

目次

论 文

一个土压力的理论计算公式.....段继伟(3)

夯实水泥土桩在加固房渣土地基中的应用.....张东刚, 马骥, 刘康(9)

淤泥地区基坑开挖设计与施工总结.....张幸洪(13)

塑料排水板加固码头驳岸地基的实践.....陈兴俊(19)

深层搅拌法在潮汕地区软弱地基中的应用.....邵力新, 王群, 谢锐斌(25)

嵌岩桩设计与施工问题探讨.....毛天鹏(29)

CFG桩复合地基在低高层建筑工程中的应用.....刘朝仁, 赵清民, 刘天博(34)

软土地基基坑采用毛石挡土墙支护应用实例.....曾孟群, 甘小荣(39)

真空预压法在机场地基处理中的应用.....赵忠良, 康尚炜, 丁向南(42)

水泥粉喷桩在邯郸市的推广应用.....叶洪东, 要明伦(47)

国外压密注浆技术的发展.....管月稳(52)

一题一议

关于粘性土地基的不排水沉降.....徐少曼(57)

略谈地层内斜面上的土压力.....何广讷(59)

粘性土的液性指数与其物理状态.....刘明振(60)

一个土压力的理论计算公式

段继伟

(浙江工业大学 杭州 310014)

[摘要] 假设墙面垂直,墙后土体面水平,通过采用土坡稳定条分法的思想,得到了一种土压力计算的解析式。当土体为砂性土时,即粘聚力为零时,本公式为库伦公式;当墙面与土体光滑接触时,本公式为朗金公式;当墙与土体非光滑接触,无论土体是砂性土,还是粘性土,本公式都适用。墙与土体非光滑接触的引入,对挡土墙的设计与计算将带来有利的影响,但本公式用到的计算参数,有待进一步的工程实践。

引论

土压力的计算在土力学中具有重要的作用,如挡土墙、板桩墙等支挡结构的设计与计算,都要用到土压力计算理论。经典的土压力计算理论是库伦理论和朗金理论。一般而言,库伦理论适用于砂性土,可以考虑墙面粗糙,以及墙面和填土面倾斜的情况;而朗金理论适用于粘性土,但不能考虑墙面粗糙的情况。两理论在墙面光滑垂直,以及填土面水平时,结果是一致的。

如果库伦理论可以考虑粘性土,朗金理论可以考虑墙面粗糙的情况,将是较为理想的计算理论。将库伦理论推广到粘性土的情况,在土力学教科书,如文献[1]和[3]中已有介绍,其方法是图解法,使用起来不方便;此外,有些人用等效内摩擦角来计算,似乎缺乏严格的理论基础。读到魏汝龙教授的文章^[2],深受启发,为此进行了研究,借用土坡稳定分析条分法的思想,最后在库伦理论和朗金理论之间建立了一个统一的解析表达式。根据这个计算公式,库伦和朗金土压力计算公式分别是该公式的特例。

主动土压力计算公式

1. 基本假设

如图1所示,计算模式的基本假设如下:

- (1) 墙面垂直,墙后土体面水平。
- (2) 墙面与土的摩擦角为 δ ,无粘聚力。
- (3) 墙后土体的抗剪强度按莫尔-库伦公式计算,即

$$\tau_f = c + \sigma_n \operatorname{tg} \varphi \quad (1)$$

式中 c, φ ——为土体的粘聚力和内摩擦角;

* 收稿日期,1997年9月

σ_n ——土体滑动面上的正应力；

τ_f ——抗剪强度。

(4)对粘性土,开裂深度按朗金理论计算,即开裂深度

$$y_0 = \frac{2c}{\gamma \tan(45^\circ - \frac{\varphi}{2})} \quad (2)$$

式中 γ ——土体的容重。

(5)计算模型见图1,模型为平面问题。墙后土体的滑移面可假设为任意曲线,采用库伦的思想,土压力的计算将导致一个变分问题。但值得注意的是,即使在墙面与土体光滑接触这一最简单的

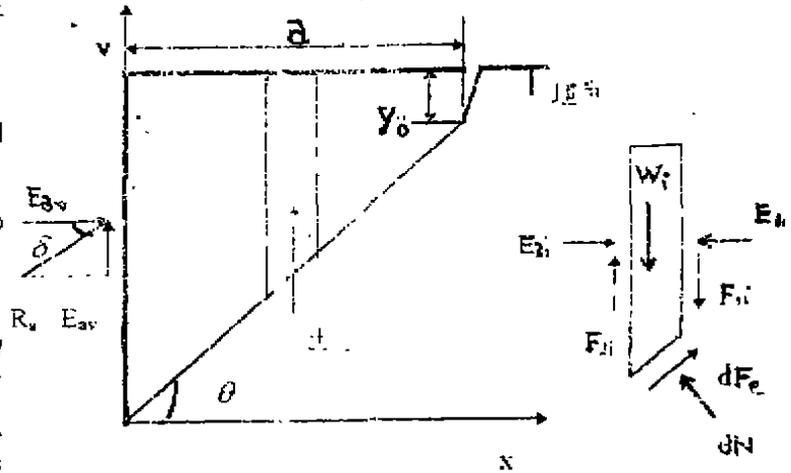


图1 主动土压力计算的模型示意图

的情况下,要解一个变分方程,也不是容易的事。此时,如果假设滑移线为圆弧,经过作者的推导发现,最终的圆弧极值线将趋于库伦假定的直线。看来滑移线为直线,带有某种合理的巧合。因此,本文假定滑移线为直线,其直线方程为

$$y = x \tan \theta \quad (3)$$

2. 公式推导

如图1所示,类似土坡稳定分析,取一土条,分析其受力情况,图中 $E_{11}, E_{21}, F_{11}, F_{21}$ 分别为图中所示垂直面的合力, dN 和 dF_s 分别为滑移面上的法向合力和切向合力。由水平向和垂直向力的平衡得

(1)水平力平衡

$$E_{21} - E_{11} + dF_s \cos \theta - dN \sin \theta = 0 \quad (4)$$

而 $dF_s = (c + \sigma_n \tan \varphi) ds$, $dN = \sigma_n ds$, ds 为弧长, $dx = ds \cos \theta$, $dy = ds \sin \theta$, 代入上式,得

$$E_{11} - E_{21} = dF_s \cos \theta - dN \sin \theta = [c + \sigma_n (\tan \varphi - y')] dx$$

式中 $y' = \frac{dy}{dx}$

所以

$$\frac{dE}{dx} = \frac{E_{11} - E_{21}}{dx} = c + \sigma_n (\tan \varphi - y') \quad (5)$$

(2)竖向力的平衡

$$F_{21} - F_{11} + dF_s \sin \theta + dN \cos \theta - W_1 = 0 \quad (6)$$

注意到 $W_1 = \gamma(H - y) dx$, H 为墙高; 上式可化为

$$\frac{dF}{dx} = \frac{F_{11} - F_{21}}{dx} = cy' - \gamma(H - y) + \sigma_n (1 + y' \tan \varphi) \quad (7)$$

将式(5)和(7)中的 σ_n 消去,并代入式(3),得

$$\frac{dE}{dx} - c = \tan(\varphi - \theta) \left[\frac{dF}{dx} - c \tan \theta + \gamma(H - x \tan \theta) \right] \quad (8)$$

两边对 x 从 0 到 a 积分,并注意到

$$\int_0^H \frac{dE}{dx} dx = -E_{ax} = -R \cos \delta, \quad \int_0^H \frac{dF}{dx} dx = -E_{ay} = -R \sin \delta \quad (9)$$

得

$$R_a = \frac{\gamma(H^2 - y_0^2) \frac{2c}{H+y_0} [1 - \tan \theta \tan(\varphi - \theta)] + \tan(\varphi - \theta)}{2(\sin \delta \tan(\varphi - \theta) - \cos \delta) \tan \theta} \quad (10)$$

显然, R_a 与 θ 的变化有关, 类似库伦土压力理论的推导, 存在如下极值条件

$$\frac{dR_a}{d\theta} = 0 \quad (11)$$

通过对上式的化简, 最后得到

$$\cot \theta = -\tan(\delta + \varphi) + \sqrt{\tan^2(\delta + \varphi) + \frac{\tan(\delta + \varphi) + k}{\tan \varphi + k}} \quad (12)$$

其中 $k = \frac{2c}{\gamma(H+y_0)}$

由(12)求得 θ , 代入(10)可得主动土压力

$$E_a = \frac{\gamma(H^2 - y_0^2)}{2} K_a \quad (13)$$

其中主土压力系数定义为

$$K_a = \frac{k[1 - \tan \theta \tan(\varphi - \theta)] + \tan(\varphi - \theta)}{(\sin \delta \tan(\varphi - \theta) - \cos \delta) \tan \theta} \quad (14)$$

式中 $\tan \theta$ 由式(12)确定, 而 $\tan(\varphi - \theta)$ 可按式(15)确定,

$$\tan(\varphi - \theta) = \frac{\cos \delta - \sin \delta \sin(\delta + \varphi) \sqrt{1 + \frac{\tan(\delta + \varphi) + k}{\tan \varphi + k} \cot(\delta + \varphi)}}{\sin \delta - \cos \delta \sin(\delta + \varphi) \sqrt{1 + \frac{\tan(\delta + \varphi) + k}{\tan \varphi + k} \cot(\delta + \varphi)}} \quad (15)$$

由式(14)可以看出, K_a 中含有 $\tan \theta$ 和 $\tan(\varphi - \theta)$, 而 $\tan \theta$ 和 $\tan(\varphi - \theta)$ 可以由式(12)和式(15)得到, 代入式(14)可得 K_a 的解析计算公式。用手算虽然要复杂一些, 但是如果用计算机来计算, 是非常方便的, 很容易制成各种不同的参数 c, φ, δ, y_0 变化时的图表。为节约篇幅, 在此从略。

被动土压力计算公式

被动土压力的计算模型如

图2所示, 注意图中没有 y_0 , 即墙后土体无开裂面出现, 各力的方向如图。类似上面的推导, 有

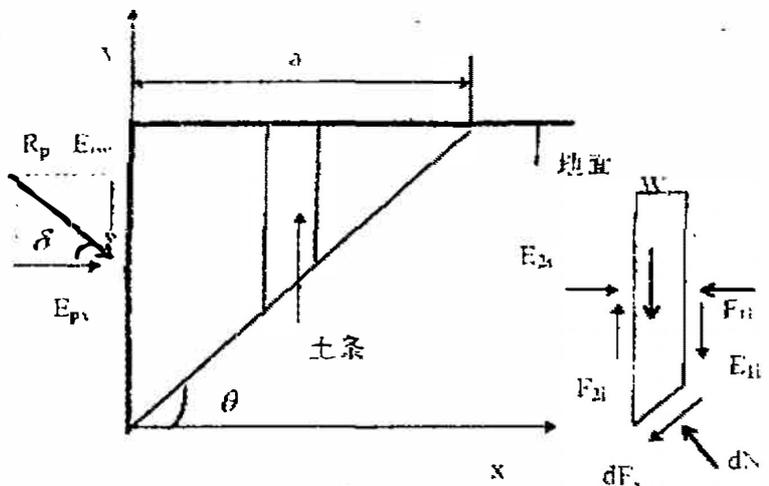


图2 被动土压力计算的模型示意图

$$\frac{dE}{dx} = -[c + \sigma_n(\tan\varphi + y')] \quad (16)$$

$$\frac{dF}{dx} = -cy' - \gamma(H - y) + \sigma_n(1 - y'\tan\varphi) \quad (17)$$

由上面两式,得

$$\frac{dE}{dx} + c = -\tan(\varphi + \theta) \left[\frac{dF}{dx} + c\tan\theta + \gamma(H - x\tan\theta) \right] \quad (18)$$

又

$$\int_0^{\delta} \frac{dE}{dx} dx = -E_{ps} = -R\cos\delta, \quad \int_0^{\delta} \frac{dF}{dx} dx = -E_{ps} = -R\sin\delta \quad (19)$$

最后得到

$$R_p = \frac{\gamma H^2 \frac{2c}{H} [1 + \tan\theta \tan(\varphi + \theta)] + \tan(\varphi + \theta)}{(-\sin\delta \tan(\varphi + \theta) + \cos\delta) \tan\theta} \quad (20)$$

极值条件如下

$$\cot\theta = \tan(\delta + \varphi) + \sqrt{\tan^2(\delta + \varphi) + \frac{\tan(\delta + \varphi) + k_1}{\tan\varphi + k_1}} \quad (21)$$

其中 $k_1 = \frac{2c}{\gamma H}$

由(21)求得 θ , 代入(20)可得被动土压力

$$E_p = \frac{\gamma H^2}{2} K_p \quad (22)$$

其中被动土压力系数定义为

$$K_p = \frac{k_1 [1 - \tan\theta \tan(\varphi + \theta)] + \tan(\varphi + \theta)}{(-\sin\delta \tan(\varphi + \theta) + \cos\delta) \tan\theta} \quad (23)$$

其中式中的 $\tan\theta$ 由式(21)确定, 而 $\tan(\varphi + \theta)$ 可按式确定,

$$\tan(\varphi + \theta) = \frac{\cos\delta + \sin\varphi \sin(\delta + \varphi) \sqrt{1 + \frac{\tan(\delta + \varphi) + k_1}{\tan\varphi + k_1} \cot(\delta + \varphi)}}{\sin\delta + \cos\varphi \sin(\delta + \varphi) \sqrt{1 + \frac{\tan(\delta + \varphi) + k_1}{\tan\varphi + k_1} \cot(\delta + \varphi)}} \quad (24)$$

得到 $\tan\theta$ 和 $\tan(\varphi + \theta)$, 同样很容易得到 K_p 的解析表达式。

本文公式与其它土压力计算公式的比较

1. 第一种情况, $\delta = 0, c \neq 0, \varphi \neq 0$

(1) 主动土压力系数

由式(12)得

$$\cot\theta = -\tan\varphi + \sqrt{1 + \tan^2\varphi} = \frac{1 - \sin\varphi}{\cos\varphi}$$

所以

$$\theta = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$$

代入式(15)和(14)后, 整理得

$$K_a = \frac{H - \gamma_0}{H + \gamma_0} \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$$

这跟朗金主动土压力计算公式得到的结果一致。

(2) 被动土压力系数

由式(21)可得,

$$\theta = 45^\circ - \frac{\varphi}{2}$$

代入式(24)和(23)后,整理得

$$K_p = \frac{4c}{\gamma H} \tan(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) + \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$$

这也跟朗金被动土压力计算公式得到的结果一致。

2. 第二种情况, $c=0, \delta \neq 0, \varphi \neq 0$

尽管要化简上述土压力系数的计算公式要花一些功夫,但很容易计算这种情况的主动和被动土压力系数的数值,可以发现结果与库伦主动和被动土压力计算公式的计算结果完全一致。

3. 第三种情况, $c \neq 0, \delta \neq 0, \varphi \neq 0$

这种情况是库伦和朗金公式中所没有的。表1给出了主动土压力的本文解与文献[2]解的比较。从表中可以看到,文献[2]由于没有考虑到 γ_0 的影响,使得结果偏小,并且随着 φ 值的增大,两者的相差有所增大。

被动土压力的解,本文解与文献[2]的解一致。

本文解与文献[2]解主动土压力的比较

(表中数据为 $2E_s/(\gamma H^2), c=10\text{kPa}, \gamma=18\text{kN/m}^3, H=10\text{m}$)

表1

| δ | φ | 10° | 20° | 30° |
|--|-----------|--------|--------|--------|
| $\varphi/3$ | 本文解 | 0.5069 | 0.3237 | 0.2008 |
| | 文献[2]解 | 0.4950 | 0.3121 | 0.1894 |
| 误差 = $ \frac{\text{本文解} - \text{文献[2]解}}{\text{本文解}} $ | | 2.3% | 3.6% | 5.7% |

主动土压力系数计算数值(式(14), $c=10\text{kN}, \gamma=18\text{kN/m}^3$)

表2

| $H(\text{m})$ | φ | 10 | 15 | 20 | 25 |
|---------------|--------------------|--------|--------|--------|--------|
| | $\delta=0$ | 0.4092 | 0.3243 | 0.2541 | 0.1960 |
| | $\delta=\varphi/2$ | 0.3834 | 0.2979 | 0.2303 | 0.1764 |
| 5 | $\delta=0$ | 0.5394 | 0.4398 | 0.3560 | 0.2853 |
| | $\varphi=\delta/2$ | 0.5056 | 0.4046 | 0.3233 | 0.2574 |
| 10 | $\delta=0$ | 0.6166 | 0.5093 | 0.4182 | 0.3408 |
| | $\delta=\varphi/2$ | 0.5791 | 0.4690 | 0.3803 | 0.3078 |

表2给出了 $c \neq 0, \delta \neq 0, \varphi \neq 0$ 情况下,主动土压力系数的变化规律。从表中可以看到, $\delta \neq 0$ 的主动土压力要比 $\delta=0$ 的小;随着深度的增加,土压力系数增大;随着 φ 的增大,土压力系数反而减少。表3为在同样情况下,被动土压力系数的变化规律。从表中可以看到, $\delta \neq$

0的被动土压力要比 $\delta=0$ 的大;随着深度的增加,土压力系数减少;随着 φ 的增大,土压力系数反而增多。从上述计算结果知,无论对主动土压力,还是对被地动土压力, δ 的引入,对挡土结构的土压力计算将是有利的。

被动土压力系数数值(式(22), $c=10\text{kN}$, $\gamma=18\text{kN/m}^3$)

表3

| $H(\text{m})$ | φ | 10 | 15 | 20 | 25 |
|---------------|--------------------|--------|--------|--------|--------|
| | $\delta=0$ | 1.9499 | 2.2776 | 2.6743 | 3.1616 |
| 5 | $\delta=\varphi/2$ | 2.1645 | 2.7128 | 3.4769 | 4.5886 |
| | $\delta=0$ | 1.6851 | 1.9880 | 2.3570 | 2.8127 |
| 10 | $\delta=\varphi/2$ | 1.8678 | 2.3630 | 3.0568 | 4.0711 |
| | $\delta=0$ | 1.5527 | 1.8432 | 2.1983 | 2.6383 |
| 20 | $\delta=\varphi/2$ | 1.7189 | 2.1877 | 2.8463 | 3.8119 |

结论与讨论

从本文的推导方法可以看出,采用条分法的思想,使得公式的推导变的简单,只须做一些积分运算,而不必考虑墙后滑动土楔的受力图,因为若土楔受力较多时,其受力图将是一个力多边形,受力图较复杂,其推导也复杂,而用上述思想,推导就简单了。此外,本文提出的思想,很容易再做一些深入的工作。一种情况是考虑墙与土体存在粘聚力的情况,其模型见文献[3],288页。另一种情况是将墙后土体的滑移线假设为任意的曲线,这时问题变为,找一条曲线,使得土体沿着这条曲线滑动时,对墙体的力最大(主动土压力)或最小(被动土压力)的变分问题。由于本文假设滑移线为直线,将使积分过程中 $\tan\theta$ 为常数,使得上述变分问题最终归结为 R_1 和 R_2 对 θ 的极值问题。对滑移线为一般的曲线时,变分问题如何提出,需要做进一步的分析和研究。另外本公式的计算结果,说明了上述思想的正确性。

本文提出的土压力计算公式,可以包括库伦和朗金土压力计算公式,即在 $c=0, \delta \neq 0, \varphi \neq 0$ 本公式为库伦公式;在 $\delta=0, c \neq 0, \varphi \neq 0$,本公式为朗金公式;而在 $c \neq 0, \delta \neq 0, \varphi \neq 0$ 时,即库伦和朗金公式都不能直接使用时,但可采用本公式计算。结果表明, δ 的引入,将使土压力减少,这对挡土墙的设计与计算将是有利的。对上述 c, δ, φ 参数的取值及其范围,文献[2]和一些文章及教科书中有所探讨,在此不赘述,但如何合理的确定这些参数及其范围,在何种情况下考虑墙后土体的开裂深度,在何种情况下不用考虑开裂深度,这有待于进一步的具体工程实践。

参考文献

- 1 华南理工大学,东南大学,浙江大学,湖南大学编,地基及基础(第二版),中国建筑工业出版社,1991
- 2 魏汝龙,考虑墙面摩阻时的土压力计算,地基处理,1997年第2期
- 3 Tien Hsing Wu(1977). Soil Mechanics(second edition)

夯实水泥土桩在加固房渣土地基中的应用

张东刚 马 驷

刘 康

(中国建筑科学研究院地基所 北京 100013) (北京市华远房地产股份有限公司)

概述

随着现代城市建设的发展,旧城中的危房改造日益提到建设日程上,建设中面临的杂填土特别是房渣土地基会越来越多。目前处理杂填土地基的方法有换填法、强夯法、加大基础埋深等,这些方法有的开挖土方量大、造价高、不经济,有的噪音大、振动大,在城区内使用受到限制。夯实水泥土桩避免了上述缺点,成为处理房渣土地基的一个主要选择方案。

夯实水泥土桩是中国建筑科学研究院地基所研制的一种新的桩型,它采用人工洛阳铲成孔,将水泥和土按一定比例拌和,在孔内分步由人工或机械夯实而成。

由于该工艺具有施工质量容易控制,施工速度快、工期短、造价低廉、施工文明、无噪音和振动污染等优点,目前已广泛地应用于处理地下水位以上的粉土、粘性土、淤泥质土和素填土、杂填土地基,在数百个工程应用中已取得良好的经济效益和社会效益。但在房渣土地基上采用夯实水泥土桩复合地基方案是否可行,处理效果如何,国内尚少见报道,本文就笔者设计和实施的两栋六层住宅楼的地基处理进行了分析和总结,经地基处理后的静载试验证明在一定的条件下的房渣土地基,采用夯实水泥土桩方案处理是可行的,取得了令人满意的结果。

