用量: $200 \sim 230\text{kg/m}$;

水灰比: 1:1,外加 2% 水玻璃;

浆液比重: $1.45 \sim 1.50$ 。

3. 工期

为减少附加沉降,适当控制施工速率,本工程 1100 根桩总工期为 70 天。

4. 浆液抗压强度

取泛浆做 30 组抗压强度试验,所有试块的抗压强度均大于设计要求的 3.5MPa ,平均值为 5.57MPa 。

沉降观察结果

本工程设沉降观察点 52 个,施工期沉降观察表明旋喷桩施工后的两三天内沉降速率较大,最大值达 0.076mm/d,稳定迅速,旋喷桩施工结束后已基本稳定,三个月后所观察到的各点沉降速率已全部小于 0.02mm/d。

The Design and Construction of Reinforcing Foundation with Chemical Churning Pile of a Classroom Building in Xi'an

Chen Guofan Li Kexiang Wang wei

(Architecture and foundation company of Shaan'xi Xian 710077)

Abstract This paper mainly introduces the chemical churning pile which was used to reinforce the foundation of a classroom building in Xi'an. This classroom building was founded on collapsible soil. Because of rising ground water, the loess collapsed and softened. As this situation continued, the building cracked and the foundation subsided. After reinforcing the soil with chemical churning pile, the subsidence of the building was controlled efficiently. The experience of reinforcing foundations with chemical churning pile is just for reference.

第五届塑料排水工程技术研讨会征文通知(第1号)

根据中国土木工程学会港口工程学会塑料排水学术委员会第四届年会决定,于 2002 年 10 月中旬召开第五届塑料板排水法加固软基技术研讨会,以交流近三年来我国在排水固结法加固软基方面的新经验、新成果。为了适应工程实践发展需要,会议交流内容不限于排水固结加固软基方面,还可包括边坡、挡墙、隧道、地下结构、环保等的工程排水、反滤、排水兼顾加筋等方面,因此会议名称改为第五届塑料排水工程技术研讨会。现将会议论文征集工作有关事项通知如下:

征文内容:1)塑料排水板及其他排水材料、反滤和排水兼顾加筋新产品研制;2)检测技术与标准研究;3)施工技术与规程研究;4)加固机理与设计计算方法研究;5)现场试验研究和工程应用实录与探讨。

征文要求:应征论文字数(包括图表):一般论文控制在 6000 字、重点论文控制在 10000 字以内。

征文时间:提交论文摘要截止日期为 2002 年 2 月 28 日。

应征论文将由会议学术委员会决定是否录用。录用论文按要求规格于 2002 年 4 月 30 日前提交全文及软盘(具体要求将在第 2 号通知中说明)。入选论文将正式出版。应征论文摘要一式两份寄:江苏省南京市西康路一号河海大学岩土工程研究所 雷国辉博士 210098 (电话 025-3786919)。

中国土木工程学会港口工程学会
塑料排水专业委员会

2001 年 12 月 20 日

锚杆静压桩对地基补强加固的工程实例

吴连祥 沈建辉

(江苏省启东市建筑设计院 启东 226200)

【摘要】 本文介绍了锚杆静压桩在地基补强加固工程中的应用,说明合理选择地基处理方案是能够取得较好技术经济效益的关键。

工程概况

启东市宾馆客房辅楼系四层框架结构建筑,采用柱下交梁基础,底层平面为 $18.7\text{m} \times 46\text{m}$,建筑面积 3500m^2 。该建筑位于启东宾馆主楼北侧,距主楼 12m ,总平面布置如图 1 所示,宾馆主楼 12 层,采用水泥土桩复合地基。

据该工程勘察报告,在勘察揭示深度范围内,场地土自上而下可分为:

第一层:褐黄粉质粘土,平均层厚 2.9m ,土很湿,软塑状态,属高压缩性土, $P_s = 0.7\text{MPa}$, $E_s = 3.86\text{MPa}$, $f_k = 85\text{kPa}$ 。

第二层:灰砂质粉土,平均层厚 1.3m ,土很湿,稍密状态,属中压缩性土, $P_s = 1.6\text{MPa}$, $E_s = 5.82\text{MPa}$, $f_k = 120\text{kPa}$ 。

第三层:灰粉砂,平均层厚 2.4m ,土饱和,稍密状态,属中压缩性土, $P_s = 2.6\text{MPa}$, $E_s = 7.66\text{MPa}$, $f_k = 125\text{kPa}$ 。

第四层:黄灰粉砂,平均层厚 $> 2.7\text{m}$,土饱和,中密状态,属低压缩性土, $P_s = 6.4\text{MPa}$, $E_s = 14.65\text{MPa}$, $f_k = 185\text{kPa}$ 。

场地地势平坦,地下水位距地表 0.6m 。

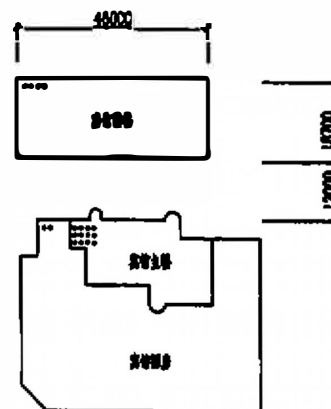


图 1 总平面示意图

方案的确定

该工程的地质情况表明:第一层土土性较差,平均层厚 2.9m ,其下各土层土质尚可。若以第一层土作为基础持力层,则因承载力偏低,基础造价较高,而多层建筑基础通常浅埋,因

• 收稿日期:2001年4月

此,应对基底下的第一层土作必要的处理。

原设计拟采用换填法对该工程第一层土进行处理,基础埋置于天然地面下1.5m处,此标高距第二层土顶面尚有1.4m左右的高度,故将基底下剩余的第一层土挖除,采用级配良好的砂石回填,示意图2,地基承载力设计值 f 取用140kPa。

但是,由于地下水位较高,开挖2.9m深(地表下)的基坑,必须采取井点降水措施。需配2组井点设备方可解决降水问题,而降水将对相邻建筑——宾馆主楼的沉降产生一定的影响,在本地就曾经发生过因施工降水而引起邻近建筑(水泥土桩复合地基)倾斜超限的事故,后经纠偏处理,花费了较大的财力、物力。加之,宾馆主楼的有关管线均在主楼与辅楼之间的地下通过,开挖基坑放坡对管线也将产生不利影响。因此,按换填方案实施在技术上具有较大的风险。

现场基坑挖土已经进行到地表下1.5m,且基础钢筋也已按原设计下料切割,在此情况下,业主委托我院对该工程的地基处理方案进行设计修改。修改方案只能因地制宜,在基础埋深不变,宽度不变,配筋不变的前提下,选择合适方案难度较大。经反复推敲,最终决定采用锚杆静压桩对地基进行补强加固,这样,一方面,可避免原方案施工对宾馆主楼基础的影响,另一方面,施工可继续进行,只需在基础混凝土浇筑时预留压桩孔,待主体施工至一定高度,再实施压桩。方案详见图3。

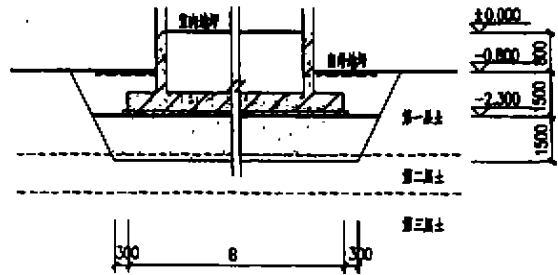


图2 换填法剖面图

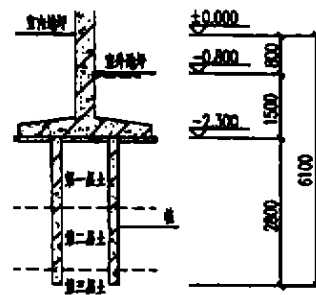


图3 锚杆静压桩加固剖面图

锚杆静压桩方案设计与施工

锚杆静压桩对地基补强加固,其机理是利用锚杆将上部结构的部分荷载通过桩身和桩尖传至地基较深较好的土层,减轻基础持力层的荷载,从而达到提高地基承载力和控制建筑物沉降的目的。

锚杆静压桩是锚杆和静力压桩两项技术巧妙结合而形成的一种施工新工艺,它是通过原基础埋设受拉锚杆,利用锚杆固定压桩架,以建筑物所能发挥的自重作为压桩反力,用电动液压千斤顶将桩段从基础中预留或开凿的压桩孔内压入地基中,当压桩力及压入深度达到设计要求后,将桩与基础浇筑连接在一起,使桩与土共同受力。

1. 方案设计

采用锚杆静压桩对地基补强加固,其设计应考虑桩土共同承担上部荷载,桩上分担的荷载现已有多种方法可以计算,但仍以半理论半经验的方法为主,具体工程应作具体分析。

本工程采用柱下交梁基础,基础刚度较大,建筑物容许有一定的沉降量,因此,应充分利用既有基础条件,尽量使沉降发挥,节省桩数,从而节省造价。故本工程采用如下假设:

a. 充分利用既有基础条件承受荷载,扣除桩间土承载后余下的荷载值才由桩来承担。原基础设计其持力层承载力设计值经换填处理后按 140kPa 考虑,而不经处理的基底土层承载力设计值为 $1.1f_k$ (f_k ——地基承载力标准值),合 93.5kPa,两者相差 46.5kPa,基底面积共 537.2m²,因此必须通过桩来补偿承载力设计值之差值 24980kN。

b. 本工程在桩土共同作用中,由于桩数较少,桩的承载力可得到比较充分的发挥,所以,单桩承载力设计值取 $R=0.8P_u$, P_u 为单桩承载力极限值。考虑施工等因素,桩长取 2.8m,桩尖进入承载力较高的第三层粉砂土,施工不接桩,桩截面边长 200×200mm,根据静力触探资料计算,并结合本地工程经验确定:单桩承载力极限值为 170kN,这样,单桩承载力设计值取 135kN, $24980\text{kN}/135\text{kN}=185$ 根,共需桩数 185 根。实际布桩 192 根,详见图 4。

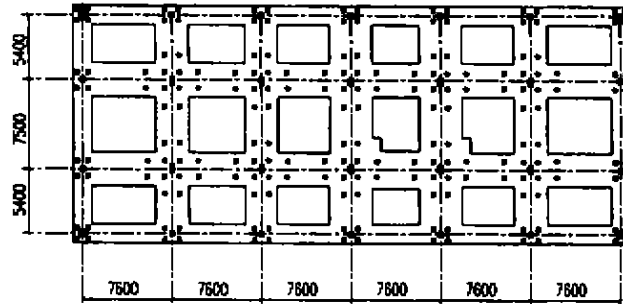


图 4 布桩平面图

桩位布置尽量沿框架柱四周进行,以减少基础梁的跨中弯矩。按照上述设计假定基底桩间土的应力水平较高,基础沉降较大,但比天然地基沉降小得多,能够满足本工程设计要求。

2. 方案施工

压桩施工按 YBJ227-91《锚杆静压桩技术规程》进行。施工工序为:预留压桩孔和预埋锚杆→安装压桩架→吊桩入孔→压桩→达到设计要求→拆除压桩架→清孔→焊接交叉钢筋→封桩。

本工程采用木板加工成压桩孔模,直接放在混凝土垫层上,以便浇筑混凝土后,形成压桩孔。

锚杆预埋与基础混凝土浇筑同步进行,为准确控制预埋锚杆位置,采用图 5 所示的办法,固定孔边四根锚杆的相对位置。

为使实际与设计假定尽量相符,在上部荷载加大至桩间土应力接近承载力设计值时,再开始压桩。

压桩施工时,压桩力是质量控制的主要依据,施工实际平均压桩力达 237kN,大于单桩承载力极限值。

为了控制压桩引起的不均匀沉降,根据土质情况和建筑物的沉降观测资料,从东侧开始,压完一批后即封桩,考虑先后封桩带来的沉降差异,对先封的桩在封桩前,在其桩顶设置 2cm 厚泡沫包装板作柔性连接,后封的桩则取消此种构造。

施工历时 15 天,这期间上部结构施工一直在正常进行。

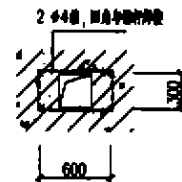


图 5 锚杆位置固定方法示意图

效果与结论

1. 该工程的沉降观测结果表明:建筑物竣工后一段时间,沉降已趋稳定,平均沉降量在60mm以内,差异沉降远小于3‰,未发现建筑物上部开裂等问题,证明加固效果良好。

2. 本工程用锚杆静压桩对地基进行补强加固,经测算,造价也仅在7万元左右,比原方案还有所节约,且由于压桩施工可在主体结构施工过程中穿插进行,施工工期至少缩短20天,经济效益显著。

3. 锚杆静压桩在设计过程中,桩土分担荷载比的确定应考虑沉降问题,建筑物允许沉降大一点,用桩量就会减少,为节省投资,应利用好沉降量与用桩量之间的优化关系。

4. 在施工过程中,对建筑物的沉降实行动态跟踪观察至关重要,用信息反馈法指导施工,对贯彻设计意图、制定调整施工方案效果十分明显。

5. 地基处理方案的确定,要考虑各种因素的影响,施工方法对邻近建筑的影响不容忽视,合理选择地基处理方案是地基处理取得较好技术经济效益的关键。

参考文献

- 1 龚维明、吕志涛:短桩—承台—土共同作用的设计与施工,建筑结构, No. 6 1995
- 2 锚杆静压桩技术规程(YBJ227-91),冶金工业出版社,1991
- 3 叶书麟主编:地基处理工程实例应用手册,中国建筑工业出版社,1998

An Engineering Record of Anchor Static Pressing Piling in Foundation Strengthening

Wu Lianxiang Shen Jianhui

(Qidong Institute of Architectural Design, Jiangsu 226200)

Abstract Introduces the application of anchor static pressing piling in foundation strengthening, and conclude that choosing a reasonable foundation treatment plan is the key to gain better technical and economic benefit.

水泥搅拌桩在市政工程软基处理中的应用*

丁豪 贺志宏 金文航

陈贤坤

杨宗华

(杭州市城建设计院 310000) (杭州市钱塘经济开发总公司 310000) (杭州市蒋村商住区管委会 310000)

[摘要] 在杭州市城西软土采用水泥搅拌桩地基处理。针对管道基础及高填方区段路基和深明塘或暗塘填方区段路基的不同情况,采用疏密不同桩基布置。

序言

杭州市城西多为大面积连片池塘,少有完整的塘埂区块。在工程设计中,采用何种地基处理方式,既减少工程总造价,又缩短工程总工期,是设计首要考虑的因素。因而须慎重采用科学合理的地基处理方式。

工程概况

杭州市文二路工程位于杭城西郊,起始于教五路,直至紫金港为止。路幅宽度为36m,总长为2180m。本工程为杭州市重点工程,是横贯杭州城西地区东西向的城市干道。鉴于路基管基下深厚淤泥质土层,道路路面结构采用沥青砼结构。雨水管管径D300-D1800,埋深2.0-5.8m之间,污水管管径D300-D600,埋深2.0-4.0m之间。管道采用柔性接口管和钢筋砼管基。场地现有大片池塘最深达6-7m填土和两河道(紫金港河、莲花港河)处最高达4.8m填方,以及深埋管道,必须采用适当方式加固地基,以满足地基承载力要求和合理沉降量要求,以此双控目标进行加固地基。工程始建时,道路沿线地貌呈农田和大片连续池塘。路侧尚无有新建小区的住宅楼,只有少量几幢农居楼房。农田呈低洼状,池塘现状深度为6-7m;塘埂高低不一。局部区段抛填块石等形成暗塘;暗塘最深处达7-8m。地下水位为地表下方0.5-1.0m之间。地下土层以淤泥粉质粘土为主,夹有少量薄层粉质粘土,往往遇池塘处缺失,地表上塘埂土为粉质粘土层。根据《杭州市蒋村商住区文二西路(教五路-紫金港)延伸工程地质勘察报告》,具体参数详见下表:

* 收稿日期:2001年6月

层序号	土层名称	土层厚度 m	天然含水量 ω (%)	孔隙比 e	压缩模量 E_s (MPa)	静探锥头 阻力 q_c (MPa)	土性	承载力 标准值 f_k (kPa)
1-1	杂填土层或耕 植土层	0.5-1.8				1.1	灰黑色-灰褐色,不均一, 以建筑垃圾,生活垃圾为 主,含植物屑等有机质。	
2-1	粉质粘土	0-2.90	31.8	0.899	4.1	0.746	灰黄色,软塑-可塑有机质 含量较高,购铁锰质物于其 中。	140
2-2	粉土	0-2.5	37.6	1.024	5.4	1.950	灰黄色,稍密,层状,富含 有机质。	105
4-1	淤泥质粉质 粘土	5.1-12.0	50.0	1.338	2.2	0.339	灰色,流塑,含少量有机质	69
4-2	淤泥质粉质 粘土	2.7-5.5	39.9	1.097	3.7	0.828	灰色,流塑,含云母,少量 有机质夹有薄层。	80
6-1	淤泥质粉质 粘土	5.6-10.5	48.4	1.291	2.2	0.495	灰色,流塑,含少量有机质	70
6-2	淤泥质粘土	0-3.0	49.7	1.388	2.3	0.495	灰色,流塑,含少量有机质	63

水泥搅拌桩法处理地基

A. 计算方法:

单桩竖向承载力标准值:

$$R_k = 1000f_{cu} \cdot A_p / 3; \quad R_k = U_p \sum q_{is} L_i + q_p \cdot A_p \quad \text{两式中取小值}$$

式中: f_{cu} : 室内水泥土试块在标准养护下, 90天龄期的单轴无侧限抗压强度; A_p : 桩横截面面积; U_p : 桩横截面周长; q_{is} : 桩周土的摩阻力标准值; L_i : 第 i 层土厚度; q_p : 桩端土的承载力标准值。

$$\text{面积置换率: } m = (f_{pk} - \eta_b \cdot f'_{sk}) / (R_k / A_p - \eta_b \cdot f'_{sk})$$

$$\text{总桩数: } n = m \cdot A / A_p$$

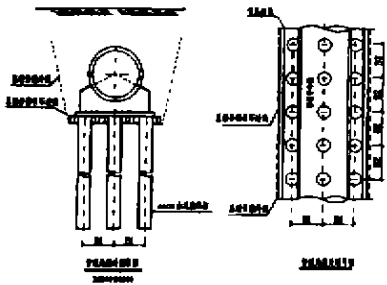
式中: f_{pk} : 复合地基承载力标准值(kPa); f'_{sk} : 桩间土承载力标准值(kPa); A : 基础底面积(m^2); η_b : 桩间土承载力的折减系数; 当桩端为软土时, 可取 0.5-1.0; 当桩端为硬土时, 可取 0.1-0.4。

$$\text{复合地基承载力标准值: } f_{pk} = R_k \cdot m / A_p + \eta_b (1 - m) \cdot f'_{sk}$$

