

目次

论 文

加筋垫层与砂井加固软基的应用研究.....张道宽(1)

CFG 桩复合地基处理多层住宅地基的试验研究..... 唐建中, 阎明礼, 黄祥镛(10)

国外碎石桩加固技术发展的新认识.....韩杰, 叶书麟(15)

国产塑料排水板的性能和在工程中的应用..... 叶柏荣(25)

工程施工钻探废泥浆处理技术.....郑继夫, 邓大同(33)

钻孔压浆成桩法应用于地基抗液化处理..... 沐道生(37)

对 Brauns 振冲碎石桩承载力公式的补充..... 陈龙珠(41)

各种地基处理方法汇总表.....曾国熙, 潘秋元(43)

四年来地基处理的发展..... 龚晓南, 杨灿文(47)

第一届地基处理学术委员会工作总结..... 曾国熙(56)

加筋垫层与砂井加固软基的应用研究

张道宽

(铁道部科学研究院)

〔摘要〕 本文介绍近几年在周镜教授指导下,通过室内模型试验和数值分析研究,所得到的加筋垫层路堤破坏类型及实用计算方法。

前言

用砂井、砂垫层加固软土地基,我国已有三十多年的经验。最近,曾国熙教授等学者总结了这方面的理论研究成果和工程实践经验^[1]。

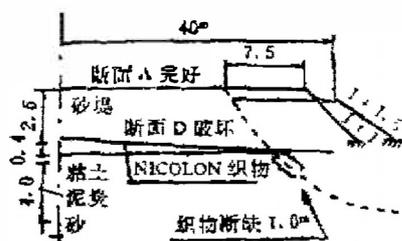
在砂垫层中铺一层或几层土工织物组成加筋垫层以加强软土路基,是一项软基加固的新技术。接连三届土工织物专题国际会议及其它文献均有一系列报导;我国铁路上初期应用的工程实例,已由潘传爵和齐正寿作了介绍^{[2][3]}。

作者在 Andrawes^[4]、Rowe^[5]、Fowler^[6]等人研究成果的基础上,利用数值分析,室内模型试验和基于土力学经典理论的数学分析方法,对土工织物加强软土路基的问题做了较为系统的研究^[7],部分内容已摘要与导师联名发表^[8]。这里,拟简介加筋垫层路堤的四种破坏形式及简化的实用计算方法。

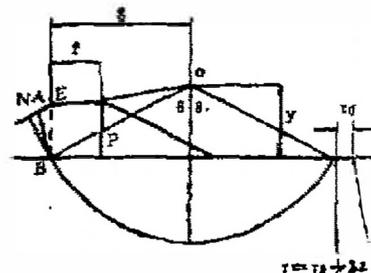
一、滑弧破坏

Fowler^[6]介绍荷兰一处公路试验堤的破坏情况如图(1)所示。这种破坏的特点是填土、地基和土工织物三者共同起作用,它们在滑弧面上产生的抗滑力矩可以相迭加,其生成条件是织物的抗拉刚度低延伸率较大。

图(2)是稳定分析的计算简图。假定滑动面上各点,包括填土、地基和织物同时达到强度峰值,且认为增设土工织物基本不改变滑弧位置,设定织物拉力的方向与滑弧相切,并将拉力表示为 $N = m r_0 L$,式中 L 是地基内滑弧的长度, m 为无量次系数。在寻求最危险滑弧位置时,先将填土视为分布荷载,而后再把填土内滑弧面上的滑动力矩和抗滑力



图(1) 荷兰试验堤的破坏情况



图(2) 稳定分析计算简图

矩迭加上求总的稳定系数。由此可导出下列不包括填土作用的结果。

(1) 厚层软土的情况:

设地基的抗剪强度随深度线性增长, 则滑弧稳定的安全系数可写为:

$$K = \frac{2\lambda g^3 \left(1 - \frac{\theta \cos \theta}{\sin \theta}\right) + 2(1+m)\tau_0 g^2 \frac{\theta}{\sin^2 \theta}}{P \cdot (g-f)} \quad (1)$$

式中符号的意义参见图(2), 由图可见, 任选一B点之后, 最危险圆心和滑弧的位置由 g 、 θ 即可确定。容易由上式写出极限荷载 P 的公式, 分别令 $\frac{\partial P}{\partial g} = 0$ 、 $\frac{\partial P}{\partial \theta} = 0$, 可得到下列方程组:

$$g = \frac{(1+m)\tau_0}{\lambda} \cdot \frac{2\theta \operatorname{ctg} \theta - 1}{\theta - 3\operatorname{ctg} \theta + 3\theta \operatorname{ctg}^2 \theta} = S \cdot A \quad (2)$$

$$\frac{g(2g-3f)}{(2f-g)} = \frac{(1+m)\tau_0}{\lambda} \cdot \frac{\theta}{1-\theta \operatorname{ctg} \theta} = S \cdot B \quad (3)$$

经变换可得: $\frac{s}{f} = \frac{A(2A+B)}{3A+2B}$

由织物拉力定义式可导出:

$$m = \frac{N}{\tau_0 g} \cdot \frac{\sin \theta}{2\theta} = \frac{N}{\tau_0 g} \cdot \zeta \quad (4)$$

简记 $\zeta = \left(1 - \frac{\theta \cos \theta}{\sin \theta}\right) / \sin^2 \theta; \quad \eta = \frac{\theta}{\sin^2 \theta}$

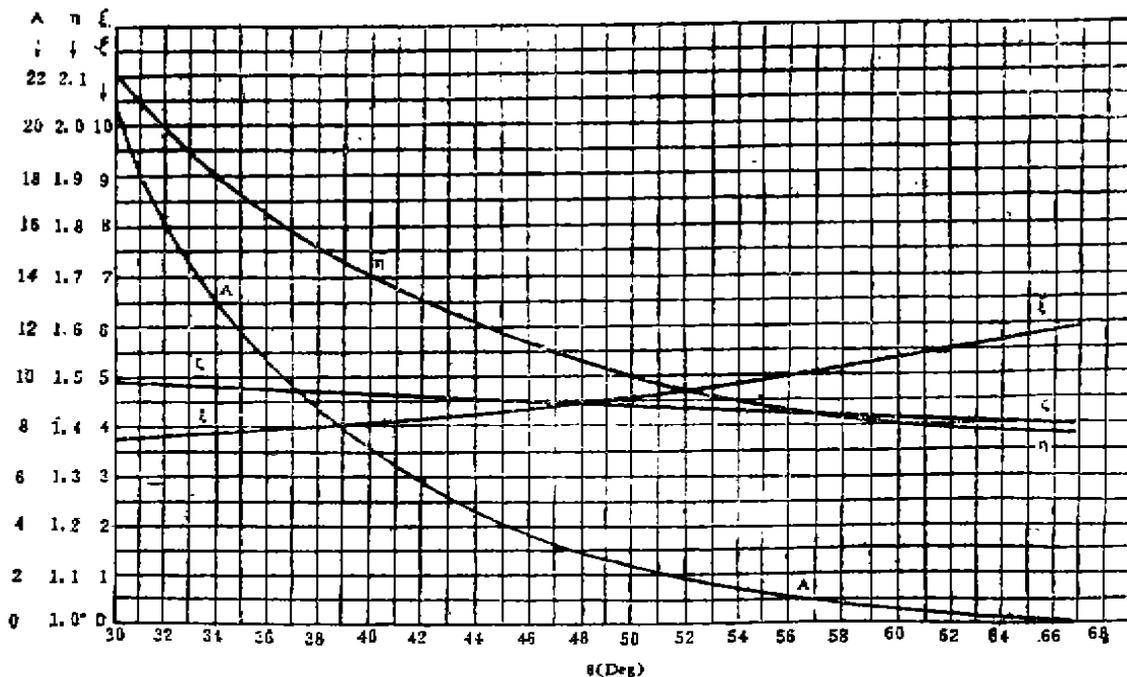
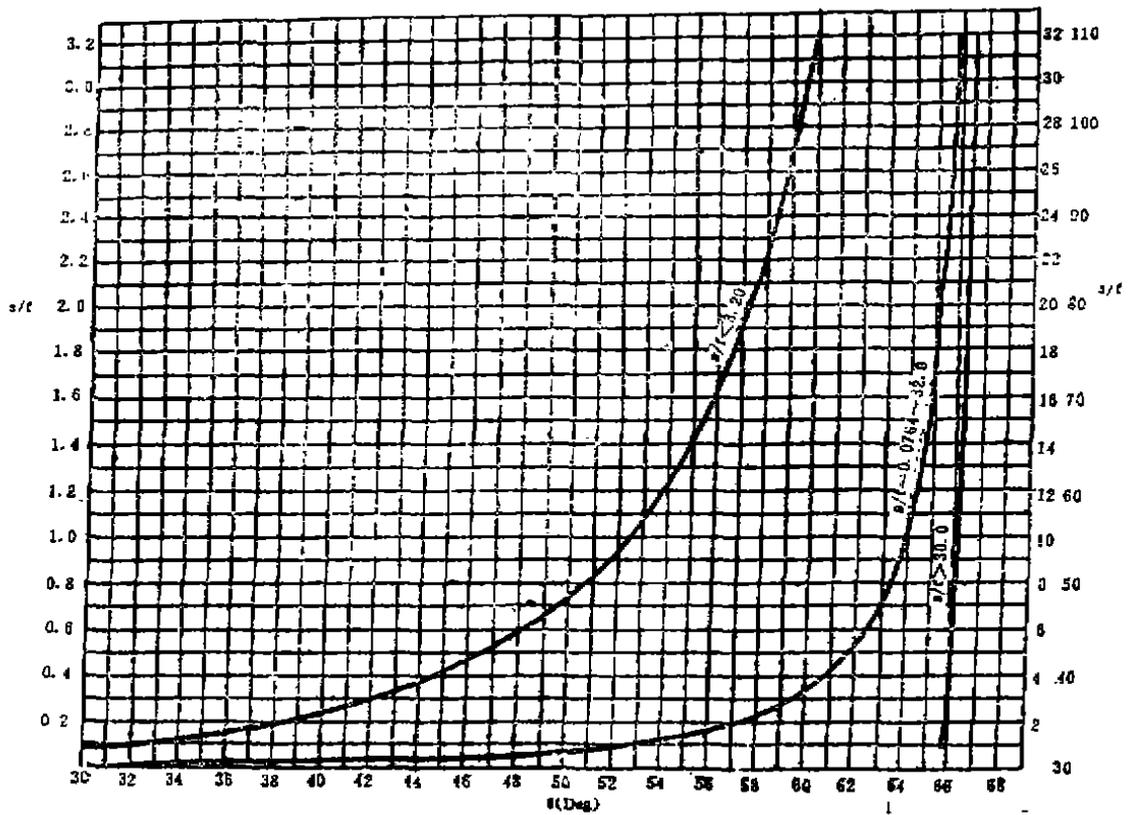


图3

选一B点, 设一 m 值, 可求得 s/f ; 由图(3)、图(4)可查出 θ 、 A 、 ξ 、 η 、 ζ ; 再代入



图(4)

式(2)式(4); 若所得 m 与设定值相近即为所求。否则再以所得 m 作新设定值往复求解。从算例中得知, 如参照无织物堤的 g 、 θ 按式(4)设 m 值, 一般只需迭代一次就可得到满意的结果。再取几个B点的位置便可找到 $K_{L_{10}}$ 。此外, 令 $m=0$ 即可用上述公式图表求解无织物垫层路堤的稳定性。

对于均匀地基 $l=0$, 此时 $g=2f$, $\theta=66^{\circ}47'$ 与宫川法的结果一致。又因其与 m 取值无关, 故在均匀地基有无织物垫层不改变滑弧位置。在算例的试算中发现, 本算法对强度沿深度增长的情况, 随着织物拉力的增加, 圆心只是稍微向下向外移动, 滑弧是切深及弧长略有增加, 这与作者及小泉哲也^[12]的模型试验结果是相符的。若不设 $N=mr_0L$ 则会明显改变。

(2) 薄层软土的情况:

按上述方法算出最危险滑弧的切深 z , 若大于软土层厚度 D 则计算无效。此时 g 与 θ 的关系为: $g = D \cdot \text{ctg}(\theta/2)$ 。这是切底圆弧的关系式, 它表明 g 与 θ 不再是两个独立的变量, 将此关系代入极限荷载公式, 令 $\frac{dP}{d\theta} = 0$, 可得到下列求解 θ 的公式:

$$-\frac{f}{D} = \text{ctg}(\theta/2) - \left[\left(f - \frac{S}{D} \theta \right) / \left(E + \frac{S}{D} G \right) \right] \quad (5)$$

式中: $E = -(\theta - 3\sin\theta + 2\theta\cos\theta) \cdot \text{ctg}(\theta/2)$

$F = (1 - \theta\text{ctg}\theta) \cdot \text{ctg}(\theta/2)$

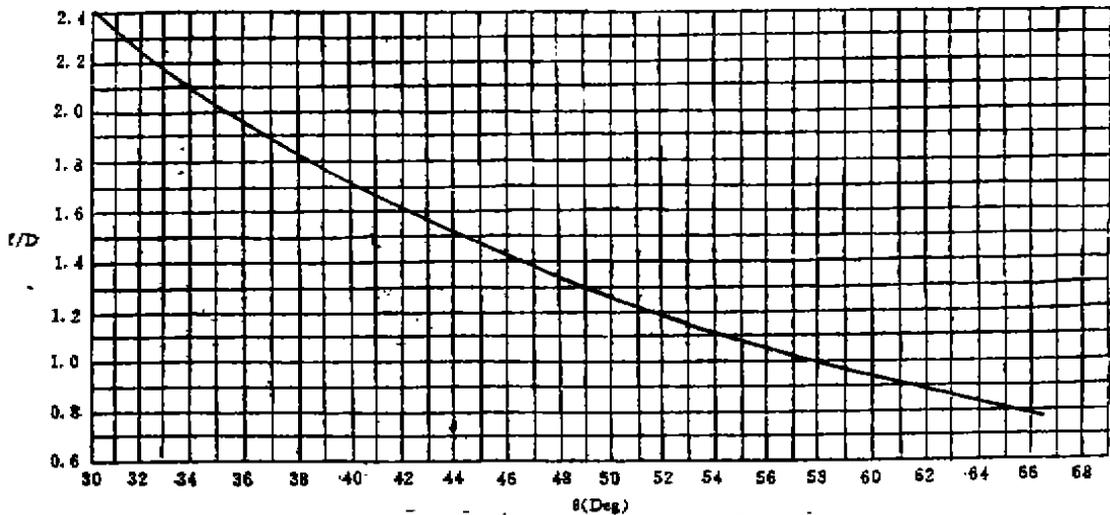
$G = -(1 - \cos\theta - 2\theta\sin\theta)$

$S = (1 + m)\tau_0/\lambda$

对均匀地基按下式求解 θ :

$$\frac{f}{D} = \frac{\sin\theta - \theta - 2\theta\cos\theta}{1 - \cos\theta - 2\theta\sin\theta} \tag{6}$$

在常用范围内 S/D 值对计算结果影响甚微, 取一 B 点求出 f/D 即可由图(5)查得 θ , 再由图(3)查出 ξ, η , 代入式(1)求得 K 值, 多取几个 B 点位置, 便找到 K_{\min} .

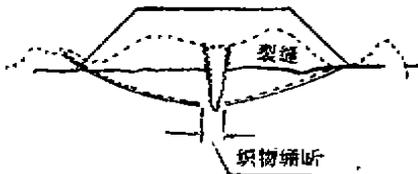


图(5)

二、织物绷断

Hannon^[10]报道美国旧金山港一段桥头路堤的破坏情况如图(6)所示。这类破坏的特点是与路堤底面弓形沉陷曲线的扩张程度有关, 其生成条件是织物的刚度大延伸率小而强度又不太高的情况。下面的织物拉应变检算, 系指路堤沉陷最大时, 堤中心处织物是否会绷断的安全检查。

假设弓形沉陷形状曲线由直线和抛物线组合而成, 如图(7)所示, 图中虚线是产生



图(6) 美国一桥头路堤破坏情况



图(7) 织物拉应变检算图

“均化效应”之前的抛物线型沉陷曲线，计算中均取堤中心一侧半断面的曲线长度，抛物线的弧长可由积分求得：

$$L = \frac{d_1}{2} \sqrt{n^2 + 4} + \frac{nB_0}{4} \cdot \ln \frac{2 + \sqrt{n^2 + 4}}{n}$$

式中： $n = B_0/d_0$ ，其它符号的意义见图示。

总的延伸率或平均的拉应变用对数应变定义为：由横向伸展引起的 ϵ_h 与由竖向沉陷引起的 ϵ_v 两部分之和：

$$\epsilon = \epsilon_h + \epsilon_v = \ln \frac{B_0}{B_0 - \Delta} + \ln \frac{L}{B_0} \quad (7)$$

式中第一项可认为是均匀拉伸，一般可按经验取为 $\epsilon_h = 0.05$ ，而由竖向沉陷引起的拉伸是堤中心处最大，假设该拉应变的分布曲线与沉陷形状曲线比例相似，则可导出均化前堤中心处因沉陷而引起的拉应变 ϵ_{v1} 等于平均应变 ϵ_v 一倍半的简单结果，即：

$$\epsilon_{v1} = 1.5\epsilon_v \quad (8)$$

令 $d_0 = \mu d_1$ 再设均化前后沉陷形状曲线的图形面积不变，即可得出均化宽度 g 和均化后堤中心处由沉陷引起的最大拉应变 ϵ_{v0} ：

$$g = 2B_0(1 - \mu)/\mu \quad (9)$$

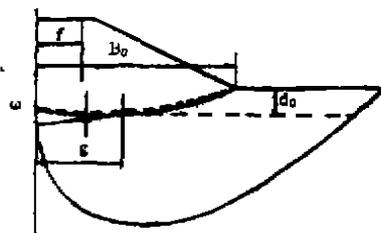
$$\epsilon_{v0} = \mu \epsilon_{v1} = 1.5\mu \epsilon_v \quad (10)$$

式中 μ 为折减系数，其值在0.67~1.00范围内变化，它与路堤底宽、土层厚度、织物刚度及地基的变形模量有关，可按经验确定 g 代入式(9)反求， g 值一般大于堤顶半宽而小于边坡中点至堤中心的水平距离。

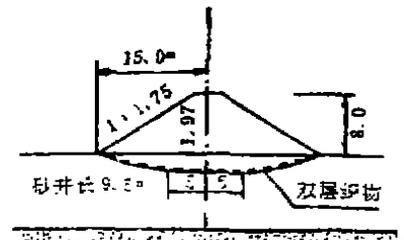
按式(10)求出 ϵ_{v0} 再加上0.05，即为均化后织物的最大拉应变。用此法计算与模型试验的结果基本相符。

三、承载破坏

我国黄浦港试验堤的断面如图(8)，填筑中曾因一次加荷过大路堤突然下沉0.8m，但仍未丧失稳定，表明其最终破坏形式将与前两种显著不同。它的主要特点是织物不与填料和地基共同起作用，其形成条件或前堤是织物垫层能够确保填土的整体性，构成一个柔性的整体基础。此时，地基受载剪切破坏将具有对称的形式，且在路堤下沉两侧超载增加之



图(8) 黄浦港试验堤



图(9) 承载破坏分析图

后有可能获得新的平衡。在此特定条件下，路堤边坡稳定转化为承载力课题，这是加筋垫层的最佳工作状态，也是它加强软土路基的最大可能，其作用与过去的柔性柴排相同。

按图(9)所示的分析简图进行近似的极限平衡分析，我们假定：①可以用弹性~完全塑性的概念，大致将弓形体的形成和沉入地基土体剪切挤出分成两个阶段；②设滑动面由对数螺旋线和一直线组成；③沉陷形状曲线由直线和抛物线组成，并设均化宽 g 就等于螺旋线中心至路堤中线的水平距离；④假设路堤底面下地基中有一个三角形弹性楔，也可设 $\omega = 0$ ；⑤为导出简化结果近似假定地基强度按 $\lambda = \text{tg}\varphi$ 的 λ 沿深度增长，或令 $\varphi = 0$ 视为均匀地基。这样，可得安全系数为：

$$K = \frac{Eg^2 + \frac{1}{2}(F+G)g^2 + (D_2 - 2D_1)g + D_3 + B_0D_1}{P(g-f)} \quad (11)$$