工程概况

某小区两栋六层住宅楼位于北京市西直门内,其基础采用筏板基础。地基土表层为2.80~6.70m 薄厚不等的人工堆积层①,以房渣土为主,以下为第四纪沉积层,地层从上到下分别为粉质粘土、重粉质粘土②层,承载力标准值为180kPa,粘质粉土②₁层,承载力标准值为200kPa,粉砂-砂质粉土③层,承载力标准值为250kPa,③层的埋深基本上在一平面上。场区范围内地下水位埋置较深,可不考虑地下水的影响。

建筑物基础基板位于地表下2.0m,设置在①层的房渣土上。该场地房渣土地基具有如下特点:1. 成分复杂:由砖、瓦块、灰土、炉渣等成分构成;2. 均匀性差:从轻便触探值的变化可以看出,其值为7~30,平均为17;3. 强度低、压缩性高:其密实度为稍密-中下。

勘察报告提供的①层房渣土的承载力标准值为80kPa,设计要求地基处理后承载力标

准值为 150kPa。地基处理的主要目的是提高承载力,另外需考虑场地的不均匀性,消除差异沉降。

地基处理方案的选择

由于该工程属于危房改造,建筑物东边和北边距居民的平房仅隔一条小马路,因此,选择方案需从满足设计要求、造价、工期和扰民等方面进行考虑。表 1 为常见的几种处理杂填土地基施工工艺在本工程上的适用性对比。表中这几种方法均可满足设计要求,首先需排除的是有扰民的施工工艺;强夯法和 CFG 桩复合地基;换填法是将基础影响范围内的房渣土挖除,按压实度控制人工回填素土或级配砂石,具有简单、可靠的优点,但存在较大的清运土方量和回填量,且工期不易保证。经方案比较,在房渣土地基上采用工期、费用都优于换填方案的夯实水泥土桩施工工艺。

方案对比

表 1

| 施工工艺 | 造价 | 工期 | 扰民问题 | 施工机具 |
|--------|----|----|---------|--------|
| 换填法 | 低 | 稍长 | 无 | 简易机具 |
| 强夯法 | 低 | 短 | 存在振动 | 大型施工机具 |
| CFG 桩 | 高 | 长 | 存在振动和噪音 | 大型施工机具 |
| 夯实水泥土桩 | 低 | 短 | 无 | 简易机具 |

夯实水泥土桩复合地基的设计

夯实水泥土桩复合地基采用正方形布桩,桩径采用 350mm,根据勘察报告来确定桩长,桩长为 3.0~5.0m,保证桩端落在③层粉砂-砂质粉土层上。

单桩承载力的计算:

考虑桩长取 3.0m,房渣土极限侧阻力标准值取 18kPa,极限端阻力标准值取 1200kPa,单桩的安全系数 γ 取 1.75;单桩承载力为:

$$R_s = \frac{1}{\gamma} (U_p \sum_{i=1}^n q_{si} L_i + q_p A_p) \quad (1)$$

式中 U_p ——桩的周长;

q_{si} ——桩侧第 i 层土的极限侧阻力标准值;

q_p ——桩的极限端阻力标准值;

L_i ——第 i 层土的厚度。

根据式(1)计算单桩承载力为 100kN。

复合地基承载力计算:

考虑每 1m^2 布置一根水泥土桩,加固后桩间土的强度提高系数 $\alpha=1$,桩间土强度发挥系数 $\beta=0.9$,夯实水泥土桩复合地基承载力标准值为:

$$f_{sp,s} = \frac{1}{A_p} [\alpha\beta f_s (A_{sp} - A_p) + R_s] \quad (2)$$

式中 f_s ——天然地基承载力标准值;

α ——加固后桩间土强度提高系数;

β ——桩间土强度发挥系数;

A_{sp} ——单桩复合地基面积;

A_p ——单桩的截面面积。

根据式(2)计算,复合地基承载力为165kPa,可以看出,当桩长为3~5m,桩间距为1m时,处理后的复合地基承载力标准值能够达到150kPa以上,可以满足设计要求。

夯实水泥土桩的施工

夯实水泥土桩所用的材料:水泥为425#矿渣硅酸盐水泥,土为成孔后的弃土,过20mm筛。水泥和土按1:6(体积比)进行配比,含水量按最优含水量控制。

成孔采用人工洛阳铲成孔,在房渣土地基上用人工洛阳铲成孔方便,每人每天(12小时)可打8~10根4m的孔。采用人工洛阳铲成孔的优点在于每个桩孔可视为一个探坑,对土层的变化一目了然,可保证桩端落在好土层上。在第一栋楼施工时,发现场地房渣土①层并不象勘察报告提供的变化幅度很大、不均匀,而是比较均匀,人工洛阳铲成孔为了解土层变化、现场调整桩长、保证施工质量,提供了很大的便利条件。

夯实可采用人工夯实或机械夯实,在房渣土地基上建议采用机械夯实,机械夯实质量容易控制。在机械夯填桩孔时,要求每部机械旁边放一把铁锹和一个皮斗(0.03m³),无论上料怎样快,均可保证每皮斗料在孔内夯击8击以上。每天(12小时)每部机械可夯填4m桩孔60~70个。

水泥土桩施工完毕后,将桩头和保护土层清掉,铺设砂石褥垫层,褥垫层厚度为10~15cm,用平板震捣器进行压实,压实系数需大于0.93。褥垫层施工完毕后可进行基础的施工。

地基处理后的检测

夯实水泥土桩施工完毕后,对每栋楼由2根桩进行单桩复合地基检测,载荷板尺寸为1000×1000mm²,试验按照《建筑地基处理技术规范》JGJ79-91中的“复合地基载荷试验要点”进行。

图1、图2是第一栋楼单桩复合地基载荷试验P~S曲线,从图可以看出,曲线有明显的比例极限,可取该比例极限所对应的荷载175kPa作为复合地基承载力标准值。

第2栋楼检测结果,复合地基承载力标准值在180kPa以上。

从检测试验来看,地基处理后,复合地基承载力能够满足设计要求。

结语

此次采用夯实水泥土桩处理3~5m厚的旧城区房渣土地基,形成的复合地基承载力标准值是房渣土地基承载力标准值的2.2倍,满足了设计要求,地基处理是成功的。

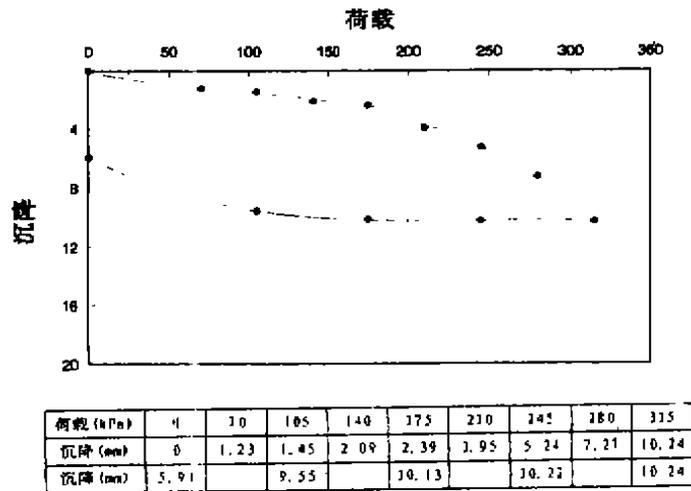


图1 168#单桩复合地基 P~S 曲线

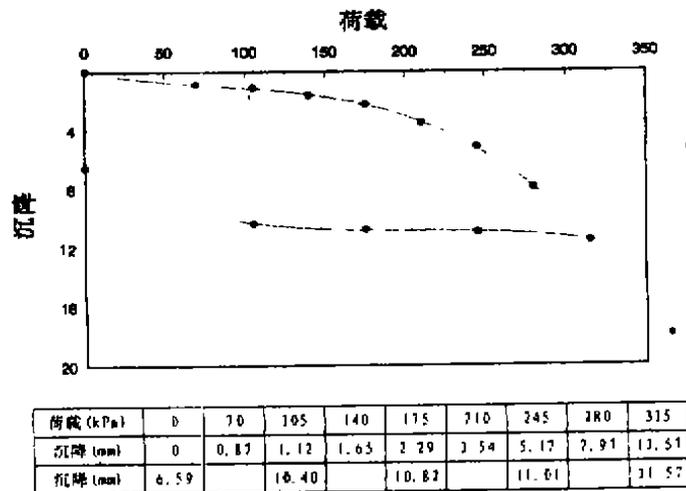


图2 758#单桩复合地基 P~S 曲线

用夯实水泥土桩处理旧城区房渣土地基,可得出如下体会:

1. 采用夯实水泥土桩处理房渣土地基,工艺可行,用洛阳铲在房渣土地基上可以成孔;
2. 土料可就地取材,采用过筛的房渣土和水泥按一定比例拌和夯实成桩;
3. 夯实水泥土桩质量控制关键在于夯实,因此,为避免人为因素,建议采用机械夯实;
4. 在房渣土地基上设计夯实水泥土桩,桩间土的承载力确定是一个重要因素,在没有固结或近年回填的房渣土地基上不宜采用此工艺;
5. 设计水泥土桩时,桩端必须落在可靠的持力层上。

淤泥地区基坑开挖设计与施工总结

张幸洪

(珠海市建筑工程勘察设计院 513000)

[摘要] 本文通过对淤泥地区众多基坑开挖工程的剖析,归纳总结出常见失事的原因及教训,同时结合成功工程实例,从设计及施工角度提出相应对策或防范措施。

前言

在沿海地区,广泛分布着一定厚度的淤泥土,其含水量高达 60% 以上,易触变、易流变。这类性质土层给基坑开挖工程带来相当难度和造价的大幅上升,且失事的比例远高于土质性质较好地区。其后果不仅表现在挡土桩的倾斜、折断或边坡的滑移、坑底的隆起,而且造成工程桩倾斜变位;不仅从时间和经济上给本工程带来巨大损失,而且也危及到邻近建筑物的安全和正常使用。为此,在淤泥区的基坑开挖,须引起人们的充分重视,应对支护工程体系从宏观上,整体上树立正确的概念,设计思想和施工方案。

本文试图结合淤泥区众多基坑开挖工程实例,撇开支护结构常规的力学计算中的问题,仅对人们易于疏忽却又往往成为基坑失事的“症结”进行剖析,并探讨性提出相应对策。

失事原因分析总结

(一)放坡大于临界坡角或临界高度

按泰勒(Taylor)稳定数法,边坡临界高度 H_c 按下式计算:

$$H_c = N_s \frac{c}{\gamma}$$

式中 N_s ——稳定系数(由边坡的坡度角及土内摩阻角等而定的系数)

c ——土的粘聚力

γ ——土的容重

对于高饱和流塑状淤泥,放坡比例一般小至 1:6,稳定坡角仅 5~10°,这样小的坡角或如此大的开挖范围,实际施工中很难达到,即使达到,也可能由于软土的触变性和流变性,使边坡进一步失稳。

[实例一] 中山市污水处理厂兴建同样规格的两个池体,开挖深仅 2.5m。场区地质条件为:0.7m 厚松散填土,0.7m 厚耕植土,4.5~5.0m 厚含水量 $\omega=69\%$ 淤泥,其下为粉质粘

* 收稿日期,1997 年 6 月

土和中粗砂。两基坑之一采用“卸荷加喷粉桩”支档方案(后文详述),另一直接采用大放坡开挖,放坡宽约5.0m。前者开挖顺利完成,后者开挖部分范围后,边坡即发生整体滑移,坑底淤泥上隆,坑中 $\Phi 400$ 预制管桩发生倾斜。以后坡度虽经再三放缓,仍难以开挖到位。

如果淤泥层很厚, $n_d > 4$ 时(n_d 为深度系数,为坚硬土层面离土坡顶的距离与土坡高度的比值),按泰勒稳定数图表,取 $n_d = \infty$,则 $N_s = 5.52$,此时土坡临界高度

$$H_c = \frac{5.52C_u}{\gamma}$$

C_u ——土的不排水抗剪强度

上式说明, H_c 为仅与土的 C_u 、 γ 有关的常数,与坡角无关,即无论多缓的放坡,基坑开挖深度都不能超载 H_c 。

[实例二] 乐清县赵章光楼地下室开挖深度5.0m,场区地表为0.5m石渣垫层,下面为1.2~1.5m厚淤泥质粘土,再下为20m厚淤泥,含水量60~90%,基坑开挖采用1.2放坡系数放坡开挖,挖至2~2.5m时,四周出现滑坡;随后改为1.5放坡系数,坍方更严重,边缘沉管灌注桩全部折断;然后又在四周斜坡上打两排4m长松木桩,并用角铁和 $\Phi 10$ 钢筋锚住松木,也未能解决问题。

(二) 计算参数选择不准确

土压力计算最为关键的参数是粘聚力 c 和内摩擦角 φ ,由于粘性土的抗剪强度 c 、 φ 取值受诸多方面影响,给设计者带来很多困难和不确定因素,表现在以下几方面:

1. 土的抗剪强度与土的固结度有密切关系,对同一种土在不同排水条件下进行试验可以得出不同的抗剪强度指标 c 、 φ 值,但在饱和淤泥区,因其渗透系数很小,故采用降水开挖方案的并不多见,则抗剪强度指标宜采用直接快剪或三轴的不排水剪。

2. 很多关于高层建筑的地质勘察报告都侧重对下部好土层进行力学性质及稳定性评价,忽视对浅部淤泥层物理力学指标的测试,尤其缺乏三轴试验和原位测试指标;只注重基础选型,忽视对基坑开挖方案的建议。致使设计者对上部淤泥性质缺乏足够了解,有时甚至靠设计者经验取值,难免失之偏颇。

3. 由于原状土样送样不及时或封口不严,造成土样失水,导致土工试验抗剪强度指标偏高。

4. 很多设计者都意识到,在淤泥区支护,加固被动土压区以提高被动土压力和加固主动土压区以减小主动土压力,是行之有效的办法,但因对加固范围,深度和固结后改良土体 c 、 φ 值取用不准确,或对其共同作用效果估计过高而导致基坑失事。

[实例三] 某大厦需开挖5.2m深基坑,支护结构采用 $\Phi 480$ 悬臂式混凝土灌注桩,平均桩长9m。场区上部为2m厚填土,其下为8~13m厚淤泥, $\omega = 63\%$, $c = 6\text{kPa}$, $\varphi = 3.68^\circ$ 。开挖至3m时,挡土桩即发生较大位移和倾斜,随即迅速回填。然后在全基坑范围内满堂打入间距2m的喷粉桩,基坑外用4排间距2m,长10m喷粉桩处理。再次挖至3.2m时,又发生大范围边坡失稳。挡土桩及工程桩均出现较大倾斜和位移。

该基坑失事固然与挡土桩入土过浅有关,但也与对喷粉桩改良效果的错误认识有关。因水泥系喷粉桩对周围淤泥改性,其实非常微弱,各喷粉桩独立布置,象一种排骨效应,不能形成整体结构作用或充分改良土壤。

(三) 加固深度不够,或未对坑底进行固结处理,导致坑底隆起或深层滑移

基坑开挖破坏了土体的应力平衡条件,当饱和软粘土抗剪强度无法抵抗基坑内外土压力差引起的滑动矩时,若挡土墙没有足够的深度或强度穿过危险滑面,或未对坑底、边坡淤泥加固改良,使其抗剪强度充分提高,则深层滑移或坑底隆起在所难免。

[实例四] 中山市坦洲自来水厂沉淀池需开挖4m深基坑,采用格栅状喷粉桩挡土墙,墙宽2.8m,桩长8m。场区上部为2m厚填土,其下为8~15m厚淤泥, $\omega=67\%$ 。在基坑开挖到设计底标高后不到一天,挡土桩后缘坡体首先出现细小裂缝及沉降,并逐渐扩展,随即在坑内离挡墙3~4m处,淤泥有隆起迹象,渐渐挡土墙发生倾斜。后经在坡体上及时卸荷方保证开挖进行。

(四) 支护结构整体性不好

常见的呈格栅状布置的搅拌桩重力式挡墙,若空格比例太大($>70\%$)或相邻桩搭接太小($<10\text{cm}$),挡墙往往不能形成整体,共同作用。而疏于联系的桩易被土压力各个击破,进而引起整个挡墙破坏。为加强格栅状挡墙的整体性,通常在挡墙顶加一10~30cm厚压顶混凝土板,并和桩顶插筋锚接起来。

有人主张按“I”字形或中空矩形验算格栅状挡墙内力,固然不错,但当弯曲应力及剪应力不满足要求时,认为靠单纯加大前后两排桩间距来提高抗弯、剪能力,其实不妥。因为过大空格从根本上削弱了搭接强度极其有限的搅拌桩挡墙整体作用效果。

(五) 施工方式或程序不对

如地表未做防排水系统,导致地表水的渗流,引起主动土压力增大,或动水压力冲蚀挡土结构;开挖中未建立有效监测系统,对施工中出现问题不能及时掌握;开挖时一次到位,使得应力骤然释放;开挖后不及时浇做垫层,停放时间过长,或从边缘向中间开挖,边缘基坑暴露过久,淤泥发生流变;在基坑四周堆填附加荷载,人为增大主动土压力等等。这些都是不可取的施工方式或程序。

淤泥区基坑支护设计及施工对策

(一) 采用复合边坡或“支挡加放坡(卸荷)”方案

在条件允许前提下,能够放坡,无疑应首先考虑放坡方案。但因在淤泥区要求放坡范围较大,坡度较缓,以及淤泥的流变,触变性,单纯采用放坡不仅加大土方开挖量及回填量,而且对施工组织保障提出较高要求。因此较理想方案应是对放坡边坡适度加固固结或支挡。回到实例1,即是采用“支挡加卸荷”方案并取得成功的例子。(见图1)

[实例五] 中山精密钢球厂设备基坑深4m,场区上部为2m厚填土,下部为12~18m厚淤泥。设计采用生石灰系喷粉桩加固边坡及固结坑底,既经济又可靠,该工程获圆满成功。(见图2,图3)

有人认为,石灰属气硬性材料,在地下其后期强度增长欠佳。其实,一方面生石灰消化过程中需吸收大量水分,并放热膨胀,不仅石灰土桩强度提高很快,而且对桩间淤泥的改良效果远远优于水泥桩;另一方面,因基坑开挖支护属临时性措施,对其后期强度不必过分关注;再者,生石灰桩勿须密排布置,其材料价也较水泥便宜,故经济上占优势。总之,生石灰系喷粉桩加固淤泥区边坡不失为一种理想方案。

(二) 加固被动土压区或固结坑底

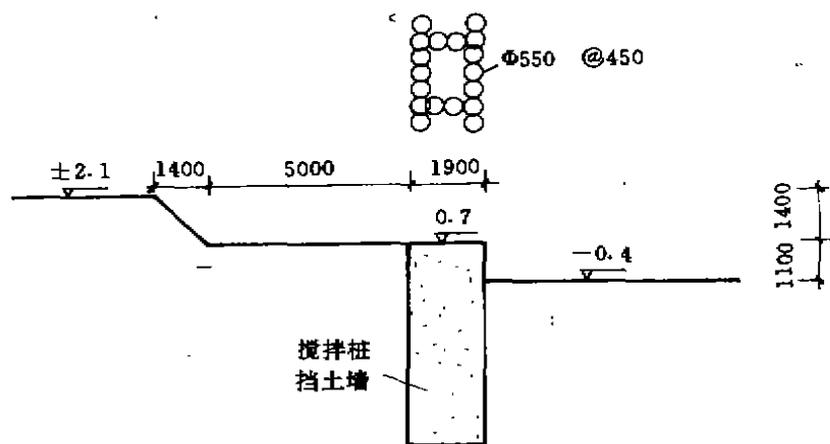


图1 (引自邵忠心《中山污水处理厂沉淀池基坑围护方案》)

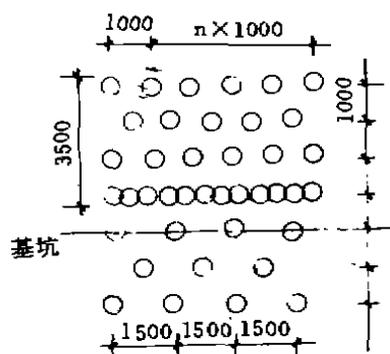


图2 边坡及坑底加固桩位平面

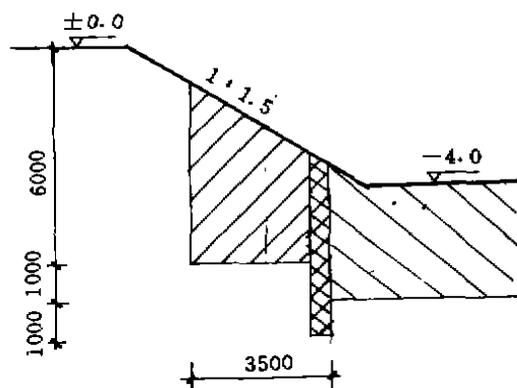


图3 加固及开挖剖面

(引自陈少平《中山精密钢球厂基坑开挖设计方案》)

在深层淤泥区,增加挡土墙厚度和深度,往往不能有效提高挡土效果,反而使造价大幅增长。此时若对被动土压区进行加固,对提高支护结构的稳定性及防止坑底隆起往往可起到立竿见影的效果。一般采用(喷粉)搅拌桩、注浆法加固靠基坑壁 1/2 基坑深度范围,但加固须具整体作用,不会产生如实例三所述的排骨效应。若和防隆起处理结合起来,往往需对坑底满堂加固。对坑底的固结还可采用电渗降水措施。

[实例六] 珠江电厂水泵房需开挖 13.1m 深基坑,场区上层为 6m 新近吹填砂,下面为 22~27m 淤泥,含水量 70~80%。设计采用加支腿的连续墙挡土结构,在基坑内布轻型井点电渗降水,固结基底下 6m 范围淤泥,土层明显变干变硬,从流塑变为可塑。基坑开挖获得成功。