还需作沉降计算和软弱下卧层承载力验算。

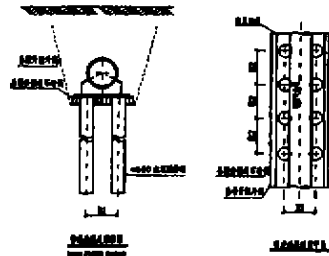
B. 工程应用:

管道下搅拌桩基详见图 1(断面图), 总延长为 71638m。道路下桩基详见图 2(断面图), 总延长为 181649m。合计桩长为 253287m。



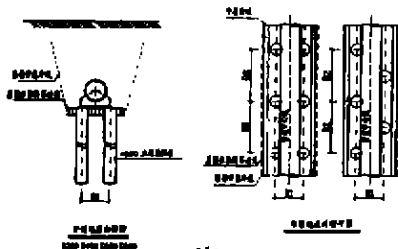
桩径 (mm)	桩间距 (mm)	桩长 (mm)	水泥掺入量 (%)	水泥掺入量 (kg/m)	水泥掺入量 (kg/m³)	水泥掺入量 (kg/m³)	水泥掺入量 (kg/m³)
300	1.0-1.5	7.0-12.0	10-15	10-15	1.7700	11000	100-11000

图 1-1 管道下水泥搅拌桩布置图



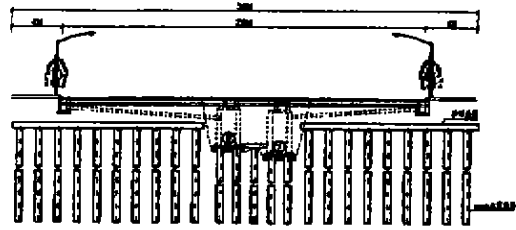
桩径 (mm)	桩间距 (mm)	桩长 (mm)	水泥掺入量 (%)	水泥掺入量 (kg/m)	水泥掺入量 (kg/m³)	水泥掺入量 (kg/m³)	水泥掺入量 (kg/m³)
300	1.0-1.5	7.0-12.0	10-15	10-15	1.7700	11000	100-11000

图 1-2 管道下水泥搅拌桩布置图



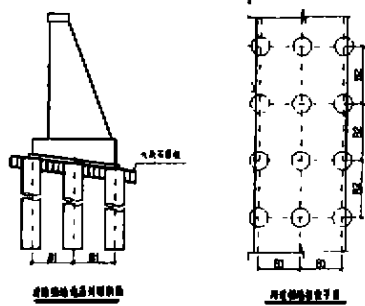
桩径 (mm)	桩间距 (mm)	桩长 (mm)	水泥掺入量 (%)	水泥掺入量 (kg/m)	水泥掺入量 (kg/m³)	水泥掺入量 (kg/m³)	水泥掺入量 (kg/m³)
300	1.0-1.5	7.0-12.0	10-15	10-15	1.7700	11000	100-11000

图 1-3 管道下水泥搅拌桩布置图

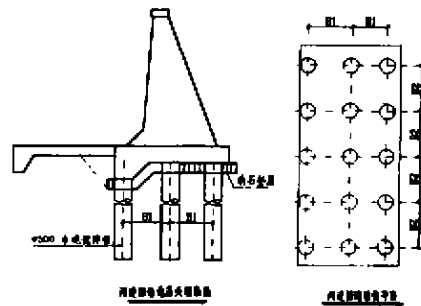


桩径 (mm)	桩间距 (mm)	桩长 (mm)	水泥掺入量 (%)	水泥掺入量 (kg/m)	水泥掺入量 (kg/m³)	水泥掺入量 (kg/m³)	水泥掺入量 (kg/m³)
300	1.0-1.5	7.0-12.0	10-15	10-15	1.7700	11000	100-11000

图 2 道路下水泥搅拌桩布置图



桩径 (mm)	桩间距 (mm)	桩长 (mm)	水泥掺入量 (%)	水泥掺入量 (kg/m)	水泥掺入量 (kg/m³)	水泥掺入量 (kg/m³)	水泥掺入量 (kg/m³)
300	1.0-1.5	7.0-12.0	10-15	10-15	1.7700	11000	100-11000



桩径 (mm)	桩间距 (mm)	桩长 (mm)	水泥掺入量 (%)	水泥掺入量 (kg/m)	水泥掺入量 (kg/m³)	水泥掺入量 (kg/m³)	水泥掺入量 (kg/m³)
300	1.0-1.5	7.0-12.0	10-15	10-15	1.7700	11000	100-11000

图 3 道路挡墙和河道挡墙地基处理图

工程检测

检测内容包括不同水泥掺入比、不同龄期水泥土强度试验、搅拌桩芯样抗压强度试验、单桩复合地基静载荷试验等。检测结果详见表 1~表 3 和图 4。

水泥石强度掺入比试验结果表

表1

孔号	土层号	土层名称	水泥掺入量(%)	试件无侧限抗压强度(MPa)	
				7天	90天(预测值)
1	③a	淤泥质粘土	11	0.74	1.52
	③a	淤泥质粘土	13	0.90	1.98
	③a	淤泥质粘土	15	1.08	2.61
	③b	淤泥质粉质粘土	11	0.84	1.64
	③b	淤泥质粉质粘土	13	0.98	2.15
	③b	淤泥质粉质粘土	15	1.12	2.69
2	③a	淤泥质粘土	11	0.71	1.46
	③a	淤泥质粘土	13	0.97	2.13
	③a	淤泥质粘土	15	1.11	2.67
	③b	淤泥质粉质粘土	11	0.88	1.80
	③b	淤泥质粉质粘土	13	1.13	2.49
	③b	淤泥质粉质粘土	15	1.18	2.83
3	③a	淤泥质粘土	11	0.86	1.76
	③a	淤泥质粘土	13	0.92	2.02
	③a	淤泥质粘土	15	1.02	2.45
	③b	淤泥质粉质粘土	11	0.89	1.74
	③b	淤泥质粉质粘土	13	0.99	2.18
	③b	淤泥质粉质粘土	15	1.18	2.83

注:表中90天强度值可供设计参考。

I标段路基搅拌桩芯抗压强度试验成果表

表2

序号	单桩编号	桩断面芯样 抗压强度平均值(MPa)			桩身强度 平均值 (MPa)
		(芯样距 桩顶断面的 位置)			
		上	中	下	
1	GD5-208	1.09	1.38	1.45	1.31
2	GD4-289	0.91	1.10	1.30	1.10
3	GD3-258	1.33	1.23	1.18	1.25
4	GD2-143	0.90	1.25	1.43	1.19
5	GD2-146	1.57	1.27	1.38	1.41
6	GD3-68	1.04	1.25	1.35	1.21
7	GD4-118	1.12	1.46	1.47	1.35
8	GD5-26	1.46	1.28	1.29	1.34
9	GD4-368	1.21	1.41	1.33	1.32
10	GD3-10	1.39	1.43	1.56	1.46

II 标段路基搅拌桩芯抗压强度试验成果表

序号	单桩编号	桩断面芯样 抗压强度平均值(MPa)			桩身强度 平均值 (MPa)
		(芯样距 桩顶断面的 位置)			
		上	中	下	
1	0+887~1+080	1.02	1.38	1.25	1.22
2	0+726~1+080	0.92	1.09	1.30	1.10
3	0+726~1+080	1.13	1.24	1.21	1.19
4	0+726~1+080	0.99	1.60	1.63	1.41
5	0+726~1+080	1.97	2.07	1.67	1.90
6	0+726~1+080	1.34	1.55	1.85	1.58
7	0+726~1+080	1.32	1.39	1.98	1.56
8	0+390~0+550	1.75	1.96	1.87	1.86
9	0+390~0+550	1.76	1.45	1.66	1.62
10	0+347~0+550	1.99	1.21	1.34	1.54

单桩复合地基静载试验成果表

桩型:水泥土搅拌桩 桩直径:Φ500mm,桩号 0+286

表 3

序号	施加荷载 Q(kN)	相应的桩顶沉降量(mm)
0	0	0.00
1	80	1.69
2	120	2.81
3	160	3.92
4	200	5.16
5	240	6.54
6	280	8.06
7	320	9.92
8	360	12.51
9	400	16.26
10	320	15.86
11	40	15.14
12	160	13.96
13	80	12.65
14	0	10.68

结束语

在杭城西部市政工程中,采用水泥搅拌桩加固地基,不失为一种成功的加固方法。不仅

施工操作性强,而且综合造价较低。但通过本次工程中运用水泥搅拌桩来加固地基,也体现出其加固局限性。如同一掺灰量下,其水泥土强度实测值波动范围大,说明或搅拌不匀或土层本身不均,导致施工中不易控制和复合地基承载力波动较大,又如暗塘处,只能在挖尽塘底块石层后,方可进行搅拌桩施工,导致总工期延长和总造价增加,其局限性不一一例举。但在局部区域适当结合其他加固方法,如压密注浆等等,克服其不足之处,从而使整个工程加固方案更显科学合理。

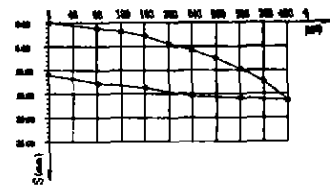


图4 单桩复合地基静荷载试验:
Q-S曲线

参考文献

- 1 《软土地基》中国铁道出版社 朱梅生 主编,1989年北京
- 2 《地基处理与托换技术》中国建筑出版社,叶书麟、韩杰、叶观宝主编,1994年12月
- 3 《高等土力学》浙江大学出版社,龚晓南主编,1996年8月
- 4 《地基处理新技术》中国建筑工业出版社,卢肇钧、曾国熙、叶政青、蒋国澄主编,1988年
- 5 《软土工程施工新技术》安徽科学技术出版社,侯学渊、钱达仁、杨算德主编 1999年7月
- 6 《软土地基与地下工程》中国建筑工业出版社,孙更生、郑大同主编,1984年9月
- 7 《地基处理新技术》陕西科学技术出版社,龚晓南著:1997年6月
- 8 中华人民共和国国家标准《建筑地基基础设计规范》及其《条文说明》GBJ7-89 中国建筑工业出版社,1989年
- 9 浙江省标准《建筑软弱地基基础设计规范》DBJ10-1-90,1990年6月
- 10 上海市标准《地基基础设计规范》DBJ08-11-89,1989年
- 11 中国行业标准《软土地基深层搅拌加固法技术规程》YBJ225-91.

The Cement Mix Pile Method's Application in the Municipal Engineering Project of Soft - Ground Section

Ding Hao

(Hangzhou city Architectural Design Institute Hangzhou 31000)

Abstract Different spacing of pile disposed plan are adopted, in allusion to three different instances explained next conduit's foundation, and high-filling-ground section's roadbed, and deep or shallow section's light or shade pond roadbed.

广州某基坑稳定性验算与加固设计*

彭明祥

楼跃清 李进 吕建

(广东省电力设计研究院 广州 510600) (中国建筑三局广州一公司 广州 510660)

[摘要] 本文采用极限平衡法对广州某基坑土钉支护结构的整体稳定性进行分析计算,提出采用预应力锚杆进行加固处理的设计方案,取得了明显的加固效果。

引言

近年来,土钉支护技术已在基坑开挖和边坡稳定工程中得到广泛应用,取得显著的社会经济效益。另一方面,由于目前尚无统一的设计分析方法,不同地区的技术规程亦各有差异,因而使设计计算常处于无序状态,一些技术人员甚至仅凭经验而不作任何计算就进行土钉支护结构的设计施工,结果导致工程事故时有发生。本文通过广州某基坑稳定性验算与加固设计的成功实践,再次证明极限平衡法^[1]作为土钉支护结构的设计分析方法是合理、可靠的,不失为一种方便有效的实用方法。

工程概况

广州珠江新城某地块项目位于广州市华穗路南端东侧、临江大道北侧,拟建二十八层高层住宅楼,地下室二层。本工程基坑平面布置如图1所示,周边长约400m,原设计开挖深度为8.3m。原支护方案沿基坑周边采用桩径为700mm的水泥搅拌桩搭接200mm作全封闭止水,A-A、B-B、C-C及D-D剖面为坡面垂直的土钉喷锚支护结构,其余北面地段为1:1坡度的素喷砼护面放坡,整个基坑支护工程于2000年1月30日竣工。4月27日下午4时,基坑西面(即D-D剖面段)在没有任何先兆的情况下,边坡发生突发性大面积塌方,形成一个南北向长约30m,东西向宽约11m的大缺口,幸无人身伤亡。事故发生后,各方迅速全力投入抢险工作,将滑坡段边坡上部改放1:1坡度卸荷、下部坡脚打竖向钢管桩及预应力锚杆,其余东南面地段的坡脚回填约500立方砂土作护底反压,使整个基坑边坡稳定性暂时得到有效控制。

我们受建设单位委托,对本基坑东面、南面(即A-A、B-B及C-C剖面段)支护结构的稳定性进行全面验算,提出采用预应力锚杆进行基坑加固补强的设计方案。10月31日施工单位进场施工,11月22日加固工作全部结束,随即清除原坡脚反压填土,并且顺利地

* 收稿日期:2001年10月

开挖至新的基坑设计底标高 - 8.7m。

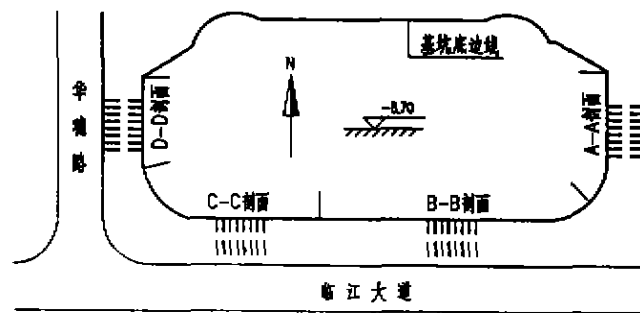


图1 基坑平面布置图

地质情况

根据工程地质报告,拟建场地自上而下土层分布如下:(1)人工填土层:杂填土,灰黄色,棕灰色,局部灰黑色,上部主要由建筑垃圾组成,下部由粘性土、砖块、中粗砂组成,松散,承载力标准值 $f_k = 80\text{kPa}$ 。(2)冲积土层:ε. 淤泥质土,灰黑色,含有机质、贝壳,个别孔混有粉细砂或夹薄层粉细砂层,局部为淤泥,饱和,软塑,标贯 $N = 0.9 \sim 1.9$ 击,承载力标准值 $f_k = 55\text{kPa}$; b. 中砂,灰白,褐黄色,局部灰黑色,粘粒含量 15~20%,饱和,松散,局部稍密,标贯 $N = 3.6 \sim 9.2$ 击,承载力标准值 $f_k = 120\text{kPa}$; c. 粉细砂,灰白,褐黄色,粘粒含量 25%,饱和,以松散为主,局部稍密,标贯 $N = 1.9 \sim 9$ 击,承载力标准值 $f_k = 80\text{kPa}$; d. 粉质粘土,灰白,褐黄色,局部灰黑色,土质较均匀,湿,软塑~可塑,局部硬塑。取土样 20 件,含水量平均值 $w = 30.8\%$,孔隙比平均值 $e = 0.886$,液性指数平均值 $I_L = 0.61$,作 16 次标贯 $N = 3.6 \sim 9.9$ 击,承载力标准值 $f_k = 160\text{kPa}$ 。(3)残积土层,粉质粘土,棕褐色,局部灰色或褐黄色,为基岩风化而成,稍湿,可塑~硬塑。取土样 29 件,含水量平均值 $w = 29\%$,孔隙比平均值 $e = 0.823$,液性指数平均值 $I_L = 0.59$,作 36 次标贯 $N = 8.1 \sim 20.9$ 击,承载力标准值 $f_k = 200\text{kPa}$ 。(4)强风化泥岩。各土层计算参数取值见表 1。

各土层的计算参数

表 1

层号	土层名称	重度 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	凝聚力 $c(\text{kPa})$	内摩擦角 $\varphi(^{\circ})$	粘结强度 $\tau_f(\text{kPa})$	备注
①	人工填土	18.0	15.0	10.0	35	松散
② ₁	淤泥质土	16.5	8.0	8.0	25	饱和、软塑
② ₂	中砂	19.0	0.0	30.0	80	饱和、松散
② ₃	粉细砂	19.0	0.0	25.0	60	饱和、松散
② ₄	冲积粉质粘土	18.5	22.0	10.0	60	软塑~可塑
③	残积粉质粘土	19.0	30.0	18.0	80	可塑~硬塑
④	强风化泥岩	21.0	80.0	28.0	120	半岩半土状

稳定性验算

1. 地面荷载及地下水位

地面设计活载按 $q = 10\text{kPa}$ 考虑; 高基坑边 $1.0 \sim 5.0\text{m}$ 处有一幅砌砖围墙高 2.2m , 每延米墙体自重约 9.0kN , 若墙底作用宽度按 0.3m 计, 则围墙均布荷载 $g = 9.0/0.3 = 30\text{kPa}$ 。场地实测地下水埋深 $0.0 \sim 1.65\text{m}$, 设计时按平均 1.0m 埋深计算。

2. 土钉设计参数

土钉钻孔直径为 110mm , 土钉钢筋与水泥浆体间的粘结强度取 1680kPa , 土钉端头与面层连接处的极限抗力 $T_p = 60\text{kN}$, 原设计 D-D 剖面如图 2 所示, A-A、B-B 及 C-C 剖面的土钉设计参数见表 2。

