

目 次

论 文

考虑次固结的多层地基堆载预压设计理论..... 胡亚元 (3)

桩周水泥土对桩基水平承载性能影响试验研究.....周佳锦, 龚晓南, 王奎华, 张日红(12)

大厚度回填土或湿陷性黄土地基处理技术的探讨.....葛忻声, 刘清洁, 甄正(21)

透水地面设计.....夏胜天, 刘世明, 单通(29)

杭州软土地基超大面积浅基坑支护设计实践..... 岑仰润, 刘恒新, 李慧慧, 王颖 (36)

某深基坑型钢组合支撑安装和盆式开挖配合分析.....朱浩源, 张安, 唐登, 李瑛(43)

泡沫砼直立挡墙在某公路路堤坍塌处理中的应用.....孙中菊, 疏义广(52)

贵港市阴坑矿山地质环境治理设计与施工实践.....韦兴标, 邓勇, 冯周飞 (59)

译 文

TDR 优化技术在土钉作业质量控制中的应用..... 詹芳蕾 译; 周建校 (67)

考虑次固结的多层地基堆载预压设计理论

胡亚元

(浙江大学滨海和城市岩土工程研究中心, 浙江 杭州 310027)

摘要: 根据 Bjerrum 蠕变图和 Yin-Graham 模型, 把分层总和法与考虑次固结的半解析法相结合, 建立了考虑次固结变形的软土地基堆载预压设计理论, 提出三种确定堆载预压持续时间的计算方法。通过与实测数据相比较, 文中方法二和方法三计算的工后沉降与实测值比较接近, 建议采用方法二和方法三计算堆载预压持续时间。方法一在砂井加固区可能会出现负工后沉降, 故其计算结果会出现预压持续时间不足现象。对砂井未打穿地基, 工后沉降的绝大部分由下卧层产生, 由于下卧层固结缓慢, 当设计对工后沉降要求较严时, 即使采用超载预压措施也难以达到设计要求。

关键词: 堆载预压; 次固结; 半解析解; 分层总和法; 预压时间; 工后沉降

1 前言

尽管采用了堆载预压和超载预压处理, 但仍有许多软土地基在服务期内的工后沉降超出设计要求, 造成这一现场的一个原因是当前的超载预压设计理论未合理地考虑软土次固结变形。为了克服这一缺陷, 笔者与所指导的研究生根据 Bjerrum 蠕变图^[1]和 Yin-Graham 模型^[2], 提出统一简化算法^[3]、半解析法^[4-5]和差分数值算法^[6]、次固结系数时间效应法^[7]系统地研究了次固结特性对超载预压施工工艺的影响。笔者还基于 Bjerrum 蠕变延迟变形思想, 理论证明了在拟超固结软土中广泛存在“次固结系数越大, 固结度越大”这一反直觉规律^[8-10]。这一规律表明, 上述提出的考虑次固结变形的统一简化算法^[3]和半解析法^[4-5]在理论上是偏安全的。然而, 上述方法都是针对单层均质土提出的, 由于软土的次固结模型是非线性模型, 因此采用分层总和法计算地基总沉降更适合非线性模型。本文采用半解析法^[4-5]和未贯通砂井双层地基超孔隙水压力随深度的变化规律^[11], 采用分层总和法来建立超载预压工艺参数的设计理论, 供地基处理设计时参考。

2 沉降发展规律

设土层的压缩指数、回弹指数和次固结系数为 λ 、 κ 和 ψ , 令粘塑性指数:

$$\alpha = \frac{\lambda - \kappa}{\psi} \quad (1)$$

Yin-Graham 的一维等效时间流变模型可表示为^[2,4-5,12]:

$$d\left\{\exp\left[\frac{e_0 - e - \kappa \ln(\sigma'_z / \sigma'_{z0})}{\psi}\right]\right\} = \frac{dt}{T_0} \left(\frac{\sigma'_z}{\sigma'_{z0}}\right)^\alpha \quad (2)$$

式中： e 和 σ'_z 分别是孔隙比和竖向有效应力； σ'_{z0} 、 e_0 和 T_0 分别是初始有效应力、初始孔隙比和初始绝对等效时间^[12]。由于前期固结压力和正常固结线在实验室中是按 1 d 绝对等效时间线确定的，故有 $\sigma'_c = \sigma'_{c1d}$ ， σ'_{c1d} 为绝对等效时间 1 d 线上所确定的前期固结压力。令 $T_{1d} = 1$ d，式 (2) 中的 T_0 为^[2,4-5,12]：

$$T_0 = \left(\frac{\sigma'_{c1d}}{\sigma'_{z0}}\right)^\alpha \times T_{1d} = \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_{z0}}\right)^\alpha \times T_{1d} \quad (3)$$

砂井软土地基上分级骤然加载计划图如图 1 所示：

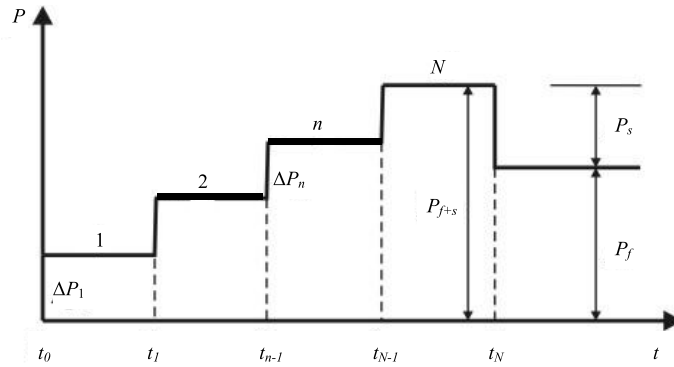


图 1 多级加载计划

图 1 中， p_f 是地基的工作荷载， p_s 为超载， p_{f+s} 为预压荷载， $p_{f+s} = p_f + p_s$ 。 Δp_n 为第 n 级加载。附加应力可近似地表示为^[11,13-14]：

$$\Delta\sigma'_{zN} = \sum_{n=1}^N \Delta p_n [1 - f(z)\alpha_c e^{-\beta(t-t_{n-1})}] \quad (4)$$

式中： Δp_n 为第 n 级荷载增量。 t_{n-1} 为第 n 级荷载的起始时间， N 为总级数， α_c 和 β 为固结度计算参数， $f(z)$ 的取值如下^[11]：

1) 砂井完全打穿地基：当地基底部排水时 $f(z) = \frac{\pi}{2} \sin \frac{\pi z}{H}$ ；当地基底部不排水时 $f(z) = \frac{\pi}{2} \sin \frac{\pi z}{2H}$ 。式中的 H 为土层厚度。

2) 砂井未完全打穿地基：当地基底部排水时，砂井区 $f(z) = \frac{\pi}{2} \sin \frac{\pi z}{2H_s}$ ，下卧层 $f(z) = \frac{\pi}{2} \sin \frac{\pi(z - \rho_U H_s)}{H - \rho_U H_s}$ 。当地基底部不排水时，砂井区 $f(z) = \frac{\pi}{2} \sin \frac{\pi z}{2H_s}$ ，下卧层 $f(z) = \frac{\pi}{2} \sin \frac{\pi(z - \rho_U H_s)}{2(H - \rho_U H_s)}$ 。式中 $\rho_U = 1 - \sqrt{\beta_U / \beta_s}$ ， β_s 和 β_U 分别为砂井加固层和下卧层固结

度计算参数, H_s 为砂井加固区深度。

把式(4)代入到式(2)得:

$$e = e_0 - \kappa \ln \frac{\sigma'_z}{\sigma'_{z0}} - \psi \ln \left[\frac{\lambda(t, z)}{T_0} \left(\frac{\sigma'_{zB}}{\sigma'_{z0}} \right)^\alpha + 1 \right] \quad (5)$$

式中 $\sigma'_z = \sigma'_{z0} + \Delta\sigma'_{zN} = \sigma'_{z0} + \sum_{n=1}^N \Delta p_n [1 - f(z)\alpha_c e^{-\beta(t-t_{n-1})}]$ 。设堆载预压结束时的时间为 t_N , 并

令:

$$\sigma'_{zn} = \sigma'_{z0} + \sum_{i=1}^n \Delta p_i, \quad \xi_n = \sum_{i=1}^n \Delta p_i e^{-\beta(t_{n-1}-t_{i-1})} \quad (6a)$$

$$\zeta_{ns}(z) = \alpha f(z) \xi_n / \sigma'_{zn}, \quad \zeta_{ne}(z) = \alpha f(z) \xi_n e^{-\beta(t_n-t_{n-1})} / \sigma'_{zn} \quad (6b)$$

$$\sigma'_{zN} = \sigma'_{z0} + \sum_{i=1}^N \Delta p_i = \sigma'_{zB}, \quad \xi_N = \sum_{i=1}^N \Delta p_i e^{-\beta(t_{N-1}-t_{i-1})} \quad (6c)$$

$$\zeta_{Ns}(z) = \alpha f(z) \xi_N / \sigma'_{zB}, \quad \zeta_{Ne}(z) = \alpha f(z) \xi_N e^{-\beta(t_N-t_{N-1})} / \sigma'_{zn} \quad (6d)$$

则式(5)中的 $\lambda(t_N)$ 为:

$$\lambda(t_N, z) = \sum_{n=1}^N \left(\frac{\sigma'_{zn}}{\sigma'_{zB}} \right)^\alpha \frac{\text{HU}[\alpha, \zeta_{ne}(z)] - \text{HU}[\alpha, \zeta_{ns}(z)]}{\beta} \quad (7)$$

式(7)中特殊函数 $\text{HU}(\alpha, \zeta)$ 的定义为:

$$\text{HU}(\alpha, \zeta) = \int_{\zeta}^1 \frac{1}{y} (1-y)^\alpha dy \quad (8)$$

容易证明函数 $\text{HU}(\alpha, \zeta)$ 具有如下递推性质:

$$\text{HU}(\alpha+1, \zeta) = \text{HU}(\alpha, \zeta) - \frac{(1-\zeta)^{\alpha+1}}{\alpha+1} \quad (9)$$

函数 $\text{HU}(\alpha, \zeta)$ 具有下面的展开式:

1) 当 $\zeta \geq 0.4$ 时, 有:

$$\text{HU}(\alpha, \zeta) = \sum_{i=1}^{\infty} \frac{(1-\zeta)^{\alpha+i}}{\alpha+i} \quad (10a)$$

2) 当 $\zeta < 0.4$ 时, 有:

$$\text{HU}(\alpha, \zeta) = -\sum_{i=1}^{[\alpha]} \frac{(1-\zeta)^{\alpha-i+1}}{\alpha-i+1} + \text{HU}(\Lambda, 0.5) - \ln 2\zeta + \sum_{i=1}^{\infty} \frac{(-\Lambda)_m}{m!m} \left(\frac{1}{2^m} - \zeta^m\right) \quad (10b)$$

式 (10b) 中的 $[\alpha]$ 为不大于 α 的最大整数, $\Lambda = \alpha - [\alpha]$, 函数 $(x)_m$ 的定义为:

$$(x)_0 = 1; \quad (x)_m = x(x+1)\cdots(x+m-1) \quad (11)$$

函数 $\text{HU}(\alpha, \zeta)$ 也可以按如下公式展开:

1) 当 $\zeta \geq 1/(\alpha+3)$ 时, 有:

$$\text{HU}(\alpha, \zeta) = \frac{(1-\zeta)^\alpha}{\alpha+1} \left[\frac{1}{1} \frac{d_1}{1+} \frac{d_2}{1+} \dots \right] \quad (12a)$$

式 (12a) 中 $d_{2m+1} = -\frac{(\alpha+m+1)^2(1-\zeta)}{(\alpha+2m+1)(\alpha+2m+2)}$; $d_{2m+2} = -\frac{(m+1)^2(1-\zeta)}{(\alpha+2m+2)(\alpha+2m+3)}$ ($m \geq 0$);

2) 当 $\zeta < 1/(\alpha+3)$ 时, 有:

$$\text{HU}(\alpha, \zeta) = \text{HU}\left(\alpha, \frac{1}{\alpha+1}\right) - \ln[(\alpha+1)\zeta] + \sum_{i=1}^{\infty} \frac{\alpha_m}{m!m} \left[\frac{1}{(\alpha+1)^m} - \zeta^m\right] \quad (12b)$$

当 σ'_{zB} 大于 $1.1\sigma'_{zn}$ ($n \leq N-1$) 时, 由于 $\psi \approx 0.03 \sim 0.05\lambda$, 故 $\alpha \approx 20 \sim 33$, $(p_n/p_B)^\alpha \approx 0$ 。式 (7) 可近似为:

$$\lambda(t_N, z) \approx \frac{1}{\beta} \{ \text{HU}[\alpha, \zeta_{Nb}(z)] - \text{HU}[\alpha, \zeta_{Na}(z)] \} \quad (13)$$

当超载预压从预压荷载从 p_{f+c} 卸载到工作荷载 p_f 时, 若卸载前土层的有效应力 $\sigma'_{zu} \geq \sigma'_{zA}$ 则卸载后土体的有效应力为 σ'_{zA} , 卸载期间的弹性回弹孔隙比变形量为 $\kappa \ln(\sigma'_{zA}/\sigma'_{zu})$; 若卸载前土层的有效应力 $\sigma'_{zu} < \sigma'_{zA}$ 则卸载后土体的有效应力为 σ'_{zu} , 卸载时间无回弹变形, 故卸载到工作荷载时土体的孔隙比变化量由式 (5) 得:

$$e_u = e_0 - \kappa \left(\ln \frac{\sigma'_{zu}}{\sigma'_{z0}} - \kappa \left\langle \ln \frac{\sigma'_{zu}}{\sigma'_{zA}} \right\rangle \right) - \psi \ln \left[\frac{\lambda(t_N, z)}{T_0} \left(\frac{\sigma'_{zB}}{\sigma'_{z0}} \right)^\alpha + 1 \right] \quad (14)$$

如图 2 所示, 按分层总和法要求划分土层, 如砂井未打穿, 把砂井加固区和未加固区之间的界面作为某一土层的分解面。设第 j 层厚度为 ΔH_j , 中心处的深度为 z_j , 初始有效应力为 σ'_{z0i} , 初始孔隙比为 e_{0i} , 压缩指数、回弹指数和次固结系数分别为 λ_i 、 κ_i 和 ψ_i , 相应的粘塑性指数为 α_i , 则时间 t_N ($t \geq t_{n-1}$) 时土层总沉降由式 (14) 得:

$$S_u = \sum_{i=1}^M \frac{e_{0i} - e_{ui}}{1 + e_{0i}} \Delta H_i = \sum_{i=1}^M \frac{\Delta H_i}{1 + e_{0i}} \left\{ \kappa_i \left(\ln \frac{\sigma'_{zui}}{\sigma'_{z0i}} - \left\langle \ln \frac{\sigma'_{zui}}{\sigma'_{zAi}} \right\rangle \right) \right. \\ \left. + \psi_i \ln \left[\frac{\lambda(t_N, z_i)}{T_{0i}} \left(\frac{p_{Bi}}{\sigma'_{z0i}} \right)^{\alpha_i} + 1 \right] \right\} \quad (15)$$

式(15)中 $\sigma'_{zui} = \sigma'_{z0i} + \Delta\sigma'_{zi} = \sigma'_{z0i} + \sum_{n=1}^N \Delta p_n [1 - f(z_i) \alpha_c e^{-\beta(t_N - t_{n-1})}]$ 。

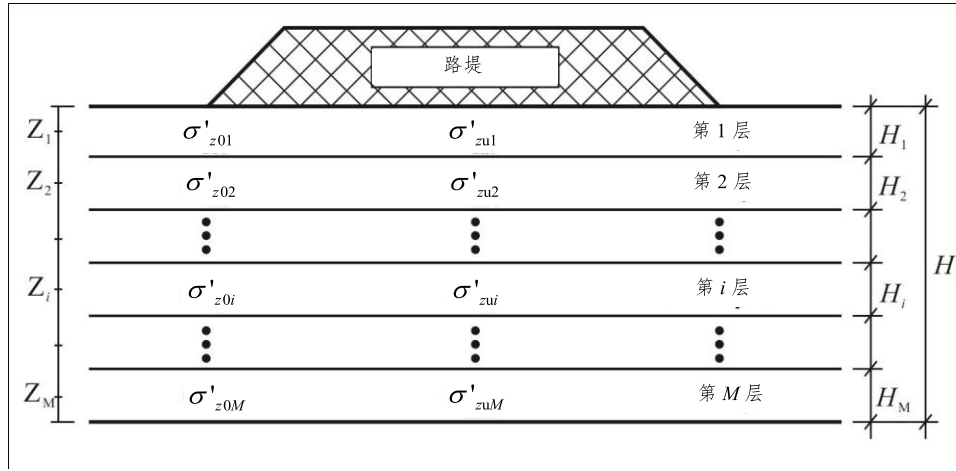


图2 分层总和法示意图

3 确定卸载时间

3.1 方法一

方法一按照临界沉降法确定超载预压的卸载时间。设设计要求的工后沉降为 $[s_G]$ ，服务期结束时的最终孔隙比可以按流固不耦合条件来计算，由此获得的最终孔隙比公式为：

$$e_e(t_N + t_v) = e_0 - \kappa \ln \left(\frac{\sigma'_{zA}}{\sigma'_{z0}} \right) - \psi \ln \left[\left(\frac{\sigma'_{zA}}{\sigma'_{z0}} \right)^{\alpha} \frac{t_N + t_v}{T_0} + 1 \right] \quad (16)$$

式(16)中 t_N 为超载预压结束时的时间， t_v 为工程服务期时间，当 α 利用式(1)中的 $(\lambda - \kappa)/\psi$ 代替后根据式(16)可得：

$$e_e(t_N + t_v) = e_0 - \lambda \ln \left(\frac{\sigma'_{zA}}{\sigma'_{z0}} \right) - \psi \ln \left[\frac{t_N + t_v}{T_0} + \left(\frac{\sigma'_{z0}}{\sigma'_{zA}} \right)^{\alpha} \right] \quad (17)$$

把式(3)代入到式(17)得：

$$e_e(t_N + t_v) = e_0 - \kappa \ln \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_{z0}} \right) - \lambda \ln \left(\frac{\sigma'_{zA}}{\sigma'_c} \right) - \psi \ln \left[\frac{t_N + t_v}{T_{1d}} + \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_{zA}} \right)^{\alpha} \right] \quad (18)$$

由于 $\psi \approx 0.03 \sim 0.05$, 故 $\alpha \approx 20 \sim 33$ [18]. 当 $\sigma'_{zA} > \sigma'_c$, 即天然土体变为正常土体时, $(\sigma'_c / \sigma'_{zA})^\alpha$ 是一个可以忽略的小值, 故式 (18) 得:

$$e_c(t_N + t_v) \approx e_0 - \kappa \ln\left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_{z0}}\right) - \lambda \ln\left(\frac{\sigma'_{zA}}{\sigma'_c}\right) - \psi \ln\left(\frac{t_N + t_v}{T_{1d}}\right) \quad (19)$$

式 (19) 类似传统土力学中的考虑次固结的孔隙比计算公式, 只不过在传统的土力学中, 蠕变的开始时间为主固结完成的时间, 而在式 (19) 中是用来确定前期固结压力的绝对等效时间。由于 σ'_c 是根据绝对等效时间 1 d 线确定的, 所以次固结的开始时间为 $T_c = T_{1d} = 1 \text{ d}$ 。根据图 2 所示的分层总和法, 由式 (16) 所获得的最终沉降 S_c 为:

$$S_c = \sum_{i=1}^M \frac{e_{0i} - e_{ci}}{1 + e_{0i}} \Delta H_i = \frac{\Delta H}{1 + e_{0i}} \left\{ \kappa_i \ln \frac{\sigma'_{zAi}}{\sigma'_{z0i}} + \psi_i \ln \left[\left(\frac{\sigma'_{zAi}}{\sigma'_{z0i}} \right)^{\alpha_i} \frac{t_N + t_v}{T_{0i}} + 1 \right] \right\} \quad (20)$$

故临界沉降 S_{cri} 为

$$S_{\text{cri}} = S_c - [S_G] = \frac{\Delta H_i}{1 + e_0} \left\{ \kappa_i \ln \frac{\sigma'_{zAi}}{\sigma'_{z0i}} + \psi_i \ln \left[\left(\frac{\sigma'_{zAi}}{\sigma'_{z0i}} \right)^{\alpha_i} \frac{t_N + t_v}{T_{0i}} + 1 \right] \right\} - [S_G] \quad (21)$$

式中 S_G 为工后沉降, $[S_G]$ 为设计允许工后沉降。根据式 (15) 中 S_u 必须大于等于式 (21) 中的 S_{cri} 就可以通过迭代法获得超载预压的卸载临界时间。

3.2 方法二

卸载时间的确定既可以采用临界沉降法确定 [16], 也可以采用工后沉降法确定 [18]。方法二按工后沉降法来确定卸载时间 [18]。堆载预压结束时土体的有效应力为 $\sigma'_{zu}(z) = \sigma'_{z0}(z) + \alpha \xi_N f(z)$, 当预压荷载从 p_{f+} 卸载到工作荷载 p_f 后, 若卸载前土层的有效应力 $\sigma'_{zu} \geq \sigma'_{zA}$ 则卸载后土体的有效应力为 σ'_{zA} ; 若卸载前土层的有效应力 $\sigma'_{zu} < \sigma'_{zA}$ 则卸载后土体的有效应力为 σ'_{zu} 。按照文献 [4-5], 卸载开始后服务期结束前的孔隙比变化量可按流固不耦合条件下的孔隙比变化公式计算:

$$e_c(t_v) = e_u - \left\langle \kappa \ln \left(\frac{\sigma'_{zA}}{\sigma'_{zu}} \right) \right\rangle - \psi \ln \left[\left(\frac{\sigma'_{zA}}{\sigma'_{zB}} \right)^\alpha \frac{t_v}{T_u} + 1 \right] \quad (22)$$

式中的 e_u 为预压卸载到 p_f 的孔隙比, T_u 等于

$$T_u = \lambda(t_N, z) + T_0 \left(\frac{\sigma'_{z0}}{\sigma'_{zB}} \right)^\alpha \quad (23)$$

根据图 2 所示的分层总和法, 由式 (23) 可获得卸载开始后服务期结束前的工后沉降为:

$$S_G = \sum_{i=1}^M \frac{e_{ci} - e_{ui}(t_v)}{1 + e_{0i}} \Delta H_i = \sum_{i=1}^M \left\{ \left\langle \kappa_i \ln \frac{\sigma'_{zAi}}{\sigma'_{zui}} \right\rangle + \psi_i \ln \left[\left(\frac{\sigma'_{zAi}}{\sigma'_{zBi}} \right)^{\alpha_i} \frac{t_v}{T_{ui}} + 1 \right] \right\} \frac{\Delta H_i}{1 + e_{0i}} \leq [S_G] \quad (24)$$

σ'_{zui} 、 T_{ui} 分别是第 i 层中点处预压完成后卸载前的有效应力和绝对等效时间。 e_{ei} 、 σ'_{zAi} 分别是第 i 层中点处服务期结束后的孔隙比和服务期间的工作有效应力。

3.3 方法三

方法二是根据软基工后沉降属于长期沉降，可以按流固不耦合条件来计算获得的，其计算结果偏于安全。若要近似地考虑工后沉降期间的固结变形，则可以按下面的方法进行计算。

堆载预压结束时土体的有效应力为 $\sigma'_{zU}(z) = \sigma'_{z0}(z) + \alpha \xi_N f(z)$ ，令：

$$\xi_{Gs} = \langle \sigma'_{zA} - \sigma'_{zU} \rangle, \quad \zeta_{Gs}(z) = \frac{\xi_{Gs}(z)}{\sigma'_{zA}}, \quad \zeta_{Ge}(z) = \frac{\xi_{Gs}(z)}{\sigma'_{zA}} e^{-\beta t_v} \quad (25)$$

则利用式 (5) 可近似地计算考虑流固耦合后的工后沉降得：

$$e_c(t_v) = e_u - \left\langle \kappa \ln \left(\frac{\sigma'_{zA}}{\sigma'_{zU}} \right) \right\rangle - \psi \ln \left[\left(\frac{\sigma'_{zA}}{\sigma'_{zB}} \right)^\alpha \frac{\lambda_{Ge}(t_v)}{T_u} + 1 \right] \quad (26)$$

