

目 次

论 文

立管垂直顶升对横向管道影响的数值研究..... 龙凡, 王湛 (3)

CFG 桩复合地基褥垫层的设计机理..... 黄磊, 龚晓南 (10)

邻近深基坑同期开挖条件下围护结构的变形控制.....刘红岩, 李坚卿, 俞建霖 (17)

有限土体支护计算方法研究及设计应用.....张若筠, 党昱敬(25)

云南公路边坡灾害防治方案分析.....陈泽富 (34)

复杂地质条件下的冲孔灌注桩施工技术.....韦兴标, 邓勇(40)

双轴深层水泥搅拌桩在实际施工中的应用.....袁文忠 (44)

高压旋喷桩在某县城道路上排污水管埋设施工中的应用.....韦耀龙, 邓勇, 韦兴标, 曾喆(51)

译 文

填料加固的快速冲击压实法.....刘正义 译; 李一雯, 曹洋 校 (56)

立管垂直顶升对横向管道影响的数值研究

龙凡, 王湛

(浙江大学 岩土工程研究所, 浙江 杭州 310058)

摘要: 本文以某燃机电厂排水顶管和立管垂直顶升工程为例, 利用三维实体有限元数值分析, 研究了立管垂直顶升对横向管道的影响。分别探讨了1号立管和3号立管垂直顶升过程中, 横向管道的变形和受力规律, 并对设计和施工给出了需要注意的重点部位。

关键词: 管道; 垂直顶升; 数值研究

1 前言

在沿海或沿江电厂的冷却循环水系统, 常常就近在附近水域取水排水。取水和排水管道包括横向管道和垂直立管, 本工程横向管道采用顶管施工, 而立管是以施工完成好的横向管道为支座, 采用垂直顶升法施工。垂直顶升立管对横向管道影响的研究目前还鲜有国内外文献涉及, 因此本文以某燃机电厂排水管道为背景, 对垂直立管顶升对横向管道的影响进行了数值分析研究, 对今后类似的工作有一定的参考意义。

2 工程概况

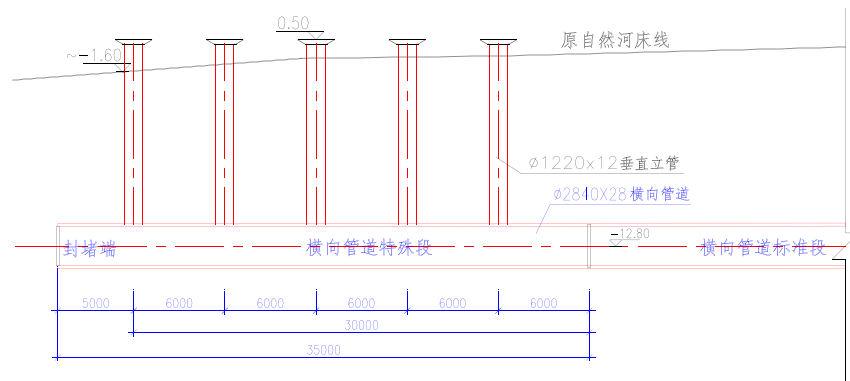


图1 横向管道和排水立管示意图

某燃机电厂排水管道包括排水横向管道和排水立管，管道从排水工作井延伸到长江水域，全长 356.4m，管道中心线标高-12.80m。排水横向管道采用的是外径 2.84m，壁厚 28mm 的钢管。在横向管道封堵端 35m 的范围内，间距 6m 分布着 5 根排水立管，排水立管从横向管道上开口处顶出泥面，直到长江水域，全长 11.88m，外径 1.22m，壁厚 12mm。管道结构示意图如图 1 所示。

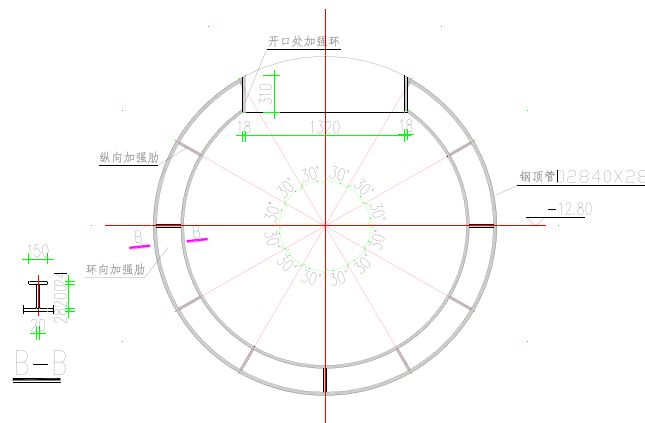


图 2 管道特殊段结构布置图

在横向管道封堵段的 35m 范围内，立管从横向管道开口处顶出，横向管道上由于开口的削弱管道结构，因此在管道内壁分布有 30°间距的纵肋和间隔 50cm 的环肋，以及在开口处设有异形加劲环，此段称为管道的特殊段，其余段称为横向管道的标准段，无加劲肋。管道特殊段断面如图 2 所示。

顶管横向顶进的土层主要是②₃ 灰色砂质粉土和④灰色淤泥质粘土，局部断面会接触软弱土夹层②₃ 夹灰黄色淤泥质粉质粘土。立管垂直顶升的土层有②₃ 灰色砂质粉土和②₃ 灰黄色淤泥质粉质粘土。主要土层的物理力学性质如表 1 所示。

表 1 土层物理力学性质指标

| 土层名称 | 天然重度 (kN/m ³) | 有效重度 (kN/m ³) | c (kPa) | ϕ (°) | 侧摩阻力 (kPa) |
|----------------------------|------------------------------|------------------------------|-----------|---------------|---------------|
| ② ₂ 灰黄色粉质粘土 | 18.3 | 8.4 | 13 | 23 | 18 |
| ② ₃ 灰色砂质粉土 | 19.2 | 9.7 | 7 | 29 | 30 |
| ② ₃ 夹灰黄色淤泥质粉质粘土 | 18.3 | 8.5 | / | / | 20 |
| ④ 灰色淤泥质粘土 | 17.4 | 7.6 | 15 | 13 | 18 |

3 数值模型

本文根据实际工况, 建立了三维实体有限元模型, 如图 3 所示。

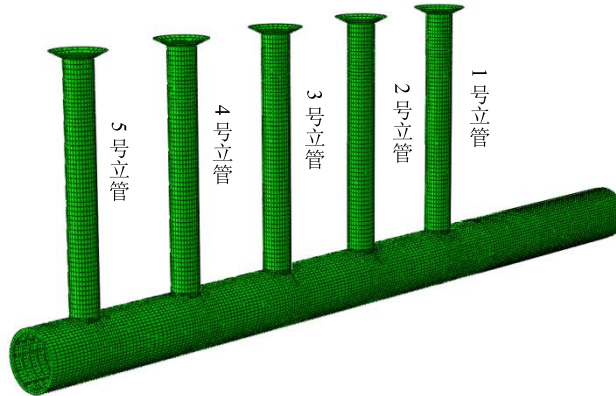


图 3 三维实体有限元模型

在横向管道顶进就位后, 就进行立管顶升的施工, 立管依次顶升, 顶升反力通过顶升支座传递给横向管道和下卧层土体, 顶升支座尺寸为 $6\text{m}\times 2\text{m}$, 以所顶升的立管为中心分布, 垂直顶升力根据经验计算采用 329t 。

所设计的立管和横向管道之间施工间隙 5cm , 即立管外径 1220mm , 开口处异形加劲环 1320mm 。横向管道特殊段有设计的纵肋、环肋和异形加劲环加强, 防止在立管垂直顶升过程中产生较大的应力集中和变形。

4 数值分析结果

在立管垂直顶升之前, 管道受到较大的水土压力作用, 而且由于计算土压力中需要考虑土拱的形成, 竖向土压力远大于水平向土压力, 因此横向管道的变形模式是竖向压扁、侧向鼓胀的横鸭蛋模式。为了方便后续的分析, 不妨定义, 横鸭蛋和竖鸭蛋的变形模式, 及相对应的椭圆度正负的定义, 如图 4 所示。

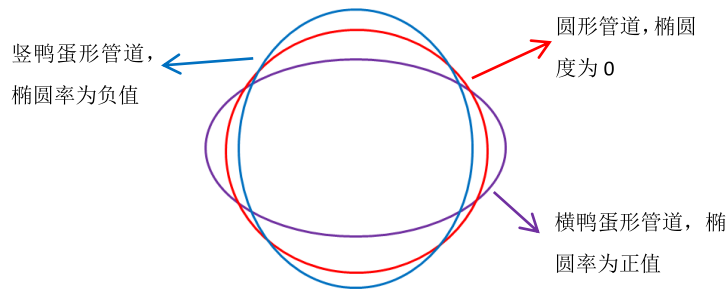


图4 管道椭圆度的定义

由于1号立管与管道标准段邻近,3号立管在管道特殊段中心,因此我们选取这两根立管来分析计算结果。1号立管顶升工况下,横向管道在1号立管中心处位移最大,管道特殊段变形图如图5所示。1号立管处,管道特殊段截面变形模式为竖鸭蛋,距离1号立管越远,管道截面变形逐渐变成横鸭蛋。管道应力最大处为特殊段与标准段交接处环肋上,应力较大的区域还包括1号立管开口处和1号立管顶升支座对应的横向管道底部。

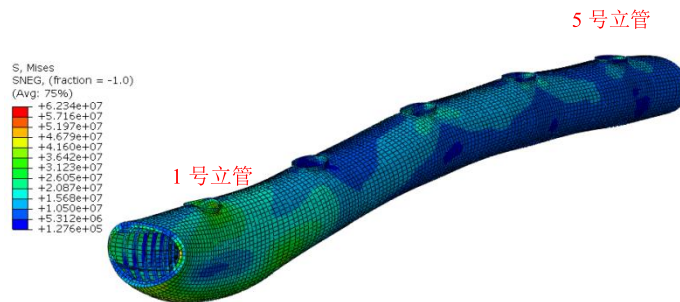


图5 1号立管顶升管道特殊段变形图和应力图(放大倍数500)

以1号立管中心为原点,分析了1号立管两侧各15m内横向管道的位移和代表性的管道截面变形,如图6所示,图中负坐标是横向管道封堵端方向。

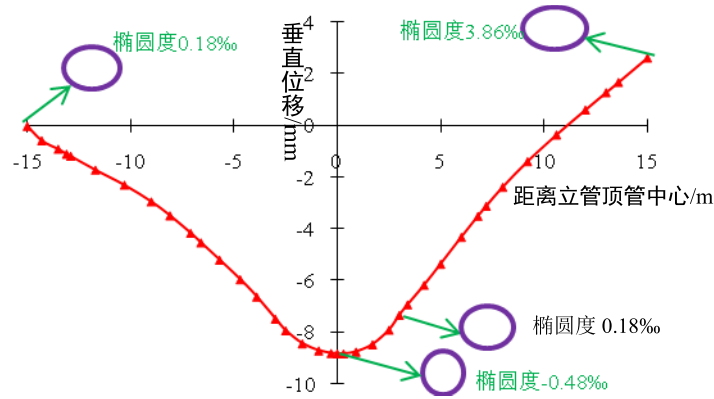


图 6 1 号立管顶升时横向管道位移图

图 6 中可以看到, 1 号立管顶升过程中, 1 号立管中心处 ($x=0$) 位移最大, 且该管道截面有之前的横鸭蛋变成竖鸭蛋, 椭圆度由正值变成负最大值 -0.48% , 随着与 1 号立管中心距离增加, 管道的垂直位移逐渐减小, 且管道截面的变形模式逐渐从竖鸭蛋变成横鸭蛋模式, 在管道特殊段 15m 处, 管道垂直位移接近于 0, 且椭圆度非常小, 说明 1 号立管顶升对 3、4 和 5 号立管影响很小; 相对管道特殊段, 1 号立管对管道标准段 ($x>3\text{m}$) 的影响大得多, 管道标准段由于刚度小出现了上翘, 由于管道标准段无加劲肋, 因此管道刚度相对小得多, 所以在 $x=15\text{m}$ 处, 管道标准段截面椭圆度达到 3.86% , 管道截面的变形十分大, 因此有必要在 1 号立管的顶升过程中加强对管道标准段的监测, 并在管道特殊段和标准段连接处采取一定的加强措施, 保证管道标准段变形在允许范围之内。

3 号立管顶升过程中, 管道特殊段的变形如图 8 所示。图中可以看到, 3 号立管处垂直位移最大, 而且截面变形模式由之前的横鸭蛋变成竖鸭蛋, 随着与 3 号立管距离增加, 管道截面逐渐变成横鸭蛋, 椭圆度为正值。管道特殊段应力最大处为管道开口处, 应力较大的区域还包括 3 号立管顶升支座对应的横向管道底部。

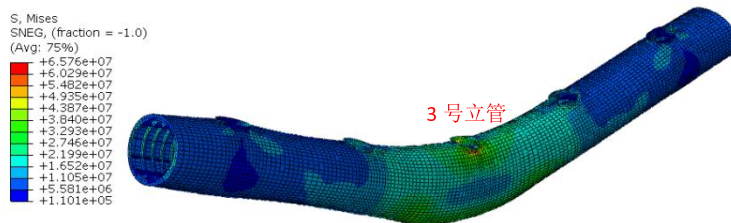


图 7 3 号立管顶升时横向管道变形图和应力图 (放大倍数 500)

以 3 号立管中心为原点, 分析了 3 号立管两侧各 15m 内横向管道的位移和代表性的管

道截面变形。

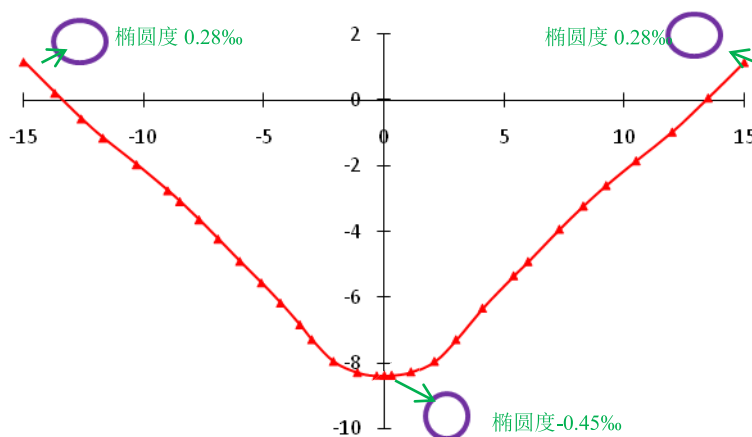


图8 3号立管顶升时横向管道位移图

图8中可以看到,3号立管中心的底部是竖向沉降最大的地方,以此点为中心向两侧,管道的竖向沉降逐渐减小,在距离3号立管中心约12m($x < -12\text{m}$ 或 $x > 12\text{m}$),管道底部出现上翘。由于3号立管处于管道特殊段中心,因此对比1号立管的顶升,3号立管中心的沉降小于1号立管,减小了4.8%;且3号立管两侧的管道竖向变形呈现出对称的特性,而且上翘的幅度小于1号立管顶升的工况的特殊段上翘的幅度。同时看到3号立管顶升过程中,管道截面的变形在3号立管中心侧向压缩,椭圆度达到负值,绝对值最大,为-0.45‰。距离3号立管越远,管道的变形逐渐由侧向压缩变成侧向鼓胀,椭圆度由负变正,直到在距离顶管中心15m处达到正最大值0.28‰,可见此时管道截面的变形也比1号立管顶升的标准段小得多。

5 结论

本文根据某燃机电厂排水横向管道和排水立管实际工况建模,利用三维实体有限元分析了垂立管顶升对横向管道的影响。得出主要结论如下:

(1) 在1号立管顶升过程中,管道标准段相对特殊段刚度小,因此受到1号立管顶升反力的影响较大,标准段出现了上翘。而且管道标准段截面产生很大的变形,变形模式为横鸭蛋模式。1号立管中心处横向管道为竖鸭蛋变形模式,且向下竖向位移最大。应力最大处为管道标准段与特殊段交接处的环肋上。

(2) 在3号立管顶升过程中,管道特殊段的位移在3号立管处最大,变形模式为竖鸭蛋;随着与3号立管距离的增加,管道位移逐渐减小,管道截面变形逐渐转化成横鸭蛋模式。

(3) 立管垂直顶升过程中, 设计和施工上需要对立管顶升支座区域、管道开口处和异形加劲环部位、以及 1 号立管顶升时管道标准段进行加强和关注。

参考文献:

- [1] 给水排水工程顶管技术规程 (CECS 246 2008). 北京: 中国计划出版社, 2008.
- [2] 建筑桩基技术规范 (JGJ 94 2008). 北京: 中国建筑工业出版社, 2008.
- [3] Lihong Wang, Zhan Wang, Lingling Li, Jinchang Wang. Construction behavior simulation of a hydraulic tunnel during standpipe lifting[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2011, 26: 674-685.
- [4] 王勖成. 有限单元法[M]. 北京: 清华大学出版社, 2003.
- [5] 魏纲. 顶管工程土与结构的形状及理论研究[博士论文]. 杭州: 浙江大学, 2005.
- [6] 韩选江. 大型地下顶管施工技术原理及应用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008.

CFG 桩复合地基褥垫层的设计机理

黄磊, 龚晓南

(浙江大学岩土工程研究所, 浙江 杭州 310058)

摘要: CFG 桩复合地基是由桩、土和褥垫层三部分组成, 其中褥垫层的设计是该复合地基的核心技术, 它对复合地基的受力和变形具有重要的影响, 而褥垫层的作用又与其厚度取值密切相关。本文利用 Terzaghi 极限承载力理论, 简要介绍了 CFG 桩复合地基的作用机理, 提出了合理的褥垫层厚度, 最佳桩间距和桩土应力比的数学计算式, 结合实际工程验证了计算结果的可行性, 在褥垫层初始设计时能起到理论指导作用。

关键词: 复合地基; CFG 桩; 作用机理; 褥垫层; 厚度

1 引 言

随着地基处理技术的不断发展, 复合地基技术在土木工程建设中被广泛应用。在我国, CFG 桩复合地基技术是在 20 世纪 80 年代末开发的一项新的地基加固技术, 现在已广泛应用于高层和超高层建筑地基处理^[1]。CFG 桩是由水泥、粉煤灰、碎石、石屑或砂加水拌合形成的高粘结强度桩, 和桩间土、褥垫层一起形成复合地基, 如图(1)所示。而褥垫层是 CFG 桩复合地基技术的关键, 是复合地基形成的必要条件。褥垫层的设计是否合理, 对 CFG 桩复合地基承载力和变形都有非常重要的影响。根据《建筑地基处理技术规范》(JGJ79-2002)^[2]褥垫层的作用主要有以下几方面: ①保证桩、土共同承担荷载; ②通过合理设置褥垫层厚度可以调整桩、土荷载分担比; ③减少基础底面的应力集中; ④调整桩、土水平荷载的分担比。周爱军、栗冰^[3]通过单桩复合地基载荷试验不同厚度、不同材料的褥垫层对桩土应力比的影响, 提出合理的褥垫层厚度为 0.2~0.3m; 垫层材料的粒径越大(刚度越大), 桩土应力比越大, 桩间土承载力不能充分发挥; 王兵^[4]等通过现场静载荷试验的研究, 也得出了相同的结论; 郑东明^[5]等利用有限元数值分析方法, 对 CFG 桩单桩带台复合地基褥垫层的效用进行了研究分析, 提出了 CFG 单复合地基中的褥垫层对于减少承台底面应力集中, 调整桩土荷载的分担进而保证桩土共同承担荷载起着明显的作用; 张建伟^[6]等利用有限元模拟分析得到桩土沉降和荷载的关系, 获得了褥垫层厚度及压缩模量对桩土应力比、桩土沉降等的影响规律。还有一些学者也从不同角度利用有限元模拟对 CFG 桩复合地基进行了相关的研究分析, 但是很少见到从理论上对 CFG 桩复合地基进行研究分析的, 本文在理论的基础上, 利用 Terzaghi 极限承载力理论, 分析 CFG 桩复合地基褥垫层的设计原则, 提出了最佳褥垫层厚度, 最佳桩间距和桩

土应力比的数学表达式, 以期对实际工程具有借鉴作用。

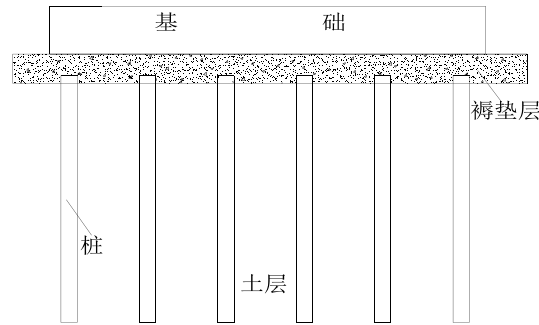


图 1 CFG 桩复合地基示意图

2 褥垫层的作用

对于 CFG 桩复合地基, 当基础承受竖直荷载时, 桩和桩间土都要发生变形。由于桩的模量比土的模量要大, 所以桩的变形要比土的变形小, 但是由于基础下面设置了一定厚度的褥垫层, 桩可以向上刺入, 构成褥垫层的颗粒状散体材料不断补充到桩间土的表面上, 基础通过挤压褥垫层和桩间土接触, 使得桩与桩间土始终参与工作。桩间土在桩体不断沉降的情况下逐渐发挥其承载力, 桩间土表面的变形也不断增加。随着时间变化、荷载的增加, 桩间土承担的荷载占总荷载的百分比 P_s/P 逐渐减小, 桩承担的荷载占总荷载的百分比 P_p/P 逐渐增大, 最后趋向一稳定值, 如图 2 所示^[1]。即使桩端落在较好的持力层上, 也能保证桩和桩间土共同承担荷载。需要指出的是, 褥垫层的刚度会对桩土应力比产生直接的影响。CFG 桩一般为刚性桩, 池跃君、宋二祥等^[7]对不同垫层模量对桩土应力比的影响进行了研究, 表明褥垫层刚度越大, 桩土应力比也越大, 反之越小。当褥垫层刚度大到一定程度时, 桩体很难刺入到褥垫层中, 褥垫层就相当于桩基的承台了。因此, 工程上褥垫层一般选用柔性垫层, 宜用中砂、粗砂、级配砂石或碎石且最大粒径不宜大于 30mm^[9]。

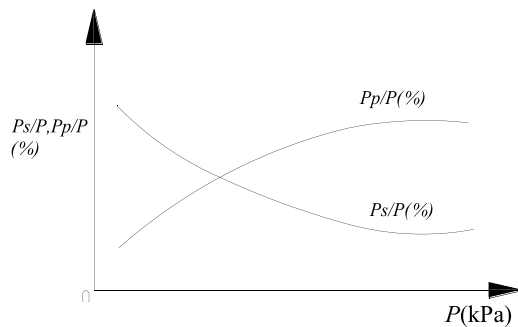


图 2 CFG 桩复合地基桩土荷载分担示意图

与普通桩基不同的是, 由于褥垫层的设置, 任意荷载下 CFG 桩顶的沉降、桩间土表

面的沉降和基础的沉降不同步，桩顶沉降最小，桩间土表面次之，基础沉降最大，这也是复合地基与普通桩基的根本区别之一。因此，无论桩端落在软土层还是硬土层，从荷载施加的那一刻起桩就存在一个负摩擦区。在深度 $Z < Z_0$ 范围内，土的位移大于桩的位移，产生负摩阻力；在 $Z = Z_0$ 处，桩土位移相等，桩的最大轴力出现在此处， $Z = Z_0$ 为中性点；在 $Z > Z_0$ 范围内，桩的位移大于土的位移，产生正摩阻力，如图 3、图 4 所示。对于 CFG 桩复合地基来说，负摩阻力的存在对其是有利的，它对提高桩间土的承载力、减少复合土层的变形起着积极作用。

