

四个基坑加固工程案例分

付文光, 张 俊

(冶金工业部建筑研究总院 深圳分院, 广东 深圳 518054)

摘要: 基坑出现险情(或事故)是工程建设中常遇到案例。4 个基坑在设计中分别采用复合土钉墙、双排管桩、放坡等不同支护结构, 但均出现险情(或事故)。后查明, 工程险情均为原设计存在缺陷所致, 只是具体技术原因各不相同。针对不同情况采取不同的加固方案, 均取得良好的处理效果。

关键词: 土力学; 基坑; 边坡稳定; 锚杆; 注浆; 土石堤

中图分类号: TU 470; TV 551.4

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 6915(2006)增 2 - 3593 - 07

ANALYSIS OF SLOPE INSTABILITY FOR FOUR FOUNDATION PITS

FU Wenguang, ZHANG Jun

(Shenzhen Branch, Central Research Institute of Building and Construction, Ministry of Metallurgical Industry, Shenzhen, Guangdong 518054, China)

Abstract: The accidents of foundation pit in practical engineering are often found. Four cases of slope instability of foundation pits supported by composite soil-nailed wall, double-row piles and gentle-slope method are introduced. The main reasons of slope instability for these cases are presented. Slope stabilization measures for these cases are considered according to their different geologic conditions and surroundings around the foundation pits. The successful experiences of slope stabilization are achieved with practical engineerings.

Key words: soil mechanics; foundation pit; slope stability; bolt; grouting; embankment

1 引 言

基坑深度越来越深, 工程地质条件及周边环境越来越复杂, 是工程建设所面临的问题。大多数基坑支护属于临时性工程, 不能直接带来经济效益, 往往不被建设单位等相关单位重视, 投入到勘察、设计、施工和监测等费用较少。种种主观原因导致基坑工程事故频发, 出现险情更是寻常之事。对基坑工程事故的统计结果^[1]表明, 基坑出现事故或险情的原因是多样的, 但主要集中在以下 5 个方面:

(1) 地质勘察资料、对周边环境的调研等设计所需相关资料错误、缺失或不详。

(2) 设计理论存在着欠缺, 岩土工程处于半经验半理论状态, 需要设计者根据自身经验对按理论计算出来的数据进行分析校核。

(3) 设计方案有缺陷, 可能是设计者的理论计算错误或工程经验不足, 也可能是建设单位等修改原设计, 也可能是设计条件发生变化后(如基坑局部加深)没有及时进行设计变更等, 这些因素导致设计方案本身就有一定的欠缺或安全系数不足。

(4) 没有按图施工, 这既有可能是施工单位的原因, 也可能是建设单位及监理等单位的原因。

(5) 施工过程中所用材料质量没有达到设计要求, 这些因素中又以设计、施工因素占主要部分。施工因素在工程中通过加强管理可解决, 但设计方案如有缺陷, 就为工程事故埋下隐患。

收稿日期: 2006 - 05 - 18; **修回日期:** 2006 - 07 - 07

作者简介: 付文光(1970 -), 男, 1992 年毕业于北京钢铁学院, 现任高级工程师、注册土木(岩土)工程师, 主要从事岩土工程设计咨询、工程实践、试验研究等方面的工作。E-mail: fudidi@sina.com

下面介绍 4 个因设计方案有缺陷而引起的基坑加固工程案例。

2 案例分析

2.1 城市名居基坑

(1) 工程及事故概况

该工程位于深圳市田贝四路，基坑北侧紧邻洪湖派出所，其余三侧相邻市政道路。基坑影响范围内土层自上而下依次为：① 素填土及杂填土，由黏性土、碎石、垃圾组成，欠固结，层厚 1.8~3.6 m，平均厚度 2.6 m，取 $c = 10 \text{ kPa}$ ， $\varphi = 8^\circ$ ；② 粉质黏土，软塑~可塑状，层厚 1.1~3.8 m，平均厚度 2.1 m，取 $c = 12 \text{ kPa}$ ， $\varphi = 10^\circ$ ；③ 含黏土中细砂，松散~稍密，层厚 0.6~4.4 m，平均厚度 2.7 m，取 $c = 3 \text{ kPa}$ ， $\varphi = 18^\circ$ ；④ 砂质黏土，可塑~硬塑状，层厚 1.1~12.4 m，平均厚度 6.1 m，取 $c = 23 \text{ kPa}$ ， $\varphi = 20^\circ$ ；⑤ 强风化混合岩，半岩半土状。地下水埋深 1.2~1.8 m。基坑开挖深度平均 8.2 m，原设计支护方案为复合土钉墙，采用单排深层搅拌桩止水帷幕，一排预应力锚索，5 排土钉，城市名居基坑加固平面图如图 1 所示。