式中

$$\lambda_G(t_v, z) \approx \frac{1}{\beta} \{ \text{HU}[\alpha, \zeta_{Ge}(z)] - \text{HU}[\alpha, \zeta_{Gs}(z)] \} \quad (27)$$

故根据图 2 所示的分层总和法，由式 (26) 可获得卸载开始后服务期结束前的工后沉降为：

$$S_G = \sum_{i=1}^M \frac{e_{ei} - e_{ui}(t_v)}{1 + e_{0i}} \Delta H_i = \sum_{i=1}^M \left\{ \left\langle \kappa \ln \frac{\sigma'_{zAi}}{\sigma'_{zui}} \right\rangle + \psi \ln \left[\left(\frac{\sigma'_{zAi}}{\sigma'_{zui}} \right)^\alpha \frac{\lambda_G(t_v, z_i)}{T_{ui}} + 1 \right] \right\} \frac{\Delta z_i}{1 + e_{0i}} \leq [S_G] \quad (28)$$

4 算例

宁波某机场宽为 45 m，长 2500 m，建在宁奉平原的海积软土地层上^[4, 11, 13]。软土层厚 30 m，饱和重度为 $\gamma_{\text{sat}} = 17.5 \text{ kN/m}^3$ ，平均孔隙比为 $e_0 = 1.313$ ，平均 $\kappa = 0.0142$ ， $\lambda = 0.153$ ， $\psi = 0.00526$ ，粘塑性比 $\alpha = 26.39$ ，与 Bjerrum 图中 $T_r = 1 \text{ d}$ 线对应的前期固结压力 $\sigma'_{cld} = \sigma'_c$ 约为自重应力的 1.3 倍^[4, 13, 15]，根据式 (3) 可得 $T_0 = 1016 \text{ d}$ 。机场建设需要大面积填土 1.7 m，与其它设施一起折算成外荷载约 44.4 kPa。为了加快固结，在软土深 20 m 范围内设置了袋装砂井，剩下 10m 厚软土作为下卧层。本机场工后沉降的设计限定值为 20 年内不超过 $[S_G] = 0.08 \text{ m}$ ^[2]，由于等载预压期过长，因此对该工程进行超载预压加固，超载量 $p_s = 25.6 \text{ kPa}$ ，总预压荷载为 $p_{f+s} = 70 \text{ kPa}$ ，堆载计划如图 3 所示^[2, 20, 23]，折算成突然加载的分级堆载计划见图 3 中的虚线：共 2 级堆载，第 1 级堆载 $\Delta \sigma_{z1} = 35 \text{ kPa}$ ，持续 60 天后第 2 级再加载 $\Delta \sigma_{z2} = 35 \text{ kPa}$ ，预压加固工艺要求知道需要预压多少天才能达到工后沉降小于 0.08 m 的要求？

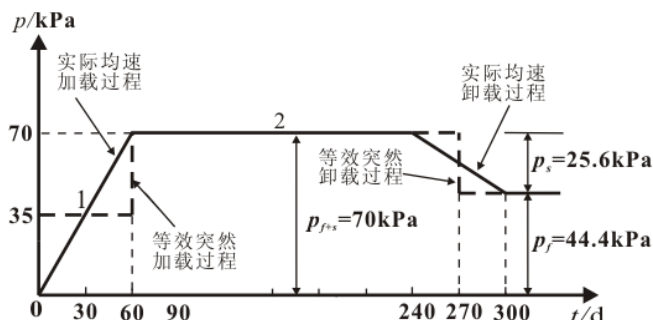


图3 宁波机场预压堆载计划

按分层总和法要求对砂井加固区分为10层，对下卧层分为5层，分别按方法一、方法二和方法三计算超载预压的持续时间。由此得到按照方法一计算的第二级预压时间需319天（把卸载时间折算为等载的有效预压时间，下同），按照方法二计算的第二级预压时间需837天，按照方法三计算的第二级预压时间需834天。比实际超载预压时间270天（把卸载时间折算为等载的有效预压时间）相比分别多49天、567天和563天。由于原超载预压时间明显不足，按照本文方法二计算的工后沉降为0.200 m，方法三计算的工后沉降为0.196 m，其中在砂井加固区的工后沉降为0.018 m，其余工后沉降为砂井未打穿软土地层产生造成的，该砂井未打穿软土地层占工后沉降的90%以上。实测工后沉降为0.160 m，实测工后沉降与方法二和方法三计算的工后沉降两者比较接近。若按方法一计算的预压319天后卸载，根据方法二计算的工后沉降为0.183 m，方法三计算的工后沉降为0.178 m，故按方法一计算的预压时间也是不足的，卸载后的工后沉降将超过设计允许沉降，造成这一情况的主要原因是在方式一的预压时间计算中，砂井加固区软土地层的工后沉降出现负值，与实际严重不符，造成预压时间过短。上述分析表明，对于砂井未打穿地基，下卧层产生的工后沉降占总工后沉降的绝大部分，由于下卧层固结极其缓慢，当设计对工后沉降要求较高时，例如本工程达到设计要求需要837天（方法二）和834天（方法三），实际施工难以忍受这么长的预压时间，因此即使采用超载预压措施也难以使其达到设计要求。

5 结论

本文把分层总和法与半解析法相结合，获得考虑次固结变形软土地基的超载预压时间计算公式，获得如下结论：

1) 根据方法二和方法三获得的工后沉降与实际工程的实测沉降比较接近，建议按方法二和方法三计算超载预压的预压时间。

2) 对于砂井未打穿地基，工后沉降的绝大部分由下卧层（砂井未打穿软土地层）产生的，由于下卧层的固结时间极其缓慢，因此，当设计对工后沉降要求较高时，即使采用超载预压措施也较难使其达到设计要求。

参考文献:

- [1] BJERRUM L. Engineering geology of Norwegian normally consolidated marine clay as related to the settlements of buildings [J]. *Geotechnique*, 1967, 17(2): 83-118.
- [2] YIN J H, GRAHAM J. Viscous-elastic-plastic modelling of one-dimensional time-dependent behaviour of clays [J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1989, 26(2): 199-209.
- [3] 胡亚元, 杨秋华. 基于 Yin-Graham 流变模型的沉降简化计算统一公式[J]. *浙江大学学报(工学版)*, 2016, 50(6): 53-61.
- [4] HU Ya-Yuan. A practical evaluation of surcharge preloading period in staged construction subject to creep[J]. *Computers and Geotechnics*, 2012, 42(5): 171-179.
- [5] 胡亚元. 考虑次压缩时分级超载预压持续时间的确定方法[J]. *浙江大学学报(工学版)*, 2010, 44(5): 962-968.
- [6] HU Ya-Yuan, Zhou Wan-Huan, Cai Yuan-Qiang. (2014). Large-strain elastic viscoplastic consolidation analysis of very soft clay layers with vertical drains under preloading[J] *Canadian Geotechnical Journal*, 2014, 51(2):144-157.
- [7] 胡亚元, 杨平, 余启致. 超固结土次固结系数的时间效应研究[J]. *中国公路学报*, 待刊。
- [8] 胡亚元. 研究生教育中讨论式课堂教育手段的应用和体会[C]. 第三届全国岩土与工程学术大会论文集. 成都: 四川科学技术出版社, 2009:749-752.
- [9] 胡亚元, 江涛. 次固结系数对准超固结土固结特性的影响[J]. *浙江大学学报*, 2011, 45(6):1088-1093.
- [10] Hu Ya-Yuan. Particular behaviors of quasi-plastic viscous elastic model under consolidation[J]. *International Journal of Geomechanics*, 2016, 04016003-1-04016003-18.
- [11] 谢康和. 砂井地基: 固结理论、数值分析与优化设计[D]. 杭州: 浙江大学博士论文, 1987.
- [12] 胡亚元. 准塑性的粘弹性模型在黏土中的应用[J]. *岩土工程学报*, 2009, 31(3):353-360.
- [13] 龚晓南. 地基处理手册:第三版[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008:69-162.
- [14] 刘加才, 赵维炳, 宰金珉. 排水固结下卧层固结度简化计算[J]. *水运工程*, 2006, 1:75-79.
- [15] 朱向荣. 软土预压流变性状研究[D]. 杭州: 浙江大学博士论文, 1993.

桩周水泥土对桩基水平承载性能影响试验研究

周佳锦¹, 龚晓南¹, 王奎华¹, 张日红²

(1.浙江大学滨海和城市岩土工程研究中心, 浙江 杭州 310058; 2.中淳高科桩业股份有限公司, 浙江 宁波 315000)

摘要: 为了对桩周水泥土对桩基水平承载性能的影响进行研究, 进行了一组钻孔灌注桩和桩周具有水泥土的静钻根植桩的现场静载试验。试验结果表明: 当水平荷载较小时, 钻孔灌注桩的水平承载性能优于静钻根植桩, 桩周水泥土对桩基水平承载性能的影响不大; 随着桩顶水平荷载的增加, 桩周水泥土逐渐发挥作用, 其不仅能够提高桩基的水平临界荷载, 还能减小桩顶水平位移, 并使桩基不易发生突然破坏; 桩周水泥土性质(强度、弹性模量)介于桩基和桩周土体性质之间, 能够改善桩基水平承载性能。

关键词: 水泥土; 预制桩; 钻孔灌注桩; 水平承载性能; 现场试验

1 前言

近年来, 随着海洋工程和城市基础建设的高速发展, 桩基础被广泛应用于港口码头、海洋平台、高速铁路和大型桥梁等工程中; 与一般建筑物中的桩基础相比, 上述工程中的桩基础除了承受竖向荷载之外还需要承受水平荷载, 因此需要对桩的水平承载性能进行研究。文献[1]中给出了水平荷载作用下桩基础的几种主要的分析方法: (1) 极限地基反力法(极限平衡法), 该方法假定桩侧土体处于极限平衡状态, 按照作用于桩上的外力及土体的极限静力平衡条件计算桩的水平承载力。该方法不考虑桩本身挠度变形, 适用于埋入深度较小的刚性短桩。(2) 弹性地基反力法, 将土体假定为弹性体, 用梁的弯曲理论求解桩的水平承载力, 随地基系数不同线弹性地基反力法可分为张氏法、 k 法、 m 法和 c 法等; 其中 m 法假定地基反力系数随深度呈线性增加, m 法在桩顶水平位移较小时能够较好的反映桩基的承载性能, 且计算分析过程较为简单, 在国内外应用十分广泛, 我国桩基技术规范^[2]也推荐采用 m 法计算水平受荷桩基。(3) 复合地基反力法(p - y 曲线法), p - y 曲线法能够如实反映土体的非弹性性质以及由地表开始的渐进破坏现象, 是目前国外最为流行的分析方法, 对承受循环荷载, 且地基产生较大应变的桩基, 宜采用 p - y 曲线法。(4) 弹性理论法, 假定桩基埋置于各向同性半无限弹性体中, 土体参数(弹性模量 E_s 和泊松比 μ)或为常数或随着深度变化。

由于桩基在水平荷载作用下的荷载传递过程是一个复杂的桩土相互作用过程, 上述理论计算方法都无法准确地描述水平荷载作用下桩基的受力变形特性; 许多学者通过现场试

收稿日期: 2016年8月

验和模型试验对水平荷载作用下桩基的承载性能进行了研究, 王建华等^[3]通过某大型码头桩基工程的现场试验结合数值分析研究了水平荷载作用下大直径嵌岩钢管混凝土桩的工作机理。王俊林等^[4]通过某桩基工程的现场试验结合数值分析研究了水平荷载作用下大直径人工挖孔扩底灌注桩的工作机理。王多垠等^[5]通过室内大比尺模型试验对内河港口大直径嵌岩灌注桩横向承载性能进行了研究。刘汉龙等^[6]等通过足尺模型试验对水平荷载下双层地基中现浇混凝土大直径管桩(PCC桩)的承载性能进行了研究。任连伟等^[7]通过模型试验对不同组合形式的高喷插芯组合桩(JPP桩)的水平承载特性进行了研究, 指出地面下一定深度范围内的土体特性将直接影响着桩的水平承载能力。黄银冰等^[8]通过现场水平静载荷试验对水泥土桩对灌注桩水平承载特性的影响进行了研究, 试验结果表明打设水泥土桩能够控制灌注桩水平位移的发展, 并能提高灌注桩水平承载能力。Faro^[9]通过一系列桩周设置水泥土和桩周为原状土体的桩基的现场试验对桩周水泥土对桩基水平承载性能的影响进行了研究, 通过对试验结果的分析得出在桩周设置水泥土能够较大程度的提高桩基的水平承载性能。

静钻根植桩是一种由桩周水泥土和预制桩组合而成的组合桩基, 其形式与高喷插芯组合桩类似; 笔者课题组通过现场试验和模型试验对静钻根植桩的竖向承载性能进行了较为详细的研究^[10-12], 并指出静钻根植桩在软土地基中的抗压、抗拔承载性能均优于钻孔灌注桩。然而, 关于静钻根植桩在水平荷载作用下的承载性能的研究还较为少见, 由文献[7]-[9]可知在桩身外围设置水泥土(水泥土桩)能够有效提高桩基的水平承载性能, 因此, 由于有桩周水泥土的存在, 静钻根植桩的水平承载性能也很可能优于钻孔灌注桩的水平承载性能。本文通过一组静钻根植桩和钻孔灌注桩的现场静载试验对静钻根植桩的水平承载性能进行研究, 并对两种桩型的水平承载性能进行了比较分析, 从而对桩周水泥土对桩基水平承载性能的影响进行研究。

2 试验概况

2.1 试验场地介绍

本次现场静载试验基于温州某电厂项目基础工程, 根据前期勘察资料可知, 试验场地表面软土层厚度达16-20 m, 土体含水量高, 强度低, 工程特性较差。试验场地具体土层分布和土体参数如表1所示。

2.2 试桩介绍

为了对静钻根植桩和钻孔灌注桩水平承载性能进行研究, 本次试验中对3种不同类型共6根试桩进行了水平静荷载试验, 其中包括4根静钻根植桩和2根钻孔灌注桩。4根静钻根植桩中2根为700 mm静钻根植桩, 即桩周水泥土直径为700 mm, 内部为600 mm管桩和650(500) mm竹节桩(桩身直径为500 mm, 节点直径为650 mm); 另外2根为900 mm静钻根植桩, 即桩周水泥土搅拌直径为900 mm, 内部为800 mm管桩和800(600) mm竹节桩(桩身直径为600 mm, 节点处直径为800 mm)。2根钻孔灌注桩直径都为1000 mm, 试桩示意图如图1所示, 试桩参数如表2所示。从图1中可以看到, 试桩总长都为61 m, 静钻根植桩

中上部管桩长度都为46 m,下部竹节桩长度为15 m,且桩端部位都存在一个水泥土扩大头。从表2中可以看到,试桩长细比都大于60,都处于长桩;静钻根植桩中预制桩桩身混凝土强度为C80,而钻孔灌注桩桩身为C30混凝土。

表1 土层分布及土体性质

地层 编号	地层 名称	物理性质指标						力学性质指标		
		含水量 $\omega/\%$	重度 $\gamma/\text{kN/m}^3$	孔隙比 e	液性指 数 I_L	塑性指数 $I_p/\%$	压缩系数 $\alpha_{1-2}/\text{MPa}^{-1}$	压缩模量 E_{s1-2}/MPa	直剪固快	
									粘聚力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi/^\circ$
0	素填土		18.00							
1	粘土	38.0	18.00	1.067	0.820	20.5	0.71	3.5	25.0	12.8
2-1	淤泥	59.4	15.85	1.727	1.570	23.1	1.80	0.9	18.9	10.0
2-2	淤泥	54.5	16.11	1.589	1.390	23.1	1.46	1.7	21.2	11.0
3-1	淤泥质 粘土	44.4	16.81	1.319	1.100	20.7	0.97	3.5	26.2	12.4
3-2	粉砂	22.0	19.01	0.685				5.0	14.6	23.8
3-3	粉质粘土	24.8	19.11	0.738	0.520	11.9	0.28	6.9	29.5	17.5
4-1	粉土	25.1	19.22	0.722		9.0	0.21	6.9	15.0	23.8
4-2	粉质粘土	26.4	18.87	0.786	0.630	12.2	0.35	6.7	32.6	17.7
4-3	粉土		19.30					6.9	8.0	27.2
5-1	圆砾	27.0	19.01	0.755				11.0		
6-1	粉质粘土	31.0	18.79	0.877	0.590	18.5	0.49	7.4	50.8	11.4
6-2	粉质粘土	25.7	19.42	0.737	0.450	16.3	0.34	11.7	48.2	14.7
7	圆砾	23.1	19.60	0.650				12.0		
7-1	粉土		19.00					10.0		
8-1	粉质粘土	29.2	18.54	0.884	0.520	17.2	0.41	7.0		37.3
8-2	粘土	31.4	18.64	0.903	0.510	21.2	0.43	10.5		49.1
8-3	粉质粘土	27.2	19.03	0.793	0.550	15.5	0.35	8.0		45.7
8-4	细砂		19.00							
9	碎石		19.50							
10-1	强风化 凝灰岩		22.00							

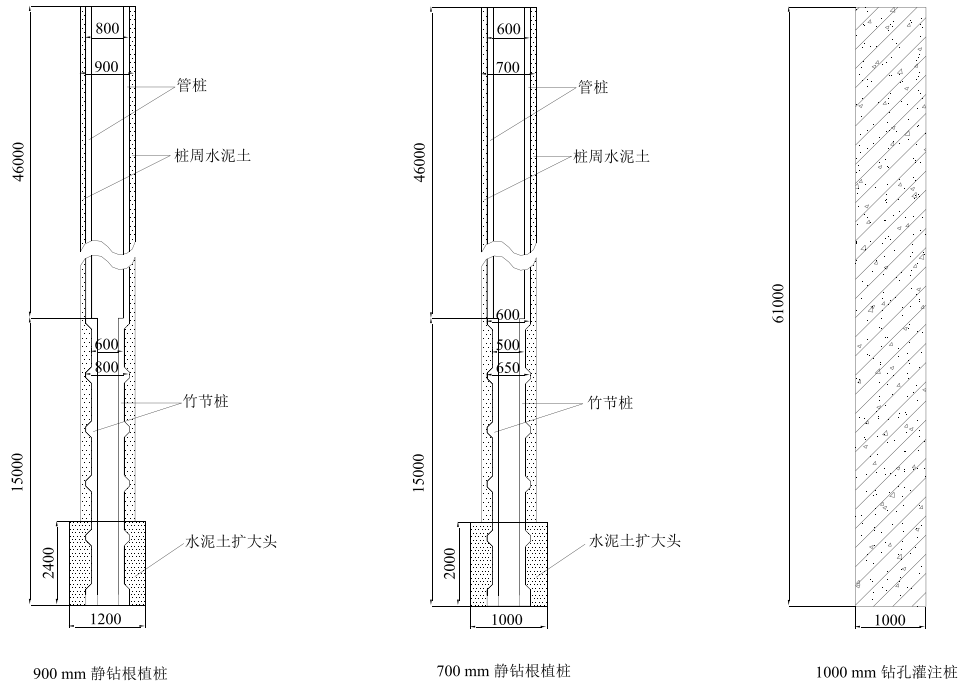


图1 试桩示意图 (单位: mm)

表2 试桩参数

试桩 编号	试桩类型	试桩直径/mm		桩长/m			长细比	混凝土 等级
		预制桩, 灌注桩	水泥土	管桩	竹节桩	总长		
PT1	静钻根植桩	600 mm PHC	700	46	15	61	87.1	C80
		650(500) mm PHDC						
PT2	静钻根植桩	600 mm PHC	700	46	15	61	87.1	C80
		650(500) mm PHDC						
PT3	静钻根植桩	800 mm PHC	900	46	15	61	67.8	C80
		800(600) mm PHDC						
PT4	静钻根植桩	800 mm PHC	900	46	15	61	67.8	C80
		800(600) mm PHDC						
PT5	钻孔灌注桩	1000	\	\	\	61	61	C30
PT6	钻孔灌注桩	1000	\	\	\	61	61	C30

注: PHC表示高强度预制管桩, PHDC表示高强度预制竹节桩。

3 试桩水平静载试验

3.1 水平静载试验介绍

试桩施工完成且静钻根植竹节桩中的水泥土养护28 d后进行水平静载试验。水平静载试验执行标准为建筑桩基检测技术规范 (JGJ106-2003) [13], 采用单向多循环加载试验方法进行试验。试桩水平荷载试验均采用量程为60 t的千斤顶进行加载, 在力的作用线及其上方50 cm处的桩身上布置两只标点块, 并在标点块上安装位移传感器。加载过程中分级荷载为预估水平极限承载力的1/10, 每级荷载施加时, 恒载4 min后测读水平位移, 然后卸载至零, 停2 min后读取残余水平位移, 自此完成一个加卸载循环过程; 需进行5次上述加卸载过程以完成一级荷载的位移观测。

3.2 试验结果分析

根据现场试验实测结果进行整理得到的试桩桩顶水平荷载位移曲线如图2所示。从图2中可以看到, 相同类型的试桩的桩顶荷载-位移关系曲线几乎完全重合, 说明本次试验中相同类型试桩的水平承载性能基本相同, 同时也验证了试验结果的可靠性。从图2中还可以看到700 mm静钻根植桩 (PT1, PT2) 的桩顶水平位移随着桩顶荷载的增大而稳步增长, 当桩顶水平荷载增加到210 kN时, PT1和PT2的桩顶水平位移分别为37.03 mm和36.79 mm, 达到建筑桩基检测技术规范中给出的终止加载条件 (桩顶水平位移超过30 mm), 卸载后试桩的水平残余位移分别为12.31 mm和12.07 mm; 900 mm静钻根植桩 (PT3, PT4) 的桩顶水平位移也随着水平荷载的增加而平稳的增大, 当水平荷载达到350 kN时, PT3和PT4的桩顶水平位移分别达到42.11 mm和43.01 mm, 均超过30 mm, 达到停止加载条件, 卸载后水平残余位移分别为12.24 mm和12.91 mm; 1000 mm钻孔灌注桩 (PT5, PT6) 的桩顶水平位移也随着桩顶水平荷载的增加而增加, 且加载过程中的水平位移值小于静钻根植桩的水平位移值, 当桩顶水平荷载达到350 kN时, PT5和PT6的水平位移分别为45.02 mm和44.67 mm, 达到停止加载条件, 卸载后桩顶残余水平位移分别为23.17 mm和22.89 mm。因此, 静钻根植桩的残余水平位置值小于钻孔灌注桩的残余水平位移。

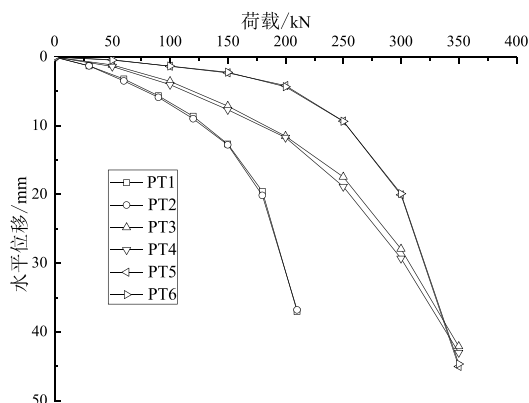


图2 试桩水平荷载-水平位移关系曲线

桩基水平临界荷载可以根据水平荷载-位移梯度(每级荷载作用下试桩水平位移增加量与荷载增加量的比值)关系曲线得到,本次试验中试桩的水平荷载-位移梯度关系曲线如图3所示。从图3中可以看到,在加载初始阶段,700 mm静钻根植桩和900 mm静钻根植桩的荷载-位移梯度关系曲线比较接近,而1000 mm钻孔灌注桩的位移梯度要明显小于静钻根植桩的位移梯度,这是因为钻孔灌注桩的抗弯刚度(EI)要大于静钻根植桩的抗弯刚度。钻孔灌注桩抗弯刚度为:

$$E_b I_b = 30 \times 10^9 \times \frac{\pi}{64} \times 1^4 = 1470 \text{ MN} \cdot \text{m}^2 \quad (1)$$

900 mm 静钻根植桩的抗弯刚度可以近似表示为:

$$E_p I_p = 38 \times 10^9 \times \frac{\pi}{64} \times (0.8^4 - 0.54^4) = 605 \text{ MN} \cdot \text{m}^2 \quad (2)$$