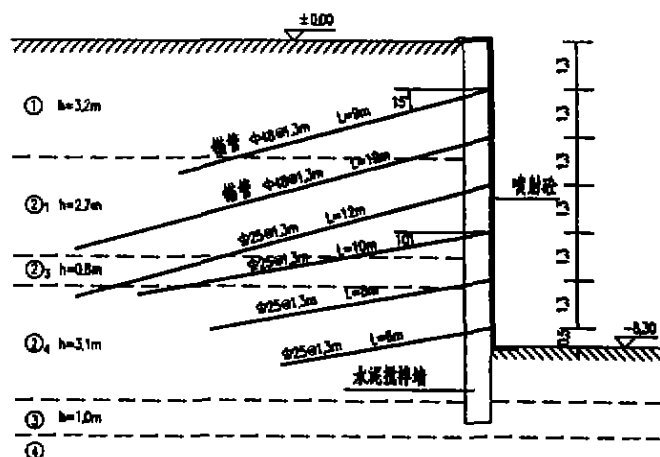


图 2 原设计 D-D 剖面图

A-A、B-B 及 C-C 剖面土钉设计参数

表 2

钉头 标高	A-A 剖面				B-B 剖面				C-C 剖面			
	ϕ	L	S	α	ϕ	L	S	α	ϕ	L	S	α
-1.3	48×3.5	9	1.0	15	48×3.5	9	1.3	15	48×3.5	9	1.3	10
-2.6	48×3.5	12	1.0	15	48×3.5	12	1.3	15	25	12	1.3	10
-3.9	48×3.5	7.5	1.0	15	25	10	1.3	15	25	12	1.3	10
-5.2	25	7.5	1.0	10	25	8	1.3	10	25	8	1.3	10
-6.5	25	7	1.0	10	25	6	1.3	10	25	8	1.3	10
-7.8	25	5	1.0	10	25	6	1.3	10	25	6	1.3	10

注:表中 ϕ 为土钉钢筋或钢管直径(mm), L 为土钉长度(m), S 为土钉水平间距(m), α 为土钉水平倾角(度)。

3. 水泥搅拌墙

水泥搅拌墙由桩径为 700mm 的水泥搅拌桩搭接 200mm 而成, 水泥掺合比 $\alpha_w = 15\%$ 。在

计算土钉支护结构内部整体稳定性时考虑了水泥搅拌墙的抗滑力作用,抗滑力大小与墙体抗弯能力有关,经计算该水泥搅拌墙每延米抗弯力矩允许值为 $M_{pw} = 30\text{kN}\cdot\text{m}$ 。

4. 计算结果与分析

本文采用土钉支护结构设计软件 SN2000^[2]对其整体稳定性进行全面验算,表3给出加固前各剖面不同开挖深度的内部整体稳定安全系数 F_i ,表4给出加固前土钉墙外部整体稳定安全系数,如抗滑稳定安全系数 K_h 、抗倾稳定安全系数 K_q 、地基承载力稳定安全系数 K_c 以及深层滑动稳定安全系数 K_s 。这些不同极限状态下的整体稳定安全系数的计算方法详见文献[1],它们应满足以下设计条件:

$$F_i \geq 1.3\gamma_0 \quad (1)$$

$$K_h \geq 1.3\gamma_0 \quad (2)$$

$$K_q \geq 1.5\gamma_0 \quad (3)$$

$$K_c \geq 1.2\gamma_0 \quad (4)$$

$$K_s \geq 1.2\gamma_0 \quad (5)$$

式中 γ_0 为工程重要性系数,参考现行有关规程[3],本基坑支护工程的安全等级属二级,故取 $\gamma_0 = 1.0$ 。现根据计算结果对各剖面整体稳定性进行分析,分别如下:

(1)A-A剖面,内部整体稳定安全系数最小值为1.0978,小于1.3,不满足式(1)条件;地基承载力稳定安全系数为1.0841,小于1.2,不满足式(4)条件。

(2)B-B剖面,内部整体稳定安全系数最小值为1.2320,小于1.3,不满足式(1)条件。

(3)C-C剖面,内部整体稳定安全系数最小值为1.2028,小于1.3,不满足式(1)条件;抗滑稳定安全系数为1.2641,小于1.3,不满足式(2)条件;地基承载力稳定安全系数为1.0263,小于1.2,不满足式(4)条件;深层滑动稳定安全系数为0.9483,小于1.2,不满足式(5)条件。

(4)D-D剖面,内部整体稳定安全系数最小值为0.9718,小于1.3,不满足式(1)条件;抗滑稳定安全系数为1.0341,小于1.3,不满足式(2)条件;地基承载力稳定安全系数为0.9478,小于1.2,不满足式(4)条件;深层滑动稳定安全系数为1.1145,小于1.2,不满足式(5)条件。

可见,原基坑支护设计方案存在较大缺陷,尤其是C-C及D-D剖面,因而导致了2000年1月14日C-C剖面在开挖第五层土方后四小时内发生50mm突变性坡顶位移的重大险情,以及4月27日D-D剖面全段塌方的重大工程事故。因此,为了确保基坑安全和地下室施工顺利进行,必须对原基坑边坡进行确实有效的加固处理。

内部整体稳定安全系数 F_i

表3

开挖面标高 (m)	A-A 剖面		B-B 剖面		C-C 剖面		D-D 剖面
	加固前	加固后	加固前	加固后	加固前	加固后	原设计
-1.5	1.7897	1.7897	2.2886	2.2886	2.2886	2.2886	2.2886
-2.8	1.7954	1.7954	1.8431	1.8431	1.8849	1.8849	1.7795
-4.1	1.5751	2.0473	1.3862	1.8364	1.8683	2.8303	1.2576
-5.4	1.2317	1.4776	1.2741	1.5185	1.6411	2.2047	1.0057

-6.7	1.1316	1.5252	1.3073	1.4550	1.4637	2.2715	1.0668
-8.0	1.0978	1.3328	1.2320	1.3418	1.2398	1.8090	0.9718
-8.3	1.2290		1.3783		1.2028		1.0045
-8.7		1.4169		1.5981		1.5941	

外部整体稳定安全系数

表 4

安全系数	A-A 剖面		B-B 剖面		C-C 剖面		D-D 剖面
	加固前	加固后	加固前	加固后	加固前	加固后	原设计
K_h	1.4981	2.5400	4.1506	4.8564	1.2641	2.3710	1.0341
K_v	3.2491	4.2220	4.2483	4.8621	5.7309	6.8240	4.3729
K_c	1.0841	1.6522	2.9165	3.6924	1.0263	1.4805	0.9478
K_j	1.5296	1.7429	2.9427	3.0894	0.9483	1.3514	1.1145

加固设计

本设计采用预应力锚杆对该基坑 A-A、B-B 及 C-C 剖面段边坡进行加固,锚杆钻孔直径为 150mm,拉杆采用 $3 \times 7\phi 5$ 高强度低松弛钢绞线,抗拉强度标准值为 $f_t = 1860\text{MPa}$,水平倾角为 25° ,水平间距为 2.5m。第一排锚杆的锚头标高 -3.50m,自由段长 5m,锚固段长 20m,设计极限抗拔力为 400kN;第二排锚杆的锚头标高 -5.50m,自由段长 4m,锚固段长 18m,设计极限抗拔力为 450kN。除 B-B 剖面仅设第一排预应力锚杆外,其余剖面均设两排预应力锚杆,基坑加固后的边坡稳定性计算结果见表 3、表 4,均满足式(1)~(5)设计条件。预应力锚杆注浆后 15 天进行张拉检测,第一排预应力锚杆的实测极限抗拔力平均值为 335kN,第二排为 402kN,根据实测值复算各剖面的整体稳定性,所得安全系数仍可满足式(1)~(5)。

结语

(1)通过本文计算分析,可见原土钉支护结构本身的整体稳定性存在严重不足,是造成这次基坑塌方的主要原因,因此对其进行加固处理是必要的。

(2)对于土钉支护结构,当仅用土钉无法获得足够大的整体稳定安全系数或需要对边坡变形进行控制时,采用预应力锚杆实施联合支护加固是一种行之有效的方法。

(3)工程实践再次证明,采用极限平衡法^[1]对土钉支护结构进行分析计算是合理的,计算时应同时考虑满足内部整体稳定性和外部整体稳定性的设计条件,使分析结果更全面、可靠。

参考文献

- 1 彭明祥,何正勇,杨晓弘.土钉支护结构计算实用方法.特种结构,2001,(2).
- 2 彭明祥.土钉支护结构设计软件 SN2000,用户手册.2001年8月.
- 3 广州市标准.广州地区建筑基坑支护技术规定(GJB02-98).
- 4 中国工程建设标准化协会标准.基坑土钉支护技术规程(CECS96:97).
- 5 The Federal Highway Administration's "Manual for Design and Construction Monitoring of Soil Nail Walls", FHWA-SA-96-069, November 1996.

Stability Calculation Checking and Reinforcement Design of a Foundation Pit in Guangzhou

Peng Mingxiang

(Guangdong Electric Power Design Institute)

Lou Yueqin Li Jin Lu Jian

(Guangzhou First Company of China Construction Third Engineering Bureau)

Abstract The paper analyzes the integral stability calculation of a foundation pit soil nailing retaining structure in Pearl River New City, Guangzhou, with limit equilibrium method. The paper also proposes the reinforcement solution of prestressed anchor rods. The reinforcement result is significant.

江苏省岩土力学与工程学会成立

经中国岩石力学与工程学会和江苏省科学技术协会批准,江苏省民政厅核准,江苏省岩石力学与工程学会于2001年10月正式更名为江苏省岩土力学与工程学会。这是全国第一家省级岩土力学与工程学会,目前拥有理事105名、常务理事32名,名誉理事长为解放军理工大学钱七虎院士,理事长为河海大学卓家寿教授。江苏省岩土力学与工程学会的目标是在省科协指导下,组织全省岩土力学与工程科技工作者,立足创新、努力开拓,与经济建设、科技进步和社会发展结合,与发挥优势、服务生产、推动经济相结合,开展学术交流活动,为繁荣和促进江苏省岩土力学与工程事业的发展,加快本省经济建设作出贡献。学会网址为:
<http://www.geotechchina.com>。

(河海大学岩土工程研究所 周云东)

板桩墙上土压力和水压力的计算*

王 勃

(武汉大学土木建筑学院 武汉 430072; 清华大学土木水利学院 北京 100084)

王协群

(武汉理工大学土木建筑学院 武汉 430071)

在进行挡土结构的设计时,首先须计算作用在结构上的土压力和水压力。力的大小主要取决于挡土结构的高度、土的性质和地下水位。例如基坑支护结构,墙后土体常常是饱和的,存在静水压力,甚至存在渗流的影响,在这些情况下,计算挡土结构上的土压力和水压力。

静水压力作用下的计算

根据有效应力原理, $\sigma = \sigma' + u$, 其中 u 可以是静水压力、稳定渗流作用下的水压力和超静孔隙水压力。首先考虑静水压力作用下的计算。

1. 水土分算

水土分算是指水压力和土压力分开计算,即有效应力 σ' 将在挡土结构上产生土压力,而孔隙水压力 u 是各向等压的,故直接作用在挡土结构上。

根据朗肯土压力理论:

$$\begin{aligned} p_a &= \sigma' K'_a - 2c' \sqrt{K'_a}, K'_a = \tan^2(45^\circ - \frac{\phi'}{2}) \\ p_p &= \sigma' K'_p + 2c' \sqrt{K'_p}, K'_p = \tan^2(45^\circ + \frac{\phi'}{2}) \end{aligned} \quad (1)$$

$$p_w = u = \gamma_w z$$

只有自重应力作用时, $\sigma' = \gamma' z$, 这是完全的水土分算。但由于实际工程中较难确定 u 和有效应力强度指标 c' 和 ϕ' , 往往采用一般形式的水土分算, 即

$$\begin{aligned} p_a &= \sigma K_a - 2c \sqrt{K_a}, K_a = \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2}) \\ p_p &= \sigma K_p + 2c \sqrt{K_p}, K_p = \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2}) \end{aligned} \quad (2)$$

$$p_w = u = \gamma_w z$$

* 收稿日期: 2001年4月

式中 u 只包含静水压力(包括渗流中水压力), 而将难以确定的超静孔隙水压力包含在 c 和 ϕ 中, 可采用固结不排水或不排水强度指标。此外, $\sigma_z = \gamma z$ 。

2. 水土合算

水土合算计算土压力时考虑土体自重的总应力 σ_z , 例如只有自重应力作用的情况, $\sigma_z = \gamma_{sat} z$, 而不再计及水压力影响, 即土压力中包含水压力。

$$\begin{aligned} p_a &= K_a \gamma_{sat} z - 2c \sqrt{K_a}, K_a = \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2}) \\ p_p &= K_p \gamma_{sat} z + 2c \sqrt{K_p}, K_p = \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2}) \\ p_w &= 0 \end{aligned} \quad (3)$$

比较水土分算和合算的计算公式, 因为自重应力和抗剪强度的不同, 计算结果是不一样的, 即使是饱和软粘土, $\phi_s = 0$, 即 $K_a = K_p = 1$ 的情况, 仍然得到不同的结果。

水土分算是基于有效应力原理, 假设土体中颗粒是碎散的, 孔隙水是完全连通和可流动的。但由于粘性土颗粒表面存在着结合水膜, 是否仍符合有效应力原理, 值得疑问。例如,

(1) 土的饱和度小于 100% 时, 孔压系数 B 小于 1.0, 静水压力系数也应小于 1.0。

(2) 粘性土渗流试验中, 由于结合水囚禁了颗粒间的自由水, 只有当水力坡降大于起始水力坡降时, 水才能流动。所以可能不传递静水压力。

因此, 对粘性土也有采用水土合算的, 并采用总应力强度指标, 采用水土合算的其它原因还在于, 孔隙水压力的变化规律不易搞清, 且有效应力强度指标难于测量, 此外, 水土合算已积累了较丰富的经验。但因水土合算忽略了水压力计算, 故不能求解扬压力问题。

稳定渗流情况下的计算

图 1 表示一板桩墙位于均匀土层中, 这时应绘制流网, 计算渗透力和水压力。一种简单的方法是假设渗透力都是竖直的, 即墙后渗流向下, 墙前向上, 渗径沿板桩的轮廓线, 可用朗肯理论计算

$$\begin{aligned} p_a &= (\gamma' + i\gamma_w) z_k \\ p_p &= (\gamma' - i\gamma_w) z_k \end{aligned} \quad (4)$$

水压力用流网计算, 在计算土压力时水力

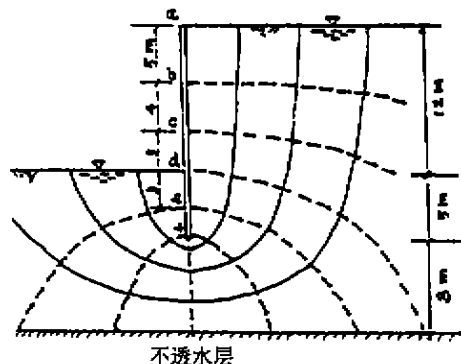


图 1 板桩墙剖面图

坡降 i 的计算方法有两种, 一是运用流网, 沿板桩墙第 i 个网格的水力坡降 $i = \frac{H}{m a_i}$, H 为总水头差, m 为等势线间隔数, a_i 为第 i 个网格沿流线方向长度。因各网格 a_i 是变化的, 不能直接代入式(4)计算。解决的办法是分别计算出各网格在渗透力作用下产生的压力。 $p_i = i\gamma_w \cdot a_i b_i / b_i = H\gamma_w / m$, b_i 为第 i 个网格沿等势线方向的长度。每经过第二个网格时应将前一个网格的压力迭加。第二种计算 i 的方法是取平均值, 即 $i = H / (H + 2d)$, d 为板桩墙在坑底下的埋深, 从以上分析可知, 渗透力使墙后主动土压力增大, 墙前被动土压力减小, 同时渗流将改变墙前和墙后的孔隙水压力, 使墙后减小, 墙前增大。借助流网可计算板桩墙上的水

土压力。下面用一个算例来说明计算过程。

图1所示板桩墙,深入坑底5m,墙高12m,水位与墙顶和坑底齐平,形成稳定渗流,已知土的 $\varphi = 30^\circ$, $c = 0$, $\gamma' = 10\text{kN/m}^3$ 。求(a)墙前和墙后的土压力,水压力分布;(b)若不透水层在墙底位置,没有渗流发生,墙前水压力和土压力怎样分布。

【解】 主动土压力系数 $k_a = \tan^2(45^\circ - \frac{30^\circ}{2}) = 0.333$

被动土压力系数 $k_p = \tan^2(45^\circ + \frac{30^\circ}{2}) = 3$

为简化计算假设墙绕墙底转动,则墙后作用力为主动土压力,墙前为被动土压力。

(a)有渗流作用

绘制流网 $m = 9$, $n = 4$,总水头损失为 $H = 12\text{m}$ 。

取不透水层面为基准面,取 z 坐标向上为正,计算墙前后与等势线交点处的土压力和水压力。

主动土压力:

$$p_a = [\gamma'(25 - z_i) + \frac{\gamma_w H}{m} \cdot i] K_a, i = 1 \sim 5 \text{ 相对于图1中 } b \sim f \text{ 点;}$$

被动土压力:

$$p_p = [\gamma'(13 - z_i) + \frac{\gamma_w H}{m} \cdot i] K_p, i = 1, 2 \text{ 相对于图1中 } e \text{ 和 } f \text{ 点;}$$

式中第二项为渗透力在 z_i 面产生的应力。

$$\text{各点测压管水头 } h_i = 25 - \frac{H\Phi_i}{m}, \Phi_i = 1 \sim 9 \text{ 相对于图1中 } b \sim f \sim d,$$

$$\text{孔隙水压力 } u_i = (h_i - z_i) \gamma_w$$

计算结果列于表1。

(b)无渗流情况

$$\text{主动土压力 } p_a = \gamma'(25 - z_i) k_a$$

$$\text{被动土压力 } p_p = \gamma'(13 - z_i) k_p$$

$$\text{静水压力 墙后 } u_i = (25 - z_i) \gamma_w$$

$$\text{墙前 } u_i = (13 - z_i) \gamma_w$$

计算结果也列于表1中,表中还列出各点水压力和土压力的总和。

板桩墙各点的土压力和水压力分布(kPa)

表1

点号	z_i (m)	土压力				水压力				水压力土压力总和			
		无渗流		有渗流		无渗流		有渗流		无渗流		有渗流	
		p_a	p_p	p_a	p_p	u_i 墙后	u_i 墙前	u_i 墙后	u_i 墙前	墙后	墙前	墙后	墙前
a	25	0		0		0		0		0		0	
b	20	16.65		21.00		49.00		36.00		65.65		57.00	
c	16	29.97		38.67		88.20		62.10		118.17		100.8	

<i>d</i>	13	39.96	0	53.01	0	117.60	0	78.50	0	157.56	0	131.5	0
<i>e</i>	10	49.95	90.00	67.36	50.80	147.00	29.40	94.90	42.50	196.95	119.4	162.3	93.30
<i>f</i>	8	56.61	150.00	78.36	71.60	166.60	49.00	101.3	75.13	223.21	199.0	179.7	146.7