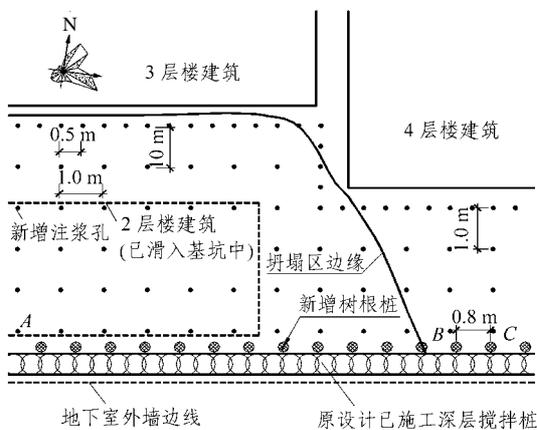


图 1 城市名居基坑加固平面图

Fig.1 Layout plan of slope stabilization of City Resident foundation pit

2000 年 3 月下旬某天，当基坑开挖 4~7 m 时，深圳当年的第一场大雨来临，基坑东南西三侧位移骤增，地面裂缝增多增大，北侧则大面积坍塌，与基坑相邻的派出所 2 层楼滑入基坑之中，所幸没有造成人员伤亡。

(2) 原因分析

对原设计方案进行复核^[2]，荷载按实际作用在基坑边坡上的荷载，包括主动土压力及建筑荷载，地面超载取 0，取基坑侧壁重要性系数 $\gamma_0 = 1.0$ 。砂土按水土分算计算主动土压力，其他土层按水土合算。不考虑止水帷幕作用的复核结果：基坑开挖 3.5~6.9 m 时瑞典条分法圆弧滑动整体稳定安全系数 $K = 0.86 \sim 0.93$ ；考虑止水帷幕作用^[3]的复核结果：基坑开挖 3.5~6.9 m 时基坑整体稳定安全系数 $K = 0.99 \sim 1.03$ ，安全系数偏低。在雨水的作用下水土压力增大、土层抗剪强度降低，整体稳定安全系数 $K < 1$ ，故基坑出现险情直至坍塌，北侧坍塌处预应力锚索多被拉断。究其原因，主要是建设单位为降低工程造价，多次要求设计单位修改图纸所致，如将原设计预应力锚索的 3 根钢绞线改为 1 根，为基坑事故埋下隐患。

(3) 处理方案及效果

城市名居基坑加固剖面图见图 2。AB 段坍塌导致大量水土流失，基坑与建筑物之间地面多处凹陷，建筑物近端已下沉开裂。为防止建筑物进一步下沉，加固设计采用钢花管注浆加固基础兼挡水。在搅拌桩外侧设一排树根桩(采用插 I18 工字钢注水泥砂浆施工工艺)，在第 3 排土钉位置增加 1 排预应力锚索。AB 段将坍塌堆积物清除后，采用相似加固措施，其余三侧均采用预应力锚索+树根桩加固方案。

加固设计考虑深层搅拌桩、树根桩对整体稳定的有利作用，按杨志银等^[3]研究中的式(2)进行圆弧滑动安全系数计算，得到整体稳定安全系数 $K = 1.4 \sim 1.5$ 。计算时各土层抗剪强度指标仍按原值，即认为雨水及变形对土层抗剪强度的不利影响与注浆的有利影响大体相抵。加固完成后基坑开挖顺利，新增加坡顶位移最大值约 28 mm。

2.2 梅林一村会所基坑

(1) 工程及险情概况

该工程位于深圳市梅林九路，四周为市政或小区道路。基坑西侧开挖最深，约 10.3 m，基坑影响范围内土层自上而下依次为：① 填土及杂填土，结构松散，尚未完成自重固结，层厚 9.5 m，取 $c = 9 \text{ kPa}$ ， $\varphi = 6^\circ$ ；② 淤泥质土，软塑~可塑状，层厚 1.3 m，取 $c = 8 \text{ kPa}$ ， $\varphi = 5^\circ$ ；③ 粉细砂及中粗砂夹卵石，稍密~中密，层厚 2.3 m，取 $c = 0 \text{ kPa}$ ， $\varphi = 23^\circ$ ；④ 残积粉质黏土，可塑~硬塑状，取 $c = 25 \text{ kPa}$ ， $\varphi = 21^\circ$ ；地下水埋深 1.6 m。