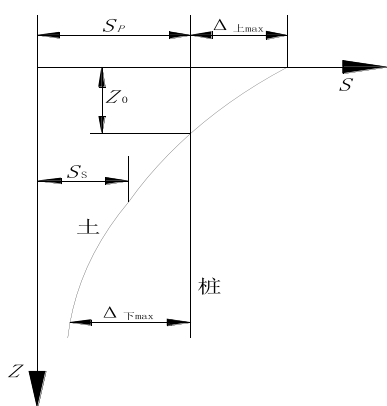


图 3 桩土相对位移示意图

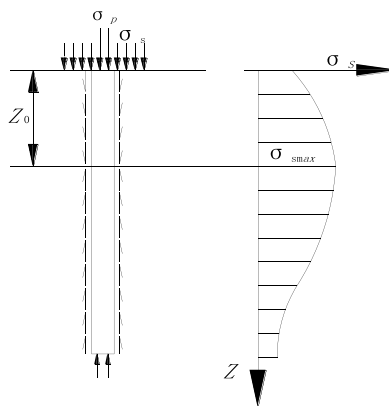


图 4 桩身轴力随深度变化示

3 褥垫层技术理论分析

3.1 褥垫层极限承载力及桩土应力比

Terzaghi 极限承载力理论假设认为 (1) 地基土有重度；(2) 基底粗糙；(3) 不考虑填土抗剪强度，仅把它看成超载；(4) 地基发生整体剪切破坏；(5) 破坏区有五个。根据这些假设条件，把桩顶对垫层的作用看成是浅层桩端对地基土的作用，把桩间土看成是基底以上土覆重，这样桩顶应力 σ_p 就相当于外荷载， σ_s 就相当于基底以上土的覆重，符合 Terzaghi 极限承载力理论的假设条件，因此可以用其求解褥垫层的极限承载力。而桩顶能够向上刺入到垫层的条件就是桩顶应力 σ_p 大于或等于垫层的极限承载力 q_u 。

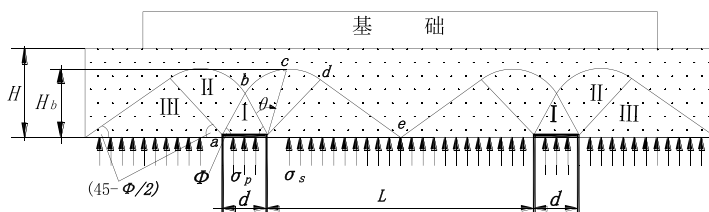


图 5 褥垫层中破坏面

根据 Terzaghi 极限承载力理论, 假设桩顶完全粗糙, 桩刺入垫层后形成弹性区 I 和滑动区 II、III。I 区和 II 区的交界面是一曲面, 为计算方便假定为平面, 当基底完全粗糙时它与水平面的夹角为 ϕ 。II 区的滑动面假定由对数螺旋线和直线组成。除弹性区 I, 滑动区 II、III 内的所有土体均处于塑性极限平衡状态, 取弹性体为脱离体, 如图 6 所示, 因为假设基底完全粗糙, 所以作用于弹性楔体边界面上的被动土压力合力 P_p 与边界面向夹角为 ϕ 。一般情况下, 垫层材料采用无粘性土, 所以其粘聚力为零, 即 $T=0$ 。对脱离体进行二维平面受力分析, 在竖直方向上取力的平衡, 有 $\sum Y=0$, 即

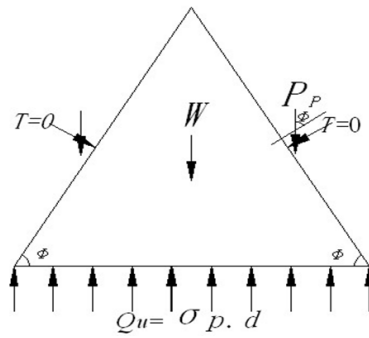


图 6 弹性脱离体受力状态

$$Q_U = W + 2P_p \quad (1)$$

式中 Q_U 为桩顶所受的力, W 为弹性体自重, P_p 为作用于弹性楔体边界面上的被动土压力合力, 分别由 σ_s 和 γ 引起

$$P_p = \frac{d}{2 \cos^2 \phi} (\sigma_s k_{ps} + \frac{1}{4} \gamma d \tan \phi k_{pr}) \quad (2)$$

d 为桩径; γ 为垫层重度; σ_s 为桩间土应力; ϕ 为垫层的内摩擦角; k_{ps} , k_{pr} 分别为桩间土和垫层的被动土压力系数。且

$$Q_U = \sigma_p d \quad (3)$$

$$W = \frac{1}{4} \gamma d^2 \tan \phi \quad (4)$$

把 (2)、(3)、(4) 代入 (1) 得:

$$\sigma_p = \sigma_s N_q + \frac{1}{2} \gamma d N_\gamma \quad (5)$$

其中, N_q , N_γ 为基底完全粗糙情况下的承载力系数, 可查表^[8]。

此时求出的桩顶应力 σ_p 就是刺入破坏瞬间褥垫层的极限承载力。由于桩截面一般是圆形, 故要对上述承载力进行修正如下^[8]:

$$q_u = \sigma_p = \sigma_s N_q + 0.3 \gamma d N_\gamma \quad (6)$$

由(6)式知道桩顶应力和桩间土应力二者之间的关系,如果在桩顶埋设传感器测出桩顶应力后根据(6)式可计算桩间土应力,进而可知桩土应力比 $n = \sigma_p / \sigma_s$ 的数值。

3.2 褥垫层合理厚度

褥垫层厚度大,能够充分发挥桩间土的承载能力。但是如果过大会导致桩土应力比等于或者接近于1,此时桩承担的荷载太少,实际上复合地基中桩的设置已经失去了意义,这样不但不能保证安全而且还会增加工程造价;如果褥垫层厚度过小,桩对基础会产生很明显的应力集中,需考虑桩对基础的冲切破坏。如果基础承受水平荷载作用,还可能造成桩发生断桩的现象。另外,如果垫层厚度过小,桩间土承载力就不能充分发挥,要达到设计要求的承载力就必须增加桩数或桩长,这也会造成经济上的浪费。因此,设计褥垫层的合理厚度显得尤为重要。

II区的滑动面由对数螺旋线和直线组成,曲线bcd部分为对数螺旋线:

$r = r_0 e^{\theta \tan \phi}$, 式中 r_0 为起始半径, θ 为任一半径与起始半径之间的夹角,对数螺旋线在d处于de相切。de与水平面夹角为 $45^\circ - \frac{\phi}{2}$ 。对数螺旋线任一点在竖直方向上的投影为:

$$h = r \cos(\theta + \phi - \frac{\pi}{2}) = r \sin(\theta + \phi) \quad (7)$$

把 $r = r_0 e^{\theta \tan \phi}$ 代入上式得:

$$h = r_0 e^{\theta \tan \phi} \sin(\theta + \phi) \quad (8)$$

当破坏面深度最大值等于褥垫层厚度时,认为此时的厚度为合理厚度,故(8)式对 θ 求偏导得:

$$\partial h / \partial \theta = r_0 e^{\theta \tan \phi} (\tan \phi \sin(\theta + \phi) + \cos(\theta + \phi))$$

令其为零可解得 $\theta = \pi/2, r_0 = d/2 \cos \theta$, 代入(8)式得到滑动面最大深度(褥垫层合理厚度):

$$H_b = h_{\max} = d \cdot \exp(\tan \phi \cdot \pi/2) / 2 \quad (9)$$

需要指出的是,根据公式(9)计算出来的褥垫层厚度理论值往往比实际工程中设计值要大,在满足需要的情况下,如果按照理论值设计势必会造成经济等方面的损失。因此,有必要引入一个修正系数 λ 对公式(9)进行修正:

$$H'_b = \lambda \cdot H_b = \lambda \cdot d \cdot \exp(\tan \phi \cdot \pi/2) / 2 \quad (10)$$

笔者通过查阅大量有关工程实践的资料,总结得出 λ 近视为垫层材料内摩擦角 ϕ 的函数,且 $\lambda \approx \tan \phi$ 。

3.3 最佳桩间距

据图 (5), Terzaghi 极限承载力理论认为, 除弹性区 I, 滑动区 II、III 内的所有土体均处于塑性极限平衡状态, 且破坏面只延伸到基础底面 (垫层底面)。桩顶向垫层刺入的过程中, 桩顶荷载向这部分土体转移, 可认为 II、III 区内土体的极限承载力得到了充分的发挥, 而在这个范围之外的土体的承载力没有得到发挥或者很少发挥出来。因此, 要是桩间土全部都参与承载力的发挥, 那么最佳的桩间距为: $L_0 = L + d$,

其中 $L = \left\{ \frac{\exp[(3\pi/4 - \phi/2) \tan \phi]}{\sin(\pi/4 - \phi/2)} \right\} d$, 代入得:

$$L_0 = \left\{ \frac{\exp[(3\pi/4 - \phi/2) \tan \phi]}{\sin(\pi/4 - \phi/2)} + 1 \right\} d \quad (11)$$

3.4 工程实例

烟台市环海路工业园区天然地基承载力不能满足上部结构的荷载要求, 采用 CFG 桩复合地基的方法进行处理。CFG 桩桩长 18.0m, 桩径为 0.4m, 桩间距 1.4m, 垫层采用厚度 15cm 碎石垫层, 天然重度为 19.5kN/m³, 内摩擦角 ϕ 为 22°。现场单桩复合地基载荷试验结果如表 1 所示。

表 1 现场单桩复合地基载荷试验

| 压力/kPa | 桩顶应力/MPa | 桩间土应力/MPa | 桩土应力比 n |
|--------|----------|-----------|-----------|
| 250 | 1.281 | 0.105 | 12.2 |
| 400 | 1.842 | 0.275 | 6.7 |
| 600 | 3.042 | 0.385 | 7.9 |
| 800 | 3.167 | 0.391 | 8.1 |
| 平均值 | | | 8.8 |

当 ϕ 为 22° 时, 太沙基承载力系数 $N_r = 6.5$, $N_q = 9.17$ 。先假设桩顶应力 σ_p 为已知值, 根据公式 (6) 反算桩间土应力 σ_s , 进而计算桩土应力比 n_p ; 再假设桩间土应力 σ_s 为已知值, 同样根据公式 (6) 反算桩顶应力 σ_p , 进而计算桩土应力比 n_s , 计算结果如表 2 所示。

表 2 反算结果

| 已知 σ_p 反算 σ_s 结果 | | 已知 σ_s 反算 σ_p 结果 | |
|--------------------------------|-------------|--------------------------------|-------------|
| 桩间土应力/MPa | 桩土应力比 n_p | 桩顶应力/MPa | 桩土应力比 n_s |
| 0.138 | 9.28 | 0.978 | 9.31 |
| 0.200 | 9.24 | 2.537 | 9.23 |
| 0.330 | 9.22 | 3.546 | 9.21 |
| 0.344 | 9.22 | 3.601 | 9.21 |
| 平均值 | 9.24 | | 9.24 |

由上表可以看出,反算得到桩土应力比的两个理论值 n_p 、 n_s 很接近,且处于实际桩土应力比最大值和最小值之间,桩土应力比理论平均值和实际平均值也非常接近;根据公式(10)可求得褥垫层最佳的理论厚度15.24cm,与实际工程中采用15cm厚度比较接近;根据公式(11)可求得桩间距的理论值为2.2m,比实际工程中采用1.4m桩间距稍大,可能原因是由于太沙基极限承载力理论假设破坏区域仅限于II、III区圆弧滑动面以内的土体,而实际上这些区域以外的土体也不同程度地参与了承载力的发挥作用,因此实际上采用的桩间距要比理论值稍小一些。从以上可以看出,得出的理论结果和实际工程中的情况吻合还是比较理想的。

4 结语

本文利用Terzaghi极限承载力理论,对CFG桩复合地基的作用机理进行了简要分析,提出了褥垫层合理厚度、最佳桩间距、桩土应力比的理论计算式,通过本工程实例验证,本文提出的理论公式基本适用,对CFG桩复合地基方案设计具有重要意义。

由于各地地质环境不同,地基土性质不同,本文提出的公式在实际工程应用中只能起指导作用不能起决定作用。面对具体工程问题时,在此理论上要具体分析,比如处理不同区域地基问题时可采用不同厚度褥垫层,设置不同的桩间距,调整桩长以及桩数等来达到最安全且经济的地基处理效果。

参考文献:

- [1] 闫明礼,张东刚. CFG桩复合地基技术及工程实践[M]. 北京:中国水利水电出版社,2006.
- [2] 中国建筑科学研究院. 建筑地基处理技术规范 JGJ79-2002[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2002.
- [3] 周爱军,栗冰. CFG桩复合地基褥垫层是试验研究和有限元分析[J]. 岩土力学,2010,31(6):1803-1808.
- [4] 王兵,杨为民,李占强,赵常州. 褥垫层对复合地基承载特性影响的试验研究[J]. 岩土力学,2008,29(2):403-408.
- [5] 郑东明,邓安福,吕占江. CFG桩复合地基褥垫层效用的有限元分析[J]. 地下空间,1999(2):89-92.
- [6] 张建伟,戴自航. CFG桩复合地基褥垫层效用的有限元分析[J]. 岩土力学,2005,26(刊):171-174.
- [7] 池跃君,宋二祥,陈肇元. 刚性桩复合地基在不同荷载下的桩土分担特性[J]. 天津大学学报,2003,36(3):359-363.
- [8] 龚晓南. 土力学[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2002.
- [9] 尹海明. CFG桩复合地基在软土地区加固中的应用研究[D]. 长安大学,2010.
- [10] 唐彤芝,詹云刚,裴东芝. CFG桩加固软基复合地基桩间距计算方法[J]. 公路交通科技,2005,(3).

邻近深基坑同期开挖条件下围护结构的变形控制

刘红岩¹ 李坚卿¹ 俞建霖²

(1.杭州坤博岩土工程科技有限公司, 浙江 杭州 310000; 2.浙江大学岩土工程研究所, 浙江 杭州 310058)

摘要: 本文介绍了某工程在有相邻深基坑同期开挖的条件下基坑围护结构的设计与变形控制, 内容包括工程概况与环境条件、地质条件、围护方案选择与具体做法、围护结构计算分析、与相邻基坑的连接处理、应急措施、基坑监测, 可供类似工程借鉴参考。

关键词: 复杂环境; 基坑; 复合支护结构; 变形控制

1 概述

随着经济建设的高速发展, 充分利用城市地下空间成为趋势, 基坑工程的开挖深度随之逐渐加深。且有越来越多的基坑需在复杂的周边环境下进行施工, 如距离较近的深基坑同期开挖的情况。在这种条件下, 基坑围护体系不仅要保证自身安全, 还要保证邻近建(构)筑物和市政基础设施的安全和正常使用, 并在设计与施工过程中做好与邻近工程的协调配合。为了保证基坑四周相邻的建(构)筑物、道路和地下管线等在基坑工程施工期间不受损害, 还要求在围护体系施工、土方开挖及地下室施工的过程中严格控制基坑边坡的变形, 使基坑四周土体的水平位移和地面沉降控制在容许的范围之内。

2 工程概况与环境条件

本工程由2幢分别为43层和25层的办公楼及3层裙房组成, 总用地面积17157m², 总建筑面积约164380m², 其中地下建筑面积为40347m²。结构形式为钢结构与混凝土核心筒的结构。设有三层连通的地下室。

本工程±0.000相当于绝对标高6.550m, 场内自然地坪相对标高为-0.600m(以下标高除注明外均为相对标高), 但基坑南侧公园西路路面比场内高出约80cm, 在设计中需考虑其超载的影响。

本项目共设有三层地下室, 各层地下室的板面标高分别为-5.500m、-9.300m、-13.150m和-13.550m。地下室底板底标高-13.950m~-16.750m, 周边地梁上翻, 承台底标高-15.050m~-16.050m, 电梯井底标高-18.250m和-19.250m。

综合考虑承台、电梯井的间距和密度, 取基坑底标高为底板底-13.950m、-15.050m和-15.850m, 故设计基坑开挖深度为13.35m、14.45m和15.25m。设计基坑安全等级为

一级。

该场地位于杭州市钱江世纪城 G-03 地块，市心北路南侧，公园西路北侧。基坑东侧地下室外墙距离用地红线约 6m，用地红线以东为待建的规划道路，规划道路以东为待建的宝盛大厦。宝盛大厦与本工程地下室的距离约 36m，也设有三层地下室，故将二个工程的基坑挖通处理。基坑南侧距离用地红线 1.1m，用地红线以南为已建的公园西路，公园西路上有电力管、给水管、雨水管和污水管等地下管线，距基坑边离 4.6m~33.9m。基坑西侧紧贴用地红线，用地红线以西为待建的空地，空地以西为待建的地铁 6 号线钱江世纪城站，与本工程距离约 170m。基坑北侧紧贴用地红线，用地红线以北为待建的规划道路，现为空地，空地以北为待建的地铁 2 号线钱江世纪城站，到本基坑距离约 33m，其 1#风亭与本基坑距离为 14.5m；地铁隧道与本基坑距离约 35.6m，该车站基坑深度约 12m，采用咬合桩结合三道内支撑围护。基坑周边的环境条件如图 1 所示。

3 工程地质条件

根据浙江城建勘察研究院有限公司提供的勘察报告，勘察深度范围内的场地地层按性质、特征可分为 7 个工程地质层、13 个亚层。基坑开挖深度影响范围内各土层主要物理力学性质指标见表 1 所示，括号内为设计计算所采用的值。

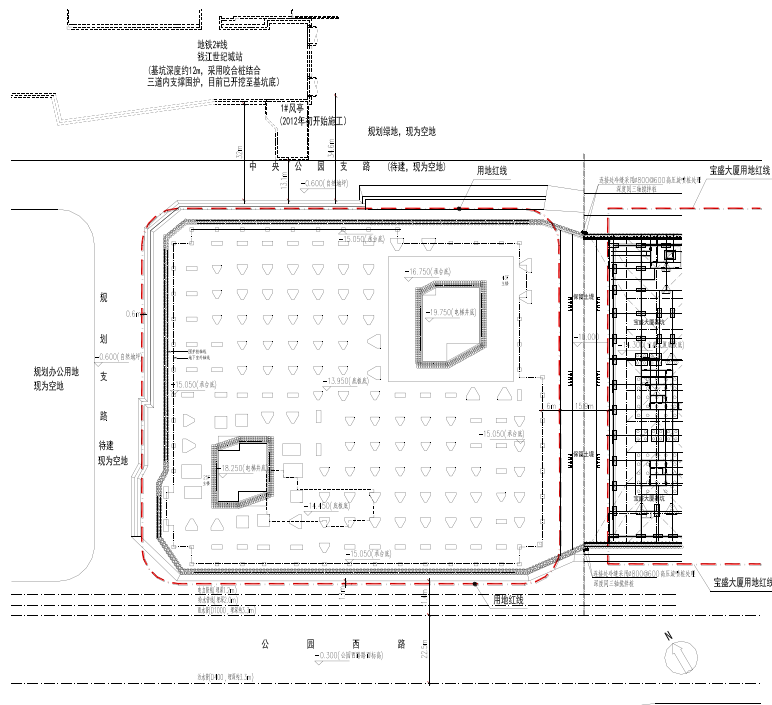


图 1 基坑周边环境示意图

表 1 各土层主要物理力学性质指标

| 层号 | 土 层 名 称 | w (%) | γ (kN/m ³) | e | 地基承载力特征值 (kPa) | 水平渗透系数 (cm/s) | 固结快剪 | |
|-----|---------|-------|-------------------------------|-------|----------------|---------------|-------------|-------------|
| | | | | | | | ϕ (°) | c (kPa) |
| 1-1 | 杂填土 | | | | | | (15.0) | (10.0) |
| 1-2 | 素填土 | | | | | | (15.0) | (10.0) |
| 3-1 | 粘质粉土 | 31.4 | 18.83 | 0.892 | 145 | 1.27E-04 | 29.1 (28.5) | 11.3 (7.0) |
| 3-2 | 砂质粉土 | 28.7 | 19.27 | 0.807 | 120 | 2.00E-04 | 31.8 (29.5) | 9.0 (6.5) |
| 3-3 | 砂质粉土 | 26.3 | 19.60 | 0.737 | 150 | 4.22E-04 | 34.6 (30.0) | 6.5 (6.0) |
| 5-1 | 粉砂夹砂质粉土 | 24.5 | 19.80 | 0.688 | 170 | 8.70E-04 | 37.3 (30.5) | 4.9 (5.0) |
| 5-2 | 粘质粉土 | 33.1 | 18.74 | 0.926 | 110 | 1.05E-04 | 26.6 (23.5) | 12.9 (12.5) |
| 6 | 淤泥质粉质粘土 | 42.6 | 17.72 | 1.193 | 80 | | 13.1 | 15.2 |
| 7 | 粉质粘土 | 26.6 | 19.48 | 0.769 | 200 | | 19.3 | 44.2 |

4 围护方案选择

综合场地地理位置、土质条件、基坑开挖深度和周围环境条件，本基坑具有如下特点：

- (1) 基坑开挖深度较大：基坑开挖深度达到 12.55~14.45m；
- (2) 基坑开挖面积大：基坑东西向长度约为 125m，南北向宽度约 110m，整个基坑周长约 470m；
- (3) 地基土质情况较好，为填土、粉土及粉砂；
- (4) 地下水位埋深浅，土层渗透系数大，因此地下水位控制是本基坑工程成败与否的关键之一；
- (5) 本基坑周围环境条件相对较好，对变形的要求可以宽松一些，但基坑南侧的公园西路为保护的重点；
- (6) 根据业主要求，本工程工期较紧，要求快速、安全地完成基坑施工。

根据本基坑工程的开挖深度、环境条件和地质条件，可以考虑的围护结构方案包括：

- 1) 放坡开挖；
- 2) 复合土钉墙围护结构；
- 3) 内撑或拉锚式围护结构。

放坡开挖是最为经济的围护形式，在条件许可的情况下应优先考虑选用。但由于本基坑开挖深度大，完全采用放坡开挖无法保证能够降水到位，因此本基坑没有采用全深度放坡开挖。

土钉墙围护结构具有经济性好、施工方便、施工工期短等优点，是除放坡开挖以外最经济的围护结构形式。但本基坑开挖深度大，且地表 19m 以下存在软弱土层，如采用土钉墙围护需要较大的放坡场地。因此本基坑也不具备全深度采用土钉墙围护的条件。

支锚式排桩墙围护结构虽然工程造价略高一些，但其通过支撑或锚杆对围护结构提供支点，具有围护结构受力合理、可靠性好、变形易控制、对周围环境影响小等优点，同时占用的场地较小。

其中内撑式围护结构的支撑刚度大，对变形控制比较有利，但支撑养护和拆除的工期长，土方开挖及出土不便，导致地下室施工工期较长，无法满足业主的工期要求。

而拉锚式排桩墙围护结构通过预应力锚杆来提供支点，也具有上述支锚式围护结构的优点，同时可在基坑中形成较大的挖土空间，方便挖土施工，加快施工进度。鉴于本工程施工工期紧，可以考虑采用拉锚式围护结构。

综合上述分析，根据“安全、经济、方便施工”的原则，确定本基坑采用上部放坡开挖或土钉墙，下部拉锚式排桩墙相结合的复合型围护结构。

由于粉砂土地基透水性强，需考虑地下水位的控制。可选择的方案有止水帷幕和基坑降水。降低地下水位具有施工方便、经济性好、安全性高等优点，但对周围环境影响相对较大。本基坑开挖深度大，完全采用降水方案施工难度很大。

因此本基坑在周边采用三轴水泥搅拌墙形成止水帷幕，止水帷幕底部均进入渗透性较小的淤泥质土层中，这样可以基本截断坑外的地下水补给，减小基坑内的降水压力，同时在基坑内外设置自流深井进行降水。降低坑外地下水位一方面可以减小围护结构的变形和弯矩，提高基坑稳定性；另一方面还可降低基坑内外的水头差，有利于止水帷幕的防渗和堵漏。此外降低坑内外地下水位也有利于锚杆的施工及为地下室施工创造干燥的施工环境。

5 围护体系具体做法

根据上述分析，基坑围护体系具体做法如下：

(1) 放坡开挖

基坑放坡采用二级放坡，放坡坡度为 1:1.0，坡面作 80 厚 C20 喷射混凝土护坡，内配钢筋网 $\Phi 6.5@200 \times 200\text{mm}$ 。

(2) 土钉墙

土钉采用洛阳铲成孔，孔径直径为 110mm。土钉墙面层采用 80 厚 C20 喷射混凝土，内配钢筋网 $\Phi 6.5@200 \times 200\text{mm}$ 。

(3) 排桩墙

排桩墙采用 $\phi 800$ 和 $\phi 900$ 钻孔灌注桩，中心距分别为 1050mm~1150mm，混凝土强度等级 C25。

(4) 预应力锚杆

锚杆钻孔直径 150mm，预应力钢绞线采用 4 根 $\Phi^S15.2$ 钢绞线，采用二次注浆施工工艺。第一、二排预应力锚杆极限抗拔力为 20kN/m，第三排预应力锚杆极限抗拔力为 15kN/m，锁定荷载均为 150kN。