(三)采用合理的支挡结构

若能针对场区地质条件、基坑形状等具体条件,采用合适的支挡结构,往往能起到事半功倍的效果。

1. 鉴于淤泥提供被动土压力极小,故可充分运用结构措施弥补,用刚支撑提供水平对

撑、角撑或斜撑力。在珠江三角洲地区,淤泥性质较上海地区更差,故在饱和粘土区应用灌浆锚杆的工程似不多见。

2. 根据基坑形状,尽可能将支护结构设计成圆形、椭圆形、弧形、抛物线形、双曲线形等。充分利用拱的作用机理,减小支护结构厚度和深度,既安全又经济。

3. 对于较为狭长基坑,特别是长度很大市政工程沟槽,可横跨槽底,布排桩提供对撑;亦可设计成连拱壁护岸,拱脚加刚性桩和横撑。对于开挖深度不大的狭长沟槽,有人采用单一搅拌桩工法,把连拱壁和槽底桩(提供对撑及防桩底隆起)结合起来。

4. 对于饱和粘性土很厚地区,采用无支撑双排桩 π 型框架结构,对挡土及位移控制也十分有效。

(四)用系统工程的方法处理基坑开挖问题

基坑开挖与支护是一个涉及土力学、水力学、结构力学以及现代施工管理等几门学科相互交叉的系统工程,因此基坑开挖与支护必须更新观念,要从传统的参数设计转变到概念设计,全面考虑土质,水文地质,周围环境、基坑挖深、施工条件等因素,并用动态设计方法,反馈信息,以便及时调整或加固结构。近年来国内大量基坑开挖实践表明,概念设计和动态设计不仅是设计概念的更新,而且是保证基坑开挖成功的关键。

[实例七] 新会某大厦设一层地下室,基坑需挖深4~5m,但要达到设计地面高程,尚需在现场地面再填土2.2m。场地范围开阔,上部为填土及耕植土,厚约2.0m,其下为厚约12.0m淤泥, $\omega=80.1\sim 89.3\%$ 。设计者经多方面综合考察比较后,选择放坡加反压荷载方案。(见图4,图5)

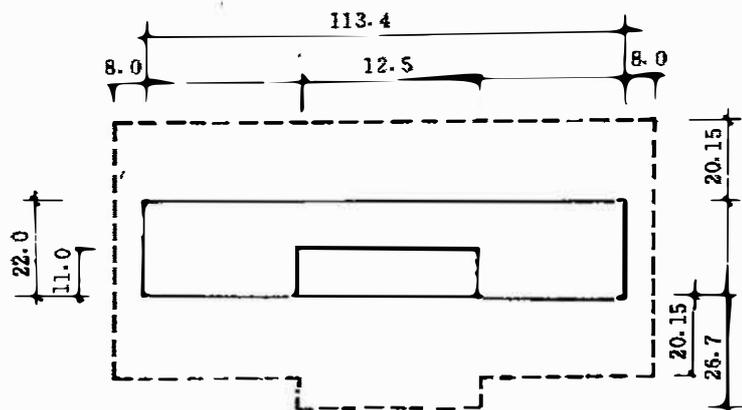


图4 放坡开挖范围平面图

对于该工程,地下室施工后,不仅要填平开挖边坡,而且还要在现地面上填土2.2m。考虑到填土引起的软土侧压力必将导致主楼预应力管桩基础的损坏,为此,采用在主楼周围基坑开挖边坡范围内,做架空地板方案,这样只需回填少量土。设计者不仅对基坑边坡稳定进行了分析计算;而且还综合考虑了基坑开挖中桩的水平位移及弯矩;采用架空地板方案建筑物抵抗水平荷载的能力;基础桩在水平位移条件下受上部结构垂直、水平荷载作用时的抗弯能力等内容,并在基坑开挖中对边坡软土及工程桩的水平位移进行了监测,实测值稍小于计算值。此为用系统工程方法处理基坑开挖,并取得成功的范例。

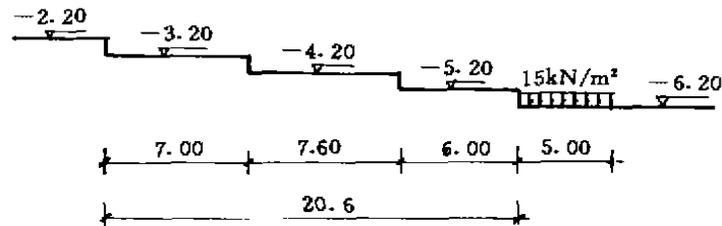


图5 放坡开挖剖面图

(引自陆培炎等《新会某大楼基坑开挖稳定性及开挖对工程桩的影响分析》)

结语

1. 在淤泥区开挖基坑,应对其不利因素有深刻认识。即①坑底淤泥提供的被动土压力很小,②易发生整体滑移或坑底隆起,③淤泥易触变、易流变。这些因素往往是导致基坑失事的“症结”。

2. 针对淤泥抗剪强度极小及呈流塑状态的特性,基坑支护首先宜充分考虑加固固结方案,以喷粉桩(水泥系、石灰系)、压力注浆等方法为佳,对于较深基坑则需考虑结构措施弥补,以提供刚性支撑力为佳。

3. 应用系统工程的方法处理淤泥区基坑开挖问题,树立概念设计和动态设计新概念。

地基处理协作网简章

为了加强地基处理信息交流,推广地基处理新技术,加强从事地基处理设计、施工、科研、教学、地基处理机械厂家各方面相互之间的联系,中国土木工程学会土力学及基础工程学会地基处理学术委员会决定成立地基处理协作网。

地基处理协作网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主办,地基处理协作网中心站设在浙江大学土木工程学系岩土工程研究所,邮编 310027。

地基处理协作网成立管理委员会,负责管理协作网的工作。管理委员会由学会代表和网员单位代表组成。设主任一名,副主任若干名,秘书长一名,副秘书长若干名。下设中心站负责协作网的日常工作,定期向管理委员会报告工作情况。

凡承认地基处理协作网简章的单位和個人,经申请并填写申请表,经管理委员会认可后可成为网员单位或网员。

网员单位或网员义务:

(1) 每年按规定交纳网费。第一次入网费:教学单位 280 元;其他单位 480 元;个人 260 元。网费请汇至农业银行杭州浙大分社,帐号 70620113303974 地基处理学术委员会。

(2) 向协作网中心站提供各种地基处理信息。

网员单位或网员权利:

(1) 获得由协作网中心站汇编的地基处理信息汇编—网讯。

(2) 每年获得价值 100 元(不包括邮费和服务费)的地基处理领域或土力学及基础工程领域的最新资料。资料由网员单位联系人或网员在中心站发出的最新资料单中选择。

(3) 委托中心站代售地基处理领域资料,委托代售需与中心站签订委托代售合同。一般中心站不包售,服务费收取代售资料费总额 30%。委托中心站发放广告资料,是否收费视具体情况协商确定。

(4) 参加由协作网举办的有关学术活动。

塑料排水板加固码头驳岸地基的实践

陈兴俊

(交通部第三航务工程勘察设计院厦门分院 厦门 361001)

[摘要] 采用塑料排水板堆载预压加固淤泥地基是十分有效的地基处理办法。在厦门地区大规模应用于工程中尚缺乏经验。本文介绍塑料排水板在厦门石湖山煤码头及煤堆场驳岸地基加固中的应用,着重介绍了试验监测的结果。文中就加荷过程线、施工速率控制、施工加荷控制标准和塑料排水板打设深度等进行了讨论。

设计概况

厦门市石湖山煤码头及煤堆场驳岸工程建造在深厚的淤泥地基上,淤泥层最厚达20m。设计采用塑料排水板分级堆载法进行地基的加固处理。塑料排水板间距为1.2m,正方形布置,板长12~15.5m。设计分三级堆载,施工速率按时间要求和固结度控制,要求每一级荷载下固结度达到80%以上。加荷控制标准为日沉降量小于10mm,日位移量小于3~5mm。驳岸典型断面见图1。设计加荷过程线如图2所示。

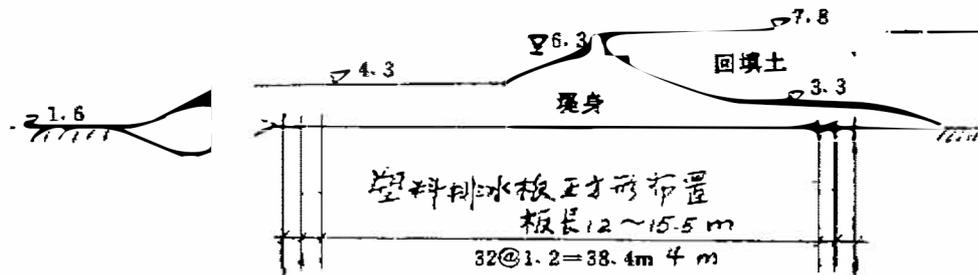


图1 驳岸典型断面

试验监测

由于大面积使用塑料排水板加固地基在厦门地区尚缺乏经验,为了确保驳岸施工安全,获得有关设计参数、进一步完善设计、指导施工,本工程进行了安全监测的现场试验。

(一) 监测断面及试验仪器布置

监测断面布置在淤泥层最厚,靠近引桥桥头的最不利地段。在该区段布置了间距为30m的两个监测断面。如图3所示。在各个观测断面上埋设了地表沉降板、分层沉降观测管、侧

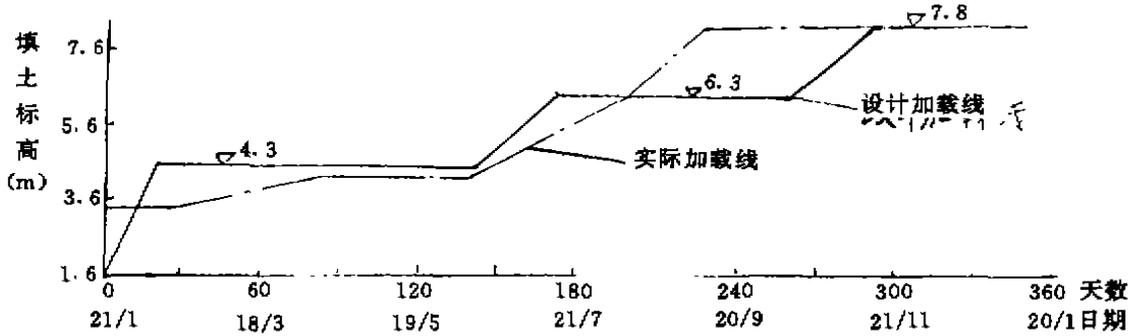


图2 设计与实际加载过程线

向位移观测管、孔隙水压力测头等原位观测仪器,用以观测整个施工过程中土体的垂直沉降、水平位移、超静孔隙水压力等的变化规律。

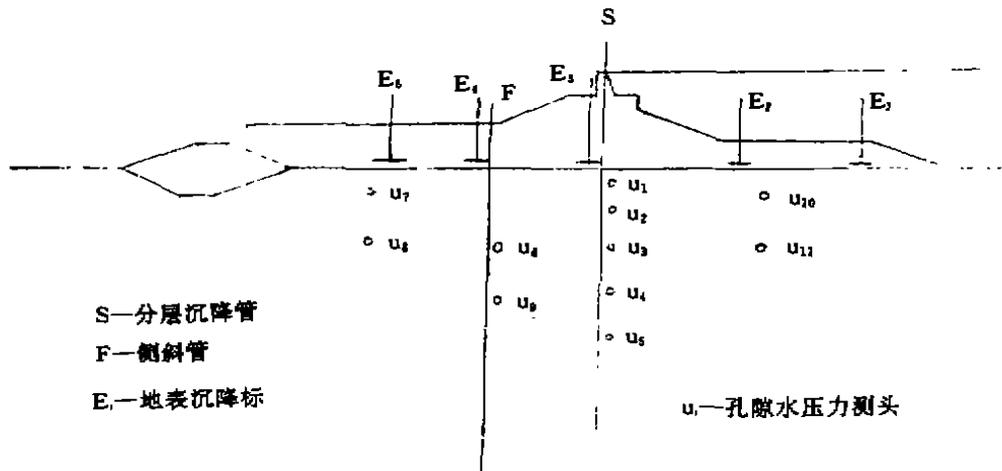


图3 监测断面仪器布置

(二) 试验结果

1. 实际加荷情况

由于受到实际施工组织中各种因素的影响,试验段驳岸加载过程与设计加荷计划不同,如图2示。

2. 地表沉降与分层沉降

表1为地表沉降标及分层沉降管顶环在观测结束时的实测沉降值。由于沉降标埋设较迟,第一段荷载引起的沉降值未测量到,实测地表沉降值偏小。

实测沉降值

表1

| 沉降标号 | E_{1-1} | E_{1-3} | E_{3-4} | E_{4-5} | E_{B-1} | E_{B-2} | E_{B-3} | E_{B-4} | E_{B-5} | A断面分层沉降值 | B断面分层沉降值 |
|------------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|----------|----------|
| 起始观测日期 | 10/6 | 10/6 | 10/6 | 10/6 | 10/4 | 10/4 | 10/4 | 10/4 | 10/4 | 17/1 | 17/1 |
| 实测沉降值(cm) (92.7.11) | 115.6 | 88.1 | 66.7 | 71.5 | 116.1 | 110.2 | 121.7 | 60.6 | 46.5 | 132 | 116 |

图4为分层沉降管B在不同深度处土体的沉降过程线,表明土体内部相对压缩量随深

度而减少,主要压缩变形发生在地表下10m范围内,10m以下土体的变形很小,不足10%。按实际的分级加载情况,用改进的高木俊介法推求理论沉降过程线与实测值比较,如图5示。

表2列出地表沉降标与分层沉降管测得的沉降速率较大值,从表中可知,最大日平均沉降为14mm,因此认为沉降速率控制在15mm/day是合适的。

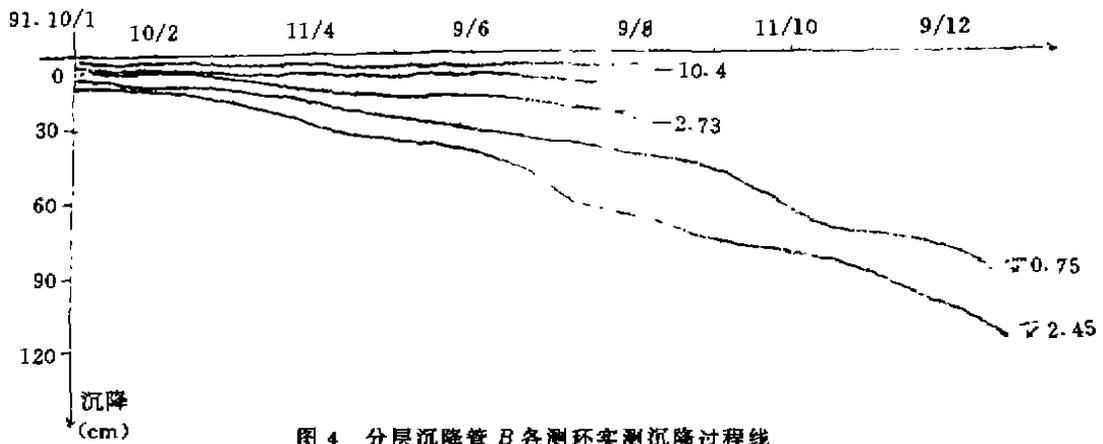


图4 分层沉降管B各测环实测沉降过程线

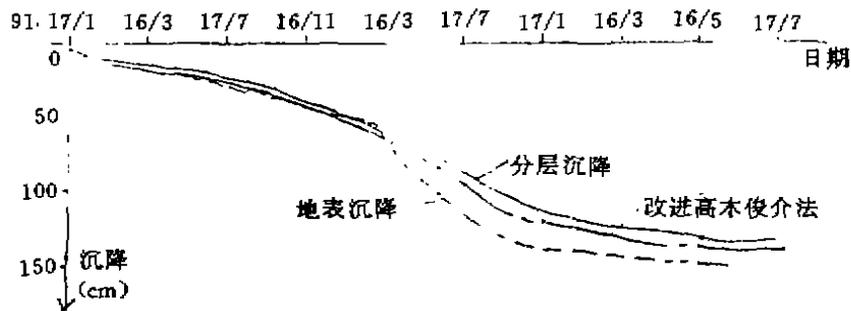


图5 计算沉降与实测沉降比较

实测日平均沉降值(mm)

表2

| 观测日期 | 5/8 | 9/8 | 23/7 | 20/9 | 21/7 | 17/9 | 7/10 | 7/11 |
|-------|------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|
| 观测设施 | ~7/8 | ~11/8 | ~26/7 | ~24/9 | ~25/7 | ~5/10 | ~11/10 | ~11/11 |
| 地表沉降标 | | | | | 8.3 | 14 | 12.2 | 8.1 |
| 分层沉降管 | 11 | 8.7 | 7.2 | 8.8 | | | | |

3. 水平位移

图6为不同时刻位移沿深度的变化曲线,表明土体水平位移最大发生在地表下3~5m内,地表下10m的位移量很小。

现场实测平均日水平位移通常小于2mm,低于允许值3~5mm。

4. 孔隙水压力

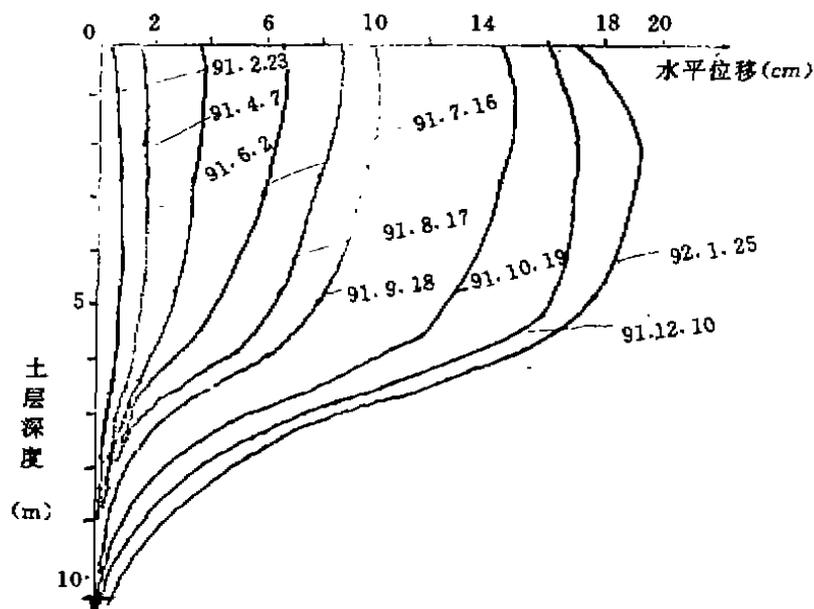


图6 不同时刻土体位移变化曲线

表3列出各级荷载下孔隙水压力系数 $B = \frac{\Delta U}{\Delta P}$, 小于通常的控制值 $B = 0.5 \sim 0.6$, 说明了设置塑料排水板后孔隙水压力消散较快。需要说明的是, 第一级荷载为民船抛砂, 加荷不均匀, 速率慢, 加上潮差影响, 孔压实测值规律性差, 故未列入表中。

孔压系数 B 的计算值

表3

| 测头 | 埋深 | 第二级荷载 | | | 第三级荷载 | | | 备注 |
|----------|------|------------|------------|-------|------------|------------|-------|------|
| | | ΔU | ΔP | B | ΔU | ΔP | B | |
| u_3 | 7.5 | 1.25 | 3.392 | 0.368 | 2.6 | 6.31 | 0.412 | 轴线 |
| u_7 | 3.0 | 1.25 | 3.392 | 0.368 | 1.8 | 6.31 | 0.285 | 边坡 |
| u_8 | 4.5 | 1.1 | 3.392 | 0.320 | 1.8 | 6.31 | 0.285 | |
| u_9 | 4.0 | 1.35 | 3.392 | 0.397 | 2.5 | 6.31 | 0.396 | 后方 |
| u_{10} | 7.5 | 1.35 | 3.392 | 0.397 | 2.5 | 6.31 | 0.396 | |
| u_{12} | 4.0 | 1.30 | 3.392 | 0.383 | 2.4 | 6.31 | 0.380 | B 轴线 |
| u_{15} | 10.5 | 1.30 | 3.392 | 0.383 | 2.5 | 6.31 | 0.396 | |

效果检验

为检验地基加固的效果, 验证各级荷载下驳岸稳定性, 在每级加载前以及加载全部结束后进行了十字板剪切试验。试验结果如图7示, 基本上随深度呈线性变化。10m 深度内十字板强度平均从 20.5kPa 提高到 37kPa, 增长率为 80%。

按《港工规范》计算强度增长值 $\Delta S = \bar{U} \times \sigma_v \cdot \tan \varphi_v$, 并用实测十字板强度对各级荷载作用下驳岸的整体稳定性进行了验算, 安全系数满足要求。

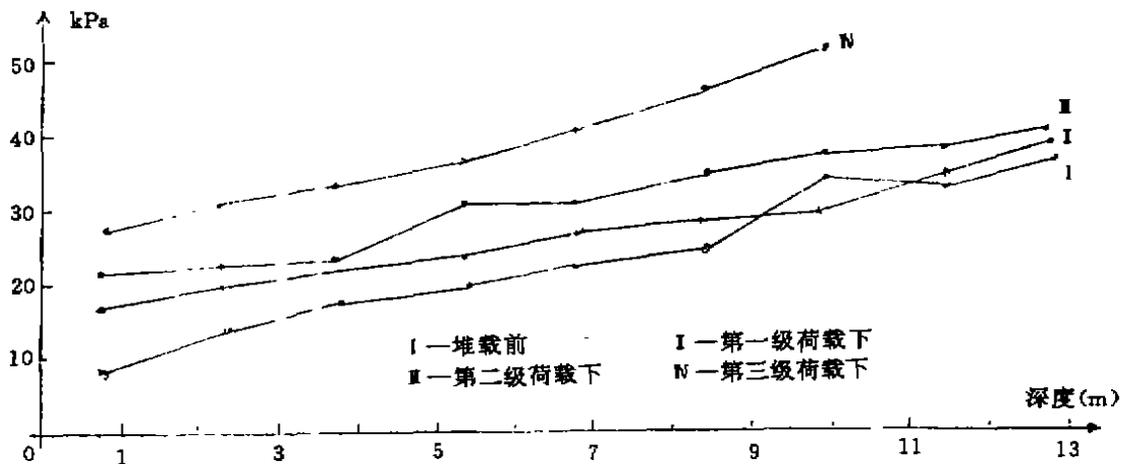


图7 各级荷载下的十字板强度

对设计中几个问题的讨论

1. 关于加荷过程线

设计要求是每级荷载间歇时间分别是4个月、3个月、3个月。实际施工时,由于受砂、石料源、潮汐等的影响,施工组织不尽人意,实际加荷过程与设计有很大差异。为了满足工期要求,第二级荷载没有停歇就继续施加第三级荷载。从理论上讲,由于没有足够的时间,地基强度还不能充分增长,对下一级荷载下驳岸稳定是极其不利的。由于本工程在试验的指导下才得以顺利完成第三级加载。因此,在设计加荷过程线时,应考虑海上施工受干扰的因素较多,宜适当延长加荷过程时间。为了缩短加固周期,可以考虑在满足天然地基强度的条件下尽量增大第一级荷载或者在施工条件许可时尽早打设塑料排水板。

2. 关于施工速率

设计要求施工速率除按时间控制外,还要按固结度控制,在每级荷载作用下相应固结度要达到80%以上。实际施工时,由于加荷计划的改变,第一级荷载相应的固结度只达58%,第二级荷载相应的固结度只有65%。对施工单位来说,一旦施工计划受干扰,用固结度来控制施工速率极不实用,往往是难以做到。

3. 关于加荷控制标准

设计按照《港工规范》制定加荷控制标准,即日沉降量小于10mm,日水平位移小于3~5mm。从试验段中埋设的原观仪器实测得最大沉降速率为14mm/day,日平均水平位移在2mm左右,小于控制值3~5mm/day。这样通过试验段的观测,将加荷控制标准调整为日沉降量小于15mm,日水平位移不变。对于非试验段,沉降和水平位移是通过埋设的地表沉降标和边桩测量而得,由于受到船舶、抛石等的碰撞,准确性受到影响,难以作为施工加荷的判断依据。本工程非试验段加载实际上是参照试验段的加载时间来进行的。

4. 关于排水板打设深度

设计按淤泥层厚薄分区段设置排水板,板长12~15.5m不等,未穿透淤泥层。从观测结

果看,10m以下土的压缩变形和侧向位移都很小,而且塑料排水板均穿越各级荷载下的圆弧滑动面。因此,塑料排水板长度设计是合理的,满足了驳岸稳定和变形的需要。

结语

通过工程实践表明,采用塑料排水板自载预压加固厦门石湖山煤码头及煤堆场驳岸工程是成功的,为在厦门地区推广应用积累了宝贵的经验。建议在设计中应注意海上施工受干扰因素多,制定合理的加荷过程线,研究实用方便的施工速率控制方法,以使设计意图能够在施工中得到贯彻执行。对于重要的驳岸工程,为了保证施工安全,指导施工,委托科研单位进行施工安全监测是非常必要的。

发展、竞争、合作、首先要靠信息 欢迎参加地基处理协作网

各部门、各单位、各位先生:

您好!