从这一个算例可见,考虑渗流作用后,墙后和墙前总侧压力均减小,之间的差值亦减小,这对板桩墙的稳定是有利的。

因墙前填土一般没有达到被动极限平衡状态,可将被动土压力系数除以 1.1~1.5 的折减系数再进行上述计算。

参考文献

李广信,基坑支护结构上水土压力的分算与合算,岩土工程学报,22(3),2000年3月。

欢迎参加复合地基理论与地基处理新技术研讨班

复合地基适应性强、经济性好,近年在土建、交通、市政等领域得到广泛应用。但许多理论和技术问题值得进一步解决。为了促进复合地基理论和地基处理新技术的推广应用,中国土木工程学会土力学及岩土工程分会地基处理学术委员会会同中国土木工程学会杭州培训中心举办复合地基理论与地基处理新技术研讨班,由土力学及岩土工程分会副理事长,地基处理学术委员会主任、浙江大学教授龚晓南主持。研讨班将于5月12日报到,5月18日结束。研讨班详细事项可向310027浙江大学玉泉校区土木系地基处理编辑部郝婧索取,或从网站 www.civil-engrg.com 下载,联系电话 0571-87952077。

中国土木工程学会杭州培训中心
2002.3.6

低强度混凝土桩复合地基在高速公路 软土地基处理中的应用

龚 程 俞建霖

(浙江大学建筑工程学院 杭州 310027)

[摘要] 本文首次将低强度混凝土桩复合地基应用于杭宁高速公路 K101+960 通道软土地基处理工程。同时通过在过渡段改变低强度混凝土桩桩长和间距的方法,来调整排水固结法处理的路段和用低强度混凝土桩复合地基法处理的通道之间可能产生的不均匀沉降,取得了良好的效果。

工程概况

杭(杭州)宁(南京)高速公路浙江段青山至杭州北起湖州青山(里程桩号 K61+200),南至余杭南庄兴(里程桩号 K102+617.587),全线长 41.418km。本段高速公路按平原微丘高速公路标准修建,中间设分隔带,全封闭、全交叉、路基宽度 35m,按 6 车道设计,设计行车速度 120km/h,设计荷载:汽车—超 20 级,验算荷载:挂车—120 级。K101+960 通道位于十二合同段,其基本情况见表,地基土物理力学性质指标见表 2。

表 1

箱涵尺寸	淤泥层深度范围	填土高度	超载高度	原软基处理方案
6×3.5m	3.4~22.7m	2.5m	1.0m	排水固结法,塑料排水板 H=23m, D=1.2m, 预压 12 月

地基土基本物理力学性质指标

表 2

编号	土层名称	层厚 (m)	含水量 (%)	重度 (kN/m ³)	孔隙比 e _v	压缩模量 E _v (MPa)	渗透系数 k _v (cm/s)	渗透系数 k _h (cm/s)	压缩指数 C _v
I ₁	(亚)粘土	3.4	32.7	18.8	0.948	4.98	0.69E-7	1.10E-7	0.161
II	淤泥质(亚)粘土	6.6	47.3	17.5	1.315	2.17	1.68E-7	1.29E-7	0.42
III ₃	淤泥质亚粘土	12.7	42.4	17.8	1.192	2.77	2.29E-7	1.40E-7	0.41
IV ₁	亚粘土	13.1	28.3	19.4	0.794	8.42	1.02E-7	3.32E-8	0.18
V ₃	亚粘土粘土	12.4	25.6	19.8	0.734	8.65			
V ₄	含砂亚粘土	3.3							

• 收稿日期:2002年1月

地基处理方案选择

根据该通道的具体情况,可采用的常规方法主要是堆载预压排水固结法和水泥搅拌桩复合地基法。前者比较经济,但工期长,工后沉降往往较大,而且需进行二次开挖,影响村民交通;后者施工快,工期短,工后沉降和不均匀沉降较小,无须二次开挖,但处理费用高于前者,且施工质量不易控制,适用的地基处理深度有限,一般在10~15m。

低强度混凝土桩复合地基是比较新型的地基处理方法,它综合了前两种地基处理方法的优点——采用振动沉管法成桩工艺施工进度较快,可大大缩短工期,工后沉降及不均匀沉降较小,地基处理深度大,而且由于其桩身强度(C10)比水泥搅拌桩高得多,桩身模量大,因此置换率远小于水泥搅拌桩复合地基,由此带来的经济性好于水泥搅拌桩复合地基。

上述三种地基处理方案技术上均比较成熟。在经济性方面,二次开挖方案造价最低,C10低强度混凝土桩复合地基方案居中,水泥搅拌桩复合地基方案处理造价最高。

鉴于低强度混凝土桩复合地基的上述优点,对于量大面广的高速公路软基处理无疑具有广阔的推广应用前景。因此在K101+960通道的软基处理中,选择采用了低强度混凝土桩复合地基方案。

通道复合地基设计

根据原堆载预压排水固结法的设计要求,通道地基经处理后地基容许承载力达到100kPa以上;通道处填土高为2.5m,取作用在地基上的附加荷载为50kPa。计算参数如下:低强度混凝土桩桩径为377mm,截面积 $A_p = 0.112\text{m}^2$,周边长 $S_p = 1.18\text{m}$,桩长 L_p 取为18m,单桩承载力为 $P_p = 217.8\text{kN}$;桩间距2.0m,置换率为2.8%,桩间土容许承载力 $R_s = 60\text{kPa}$,桩间土强度发挥度 $\lambda = 0.8$,复合地基承载力为108.9kPa,满足要求。其余设计计算内容如下:

(1) 加固区下卧层承载力验算

加固区下卧层承载力标准值 $f_k = 80\text{kPa}$,承载力经深度修正可得容许承载力:

$$f = f_k + \eta_d \gamma_0 (d - 0.5) = 80 + 1.1 \times 7.6 (18.0 - 0.5) = 226.3\text{kPa} \quad (1)$$

下卧层顶土自重应力 $\sigma_{za} = \gamma_0 d = 136.8\text{kPa}$,下卧层顶附加应力取 $\sigma_z = 50\text{kPa}$,则下卧层顶土体应力为

$$\sigma_{za} + \sigma_z = 186.8\text{kPa} < f = 226.3\text{kPa} \quad \text{满足要求。}$$

(2) 沉降计算

复合地基沉降可分为两大部分,其一为加固区的沉降量,其二为桩群桩下卧层的沉降量。低强度混凝土桩复合地基加固区沉降量 S_1 主要是桩端刺入下卧层的沉降量,由此可得加固区沉降量 $S_1 = 3.0\text{cm}$ 。下卧层沉降量按分层总和法计算, $S_2 = 11.5\text{cm}$ 。因此地基总沉降量为:

$$S = S_1 + S_2 = 14.5\text{cm} \quad (2)$$

假设低强度混凝土桩桩端的刺入沉降量在短时间内可以结束,不产生工后沉降。根据工期安排,经计算在路面开始施工时通道处复合地基下卧层平均固结度约为20%,因此工

后沉降量为:

$$S' = 9.2\text{cm}$$

为了进行技术经济比较,我们针对不同桩长情况下,地基的总沉降量、工后沉降量进行了对比分析,结果见表3。

不同桩长条件下地基总沉降量和工后沉降量

表3

桩长(m)	15	16	17	18	19	20
总沉降(cm)	19.5	17.7	15.9	14.5	12.3	10.5
工后沉降(cm)	13.2	11.8	10.3	9.2	7.4	6.0

(3)配合比设计

桩身材料为 C10 低标号混凝土。采用普通 425[#] 水泥,碎石最大粒径 < 40mm,坍落度控制在 50 ~ 70mm。配合比为水泥 234kg/m³,砂 688kg/m³,碎石 1260kg/m³,水 185kg/m³。

(4)复合地基稳定性及箱涵底板内力

由上述分析可知,通道地基处理后地基容许承载力达到 100kPa 以上,大于所施加的荷载,因而复合地基的稳定性满足要求。

低强度桩复合地基中为使桩与桩间土共同作用,应在通道底板下铺设 50cm 碎石垫层,以降低桩土应力分担比。由于底板下低强度桩和垫层的存在,底板的弯矩较天然地基上有大幅度减小,并且受力更加均匀,因对箱式通道底板设计和构造可不作调整。

过渡区复合地基设计

由于通道地基采用低强度混凝土桩进行处理,而与其相邻路段采用排水固结法进行处理,两者交接处必然存在一定沉降差。但由于复合地基本身允许产生一定的工后沉降,因此两种方法还可对差异沉降进行协调。与通道采用桩基方案相比较,两者之间的沉降差要小得多。

为减缓存在的差异沉降和沉降速率,可在通道与排水固结法处理路段之间设置过渡段,以协调两者的工后沉降,起到调节过渡的作用。过渡段地基处理仍采用低强度混凝土桩复合地基,通过改变桩长和置换率等施工参数来调整不同区域的工后沉降量,以适应其两侧不同的地基处理方法。

分析结果表明,采用排水固结法处理路段在预压期后,地基中压缩土层已接近完全固结。也就是说,由于路堤荷载引起的瞬时沉降和主固结沉降已基本消除,但路堤仍可能由于地基次固结和交通荷载作用发生沉降。

根据上述分析及有关资料,并考虑一定的安全系数,过渡段长度应满足:沿路线方向工后沉降差不大于 60mm 且纵坡率不大于 0.4%,由此确定过渡段长度为 15m。根据前述设计思路,在满足承载力要求的前提下,在过渡段变化桩长和置换率(桩距):离通道越远,桩长越短,置换率越低,以使过渡段的工后沉降差满足纵坡率要求。

为保证沉降变形平稳过渡,应将堆载土伸入至复合地基处理区域,过渡段的桩长、桩位平面布置及工后沉降分布如图 1 所示。

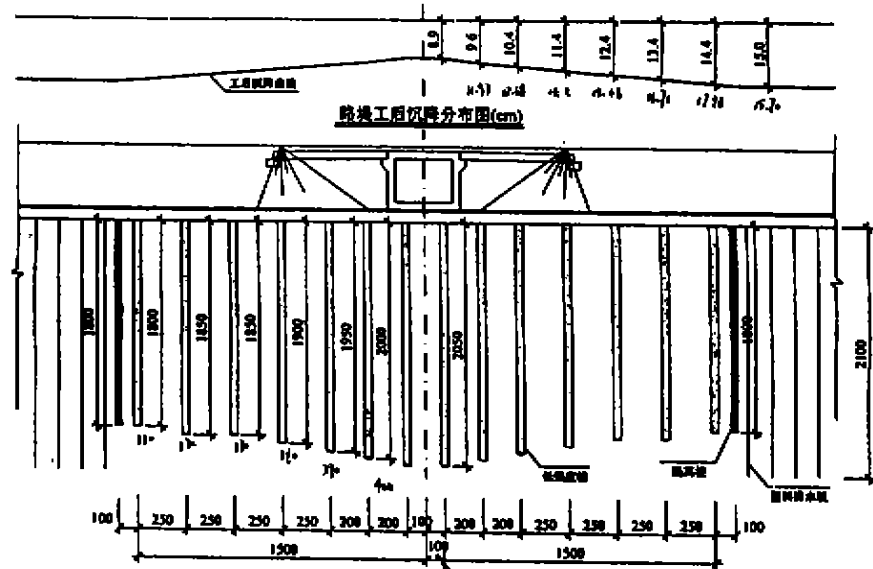


图2 K95+366.64箱形通道地基处理横断面图(1-1剖面)

注:
1. 桩顶高程按填土顶面高程为基准;
2. 本图桩位号按图号为K95+366.64。

图1 过渡段的桩长、桩位平面布置及工后沉降分布图

现场测试结果

该通道两侧路堤于2001年7月填筑完毕,至2001年11月,通道沉降约10cm,桩间土总沉降量13~16cm,桩顶总沉降量7~9cm,均小于设计值,并逐渐趋向稳定。由此说明该通道及过渡段的地基处理是成功的。

结语

通过低强度混凝土桩复合地基法在杭宁高速公路K101+960通道软土地基处理工程中的国内首次成功应用,充分说明了该工法具有施工速度较快、施工工期短、施工质量可靠、工后沉降及不均匀沉降较小、地基处理深度大、经济性好等优点。该法对于量大面广的高速公路软基处理无疑具有广阔的推广应用前景。同时说明通过改变低强度混凝土桩桩长和桩间距来调整地基处理路段的不均匀沉降是切实可行的。

参考文献

- 1 龚晓南. 地基处理新技术. 陕西科学技术出版社, 1997.6
- 2 浙江大学岩土工程研究所. 杭宁高速公路K101+960通道地基处理方案咨询报告. 2000.5
- 3 冶金工业部宁波勘察研究院岩土工程测试中心. 杭宁高速公路K101+960通道地基处理施工检测方案. 2001.11

The Application of Composite Foundation in the Ground Treatment of the Highway

Gong Cheng Yu Jianlin

(The College of Civil Engineering and Architecture, Zhejiang University, Hangzhou 310027)

Abstract In this paper, the composite foundation of low strength concrete pile is first used in the ground treatment of the highway. The non-uniform settlement, which is caused by the different methods used in two parts of the road, can be adjusted by changing the length and the pitch of the composite foundation of low strength concrete pile.

第五届华东地区岩土力学学术讨论会暨 浙江省第五届岩土力学与工程学术讨论会征文通知 (第一号)

华东地区是我国经济比较活跃的一个地区,基本建设规模大,在工程中遇到许多岩土力学问题。由浙江省力学学会岩土力学与工程专业委员会会同浙江省土木建筑学会岩土力学与基础工程学术委员会共同承办的第五届华东地区岩土力学学术讨论会暨浙江省第五届岩土力学与工程学术讨论会计划于2002年10月在浙江省温州市召开。会议同时庆祝浙江省力学学会岩土力学与工程专业委员会成立十周年。这将是华东地区岩土力学与工程界的一次盛会,来自各有关大专院校、科研单位、设计院(所)、施工单位和管理部门的岩土力学与工程工作者相互交流在岩土力学理论、计算和测试、岩土工程实践与应用等方面的经验和体会,共同探讨如何进一步提高华东地区岩土力学与工程理论研究、室内外土工试验技术水平,加快岩土力学科研成果向工程实践和应用转化的过程,更好地为华东地区的经济建设服务。会议同时欢迎非华东地区专家参加。会议将出版正式论文集,现将有关事宜通知如下:

一、会议议题

1. 岩土力学理论及计算分析;
2. 岩土材料工程特性;
3. 桩基理论及其工程实践;
4. 基坑开挖与支护;
5. 岩土工程测试技术;
6. 地基处理技术及其它。

二、应征论文一式二份(必须未在国内外正式刊物上发表过),字数(包括图表)一般不超过8000字,并注明第五届论文及作者姓名、单位、地址、邮政编码,于2002年4月15日前寄:

310027 浙江大学玉泉校区土木系岩土工程研究所 李海芳同志收

联系电话:0571-87931983 87952099

三、经专家评审后录用的文章,2002年5月通知第一作者并发第2号通知,告知论文格式及各项要求。

浙江省力学学会岩土力学与工程专业委员会

二〇〇一年十一月

复合土钉墙在复杂条件基坑工程中的应用*

——上海七浦路服饰商场工程基坑支护

贾正林

(上海奉贤建筑安装有限公司 上海 201400)

引言

近年来,土钉墙基于其明显的价格优势和方便快速的施工特性,在浅基坑中的应用越来越广泛。但由于土钉墙对于地层的依赖性很强,特别在上海高含水量的软弱土层的基坑工程必需慎用。本工程在密集闹市区,复杂环境中使用复合土钉墙围护措施取得成功,节省了近一半的工程造价。

工程的周围环境和地质条件

上海七浦路服饰商场工程位于密集建筑和主干道闹市区,东临江西北路、南临七浦路、西临河南北路、北部靠近二幢两层老式里弄楼,占地面积 5077m^2 ,建筑地下一层,上部五层,高度 23.95m ,建筑面积 16600m^2 ,地下室建筑面积 3622m^2 ,基坑开挖深度大部为自然地坪以下 5.1m ,局部落深至 7.5m 。

基坑边南部距七浦路人行道边线 5m ,西部距河南北路人行道边线 3m ,东部距江西北路人行道边线 5.2m ,北部距居民弄堂 8m (此块区域暂作施工用地),施工场地狭小(见图1)。

周围管线分布复杂且年代久远:河南北路自西向东依次有上水、电话、雨水、电力,江西北路自西向东依次有上水、煤气、雨水、电话、电缆,七浦路自北向南依次有雨水、煤气及上水、电缆,北面弄堂内有一条上水。管线标高在地表下 $0.6\sim 1.0\text{m}$ 处。

工程地质情况:表面为杂填土,下部均为粉质粘土,地下水位较高(均在地面以下 0.8m 左右),简况见下表:

* 收稿日期:2001年7月

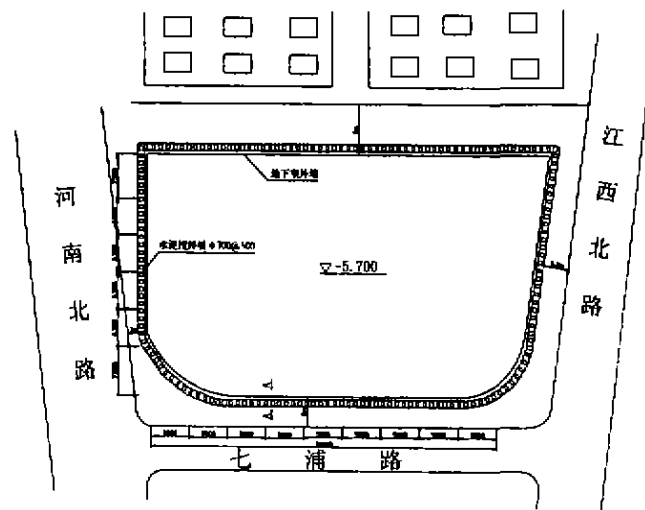


图1 上海市七浦路服饰商场工程地下室基坑围护结构平面布置图

层序	土层名称	厚度 (m)	天然含水量 W (%)	重度 γ (kN/m ³)	内摩擦角 Φ (°)	粘聚力 C (kPa)
①	杂填土	1.2				
②1	褐黄色粉质粘土	1.3	34.1%	18.1	20.0	10
②2	灰色粘质粉土	4.5	34.8%	18.6	28.5	4
③	灰色淤泥质粉质粘土	5.6	36.6%	17.7	20.0	10
④	灰色淤泥质粘土	4.4	43.3%	16.9	10.0	13

基坑围护方案的分析比较与优选

本工程基于邻近复杂的环境曾考虑采用 SMW 工法,这是一种相对常规的搅拌桩帷幕 + 内侧钻孔灌注桩 + 钢支撑更为优化的方案,但因考虑到工期很紧迫以及搅拌桩离周边管线太近等因素,最后选用复合土钉墙工艺。