(5) 止水帷幕

采用 $\Phi 850@600$ 三轴水泥搅拌桩形成封闭的止水帷幕，三轴水泥搅拌桩采用“套接一孔”施工工艺。

(6) 基坑降水

在基坑内外采用自流深井进行降水，以保证坑内地下水位降至开挖面以下 0.50~1.00m。同时可以减小作用

在围护结构上的水压力和基坑内外的水头差。自流深井底标高为-20.500m。

围护结构典型剖面详见图 2。

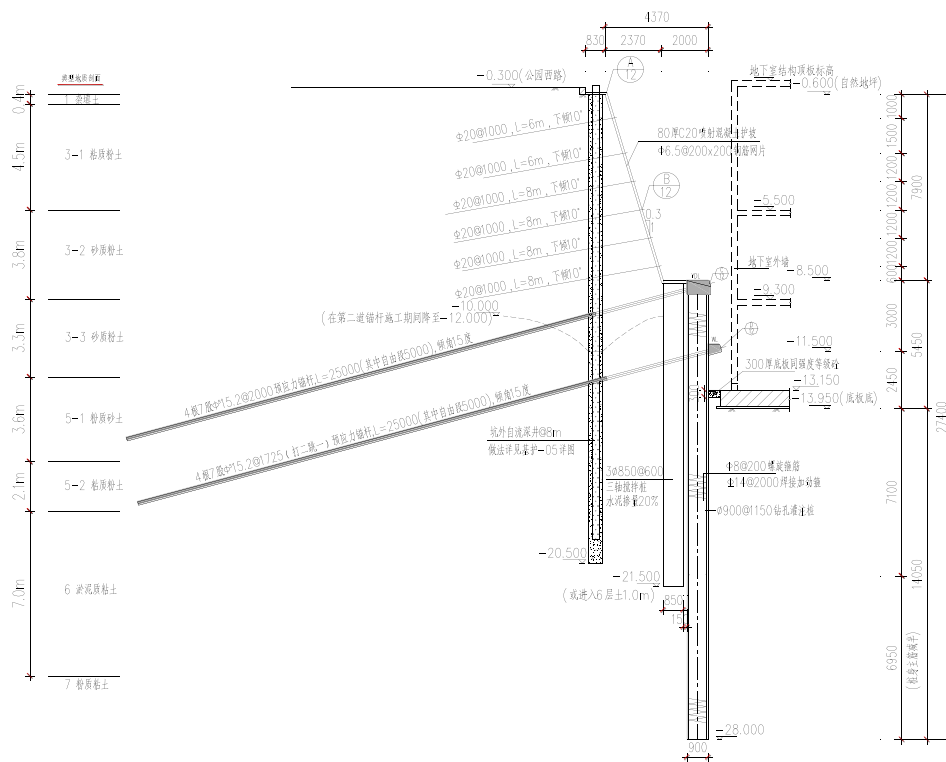


图 2 围护结构典型剖面图

6 围护结构计算分析

在典型剖面的拉锚式排桩墙围护结构设计计算中，结合基坑开挖步骤，考虑下述三

种工况：

工况一：土方开挖至-9.100m，施工第一道锚杆和压顶梁；

工况二：在第一道锚杆达到设计强度后，土方开挖至-11.800m，施工第二道锚杆并浇筑围圈；

工况三：在第二道锚杆达到设计强度后，土方开挖至基坑底，施工地下室承台、底板，并设置底板传力带。

各工况下典型剖面围护结构内力与变形包络图见图 3。

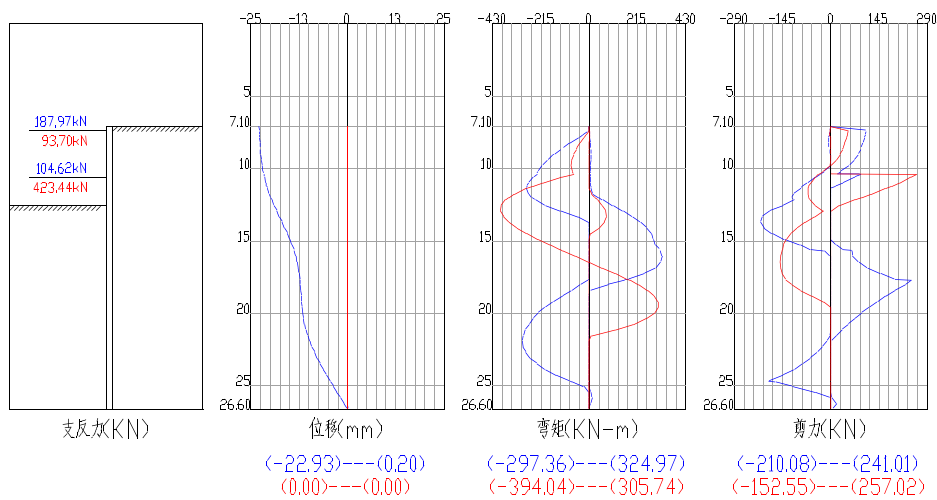


图 3 围护结构内力与变形包络图

7 与相邻基坑连接处理

基坑东侧与相邻项目的基坑采用挖通处理，因此基坑南、北二侧的围护结构需与相邻基坑的围护结构连接，同时在二个基坑的交界部位沿南北走向保留了顶宽为 8m，高度约 4m 的土堤，以发挥基坑的空间效应，减小围护结构变形和二个基坑之间的相互干扰。二个基坑交界部位围护结构具体做法详见图 4。

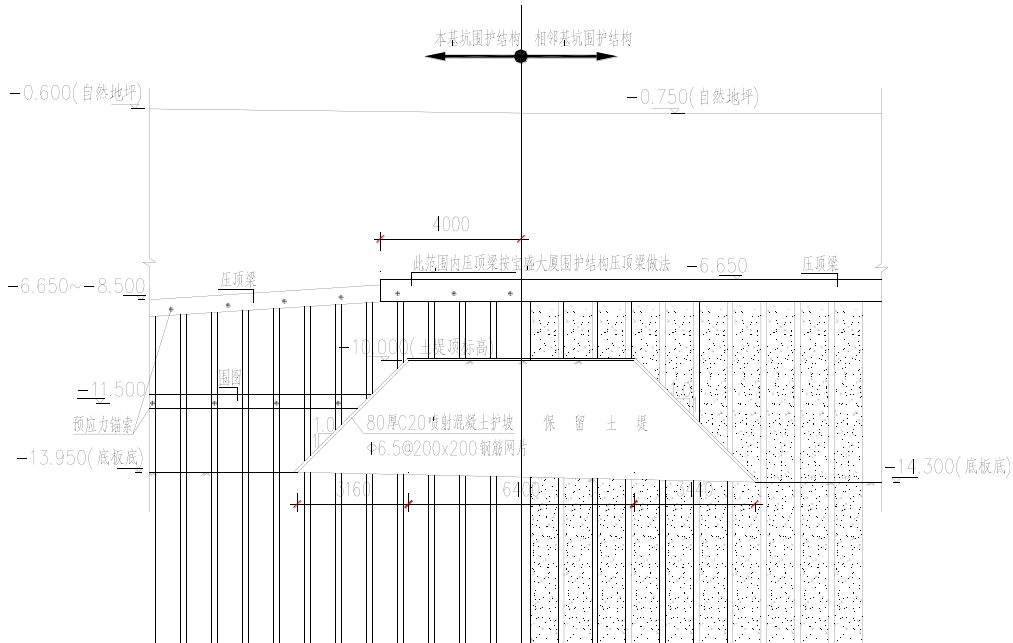


图 4 相邻基坑交界处理示意图

另外在实施过程中，二个基坑之间的土方开挖和基坑降水还需同步协调进行。

8 应急措施

基坑开挖前应在现场准备一定数量的应急用钢管、型钢、砂包等，发现异常后可采取卸土、回填、设置临时支撑等应急措施。

若发现土方开挖后围护结构水平位移超过警戒值，或锚杆局部出现险情，应立即增加预应力锚杆或土钉，条件许可的情况下可采取坑外卸土，必要时采取坑内回填砂包的反压措施。

施工单位应配备专人对止水帷幕的渗漏情况进行 24 小时巡查，施工现场应配备注浆或高压旋喷等设备，以便及时采取应急措施。若止水帷幕出现渗漏，则应及时采用压力灌浆、化学灌浆等手段进行补漏处理。

如基坑降水困难，可采用增设轻型井点或深井等方法处理。

9 现场监测及成果分析

本基坑围护工程开挖深度和面积较大，因此除进行安全可靠的围护结构体系设计、施工外，尚应进行现场监测，做到信息化施工。通过监测及时了解围护结构体系的受力状况，对设计参数进行反分析，以调整施工参数，指导下一步施工，如遇异情则可及时

采取措施。

本基坑监测内容如下：

(1) 基坑开挖过程中周边深层土体的水平位移监测，共布置测斜管 16 根，深度为 30m。深层土体水平位移预警值分别为 30mm 和 40mm，位移发展速率不得连续三天超过 3mm/天。

(2) 地下水水位监测，共布置水位管 31 根，深度为 20m。警戒值为水位变化幅度超过 0.5m/天。

(3) 锚杆轴力实时监测：共布置 20 个测点，锚杆轴力预警值分别为 180kN、250kN 和 300kN。

(4) 基坑周边建筑物、道路及地下管线沉降观测。

监测成果表明：

1) 随着基坑开挖深度的增加，土体的侧向位移逐步增大，随着垫层浇筑完毕，侧向位移变形逐步稳定，底板浇筑完毕后侧向变形基本稳定，并趋于收敛。基坑周边深层土体位移均小于预警值，最大位移为 15mm，略小于计算值。

2) 基坑周边地下水位的最大降深在 14m 左右，变化幅度均小于 0.5m/天。自流深井的出水效果较好。

3) 基坑周边建筑物、道路和地下管线无异常情况。

上述监测成果表明：本基坑的设计与施工是成功的。

10 结论

在开挖深度较大的基坑中，采用上部放坡开挖或土钉墙、下部拉锚式排桩墙相结合的复合型围护结构，有效地控制了围护结构的变形，同时在基坑内形成较大的挖土空间，有利于缩短施工工期。

通过规范的设计、正确的施工和及时的监测，较好地处理与邻近工程的连接部位，可以把基坑开挖对周围环境的影响降到最低，确保周边建筑物、道路及管线的安全使用。

参考文献：

- [1] 龚晓南. 深基坑工程设计施工手册[M], 中国建筑工业出版社, 1998.7.
- [2] 黄强. 建筑基坑支护技术规程使用手册[M], 中国建筑工业出版社, 1999.11.
- [3] 建筑基坑支护技术规程[S], JGJ 120-99 中国建筑工业出版社, 1999.

有限土体支护计算方法研究及设计应用

张若筠¹, 党昱敬²

(1 西安交通大学, 陕西 西安 710049, 2 中冶建筑研究总院有限公司, 北京 100088;)

摘要: 现代化大、中城市建设为了节约有限的土地资源, 使城市建设越来越密集, 随之而来的新建建(构)筑物与其周边已有建(构)筑物距离也越来越近, 无论是新建基坑深度浅于或深于已有的基坑深度, 都存在已有基坑深度范围内有限土体的支护问题, 如何提高限土体的整体刚度和有限土体支护土压力的计算合理与否, 直接关系到支护方式的选择和基坑的安全稳定。本文根据现有规程规范^[1,2,3]规定和已有工程实践理论分析经验^[4], 并运用提高土体抗剪强度指标的加筋土(复合土体)理论^[5], 对有限土体土压力的计算进行分析和探讨, 推导出有限土体主动土压力系数计算公式, 并提出在满足工程适用和安全情况下, 将混合土体当量成均质土体。依托北京地区某一工程实例, 对置入土钉所形成复合土体抗剪强度指标进行反演分析计算, 并提出将复合土体延伸拓展应用的理念, 得出的初步结论可供类似工程设计参考。

关键词: 有限土体; 抗剪强度指标; 加筋土; 复合土体; 混合土体; 均质土体

1 引言

基坑工程根据场地条件、施工和开挖方法, 分为无支护(放坡)开挖和有支护开挖, 其设计计算理论与施工方法见文献^[1~2]。现代化城市建设为了节约有限的土地资源, 未来城市建筑越来越密集, 使得新建建(构)筑物与其周边已有建(构)筑物距离越来越近。根据作者近年来的工程实践, 经常遇到新建建(构)筑物基坑一侧或多侧外紧邻已有建(构)筑物, 邻近已有地下室外墙有限土体支护问题日渐突出, 目前岩土工程界虽有所关注, 但对其支护设计的研究尚不完善。众所周知, 传统设计计算中^[1~2]中朗肯土压力理论假定土体为半无限体, 滑裂面延至地面形成滑动楔体, 见图1所示。工程实践表明, 朗肯土压力理论土体滑裂面宽度通常大于有限土体宽度, 不但常规的土压力计算方法不再适用, 而且传统的土钉墙放坡和桩锚支护也无法实施, 如果采用水平支撑或竖向斜撑的内支撑体系传递和平衡土压力, 不但造价高且影响总体施工进度。鉴于此, 本文根据现有规程规范^[1~2,3]规定和已有工程实践理论分析经验^[4], 并运用提高土体抗剪强度指标的加筋土(复合土体)理论^[5], 对有限土体土压力的计算进行分析和探讨, 推导出有限土体主动土压力系数计算公式, 并提出在满足工程适用和安全情况下, 混合土体均一化概念。依托北京地区某一工程实例, 对置入土钉所形成复合土体抗剪强度指标进行反演分析计算, 并提出将复合土体延伸拓展应用的理念, 为以后工程实践中常见的紧邻已有地下室有限土体支护设计分析计算起到抛砖引玉作用。

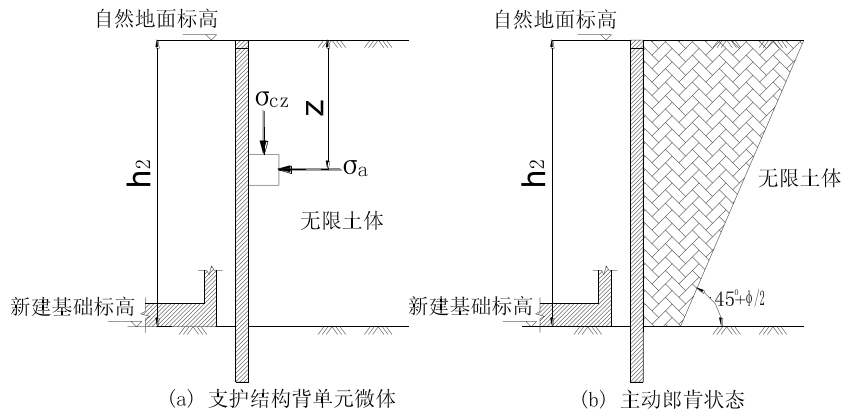


图1 半空间体的极限平衡状态

2 有限土体支护计算理论分析和探讨

2.1 有限土体主动土压力系数 k_a 确定

在实际工程实践中,经常遇有新建建(构)筑物基坑一侧或多侧外紧邻已有建(构)筑物,支护深度(h_2)远大于有限土体宽度(a),如图2所示。

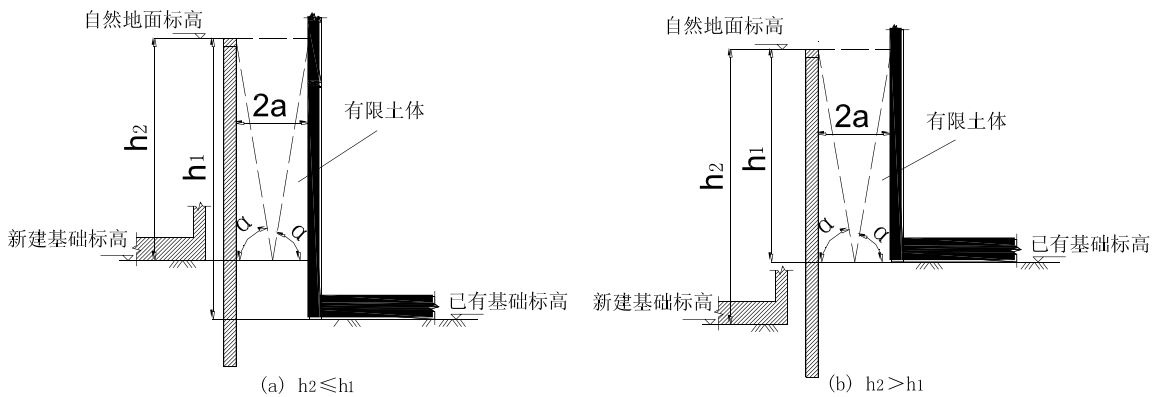


图2 紧邻已有地下室有限土体支护有限土压力计算

无论是新建基坑深度(h_2)浅于或深于已有的基坑深度(h_1),都存在已有基坑深度范围内有限土体的支护问题,而有限土体土压力分析计算是否合理则是有限土体基坑支护设计计算中的关键。文献[2]3.4.8条款中提出了有限土体主动土压力的计算方法,本文限于篇幅,其具体计算方法不再赘述。文献[4]中根据已有工程实践理论分析经验,建议将有限土体等效为顶部2倍($2a$)净距的等腰三角形,如图2所示,按文献[3]中公式

(6.6.3-2) 计算 k_a , 同时应使 $k_a \leq 0.5$ 。

上述两种有限土体主动土压力的计算方法, 都是在解决工程实践中经过理论分析和经验总结得出的。通过应用实践, 显然后一种计算方法简单明了, 且易被工程技术人员掌握, 因此本文依据文献[3、4]所提供工况条件和计算理论, 分析推导有限土体主动土压力系数计算方法。根据图 3 所示几何关系和文献[3]中提供的公式 (6.6.3-2), 有限土体主动土压力系数计算公式推导如下:

$$\begin{aligned} k_a &= \frac{\sin 2\alpha \times \sin \alpha \times \sin(\alpha - \delta)}{\sin^2 \alpha \times \sin \alpha \times \sin 2(\alpha - \delta)} \\ &= \frac{2 \times \sin \alpha \times \cos \alpha \times \sin(\alpha - \delta)}{\sin^2 \alpha \times 2 \times \sin(\alpha - \delta) \times \cos(\alpha - \delta)} \\ &= \frac{\cos \alpha}{\sin \alpha \times \cos(\alpha - \delta)} \\ &= \operatorname{ctg} \alpha \times \sin(\alpha - \delta) \\ &= \left(\frac{a}{h}\right) \times \sin(\alpha - \delta) \end{aligned}$$

式中 δ 可取 0.33ϕ [3], ϕ 为有限土体内摩擦角标准值, h 为 h_1 或 h_2 , 即有限土体主动土压力系数按下式计算:

$$k_a = \left(\frac{a}{h}\right) \times \sin(\alpha - 0.33\phi) \quad (1)$$

工程中有限土体一般是由已有建(构)筑物肥槽人工回填土和天然土组成的混合土体, 一般已有建(构)筑物肥槽人工回填土整体刚度较好, 为了满足工程支护设计的适用和安全, 将混合土体当量成均质土体, 均质土体中参数 c 、 ϕ 、 γ 统一取当量值, 其大小分别取混合土体中靠近新建基坑一侧的天然地基自上而下各层土的参数 c_i 、 ϕ_i 和 γ_i 厚度 h_i 的加权平均值。工程设计实践表明, 用均一化参数和分层参数所计算的土压力及稳定分析计算结果基本一致。

对应于不同 ϕ 值和有限土宽度与开挖高度之比 (a/h) 的主动土压力系数 k_a 见表 1, 表 1 计算到 $k_a \leq 0.5$ 为止 [4]。

由表 1 可知, 在有限土体宽度与开挖高度之比 (a/h) 一定时, 随着有限土体内摩擦角 ϕ 值的增加, 主动土压力系数折减量而减少。当满足有限土体主动土压力计算条件:

$\alpha = \operatorname{ctg}^{-1}\left(\frac{a}{h}\right) > \left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$ 时, 按表 1 中主动土压力系数 k_a 计算有限土体的主动土压力 [3,4], 也可直接由式 (1) 求出主动土压力系数 k_a 值。

表1 不同 ϕ 值和 a/h 的主动土压力系数 k_a

| ϕ a/h | 0 | 5 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 |
|-----------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 0.1 | 0.0995 | 0.0992 | 0.0988 | 0.0983 | 0.0977 | 0.0971 | 0.0963 | 0.0955 | 0.0946 | 0.0936 |
| 0.2 | 0.1961 | 0.1949 | 0.1935 | 0.1920 | 0.1903 | 0.1885 | 0.1865 | 0.1843 | 0.1820 | 0.1795 |
| 0.3 | 0.2874 | 0.2848 | 0.2819 | 0.2788 | 0.2755 | 0.2720 | 0.2683 | 0.2643 | 0.2601 | 0.2557 |
| 0.4 | 0.3714 | 0.3670 | 0.3622 | 0.3572 | 0.3619 | 0.3462 | 0.3403 | 0.3341 | 0.3277 | 0.3209 |
| 0.5 | 0.4471 | 0.4405 | 0.4335 | 0.4261 | 0.4184 | 0.4103 | 0.4019 | 0.3932 | 0.3841 | 0.3748 |
| 0.6 | 0.5143 | 0.5052 | 0.4957 | 0.4857 | 0.4754 | 0.4646 | 0.4535 | 0.4420 | 0.4302 | 0.4179 |
| 0.7 | | | 0.5493 | 0.5366 | 0.5235 | 0.5099 | 0.4958 | 0.4814 | 0.4666 | 0.4514 |
| 0.8 | | | | | | | 0.5291 | 0.5116 | 0.4936 | 0.4753 |
| 0.9 | | | | | | | | | 0.5136 | 0.4922 |
| 1.0 | | | | | | | | | | 0.5023 |

2.2 有限土体放坡、支护稳定分析计算参数确定

有限土体由于宽度小于土体滑裂面宽度，由上节推导的主动土压力系数 k_a 计算方法可知，在满足有限土体主动土压力计算条件： $\alpha = \text{ctg}^{-1}\left(\frac{a}{h}\right) > \left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$ 时，有限土体的主动土压力系数 k_a 小于朗肯土压力理论计算的主动土压力系数 k_a ，在放坡、支护稳定分析中是有利的一面。

有限土体是由已有建（构）筑物肥槽人工回填土和天然土组成的混合土体，按文献[4]要求回填的肥槽人工回填土力学指标优于新建开挖一侧天然地基，由于工回填土所占比例小于天然地基，从工程安全角度出发，混合土体设计参数取用天然地基的设计参数。众所周知，天然土体抗剪强度较低是其自身的力学缺陷，多年来广大工程技术人员力图对其进行改造，以有利于自身整体稳定。目前为了改善土体的力学性能，通常有三种做法，一是加筋（竖向或水平向置入微型桩或土钉）处理，二是加固土体，三是既加固土体又进行加筋处理，后两种方法主要用于软土地区，而在北京地区以第一种方法水平向置入土钉最为常见。提高土体整体稳定的加筋处理做法一般是在开挖面一侧，边开挖边在土体中纵向和横向按一定间距置入水平向土钉，土钉的筋体采用普通钢筋，为了保证土钉注浆填孔的密实度，略施以倾角，该方法也称钻孔注浆型土钉（简称土钉）。而加固土体做法是以不同的方法将胶结材料与土体中固体颗粒、水分间均匀混合，产生复杂的化学作用，以达到改善土体力学性能的目的。本文着重分析和探讨加筋处理形成的复合土体的力学性能指标。

如前所述，土体的力学缺陷就是抗剪强度较低，抗拉强度几乎为零，如果在土体中放置土钉与土共同工作，形成复合土体，能有效地提高土体的整体刚度，弥补土体抗拉、抗剪强度的不足。其作用原理是，在分层加筋土中，土钉与土之间通过咬合、摩擦传递剪力，

土对土钉施加拉力, 土钉向土骨架施加一个附加的压力, 从而增加了土的抗剪强度。本文参考筋材为土工合成材料的加筋土定性分析如下: 素土与加筋土常规三轴压缩对比试验见图 3^[5], 图中线 I 为素土的强度包线, 线 II 为加筋后的强度包线, 图中表示素土与加筋土试样分别在围压 σ_3 固结后, 常规三轴压缩试验破坏时分别为莫尔圆①与②, 其分别与线 I