式中： $E = [\lambda/(9\lambda^2 + 1)]\{\xi^3 + \sec^2\omega(1 - 3\lambda\text{tg}\omega)\}(\gamma_0 + 1) + \frac{1}{3}\gamma_0\text{tg}\omega(\text{tg}^2\omega - 1)$

$$F = (\xi^2 - \sec^2\omega)(d_0 + \tau_0/\lambda)$$

$$G = \frac{1}{2}d_0[\gamma_0(2\xi^2 - 1) - \gamma_1]$$

$$D_1 = \frac{1}{4}d_0B_0(\gamma_1 - \gamma_0)$$

$$D_2 = \frac{1}{2}d_0^2\lambda\xi^2(1 + \gamma_0 + 2\tau_0/d_0\lambda)$$

$$D_3 = \frac{1}{6}\gamma_0d_0^2\lambda^2$$

$$\xi = \sec\omega \cdot e^{\lambda(x-\omega)}$$

γ_1 、 γ_0 分别为填土和地基土的容重。

再简记 $A = 2E$

$$B = \frac{1}{2}(F+G) - 3Ef$$

$$C = -f(F+G)$$

$$D = (2f - B_0)D_1 - fD_2 - D_3$$

即可将对 g 求极值而得到的三次方程写为：

$$Ag^3 + Bg^2 + Cg + D = 0$$

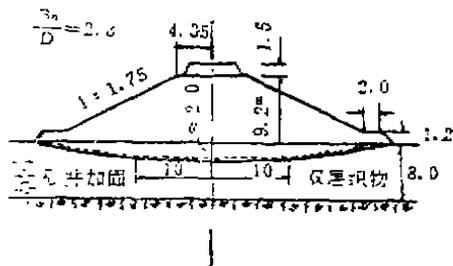
设几个 ω 角，便可用于算求出 K_{min} 及相应的 g 值，若假定 $d_0 = 0$ 上列公式大为简化，如果 $\varphi = 0$ 螺旋线化为圆弧。

四、薄层挤出

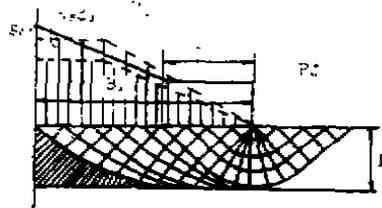
图(10)为我国三茂铁路试验堤的断面图，路堤底宽近45m土层厚约8m，宽深比 $B_0/D =$

2.8, 施工中亦曾突然下沉, 日沉降达0.419m仍能很快趋向稳定, 且仅用43天即填到9.2m堤高, 成功的原因主要是薄层土条件承载力较高。这是承载破坏类型的一种特殊形式, 在有限元分析和模型试验中, 也明显看出薄层土横向塑性挤出的趋势和破坏特征。

现简化假定: ①织物垫层有足够刚度, 似平板那样, 不仅能保证填土的整体性, 而且可保证压入时下变形; ②地基与织物的接触面是光滑的, 与硬底层的界面是粗糙的, 于



图(10) 三茂铁路试验堤



图(11) 薄层挤出的滑移线场

是, 可构造出图(11)所示的滑移线场。作者发现, $\varphi = 0$ 滑移线场有限差分的计算结果, 能以足够精确的下列公式来表示极限荷载的集度:

在图中 b_0 范围内, 它是均布的且与Prandtl公式一致:

$$q_0 = \tau_0(\pi + 2) \quad (13)$$

在 $(B_1 - b_0)$ 范围内, 它沿斜线递增, 堤中心为:

$$q_0 = \tau_0(\pi + 2 + \delta) \quad (14)$$

其中, $\delta = \frac{B_2}{D} - \sqrt{2}$; $b_0 = \sqrt{2} \cdot D$; $\frac{B_2}{D}$ 为宽深比。

容易算出极限荷载图形的面积 P_0^* , 它与路堤梯形分布荷载图形面积 P_0 之比, 可作为横向挤出稳定的安全系数。亦可按图中虚线图形折减填方荷载, 籍以反映弓形体陷入后两侧超载对增加路堤稳定的贡献。

五、几点说明

(1) 以上是内锚法加筋垫层路堤四种破坏类型的简化算法, 它是依据有限元分析和模型试验结果以及几个工程实例而提出的。虽然其基本假定和极限平衡条件是相当近似的, 但却能对加筋垫层路堤作出一个初步的而又较为全面的稳定性评价, 希望经试用后能用于设计。

(2) 有些文献将水平滑走列为一种破坏形式, 作者认为, 其只有在路堤不高、边坡很缓、沉陷不大的情况才有可能发生, 而且随着路堤沉降横向滑走稳定性必逐步提高, 故不单列。

此外, 在路堤不宽时, 会产生对称滑弧破坏, 它是滑弧破坏的特殊形态, 也不单列。

(3) 各国已建成的加筋垫层路堤, 似可按加固形式分成传统方法、速填置换法和堤内锚固法三种类型。它们在构造形式及加固原理上有所不同, 前两种都需用平衡堤等作侧向

锚固,而堤内锚固法是将土工织物锚固在路堤坡脚内,因此无平衡镇压及减轻荷载的作用,本文探讨的就是这种内锚法加固类型。

结语

(1) 加筋垫层路堤的破坏形式,可分为滑弧破坏、织物绷断、承载破坏和薄层挤出四种类型。具体工程的主控破坏类型与材料性质、受力情况及边界条件有关,但它不是一成不变的,在一定条件下,有从一种形式向另一种形式过渡转化的可能,这是由土和织物强度发挥的相互关系决定的。

(2) 加筋垫层路堤的作用机理和影响因素相当复杂,有些问题至今或许还没认识透,对加筋材料性质的选择、对土与织物变形如何协调、对织物应变集中现象怎样改善,以及织物受力状况的实测方法等都需要进一步研究。

(3) 加筋垫层最好和砂井加固联合使用,这样除了可以加快初期填土速率争取固结时间之外,一般可不设反压护道,从而收到节省土方、少占农田、降低造价的社会经济效益。

参考文献

- [1] G.X.Zeng, Q.Y.Pan, K.H.Xie, Theoretical studies and Engineering Practice of Sand Drains, Proceedings of the Sino Japan Joint symposium on Improvement of Weak Ground pp21~39(1989)
- [2] 潘传爵、乔正寿,用土工织物加固软土地基上路堤基底的一次成功试验,第四届土力学及基础工程学术会议论文选集, pp571~575, (1984)
- [3] 乔正寿,黄埔港南沙港软基加固对比填筑试验,第五届全国土力学及基础工程学术会议交流文件, (1987)
- [4] Andrawes, K.Z.etc., The Finite Element Method of Analysis Applied to Soil-Geotextiles Systems, 2nd.Int.Conf.on Geotextiles,Proc.Vol III pp695~700,(1982)
- [5] Rowe, R.K. and Soderman, K.L, Approximate Method Estimating the Stability of Geotextile Reinforced Embankments,Canadian Geotechnical Journal,Vol 22, pp392~398, (1985)
- [6] Fowlen, J.etc., Theoretical Design Considerations for Fabric-Reinforced Embankments, 2nd.Int. Conf on Geotextiles, Proc.Vol, III pp665~670, (1982)
- [7] 张道宽,土工织物加强软土路基的研究,铁道部科学研究院博士学位论文, (1987)
- [8] D.K. Zhang and J.zhou, Failure Mechanism of soft Clay Ground Strengthened with Geotextile, Int. Conf. on Engineering Problems of Regional Soils, Proc.

pp521~524, (1988)

- [9] 小泉哲也, 高伸度ジオテキスタイルを用いた软弱地盤の補強に関する研究, 第20回土質工学研究発表会, (1985)
- [10] Hannon J., Fabrics Support Embankment Construction Over Bay Mud, 2nd. Int Conf. on Geotextiles, Proc. Vol III pp653~658, (1982)

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咨询部

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咨询部由全国各地高等院校, 科学研究、设计和施工单位的部分教授、研究员、高级工程师和专家组成。咨询部云集了我国 土建、水利、交通、铁道等土木工程领域的地基处理专家, 实力雄厚。咨询部与全国各地岩土工程领域的 研究所、室、土工实验室以及基础工程公司有广泛密切的联系。无论在地基处理设计理论、新技术开发, 还是具体工程的地基处理方案选定、因地基引起的工程事故原因分析、及其事故补救措施拟定方面都具有坚强的 实力。咨询部竭诚为各部门服务, 使科学技术进步迅速转化为生产力, 为祖国的繁荣昌盛、人民的幸福生活而贡献力量。

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咨询部简称全国地基处理咨询部。为浙江省科技咨询中心成员单位。

全: 地基处理咨询部业务范围主要包括下述方面:

1. 为各类大、中、小型土木工程项目在选址过程中提供有关地基问题的 可行性研究, 或对可行性研究提供综合评议和论证。
2. 为各类大、中、小型土木工程项目选用合理的地基处理方案提供咨询服务。
3. 与地基有关的工程事故的原因分析。
4. 提供与地基有关的工程事故补救咨询服务。
5. 古建筑抢救加固, 危房加固以及旧房加层及改建的咨询服务。
6. 为建设单位完成地基处理工程提供综合性科技咨询服务。
7. 为地基处理新技术、新材料和新工艺的开发和应用提供咨询服务。
8. 推广和转让地基处理新技术, 以及计算机软件。
9. 培训地基处理技术人员。
10. 接受有关主管部门委托, 承担地基处理项目的技术论证及科技成果的评议或技术鉴定。
11. 为涉外工程地基处理提供咨询服务。

联系地址: 浙江大学土木工程系岩土工程研究所, 邮政编码, 310027。

联系人: 张友苓

CFG桩复合地基处理多层住宅地基的试验研究

唐建中 阎明礼

黄祥铸

(中国建筑科学研究院地基所)

(南京浦镇车辆厂设计室)

前言

我国利用碎石桩加固地基是从七十年代开始的,作为碎石桩加固软弱地基的工程实例较多,而且积累了不少经验。但是当天然地基承载力较低时(如80kPa),而要求加固后的承载力较高时(如250kPa),碎石桩加固方案就较难实现,例如怀柔县某工程,天然地基承载力80~100kPa,设计要求承载力150kPa,采用干法碎石桩加固方案,复合地基承载力只有120kPa。北京黄村某工程天然地基承载力120kPa,要求加固后承载力180kPa,采用干法碎石桩加固方案后承载力只有150kPa。文献[1]给出两组荷载试验曲线(见图1),一组为天然地基型荷载试验(3m×3m),另一组为碎石桩大型复合地基荷载试验(3m×3m),含四桩。从图1中可看出两组P-S曲线的差别很小,说明碎石桩复合地基加固后的承载力无明显提高。

下面对碎石桩复合地基承载力提高幅度较小的原因作一简单分析。

通常用下式估算复合地基承载力:

$$R_{sp} = [1 + n(k-1)]R_s \\ = [1 + n(k-1)]\alpha R = \xi R \quad (1)$$

其中 $\alpha = R_s/R \quad (2)$

$$\xi = [1 + n(k-1)]\alpha \quad (3)$$

R_{sp} : 加固后复合地基承载力

R_s : 加固后桩间土承载力

R : 天然地基承载力

α : 桩间土强度提高系数

n : 面积置换率

k : 桩土应力比

ξ : 承载力提高系数

对粘性土而言,一般 $n=0.07\sim 0.25$

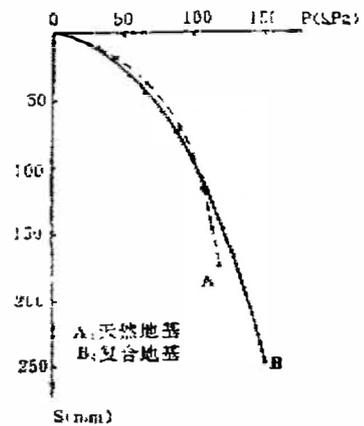


图1 大型荷载试验P-S曲线

$$\alpha = 0.6 \sim 1.2$$

$$k = 1.44 \sim 3.38$$

$\alpha < 1$ 说明加固后土的强度受扰动低于天然地基强度,对结构土,如在黄土或灵敏度较高的软土中常常碰到。随着恢复期的增长, α 值会逐渐增大甚至大于1。

将 n 、 α 和 k 值代入(3)式可得 $\xi = 1.2 \sim 1.6$,也就是说,在一般情况下碎石桩复合地基承载力比天然地基承载力可提高20~60%左右。

怎样才能提高碎石桩复合地基承载力呢?增加桩长可能是人们考虑的方法之一,为弄清桩长对复合地基承载力的影响,有人在同一场地做了相同桩径,不同桩长的单桩和单桩复合地基静载试验[2],地基土为亚粘土,轻亚粘土互层,承载力80~100kPa,采用振动水冲法成桩,桩径100cm,桩长分别为6m,8m和10m三种,如用 R_{p1} , R_{p2} 和 R_{p3} 分别表示桩长6m,8m和10m的单桩承载力, R_{sp1} , R_{sp2} 和 R_{sp3} 分别表示相应的复合地基承载力,便有: $R_{p1} = R_{p2} = R_{p3}$, $R_{sp1} = R_{sp2} = R_{sp3}$,且桩土应力比也基本相同,这一结果表明,靠增加桩长提高复合地基承载力是困难的。

文献[1]中给出的两组不同桩长的碎石桩单桩载荷试验曲线(图2)亦可说明这一点。

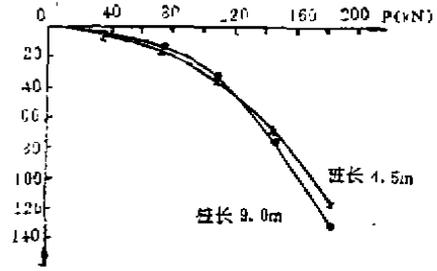


图2 单桩载荷试验P—S曲线

CFG桩复合地基

由(3)式可知,为了提高复合地基承载力即设法增加 ξ 值,可通过提高 n 、 α 和 k 来实现,实际上 α 的提高是有限的。 n 与桩径和桩距有关,实际上桩距不能太小,所以 n 值不可能很大,且 n 太大也很不经济,我们只好把希望寄予桩土应力比 k 值的提高,如果设计出这样一种桩,它不仅仅是在有限的桩长范围内承受荷载,而且在全桩长范围可以发挥桩周摩擦力并且有端承作用,更多地发挥桩的作用,以得到较大的桩土应力比,复合地基承载力就可以明显提高。

CFG桩(水泥粉煤灰碎石桩的简称),是在碎石桩体中加适量的石屑、粉煤灰和少量水泥加水拌合制成一种具有粘结强度的非柔性、非刚性的亚类桩。这种桩的骨干材料为碎石,掺入石屑可使级配良好,粉煤灰增加混合料的和易性并有低标号水泥的作用,增加桩体后期强度。

由于这种桩顶部以下6~10倍桩径为主要受力区,桩较长时可设计成上部强度较高、下部强度较低的变强度桩,以节省水泥掺量。本文结合南京浦厂多层住宅采用CFG桩复合地基加固工程的试验,对CFG桩复合地基的加固效果及承载特性进行初步探讨。

场地地质情况和试验方案

该场地位于长江冲积漫滩上,地基土自上而下描述如下:

- ①-1: 厚度0.7~1.2m的黄褐色新填土, 可塑状态;
- ②-1: 厚度约1.0m的亚粘土, 软塑状态, 承载力为90kPa;
- ②-2: 厚度为13~18m左右的淤泥质亚粘土, 流塑状态。其间发育有三层流塑状态的轻亚粘土透镜体, 承载力由100~135kPa不等。设计要求地基承载力不低于160kPa, 而现地基承载力达不到设计要求, 需做地基加固处理并选用了CFG桩复合地基加固方案。

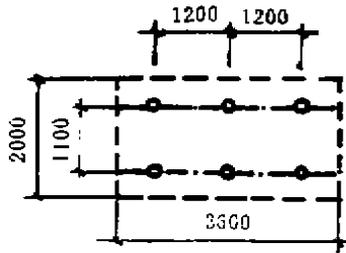


图3 试2

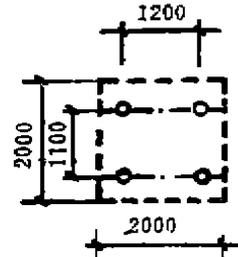


图4 试3

为考察CFG桩复合地基的加固效果和承载特性, 共做了八组荷载试验, 桩径40cm, 桩距1.2m, 其它参数详见表1。

试验数据汇总表

表1

编号	类型	承台尺寸 (m ²)	桩长 (m)	置换率 (%)	桩端土情况	图示	承载力 (kPa)
试1	天然地基	3.6×2.0	/	/	/	/	70
试2	含6根CFG桩复合地基	3.6×2.0	15.5	10.47	达透镜体	图3	320
试3	含4根素混凝土桩复合地基	2.0×2.0	10.0	12.56	未达透镜体	图4	155
试4	含4根CFG桩复合地基	2.4×2.0	15.5	10.47	未达透镜体	图5	190
试5	单桩CFG桩复合地基	1.2×1.2	15.5	8.73	未达透镜体	/	315
试6	单桩CFG桩复合地基	1.2×1.2	15.5	8.73	未达透镜体	/	205
试7	单桩素混凝土桩	/	15.5	/	达透镜体	/	250kN
试8	单桩CFG桩	/	15.5	/	达透镜体	/	250kN

试验结果和分析

图6 试1 为3.6m×2m天然地基荷载试验结果, 承载力为70kPa。

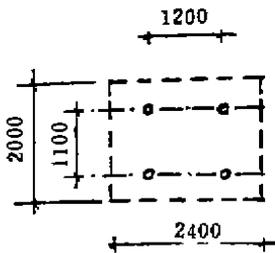


图5 试4

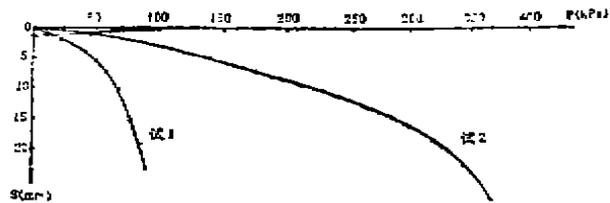


图6 大型荷载试验P-S曲线

图6试2为3.6m×2mCFG桩复合地基载荷试验结果,取 $S/B=0.01$ 时的承载力为320kPa。

由此可见,CFG桩复合地基承载力比天然地基承载力提高了三倍多,说明CFG桩复合地基加固地基后承载力提高幅度较大。

图7试3为四根10m桩长的素混凝土桩复合地基试验结果,桩端未达透镜体,取 $S/B=0.01$ 时的承载力为155kPa。

图7试4为四根15.5m桩长的CFG桩复合地基试验结果,桩端亦未达透镜体,取 $S/B=0.01$ 时的承载力为190kPa。

如果忽略置换率的影响(实际上试4的置换率反而比试3的小),二者桩端均未达透镜体(均落在软土层,无端层作用),说明增加CFG桩的桩长可提高其承载力。

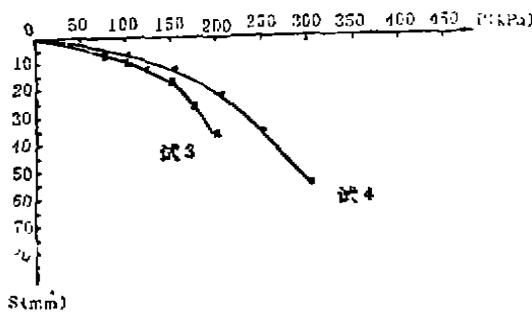


图7 含4桩复合地基试验P—S曲线

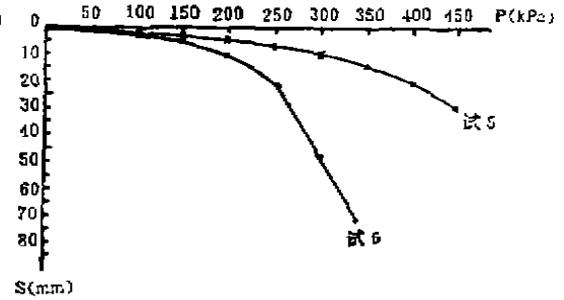


图8 单桩复合地基试验P—S曲线

图8试5为15.5m桩长的CFG桩单桩复合地基试验结果,桩端落在透镜体上,取 $S/B=0.01$ 时的承载力为315kPa。

图8试6亦为15.5m桩长的CFG桩单桩复合地基试验结果,而桩端未达透镜体(落在软土层上),取 $S/B=0.01$ 时的承载力为205kPa。

该两组试验曲线说明CFG桩的端承作用是非常显著的。

实际上从图6试2和图7试4的试验结果也可看出CFG桩的端承作用(参见汇总表)。试2和试4的桩长和置换率相同,试2桩端落在透镜体上,而试4桩端落在软土层上,试验结果试2承载力为320kPa,而试4承载力为190kPa。

