

软土层深基坑边坡支护工程实例分析与设计

金亚兵
(深圳市地质局 深圳 518031)

周志雄
(机械工业部第三勘察研究院 武汉 430030)

摘要 提出了几种典型的软土层深基坑支护的设计计算方法,并通过工程实例验证了这些设计计算方法的可靠性。

关键词 软土层,深基坑,设计计算方法

分类号 TU 473.2

文献标识码 A

文章编号 1000-6915(2000)02-0250-04

1 前言

随着深基坑支护工程的不断实践,遇到的各种复杂的地质条件特别是深厚软土层越来越常见,同时基坑边坡的支护型式也日益多样化。其中,土钉墙或与其联合的支护方法以其造价低廉和工期较短而越来越显示其很强的市场竞争力和生命力,尤其是在深厚软土层基坑边坡支护工程中,因其造价的绝对优势,任何其他支护方式与其竞争均显得毫无优势可言。当然,当边坡土体软土层较厚且又超过基坑底一定的深度时,采用土钉墙或联合支护方式对设计者来讲有较大难度和风险。首先,各种规范明确要求土钉墙不宜用于软土层边坡的支护,从而限制了设计者的思路;其次,软土层的分布因地域不同,工程特征不同而差异较大,目前又无统一的计算理论供设计者设计计算分析,因而缺乏大家认同的计算公式;再者,如果设计者没有足够的经验和对各种软土特性的深入认识,亦恐设计出的方案不是太浪费就是缺乏足够的安全度。本文介绍的软土层深基坑边坡失稳的几种典型型式和结合实际工程设计提出的几种计算方法是笔者多年来从事深基坑支护设计实践的经验总结,诚望对从事类似工程的设计者有所借鉴和启示。

2 工程实例与设计计算方法介绍

为了展示软土层深基坑边坡支护的设计计算方法,下面介绍4个典型软土层分布特点的深基坑支护实例工程的稳定性分析思路与设计计算方法。

2.1 工程A设计计算方法介绍

工程A为深圳市特安大厦的基坑支护工程,基坑深7.0m,长120m,宽45m。基坑边坡典型土层结构如图1所示。各土层的容重 γ 、粘聚力 c 和内摩擦角 φ 分别为:填土 $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, $c = 15 \text{ kPa}$, $\varphi = 12^\circ$;淤泥质土 $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$, $c = 10 \text{ kPa}$, $\varphi = 10^\circ$;中粗砂 $\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$, $c = 0$, $\varphi = 25^\circ$;粘土 $\gamma = 19.2 \text{ kN/m}^3$, $c = 30 \text{ kPa}$, $\varphi = 18^\circ$ 。根据场地周边环境及基坑土体特性,基坑支护时考虑了桩基人工挖孔桩施工降水的隔水措施,为此,在基坑四周布设了一圈封闭式的高压旋喷桩止水帷幕。旋喷桩设计直径1.2m,桩间距1.0m,桩长伸入粘土层2.0m;成桩后在钻孔内插入与桩同长的1根14b型钢。填土层设计2排长6.0m,直径 $\phi 22$ 的土钉,这些土钉水平间距1.2m;在-3.5m处设计一排 $\phi 50 \times 5$ 的钢管,钢管长12m,水平间距1.2m。边坡稳定分析思路为:当支护不当时,边坡土体会沿着淤泥层与中粗砂层界面滑移,因此,支护设计应验算该界面的抗滑安全系数。验算过程如下:

(1) 界面上的下滑力

$$F = W \sin\theta - W \cos\theta \tan\varphi - cL$$

式中: W ——界面以上滑动土体重量,等于541.4 kN/m; θ ——界面倾斜角 24.5° ; φ ——界面上摩擦角,取 10° ; c ——界面上凝聚力,取10 kPa; L ——滑移面长度,取7.7m。于是