为了在全国范围内加强地基处理信息的广泛交流、推广地基处理的新技术、新经验、建立从事地基处理设计、施工、科研、教学、地基处理机械厂家各方面相互联系的纽带,中国土木工程学会土力学及基础工程学会地基处理学术委员会决定成立地基处理协作网。

在科学技术高速发展的今天,要在竞争中求生存、在合作中求发展,必须依靠不断更新的先进技术,掌握大量信息成为至关重要的手段。地基处理协作网将向网员单位及网员邮寄《网讯》及有关资料,为您提供最新的信息,成为您全面了解地基处理的窗口。同时,我们热忱欢迎协作网的成员将你们的新经验新技术新信息用广告、短讯等各种形式向协作网提供,我们将予以刊登,若您需要了解哪个方面的信息,也可来信告诉我们,协作网将尽量满足大家的需求,成为您事业的助手与参谋。

参加协作网的手续如下:

承认地基处理协作网简章,填写地基处理协作网申请表,提出申请。单位可以申请地基处理协作网网员单位,个人可以申请地基处理协作网网员。申请表寄 310027 浙江大学土木工程学系地基处理协作网中心站欧阳晶泓,经批准后即成为网员单位或网员。

欢迎你加入协作网,让我们携手共同促进我国地基处理事业不断发展。

祝

兴旺发达! 一帆风顺!

地基处理协作网中心站
一九九七年十月

深层搅拌法在潮汕地区软弱地基中的应用

邵力新 王群 谢锐斌

(汕头大学 汕头 515041) (凌达地基结构研究所)

[摘要] 深层搅拌桩在处理多层建筑软弱地基方面已得到广泛应用。在设计、施工及检测方面尚有一些可以探讨的问题。本文结合在潮汕地区的应用实例,分析探讨一些经验并提出几点建议:(1)在地下水位较高的地区,对软弱地基的处理比较有利。(2)适当添加如粉煤灰或其他固化剂可以提高桩体强度,增强固结料的和易性,并可以降低造价。(3)搅拌桩桩身强度可以按计算由上至下逐渐减小。(4)考虑在施工工艺成熟的条件下,单桩承载力设计中的强度折减系数 η 值可以适当提高。(5)搅拌桩作为复合地基时,质量检验似可以复合地基载荷试验为准。

新材料,新工艺,新结构的采用

潮汕地区在四年以前开始引入深层搅拌法技术,现已在多层房屋建筑的地基处理和基坑围护中使用。逐渐引起建筑工程界的关注

潮汕地区表层淤泥、淤泥质土层厚度在10~40m之间,含水量高($w > w_L$),压缩性高,地基承载力标准值普遍在40~60kPa之间,其物理力学性能指标参考值列于表1。在这样的软弱地基上采用深层搅拌法,对于与此法相适应的建筑而言,有着可观的经济效益和社会效益。其原因概括起来是由于采用了新材料,新工艺,新结构。

潮汕地区淤泥物理力学性能指标参考值

表1

| 指标 | 含水量 $w(\%)$ | 密度 ρ (g/cm^3) | 孔隙比 e | 塑性指数 I_P | 液性指数 I_L | 压缩模量 $E_c(MPa)$ | 压缩系数 $a_{1-2}(MPa^{-1})$ |
|----|----------------|---------------------------|------------|---------------|---------------|--------------------|-----------------------------|
| 数值 | 54 | 1.61 | 1.46 | 12 | 1.84 | 1.26 | 1.41 |
| | 71 | 1.67 | 1.88 | 16 | 3.74 | 1.90 | 1.73 |

新材料:深层搅拌法是用水泥、石灰并掺入粉煤灰及其他添加料,将淤泥等软弱土直接变成具有强度的水泥土,减少材料运输,减少排出泥浆(如钻孔桩)污染环境,既降低了造价又起保护环境作用。

新工艺:用搅拌法就地成桩,免去钻孔桩的泥浆护壁,水下灌注混凝土,无最小桩距限制,桩颈误差小,桩位可以按需要互相重叠,排列成设计所需的最优形状。此外,施工过程无噪音,无振动。

新结构:搅拌桩为处理软弱地基增添一种新的方法。搅拌桩主要为摩擦桩,在较大范围内使桩身强度与设计承载力相适应,作为复合地基,充分利用桩周土的承载作用。

几个问题的探讨

在软弱土层地基采用深层搅拌法,在理论上是合理可靠的,在实际上也是可行的。我们在设计与施工过程中,认为有若干问题需要探讨:

(一) 桩身水泥土强度

为了提高桩顶水泥土强度,施工中在桩顶(以基础底面起算)0至4.0m处增加其喷粉量,以增加桩顶强度,同时适当减少桩的尾端喷粉量。深层搅拌桩主要起摩擦桩作用,桩端承载力很小,桩身内力沿桩顶向桩端逐渐减小。因而可以通过计算逐渐减少喷粉量(根据室内加固土试块的试验值确定合理的配比)。这只有在搅拌桩这种施工方法中才是可行的。在工程实践中,需要以某种有效形式确定其正确性方能实行。

(二) 桩间土承载力标准值

按照规范(JGJ79-91)可由下式计算出复合地基的承载力标准值

$$f_{sp,k} = m \frac{R_d}{A_p} + \beta(1-m)f_{s,k} \quad (1)$$

式另 $f_{sp,k}$ ——复合地基的承载力标准值;

m ——面积置换率;

A_p ——桩的截面积;

$f_{s,k}$ ——桩间天然地基土承载力标准值;

β ——桩间土承载力折减系数;

R_d ——单桩竖向承载力标准值。

上述中的 $f_{s,k}$ 按桩间天然地基土承载力标准值计算。从现场挖开的桩间观察,可见天然地基被固结现象,这是喷粉搅拌水泥土吸收桩间土水分的作用,在表2中列出一组复合地基静载荷实验资料。

这组静载实验按设计复合地基载荷考虑,当静荷载达到设计荷载的两倍即满足设计要求。若按规范(JGJ79-91)确定复合地基承载力基本值,采用按相对变形值方法来确定之,对于深层搅拌桩可取 $s/b=0.004-0.010$ 所对应的荷载,现列入表2中。当按 $s/b=0.004$ 考虑,有63%超过设计荷载要求,若按 $s/b=0.010$ 考虑,则100%超过设计荷载,其中有68%超过设计荷载达150%以上。这与桩间土性状得到加强有关。若将式(2)中桩间天然地基土承载力标准值以桩周土实际可行承载力考虑,则有可能适当提高复合地基的承载力标准值。

复合地基静载试验成果

表2

| 桩号 | 设计荷载(kN) | 承载力标准值(由静载试验确定)(kN) | 总沉降量(mm) | 当按 $s/b=0.004$ 时 | | | 当按 $s/b=0.010$ 时 | | |
|----|----------|---------------------|----------|------------------|--------|-----------|------------------|--------|-----------|
| | | | | 沉降量(mm) | 荷载(kN) | 为设计荷载的百分数 | 沉降量(mm) | 荷载(kN) | 为设计荷载的百分数 |
| 1 | 210 | >210 | 13.27 | 3.6 | 223 | 106 | 9.0 | 345 | 164 |
| 2 | 420 | >420 | 20.32 | 4.4 | 433 | 103 | 11.0 | 633 | 150 |
| 3 | 147 | >147 | 16.25 | 3.6 | 153 | 104 | 9.0 | 227 | 154 |

续表 2

| | | | | | | | | | |
|----|-----|------|--------|-----|-------|-----|------|-----|-----|
| 4 | 294 | >294 | 32.22 | 4.4 | 260 | 88 | 11.0 | 383 | 130 |
| 5 | 147 | >147 | 11.87 | 3.6 | 176 | 120 | 9.0 | 276 | 188 |
| 6 | 294 | >294 | 51.30 | 4.4 | 213.2 | 72 | 11.0 | 326 | 111 |
| 7 | 147 | >147 | 17.39 | 3.6 | 133 | 90 | 9.0 | 213 | 145 |
| 8 | 294 | 294 | 103.52 | 4.4 | 220 | 75 | 11.0 | 295 | 100 |
| 9 | 294 | >294 | 22.68 | 4.4 | 340 | 115 | 11.0 | 450 | 153 |
| 10 | 147 | >147 | 11.59 | 3.6 | 157 | 107 | 9.0 | 260 | 177 |
| 11 | 147 | >147 | 15.27 | 3.6 | 115 | 78 | 9.0 | 225 | 153 |
| 12 | 294 | >294 | 20.15 | 4.4 | 330 | 112 | 11.0 | 485 | 165 |
| 13 | 147 | >147 | 23.06 | 3.6 | 127 | 86 | 11.0 | 210 | 143 |
| 14 | 294 | >294 | 39.22 | 4.4 | 310 | 105 | 11.0 | 470 | 139 |
| 15 | 294 | >294 | 20.14 | 4.4 | 310 | 105 | 11.0 | 490 | 166 |
| 16 | 294 | >294 | 14.25 | 4.4 | 386 | 131 | 11.0 | 540 | 183 |
| 17 | 147 | >147 | 19.33 | 3.6 | 141 | 96 | 9.0 | 223 | 151 |
| 18 | 147 | >147 | 19.25 | 3.6 | 148 | 100 | 9.0 | 223 | 151 |
| 19 | 294 | >294 | 14.44 | 4.4 | 375 | 127 | 11.0 | 541 | 184 |

(三) 桩身加固土强度

根据规范(JGJ79-91)规定,计算竖向承载力标准值表达式之一如下:

$$R_k^d = \eta f_{cu,k} A_p \quad (2)$$

式中 $f_{cu,k}$ ——桩身加固土室内试块无侧向抗压强度平均值;

η ——强度折减系数,可取 0.35~0.50。

式(2)中对强度折减系数的规定,保证桩身强度的可靠性,也限制了固化剂的用量。工程中桩身加固土的强度,与施工搅拌有关。当按规范规定的施工步骤进行,经复搅的水泥土,取出检查,其强度与室内的试验值相近,由于取得的试件数量不够多,尚未能作定量说明。桩体内水泥土,实际上受到桩周土的侧压力,与室内试验无侧向抗压试验条件不同,在标准施工步骤条件下,预计式(2)中的 η 值可能提高。

质量检验

工程质量检验有分单桩质量检验和复合地基载荷试验。

单桩质量检验在成桩 7d 以后,开挖桩身检查其外观质量,观察其完整性。一般开挖不超过 4m,并进行单桩荷载试验。

单桩质量检验在规范(JGJ79-91)中已有明确规定,而在施工中,轻便触探只能检验桩身顶部的强度,因而常常有要求或自行钻取芯样。在喷粉搅拌桩的桩心,存在直径 10cm 左

右的较弱芯形;在桩体长度范围内,由于土壤性质的变化,强度也不可能一致,但单桩载荷试验却完全达到或超过设计标准值,往往造成疑虑或争执。因此,对于桩身完整性强度拟应有更明确规定。

复合地基载荷试验按规范(JGJ79-91)附录一进行。这是竣工后全面评定质量的最终依据,采用压重平台,上面堆放极限承载力的1.2倍重物作为加载的反力,总加载量不少于设计荷载的两倍(表2中列出一些复合地基静载试验结果)。在两倍的设计荷载下,绝大多数试验无法确定极限荷载值,此时往往只判断该桩复合地基承载力符合设计标准值,而未在量上进一步说明,在这种情况下,应按规范以相对变形值确定复合地基承载力基本值,更能明显看出各桩强弱在量方面的关系。

建议

(一)从施工后开挖的情况看,在含水量高的软土地区采用喷粉桩加固地基方法,桩周土在水泥反应下得到相应固结,桩身强度在规定的施工方法下,水泥反应可充分进行,故在含水量高的软土地基,用粉喷搅拌桩加固地基是可行的。

(二)通过实验,适当添加粉煤灰为固结添加料,可以提高桩体强度,增强和易性,并可降低桩的造价,有利于减少环境污染。

(三)搅拌桩桩体强度,似可采取自上而下,按设计计算逐步减低方法。

(四)施工竣工后,对部分桩体作了钻取芯样检查,经复搅的水泥土均匀,未复搅的存在分层和水泥富积区。经复搅的桩体抗压试验与室内试块无侧限抗压强度相近。因而,在保证施工方法准确和有充分试验依据时,有可能提高所规定的折减系数。

(五)复合地基的承载力,由于有桩间土的作用,对质量检验似应以复合地基载荷试验成果为准。

嵌岩桩设计与施工问题探讨

毛天鹏

(贵州省遵义水电勘测设计院 遵义 563002)

[摘要] 本文分析了嵌岩桩工程设计与施工中,存在着对荷载传递性状不同认识与理解而出现的不同处理方法。通过几个问题的讨论,对嵌岩桩技术应用和经济效益的发挥取得共识。对贯彻国家的技术经济政策将有现实意义。

前言

岩石地基具有承载力高,压缩性小,稳定性好的特性,在基岩上复土层不厚的条件下,高层建筑常采用岩石地基,由于我区的特殊地质条件的决定,嵌岩桩在我区高层与一般工业与民用建筑中,得到了普遍推广与应用,但是人们对嵌岩桩荷载传递性状存在不同认识与理解,存在着不同设计、施工及处理方法。本文就所遇到的几个问题提出探讨。

- (1)设计桩径 $<800\text{mm}$ 的小桩的桩数时,利用大桩桩端底面积进行比较代换的办法。
- (2)设计与施工嵌岩桩时,要求嵌岩深度愈深愈好。有的要求成为扩底嵌岩桩。
- (3)嵌岩桩竖向承载力简化计算。
- (4)对岩土工程勘察的建议。

问题讨论

1. 关于设计桩径小于 800mm 的桩数问题。

目前,设计人员从GBJ7-89规范认为嵌岩桩就是端承桩。设计时对桩周岩土体的侧阻力基本上不予考虑。对桩数的确定只是用桩底面积代换。例如,有 1.2m 桩径的大桩改为 400mm 桩径的小桩时,小桩的桩数往往用下述方法。

大桩桩底面积 $A_{max}=1.13\text{m}^2$

小桩桩底面积 $A_{min}=0.13\text{m}^2$

小桩桩数 $N=A_{max}/A_{min}=9$ 根

这种计算方法的根据是GBJ7-89把嵌岩桩认为是端承桩,端承桩不计侧阻力。如果按JGJ94-94的规定将侧阻力考虑进去,小桩的桩数只需要3根。

由于桩数多,造价高,给许多工程造成浪费或者是这种设计方案不能使用的结果。

2. 从实例看嵌岩桩

* 收稿日期:1997年1月

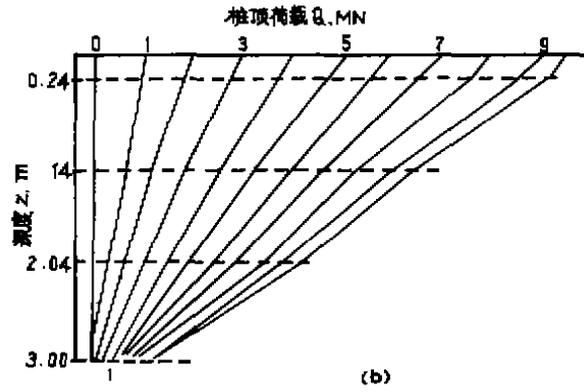


图1 嵌岩桩桩顶荷载随深度传递曲线

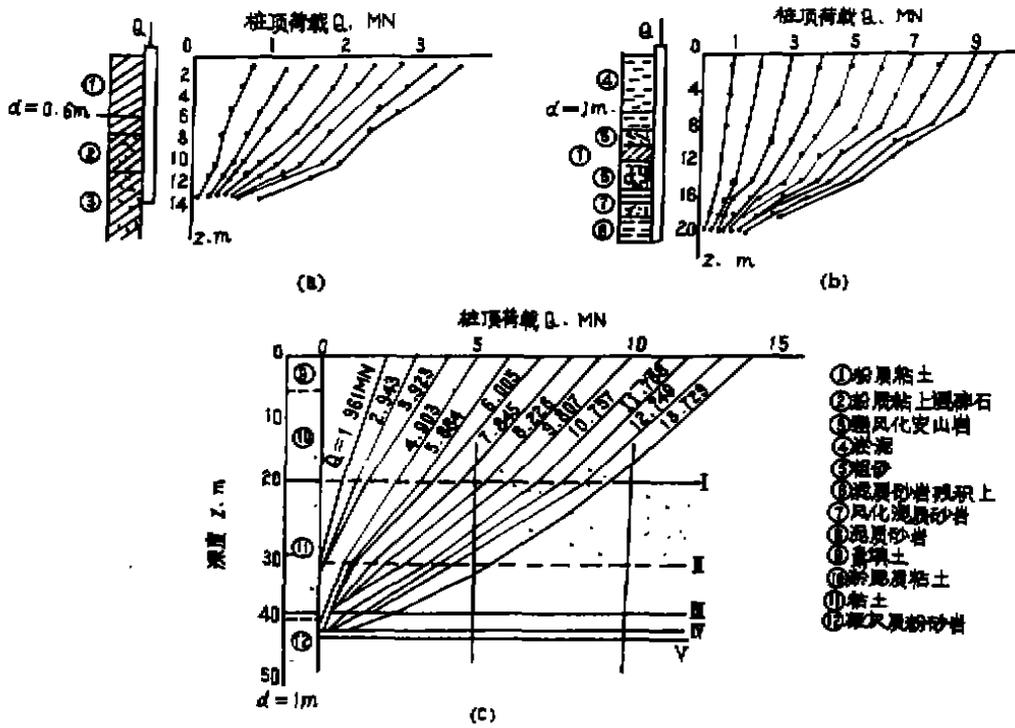


图2 嵌岩桩桩顶荷载随深度传递曲线

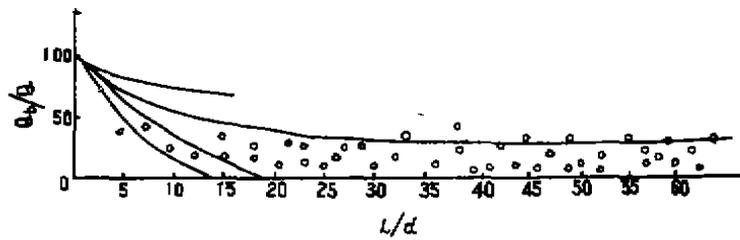


图3 150根嵌岩桩的 $Q_0/Q-L/d$ 关系曲线

注：图中曲线起始段引自文献[3]

国内作者史佩栋、梁晋渝等人在“嵌岩桩竖向承载力的研究”一文中收集了150根嵌岩桩的静载试验资料,从嵌岩桩顶荷载随深度传递曲线 $Q\sim Z$ (图1、图2)和嵌岩桩在竖向荷载下端阻分担的荷载比 Q_p/Q 与桩的长径比 L/d 的实测关系曲线(图3)可以得出如下规律。