图9试7、试8分别为素混凝土桩和CFG桩单桩试验,桩长均为15.5m,桩端均落在

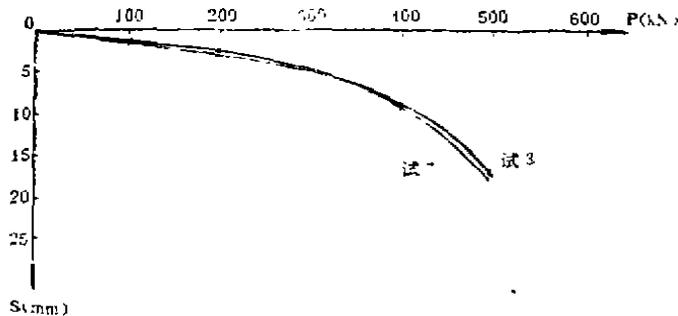


图9 单桩试验P—S曲线

透镜体上,从试验结果看,两者 $P-S$ 曲线基本重合,这说明尽管CFG桩桩身强度要比素混凝土桩低得多,但它桩周摩擦力和桩端作用的发挥同素混凝土桩相比无明显差别。

CFG桩复合地基与素混凝土复合地基加固地基后的经济对比

南京浦厂现已建成十幢多层住宅,其中九幢用CFG桩复合地基加固处理方法,当时的单方造价为120元,一幢为素混凝土桩复合地基加固处理方法,当时的单方造价为250元,造价比为1:2.08。从单桩CFG桩和单桩素混凝土桩试验看,二者承载力一致;从对两幢(一幢用CFG桩复合地基加固,另一幢用素混凝土桩复合地基加固,二者层数、平面布置和桩数一致)的沉降观测看,二者的平均沉降差异甚小。这说明两种加固效果无明显差别,而用CFG桩复合地基加固方法却显得更为经济。

结语

通过以上试验结果的分析 and 比较,对CFG桩复合地基的承载特性和加固效果能到到如下几点认识:

1. CFG桩复合地基承载力提高幅度较大,并以根据设计要求,通过改变设计参数值使承载力有较大的可调性。
2. CFG桩是通过桩周摩擦力和桩端承载作用的发挥来承受荷载的,所以可通过增加桩长将桩打至好土层提高承载力。
3. 就本工程而言,CFG桩复合地基比素混凝土桩复合地基处理费用节约一半,经济效益明显。

参考文献

- [1] 南京水科院,软基加固新技术——振动水冲法,水利出版社,1984.6
- [2] 青海钾肥厂振冲加固试验报告,冶金部西北勘察公司
- [3] 《地基处理手册》编写委员会,地基处理手册,中国建筑工业出版社,1988.9

国外碎石桩加固技术发展的新认识

韩 杰 叶书麟

(同济大学)

〔摘要〕 笔者在大量阅读国外文献资料过程中, 结合自己的前期研究体会, 对国外碎石桩加固技术的历史过程、施工技术、适用性和理论分析等方面有了新的认识, 本文旨在为国内进一步发展碎石桩提供有益参考。

前言

在国内, 采用碎石桩加固地基已有十多年了, 这项技术已成为当前主要的地基加固手段之一, 已经而且现在还在继续得到推广应用, 这项技术的理论研究取得了很大成绩, 施工技术也有了很大改进, 不同方法的成桩工艺应运而生, 如挤密碎石桩和夯扩碎石桩等。在此同时, 国外也在不断地开发和运用新的施工技术, 进行深入、细致的理论研究, 为碎石桩加固技术的发展同样在作出努力。为此, 领略一下国外碎石桩加固技术的发展历史和研究动态, 可帮助我们更好地开展这项技术的开发、应用和研究。

历史过程

据Hughes和Withers(1974)引用Moreau等(1835)的资料介绍, 碎石桩最早在1835年由法国陆军工程师设计, 在 Bayonne 建造兵工厂车间时使用, 这个兵工厂座落在海湾沉积软土上。当时, 设计的碎石桩桩长为2m, 直径0.2m, 每根桩承担荷载 10kN。它的制作方法是: 在土中打入铁砧(象标桩), 然后拔出, 在形成的孔中填入块状石灰石。加固后, 建筑物的实际沉降量只有未加固前的 $\frac{1}{4}$ 。

在这之后碎石桩被人们所遗忘, 直至本世纪30年代, 由德国人发明了振动水冲法(简称振冲法)用来挤密粗颗粒土, 直接形成密实的粗颗粒土柱(桩)(当时是不添加碎石料)。直到本世纪60年代初, 振冲法开始用来加固粘性土地基。并形成碎石桩。从此之后, 一般认为采用振冲法在粘性土中形成的密实碎石土柱称碎石桩。随着时间的推移, 各种不同的施工工艺相应产生, 它们不同于振冲法, 但同样可形成密实的碎石土柱, 人们自觉或不自觉地套用了“碎石桩”的名称, 由此, 碎石桩的内涵扩大了。笔者认为不管加固的地基是砂性土还是粘性土, 只要制成的是以石料组成的柱体或桩体, 均应称为“碎石桩”。Juran等(1988)认为碎石桩代表施工过程的最后结果。国外还常将碎石桩和砂桩合称粗粒土桩(Granular Pile), 其它还有砾石桩(Gravel Pile)之说。

施工技术

按照施工工艺, Welsh(1987)将碎石桩施工方法分成三类, 即振冲置换法(Vibro-rep-

placement)、振冲排土法(Vibro-displacement)和其它方法,其中振冲置换法又称湿法,振冲排土法又称为干法,前者是以水冲成孔,而后者是以(高压)气冲成孔。笔者认为,传统的振冲挤密法是不添加碎石料的,也就不可能形成碎石桩。Juran等(1988)则分四类对碎石桩施工方法进行了统计分析,即振冲置换法占79%,振冲排土法占4%,锤击碎石桩法占13%,振动Compozer法(即日本的砂桩施工法)占4%。此外,Liaus(1984),Rahimi等(1987)和Kwang等(1990)展现给人们的又是一种新型的碎石桩方法,即振冲-动力密实法或称强夯置换法(图1),它是利用重锤冲击成孔,回填石料后夯击密实成桩的一种方法。笔者试图将碎石桩的各种施工方法归纳为三大类,见表一。表中振冲挤密法与早期的方法有所不同,它往往是添加碎石料的,而且它为部分置换和部分排土,为此,它介于置换法和排土法之间。

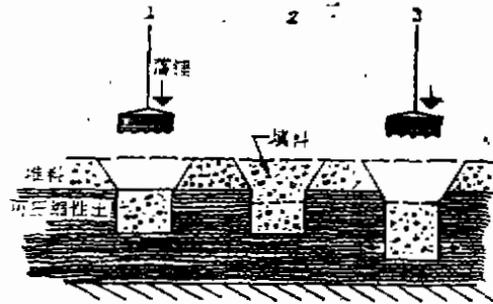


图1 强夯置换法

碎石桩的分类

表 1

分类	施工方法	成 桩 工 艺	国 家
置 换 法	振冲置换法	采用振冲器水冲成孔, 振动压实碎石填料成桩	五大洲
	钻孔锤击法	采用钻机成孔, 锤击夯密碎石填料成桩	印度、日本等
	套管钻孔锤击法	采用沉管且钻孔取土方法成孔锤击夯密碎石填料成桩	新加坡等
	振冲挤密法	砂性土中, 采用振冲器水冲、振动液化、挤密成孔、填料、成桩	五大洲
排 土 法	振动气冲法	粘性土中, 采用高压气体成孔, 振动压实碎石填料成桩	西德、美国、加拿大等
	振冲-动力密实法 (强夯置换法)	采用重锤击成孔, 回填碎石料后, 夯密成桩	比利时、澳大利亚、新加坡等
	沉管法	采用振动或锤击沉管, 振动或锤击碎石填料密实, 并拔管成桩	日本、印度、澳大利亚
其 它 方 法	振冲混凝土桩法	采用振冲装置成孔, 以混凝土作为填料成桩	西德等
	水泥碎石桩法	采用套管成孔, 在碎石内加水泥和膨润土制造桩体	西德、美国等
	裙围碎石桩法	在单桩碎石桩或群桩周围设置刚性的(混凝土)裙围, 其目的是阻止碎石桩上部的鼓胀变形	印度
	预配式碎石桩法	为了提高成桩效率, 用一定规格直径的竹笼在地面上预制碎石桩, 然后下放到预先钻好的孔中, 并由落锤夯实碎石填料成桩	印度

适用性

碎石桩加固方法和其它加固方法比较, 其适用范围比较广泛。从土质方面看, 砂性土、人工填土、粉土、粘性土(包括饱和淤泥质土)地基均可适用。Barksdale等(1983)、Welsh(1987)和Juran等(1988)都撰文指出, 振冲置换法可适用于不排水抗剪强度 $C_u = 15 \sim$

50kPa的粘土以及高地下水位情况，振冲排土法则适用于 $C_u = 30 \sim 60\text{kPa}$ 的低灵敏度地基土以及低地下水位情况。Greenwood甚至认为，即使在粘性土不排水抗剪强度低于 7kPa 时仍可成功地制桩（引自Bell, F.G., 1981）。Juran等（1988）指出，在他们统计的24项工程中有75%的工程加固是软粘土和粉土，其余25%是松散的粉质砂土和填料。对于粘性土，不排水抗剪强度 C_u 的应用统计情况如下：

$C_u < 10\text{kPa}$	—12%
$10\text{kPa} < C_u < 15\text{kPa}$	—15%
$15\text{kPa} < C_u < 20\text{kPa}$	—27%
$20\text{kPa} < C_u < 25\text{kPa}$	—15%
$25\text{kPa} < C_u < 30\text{kPa}$	—12%
$30\text{kPa} < C_u < 50\text{kPa}$	—19%

由此可见， $C_u < 20\text{kPa}$ 的情况占54%。

在国内，一般都认为振冲法只适用于地基土不排水抗剪强度 C_u 大于 20kPa 的情况，这可能引用了日本新见吉和（1972）和英国S. Thorburn（1976）早期所提出的观点。前几年，国内也有几项成功的工程实例，其不排水抗剪强度 $C_u < 20\text{kPa}$ （笔者在沿海某工程采用振冲法处理地基土的 $C_u = 15\text{kPa}$ 的工程，并获得了成功）。为此，几乎有这样一个观点，即这是对国际上规定的不排水抗剪强度不得小于 20kPa 的重大突破。笔者通过对上述资料的了解，认为引用新见吉和（1972）和Thorburn（1976）的观点是值得商榷，或只是一种早期的说法。这里笔者还可提供Smoltezyk等（1979）展示的图表（图2），当时，他认为地基土的不排水抗剪强度不能小于 $10 \sim 15\text{kPa}$ 。

然而，笔者在阅读有关文献资料的过程中还发现，地基土越软，采用碎石桩的置换率越高，对于地基土的不排水抗剪强度小于 20kPa 的情况，其置换率一般为 $0.30 \sim 0.50$ ，有时甚至超过 0.5 （Juran等，1988）。

国外，碎石桩主要用于以下几个领域内的地基加固：

- （1）高速公路路堤和挡土结构地基；
- （2）建筑物和重型厂房地基；
- （3）重型机器、油罐和筒仓等地基；
- （4）其它应用，包括铁路路基、码头结构、围堰和边坡稳定。

Juran等（1988）对28项工程统计表明，碎石桩用于加固路堤的占33%，建筑物地基占21%，重型机器等地基占38%，其它应用占8%。由此可见，国外碎石桩主要加固上述第一和第三项领域，这与国内的情况有所不同（主要用来加固建筑物地基）。近年来，国内高速公路的建造工程逐渐增多，是否可采用碎石桩来加固地基是值得考虑的。因为碎石桩具有提高地基承载力（包括抗滑能力）、减少沉降量和加速排水固结的作用。

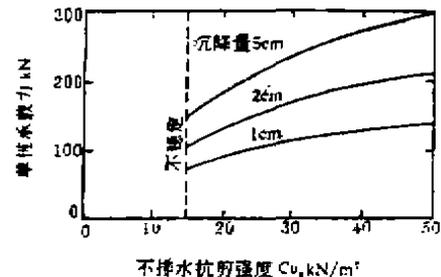


图2 碎石桩单桩承载力设计图表
（引自Smoltezyk, 1979）

碎石桩极限承载力

国外关于碎石桩极限承载力已进行了一系列的研究，如图3所示。按计算公式建立的假定来看，可归纳为以下六类，即(a)被动土压力或塑性破坏方法；(b)整体剪切破坏方

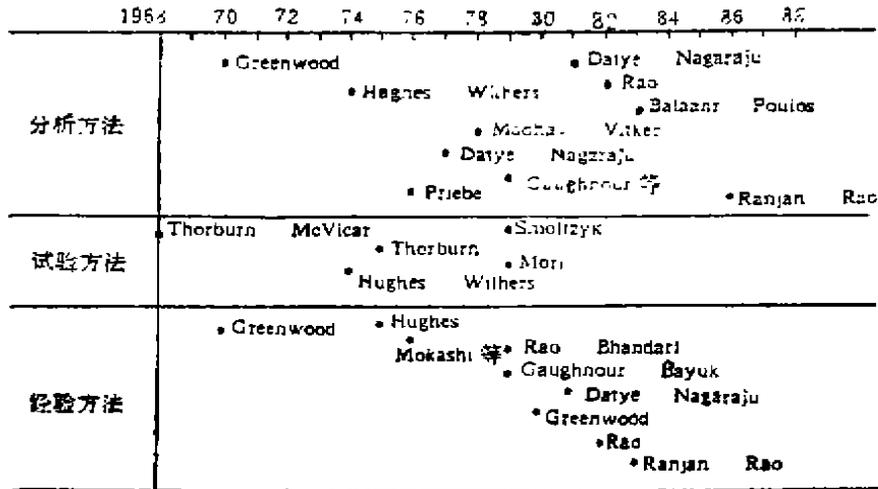


图3 碎石桩极限承载力的主要研究情况

法，(c)侧向极限应力方法或旁压理论；(d)单元体方法；(e)经验方法和(f)试验方法。现简述如下：

(a)被动土压力方法

其基本假定为：碎石桩受荷膨胀而产生的主动土压力由桩周土的被动土压力来平衡，其代表公式为：

$$q_{ult} = \gamma Z K_p + 2C_u \sqrt{K_p} + q \cdot K_p$$

- 式中 q_{ult} ——碎石桩的极限承载力；
- γ, C_u ——土的重度和不排水抗剪强度；
- Z ——桩的膨胀深度(包括基础埋深)；
- K_p ——桩周土的被动土压力系数；
- q ——地基土上超载。

(b)整体剪切破坏方法

Madhav和 Vitkar (1978) 将碎石桩看作一个碎石槽，并以平面应变问题进行分析，Prandtl理论是公式建立的基础，即

$$q_{ult} = CN_c + (\gamma \cdot B/2)N_r + \gamma \cdot D_f \cdot N_q$$

- 式中 c, γ ——分别为桩周土的内聚力和重度；
- D_f ——基础埋深；
- N_c, N_r, N_q ——无量纲因子，与碎石和土的性质及(A/B)比值有关，如图4所示

A、B —— 分别为碎石槽的宽度和基础宽度。

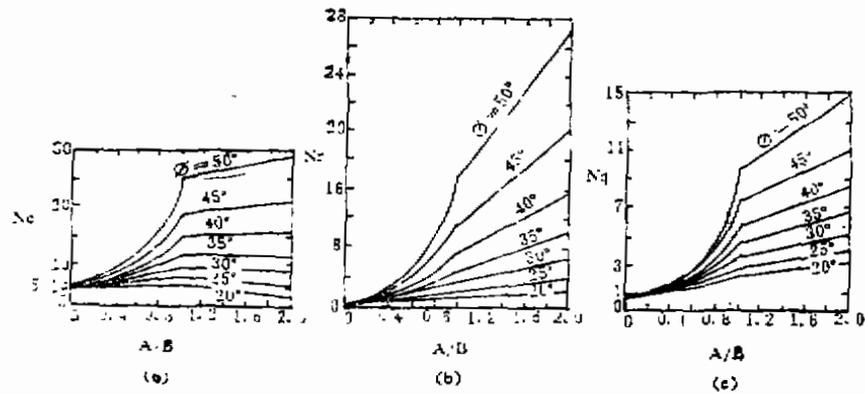


图4 承载力因子: (a)Nc, (b)Nr和(c)Nq(引自Madhav和Vitkar, 1978)

(c) 侧向极限应力方法

在这种方法中, 碎石桩被考虑为一种单独不可压缩的刚塑性柱体, 它包含于一个半无限刚塑性软土中(Schlosser和Juran, 1983)。有关侧向极限应力 σ_{rl} , 目前有几种不同的计算方法, 但它们可写成一个通式, 即

$$\sigma_{rl} = \sigma_{ho} + KCu$$

则

$$q_{ult} = K_p \cdot \sigma_{rl} = K_p \cdot (\sigma_{ho} + KCu)$$

式中 σ_{ho} —— 深度Z处的初始总侧向应力, 但其值随计算方法不同而有所不同;

K —— 常量, 但也与计算方法有关, 据Ranjun(1988)统计, 其值一般为3~5。

为了统一起见, 还可将上式表达为

$$q_{ult} = K_p \cdot K' \cdot Cu$$

式中 K' —— 另一个常量, Broms(1979)推荐下式, 该式具有一定的代表性。

$$q_{ult} = 25Cu$$

与此类似, Brauns理论的简化式为 $q_{ult} = 20.75$

(d) 单元体方法

单元体方法是一种简化的分析方法, 主要是将一根单独碎石桩与其周围土体看作为一个单元体, 并对此进行分析的方法。Proctor(1976)、Goughnour和Bayuk(1979)、Bakam和Poulos(1981, 1983)等都以此为基础并作进一步的假设进行了不同的分析。这里桩土应力比n是分析的主要对象, 如图5所示, α 为碎石桩的置换率。

(e) 经验方法

这里主要介绍三种经验计算图表:

- (i) Thorburn和Mevicar建议的图表(图6)。
- (ii) Hughes、Withers(1974)和Thorburn(1975)建议的图表(图7)。
- (iii) Smoltzyk(1979)建议的图表(图2)。

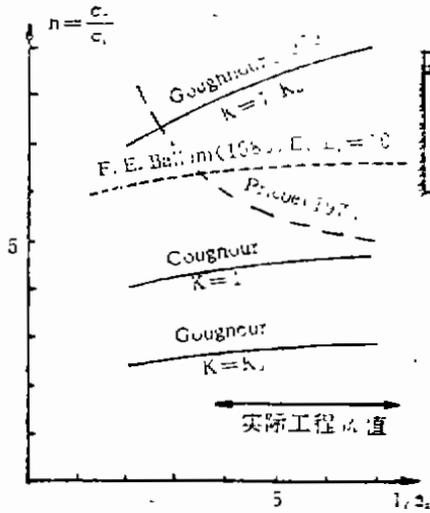


图5 桩土应力比 n 与 $1/a$ 间关系
(引自Schlosser和Juran, 1983)

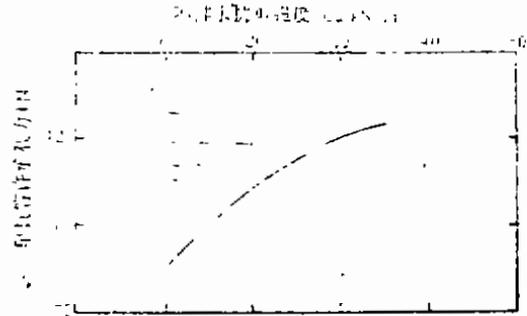


图6 单桩容许承载力与不排水抗剪强度间关系
(引自Thorburn和McVicar, 1968)

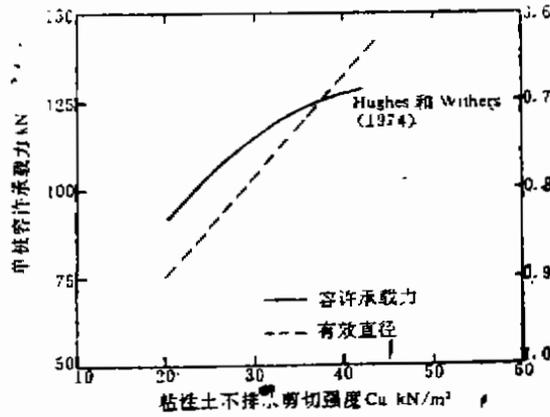


图7 粘性土不排水抗剪强度与单桩容许承载力关系(引自Thorburn, 1975)

(f) 试验方法

试验方法主要立足于现场静载荷试验。

沉降计算

国外有关这方面的计算方法可归纳为三大类：即(a)分析方法(包括有限单元分析和弹性理论分析)；(b)经验方法以及(c)试验方法。Ranjan(1989)还列举了近二十种计算方法。但是最为常用的还是以下几种方法