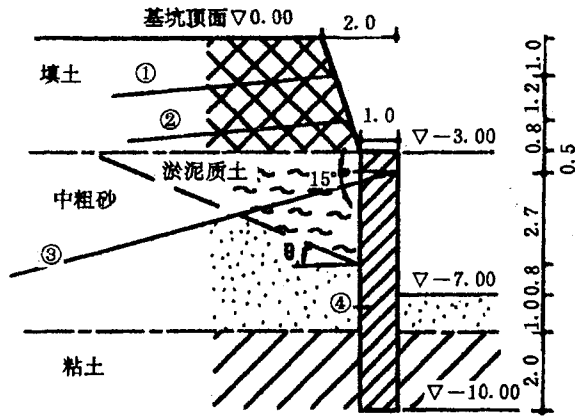
$$F = 61.2 \text{ kN/m}$$

(2) 钢管抗拉力 T_θ

钢管自由段4.0m,锚固段8.0m,每延米锚固力取20 kN/m,钢管倾角 15° ,则单根钢管沿界面上的抗拉力 $T_\theta = 123.5 \text{ kN}$ 。

1998年12月7日收到初稿,1999年3月20日收到修改稿。

作者 金亚兵 简介:男,34岁,博士,1988年毕业于中国地质大学水工系水文地质与工程地质专业,现任深圳市地质局岩土设计研究所所长,高级工程师,主要从事岩土工程设计理论方面的研究工作。



①, ②—土钉 ③—钢管 ④—旋喷桩 单位:m

图1 工程A边坡支护剖面图

Fig. 1 Profile of retaining system of project A

(3) 抗滑安全系数 K

$$K = \frac{T_0}{F/S} = 1.68 > 1.5 \text{ (安全)}$$

该工程于1998年4月开工, 1998年9月基坑已回填, 基坑使用过程中没有出现任何质量问题。基坑坡顶最大沉降1.6cm, 最大水平位移1.73cm。

2.2 工程B设计计算方法介绍

工程B为深圳市保税区综合楼厂房的基坑支护工程, 基坑深6.1m, 长48m, 宽8m。基坑主要由填土和淤泥质土构成如图2所示, 各土层主要物理力学参数为: 填土 $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, $c = 12 \text{ kPa}$, $\varphi = 14^\circ$; 淤泥质土 $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$, $c = 10 \text{ kPa}$, $\varphi = 10^\circ$; 粘土 $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, $c = 25 \text{ kPa}$, $\varphi = 20^\circ$ 。根据场地周边允许有4.0m的放坡空间, 为此在填土层中设计两排土钉, 土钉长6.0m, $\phi 22$ 钢筋, 土钉水平间距1.5m, 倾角 10° 左右; 在淤泥质土层中打入三排长为6m的 $\phi 50 \times 5$ 的钢管, 钢管间距 $@500 \times 800$, 平面呈梅花型布置, 管身设有注浆孔, 打入淤泥质土层后高压注入水灰比为0.5的纯水泥浆。边坡下坡段反压砂包。该边坡的设计思路为: 当支护不当时, 淤泥质土层将产生侧向挤压, 因此, 支护设计着重考虑控制淤泥质土层的水平位移, 一方面改善淤泥质土层性质, 另一方面验算钢管及注浆体稳定性问题。