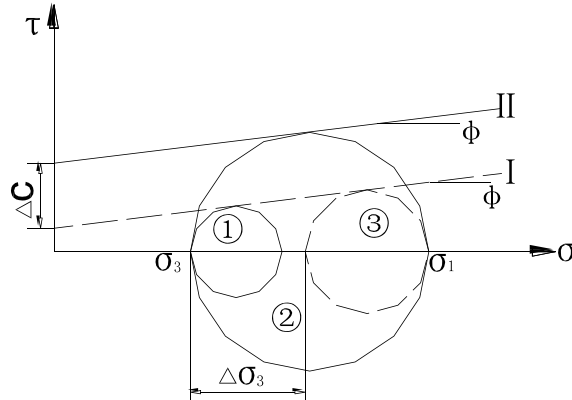


图 3 加筋土中破坏时应力状态

和线 II 相切。莫尔圆③为在破坏时加筋土中土的应力状态, 其仍与线 I 相切。由此可知, 图中 $\Delta\sigma_3$ 就是筋材对土的附加约束应力, 其提高了加筋土的强度, 一般认为土的内摩擦角 ϕ 值不变, 即加筋的作用相当于增加了一个“粘聚力” Δc , 从图 4 中可得出如下算式:

$$\Delta c = \frac{\Delta\sigma_3}{2} \div \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad (2)$$

对于置入土钉形成的复合土体, 采用常规的室内试验通过式 (2) 确定 Δc 难度较大, 但毋庸置疑土钉所为筋材, 其加筋作用同样也能大大提高粘聚力 c 值。

以上两节分析、探讨和推导了有限土体主动土压力系数 k_a 的计算方法, 并对有加筋的土体抗剪强度指标粘聚力 c 提高进行了定性分析。在有限土体放坡或支护的稳定分析计算中, 与天然地基相比, 抗剪强度指标 c 、 ϕ 值的确定更复杂、难度更大, 常规的室内试验根本无法合理地确定其值大小, 只有把室内试验以及成功案例的现场检测结果结合起来, 进行类比统计分析, 才能较为满意地解决有限土体放坡或支护的稳定分析计算。

2.3 复合土体抗剪强度指标反演分析计算

土木工程师 (岩土) 作为工程设计人员, 在有限土体放坡或支护的稳定分析计算中, 只有正确地确定计算参数, 才能依靠现代分析计算工具作出合理的结论。本文根据已成功开挖支护的北京某一工程实例, 对置入土钉所形成复合土体抗剪强度指标进行反演分析计算。图 4 为北京地区某一工程支护剖面示意图, 右侧为已有建筑物, 其筏板基础埋深自然地面下 22m, 基坑开挖采用土钉墙+桩锚支护方式。左侧新建建筑物基坑开挖深度自然地

面下 24m, 有限土体支护宽度为 10.1m, 基坑开挖采用土钉墙+桩锚支护方式, 自然地表下 11.3m 内采用土钉墙支护, 土钉墙开挖坡度 1:0.4, 土钉墙坡面挂 $\phi 6.5@200 \times 200$ 钢筋网, 面板喷厚 80~100mm C20 砼; -11.3m 以下采用桩锚支护, 护坡桩直径 $\phi 800$, 间距 1.5m, 桩长 17.7m, 嵌固 5.0m, 护坡桩分别在 -11.3m 和 -18.3m 处利用原有锚索与原有护坡桩实现对拉。新建建筑物基坑开挖土钉墙和桩锚支护结构形式及设计参数详见图 4 所示。

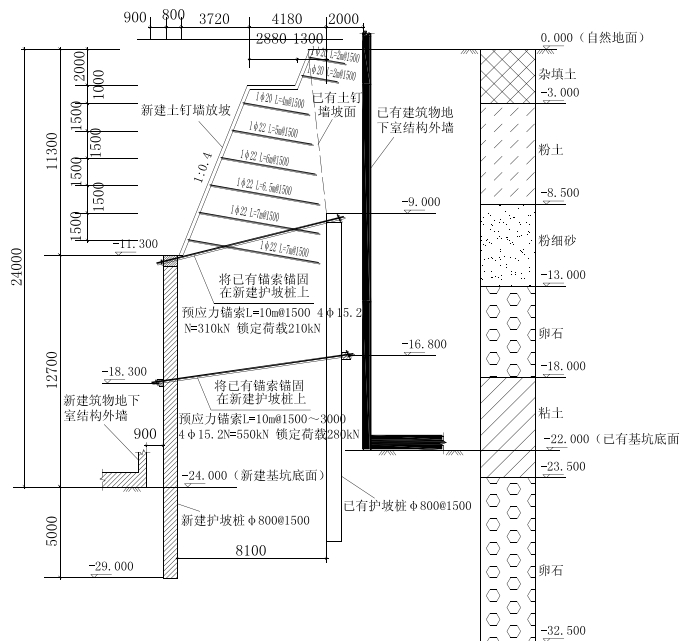


图 4 支护剖面示意图

靠近新建建筑物一侧的天然地基土层岩性指标见表 2, 由于采取了降水措施, 分析计算时不考虑地下水影响。

表 2 天然地基土层岩性指标

| 土层序号 | 土层名称 | 平均厚度(m) | 粘聚力 c (kPa) | 内摩擦角 ϕ ($^{\circ}$) |
|------|------|---------|---------------|----------------------------|
| ① | 杂填土 | 3.0 | 15 | 10 |
| ② | 粉土 | 5.5 | 20 | 23 |
| ③ | 粉细砂 | 4.5 | 0 | 30 |
| ④ | 卵石 | 5 | 0 | 38 |
| ⑤ | 粘土 | 5.5 | 33 | 25 |
| ⑥ | 卵石 | 9 | 0 | 40 |

混合土体均一化后, 土层岩性指标见表 3, 重度 γ 值均取 $18\text{kN}/\text{m}^3$ 。

表 3 混合土体均一化后土层岩性指标

| 深度范围 (m) | 当量粘聚力 c (kPa) | 当量内摩擦角 ϕ (°) |
|-------------|-----------------|-------------------|
| 0~-11.3 | 13.7 | 21.6 |
| 0~-24.0 | 14.0 | 27.2 |
| -24.0~-29.0 | 0 | 40 |

2.3.1 0~-11.3m 复合土体粘聚力 c 的确定

边坡支护等级按一级考虑, 当放坡系数为 1: 0.4 时, 通过采用现代分析计算工具^[6]分析计算, 由表 3 混合土当量抗剪强度指标计算的边坡稳定性安全系数仅为 0.756, 而要达到边坡稳定性安全系数不小于 1.2^[2]要求时, 通过反演分析计算得出的复合土体粘聚力 c 值为 30kPa, 是混合土体的粘聚力 c 当量值 13.7kPa 的 2.19 倍, 由此可见, 土钉所为筋材, 其加筋作用效果相当明显。

2.3.2 -11.3m~-24.0m 桩锚支护分析计算

因 $\alpha = \text{ctg}^{-1}\left(\frac{a}{h}\right) = \text{ctg}^{-1}\left(\frac{10.1}{24}\right) = 67.2^\circ > \left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) = \left(45^\circ + \frac{27.2}{2}\right) = 58.6^\circ$, 所以满足有限土体的主动土压力系数计算条件, 由式 (1) 得:

$$k_a = \left(\frac{a}{h}\right) \times \sin(\alpha - 0.33\phi) = \left(\frac{10.1}{24} \times \sin(67.2^\circ - 0.33 \times 27.2^\circ)\right) = 0.358$$

将以上计算的有限土体的主动土压力系数换算成文献[6]所需的半无限土体的主动土压力系数的当量内摩擦角 ϕ 值, 通过换算, 其 ϕ 值为 28.2°, 为了更好地控制变形, 对两排锚索在新建一侧分别施加了预应力, 其锁定荷载分别为 210kN 和 280kN。该基坑在整个使用过程中, 没有出现大的异常现象, 基坑整体安全稳定。

2.3.3 -11.3m~-24.0m 支护形式的拓展分析

上述 -11.3m~-24.0m 范围内支护结构充分利用了有限土体一侧的已有锚索背拉效应, 实现了桩锚支护结构形式, 如果不具备此条件, 也可用悬臂桩支护结构形式。基本形式和实现步骤如下: 自然地地表下 11.3m 范围内仍采用上述土钉墙支护形式, 然后在 -11.3m 标高处施打 $\phi 800@1500$ 护坡桩, 桩顶用帽梁连接, 护坡桩嵌固 12.5m, 在新建护坡桩桩间面向基坑一侧 -11.3m~-24.0m 深度范围内, 仍采用 0~-11.3m 深度的做法, 使新建护坡桩背向基坑一侧的有限土体形成复合土体。在采用现代分析计算工具^[6]分析计算悬臂桩支护结构整体稳定时, 抗剪强度指标 c 、 ϕ 值分别取 $c=30\text{kPa}$ (2.3.1 所述) 和 $\phi=28.2^\circ$ (2.3.2 所述)。通过分析计算, 上述悬臂桩支护结构整体稳定安全系数和抗倾覆安全系数均满足文献[1、2、3]要求。

3 结语

本文从理论上阐述了有限土压力与半无限土压力的差异,利用已有的实践理论方法,分析推导出有限主动土压力系数计算公式,又运用提高土体抗剪强度指标的加筋土(复合土体)理论,依托工程实例通过反演分析计算出复合土体抗剪强度指标粘聚力 c 值,其后又对工程实例支护结构形式进行了拓展分析计算,为支护方案的选用提供了另一条思路,其效果还有待于工程实践验证。总之,未来城市建设中将会遇到越来越多的有限土压体支护问题,而土力学与岩土工程又是一门试验性与实践性很强的学科,只有不断的实践积累,才能够充实和完善理论分析计算结果。本文依托北京地区某一工程范例,从理论上对其进行了分析和探讨,由于混合土体的复杂性以及分析计算理论需要长期经验积累,因此难以以点带面,只有把室内试验以及成功案例的现场检测结果结合起来^[7-8],不断总结完善分析设计计算理论,以期更有效地解决实际工程问题。

参考文献

- [1] 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.
- [2] 建筑基坑支护技术规程 (DB11 / 489-2007) [S]. 北京:北京城建科技促进会. 2007.
- [3] 建筑地基基础设计规范 (GB50007-2002) [S]. 北京:中国建筑工业出版社. 2002.
- [4] 朱炳寅, 建筑结构设计问答与分析. 北京: 中国建筑工业出版社. 2009.
- [5] 李广信, 岩土工程 50 讲[M].北京:人民交通出版社, 2010.
- [6] 北京理正软件设计研究院. 理正深基坑支护结构设计软件[M]. 北京, 2008.
- [7] 特种结构地基基础工程手册.北京: 中国建筑工业出版社. 2000.
- [8] 党昱敬, 中国工商银行总行营业办公楼深基坑支护设计与施工. 北京:中国建筑工业出版社. 1997.



第十二届全国地基处理学术讨论会即将召开

公路、港口码头机场以及高层建筑、桥梁等各项重大基础设施的建设又一次大规模的拉开了序幕。与此同时，地基处理技术也得到了广泛应用和快速发展。

为加强地基处理技术的学术交流，提供新理论、新技术、新理念、新设备的探讨平台，中国土木工程学会土力学及岩土工程分会地基处理学术委员会将于2012年8月27日至31日在“冬无严寒、夏无酷暑”的美丽春城——昆明举办第十二届全国地基处理学术讨论会。

本次会议议题有：

- 1 现有地基处理技术进展；
- 2 地基处理新技术的开发和应用；
- 3 复合地基理论与实践新发展；
- 4 地基处理工程勘察技术、设计计算、施工设备、质量检测等方面的新发展；
- 5 地基处理其它方面的发展。

会议由中国土木工程学会土力学及岩土工程分会地基处理学术委员会主办，云南省土木建筑学会建筑结构专业委员会、中国有色金属工业昆明勘察设计研究院承办，云南省勘察设计质量协会；云南大学；昆明理工大学；云南省安泰建筑工程施工图设计文件审查中心；昆明恒基建设工程项目施工图设计文件审查有限公司；建研地基公司；昆明军龙岩土工程有限公司；云南建工基础工程有限责任公司；云南地质工程第二勘察院。

会议地点：昆明泰丽大酒店(四星级)，地址：昆明市环城南路 39 号 ，电话：0871-3305888。

会务组联系人：段春轩(0871-3176056)；传真(0871-3176057)；赖正发(0871-3100096)
地址：云南省昆明市东风东路东风巷 1# 中国有色金属工业昆明勘察设计研究院，邮编：650051，E-mail: djcl_12@163.com

欢迎大家踊跃参加！

云南公路边坡灾害防治方案分析

陈泽富

(云南省公路科学技术研究院, 云南 昆明 650051)

摘要: 云南公路建设中, 边坡灾害较多, 如何使用有限的资金将滑坡或者潜在有危险的边坡稳固, 是当前云南公路建设的重点和难点。文中以云南小黑江到澜沧二级公路 K95+620~K95+860 段滑坡为例, 分析了该滑坡的防治方案, 得出了相关的结论, 为云南公路边坡灾害防治提供了一定的思路。

关键词: 云南公路; 边坡灾害

1 前言

云南省位于北纬 21°08'32"~29°15'08", 东经 97°31'39"~106°11'47", 地处我国西南边陲, 全省东西横跨 864.9 公里, 南北纵长 990 公里, 面积 38.3 万平方公里。

云南从全省范围可分为两大巨型地貌: 程海、红河连线以东称滇东高原盆地区, 区内地形缓和, 地面高程 1500~2500 米, 高原地形保留尚好, 是云贵高原的主要构成部分。程海、红河以西区域, 为滇西山地峡谷区, 著名的横断山脉纵贯区内, 水系发育, 地势崎岖, 高原地形甚少保存。云南的区域地貌轮廓显示出本省地貌类型比较复杂, 形态和成因等方面都显现出不同特征。

云南省的这些地貌特点, 直接导致云南公路建设中大量的边坡灾害发生, 据统计, 云南的边坡灾害居全国前列, 其单点边坡灾害造成的经济损失和人员伤亡最严重, 表 1 列出了近代云南发生的著名的边坡灾害情况。据历史记载滑坡体积最大人员伤亡最多的是 1753 年发生的富源县大格煤田滑坡, 造成 1000 余人丧生, 而边坡灾害损失最严重的是 1989 年漫湾电站滑坡, 损失超过 10 亿。

2 公路边坡防治方案分析

边坡灾害治理工程措施以滑坡治理工程措施为代表, 国际岩土学会划分为四类: (1) 改变斜坡的几何形状; (2) 排水; (3) 支挡结构; (4) 斜坡内部加固。而我国常见的边坡治理工程的类型有坡率法、刚性和柔性支挡、排水三类, 见表 2。

表 1 近代云南著名的边坡灾害

| 灾害名称 | 发生地点 | 发生时间 | 灾害情况 |
|--------|------|--------|---|
| 大格煤田滑坡 | 富源县 | 1753 年 | 滑坡体积约 8km ³ , 体积约 10 亿 m ³ , 其引发的滑坡泥石流造成人 1000 余人丧生, 人员伤亡数最多。 |
| 普福滑坡 | 禄劝县 | 1965 年 | 滑坡体积约 1.7 亿 m ³ , 掩埋 5 个村庄, 443 人丧生。 |
| 头寨沟滑坡 | 昭通市 | 1991 年 | 滑坡体积约 1800 万 m ³ , 造成 216 人死亡, 202 间房屋被摧毁, 300 亩良田被覆盖。 |
| 漫湾电站滑坡 | 漫湾电站 | 1989 年 | 滑坡体积约 10 万 m ³ , 下冲 112 米, 造成浇筑混凝土的三台缆机无法运行, 右岸下切-开挖被中断, 滑坡处理耗资 1.2 亿元, 延误工期 1 年以上, 损失超过 10 亿。 |

表 2 我国常见的边坡治理工程类型

| 类型 | 作用机理 | 适用条件 | |
|------|-----------------------------------|--|---|
| 坡率法 | 按一定的坡率和设分级平台将边坡刷方到稳定边坡, 后部减重前部反压。 | 低矮平坦的边坡或少量刷方不会引起大边坡灾害的地带, 具有减重和反压的条件。 | |
| 刚性支挡 | 抗滑挡墙 | 靠墙底摩擦阻力和墙前被动土压力平衡边坡破坏力, 利用自身重量或部分土体保持墙体不会倾倒。 | 边坡破坏较浅, 破坏力不大的低矮边坡。 |
| | 抗滑桩 | 为侧向受荷, 是将边坡破坏力通过桩身传递到下部锚固段, 由锚固段的桩周抗压力来平衡。 | 适用于松散、软弱、地下水丰富而不易产生锚固力或对锚索有腐蚀作用的地层。 |
| | 锚索桩 | 上端类似绞支, 下端类似弹性固结的梁式结构, 由锚索拉力和桩身抗力抵抗边坡破坏力。 | 适用于变形位置在路基面以下较深的路堑边坡或桥隧地段深层滑动, 在路基面以上时要与其它措施比较。 |
| | 预应力抗滑桩 | 与普通抗滑桩相同, 桩身采用预应力钢筋混凝土。 | 适用于桩身弯矩较大的情况, 对桩长和截面控制设计的桩没有优势。 |
| 柔性支挡 | 锚杆框架 | 框架对坡体起框箍作用, 锚杆锚于稳定岩体中。靠锚固力提供抗滑力, 灌浆对岩体强度有一定加固作用。 | 适用于多级路堑边坡和自然斜坡浅层变形的加固, 变形体的厚度一般不超过 10m。 |
| | 锚索框架 | 框架对坡体起框箍作用, 锚索锚于深层岩体中, 提供较大抗滑力, 预应力改善了边坡岩体的受力状态。 | 适用于加固变形位置在路基面以上或较浅的路堑边坡或自然边坡的深层变形, 可加固具有较大变形破坏力的边坡。 |
| 排水措施 | 仰斜排水孔 | 机械成孔, 孔内安放透水的滤管将地下水引出 | 对面状分布、鸡窝状承压的地下水使用效果好, 对线状分布的地下水效果欠佳。 |
| | 边坡渗沟 | 挖沟槽填渗水材料, 把地下水集中排除。 | 适用于浅层地下水的排除。 |
| | 支撑渗沟 | 沟槽控制在滑面以下, 既有排水作用又有抗滑作用。 | 适用于浅层变形的治理。 |
| | 截排水盲沟 | 靠洞顶以上渗井、渗管形成截水帷幕, 把水集中在洞中排除。 | 适用于深层大量地下水的排除。 |

3 云南小黑江到澜沧二级公路 K95+620~860 段滑坡防治方案分析

云南小黑江桥~澜沧二级公路起点 K0+000 接国道 214 线 K2826+070、与省道 314 线相连。路线总体走向由北向南,大致沿原老路展布,途经上允镇、富帮乡、竹塘乡,止点接国道 214 线 K2964+020,路线全长 137.58608km。该公路所处区域属横断山脉南延的一部份,系云贵高原西南缘,总体地势北高南低。山脉走向大都与构造线一致,呈南北向展布,山峰高程普遍都在 1500~2000m,相对高差 500~1200m。拟建公路沿途地貌类型以构造剥蚀—河流侵蚀中山峡谷、山间凹地、构造剥蚀中山—低中山及岩溶地貌为主。

小澜公路 K95+620~860 段边坡坡高 52m,坡顶地形平缓,有约 20 来户村民居住在坡顶的平台上,且有一条乡村道路穿过坡顶。坡体由全、强风化花岗岩构成(见图 1、图 2、图 3)。



图 1 开挖边坡与滑坡正面



图 2 滑坡后部坡面凹槽

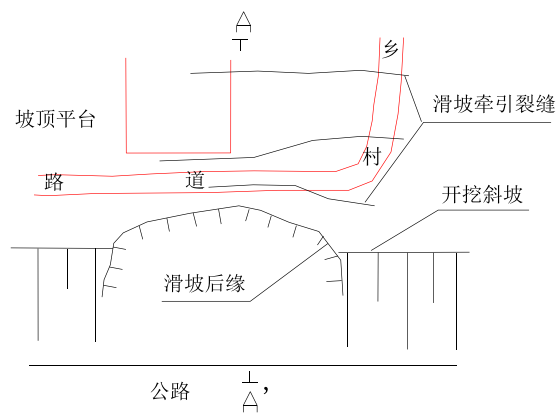


图 3 滑坡平面示意图



图 4 距边坡后缘 40m 处的裂缝



图 5 边坡后缘次级滑体与裂缝

1986 年该段边坡所在区域发生地震，受地震活动的影响，在公路边坡坡顶平台出现地震裂缝，裂缝距离公路边坡开挖面大约 30m，几年后裂缝被填埋。在 2010 年小澜线公路建设中，该边坡表层局部发生滑坡。在经历雨季后，滑坡有所发展，在边坡后缘平台出现滑坡牵引裂缝，缝宽达 2~5cm，最长裂缝大于 20m，后缘裂缝距边坡后缘最宽约 40m（见图 4、图 5）。边坡上部变形有进一步发展的趋势。

该段边坡的原防治方案为锚索框架，但在开挖施工过程中，边坡发生二次滑动，导致原治理方案失效，经进一步的地质勘察，最终确定以下治理方案（图 6）：

- （1）对离坡顶较近的村民进行搬迁，确保村民安全；坡底新建公路路基高度提升，减少边坡下部的开挖。
- （2）对边坡后缘平台变形坡体进行减载，减载可采取分级放坡方法进行。
- （3）分级放坡减载后进行斜坡格梁锚索加固，根据边坡加固需要调整锚索长度。
- （4）坡顶和平台建截排水沟。

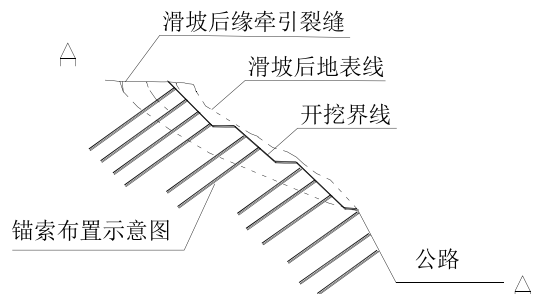


图 6 边坡治理示意图

4 结论

- (1) 边坡灾害治理是一个复杂的工程,要因地制宜,选择适宜的防治方案。
- (2) 在公路建设中,要尽量避免边坡的过量开挖。
- (3) 在边坡灾害锚索锚杆框架治理之前,要充分考虑坡顶卸载和坡脚加压,这样有利于边坡的稳定和治理。

参考文献:

- [1] 王恭先. 滑坡防治中的关键技术及其处理方法[J], 岩石力学与工程学报, 2005, 24(21): 3818-3827.
- [2] 林鲁生, 刘祖德. 滑坡治理的发展概况以及加固方案的选择[J], 广东水利水电, 2001, 2: 38-5.

简 讯

第二届全国复合地基理论及工程应用学术研讨会即将召开

由中国土木工程学会土力学及岩土工程分会地基处理学术委员会、广东省公路学会、中国铁建股份有限公司主办,中国铁建港航局集团有限公司、广东省公路学会岩土工程专业委员会承办的第二届全国复合地基理论及工程应用学术研讨会将于2012年9月19日-21日在广州召开。

会议特邀报告

1. 广义复合地基理论形成及发展。报告人: 浙江大学 龚晓南 院士
2. 复合地基的破坏方式及承载力与稳定问题。报告人: 天津大学 郑刚 教授
3. 桩网复合地基工作机理与设计方法。报告人: 铁道科学研究院 刘国楠 研究员
4. 珠江三角洲淤泥结构性与加固技术。报告人: 中国铁建股份有限公司 王盛源 教授级高工
5. 挤密砂桩复合地基在港珠澳大桥海底隧道人工岛的应用。报告人: 港珠澳岛隧项目部 刘晓东 教授级高工
6. 高速铁路软弱地基处理措施及效果。报告人: 中铁第一勘察设计院集团有限公司 王应铭 副总工
7. 刚性桩复合地基在工后沉降控制中的应用。报告人: 南京水利科学研究院 姜炎 教授
8. 《广东省公路软土地基设计与施工技术规定》解读。报告人: 中国铁建股份有限公司 刘吉福 副总工

本次会议在广州市越秀区沿江东路463号珠岛宾馆召开,会议联系人: 谭祥韶, 电话: 13829782468, 传真: 020-84564033 (请注明谭祥韶收)。

欢迎参加!

