

目 次

论 文

- 公路工后沉降组成与计算..... 刘吉福 (3)
- 新型螺旋成孔根植注浆竹节管桩抗压性状研究.....杨淼 (13)
- 强夯振动对加筋土挡墙的影响研究.....黄磊, 周建, 龚晓南 (31)
- 刚柔性区块桩体复合地基的组合设计.....何广讷, 曲作源, 刘莹莹 (37)
- 拉森钢板桩在杭州软土基坑支护中的应用.....岑仰润, 刘恒新, 赖小勇 (43)
- 换填法在古河床软弱地基土加固处理中的应用.....欧阳博文, 韦兴标 (49)

地基处理新技术

- 碳化搅拌桩技术及其研究进展.....刘松玉, 易耀林, 李晨 (52)

译 文

- 粘土快速荷载试验分析方法的比较.....宁孝梁 译; 陶燕丽 校 (62)

公路工后沉降组成与计算

刘吉福

(中国铁建港航局集团有限公司, 广东 珠海, 519070)

摘要: 不少公路实测的工后沉降大于通车预测值。基于大量工程实践, 分析了工后沉降的组成, 提出了工后沉降计算方法。建议工后沉降包含路堤工后压缩、汽车荷载产生的地基瞬时沉降、路面荷载产生的地基再压主固结沉降、地基工后原压主固结沉降、地基工后次固结沉降等。工后主固结沉降不考虑养护加铺的影响, 工后沉降其它组成部分应考虑养护加铺的影响。

关键词: 工后沉降; 路堤工后压缩; 再压缩沉

1 引 言

路面设计使用年限 t (沥青路面 15 年, 混凝土路面 30 年) 内的残余沉降称为公路的工后沉降 s_{rt} ^[1]。公路按设计标高交工验收, 即交工验收时路面标高与设计标高基本一致, 从卸载到公路交工验收产生的沉降对行车和养护均不会产生影响, 因此建议公路的工后沉降均自公路交工验收时起算。

多条高速公路工后监测表明, 实际的工后沉降通常大于通车前预测的工后沉降^[2-5]。过大的工后沉降会影响行车舒适性、安全性和行车速度、加剧路面破损、导致桥台推移、影响经济效益和社会效益等。因此有必要深入研究工后沉降的组成及其计算方法。

2 工后沉降组成与计算

大量工程实践表明, 公路工后沉降由路堤工后压缩、地基工后沉降组成, 其中地基工后沉降由交通荷载产生的瞬时沉降和地基次固结沉降、地基主固结沉降、路面加铺沉降等组成。

2.1 路堤工后压缩量

公路通车后路堤会产生一定压缩量, 该压缩由汽车动荷载、填土本身自重、路基压实度降低等因素引起。珠江三角洲部分路段压实度非常低的工作垫层占路基高度的 25~50%, 在汽车动荷载、填土本身自重和湿陷作用下产生较大压缩。部分公路拓宽工程勘察表明, 既有公路路基的压实度相对其交工验收时普遍降低, 也会造成路基工后压缩。某桥梁台背因回填不密实产生较大沉降, 桥头跳车严重; 某公路通车前监测表明路堤的沉降速率大于地基的沉降速率。广州~珠海东线高速公路 K52+215 处路基高 12m, 通车 3 年路基压缩量为 19mm^[5]。日本经验认为, 路堤压缩量约为其高度的 0.1~0.3% (砂性土) 和 0.5~2% (黏

性土),并在通车一年后渐趋稳定;西班牙对铁路路堤工后沉降观测表明路堤工后沉降约为其高度的0.1~0.4%^[6]。

软路基沉降约占路基填土高度的0.4~1倍,借鉴德国和日本作法采用下式计算路基工后压缩量^[6]:

$$S_{rTc} = T_b^2 / 3000000 \quad (1)$$

式中: S_{rTc} 为路基工后压缩量, T_b 等于路床高度 H_b 与卸载前沉降之和 (m)。

2.2 地基工后沉降

2.2.1 汽车荷载产生的瞬时沉降

汽车快速行驶时,其附加应力通常仅限于路堤内,汽车动载产生的工后沉降较小,可忽略不计汽车动载产生的工后沉降。

由于各种原因,我国公路常有堵车现象,交通荷载满布半幅路面的情况经常发生,有时堵车时间长达一个小时甚至更长时间。这种低频率、长持荷的汽车循环荷载与常规的汽车动载的区别在于:一是作用时间较长;二是汽车满布路基半幅宽度,汽车荷载影响深度接近或超过20m,汽车荷载会在地基中产生附加应力,因此堵车时的汽车荷载会导致地基软土层发生瞬时沉降。

超载大于汽车荷载时,由于超载已经产生瞬时沉降,汽车荷载在地基中产生的压缩属于再压缩,按下式计算交通荷载产生的瞬时沉降:

$$S_{rTv} = \begin{cases} \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{vi}}{E_{ui}} h_{si} & p_o \leq 0 \\ \sum_{i=1}^n \left(\frac{\sigma_{vi} - \sigma_{oi}}{E_{ui}} + \frac{\sigma_{oi}}{R_f E_{ui}} \right) h_{si} & 0 \leq p_o \leq p_v \\ \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{oi}}{R_f E_{ui}} h_{si} & p_o \geq p_v \end{cases} \quad (2)$$