(1)桩身荷载(轴向力)随深度递减,基岩以上全部土层都能发挥侧阻作用。

(2)由于桩侧土及与嵌岩段岩层在强度上存在差异,并能形象地反映出土层的单位侧阻力小,而嵌岩段的岩层单位侧阻力大的特点。

(3)基岩的端阻力都未得到充分发挥。端阻力分担的荷载比随桩的长径比的增大呈递减的趋势。

(4)从图3可以见到,当 $1 < L/d < 20$ 时, Q_p/Q 自100%递减到大约20%;当 $20 < L/d < 63.7$ 时, Q_p/Q 一般不超过30%,其中大部份在20%以下,个别桩在5%以下。与此相对应的侧阻分担的荷载比 Q_s/Q ,则随长径比 L/d 的增大而增大,一般均在70%以上,大部分在80%以上,个别桩在95%以上。

(5)侧阻力的分布以嵌岩段为最大,由于嵌岩段侧阻力的发挥所需的相对位移很小,而岩石与混凝土的弹性模量相近,所以桩身在土层与岩层接触处易发生脆性破坏。

3. 设计与施工嵌岩桩

在实际工作中,人们往往盲目地用增大嵌岩深度的办法来提高竖向承载力。在施工中要取出长柱状岩芯,才标志嵌入完整基岩,否则增加嵌岩深度的要求是屡见不鲜的。其结果是嵌岩深度大于5~10倍桩径。

在同一场地,同一桩径、嵌入同类岩层,但是嵌岩深度不同的两根桩,当其竖向承载力在未达到极限状态之前,两根桩嵌岩段的侧阻力与端阻力之和是较接近的。从图3可以看出,嵌岩桩端阻分担的荷载比,随嵌岩深度比的增加而减小。这一结果告诉人们,增加嵌岩深度只能是增大工程造价和施工难度。

4. 嵌岩桩竖向承载力简化计算

以JGJ94-94第5.2.11条中有如下计算式

$$Q_{uk} = Q_{sk} + Q_{rk} + Q_{pk} \quad (2.4)$$

$$Q_{sk} = u \cdot \sum_{i=1}^n \xi_i q_{ik} L_i \quad (2.4.a)$$

$$Q_{rk} = u \xi f_{rk} h_r \quad (2.4.b)$$

$$Q_{pk} = \xi_p f_{rk} A_p \quad (2.4.c)$$

式中符号意义见JGJ94-94P39。按照上式确定单桩竖向承载力标准值,岩土工程勘察工作中只需提供地基土的极限侧应力标准值 q_{ik} 和岩石饱和单轴抗压强度标准值 f_{rk} 便可满足设计需要。在 q_{ik} 、 f_{rk} 相同的情况下,所计算的单桩竖向承载力标准值,是满足不同上部结构轴向荷载的不同桩径与不同嵌岩深径比的单个值,不能得出拟建场地嵌岩桩基础承载力的定量数值。这就为岩土工程勘察针对场地的工程地质条件与建筑特征进行方案比较时,对嵌岩桩基的技术经济合理性评价与设计原则和施工注意事项的建议增大了难度。

遵照JGJ94-94的有关规定,推导出如下简化计算公式便于工程中应用。

(1) 嵌岩桩单桩竖向极限承载力标准值

在(2.4)式中,桩侧土的总极限侧阻力 Q_{sk} 与嵌岩段总极限侧阻力 Q_{rk} 和端阻力 Q_{pk} 相比,其数值甚小,在土层厚度不大的情况下可不计 Q_{sk} 项,或可视为安全储备。则嵌岩桩单桩竖向极限承载力标准值的表达式可写为

$$Q_{uk} = Q_{sk} + Q_{pk} \quad (2.4.1)$$

将(2.4.b)、(2.4.c)式代入(2.4.1)式得

$$Q_{uk} = u \zeta_c f_{rc} h_r + \zeta_p f_{rc} A_p \quad (2.4.1.a)$$

令嵌岩深径比 $\eta = \frac{h_r}{d}$ 则 $h_r = \eta \cdot d$

$$\text{又 } u = \pi d \quad A_p = \frac{\pi d^2}{4}$$

将 h_r, u, A_p 代入(2.4.1.a)式得

$$Q_{uk} = \pi d^2 f_{rc} (\zeta_c \eta + \frac{1}{4} \zeta_p) \quad (2.4.1.b)$$

$$\text{令 } \zeta_{cp} = \pi (\zeta_c \eta + \frac{1}{4} \zeta_p) \quad (2.4.1.c)$$

将(2.4.1.c)代入(2.4.1.b)式得

$$Q_{uk} = \zeta_{cp} \cdot d^2 f_{rc} \quad (2.4.1.d)$$

式(2.4.1.d)即是嵌岩桩不考虑桩侧土的总极限侧阻力的单桩竖向极限承载力标准值表达式。式中 ζ_{cp} 为嵌岩段侧阻力和端阻力综合修正系数,其值如表1所列。

单桩与桩基嵌岩段的侧阻与端阻综合修正系数

表1

| 嵌岩深径比 $\eta = \frac{h_r}{d}$ | | 0 | 0.5 | 1 | 2 | 3 | 4 | ≥ 5 |
|------------------------------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|----------|
| 单桩 ζ_{cp} | 中等风化 | 0.354 | 0.389 | 0.438 | 0.608 | 0.693 | 0.772 | 0.707 |
| | 微未风化 | 0.393 | 0.432 | 0.487 | 0.675 | 0.770 | 0.858 | 0.885 |
| 桩基 ζ'_{cp} | 中等风化 | 0.450 | 0.495 | 0.558 | 0.774 | 0.882 | 0.983 | 0.900 |
| | 微未风化 | 0.500 | 0.550 | 0.620 | 0.860 | 0.980 | 0.992 | 1.00 |

注:表中中等风化值系数由微风化与未风化(新鲜岩石)的数值乘0.9折减得出。

(2)嵌岩桩基竖向极限承载力标准值表达式

式(2.4.1.b)亦为单桩竖向极限承载力标准值表达式,桩的截面积 $A_p = \frac{\pi d^2}{4}$, 则 $d^2 = \frac{4A_p}{\pi}$ 代入(2.4.1.b)式得。

$$Q_{uk} = 4A_p f_{rc} (\zeta_c \eta + \frac{1}{4} \zeta_p) \quad (2.4.2)$$

式(2.4.2)是以桩截面积 A_p 表示的单桩竖向极限承载力标准值表达式,取 A_p 为一单位面积(或 $1m^2$)则可将(2.4.2)式变为桩基单位面积上的极限承载力标准值,习惯称“桩基竖向极限承载力标准值”,其表达式可写为

$$Q_{uk} = 4f_{rc} (\zeta_c \eta + \frac{1}{4} \zeta_p) \quad (2.4.2.a)$$

$$\zeta'_{cp} = 4(\zeta_c \eta + \frac{1}{4} \zeta_p) \quad (2.4.2.b)$$

ζ'_{cp} 代入(2.4.2.a)得

$$Q'_{uk} = \zeta'_{cp} f_{rc} \quad (2.4.2.c)$$

式(2.4.2.c)即嵌岩桩基竖向承载力标准值表达式。 ζ'_{cp} 为嵌岩段侧阻力和端阻力综合修正系数,其值见表1。

(3)嵌岩桩竖向承载力设计值

单桩竖向承载力设计值 $R = Q_{uk} / r_{sp}$

桩基竖向承载力设计值 $R' = Q'_{uk} / r_{sp}$

r_{sp} 为承载力抗力综合分项系数按 JGJ94-94 表 5.2.2 取值。

5. 对岩土工程勘察的要求

目前在岩土工程勘察中比较突出的问题是手段单一,针对性不强,勘察报告只笼统的建议采用桩基础,而不提供桩基设计中所需要的参数,更缺少经济对比和技术论证。要求岩土工程勘察中建议用桩时应按 GB50021-94 第 3.8.3 条^[5]的要求提供所需参数。

结语

笔者就工作中的问题提出讨论,希望工程界加强对嵌岩桩荷载传递性状的认识。嵌岩桩受成桩工艺等因素的影响,使得人们在采用嵌岩桩时,采用一些想当然的办法来保证成桩质量,从而影响了嵌岩桩技术和经济效益的发挥。对上述问题进行深入的探讨,取得共识,对贯彻国家的技术经济政策,将具有一定的现实意义。

参考文献

- 1 《建筑地基基础设计规范》GBJ7-89 中国建筑工业出版社
- 2 《建筑桩基技术规范》JGJ94-94 中国建筑工业出版社
- 3 史佩栋等 嵌岩桩竖向承载力的研究,《岩土工程学报》1994, 4
- 4 史佩栋 国外两栋高层建筑嵌岩桩荷载传递性状长期观测实例
- 5 岩土工程勘察规范 GB50021-94 中国建筑工业出版社 1995

关于征收 1997 年地基处理协作网网费的通知

在大家的共同努力下,全国地基处理协作网的各项工作已走上了正轨,网内交流日益开展,入网成员逐步增加,该网在国内学术界、工程界的影响也日益扩大。

一九九七年是我国历史上一个重要的年份,不但香港顺利回归祖国,党的十五大胜利召开,而且新一轮的建设高潮也将兴起。为了在这个高潮中把握机遇,开拓未来,更好地发挥协作网的纽带作用,我们希望各位网员能更积极地配合我们的工作,多投稿,多提建议。把全国地基处理协作网各项工作做好。

自今年起,地基处理协作网管委会决定按章程征收 1997 年地基处理协作网网费,其标准仍参照首次网费标准不变,即教学单位 280 元,其他单位 480 元,个人 260 元。网费请速汇至农业银行杭州浙大分社,帐号 70620113303974,地基处理学术委员会。

地基处理协作网
一九九七年十月

CFG 桩复合地基在低高层建筑工程中的应用*

刘朝仁 赵清民 刘天博

(廊坊市建委 065000)

[摘要] 本文通过工程实例介绍了较软建筑地基建造低高层建筑采用 CFG 桩复合地基,其经济效益明显,与钢筋混凝土灌注桩基相比降低造价 1/2 左右。

前言

廊坊市是新兴的中等城市,10~20层的低高层建筑占有很大比重。廊坊地处地震烈度八度区,地层结构为第四系全新统,属河湖相沉积层,地层深度20m以内,以饱和粘土、粉质粘土和砂土为主组成,局部地层中夹有淤泥质土,承载力低,各层土的承载力依次为(100~120kPa)、(130~160kPa)、(160~250kPa)。低高层建筑物要求地基平均竖向承载力大都在250~400kPa之间,为满足低高层建筑物荷重的要求,以往廊坊的低高层建筑物均采用传统的钢筋混凝土桩基础,钢筋混凝土桩基础埋置深,造价高。为了降低工程造价,寻求适宜处理方法,几年来,我们深入研究该地区的工程地质特性,研究各种复合地基和桩基础,通过对比,发现用 CFG 桩加固低高层建筑物地基是一种理想的设计方法,CFG 桩复合地基可以代替传统的耗资巨大的钢筋混凝土桩基,廊坊地区 CFG 桩的入土深度可达25m,而廊坊的低高层建筑一般有一层地下室,基底埋深7m左右,桩有效长度可达18m。廊坊的地层结构有一个特点,在15~25m深度范围内有一硬土层,承载力高达180~250kPa,厚度在5m以上,这层土是理想的桩端持力层。

CFG 桩复合地基是“中国建筑科学研究院地基所”近年开发的一种地基处理新技术,是在碎石桩基础上加进一定水泥、粉煤灰、石屑并加水制成,具有一定粘结强度的非柔性、非刚性桩。CFG 桩复合地基同碎石桩复合地基相比,具有承载力提高幅度大,变形模量高等特点,这些特点将在下面介绍的工程实例中得到证实。CFG 桩复合地基通过改变桩体直径、桩长、桩距、桩体配比,垫层厚度等设计参数,可使承载力提高幅度有较大的可调性,尤其对承载力较低而要求加固后承载力较高的地基更为适用。

CFG 桩适用范围较广,不论是砂性较大的土还是塑性指数较大的土均适用。当用于塑性指数较大的土时,桩主要起置换作用,用于塑性指数较小土时其挤密效果更佳。

CFG 桩施工是用振动沉管打桩机成桩,由于不配筋,施工速度快,桩体质量容易控制。

通过廊坊电力营业调度大楼,今朝大厦工程应用 CFG 桩加固地基的实例说明,CFG 桩复合地基竖向承载力的设计值可达370kPa,建筑物沉降量40mm,可以满足低高层建筑荷

* 收稿日期:1997年3月

重的要求,同时低高层建筑采用CFG桩复合地基经济效益明显,与钢筋混凝土灌注桩基相比可降低造价1/2以上,具体内容见下表。

钢筋混凝土灌注桩与CFG桩复合地基造价对比表

表1

| 工程名称 | 不同桩型造价 | |
|---------|----------|----------|
| | 钢筋混凝土灌注桩 | CFG桩复合地基 |
| 廊坊供电大楼 | 198万元 | 85万元 |
| 廊坊今朝大厦 | 110万元 | 45万元 |
| 廊坊市委综合楼 | 60万元 | 29万元 |
| 洪润大厦 | 618万元 | 416万元 |

工程实例

(一)工程概况

廊坊市电力生产营业调度大楼位于廊坊市新华路以东,爱民道以南,西邻供电局办公大楼,建筑面积14580m²,大楼占地面积1250m²,大楼由16层主楼、三层裙房组成,设有一层地下室,主楼为框架、剪力墙结构、裙房为框架结构。建筑物总高度为63.5m,筏板基础,基底埋深6.6m,基底平均反力设计值要求350kPa(标准值约为300kPa),基底持力层天然地基承载力标准值为140kPa,地基土的性质如表2所示:

表2

| 土名称 | 层厚 (平均) (m) | 含水量 $w(\%)$ | 重度 $\gamma(\text{kN/m}^3)$ | 孔隙比 e | 塑性 指数 I_p | 液性 指数 I_L | 压缩 系数 a_{1-2} | 压缩模量 E_s (MPa) | φ (度) | 内聚力 C (kPa) | f_k (kPa) |
|------|-------------------|----------------|-------------------------------|------------|-------------------|-------------------|-----------------------|------------------------|------------------|---------------------|----------------|
| 粉土 | 0.95 | 28.3 | 18.8 | 0.798 | 8.0 | 0.96 | | 20 | | | 140 |
| 中细砂 | 4.5 | | | | | | | | | | 200 |
| 粉质粘土 | 4.2 | 25.3 | 19.2 | 0.724 | 11.4 | 0.62 | 0.31 | 7.5 | | | 180 |
| 粉土 | 5.1 | 23.2 | 19.6 | 0.663 | 7.8 | 0.38 | 0.183 | 14.4 | 22 | 25 | 200 |
| 粉质粘土 | 3.7 | 33.9 | 18.2 | 0.980 | 25.8 | 0.23 | 0.16 | 12.4 | 32 | 24.2 | 180 |
| 中细砂 | 6.5 | | | | | | | | | | 300 |

注:本场地地基土属中等液化、场地为均匀地基。

f_k ——为地基土承载力标准值

(二)方案选择

为了选择合理的地基基础设计方案,方案设计采用竞选方式。地矿部、冶金部岩土工程公司、核工业部四院三家参加竞选,设计方案有两种,一种是传统的钢筋混凝土灌注桩基方案(桩径800mm,桩有效长度23m),预算造价198万元,第二种是CFG桩复合地基方案,预算造价85万元。方案由廊坊市建委总工办审批,总工办认真研究了建筑物和地基土的特性,同时以电话方式咨询了“中国建筑科学研究院地基所闫明礼研究员,最后批准采用CFG桩复合地基设计方案。

(三) CFG 桩复合地基设计

1. 确定桩体标号、桩径、桩距的原则

根据中国建筑科学研究院地基所所做的复合地基模型试验及近年的工程实践证明,属于半刚半柔的 CFG 桩身强度应选择低一些,桩身强度过高,对于发挥桩间土的作用不利。综合考虑后,该工程确定 CFG 桩桩体标号为 C15。CFG 桩复合地基中的桩主要用于加固和改善天然地基的性质,因此桩宜采用小桩径、大桩距的原则,工程实践证明,小桩径、大桩距容易发挥桩间土的作用,大桩距施工桩体时,可以防止断桩现象。本工程选用 $\Phi 400\text{mm}$ 桩径(成桩直径)。

2. 桩端持力层的选择

桩端持力层选在承载力 200kPa 的第四层粉土层,这层土较硬,有利于发挥桩的端承作用,桩的入土深度较浅,桩的有效长度只有 10.36m。

3. 复合地基承载力验算

复合地基承载力采用以下公式验算:

$$f_{spk} = [1 + m(n-1)]\alpha\beta f_{sk}$$

式中 f_{spk} ——复合地基承载力标准值(kPa),设计要求 $f_{spk} = 300\text{kPa}$

f_{sk} ——基础底持力层桩间原土承载力标准值(kPa), $f_{sk} = 140\text{kPa}$

m ——面积置换率

n ——桩土应力分担比

α ——桩间土发挥系数,根据中国建筑科学研究院地基所通过 CFG 桩复合地基工程试验提供的数据,结合本工程荷载水平及基土特性,取 $\alpha = 0.7$ 。

β ——桩间土挤密系数,根据廊坊地区碎石挤密桩工程实践取 $\beta = 1.1$ 。

根据桩长及各土层性质可以算出单桩承载力标准值 $R_k = 348\text{kN}$,由 R_k 确定桩土应力比 n 值为 18,将上述参数代入复合地基承载力公式,就求出面积置换率 m 值为 0.08。采用矩形布桩,桩距为 1.2、1.3m,约为 3.2d(d—桩直径)如要加大桩距,可以重新选择桩端持力层,加大桩的有效长度。

4. 保证桩土共同工作的措施

CFG 桩的强度及模量远高于桩间土,在外荷载作用下,桩的变形远小于桩间土的变形,因此,必须采取有效措施,保证复合地基中桩土共同工作。桩土共同工作的实质是二者的协调变形,为此在基础与复合地基顶面之间设置褥垫,桩体除向下刺入外,人为地为桩向上刺入提供条件,并通过褥垫材料的流动补偿使桩间土与基础始终保持接触,达到桩土共同工作的目的,中国建筑科学研究院地基所闫明礼研究员提出褥垫厚度取 100~300mm 为好。当建筑物上部结构刚度较大,同时对地基沉降值要求不很严时,褥垫厚度可大一些,这样有利于提高桩土共同工作的效率。褥垫材料可采用 5~10mm 的碎石,本工程褥垫层采用 200mm 厚的碎石。

5. 复合地基的沉降验算

复合地基变形表现为兼有柔性桩复合地基与刚性群桩的变形特点,沉降包括褥垫层的压密量 S_1 ,桩间土的压缩变形量 S_2 及桩下土的变形量 S_3 三部分,沉降计算仍按分层总和法进行,经计算本建筑物总沉降量 S 为 83mm。

(四) 施工技术措施

1. 严格控制桩体的配合比和水灰比,每盘料搅拌时间不小于两分钟。
2. 投料时边填料边震动,填满后震动拔管。
3. 控制拔管速度,不得超过 0.8m/min,以防止缩径、断桩。
4. 采用隔桩跳打,隔行跳打,以防止土体隆起,变形、桩体错位和断桩。
5. 在沉管过程中先投入一斗料,以防止水泥土进入管中在桩底造成沉渣,影响桩端阻力的充分发挥。

(五)复合地基检测

CFG 桩施工 28 天后,由河北省地矿局廊坊工程地质勘测技术研究所进行检测,检测方法和工作量见下表 3。

表 3

| 检测方法 | 工作量 | 备注 |
|--------|--------|-------------------|
| 静荷载试验 | 5 个点 | 单桩 3 个,单桩复合地基 2 个 |
| 标贯试验 | 6 个孔 | |
| 土工试验 | 19 个土样 | |
| 弹性波法检测 | 103 根桩 | |

检测结果如下:

1. 单桩竖向承载力标准值大于 350kN,与设计估算值 348kN 十分相近。
2. 复合地基竖向承载力标准值为 311.6kPa。与设计估算值 300kPa 也十分相近。
3. 桩间土经桩体挤密后,各项物理力学指标均得到了改善,消除了中等液化土层。
4. 缺陷桩分析,经检测有 3.9%的桩体有缺陷,分析其原因,桩距偏小,尽管采用隔桩跳打,隔行跳打的施工方案,但由于管理不善,桩未达终凝即施工了邻桩造成的,另一个原因是个别桩体施工时拔管速度太快所致。

(六)建筑物的沉降观测

该建筑是在施工全过程中进行了沉降观测,通过沉降观测,建筑物的沉降是均匀的,共设了六个观测点,主体完成后五个点的沉降量为 15mm,一个点为 18mm。根据廊坊的土质特性以及近几年来大量建筑物沉降观测的统计资料,该工程主体完成后沉降可达最终沉降量的 50~70%,按 50%估算,该建筑物的最终沉降可达 36mm,比估算 83mm 的沉降量小 47mm。

结语

1. 事实说明,用 CFG 桩处理以粉土、粉质粘土,粉细砂为主要地层的软弱地基是可行的,达到了地基竖向承载力提高幅度大,沉降均匀,沉降量小的目的。在低高层建筑中代替传统的钢筋混凝土桩基可大幅度地降低工程造价。

2. CFG 桩复合地基能承受风载或地震荷载产生的水平力。中国建筑科学研究院地基所,通过大量工程实践和室内试验证明褥垫层厚度不小于 10cm,桩体不会发生水平折断,桩在复合地基中不会失去工作能力。

3. CFG 桩复合地基的变形应进一步研讨,设计估算值与沉降观测值相差比较大,我们认为复合地基变形 S_2 的计算应认真研究, S_2 实际上就等于桩体上下刺入量与桩体的压缩量之和。我们想,通过大量试验和工程实测会找到一种合理的计算方法。

4. 断桩的防御

加大桩距是防止断桩的最好方法,但加大桩距会降低复合地基的承载力。我们认为当桩距偏小时,采取隔行、隔桩跳打的施工方案,是可行的,只要加强管理,等桩体终凝后再施工邻桩是可以防止断桩现象发生的。