从图3中还可以看到,随着桩顶水平荷载的增加,900 mm静钻根植桩和1000 mm钻孔灌注桩的位移梯度值越来越接近,当水平荷载超过300 kN时,1000 mm灌注桩的位移梯度值急剧增加,而900 mm静钻根植桩的位移梯度增加幅度较小;这是因为随着荷载水平增加,桩侧土体抗力逐渐达到极限值,土体进入屈服状态,桩基水平承载性能由桩周土体性质所控制,静钻根植桩中桩周水泥土性质(强度,弹性模量)介于预制桩和桩周土体性质之间,起着过渡层的作用,能够改善桩基的水平承载性能,且使桩基不易发生突然破坏。

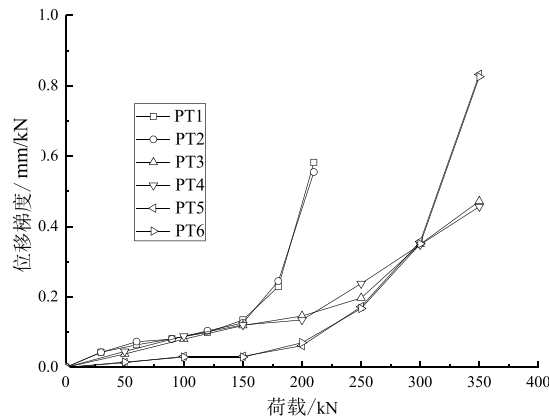
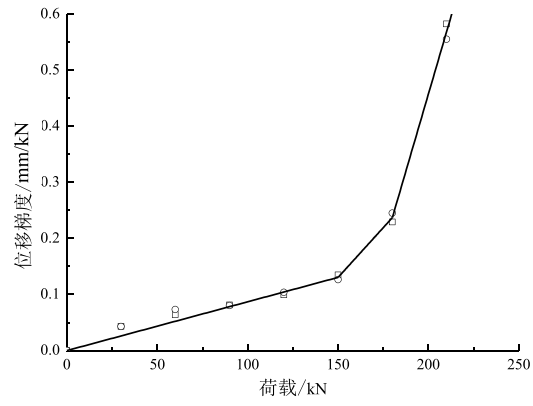
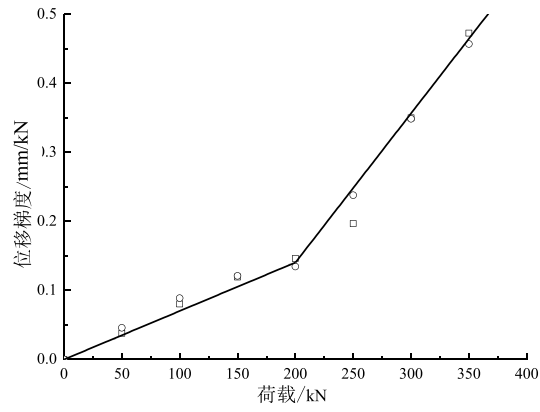


图3 试桩水平荷载-位移梯度关系曲线

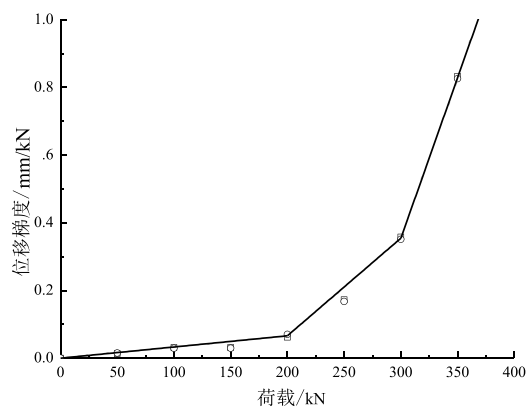
不同类型试桩的水平荷载-位移梯度曲线如图4所示。由建筑桩基检测技术规范^[13]可知,单桩水平临界荷载可取为水平荷载-位移梯度曲线上第一个拐点对应的水平荷载值,因此,700 mm静钻根植桩的水平临界荷载为150 kN,而900 mm静钻根植桩和1000 mm钻孔灌注桩的水平临界荷载都为200 kN。900 mm静钻根植桩的桩身抗弯刚度和桩径都小于1000 mm钻孔灌注桩,而两者的水平临界荷载相同,可以认为静钻根植桩的水平承载性能优于钻孔灌注桩,说明桩周水泥土能够提高桩基的水平临界荷载。



(a) 700 mm 静钻根植桩



(b) 900 mm 静钻根植桩



(c) 1000 mm 钻孔灌注桩

图4 试桩水平荷载-位移梯度关系拟合曲线

4 结语

本文介绍了一组静钻根植桩和钻孔灌注桩的现场试验,对两种桩型的水平承载性能进行了比较分析,从而对桩周水泥土对桩基水平承载性能的影响进行了分析与研究,通过对试验结果的分析可以得到以下结论:

(1) 水平荷载试验加载初级阶段,钻孔灌注桩的桩顶水平位移小于静钻根植桩的水平位移,且钻孔灌注桩位移梯度值也小于静钻根植桩的位移梯度值,桩周水泥土对桩基水平承载性能的影响不大。

(2) 桩周水泥土性质介于预制桩和桩周土体性质之间,在桩基受水平荷载作用下能够充当过渡层,桩周水泥土不仅能够提高桩基的水平临界荷载,还能减小加载后期桩基的水平位移,并使桩基不易发生突然破坏。

(3) 软土地区土体工程性质较差,桩基的水平承载性能主要由桩周土体性质所控制,由现场试验结果可知,在桩身外围设置水泥土是提高桩基水平承载性能的一种有效措施。本文只介绍了一组桩周具有水泥土和桩周为原状土体的桩基的静载试验,且没有对桩身弯矩和土压力进行测量,可以通过改变桩周水泥土的直径和高度对桩周水泥土对桩基水平承载性能的影响进行更加深入的研究。

参考文献:

- [1] 桩基工程手册(第二版)编写委员会,《桩基工程手册》(第二版)[M],北京:中国建筑工业出版社,2015.
- [2] 中国建筑科学研究院. JGJ94-2008 建筑桩基技术规范[S].北京:中国建筑工业出版社,2008.
- [3] 王建华,陈锦剑,柯学. 水平荷载下大直径嵌岩桩的承载力特性研究[J]. 岩土工程学报,2007,29(8): 1194-1198.
- [4] 王俊林,王复明,任连伟,等. 大直径扩底桩单桩水平静载试验与数值模拟[J]. 岩土工程学报,2010,32(9): 1406-1411.
- [5] 王多垠,兰超,何光春,等. 内河港口大直径嵌岩灌注桩横向承载性能室内模型试验研究[J]. 岩土工程学报,2007,29(9): 1307-1313.
- [6] 刘汉龙,张建伟,彭劼. PCC 桩水平承载特性足尺模型试验研究[J]. 岩土工程学报,2009,31(2): 161-165.
- [7] 任连伟,顿志林,李果,等. JPP 桩不同组合水平承载性能模型试验研究[J]. 岩土力学,2014,35(S2): 101-106.
- [8] 黄银冰,赵恒博,顾长存等. 考虑水泥土桩增强作用的灌注桩水平承载性能现场试验研究[J]. 岩土力学,2013 34(4): 1109-1115.
- [9] Faro, Consoli, Schnaid, et al. Field Tests on Laterally Loaded Rigid Piles in Cement Treated Soils[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2015, 141(6): 06015003.
- [10] Zhou Jia-jin, Wang Kui-hua, Gong Xiao-nan, et al. Bearing capacity and load transfer mechanism of a static

- drill rooted nodular pile in soft soil areas [J]. Journal of Zhejiang University-SCIENCE A (Applied Physics & Engineering), 2013, 14(10):705-719.
- [11] Zhou Jia-jin, Gong Xiao-nan, Wang Kui-hua, Zhang Ri-hong and Yan Tian-long. A Model Test on the Behavior of a Static Drill Rooted Nodular Pile Under Compression [J]. Marine Georesources & Geotechnology, DOI:10.1080/1064119X.2015.1012313.
- [12] 周佳锦, 龚晓南, 王奎华等. 静钻根植竹节桩抗拔承载性能试验研究[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(3): 570-576.
- [13] 建筑桩基检测技术规范 JGJ106-2003 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2003.

Field test on the influence of the cemented soil around the pile on the lateral bearing capacity of pile foundation

ZHOU Jia-jin¹, GONG Xiao-nan¹, WANG Kui-hua¹, ZHANG Ri-hong²

(1. Research Center of Coastal and Urban Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China; 2. ZCONE High-tech Pile Industry Holdings Co., LTD, Ningbo 315000, China)

Abstract: To investigate the influence of the cemented soil around the pile on the lateral bearing capacity of pile foundation, a group of fields of the bored piles and the pre-bored grouting planted piles which have cemented soil around the pile were conducted. The test results showed that: when the applied lateral load is relatively limited, the lateral bearing capacity of the bored pile is better than the lateral bearing capacity of the pre-bored grouting planted pile, and the cemented soil around the pile does not have much influence on the lateral bearing capacity; the function of the cemented soil is gradually mobilized with the applied lateral load increasing, and the cemented soil can help increase the lateral critical bearing capacity and restrict the lateral displacement, moreover, the cemented soil can also prevent the pile foundation from abrupt failure; the properties (strength and elastic modulus) of the cemented soil is between the pile and the surrounding soil, and it can truly improve the lateral bearing capacity of pile foundation.

Key words: cemented soil; precast pile; bored pile; lateral bearing capacity; field test

大厚度回填土或湿陷性黄土地基处理技术的探讨

葛忻声¹, 刘清洁², 甄正¹

(1. 太原理工大学, 山西 太原 030024; 2. 陕西龙海工程建设有限公司 陕西 西安 710003;)

摘要: 通过对回填土或湿陷性黄土地基处理技术的概述, 结合工程实际情况, 对大厚度回填土或湿陷性黄土地基处理提出新的方法, 沉管成孔、重锤二次夯扩挤密桩法能很好地处理大厚度的黄土地基, 消除湿陷性, 提高地基承载力。

关键词: 大厚度回填土; 湿陷性; 沉管成孔、重锤二次夯扩挤密桩法; 地基处理

1 前言

随着国民经济的快速发展, 工业建筑与民用建筑的大量兴建, 造成土地资源越来越稀少, 可供选择的土地类型逐渐缩小范围, 一些山地、沟壑等土地资源被重用起来^[1]。另外在国家开发中西部的发展战略下, 黄土分布较广的甘肃、陕西和山西等省份加快发展步伐, 以黄土为地基的项目越来越多。这些地区的场地往往需要进行回填平整处理, 而大厚度的湿陷性黄土的处理较为复杂, 既要满足地基的刚度、强度及稳定性的要求, 又要结合实际情况节省资金。因此, 对大厚度回填土或湿陷性黄土地基处理的研究是一项有着长期重要意义的课题。

本文以工程实例为背景对大厚度回填土或湿陷性黄土地基处理技术进行探讨, 提出一种内外管组合的沉管成孔、重锤二次夯扩挤密桩; 该方法采用内外管配合的结构, 使沉管成孔的钢管增加一倍至两倍的长度, 能够使得低塔架的沉管成孔机械挤密深孔, 从而实现了沉管挤密桩处理大厚度回填土或自重湿陷性黄土场地地基处理的目的。

2 大厚度回填土或湿陷性黄土地基处理技术

2.1 大厚度回填土及湿陷性黄土特点

大厚度回填土的成份比较复杂, 一般为粉土、碎石、砂岩块、泥岩块、粉质粘土、工业废料及其它有机物等组成, 随分层回填、随分层简单碾压无法达到密实要求。所以回填土有如下几种特性: 不均匀性、湿陷性、空间差异性大、自重压密性、低强度、低塑性、高压缩性等特性。尤其是湿陷性黄土, 在力和水的作用下, 结构将遭受破坏, 使其强度丧失。湿陷性强弱同黄土中胶结物的含量和成分以及颗粒的组成与分布紧密相关。胶结物含

量大,粘粒含量多,则湿陷性较低,反之则湿陷性强。此外,湿陷性还与孔隙比、含水量和所受压力的大小有关。孔隙比越大,含水量越低,则湿陷性越强。在其他情况不变下,随着压力增大,湿陷量增加,当压力超过某一值后,再增加压力,湿陷量反而减少^[2]。

2.2 沉管成孔、重锤二次夯扩挤密桩简述

大厚度回填土或湿陷性黄土地基处理的基本原则是,破坏土的大孔结构,改善土的工程性质,消除或减少地基的湿陷变形,防止水浸入建筑物地基,提高建筑结构刚度。但是传统的方法处理大厚度回填土或湿陷性黄土较为困难,经过研究改进得到了沉管成孔、重锤二次夯扩挤密桩法。该方法是运用机械锤击成孔,用内外管组合的形式,不断加长钢管至设计深度,向已成桩孔内分层投料、分层夯实及夯扩挤密,使桩体材料侧向挤压地基土,甚至挤入至地基土层中,这在一定程度上改善了桩间土的物理力学性质^[3]。根据填料的不同可分为素土桩、灰土桩、水泥土桩、碎石桩等。对于具体的场地情况,可以因地制宜,将不同填料形成的桩进行组合设计,既节省资金又提高地基承载力。与传统土桩、灰土挤密桩工艺相比,提高了处理大厚度回填土或湿陷性黄土的深度,成孔深度可达18~60m。

2.3 沉管成孔、重锤二次夯扩挤密桩施工工艺

沉管成孔、重锤二次夯扩挤密桩施工的主要工艺流程如图1所示。施工的主要要点如下:(1)清理、平整场地。清除施工场地范围内所有杂物,平整场地,确保施工无障碍;(2)移机入位。确定挤密桩的平面位置,并插焊条作表示,对每个桩建立编号。移动成孔机械到指定位置,就位要求准确平稳并使管身保持垂直;(3)成孔。机械锤击成孔,沉管初始阶段,宜控制桩锤处于低锤轻击状态,待桩管入土深度超过1m,桩管垂直向下,方向稳定后再加大落距,用内外管组合的形式,不断加长钢管至设计深度,成孔过程中应经常检查桩孔的垂直度,发现偏差及时调整,保证成孔垂直度小于等于1.5%;(4)孔内填料并夯实。桩管沉入设计深度后应及时拔出,不宜在土中搁置时间过长。拔出后,检查成孔情况并记录。成孔合格后,及时进行夯填,填料应提前拌好,分层填料夯实。

3 工程实例

3.1 工程概况及设计方案

河南同人铝业有限责任公司年产60万吨铝合金铸造及深加工项目(一期30万吨)中厚板车间项目位于三门峡产业集聚区园通路和经二路交叉口东北角,场区地处汾渭构造带,属汾渭地堑盆地东南缘,地貌单元为黄河南岸II级阶地,地层主要为第四系全新统冲-洪积成因类型的黄土状粉土、黄土状粉质粘土及上更新统冲-洪积成因类型的黄土状粉土等。场地地层自上而下为:(1)填土,层厚2.0~3.5m,以黄土状粉土回填为主,含有较多植物根系,炭屑及小石子等。局部具有湿陷性,湿陷系数在0.003~0.0098之间;(2)黄土状粉土,层厚3.0~11.5m,黄褐,粉粒为主,质不均,疏松易碎,具有大量0.1~0.3mm小孔隙及1~4mm大孔隙,局部具有湿陷性,湿陷系数在0.005~0.147之间;(3)圆砾,层厚1.4m,灰褐色,中粗砂填充,含有较多的土质,质不纯,砾石含量约占总含量的65~70%;(4)黄土状粉质粘土,层厚1.9~7.8m,浅灰褐色,粉质为主,质较均,具有较多0.1~0.3mm

小孔隙及 1~3mm 大孔隙, 含粘质条团等。湿陷系数在 0.021~0.127 之间; (5) 黄土状粉土, 层厚 28.7~43.7m, 褐黄色, 粉粒为主, 质均一, 具有少量 0.1~0.3mm 小孔隙及 1~3mm 大孔隙, 局部含少量砂质。局部具有湿陷性, 靠近本层下部黄土不具有湿陷性。勘察范围内未见地下水, 依据区域地质资料, 该建筑物场区地下水位埋深大于 40m。在建筑物设计与施工过程中可不考虑地下水对建筑物地基基础的影响。

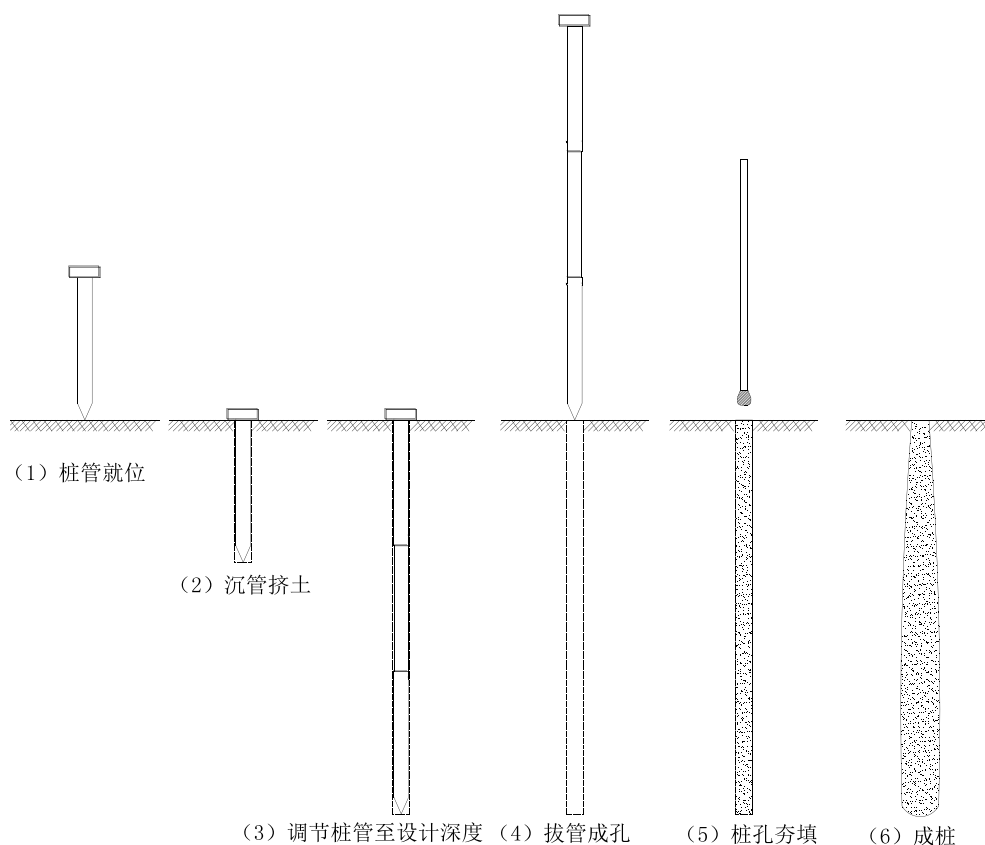


图1 沉管成孔、重锤二次夯扩挤密桩施工程序示意

3.2 设计依据及方案

依据有关规范及土工试验得出, 拟建场地湿陷系数最大值为 0.136, 湿陷量的计算值最大为 1533mm, 最大湿陷深度为 25.5m, 最大湿陷层厚度为 25.5m; 自重湿陷系数最大值为 0.096, 自重湿陷量的计算值最大为 939mm, 最大自重湿陷深度为 25.5m, 最大自重湿陷层厚度为 25.5m; 湿陷系数随深度增加而减小, 自重湿陷系数随深度增大而减小。综合判定该场地湿陷类型为自重湿陷性黄土场地, 拟建专家公寓、培训中心西侧、办公楼南侧地基土湿陷等级为自重Ⅳ(很严重), 拟建培训中心东侧地基土湿陷等级为自重Ⅲ(严重), 拟建办公楼北侧地基土湿陷等级为自重Ⅱ(中等)。

该工程拟建建筑分为三部分, 专家公寓(5层、基础埋深 2.5m、砖混结构)、培训中

心（1-4层、基础埋深 2.5m 局部 4m、框架结构）、办公楼（2-7层、基础埋深 2.5m、框架结构）。在工程开始前进行试桩试验，验证设计方案的优劣并提供有用的设计参数。为了更好地消除场地不同厚度黄土的湿陷性并满足上部结构地基承载力，对于不同上部结构和地基情况采用不同的地基处理方式，具体的设计参数依次如下。

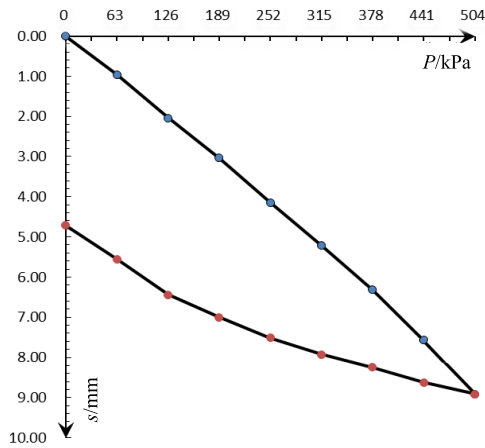
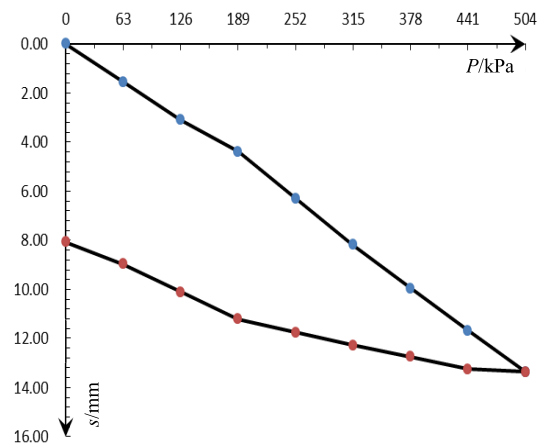
表 1 地基处理设计技术参数

处理方式	桩径/mm	桩距/m	桩长/m	排列方式	地基承载力特征值/kPa
素土沉管挤密桩 复合地基	550	0.9	35.0	梅花型	250
1:6 水泥土沉管挤 密桩复合地基	400	0.9	28.0-35.8	等边三角形	250
2:8 灰土桩加沉管 CFG 桩复合地基	400	0.9	28.0-32.9	等边三角形	500

3.3 检测结果与效果分析

(1) 复合地基静载荷试验

复合地基静载荷试验分为三部分，其中素土沉管挤密桩复合地基试验检测共 6 点，桩间距为 1.0m 的试验点 3 点：F1、F3、F5，分 8 级加载，每级加载 63kN；桩间距为 0.9m 的试验点 3 点：F2、F4、F6，分 8 级加载，每级加载 63kN。选取 F1-F4 点进行分析，其 $P-s$ 曲线如下

图 2 点 F1 处 $P-s$ 曲线图 3 点 F2 处 $P-s$ 曲线

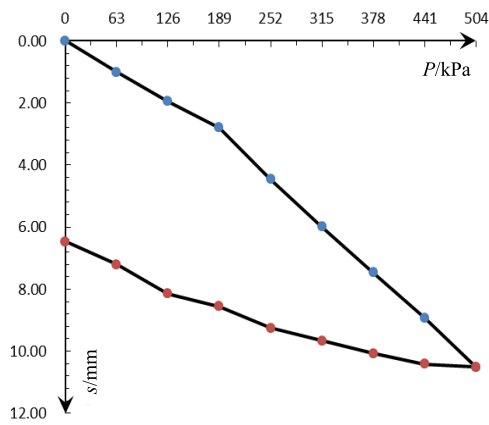


图4 点F3处 $P-s$ 曲线

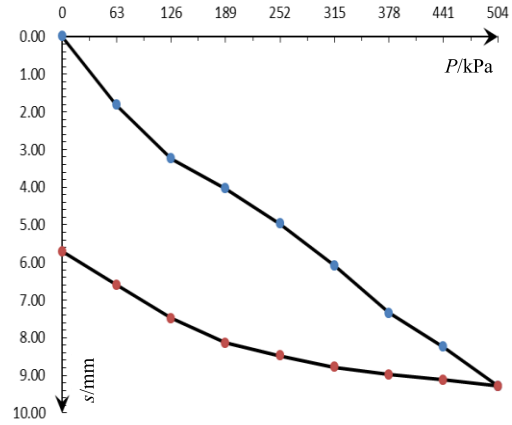


图5 点F4处 $P-s$ 曲线

复合地基承载力特征值的确定：当 $P-s$ 曲线上极限荷载能确定，而其值不小于对应比例界限的 2 倍时，可取比例界限；当其值小于对应比例界限的 2 倍时，可取极限荷载的一半；当 $P-s$ 曲线是平缓的光滑曲线时，可按相对变形值确定^[4]。