简 讯

第一届全国非饱和土与特殊土力学及工程学术研讨会征文

为促进非饱和土与特殊土的理论和技术发展,以科技创新为中心议题,对非饱和土、黄土、膨胀土、冻土、膨润土、盐渍土、红粘土、人工填土等特殊土(软粘土除外)的基本性质、测试技术、地基处理、基坑支护、桩基工程、地下工程、边坡工程、环境工程和数值分析等方面的研究新成果和工程新经验进行广泛深入的学术交流,由中国土木工程学会土力学及岩土工程分会非饱和土与特殊土专业委员会主办,中国人民解放军后勤工程学院承办,重庆交通大学、兰州理工大学、机械工业勘察设计研究院、西安理工大学和《岩土力学》编辑部协办的第一届全国非饱和土与特殊土力学及工程学术研讨会将于 2013 年 10 月 12-13 日 在重庆市举行。会议征文内容如下:

非饱和土与特殊土的基本性质(包括持水特性、渗水特性、变形特性、强度特性、透气特性、细-微观结构及其演化特性等)和室内试验新设备;② 非饱和土与特殊土的力学理论(包括本构模型、强度理论、固结理论、稳定理论、土压力理论、承载力理论、渗流理论、热-水-力-气(汽)-化学多场耦合理论等);③ 非饱和土与特殊土地区的地基处理和基础工程;④ 非饱和土与特殊土地区的土工建筑物和高边坡(包括土石坝、防洪/浪堤、渠道、路堤、挖方填方、高填方、尾矿坝、灰坝、平山造地等);⑤ 非饱和土与特殊土地区的深基坑和地下工程(包括地下输水渠道、铁路/公路隧道、地铁站等);⑥ 非饱和土与特殊土地区的地质灾害/水土流失的机理和防治;⑦ 非饱和土与特殊土相关的现场测试新技术;⑧ 非饱和土与特殊土相关的新材料和新工法;⑨ 非饱和土与特殊土相关的重大岩土工程实录和新经验;⑩ 废弃物工程处置的岩土工程屏障设计和分析;⑪ 非饱和土与特殊土相关的数值分析方法及工程应用

● 论文要求和重要日期

论文要求:(1) 论文要求尚未公开发表,论点明确,论据可靠,数据准确,文字精炼,引用文献明确出处,字数控制在 6 页内。(2) 论文内容务必实事求是,不得侵犯他人著作权,不涉及保密内容,文责自负。(3) 会议论文格式一律按照《岩土力学》期刊格式撰写。(4) 务必注明作者详细通讯地址、邮编、联系电话及 E-mail 地址。论文经《岩土力学》编辑部组织专家评审通过后,在《岩土力学》正刊和增刊发表。

论文全文提交:2013年03月31日前;论文修稿通知:2013年05月31日;论文修改稿截止日期:2013年06月30日;会议注册通知:2013年08月31日;会议时间:2013年10月12~13日,会议地点:中国重庆

● 联系方式

地址:重庆市沙坪坝区大学城后勤工程学院建筑工程系 邮编:401311

联系人:黄雪峰 13018305596 方祥位 13101306926

孙树国 13608398006 郭剑峰 13220373973

E-mail: fangxiangwei1975@163.com (方祥位)

guojianfeng@yahoo.cn (郭剑峰,投稿邮箱)

复杂地质条件下的冲孔灌注桩施工技术

韦兴标, 邓勇

(广西水文地质工程地质勘察院, 广西 柳州, 545006)

摘要: 本文结合贵港市阴坑矿山地质环境治理工程 3[#]桩板坝冲孔灌注桩施工实际情况, 介绍在毛石混凝土护坦下存在大量的松散尾矿矿渣、块石及漂石和河谷岩层倾角大等复杂地质条件下, 采取“泥浆护壁, 机械成孔”预防孔壁坍塌, 采用“低锤轻打或回填片石粘土”方法进行预防冲孔偏斜或纠正冲孔偏斜, 成功地解决在该松散状尾矿矿渣、块石及漂石和河谷岩石倾角大等复杂地质条件下成孔困难的技术难题。

关键词: 松散尾矿矿渣; 冲孔灌注桩; 偏斜预防; 纠偏措施

1 概述

在上世纪八~九十年代, 龙头山金矿矿区非法采矿猖獗, 非法采矿者以赢利为目的, 无任何环境保护措施, 矿山坑道开采, 排放的大量矿渣无固定的尾矿渣库堆放, 矿渣就近在坑口随意堆放, 雨季随水流到低洼处沉积, 最终堆积于旱河河道中。旱河地处中低山地貌区, 地形陡峻, 汇水面积较大, 堆积于河道中的松散矿渣在强降雨作用下极易产生泥石流地质灾害。1993年和1997年该河道曾两次发生泥石流灾害, 冲毁数十间民房, 数十户农户被迫迁移, 同时造成下游杨村近百亩农田被淤积埋占。日前在旱河银山口~原天平山矿址段长约2km河道中堆积的矿渣厚度最大达15m, 一般在6~10m之间, 总体积约1000多万 m^3 , 而原有的浆砌石重力拦渣坝已淤满。上游山体上历史上遗留的矿渣估算仍约有450万 m^3 , 堆积矿渣粒径一般在1~5cm之间, 粘性极差, 处于松散状态中, 这部份矿渣在强降雨或较大规模的崩塌、滑坡作用下, 产生较大规模的泥石流灾害可能性较大, 且无任何有效拦挡设施, 直接威胁下游两侧较密集村庄、农田、公路G324线和铁路黎湛线等交通大动脉安全, 危害性大。

受贵港市国土资源局委托, 我院承担该矿山地质环境治理工程的施工任务, 3[#]坝设计为钢筋混凝土桩板坝, 目的是对原有浆砌石重力坝进行加固, 设计位置在原有浆砌石重力坝前缘, 紧靠坝沿; 结合原有浆砌石重力拦挡坝, 加高坝顶至高程160.48m(高出坝面约4.0m)增加库容以满足尾矿渣堆场要求。3[#]钢筋混凝土桩板坝设计采用6根 ϕ 1200mm桩长5.0~12.0m、入岩深度要求2.5~5.5m人工挖孔灌注桩和19根 ϕ 1500mm桩长19.8~30.8m、入岩深度要求8.5~10.0m冲孔灌注桩作为坝基础。

2 工程地质特征与水文地质条件

2.1 场地内工程地质特征

3[#]钢筋混凝土桩板坝设计将其设置于现浆砌石重力坝前缘,紧靠坝沿。结合现有浆砌石重力拦挡坝,加高坝顶增加库容以满足要求。该坝址位于现沟谷矿渣淤集场的末端,坝址断面宽72m。岩层倾角大:左侧岸坡坡度38°;右侧岸坡下陡上缓,下部坡度约61°,上部坡度约11°。左右岸坡均为中风化石英砂岩裸露,岩体较完整坚硬。现有浆砌块石重力坝高7.20m,历经二次修建,第一次修建于1992年,第二次修建于2001年,在前次的基础上加高加宽。

根据钻孔揭露,场地内地层岩性自上而下分述如下:

(1) 浆砌块石拦挡坝:由砂浆块石组成,浆筑质量较好,厚度3.2~7.3m。

(2) 块(漂)碎石混粘性土:粗颗粒多为石英砂岩块(漂)石,粒径多为30~60cm,含量约40~70%,最大的粒径约90cm。粗粒间混杂棕黄色粘性土、砾砂等,含量约30~40%。为沟谷冲洪积物。分布于沟谷底及沟谷右岸。厚度5.2~7.2m。

(3) 松散状中砂:灰黄色,石英质,杂质较少,夹部分砂岩碎石块,粒径10~20cm不等,含量20~30%。潮湿饱和。该层位于河谷中部的ZK8、ZK9号钻孔揭露,层厚度1.8~2.1m,顶面埋深4.5~6.2m。

(4) 中风化砂岩(D₁L):泥盆系下统莲花山组,浅灰色-棕灰色,节理裂隙较发育,石英质,坚硬质脆,岩芯多呈柱状。顶面呈“U”形起伏,中部最大埋深9.25m,该层未钻穿。

2.2 场地内水文地质条件

3[#]坝址勘察区内的地下水按其含水介质的不同划分为第四系松散堆积层孔隙水和基岩裂隙水两种类型。第一层孔隙水位于沟谷底部的ZK8、ZK9号钻孔,水位埋深0.45~0.50m,具统一水面,为赋存于冲洪积块(漂)石混粘性土层和砂砾层中的孔隙性潜水,水位埋深浅,直接接受沟谷中上游地下潜水及山沟两侧山体裂隙性水侧向补给,水量丰富,透水性良好;第二层基岩裂隙水:3[#]坝址区的中风化砂岩节理裂隙发育,层厚度较大(大于10m),根据区域水文地质资料,该层裂隙水水量较大,构中钢筋渗透性好。

依据水质分析报告,3[#]坝地下水PH=4.5,对混凝土结具中等腐蚀;CL⁻=127.69.1mg/l(折算后)浸水情况下对钢筋混凝土结构中钢筋无腐蚀性,干湿交替情况下对钢筋混凝土结构中钢筋具弱腐蚀性;对钢结构具弱腐蚀性。

3 冲孔灌注桩施工技术

3.1 机械冲击成孔施工技术

(1) 泥浆护壁,机械冲击成孔:因施工现场存在大量结构松散尾矿矿渣、块石及漂

石, 桩孔极易坍塌, 故采用“泥浆护壁, 机械冲击成孔”方法成孔, 有效地预防桩孔坍塌, 同时利用泥浆循环将孔内岩屑携带到地面, 保持孔内干净, 提高冲击钻进成孔效率。因施工现场缺乏粘土, 外购当地黄土或粘性土孔内自行造浆。

(2) 泥浆要求: 成孔时泥浆密度为 $1350\sim 1450\text{kg/m}^3$, 漏斗粘度为 $50\sim 70\text{s}$, 含砂率控制在 5% 左右; 桩身混凝土浇灌时泥浆密度为 $1150\sim 1200\text{kg/m}^3$, 漏斗粘度为 $25\sim 35\text{s}$, 含砂率应严格控制在 3% 以内。

(3) 桩位处在河谷岩上, 岩层倾角大, 桩孔极易偏斜。当冲击锤头刚与基岩接触时, 先采用“低锤轻打”方法冲击成孔, 待冲击锤头冲击至完整基岩 0.5m 后, 再采取正常冲击成孔技术参数进行冲击成孔, 能有效地预防桩孔偏斜。

(4) 桩孔偏斜: 在冲击成孔过程中, 如发现桩孔偏斜时, 应当及时进行纠斜。在桩孔偏斜段用片石: 粘土为 $3:1$ 的片石粘土回填, 回填到偏斜段以上 1.00m ; 后采取“低锤轻打”方法进行纠正桩孔偏斜, 能有效地纠正桩孔偏斜。如 $16\#$ 桩在 4m 遇基岩, 孔深 5.0m 处发现桩孔偏斜, 用 $3:1$ 的片石粘土回填至基岩, 采取“低锤轻打”方法纠斜, 圆满地完成纠斜。

(5) 桩孔遇岩后, 应当及时捞取岩样, 以供勘察单位现场鉴别确认; 当桩孔入岩深度满足设计要求后, 应及时通知业主、监理单位进行终孔验收。

3.2 泵送混凝土浇灌桩身施工技术

(1) 当桩孔深度满足设计要求后, 应当用泥浆泵继续泵送泥浆将桩底岩屑清除。待桩底干净后, 及时起钻安放并固定钢筋笼和灌浆导管。

(2) 桩身混凝土浇灌前的检查验收: 当钢筋笼和灌浆导管安放好后, 应当及时检查桩底沉渣厚度和孔内泥浆密度及含砂率是否满足设计及有关施工规范要求, 如满足要求, 应及时浇灌桩身水下混凝土; 如桩底沉渣厚度和孔内泥浆密度及含砂率超标, 应当用灌浆导管进行二次清孔和换浆, 直到满足要求为止。

(3) 桩身水下混凝土浇灌工艺: 所有的桩身水下混凝土经漏斗和灌浆导管进入桩底自致密实, 其中首斗混凝土的灌注量必须满足埋管深度 1.5m 以上的要求, 并随着孔内混凝土的不断增加, 埋管深度逐渐增加, 逐节拆除灌浆导管, 直到满足设计要求为止。在桩身水下混凝土浇灌过程中, 应当保证水下砼灌注的密封性好, 且保持桩身混凝土浇灌的连续性; 本工程桩身水下混凝土浇灌采取混凝土泵送进行浇灌, 具有灌注时间短, 连续性好等优点。

(4) 合理控制桩顶超灌高度, 保证桩头混凝土质量。因本工程所有桩身混凝土分两段施工, 即毛石混凝土护坦以下采用冲击成孔, 灌注水下混凝土; 毛石混凝土护坦以上的桩柱部分采用支圆形钢模, 浇筑常态混凝土成型。为保证冲孔灌注桩桩头质量, 桩顶超灌高度应当控制在 0.50m 左右。

(5) 桩柱混凝土浇灌: 采用支撑脚手架和圆形钢模, 应当保证圆形钢模接头连接接头密封性能好, 不漏浆, 不暴模, 同时脚手架的搭设应当水平、稳固, 并应有足够的承载能力, 确保浇筑常态混凝土成型正常施工。为确保桩柱混凝土的施工质量, 应当采取“分

层浇筑、分层振捣密实”方法进行, 分层厚度应控制在 0.50~0.80m。

4 施工注意事项

(1) 在机械成孔过程中, 应经常清除泥浆循环沟和泥浆池内岩屑, 避免桩底岩屑重复破碎, 提高冲击成孔的效率。

(2) 在结构松散的尾矿矿渣、块石和漂石等复杂地质条件下, 应当充分利用泥浆护壁, 预防桩孔坍塌, 并保持泥浆性能。

(3) 在桩身水下混凝土浇灌过程中, 必须待商品砼公司提供有足够混凝土时, 通常情况下应有 2 车约 18m³ 混凝土到现场后才能进行浇灌, 并要求商品砼公司保证后续混凝土供应的连续性。

(4) 合理控制冲孔灌注桩桩顶超灌高度, 保证桩顶混凝土质量。

(5) 桩柱混凝土浇筑应采取“分层浇筑、分层振捣密实”方法进行, 确保桩柱混凝土施工质量。

5 结束语

(1) 该工程施工地处河谷中, 应当选择在枯水季节进行, 可避免因暴雨诱发的泥石流。6 月 24 日特大暴雨诱发泥石流, 上游围堰、通往现场道路部分路段、原浆砌石大坝毛石混凝土护坦等被冲毁, 施工用桩机被冲走 10 余米, 桩机部分工具及钢筋等材料被冲走。

(2) 在松散尾矿矿渣、块石及漂石等复杂地质条件下, 采取“泥浆护壁, 机械成孔”能有效地预防孔壁坍塌, 关键在于用好泥浆并保持泥浆性能。

(3) 在河谷岩层倾角大地段成孔, 桩孔极易偏斜, 但采用“低锤轻打或回填片石粘土”方法可有效预防冲孔偏斜。在成孔过程中, 如发现桩孔偏斜时, 可采取回填“片石粘土”方法进行纠正。

双轴深层水泥搅拌桩在实际施工中的应用

袁文忠

(浙江省大成建设集团有限公司 浙江 杭州 310012)

摘要: 本文介绍了双轴深层水泥搅拌桩在某工程基坑加固中的应用。介绍了施工质量控制的技术措施, 施工注意事项, 分析了影响防修效果的主要原因。

关键词: 双轴水泥搅拌桩; 质量控制措施; 防修效果分析

1 工程概况

拟建工程位于宁波市东部新城, 距宁波市中心约 10km。场地北侧为建设中的宁波市行政综合楼, 南侧为规划的公园, 东侧、西侧有待建的工程。场地现状地势平坦开阔。北侧行政综合楼作为行政中心区一期工程, 目前基坑已施工完成, 和本工程基坑相距约 18m; 其余各侧为农田和空地, 并有少量 1~2 层房屋。东、西两侧有现状河宽 10~20m, 需回填, 河床底绝对标高约 0.0m 左右。

本工程围护分为两部分, 一部分车库基坑部分, 采用钻孔灌注桩+高压旋喷桩止水帷幕作为围护结构, 设一道临时钢筋混凝土内支撑。第二部分为车站基坑, 位于车库主基坑内, 车站基坑采用地下连续墙作为围护结构。

根据土方论证会专家意见及设计要求, 在车站基坑坑底增加土体抽条加固, 加固范围坑底下 3 米。加固方式采用双轴水泥搅拌桩。

2 场地工程地质条件

2.1 地质情况

根据土层的沉积年代, 沉积环境, 岩性特征及物理力学性质, 同时结合野外钻探, 将勘察深度范围内的地基土划分为 9 个工程地质层, 并细分为 25 个工程地质亚层。

2.2 场地水文地质条件

根据地下水含水层介质、水动力特征及其赋存条件, 场地范围内与工程有关的地下水可分为松散岩类孔隙水潜水和孔隙承压水。

2.3 地下水侵蚀性及评价

(1) 孔隙微承压水为微咸水。按照《岩土工程勘察规范》(GB50021-2001) 进行判定, 浅部孔隙微层压水对混凝土结构无腐蚀性, 对钢筋混凝土结构中的钢筋具弱腐蚀性, 对钢

结构具中等腐蚀性，应采取相应的防腐蚀措施。

(2) 与本工程关系较为密切的承压水主要是第 1 孔隙承压含水层，孔隙微承压水为微咸水。按照《岩土工程勘察规范》(GB50021-2001) 进行判定，浅部孔隙微层压水对混凝土结构无腐蚀性，对钢筋混凝土结构中的钢筋具弱腐蚀性，对钢结构具中等腐蚀性，应采取相应的防腐蚀措施。

3 施工工艺

3.1 固化原理

深层水泥搅拌桩是利用水泥等材料组成的水泥系作为固化剂，通过特殊的深层搅拌机在地基深处就将软土与水泥浆强制拌和后，由固化剂和软土间所产生的一系列物理和化学反应，首先发生水泥分解，水化反应生成水化物，然后水化物胶结与颗粒发生粒子交换，因粒化作用，以及硬凝反应，使软土硬结成具有整体性、水稳定性和一定强度的水泥加固土，从而提高地基承载力及改变地基土物理力学性能，达到加固软土地基效果。

3.2 工艺流程

水泥搅拌施工工艺流程见图 1。

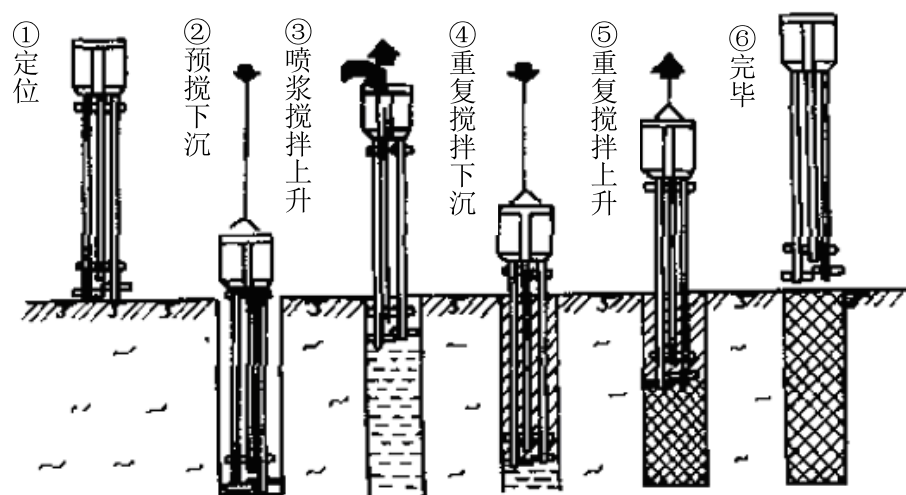


图 1 水泥搅拌桩施工工艺流程

3.3 搅拌桩施工工艺

双轴搅拌桩施工工艺流程见图 2，施工前应进行下列两类试验：

(1) 室内配比试验。由建设单位、设计院会同施工单位和监理人到现场采集土样，进行水泥土的配比试验，测定各水泥土的不同龄期、不同的水泥掺入比、试块抗压强度，为搅拌桩施工寻求最佳的水灰比、水泥的掺入比配方，土样取样数量一般不少于 2kg，采集的样要用取样盒装好后并用石蜡密封，或者密封在双层塑料袋内，防止水份蒸发。制作

水泥石试块所用的土、水泥以及外加剂的数量要称重和作好记录，水泥和土要搅碎调均匀。

(2) 现场试验。在搅拌桩正式施工前 28 天，应进行搅拌桩现场试验，由建设单位、设计单位会同施工单位和监理人选择具有代表性的场地作为搅拌桩施工的试验场地。检验设计参数和施工工艺是否合理，进行工艺试桩超过 10 根，选 5 根桩进行抽芯和做单轴挤压试验，并确定灰浆泵输浆量、灰浆经输浆管到达喷浆口时间以及起吊提升速度等参数，施工工艺试验结果通过监理人的审批后才能开始搅拌桩的正式施工。

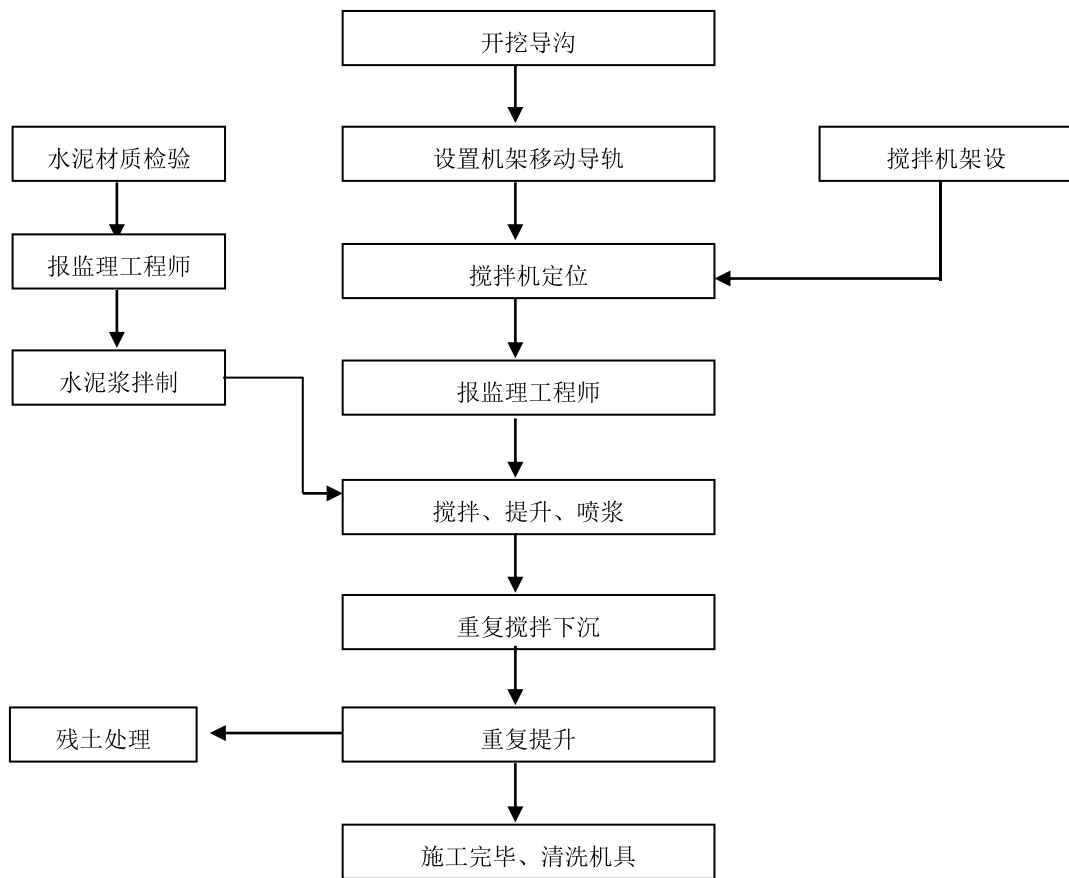


图 2 双轴搅拌桩施工工艺流程图

4 施工方法

(1) 测量放样、沟槽开挖：将场内杂物等清除掉，清除桩位处地上地下一切障碍（包括大石块、树根和生产垃圾），场地低洼处用粘性土料回填夯压；施工轴线和孔位布设：根据现场轴线、控制点、水准点放出桩位轴线，打好钢筋定位桩，桩位布置与施工图纸误不得大于 3cm，请监理复核验收，并妥善保护，再放出沟槽灰线后安排 0.8m³ 挖土机或人

工开挖样槽，并将余土合理堆放，做到及时外运。

(2) 就位对中：搅拌桩采用双头钻机施工，桩与桩的搭接为 150mm，施工间隔不超过 24 小时。水泥搅拌桩机移到预定桩位，要求成桩设备安装就位平整和稳固，以确保施工中不发生倾斜、移动，在桩架上设置用于施工中观测深度和斜度的装置。