5. 廊坊地区施工 CFG 桩时,在桩长范围内有一层较硬砂层,桩管难以沉入,但采用先引孔后沉管的施工方案,能够解决桩管难以沉入的问题。

《岩土工程学报》征订启事

《岩土工程学报》是中国水利、土木、力学、建筑、水电、振动等六个全国性学会联合主办的科技刊物,国内外公开发行。主要刊登土力学、岩石力学领域中能代表我国理论和实践水平的学术论文、研究报告、工程实录、学术讨论等文章。报导新理论、新技术、新仪器、新材料的研究和应用。优先刊登国家自然科学基金项目等重要研究成果以及来自工程实践的信息。

《岩土工程学报》是水利、建筑两大学科的核心期刊,是中国科学引文数据库首批收录期刊,是被引频次最高的科技期刊之一。本刊被 Geotechnical Engineering International Resources Center(GE-IRC)确认为岩土工程核心期刊。本刊被国际权威科技文献检索工具之一的美国《工程索引》(Ei)确认为 Ei Page One 数据库收录期刊。1997 年本刊被评为中国科协优秀科技期刊。

《岩土工程学报》读者对象为从事土木建筑、水利水电、交通运输、矿山冶金等部门及行业科技人员、工程技术人员及大专院校师生。1998 年起,本刊将扩大版面,采用国际 A4(大 16 开)版本。本刊为双月刊,单月 30 日出版,每期 120 页,定价 10 元。国内统一刊号 CN32-1124/TU,国内发行代号 28-62,国外发行代号 BM520。欢迎广大读者向当地邮局或本刊订阅。本刊还开展广告业务,欢迎惠顾。

本刊地址:南京虎踞关 34 号 邮编:210024

电话:(025)3739178-512 传真:(025)3734321

(《岩土工程学报》编辑部)

软土地基基坑采用毛石挡土墙支护应用实例

曾孟群 甘小荣

(广东省肇庆市住宅建设总公司 526060)

[提要] 在软土地基用毛石挡土墙加木桩的办法解决基坑支护问题。

引言

在深基坑开挖中,重力式挡土墙常以毛石、砂浆为砌筑材料,砌筑高度一般不超过5m,底座宽一般不超过3m,它施工技术要求不高,造价相对低廉,因而乐于为人所采用,特别在石料来源比较充足的地区,常被视为基坑支护的方案之一。

但是,毛石重力式挡土墙也有它的缺点:它要求土层相对稳定,有一定的承载能力,下复土层要有一定强度;当下复土层强度太弱,毛石挡土墙支护方案就比较困难。往往需要先对之进行处理,例如采用灌浆、排水固结或其他它加固地基方法。而这些方法往往造价比较高,需要一定的机械设备,技术性也比较强。此外,毛石挡土墙要求有足够的砌筑场地,特别在城区,处理不好容易对相邻建筑物造成影响。

毛石挡土墙加木桩的方法,有可能解决采用毛石挡土墙在软土地基中基坑支护遇到的一些困难,以达到经济、实用的目的。以下结合工程实例介绍这一方法。

工程概况

某工程为一13层建筑,底层为娱乐场所,上层为商住楼,有一层地下室。

相邻建筑物均用桩基础,距基坑很近;北侧及东侧仅5到7m;南侧距街道约3m;西侧为城市主要街道,相距约10m(图1)。

地下室板底标高为-3.72m,承台底标高-5.72m,总开挖深度为5.72m,局部达7m。

场地土层分为12层:1)杂填土,厚度2.90-5.90m,松散-稍密;2)粉质粘土,埋深2.90-4.50m,软塑-可塑;3)淤泥质土或粉质粘土,埋深3.10-5.20m,流塑-软可塑 $w=36.2\%$, $\varphi=6^\circ$, $c=13\text{kPa}$;4)淤泥,埋深5.20-7.80m,流塑、饱和, $w=67.5\%$, $a_{1-2}=1.41\text{MPa}^{-1}$, $E_s=1.8\text{MPa}$;5)粉质粘土,埋深5.90-9.30m,软塑-软可塑, $\varphi=7^\circ$, $c=13\text{kPa}$;6-9层为粉质粘土或粘土,可塑至硬塑,仅第9层为软塑,第10-11层泥质、炭质页岩,埋深11.40-14.40m;第12层石灰岩,埋深15.20-27.10m。

工程桩已经施工完毕,其中 $\varnothing 900$ 的64根; $\varnothing 1000$ 的30根; $\varnothing 1100$ 的38根。共计132根工程桩。桩长17-20m,深入微风化石灰岩20cm。

第3、4层土质太差,毛石挡土墙的抗倾覆、抗滑及稳定性要求不易得到满足。

* 收稿日期 1996年12月

曾考虑过采用悬臂桩和土锚杆作为支护结构,但由于桩的入土深度太大,拉锚造价太高,而且场地也受到限制。最后,仍采用毛石挡土墙支护方案。

利用毛石挡土墙支护,不仅要解决墙体抗倾、抗滑问题,而且要解决地基的承载力、墙体沿弧面滑动、以及施工中的困难等一系列问题。

措施和方法

1. 开挖深度的选定:

根据本工程特点,尽量减少大面积开挖的深度。本工程桩下承台比较密,特别是南侧,临街仅3m,承台一个接一个,由于使用机械开挖,开挖深度定于-5.72m有利于加快施工速度;但是挡土墙高度将达6m以上,基坑越深,边坡稳定性越差,支护也越困难,最后选定地下室板底标高-3.72m为大面积开挖深度,挡土墙高度4.50m,待挡土墙砌筑、回填完毕后采用分散隔点、对撑开挖承台部分土体,即挖即浇的二次处理办法,避免开挖深度过大,边坡垮塌。

2. 及时夯入木桩:

木桩起三种作用。

(1) 承受竖向荷载:

挡土墙埋深4.5m,根据这一深度,挡墙将座落在第三层流塑——软可塑的淤泥质土或粉质粘土上,有些座落在第四层淤泥上,下部坑壁有淤泥出露(图2)。

为了解决挡土墙自身的稳定问题,在挡土墙下设木桩,木桩夯至第5层,彼此拉结,以防伏倒和歪斜。由于土层的分布和厚度不均,施工时挡土墙下的木桩有长有短,有的甚至没有,一般不超过3m。挡土墙的竖向向荷载通过木桩传向下卧硬土层。

(2) 承受水平荷载

为了防止在开挖过程中边坡坍塌,有时开挖前先夯入木桩,临时维持边坡稳定。例如,基坑南侧离街道太近,铲除表土后,即行夯入长圆条木排桩,再进行开挖,确保街道畅通。

由于承台底低于挡土墙底1.22m,且接近墙趾,开挖时,在墙趾前事先加设木桩,跳点施工,并在坑内架设对撑,挖完及时浇筑、回填。

(3) 滑动问题

木桩下端夯入硬土层,上端嵌入挡土墙体,桩体彼此拉结,对墙体抵抗滑动起着很重要的作用。

3. 开挖方法



图1 基坑支护平面图

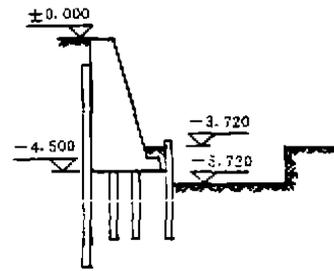


图2 边坡支护剖面示意图

开挖,由远而近,逐渐向挡墙座落的位置靠,以便于观察土体情况,及时采取措施。

开挖从东北角开始,由东转向南。每段开挖长度不超过5m,使用反铲斗挖土机,即挖即运(汽车),挖完即砌。随着挡墙的进展,在实际施工时,每次开挖的长度有所增加。

第一段试挖顺利通过;在挖到东侧第二段时,出现塌方现象,立即在坡下夯入木桩支护;南侧紧靠街道,在挖到一定深度后,打入长条圆木排桩,使这较为困难的一段未出现塌方现象;西侧距主要街道较远,采用放坡方法施工,以利工地运输和施工;西北侧紧靠已建楼房,根据业主要求,放弃了两个开间的地下室。个别深达7m的基坑也是采取对撑法施工。

4. 施工原则

确定的施工原则是:小步前进,快速通过,作好准备,注意监测,动态管理,防止蛮干。

在基坑开挖前,对周围建筑物的状况,基础情况,地下管线及构筑物情况进行调查、了解,作好前期工作;了解本地区相应工程基坑支护情况。

施工时避免对原状土的扰动,砌筑时应注意排水孔的设置,基坑内、外及时排水。

加强监测注意砌筑质量和安全,专人跟班协调管理,特别是雨天、夜晚和假日,密切注意周围建筑物墙体、地面、道路、边坡的变化。施工开挖前为了应付突发事件,在物质上也应作一些准备。

5. 挡土墙设计

挡土墙仍按传统的朗肯、库伦土压力理论计算,未计被动土压力的作用。挡墙设计参数选择应考虑工程桩施工完毕,土体的 ϕ 、 c 值均有不同程度的提高,特别是挤土桩,可提高 $1/4$ — $1/3$,木桩嵌入挡墙内, μ 取到2.5~3.0,这对稳定桩体起到一定作用,当木桩嵌入下面较硬土层时,挡墙的抗滑稳定性大大提高。木桩小头直径不小于12cm,根数按摩擦一端承桩计算。挡墙底宽2.00m,顶宽0.80m,趾部另加台阶宽0.30m,高0.50m。

结论

只要方法得当,毛石挡土墙加桩的办法有可能解决下复软土层的基坑支护问题。

1. 在软土地区采用挡土墙加桩的技术应该根据工程特点,尽量减少大面积开挖的深度,局部(例如承台基础)较深处可以用二次处理的办法分散解决;每次开挖的长度不宜过大,并在施工中进行调整;开挖后应及时砌筑(浇筑)和回填。

2. 注意开挖顺序和方向,对可能出现麻烦的地段,应事先采取加固防范措施。尽量避免对基坑土体的扰动。

3. 注意监测,加强现场管理,发现问题及时处理。

4. 结合当地实际情况进行设计和施工。

5. 经济效益;由于采用上述复合式挡土支护方法,不仅将复杂的技术问题变得较为简单,顺利地完成了基坑开挖的边坡支护;从经济效益上看,上述工程实例较采用悬臂混凝土桩节约资金 $1/3$ 以上,约百万余元,比拉锚桩支护则更为经济、合算。

真空预压法在机场地基处理中的应用*

赵忠良 康尚炜 丁向南

(兰州铁路局) (铁道部科学研究院西北分院 兰州 730000)

[摘要] 本文论述了采用真空预压法对深层软土层加固处理的方法及加固后的效果观测。通过静力触探、十字板强度测试、回弹模量测试等不同方法检测证明,该方法加固效果显著,对大面积加固软土地基是一种理想的方法。

地质概况及加固方案选择

某机场地基大体分两层。第一层地表至-7.0m,依次为粉砂、粘土、粉质粘土。该层是由近代黄河决口沉积而成的,属中等压缩性土;第二层-7.0~-11.0m,为淤泥质粉土和淤泥质粘土,是原湖、沼泽地沉积的淤泥质软土,被黄河决口沉积物所覆盖;该层土天然孔隙比 e 一般为0.8~1.2、压缩系数 a_{1-2} 为 $0.16\sim 1.14\text{MPa}^{-1}$,压缩模量 E_c 为3.25MPa左右,含水量大于和接近液限,属于高压缩性土(≥ 0.05)。由于以上两层土形成年代较近,基本属于松散欠固结土,工程性质较差。这对主跑道道面结构的稳定性是极不利的,有可能出现:总沉降和差异沉降量大,沉降延续时间长。在这样的地基上建机场,首先要考虑基本消除-7.0~-11.0m深度软土层沉降变形。为此,进行了多种加固方案的比选论证,最后定为“预压排水固结法”,即真空预压和堆载预压二种方法进行试验。试验位置在设计的主跑道上,试验面积均为 $60\times 40\text{m}^2$ 。从试验结果来看,两种方法加固效果前者好于后者,都达到了设计要求的各项指标;从工程造价、工期等经济指标综合评价,真空预压法较好,故选择为本机场地基加固的方法。

真空预压的基本机理和技术要求

1. 基本机理

通过对加固地基四周围(封闭墙)、地表面(塑料膜)的封闭及借助射流泵和塑料排水板,将膜下土体间的部分空气抽出,形成真空,使地基土中与大气压产生压差,从而土中的孔隙压力降低,也就是说土孔隙中作用的大气压力和静水压力被降低。土孔隙中的部分水顺塑料排水板渗出,使地基土快速排水固结压密达到加固地基的目的。

2. 技术要求

根据前期试验结果和理论计算,提出以下四条技术要求。

1)按道面结构荷载(26.16kPa)和飞机起降荷载(51.80kPa)组成等效预压荷载为80kPa;

- 2) 满载(指膜下负压不低于 80kPa , 即相当于 600mm 水银柱)时间要求达到 $80\sim 90$ 天;
- 3) 地表总沉降量要大于按设计荷载计算沉降量的 95% ;
- 1) 满载期最后七天的沉降速率小于 0.143mm/d (即 $<1\text{mm}/7\text{d}$), 可以为沉降基本稳定。

真空预压法主要施工工艺

该机场主跑道加固面积约 13.2 万 m^2 , 共分十个试验区, 每个区约 1.3 万 m^2 。为了进度和便于施工, $2\sim 3$ 个区基本同时试验。

首先按要求的间距及深度打设塑料排水板和四周进行粘土封闭墙施工, 然后设置真空泄水通道等, 最后地表铺塑料膜, 按装射流泵等。完成上述工序后, 开始抽真空并观测沉降量。若达到技术要求的指标后, 即可卸荷。施工工艺布置见图 1。

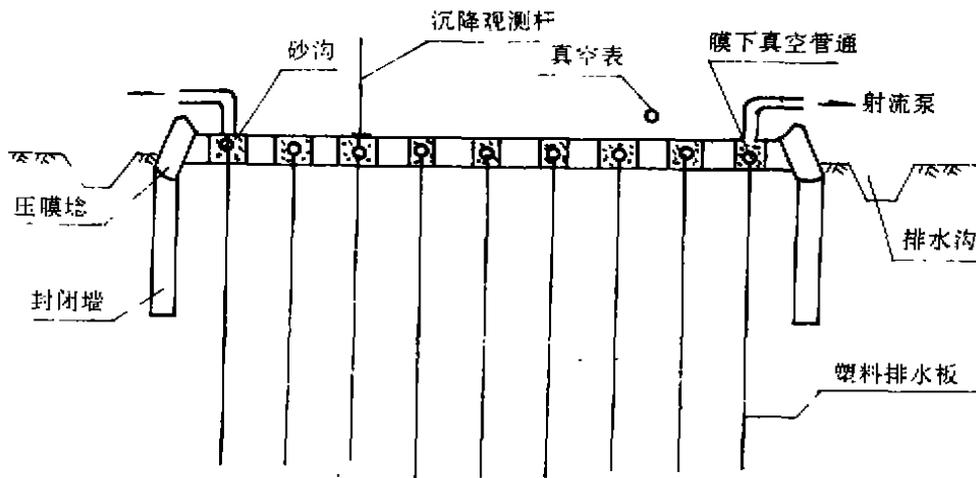


图1 真空预压法施工工艺示意图

地基处理结果及效果检测

1. 各区主要指标的控制结果

在真空预压期间, 除地表沉降观测外, 真空度(即膜下负压不小于 80kPa)的观测是非常重要的, 能否达到设计要求的真空度, 是直接影响地基加固密实好坏的关键。所以, 在要求的时间内真空度自始至终要等于或大于 80kPa , 才能达到地基加固之目的。

通过试验可知, 各项指标全部达到了设计要求。各区的地表总沉降量均大于设计荷载计算沉降量的 95% (计算 $155.6\sim 190.4\text{mm}$, 实测为 $175.5\sim 245.9\text{mm}$); 最后七天的沉降速率都小于 0.143mm/d 的要求 (实测为 $0.003\sim 0.138\text{mm}$); 满载期都在规定范围; 真空度均大于要求 ($80\text{kPa}\sim 88\text{kPa}$)。

2. 效果检测

(1) 深层沉降观测

为检测真空预压后各土层的沉降变形, 尤其是一 $7.0\sim -11.0\text{m}$ 的软土层的压缩变形是否达到了设计要求的沉降量, 分别在七个预压区内各埋置一套深层沉降观测装置, 其深度均在软弱层以下, 其测试结果见图 2 (只举一孔为例)。7 个孔中不同厚度的软土层的沉降变

形观测结果见表1。

各预压区软土层沉降变形汇总表

表1

| 预压区 | 1 | 2 | 3 | 6 | 7 | 8 | 10 |
|-----------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| 厚度(m) | 3.5 | 2.9 | 4.5 | 2.0 | 3.5 | 2.7 | 2.9 |
| 计算沉降量(mm) | 37 | 23 | 56 | 34 | 52 | 27 | 20 |
| 实测沉降量(mm) | 50 | 44 | 90 | 33 | 95 | 40 | 40 |

从图2看出,各土层的总平均沉降量比设计荷载下计算沉降量约大40%,而表1中七个孔的软土层的实测总平均沉降量比计算沉降量约大57%,可见软土层的沉降幅度大于其它各土层的沉降量,这充分说明,真空预压达到深层加固地基的目的。

(2) 孔隙水压力的测试结果

在真空预压过程中,按理论分析随着膜下真空度的增大而不同深度的地基土中孔隙水压力在减小,孔隙水压力的减小与真空度的增大成正比;当真空度基本稳定不变时,地基土中的孔隙水压力也趋于稳定状态;卸荷后,其压力很快恢复原状。为检测孔压与真空度的这一变化规律,在具有代表性的四个区内分别埋置了十个孔隙水压力传感器,深度在-1.5~-11.0m不等,其测试结果见图3(只举例一组)。

(3) 地基土工程性质的变化

a. 静力触探试验结果

真空预压前后,分别在八个区内做了8组静力触探对比试验,根据测得的结果

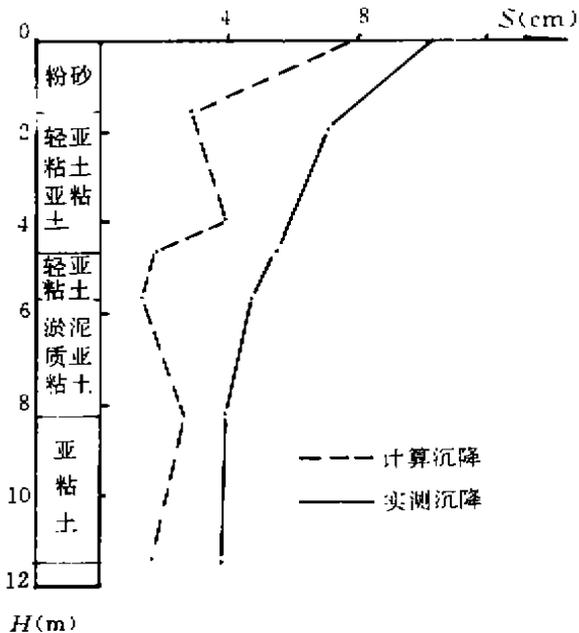


图2 深层沉降计算与实测比较

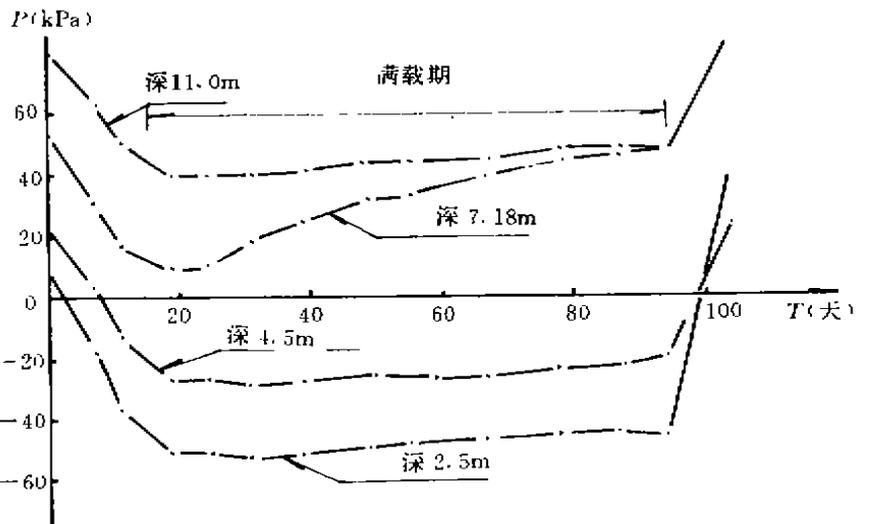


图3 不同深度的孔隙水压力与时间关系

分析可知,地基承载力和变形模量均有提高,提高程度从上到下递减。从8组对比试验的平均值看,地表以下-1.0~-7.0m之间地基承载力和变形模量分别提高59%和74%;-7.1~-9.0m之间分别提高25%和37%,详见图4。

b. 十字板强度测试结果

十字板强度对比试验在不同的四个区内共做4组(预压前后各4个孔),测试深度均在软弱层以下。从四组对比试验结果看,地基处理后比处理前,粉砂层强度平均提高17%;粉土及粉质粘土层均提高25%;淤泥及淤泥质粘土层平均提高39%。从各层土强度提高的幅度看,真空预压对软土层的效果比其他各土层为好。对比试验结果见图5。

c. 回弹模量测试结果

根据技术设计要求,真空预压加固后的地基表层的回弹模量不低于25MPa。为此在七区和五区卸荷揭膜后碾压整平完成毕分别测其回弹模量,测试结果均达到设计要求的指标。压力在0.05~0.50MPa之内的平均值分别为47.85MPa和93.24MPa,超出设计要求。详细结果见表2。