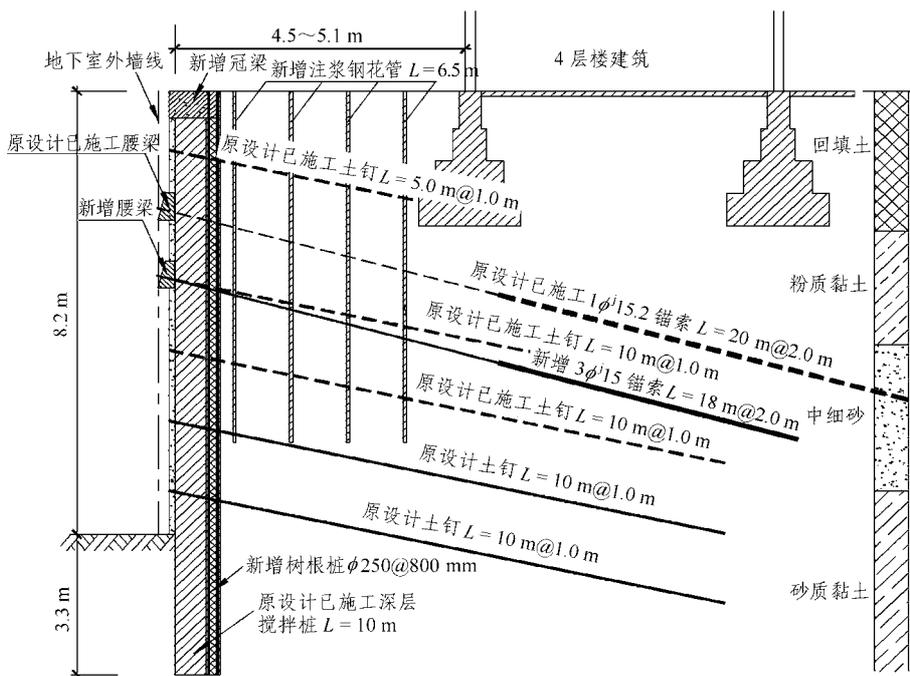


图2 城市名居基坑加固剖面图
Fig.2 Section of slope stabilization of City Resident foundation pit

设计支护方案采用造价较低的复合土钉墙，设单排摆喷桩止水帷幕，1排预应力锚索+8排土钉，坑内设降水井降水。完工后基坑位移较大，工地围墙及基坑外道路下沉开裂，于是进行第一次基坑加固。第一次加固方案在原锚索上下各增加1排预应力钢筋锚杆，加固后基坑位移及四周沉降速率减慢但并不停止，坑底回填1.5 m后仍不停止，累计位

移最大已超过200 mm，需进行第2次基坑加固。原设计及第一次加固剖面图如图3所示。

(2) 原因分析

按案例1所述方法对原设计及第一次加固方案进行复核，结果为：原设计开挖7.7 m后整体稳定安全系数 $K_{min} = 0.95 \sim 1.01$ ，抗滑安全系数 $K_s = 0.85 \sim 0.99$ ^[4]，与相关规范要求相差较大。第一次加