(3) 预搅下沉：搅拌机钻进下沉时，待深层搅拌机冷却水循环正常后启动搅拌机，放松起重机钢丝绳，使搅拌机沿导向架切土搅拌下沉。

(4) 固化剂浆液：按照试验测定和认可的水泥浆液配合比和固化剂与外掺剂，由复勘后设计的桩长计算出搅拌桩需喷浆量，将材料放入搅拌机中加水进行水泥浆液搅拌制备，经检验合格后输入蓄浆池准备输灌。

(5) 第一次喷浆搅拌提升：搅拌桩喷浆采用二次搅拌二次喷浆完成，第一次为水泥用量的 70%，第二次为 30%。搅拌头下沉到设计标高后，开启压浆泵，证实浆液从喷嘴喷出时启动桩机向下旋转钻进喷浆成桩并连续稳定喷入水泥浆液，搅拌头一边搅拌提升，一边喷浆，使灰浆与土体拌和。

(6) 重复搅拌下沉：水泥搅拌桩喷浆提升设计标高后，关闭灰浆泵。为使软土和浆液搅拌均匀，搅拌头再次下沉。

(7) 重复搅拌提升：搅拌头第二次下沉到设计深度以后，开启注浆泵，进行第二次喷浆提升、搅拌。搅拌头提升设计标高时，关闭注浆泵。

(8) 关闭搅拌机，清洗：贮料罐中注入适量清水，开启灰浆泵，清洗全部管路中残存的水泥浆，直到基本干净，并将粘附在搅拌头的泥土清洗干净。

(9) 移位至下一根桩：搅拌机移位到下一根桩，重复以上工序，完成下一根桩。

5 施工质量控制的技术措施

(1) 该工程搅拌桩桩径为 $\Phi 700$ ，密排桩搭接 150mm，采用双轴搅拌桩机施工，水泥采用 32.5#普通水泥。

(2) 按照配比，搅拌桩采用 32.5#普通水泥作固化剂，加固区水泥含量 20%，-0.5m(地面标高为 2.5m)到加固区顶水泥含量 7%，-0.5 以上不参加水泥。固化浆液要严格按预定的配比拌制，制备好的浆液不得离析、不得停置时间过长。喷浆搅拌的水泥掺入量、固化剂浆液掺入量严格按预定的配比拌制，制备好的浆液不离析、不停置时间过长，超过 2h 的浆液作废浆处理。浆液倒入集料斗时加筛过滤，以免浆内结块损坏泵体。泵送浆液前管路应保持潮湿，以利输浆。拌制浆液的罐数设专人统计记录，固化剂、外掺剂用量、提升速度和泵送浆液的起止时间由专用的自动记录设备统计记录。

(3) 下沉速度由电机的电流监测表控制，工作电流不应大于 10A，预搅时不宜冲水，当遇到较大硬土层下沉太慢时，可适量冲水，以利钻进；下钻时使钻头边旋转边钻进，保持速度 1.5 m/min，转速 30r/min，下钻到离桩底 1 m 时，调整钻速，保持 0.3 m/min，使压浆前的土体充分松动、粉碎，有利于第一次压浆。同时，使用流量泵控制输浆速度，使

注浆泵出口压力保持在 0.4~0.6MPa, 并应使搅拌提升速度与输浆速度同步, 喷浆过程中, 如发现套管漏浆或堵管则应立即停止喷浆。经常观察供浆计量仪的数字变化, 若发现明显减少或突然停止, 要立即记录, 以利于补浆或复搅。当浆液达到出浆口后, 喷浆座底 30s, 使浆液完全到达桩端。

(4) 搅拌桩施工期间应进行基础加固区的沉降观测, 掌握整个加固区的沉降变形, 作为评价地基加固效果和使用维护的依据。完工后按监理人的要求提交有关的观测资料。

(5) 搅拌前要检查管路系统, 管路应保持潮湿, 以利输浆。设备的压力和排量必须满足设计要求, 管路系统的密封圈必须良好, 各通道不得有杂物。泵送浆液过程中, 泵的压力必须足够和稳定, 供浆必须连续, 拌和必须均匀。如遇到浆液硬结堵管, 必须立即拆卸输浆管道, 清洗干净。

(6) 水灰比 0.5, 施工时应保证桩身均匀性和连续性。相临桩间歇不得超过 24 小时, 喷浆搅拌时钻头, 下沉速度不小于 1.0m/min, 提升速度不大于 0.5m/min, 采用二上二下共四次搅拌, 浆液在两次提升时喷射。

(7) 前台操机与后台供浆密切配合, 联络信号必须明确, 前台搅拌机喷浆提升的次数和速度符合已定的施工工艺, 后台供浆连续, 一旦因故停浆, 立即通知前台, 为防止断桩和缺浆, 将搅拌机下沉至停浆点以下 0.5m, 待恢复供浆时再喷浆提升, 如因故停机超过 3h, 为防止浆液硬结堵管, 拆卸输浆管路, 妥为清洗。

(8) 桩长的控制

1) 钻杆标线控制法: 施工之前应丈量钻杆长度, 可用红色油漆在钻杆上划桩长的明显标志(桩长应不小于设计要求), 以便掌握钻杆钻入深度、复搅深度, 确保设计桩长;

2) 度盘读数控制法: 杆钻入深度的圆盘, 通过指针读数可直接反映出钻桩的长度(注意开钻之前, 指针读数必须为零)。

6 施工注意事项

(1) 现场场地应予以整平, 必须清除地上和地下一切障碍物。场地低洼时应抽水, 分层夯实回填粘性土料。开机前必须调试, 检查桩机运转和输浆管畅通情况。

(2) 根据实际施工经验, 水泥土搅拌法在施工到顶端 0.3~0.5m 范围时, 因上覆压力较小, 搅拌质量较差。因此, 施工的桩顶标高应比设计确定的基底标高再高出 0.3~0.5m, 待开挖基坑时, 再将上部桩身质量较差的 0.3~0.5m 桩段凿去。

(3) 搅拌桩的垂直度偏差不得超过 1%, 桩位布置偏差不得大于 50mm, 成桩直径和桩长不得小于设计值。为保证搅拌桩的垂直度, 注意桩机平台的平整度和导向架对地面的垂直度, 使垂直度偏差不超过 1%。为保证桩位准确度, 必须使用定位卡, 使桩位偏差不大于 3cm。用经纬仪测桩架在 X、Y 方向的垂直度, 桩架垂直度要求小于 1/300。

1) 调整机身两边的拉杆, 使机身纵向竖直;

2) 调整机身下边的四个带液压装置的支撑脚, 使机身横向竖直;

3) 纵横向都竖直后, 钻杆上的悬锤线就会指向中心刻度并紧靠在中心度盘处。

对设计要求搭接成壁的桩应连续施工, 相邻桩施工间隔时间不超过 24h。如间歇时间太长与第二根无法搭接, 应在设计和监理人认可后, 采取补救措施。

(4) 施工前应确定搅拌机械的灰浆泵输浆量、灰浆经输浆管到搅拌机喷浆口的时间和起吊设备提升速度等施工参数, 并根据设计要求通过工艺性成桩试验, 确定搅拌桩的配比等各项参数和施工工艺。宜用流量泵控制输浆速度, 使注浆泵出口压力保持在 0.4~0.6MPa, 并使搅拌提升速度与输浆速度同步。

(5) 制备好的浆液不得离析, 泵送必须连续。拌制浆液的罐数、固化剂和外掺剂的用量以及泵送浆液的时间等应有专人记录。

(6) 为保证桩端施工质量, 当浆液达到出浆口后, 应喷浆持续 30s, 使浆液完全到达桩端。

(7) 施工时因故停浆, 宜将搅拌机下沉至停浆点以下 0.5m, 待恢复供浆时再喷浆提升。若停机超过 3h, 为防止浆液硬结堵管, 宜先拆卸输浆管路, 予以清洗。

(8) 壁状加固时, 桩与桩的搭接时间不应大于 24h, 如因特殊原因超过上述时间, 应对最后一根桩先进行空钻留出榫头以待下一批桩搭接, 如间歇时间太长(如停电等), 与第二根桩无法搭接时, 应在设计和建设单位认可后, 采取局部补桩或注浆措施。

(9) 施工的钻机上, 应配置和安装经有关部门认可的水泥浆量计量装置, 自动记录每根桩各次钻头下钻深度、提升高度和水泥浆液用量。

7 深层水泥搅拌桩在防渗处理中的施工特点

深层水泥搅拌桩可用于增加软土地基的承载能力、减小沉降量、提高边坡的稳定性。应用于地基防渗处理的深层水泥搅拌桩, 要达到止水目的, 所有桩必须连成整体, 形成地下防渗墙, 没有窟叉、断桩等不良现象, 这对深层水泥搅拌桩的成桩质量提出了更高的要求。《软土地基深层搅拌加固法技术规定》(YBJ225-91) 规定, 水泥搅拌桩的桩位误差不大于 50 毫米, 桩身垂直度误差不超过 1.5%即可认为施工质量合格。但作为防渗帷幕的搅拌桩, 如设计采用桩径为 $\Phi 700$ 的水泥搅拌桩, 桩长 10 米, 搭接为 150 毫米, 不考虑桩位的误差, 单是允许的垂直度误差 1.5%, 单桩就可达到 150 毫米; 如果两个桩相背偏差, 中间误差就可能达到 $150 \times 2 - 150 = 150$ 毫米; 如果再出现相背的桩位偏位, 则误差可达到 300 毫米, 作为同时有防渗处理要求的搅拌桩将完全失去截水作用。

8 影响水泥搅拌桩防渗效果的主要原因

深层水泥搅拌桩施工中影响质量的主要因素是强度、窟叉和断桩, 而防渗性能的主要影响因素是窟叉(桩体未能连成整体)。窟叉产生原因主要有垂直度偏差、桩径偏小、桩

位偏移、浆液冲走等因素。

8.1. 垂直度偏差的主要原因:

(1)规范规定的允许偏差值偏大,在防渗桩中设计要求标准需提高;(2)场地未平整,引起桩机难垂直;(3)桩机钻孔搅拌前未调整到规定垂直度;(4)搅拌头动力不足,在搅拌过程中产生偏移;(5)钻杆偏细扭动,产生垂直度偏差;(6)地表层有块石,迫使钻杆偏移。

8.2. 桩位偏差的主要原因:

(1)规范规定的允许偏差值偏大,在防渗桩中需提高标准;(2)定位时以目测估计,产生误差;(3)表土块石使桩位偏移;(4)相邻桩搭接间隔时间过长。

8.3 桩径偏小的主要原因:

(1)搅拌头叶片磨损,桩径变小;(2)灌浆泵压力不足,桩径偏小;(3)水泥掺入量不足,使搅拌不匀,桩径偏小;(4)水泥结块,浆液不匀,使桩径偏小;(5)钻杆上下速度过快,搅拌不匀使桩径偏小;(6)喷与搅不同步,使桩径变小(缩颈);(7)未做到“四搅二喷”,搅拌不匀使桩径偏小。

8.4 浆液冲走的主要原因:

(1)地基砂层渗漏大,浆液被带走;(2)外江水位高,造成水力梯度大,浆液被带走;(3)堤内大量抽取地下水,造成水力梯度大,浆液被带走;(4)水泥凝结时间过长,浆液慢慢被冲走;(5)水泥及填充料掺入量未能填满砂层的空隙,在水流的作用下,浆液被带走。

9 总结

本文介绍了双轴深层水泥搅拌桩在实际工程中的应用情况。该深层搅拌水泥土桩围护为土、桩格栅结合体共同受力体系,在基坑28天的使用过程中,无任何明显的弯折破坏;桩体完好无缺陷;桩体最大位移58mm;坑内渗水量满足现场施工要求,大大节约抽降水台班及坑内支护,既达到满足基坑围护功能又降低围护造价的目的。

近年来,随着施工技术和施工条件的发展,深层搅拌水泥土桩的应用范围越来越广泛,除了作为一种复合地基使用之外,更多是作为一种经济型的基坑围护结构得到推广。将基坑围护结构和基坑施工及周围环境的保护作为一个统一的整体进行设计和施工,并在实施过程中进行严密控制协调,既能确保基坑和周围环境的安全,又使工程造价降低、缩短工期。对于深基坑中的水泥土桩挡墙使用,应认真验算墙体的抗折强度及侧向位移,并根据实际情况采取有效措施,以确保围护的使用安全。

参考文献:

- [1] 曾国熙,地基处理手册[M].北京:中国建筑工业出版社,1995.
- [2] 林宗元,岩土工程治理手册[M].沈阳:辽宁科学出版社,1993.

高压旋喷桩在某县城道路上排污水管埋设施工中的应用

韦耀龙, 邓勇, 韦兴标, 曾喆

(广西水文地质工程地质勘察院, 广西 柳州, 545006)

摘要: 本文结合南宁市某县城道路上排污水管埋设施工实际情况, 介绍管沟处在地下水位高、管沟的回填土等复杂地质条件, 采取高压旋喷方法对排污水管两侧回填土进行加固处理, 既提高管线两侧软弱地基土的压缩模量和自稳性, 同时该旋喷固结体起到止水帷幕作用, 大幅度提高排污水管沟土方开挖和铺设进度。

关键词: 排污水管埋设; 管沟开挖极易坍塌; 地下水位高; 回填土; 高压旋喷处理;

1 前 言

随着生活水平不断提高, 人们对生活环境质量要求越来越高, 城镇居民生活条件不断得到改善, 为了减少城镇居民生活污水对其生活环境污染和改善城镇居民生活环境条件, 使城镇居民生活污水得到有效处理。南宁市某县城居民生活排污水管铺设工程, 设计从县城东、经城中区至城南、长约 5km 的沿既有县城道路方向铺设, 开挖深度 2m, 铺设直径 $\phi 1000\text{mm}$ 钢筋混凝土涵管。在管沟开挖过程中, 发现城中区至城南段混凝土路面下方原为回填土, 且地下水水位高, 地质条件复杂, 管沟土方严重坍塌, 无法铺设钢筋混凝土涵管。为确保管沟开挖及涵管铺设顺利和施工安全及道路行车安全, 在管沟开挖前, 先对管沟两侧回填土进行高压旋喷注浆处理, 提高管沟两侧回填土承载能力和自稳性, 同时在管沟两侧形成一道有效防水帷幕, 大幅度提高排污水管沟土方开挖和钢筋混凝土涵管铺设进度。本次高压旋喷注浆共完成高压旋喷注浆孔 2000 个, 累计高压旋喷进尺约 10000m, 注浆消耗水泥约 500t。

2 工程概况

2.1 场地内工程地质与水文地质条件

(1) 场地内工程地质条件: 场地内自上而下依次为混凝土路面及垫层、回填土及耕植土、粉土及含圆砾中砂, 其中路面混凝土厚 30cm, 路基垫层厚 30~50 cm, 回填土厚 1.00~4.50m, 耕植土厚 20~30 cm, 粉土及含圆砾中砂厚 5.00~7.50m。

(2) 场地内水文地质条件: 排污水管网区内主要为地下水径流排泄区, 地下水位埋深一般为 0.50~1.20m, 水量 10~15m³/h, 水量丰富。

2.2 施工场地环境条件

该污水处理工程排污管铺设施工场地虽较为平整，但排污水管管道沿县城道路铺设，且在确保县城道路正常运行情况下进行铺设，受沿街门面和道路车辆及行人影响较大，为确保高压喷射注浆施工安全，必须围栏施工，施工条件较复杂。

3 高压旋喷注浆设计

本次采用高压旋喷注浆法对管沟两侧软弱地基土进行加固处理，不仅是提高管沟两侧软弱地基土承载力和水平抗剪强度，提高其稳定性，同时在管沟两侧软弱地基土中形成止水帷幕，且须考虑止水帷幕的厚度，故本次高压旋喷注浆必须穿过回填土层，进入老土1.00m以上，且有效的厚度。其设计要求如下：

(1) 高压旋喷桩设计在距管沟中心1.00m处布设第一排旋喷桩，第一排旋喷桩与第二排旋喷桩间距设计排距为700mm，呈品字形布置，共设计四排旋喷桩（见图1）；

(2) 高压旋喷桩设计直径D为 $\phi 500\text{mm}$ ，设计桩中心间距s为800mm，设计桩长必须进入老土1.0m以上，通常情况下桩长为4.50~5.30m；单排旋喷桩交圈厚度e为：

$$e = 2\sqrt{r - (s/2)^2} = 0.60\text{m} \quad (1)$$

式中 e—旋喷桩的交圈厚度，m；

r—旋喷桩r半径，m；

s—旋喷桩中心间距，m。

故管沟开挖止水帷幕厚度为：700mm+250mm=950mm。

(3) 高压旋喷桩固结体设计强度为1000kN。

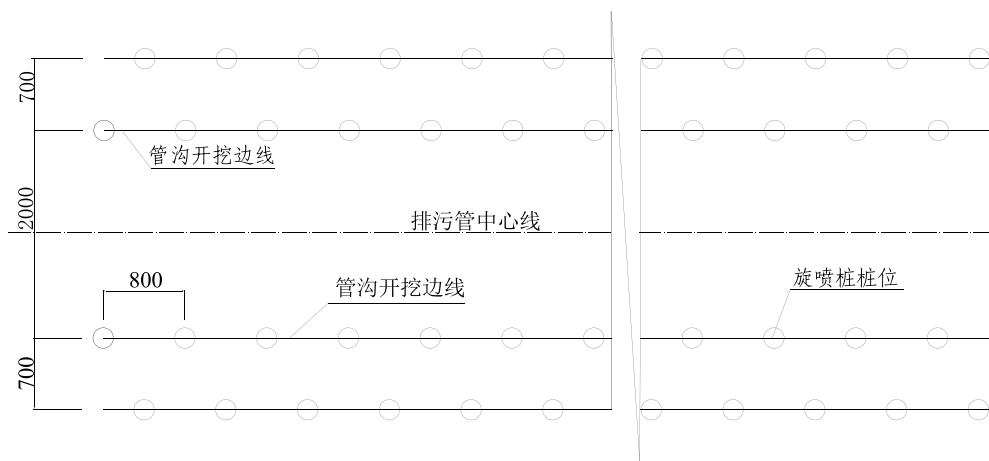


图1 旋喷桩桩位平面布置示意图（单位，mm）

4 高压旋喷桩施工主要机械设备

主要施工机械设备有：76 型旋转振动钻机 1 台，主要用于钻孔或打管预埋注浆管和旋喷提升钻具等作用；SNC-H300 型水泥注浆车 1 台，主要提供高压旋喷注浆用的压力，利用它产生高压脉动浆液喷射流；高压胶管：耐压 30MPa，规格 $\phi 22\text{mm}$ ；单管旋喷头（含喷嘴）：2~3 套，喷嘴是将高压泵输送来的浆液压力能最大限度地转换成射流动能的装置，安装在喷头侧面。

5 高压旋喷桩施工技术

5.1 单管高压旋喷桩加固机理

针对本次高压旋喷桩设计要求，结合我院现有技术装备和以往施工经验，采用单管旋喷注浆法对管沟两侧软弱地基土进行加固处理，即利用钻机设备进行机械成孔，将安装在注浆管底部的特殊喷嘴放置到旋喷桩设计要求深度的土层中去，或采用打管法将带喷头特殊钻杆打入至设计孔深，并利用高压泥浆泵提供 20MPa 的压力，把浆液从喷嘴中喷射出去冲击破坏土体，同时借助注浆管的回转和提升，使浆液与喷射切割下来的土搅拌混合，水泥土经一定时间的凝结硬化作用，便在土中形成强度高、低压缩的圆柱状的固结体，同时该固结体能够起到帷幕止水作用。

5.2 高压旋喷注浆施工流程

高压旋喷注浆施工流程为：钻机就位安装→钻孔→插管（打管）→试喷→高压喷射注浆→喷射结束→废浆处理→拔管→清洗注浆管路及泵等设备→移钻机至下一孔位安装。

5.3 高压旋喷桩成孔方法

对于混凝土路面及垫层采用金刚石回转钻进方法进行成孔，钻孔直径为 $\phi 75\text{mm}$ ；对于路基垫层以下的回填土及老土采用打管法进行成孔，即将带喷射头的特种钻杆采用打管法打入土中，直到满足旋喷桩设计深度要求为止。

5.4 钻机回转和提升速度控制

为确保水泥浆液与冲击破坏下来的土体得到充分搅拌混合，应当控制钻机回转和提升速度：通常情况下，钻机回转速度应控制在 20r/min 左右，钻机提升速度应控制在 0.20~0.30m/min。

5.5 高压旋喷注浆成桩用水泥浆配制

高压旋喷桩用水泥浆采取现场机械搅拌，要求搅拌均匀；水泥采用华润水泥股份有限公司生产的普通硅酸盐水泥，强度等级 32.5MPa，水为当地生活饮用自来水；水泥浆通常采用水灰比为 0.8:1, 1:1 两种浆液。

5.6 高压旋喷注浆成桩压力控制

本次高压旋喷桩采用压力为 20MPa 的压力，实际旋喷注浆过程中，如发现实际压力比

20MPa 高得太多, 或者出现低于 20MPa 时, 应当及时查明情况, 排除故障后, 方能进行旋喷注浆施工, 以确保旋喷注浆质量。如旋喷注浆压力陡高, 可能是管路出现堵塞或喷嘴堵塞, 应当停止旋喷注浆施工, 及时清除管路中堵塞物如水泥硬块, 以防注浆管路因压力过高而造成输浆管破裂; 如出现旋喷注浆压力低于 20MPa 时, 可能是管路出现接头漏浆 (如钻杆接头处被磨损而出现漏浆), 或者喷嘴被严重磨损而造成泵输送量与喷嘴不匹配, 应当停止旋喷注浆施工, 及时清除故障, 以确保旋喷注浆质量。

5.7 喷浆量控制

喷浆量 Q (L/根) 可按照下式进行预计:

$$Q = \frac{H}{V} q(1 + \beta) \quad (2)$$

式中 H —高压旋喷注浆桩长度 m;

V —注浆管提升速度 m/min;

q —注浆泵的排量 min;

β —浆液损失系数, 一般取 0.1~0.2。

在旋喷注浆施工过程中, 如发现实际注浆量超出预计喷浆量较大时, 应当查明原因, 采取有效的措施, 如在水泥浆液中适当掺入速凝剂, 缩短水泥浆液的凝结时间。

5.8 高压旋喷注浆施工注意事项

(1) 本次旋喷注浆施工是在既有县城道路 (混凝土路面) 进行旋喷注浆, 为确保混凝土路面不出现下沉现象, 应当采取“大跳距、间隔施工”, 通常情况下, 应当间隔 2m 以上, 能有效地预防旋喷过程中地基产生附加沉降, 造成混凝土路面与路基间出现脱空现象。

(2) 为确保旋喷注浆施工质量, 钻机就位安装要求水平、周正、稳固, 钻杆保持垂直, 其倾斜度应当小于 1.5%, 且钻孔位置与设计位置的偏差不得大于 50mm。

(3) 在插管作业时, 为预防泥砂堵塞喷嘴, 可边喷射水、边插管, 水压力不得超过 1MPa。

(4) 水泥浆现场搅拌时, 要求搅拌均匀, 必须采用筛网过滤, 清除水泥团块及其杂质, 有效地预防注浆管路堵塞。

(5) 在高压旋喷注浆施工过程中, 如出现压力骤然上升、下降或者大量冒浆等异常情况时, 应当停止提升和喷射注浆以防桩体中断, 同时应当查明原因, 及时采取措施排除故障; 如发现浆液喷射不足, 影响桩体的直径, 应当及时进行复喷, 以确保旋喷注浆施工质量。

(6) 在旋喷注浆参数达到规定要求后, 应当不断提升注浆管, 由下而上喷射注浆, 并不断拆除注浆管; 注浆管分段提升的搭接长度不应小于 100mm, 以确保旋喷注浆质量。

(7) 冒浆处理: 旋喷注浆过程中会出现冒浆现象, 即在喷浆过程中, 往往会有一定数量的水泥浆液携带部分土粒沿着注浆管管壁上升而冒出地面, 形成冒浆现象。冒浆 (内有土粒、浆液) 量小于注浆量的 20% 属于正常情况, 超过 20% 或者完全不冒浆时, 应当及时查明原因, 采取有效措施进行处理。对于冒浆量过大, 应采取如下措施减少冒浆量: 1)

提高喷射压力；2)适当缩小喷嘴直径，以提高喷射压力；3)加速提高回转速度和钻杆提升速度。对于不冒浆如系喷射地层存在较大空隙，可在浆液中掺入适量的速凝剂如水玻璃，缩短浆液凝结时间，使浆液在一定范围内凝固，以确保旋喷注浆质量。

(8) 为防止浆液凝固收缩出现桩顶凹穴，应当及时采取冒浆回灌或二次注浆等有效措施予以消除。

(9) 当高压旋喷注浆后，应当及时拔出注浆管，用清水冲洗注浆管及其设备，预防部分水泥浆在管路凝固，造成管路堵塞。

(10) 在旋喷注浆过程中，出现冒浆，应及时清洗路面冒浆，保持路面整洁；同时应做好注浆完毕冲洗注浆机具的废浆、废水集中处理工作，保持路面整洁。

6 结束语

(1) 本排污水管理设工程采取高压旋喷方法对排污水管两侧回填土进行加固处理，既提高管线两侧软弱地基土的压缩模量和自稳性，同时该高压旋喷固结体能够起到止水帷幕作用，大幅度提高排污水管沟土方开挖和铺设进度。

(2) 高压旋喷桩施工具有施工设备简单、技术先进、操作性强、工程成本低、工期短等优点，且旋喷固结体较均匀。

(3) 因 76 型旋转振动钻机采用成孔与插管合二为一，虽简化施工程序，提高旋喷桩施工进度，但局部地段因钻孔没有钻进老土 1.0m 或没到老土，导致旋喷桩深度不足，在管沟开挖过程中，出现“管涌现象”，不得不采用临时地面抽排地下水，以确保排污水管正常埋设，这仍是今后高压旋喷注浆施工值得注意的问题。

译 文

填料加固的快速冲击压实法

Compaction of fills in land reclamation by rapid impact

作者: K. S. Watts & A. Cooper, 选自 Geotechnical Engineering, 64(GE3), June, 2011,
P181-193, Proceedings of the Institution of Civil Engineers.