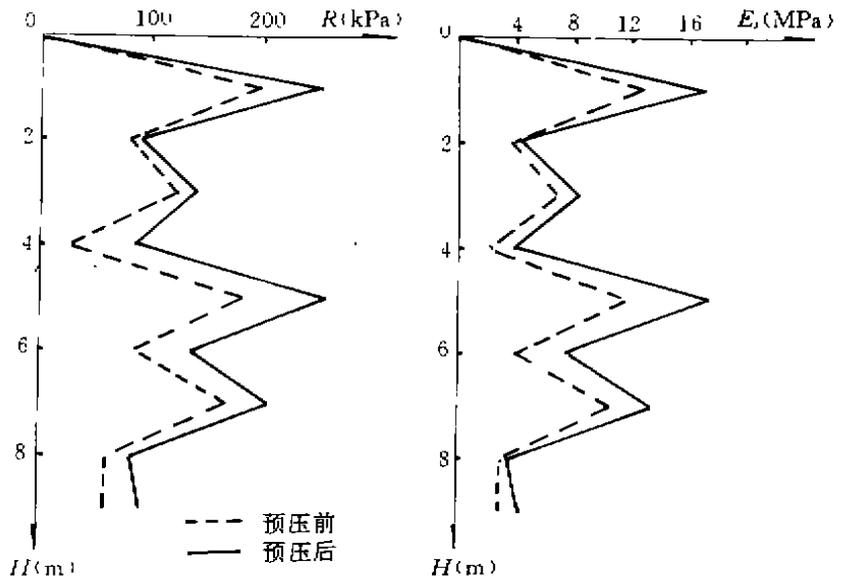


图4 静力触探 $R, E_s \sim H$ 曲线

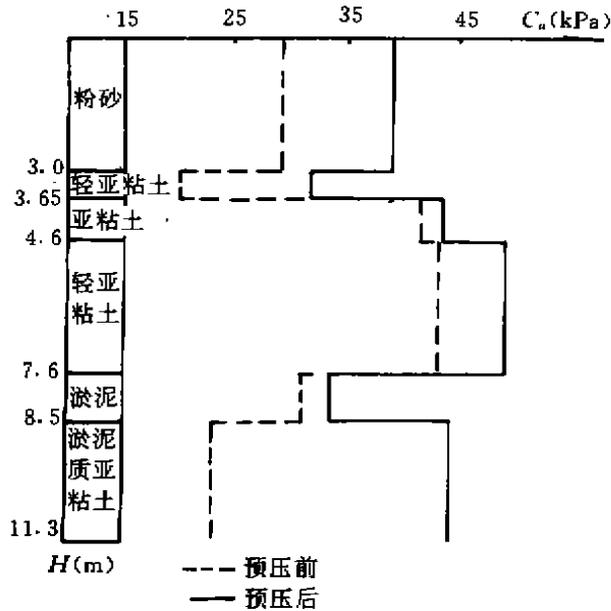


图5 十字板强度 C_u 与深度 H 曲线

回弹模量测试结果汇总表

表 2

| 单位压力(MPa) | | 0.05 | 0.1 | 0.2 | 0.3 | 0.4 | 0.5 |
|-----------|-----------------------------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|
| 五区 | 回弹变形值($\times 10^{-2}$ mm) | 15.46 | 23.82 | 43.91 | 60.54 | 87.55 | 99.45 |
| | 回弹模量(MPa) | 66.87 | 86.70 | 94.18 | 102.45 | 105.29 | 103.95 |
| 七区 | 回弹变形值($\times 10^{-2}$ mm) | 26.01 | 46.80 | 47.15 | 117.23 | 146.64 | 222.80 |
| | 回弹模量(MPa) | 39.75 | 44.18 | 47.45 | 52.91 | 56.40 | 46.40 |

结论

1. 通过深层沉降观测,平均沉降量比设计荷载下计算沉降量约大 40%~57%,尤其深部软弱层沉降量大于上部各层土的沉降量,各层均大于设计要求的 95%,说明固结效果是显著的。

2. 从地基的强度测试结果看,地表至-11.0m 均有提高,且上部大于下部,提高幅度约 60%~25%,更进一步说明加固效果对深部软基也是明显的。

3. 从膜下真空度的观测看,在正常情况下,真空度始终保持在 80kPa 以上,说明真空预压的设备、施工工艺是合理的。

4. 真空预压可一次加载至设计荷载,卸载也是一次完成,工期短;而堆载预压则分级加荷,且卸荷较难,搬运量大,工期长。经济效益显著。

5. 综上所述,真空预压对大面积的加固软土地基比堆载预压较为适宜,是一种理想的加固软基方法。

水泥粉喷桩在邯郸市的应用

叶洪东

姜明伦

(河北建筑科技学院 邯郸 056038) (天津大学水利系 天津 300072)

[摘要] 本文全面介绍了水泥粉喷桩在邯郸市的推广应用情况,结合五个工程的实践经验,从设计、施工、检测三个方面进行了综合评述,并提出了采用粉喷桩时的一些建议。

引言

水泥粉喷桩加固地基,主要是将粉状水泥与含水量较高的软土强制拌和,使水泥、水和土三者发生水化及物化反应,形成具有一定强度的水泥土桩,桩与桩间土组成复合地基。

这一方法是1967年瑞典的Kjeld Paus提出的,我国于80年代开始引进和推广,目前已大量用于加固软土地基。邯郸市于1990年开始用于民用住宅、综合楼、厂房等建筑地基的处理,从实践中积累了一些工程经验。本文是对邯郸市应用该加固技术的情况汇总。

采用粉喷桩的工程地质条件

沁河、洺河、滏阳河流经邯郸市,新近沉积粘性土分布面积较广,厚度较大。特别是滏阳河两岸,普遍分布淤泥质粘土、粉质粘土和粉土,局部夹少量的粉、细砂薄层,底板埋深在10~15m。由于沉积年代短,未经充分固结,故压缩性高(压缩模量3.0~6.0MPa)承载力低(一般为80~120kPa),土层含水量高,地下水位埋深2.5m左右。根据这一特点,结合粉喷桩适用条件,同时考虑建筑物技术要求,6~8层的住宅楼、综合办公楼,单层厂房等,设计上优先考虑粉喷桩加固地基,表1中列出了几个工程的情况。

粉喷桩设计

1. 桩体设计

设计上按有关技术规范^{[2][3]}进行,但一些系数的取值,则根据实际情况和经验确定。设计中最为关键的是单桩承载力的确定,一般取下两式中的较小值:

$$\text{按桩身强度 } R_p = K \cdot q_u \cdot A_p \quad (1)$$

$$\text{按地基承载力 } R_p = f \cdot S \cdot L + \alpha \cdot A_p \cdot f_k \quad (2)$$

式中: R_p —单桩承载力标准值(kN);

K —桩身强度折减系数;

q_u —与桩身水泥配比相同的室内水泥土试块,在标准养护条件下,90天龄期的无侧限抗压强度平均值(kPa);

- A_p —桩的横截面积(m^2);
 f —桩侧平均摩擦力标准值(kPa);
 S —桩的周长(m);
 L —桩长(m);
 α —桩端土承载力折减系数;
 f_k —桩端地基土承载力标准值。

水泥粉喷桩加固地基的工程实例一览表

表 1

| 工程序号 | 工程名称 | 层数 | 基础型式 | 加固土层 | 加固前承载力(kPa) | 桩端土层 | 桩长(m) | 掺入比 | 水泥土试块强度(MPa) | 单桩容许承载力(kN) | 复合地基承载力(kN) |
|------|---------------|-----|------|-----------------|-------------|--------------------------|-----------------------|-----|--------------|-------------|-------------|
| 1 | 邯郸市工商银行(1)号楼 | 6 | 条基 | 粉土 粉质粘土 | 110 75 | 粉质粘土 ($f_k=200kPa$) | 8.2 ($\Phi=500$) | 12% | >2.0 | 143 | >180 |
| 2 | 邯郸市勇峰钢管厂 | 单层 | 独立基础 | 粉质粘土 | 90 | 粉质粘土 ($f_k=180kPa$) | 6 ($\Phi=500$) | 12% | >2.0 | 142 | 168 |
| 3 | 某邮电综合楼 | 3~4 | 条基 | 粉土 | 100 | 粉质粘土 ($f_k=150kPa$) | 6.7 ($\Phi=500$) | 12% | 2.21 | 145 | 162 |
| 4 | 煤建一公司住宅楼 | 6 | 条基 | 粉质粘土 淤泥质粉质粘土 | 85 95 | 粉质粘土 ($f_k=150kPa$) | 8.7 ($\Phi=500$) | 12% | 2.1 | 108 | 175 |
| 5 | 邯郸市邮电局62分局商住楼 | 7 | 条基 | 淤泥质粘土 粉质粘土 | 80 120 | 粉质粘土 ($f_k=180kPa$) | 7 ($\Phi=500$) | 15% | >3.5 | 164 | >200 |

设计时根据上部结构要求和场地土层性质与持力层的埋深,选定加固深度,再减去基础埋深即为桩长 L ,然后按式(1)、(2)计算单桩承载力,应尽量使(1)、(2)两式的计算结果相近,且桩身强度略大于地基承载力,以节省固化剂材料,使桩身强度与承载力相协调,桩身强度充分发挥作用^[4]。计算时, K 的取值与场地条件、上部结构以及施工质量、实际加固效果等因素有关,一般取0.35~0.40。 α 根据桩底部施工质量、持力层软硬程度而定,桩底质量可靠时取 $\alpha \geq 0.5$,若桩端承载力不能充分发挥时,则取 $\alpha < 0.5$;特别当桩体未穿过拟加固软土层,或因施工质量造成桩短,未达持力层者,应按摩擦桩计算,取 $\alpha = 0^{[5]}$ 。

按设计要求的复合地基承载力 R_{sp} 和桩间土承载力 R_s ,由(3)式计算面积置换率 m :

$$R_{sp} = m \frac{R_p}{A_p} + \beta(1-m)R_s \quad (3)$$

式中: β 为桩间土承载力折减系数,视桩与桩间土共同工作的情况而定。当桩端为软土时,取 $\beta=0.5 \sim 1$;为硬土时,取 $\beta < 0.5$;若不考虑桩间土作用时,则取 $\beta=0$ 。

根据地基土加固面积 A ,计算布桩总数:

$$n = \frac{m \cdot A}{A_p} \quad (1)$$

桩数确定后,视基础型式和上部结构类型与荷载分布,选择布桩形式。对条形基础通常对称于基础轴线布置一到两排;独立基础下可按矩形或梅花形布桩。桩的密度应视荷载分布

作适当调整。

2. 施工设计

施工设计主要是确定最佳配比、单桩喷灰总量和每米喷灰量。施工前选择最佳掺入比 $a\%$ 需要做不同掺入比的水泥土块在不同龄期的强度 (q_u) 试验。表 2 和图 1 分别为表 1 中工程 3.4 的地基土物理力学性质指标和掺入比试验结果。从图 1 可见, 龄期越长强度也越高, 但随时间延续强度增长渐慢。龄期、掺入比均相同时, 粉质粘土和粉土的加固强度较大, 淤泥质粉质粘土强度较低。这充分说明了有机质对加固强度的影响, 特别是水泥用量较小、龄期较长时更为明显。

土的物理力学性质指标

表 2

| 指标 土类 | 重度 (kN/m^3) | 含水量 (%) | 孔隙比 | 液性指数 | 压缩模量 (MPa) | 压缩系数 (MPa^{-1}) | 内摩擦角 ($^\circ$) | 抗剪强度 (kPa) | 无侧限 抗压强度 (kPa) | 承载力 标准值 (kPa) |
|-------------|--------------------|------------|-------|------|---------------|------------------------|----------------------|---------------|----------------------|---------------------|
| 粉土 | 19.7 | 28.2 | 0.737 | 0.93 | 5.2 | 0.23 | 22.4 | 19.0 | 48.8 | 100 |
| 粉质粘土 | 18.8 | 33.2 | 0.80 | 0.58 | 4.0 | 0.25 | 10.8 | 18.6 | 40.2 | 85 |
| 淤泥质 粉质粘土 | 18.4 | 33.4 | 0.81 | 0.77 | 4.8 | 0.29 | 9.6 | 15.3 | 43.7 | 95 |

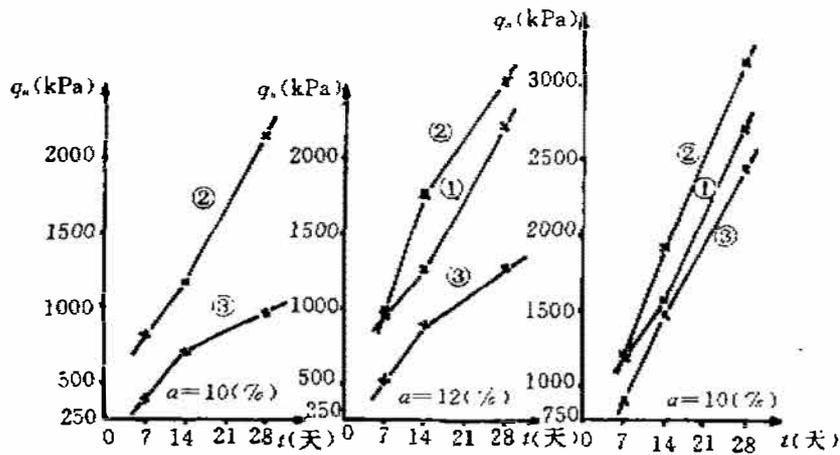


图 1 (a) 龄期与强度的关系

原则上最佳掺入比的选择, 既要满足桩体设计要求, 又要考虑材料成本, 一般选用 $10\% \sim 15\%$ 的掺入比, 12% 者较多 (如表 1)。按试验选定的最佳掺入比 ($a\%$), 以及桩体直径、桩长 (L)、被加固软土重量 (W), 计算单桩喷灰量 Q 和每米喷灰量 q :

$$Q = a\%W$$

$$q = Q/L$$

邯郸市软土地基按 12% 配比, $500mm$ 桩径的桩, 每米喷灰量一般在 $40 \sim 45kg$ 左右。

施工中易出现的问题与解决办法

1. 喷灰量不足或不均匀

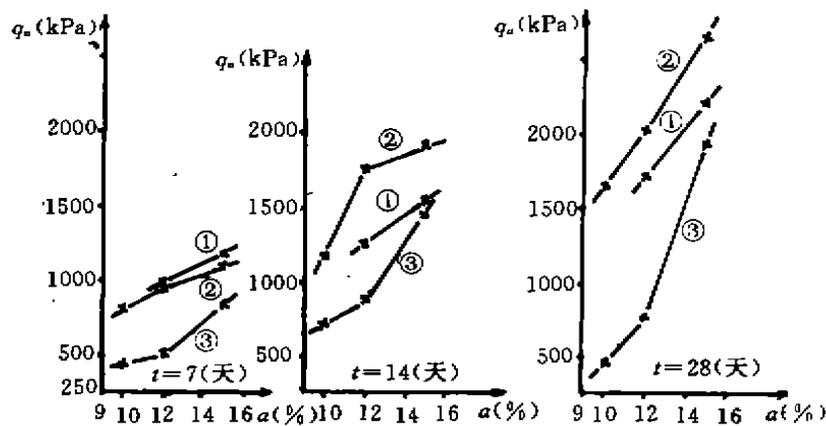


图1 (b)掺入比与强度的关系

①—粉土 ②—粉质粘土 ③—淤泥质粉质粘土

粉喷桩施工中的关键问题是确保均匀和足额的喷灰量,以保证桩身强度。应根据单桩喷灰总量和每米喷灰量,调节供灰电机转速。送灰时要密切注意电子秤计量变化,如发现喷灰量不足,应及时采取复喷或补喷等措施。一般不要来回关启送灰阀门,只有个别喷灰不畅时,才可迅速摇动阀门,保证送灰连续、均匀。施工中若遇到土的密实程度、粘粒含量等对喷灰量影响较大时,应及时调整送灰器的转速。

2. 断灰或桩短

检测中有时发现桩体局部没有喷灰迹象,造成断灰,或桩长小于设计值,即桩短。因此,使桩体不能正常传递荷载,直接影响复合地基承载力。如表1中工程4,对其中14根桩体钻探检核发现,有4根(243[#]、411[#]、482[#]、9[#])桩长度不够,1根桩(9[#])在4.3~6m无灰。造成这一现象的原因:①袋装水泥有结块、纸屑等异物,未过筛,使送灰管道或喷嘴堵塞;②切土下沉时没有送气,喷嘴被泥堵塞;③操作配合不当,钻具提升过早,钻头下沉到设计深度后,一般应开启灰泵2~3分钟,当感觉灰到(有强烈冲击感)以后,提升钻具。成桩时采用0.45 m/min的速度提升喷粉。

3. 桩径变小

桩径变小,单桩承载力降低。出现这一问题的原因①空压机压力太小,气流影响范围不够大。因此应配备相应能量的空压机,压力调到0.25~0.3MPa,送风量50~70m³/h,刮灰器电机转速400转/分。②桩周土质密实,粉体颗粒所受阻力过大。③钻头磨损使喷嘴变大,压力下降。因此应定期检查钻头的磨损程度,及时更换钻头。

4. 复搅不喷灰

根据水泥桩的荷载传递特性^[1],桩承载能力主要取决于桩身强度。特别是桩顶以下2~3倍桩径范围,是承受荷载最集中的部位。为保证桩体受力要求,通常应在桩身上部3~5倍桩径范围复搅、复喷(增加喷灰量1.5%左右)。对于打到硬土层的短桩,因设计考虑桩端承载力,应确保桩端质量。除应复搅复喷外,钻头至桩底时,应原位旋转1~2分钟,以便叶片对土的压实及水泥的充分拌和。并以慢档提升0.5~1m,采用钻进—提升喷粉—重复钻进搅拌(顶底部复喷)—提升搅拌的工艺流程。然而,有的工程(如工程4),只是全桩长无灰复搅,影

响了桩体质量。

粉喷桩质量检测

粉喷桩加固地基技术,设计、施工、检测三者是相互关联的。目前最为有效的质量检测手段仍是单桩荷载或复合地基载荷试验,特别是无经验地区每一工程的试验不应少于两点。如表1中工程4,因对施工质量有怀疑,完工后抽检4根桩进行荷载试验,结果发现单桩承载力为108kN,未达到设计值140kN;复合地基承载力175.6kPa,也小于设计值205kPa。后来又进行补桩,原设计的七层住宅被迫改为6层,给工程造成经济损失。为全面控制和检验整个工程的施工质量,除荷载试验外,仍须辅以其他检测手段。从实践来看,水泥土的强度与土质、含水量、水泥标号等诸多因素有关,每个工程均须进行水泥切块试验。缺乏经验地区,必须通过试验确定水泥掺入比,并提供合理的设计参数(q_u)。在施工中,要求施工人员对7天龄期的桩体进行轻便触探试验,或挖开进行直观检查。这是检验桩头质量的快速而简便的有效方法。从水泥桩的荷载传递特性^[4]和单桩荷载试验(表1中工程1)可知,桩的破坏多是由于浅层桩身强度破坏造成,即桩的极限承载力由桩身强度所控制。因此,重要的还应采用静力触探和动力测试方法,检测桩头质量和桩身的均匀性。

荷载试验费用较高,对于小型工程不仅不现实,有时还因工期要求等原因也不可能办到。因此对于一些中小型工程,建立一套快速检测方法很有必要,否则影响推广应用。基槽开挖后的桩位、桩径、桩体外观质量检查必须重视,应组织设计、施工、检测几方面的有关人员现场察看、全面分析,以协调和处理有关问题。如桩头不合格,应用素混凝土补强。桩位偏移超过限度,应进行补桩等。

结论

1. 结合本地区工程地质条件,粉喷桩技术在邯郸市的应用是可行的,加固效果显著,特别适用于近阶段6~8层左右的房屋建造。
2. 粉喷桩加固地基,具有施工方便、速度快、造价低等优点,在邯郸市具有很好的推广应用前景。
3. 粉喷桩加固技术仍处于推广和探索阶段,须进一步优化设计,严格按规范操作施工,加强施工管理,缩短检测周期,进一步提高工程质量。
4. 桩与桩间土共同工作。在对桩体质量检测的同时,对桩间土也应有适量的检测指标。

参考文献

- 1 地基处理手册编写委员会. 地基处理手册. 中国建筑工业出版社,1988年
- 2 冶金建筑研究总院. 软土地基深层搅拌加固法技术规程,1991年
- 3 中国建筑科学研究院. 建筑地基处理技术规范(JGJ79-91)
- 4 黄自彬、陈嘉寿. 深层搅拌单桩多点位移测试资料分析. 地基处理与桩基础国际学术会议论文集(下),1992年
- 5 张振国. 深厚软土层的粉体搅拌法处理. 地基处理,1995年第2期.