从图 2 至图 5 $P-s$ 曲线较平缓，无明显陡降段，可以看出，F1-F4 的最大沉降量依次为 10.51mm、13.35mm、8.91mm、9.28mm，最大回弹量依次为 4.04mm、5.29mm、4.20mm、3.57mm，复合地基承载力特征值都大于 250kPa，满足设计要求。

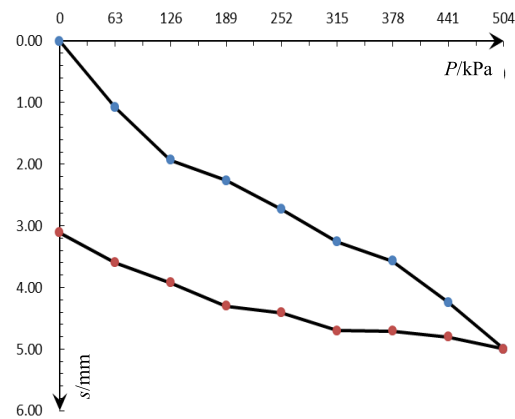


图6 点E1处 $P-s$ 曲线

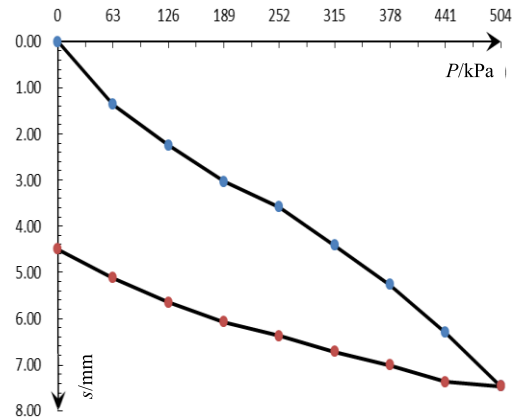
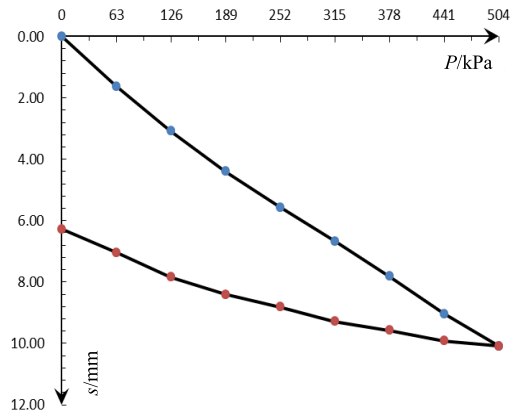
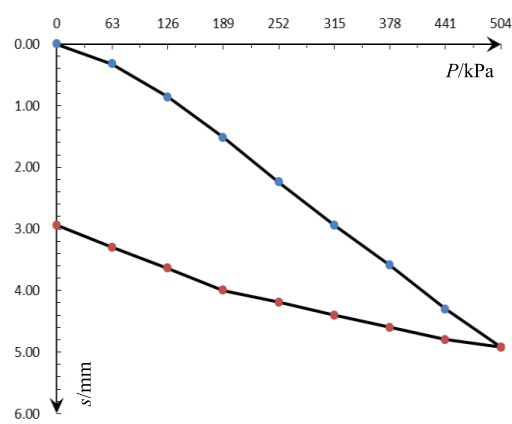


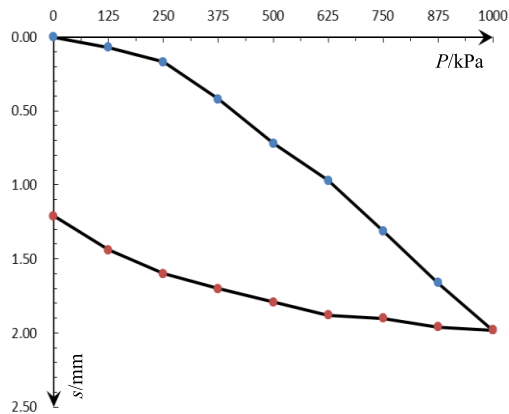
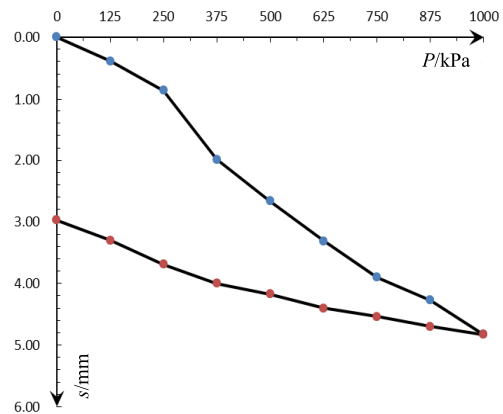
图7 点E2处 $P-s$ 曲线

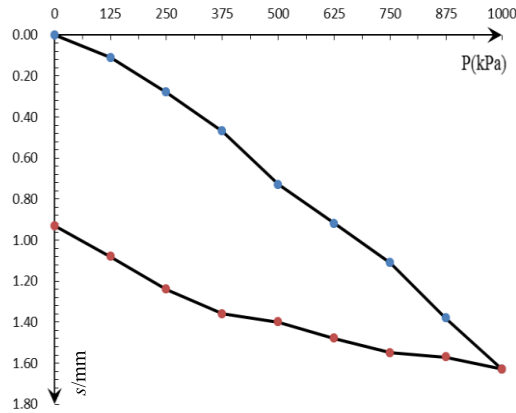
图8 点E3处 $P-s$ 曲线图9 点E4处 $P-s$ 曲线

1:6 水泥土沉管挤密桩复合地基试验检测共 6 点, 桩间距为 1.0m 的试验点 3 点: E1、E2、E3, 分 8 级加载, 每级加载 63kN; 桩间距为 0.9m 的试验点 3 点: E4、E5、E6, 分 8 级加载, 每级加载 63kN。从图 6 至图 9 $P-s$ 曲线较平缓, 无明显陡降段可以看出, E1-E4 的最大沉降量依次为 5mm、7.47mm、10.09mm、4.92mm, 平均沉降量小于 10mm, 最大回弹量依次为 1.89mm、2.97mm、3.82mm、1.98mm, 复合地基承载力特征值都大于 250 kPa, 满足设计要求。

2:8 灰土桩加沉管 CFG 桩复合地基试验检测共 3 点: S1、S2、S3, 分 8 级加载, 每级加载 125kN。图 10 至图 12 $P-s$ 曲线较平缓, 无明显陡降段可以看出, S1-S3 的最大沉降量依次为 1.98mm、4.83mm、1.63mm, 最大回弹量依次为 0.77mm、1.86mm、0.70mm, 复合地基承载力特征值都大于 500 kPa, 满足设计要求。

复合地基静载荷试验结果表明, 用沉管成孔、重锤二次夯扩挤密桩的方法处理 30m 以上的大厚度湿陷性黄土有很好的效果, 能满足地基处理设计要求。改变填料, 桩径、桩距、桩长及排列方式能更好的节约成本, 提高经济效益。

图10 点S1处 $P-s$ 曲线图11 点S2处 $P-s$ 曲线

图 12 点 S3 处 $P-s$ 曲线

(2) 低应变动力检测和探井取土

低应变动力检测采用 RS-1616K (S) 型基桩动测仪, 经时域、频域等方法综合分析, 平均波速为 3873m/s, 均为 I 类桩 (完整桩)。这表明不同填料都能很好和湿陷性黄土结合, 形成完整的桩, 对于某些具体的场地, 应根据材料的远近与价格进行合理的配比。桩间土挤密效果及湿陷性的分析从所取土样中得出结论, 挤密效果不错, 湿陷性消除。

(3) 方案分析

经过三种试桩的复合地基设计方案的实际效果对比可以看出, 素土沉管挤密桩复合地基和 1:6 水泥石沉管挤密桩复合地基的沉降量在 5~10mm, 地基承载力特征值大于 250kPa, 设计比较经济, 满足了建筑地基处理稳定安全的要求。2:8 灰土桩加沉管 CFG 桩复合地基沉降量最小, 不到 3mm, 地基承载力特征值大于 500 kPa, 适合层数较高湿陷性影响较大的地基, 经济效果对比前两个方案不明显。三种方案都能很好的消除湿陷性, 满足设计要求, 因此在选取具体方案时应该综合考虑其处理效果和经济效益。

4 结语

地基处理的好坏直接影响到工程质量, 通过合理的设计, 能有效的消除对地基结构不利的影 响, 消除湿陷性, 确保工程质量。但传统方法在处理大厚度回填土或湿陷性黄土地基时有很大的局限性, 用沉管成孔、重锤二次夯扩挤密桩法能很好地处理这些问题。不同的复合地基形式宜结合具体的场地环境而定, 确定合适的填料配比及其桩的形式, 达到节约成本, 提高经济效益。

参考文献:

- [1] 王雅君等. 大厚度回填土地层基桩受力特征试验分析[J]. 勘察科学技术, 2015, 1:15-51.
- [2] 黄涛. 湿陷性黄土工程特性及路基病害防治措施[J]. 四川理工学院学报(自然科学版), 2013, 26:56-59.

- [3] 龚晓南. 地基处理技术发展展望[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2004.
[4] GB 50007-2011 建筑地基基础设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.

Discussion on the treatment technology of large thickness backfill or collapsible loess foundation

GE Xincheng¹, LIU Qingjie², ZHEN Zheng¹

(1. Taiyuan University of Technology, Taiyuan 030024, China; 2. Shanxi Longhai Engineering Construction Co., Ltd., Xi'an 710003, China)

Abstract: Through the summary of the treatment technology of backfill or collapsible loess foundation, combined with the actual situation of the project, a new method for the treatment of large thickness backfill or collapsible loess foundation was proposed. Immersed into the hole and two heavy hammer compaction pile method can be very good to deal with the large thickness of the loess foundation and eliminate dampness, and be used to increase the bearing capacity of foundation.

Keywords: large thickness backfill; collapsibility; immersed into the hole and two heavy hammer compaction pile method; foundation treatment

透水地面设计

夏胜天¹, 刘世明², 单通²

(1. 浙江中和建筑设计有限公司, 浙江 杭州 310004; 2. 华东勘测设计研究院, 浙江 杭州 311122)

摘要: 地下室透水地面(底板)设计利用导水的方法,减小水浮力,从而节省抗拔桩,节约建造成本。根据工程经验,这种设计方法在地下室底板位于较厚的不透水层或围护设计有较深止水帷幕的情况下,较为有效。本文结合实际工程案例,对地下室透水地面设计的科学性和适用性进行研究。

关键词: 透水地面; 基础; 泄水减浮

1 前言

地下结构抗浮设计在结构设计中是一个重要的技术环节和内容,既要考虑抗浮安全,又要兼顾投资。传统的抗浮设计由于过于依赖抗浮水位的确定,可能出现较为危险的情况和较高的建设成本,如南方某市连续暴雨造成实际水位高于设计的抗浮水位,造成地下室的破坏(汪四新和屈娜^[1]),又如海南某市暴雨引起地下水位升高,造成地下室底板破坏(徐泽友和蒋洪涛^[2])。而且,通过传统的抗浮设计,解决抗浮问题,需要顶板上覆土或增加抗拔桩,并设置较厚的底板及地梁,大大的增加投资造价(朱兴海等^[3],崔强和刘卡丁^[4])。由上可见,传统的抗浮设计方法使用抗浮设计水位确定抗浮措施,难以完全保证地下结构的安全,同时造成投资造价的增加。因此,考虑一种新的抗浮设计概念和方法,对于地下结构的安全和经济至关重要。

在处理地下结构抗浮的问题上,从水工专业角度,有两种方案:一、“堵”、二、“导”。通过“堵”的方法解决抗浮问题即上述传统的抗浮设计方法,虽然在一定程度上安全有效,但增加工程投资。而水工建筑物采用“导”的方法,例如新安江、富春江水电站等等的排水廊道,人为降低地下水位至地下结构底板以下,不但从根本上解决抗浮问题,而且可以提高周围土体稳定性。

本文运用地下室透水地面(底板)的设计思路,用“导”水的方法,解决地下结构的抗浮问题。基本原理为:地下室渗透水通过反滤层,进入透水层,在透水层适当位置,平面上适当位置设置集水井,排掉渗透水,达到减少水浮力的目的。这种设计思路需要经过透水量计算,通过地下结构周边工程地质性质分析,运用渗流理论,设计结构侧墙下止水帷幕长度,计算底板透水量,从而设计集水坑的布置及大小,在集水坑中通过抽水排掉底板下透水。

2 透水地面抗浮设计方法

2.1 常规抗浮设计方法

《建筑地基基础设计规范》(GB 50007-2002)中第 3.0.2 条规定:“当地下水埋藏较浅,建筑地下室或地下构筑物存在上浮问题时,尚应进行抗浮验算。”规范规定的常规抗浮方法,以地勘提供的抗浮设计水位为条件,优先考虑地下室结构自重及结构上覆土等恒荷载抵抗水浮力,若达不到抗浮要求,则需要增加抗拔桩。

常规抗浮设计方法有一个明显的弊端:由于过度依赖地质勘测提供的抗浮设计水位,抗浮设计水位大幅影响设计结果,实际水位在暴雨、内涝时期可能远高于抗浮设计水位,易造成地下室结构的上浮事故,对结构安全造成较大的威胁,另一方面,通过常规抗浮设计方法,往往增设抗拔桩及结构承载力等,大幅提高工程造价和延长工期。

2.2 透水地面抗浮设计

运用地下室透水地面(底板)的设计思路,用“导”水的方法,解决地下结构的抗浮问题,降低实际抗浮设计水位。如图 1、2 和 3 所示,在地下结构外墙下设置素混凝土截水墙,混凝土截水墙高大于 1m(或根据地质情况设置一定深度的止水帷幕),地下室结构底板下铺设透水层,透水层自上而下由石子、粗砂、土工布和细砂组成。渗透水依此自下而上通过细砂、土工布和粗砂,最后渗透入石子层。在石子层,渗透水经过一定的积聚后,流入 PVC 导水管,而导水管上方铺设彩条布和混凝土垫层以起隔水作用,对地下室底板同时起到保护的作用。

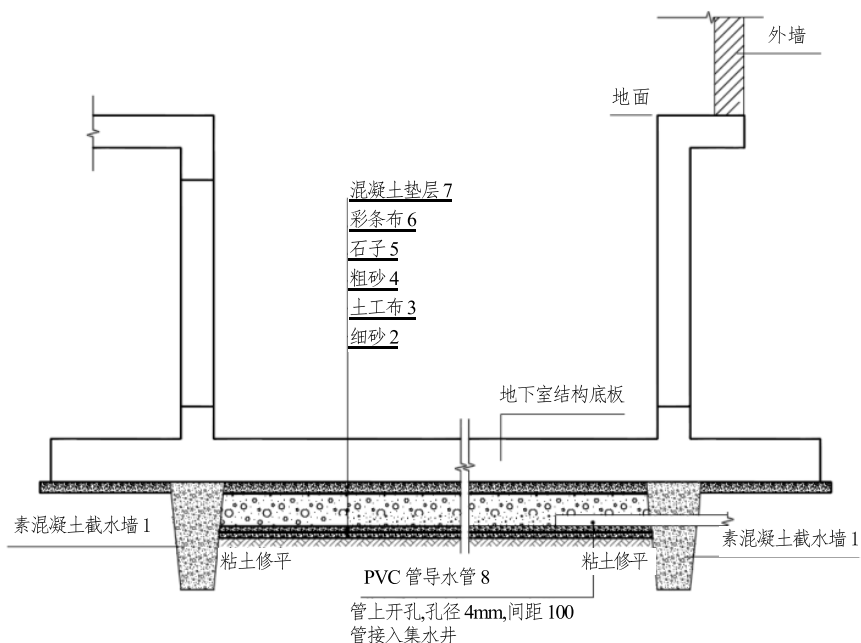


图 1 透水底板地面剖面图

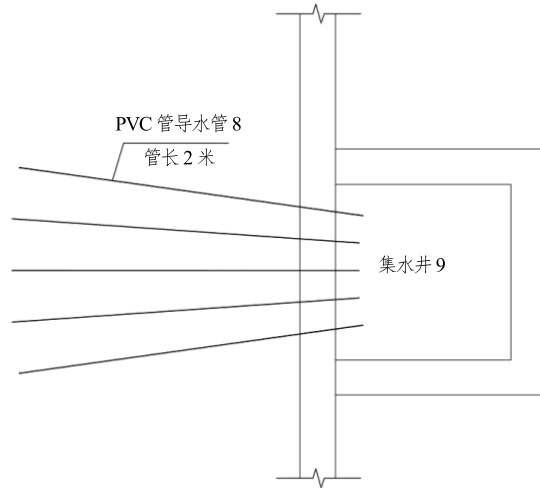


图 2 集水井及导水管平面布置示意图

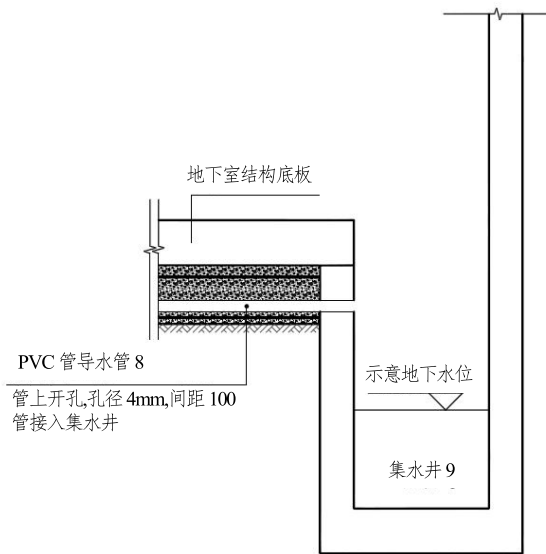


图 3 集水井剖面图

如图 3 所示，积聚的水通过导水管流入集水井，在集水井设置排水设备进行排水。在每 10000m^2 面积的地下室每天总渗水量小于 10m^3 时，排水设备足以保持地下水位维持在控制水位（底板以下 1m ）以下。

通过地下室透水底面自然排水与侧墙下集水坑抽水排水，可以达到降低地下室抗浮设计水位的目的。采用该方法，地下室底板以下水位到达导流管即自然流入至集水坑，水位

不会高过导流管,由于地下室底板以下土层的弱透水性及侧墙下设置止水帷幕,其对周边地下水环境的影响小,使周边建筑不易受到该区域地下水位降低造成的影响。而且由于反滤层(自下而上由细砂、土工布、粗砂组成)的存在,场地内水经过过滤,不易出现堵塞导水管的情况,且由于透水地面设置在地下室底板以下,对地下室底板防水具有较好的作用。同时,利用导流管,将水导至集水坑进行集中排水,有利于管理及实时监控排水量,降低风险。因此,该方法可以确保地下结构的抗浮安全,同时,省去常规的抗浮设计措施,大大的节约工程造价,降低周边地下水位因暴雨、内涝等短暂升高带来的风险,对周边环境影响极小,具有安全、使用、经济的特点。

2.3 渗透水量的估算

根据透水地面的设计思想,通过在建筑物基础底面铺设透水材料,形成地下水渗流通道,将底板下土体中渗透到底板底透水垫层的地下水引导到集水井中,由安装在集水井中的抽水泵及时将地下渗水抽出,控制地下水位不得超过控制水位,集水井根据地下室形状、岩土与水文地质条件设置。

集中汇聚到集水井的渗水量,可采用数值分析和简化的理论公式估算。

(1) 数值分析法

数值分析时,设置底板面积内的水位为泄水控制水位(控制水位一般为底板以下1m),模型边界条件为透水边界,底板外为天然水位,地层参数(尤其是渗透系数)根据地勘进行确定,运用渗流理论的数值分析,计算得到各土体单元的流量。从而得到底板面积不同单元的流量,通过积分得到一定面积的总流量 Q 。

(2) 简化估算法

根据等面积原则,在平面上将底板简化成圆,把底板下排水垫层简化成单井。根据设计控制工作水位,在控制水位高于底板底时直接取控制水位值,当控制水位低于底板底时将底板范围根据平均水位原则简化成圆形柱或圆形井。简化后的渗透模型为单井渗流。

简化估算时,根据控制水位,以平均水位为原则,将底板范围内平面面积为排水井面积,简化为一大井,大井中的水位为底板抗浮要求为前提的许可水位值。以等面积原则计算排水大井等效半径,井内水位为抗浮控制的最高水位。根据等面积原则将透水垫层简化为圆形单井下的抽水井($l < 0.3H$ 时,如图4)。

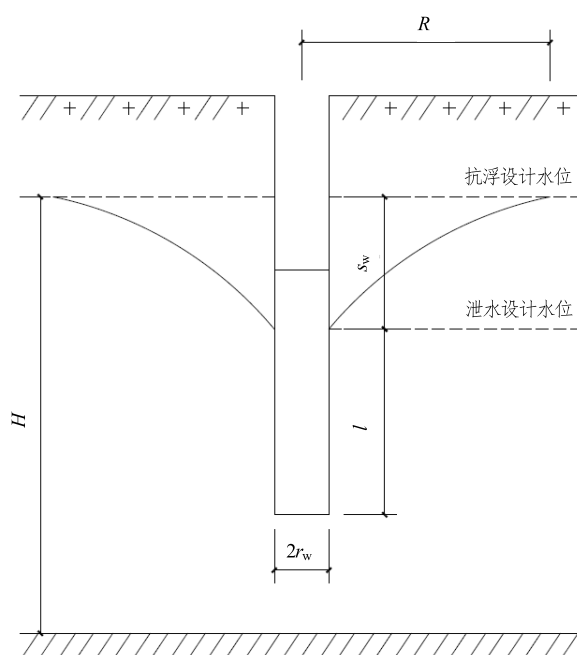


图4 潜水单井降水示意图

相应的排水量计算公式如下：

$$Q = 1.37k s_w \left[\frac{l + s_w}{\lg \frac{R}{r_w}} + \frac{l}{\lg \frac{0.66l}{r_w}} \right] \quad (1)$$

其中 k 为底板下垫层渗透系数， s_w 为地下水位与井内水位差， l 为井底到井侧地下水溢出点距离， r_w 为底板下透水垫层等面积圆半径。 R 为地下水影响半径，可参照地勘取值，或 Q 保守按下式计算。

$$Q = 1.37k s_w \left[l + s_w + \frac{l}{\lg \frac{0.66l}{r_w}} \right] \quad (2)$$

2.4 透水地面抗浮设计的适用性

该法适用于设计使用年限 3 类，建筑结构安全等级为二级，渗透系数小于 10^{-3} m/d 的粘性土中的建筑物。如渗透系数大于 10^{-3} m/d，需在基坑周围进行截水处理，如采用设水泥搅拌桩、灌浆等方法进行处理，同时尚需计算总渗流量，使 $10000 \text{ m}^2/\text{d}$ 渗流量小于 10 m^3 。可参考渗透系数为 10^{-3} m/d 的粘性土产生的渗流量进行比较。

3 工程实例

3.1 实例概况

本工程拟建的车间位于金坛市。拟建场地为规划用地，地形较简单，地势较平坦，地面标高在 3.60m~4.17m 之间。车间东侧为地下室，其他区域为地面一层钢结构车间。地下室长 108m，宽 18m，深 10m，如图 5 所示。

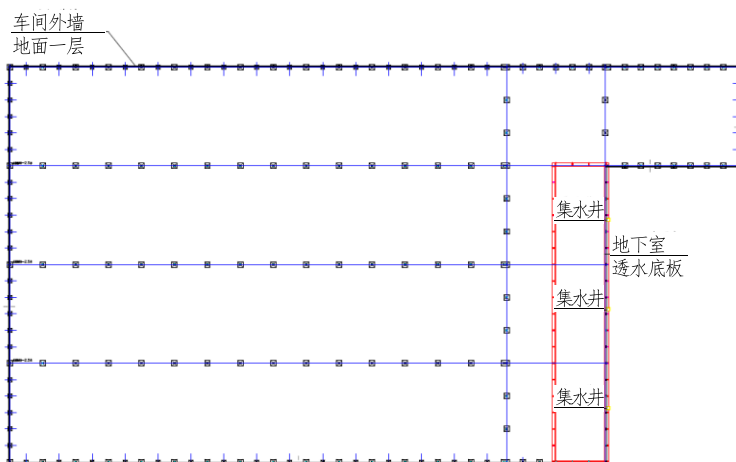


图 5 车间平面示意图

该范围地貌单元属于长江下游三角洲冲积平原，按其工程特性、土层结构、分布特点及成因时代等，可将场地内土层划分为 6 个地层，各土层自上而下为：①填土，层厚 0.4~2.5m；②粉质粘土，层厚 1.95~4.76m；③粉质粘土，厚 4.97~6.53m；④粉土，厚 1.10m~2.16m；⑤粉质粘土，层厚 2.68m~4.90m；⑥粉土，层厚大于 3.70m。地勘资料提供的抗浮设计水位为室外地面以下 1 m。

3.2 实例分析

该区域车间地面一层无地下室部分，车间结构采用浅基础，埋深 2.5m。地下室深 10m，如果按照一般抗浮措施采用结构自重与抗拔桩结合，需设置至少 160 根抗拔桩。而实际上，该项目采用本文所述的透水地面（底板）设计，通过人为降低地下水位至底板以下，以达到减小水浮力抗浮的目的。

该项目 2011 年建造至今运行情况良好，据业主反映，每月渗水量只有 4 立方左右，地下室安全情况良好，无水浮力引起的上浮问题。由于省掉 160 根抗拔桩，仅此一项节约投资 80 余万，同时又可以保证工程安全。

4 结论

通过典型案例分析，验证地下室透水地面设计方法的可行性，在实际的地下室底板设计中，采用透水地面的方法，可使建筑地下室达到全生命周期安全、适用、经济的目标。

该方法从根本上解决地下结构抗浮问题,无需采用抗浮设计水位“就高取不经济、就低取不安全”的问题,具有较好的工程经济性及推广价值。

参考文献:

- [1] 汪四新, 屈娜. 某坡地建筑地下室抗浮问题绿色技术处理方法[J]. 建筑技术, 2012, 43(10): 925-928.
- [2] 徐泽友, 蒋洪涛. 地下工程抗浮设计[J]. 江苏建筑, 2011, 2:34-36.
- [3] 朱兴海, 陆海军, 宋建标. 单层地下室抗浮事故的复核计算及加固处理[J]. 建筑技术, 2010, 41(3):266-268.
- [4] 崔强, 刘卡丁. 超大地下停车场结构抗浮及防排水案例分析[C]. 北京:中国土木工程学会, 2011.
- [5] GB 50007-2002 建筑地基基础设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.