译: 刘正义; 校: 李一雯, 曹洋

摘要: 为了满足大部分开发标准对性能的要求, 有必要采用高能量的重型夯土机对浅层填料进行压实。场地的几何条件或者规划限制, 这种传统的方法常常难以适用。一种最初以军用为目的发展而来的技术, 在英国一些民用项目中也有应用, 因其所使用材料和适用的范围较广在国际上得到认可。快速冲击压实法已被用于压实一系列原位及换填填料, 例如加固碎石, 自然沉积的砂黄土和地震带上的粉土。通过研究世界各地大量的工程实例, 对该技术作了简要说明, 在这些实例分析中, 对压实的设计、施工和检验过程都做了介绍。对任何压实技术来讲, 控制质量至关重要, 因此本文对施工控制和原位测试也作了介绍。该技术对较厚填土及较分散、狭小区域的土体压实优势显著。

1 概 述

为满足大部分开发标准要求, 有必要用高能量夯填填料。为承受建筑物荷载, 或作为基础的一部分, 将填料分成薄层并通过重型夯土机夯填。受场地几何条件、填料性质或规划限制, 这种传统方法往往难以适用。一种最初以军用为目的发展而来的技术, 在英国一些民用项目中也有应用, 因其所使用材料和适用的范围较广在国际上得到认可, 已成功应用于压实一系列原位及换填填料, 例如加固碎石, 自然沉积的砂黄土和地震带上的粉土。本文简要介绍了这种设备并给出世界各地的一些工程实例, 在这些实例分析中, 对压实的设计、施工和检验都做了介绍。对任何压实技术来讲, 控制质量至关重要, 因此本文对施工控制和原位测试也作了介绍。该技术对较厚填土及较分散、狭小区域的土体压实优势显著。

2 压实目标

压实是指采用机械设备压缩土体体积从而提高密度的过程。固体土颗粒和水几乎是不可压缩的, 虽然一些颗粒可能发生破碎, 但密度的提高主要是通过减少孔隙来实现的。土体密度对其特性有着重要影响, 而压实通常会提高土的大部分工程特性。压实的目的是减

少因自重和建筑荷载引起的沉降到可接受的水平。达到特定的抗剪强度可能也是目的之一。大部分欠压实、非饱和填料在首次淹没或浸没时体积会减小,如果这种情况在工后发生,那么建筑物和基础设施可能会遭受严重破坏(Charles & Watts, 1996),这对有填料的工程来讲是最大的危害。压实的首要目的应该是最大限度的减小,甚至消除填料浸湿倒塌破坏的可能性。

工程填料通常是精选的具有合理级配和一定含水量的材料,分层填筑以达到设定的密度,这个密度通常是基于相对压实度为 95%的一种压实标准。满足这个标准所需的能量由实验室标准压实试验决定,结果可以用密度指数 ID 来描述。现场施工通常由规范控制,规范中对施工程序,包括压实过程的所有步骤都作了详细规定,并且规定现场施工控制包括检测都要满足规范要求,分层厚度由填料达到工程要求所需的能量确定。目前英国以及其它地方大部分建筑填方工程采用的规范,都是基于公路路堤规范提出的(Department of Transport, 2008),在技术要求或施工程序上并不完全适用于建筑基础填方(Charles & Watts, 2003)。浅基础的地基填料规范一直是研究的重点(Charles et al., 1998),特别是以 95%的相对压实度作为施工后性能满足要求的验收标准。有实例显示,对大部分检验过的填料,即使已经达到了 95%的相对压实度,在某些含水量下倒塌压缩仍会发生。为此 Trenter 和 Charles (1996)提出了以工民建为目的的填方标准。

对于原位不满足工程要求的粒状材料,适当的地基处理可以大幅减少因场地条件的复杂性或多变性对建筑工程带来的风险。这些情况下,需要采取一些地基加固措施来减小工后沉降、提高土体抗剪强度,防止倒塌。三种常见的原位加固填料方法是:

- (a) 预压,施工前预压填料使其超固结(Charles et al., 1986)
- (b) 加固,典型的方法是通过振冲碎石桩全面提高地基承载力(Watts, 2000)
- (c) 动力压实(DC),填料的深层密实通过重物反复冲击压实地面来实现。

还有的方法是根据工程规范开挖换填。填方较深的情况下该方法不经济,但与传统的振动旋转压实相比,能更充分压实较厚土层,从而提高了该方法在各种场地的可行性。

3 快速冲击压实法

快速冲击压实技术(Watts & Charles,1993),与传统重锤夯击不同,是一种动态压实的方法。它采用了完全不同的途径,利用改进的打桩锤将钢制压脚打入土中。以下为快速冲击压实法与落重式动力压实法的不同之处。

- (a) 每次的冲击能量很小;
- (b) 冲垮度非常大;
- (c) 钢制压脚始终与地面保持接触,从而将能量传递给地面。

最初的快速冲压机可将七吨的重量从 1.2m 处落在一个直径一米五的平底钢铰接式压脚上。随着更高性能器械的出现,现在可达到 12 吨重量和 1.5m 的下落高度,并且压脚的尺寸也可以变换。图 1 为一台典型的快速冲压机,压实工具安装在挖掘机的基础部件上,

并采用了车载液压动力装置。早期的装置附在小型起重机基础上。与动力压实法相比，虽然每次冲击的能量不大，但设备可实现 40 次/分的高速冲击。因此，该法在加固区单位面积上施加的总能量可能与落重式压法施加的能量相近。

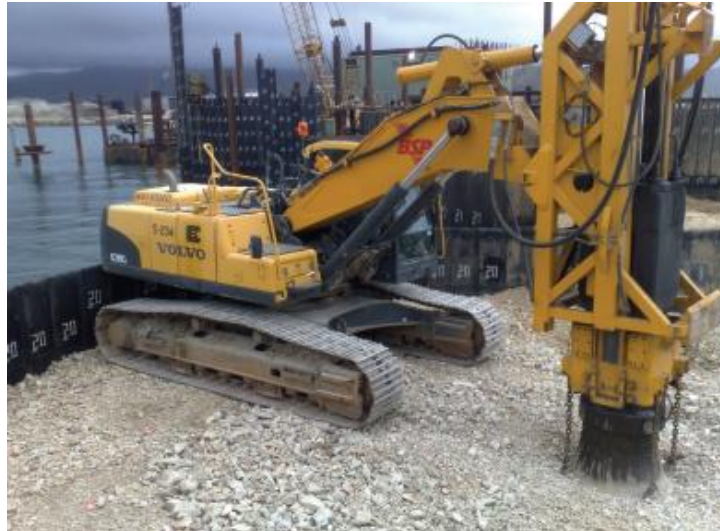


图1 快速冲击压实机

虽然落重法和快速冲击法施加能量的方式相似，但落重法和快速冲击法采取的方法根本不同，这与两者在一定深度上的压实机理有关。落重法的处理过程通常是“从下至上”，主要在间隔为 5 到 10m 的网格点上重复进行高能量冲击。该阶段的目的是对深层土体进行压密。随后的夯实过程，能量逐渐减少，对网格点间的浅层土体进行压密。对于快速冲击压实法，建筑研究公司（BRE）和其它公司通过实验室模拟及原位试验的研究表明，土体对于压实的响应偏向于“从上至下”的过程，提出了另一种方法。快速冲击压实法最初的几下冲击在压脚下形成了一个与地面保持接触的密实土塞，进一步的冲击将土塞推至更深处来压实较深层的土体。这个过程直到加大冲击才可使压脚进一步刺入。总体上，压实作用被限制在压实点下方范围内，因此处理必须在间距较小的正方形、三角形区域或以压实机为圆心的圆弧上依次进行。更多近期的现场试验表明，分散较广的压实点可使土体密度整体提高，但通常需要在第一次的压实点之间进行第二和第三次压实。在落重法压实工法中，最后需要将接近地表的土体“平夯”一下，这也是快速冲击压实法处理的必要阶段，该方法中压实间距和施工阶段的确定可参考类似场地的施工经验，并通过现场试验段施工验证初始设计，根据施工结果优化设计内容。

快速冲击压实法的施工影响深度很大程度上取决于场地土体特性，特别是颗粒级配和总能量输入。对于落重式动态压实法，根据大量现场数据可得到单位冲击能量与影响深度的经验关系式 (Maine et al., 1984)。因为单位冲击能相对较小，所以该关系式不适用于快速冲击压实法；对快速冲击压实法来讲，处理深度与压实土体单位面积总输入能密切相关，

随着现场数据越来越多, 可望得到较准确的总输入能与加固深度关系式。

这种技术可用于加固填料、天然沉积土, 或换土处理, 其特殊优势如下:

(a) 与传统的动力压实法相比, 所采用的设备相对较小、移动方便、经济性好。因此, 较小的场地可以得到较经济的处理。机器装配时间可忽略不计;

(b) 可以在紧邻建筑物, 或易受振动破坏的设施附近施工。没有碎屑飞溅的危险;

(c) 可处理分散的、相对较小的基础区域;

(d) 通过压脚, 能量可以更有效地传递至地面, 并保持与地面的接触。

对加固填料和天然砾状土处理的有效深度一般为 4m 左右, 一些特殊情况下处理深度更大。换填材料可以放置在比传统重型旋转/摆动设备更高的起重机上, 并且成功压密。对原状土和细粒含量较高的填料(砂和黏土粒径 $<0.075 \mu\text{m}$), 特别是含水量较高(或饱和)情况下, 快速冲压法的效果不好, 随着孔压上升、抗剪强度下降, 土体发生剪切而不是体积减小。试验表明该方法可以很好地处理地震荷载下可液化的天然粉土, 即使初次压实后土体性质并不理想。最近成功处理了粒径分布范围从鹅卵石大小到粉粒一半的材料, 修正后普罗克特最大干密度达到 95%。

4 质量控制和性能评价

施工合同中需要明确指出, 应获得及时施工信息, 以保证严格按照规范执行。现场填料被压密时, 迅速发现不可预见的场地条件变化非常重要, 及时调整压实方案。快速冲压设备通过实时数据反馈可以很好地进行施工控制。驾驶室內的监控器可以显示、存储和传送信息, 这些信息包括:

(a) 压实点的定位;

(b) 冲击数;

(c) 单位冲击沉降深度;

(d) 压脚的压入深度;

(e) 落重/单位冲击能/单点总击实能;

(f) 中止标准(满足上述任一个条件后自动预警)。

为了达到控制目的, 在压实过程中对所处理的土体进行检测来评价处理的有效性也是常规的程序。Slocombe (1993) 给出了适合多种原位试验和载荷试验的指南, 建筑工业研究与情报协会的 C572 报告(Charles & Watts, 2002) 讨论了处理后土体的检验标准。施工控制甚至可以做到由前面驾驶室电脑测得的参数直接绘制出实时刚度断面图, 例如一定冲击数后压脚总压入深度、每一击的具体压入深度, 或得到某一特定压入深度所需要的冲击数(能量), 另外可以利用上述信息, 应用 GPS 技术绘制场地加固示意图。设备也有潜力可以直接测量能量耗散情况、每次冲击后土体刚度的变化以及每个击实点的最终刚度。

5 原位填料的压密：案例分析

5.1 前炼钢厂的再开发，英国

在英国谢菲尔德原先被铁路线占据着的前炼钢厂场地进行了试验(Watts & Charles, 1993)。填料主要包括粉灰、渣块、炉渣和一些天然冲积河谷中沉积深度约为 3.5m 的细颗粒。动态压实法用于处理大部分区域，对敏感建筑物周围 20m 范围内的填料需采用振动碎石桩处理。在动态压实区内留了一块 40m×35m 的快速冲压试验区，用动力触探和物探评价处理前和处理后粉煤灰填料情况。采用快速冲压法时，将完整的试验区划分成边长为 5m 的网格来布置压实点，并对比试验前后数据。

填料的松散性使得每个压实点的压脚皆充分压入。毗邻的压实点几乎采用相同的处理模式，每个处理点受到 50 次从 1.2m 高度落下的冲击，施加 $150\text{t}\cdot\text{m}/\text{m}^2$ 的总平均能量。图 2 显示了钻孔伸缩仪测得的随深度变化的沉降量。快速冲压法使得总深度范围内的填料显著压密，靠近地表处的填料欠压密，因此，在随后的处理中需要对表面进行碾压。动力触探测试结果显示整个填料深度内土体的抵抗力有相当大提高，由沉降剖面图也可以看出。图 3 展示了施工信息如何在粉煤灰填料中发现对角线分布的粘土填充带。

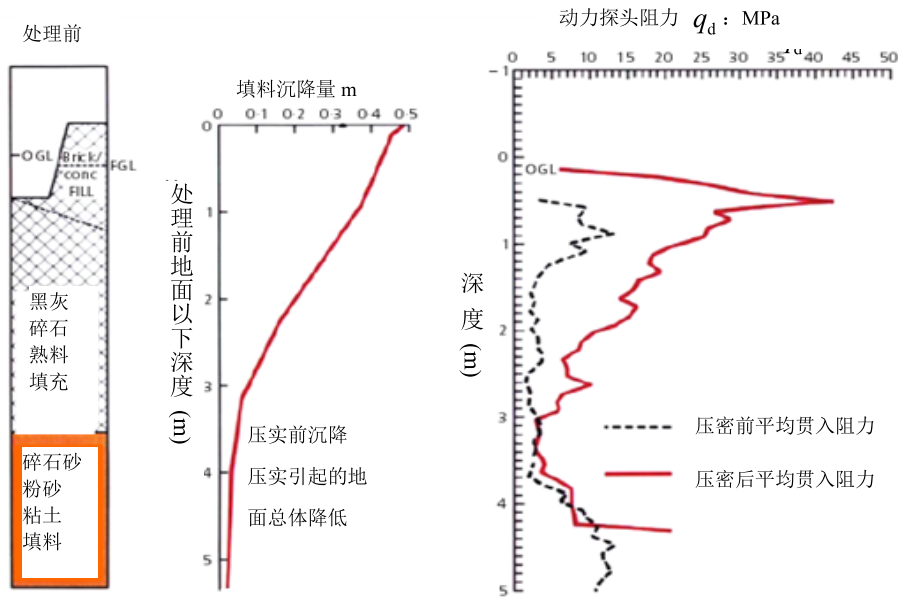


图 2 一种老灰土填料的加固，谢菲尔德，英国

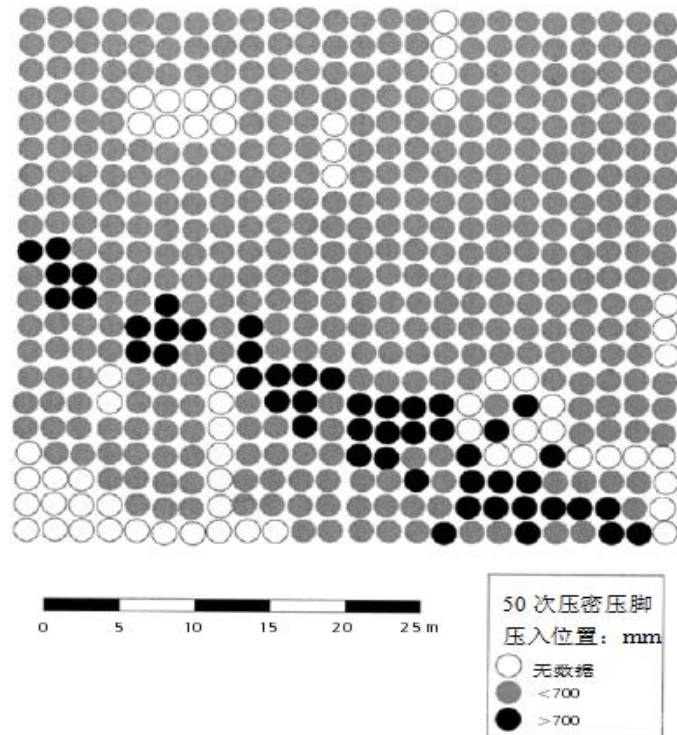


图 3 快速冲击压实数据用来绘制压密位置示意图

5.2 零售建筑物扩建，英国

一座零售业建筑物建造在废弃的防滑粉采石场（水泥厂遗址）上，场地上回填了 5 到 6m 未经任何加固处理的松散、受污染的碎粒填料 (Serridge & Synac, 2006)。由于采石场在上世纪五十年代到六十年代作为水泥生产的原料供应地，该区域部分土体已胶结。场地扩建包括铺设一层基础承重板，并在主要建筑物下打桩。为满足储存仓库的扩建需求，地面承载力需达到 $50\text{kN}/\text{m}^2$ 。原建筑基础板可能与深基础一起修建在传统落锤式动态压实法处理过的土体上。然而由于存在振动破坏的风险，这种方法不能用于扩建工程。不预钻孔的话，振动碎石桩无法穿越胶结填料，这样会产生大量污染。快速冲压法的压实点主要采用两种分布形式。施工时对现有建筑物限制峰值粒子速度 $10\text{mm}/\text{s}$ ，选择通过振动监测可以允许快速冲压技术处理在已有建筑物附近 10–12m 内施工（图 4），而且对邻近建筑物区域进行振动加固时，仅允许设置有限数量的预钻孔。大型平板荷载试验和场地载荷试验都表明承载力已达到要求。



图 4 靠近建筑物区域的处理

5.3 美国东部地区的多处应用

表 1 快速冲压法在美国东部地区的应用情况

| 场地位置 | 开发类型 | 大概压密面积： /m ² | 场地描述 | 压密深度： /m | 距地下水位大概深度： /m | 加固目标 | 实现情况 |
|--------------|-----------|----------------------------|--------------|-------------|------------------|-------------------|-------------------|
| 罗切斯特， 纽约 | 零售 大楼 | 13200 | 混合土和煤 灰填料 | 3.7 | 2.4-5.5 | 标贯 N=12 | 深度超过 3.7m |
| 地阿， 佛罗里达 | 学校 | 11900 | 松砂 | 4.5-9.0 | 1.1 | 变化（标贯 N=10-20） | 深度超过 6m |
| 帕萨迪纳， 马里兰 | 学校 | 4900 | 松砂填料 | 3.3 | 2.1-3.5 | 标贯 N=10 | 深度超过 3.0m |
| 格伦伯尼， 马里兰 | 学校 | 6100 | 松砂 | 3.3 | 2.5-3.4 | 标贯 N=10 | 标贯 N=15-20 |
| 雷丁， 巴拿马 | 食品包 装厂 | 5800 | 杂填料 | 4.6 | 深 | 标贯 N=15 | 总体改善 |
| 雷丁， 巴拿马 | 制造厂 | 4100 | 杂填料 | 1.8-7.0 | 深 | 每击最终沉入 深度 5mm | 实现 |
| 委丁， 印第安纳 | 炼油厂 | 35400 | 颗粒填料/松 砂 | 6.1 | 1.1 | 标贯 N=20 | 标贯平均值 N= 30-35 |

注：看图 15

快速冲压承包商提供了在美国东部各州施工的一些工程资料。大部分是压密松散填料，但也包括了一些天然沉积土。表 1 概括了一般的场地条件、具体目标和每个场地完成

的压实情况。大部分压实区相对较小，且零散分布在中小型建筑物之间。

5.4 卡塔尔的填海工程

该工程计划开展填海工程为低层文化社区提供适宜的基础平台，详见后文。

填海前的第一步是压实围垦填料和现有的海洋沉积物以便承受填土荷载和建筑荷载。预压前进行了探井、钻孔勘探、静力触探试验（CPT）和动力触探试验（DCPT）。压实标准为土方工程完成后总沉降量最大为 100mm、极限荷载条件下安全系数为 3.0，以及垂直和同心加载条件下承载力最小值为 200kN/m^2 。

快速冲压试验区位于北部和南部的开发区域，压实试验在 $20\text{m}\times 20\text{m}$ 的区域进行。考虑到最大荷载下南部试验区域的土体条件最差，因此，此区域若能满足沉降标准，其余各点理应满足。跟设计情况一样，压实试验包括三个过程，1.5m 直径的压脚在 3 平方米网格（49 个压实点）上的压实点冲击 40 次。每个压实点的处理参数，包括压脚的最终压入深度，由车载电脑记录下来。每次压实后，现场的平土机将叶片内的材料填充至凹陷处。在试验前、压实过程中及压实完成后进行静力触探试验。图 5 为压实前后典型的静力触探剖面图。剖面 14 刚好在一个压实点上，剖面 19 稍微偏离压实点。从这两副图看到，顶部 0.5m 处土体略微松弛（接近地面处相对较干的材料经过动态压实后的普遍特征），直接位于压实点下方的填料，其压实效果较好。

快速冲压对淤泥围垦效果显著，压实过程中由位置 19 处测得的静力触探剖面图显示淤泥的厚度在减少，由下往上被取代。在压实痕迹的边缘处可以看到大的淤泥结块。压实过程中淤泥层的连续性破坏是有利的，因为它能提高整体渗透性从而减少固结时间。在相似的区域，沙丘下方 2m 处为海洋淤泥，其静力触探摩擦比从 12% 减少到 4%。在试验场地，压实充分提高了泥沙的孔隙水压力，导致土体液化，使水暂时从土体表面排出。

图 5 为多哈场地风化石灰岩从地面到地平线下大约 4.5m 处的贯入阻力剖面图，如图所示，贯入阻力得到充分提高。总的来说，试验结果满足并超出了设计标准 q_c ，因此该工程最终决定采用快速冲压法。需处理的土体位于近海区域，经过一到两遍冲压便可满足压实目标。最多可四机同时操作，以每 9 小时 1000m^2 的平均处理速率，压实了总面积达 577000m^2 的区域。基于预压静力触探和一些钻孔数据，发现淤泥沉积物的平均厚度减小且硬度增加，进而修正了岩土工程的设计参数。