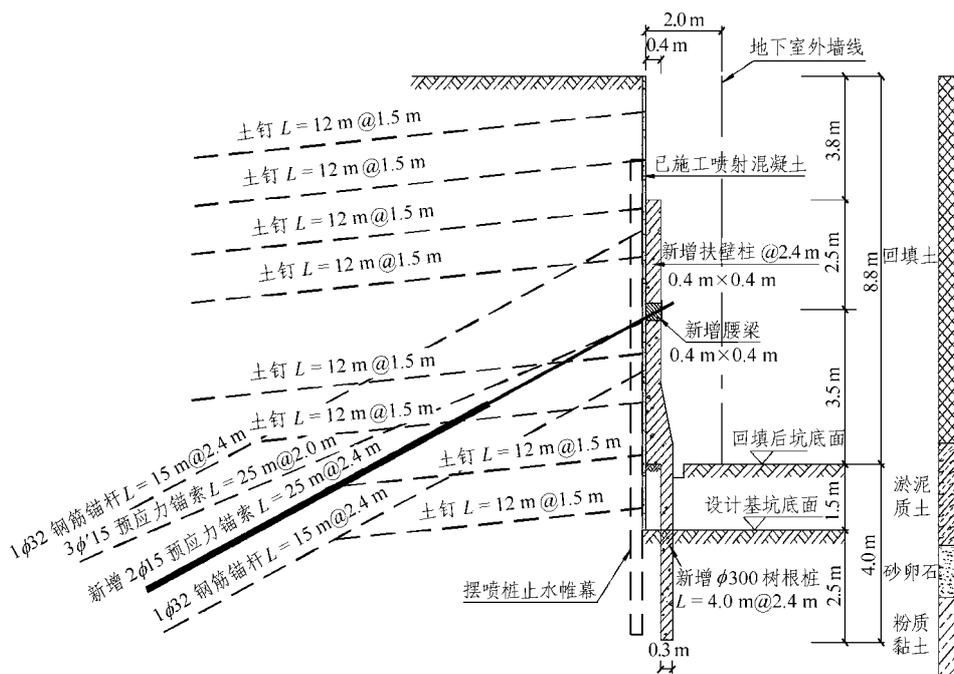


图3 梅林一村会所基坑加固剖面图
Fig.3 Cross-section of slope stabilization of Meilinyicun foundation pit

固后不考虑回填土的作用,其整体稳定安全系数 $K = 1.13$, $K_s = 1.05 \sim 1.15$ 。需要说明的是,由于回填土结构松散,锚杆二次注浆时,在较大注浆压力的作用下,注浆量较大,浆液对部分土体起到改良作用,但该作用很难定量计算,故没有考虑。

作者认为该种地质条件下不适合采用止水帷幕+预应力锚杆+土钉墙这种类型的复合土钉墙支护结构,原因可归纳为:

① 回填土的抗剪强度低,离散性很大,在基坑开挖较深时土钉墙安全性差。通过圆弧滑动面的计算分析可看出,随着土钉长度的增加,最危险圆弧滑动面后移,但安全系数却增加得很缓慢。如果要想使最危险圆弧滑动面的安全系数达到规范要求的1.3,土钉长度必须要很长。

② 土钉墙为柔性被动支护体系,在深厚的回填土中位移较大。

③ 回填土所能提供的锚固体界面黏结强度较低,土钉及锚杆受拉后荷载很容易就传递到尾部,使尾部与土体之间产生张拉裂缝,导致土钉墙安全性降低,这已经被多个类似工程实践所证实。

④ 预应力锚杆在回填土中的蠕变较大,预应力损失快,很难起到控制坡顶位移的作用。

⑤ 坡脚处存在着淤泥质土,该土层的抗剪强度尚不如回填土,故上述不利因素对淤泥质土同样适用,且该层土造成抗滑移安全系数偏低。基坑监测数据表明边坡发生平面滑移,但因为数据不完整,不能定量计算。第一次加固方案仍采用同样类型的复合土钉墙,没有从根本上解决上述问题,故基坑变形仍在继续。另外,原设计及加固设计锚杆下均没有设置腰梁,只通过一块钢垫板将预应力传递到土钉墙喷射混凝土层面上,支护结构整体性较差。至于1.5 m厚的回填土,由于回填质量差,很松散,很难估算其对边坡稳定的贡献有多大。

(3) 处理方案及效果

大量土钉、锚杆的存在已经无法在基坑外侧设置排桩等加强构件,故设计加固方案采用坑内树根桩与预应力锚索联合加固(见图3,图中虚线所示为原设计及第一次加固设置的土钉及锚杆)。

设置树根桩以增大抗滑及整体稳定安全系数。受机械限制,树根桩不能贴近基坑侧壁施工,故通过设置变截面扶壁柱与之相连后与锚索共同作用。构造上将已有锚杆承压钢板通过焊接钢筋锚入扶壁柱内,新增锚索张拉头不切除以备预应力松弛后再

次张拉。

加固设计考虑树根桩对整体稳定的贡献,不考虑浆液对土体的改良作用,进行计算,得 $K = 1.3 \sim 1.4$, $K_s = 1.3 \sim 1.6$ ^[4]。

2002年9月第二次加固完成后,建设单位停建近2a,但基坑位移及周边沉降基本稳定,位移增加量最大约38 mm,沉降增加量最大约12 mm。基坑开挖及地下室施工顺利。