杭州软土地基超大面积浅基坑支护 设计实践

岑仰润, 刘恒新, 李慧慧, 王颖

(杭州市勘测设计研究院, 浙江 杭州 310012)

摘要: 杭州城西一带分布广泛软土层, 由于软土具有含水率高、强度低、压缩性高、灵敏度高和渗透性低、蠕变性等特点, 在软土地基上开挖 4~7 米深的超大面积基坑, 虽然开挖深度一般, 但由于坑底位于深厚软土层中, 开挖难度和风险均较大, 在工程实践中事故也比较多, 合理选择此类基坑支护方案对基坑工程安全性、工期和造价具有重要意义。本文分析了杭州软土地基浅基坑的几种常见支护形式的特点及设计体会, 并列举两个工程实例。

关键词: 超大面积; 软土; 浅基坑; 基坑支护

1 前言

杭州市位于长江三角洲钱塘江入海口附近, 由于历史上三次“海侵”及海退后的泻湖影响, 杭州市城西区域普遍存在厚层滨海性淤泥质土及湖沼相淤泥质土, 且工程力学性质极差, 承载力较低, 变形稳定历时较长, 给基坑工程增加了较大难度和风险^[1-2]。目前常见的住宅小区地产项目, 出于结构、功能需要多采用若干幢多层、高层单体统设 1 层大底盘式整体连通地下车库的建筑形式^[3], 因此形成了大量挖深 4~7 米的超大面积浅基坑工程。由于此类基坑工程开挖较浅得不到足够重视, 建设方片面追求低造价, 施工过程中抢工期, 而使基坑发生失稳、滑移事故的案例比比皆是; 另外超大的开挖面积也给基坑工程变形控制增加了难度^[4]。本文根据杭州软土地基超大面积浅基坑工程特点, 分析了常见的几种支护形式的适用范围及优缺点。并介绍了杭州城西两个典型基坑工程实例, 对类似基坑支护的设计具有一定参考意义。

2 基坑工程特点

杭州软土地基超大面积浅基坑工程一般具有如下几个特点:

(1) 地质条件差, 淤泥质土层厚度大、物理力学性质差。杭州软土属我国沿海地区典型的软弱土。其工程特性如下^[5]: ①天然含水量高于液限, 多呈流塑状; ②具有极高的压缩性; ③强度低, 抗压抗剪强度较低; ④渗透性差, 渗透系数范围在 (10^{-6} ~ 10^{-7}) cm/s; ⑤具有较强的结构性, 灵敏度高。杭州地区典型软土参数详见表1。

收稿日期: 2016 年 8 月

(2) 基坑开挖面积超大, 可达几万方至十几万方。基坑开挖过程的“时空效应”十分显著, 相同挖深的基坑工程, 开挖面积越大、周长越长, 底板浇筑越晚, 围护结构的位移也越大, 对环境影响也越大^[6]。

(3) 基坑边线距离用地红线较近, 放坡卸土空间较小。

(4) 一般设一层地下室, 基坑开挖深度较浅, 约 4~7 米。

(5) 由于工程体量较大, 项目通常需要进行分期开发、分区施工, 对基坑支护设计和施工有相应要求。

表 1 杭州地区典型软土参数

岩土名称	层厚/m	天然重度 /kN/m ³	含水量/%	孔隙比	粘聚力/kPa	内摩擦角/°	压缩模量/ MPa	地基承载力/ kPa
①-3 塘泥	1.2	15.0	47.5	1.358	(8.0)	(6.0)	1.1	45
③淤泥质粘土	11.7	17.2	51.1	1.327	9.5	8.2	2.2	70
⑤淤泥质粘土 (深层)	7.1	16.9	49.6	1.430	11.0	6.5	2.5	75

注: 粘聚力和内摩擦角为固结快剪指标。

3 常用支护形式及分析

基坑支护形式的选择需要综合考虑工程周边环境、地质条件、开挖深度及开发要求, 有时也要结合类似工程经验, 杭州软土地基大面积浅基坑支护常用支护形式分析如下:

(1) 放坡

当场地及环境条件允许, 且验算能保证土坡稳定时, 应优先选用放坡支护^[7], 该支护形式造价低、施工效率高。一级放坡开挖深度一般小于 3 米, 多级放坡开挖深度一般不超过 6 米, 软土中放坡坡率一般在 1:3 及以上。在软土中基坑边坡脚土体较差, 必须结合坡脚加固措施, 如水泥土重力墙、松木桩或钢板桩等, 防止坑底土滑动破坏。由于放坡开挖土方量较大, 采用该支护形式需严格控制后期回填土方质量。

(2) 土钉墙及复合土钉墙

土钉墙是由原状土体、设置于土中的土钉体和挂钢筋网的喷射混凝土面板等共同作用所形成的补强复合土体。深厚软土地基中采用土钉墙支护的基坑深度不宜超过 4m, 且土钉墙应采用大坡率, 坡脚一般也需采取加固措施。复合土钉墙可采用土钉墙与截水帷幕、预应力锚杆、微型桩的一种或几种复合形式^[8]。采用复合土钉墙支护的基坑深度不宜超过 6m, 有条件情况下上部应尽量放坡减小土压力。复合土钉墙设计要点是要保证土钉与复合加固措施能共同作用, 杭州软土地基基坑一般采用水泥搅拌桩复合土钉墙。新填土、浜填土和淤泥等地基不宜采用土钉墙及复合土钉墙。

(3) “桩+撑”支护形式

“桩+水平支撑”支护形式, 具有适用范围广、施工工艺成熟、控制变形好等优点。

水平支撑可用现浇钢筋混凝土或钢支撑。但若基坑面积超大,采用水平支撑造价高、工期长,且支撑跨度太大对变形控制也有不利影响,因此较少全面采用,一般局部采用“桩+水平支撑”的情况较多。

相对应的“桩+斜撑”支护形式,结构布置灵活,相对于整体水平支撑结构,支撑工作量大大减少,具有明显的经济效益,在软土地基超大面积基坑支护中应用广泛。“桩+斜撑”支护形式最大变形工况一般出现在斜支撑安装完成前,因此保证足够的预留三角土的宽度及稳定性是关键。此外,后期斜支撑下方的三角土需事先考虑好出土路线。

(4) 桩+锚支护形式

锚杆(索)在硬土层中应用较为广泛,效果较好。在软土地基中,一些单位开发了针对软土特点的锚杆(索)施工工艺,如浆囊袋锚杆、旋喷锚杆等,锚固力比较能够保证,使得在软土地基超大面积浅基坑中应用有了基础。相对于桩加水平支撑或斜撑方案,基坑内土方开挖非常便利,具有非常大的优势。采用该支护形式,锚杆超用地红线问题是关键制约,虽然有些工艺能够解决回收问题,但回收效率、实际回收情况及回收可靠性较差。此外,锚杆工艺的选择及施工质量是关键,对于软土地基超大面积基坑,采用“桩+锚”的支护形式,一次性开挖宽度也不能太大,否则锚杆作用会大打折扣,基坑变形会较大。

(5) 双排桩支护形式

单纯的悬臂桩结构在软土地基基坑支护中性价比非常低,在施工空间允许的情况下一般采用双排桩支护。双排桩支护形式前后桩排距一般为(3~5)倍桩径,在场地允许情况下宜取大值,并加固双排桩之间的土体。双排桩支护结构整体抗弯刚度及抗侧移能力较悬臂桩有明显提高,由于未设置支撑,土方开挖也非常方便。实际应用时,由于该支护形式整体还是具有悬臂和重力式支护结构的特点,双排桩变形受开挖面宽度的影响较大,故对土方分区分块开挖要求较高。设计时应明确土方开挖分区分块要求,以免围护墙体、土体因变形过大而失效破坏。

(6) 水泥土重力式挡土墙

水泥土重力式挡墙基坑内部开敞,土方开挖和地下结构施工较方便;隔水性能好,使用后遗留水泥土处理较容易,为减少水泥土用量常采用格栅式布桩,在软土中水泥土格栅的面积置换率不宜小于0.7。采用该支护形式需占用较宽的场地,且围护墙体变形较大,对周边环境的影响较严重,因此应用于软土地层时,开挖深度一般不超过7米;当周边环境有保护要求时,开挖深度不宜超过5米。为了改善水泥土搅拌桩刚度偏小的缺陷,常常采用插入注浆钢管或者钻孔桩来增加刚度,提高抗滑移、抗倾覆稳定性。

4 工程实例

由于超大面积浅基坑情况较为复杂,实际基坑支护设计需要根据具体情况选择几种支护形式的组合,实现优化设计。以下介绍杭州地区两个典型的超大面积一层地下室基坑工程实例。

4.1 实例一

该工程位于杭州城西，基坑周边环境复杂，四周均为已建道路及已建建筑物，需重点保护，基坑边线距离用地红线较近。场地地质条件差，基坑开挖影响范围内均为高含水率的流塑状淤泥质粘土。

基坑开挖面积约 81000 平方米，周长约 1350 延米，开挖深度为 5.1~7 米。基坑形状总体呈较规则矩形，整个项目大体分三期开发。根据本工程特点，基坑围护形式采取桩+水平支撑、桩+钢管斜撑、桩+预应力锚杆、双排桩等复合支护，围护桩形式为钻孔桩或 SMW 工法桩，施工措施主要为土方分区、分块、分层开挖。基坑工程概况及支护形式详见图 1。

本工程现已施工完成，整个施工过程中未出现险情，但是在前期施工过程中变形较大。根据监测报告，一期最大位移约 18cm，位于基坑东侧中间部位，深层土体位移值及日变化量均明显大于设计预警值。其原因主要是施工经验不足，该区域首次开挖时，一次性开挖面达 80 延长米左右，基坑空间效应明显，中间位置变形最大。为控制后续变形发展，确保基坑施工安全，现场采取暂停土方开挖，及时铺设垫层、浇筑底板混凝土等措施，并要求待该区域底板浇筑、养护完成后方可开挖相邻区域土方，较好地控制了后期变形。

4.2 实例二

该工程位于杭州市仓前镇，工程桩为管桩。基坑四周均为已建道路。基坑开挖影响范围内浅层为 2 米厚左右的粉质粘土，以下为高含水量的淤泥质粘土层，坑底坐落于淤泥质土层上。

基坑开挖面积约 34000 平方米，周长约 894 延米，基坑挖深约 4.10~5.60 米。基坑形状较规则，西南角为一大阳角。根据本工程特点，基坑围护形式主要采取大放坡结合坡脚加固方案，局部位置采用桩+水平支撑、双排钢板桩等复合支护形式。基坑工程概况及支护形式详见图 2。

由于该项目实施时间较实例一项目晚，吸取了一定的经验教训，土方开挖过程中采取分区、分块、分层开挖，及时浇筑垫层及底板等措施，该项目在整个实施过程中较为顺利，未出现应急抢险的情况。根据监测报告，本工程最大水平向位移约 6.5cm，基本满足设计要求。

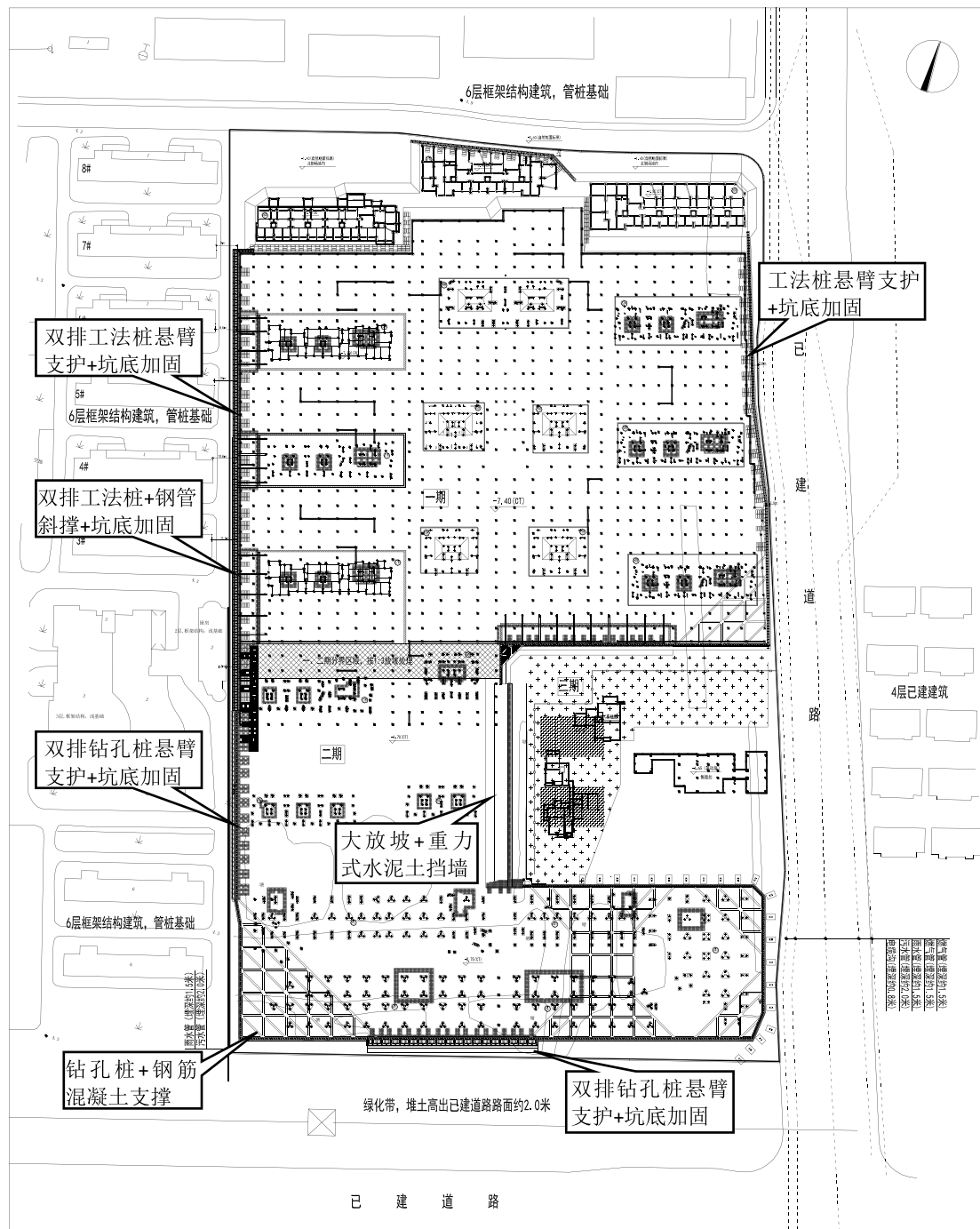


图1 实例一基坑工程概况及主要支护形式



图2 实例二基坑工程概况及主要支护形式

5 结论

本文针对杭州软土地基超大面积浅基坑几种常见的支护形式,分析了其适用范围、优缺点及设计施工注意事项,并介绍了两个超大面积软土浅基坑工程支护设计及施工的工程实例。总体而言,软土地基超大面积浅基坑具有土质差、面积大两个不利因素,在设计施工时不能因为开挖深度不深而忽视,反而应充分重视。设计时不仅要合理选择各区段剖面支护形式,同时要结合工程平面布置及开发计划明确分块设计施工的衔接与次序。施工时要严格执行设计分块施工要求,并根据现场监测数据及时调整,预防事故发生,保证基坑开挖能安全、顺利进行。

参考文献:

- [1] 夏云龙. 杭州软土的基本力学特性[J]. 四川建筑科学研究, 2015, 41 (1):135-140.
- [2] 王林军, 祝伟伟. 杭州城西软土工程特性分析[J]. 山西建筑, 2014, 40 (7): 80-82.
- [3] 林巧. 滨海软土地基超大面积浅基坑支护技术工程实践研究[J]. 岩土工程学报, 2014, 36 (S1):109-117.
- [4] 张玉成, 杨光华, 胡海英等. 珠三角深厚软土地区浅基坑支护若干问题探讨[J]. 岩土工程学报, 2014,

36(S1):1-11.

[5] 俞尧良. 杭州软土特征及软基加固方法的合理选择[J]. 中南公路工程, 2002, 27 (1):42-44.

[6] 刘国彬, 王卫东. 基坑工程手册[M]. 北京:中国建筑工业出版社, 2009.

[7] DB33/T1096-2014, 建筑基坑工程技术规程[S].

[8] GB50739-2011, 复合土钉墙基坑支护技术规范[S].



第十四届全国地基处理学术讨论会 (第3号通知)

主办单位: 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

承办单位: 江西理工大学, 华东交通大学, 中恒建设集团有限公司

会议时间: 2016.11.18~2016.11.20

会议注册: 为确保与会代表的住宿安排, 请拟参加本次会议的人员务必填写注册回执。回执如下表所示, 电子版请到 <http://cgis2016.aconf.org/> 下载。填写后请发到会议邮箱 cgis2016@163.com, 邮件主题请注明您的姓名。

第十四届全国地基处理学术讨论会回执

称谓: <input type="checkbox"/> 先生 <input type="checkbox"/> 女士 <input type="checkbox"/> 博士 <input type="checkbox"/> 教授 <input type="checkbox"/> 其他	
姓名:	
单位:	
通讯地址:	邮编:
电话:	E-mail:
论文(发言)题目:	
是否参加会议: <input type="checkbox"/> 是 <input type="checkbox"/> 否	
是否会议发言: <input type="checkbox"/> 是 <input type="checkbox"/> 否	
是否安排住宿: <input type="checkbox"/> 是 <input type="checkbox"/> 否	
住宿标准: <input type="checkbox"/> 标间(380/夜) <input type="checkbox"/> 商务(400/夜)	

可通过下列方式回复会务组:

联系人: 邓通发: 13970783208

胡文韬: 18679135796

龚良勇: 13870607175

地 址: 江西省赣州市红旗大道 86 号江西理工大学建筑与测绘工程学院

邮 编: 341000

E-mail: cgis2016@163.com

某深基坑型钢组合支撑安装和盆式开挖配合分析

朱浩源¹, 张安², 唐登², 李瑛²

(1. 东通岩土科技(杭州)有限公司, 杭州 310022; 2. 浙江浙峰工程咨询有限公司, 浙江 杭州 310022)

摘要: 使用高强螺栓组合连接的预应力型钢组合支撑, 不仅极大地扩大了钢支撑的适用范围, 且有效提升了支撑与支护桩连接节点的强度, 增加安全性。由于施工机械不能碰压钢支撑及立柱, 因此盆式开挖成为切实可行的挖土方式。介绍了浙江省某基坑工程支护项目的主要情况, 详细描述了支撑安装和土方开挖交叉流水作业的流程, 对比了盆式开挖方式和一般先撑后挖方式的工期。监测数据说明合适的盆式开挖对支护结构变形影响较小, 证明该施工方法的可行性与安全性。

关键词: 型钢组合支撑; 盆式开挖; 绿色支护; 工期

1 引言

支护桩结合内支撑是当今软土地区基坑支护最常见的支护结构形式。其中, 内支撑结构形式主要有钢筋混凝土内支撑、钢管撑和型钢支撑等。钢筋混凝土支撑因具有稳定性好、适应性强等特点, 适用各种类型的基坑, 但其也有例如浇筑需要 28 天龄期、拆除时噪音大、建筑垃圾多等缺点。钢管支撑由于需要现场焊接, 导致其节点质量较难控制, 因此屡屡形成重大安全事故^[1]。通过高强螺栓连接的单根型钢支撑虽然能够保证连接节点的质量控制, 但由于本身性能所限, 其刚度偏小, 故其适用对象有限。

预应力型钢组合支撑形式近年来广泛应用于长三角地区及昆明等地。经实践检验, 其整体性、安全性、可靠性在实际工程应用中能够满足要求, 而且在工期、绿色环保等优势比较明显。

型钢组合支撑对于施工质量要求较高, 尤其在施工机械作业时, 需保证机械不碰压支撑构件, 否则会导致构件失效, 增加额外处理成本。而采用传统先撑后挖方式时, 由于施工机械很难保证精确开挖, 故靠近支撑构件部分的坑内土开挖不便。采用盆式开挖方式可以有效解决这个问题, 盆式开挖^[2]首先分层开挖基坑中间的土方, 基坑四周预留可以产生足够土体被动反压力的土坡, 见图1。放坡坡度可按土质情况选择1:1~1:2.5, 利用此部分预留的土体来保证支护结构的稳定, 待混凝土垫层、基础或地下室结构施工完成后, 再用水水平支撑或斜撑对四周围护结构进行支撑, 并使用小型挖机对周边预留土坡进行开挖, 每挖一层做一层支撑, 直至坑底。最后浇筑剩下的结构。或第一层土方开挖完毕, 安装部分型钢组合支撑后, 进行下一层开挖, 直至坑底, 全部支撑安装完毕, 并使用小型挖机挖除周