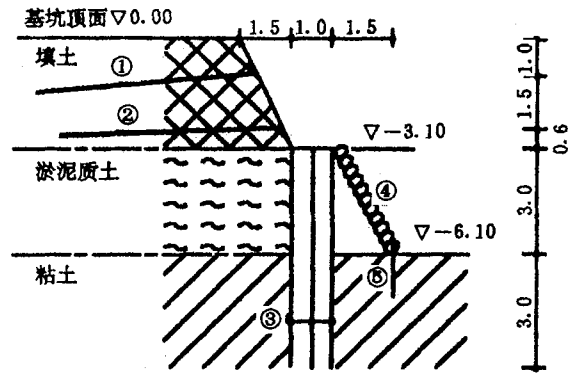
(1) 淤泥质土层加固

当从钢管注浆孔高压注入水泥浆至淤泥质土层中时, 淤泥质土的性质将有明显的改善, 而且与钢管形成一个近似刚性的挡土墙。

(2) 钢管-水泥浆体稳定性验算

钢管-水泥浆体受到的主动土压力

$$E_a = E'_a + E''_a$$



①, ②—土钉 ③—钢管 ④—砂包 ⑤—木桩 单位:m

图2 工程B边坡支护剖面图

Fig. 2 Profile of retaining system of project B

式中: E'_a 为淤泥质土层中的主动土压力合力, E''_a 为粘土层中主动土压力合力, 它们的计算过程为

$$e'_a = 21.24 + 11.97h_2$$

$$E'_a = 117.66 \text{ kN/m}$$

$$e''_a = 16.45 + 9.8h_3$$

$$E''_a = 93.45 \text{ kN/m}$$

$$E_a = E'_a + E''_a = 211.11 \text{ kN/m}$$

钢管-水泥浆体受到的被动土压力

$$E_p = E'_p + E''_p$$

式中: E'_p 为反压砂包及淤泥质土的静止土压力的合力, E''_p 为粘土层的被动土压力合力, 它们的计算过程为

$$E'_p \approx 21.74 \text{ kN/m}$$

$$e''_p = 88.84 + 40.8h_3$$

$$E''_p = 446.52 \text{ kN/m}$$

$$E_p = E'_p + E''_p = 468.26 \text{ kN/m}$$

$$E_p/E_a \approx 2.22$$

钢管-水泥浆体主动弯矩

$$M_a = 620.63 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

钢管-水泥浆体被动弯矩

$$M_p = 882.5 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\text{抗倾覆安全系数 } K = \frac{M_p}{M_a} = 1.42 > 1.4 \text{ (安全)}.$$

钢管-水泥浆体所受到的最大弯矩为 $75.49 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$, 位于粘土层面下 0.33 m 处, 以上设计的钢管-水泥浆体完全可以承受这样大的弯矩。

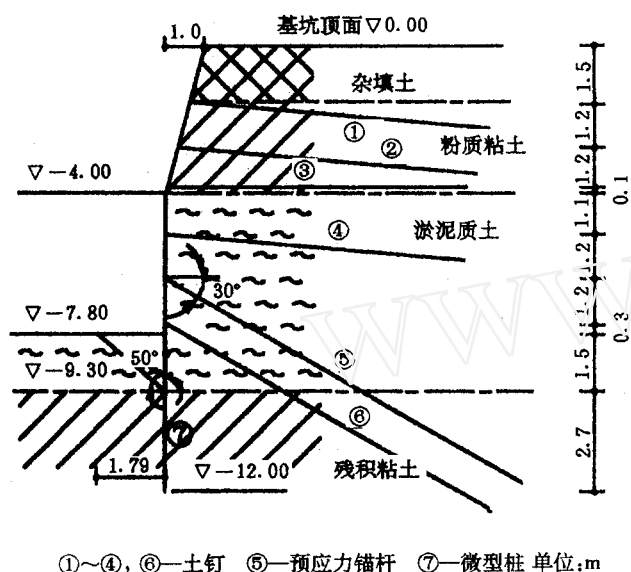
该基坑于1998年9月开工, 现已回填。钢管顶最大水平位移 5.3 mm , 沉降 2.7 mm 。

限于篇幅, 关于堆载反压的受力分析计算将另文进行详细说明与推导。

2.3 工程C设计计算方法介绍

工程C为广州市濠丰园商住楼的基坑支护工

程, 基坑深 7.8 m, 长 80 m, 宽 70 m。有关该工程概况及设计方案已在文[1]中作了详细介绍, 因其论文篇幅有限, 对该基坑南侧边坡的深层滑移计算没有详述, 在此补充介绍。如图 3, 边坡土体由杂填土、粉质粘土、淤泥质土、残积粘土构成, 各土层主要物理力学参数为: 填土 $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, $c = 0$, $\varphi = 20^\circ$; 粉质粘土 $\gamma = 18.4 \text{ kN/m}^3$, $c = 20 \text{ kPa}$, $\varphi = 16^\circ$; 淤泥质土 $\gamma = 19.2 \text{ kN/m}^3$, $c = 30 \text{ kPa}$, $\varphi = 10^\circ$; 残积粘土 $\gamma = 18.2 \text{ kN/m}^3$, $c = 20 \text{ kPa}$, $\varphi = 16^\circ$ 。土钉锚杆设计参数为: 钢筋 $\phi 25$, 土钉①, ⑥长 10 m, 土钉②, ③, ④长 12 m, 预应力锚杆 $\phi 25$ 长 20 m; 土钉①, ②倾角 5° , 土钉③, ④倾角 10° , 土钉⑥、锚杆⑤倾角 30° ; 微型桩参数为: 桩长 8.0 m, 桩径 350 mm, 桩距 450 mm。