2.3 福海二期基坑

(1) 工程及事故概况

该工程位于深圳市宝安区新湖路,二期基坑西、北两侧为三期场地,南侧为一二期共用的施工道路,东侧紧邻市政道路。坑深5.4 m,向下换填1.5 m,故最大开挖深度6.9 m。场地内土层自上而下依次为:① 新近填土,层厚2.0 m,取 $c = 9 \text{ kPa}$, $\varphi = 5^\circ$ 。② 第四系海相积淤泥,流塑~软塑状,层厚9~11.3 m,取 $c = 8 \text{ kPa}$, $\varphi = 4^\circ$ 。③ 粉质黏土,软塑~可塑状,取 $c = 30 \text{ kPa}$, $\varphi = 10^\circ$ 。地下水埋深1.7 m。

二期工程工期十分紧张。原设计西、北两侧按1:5.5放坡开挖,东、南两侧采用双排13 m长AB型 $\phi 500 \text{ mm}$ 预应力管桩支护,排桩间距1.1 m,前后排桩距1.8 m,中间夹1排深层搅拌桩挡泥挡水,桩顶设厚0.6 m的C25冠梁,见图4。建设单位为节省造价及工期,取消部分搅拌桩,将南侧部分双排桩改为单排桩,将部分冠梁厚度降为0.4 m,同时减少配筋,在冠梁浇筑完1~7 d后即开挖,分两层两天即开挖到底。2003年10月,建设单位在开挖第二层及换填过程中发现管桩有倾倒迹象,赶忙回填,但为时已晚,单排桩全部折断,位于南侧(龄期不足2 d)的双排桩全部倾倒,东侧桩顶位移突增,最大至近200 mm,但均未断裂。

(2) 原因分析

本工程事故及险情的原因主要是:建设单位擅改图纸。就技术上而言,正是桩顶冠梁的存在产生双排桩效应^[5],冠梁的刚度相对要大,才能使冠梁与管桩之间形成固接,减弱冠梁即减弱双排桩效应。按单排桩间距0.55 m进行验算^[2],开挖5.4 m时 $K = 0.8$,管桩所受弯矩最小约为 $260 \text{ kN} \cdot \text{m}$,超过管桩极限弯矩 $200 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ^[6],故南侧桩倾倒或折断。