(一) 沉降折减法

沉降折减法的最简单表达形式为：

$$s = \beta \cdot s_0$$

式中 s ——碎石桩加固范围内的沉降量；
 s_0 ——上述范围内原天然地基的沉降量；
 β ——沉降折减系数。

然而， β 的取值或计算公式各式各样，图8展示了儿种方法的成果，即沉降折减系数 β 与 a_s 间的关系。

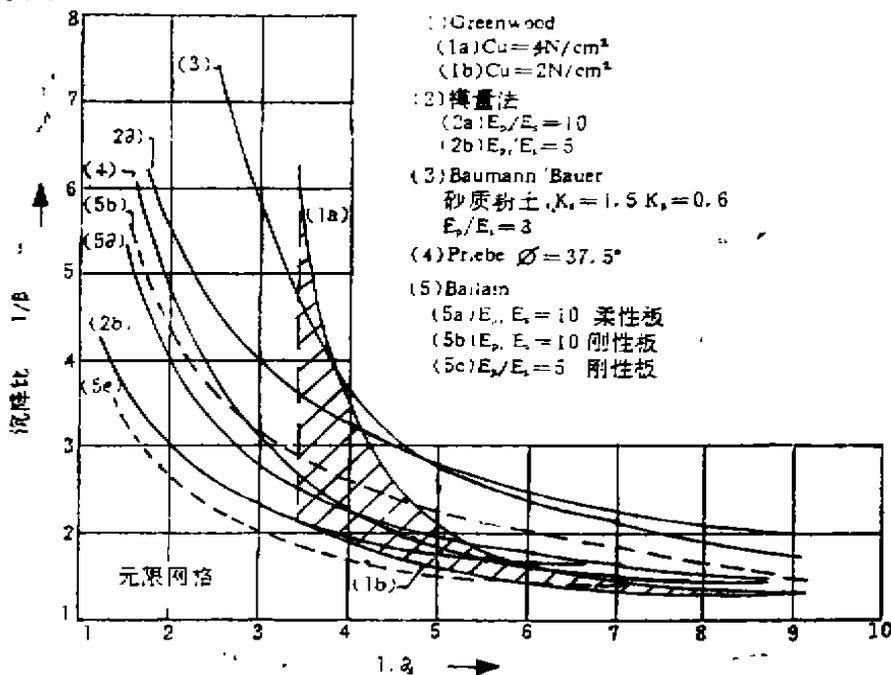


图8 沉降折减系数 β 与置换率 a_s 间关系

但是目前用得最多而且简便的公式还应算下式

$$\beta = \frac{1}{1 + a_s(n-1)}$$

式中 a_s ——碎石桩置换率；
 n ——桩土应力比。

(二) 分层总和法

如图9所示，如果碎石桩未打穿压缩层，则总沉降量 s 是由碎石桩加固后复合地基(FGRK)的沉降量 s_1 和下部未加固土层(KROZ)的沉降量 s_2 两部分所组成，即

$$s = s_1 + s_2$$

地基中附加应力按 2:1 方法扩散。若加固范围内与未加固范围内土层分别划分成 n_1

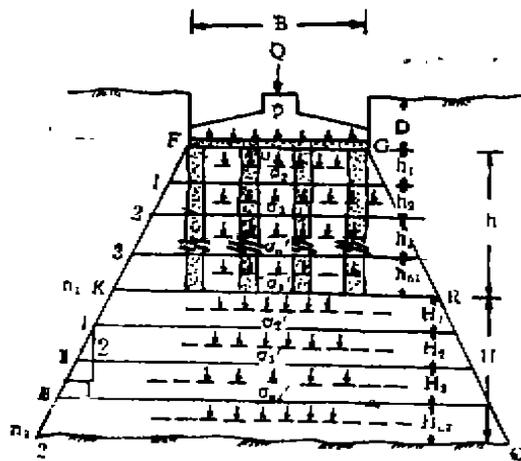


图9 非完全贯入桩加固地基的沉降计算

层和 n_2 层, 则加固范围内土层的沉降量为

$$s_1 = \sum_{i=1}^{n_1} \sigma_i / E_{s,i}$$

未加固范围内土层的沉降量 s_2 为

$$s_2 = \sum_{i=1}^{n_2} \sigma_i \cdot h_i / E_{s,i}$$

其中 σ_i 、 σ_j ——分别为加固范围内第 i 层和未加固范围内第 j 层的平均竖向附加压力;

h_i 、 h_j ——分别为加固范围内第 i 层和未加固范围内第 j 层土层厚度;

$E_{s,p}$ 、 $E_{s,i}$ ——分别为加固范围内第 i 层复合土和未加固范围内第 i 层地基土的压缩模量, 且 $E_{s,p} = [1 + a_i(n-1)]E_{s,i}$, $E_{s,i}$ 为加固范围内第 i 层桩间土的压缩模量。

(三) 折算法

Nayak(1980)则提出采用载荷试验所获得的沉降量折算建筑物基础沉降量的经验公式, 即

$$\frac{s_f}{s_p} = \left[\frac{B_f}{B_p} \cdot \frac{s^2}{D^2} \cdot \frac{Dt}{D} \right] I$$

式中 s_f ——在设计荷载时碎石桩地基上基础沉降量;

s_p ——在载荷试验中当荷载达到设计荷载时碎石桩地基上载荷板的沉降量;

s 、 D ——碎石桩间距和直径;

B_f 、 B_p ——基础和载荷板宽度;

D_i ——碎石桩加固厚度;

I ——经验系数, 一般取0.06~0.10。

固结度计算

国外Goughnour和Bayuk(1979)认为一般常用的排水砂井理论也适用于计算复合地基的沉降与时间关系。为了考虑涂抹作用, Barksdale和Bachus(1983)提出将桩径乘以 $(\frac{1}{2} \sim \frac{1}{15})$, 并且一般可假定水平渗透系数为垂直渗透系数的3~5倍。Balaam和Booker(1979)也曾从碎石桩桩群中选出一个具有代表性的单元体进行固结度的数值分析。对于荷载通过刚性筏基施加的等应变问题, 分析表明, 随着桩、土弹性模量之比 E_p/E_s 的增大, 碎石桩承担着更大的荷载, 从而加速固结。对于比值 E_p/E_s 从1增大到40时, 达到固结度50%所需的时间减小到原来的 $\frac{1}{10}$ 。若荷载不通过刚性筏基, 而直接作用在碎石桩地基上(自由应变情况), 则比值 E_p/E_s 对固结率没有明显的影响。吉国等(1971)在排水砂井的基础上考虑了应力集中现象, 提出了以下计算公式

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_r \nabla^2 u + \alpha \frac{d\bar{u}}{dt}$$

式中 c —— 桩间土径向固结系数;

α —— 常量, 与应力集中和变形状态有关, 取决于桩、土模量之比和置换率。

当 $\alpha = 0$ 时, 上式即为 Barron 解。随着 α 值的增大, 固结速率也就加快。笔者 (1990) 提出的固结系数折算方法与此类似, 但简化了, 即

$$c' = c \left(1 + N \cdot \frac{a_s}{1 - a_s} \right)$$

式中 N —— 桩、土模量之比;

a_s —— 置换率;

c 、 c' —— 桩间土的固结系数与折算固结系数。

几点体会

1. 据现有资料介绍, 碎石桩加固地基的概念最早产生于 1835 年, 而 1937 年是振冲法“诞生”的年代。
2. 碎石桩是一个广义名称, 代表施工过程的最后结果。
3. 碎石桩施工技术近年来有了很大发展, 种类增多, 以少用水和不用水的为多见。强夯置换法加固松散土不失为一种有效办法。
4. 振冲置换法适用于不排水抗剪强度 $C_u = 15 \sim 50 \text{ kPa}$ 的地基土的观点, 在国外已被普遍接受, 并且已有一定量的成功工程实例。
5. 碎石桩加固高速公路路基是值得考虑的。
6. 应对各种承载力和沉降计算公式进行统计分析, 以确定较为符合工程实际的计算公式。
7. 碎石桩地基固结度计算考虑应力集中因素是合适的。

参考文献

- [1] Ranjan, G. (1989), Ground treated with granular Piles and its response under Load, Indian Geotechnical Journal, 19(1).
- [2] Juran I et al (1988), Soil improvement methods for reinforcing foundation soils Volume 6, stone column.
- [3] George, A. et al (1987), In-situ ground reinforcement, Soil Improvement-A ten year update.
- [4] Ranjan, G. (1990), Skirted granular piles-installation techniques and utility, Conf. on deep foundations practice. Singapore
- [5] Nayak, N.V. (1989) The recent advances in design and execution of stone column foundations, XII Int. Conf. SM and FE

- [6] Madhav M.R.(1982), Recent developments in the use and analysis of granular piles. Symp on Recent Developments in Ground Improvement Techniques, Bangkok
- [7] 一本英三郎、三好一(1981), 砂れき杭工法, 最新软弱地盤ハント“ア”ック
- [8] 一本英三郎、森本辰雄(1972), サンドコンパクションバイブルエ法, 土質安定工法便覧
- [9] Baumann V. and Bauer, G.E.A. (1974), The performance of Foundations on various soils stabilized by the vibro-Compaction method Can.Geotech.J., 11
- [10] Mitchell, J.K. et al (1981), Soil Improvement-general report X Conf.on SM and FE Stockholm Vol.1
- [11] Ballam, N.P.and Poulos, H.G. (1983) The behavior of foundations supported by clay stabilized by stone column 8th ECSMFE Helsinki, Vol.1
- [12] Balaam N.P. and Booker, J.R.(1981) Analysis of rigid rafts supported by granular piles Int. Journal of Numer Method in Geomech.No.5
- [13] Bell, F.G.(1981)Foundation Engineering in Difficult Ground
- [14] Rahimi, M.M.& Bayetto, P.M.(1987) Ground improvement by vibro dynamic compaction techniques,Prediction and Performance in Geotechnical Engineering,Calgary
- [15] Barksdale R.D. and Bachus R.C.(1983) Design and Construction of stone column Vol I Report No SCEGIT-83-10 FHWA School of civil Engineering, Georgia Institute of Technology
- [16] Hughes J.M.O and withers,N.J.(1974) Reinforcing of soft cohesive soils with stone columns Ground Engineering,Vol.7.No.3
- [17] Kwang W.L. et al(1990) Unified approach to ground improvement by heavy tamping ASCE(GT) Vol 116 No 3
- [18] 韩杰、叶书麟、曾志贤(1990), 碎石桩加固沿海软土的试验研究, 工程勘察, 第5期。
- [19] 韩杰、叶书麟(1990), 理想碎石桩地基的围结度计算, 复合地基学术交流会。

国产塑料排水板的性能和在工程中的应用

叶柏荣

(交通部三航局科研所)

[摘要] 自1981年我国生产出 SPB—1 型塑料排水板后, 至今已有十多个品种, 经测定其性能与国外产品类似, 但价格为其五分之一, 据不完全统计, 至今约有 3000 万延米用于工程中, 取得了明显的经济效益和社会效益。本文介绍了国产塑料板的性能品种、测试方法、设计计算和在工程中的应用情况、采用的机械和工艺, 并提出今后应注意和研究的问题。

概述

1934年瑞典杰尔曼(W. Kjellman)发明了纸板排水法, 1937年应用到现场, 开始外形为管状, 1939年该法获得专利。为节省材料, 外形制成板状, 第一个产品是杰尔曼研制的断面为 $3.5 \times 100\text{mm}$, 由两条有10条沟槽的纸板粘接起来的硬纸板, 同年建造了这种板的专用机械。60年代该法传入日本, 风靡一时, 但由于纸板存在湿强度低、易腐蚀、耐久性差等缺点, 虽经化学或超声波处理, 仍未得到应有的改善, 故趋向衰落。随着化纤工业的发展, 70年代P. Risseuw和L. W. A. Vanden Elzen采用30cm宽的Colbond KH630·聚脂无纺布物板, 开创了塑料板的新纪元。该法具有重量轻、运输方便、施工设备简单、工效高、劳动强度低、施工费用省、产品质量稳定和排水效果有保证、对土层的扰动小、适应地基变形的性能好等优点, 故发展很快。

在我国, 最早是河海大学在1981年与南京塑料研制厂合作生产出来的SPB—1型塑料板, 1982—1984年在天津新港成功的进行了我国第一个塑料板——堆载预压加固软基的试验工程, 1985年又在天津新港东突堤首次开发成功了塑料板——真空预压加固软基的方法。上述工程的成功为将塑料板应用于软基和超软基工程奠定了基础。现该法已用于堆载预压、真空预压、自重预压和强夯加固软基工程中, 也可作为消除打桩振动挤压、确保周围环境安全的措施, 并正在向其他方面发展, 涉及的领域已从陆上发展到水上; 塑料板的品种也从SPB—1型、SPB—1B型发展到STK—A型、SPD型、SVD型、SJB—1型; 打设机械也从通用型向专业型、垂直型向倾斜型、陆上设备向水上设备发展。现该法在港口工程、建筑工程、电力工程、道路、机场跑道、水利工程及市政工程等方面大量使用。据不完全统计, 至1990年全国已有3000万延米塑料板用于工程中, 取得明显的经济效益和社会效益。

国产塑料板的性能及测试方法

目前国外市场上出售的塑料板已有50~60种。归纳起来, 基本上分成两类:

第一类是微孔板式。它由单一材料制成, 表层为两片聚氯乙烯(或其他高分子材料)

微孔薄片粘合(或压合)而成,中间具有多孔管道。这类塑料板制作工艺比较复杂。

第二类是带滤膜套式,它用两种材料组合而成,中间为带有各种通水孔道的芯板或乱丝、花式丝的芯板,外面包裹一层无纺土工织物滤层,国内的所有型号都属于此类。

至今世界上还没有一个国家对塑料板规定过国家标准,只制定过有限定范围的暂行规程。我国也只制定过南京市标准DB/3201Q18-87及天津新港标准。经对七组国产不同型号的塑料板试验后认为,国产塑料板能达到与南京标准,其性能与国外产品类似(见表1),但价格为国外产品的五分之一。

国内外产品的性能比较

表1

测试项目	单位	DB/3201Q18规定值		国内产品的 变化范围	国外某些产品的性能			
		SPB-1	SPB-1B		荷兰 Colbond drala	日本 Castle Board	马来西亚 FD.	荷兰 Mebra
单位长度重量	g/m	90—100	100—110	105—137	33.3			
排 水 芯 板 厚 度	mm	>3.5	>4.0	4.4—5.6	3.5	2.6	4	3—4
宽 度	mm	100±2	100±2	98.1—100	91	95	100	100
抗拉强度	kN/10cm	>1.0	>1.3	1.1—2.73	1.91	2.5	2.6	1.0
伸 长 率	%			9.7—16.7	27			
纵 向 通 水 量	cm ² /s	15	25	18.8—53.5	32	36.1	27	25
滤 膜 单 位 面 积 重 量	g/m ²			71—92	168			
厚 度	mm			0.38—0.59	0.8			
抗拉强度(干)	N/cm	>15	>30	25.8—66	103			
抗拉强度(湿)	N/cm	>10	>20	11.6—27.0	100			
渗 透 系 数 ×10 ⁻²	cm/s	>5×10 ⁻⁵	>5×10 ⁻⁵	2.1—7.0		1.5	7×10 ⁻²	1×10 ⁻²
O ₂	mm	<0.075	<0.075	<0.06				0.075

为了获得正确的指标,必须统一测定方法。

(一)塑料板的抗拉强度和延伸率。这是最基本的力学性能,也是塑料板成败的关键。复合体的试件长度可取10cm,宽为整板宽(一般为10cm)。滤膜可用狭条试件,长取10cm,宽取5cm。复合体的拉伸速率取200mm/min,滤膜取10mm/min。浸水时间可取24小时。试验件数不能少于5条。

(二)塑料板的纵向通水能力。这是最根本的水力特性,也是加固效果好坏的决定因素。要测定不同侧压力(50—350kPa)、在不同加压时间下,塑料板发生不同纵向压缩变形和不同水力坡降下的通水能力。建议水力坡降为0.6—1.0。侧压力根据塑料板在地基中实际情况决定。加压时间定为24小时。试验表明,在折曲二个90度或更严重时,通水能力下降23—50%,仍不影响加固效果。

(三)滤膜的透水性和隔土性。要求滤膜孔径能使土体中的孔隙水通畅地透过,同时又能防止微细土粒通过,以保证孔隙水的不断排出。为此须满足下列要求。

$$\text{透水性 } \frac{O_{15}}{d_{15}} > 5 \quad \text{隔土性 } \frac{O_{15}}{d_{85}} < 5$$

式中: d_{15} 、 d_{85} ——周围土体粒径分布曲线中占15%和85%的粒径。

O_{15} ——滤膜开口孔径分布曲线中占15%的孔径。

国产塑料板在工程中的应用及计算方法

在较厚的软土中插入塑料板,可缩短排水距离,加速土体固结。由表2看出,采用塑料板后都取得了满意的加固效果,承载力提高了1—2倍,固结度达85~97%。与袋砂井相比,造价可降低15~26%。塑料板的真空度传递损失率约为袋砂井的一半。在欠固结土和新填填的软土中,可用塑料板来加速土体自身的固结。在房屋建筑中,利用建筑物本身的重量及施工荷重作为予压荷重,也能同样达到固结排水的目的。在桩基和老建筑物之间插入1~2排塑料板可减小打桩振动挤压对周围环境的影响。

为使塑料板布置合理、效果明显,下述问题需要考虑:

(一) 固结度与其对应的时间

堆载予压或真空予压下地基任一深度的径向固结度 U_r 为

$$U_r = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M} \sin \frac{H}{M} Z_r e^{-B_r t} \quad (1)$$

地基平均径向固结度

$$\bar{U}_r = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} e^{-B_r t} \quad (2)$$

式中 $M = (2m+1)\pi/2$, $m=0,1,2,\dots$

Z —深度

$$B_r = \frac{8c_v}{d_r^2} \left/ \left(F_0 + \frac{8}{M^2} \cdot \frac{n^2-1}{n^2} G \right) \right.$$

G —井阻因子, $G = (K_s/K_w) \cdot (H/dw)^2$

$$F_0 = \left(\ln \frac{n}{s} + \frac{K_s}{K_r} \ln s - \frac{3}{4} \right) \frac{n^2}{n^2-1} + \frac{s^2}{n^2-1} \left(1 - \frac{K_s}{K_r} \right) \left(1 - \frac{s^2}{4n^2} \right) \\ + \frac{K_s}{K_r} \cdot \frac{1}{n^2-1} \left(1 - \frac{1}{4n^2} \right)$$

H —加固土体的厚度

K_s —径向固结系数

n —井径比, $n = de/dw$

$$S = ds/dw$$

de 、 dw 、 ds —塑料板影响直径、换算直径和涂抹区直径

K_s 、 K_w 、 K_r —涂抹区、塑料板、土体径向渗透系数

塑料排水板的应用实例

表2

工程名称	土质情况	加固面积 ×10 ⁴ m ²	塑料排水板			荷载 kPa	效果			
			布置方式	间距 m	长度 m		沉降 cm	固结度 %	承载力 kPa	十字板强度 kPa
深圳皇岗口岸一期工程	表层填土0.5—1.3 ^m 其下为0.5—13.4 ^m 的淤泥质亚粘土	24	正三角形	1.0	7—13		130.9	97	109 (提高一倍)	
利港电厂煤场	地表为软塑粘土1.4—1.7 ^m 下为2.4—3.7 ^m 淤泥质亚粘土	7	正三角形	1.4和2.0	5	107	42	91	从50提高至110	
连云港庙岭煤码头西侧吹填区	表层0.5—0.7 ^m 铁板砂,下为4 ^m 厚淤泥		正方形	1.0	10	80 (真空预压)				
南京西郊水厂	以淤泥质亚粘土为主	20.25				强夯				从27提高至37
蛇口工业区三突堤集装箱码头堆场	淤泥厚12.6 ^m	20	正方形	0.9和1.1	14.5—15	150	328.65 (东区) 241.71 (西区)	93.9 85.2		从7.1提高至25.3—30.3
天津新港东突堤	表层新吹淤泥4.5 ^m 其下为7.5 ^m 淤泥淤泥质粘土再下为7 ^m 饱和软粘土	48	正方形	1.3	20—23	97 (真空+堆载)	131±0.4	91		从4.5提高至26.7
天津新港四港池后方	地下17 ^m 属淤泥质粘土和淤泥质亚粘土	0.125	正方形	1.3和1.6	10	68				增加1倍
莘松高速公路	表层人工填土1.3—2.5 ^m ,共下为亚粘土8.5—10 ^m	0.6	正三角形	1.5, 3.0, 4.5	12	填土3 ^m	78			
珠江电厂厂址	厚20 ^m 以上的淤泥	30	正方形	1.5	20	120	94.9—96.7	94.9—96.7		加荷90天从22提高至38
椒江市石油公司和物资公司办公大楼二栋	20—30 ^m 厚的高压缩性土	二栋10层楼	正方形	1.4	16	楼房自重预压	62	80		
镇江大港木材中转陆库	上层为淤泥质亚粘土和轻亚粘土最厚处为10 ^m ,其下为灰黄色和灰色亚粘土	3.3	正方形	1.5, 3.0, 4.5和6.0 (过渡区)	10					资料正在整理
天津新港东突堤北侧	表层吹填3.2 ^m 淤泥和淤泥质土其下为18 ^m 厚海相沉积淤泥和淤泥质土	2.4	正方形	1.5	12.5和16.5	74.88	125.9	89		从22提高至70
上海×××高层建筑	上层为10—15 ^m 褐黄色亚粘土和淤泥质粘土		在桩基与老建筑物间打设、在桩位四周打设塑料板长10 ^m				打桩结束后20小时,超孔压降低32.94%,且消散率比不打塑料板高3倍以上			
上海×××饭店	上层为14 ^m 淤泥质亚粘土、粘土,下层为14 ^m 亚粘土、粘土		同		上		在塑料板外侧超孔压降低36%			