“复合土钉墙”支护是以水泥土搅拌桩或竖向压管注浆帷幕等超前支护措施解决土体的自立性、隔水性,以水平向压密注浆及二次压力灌浆解决土体加固及土钉抗拔力问题,以一定的插入深度解决坑底的抗隆起和管涌问题,由止水帷幕、超前支护及土钉三者组成的复合型的土钉墙支护方式。

基坑围护结构设计及计算

为保护邻近建筑物的安全以及控制管线位移,设计考虑增加土钉的排数至 5 排,搅拌桩插入不透水层 1m 以上;同时为节约造价,搅拌桩顶部 1.5m 不喷浆。基坑围护剖面图见图 2。

土钉墙支护设计:土钉采用 $\Phi 48 \times 3.5$ 焊接钢管,土钉水平安放角 $6^\circ \sim 10^\circ$,土钉布置均

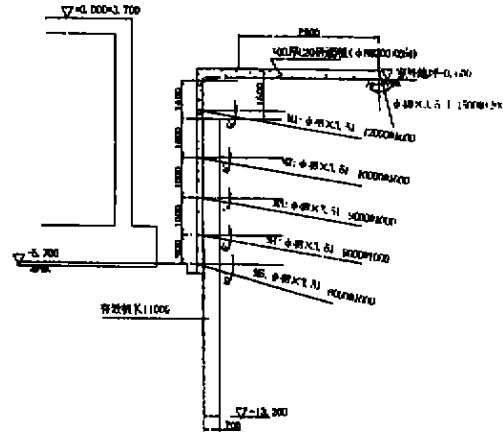
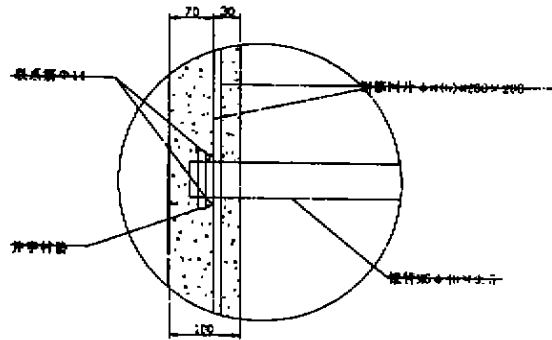
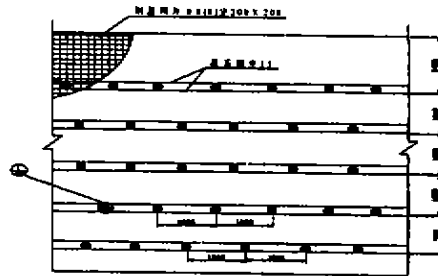


图2 基坑围护剖面图 A-A



基坑剖面及节点详图



土钉网筋展开图

采用梅花状布置。喷射砼设计厚度 100mm。钢筋网规格为 $\Phi 8@200$ 双向,加强筋规格为 $\Phi 14$ 。土钉孔内采用全程注浆,每米注浆不小于 40L,注浆材料采用水灰比 0.45 ~ 0.50 的水泥浆。

搅拌桩止水帷幕:有效桩长为 11.0m,顶部 1.5m 空灌。搅拌桩采用水泥标号为 425[#] 普通硅酸盐水泥,水泥掺入量为 13%,水灰比为 0.5。搅拌桩施工应遵循两喷三搅的操作程序,防渗用水泥土搅拌桩应连续施工,相临桩间歇不得超过 10 小时,且喷浆搅拌时钻头提升(或下沉)速度不大于 0.5m/min,桩位偏差不大于 50mm,垂直度偏差不大于 1%。

设计计算:

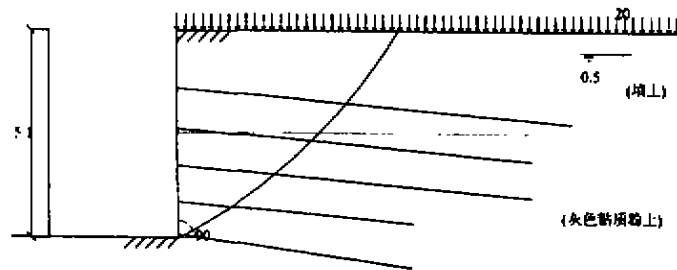
最后一工况土钉受力和承载力及基坑稳定性

土钉编号	深度(m)	长度(m)	倾角(°)	q (kPa)	水平间距	T_p (kN)	T_d (kN)	T_d/T_p	T_s (kN)
1	1.4	10	5	20	1	51	75	1.46	106
2	2.4	9	5	25	1	39	89	2.29	106
3	3.3	9	5	25	1	31	95	3.04	106
4	4.2	6	5	25	1	40	66	1.66	106
5	5	6	8	25	1	29	72	2.49	106

④

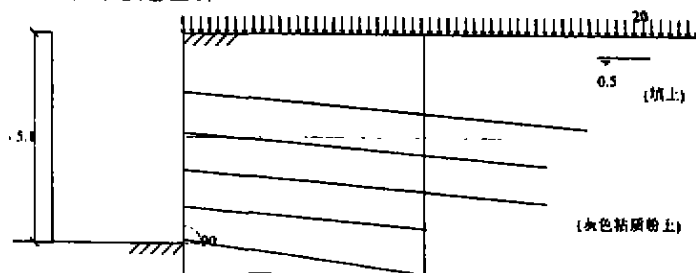
q 钉土粘结强度
 T_p 土钉所受荷载
 T_d 土钉承载力
 T_s 土钉材料抗拉强度

土钉墙整体稳定验算



安全系数 2.3

土钉墙稳定验算

抗滑移 $K=1.76$ 抗倾覆 $K=4.64$

围护结构的施工

1. 水泥搅拌桩

本工程采用两台双轴搅拌桩同时施工,1号机从西北角开始,按顺时针方向施工,2号机

从西南角开始,按逆时针方向施工。搅拌桩总方量 2147m^3 ,单桩方量 7.81m^3 ,桩数 275 根,桩型为双头 $\Phi 700$,按照常规的施工工艺施工期为 20 天,形成封闭有效的止水帷幕。

2. 土钉墙施工和土方开挖配合措施

土钉墙支护工程施工的特点是在施工程序上做到边开挖边支护,分层开挖,分层支护。本工程 5.1m 基坑分四层开挖,分层见图 3,随挖随喷,每一层开挖完成后,及时进行支护。土方开挖必须和支护施工密切配合严禁超挖,挖土需提供土钉成孔施工工作面宽度 $4\sim 6\text{m}$ 。前层土钉完成注浆一天以上,面层砼喷射完毕 12 小时以上方可进行下一层边坡面的开挖。开挖进程和土钉墙施工形成循环作业见图 3。土钉墙施工工艺:测量放线→土方开挖→人工修坡→安放锚杆→编焊钢筋网→喷面层砼→锚管注浆→开挖下一层。

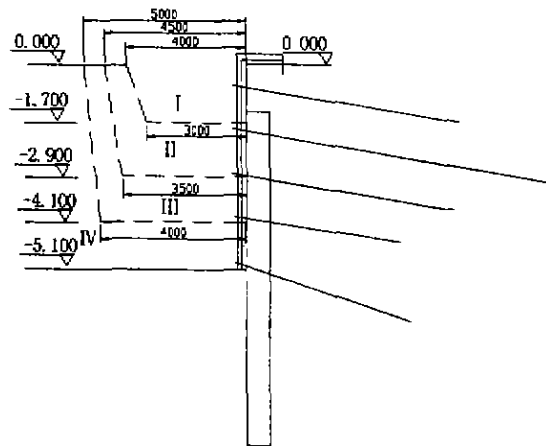


图3 基坑开挖剖面图

3. 井点降水:根据地质报告,本工程地下水位埋深为 -0.8m ,且天然地基持力层 ②_2 层具有较强的透水性,需在基坑开挖前采取必要的井点降水措施,按照工程情况和施工顺序,除西面运土需留斜道外,其余三面环绕设置 4 台轻型降水设备,设于搅拌桩内侧 30cm 处。在井点抽水期间连续做好附近建筑物和市政管线的沉降观测。根据设计对地下室基础的抗浮要求(由于工期紧,取消基础抗拔桩),井点降水应一直进行到上部结构封顶后方可停止。

4. 特殊情况的应急处理措施

针对本工程特点,预估施工过程中可能遇到各种意外情况,制订以下应急措施:①较差土质的局部剥离坍塌的处理:迅速采用摩擦锚杆挂网固定,施喷快凝砼。②边坡局部渗水的处理:迅速用特种止水材料缩小范围,埋管引流,注浆封堵。③位移、沉降过大的处理:在位移沉降过大区域根据产生的原因或加长加密土钉,或加大注浆量。④坑底局部管涌、突涌的处理:如因特殊情况降水未达到要求,出现突涌,应立即用粘土或水泥装袋封压,在最短时间内制止突涌的发展。

基坑工程施工中对围护结构及周围环境的监测情况

根据本工程的实际情况,在距基坑 15m 左右范围内共布设管线监测点 34 个,建筑物监测点 6 个,围护桩监测点 8 个。在搅拌桩施工阶段每天观察一次;在基坑开挖至浇底板阶

段,每天观测2到3次;浇底板后施工至 ± 0.00 阶段,每天观测1次。观测结果表明,在围护桩施工阶段,各个监测点平均累计沉降量不足1mm,累计位移量则更小。在基坑开挖时,基坑护壁的累计沉降量和累计位移量有逐渐加大的趋势,特别是在布设第三、四排土钉时,基坑护壁的沉降量和位移量均超过或接近报警值3cm,在土方挖至设计坑底标高至第五排土钉施工结束时,基坑护壁平均累计位移量为4cm,平均累计沉降量为4.5cm,随后逐步趋于稳定,基坑不再偏移。

由于基坑护壁偏移与土体沉降,在基坑外侧靠近居民弄堂的路面上出现一些平行护壁的裂缝,裂缝宽度2~5mm不等,在坑边的一些砖木结构的住宅门窗发生挠曲变形,但门窗尚可开关。随着护壁的稳定、基坑外围情况没有再进一步发展。

工程体会

1. 七浦路服饰商场基坑支护工程由于事先充分做好周围环境的调查研究、摸清情况、仔细分析土建设计要求和工程地质勘察报告,并选择合理的技术参数,精心设计,并且在施工实践中检验与及时调整有关技术措施,使之切实可行,确保了工程安全顺利进行。

2. 工程采用搅拌桩+土钉墙联合支护结构,每延长米造价为3000元左右,较原搅拌桩+钻孔灌注桩+钢角撑支护结构(每延长米造价为5800元左右)大大节省了造价。

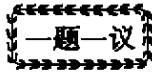
3. 工程的施工表明,土钉支护不会影响土方开挖进度,相反,由于土钉墙支护无内支撑系统,施工空间大,为挖方提供了很好的条件,并且由于支护与土方开挖同步进行,基本不占用砼养护期,大大缩短了工期。整个基坑支护施工时间(包括基坑土方大开挖结束)仅用了40天。

4. 施工期间的监测工作是本工程基坑支护成功的保证。本工程设置了地下水位变化、坑顶沉降与位移、邻近建筑物沉降与位移等观测系统,每天进行观测记录,并及时通报有关部门,掌握动态变化,确保了基坑安全。

5. 在软弱土层和复杂环境条件下,土钉墙支护用于浅基坑工程,只要措施得当,精心设计,认真施工,仍然可以取得成功,有良好的经济效益和应用前景。

参考文献

- 1 刘建航、侯学渊主编 《基坑工程手册》 中国建筑工业出版社
- 2 黄强编著 《深基坑支护工程设计技术》 中国建材工业出版社
- 3 黄熙龄主编 《高层建筑地下结构及基坑支护》 宇航出版社
- 4 唐军 《复合土钉墙在复杂环境条件下软土基坑中的应用》 《建筑施工》2000/4



主持人: 龚晓南

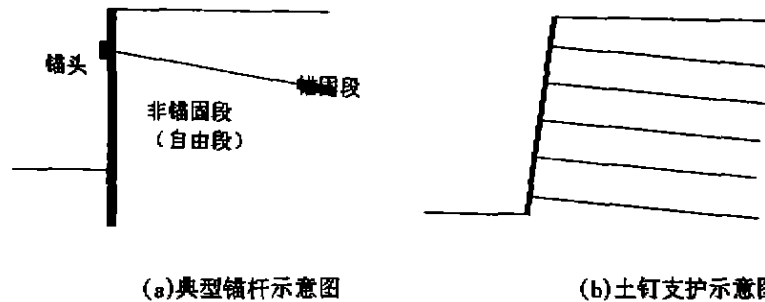
土钉定义和土钉支护计算模型*

龚晓南

(浙江大学岩土工程研究所 310027)

近年来,土钉和复合土钉支护在我国基坑围护中应用日益增多。中国建筑学会基坑工程专业委员会于2001年11月21日在南京召开了复合土钉支护学术讨论会,会议期间笔者采用问卷形式向会议代表请教土钉、锚杆和复合土钉的名词解释,收回19份意见,均为教授、教授级高工、总工程师、博士们的意见。所述意见差别较大。事实上会议论文报告和讨论会上发言均反映这一状态。

19份意见中,对锚杆的定义基本类似,认为锚杆通常由锚固段、非锚固段和锚头三部分组成,锚固段处于稳定土层,一般对锚杆施加预应力。通过提供较大的锚固力,维持边坡稳定。与锚杆比较,对土钉的定义19份意见中类似极少。主要意见如下:长的叫锚杆,短的叫土钉;布置疏的叫锚杆,布置密的叫土钉;有的认为土钉是没有非锚固段的锚杆;锚杆是受力杆件,土钉是加固土体;有的认为进入稳定土层称锚杆,不进入稳定土层称土钉;锚杆锚头锚在挡墙上,土钉支护没有挡墙;加预应力的称锚杆,不加预应力的称土钉;也有人认为注浆叫锚杆,不注浆才叫土钉。人们对土钉看法分歧很大,笔者认为有必要通过讨论逐步统一认识。上述一些看法并不能说明土钉与锚杆的差别,笔者认为将土钉和锚杆截然分开是困难的,也没必要。笔者认为可将土钉视为一种特殊形式的锚杆,通常采用钻孔、插筋、注浆法在土层中设置,或直接将杆件插入土层中。土钉一般布置较密,类似加筋,通过提高复合土体抗剪强度,以维持和提高土坡的稳定性。典型的锚杆和土钉支护示意图如图1(a)和(b)所示。



(a) 典型锚杆示意图

(b) 土钉支护示意图

图1 锚杆和土钉支护示意图

* 收稿日期:2002年1月

对土钉支护计算模型看法也有差别,大致可以分为两类:土钉墙计算模型和边坡锚固稳定计算模型。下面结合土钉支护机理分析,谈谈两类计算模型的本质以及两者的差别。

为了说明土钉支护机理,现举一基坑开挖工程为例并作下述假设:基坑分六层开挖,每挖一层土基坑边接近极限平衡状态,设潜在剪切滑移面为圆形,且通过坡趾,如图2所示。为了维持土坡稳定,每挖一层土,在边坡土层中设置一层土钉,土钉长度能保证开挖下一层土时土坡稳定。土钉设置如图2(a)中所示。同时在土坡表面挂钢筋网,喷混凝土面层。

在图2(a)中,可将土钉设置区视为一加筋土重力式挡墙。由面层和加筋土体形成的重力式挡墙的稳定维持了边坡稳定。这样就形成了土钉墙计算模型。土钉墙模型要求,土钉设置应满足加筋土重力式挡墙墙体部分自身不会产生破坏,这就是内部稳定性分析要求。土钉设置还应满足在挡墙外侧土压力作用下重力式挡墙的整体稳定,这就是外部稳定性分析要求。该计算模型中重力式挡墙的界定有一定虚拟成份,图中用虚线划分,实际工程应用中很难严格界定。

另一类计算模型——边坡锚固稳定计算模型中,则将土钉视作通过加强滑移土体和稳定土体间的联系,以维持土坡稳定。土钉设置从满足土坡稳定分析要求出发。土钉设置满足土坡稳定分析要求是土钉支护设计的要求。从这一思路出发,也有人将土钉支护称为喷锚支护。

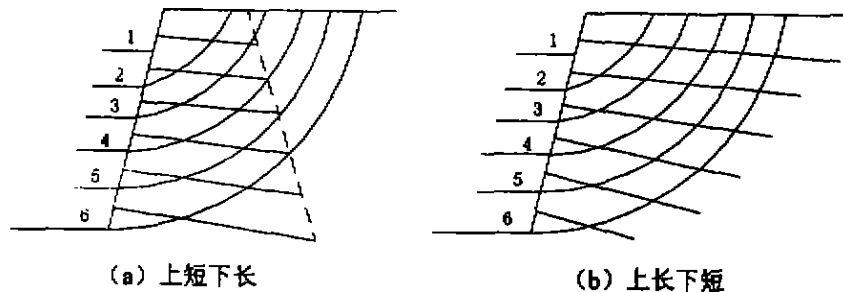


图2 土钉支护形式

在图2(a)中,土钉设置若能满足土钉墙计算模型的分析要求,则也能满足边坡锚固稳定计算模型的分析要求。反过来,土钉设置能满足边坡锚固稳定计算模型的分析要求,一般情况下也能满足土钉墙计算模型的分析要求,但在某些情况下可能不能满足要求。如基坑坑底处在非常软弱的土层上,其承载力不能满足要求,但理论上通过加长加密土钉在理论上土坡稳定分析是可以满足的。另外,边坡锚固稳定计算模型不要求验算土钉加固体与未加固区界面上的抗滑移是否满足要求。对这种情况,采用土钉墙模型分析有可得到不安全的结论,而采用土坡锚固稳定模型分析结论是安全的。在这种情况下,采用土坡锚固稳定计算模型分析有可能忽略了不安全工况,得到不正确的结论。按照土坡锚固稳定计算模型,土钉设置可以上短下长,也可以上长下短,如图2(b)所示。采用土坡锚固稳定分析模型的,有时常将土钉支护称为喷锚支护。

单纯从维持土坡稳定考虑,比较图2(a)和(b)可知,上短下长设置土钉用量比上长下短设置所用土钉总量少。若从土坡变形角度考虑,则上长下短设置比上短下长设置土坡坡顶水平位移小。