(3) 处理方案及效果

二期建筑物采用预应力管桩基础,建设单位要求基坑加固施工时不能影响桩基施工。基坑南侧已

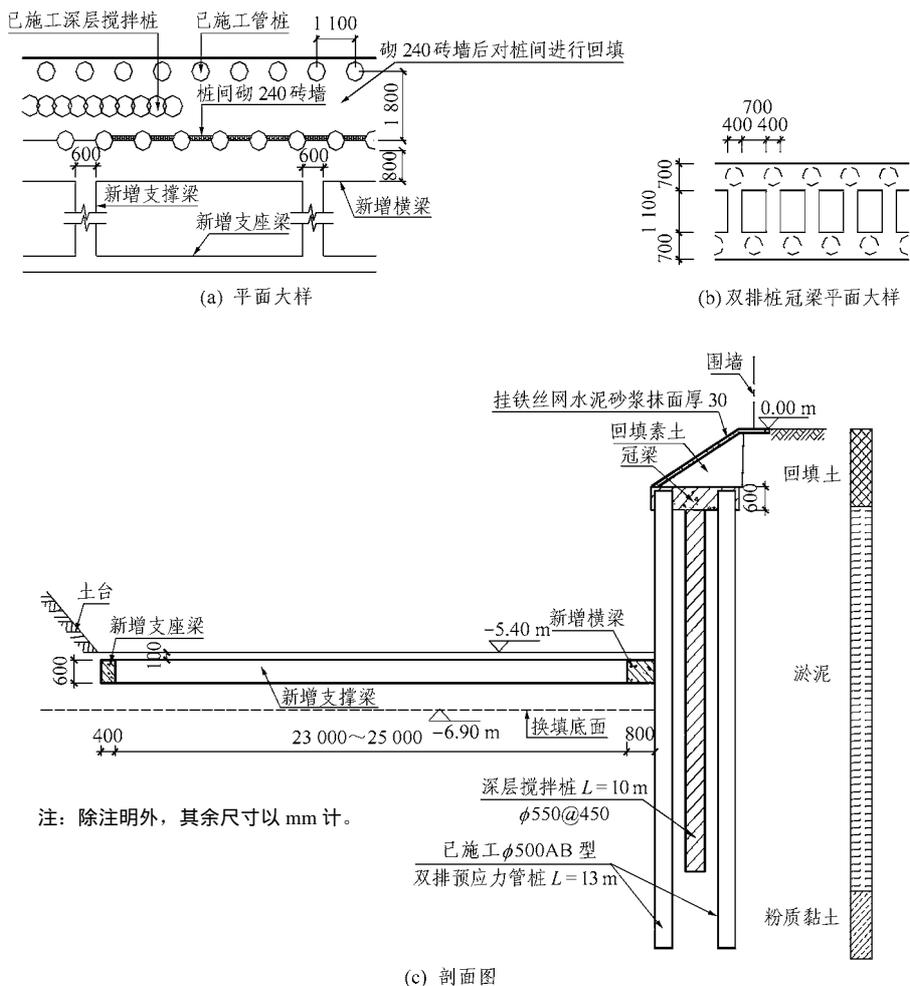


图4 福海二期基坑加固平面及剖面图

Fig.4 Layout plan and section of slope stabilization of Meihai-Second Stage foundation pit

不必加固。本地区大量工程表明淤泥中锚杆效果较差，故不考虑设置锚杆加固，东侧因地制宜采用底支撑方案。考虑到冠梁强度不足导致双排桩效应减弱，故按单排桩进行加固设计计算。福海二期基坑加固平面见图 4，利用支座梁产生的被动土压力与支撑梁产生的摩阻力平衡横梁受到的主动土压力，为提高支座梁反力，在支座梁上设置土台。支撑梁水平间距 6.9~12.4 m，长度 23~25 m，与支座梁均避开桩基及承台位置。经计算，开挖至 6.9 m 时整体稳定安全系数约 1.3，管桩所受弯矩约为 120 kN·m。施工时按每 2~3 条支撑梁分段开挖换填土方、施工底梁，利用开挖段两侧土方产生的空间效应进行临时支挡，3 d 后允许桩机在梁上行走打桩作业。双排桩桩间没有施工深层搅拌桩的区段，淤泥流失导致坑外道路下沉开裂，故设计砌筑 240 砖墙护面后，从冠梁的空格内回填。

加固施工顺利且没影响桩机作业。土方开挖及

桩基、地下室施工顺利。新增桩顶位移最大 20 mm。

(4) 其他

顺便介绍一下该工程一期基坑处理方案。一期基坑地质条件及周边环境与二期相同，开挖深度 3.35 m，原设计基坑支护方案为放坡+深层搅拌桩，福海一期基坑支护剖面图见图 5。开挖到底后边坡大面积坍塌，搅拌桩折断，滑坡后壁至坑边距离与开挖深度之比约为 1:3~1:7。由于一期先施工基础预应力管桩后开挖基坑，边坡坍塌导致上百条管桩折断或倾斜，清理滑坡体时挖土机及泥头车在桩间及桩顶行走(铺设约 0.8 m 砖渣垫层)又造成数十条管桩被挤压倾斜或折断。第一次边坡处理方案在坡脚打设 3~4 排木桩，但清理滑坡体时，滑坡面仍不稳定。最后变更开挖施工工艺，人工分段分层开挖。在深圳地区淤泥是一种较为常见的土层，有一个较大的特点，即经过几天的暴晒后，淤泥表层失水固结会形成一层 20~40 cm 厚的硬壳层，强度很

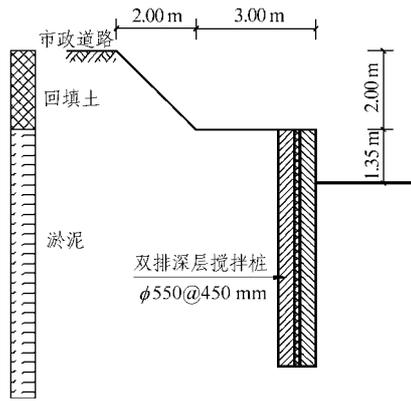


图5 福海一期基坑支护剖面图

Fig.5 Section of Meihai-First Stage foundation pit

高，随着强度的提高，可使滑坡体越来越稳定。由于人工开挖速度慢、对滑坡的扰动小，可使滑坡体表面总能保持一层硬壳层，起到稳定边坡的作用，开挖时正值深圳的旱季雨水很少，开挖成功。