若不考虑井阻和涂抹作用, 则(2)式可简化为下式

$$\bar{U}_r = 1 - e^{-\frac{3 - c_H t}{d e^2 \cdot F_n}} \quad (3)$$

式中
$$F_n = \frac{\pi^2}{\pi^2 - 1} \left(\ln \pi - \frac{3}{4} \right) + \frac{1}{\pi^2 - 1} \left(1 - \frac{1}{4\pi^2} \right)$$

注意堆载予压下的指标应在正压下测定; 真空予压下的指标应在负压下测定。

竖向固结度 \bar{U}_v 可按常用方法计算, 在此不再赘述。

考虑径向竖向固结时, 地基的总固结度 $\bar{U}_{r,v}$ 可按下式求得

$$\bar{U}_{r,v} = 1 - (1 - \bar{U}_r)(1 - \bar{U}_v) \quad (4)$$

为便于计算, 有现成的各种图表可供查用。

实际工程中可根据现场实测的沉降曲线推求最终沉降量 S_∞ 。据此可较准确地推算发生某沉降 S_t 时的固结度 U , ($U = \frac{S_t}{S_\infty}$), 同时也可求出达到所需固结度的时间。推算最终沉降量常用的方法有指数法、星野法、双曲线法和三点法。笔者通过实践认为三点法较为理想, 该法为

$$S_\infty = \frac{s_3(s_2 - s_1) - s_2(s_3 - s_1)}{(s_2 - s_1) - (s_3 - s_2)} \quad (5)$$

式中 s_∞ —推求的最终沉降量

s_1, s_2, s_3 —时间 t_1, t_2, t_3 时实测沉降量, 需满足 $t_3 - t_2 = t_2 - t_1$

(二) 固结过程中强度的增长和加荷时间的控制

强度的增长可按下列式计算

对于正常固结的饱和土

$$\Delta \tau = U \Delta \sigma \operatorname{tg} \phi_{cs} \quad (6)$$

对于超固结饱和土

$$\Delta \tau = U(\Delta \sigma - \sigma_0) \operatorname{tg} \phi_{cs} \quad (7)$$

对于欠固结饱和土

$$\Delta \tau = U(u_0 + \Delta \sigma) \operatorname{tg} \phi_{cs} \quad (8)$$

式中 $\Delta \tau$ —固结度达 U 时的强度增量

U —固结度

$\Delta \sigma$ —予压时的应力增量

u_0 —自重时存在的超孔隙水压力

σ_0 —超固结压力, $\sigma_0 = P_0 - \sigma_s$

P_0 —先期固结压力

σ_s —现有自重压力

ϕ_{cs} —土壤的固快内摩擦角

在堆载予压和自重予压工程中,已知强度增长即可确定下一级荷载的大小及加荷的时间;但在真空予压工程中,土体在负压作用下会失稳,故荷载可一次加上,不需分级,从而可节省加荷时间和降低加固费用。为了保证施工安全,人们常在现场埋设沉降仪、位移计、孔压计,观测加荷过程中的变化情况,并制定了一些控制标准。

饱和粘性土受力后,土体产生固结、压缩的变形称为主固结,土粒骨架的调整、薄膜水体的转化和压缩产生的变形称为骨架蠕变或次固结,前者可用加速土体排水固结的方法来提前完成,后者则不能,故需弄清二者的分界点,可按下列图式确定。

$$\lg \left[\frac{\epsilon(\infty) - \epsilon(t)}{q_0} \right] = \operatorname{tg} \alpha - 0.434 r t \quad (9)$$

式中 q_0 —荷载

$\epsilon(t)$ 、 $\epsilon(\infty)$ —时间 t 和最终时的应变

α 、 r —表征粘性土体变形特性的流变常数

t —时间

根据 q_0 和实测沉降换算的应变代入公式(9)得到图1所示的 EAC , BA 为曲线, AC 为直线, A 点即为分界点, A 点以下为次固结阶段,失去排水效应,若要增加沉降量,就要增大荷载 q_0 。

(三) 计算参数的确定

1. 固结系数:室内试验的数据一般偏小,为取得正确的数据,必须在现场进行测定,也可根据现场实测孔压消散曲线和沉降时间关系曲线来推求。根据天津、上海、广州、深圳等很多工程推求的结果,现场得出的固结系数为室内的1.5~2.0倍。

2. 换算直径及插入深度:换算直径一般按下式进行。

$$d_s = \alpha \frac{2(b + \delta)}{\pi}$$

式中 d_s —换算直径

b —塑料板宽度

δ —塑料板厚度

α —换算系数, $\alpha = 0.75 \sim 1.0$

插入深度应根据加固区的土质情况及工程要求来确定。新加坡Changi机场插入深度为43m,国内达25m。

3. 涂抹与井阻: Hansbo及美国“垂直排水工程指南”中建议,涂抹区直径 d_s 一般取1.5~3.0倍换算直径。奥地利 Polyfelt 公司认为涂抹区内的渗透系数 $K_s = 0.125 \sim 0.5 K_0$ (K_0 为原状土的渗透系数)。井阻的大小与孔道的渗透性能、排水能力、板的长度有关,比较复杂,应通过实测确定。

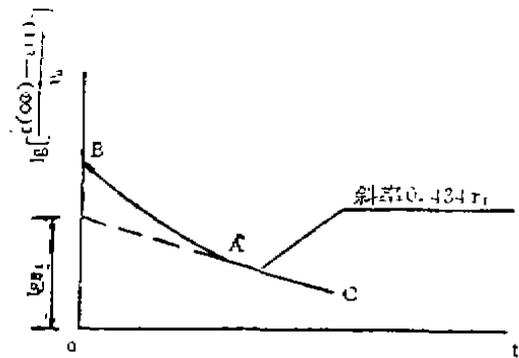


图1 饱和粘性土的压缩变形特性示意图

我国常用的插板机械类型及性能

塑料板通过插板机插入土中,要求插板机械具有较低的接地压力,较高的稳定性、移动迅速、对位容易,插入速度快、对土的扰动小,供能方便,易于操作。我国的插板机按其类型一般可分为:

(一)门架式——这是目前国内用得最多的一种类型。其移位速度和接地压力的性能都较好,造价也低。但门架下需铺设轨道和枕木,所需辅助工人较多(约4人)。

(二)步履式——移位一次要做四个动作,影响台班效率,不太实用。

(三)履带式——灵活性、移位速度及接地压力都较理想,但结构较复杂,造价较高,一般需对外接电源,个别位置柴油发电机组。在地面有水情况下采用履带浮箱插板机。

(四)插板船——为适应水上工程的需要,应将插板机配置于船上,可多台同时工作,为降低劳动强度和提髙工效,我所制成水下自动切割机。塑料板一般是垂直于地面的,根据工程要求,也可倾斜,已制成倾角 48° 的插板机。

今后的研究课题

塑料板以其特有的优点已在国内很多工程中得到应用。为使其发挥更大的作用,建议开展以下几方面的研究工作。

(一)加强机理和设计理论的研究,如塑料板插入土中和土体发生垂直、水平变形后,水、土、板间相互作用的关系,井阻和涂抹作用;有关参数的确定和简易实用的计算方法等。

(二)制定统一的质量标准,提出统一的试验方法,成立全国性的塑料板检测中心,使质量能得到保证和提高。

(三)扩大应用范围,发挥更大作用。如从陆上开发到水上;从软基开发到桩基;从加固开发到消能;从垂直开发到倾斜;从单一型开发到复合型;从一种规格开发到系列化。

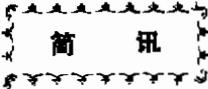
(四)制定监测标准,完善监测系统和制度,加强工程监测,以保证加固效果。

(五)施工工艺和施工机械的完善、改进和提高。研制效率高、能耗小,对土扰动少和能在无电源情况下工作的插板机;配备自动记录深度、垂直度和根数的自控系统;研制水上专用插板船;设置自动水平控制系统,自动位置决定系统,自动施工管理系统,自动切割机;研制重复使用的钢靴等以降低费用。

参考文献

- [1] 塑料板排水法加固软基技术的现状和展望 河海大学 刘家豪
- [2] 塑料板—真空予压加固超软地基 交通部三航局科研所 叶柏荣
- [3] 塑料板排水予压的设计与应用 天津港湾工程研究所 曾锡庭

- [4] 塑料排水板加速珠江三角洲粘土的主要固结变形 广东省航道勘测设计研究所 王盛源
- [5] 塑料排水板室内技术指标测试结果及分析 南京水利科研院 马梅英
- [6] SVD垂直排水板在软基处理中的应用 上海铁路局科研所
- [7] 塑料排水板质量指标和检测方法讨论 河海大学管理系软基小组
- [8] 塑料排水板超载予压现场试验 南京水利科研院 汪繁京、魏汝龙
- [9] 珠江电厂厂区分基加固效果的分析及研究 交通部四航局科研所 费民康



简 讯

第六届全国土力学及基础工程 学术讨论会在上海举行

中国土木工程学会土力学及基础工程学会于1991年6月18日至22日在上海同济大学举行第六届全国土力学及基础工程学术讨论会,来自全国各地的370余名代表参加会议。

开幕式由副理事长陈仲颐教授主持,理事长周镜教授致开幕词。开幕式后进行大会综合报告。综合报告分七个专题,它们是:土的基本性质及测试技术;天然地基、土与基础相互作用及特殊地基;桩基础;堤、坝和支挡建筑物;地基处理;土动力学;地下工程、环境工程、近海工程。大会分七个组分组报告论文。闭幕式由理事长周镜主持,七个组向大会汇报了分组报告论文及讨论情况,最后由陈仲颐教授致闭幕词。

大会圆满地完成了预定任务。会议论文集已由同济大学出版社和中国建筑工业出版社联合出版。论文集选入论文206篇。论文集的内容大体上反映了第五届学术会议以来,我国在土力学及基础工程方面的主要成就,可供同行们参考。

全国土力学及基础工程学术讨论会每四年举行一次,1995年将在西安举行第七届学术讨论会。

本刊编辑部

工程施工钻探废泥浆处理技术

郑继夫 邓大同

【摘要】 随着城市建设的发展,工程施工钻探的应用领域不断扩大,在施工中产生的大量废泥浆对环境污染日益严重,也增加了施工成本。本文对废泥浆处理方法及国内废泥浆处理的现状做了简要介绍,供读者在进行废泥浆处理工作时参考,并便于选择合适的处理方法及设备。

前言

工程施工钻探(包括灌注桩、地下连续墙等)大都利用泥浆稳定孔壁,携带钻碴。在钻进过程中由于泥浆中含有大量的钻碴,使泥浆性能变坏,产生大量的废泥浆和终孔后浇注混凝土替换出来的废泥浆都需要进行处理。就废泥浆处理问题笔者根据搜集的部分资料及一些工作经验做一简单介绍。

废泥浆处理方法

1. 化学处理废泥浆

化学处理废泥浆是一种成本低,对环境污染小,容易进行的方法。通常是在废泥浆中加入无机化学处理剂或高分子有机化学处理剂。

废泥浆中大部分细颗粒属胶体颗粒范围,小于1微米,这些细颗粒很难沉淀,采用常规机械方法也很难清除。泥浆中粘土颗粒一般带负电荷,加入无机化学处理剂〔例如 CaCl_2 、 $\text{Fe}_2(\text{SO}_4)_3$ 〕可以中和其负电荷,使粘土颗粒表面正电荷增多,使固相颗粒聚结、沉淀。高分子有机化学处理剂是一种桥联剂(例如聚丙烯酰胺),它通过吸附——架桥——絮凝达到处理目的。

化学处理废泥浆时无机化学处理剂或高分子聚合物桥联剂最优处理的室内评价方法有:

〈1〉 pH值。一般情况下,随处理剂加入量的增大液体的pH值下降,利用pH值随处理剂加入量的变化曲线,可确定其最优加量。

〈2〉 毛细吸水时间(CST)。用CST评价废泥浆处理后的滤失和稳定性,它主要与废泥浆中的固相含量,处理剂的性质及加入量有关。当处理剂加入量增高时,滤失水增加,CST减小。

〈3〉 ζ -电位。用zeta电位仪测定胶体颗粒表面 ζ -电位变化。胶体颗粒表面一般带负电荷,加入 Ca^{2+} 、 Fe^{3+} 、 Fe^{2+} 等阳离子后,吸附在胶体颗粒表面,引起负电荷减少,稳定性

降低。无机化学处理剂的最佳添加量是与电荷等于零。

(4) 自由水重量百分比。废泥浆经过化学处理后，静置一定时间，沉淀出液体（自由水）的重量除以废泥浆总重量，再乘以100%，得出重量百分比。处理效果好的自由水重量百分比高。

废泥浆经化学处理后，被分离出的液体达到环保部门的要求后，可排入废水管道，固相部分经堆放风干，可就地掩埋或运走。

2. 机械处理废泥浆

在城市钻探施工中，由于场地狭窄，化学处理后的废泥浆堆放受到限制，所以还要在施工场地内设置带脱水机的废泥浆处理装置，在现场进行废泥浆处理，泥饼运走，分离液排入废水管道。在国外废泥浆的处理早已得到重视，所以废泥浆的处理设备也多种多样。处理的方式有真空式、离心式和加压式等，最常用的是压滤机、碾压机和离心脱水机等。

(1) 压滤机

压滤机滤板之间可形成泥饼的空间，絮凝物在空间内通过滤布过滤，经过一定时间后，打开框架，推出脱水泥饼。废泥浆处理流程见图1。

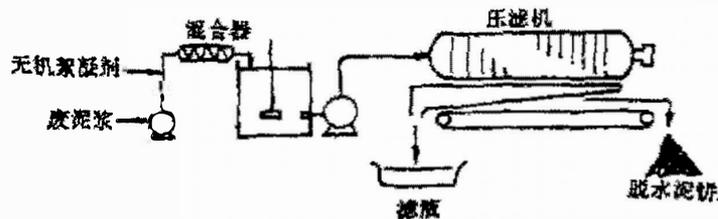


图1 压滤机废泥浆处理流程

压滤机因为脱水操作是间歇式，麻烦些，但是因为泥浆压力能够加至 $3 \times 10^5 \text{ Pa} \sim 7 \times 10^5 \text{ Pa}$ ，脱水时间可达30~60分钟，所以能够单独使用无机絮凝剂进行处理。处理后的泥饼能够直接用卡车运走。

(2) 碾压机

辊式碾压机或带式碾压机的脱水原理是由行走皮带和透水性滚筒或者双层透水网带夹着絮凝物，由行走皮带的外侧用轧辊等加压，连续脱水。废泥浆处理流程见图2。

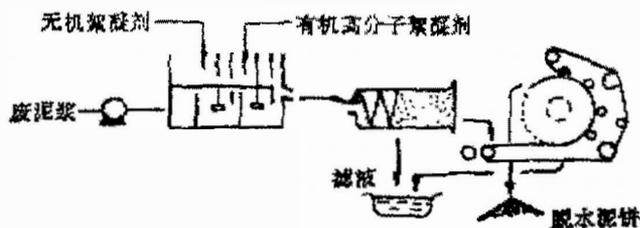


图2 碾压机废泥浆处理流程

碾压机由于能够连续脱水，作业效率高。为使脱水容易，必须结合使用无机和有机高分子絮凝剂进行前期处理。

这种废泥浆处理方法的加压力一般在 $1 \times 10^5 \text{ Pa} \sim 1.5 \times 10^5 \text{ Pa}$ ，脱水时间1~2分钟，脱水泥饼比压滤机处理的软些。

〈3〉 离心脱水机

离心脱水机是利用泥浆内固体与水的不同比重，机器旋转产生离心力使泥水分离。离心脱水机的构造如图3。

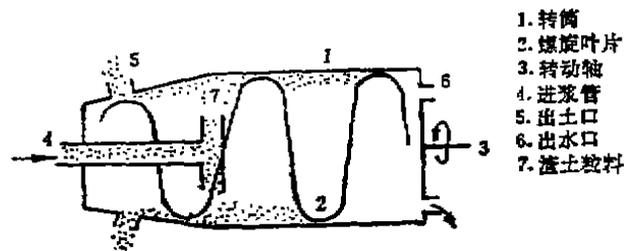


图3 离心脱水机

在电动机的带动下，筒体转动，重颗粒在离心力的作用下，附着于筒壁上，再经过螺旋叶片将土颗粒集中到出渣口处排除。清液则自出口排走。

〈4〉 造粒脱水机

连续造粒脱水设备是一个较大的旋转圆筒，在一定的方向上作慢速度的旋转。筒内由造粒、分离、脱水三部分组成。其构造如图4。

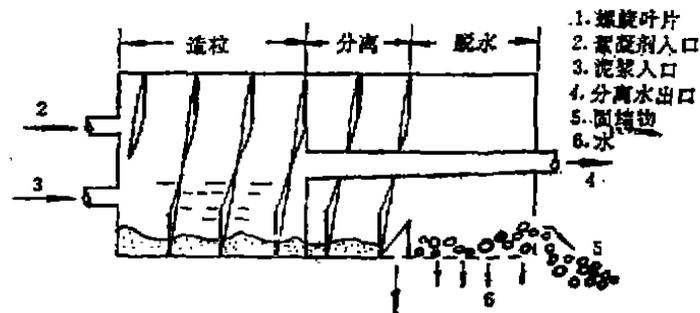


图4 造粒脱水机构造

将废泥浆及絮凝剂投入旋转筒内，在旋转过程中泥浆与筒壁碰撞或相互碰撞形成大量的絮凝体，然后这些含水量较大的絮凝体和水一起导入分离部的空间内，在筒内壁上螺旋叶片作用下，将粒丸送到脱水固结的空间内，在此处粒丸的水通过壁上的窄缝流走，最后成为含水量低的泥团粒丸，从圆筒末端排出来。

3. 固化处理废泥浆

将废泥浆导至地上专用设备，与固化材料混合搅拌成为具有自硬性的泥浆。

所使用的固化材料为：水泥系粉末固化材料及硅酸钠溶液和木质素磺酸盐等添加剂。

固化处理时，向废泥浆中添加硅酸钠溶液，搅拌混合后再添加普通硅酸盐水泥或者混合硅酸盐水泥，并根据需要再添加木质素磺酸盐或羧酸盐，强制搅拌后静置。随着时间的推移，废泥浆逐渐凝结固化。

该方法不需要大规模设备，处理费用较低，可在短时间内简单、迅速地固化各种废泥浆。固化物可作为回填土再次利用，可防止环境污染。

我国废泥浆处理技术现状

我国目前对废泥浆的排放还没有严格的规定,所以施工单位对废泥浆的处理多采用罐车将产生的废泥浆运到郊外,排放到池塘、河流、田里。这样不仅造成了环境污染,而且也大大增加了施工成本和劳动强度,且误工误时。也有偷偷排放堵塞下水道的例子。

对于废泥浆处理方面的研究我国起步较晚,近两年才开始研究。为适应环境保护的需要,地质矿产部水文地质工程地质技术方法研究所从八七年开始对水井施工和工程钻探施工产生的废泥浆的处理工艺及处理设备进行了研究,并于八九年五月通过技术鉴定。该成果具有国内先进水平,填补了我国废泥浆处理技术中的一项空白。FC—A型废泥浆处理机采用双层过滤网带碾压方法进行连续脱水。该机结构紧凑、性能可靠、占地面积小,使用方便。