国外压密注浆技术的发展

管月稳

(郑州铁路局西安科研所 西安 710054)

压密注浆始原于美国,迄今已有50年的历史。但真正将它定名为压密注浆法是 Graf 于1969年第一次提出。1970年米切尔(Mitchell)对压密注浆和其它注浆法进行了比较,特别对比了渗透注浆和压密注浆机理的区别。1973年 Brom 和 Winer 论述了压密注浆方法的应用和注浆力学。1974年 Brom 和 Winer 提出了压密注浆的设计和施工准则。之后 Graf 和 Winer 等人一直致力于压密注浆技术的研究。

压密注浆适应于加固比中砂细的砂土和能充分排水的粘土、杂填土等。美国广泛用于加固土坝基、控制隧道掘进引起的地层沉降、提高桩尖承载力、沉降建筑物抬升等方面。近年来,在法国、德国、英国和我国台湾开始应用。而我国大多采用劈裂注浆和渗透注浆,压密注浆应用的很少。本文介绍国外压密注浆技术发展的目的,是促进压密注浆技术在我国能够广泛应用。

压密注浆加固地基的机理

压密注浆通过钻孔将极稠的浆液挤入土体,在注浆处形成球形浆泡。浆泡对周围土体压缩,在浆泡邻近区存在大的塑性变形带。离浆泡较远区域土体发生弹性变形,因而土的密度明显增加。钻杆自下而上注浆,将形成浆柱。压密注浆刚开始时,浆泡的直径和体积较小,压力主要是径向即水平方向。随着浆泡体积的增加,将产生较大的上抬力。压密注浆的挤密作用和上抬力对沉降基础加固和抬升是非常有效的。

压密注浆不象渗透注浆那样,浆液渗入土颗粒间孔隙内,将土颗粒包围胶结起来,也不象劈裂注浆那样发生劈裂,浆液窜入劈开的裂隙内形成脉状浆体。它是用浆泡挤走相邻土体使其周围土体得到压密。

压密注浆的浆液

压密注浆既要求浆液在高压下可泵送(即浆液不能太稠),又要求浆液注入土体后不易产生劈裂破坏(即浆液不能太稀)。通常采用水泥砂浆。砂料要有一定的级配,如图1所示。天然砂100%地通过8号分筛,小于 $50\mu\text{m}$ 砂粒不得多于20%。用过粗的砂,在高压下浆液

* 收稿日期,1997年2月

容易失水,形成阻塞。砂粒过细,浆液难以控制。一般含水量是干容重的10%~20%。含水量控制方法是现场做塌落度试验。实际上含水量增加一点,塌落度成倍增加。例如含水量为100%时,塌落度为25mm。当含水量增加1%,塌落度可达到50mm。

塌落度是参照标准混凝土塌落度试验,美国采用ASTM C-143;英国采用BS1881;法国采用NFP18-451。对压密注浆浆液适宜的塌落度范围还没有一个统一的认识。ASCE注浆委员会(1980)确定最大塌落度为25mm。甚至一些学者提出塌落度为零。而在美国工程实践中,塌落度一般大于25mm,有时甚至大于100mm。Graf(1992)提出塌落度大于50mm,也不会产生劈裂破坏。法国采用的塌落度为50~90mm。英国学者认为塌落度在75mm以下足以阻止劈裂破坏的发生。表1是一些承包项目使用过的浆液及其性质。

设在给定的干混合物达到可泵送的最小含水量为 W_m ;在给定注浆和土质条件下,浆液在土体内产生劈裂破坏的临界含水量为 W_c (即含水量大于 W_c 就产生劈裂破坏)。 W_m 是半固体和可泵送之间的极限,容易在现场确定。而 W_c 目前还无法测定。因为不知道土质条件和注浆的确切状况。将来可在压密注浆的实时分析中发现 W_c 值。能够泵送并具有低可能劈裂的浆液的含水量在 W_m 和 W_c 之间,一般浆液的 $[W_m, W_c]$ 范围很窄,如图2所示。图2定性地说它的变化范围是注浆功率的函数(压力×泵送速率)。比较好的工程实践是浆液的含水量靠近 W_c 。

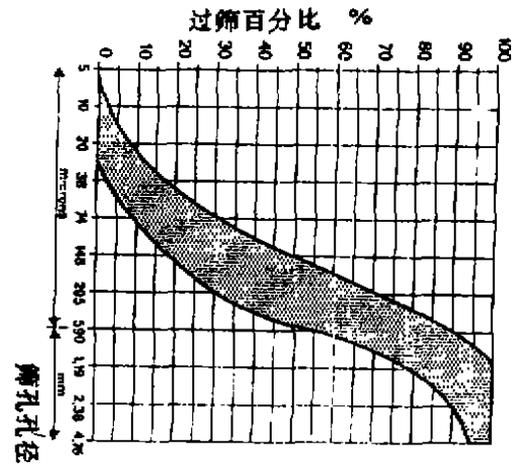


图1 压密注浆材料的最佳级配

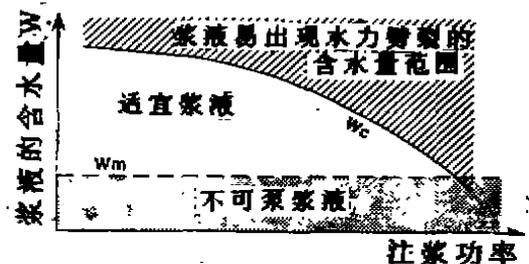


图2 浆液合适的含水量范围

一些使用过的浆液及特性

表1

| 项目名称 | 加固体中浆液含量 % | 最大注浆压力 MPa | 浆液的塌落度范围 mm | 承载力提高的百分数 % |
|-------------------------|---------------|---------------|----------------|----------------|
| Aberfeldy | 6.0 | 4.0 | 50 | 213 |
| Norwich Castle Mall | 3.9 | 4.0 | 50~100 | 300 |
| Norwich White Lion Gate | 3.7 | 3.0 | 50~100 | 300 |
| Norwich A47 | 5.1 | 4.0 | 75~125 | 170 |
| Jubilee Trial | 7.6 | 4.0 | 50~100 | |

续表 1

| | | | | |
|------------|------|-----|--------|-----|
| Didcot | 7.4 | 3.0 | 75 | 113 |
| Dundee | 6.4 | 6.0 | 50~250 | 150 |
| Pangbourne | 11.2 | 4.0 | 50~75 | 150 |
| Hockley | 8.1 | 2.0 | 50 | 300 |

最近由 Y. Lagolnitzner 等人用活塞作用的压滤器试验,反映浆液的可泵性。浆液在压力作用下容易失水,造成砂阻塞现象,压滤试验反映浆液的这种性质,用流动能力表示:

$$\frac{\text{含水量增量 } \Delta W}{\text{初始含水量 } W_i} = \frac{\text{压滤出的水量}}{\text{初始水量}}$$

具有可泵性浆液的流动能力在 20~30% 之间。泵送速率是注浆过程中产生劈裂破坏的一个主要因素。一般最大泵送速率为 40L/min。

压密注浆的抬升作用

压密注浆可以引起两种土体变形模式。如图 3 所示。哪种模式的出现取决于浆泡和周围土体接触面的空腔压力。当上抬力超过上层土的重量时,一个圆锥型破坏模式将会发生,相应的地面隆起就变得明显。当上抬力不足上层土重时,周围土体仅发生弹性或塑性膨胀,地面抬升很小,特别注意,当破坏模式变化时,浆液很容易沿裂面窜到地面,发生明显的水力劈裂现象。

引起锥型剪切面破坏的机理是非常复杂的。在锥与周围土之间的摩擦力很难确定。假设处于极限状态,摩擦力可以忽略, Moh. Yany 和 H. Wang (1994) 建立了锥型破坏条件。

$$U - W > 0 \quad (1)$$

$$U = \pi r^2 P_c \quad (2)$$

$$W = \frac{\pi \gamma}{3k^2} [(D+kr)^3 - k^3 r^3] \quad (3)$$

式中 U ——上抬力;

W ——锥形土体的重量;

r ——浆泡的半径;

D ——浆泡的中心深度;

P_c ——浆泡空腔压力;

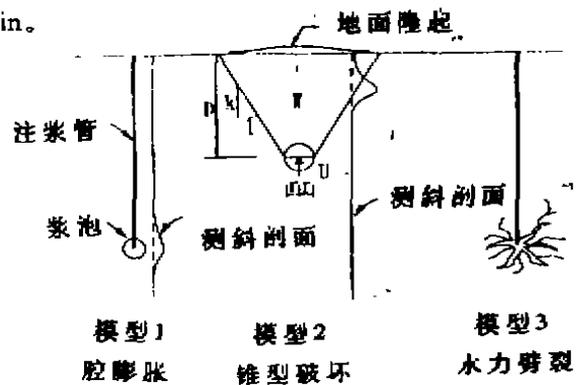


图 3 土体的变形模型

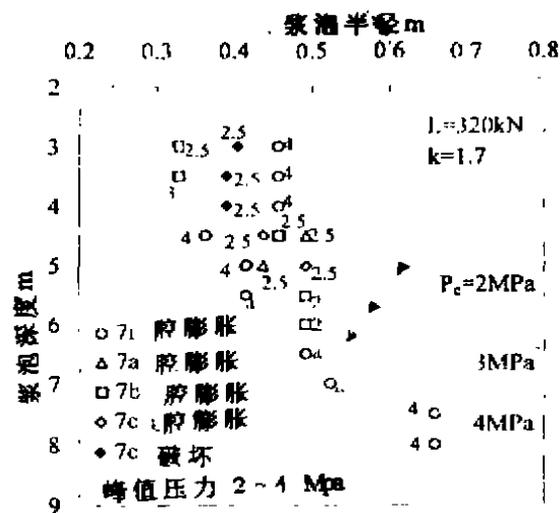


图 4 引起抬升的临界压力

γ —土的单位重量；

k —锥面的斜率, $\text{tg}\alpha$, 砂层的锥角为 30° 。

当考虑柱子荷载 L 时, 则

$$U - (W + L) > 0 \tag{4}$$

$$D < rk \left[\frac{3}{rk\gamma} \left(P_c - \frac{L}{\pi r^2} \right) + 1 \right]^{1/3} - 1 \tag{5}$$

当腔压力为 $2 \sim 4 \text{MPa}$, 柱荷为 320kN , k 为 1.7 时, 极限压力和浆泡的极限半径如图 4 所示。

工程实例

日本北海道 Nansei Oki 某小学二层教学楼, 钢筋混凝土建筑。由于 1993 年 7 月 12 日地震, 产生不均匀沉降导致楼房倾斜。基础结构和压密注浆孔如图 5 所示。最大不均匀沉降量为 68mm 。地层位于杂填土、砾石以及粗砂与砾石组成。地层与注浆断面见图 6。图 7 表示注浆前后的沉降量。沉降纠正到 $\pm 7 \text{mm}$ 。42 个浆柱用了 160m^3 浆液, 注浆量与纠正量的关系见图 8。

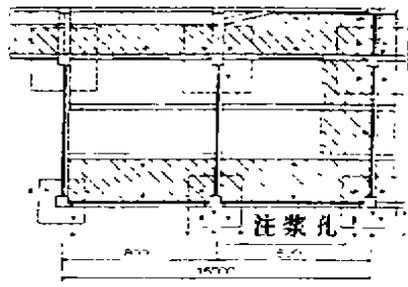


图 5 基础结构及注浆孔分布

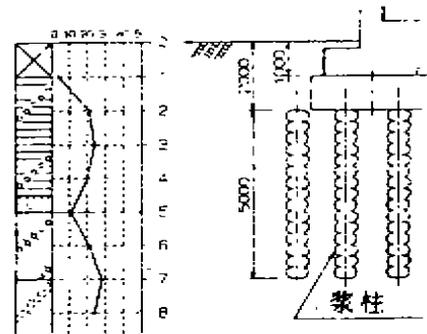


图 6 地层与注浆断面

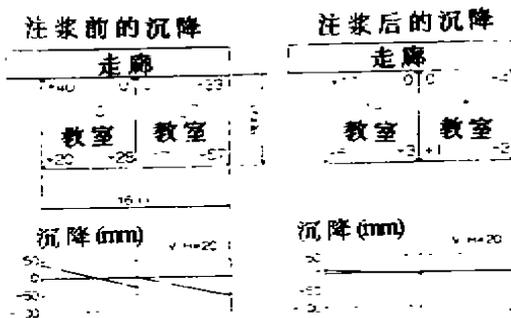


图 7 注浆前后的沉降量

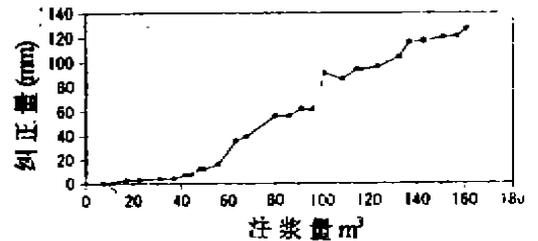


图 8 注浆量与纠正量的关系

参考文献

- 1 现代灌浆技术译文集, 水利电力出版社, 1991 年 8 月
- 2 Y. Izraelnitzer, et. al. New method for determining a compaction grout. Proceedings of The Second Inter-

- national Conference On Ground Improvement Geosystems. Vol. 1. A. A. Balkema. 1996. P47
- 3 R. M. Crockford et al. *Compaction grouting in the UK—A review*. Proceedings of the Second International Conference On Ground Improvement Geosystems. Vol. 1. A. A. Balkema. 1996. P279.
 - 4 I. W. Wong et al. *Compaction grouting for correcting building settlement*. Proceedings of The Second International Conference On Ground Improvement Geosystems. Vol. 1. A. A. Balkema. 1996. P231.
 - 5 T. Akiyama et. al. *Compaction grouting for buildings suffering uneven settlement*. Proceedings of the Second International Conference On Ground Improvement Geosystems. Vol. 1. A. A. Balkema. 1996. P243.

新 书 介 绍

《地基处理新技术》是《当代土木建筑科技丛书》中的一册,由浙江大学土木系龚晓南教授应当代土木建筑科技丛书编委会邀请而撰写的。该丛书是为适应深化改革与发展现代化建设事业的需要,由国内著名专家、学者、教授和管理者共同倡议和组织编著、出版,能够反映当代国内外土木建筑科技方面近年来成就的系列丛书。

《地基处理新技术》一书结合作者多年的教学、科研和工程实践的经验和成果,全面系统地总结和介绍了我国近年发展和应用的地基处理新技术,全书分3章,主要包括:地基处理原理和分类、复合地基理论概要、各项地基处理技术和最新发展、已有建(构)筑物地基加固和纠偏技术。

书中汇集了当前我国在该领域的重要科研成果、设计计算方法和发展动态,反映了近年来地基处理技术应用的现状和丰富的工程经验,对工程应用具有较大的指导作用。该书既有理论深度,又有很强的实用性,可供土建、水利、交通和铁道部门从事勘察、设计、施工和科研的技术人员、管理人员和大专院校师生参考。

本书16开本,正文202页,计30.8万字,由陕西科学技术出版社出版(书号ISBN7—5369—2648—0/TU.85)每本定价24.4元,新华书店经销。欲购单位和个人也可与邵建华联系,邮购27元/册(邮编:310027,地址:浙江杭州浙江大学土木工程系地基处理资料站,电话:0517—5172244—2319)

一 题 一 议

关于粘性土地基的不排水沉降

徐少曼

(福州大学土建系 福州 350002)

如所周知,粘性土地基的沉降量 s 由三个部份组成,如图 1 所示,即

$$S = S_d + S_c + S_r \quad (1)$$

式中 S_c 为固结沉降量, S_r 为次压缩沉降量,而 S_d 习惯上称为瞬时沉降量或初始沉降量。一般按弹性力学公式进行计算。然而工程实践表明 S_d 的名称及计算方法都是不合适的。

首先,将 S_d 称为瞬时沉降或初始沉降是不妥的,这一名称常使人们误解为 S_d 是瞬时完成的,而实际上它可能会延续很长一段时间。从机理上看, S_d 是地基土体在剪应力作用下的畸变变形,即形状改变而体积不变的变形产生的沉降量,如图 2 所示。当地基处于弹性变形阶段时,此畸变沉降量可在荷载施加后立即完成,但当地基中局部出现塑性变形后, S_d 会进一步增大,且变形不瞬时完成。五十年代曾国熙教授曾将 S_d 分为二部分^[1],即

$$S_d = S_{d_1} + S_{d_2} \quad (2)$$

式中 S_{d_1} 为弹性变形阶段由于侧向变形引起的沉降, S_{d_2} 为超过弹性阶段由于侧向变形引起的沉降,显然, S_{d_2} 不可能在加荷后瞬时完成。但是不论 S_{d_1} 还是 S_{d_2} ,都是在土体体积不变的情况下产生的,亦即不排水情况,故笔者建议将 S_d 称为不排水沉降,这样的名称既不易引起误解,又反映了变形的实质,在国外文献中也常出现这一名称。

由上分析可知, S_d 并不是瞬时完成的,它会延续一段时间而与主固结沉降并行。研究表明,次压缩沉降 S_r 也不是在主固结沉降完成后才开始的,它的主固结沉降产生的过程中已经开始出现。可见,粘性土地基沉降的三个组成部份并没有严格的时间界线,图 1 的示意极易造成误解,建议从以后的教科书中删除。

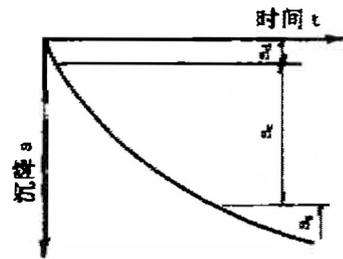


图 1

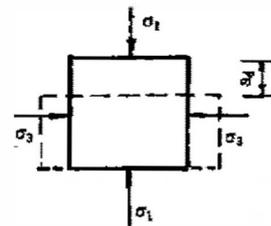


图 2

其次,计算 S_d 的方法目前有多种,其中有代表性的传统计算方法是弹性力学公式,即

$$S_d = pB \frac{1-\mu^2}{E} I_p \quad (3)$$

式中 p 为矩形荷载, B 为荷载宽度, E, μ 为地基土的模量及泊松比, I_p 为沉降系数,与荷载的长宽比 L/B , 基础刚度及所考虑点位置有关,当 $\frac{L}{B} \rightarrow \infty$, 即条形荷载时, I_p 取某一固定值。笔者曾指出该公式存在的一些问题^[2], 例如,当条形荷载的宽度 B 趋向无穷大,成为大面积荷载时,公式计算的 $S_d \rightarrow \infty$,而实际上此时荷载轴线下的主应力差极小, $S_d \rightarrow 0$,两种计算结果相差何其大!可见,用式(3)计算 S_d 的结果也是十分不可靠的,特别是当荷载宽度较大时更是如此。笔者曾建议用土样的归一化三轴固结不排水剪的主应力差 q 与轴向应变 ϵ_1 关系曲线进行计算^[3]得到较好的结果。

关于 S_d ,目前从名称到计算方法,在工程界都存在不同的看法,本文意在抛砖引玉,希望得到同行的指教。

参考文献

- 1 曾国熙等,砂井地基沉降分析,浙江大学学报,1959年第3期
- 2 徐少曼,饱和粘性土地基不排水沉降的变化规律,岩土工程学报,第7卷第5期,1985
- 3 徐少曼,对称荷载下饱和粘性土地基不排水沉降量的计算,岩土工程学报,第5卷第1期,1983

一题一议

略谈地层内斜面上的土压力

何广谏

(大连金波土木工程公司 大连 116021)

地层内斜面上的土柱压力是一个很普通而又是工程中常涉及的问题。如验算斜拉锚杆及其锚固段孔壁的抗剪强度,就必须计算其所受的土压力。众所周知,地面下深度 Z 处的土柱压力为 γZ (γ 为土的重度)。该力为铅直向作用于单位水平面上。当其转换至与该点单位水平成某个倾角 α 的斜面上,则对应的斜面面积为 $1/\cos\alpha$,设 p_s 为该土柱作用于斜面上的铅直力强度。则该土柱重亦可写为

$$p_s \frac{1}{\cos\alpha} = \gamma Z \quad (1)$$

由此得

$$p_s = \gamma Z \cos\alpha < \gamma Z \quad (2)$$

由于地层内 Z 深处水平单位面积小于其所对应的斜面面积 $1/\cos\alpha$,故转换至斜面上的 p_s 小于水平面上的土柱压力 γZ ,是理所当然的。这儿还应强调的是, p_s 的作用方向为铅直向,并非垂直于斜面。但在工程问题的计算中,某些人往往忽视了对地层内斜面上土压力的仔细分析,在计算例如斜拉锚杆锚固段孔壁的抗剪强度时,常误用下列二公式之一进行计算,是不合理、不妥当的。

$$r = K_0 \gamma Z \cdot \operatorname{tg}\varphi + C \quad (3)$$

$$r = K_0 \gamma Z \cos\alpha \cdot \operatorname{tg}\varphi + C \quad (4)$$

而应以文中介绍的式(5)进行计算较为合理。

$$r = K_0 \gamma Z (\cos^2\alpha \cdot \operatorname{tg}\varphi + \cos\alpha \cdot \sin\alpha) + C \quad (5)$$

对于斜拉锚杆来说,式(5)也只是比较合理的近似计算,这是因为锚杆在地层内并非斜平面,而是斜杆,受力复杂。通常以 K_0 经验土压系数进行修正,其具体数值系根据地层和施工工艺等情况由试验或经验确定。

一题一议

粘性土的液性指数与其物理状态^{*}

刘明振

(西安建筑科技大学 西安 710055)

液性指数 $I_L = \frac{\omega - \omega_p}{\omega_L - \omega_p}$ 是粘性土的一个重要指标,《建筑地基基础设计规范 GBJ7-89》规定,按 I_L 值的大小,可将粘性土分为坚硬、硬塑、软塑、流塑五种物理状态。华南理工大学等四校合编的高等学校教学用书《地基及基础》教材中写道:“当土的天然含水量 ω 小于 ω_p 时, I_L 小于零,天然土处于坚硬状态;当 ω 大于 ω_L 时, I_L 大于 1,天然土处于流动状态,……”。按照这一标准判定,相当一部分处于地下水位以下的粘性土都将处于流动状态。因为土粒的比重约为 2.70,如粘土的液限含水量为 $\omega_L = 40\%$,当孔隙比 $e > 1.08$ 时,饱和粘土的含水量即大于 ω_L ;如粉质粘土 $\omega_L = 30\%$,则 $e > 0.81$ 时, ω 即大于 ω_L 。然而在工程实际中,绝大多数 $\omega > \omega_L$ 的原状土并不处于流动状态,只有土体受到扰动后,土的物理状态才发生变化。出现这一矛盾现象的根本原因是忽视了粘性土结构性的存在。绝大多数的天然粘性土都具有一定的结构性,这种结构性使天然土体具有一定的结构强度,从而使其在 $\omega > \omega_L$ 时仍能保持固结状态。而划分粘性土物理状态的界限含水量 ω_p 和 ω_L 均采用充分扰动后的重塑土进行试验,因此不能真正反映天然土的实际物理状态。作者建议,宜将判定标准改为:当天然土的含水量 ω 大于其液限含水量 ω_L 时, I_L 大于 1,土体被充分扰动后处于流动(流塑)状态。

* 收稿日期:1997年8月