由土钉定义联想到岩土工程领域还有不少名词定义在学术界和工程界意见不一,特别

是教科书,教授们解释不一,希望能引起重视,通过讨论,求同存异,统一认识。

文中意见,意在抛砖引玉,希望能得到指正。

《地基处理》征稿简则

《地基处理》由中国土木工程学会土力学及岩土工程分会地基处理学术委员会与浙江大学土木工程学系联合主办。编辑委员会挂靠浙江大学土木工程学系。

(一)主要内容

《地基处理》为季刊,于1990年10月创刊。主要内容为建筑、水利、交通、铁道等土木工程软弱地基处理技术和工程补救技术,以及相关理论、试验研究、计算技术和勘测、设计、测试、施工、监护等方面的学术论文,研究报告、工程实录、经验总结、技术发展现状综述、规范编制内容介绍及探讨等,以及这些方面的译文、文摘、讨论和动态信息。

本刊读者对象主要为与地基处理工作有关的设计、施工、勘察、监理、管理、及科研工作者,和大专院校师生等。

(二)稿件要求

1. 来稿务求真实、精简,言之有物,立论有据。来稿文责自负。

2. 来稿一式两份。

稿件可用电脑打印。插图可逐打印(扫描)在稿件上,也可空出图位,另附。图面和注字须清晰。有条件的可附磁盘。

也可采用16开稿纸的手抄件。字迹须清晰、用正式公布的简体字。插图图面和注字须清晰。

3. 文章篇幅一般以6000字为限,文前提要以100字为限。一题一议,讨论、外文摘要等以3000字为限(限制字数,包括插图,表格,附录及参考文献)。

4. 本刊从第12卷第1期(总42)2001年3月起拟增加英文文题,作者所在单位的英译,英文提要,以及作者姓名和单位所在地的汉语拼音,请投稿者注意,务请列人。

5. 计量单位使用国际单位制(SI制)。

6. 外国人名、地名,可采用原文,如用中文音译,在第一次出现时,用圆括号注出原文。

7. 专业名词和符号应采用已发布的。如土工名词建议采用有关国家规范,《土力学及基础工程名词》,中国建筑工业出版社(1983),和《土力学及基础工程实用名词词典》浙江大学出版社(1993)等符号应用印刷体(或打字),并应区分文种、字体、大小写、和上下角标等,用铅笔附注。

8. 参考文献:应限于本文明确引用,公开发表或有案可查者。文献全部列于文后,按文内出现的先后次序编号,并在文内右上角用[]注明序号,文献应写明下列各项:

期刊:作者(年份)、文题、刊名、卷期、页号。

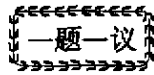
书籍:作者、(年份)、书名、译者、版次、页号、出版单位、地点。

9. 来稿请署真实姓名、工作单位、详细地址、邮政编码、电话号码,以便联系。

(三)稿件

本刊在收到稿件后,即复函稿件收到。经审稿提出意见后,请作者考虑并修改,修改稿请按约定日期返回。经审核不拟录用者,及时通知原作者。来稿一经发表,即按规定支付稿酬。并赠本期刊物二册,作者二人以上每人一册。来稿不退、务请留底稿。

来稿请寄杭州浙江大学玉泉校区土木工程系地基处理编辑部,邮政编码310027。



主持人: 龚晓南

粘土中的挤密灌浆的效果^{*}

李广信 余斌

(清华大学水利系 北京 100084)

在用灌浆法处理地基,后压浆加固钻孔灌注桩、挤扩桩和防渗灌浆中,在论及灌浆效果时常提到其挤密效应。在高饱和度粘土中,这种挤密效应是很值得商榷的。

土中灌浆按其效果可分为渗透灌浆、劈裂灌浆和挤密灌浆。其中渗透灌浆的关键问题是被灌土的可灌性。对于通常所用的水泥(粘土)浆一般要求被灌土体有较大孔隙通道或较大渗透系数。常用可灌比 N 表示:

$$N = D_{15}/d_{85} \geq 10 \sim 15 \quad (1)$$

式中 D_{15} ——根据土的颗粒分析试验,求得的被灌土粒径级配曲线中 15% 的颗粒直径;

d_{85} ——根据浆液材料的颗粒分析试验,求得的粒径级配曲线中 85% 的颗粒直径。

满足式(1)的水泥浆,常要求被灌土较粗(粗砂以上)或有明显的裂隙,故灌浆的目的往往是防渗或弥补缺陷。且这种土一般强度及压缩模量都不低,灌浆的主要目的不在于加固地基。即使使用超细的水泥,也只能灌入细砂中。

劈裂灌浆则需要适合的灌浆压力和施工技术,是否真正产生“劈裂”,是成功的关键。

挤密灌浆似乎是最直观的,即灌入一定体积的浆液,挤密了被灌土体,减小其孔隙比。但对于水下粘土或高饱和粘土一般很难达到挤密的效果。在这种土中,施加足够压力可形成灌浆泡,四周土体被挤开。但由于灌浆时间很短,首先造成四周粘土的位移和产生超静孔压力,与三轴不排水情况相似,饱和粘土的体应变为零,灌浆体四周土体的总体积不变,只产生土体隆起与侧移。在一段时间后,首先将发生灌浆体的凝固,从而形成了有固定边界的不透水的水泥泡。而粘土中超静孔压的消散一般较慢,这与预压固结不同,超静孔压不是由作用在可移动的自由面上的荷载引起的。所以随着超静孔压的消散,粘土中将主要发生应力重分配和应力松弛,而不是变密。其结果是粘土的密度基本未变,并且可能由于侧向挤压造成其结构性质的变化。

在北京某灌浆加固工程中,我们进行了现场和室内试验对比。该场地地表面以下 2~3 米为填土,以下第②层为粘质粉土;第③层为粉质粘土,②、③层均在地下水位以下;③层以下即为强风化基岩,排水条件很好。由于第③层土承载力较弱,拟用灌浆法加固。在密布的灌浆之后一周,对灌浆区和非灌浆区进行了现场标贯试验和室内固结快剪试验比较,结果如下:

* 收稿日期:2002年1月

现场标贯试验和室内固结快剪试验成果比较

表1

区域		固结快剪试验		孔隙比 e	标准贯入试验击数
		C_{cu} (kPa)	Φ_{cu} ($^{\circ}$)		
非灌浆区	②层	48.3	27.6	0.556	8
	③层	10.5	26.5	0.657	8
灌浆区	②层	23.0	30.0	0.585	7
	③层	13.7	21.2	0.665	9

从以上结果可见,“挤密”的效果并不明显,强度及承载力变化不大,有的甚至有少许下降。在《建筑地基处理技术规范》(JGJ79-91)中,对于挤密桩规定“地基土的含水量大于23%及其饱和度大于0.65时”,不宜采用挤密桩。这一规定也应适用于挤密灌浆。

在挤扩桩中,主要是增加了桩的底面积;在后压浆加固钻孔灌注桩时,灌浆对于虚土及沉积泥浆及泥皮的置换效应和固化效应是重要的。笼统地认为对地基土产生了挤密效应是缺少根据的。

岩土工程勘察软件系统

岩土工程勘察软件系统是由浙江大学岩土工程研究所、杭州市勘察设计院和浙江省综合勘察研究院共同研制开发的岩土工程勘察辅助软件系统,已通过浙江省科学技术委员会组织的专家鉴定。编制依据的标准是《岩土工程勘察规范》(GB50021-94)和《岩土工程勘察文件编制标准》(DBJ10-5-98),具有标准 Windows 版本和 AutoCAD 版本,实现了如下的功能与特点:

①采用表格式数据输入,对于岩土工程名称等项目可以通过下拉方式选择输入,大大加快了输入速度并减少了手工输入出错的可能性;

②绘制工程图件和表格时,系统可以自动判断图纸空间是否满足要求,并给出数据比较值,揭示用户进行相应修改;

③可读取静探微机采集的数据生成静力触探曲线,用户分层后系统可以自动统计每层的侧壁摩擦力和锥头阻力生成正式的静力触探曲线;

④报表输出灵活方便,可以根据用户的选择输出报表的特定部分,调节列间距和每页行数以适应不同的纸张大小,使输出的报表美观整齐;

⑤数据自动统计,同时可以浏览数据剔除其中的异常数据,也可以自动校验数据是否在合适的范围内;

⑥所见即所得的打印功能,显示效果与打印效果精确匹配;

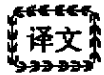
售后服务:

有专人负责软件的答疑维护工作,欢迎来电、来函联系。

联系地址:浙江省杭州市浙江大学岩土工程研究所 邮编:310027

电话:0571-87952099(0) 0571-87961173(H)

联系人:韩同春



稀释有机污染液在 HDPE 土工膜中的迁移*

H. P. Sangam, R. K. Rowe 著, 王正宏译

[摘要] 对稀释的有机污染物水溶液渗过 HDPE 土工膜问题作了研究。建议了半经验方法,可用于估计稀释有机污染物水溶液通过 HDPE 土工膜的隔离和扩散系数。这些方法是通过用三种氯化族碳氢化合物和四种芳香族碳氢化合物,针对 2.0mm 厚 HDPE 土工膜进行了吸附试验和扩散试验而建立的。试验结果表明,隔离系数(S_p)利用以污染物 *n*-辛醇-水系数为基础的方法可很好地加以估计,利用以化学分子量为基础的方法则更佳。说明这些方法可以用作估计有机污染物通过 HDPE 土工膜迁移的起点。

引言

大部分垃圾场建设的条例都建议用复合衬砌连同个防水层来防止污染液流动。这种复合衬砌多半包括土工膜或者是一层压实粘土(CCL),或者是土工织物膨润土垫(GCL)。土工膜的预期功能是通过减少流量,延滞液体对流,为无机废液提供了一个阻止扩散层。设计阶段要对土工膜的有效性作出评价,要求设计控制扩散的参数,尤其是隔离、扩散和渗透系数。它们需通过吸附和扩散试验取得。但这些试验尚无简易方法可循。

本文讨论有机污染物通过土工膜的迁移影响因素和获取不同参数的方法。文章还建议了得到上述参数的半经验方法。

背景和理论思考

1. 污染物渗过土工膜的迁移

污染物渗过完整土工膜是分子活动(扩散)的结果,可以设想为移动是通过最小阻力路径,以踏步或跳越一系列潜在隔离来实现的。该过程主要包括三步:(I)在土工膜与含污物质介面处的污物被分离(吸附作用);(II)渗滤物扩散穿过土膜;(III)土工膜外侧与外部介质间分离(解吸作用)。要了解,每个阶段的范围与许多参数有关,重要的是渗滤物——土工膜系统和温度。

在迁移过程中,吸附包含分子离开液体穿透和扩散进入高分子间。这个过程可以看成是两相或多相渗滤物的散布。它包含了吸附,迁入微孔,形成絮集以及其它形式的混和。由于高分子材料与化学物的相互作用,在不同吸附方式中渗滤物的分散随浓度、温度、时间

* 收稿日期:2001年11月

和母材的膨胀性而变化。为此,渗滤物分子的吸附范围在高分子材料中的吸附方式决定于高分子材料处于平衡状态对渗滤物的活动性。

如土工膜与流体接触达到了平衡,则在土工膜最终平衡浓度 C_g [ML^{-3}] 与流体平衡浓度 C_f [ML^{-3}] 之间存在相关关系。对于最简单情况,即渗滤物不与高分子材料(例如 HDPE 膜)接触,或是其浓度较低,例如垃圾场淋滤液,则两种浓度间的关系(亨利定律)为:

$$C_g = S_g C_f \quad (1)$$

式中 S_g 称隔离系数[-],对于给定的分子、液体、土工膜和一般温度,原则上它是常数。

在迁移的第二阶段,被吸附的渗滤物将在材料内扩散。污染物在土工膜内的扩散可用费克(FICK)第一定律表述:

$$f = -D_g \frac{dc_g}{dz} \quad (2)$$

式中 f 是质量流或单位截面传输速率 [$\text{ML}^{-2}\text{T}^{-1}$]; D_g 是土工膜内的扩散系数 [L^2T^{-1}]; C_g 是扩散物质的浓度; z 是平行于扩散方向的距离。在瞬态中,控制微分方程(费克第二定律)是:

$$\frac{\partial c_g}{\partial t} = D_g \frac{\partial^2 c_g}{\partial z^2} \quad (3)$$

上式需按适当的边界条件与起始条件求解。

最后阶段是渗滤物从土工膜被吸附到达外部溶液。它与第一阶段相似,是反方向。在相邻流体中污染物浓度由下式表示:

$$c'_g = S'_g c_f \quad (4)$$

式中 S'_g 是污染物在外部流体与土工膜之间的隔离系数。最简单的情况是两种溶液皆水,或者是由水形成的溶液,这时可假设两个系数相等。

在作扩散试验时,测量土工膜中的浓度变化比分析溶液浓度困难得多。因此,最好是用相邻溶液浓度来表达扩散方程。将式(1)代入式(3),则从土工膜一侧达到另一侧类似流体的流量如下:

$$f = -D_g \frac{dc_g}{dz} = -S_g D_g \frac{dc_f}{dz} = -P_g \frac{dc_f}{dz} \quad (5)$$

式中的 P_g 由下式定义:

$$P_g = S_g D_g \quad (6)$$

在高分子材料文献中,它即是渗透系数。实际上, P_g 是一个质量传输系统,它计及了隔离与扩散作用。

2. 影响污染物穿过土工膜的因素

虽然著名的溶解原理对于高分子材料同样适用,但由于传输过程的动力特性,将它应用到扩散与渗透方面都是较为复杂的。不过,对于大多数高分子——穿透系统,扩散与渗透系数一般与成分之间的增长相类似。强极性分子通过非极性聚乙烯的传输速率极低。通常,渗透亲和力排序如下:酒精<酸<硝基衍生物<乙醛<酮<酯<醚<芳香烃<卤代烃。Rowe 等证明了此说。他们研究了有机污染物通过 HDPE 膜的扩散,发现某些有机成分(甲基、乙基、酮、酯酸)的迁移速率远小于被试验的氯化溶剂。在试验了 4 年后才发现微不足道的重金属离子(Zn^{2+} 、 Ni^{2+} 、 Mn^{2+} 、 Cl^{-} 、 Cd^{2+} 、 Pb^{2+} 、)从浓酸溶液中穿过,可见 HDPE 膜实际上是一种理想

的重金属隔层。

浓度取决于扩散系数 D_g 是因为高分子材料中含穿透性分子,它能够减弱相邻高分子链之间的相互作用,从而使人们看到塑化效果。曾用纯洁的稀溶液,以不同土工膜作过浸透和渗透试验,发现水溶液低浓度污染物的扩散系数比纯化学溶液中的小得多。在水溶液中的 D_g 大约比化学液中的小一个量级。

扩散系数随渗滤物重量、大小(分子体积)的增大和穿透面积而减少。氯化物减小量较甲基置换苯的要高,因为氯原子体积大,显著地降低了它的活动性。渗滤物形状对扩散有大影响。线性、柔软的对称分子渗滤物则较刚性分子的活动性高。例如 Salcen 等发现 O—二甲苯的扩散系数较 P—二甲苯的要低,这是因为 P—二甲苯有对称结构,而 O—二甲苯是扭曲形,两侧带甲基族。

污染物的扩散预计随密度、链刚度和交叉连接程度而减小。对于 HDPE 膜(半结晶高分子),结晶区对渗滤物形成隔离层有两种方式。第一,结晶区对吸附过程而言是一个已占空间,形成扩散隔离层;第二,相对于链而言,它是个巨大的交连区,可以从周围发生吸附和扩散的非结晶母质中进出。铰链对高分子局部活动性的约束使扩散作用更依赖于渗滤物分子的大小、形状和浓度。

温度影响了迁移的全过程。促进该过程需要能量,因此渗滤过程强烈依赖于温度。在小范围内扩散、溶解和渗透系数与温度的关系由 Arrhenius 关系式表示:

$$D_g = D_{g0} e^{\left(\frac{E_d}{RT}\right)} \quad (7)$$

$$S_g = S_{g0} e^{\left(\frac{-\Delta H_s}{RT}\right)} \quad (8)$$

$$P_g = P_{g0} e^{\left(\frac{-E_p}{RT}\right)} \quad (9)$$

式中: E_d 、 E_p ——分别为扩散与渗透激发能量;

ΔH_s ——穿透高分子材料的溶液热量;

D_{g0} 、 S_{g0} 、 P_{g0} ——常量。

可以预计,在一定温度范围内,对于许多的高分子——穿透系数, $\log D_g$ 与绝对温度倒数呈线性关系。

迁移参数的确定

1. 试验室方法

确定扩散、溶解和隔离系数的方法分两种:浸没——吸附法和渗透——扩散法。两法的主要区别在于材料与渗滤物的接触方式。

在浸没——吸附法中,土工膜浸没在一个充有渗滤物的容器中,因此材料两侧皆与渗滤物接触。化学物从两侧透过,然后在材料内移动其达到平衡比渗透——扩散试验中的要快。利用表 1 所列的不同技术,可以推论出不同参数。虽然这些方法是为纯化学液而建立的,但也成功地用于稀溶液。

在渗透——扩散性中,土工膜将室分成两个部分,即源室与接收室。源室中充满渗滤物(或待检测的溶液),而接收室则是充满已知成分的参考流体。因此,仅有土工膜一侧与化学

剂或含污染物的溶液接触,这样渗透的发生是从源室向着接收室。这些方法模拟垃圾场情况更为接近。

测量隔离系数和扩散系数的技术

表1

技术	方法	评论、备注
重量获得 (吸附,浸没)	<p>将土工膜浸设在要研究的溶液中,测记土工膜重量的增加,从起始的 m_0 到稳定的 m_∞。</p> <p>绘到 $(m_t - m_0)/(m_\infty - m_0) \sim \sqrt{t}$ 或 \sqrt{t}/L</p> <p>$S_g = (\rho_g/C_F)((m_\infty/m_0) - 1)$ 和 $Dg = 0.0492(tg^2/to.5)$ 式 $Dg = \pi(at_g/4m_\infty)^2$</p>	<p>比其它方法快,但每种化学物要分别检验,适用于所有纯溶剂。对水溶液,重量获得要作吸附水的校正。因称重时的重量损失容易造成误差。</p> <p>S_g——隔离系数(水溶液); C_F——最终平衡液体浓度; ρ_g——土工膜密度; $t_{0.5}$——达到 $(m_t - m_0)/(m_\infty - m_0) = 0.5$ 的时间; t_g——土工膜厚度; a——吸附曲线起始直线段的坡度。</p>
时间滞后	<p>测记随时间通过土工膜的重量的重量,试验中 $c_1 = \text{常量}$, $c_2 = 0$, 绘出通过土工膜的累计重量 F 随时间变化,再外插至 $F = 0$, 以得到时间滞后 τ, 稳定状态线的坡度即为渗透系数 ρ_g。</p> <p>$Dg = (tg^2/6\tau)$ 和 $S_g = (\rho_g/D_g)$</p>	<p>由于保持 $C_1 = \text{常量}$ 和 $C_2 = 0$, 可能带来的误差。</p>
扩散/渗透	<p>从土工膜一侧溶液向另一侧溶液扩散,随时测记流量和接收室的变化,在平衡时:</p> <p>$S_g = ([C_0\bar{V}_0 - C_F(\bar{V}_F + \bar{V}_R - \sum \bar{V}_i C_i)]/(A_t g C_F))$</p> <p>$Dg$ 根据流量和接收室浓度随时间变化推算。</p>	<p>适用于水溶液(或淋滤液)</p> <p>可与重量获得法结合,求得扩散试验达平衡前的参数。</p> <p>C_0——源室初始浓度; C_F——源室与接收室最终平衡浓度; \bar{V}_0——源室液初始体积; \bar{V}_R, \bar{V}_F——源室和接收室最终液体体积; $\sum \bar{V}_i C_i$——由采样等损失的重量的重量; a, t_g, ρ_g——土工膜面积、厚度和密度。</p>