该成果的工艺流程为:废泥浆→调整处理→化学处理→机械处理→液相处理。

FC—A型废泥浆处理机的主要性能指标为:

单机废泥浆处理量:4米³/小时;

处理后的泥饼含水率:40~50%;

处理后的废水:达到工业“三废”排放标准;

主机动力:5.5瓩;

安装后设备尺寸:3700×2400×3500毫米;

设备总重量:3000公斤。

国内还有一些单位也对废泥浆处理进行了研究,如上海人防科研所研制了湿式造粒脱水机,其技术参数为:

理论转速:1.388~8.355转/分;

设备动力:1.5瓩;

处理后的泥团含水量:75%左右;

外型尺寸:3390×1282×1450毫米;

处理量:8米³/小时。

该机的优点是容易拆装,便于保养,运转噪音小。缺点是处理后脱水泥团含水量较高,比一般淤泥含水量还大些,所以最好让脱水泥团在现场堆放1—2天再运走。

上海特种基础工程研究所也对废泥浆处理进行过试验研究,采用真空吸滤板进行废泥浆处理,也取得了较好的效果。

此外,煤矿建井研究所也进行过此方面的研究,并生产废泥浆处理设备。

结语

虽然我国废泥浆处理工作刚刚起步,但已得到普遍重视,取得了一些经验。我们还要学习国外的先进技术,争取在废泥浆处理方面有新的突破。

钻孔压浆成桩法应用于地基抗液化处理

沐道生

(北京市地铁地基工程公司)

【摘要】本文是大秦铁路怀柔输变电站采用“钻孔压浆成桩法”作桩基础的典型工程实例,也是通过不排水条件下的粉细砂液化层、饱和砂夹卵石层钻孔压浆成桩,进行对抗液化处理的一次探索和尝试。文中扼要地介绍了桩基试验、桩基施工和效果检查。并阐明了“钻孔压浆成桩法”边钻孔边压水泥浆护壁成桩的新工艺及其技术特点。实践证明:“钻孔压浆成桩法”是地基抗液化处理的一种新方法。

目前,我国常用振冲(或碎石桩)法,打预制桩和高压旋喷注浆法固定液化层防治液化,但对不排水条件下的粉细砂层、饱和砂夹卵石层采用“钻孔压浆成桩法”进行抗液化处理,在国内外还未见有资料可资参考。我公司于一九八七年在大秦铁路怀柔输变电站桩基施工中,采用“钻孔压浆成桩法”顺利通过粉细砂液化层、饱和砂夹卵石层压浆成桩固定液化层防治液化获得了成功,创造了解决这一难题的先例,并对地基抗液化处理开辟了新途径。

工程概况

大秦铁路怀柔输变电站,位于北京市怀柔县城东唐自口村小溪东侧,主楼为5层框架结构,采用桩基础。

该工程的地质条件是:地面以下1.3m为杂填土;往下2~3m为粉细砂液化层,局部夹有中下密粗砂或卵石或中亚粘土;再往下4m为卵石层,局部有细砂和重亚砂土夹层,卵石最大粒径30cm。地面以下0.5~1.65m见地下水并与西侧常年湍流不息的小溪相通。

桩基试验及施工

(一) 桩基试验

为寻求采用“钻孔压浆法”作桩基础进行对抗液化处理的可能性,在该变电站西北角围墙内,先进行了试验。由于液化层和砂卵石层很厚,试钻两孔深9.5m,在不采取压浆护壁的情况下,当 $\phi 250\text{mm}$ 钻杆提起后,坍塌严重,塌孔范围最大达 $\phi 1.5\text{m}$ 。为此,试验边钻孔边压水泥浆护壁成桩的新工艺,获得成功,并做了5根 $\phi 250\text{mm}$ 试验桩(桩长4.8~8.2m),经开挖检查,桩身混凝土密实,无缩径、断桩现象。静载荷试验结果,单桩容许承载力为:抗压350~400kN,抗拔150kN,达到了设计要求,因此,设计单位确定采用“钻孔

压浆成桩法”施工。

(二) 桩基施工

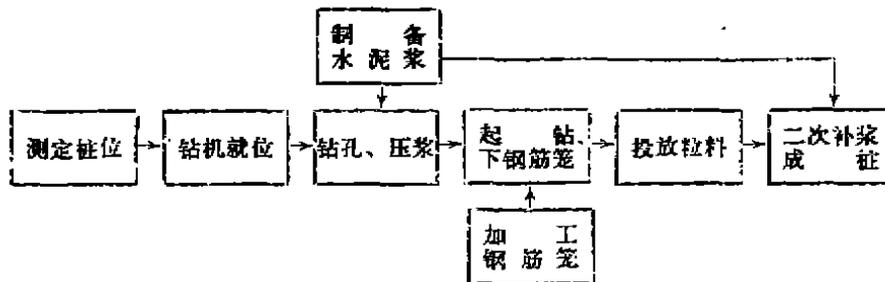
该工程工期要求紧迫, 施工使用两套钻机机械设备按照边钻孔边压水泥浆护壁成桩的新工艺实施, 实际纯工作时间不到三个月, 完成了 $\phi 300\text{mm}$ 的基础桩987根。

竣工后, 对其中12根桩又进行了抗压、拔、推的载荷试验, 抽查检测结果, 全部达到标准: 单桩容许承载力平均为抗压500kN、抗拔150kN、抗水平推力20kN。经联合检查验收, 确认桩的承载力和质量均符合设计要求。

施工工艺

(一) 施工程序: 主要是根据设计图测放桩位、加工钢筋笼, 按水灰比制备护壁或成桩水泥浆, 钻孔, 起钻, 下钢筋笼, 投放粒料(为粗骨料石子), 二次补浆成桩。

整个施工程序如图一所示。



图一 钻孔压浆桩施工过程图

(二) 施工工艺: 根据测定的桩位用长螺旋钻机钻孔一次到预定的标高, 随钻随清理排出的土方, 并察看土质、判断孔内的地质情况, 边钻孔边压水泥浆护壁成孔; 起出钻杆; 吊放钢筋笼就位并投填石子; 最后通过直通孔底的注浆管, 进行二次补浆, 至浆液达到孔口不下降为止。

根据地质条件, 控制注浆压力。通常情况下, 第一次压浆压力在 $1\sim 30\text{MPa}$ 之间, 二次补浆压力在 $2\sim 20\text{MPa}$ 之间。

钢筋笼通常由主筋、加劲箍筋和螺旋式箍筋组成。钢筋笼根据设计图加工, 经过实践, 一般认为螺旋式箍筋受力比单根箍筋受力好。如果桩太长时, 可分段制作。钢筋的接头和吊点必须焊牢, 其焊接质量、搭接长度应符合规范的要求。

投放粒料的粒径一般为 $2\sim 4\text{cm}$ 。粒料和浆液的体积比为石子: 水泥浆为 $1:0.8$ 。

为了控制混凝土的质量, 在同一水灰比的情况下, 每天在现场随施工制作两组试块, 一组在现场养护, 另一组在标准条件下养护, 并按规范要求进行了抗压强度试验。

工艺特点

经过多年实践, 我们认为钻孔压浆桩与常规的钻孔灌注桩方法相比, 除保留了长螺旋

钻孔灌注桩的优点外,还具有以下特点:

(一)一法多用,适应性强。一般螺旋钻机仅适用于干作业的粘性土、砂土和人工填土地层。泥浆护壁法虽适用于地下水 and 软弱地层中施工,但工序多,钻进慢,产生震动,并有大量泥浆浸溢,污染环境,下不适用于城市施工。而“钻孔压浆成桩法”,由于高压压注水泥浆本身起到护壁作用代替了泥浆护壁,融钻孔、压浆于一体,既适宜干作业施工,又能在有地下水、卵石、砂夹卵石、易塌孔的复杂地层或软弱地层中作业顺利成孔成桩,克服了螺旋钻机和泥浆护壁方法产生的弱点,起到一法多用的作用。

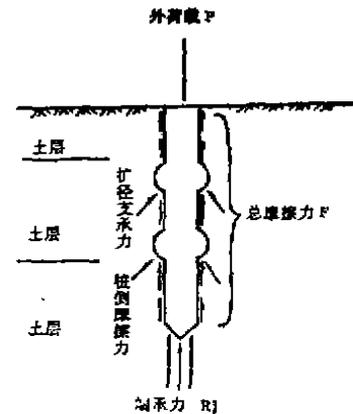
(二)不需清理桩底虚土,避免水下灌注砼,保证了工程质量。螺旋钻机钻到桩底标高,提钻时,塌落的孔壁土方落到孔底需清理。而“钻孔压浆成桩法”可随提钻随压浆,孔壁无虚土塌落,桩可直接作用在原状土上,提高了桩的承载力。

泥浆护壁施工需灌注水下混凝土,为了提高混凝土的强度,需增加水泥用量。又由于有泥浆影响混凝土的强度和钢筋的握裹力。而“钻孔压浆成桩法”直接压注水泥浆护壁,不需增加水泥用量、且混凝土的强度高,钢筋的握裹力好,既降低成本,又保证了工程质量。

(三)直接压注水泥浆,不会产生缩径、断桩现象。螺旋钻机钻孔,灌注混凝土时,由于钢筋笼配筋密,断面小,桩深无法振捣,混凝土易棚于钢筋笼上造成浆液流失及混凝土自身的收缩,会产生缩径以致断桩现象。而“钻孔压浆成桩法”压注的水泥浆为液状,投入的骨料是粗骨料比重大,易沉入浆液中,采用二次补浆不仅能使骨料与浆液均匀混合消除空隙,而且第一次压浆后,由于孔壁吸收、流失浆液而引起的空隙也得到填充,保证了混凝土形成均匀致密桩体,不会产生缩径、断桩现象。

(四)高压注浆可以提高桩的承载力。螺旋钻机泥浆护壁成孔,桩孔周围表面光滑,灌注混凝土无压力,形成光面混凝土桩体。而“钻孔压浆成桩法”由于采用高压注浆,不仅桩体致密,而且对桩体周围的土体有明显的渗透、加固挤密作用,且有局部的膨胀扩径形成“糖葫芦”式的桩体(见图一)增强了桩与土体的摩擦力。因此,形成的桩体,既有摩擦桩的优点,又保证了承载体的质量,提高了桩的实际承载力。根据试验资料,钻孔压浆桩单桩垂直容许承载力比普通灌注桩约提高60%左右。

(五)不用泥浆护壁,无污染,施工速度快。泥浆护壁法施工,需制备和排除泥浆及灌注水下混凝土,不仅施工工艺复杂,而且极大的影响工程进度和场容卫生。而“钻孔压浆成桩法”不用泥浆护壁,不灌注水下混凝土,既缩短了施工时间,又不会产生因制备和处理大量泥浆而带来的污染环境,影响施工速度、质量、造价等一系列弊端。这对于城市施工和改造、扩建、新建的基础工程,具有重要意义。



图二 钻孔压浆桩垂直承载力组成

(六) 用作帷幕桩时, 不需要任何辅助措施保证桩间土的稳定。螺旋钻机施工, 其钻进扰动了孔壁, 灌注混凝土又无法振捣, 形成的帷幕桩和孔壁土体结合不紧密, 为了保证桩间土的稳定, 必须采用背板、喷浆或其他辅助措施。而“钻孔压浆成桩法”由于采用高压注浆, 浆液的扩散、渗透、挤密加固作用, 使形成的桩体与土体紧密的胶结在一起, 保证了桩间土的稳定, 故作帷幕桩时, 就不需要再采用任何的辅助措施。

结语

(一) 该工程实践证明: “钻孔压浆成桩法”是地基抗液化处理的有效方法, 值得推广。

(二) 几年来笔者通过许多工程实践得到证明: 无论是软弱地层还是复杂地质条件下, 采用“钻孔压浆成桩法”做基础桩和帷幕桩都能顺利成孔成桩, 取得理想的效果, 现已在全国许多高难度深基础工程中应用。

简 讯

《桩基工程手册》编委会在上海松江举行

《桩基工程手册》编委会于1991年6月24日至26日在上海松江举行编委会议。会上各章第一编写人报告了主要内容, 听取编委们的意见。协调了各章之间的关系。会议还讨论了全书统稿工作和编写进度计划。计划于1992年夏完稿交中国建筑工业出版社出版。

《手册》分十六章, 八十余万字。由来自全国各地的桩基专家编写和审稿。《手册》的对象以从事桩基工程设计和施工中等以上工程技术人员为主, 理论联系实际, 着重反映我国在桩基工程中的实践经验和科研等方面的成就, 并适当介绍国外先进技术和经验。《手册》主要针对工民建专业, 兼顾铁路、公路及港口等其它专业。

本刊编辑部

对Brauns振冲碎石桩承载力公式的补充

陈龙珠

(浙江大学建工学院)

在振冲碎石桩的承载力计算理论中,布荣斯(Brauns, J.)计算公式常被采用。然而,在确定桩柱周围土体破坏面时,人们会遇到超越方程求解问题,对此目前采用试算法加以解决^[1,2]。本文目的是对这一方程提供一个解析解。

设软土中有一根碎石桩柱,承受极限荷载 P_c ,截头倒锥体 $BB'A'A$ 内的土体发生被动破坏,如图1所示^[2],土块 ABC 在桩柱径向应力 σ_{r0} 的作用下沿 BA 面滑出。假设桩柱破坏长度 $h=2r_0 \operatorname{tg} \theta_c$, $\theta_c=45^\circ+\phi_c/2$; $\tau_c=0$,土体切向应力也为零,不计地基土和桩体的自重。故可导出如下求解极限荷载 P_c 的一组公式:

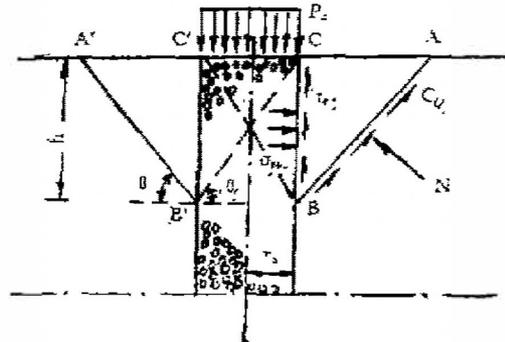


图1 Brauns公式计算图^[2]

$$\begin{cases} p_c = \sigma_{r0} \operatorname{tg}^2 \theta_c & (1) \\ \sigma_{r0} = \frac{2c}{\sin 2\theta} \left(\frac{\operatorname{tg} \theta_c}{\operatorname{tg} \theta} + 1 \right) & (2) \\ \operatorname{tg} \theta_c = \frac{\operatorname{tg} \theta}{2} (\operatorname{tg}^2 \theta - 1) & (3) \end{cases}$$

式中 c 是土的不排水抗剪强度, ϕ_c 是桩柱体的内摩擦角。式(3)就是上文所述的,目前尚用试算法求解的方程。显然,一旦求出式(3)中的 θ 值,碎石桩柱的承载力计算就是简单的事了。

为了便于求解式(3),将其重新整理成

$$\operatorname{tg}^3 \theta - \operatorname{tg} \theta - 2 \operatorname{tg} \theta_c = 0 \quad (4)$$

令 $p = -1$, $q = -2 \operatorname{tg} \theta_c$, 则

$$\Delta = q^2/4 + p^3/27 = \operatorname{tg}^2 \theta_c - \frac{1}{27} \quad (5)$$

由于一般碎石桩柱体内摩擦角 ϕ_c 为 $38^\circ \sim 42^\circ$ 左右,故有 $90^\circ > \theta_c > 45^\circ$,从而 $\operatorname{tg}^2 \theta_c > 1$ 。所以,式(5)中的 Δ 总大于零。

根据以上分析结果和一元三次方程解的性质^[3],式(3)关于 $\operatorname{tg} \theta$ 仅存在一个实数解:

$$\operatorname{tg} \theta = \sqrt[3]{\operatorname{tg} \theta_c + \sqrt{\Delta}} + \sqrt[3]{\operatorname{tg} \theta_c - \sqrt{\Delta}}, \quad (6)$$

考虑到 θ 的物理意义, 其值可由下式求出:

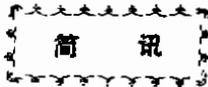
$$\theta = \arctg(\sqrt{\tg\theta_c + \sqrt{\Delta}} + \sqrt{\tg\theta_c - \sqrt{\Delta}}), \quad (7)$$

用解析解式(6)、(7)代入式(2)即可方便地求出相应的应力 σ_{r0} , 再由式(1)求出承载力 P_c .

例: 设碎石桩 $\phi_c = 38^\circ$, 则 $\theta_c = 64^\circ$, $\tg\theta_c = 2.0500$, $\Delta = 4.1667$. 将数据代入式(6)、(7)得: $\tg\theta = 1.807$, $\theta = 61^\circ$, 文献[1]试算结果与此一致。

参考文献

- [1] 地基处理手册编委会, 地基处理手册, 中国建筑工业出版社, 1988, 第182页。
- [2] 冶金部建研总院(主编), 地基处理技术~强力夯实法与振动水冲法, 冶金工业出版社, 1989
- [3] 简明数学手册编写组, 简明数学手册, 上海教育出版社, 1978



第二届全国土工离心模拟技术学术会议 在上海举行

中国水利发电工程学会水工及水电站建筑物专业委员会和中国水利学会岩土力学专业委员会土工离心模拟技术分委员会于1991年6月14日至17日在上海铁道学院召开第二届全国土工离心模拟技术学术交流会。会议回顾和总结了自1987年9月在武汉召开第一届学术会议以来我国在土工离心试验设备研制、离心模拟技术的发展及应用方法的主要成果, 评估了目前发展状况, 并展望今后发展方向。会议论文集收入论文19篇, 基本上反映了我国土工离心模拟技术目前水平。

本刊编辑部

各种地基处理方法汇总表

曾国熙 潘秋元

(浙江大学)

中国土木工程学会主编的《土木工程指南》中的《地基处理》一章制有各种地基处理方法汇总表,该表将各个方法的原理、最适宜的土类、以及优点和局限性汇总成为一个表。根据同志们的要求,先将该表发表于后,以供实用上参放。

表9.1 各种地基处理方法汇总

方法	原理	最适宜的土类	优点、局限性	
排 水	加载 预压	在建造建筑物之前进行预压,以消除沉降的大部分。经过一段时间之后,将预压荷载卸去再建造建筑物	软粘土、粉土、有机质沉积物、杂填土、	简易可行,效果显著。有成熟理论。处理土质较均匀。需要长时间,但对软粘土加用砂井,则可大大缩短预压时间。需土石方搬运机械。
	超载 预压	加载压力超过建筑物的永久压力。以消除次固结沉降的大部分。预压一段时间后,将多余荷载卸去	同上	超载预压是减小建筑物使用期间压缩土层次固结沉降的有效措施。其余同上。
水	砂井(含 各种塑料 排水带)	增加软粘土层的排水通道,缩短主固结阶段的固结沉降。同时加速强度的增长。	无机质软粘土,不适用于有机质沉积物(含泥炭等)	效果肯定。有成熟的设计和施工经验以及计算理论。常和加载预压结合。施工和预压都需要数月时候(如能争取早日施工,问题不大),预压荷载需要搬运机械。
	真空 预压	在软弱粘性土地基设置砂井或塑料排水带和砂垫层,在其上覆盖不透气密封膜。通过埋设于砂垫层的吸水管进行长时间不断抽气,使砂垫和砂井中造成负气压,而使软粘土层排水固结。	软粘土 对于哪一种构造(例如千层土)的软粘土效果较好尚待进一步探讨	可避免加载预压法中搬运土石方的麻烦。但预压压力有限,一般可达80kPa。压力不符合要求时,可同时另加土石方堆载。处理深度有限,真空泵需不断长时间抽气,电费较大。根据现有资料,处理深度不深。
固 结	降低 水位	通过从达于透水层的排水井中直接抽水,使土层中的地下水位降低,效果如同加载预压,而使土层固结。常与加载预压加砂井结合。降低水位可减小加载	砂性土,或软粘土层中或下层存在有透水层	效果肯定。可避免或减少加载法中搬运土石方的麻烦。其效果取决于可降低水位的深度。需不断长时间抽水,电费较大。