2.4 西部通道侧接线接头基槽

(1) 工程及事故概况

该工程位于深圳市西部通道侧接线东端，基槽开挖深度 9.8 m，基槽外为在建道路。基坑影响范围内土层自上而下依次为：① 人工填土，层厚 2.7 m，取 $c = 10\text{ kPa}$ ， $\varphi = 8^\circ$ 。② 第四系海相沉积淤泥，流塑状，层厚 4.5 m，取 $c = 5\text{ kPa}$ ， $\varphi = 3^\circ$ 。③ 含有机质砾砂，层厚 2.5 m，取 $c = 0\text{ kPa}$ ， $\varphi = 26^\circ$ ；④ 第四系冲洪积层杂色黏土，取 $c = 25\text{ kPa}$ ， $\varphi = 20^\circ$ 。原设计基槽采用放坡开挖，坡比 1:2。坡面预先采用袖阀管注浆法加固，注浆孔间距 1.2 m，钻孔直径 $\phi 110\text{ mm}$ ，孔深进入坑底 2 m。袖阀注浆采用 32.5R 普通硅酸盐水泥，水泥用量 150 kg/m，分 4 次注浆，水灰比 1:1~1:0.45。设计要求注浆 28 d 后淤泥地基承载力特征值达到 150 kPa。

注浆完成 28 d 后进行静力触探及标贯检验，换算地基承载力满足设计要求。2005 年 12 月，基槽开挖 4 m 后边坡出现较大裂缝，遂将坡比变更为 1:3，局部开挖至约 6 m，基槽边坡滑坡。

(2) 原因分析

袖阀管注浆法作为一种地基处理工法，用于基坑支护尚不多见。由于注浆的不可控性及分层性，也许并不适合用于边坡加固。尽管注浆改善边坡土性，但改善的程度有多大，能不能满足强度要求，需要进一步研究。如果边坡没有注浆改良，按瑞典圆弧滑动法分析，坡比 1:3 时的临界开挖深度约

3.1 m。假定开挖 6 m 时边坡处于临界稳定状态，即圆弧滑动整体稳定安全系数 $K = 1$ ，反算 c ， φ 值，可认为 $c = 8\text{ kPa}$ ， $\varphi = 5^\circ$ ，较原状淤泥的抗剪强度提高约 60%。

(3) 处理方案及效果

本段边坡处理要满足 2 个要求：① 拟建地铁将从本段基槽下穿过，要求不能有任何支护结构伸到基槽底面 3 m 以下。② 工期非常紧张，支护结构不允许采用现浇混凝土等工期较长的材料。与管桩、钢板桩、土钉墙、搅拌桩、钢管桩、木桩等多方案比较后，设计加固方案采用换填土石堤方案，见图 6。

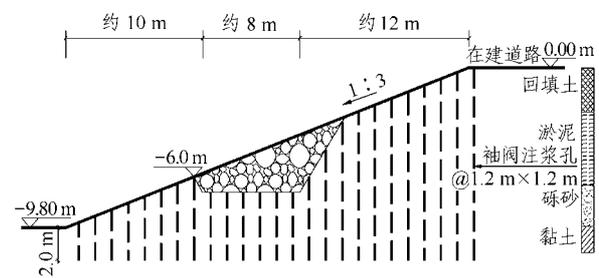


图6 西部通道侧接线接头基槽加固剖面图

Fig.6 Section of slope stabilization of Side Joint foundation pit of West Passage

在坡面的中部设置一条土石堤，该堤穿过淤泥层坐落在下层砾砂层上，底宽约 8 m。施工时采用类似抛石挤淤施工法，要求土石比(2.8~3.0):7，边开挖边填筑，一次快速开挖到淤泥层底，土方开挖速度要大于两侧土方向坑内的塌落速度，之后迅速回填土石方。换填后表面用挖土机碾压几次，之后仍按 1:3 坡率放坡。

取土石堤综合内摩擦角 $\varphi = 35^\circ$ ，取注浆后淤泥层 $c = 8\text{ kPa}$ ， $\varphi = 5^\circ$ ，则瑞典圆弧滑动稳定安全系数 $K = 1.38$ 。如果取淤泥层注浆前 $c = 5\text{ kPa}$ ， $\varphi = 3^\circ$ ，则安全系数 $K = 1.11$ 。基槽开挖成功，且工期很短。