边预留土坡后, 统一做地下室结构等。

本文旨在通过介绍预应力型钢组合支撑作为基坑围护内支撑与土方开挖的配合来体现型钢组合支撑在实际工程应用中的优势。

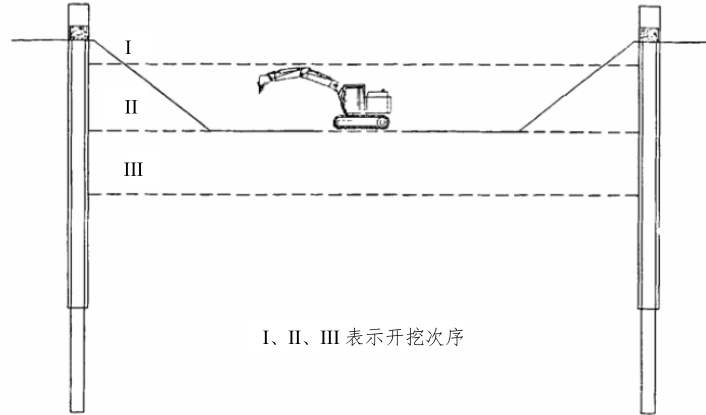


图1 盆式开挖次序图

2 工程概况

本工程位于浙江某市, 周边环境如图2所示, 项目总建筑面积40913.45平方米, 由1幢12-13层主楼及3层裙房和2层地下停车库组成; 主楼采用框剪结构, 地下室部分和裙房为框架结构。工程桩为钻孔灌注桩基础。场地南侧和北侧为施工空地, 基坑东侧为浙江日华实业投资有限公司的厂房, 地下室外墙距用地红线3.1~8.1m。基坑西侧为已建九昌路, 埋设多条重要市政管线的道路并且该侧地下室外墙与用地红线之间的距离为2.6~7.6 m。基坑开挖深度为12.30 m, 平面近似长方形, 东西向约105 m, 南北向约70 m。开挖影响范围内主要为18 m厚的稍密~中密的粉砂土和20 m厚流塑状饱和淤泥质粉质黏土层。主要物理力学指标见表1。

表 1 各土层物理力学指标^[4]

编号	土层	含水量 /%	重度 /kN/m ³	内摩擦角 φ /°	黏聚力 c /kPa	渗透系数	
						k_h /cm/s	k_v /cm/s
1	杂填土		(19.0)	(15.0)	(8.0)	(1.2E-4)	(1.0E-4)
2-1	砂质粉土	28.8	19.0	25.0	6.0	9.28E-5	7.24E-5
2-2	砂质粉土	27.4	19.4	25.0	5.0	1.04E-5	9.05E-5
3	粉砂夹砂质粉土	24.5	19.6	27.0	4.0	1.58E-3	1.28E-3
4	砂质粉土	32.3	18.6	20.0	5.0	5.88E-5	4.20E-5
5-1	淤泥质粉质粘土	44.6	17.3	8.0	15.0	弱透土层	

注: 抗剪强度指标均为固快试验峰值强度指标, 括号内为经验值。

本项目最终采用SMW工法桩结合二道H型钢组合式水平支撑的围护方案。SMW工法桩由直径850连续套打三轴水泥搅拌桩内插H700x300x13x24型钢，H型钢插二跳一，部分密插，支护剖面见图3。

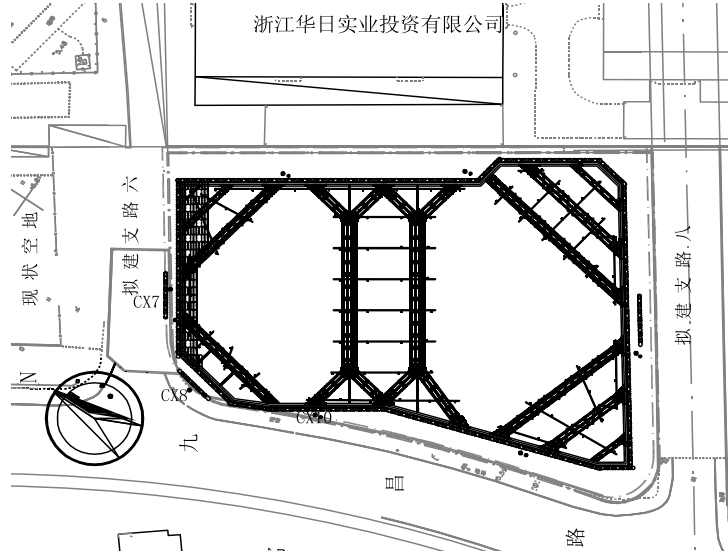


图2 总平面图

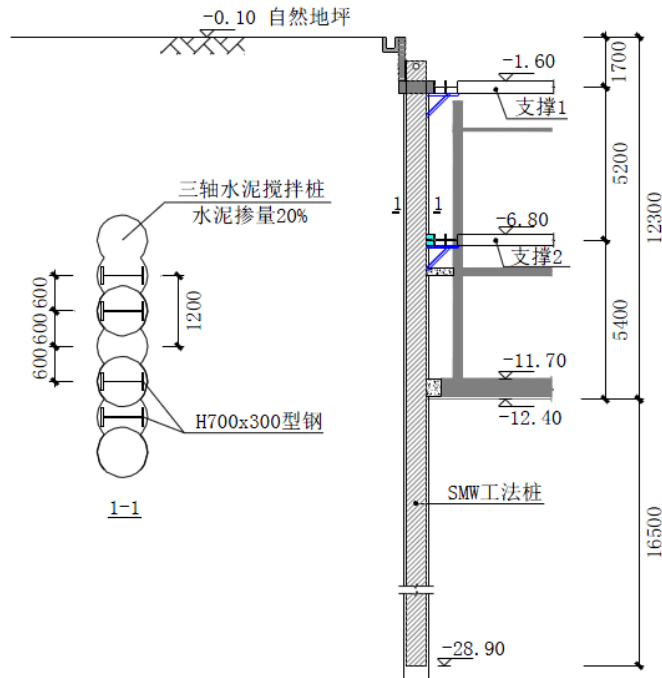


图3 支护剖面图

3 支撑安装与土方开挖配合方式

因型钢组合支撑系统不允许被在基坑中行驶的工程机械碰撞和碾压，故在实际施工过程中采取盆式开挖，现场施工图见图4，出土方式见图5。

本工程主要流程如下：

(1) 将场地标高降至-2.0m，达到型钢组合支撑的安装标高。待压顶梁养护完成，安装西北角的支撑 C11 和东南角的支撑 D11 和 D12。与此同时采用盆式开挖对图示位置进行挖土工作（图6），以便减少在支撑下方用小型挖机掏土的工作量。盆式开挖按 1:1.5 放坡，开挖至深度-7.2m 为止。

(2) 在西北角的支撑 C11 和东南角的支撑 D11 和 D12 的安装工作完成的同时，盆式开挖区域 1 和盆式开挖区域 2 也完成了土方开挖工作。开始安装东北角的支撑 B11，B12 和西南角的支撑 E11，E12，E13。对图示位置进行盆式开挖（图7），并且对区域 1、区域 2 处预留的土方进行掏除。

(3) 完成东北角的支撑 B11，B12 和西南角的支撑 E11，E12，E13 安装工作后，继续对盆式开挖区域 3 进行土方开挖，与此同时安装支撑 D13 和对撑八字撑部位（图8）。

(4) 在完成安装支撑 D13 和对撑八字撑部位的同时，盆式开挖区域 3 也开挖完成。开始进行对撑 A11 和 A12 的闭合拼接（图9），同时对下层土方进行盆式开挖。

(5) 土方开挖由-7.2m 处至基坑底部的过程与上层土方开挖过程基本相同。开挖完毕现场见图 10。



图4 盆式开挖现场照片

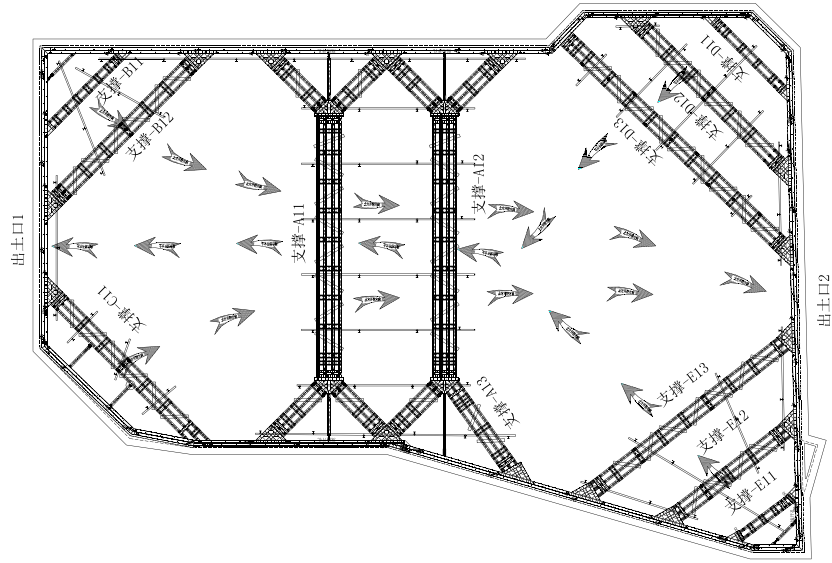


图5 土方运输路线图

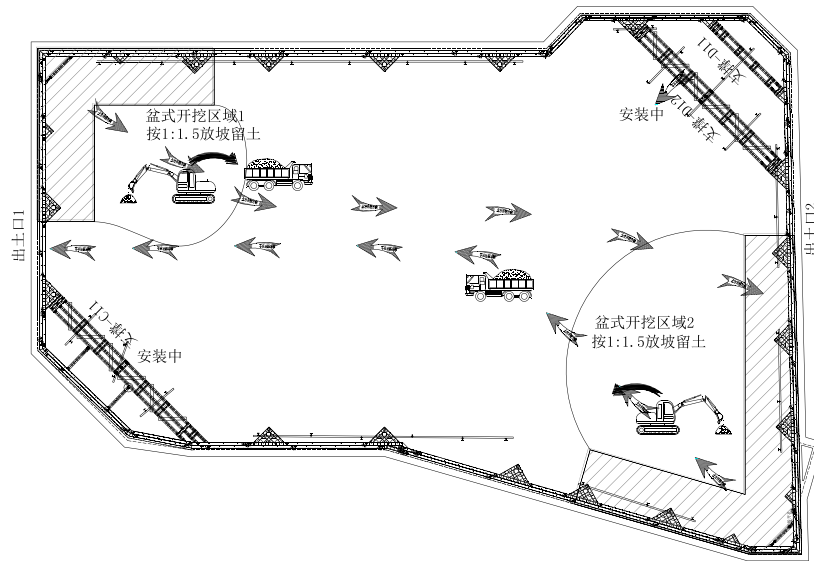


图6 土方开挖与支撑安装 (步骤一)

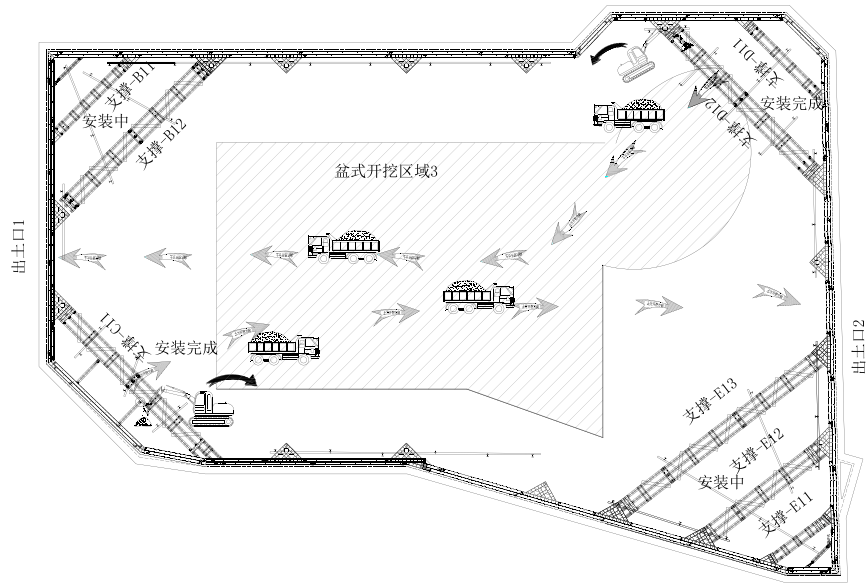


图7 土方开挖与支撑安装（步骤二）

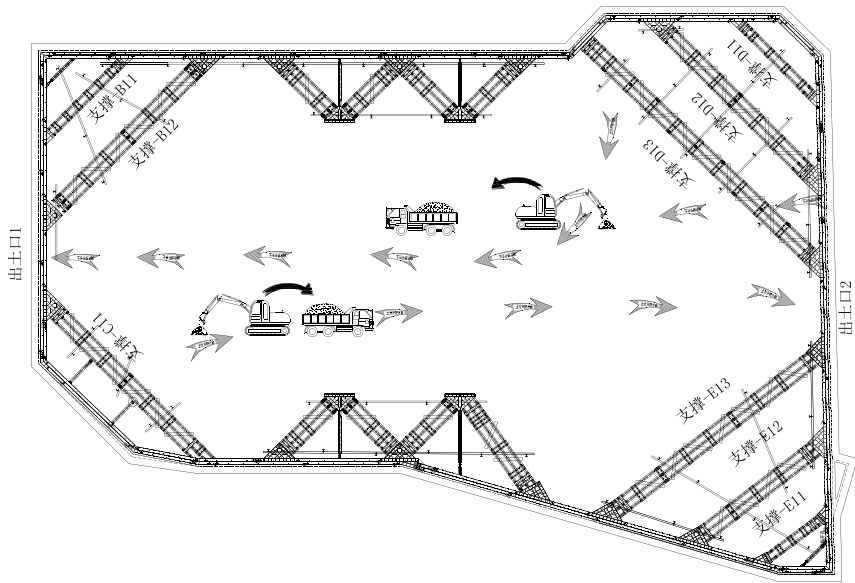


图8 土方开挖与支撑安装（步骤三）

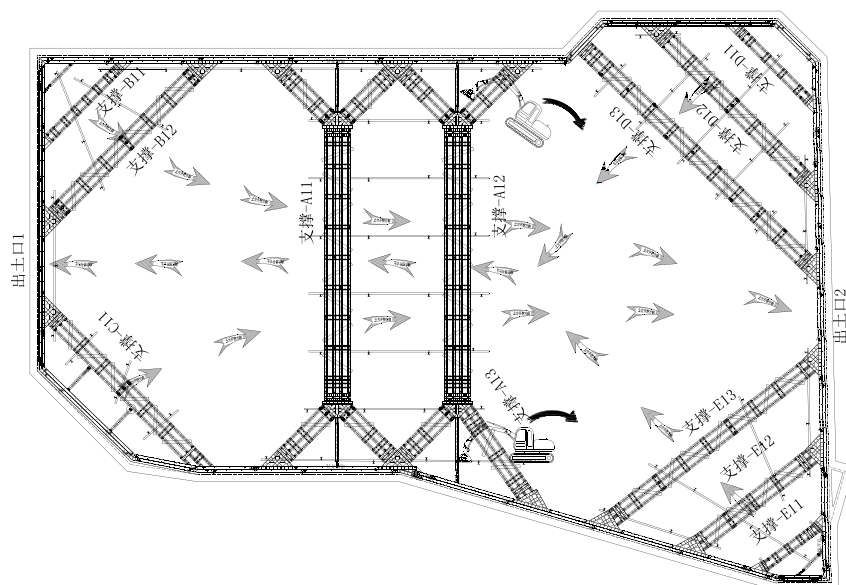


图9 土方开挖与支撑安装（步骤四）

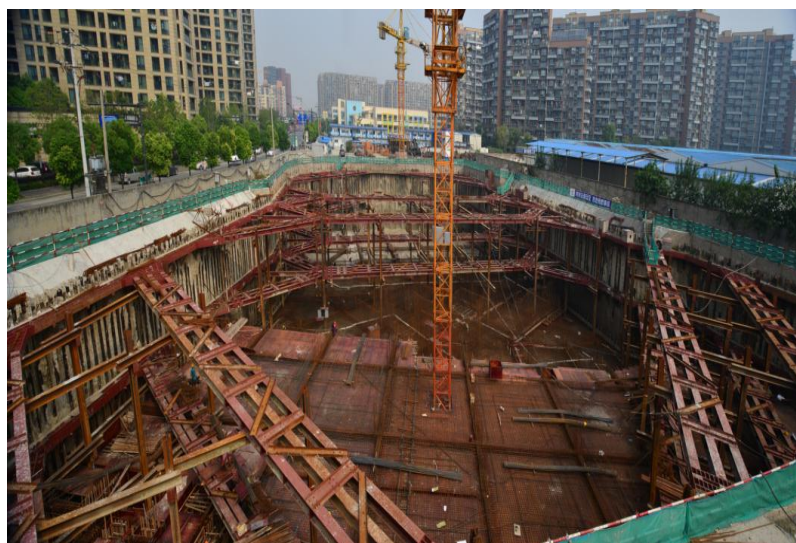


图10 土方开挖完成后现场照片

4 工期分析

采用型钢组合支撑配合盆式开挖相比于传统的钢筋混凝土支撑可节省大量工期，具体的工期对比分析详见表 2。

表2 工期对比分析表

各阶段工期	钢支撑（两道）+SMW工法桩方案	钢筋砼支撑（一道）+钻孔灌注桩方案	节省工期天数
4米放坡+喷锚+土钉	无此项目不占工期	沿边米333米，预计花费10个工作日	10
施工止水帷幕及围护桩 (施工时间6:00-22:00)	SMW工法桩，共312幅，需插499根型钢，一台桩机进场约需40工作日（期间压顶梁跟进施工）	先施工止水帷幕（三轴水泥搅拌桩，共289幅，一台桩机约需30天；后施工围护桩（钻孔灌注桩，共278根，每台10型桩机每天约可完成2根，预计进场6台桩机，约需24天，两者配合施工预计需54工作日	15
施工压顶梁和支撑，以及土方开挖约76000方 (2000方/日)	施工立柱桩，共85根，机械手每天可施工10~20根，可与围檩、支撑安装配合施工，不额外占用工期	施工立柱桩，共39根，每天10型桩机每天约能完成2根，预计进场6台桩机，约需4工作日	4
施工传力带	先安装角钢牛腿，后浇筑钢筋砼压顶梁及安装型钢围檩，最后安装型钢支撑，期间采用盆式开挖交叉流水施工	施工压顶梁及钢筋砼支撑（支模、浇筑），约需20工作日，养护期需28天，土方开挖需38工作日	31
拆除支撑	环保无噪音，拆除支撑可与结构施工配合交叉进行，不额外占用工期	拆除及外运建筑垃圾约需15工作日	15
	综上所述，预计钢支撑方案可累计节省工期		75

采用盆式开挖与型钢组合支撑相结合的方式相比传统钢筋混凝土支撑较少约75天的工期，节省了大量费用。

5 监测结果

在基坑开挖过程中，支撑系统轴力和坑周土体侧向位移被一直监测。以本工程基坑为例。

围绕基坑均匀分布15个监测点，选取其中土体侧移最大的三个点，得出的坑周土体位移沿深度变化曲线见图11，其中监测点CX8极限位移最大，约33mm，各个不同监测点的位移极限值基本发生在地下9~13m处，均处于警戒值范围内。说明盆式开挖与型钢组合支撑相结合的方式是切实可行的。

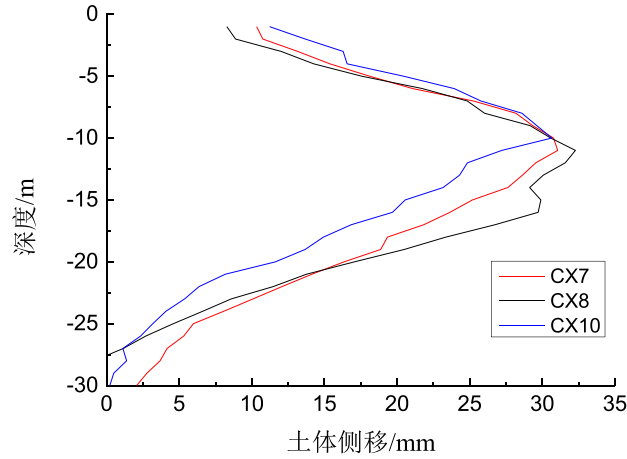


图 11 土体侧移曲线

6 结论与建议

(1) 介绍了组合型钢支撑与传统钢筋混凝土支撑、钢管撑、单根型钢支撑之间的优劣对比, 得出型钢组合支撑其整体性、安全性、可靠性在实际工程应用中能够满足要求, 而且在工期、绿色环保等优势比较明显。

(2) 以粉砂土地区某一地下室基坑为背景, 本文介绍了型钢组合支撑安装与土方开挖相配合的施工方式。并得出相较于传统混凝土支撑, 型钢组合支撑在土方开挖中更加灵活, 适应性更强。对于该基坑采用型钢组合支撑相比传统钢筋混凝土支撑节约将近 75 天工期。

(3) 以该粉砂土地区地下室基坑为背景, 介绍了基坑监测数据, 结果表明满足基坑周边环境要求。盆式开挖预留的土边坡能够安全可靠的暂时性保护基坑, 给型钢组合支撑的安装争取时间与空间。基坑土体最大侧移均在 30~37mm 范围内。采用型钢组合支撑与盆式开挖相结合的施工方式是可行的。

参考文献:

- [1] 张旷成, 李继民. 杭州地铁湘湖站“08.11.15”基坑坍塌事故分析[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(增刊 1): 338-342.
- [2] 彭飞. 特大型基坑盆式开挖、岛式支撑结构的变形研究[D]. 上海, 同济大学, 2009.
- [3] 浙江省建筑设计研究院. 某项目岩土工程勘察报告[R]. 杭州, 2013.