续表9.1

方法	原 理	最适宜的土类	优点、局限性	
表层夯实	采用人工或机械夯实、碾压或振动，使土密实。	填土、疏松无粘性土、非饱和粘性土、湿陷性黄土、	简易可靠，但仅限于浅层处理	
振	强夯	利用很重的锤从高处自由落下，使地基以冲击力和振动力，从而使土体密实	无粘性土、杂填土、非饱和粘性土、湿陷性黄土	需要一套强夯设备，操作尚简便，大面积处理，较为经济，对于上述适宜的土类，处理效果显著。曾有人扩大到处理饱和软粘土，则未能收效，务请慎重。由于强烈振动，对周围有大的影响。
	振冲致密	利用振冲器的水平振动力使饱和无粘性土层液化，颗粒重新排列而密实。如添加填充料振冲，对土层尚有挤密作用	粘粒含量少于10%的疏松砂性土	可用以处理饱和和非饱和的疏松砂性土，效果显著。处理后地基土性质较均匀。需要一套振冲设备。
挤	土桩或灰土桩	挤实桩间土体，形成土桩或灰土桩—土复合地基。在填充土料中还可添加粉煤灰	地下水位以上的湿陷性黄土、杂填土、素填土等	效果显著，尚经济。处理深度有限，常用以处理六、七层民用建筑物地基。为属灰土桩，需要有石灰。
	砂桩	挤密桩间土，形成砂桩—土复合地基	疏松砂性土、杂填土、非饱和粘性土	属于简易处理，效果显著。经济。不适宜于处理饱和软粘土，因为此类土不能挤密
	振动砂桩	振动重复压接管时对周围土体挤密。如用饱和软粘土，早期靠桩土复合地基，因此种砂桩直径较大，间距亦较小，在分期加荷下，由于排水固结，长期强度有显著提高	同上	需要有一套振动砂桩的设备。振动及挤压对周围有影响，如将用于饱和软粘土，务请慎重。
爆破	由于振动而产生液化和位移而达到较大密实度	饱和净砂，非饱和但经灌溉水饱和的砂、粉土、湿陷性黄土	快速，不贵。适宜于大面积处理。处理后土性质不均匀，表层的土未能改善。对周围有大的影响。施工时有危险，要注意安全	
开挖置换	将软弱土开挖一定深度，回填性质较好的土，为砂、砾、石渣等，分层夯实。由于回填土的强度较大，压缩性较小。且由于较坚硬的垫层能减少下层软弱土层的附加应力，从而可减小沉降，提高承载力	软粘土、有机质土、杂填土等软弱地基	垫层本身的强度和压缩性都较原来的土好，扩散附加应力性能良好。简易可靠。但置换的深度不可能很大。为遇地下水，对于重要工程，须附加降低地下水位设施。对于要求不高的建筑物，可采用水下抛填石渣或碎石。	

续表9.1

方法	原理	最适宜的土类	优点、局限性
振冲置换(碎石桩)	利用振冲器在高压水流作用下边振边冲在地基成孔,在孔内填入碎石、卵石等粗粒料且振密成桩体。碎石桩与桩间土构成复合地基,能提高承载力,减小沉降	多类软弱土,对于饱和软粘土,要求其不排水抗剪强度不小于20kPa	效果显著,尚经济。但不能用于强度过低的软粘土,因碎石桩的成功取决于周围土的约束力。振冲时会冒出大量泥浆,应考虑其出路
高压喷射注浆	将带有特殊喷嘴的注浆管通过钻孔置入要处理的土层的预定深度,然后将浆液(常用水泥浆)以高压冲切土体。在喷射浆液的同时以一定速度旋转、提升,即形成水泥-土圆柱体,若喷嘴提升不旋转,则形成墙状固化体	砂性土、粉土、软粘土、湿陷性黄土、杂填土	效果显著。可用以处理已有的建筑物的地基,防止砂土液化、管涌、基坑隆起,建成防渗帷幕,作为基坑的支挡。水泥浆冒出流失量较大,应设法予以利用
深层搅拌	利用深层搅拌机将水泥或石灰和地基土原位搅拌,形成圆柱体、连续墙或格构状等形体。此法可分浆液搅拌和干粉搅拌两种	软粘土、或其他较弱土、(但不能用于含有石块的杂填土)	效果显著,目前已成为我国软土地区建造六、七层建筑物最经济合理的处理方法之一,桩截面积为0.196m ² ~0.71m ² ,日本已采用干法搅拌,直径可达1cm。
石灰桩	简易办法:在软弱地基中用机械成孔,填入生石灰碎块或在石灰中渗加水硬性材料并压实而成石灰桩。利用石灰的吸水、膨胀、放热以及土与石灰的离子交换等作用改善桩周土体的物理力学性质,桩-土构成复合地基	软弱粘性土、杂填土	简易成桩的处理有一定效果,承载力提高有限,仅适用要求不高的建筑物。若能利用机械深层搅拌石灰,并制成大直径石灰搅拌桩,其处理效果则有显著提高。
褥垫	在同一建筑物地基中碰到硬软很悬殊时,在压缩性低的部分上铺设一定厚度和密实度的土料,形成具有一定压缩的褥垫,使它与压缩性较大的部分地基的变形相适应,以减少沉降差	一部分为岩石或孤石而另一部分为土地基	简易可行。适用于山区要求不高的建筑物
渗人性灌浆	用土、水泥或粘土灌入填充土中孔隙	中至粗砂、砾	费用较低的一种灌浆法,强度大,限于处理粗粒土。效果难以检验
压密灌浆	用高粘滞性土、水泥和水调成浆,在高压作用下挤压周围的土体	软弱细粒土,具有大孔隙或洞穴的地基土	可用以调整已有的建筑物的不均匀沉降,可用以充填大孔隙,需要严格控制

续表9.1

方法	原理	最适宜的土类	优点、局限性
化学 灌浆	将两种或两种以上的溶液灌入土中孔隙,形成胶体或固体沉积物	粉土以及更粗粒的砂性土	低粘滞性,成胶时间可以控制,隔水性良好。昂贵。效果难以检验
电化学 灌浆	将加用的化学溶液在电渗作用下渗入土中,或胶体在电泳作用下渗入土中孔隙	饱和粘土,粉质粘土,灌注胶体仅适用于净砂	可用于不适宜用高压灌浆的建筑物及其地基,不适用于高电导性土,昂贵,处理后地基土质改善的程度不均匀
浆 劈裂 灌浆	浆液在高压作用下克服地层的初始应力和抗拉强度,引起岩、土体结构的破坏和扰动,使原有的孔隙或裂隙扩张,使低透水性地层的可灌性和浆液扩散距离增大	粉土、软粘土	是近年来发展起来的一种灌浆方法,使过去不能采用灌浆的岩、土体成为可能。有不少成功实例,技术及理论尚不够成熟,处理后地基改善的程度相当不均匀
加 埋入土 工聚合 物或抗 拉板条	在土体中埋置土工聚合物(或称土工织物)或抗拉板条,以增加土体的抗拉能力。土工聚合物近用于反滤、排水防渗和隔离	无粘性土	土工聚合物有广泛应用前景,但其本身的物理力学性质、耐久性以及在土体中的相互作用目前认识不足尚有待研究
强 锚固	将锚杆的一端锚固于土坡或地基的岩层或土层中,另一端与结构物联结,以承受结构物的侧向作用力	有可以锚固的岩体或坚硬土体	有效维持承受侧向荷载结构物(如挡墙)的稳定性。
树根桩	一群小直径(75—250mm)的就地灌注桩,可以是竖向的也可以斜向的,有如树根	各种土	可用于稳定土坡、支挡结构物,或用以处理已有建筑物的地基

注:冷热处理、托换技术、斜倾法等其他方法不列于上表,见正文以及[1]

四年来地基处理的发展*

龚晓南

杨灿文

(浙江大学岩土工程研究所)

(铁道部科学研究院土工室)

概况

近些年来,基本建设规模不断扩大,在建筑、水利、交通和铁道等土木工程建设中,人们愈来愈多地遇到不良地基问题,各种不良地基需要进行地基处理才能满足建造构筑物的要求。地基处理是否恰当关系到整个工程质量、进度和投资。合理地选择地基处理方法和基础型式是降低工程造价的重要途径之一。地基处理日益得到人们重视。

自第五届全国土力学及基础工程学术讨论会(厦门,1987)以来,国内在各种地基处理技术的普及和提高两个方面都得到了较大的发展,积累了丰富的经验。在此期间,召开了多次全国性和区域性、综合性或专项地基处理技术学术讨论会。中国土木工程学会土力学及基础工程学会于1989年在烟台召开了第二届全国地基处理学术讨论会,收入讨论会论文集论文131篇。中国建筑学会地基基础学术委员会于1989年在南京召开了全国地基基础新技术学术会议。收入论文集的论文地基处理方面占1/3以上,1990年在承德市召开了复合地基会议,收入论文集论文77篇,还有其他兄弟学会和地方学会召开了各种形式的地基处理学术讨论会。1988年中国建筑工业出版社出版了由地基处理学术委员会组织编写的《地基处理手册》,受到广大同行的欢迎。中国土木工程学会学术部以及有关单位还在全国各地举办了各种类型的地基处理技术研讨班。这些活动对地基处理技术的推广和普及起了很好的作用。中国建筑科学研究院会同有关高校和科研单位,组织编写了《建筑地基处理技术规范》。上海、天津、浙江、福建等地已经编制了和正在编制地区性地基规范,根据各自的情况,因地制宜,把一些地基处理方法编入规范。应广大同行的要求,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共同主办《地基处理》刊物为同行们提供了推广、交流地基处理新技术的园地。

近几年来,地基处理的发展主要表现在以下几个方面:

1. 对各种地基处理方法的适用性和优缺点有了进一步的认识,在根据工程实际选用合理的地基处理方法上减少了盲目性。能够注意从实际出发,因地制宜,选用技术先进、确保质量、经济合理的地基处理方案。对有争议的问题,能够采取科学的态度,注意调查研究,开展试验研究,在确定地基处理方案时持慎重态度。能够注意综合应用多种地基处理方法,使选用的地基处理方案更加合理。

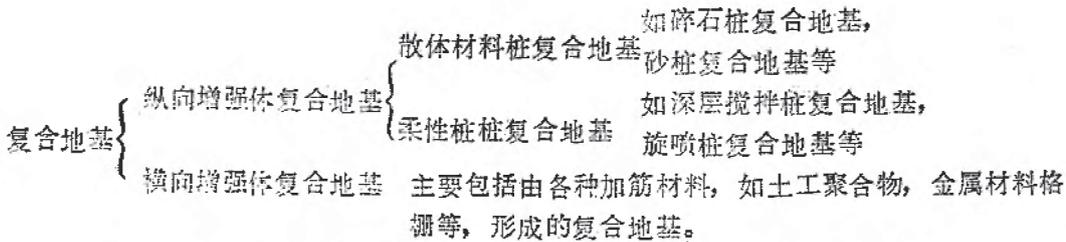
2. 地基处理能力的提高。一方面,已有的地基处理技术本身的发展,如施工机具、工艺的改进,使地基处理能力提高。另一方面,近年来,各地在实践中因地制宜发展了一些新的地基处理方法,取得了很好的社会效益。各类地基处理技术的发展情况将在第

*根据第六届全国土力学及基础工程学术会议综合报告(五)地基处理和第三组大会汇报发言改写而成的。

二部份介绍。

3. 复合地基理论的发展。随着地基处理技术的发展和各种地基处理方法的推广使用, 复合地基概念在土木工程中得到愈来愈多的应用。工程实践要求加强对复合地基基础理论的研究。然而对复合地基承载力和变形计算理论的研究还很不够, 复合地基理论正处于发展之中, 还不够成熟, 甚至对什么是复合地基无论是学术界还是工程界尚无统一认识。

复合地基是指天然地基在地基处理过程中部份土体得到增强, 或被换置, 或在天然地基中设置加筋材料, 加固区是由基体(天然地基土体)和增强体两部分组成的人工地基。加固区整体看是非均质和各向异性的。根据地基中增强体的方向又可分为纵向增强体和横向增强体复合地基。纵向增强体复合地基根据纵向增强体的性质, 可分为散体材料桩复合地基和柔性桩复合地基。如下图所示:



横向增强体复合地基, 散体材料桩复合地基和柔性桩复合地基的荷载传递机理是不同的, 应该分别加以研究。国内也有人狭义地只把通过以桩柱形式置换形成的由填料与地基土相互作用并共同承担荷载的地基定义为复合地基。

复合地基有两个基本特点: 一、它是由基体和增强体组成的, 是非均质和各向异性的; 二、在荷载作用下, 基体和增强体共同承担荷载的作用。后一特征使复合地基区别于桩基础。一般说来, 对桩基础, 荷载是先传给桩, 然后通过桩侧摩阻力和桩底端承力把荷载传递给地基土体的。若钢筋砼摩擦桩桩径较小, 桩距较大, 形成所谓疏桩基础, 桩土共同承担荷载, 也可视为复合地基, 应用复合地基理论来计算。

人工地基中的均质地基, 双层地基和复合地基示意图如图1所示。事实上, 对人工地

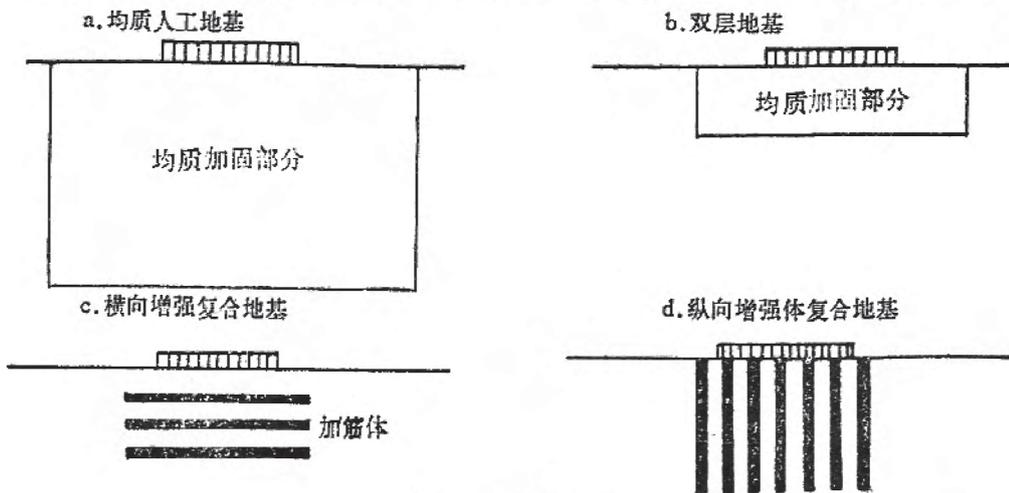


图1: 人工地基分类

基进行精确分类是很困难的。大家知道,天然地基也不是均质的、各向同性的半无限体。天然地基往往是分层的,而且对每一层土,土体的强度和刚度也是随着深度变化的。天然地基需要进行地基处理时,被处理的区域在满足设计要求的前提下尽可能小,以求较好的经济效果。各种地基处理方法在加固地基的原理上又有很大差异。因此,将形成的人工地基进行精确分类是很困难的。然而,上述的分类有利于我们对各种人工地基的承载力和变形计算理论的研究。按照上述的思路,常见的各种地基,包括天然地基和人工地基粗略地大致上可分为均质地基、双层地基(或多层地基),复合地基和桩基四大类。以往对均质地基和桩基础的承载力和变形计算理论研究较多,而对双层地基和复合地基的计算理论研究较小。特别是对复合地基,其承载力和变形计算的一般理论尚未形成,需加强研究。

各国学者对碎石桩复合地基研究较多,通过载荷试验积累了不少资料,并提出了多个碎石桩复合地基承载力计算公式。随着深层搅拌法和高压喷射注浆法形成的水泥土桩的应用,人们开始注意柔性桩复合地基的研究。小桩技术的应用还促使人们注意小桩复合地基设计计算方法的研究。复合地基承载力计算应以增强体和天然地基土体共同作用为基础。对桩体复合地基,人们不仅注意散体材料桩和柔性桩的承载力研究,还注意桩间土承载力的研究。起初用天然地基承载力作为桩间土承载力,现在则已开始考虑由固结引起强度增长,周围桩体的围护,成桩过程中的挤压以及扰动等因素对桩间土承载力的影响。近年来对桩土应力比的确定及影响因素开展了大量研究。试验资料分析表明,桩土应力比与桩体性质,桩距,天然地基承载力,复合地基强度发挥度等因素密切相关,还与施工方法,质量控制等因素有关。桩土应力比的确定通常采用现场载荷试验,其测定值也受载荷板尺寸的影响。近几年来,各类复合地基承载力与变形计算的研究工作愈来愈得到人们的重视。然而复合地基计算理论的发展,还远远不能满足工程实践的要求。

各类地基处理技术发展简况

1. 强夯法

强夯法处理地基首先由法国Menard技术公司于60年代末创用。我国于1978年引进,交通部一航局科研所及协作单位在天津首先开展试验研究。由于该法设备简单、效果显著、经济和施工快,很快得到推广。除强夯挤密外,近年来,强夯置换得到不少应用。强夯置换和强夯挤密在加固机理上是不同的,应用范围也不相同。强夯挤密法常用来加固碎石土、砂土、低饱和度的粘性土、素填土、杂填土、湿陷性黄土等各类地基。对于饱和度较高的粘性土等地基,如有工程经验或试验证明采用强夯法有加固效果的也可采用。通常认为强夯挤密法只适用于塑性指数 $I_p \leq 10$ 的土。对于设置有竖向排水系统的软粘土地基,是否适用强夯法处理目前有不同看法。对于厚度小于6m左右的软粘土层采用强夯置换法处理,边夯边填碎石等粗粒料形成深度为3~6米,直径为两米左右的碎石桩体,与周围土体形成复合地基,可望取得较好的加固效果。

强夯法至今还没有一套成熟的理论和设计计算方法,还需要在实践中总结和提高。

强夯施工主要设备包括夯锤、起重机、脱钩器和门架等部分。工程实践表明,施工机具和工艺直接影响加固效果和经济效益。近几年来人们重视强夯机具装置的科学化、系列

化和规格化的研究(杨宗润, 1989, 孙述祖, 1989)。

强夯造成的振动、噪音等公害也应引起足够的重视。

2. 排水固结法

排水固结法又称预压法。该法适用于淤泥质土、淤泥、冲填土等饱和粘性土地基。饱和软粘土在荷载作用下, 孔隙中的水慢慢被排出, 土的孔隙比减小, 随着超静孔隙水压力消散, 有效应力提高, 土的强度增长。通过排水固结法处理地基可以使地基沉降在加载预压期间大部或基本完成, 减少建筑物在使用期间的沉降和沉降差, 也可提高地基承载力。排水固结法是由排水系统和加压系统两部份共同组合而成的。排水系统通常有普通砂井、袋装砂井和塑料排水带等。加压系统通常有堆载预压法, 真空预压法, 降低地下水位法、电渗法和联合法。近几年来, 排水系统采用塑料排水带和袋装砂井较多, 加压系统采用堆载预压和真空预压法较多, 也有采用真空加堆载联合预压法, 以及利用建筑物自重加载法。

袋装砂井和塑料排水带的长细比大, 井阻影响得到人们的重视。近年来非理想井的固结理论得到发展, 谢康和和曾国熙(1989)为非理想井的设计提供了简易曲线和设计方法。为了消除地基在使用荷载下的主固结变形, 减小或消除次固结变形, 可以采用超载预压。所谓超载预压就是在预压过程中采用比使用荷载大的预压荷载预压。宁波机场和温州机场都建筑在深厚的软粘土地基上, 为了满足场道对地基变形和回弹模量的严格要求, 采用超载预压处理均取得良好效果(潘秋元等, 1990)。

真空预压法一般能够取得相当于78~92kPa的等效荷载, 了为进一步提高加固效果, 可采用真空一堆载联合预压法。几年来据根工程要求已获得相当于130kPa的等效荷载。真空一堆载联合预压法先后在天津、上海和福州等地得到应用。对真空预压法的有效加固深度学术界看法不一致。有的学者认为有效深度在10米以内, 有的则认为可达20米, 甚至更深。真空预压的有效深度需引起重视和进一步研究。袋装砂井也存在一个有效深度问题。有的日本学者认为袋装砂井有效深度在15m以内。对于超软弱地基, 要注意防止地基固结过程中塑性排水带或袋装砂井的折断问题。要研制柔性塑性排水带以满足工程需要。

3. 振冲法

利用振动和水冲加固地基的方法叫做振冲法。振冲法由德国S. Steuerman在1939年提出, 我国应用始于1977年。由于大量工业民用建筑、水利和交通工程地基抗震加固的需要, 该法得到迅速推广。振冲法早期用来振密松砂地基, 后来也应用于粘性土地基, 振冲法演变成两类: 振冲密实法和振冲置换法。振冲密实法的加固原理是一方面依靠振冲器的强力振动使饱和砂层发生液化, 砂颗粒重新排列, 孔隙减少, 另一方面依靠振冲器的水平振动力, 在加固填料情况下还通过填料使砂层挤压加密。振冲置换的加固原理是利用振冲器在高压水流下边振边冲在软弱粘性土地基中成孔, 再在孔内分批填入碎石等坚硬材料, 制成一根根桩体, 碎石桩体和原地基构成碎石桩复合地基, 以提高地基承载力, 减小地基沉降。振冲密实法适用于粘粒含量小于10%的松砂地基; 振冲置换法适用于不排水抗剪强度大于20kPa的粘性土、粉土和人工填土等地基, 有时还可用来处理粉煤灰地基。