2. 估计法

研究者依据一些扩散理论建议用一些模型来预估分子穿过高分子膜的情况。Aminabhavi 等对这些方法作过总结。一般说来这些方法提供了了解土工膜内发生的扩散作用的基础。但是它们很复杂,不便于环保工程师利用。所以要发展一些经验和半经验模型,帮助选用土工膜衬砌。本文根据表2所列渗滤物和土工膜特性,建议了几种方法并讨论如后。这些方法是依据文献中现有的 Dg 、 S_g 、 P_g 求得的。

(1) 依据 α -辛醇-水系数(K_{ow})的估计法

n -辛醇-水系数是化学物的一种专门特性,用于确定水与 n -辛醇(有机物)溶液的隔离能力。它可被作为污染物极化的量度。它的数值(常以对数表示)愈高,表明化学物积累于有机物中的趋势愈强。HDPE膜是一种有机物质,故可预计 n -辛醇-水系数与渗透参数间的关系(扩散、隔离和溶解度)。

许多研究者试图寻求 S_g 与 Kow 的关系。为了将前人的发现加以拓展,本文将文献中所载 HDPE 膜的 S_g 与 Kow 建立关系。图 1 绘出 $\log S_g$ — $\log Kow$, 得到了它们之间极好的相关关系($r^2 = 0.97$), 尽管土工膜特性和试验条件不同, 但都证明隔离系数主要决定于污染物特性。象预期的那样, 当 $\log Kow$ 增大, 疏(憎)水性上升, 因此污染物对土工膜有更高吸力。

$\log D_g \sim \log Kow$ (图 2) 比 S_g (图 1) 显得更分散。故可得到假说: 分散是由于土工膜性质不一, 土工膜特性(即结晶性)的不同对扩散作用影响显著。该图还表明, 在高的 $\log Kow$ 时 D_g 下降。这可能是由于高 $\log Kow$ 的化学物大部分分子较大(见表 4), 而扩散强烈取决于分子大小。如 2.1 节所述, 分子扩散是由连续振动来实现的。所以渗透物尺寸增大, 扩散更要求高激发能量来完成。同样, 渗透性(P_g)与 $\log Kow$ 相关性较差(图 3), 不过, 它比扩散性要好, 因为 P_g 受隔离与扩散两者的影响。

(2) 依据化学分子量(M_w)的估计法

通常吸附(同时也是隔离系数)随污染物的分子量而增大。为了更好地描述, 根据化学分子结构区分为 4 种: 脂肪族、芳香族、氯化族和氧化族。图 4 是 $\log S_g$ 与 M_w 的关系。可以看到隔离系数决定于化学结构。这是因为化学结构影响着它们在水中的溶解度, 因而, 也影响 $\log Kow$ 和分子量。故 $\log Kow \geq 3$ 的脂肪族碳氢化合物具有高隔离系数, 次之为芳香族($2 \leq \log Kow \leq 3.5$)、氯化族和卤化族($1 \leq \log Kow \leq 3$), 最后是氧化族的碳氢化合物, 后者($\log Kow \leq 0.5$)极易溶于水。连同推论关系的公式列于表 2。

建立 $\log D_g$ 与 M_w 的相关关系未获成功, 因为分散性太大。而 p_g 与 M_w 的相关却较好, 如图 5, 导得的关系见表 2。如前面所述, 对于 D_g 所见到的分散由于 S_g 资料较好, 而得到了补偿。

建议估算方法总表

表 2

方法	参数	公式	关系式	r^2
n-辛醇-水法	S_g	R1	$\log S_g = -1.1523 + 1.2355 \log Kow$	0.97
	D_g	R2	$\log D_g = -12.3624 + 0.9205 \log Kow - 0.3424 (\log Kow)^2$	0.72
	P_g	R3	$\log P_g = -13.4476 + 2.2437 \log Kow - 0.3910 (\log Kow)^2$	0.84
分子量法	S_g	R4a	氧化族: $\log S_g = -3.8883 + 0.0363 M_w$	0.81
		R4b	氯化族: $\log S_g = -2.0467 + 0.0305 M_w$	0.94
		R4c	芳香族: $\log S_g = -0.0776 + 0.0322 M_w$	0.95
		R4d	脂肪族: $\log S_g = -0.1107 + 0.0442 M_w$	0.91
	P_g	R5	$\log P_g = -25.6933 + 0.2633 M_w - 1.099 \times 10^{-3} (M_w)^2$	0.81

试验研究

1. 材料与方法

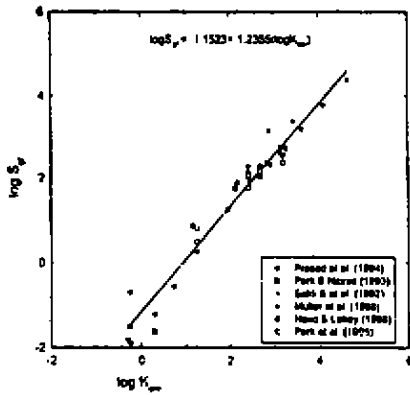


图 1

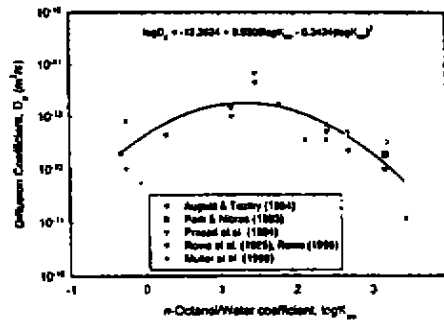


图 2

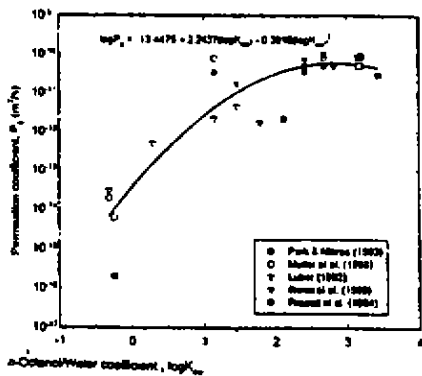


图 3

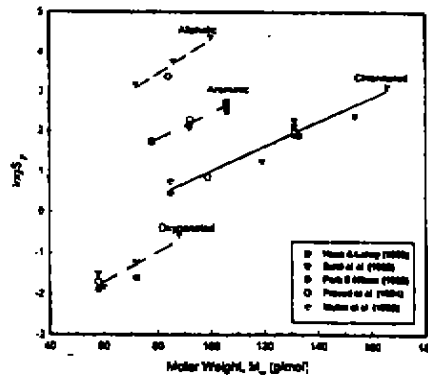


图 4

研究中采用了 GSE 衬砌公司(Texas)提供的 2.0mm 厚的 HDPE 土工膜。其固有特性列于表 3。测试了 7 种氯化碳氢化合物的代表性有机化学物。它们是市政固体废料淋滤液中常见的物质。这些纯度为 99% 的化学物的主要特性列于表 4。

试验采用了从高浓度混合备份溶液制备的稀释水溶液。稀释溶液的浓度范围为 2 ~ 5mg/l。这样的浓度类似于或超过典型垃圾场淋滤液所见到的数值。试验时,测记了源室与接收室两侧化学浓度随时间的变化。为了减小采样对源室

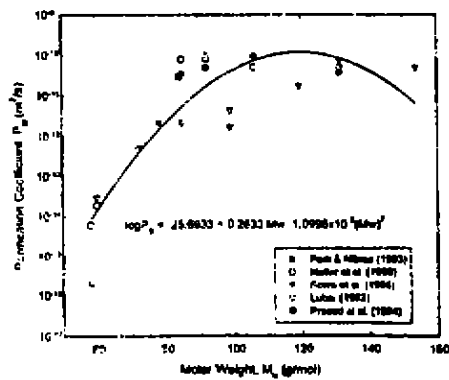


图 5

总体积的影响,同时也为提供气体色谱分析所需的 0.8ml 的样品,从源室中收集了小体积的样品,将它在 1% 的甲醇—水溶液中稀释。在作扩散试验时用密封注射器从源室和接收室分别取出约 50μl 和 100μl,控制试验中,吸附样品放在(开口)顶部被密封、尺寸为 4.0ml 的玻璃瓶中稀释,密封装置有聚四氟乙稀隔膜衬砌,同时采自接收室的样品在 2ml 的瓶中混和。在两种情况中,容器瓶都先充以稳定性溶液,然后加入规定量的哥罗仿(变成 25ug/l),这是定量分析中的一种内部标准。制成稀释液后使其在室温下混和 10-12 小时。试验应在室

温 $22 \pm 2^\circ\text{C}$ 下进行,采用的玻璃容器特征列于表 5,示于图 6。

所用 HDPE 土工膜的特性

表 3

特 性	方法(ASTM)	单 位	试验结果
厚 度	D5199	mm	2.0
密 度	D792	g/cc	0.940
碳黑含量	D1603	%	2.54
碳黑扩散	D3015		A1 - A2
氧化诱发时间	D3895	min	133
结晶度	E794	%	47
溶流指数	D1238	g/10min	0.42
抗穿刺强度	D4833	N	736
抗应力开裂	D5397	h	210
初始撕裂强度	D1004	N	354
拉伸强度	D638		
强度		kNm	
屈服			35
断裂			77
应变		%	
屈服			15.0
断裂			863

试验用有机污染物的几种特性

表 4

化学物	分子量 (g/mole)	密度 (g/cm ³)	克分子 体积 b (cm ³)	水中可 溶性 c (mg/l)	LogKow	沸点 (°C)	偶极矩 (debye)
氯化碳氢化合物							
二氯甲烷	84.93	1.3266	64.02	20000	1.25	40.2	1.60
1,2-二氯乙烷	98.96	1.2530	78.98	8690	1.45	83.5	1.44
三氯乙烯	131.39	1.4642	89.74	1100	2.53	87.2	0.77
芳香族碳氢化合物							
苯	78.11	0.8765	89.11	1780	2.13	80.1	0.00
甲 苯	92.14	0.8669	106.28	515	2.79	110.6	0.30
乙烯苯	106.17	0.8670	122.46	152	3.13	136.2	0.36
m-二甲苯	106.17	0.8642	122.85	161.9	3.20	138.0	0.30
o-二甲苯	106.17	0.8802	120.62	152	3.13	144.0	0.63
p-二甲苯	106.17	0.8669	122.47	156	3.18	138.3	0.00

a—根据 Montgomery 和 Welkom(1990)。

b—根据化学物密度和分子量算得。

c—温度 20°C 。

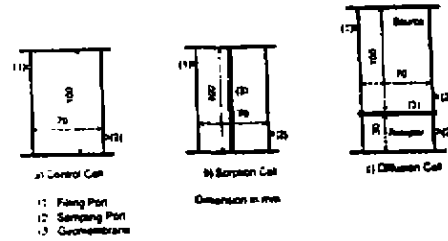


图6 试验容器示意图

a)控制室 b)吸附室 c)扩散室
 (1)充灌口 (2)试样口 (3)土工膜 单位:mm
 试验容器特征

表5

参数	单位	控制室	吸附/浸没室	扩散室	
				源室	接收室
高度	cm	10.0±0.5	10.0±0.5	10.0±0.5	3.0±0.2
直径	cm	7.0±0.2	7.0±0.2	7.0±0.2	7.0±0.2
体积	cm ³	385	385	385	115
容器表面积	cm ²	297	297	258	104
RWS [*]	cm ⁻¹	0.77	0.77	0.67	0.90

*RWS = 容器壁面积/体积

2. 分析方式

试样分析采用了 Varian 气体色谱仪和质量光析仪(GC 和 MS),包括一台 Saturn2000MS 和一台 3800GC,装配一个自动取样器。……

污染物浓度根据校正曲线确定。曲线通过对已知浓度标准的分析得到。……

3. 步骤

(1)控制室

为了估计出由于取样或化学物和室内材料相互作用引起的损失,在室内进行了控制试验,控制室是封闭的,其中充灌有浓度约为 5mg/L 的化学溶液。试验时,按照 4.2 节所述的方法,借收集样品和分析来测记溶液中的污染物浓度。然后绘制出相对于初始浓度的归一化浓度曲线。

(2)吸附试验

在吸附/浸没试验中,已知重量的土工膜浸没在充满污染物的混合稀释溶液中(图 6b)。与测记土工膜试样重量增加的方法不同,在本试验中,是通过取样孔采集溶液试样,然后用 4.2 节所述的 GC 和 MS 分析。污染物的浓度随时测记直至稳定。试验终了时,拆开容器,用擦面纸快速轻轻擦一下土工膜,测其重量。按该重量确定由于吸附获得的重量,并与从溶液平衡浓度获得的重量作比较。

设 M_0 为溶液中的初始污染物重量[M],污染物平衡时有以下关系:

$$M_0 = M_s + M_p + M_R, \quad (10)$$

式中: M_s ——溶液中的最终污染物重量[M];

M_p ——被土工膜获取的污染物重量[M];

M_n ——因取样等失去的重量。

如果将重量以相应的浓度和体积表示,式(10)将变为:

$$C_D V_D = c_F V_F + \frac{M_g}{\rho_g} c_g F + \sum V_i c_i \quad (11)$$

式中: C_D ——溶液起始浓度[ML^{-3}];

c_F ——最终的溶液平衡浓度[ML^{-3}];

\bar{V}_D ——初始溶液体积[L^3];

\bar{V}_F ——最终溶液体积[L^3];

M_g ——土工膜初始重量[M];

ρ_g ——土工膜密度[ML^{-3}];

c_g ——最终土工膜内的平衡浓度[ML^{-3}];

$\sum V_i c_i$ ——由于取样等失去的重量[M]。

隔离系数由将式(11)代入式(1)而求得:

$$S_g = \frac{[C_D V_D - c_F V_F - \sum V_i c_i] \rho_g}{M_g c_F} \quad (12)$$

(3) 扩散试验

扩散试验是在双隔室容器中进行的。August 和 Tazky 认为这种装置研究垃圾场土工膜扩散性比用其它方法(重力试验或浸没试验)为佳。试验装置为图 6,它包括一个带源室和接收室的密封系统,二者之间以待测土工膜相隔。容器的特征见表 5,土工膜——容器外接头厚硅胶密封。待硅胶变硬后,接收室灌以无污染物的净水。然后在源室中充以溶解化学物的混合稀溶液。充灌历时约 5 分钟,再快速地从源室中取出分析用试样。初始化学物浓度范围为 2-5mg/L,每室皆有取样孔,以采取供气体光谱分析用的样品。试验时,每个室都随时测记浓度,将结果绘成相对于源室化学物浓度的归一化浓度曲线。

这个试验是根据 Rowe 等提出的概念与理论设计的,针对该封闭系统,在任何时刻 t ,源室溶液中污染物的重量即等于初始重量减去直至该时刻经扩散透过土工膜的重量,故:

$$c_u(t) = c_{u0} - \frac{1}{H_u} \int_0^t f_u(\tau) d\tau, \quad (13)$$

式中 $c_u(t)$ ——时刻 t 源室溶液中污染物浓度[ML^{-3}];

c_{u0} ——源室溶液的初始浓度[LM^{-3}];

H_u ——源室溶液的参考高度(源室单位面积的溶液体积)[L];

$f_u(\tau)$ ——时刻 τ 污染物渗入土工膜的重量流量[$ML^{-2}T^{-1}$]。

同样,接收室污染物浓度的增加用下式表示:

$$c_n(t) = c_{n0} + \frac{1}{H_n} \int_0^t f_n(\tau) d\tau, \quad (14)$$

式中 $c_n(t)$ ——随时间 t 接收室浓度的增加[ML^{-3}];

H_n ——单位面积上接收室的体积[L];

$f_n(\tau)$ ——时刻 t 从土工膜进入接收室的污染物重量流量[$ML^{-2}T^{-1}$];

c_{n0} ——接收室的初始浓度[ML^{-3}](本研究中为 0)。

扩散系数(D_g)和隔离系数(S_g)由扩散方程的理论解与所测数据的拟合,借式(12)和式(13)的边界条件求得。由吸附试验获得的 S_g 用作起始点。试验数据按 Rowe 等在另一文章中的步骤,借有限层分析程序 POLLUTE 分析,后者专门用于模拟相变,因而也适用于隔离系数。

结果与讨论

1. 控制室

图7和图8表示氯化族和芳香族碳氢化合物试验所得化学物浓度的变化。可以看出,大部分浓度随时间有些变化。减小量决定于被测化学物。例如,在所检测的氯化有机污染物中,TCE的浓度有明显降低(约为初始浓度的25%)。其它成分(DCM和1,2-DCA)的无显著变化。表明这些成分在试验过程中相对稳定。Rowe等曾报道过DCM溶液置于血浆玻璃瓶和普通瓶中405天的类似观测结果。相反,所有芳香族碳氢化合物浓度在试验过程中却都下降,m和p-二甲苯在60天试验期内最大下降25%。其它芳香族的下降对苯、甲苯、o-二甲苯和乙苯分别为10%、17%、22%和23%。

芳香族和TCE的降低是由于它们吸附到容器壁(玻璃)上和与取样有关的损失上。但DCM和1,2DCA浓度下降微不足道,表明容器玻璃的吸附不重要。这些结果指出了试验容器材料对成分稳定性的重要意义。故而在浸没试验中计算不出参数时,对溶液吸附于容器的污染物必须考虑。这一点也适用于具有有限物质源的扩散试验,其中扩散物质的减小,可能是吸附于玻璃容器壁所致。