泡沫砼直立挡墙在某公路路堤坍塌处理中的应用

孙中菊, 疏义广

(浙江省交通规划设计研究院, 浙江 杭州 310015)

摘要: 浙江省某高速公路 K3+770~K3+817 段为填方路基, 原设计为浆砌路肩挡墙防护, 在运营过程中因连日强降雨等原因发生挡墙坍塌, 导致道路中断, 为快速修复坍塌的路基, 采用泡沫混凝土直立挡墙进行处治, 并优化了排水系统。本文在分析该工点引起挡墙坍塌原因的基础上, 对衡重式挡墙与泡沫混凝土直立式挡墙进行了技术经济比较, 介绍了泡沫混凝土直立挡墙在公路路基塌方处理中的设计、施工和排水注意事项; 可供类似工程借鉴。

关键词: 高速公路; 路基塌方; 泡沫混凝土; 直立式挡墙; 排水

1 泡沫混凝土直立挡墙概述

泡沫混凝土是含有大量均匀封闭气孔的轻质微孔混凝土,^[1]具有强度可调、重度轻、自立性好、施工方便快捷等优点, 是一种实用性和经济性较强的新型材料。

近年来泡沫混凝土在公路软基处理、挡墙变形处治及公路拓宽等工程中发挥了越来越多的作用。高国刚^[2]分析了泡沫混凝土应用于路基塌方处理的可能性及施工要点, 说明了泡沫混凝土存在的固有缺陷; 石磊^[3]提供了泡沫混凝土应用与公路路基塌方处理中的技术要点; 吴颖峰^[4]等在高速公路高路堤段滑塌中采用了泡沫混凝土进行处治, 实践证明泡沫混凝土能减轻填土自重, 提高路堤的抗滑稳定性, 而且能缩短施工工期, 节省用地。泡沫混凝土用作在公路路基塌方处治中不会出现临时修复路基方法中的一般隐患, 既能保证处理速度, 又能确保修复质量; 用作在岸墙中可降低垂直荷载, 也减少了对岸墙的侧向荷载, 且并不沿周边对岸墙施加侧向压力, 沉降与维修费用大大减少^[5]。

衡重式挡墙具有构造简单、就地取材等优点, 适用于陡山坡的路基防护, 但其稳定性主要靠墙身自重来保证, 因而墙身断面较大, 占地较多, 不能充分发挥建筑材料的强度性能, 也不易标准化施工。^[6]采用泡沫混凝土为衡重式挡墙填料, 可以有效降低墙背土压力和挡墙基底承载力的要求, 可以有效改善挡墙结构设计尺寸或地基承载力不足的工程条件; 结合泡沫混凝土的自立性, 泡沫混凝土直立挡墙技术可用于路基塌方快速就地抢险修复等。

2 工程概况

收稿日期: 2016年8月

浙江省某高速公路 K3+770~K3+817 段为填方路基，为超高路段，原施工图设计为放坡，施工中因政策处理困难，将调整为浆砌路肩挡墙防护，如图 3 所示，以避让房子。该路段通车约 2 年后，在持续降雨作用影响下，于 2015 年 11 月发生挡墙坍塌，坍塌长度约 50m，位于挡墙路段的中部，坍塌方量约 700 余立方米，对该段公路路基路面造成严重损坏，单向交通中断，同时对路基挡墙下方居民构成安全隐患，造成恶劣的社会影响。

为迅速修复坍塌路段并确保其恢复通车后的长期稳定，在进行方案经济技术比选的基础上，做出了相应的加固设计并予以实施，工程取得了圆满成功。



图 1 挡墙坍塌后现场

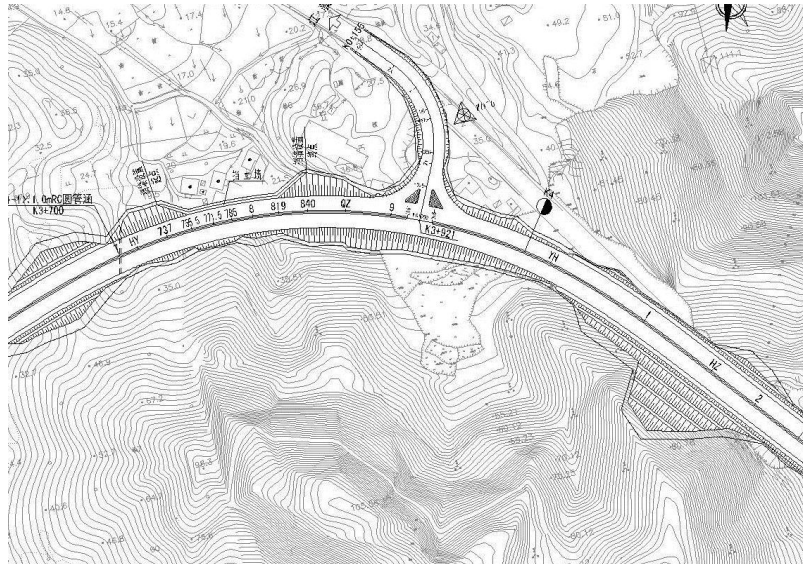


图 2 挡墙设置平面位置图

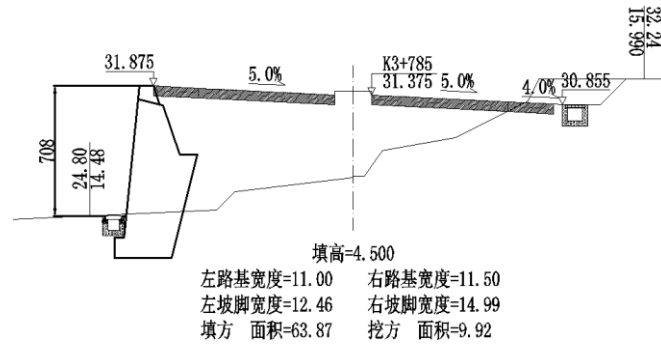


图3 原典型横断面设计图

3 原因分析

3.1 强降雨导致的排水不畅

从横断面图可知，该路段为半填半挖路段，且为超高路段，右侧局部为斜坡上的全填路基，从地形上看，沿路线前进方向右侧靠山，山体高度大，挡墙所在桩号范围有小型山坳，雨水容易汇集并下渗到路基内。

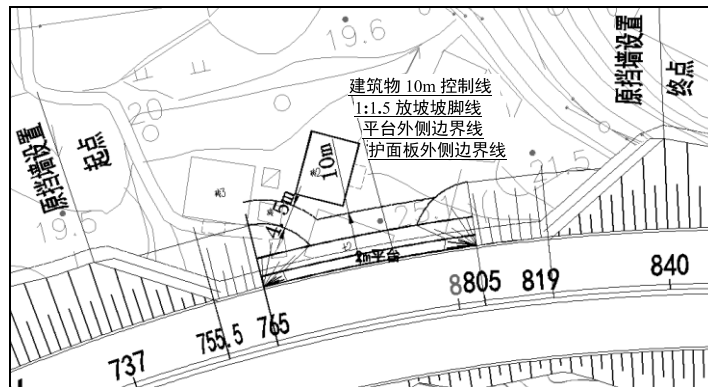


图4 挡墙设置平面位置图

事故发生前，极端天气带来连日降雨，雨水比往年多出很多，导致大量雨水聚集，造成部分水体直接进入公路路堤，一方面，墙后填料吸水后填料及路基土层变软，物理力学指标降低，短期内来不及恢复，土压力增大，另一方面，雨水直接冲刷路基造成路基强度支撑能力降低，从而导致挡墙及路基坍塌的发生。从现场情况来看，本次坍塌主要发生在路堤填料部位，未产生深层滑移。

3.2 施工质量欠佳

从坍塌事故现场看，破损的挡墙墙身材料松散，而设计要求挡土墙墙身及基础采用M7.5 砌块石，石料强度不低于 30MPa。墙身材料强度不足，墙后路基填料密实度不达

标也是导致本次坍塌事故的因素。

4 处治方案比选

事故发生路段距离民房较近，放坡方式显然不可行，若按原衡重式挡墙型式修复，所需工程量大，施工速度慢，不能达到快速抢修的目的。根据实际情况，采用挡墙+放坡方式处理，降低挡墙高度，挡墙型式可采用衡重式挡土墙或泡沫混凝土直立式挡墙两种方案，两方案典型横断面设计如图5、图6所示。

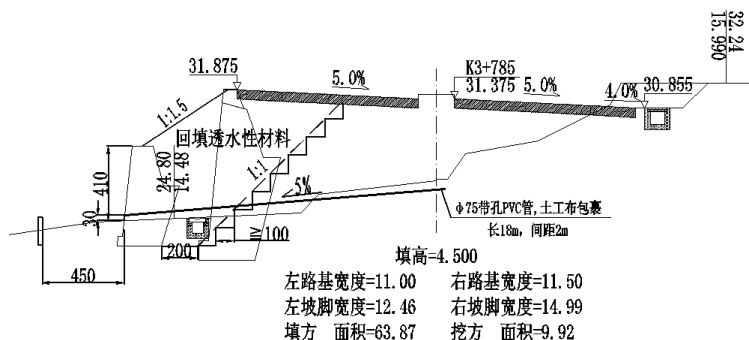


图5 衡重式挡墙典型横断面图

(1) 衡重式挡土墙：K3+755.5~K3+770段与K3+805.0~K3+817段进行1:1.5放坡处理，K3+770.0~K3+805段采用5.5~7m的衡重式挡土墙；地基承载力最高要求约260kPa。衡重式挡墙在施工时需立模，污工体积大，施工速度慢，且挡墙坡脚距离民房较近，阻碍村民日常出行。

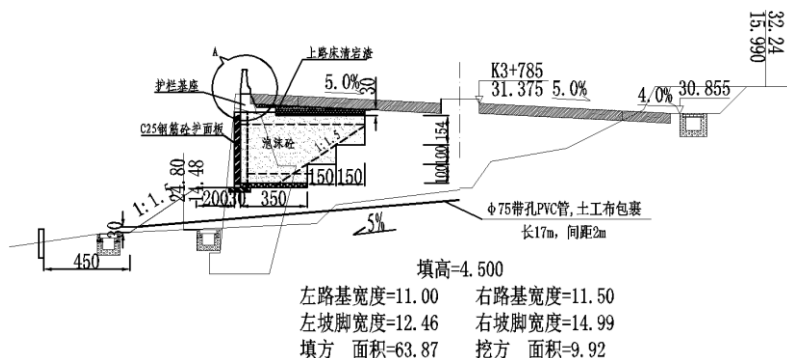


图6 泡沫砼直立式挡墙典型横断面

(2) 泡沫混凝土直立式挡墙：根据实际地形情况，K3+755.5~K3+765段进行1:1.5放坡处理，K3+765~K3+805挡墙坍塌段采用1:1.5放坡+泡沫砼直立式挡墙方案，K3+805~K3+819段进行1:1.5放坡处理。底部放坡为附近居民日常活动带来方便，上部2-3m的矮挡墙C25钢筋砼护面板可由厂家集中预制，可实现构件生产工厂化，现场施

工装配化,施工现场工人劳动强度低、施工速度快、整体美观性能高,保证质量的同时又提高工程安全耐久性。避免了衡重式挡墙施工工序多、模具材料多等特点。既实现工程内外品质的协调统一,又贯彻了绿色、低碳、可持续发展的理念,使公路建设更节能、更低碳、更环保、更舒心。

综上,根据现场实际情况,为减少修复施工对周边房屋的影响,挡土墙修复采用泡沫混凝土直立式挡墙方案;典型挡墙横断面见图6所示。

5 排水设计

持续降雨产生的雨水是诱发本次挡墙坍塌的主要因素;防排水系统设置不完善、不合理,排水设施过水断面不足,以及地下排水设施因选型不当而过早失效等都会引发路基的坍塌,故在本次设计中,虽然采用了放坡+矮挡墙的方式,采用了质量较轻的泡沫砼,但仍要重视路基排水设计。

该路段位于小型山坳,导致汇集雨水,因此排水设计主要是排出路基右幅路基中下渗雨水。本次设计中在底部放坡坡面设置仰斜式排水管,排水管采用间距2m的 $\Phi 75$ 带孔PVC管,如图7、8、9所示。

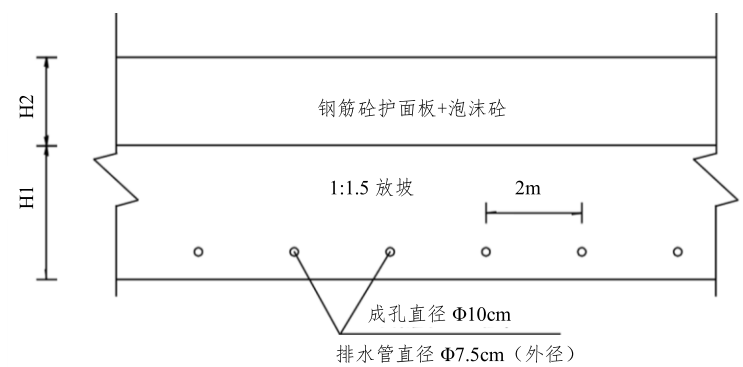


图7 仰斜式排水孔构造(正视图)

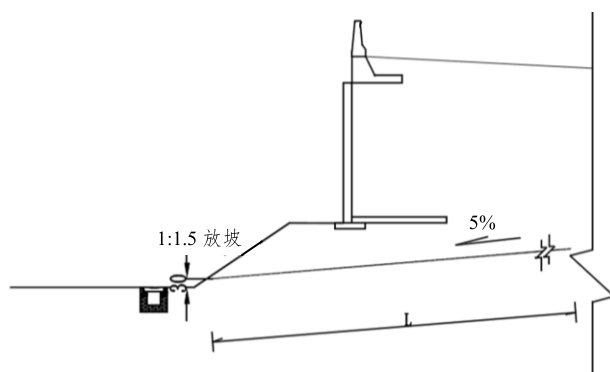


图8 仰斜式排水孔构造(剖面图)

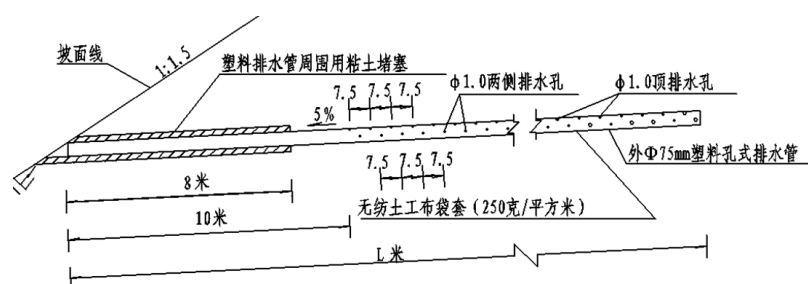


图9 排水管构造

排水施工要点:

(1) 平孔钻孔采用水平钻机钻进,如遇塌孔需跟管钻进,钻孔直径采用 $\Phi 100$ 毫米,当钻孔深度达到要求后,推入外径 $\Phi 75$ 毫米壁厚3.0mm的带孔塑料PVC排水管,外套 $250\text{g}/\text{m}^2$ 无纺土工布袋。

(2) 带孔塑料管的圆孔直径10毫米,纵向间距75毫米,并沿管周分三排均匀排列,一排在管的顶部,其它两排分别在管的两侧,顶排的圆孔位置与侧排圆孔交错排列。

(3) 靠近出水口边坡防护内侧线1.0米长的范围内,应设置不带孔的塑料排水管。并在距出水口边坡防护内侧线80厘米长的范围内,应用粘土堵塞钻孔与排水管之间的空隙,里端头采用滤网封堵。

(4) 在图中排水孔孔位、孔数、孔深、排水管布置的具体长度(L)和各阶的具体排数,应根据施工揭示实际地质水文情况及坡体渗水量大小进行确定,所打排水孔应保证50%以上的出水率。

6 施工顺序

1:1.5放坡路段将现状未坍塌挡墙挖台阶后,在外侧施工放坡路基,采用透水性材料(清宕渣),层层填筑碾压,最后施工路面,并与现状路面衔接,相当于路基拼宽。

泡沫砼换填路段应按以下设计要求进行开挖:

(1) 泡沫砼顶面以下0~40cm,干容重要求为 $\gamma_d \leq 7.5\text{kN}/\text{m}^2$,28d抗压强度 $\geq 1.0\text{MPa}$;泡沫砼顶面以下40cm以下,干容重要求为 $\gamma_d \leq 6.5\text{kN}/\text{m}^2$,28d抗压强度 $\geq 0.8\text{MPa}$;流动度为 $180 \pm 20\text{mm}$;

(2) 泡沫砼填筑纵、横向每5~15m设置施工缝,应结合斜坡地形采用台阶式浇筑,台阶坡度应内倾2%~4%。

(3) 在浇筑泡沫砼之前应做好基底防、排水工作,坑槽开挖好后应在最低处开挖宽度不超过1m的泄水口,防止坑槽内积水;

(4) 坑槽开挖好后应将基底碾压密实后才能浇筑;

(5) 遇到大雨应停止泡沫砼的浇筑,并对未终凝的泡沫砼采取遮雨措施。夏季施工应避免在中午高温时段施工;

(6) 顶(底)面以下(上) 50~100cm 位置设置一层网眼为 5cm×5cm 的钢丝网片,当泡沫砼填高 $\geq 6.0\text{m}$ 时,应每隔 2m 高度水平铺设一层钢丝网钢丝直径 3mm,钢丝网片纵横向搭接长度 10cm。抗拉强度 $\geq 300\text{MPa}$,焊点抗剪力 $\geq 2.1\text{kN}$,断裂伸长率 $\geq 2.5\%$;

(7) 泡沫砼顶层浇筑好后 7 天内不允许任何机械直接在上面行走,路面施工必须在顶层泡沫砼养护 7 天以后进行;

(8) 护栏基座上的拦水带每 20m 设置一道开口;

(9) 泡沫砼基础开挖要求在上部边坡坡面支护完成后才能进行;其余未尽事宜,以浙江省交通厅《公路工程泡沫混凝土设计与施工技术指南》为准。

7 结论

(1) 浙江省某高速公路填方路堤挡墙坍塌处治工期紧,社会影响大,处治场地受限,采用泡沫混凝土直立式挡墙处治,可收缩坡脚,节约土地资源,减少填挖及传统污工挡墙工程量,保护原地形地貌,消除工程的安全隐患。

(2) 泡沫混凝土用于高速公路路基坍塌处治可减轻填土自重,减少土体的滑动力矩,提高路堤的抗滑稳定性。且施工工期短,可达到尽快通车的要求。

(3) 截至目前,经历了最强厄尔尼诺年,该段公路路堤依旧运行良好,无疑采用泡沫混凝土进行处治的设计和施工是安全可靠且经济合理的,该工程的处治经验可为类似工程作借鉴之用。

参考文献:

- [1] DB 33T 996-2015 公路工程泡沫混凝土应用技术规范[S]. 浙江省交通规划设计研究院.
- [2] 高国刚. 泡沫混凝土在公路路基塌方事故处理中的应用[J]. 山西建筑, 2012, 12:89.
- [3] 石磊. 泡沫混凝土在公路路基塌方事故处理中的应用技术[J]. 黑龙江科学, 2014, 1:171-172.
- [4] 吴颖峰, 夏国权. 泡沫混凝土在高速公路高路堤段滑塌处治中的应用[J]. 铁道建筑, 2013, 11:78-79.
- [5] 蒋冬青. 泡沫混凝土应用新进展[J]. 中国水泥, 2003, 3:46-48.
- [6] 黄晓明. 路基路面工程[M]. 北京:人民交通出版社, 2008.

贵港市阴坑矿山地质环境治理设计与施工 实践

韦兴标, 邓勇, 冯周飞

(广西水文地质工程地质勘察院, 广西柳州, 545006)

内容摘要: 本文结合工程实例, 介绍阴坑矿山地质环境治理工程“拦头拦边拦尾”设计思路与设计参数的选取, 在结构松散、大倾角岩层等复杂地质条件下进行冲孔灌注桩施工技术及其注意事项, 较为成功地将上游下泄的大量矿碴固定在坝前河床中, 避免强降雨可能引发的泥石流地质灾害, 保证下游居民生命财产安全和农田、交通的安全。

关键词: 设计思路; 设计参数; 复杂地质条件; 冲孔灌注桩施工技术; 消除泥石流地质灾害

1 引言

贵港市覃塘镇银山口阴坑地处龙头山金矿外围矿区, 矿区废渣量大, 且任意堆放, 而附近河道水力坡度及地表水汇水面积大, 在强降雨的条件下极易形成泥石流。1993 年和 1997 年该地曾两次发生泥石流地质灾害, 冲毁附近农村房屋几十间, 淹没农田近百亩; 该矿区以泥石流为代表的地质灾害隐患严重, 威胁当地群众的生产和生活, 开展该矿区地质环境综合整治是十分必要的。为此, 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勘查设计与施工。

根据矿区泥石流地质灾害的形成条件并结合当地地形地貌, 设计提出为控制各沟谷废渣下泄, 在阴坑旱河地段及中上游物源区各设置一道桩格栅坝、桩板式拦砂坝。即在旱河上游物源区设置一道格栅坝-人工挖孔灌注桩格栅坝和在旱河中游物源区设置一道格栅坝-钻(冲)孔灌注桩格栅坝, 起到拦截上游物源区内大块废石的作用; 而在旱河下游原有浆砌石大坝的下方设置一道桩板式拦砂坝-钻(冲)孔灌注桩拦砂坝, 高出旱河 4m, 起到拦截上游冲下的废渣作用, 同时对原有浆砌石大坝的加固作用。

因该矿山地质环境治理项目地处缺少施工用电、交通条件差等客观因素, 施工期间受到当地村民阻挠等主观原因的影响, 我院经过十个月工作, 完成旱河下游加固原有重力坝-钻(冲)孔灌注桩拦砂坝及下游浆砌石拦砂副坝的施工任务; 因治理项目经费不足, 取消上游两道格栅坝。经近年运行, 该拦砂坝能够起到拦截矿区上游冲下来的废渣, 且运行

稳定。

2 坝址及坝型选择

按照“拦头拦边拦尾”的设计思路,即将泥石流物源中体积较大的块石挡拦于物源区末端及流通区下游,分别设置两道钢筋混凝土桩格栅坝。为彻底将泥石流的主要固体物质即松散矿渣拦置于停淤场内,采取加固加高的方法,在现有重力式浆砌石拦挡坝前缘设置第三道坝,坝的形式为钢筋混凝土桩板,与现有砌石坝连成一体,坝顶高程抬升4.0m。

(1) 第一道钢筋混凝土格栅坝设置在龙头山阴坑山坡坡脚,沟谷的一侧,拦挡阴坑原坍塌的山体碎块石及矿渣中混杂的块石,为“拦边”性质的格栅坝。人工挖孔成桩,圆形桩。

(2) 第二道钢筋混凝土格栅坝设置在流通区的末端,为阻拦泥石流第一道坝,受到最大冲击,此道坝有助于减缓泥石流流速,拦挡大块石及树木,改变下游泥石流级配。该处沟谷断面较小,基岩条件较好,上游库容量较大,且处于弯道中下段,以借助弯道消能,减少泥石流对坝体的直接冲击。为“拦头”性质的格栅坝。

(3) 第三道钢筋混凝土桩板坝,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。具体设置于现浆砌石重力坝前缘,紧靠坝沿。为泥石流固体物质及矿渣等松散物质主要拦挡坝。

3 坝址工程地质特征

3.1 1号坝址

第一道坝位于龙头山阴坑山坡坡脚,沟谷的一侧。设计为钢筋混凝土格栅坝。坝址地形呈小“U”形沟谷,沟谷纵坡 $15\sim 28^\circ$ 。坝址处已有一高约2m的浆砌块石拦砂坝,坝内矿渣已淤满。坝宽约8.0m。坝址及周边基岩裸露,岩性为中风化砂岩,坚硬,较完整。

3.2 2号坝址

第二道坝位于流通区的末端,现沟谷矿渣淤集场的上方,设计为钢筋混凝土格栅坝。该坝以拦挡较大块石及漂石及树木为目的。沟谷断面相对较小,沟谷宽约25.6m,地形呈“U”字形。基岩条件较好,上游库容量较大,且处于弯道中下段。左岸(面向上游)基岩裸露,坡度较陡,坡度 $50\sim 53^\circ$;右岸为坡残积块碎石夹粘性土堆积物,陡度上缓下陡,上部坡度 $11\sim 25^\circ$,下部坡度 52° 。

本次勘察在2号坝址处布置了4个勘察钻孔。钻孔揭露的地层岩性自上而下分别描述如下:

(1) 矿渣:为浅灰色砂岩质砾砂-角砾组成,夹少量小碎石等,松散。分布于沟谷右岸山坡上,厚度1.8~2.5m。

(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%,最大约粒径约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) 强风化砂岩 (D1L)：泥盆系下统莲花山组，灰黄色-浅灰色，风化裂隙发育，岩石破碎，钻进较快，岩芯多呈碎石和石碴状，矿物成分风化变质严重。该层仅于 1 号钻孔揭露。厚度 1.50m，埋深 9.0~10.50m。

(4) 中风化砂岩 (D1L)：泥盆系下统莲花山组，浅灰色-青灰色，节理裂隙较发育，岩芯多呈短柱状、块状。坚硬，石英质，金钢石钻头钻进缓慢。钻孔揭露顶面埋深 7.9~9.0m。沟谷左岸则出露于地表。该层是设计格栅排桩的良好嵌固岩层。

3.3.3 号坝址

第三道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碴淤集场的末端，坝址断面宽 72m。左侧岸坡坡度 38 度；右侧岸坡下陡上缓，下部坡度约 61 度，上部坡度约 11 度。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，第一次建于 90 年代（92~93 年），第二次建于 2001 年，在头一次的基础上加高加宽。这二次建设均无工程施工资料。

本次勘察在 3 号坝址布置 5 个勘察钻孔，钻孔揭露地层岩性自上而下分别描述如下：

(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%，最大约粒径约 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。该层于布置于河谷中部的 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。

4 矿山地质环境治理设计及其要求

4.1 治理目的要求及泥石流灾害治理工程等级

(1) 泥石流灾害防治设计目的：将泥石流体停淤在可控制范围内，减缓其对下游的冲击，避免使下游建筑物及人员财产受损。

(2) 泥石流灾害治理工程等级：在降雨频率为 2%，降雨强度为 100mm/h 工况下，以一次泥石流峰值流量持续时间为 10min 计，以多次泥石流的固体物质堆积物形成总量约 45 万立方米为拦砂坝库容设计标准。设置二道桩格栅坝和一道桩板式拦砂坝，最终使固体物质停淤于坝内。按《泥石流灾害防治工程设计规范》表 2-1，泥石流治理工程安全等级为二级。