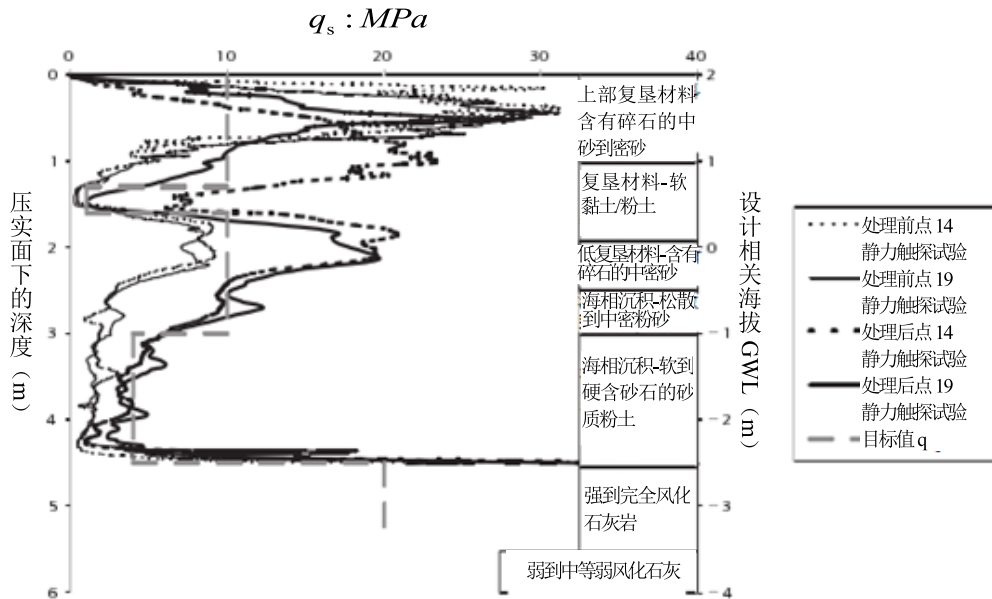


图 5 多哈围垦填料和海洋沉积物的压密

6 新填料的压实：案例分析

6.1 卡塔尔大规模填方

某填海项目计划在多哈的一段海岸线上造一个海拔高度完全在海平面以上的理想地貌，并且为低层文化社区提供适宜的基础平台。该场地 80% 为填料，最小厚度为 10m，最大厚度为 28m。15m×15m 的快速冲压试验区由松散填料构成，厚 4.5m，冲压锤重 9 吨，落锤高度 1.2m，压实点网格边长 3 米，每个过程冲击 40 次，平均为 48t.m/m²。填料主要为当地的压碎石灰石。粒径分析显示填料含有 8% 到 16% 的细粉（粒径 < 0.075mm）。压实参数，包括单位冲击的沉入深度和压脚的最终压入深度，由车载电脑记录。通过钻孔测试填料特性，标准贯入试验（SPT）和 600mm 直径的平板载荷试验用来评价快速冲压的有效性。对于夯实的填料，无法采用静力触探法。实际上对于这种填充材料，能测试其压实性的方法十分有限，考虑到分辨率和重复性，动力触探也有一定局限性。如图 6 所示，可以根据三个位置动力触探过程中 N 的变化来评价加固结果。这些数据多数表明整个处理土层得到充分加固， $\Delta N > 10$ 。两次平板载荷试验均采用 454kN/m² 的均布荷载，施加在一块 600mm 直径的平板上。施加 200kN/m² 的设计荷载，压实面下 1m 和 2m 处的基础挠度分别小于 7mm 和 5mm，符合规范要求。需要特别注意的是，体积填料送达时已基本处于干压实状态。

采用快速冲压法压实工程中的所有填料，将转子尖端插入 4.5 米深的土层，先由下而上压实，采用与试验相同的压实规范。颗粒较为松散导致结果不太理想，如图 6 所示，遂采用大型挖掘机重新混合填土。填充材料的粒径最高达到 75mm，因此第一次压实后只限于在边长 40m 的正方形压实区中心进行超重型动力触探 (DPSH)，检测其压实有效性。动力触探的结果与静力触探的测试值 N 相关，整个区域的结果相对一致、较为可靠，这种方法可有效评价压实性且较为实用。虽然认为 600mm 平板测试不会影响填料的有效深度，但平板载荷试验最初仅在特定情况下才采用。在第一次压实后，对于整个填料深度，在竖向间距为 0.9m 的 25 个位置进行测试，需要非常大的挖掘量。采用 636kN/m^2 荷载的六次试验结果得到平均平板荷载模量 E_{PLT} 为 65MPa。由于填料分层，再加上现实环境中难以进行这种试验，所以得不到相同的结果，但很少会超出最小所需模量 22MPa。受填海条件的潜在影响，最深的试验位置为填料底部 0.4m 处。尽管如此，结果大体符合所需最小值。第一次压实后的测试结果很理想，之后的所有压实仅需对表面填料进行测试。

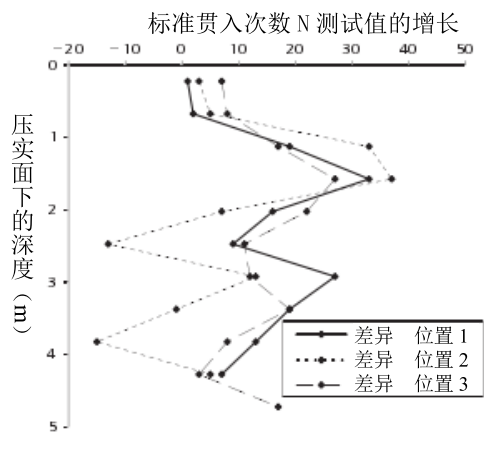


图 6 在多哈体积填料的加固



图 7 多哈体积填料的压实

图 7 为第一次压实过程。项目压实的总面积为 1.5Mm^2 。平均压实速率为每 9 小时压实 3000m^2 或 13500m^3 。对每个压实点周围 3m 范围内进行完全压实，较小的设备用来重新分级和稳固陡峭边坡。运行快速冲压设备下坡，使冲压锤与机器底座维持一定角度并垂直于填料面，当梯度达到 15% 时，压实也能顺利进行。

6.2 南非填海工程

萨尔达尼亚湾避风港在新港口扩建工程中至关重要，需通过填海为两个轨道板和一个铁矿石存储场提供基础。主要的压实区域大约长 660m 宽 30m。其中 330m 由原位材料构成，其余部分是填料，包括花岗石块和丘砂，投入海中形成新的陆地。填料的深度为 2m 到 9m，地下水位位于地面到地面下 2m 之间。填料厚度大于 4m 处，花岗岩石块被倾倒在

海床上并在压实前用丘砂封顶。额外的约 10000m² 的区域也经过压实。沿着轨道板，随着填料深度的变化，压实方式从距压实点约 2.5m 的方形网格到临近压实点的处理次数由三次增加到四次。压实的有效性和预压工程特性通过侵入性和非侵入性测试技术评价。包括超重型动力触探检测、平板载荷试验和表面连续波 (CSW) 测试 (Heymann, 2007)，加上实时质量控制的车载电脑数据。平板试验来验证超重型动力触探检测和表面连续波之间的关系。该项目的工程顾问指定小应变刚度采用 CSW 作为控制标准，原位多样性填料压实后小应变刚度要求达到 75MPa。与独立的侵入或直接表面测试相比，小应变检测可对非均质粒状填料提供一个具有代表性的‘全面’效果评价。在萨尔达尼亚，CSW 测量最初采用低频的信号，测量的深度约为 1.5m。该项目进行了六组平板载荷和超重型动力触探试验以及九组 CSW 测试。小应变条件下的剪切刚度 (G_0) 与小应变条件下的杨氏模量 (E_0) 有关。对数据 (Clayton & Heymann, 2001) 进行分析，发现弹性模量 E 从 0.5m 深度处的 70MPa 变化到 1.5m 处的 120MPa。从平板荷载试验直接得到的 E 在 67MPa 到 159MPa 之间，平均值为 87MPa，与目标值 45MPa 不符。超重型动力触探均在中心处 10m 范围内进行，旁边进行 CSW 测试和一组平板试验。超重型动力触探的剖面图非常相似，填料上部两米的等效标贯值大约为 60，因此 CSW 和平板测试的结果是相关联的。所有结果都表明了预压的效果显著，加固区由原来的 2.7m 扩展到压实面下 8m，已达测量极限深度。利用一个 80kg 平衡式偏心重锤机械振动筛进一步进行 CSW 测试可得到较好结果并达到更大深度。图 8 为从压实填料应变值分别为 1.0% 和 0.1% 的 CSW 测试数据中获得的 E 和 E_0 值。阴影表明两数据的包络线与指定的大应变和小应变目标值相关。

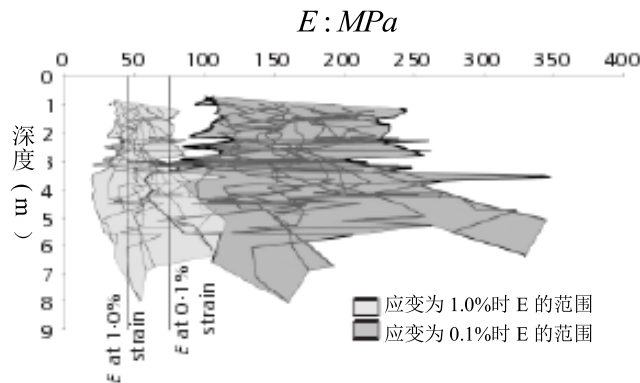


图 8 在南非萨尔达尼亚进行 CSW 测试数据中得出的 E 和 E_0

6.3 巴布亚新几内亚新码头的建设

莫尔斯比港摩图肯出口的码头工程由 17 个直径 20m 的主单元组成, 每个单元由 124 根钢板桩组成, 钢板桩上至海平面以上 4.5m 处的码头、下至海平面下大约 17.0m 处的海床。各主单元通过内外弧度为 31 的钢板桩相连接, 组成 16 个中间单元。这些单元构成了三面外墙, 从海岸向海面延伸 220m 长、84m 宽, 随后在外墙和海岸线组成的矩形内填海建造装载码头。所有靠海的边缘都浇筑了混凝土压梁。将松散的级配良好的碎石块 (<75mm) 填入单元内的海水中, 达到海平面以上 2.4m。快速冲压设备通过坡道驶入每个主单元, 采用 1.3m 直径的压脚在中心外部、径向间距为 2m 的同心圆上进行压实。中间的单元以类似的方式压实。采用一台 5 吨的快速冲压机, 每次冲击设定的终止标准为沉入深度达 5mm、压脚的最大压入深度达 0.8m、最大冲击数为 15 次。规定最小下落高度为 0.8m。额外的填料置于海平面上 4.5m 处, 并以相同的方式压实。在第一个建成的单元上进行载荷试验, 由八个 10t 的重物构成 $200\text{kN}/\text{m}^2$ 的荷载加在压实填料上。六个月后, 未测得有位移产生。单元内的压实方法见图 1。

6.4 加拿大和日本狭小空间的应用

温哥华某公路工程, 需要压实填料以形成支墩和高速公路交界点处的基础。该工程主要受空间和时间限制, 仅采用一台快速冲压机在 4 小时内完成任务, 而其他方法需要三天。在日本, 快速冲压法早期主要应用于城市公路工程、压密毗邻桥梁结构和挡土墙的粒状填充材料以消除不均匀沉降 (Serridge and Synac, 2006)。该作者也介绍了位于日本北海道, 直径为 25m 的油罐地基的压实过程, 降低松散到中密的天然砂和砾石沉积物液化的可能性。土体开挖至地表以下 6.0m 处的压实面。规定压实分五个过程, 每次冲击 50 次, 相当于施加 $650\text{t}\cdot\text{m}/\text{m}^2$ 的总能量。处理前后的测试表明, 5m 深度内的标贯数增加了 20 到 30, 处理面下 10m 深度内的土层得到显著改善, 沉降量小于 400mm, 在规定范围内。

6.5 加拿大, 哈萨克斯坦和奥地利自然土的压实

对于奇利瓦克、英国、哥伦比亚、加拿大的拟建消防站和办公大楼位置处的易液化土, 采用快速冲压法进行压实, Kristiansen 和 Davies (2004) 进行了详细介绍。快速冲压完成后进行质量检测, 发现该法的处理深度为 6m, 影响深度达到 9m。目前国内振动敏感型结构和地下公用设施需压实的区域在 6m 的深度范围内, 因此落重式动力压密法在此处大打折扣。文中未介绍这些单层民居的基础类型, 但很可能是浅基础。在距离临近结构 2m 处设置大约 1.5m 深的挖沟用于减震, 这些结构测得的振动低于峰值粒子速度的极值 25mm/s。处理前后的测试表明快速冲压机没有引起结构破坏。

Serridge 和 Synac (2006) 也提供了采用快速冲压法压密 3000 公顷土地的详细资料, 该场地位于哈萨克斯坦, 用于建设一座气体冷凝精炼厂。KPC 场地和 U2 场地大概相距 3km, 需要对地基土进行压实来减少结构倒塌的可能性, 作为油气输送结构的基础, 需要提高松土的承载力。两个场地的表面 2m 深度内为一层自然干燥的外层土。需处理的基础散布在 $1\text{k}\text{m}^2$ 的区域内, 毗邻现存结构适合采用快速冲压法。试验表明在 KPC 场地加固深度可达处理面下大约 2.5m, 而 U2 场地的土体条件不适合快速冲压法无法达到 KPC 的处

理深度。处理时 KPC 的地下水位大约在地面以下 30m 处。U2 则受到附近河流和支流的影响，春天时对地下水进行补给导致地下水位上升，超过正常水位 6-7m，位于地面下 1.5m 内。两地的黄土都含有 56% 的粉粒。然而，U2 的粘粒含量较高，砂粒含量少，含水量和饱和度较高。含水量对土体的影响可通过测量变形模量来说明。在 U2 场地，天然含水量时地表土的变形模量为 15MPa，饱和土则减少为 8MPa 左右。地壳下黄土的平均变形模量为 10MPa，同一水平位置处的饱和土则减少为 6MPa。

两地的试验表明干地壳可以得到充分加固。在 KPC，压实度与施加能量有关（图 9），但在 U2 相对较小的击实数下即达到最大压实度（图 10）。在 KPC，压实范围可达地壳下 2-3m（图 11），说明干地壳以下也可以得到加固。

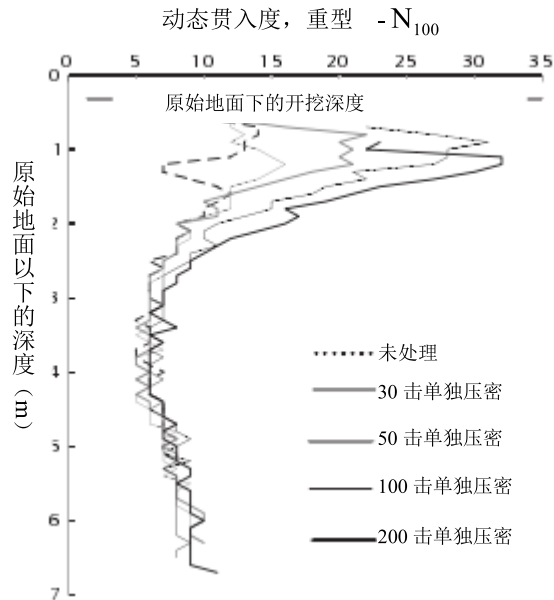


图 9 KPC 地区在外干硬壳层范围地面的快速冲击压实试验结果

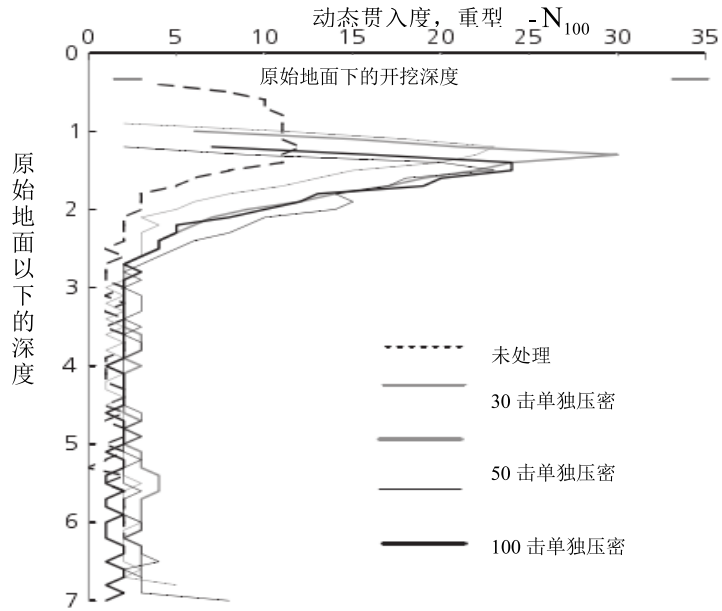


图 10 U2 地区在外干硬壳层范围地面的快速冲击压实试验结果

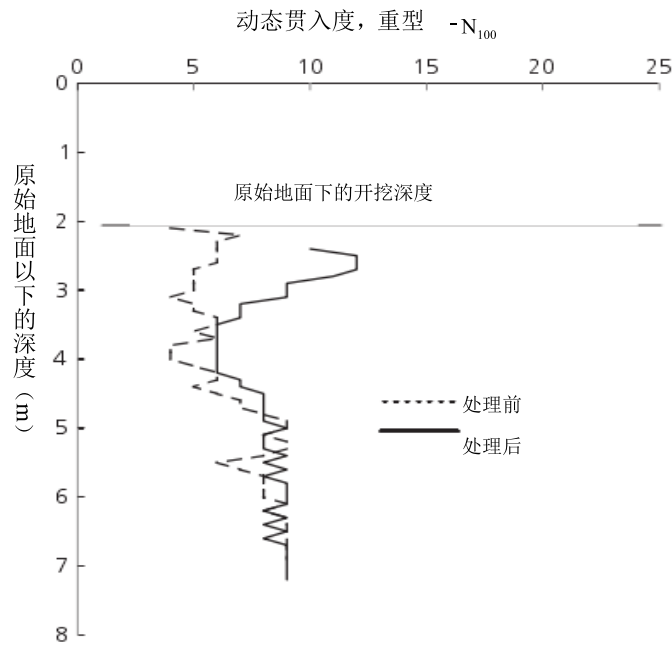


图 11 KPC 地区外干硬壳层下部的快速冲击压实试验结果

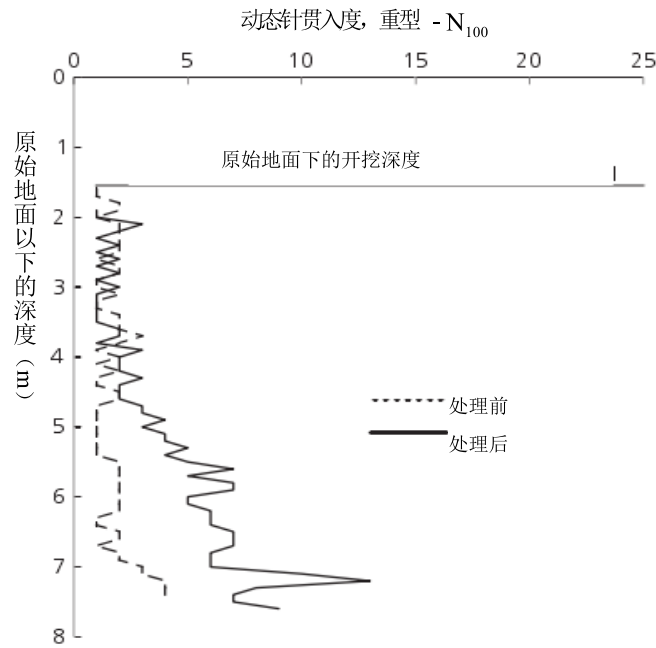


图 12 U2 地区外干硬壳层下部的快速冲击压实试验结果



图 13 哈萨克斯坦黄土砂的压密

然而，U2 的土体没有得到立即加固（图 12），土体表现出弱塑性，与超静孔隙水压力的发展和暂时的液化有关。因为孔隙水压力会消散，但规范中并没有考虑时间/老化效应。在 KPC 场地进行了快速冲压（图 13），利用六台机器对总面积为 60000m^2 的独立基础进行处理，锤重 7t、下落高度 1.2m、压脚直径 1.5m。过程 1 的压实点处于边长 1.7m 的网格内，冲击 70 次，过程 2 的压实点偏移过程 1 的压实点，仍为 1.7m 的网格，冲击 50 次，在处理区域施加了 $348\text{t}\cdot\text{m}/\text{m}^2$ 的能量。在 U2 场地，换填顶层两米的土。

在奥地利建设的一条新道路作为铁路基础设施工程的一部分。考虑了三种方法来压密由松散炉渣、砂和砾石组成的填料：开挖置换，振动压实和冲击压实。最后采用快速冲击压实法，如图 14 所示，压实了颗粒状填料，提高了处理面下至少 5m 范围内的贯入阻力。值得注意的是毗邻的一座新桥和铁路车站的基础可能发生振动破坏。早期的测量水平较低，未进行进一步监测。

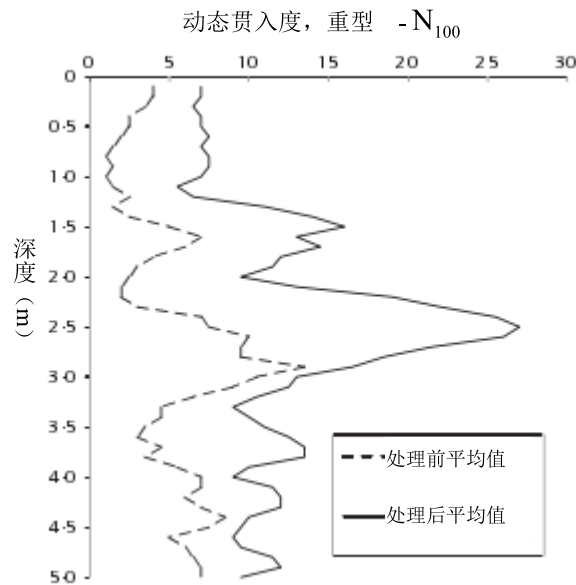


图 14 奥地利桥和铁路车站粒状填料的加固

7 振动

文章中介绍的大量工程实例包括了振动传播和测量的资料，主要关心的是在现存结构和基础设施附近进行压实时，地面振动传播的潜在危害。粒子速度峰值 (PPV) 通常是用来定义建筑破坏的标准。在英国的标准 (BSI, 1993) 中用地面振动波来检测结构破坏是合理的，BRE (BRE, 1995) 介绍了建筑物损害的相关信息。图 15 为美国十处场地测得的振动波数据。用水平阴影区表示可能引起民用和商用建筑结构装饰性破坏的瞬态振动范围，建议快速冲击压机的压实点间距超过最小值 10m。Watts (2003) 分析了英国某工程的数据，提出了一个非常相似的最小处理距离。Kristiansen 和 Davies (2004) 等认为，如果在敏感结构和压实区之间开挖沟槽，粒子速度峰值可以从 15mm/s 降至 5mm/s。图 15 中的粗箭头表明这些数据呈降低走势，图中的三个场地与图表 1 中的数据吻合。虚线箭头表明，土体条件适合采用挖沟法，传播到毗邻结构时粒子速度峰值显著降低，低于规范标准时，压实点间距可少于 6m，正如加拿大奇利瓦克消防大楼场地上那样。然而，Watts (2003)

指出，重型冲击产生的振动在深层土中也能传播，并可绕开表面沟槽。较难处理的一种情况是，相邻结构的桩端持力层相对较浅。对于容易产生振动危害的下部材料，实地勘测应当提供足够、详细的数据。这可能需要补充附近建筑物结构或在建结构的基础和结构的相关资料。同时必须仔细考虑每个场地特殊性。

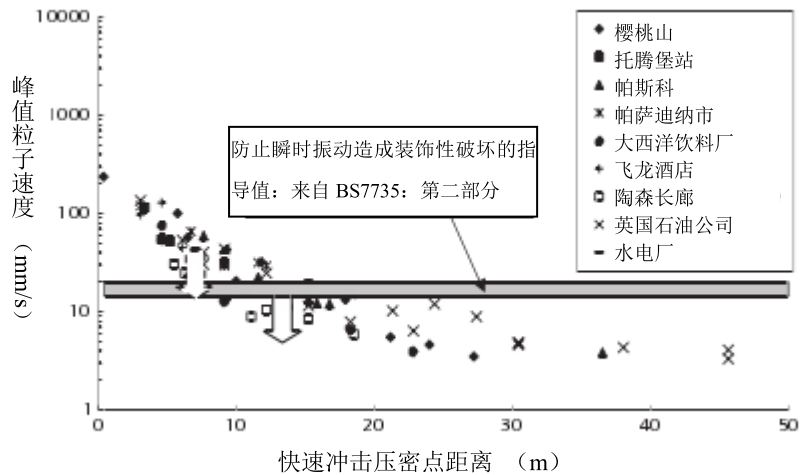


图 15 快速冲击过程的振动数据

8 总结

大量在英国进行的试验使得快速冲压技术从军用向民用发展。这些试验的结果增加了人们对该技术应用信心，促进了该技术的商业开发。这些试验包括了大量对于相对较浅、总体呈粒状的填料的处理，最初认为该技术不适合处理此类填料。快速冲压法适合各种填料和天然土体条件，且处理深度大于预期值。文中介绍的工程实例证明了该技术在全球范围内是能被广泛应用的，且在各种条件下处理效果良好，彰显了该技术的实用性、安全性和经济性。