振冲法施工需要大量水, 并在施工过程中排放泥浆、污染现场。为了克服这一缺点, 干法振动加固地基技术得到应用。利用干法振动成孔器在软弱地基中设置碎石桩(吴廷杰1989), 干法振动加固地基技术主要适用于松散的非饱和粘土、杂填土和素填土, 以及二

级以上非自重湿陷性黄土。

另外,各地因地制宜应用沉管干夯挤密碎石桩(陈肇虞,1990)、干振道渣石屑桩(全钰琬,1989)、钢渣桩(吴邦颖,1989)加固地基。为了提高碎石桩桩体本身的刚度,发展了水泥粉煤灰碎石桩技术(阎明礼等,1990)和低标号砼桩技术(浙江省建筑科学研究所等,1991)。这类低标号柔性桩形成的复合地基具有承载力提高幅度大、变形模量高的特点,是一种有发展潜力的地基处理技术。

4. 石灰桩、土桩、灰土桩法

石灰加固地基的传统方法受到了国内外岩土工程工作者的重视。1989年3月我国在上海召开了一次石灰加固软弱地基的专题学术讨论会,交流论文25篇。1989年7月第二届全国地基处理学术讨论会上又作了进一步的交流和讨论。会上对石灰桩法加固地基技术的现状和展望作了较全面的综述和总结(史佩栋,1989,陈环,1987)。

石灰桩法工艺简单,不需复杂的施工机具,应用较广泛。其加固机理包括:打设时挤密、石灰吸水、膨胀、升温、离子交换、胶凝、碳化和置换等,但基本加固作用则可归纳为打桩挤密、桩周土脱水挤密和桩身的置换作用。从提高承载能力看,在正常情况下置换作用占的份额最大。经验与实践证明只要填充石灰达到必要的密实度则不会出现软心现象。另外采用粉煤灰等适宜的掺合料也有助于避免发生软心现象。杭州和湖北两地挖出的工程桩桩身的抗压强度分别达到750和564kPa。桩土应力比是衡量置换作用的主要指标。要满足一般工程要求,不需追求过高的应力比。当需要提高应力比时除了要保证桩身具有较高强度外,桩还必需打穿软土层以免桩尖刺入降低应力比。

目前在实用概念上认为,若加固着眼为石灰的吸水与膨胀作用,则必须采用新鲜生石灰且不加掺和料,最好采用细桩径小桩距。若放弃石灰熟化的吸水脱水作用(此作用提高地基承载力不超过5%)则可用熟石灰亦能取得好的加固效果,掺入粉煤灰可节约石灰并可达到与不掺粉煤灰相近的效果,最高掺和量可达80%~90%,此时称为二灰桩。

当被加固的渗透系数太小时不利于软土脱水固结,脱水加固效果很小;若被加固土的渗透性太大,孔中充水,石灰难于密实,效果不好;工程实例中发生过浓酸碱腐蚀损坏灰土的实例。在考虑采用石灰桩法加固地基时,应注意石灰桩法的适用条件,以及正确的施工方法。采用石灰桩加固地基有成功的经验,也有些达不到预期效果。

此外Broms(1987)还指出,当用石灰桩处理软土时,如果遇有透水砂层或粉土层时则石灰的膨胀比粘土地基的固结来得快,桩体积增加将会产生软粘土地基的隆起而不是固结和含水量的减小。

砂桩法于19世纪30年代起源于欧洲,50年代引进我国。起初砂桩法用于处理松散砂地基,视施工方法不同,又可分为挤密砂桩和振密砂桩。后来,也有用来加固软弱粘性土地基,通过砂桩的置换作用,形成砂桩复合地基,对其进行加载预压,也可加快地基固结。

土桩和灰土桩法在我国西北和华北地区得到广泛应用。土桩和灰土桩适用于地下水位以上的湿陷性黄土、杂填土和素填土等地基。

在采用土桩和灰土桩加固地基时,近几年来重视工业废料的利用。如采用石灰和粉煤灰二灰桩处理粉煤灰地基(周芝英,1990)和杂填土地基等(史美筠,1989)。为了利用城市渣土,北京地区发展了渣土桩专利技术(司炳文,1990)。它不但消除了渣土对环境的污

染,而且为地基处理提供了廉价的原材料。在挤密桩施工中,除了打管挤密、爆扩挤密和冲击锥挤密外,还发展了采用 橄欖锤 锤击挤密成桩法(徐海仁,1990),该法具有设备简单、施工方便和不需三材等优点。

5. 深层搅拌法和高压喷射注浆法

深层搅拌法是通过特制机械沿深度将固化剂与地基土强制搅拌就地成桩加固地基的方法。当固化剂(水泥或石灰)为粉体时又称粉体喷射搅拌法。深层搅拌法适用于处理淤泥、淤泥质土和含水量较高的地基承载力标准值不大于120kPa的粘性土、粉土等软土地基。当处理泥炭土或地下水具有侵蚀性时宜通过试验确定其适用性,冬季施工应注意负温对处理效果的影响。

深层搅拌法目前在国外特别是日本和美国应用很广,国内近些年发展较快,在房屋地基加固,开挖工程代替板桩支护,铁路软基加固等方面,大量的工程实践,对整套技术已有一定经验。在机械设备上虽然分别由冶金工业部建筑研究总院和交通部规划设计研究院,天津机械化施工公司和交通部一航局科研所,浙江大学岩土工程研究所等单位研制成了双搅拌轴中心管输浆及单轴搅拌叶片输浆的浆体深层搅拌专用机械,铁四院和上海探矿机械厂研制成深层粉喷搅拌专用机械,但与国外同类型机械相比还有一定的差距。深层搅拌法可以根据工程需要作成块状、格子状、壁状和圆柱状等形状的加强体,同时具有施工中无振动、无噪音、无地面隆起、不排污、对相邻建筑物不会产生有害的影响等优点,该法较受工程界欢迎。深层搅拌桩地基的设计可按复合地基考虑。许多工程实测资料表明,在正确设计和施工的情况下,深层搅拌法处理的地基沉降较小。

高压喷射注浆法是将带有特殊喷嘴的注浆管置于土层预定深度,以高压喷射流使固化浆液与土体混合、凝固硬化加固地基土体的方法。它适用于淤泥、淤泥质土、粘性土、粉土、黄土、砂土、人工填土和碎石土等地基。当土中含有较多的大粒径块石、坚硬粘性土、大量植物根茎或有过多的有机质时,应根据现场试验结果确定其适用程度。遇地下水流速过大和已涌水的工程应慎重使用。注浆形式分旋喷、定喷和摆喷,施工分单管法、二重管法及三重管法。

高压喷射注浆法用于处理新建和原有建筑的地基处理的作为深基挡土结构、坑底加固、防止管涌与隆起、处理隧道坍方和修建地下防水帷幕等都有很多工程实例。例如1989年曾成功地应用高压喷射注浆法处理了18层近68米高的威海大厦软弱地基。经观测该建筑下沉均匀,沉降量仅0.7~1.3厘米。哈尔滨松花江江堤应用高压喷射注浆法修建板墙防渗工程2公里多,深25~30m,板墙面积达5.1万m²。

为适应隧道、地下工程及深基开挖等施工的需要,水平高压喷射及灌浆加固技术在意大利、日本和西德得到较快的发展。意大利Radio公司还开发了可同时在钻进中检测地层土质、机器控制和自动调节设计浆量并收集反馈信息的机械。国内也很重视并已进行过一些探索性试验。

9. 灌浆法和化学处理

灌浆法是沿用至今的一种传统方法,它用于处理黄土、砂土以及洞穴、裂缝等均能获得很好的效果。近些年在改进浆液材料如用超细水泥和其它新掺合剂,以及灌浆对环境的污染等方面作了不少工作。

实践证明在渗透性差的粘土地基中灌浆液难以有效地灌入, 加固效果常不理想。新的压密灌浆法 (Compaction grouting) 的应用, 使灌浆加固粘土获得了新的生命力。压密灌浆与一般灌浆法不同之处是采用的浆液稠度大, 灌浆压力高, 浆液通过挤压形成浆泡, 或填充裂隙使土体强化。这种方法始于50年代, 90年代不断得到完善 (Brown和Warner, 1969), 近些年受到重视。美国和法国已有很多工程实例, 在第十二届国际土力学会上法国提出三篇论文讨论了这种灌浆方法的适用条件和工程实例。国内在石油勘探方面与采油方面大量应用这种方法, 作为压裂岩层扩大采油量的有效手段。在铁路上用以加固黄土和软土地基的试验取得了效果 (周尚贵, 1990)。早在70年代铁路上曾用类似的方法加固桥基: 一处由于软土深度大加固后虽初期有效, 但长期却未能解决下沉的问题, 另一处为浅层处理, 因发生地面隆起影响了加固的效果。可见应用这种方法还必须考虑其适用条件。

7. 土工聚合物 (土工合成材料)

土工聚合物是土工用各种合成材料的总称。这种新材料制品类型不断增加, 工程应用范围不断扩大, 技术更加成熟。我国在1989年10月召开了第二届土工合成材料学术会议, 交流论文130多篇。1990年5月在荷兰召开了第四届国际土工织物, 土工膜及有关产品学术会议, 分十个方面交流论文130篇, 短文180篇。两个会议的论文许多涉及到在地基处理方面的应用。土工合成材料在地基加固及加筋方面的应用与研究综述报告 (杨灿文、王铁儒, 1990) 报导了我国工程应用及理论研究的进展和实践的经验。

对用土工聚合材料作为加筋垫层加固软基的应用提出了不少新的成果。通过室内模型试验和数值分析得出加筋垫层有四种破坏类型, 相应提出了实用计算方法 (张道宽, 1987) 实测和理论分析认为加筋垫层的作用为增强垫层的刚度和整体性、调整不均匀沉降、扩散应力和约束侧向变形等。保证垫层有一定的厚度同时加筋材料要具有大的刚度对发挥垫层的作用十分重要。

第四届土工织物国际会议上许多论文指出加筋的作用不能单纯考虑土工聚合材料的抗拉作用, 需要考虑筋材与地基土的相互作用。筋材强度在实际应变并不很大的情况下发挥。在粘土中使用无纺型土工织物有其独特的优势。

8. 托换和纠偏

托换是既有建筑物的地基、基础由于承载力不足、沉降或差异沉降超过容许量影响建筑的正常使用, 或建筑物下需要修建地下工程或邻近新建筑影响既有建筑的安全以及建筑物需要加层等等情况下, 对既有建筑物的地基、基础进行加固和补强。纠偏是对建筑物已发生或在施工中出现的倾斜及沉降采取措施进行纠正。

近些年来, 不少建筑物因地基问题而出现事故, 其中很多与勘测资料不足或不准确, 设计、施工不当有关, 值得予以注意。

既有建筑物的地基补强加固近年来采用锚杆静压桩加固和高压喷射注浆法加固较多。采用高压喷射注浆法加固要注意采取措施防止施工期间继续发生过大的沉降。在地基得到补强加固后, 若需要对建筑物进行纠偏, 可采用迫降法和顶升法进行纠偏。迫降法常用有二种: 一是采用高压水冲在建筑物沉降小的一侧在建筑物下深层地基中掏土迫降的方法。另一种是在倾斜建筑物沉降小的一侧设置密置钻孔排, 有计划地从中掏出适量土并配合多种促沉措施设法改变地基土中应力条件进行纠偏的方法。顶升法是通过结构托换技术, 沿

建筑物某一特定平面用钢筋砼梁分段托换,形成全封闭的顶升托换梁,在梁下设置若干个支承点,通过各支承点的千斤顶同步不等量的顶升使建筑物整体平面转动达到纠偏的目的。顶升法也可用于大幅度提高建筑物的标高。

对今后地基处理发展的几点意见

随着基本建设规模的发展,人们将愈来愈多地遇到不良地基的处理问题。笔者认为在今后地基处理发展中应重视下述几个方面的问题:

1. 地基处理的设计和施工应符合技术先进、确保质量、安全适用和经济合理的要求。各种地基处理方法都有一定的适用范围,在选用时一定要特别重视。提倡用多因素法优选地基处理方案。根据前些年发展情况看,因地制宜特别重要。对大、中型工程,要强调通过现场试验提供设计参数,检验处理效果。
2. 注意发展能消纳工业废料的 地基处理技术,把地基处理和工业废料的消纳结合起来。在地基处理中注意环境保护,向因地制宜,充分利用废料,减小环境污染的方向发展。
3. 注意研究基本建设中遇到的新的地基处理问题。例如:城市改建中的地基处理问题,工业区粉煤灰地基的利用问题,城市垃圾处理问题等。
4. 重视复合地基理论的研究。与均质地基和桩基承载力和变形计算理论相比,复合地基计算理论还很不成熟,正在发展之中。为了满足工程实践的要求,应重视复合地基一般理论的研究。开展复合材料以及各类复合土体基本性状的研究。
5. 与发展地基处理技术理论的同时,还应重视研制先进的地基处理机械设备,开发多功能的地基加固机械。因地制宜,广泛发展适用于各地、各种条件下地基处理施工技术,避免片面性。
6. 进一步重视地基处理过程中的监测工作,进行质量控制,保证地基处理施工质量。努力研究开发新的可靠的检测地基处理效果的方法。
7. 在地基处理的研究工作中应重视科研、高校、设计和施工单位的协作,共同努力,不断提高地基处理水平。
8. 既要重视普及工作,又要重视在普及基础上提高。今后应结合执行《建筑地基处理技术规范》进一步做好普及教育工作。提高从事地基处理工作队伍的整体素质,特别是乡镇企业施工队伍。提高不仅包括人们对现有地基处理技术的认识,还包括现有各种地基处理技术的发展,包括机具、施工工艺的提高,还包括新的地基处理技术的发展。

参考文献

龚晓南、杨灿文(1991),综合报告(五)地基处理,第六届土力学及基础工程学术会议论文集,同济大学出版社。

地基处理手册编委会(1988),地基处理手册,中国建筑工业出版社。

叶书麟(1988),地基处理,中国建筑工业出版社。

Proc. of 12th. ICSMFE, Vol. 3, 1989, Session 18, Grouting and other forms of ground

improvement.

龚晓雨(1990), 复合地基引论, 浙江大学岩土工程研究所。

谢康和和曾国熙(1989), 非理想井的设计, 第二届全国地基处理学术讨论会论文集, 烟台。

潘秋元等(1990), 宁波机场砂井地基超载预压的试验研究, 地基处理, 创刊号。

吴廷杰(1989), 干法振动加固地基的原理及其应用, 第二届全国地基处理学术讨论会论文集, 烟台。

陈肇虞(1990), 沉管干夯挤密碎石桩复合地基探讨, 中国建筑学会地基基础学术委员会年会论文集, 复合地基, 承德。

金钰琬(1989), 干振道渣石屑桩地基的试验研究, 第二届全国地基处理学术讨论会论文集, 烟台。

吴邦颖(1989), 钢渣桩加固软土地基, 第二届全国地基处理学术讨论会论文集, 烟台。

孙述祖(1989), 夯锤自动脱钩器, 第二届全国地基处理学术讨论会论文集, 烟台。

杨宗润(1989), 强夯机具装置初探, 全国地基基础新技术学术会议论文集, 南京。

阎明礼等(1990), CFG桩复合地基在工程中的应用, 中国建筑学会地基基础学术委员会年会论文集, 复合地基, 承德。

史佩栋(1989), 石灰加固软弱地基发展现状, 石灰加固软弱地基学术讨论会论文集, 上海。

陈环(1987), 石灰桩加固软土地基效果分析, 岩土工程学报, 第6期。

Broms, B.B. (1987), Soil improvement methods in Southeast Asia for soft soils, Proc of 8th Asian Regional Conf. on SMFE, Vol.2.

周芝英(1990), 两灰桩加固粉煤灰地基现场测试, 中国建筑学会地基基础学术委员会年会论文集, 复合地基, 承德。

史美筠等(1989), 生石灰—粉煤灰加固软土地基, 第二届全国地基处理学术讨论会论文集, 烟台。

司炳文(1990), 碴土桩专利技术工程上的设计与应用, 中国建筑学会地基基础学术委员会论文集, 复合地基, 承德。

徐海仁(1990), 橄榄锤击地基, 中国建筑学会地基基础学术委员会年会论文集, 复合地基, 承德

卞守中等(1990), 深层水泥搅拌法, 浙江大学岩土工程研究所。

曾国熙(1990), 几次参加国际会议的综合汇报—介绍岩土工程中的一些观点, 地基处理, 创刊号。

盛崇文(1990), 用多因素分析法优选地基加固方案和地基设计新途径, 地基处理, 创刊号。

浙江省建筑科学研究所等(1991), 沉管沙石桩复合地基应用研究。

中国土木工程学会土力学及基础工程学会

第一届地基处理学术委员会工作总结

曾国熙

根据我国地基处理工作发展的需要,1983年12月在武汉召开第四届土力学及基础工程大会期间,中国土木工程学会土力学及基础工程学会决定设立地基处理学术委员会,挂靠于浙江大学,并于1984年春在杭州浙江大学正式成立。在全国同行的支持下,几年来,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在推广、普及地基处理技术,促进我国地基处理技术的发展,提高等方面做了下述几方面的工作:

1. 召开了二次全国地基处理学术讨论会

第一次在上海宝山钢铁厂(1986年)举行,由上海基础工程公司、上海宝山钢铁厂、浙江大学和同济大学共同筹备,第二次在山东烟台(1989年)举行,得到化工部烟台建设技术培训中心的大力支持。在这两次全国性会议上,来自各地的地基处理同行共同总结、交流地基处理经验,促进了地基处理技术的发展和提高。

2. 组织编写《地基处理手册》和《桩基工程手册》

组织来自全国的地基处理专家编写《地基处理手册》。在1984年地基处理学术委员会成立大会上决定组织编写《地基处理手册》,确定了编写原则及章目,并协商确定了各章第一编写单位。1985年春在杭州召开了《地基处理手册》编委扩大会议,讨论了编写大纲。1986年5月在青岛向中国土木工程学会第二届土力学及基础工程学会理事会报告了各章内容,听取了理事们的意见,修改后汇总,并于1986年年底交中国建筑工业出版社。1988年正式出版。《手册》出版后得到全国同行的欢迎,二次印刷已发行六万多册。《手册》已获建设部首届全国优秀建筑科技图书二等奖,新闻出版总署主办的第五届全国优秀科技图书二等奖,得到好评。

受中国建筑工业出版社委托,学会组织来自全国的桩基专家组织编写《桩基工程手册》。1989年春在杭州召开了《桩基工程手册》筹备会,在会上确定了章目,聘请了各章第一编写人,成立了《桩基工程手册》编写核心小组,决定成立编委会。同年7月在烟台会议上协调了章节安排。1990年秋承德会议期间召开核心组会议,研究了编写工作计划,核心小组进行了分工。计划上海六届会议后在松江召开《手册》编委会,讨论各章内容,争取于1992年夏完稿交中国建筑工业出版社出版。

3. 组织开展地基处理咨询工作

成立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咨询部,简称全国

地基处理咨询部。全国地基处理咨询部为浙江省科技咨询中心的成员单位。咨询部在北京、上海、南京等地设有分部。几年来积极开展地基处理咨询工作。既解决了一些单位在地基处理工作中遇到的疑难问题，为工程建设服务，体现了科技是第一生产力，同时也为学会活动筹集了部分经费。

4. 创办《地基处理》刊物

与浙江大学土木工程学系共同主办《地基处理》刊物。该刊物在浙江省新闻出版局登记。《地基处理》的创刊（1989.10），为全国地基处理同行总结、交流地基处理经验提供了一个园地，得到了普遍的欢迎。

5. 举办地基处理研讨班，普及地基处理技术

协助中国土木工程学会学术部在长春、合肥、杭州等地举办了三次地基处理研讨班，1989年与化工部烟台建设技术培训中心共同举办一次地基处理学习班，通过举办学习班，推广、普及了地基处理技术。

上述各方面的工作得到各位委员和广大同行的支持和帮助，如果说有一点成绩，是咱们大家共同努力的结果。在总结成绩的同时，要看到我们的不足，要看到工作中的缺点，不断努力，把工作做好。

不妥之处，请批评指正。祝诸位身体健康。谢谢。