4.2 设计标准

治理工程结构设计基准期为 50 年。

4.3 设计参数

(1) 泥石流防治工程设计主要参数选取一次泥石流总量，估算一次泥石流堆积区沉积松散物质 3500 立方米，其防治参数选取依据详见表 1。

表 1 泥石流防治工程设计主要参数选取依据

周期	泥石流流速 V_c 、流量 Q_c 及一次流量 Q_w							泥石流流量					
	计算断面平均水深 H_{mw}	泥石流清水沟床的阻力系数 n	水力坡度 i	固体物质重度 γ_h	泥石流重量修正系数 φ	泥石流流速 V_c	泥石流流量修正系数 K_q	堵塞系数 D_u	现场形态调查法 Q_c	雨洪法 Q_c	泥石流过程时间 T	一次泥石流转移总量 Q_w	一次泥石流输出的固体物质总量 Q_h
	/m			kN/m		/m/s			/m ³ /s	/m ³ /s	/s	/m ³	/m ³
50 年	1.5	5.50	0.11	20.1	0.579	0.672	1.549	1.000	72.62	92.181	600	6249.87	3465.27
20 年	1.25	5.50	0.11	20.1	0.579	0.595	1.549	1.000	53.59	76.817	500	4340.18	2406.44
10 年	1	5.50	0.11	20.1	0.579	0.513	1.549	1.000	36.95	59.747	400	2700.56	1497.34

a) 泥石流流体重度 $\gamma_c = 15.6 \text{ kN/m}^3$

b) 泥石流流速、泥石流流量：

结合现场调查，计算结果为：20 年一遇暴雨工况下流量为 $76.81 \text{ m}^3/\text{s}$ ，50 年一遇暴雨工况下泥石流流量为 $92.18 \text{ m}^3/\text{s}$ 。

(2) 设计主要岩土参数选取

设计主要岩土参数采用经验值见表 2。

表 2 治理工程地质设计参数值

岩性	坝址编号	重度饱和	抗压强度	地基弹性抗力系数
		/kN/m ³	/MPa	/MN/m ³
块(漂)石夹粘性土	2 号、3 号坝	25.30		30
强风化砂岩	1 号、2 号坝			120
中风化砂岩		26.52	74	640
中风化石英砂岩	3 号坝	26.22	133	900

4.4 矿山地质环境治理工程设计技术要求

(1) 1#格栅坝

坝体设计采用钢筋混凝土桩与钢管组合结构。共设置钢筋混凝土排桩 5 根，桩间中心距 3.0m，圆形桩径 1.0m。桩间设置钢管格栅，钢管净距 20cm。桩高出现地面 3.0m。坝顶

高程 263.5m。挖孔桩嵌固段地层为中风化砂岩。

桩身混凝土强度等级均采用 C25，桩身钢筋采用 HRB335 级。人工挖孔成孔，护壁厚 200mm，护壁砼强度 C20。桩设计要数见表 3。

表 3 1#坝格栅桩设计要素

桩型	桩砼强度	桩数/根	桩径/mm	桩长/m	受荷段长度/m	临空段层厚度/m	嵌入中风化基岩深度/m	岩性
A1	C25	2	1000	10.00	4.00	3.00	2.00	砂岩
A2	C25	2	1000	7.00	4.00	3.00	4.00	砂岩
A3	C25	1	1000	5.00	2.50	2.00	3.00	砂岩

注：格栅桩间格栅为 $\Phi 50\text{mm}$ 的单排钢管（壁厚 10mm），钢管竖向中心间距为 300mm。

(2) 2#格栅坝

坝体设计采用人工挖孔钢筋混凝土桩与钢管组合结构。共设置钢筋混凝土排桩 9 根，桩间中心距 3.0，圆形桩径 1.2m。桩间设置钢管格栅，钢管净距 30cm。桩高出现沟谷地面 4.0m。高程 197.30m。桩嵌固段地层为中风化砂岩。

桩身混凝土强度等级均采用 C30，桩身钢筋采用 HRB335 级。B1 和 B2 桩型均为冲孔灌注桩。桩格栅设计要数见表 4。

表 4 2#坝格栅桩设计要素

桩型	桩砼强度	桩数/根	桩径/mm	桩长/m	受荷段长度/m	块/漂石层厚度/m	嵌入中风化基岩深度/m	成孔方式	岩性
B1	C30	8	1200	17.00	4.00	9.00	4.00	冲孔	砂岩
B2	C30	1	1200	13.50	4.00	5.90	4.00		砂岩

注：格栅桩间格栅为 $\Phi 50\text{mm}$ 的单排钢管（壁厚 10mm），钢管竖向中心间距为 300mm。

(3) 3#桩板坝及溢洪槽

a) 3#桩板坝

坝的形式为钢筋混凝土桩板，设置在现有重力式浆砌石拦挡坝后缘，与原有砌石坝连成一体，坝顶高程抬升 4.0m，高程为 160.48m。共布置钢筋混凝土排桩 25 根，圆形桩桩径 1.2m，桩中心距 3.0m，桩间设置厚 300mm 的现浇钢筋混凝土板。嵌固段地层为中风化砂岩。桩板设计要数见表 5。

桩身混凝土强度等级均采用 C30，C1~C4 桩型桩身纵向受力钢筋采用 PSB830 预应力螺纹钢（精轧螺纹钢），其它桩型桩身纵向受力钢筋采用 HRB335 级。C1~C3 桩型为冲孔灌注桩；C4~C6 桩型为人工挖孔灌注桩。

b) 溢洪槽

在桩板坝后靠左岸设宽 10.65m 的溢洪槽,长 12.08m。槽底为厚 300mm 钢筋混凝土板 C30,配置单层 $\Phi 20@300$ 钢筋网。板分缝宽 20mm,耐酸沥青砂浆 (1.3:2.6:7.4) 嵌填。挑流鼻坎挑角 18° 。

表 5 3#拦砂坝桩板设计要素

桩型	桩砼强度	桩数/根	桩径/mm	桩长/m	受荷段长度/m	嵌入中风化基岩深度/m	成孔方式	岩性
C1	C30	7	1500	30.80	11.16	10.00		砂岩
C2	C30	5	1500	25.20	11.16	8.50	钻冲孔	砂岩
C3	C30	5	1200	19.80	11.16	8.50		砂岩
C4	C30	3	1200	12.00	5.00	5.50		砂岩
C5	C30	3	1200	8.00	5.00	4.00	人工挖孔	砂岩
C6	C30	2	1200	5.00	2.00	2.50		砂岩

注:桩间挡板厚 300mm,砼设计强度等级 C30。

5 矿山地质环境治理施工技术

5.1 施工顺序

依据现场施工条件,在施工用电未接通前,先施工下游浆砌石副坝及护坦和 3#坝两端人工挖孔灌注桩;在施工用电接通后,利用冲孔桩机进行机械成孔、制作与安放桩钢筋笼及浇灌桩芯混凝土,再搭设钢管脚手架、接长地面以上部分钢筋笼、立桩柱模板与浇灌桩柱混凝土;后施工桩与桩之间的钢筋混凝土联系梁和桩与原有浆砌石坝之间的毛石混凝土,最后施工右岸溢洪槽和消能护坦。

5.2 冲孔灌注桩施工技术

(1) 机械冲击成孔施工技术

a) 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。

b) 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。

c) 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。

d) 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。

e) 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。

(2) 泵送混凝土浇灌桩身施工技术

a) 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。

b) 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。

c) 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。

d) 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。故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。

e) 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。

6 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。

(4) 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 18m^3 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, 否则容易造成桩芯混凝土浇灌不连续或出现断桩。

(5) 合理控制冲孔灌注桩桩顶超灌高度, 保证桩顶混凝土质量。

(6) 地面以上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。

7 结束语

该矿山地质环境治理工程作为泥石流隐患区治理的首期工程, 主要治理目标是: 通过加固原有拦渣坝等工作, 将上游下泄的大量矿碴固定在坝前河床中, 避免强降雨可能引发的泥石流地质灾害。该加固原有拦渣坝工程修建后, 经历了两次洪水的考验, 起到了良好的拦渣作用, 基本消除了上游沟谷内大量矿碴可能引起的泥石流对下游居民、农田、公路和铁路的安全威胁; 但该拦渣坝上游的废石量大, 坝前剩余库容有限, 应进行远期治理的规划。



TDR 优化技术在土钉作业质量控制中的应用

Chih-Chung Chung, Chih-Ping Lin, Kai Wang, Chih-Sheng Lin and Yin Jeh Ngui, 选自 Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, © ASCE, ISSN 1090-0241/06015011(4)

译：詹芳蕾 校：周建

摘要：时域反射测试技术已成为一项高精度的土钉无损检测技术。以往研究多是利用一根预先沿土钉钢筋埋置的单芯电线进行测试，但施工中可能出现的灌浆缺陷或者因电线螺旋缠绕而高估钢筋长度均会影响测试结果。因此，针对这两点，本文提出了一种优化的 TDR 波导形式和对应数据解耦处理法，并采用两种不同类型的 TDR 装置实验验证了这种新方法的可行性和优越性。此法的提出可使便携低价低速的 TDR 装置高效经济地运用于土钉作业质量控制。

关键词：土钉、完整性、质量控制、无损检测（NDT）、时域反射测试技术（TDR）

1 引言

土钉支护是一项经济有效的技术，已广泛应用于提高边坡和挡土墙稳定（Chan 2008）。钢筋长度的质量保证和水泥灌浆作业操作规范完整性对整个土钉支护系统的强度至关重要。由于监理方不可能在施工阶段全过程监督，因而需要无损检测法对已装配土钉进行快速检测，并对场地进行独立审核。在香港，主要运用如下无损检测方法进行测试：反射波法、多源充电法、电磁感应法、电阻法、磁测法、时域反射法（TDR）和表面波时域反射法（Cheung, 2003; Cheung & Lo, 2005; Lee & OAP, 2007）。在这些无损检测方法中，大量现场测试表明 TDR 是最有效的无损检测技术（有些情况下也不是）。

运用 TDR 技术进行土钉施工质量检测的核心是将一根单芯电线预先沿土钉钢筋埋置，从而形成一根双导体传输线。其测试程序指导说明和结果阐述详见 Cheung（2006）。此外，Cheung & Lo（2011）又进一步探究土钉长度检测中的不确定因素。然而当前 TDR 测试中可能会因灌浆缺陷或电线缠绕而导致测试结果有一定的误差。为了解决这个问题，本文提出了一种新的波导形式和数据还原法，从而提高土钉长度测定的可靠性，同时给出各点水泥灌浆质量评估。

2 新型土钉检测对偶波导和测试程序

为了克服上述缺点，本文提出了一种新的 TDR 土钉测试波导形式。用一根材质较硬

且含有内外导体的同轴电缆代替原有的单芯电线,形成两个独立的传感波导,分别用于土钉长度和灌浆缺陷的监测。同轴电缆(如本文中用到的康普 QR320,即康普 2014)硬度较大,不易缠绕在钢筋上,而且可以在土钉长度检测中独立提供波导,其脉冲传播速度由内部绝缘材料的性能所决定。由测得的较强的顶端和末端反射信号之间往返总时间能可靠地得到电缆长度即土钉长度,从而与灌浆缺陷无关。

在测试完电缆(钢筋)长度后,进行第二部分独立测试。利用同轴电缆中的外导体和钢筋形成另一个传感波导,从而监测灌浆密实情况。其脉冲速度和特性阻抗取决于导体周边传播介质的介电常数。由于水泥灌道中存在空隙,当脉冲从水泥浆到空气时,特性阻抗会增大,因而我们可以得到一个强信号。所以,与完整灌浆的波形相比,灌浆缺陷会在更短时间内出现附加波峰。通过之前检测得到的土钉长度和脉冲传播时间可以定量测得浆液中空隙的范围。

为了验证此法的有效性,本文设计了一个室内试验。取三个灌浆完整的土钉,长度分别为 70、120、220cm,并将康普 QR320 同轴电缆黏在钢筋上后一起施工,土钉灌浆横截面直径为 10cm。另一组试验取 120 和 220cm 的土钉分别在灌浆时预留 55 和 70cm 的空隙,从而检验此法检测灌浆缺陷和估测浆液有效长度的可行性。本文运用了两种不同类型的 TDR 试验装置。坎贝尔科学 TDR 100(坎贝尔科学公司 2010 年产)可以产生快速上升的波形($\leq 300\text{ps}$),采样分辨率高(最低 12.2ps),而便携经济的 AEA 科技 TDR 20/20(AEA 科技 2014 年产)只能产生低速上升的波形(大约 4000ps),采样分辨率低(最低 170ps)。两种 TDR 装置都产生了电磁脉冲,而不是 Cheung & Lo(2011)所用的短脉冲。关于两种装置的优点将在下文阐述。

3 结果和分析

3.1 土钉长度的确定

图 1 为同轴电缆在不同长度土钉工况下测试所得波形。TDR100 和 TDR20/20 均可表明收到较强自由端反射信号时的时间延迟与土钉长度成比例,但是只有 TDR100 清晰描述了因土钉尖头而形成的顶端反射。本文还增加一个 TDR20/20 附加试验,通过将土钉顶端的导体短路,给顶端一个负反射,从而更精确地确定整个反射时间。此外,双切线法也是一种精确估算反射时间的方法,可以定量确定反射点(Cheung & Lin 2009)。由测试仪器可知,QR320 同轴电缆的脉冲传播速度约为 0.87 倍的光速。因而同轴电缆的长度(即土钉长度)可以根据脉冲传播时间精确计算。此外,同轴电缆检测波形较好,符合一般规律,表明此检测法不受灌浆缺陷的影响,从而将因施工人员操作不规范导致的测量误差降到了最低。本文有一点需要注意,虽然同轴电缆可能并非特别直,但是相比其他方法而言,这种改进后的方法可以有效消除了土钉长度检测中一些不确定因素,正如 Cheung & Lo(2011)早期论文中所述。

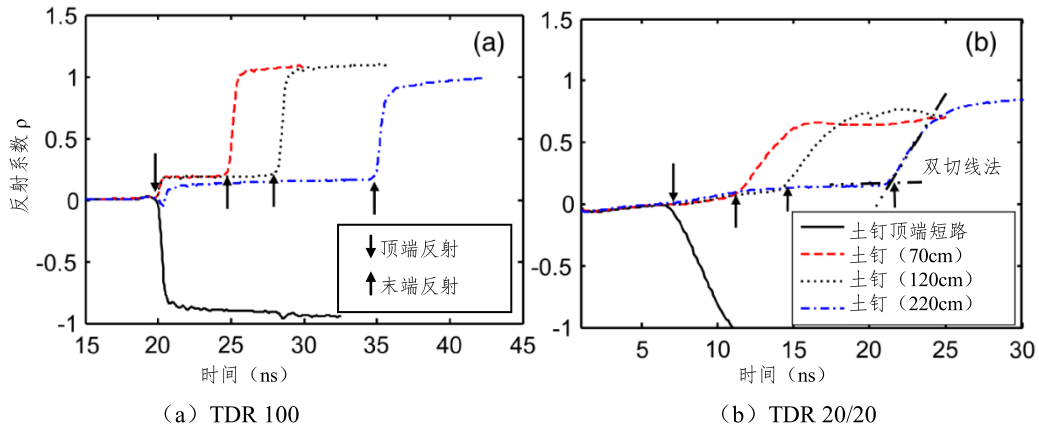
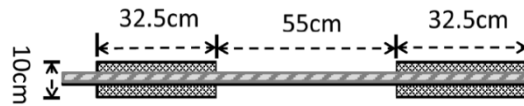


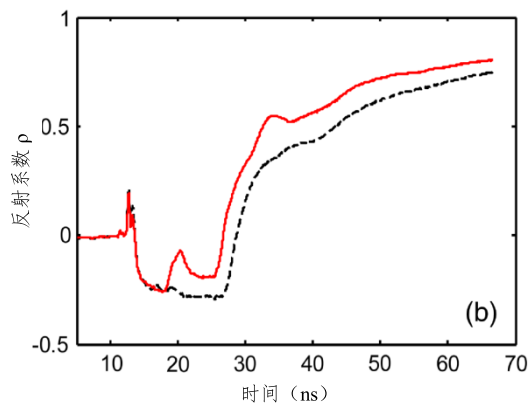
图 1 三种不同长度的土钉通过同轴电缆所测 TDR 波形

3.2 灌浆缺陷的定量检测

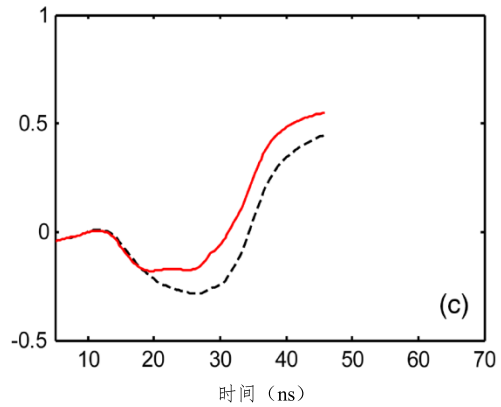
第二部分测试是通过同轴电缆内导体和钢筋形成的传感波导来检测灌浆缺陷。以 1.2m 土钉为例，检测结果如图 2 所示。将灌浆密实土钉（实线表示）与图 2（a）中所示的缺陷土钉（虚线表示）相比可得，空隙会引起脉冲传播中产生一个波峰并减少 TDR100 响应传播总时间。然而能否“看到”缺陷取决于空隙的大小和与电磁脉冲步长上升时间成反比的 TDR 空间分辨率。图 2（b）表明低速 TDR20/20 不能简单通过波形检测到 55cm 空隙。但是图 2（a）和（b）都可得到因有空隙减少了脉冲在自由端反射后的传播时间。



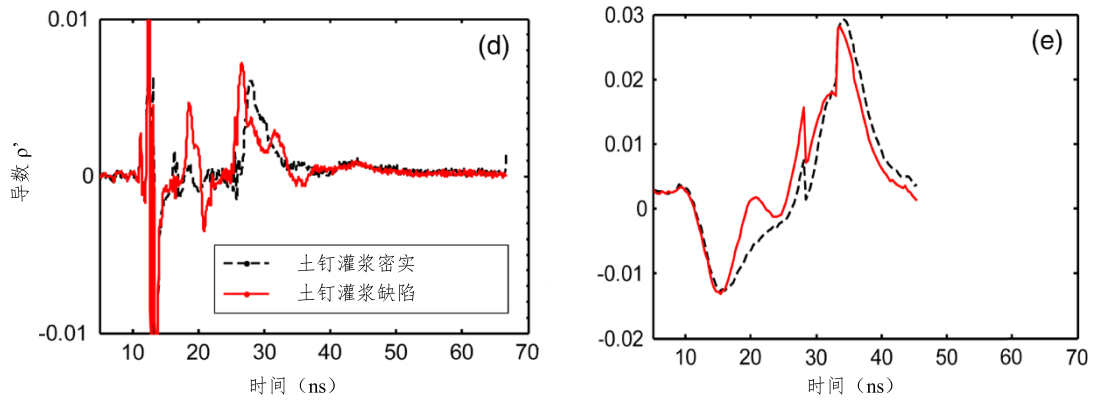
(a) 含 55cm 缺陷的 1.2m 土钉试样



(b) 使用 TDR100 检测 (a) 样土钉所得波形



(c) 使用 TDR 20/20 检测 (a) 样土钉所得波形



(d) 对应 (b) 图求导处理后所得波形

(e) 对应 (c) 图求导处理后所得波形

图2 使用 TDR 100 和 TDR 20/20 分别检测土钉试样所得波形图以及相应求导处理后所得图像

由之前测量所得的土钉长度，即使不能从波形图上“看到”空隙反射，也可以定量估算空隙范围，从而得到有效灌浆长度。TDR 脉冲从土钉顶端到末端往返总时间可由下式计算

$$T = 2 \left(\frac{L_C}{V_C} + \frac{L_S - L_C}{V_{air}} \right) \quad (1)$$

式中： T 为脉冲从土钉顶端到末端传播的往返时间； L_C 为有效灌浆长度； L_S 为土钉长度，由第一部分同轴电缆检测试验中所得； $L_S - L_C$ 为所含空隙的总长度； V_C 为水泥浆中脉冲传播速度； V_{air} 为空气中脉冲传播速度。

一旦把水泥浆和空气中的脉冲传播速度 (V_C 和 V_{air}) 标定后，有效灌浆长度 (L_C) 和灌浆缺失 ($L_S - L_C$) 总长度可由测试时脉冲传播总时间并运用公式 (1) 计算得到。通过对三组已知钢筋电缆长度的测试，可确定脉冲在水泥浆液和空气中的传播速度 (V_C 和 V_{air})，分别为 0.48 和 0.88 倍的光速。将各已知量代入公式 (1)，便可计算得到有效灌浆长度。数据结果详见表 1。由表中数据分析可知 TDR100 和 TDR20/20 都能测得满意的有效灌浆长度结果 (精度 > 95%)。尽管 TDR20/20 产生了更多分散的波形，不能清晰显示通过各个小尺寸空隙的反射信号，但是正因为空隙的存在使脉冲传播总时间变短，从而使双切线法估测灌浆长度具有合理性。这种发现将使低速 TDR 装置因具有便携性和经济性，有更为广阔的运用前景。

表 1 由传播总时间估算有效灌浆长度数据结果表

试验组	TDR 100		TDR 20/20	
	土钉长为 120cm, 含 55cm 灌浆缺陷	土钉长为 220cm, 含 70cm 灌浆缺陷	土钉长为 120cm, 含 55cm 灌浆缺陷	土钉长为 220cm, 含 70cm 灌浆缺陷
有效灌浆长度 估计值	64.3	152.0	68.1	149.5
精度 (%)	98.9	98.7	95.2	99.7

4 短脉冲与阶梯波脉冲响应

不同于 Cheung & Lo (2011) 所用的短脉冲 TDR 装置和一些香港论文中所提到的方法, 本文在室内试验时采用了两个阶梯波脉冲 TDR 装置。将图 2 (a) 和 (b) 所示的波形图求导后可得对应的阶梯波脉冲响应曲线图, 如图 2 (c) 和 (d) 所示。与短脉冲响应相比, 阶梯波脉冲响应降低了对灌浆缺陷反射的识别率, 可由双切线法测定传播时间。相反, 当使用短脉冲 TDR 装置时, 将所测波形积分可得阶梯波脉冲响应曲线。通过比较两种不同的脉冲响应, 本文推荐采用阶梯波脉冲 TDR 装置, 或将短脉冲波形在界面间接转换成阶梯波脉冲。

5 总结与结论

本文提出的 TDR 测试方法通过以下几方面来优化土钉监测:

(1) 试验中运用材质较硬的同轴电缆, 避免其过多缠绕在钢筋上, 同时通过电缆中的内外导体可开展两个解耦试验, 分别检测土钉长度和灌浆缺陷, 从而构建了一个全新的对偶波导函数;

(2) 试验表明, TDR 中阶梯波脉冲响应对灌浆缺陷具有更高的识别度, 双切线法也可更精确地测定传播时间;

(3) 通过顶端反射和末端反射测定减少的传播总时间, 则可定量估算有效灌浆长度;

(4) 可用一个便携经济低速的 TDR 装置开展两项解耦测试, 并依据传播总时间对数据进行处理。

简讯

第二届全国非饱和土与特殊土力学及工程学术研讨会（第1号通知）

主办单位：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

承办单位：兰州理工大学

协办单位：中国地震局兰州地震研究所、中科院寒区旱区研究所、中铁西北科学研究院、兰州大学、兰州交通大学、西北民族大学、甘肃土木工程研究院、中国人民解放军后勤工程学院、《岩土工程学报》编辑部、《地下空间与工程学报》编辑部、《岩土力学》编辑部、《水利与建筑工程学报》编辑部

会议时间：2017年7月18-22日

会议宗旨和议题：

会议以“一带一路”重大工程建设中非饱和土与特殊土的关键科学问题和工程技术问题为中心议题，对非饱和土、黄土和湿陷性黄土、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学术交流。热烈欢迎全国从事相关领域研究、勘察、设计、施工的科技工作者和研究生踊跃撰稿、积极参加会议。同时欢迎海内外华裔学者和国际同行参加。

征文范围：

① 非饱和土与特殊土的基本性质（包括持水特性、渗水特性、透气特性、变形特性、强度特性、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、挖方堑坡、高填方、尾矿坝、灰坝等）；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、管廊、地铁站等）；⑥ 非饱和土与特殊土地区的地质灾害（震陷、液化、滑坡、泥石流）/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、新材料和新工法；⑧ 平山造地、高速铁路、高速公路、西气东输、西电东送和生命线工程中的非饱和土与特殊土问题；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。

重要日期：2017年1月31日前提交论文摘要；2017年04月1日前提交论文全文。

联系方式：

地址：兰州市兰工坪路287号兰州理工大学土木工程学院，邮编：730050

联系人：周勇 13119308411 周凤玺 13919809084 董建华 13919114851 叶帅华 13893624445

E-mail：yeshuaihua@163.com（叶帅华）Soillut12y@163.com（杨晓宇，投稿邮箱）

Soillut12m@163.com（马孝瑞，投稿邮箱）yxhui86@126.com（杨校辉）