为计及这种含有限物质源扩散试验中的损失可采用Krol控制容器的方法模拟。在该法中,以一个假想层来去除吸附于玻璃壁上的重量。为达此目的,在容器顶有一个模拟的假想层,在其上有一个零流量的边界条件。本情况中,假设该层厚5mm,用POLLUTE得到的理论曲线如图7与8。模拟扩散试验时,采用的参数见图例。

2. 吸附试验

吸附试验中测得的污染物浓度变化,按氯化族与芳香族碳氢化合物,绘成的相对于初始浓度的归一化曲线如图9和图10。在氯化族中,三氯乙烯(TCE)浓度下降最多,其平衡浓度为初始的30%,其次是1,2-二氯乙烷(1,2-DCA),二氯甲烷(DCM),它们很接近起始浓度的75%和95%。TCE浓度达到平衡为8天,而DCM和1,2-DCA却为12天。

在芳香族碳氢化合物中,乙苯和二甲苯的最大下降约为起始浓度的90%;其次为中苯,下降80%,而苯为60%。对于下降多(二甲苯和乙苯)的混合物,达到平衡浓度的时间要快得多。例如,o-二甲苯达到平衡在试验最初的5天,而苯的下降在继续,达到平衡为10天。

利用式(12),计算了两套隔离系数:未校正的和校正的系数。对未校正的 S_g ,不考虑损失(这相当于溶解液中化学物具有强亲和力的土工膜,化学物吸附到玻璃面上的量微不足道)。校正系数是在假设虽有土工膜试样,仍有吸附于玻璃面上重量损失的情况下算得的。这时,物质因吸附于容器(玻璃)所引起的重量损失,是按控制容器中试验最终测得的化学物浓度估算的。可以设想,实际情况应在上述二限值之间。

计算的隔离系数列于表6。氯化碳氢化合物的未校正系数中TCE为最高的 $S_g = 87$,其次为1,2-DCA和DCM,分别为 $S_g = 9.4, 6.1$ 。对于校正系数,TCE的 $S_g = 59$,而1,2DCA和DCM

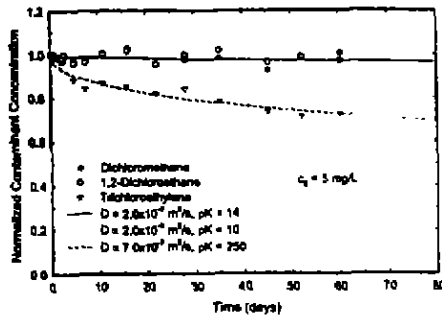


图 7

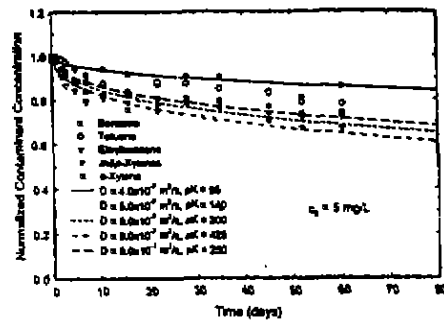


图 8

的却未改变,这是因为在控制容器中未发现物质损失。在 m 和 p 二甲苯中观测到最高的 $S_{gf} = 408$,其次是乙烯苯(315)、o-二甲苯(237)、甲苯(120),苯最低, $S_{gf} = 31$ 。

这些数值应认为是校正与未校正隔离系数的上、下限。事实上,可以设想,如果将土工膜试样浸没在溶液中,吸附于容器壁的物质将大大减少,因为土工膜与有机污染物亲和力强。

按这些结果,看来隔离系数随 n 辛醇-水系数 ($\log K_{ow}$) 的增大而增大,这是可以想象的,因为 $\log K_{ow}$ 的增大意味着疏(憎)水性的增大,因而化学物与有机物隔离的能力也增强。很明显,对于所检测的化学物,芳香族碳氢化合物的隔离系数高,因为它们的 $\log K_{ow}$ 相对较高(2.13~3.20),而氯化类的却是 1.25~2.53。

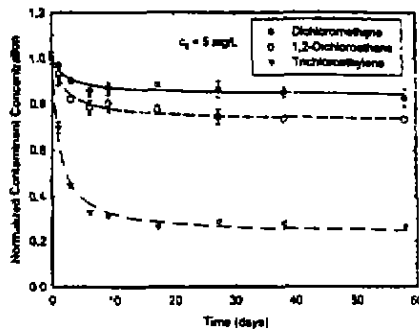


图 9

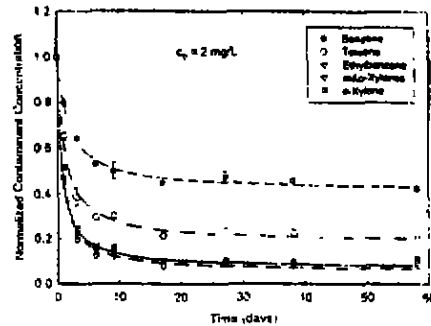


图 10

从吸附试验估算的隔离系数

表 6

化学物	$\log K_{ow}^{-1}$	吸附试验 S_{gf}		文 献			
		未校正	校正	a	b	c	d
氯化类碳氢化合物							
二氯甲烷	1.25	6.1	6.1	2.9			
1,2-二氯乙烷	1.45	9.4	9.4		7.2	10	
三氯乙烯	2.53	87	59	82	135		131
芳香族碳氢化合物							
苯	2.13	31	25			54	

甲苯	2.79	120	95	150	192	160	137
乙烯苯 3.13	3.13	315	237				
m 和 p 二甲苯	3.19	408	300	310	498	556	376
o-二甲苯	3.13	285	193				422

*Park and Nibras(1993);^bPrasad et al.(1994);^cMuller et al.(1998);^dHaxo and Lahey,1988:

** α -辛醇-水隔离系数

3. 扩散试验

进行过重复试验。源室和接收室 75 天试验测得的污染物浓度示于图 11 和图 12。它们分别针对氯化族和芳香族碳氢化合物。浓度被绘成相对于初始浓度的归一化曲线。每个点代表由 GC 分析得到的三个数的平均值。尽管数据有些分散,但可看到,源室浓度随时间而下降,而接收室的浓度却随时间而增大,因为化学物扩散通过了土工膜。一般说来,源室浓度的下降受制于隔离参数,而接收室浓度的增大主要与渗透系数有关。源室与接收室污染物变化的不同说明,有机物穿越 HDPE 膜的迁移是与污染物性状相关的。

在氯化族化合物中(图 11),最大下降发生于三氯乙烯,降低到初始浓度的 25%。二氯甲烷(DCM)和 1,2-二氯乙烷(1,2-DCA)下降较少,后者达到 0.8C,前者为 0.85C。虽然化学物在同样时间穿透到达接收室,但 TCE 浓度的增加,却快于两种氯化族碳氢化合物。观测表明,DCM 和 1,2DCA 的迁移性质相类似,但渗透率皆比 TCE 为慢。

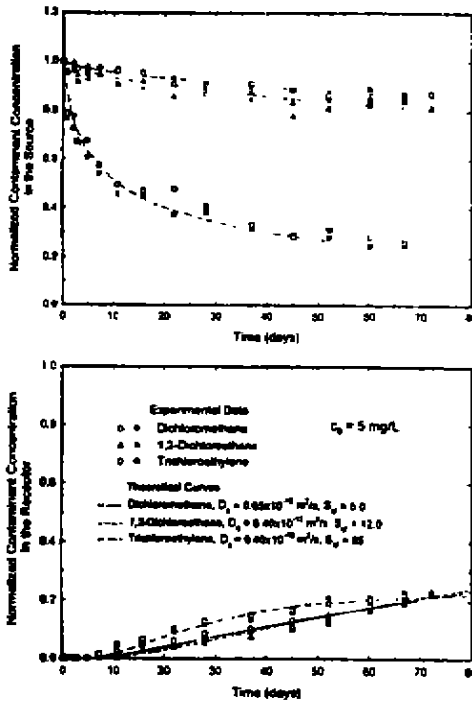


图 11

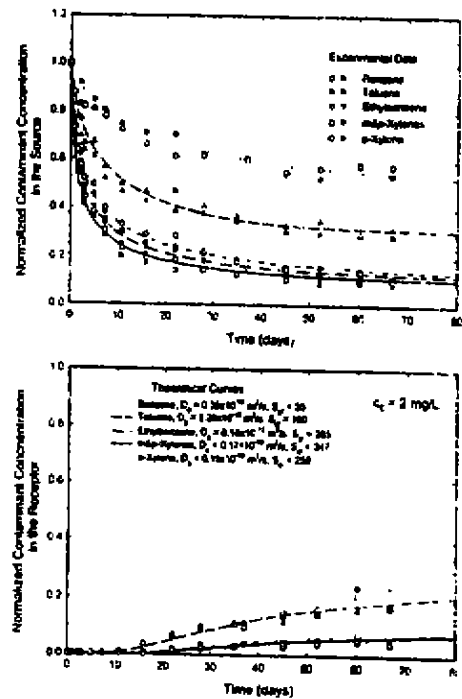


图 12

利用适当的边界条件(式(13)和(14))解扩散方程,得到氯化族化合物的理论曲线列于图 11。推算的 S_g 、 D_g 和计算的 P_g 汇总于表 7。DCM 的 S_g 、 D_g 和 P_g 分别为 6 、 $0.65 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ 和 $3.9 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$; 而对 1.2DCA, 数值为 12 、 $0.40 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ 和 $4.8 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ 。TCE 的参

数为 $85.0.4 \times 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}$ 和 $34.0 \times 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}$ 。DCM 的数值是 ROWE 等为厚 2mmHDPE 膜用同样步骤得到的上限范围 $1 \sim 3.0 \times 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}$ 。1,2DCA 的渗透系数 $4.8 \times 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}$ 正是在 ROWE 等报导过的 $3 \sim 6 \times 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}$ 范围之内。

看来,在本文所述试验条件下,TCE 的渗透速率比其它两种氯化物约快 10 倍。渗透率的顺序为 $\text{TCE} > 1,2\text{DCA} > \text{DCM}$ 。这种顺序可以用表 4 所列的不同污染物与 HDPE 土工膜间的亲和力的差别来解释。在三种氯化物中,TCE 的特性最差(电偶极矩 0.77 德拜),其次为 $1,2\text{DCA} < 1.44$ (德拜)和 $\text{DCM} < 1.69$ (德拜)。

对所有芳香族碳氢化合物,在扩散试验时,源室浓度下降显著(图 12)。最小的浓度下降出现于苯,达到初始浓度的 60%,而二甲苯(m 和 p 二甲苯和 o-二甲苯)与乙烯苯的下降最大,降到初始浓度的约 20%。试验中,苯和甲苯在接收室中的浓度增加最多,乙烯苯和二甲苯的增加最少。

图 12 是扩散试验的理论曲线,估计的参数列于表 7。渗透系数有下列次序:m 和 p 二甲苯)乙烯苯)o-二甲苯)甲苯)苯。这一次序可以联系到它们对所试土工膜和亲和力,以及不同化学性的疏水性。一般说来,化学物的疏水性愈强(n 辛醇—水的系数 $\log K_{ow}$ 较大),土工膜对有机化合物的隔离愈大。对所测试的化合物,m 和 p 甲苯的数值最高, $\log K_{ow} = 3.19$ (平均),其次是乙烯苯和 o-二甲苯, $\log K_{ow} = 3.13$;甲苯为 $\log K_{ow} = 2.79$,苯的 $\log K_{ow} = 2.13$ 。

从扩散试验推算的隔离、扩散和渗透系数

表 7

污染物	$\log K_{ow}^a$	S_g (-)	D_p ($-10^{12} \text{m}^2/\text{s}$)	P_g ($-10^{12} \text{m}^2/\text{s}$)
氯化类碳氢化合物				
二氯甲烷	1.25	6	0.65	3.9
1,2-二氯乙烷	1.45	12	0.40	4.8
三氯乙烯	2.53	85	0.40	34.0
芳香族碳氢化合物				
苯	2.13	30	0.35	10.5
甲 苯	2.79	100	0.30	30.0
乙烯苯	3.13	285	0.18	51.3
m 和 p 二甲苯	3.19	347	0.17	59.0
o-二甲苯	3.13	240	0.15	36.0

a. n-辛醇—水隔离系数

从所述结果,可以看出的主要点:第一,从图 12 看出,虽然它们的渗透速率较大,而接收室中乙烯苯和二甲苯的浓度却低于苯和甲苯。如式(5)所示,是渗入接收室的流量控制着污染物的浓度,而它又是 P_g 和渗过土工膜的浓度梯度的函数,表明这参数中有一个减小,都会使接收室中的浓度变小。从接收室情况看出,在试验开始的几天,浓度梯度降低,这些污染物的浓度快速地显著减小,且会持续。因为源室中的总化学物质量是有限的。所以,接收室浓度对隔离系数低的化学物将是较小的。

第二要点,是表 7 中的 S_g 介于前面所述两个数值(校正和未校正)之间。这就证明了前面讲过的该两值应作为 S_g 的上界和下界。

实测和估计参数的比较

为评估建议方法的有效性,将测量值与估计值加以对比。图 13a 是测量的 S_g (从扩散和吸收试验)与按分子量估算的(按公式 4a、b、c、d) S_g 比较。该图显示结果非常接近 1:1,说明估计极佳。按 n -辛醇-水关系估算的 S_g 与实测的对比见图 13b。可以看出,用 $\log K_{ow}$ 关系,对于低 $\log K_{ow}$ 的化学物,低估了它们的 S_g ,对于高 $\log K_{ow}$ 的化学物,高估了它们的 S_g 。

图 14 是估计的扩散系数 D_g 与实测 D_g 的对比。可以看出,在数据点和反映关系良好的 1:1 直线之间有着空缺。这是因为无论是依据 K_{ow} ,或是 M_w 得到的关系,皆仅与化学物的性质有关。不过,经查明,土工膜的特征(结晶度、分子链、交链等)都大大影响着扩散系数。看来很需要一种更好的模型,能同时考虑到化学物(大小、疏水性)和土工膜的特性(结晶性、分子链)。

图 15 是估计的 P_g 和扩散试验实测 P_g 的比较。该图表明, P_g 是大大被高估了,而与 1:1 线的偏离都不大。这些结果证明,整个的渗透性受化学物和土工膜两者特性的控制。

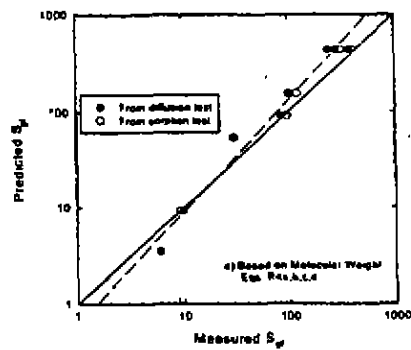


图 13a

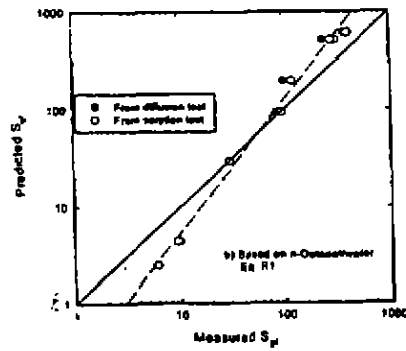


图 13b

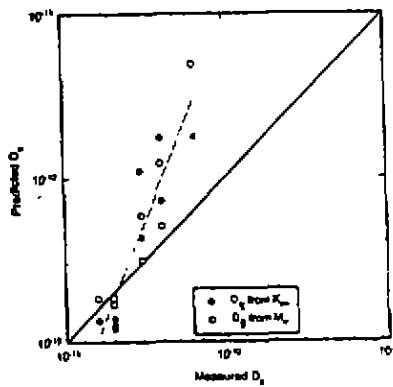


图 14

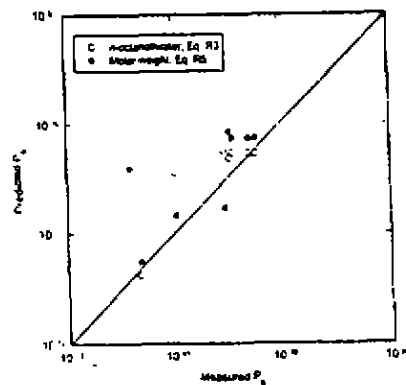


图 15

结论

对 HDPE 土工膜作为有机污染物扩散渗透隔离层的有效性,本文作了叙述和讨论。根据所给资料,对于大多数有机污染物,扩散系数的典型范围是 $10^{-12} \sim 10^{-13} \text{m}^2/\text{s}$ 。发现隔离系数随化学物的不同有很大变化,这就指出,在选用隔离系数时要特别谨慎。根据化学物分子量和 n -辛醇-水系数($\log K_{ow}$)给出了各种估计扩散系数和隔离系数的经验和半经验方法。采用了三种氯化类碳氢化合物和四种芳香族碳氢化合物,对 2.0mm 厚的 HDPE 土工膜进行了室内吸附试验和扩散试验。它们说明, S_g 可以借上述方法估计。

译自 ICS《土工织物与土工膜》刊物 2001 年 8 月版

欢迎订阅《地基处理》

——一份属于土木工程界的刊物——

《地基处理》于 1990 年创刊,至今已有十二年。经过广大读者、作者、审稿者、编委以及各次专业会议的热心支持,逐渐取得有关地基处理设计、施工、勘测、测试、教学、科研以及业主和监理人员等等广泛、深入的理解和参与,成为土木工程技术人员的良好良师益友。

本刊决心继续为地基处理技术的发展与提高服务,作为地基处理理论与实践经验的传播交流园地,反映工程实际,体现我国水平,探讨发展方向,介绍国外情况,以资借鉴。并用一些篇幅,介绍从事地基处理的科研、设计、勘察、施工,生产地基处理机械、测试仪器、材料等单位以便沟通情况,促进协作,集思广益推动前进。

《地基处理》由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和浙江大学土木工程学系联合主办。并于 1994 年 2 月成立了《地基处理》杂志社。《地基处理》为季刊,一年 4 期。《地基处理》编委会由工作在全国各地的地基处理专家组成。

2002 年度的订阅工作:

订阅一年(2002) 4 期 20 元(包括邮费)

订阅三年(2002-2004) 12 期 60 元(包括邮费)

如蒙订阅,可向《地基处理》发行部索取订单。

电汇至:杭州西湖信用社,帐号 7061101010601201000014740,收款单位:浙江浙峰工程咨询有限公司,注明订购《地基处理》。

邮局汇款至:杭州浙江大学玉泉校区土木系欧阳晶红,(邮编 310027)。同时将订购单(或信函)寄至浙江大学玉泉校区土木系郝靖,以便及时邮寄。

联系电话:0571-87952077