(4) 其他

顺便介绍一下该基槽另两个标段的边坡处理情况。该两个标段均最低价中标(设计施工总承包)，均采用有限放坡+悬臂式钻孔灌注桩支护，均发生不同程度的滑坡坍塌，滑坡体宽度与基槽开挖深度之比为 1:5~1:10。一个标段采用 2~3 排预应力管桩加固，另一个标段采用基坑外侧打设 3~5 排深

层搅拌桩、坑内设置一排预应力锚索加固,均取得成功。

3 结 语

基坑加固工程有这样4个特点:

(1) 通常情况下周边条件已明确,加固方案可选择的余地不大,有时会采用一些特殊的处理方法,如案例3的底支撑、案例4的土石堤等。

(2) 加固设计计算比较复杂,计算分析应根据具体情况选择最适宜的计算模式,设计计算软件也有待进一步完善。

(3) 业主不愿因基坑加固影响下道工序及总工期,故加固方案多注重时效,宜优先考虑采取无养护期或养护期较短的材料,如钢管、型钢、木材、砂袋、水玻璃等。

(4) 出现险情或事故后,一般来说边界条件与原设计时相比会有所变化,如边坡土受到扰动强度会有所下降、裂缝的出现会导致土中含水量及主动土压力增大等,在加固设计时对此要有所考虑。

常用的基坑加固处理措施大体可分为5类:

(1) 削坡卸荷——在有放坡条件时这是最有效、最快捷的方法。

(2) 加强支护结构,如增加或加强(加大、加长)桩、撑、锚等支护结构,这是最为常用的加固手段,形式也多种多样,桩类可用如灌注桩、预制桩、钢桩、木桩、水泥土桩等,锚类如预应力锚杆(索)、土钉、拉锚等,支撑如水平对撑、水平斜支撑、竖向斜支撑等,支撑材料常采用钢材。

(3) 降低或阻截地下地表水。

(4) 在坑内用砂袋等反压支护结构。

(5) 改变开挖形式,如逆作或沉井。

(6) 改良土体,如注浆或冷冻,等等。这些措施中以前两类应用居多,根据基坑的具体情况,常常综合采用。出现险情或事故后,一定要针对不同情况,全面考虑,集思广益,分析出主要原因,再

对症下药,保证一次处理到位。处理方案一定要慎重,不适宜的方案可能会导致更大的损失。

参考文献(References):

- [1] 曾宪明,林润德,易平. 基坑与边坡事故警示录[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1999.(Zeng Xianming, Lin Runde, Yi Ping. Cases of Foundation Pit and Slope Accidents[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 1999.(in Chinese))
- [2] 中华人民共和国行业标准编写组. 建筑基坑支护技术规程(JGJ120-99)[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1999.(The Professional Standards Compilation Group of People's Republic of China. Technical Specification for Retaining and Protection of Building Foundation Excavations(JGJ120-99)[S]. Beijing: China Architecture and Building Press, 1999.(in Chinese))
- [3] 杨志银,张俊,王凯旭. 复合土钉墙技术的研究及应用[J]. 岩土工程学报, 2005, 27(2): 153-156.(Yang Zhiyin, Zhang Jun, Wang Kaixu. Development of composite soil-nailed walls[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, 27(2): 153-156.(in Chinese))
- [4] 中华人民共和国行业标准编写组. 基坑土钉支护技术规程(CECS96: 97)[S]. 北京: [s. n.], 1997.(The Professional Standards Compilation Group of People's Republic of China. Technical Specification for Soil-nailed in Foundation Excavations(CECS96: 97)[S]. Beijing: [s. n.], 1997.(in Chinese))
- [5] 张俊,付文光,杨志银. 双排桩在软土基坑支护中的应用[A]. 见: 第三届基坑工程学术讨论会论文集[C]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2004. 206-208.(Zhang Jun, Fu Wenguang, Yang Zhiyin. Application of double-row piles for shoring system in soft soil ground[A]. In: Proceedings of the 3rd National Symposium on Excavation Support in Urban Areas[C]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2004. 206-208.(in Chinese))
- [6] 广东省行业标准编写组. 预应力混凝土管桩基础技术规程[S]. 广州: [s. n.], 1998.(The Professional Standards Compilation Group of Guangdong Province. Specification for Prestressed Concrete Pile Foundation[S]. Guangzhou: [s. n.], 1998.(in Chinese))