①~④, ⑥—土钉 ⑤—预应力锚杆 ⑦—微型桩 单位:m

图 3 工程 C 边坡支护剖面图

Fig. 3 Profile of retaining system of project C

该基坑支护设计时认为: 基坑深按 9.3 m, 基坑内侧 1.5 m 的淤泥质土按反向荷载考虑。因此, 边坡整体稳定性安全系数 K_s 应为

$$K_s = \frac{F_1 + F_2 + F_3}{F_0}$$

$$F_1 = \sum c_i l_i s + \sum W_i \cos \theta_i \tan \theta_i;$$

$$F_2 = \sum P_j \cos(\theta_i + d_j) + \sum \xi P_j \sin(\theta_i + d_j) \tan \theta_i;$$

$$F_0 = \sum W_i \sin \theta_i S。$$

这些表达式中的符号意义在文[1, 2]中均有详细的说明, 这里不再赘述, 下面着重对 F_3 的表达式作一说明。

F_3 有两种求法, 一是按被动土压力求算, 即认为 $F_3 = E_p$, E_p 的大小为

$$e_p = 27.26h + 71.40$$

$$E_p = 137.77 \text{ kN/m}$$

F_3 的另一种求法为, 假定被动侧土体破坏面为库仑破坏面, 即如图 3 中虚线即是, 则

$$F_3 = W \cos 40^\circ \tan \varphi + W \sin 40^\circ +$$

$$cL = 90.25 \text{ kN/m}$$

用假定库仑破坏面方法求出的 F_3 小于按被动土压力方法计算的 E_p , 究其原因应是软土层破坏面并不遵循库仑准则, 其破坏线应更缓。所以验算 K_s 时可选取两者中较小值。本文计算 K_s 时 F_3 取 90.25 kN/m , $K_s = 1.82$ 。

该基坑于 1998 年 2 月竣工, 至今仍未回填, 这期间没有任何质量问题。基坑坡顶最大沉降 4.4 cm, 最大水平位移 3.89 cm。

2.4 工程 D 设计计算方法介绍

工程 D 为深圳市深融大厦的基坑支护工程, 基坑深 6.8 m, 长约 80 m, 宽约 55 m。巧合的是基坑底以上全为素填土, 而基坑底以下却有 9 m 厚的淤泥质土。土层的物理力学参数为: 填土 $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$, $c = 10 \text{ kPa}$, $\varphi = 12^\circ$; 淤泥质土 $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, $c = 15 \text{ kPa}$, $\varphi = 6^\circ$ 。该基坑采用土钉墙支护时要确保两个问题: 一是基坑底以上素填土不会滑移, 二是基坑底以下淤泥质土不会产生深层滑移。因此, 该边坡支护体系设计为: ①~⑤皆为土钉, 长 12 m, 倾角 $5^\circ \sim 10^\circ$, $\phi 25$ 钢筋, 水平间距 1.2 m; ⑥为双排深层水泥搅拌桩, 桩径 550 mm, 桩距、排距均为 0.4 m, 桩长 8.5 m, 在靠坡侧每根搅拌桩中插入 1 根与桩同长的 14 b 型槽钢以增强桩的抗弯能力。土钉⑤与搅拌桩铰接连接。

(1) 坑底以上填土滑移稳定性验算

坑底以上填土因土钉设计足够长, 坡体不会产生局部滑移, 最大的可能性是一旦下卧淤泥质土失稳, 填土加体会沿着土钉根部断裂并沿淤泥质土层面产生水平滑移。

填土加固体滑移的推力即为主动土压力 E_a , E_a 求算如下:

$$e_a = 11.22h - 9.6 \quad (\text{表面堆载按 } 10 \text{ kPa 设计})$$

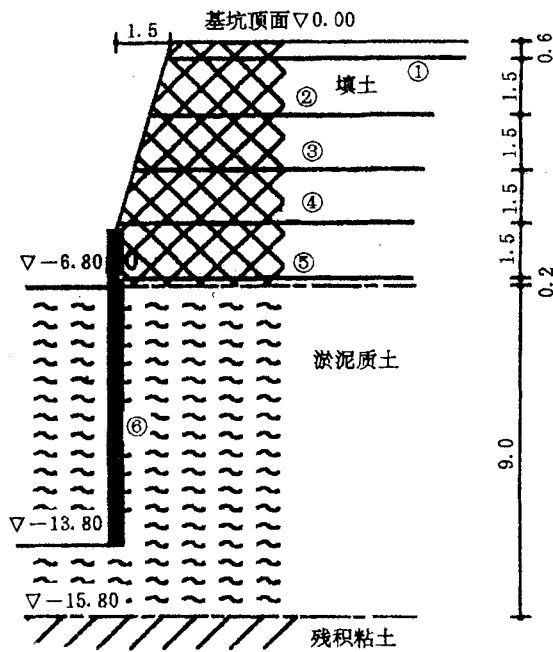
$$E_a = 198.2 \text{ kN/m}$$

滑移面上的摩擦力 $F = W \tan \varphi + c = 325.80 \text{ kN/m}$

抗滑安全系数 $K_h = \frac{F}{E_a} = 1.64 > 1.5$ (满足要求)

(2) 深层滑移稳定性验算

如图 4, 以铰接点为支点, 要确保淤泥质土不产生深层滑动, 必须是搅拌桩受到的被动土压力和被动土压力产生的弯矩大于等于受到的主动土压力和主动土压力产生的弯矩。



①~⑤—土钉 ⑥—深层搅拌桩 单位:m

图4 工程D边坡支护剖面图

Fig. 4 Profile of retaining system of project D

主动土压力分布强度 e_a 和主动土压力合力 E_a 求算如下:

$$e_a = 14.58h + 66.64 \quad (q \text{ 取 } 115.6 \text{ kN/m}^2)$$

$$E_a = 823.69 \text{ kN/m}$$

第⑤层土钉抗拔力 $T = 3.14 \times 0.1 \times 30 \times 12/1.2 = 94.2 \text{ kN/m}$

被动土压力分布强度 e_p 和被动土压力合力 E_p 求算如下:

$$e_p = 22.14h + 33.3$$

$$E_p = 775.53 \text{ kN/m}$$

主动土压力对O点的弯矩为 $M_a = 3465.59$

$\text{kN} \cdot \text{m/m}$, 被动土压力对O点弯矩 $M_p = 3504.11 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$. 搅拌桩桩身任一点弯矩 $M = (h - 7)^2 \cdot (1.26h + 0.97)$, $M_{\max} = 87.56 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$, 位于淤泥层面以下1.82m处。

$$(E_p + T)/E_a = 1.06 > 1.0 \text{ (满足要求)}$$

$$M_p/M_a = 1.01 > 1.0 \text{ (满足要求)}$$

两排搅拌桩加一排槽钢完全能够抵抗 87.56 kN/m 的弯矩。

该基坑于1998年9月开工, 现地下室正在施工, 到目前为止还没有发生异常情况或明显位移。

3 结 语

(1) 本文介绍的4个典型的软土层深基坑开挖深度均小于8m, 提出的设计计算方法是简捷和安全的; 但是当基坑深度大于8.0m, 这些简捷的方法能否适用还需以后工程实践检验。

(2) 软土层深基坑边坡采用土钉墙或联合支护所需的工程造价一般比采用挡土桩的少一半以上, 文中所举的工程实例土钉墙联合支护方法均因其造价较低而被采用。

(3) 软土层深基坑边坡稳定性分析要根据软土层分布层位、状态不同采用不同的计算公式和支护型式及相应的参数。本文介绍的几种工程实例稳定分析概念较明确, 安全系数取值是合理的, 这些方法不妨作为同行们参考借鉴的依据。

参 考 文 献

- 1 金亚兵. 土钉墙在深层淤泥质土层边坡支护中的应用[J]. 工程勘察, 1999, 159(4): 17~20
- 2 深圳市标准. 《深圳地区建筑深基坑支护技术规范》SJG05-96[S]. 深圳: 1996

CASE STUDY OF SUPPORT TO DEEP FOUNDATION PIT SLOPE IN SOFT SOIL

Jin Yabing¹ Zhou Zhixiong²

(¹ Shenzhen Geological Bureau, Shenzhen 518031 China)

(² The 3rd Institute of Surveying, Chinese Ministry of Engineering Industry, Wuhan 430030 China)

Abstract The design and calculation methods of support to several typical deep foundation pit slopes are suggested. The reliability of the methods is verified by examples in project.

Key words soft soil, deep foundation pit, design and calculation method