式中: S_{rTv} 为交通荷载产生的瞬时沉降, σ_{vi} 为交通荷载 p_v 在第 i 土层中产生的附加应力, E_{ui} 为第 i 土层不排水变形模量, p_o 为超载, σ_{oi} 为超载 p_o 在第 i 土层中产生的附加应力, p_v 为汽车荷载。

有沉降监测资料时,可按式(3)估算:

$$S_{rTv} = \begin{cases} p_v R_s & p_o \leq 0 \\ (p_v - p_o) R_s + p_o R_s / R_f & 0 \leq p_o \leq p_v \\ p_v R_s / R_f & p_o \geq p_v \end{cases} \quad (3)$$

式中: S_{rTv} 为交通荷载产生的瞬时沉降, p_v 为交通荷载, R_s 为单位荷载产生的瞬时沉降, p_o 为超载, R_f 为再压缩模量与压缩模量的比值。

$$R_s = S_d / p_f \quad (4)$$

式中: S_d 为瞬时沉降, p_f 为路基预压荷载, S_d 可取总沉降的3%左右^[7]。

2.2.2 地基工后次固结沉降

公路软基经常采用超载预压, 宜采用下式计算工后次固结沉降^[7]:

$$S_{rTs} = \sum_{i=1}^n \frac{C_{\alpha i} h_{si}}{1 + e_{0i}} \lg \frac{t_{eci} + T - \Delta t_i}{t_{eci}} \quad (5)$$

式中: S_{rTs} 为工后次固结沉降, $C_{\alpha i}$ 为第 i 层土的次固结系数, e_{0i} 为第 i 层土初始孔隙比, t_{eci} 为第 i 层土超静孔压消散孔压消散 99% 时的等效时间, Δt_i 为第 i 层土超静孔压消散孔压消散 99% 迟于交工验收的时间, T 为路面设计使用时间。

为简便起见, 利用实测沉降确定高速公路工后次固结沉降时假设: 非软黏土层不产生次固结变形, 路基在地基中的附加应力沿软黏土深度不衰减, 软黏土为均质土, 则工后次固结沉降采用下式计算:

$$S_{rTs} = \frac{C_{\alpha} h_s}{1 + e_0} \lg \frac{t_{ed} + T}{t_{ed}} \quad (6)$$

$$t_{ed} = t_{ec} \left(\frac{\sigma'_0 + \sigma'_c}{\sigma'_0 + p_e} \right)^{C_3} \quad (7)$$

$$C_3 = \frac{C_c - C_r}{C_{\alpha}} \quad (8)$$

式中: t_{ed} 为公路交工验收时软黏土等效时间, σ'_0 为软黏土平均初始有效应力, σ'_c 为卸载前软黏土层平均有效附加应力, p_e 为等载, C_r 为回弹再压缩指数, C_c 为压缩指数。

由压缩和沉降理论得:

$$S_f = \frac{C_c h_s}{1 + e_0} \lg \frac{\sigma'_0 + p_f}{\sigma'_0} \quad (9)$$

$$S_t - S_e = \frac{C_c h_s}{1 + e_0} \lg \frac{\sigma'_0 + \sigma'_c}{\sigma'_0 + p_e} \quad (10)$$

式中: S_f 为路基预压荷载下对应的最终沉降, p_f 为路基预压荷载, S_t 为 t 时的沉降, S_e 为等载对应的最终沉降。

由式 (9) 得:

$$\frac{C_{\alpha} h_s}{1 + e_0} = \frac{R_c S_f}{\lg \frac{\sigma'_0 + p_f}{\sigma'_0}} \quad (11)$$

式中: $R_c = \frac{C_{\alpha}}{C_c}$ 。

由式 (7)、式 (9)、式 (10) 得:

$$t_{ed} = t_{ec} \left(\frac{\sigma'_0 + p_f}{\sigma'_0} \right)^{\frac{S_t - S_e}{S_f} C_3} \quad (12)$$

将式(11)、式(12)代入式(6)可得:

$$S_{rTs} = \frac{R_c S_f}{\lg \frac{\sigma'_0 + p_f}{\sigma'_0}} \lg \left[1 + \frac{T}{t_{cc} \left(\frac{\sigma'_0 + p_f}{\sigma'_0} \right)^{\frac{S_f - S_c C_3}{S_f}}} \right] \quad (13)$$

如果 $S_t < S_c$, 则令 $S_t = S_c$ 。

按照三点法确定 β , 然后按式(14)确定一级瞬时施加荷载主固结时间 t_c , t_{cc} 取 t_c 的 0.2~0.75 倍。 $R_c = 0.02 \sim 0.04$, $C_3 = 20 \sim 40$ ^[7]。

$$t_c = 0.461/\beta \quad (14)$$

2.2.3 地基工后主固结沉降

地基工后主固结沉降 S_{rTc} 包括以下两种主固结沉降:

(1) 工后原压主固结沉降

公路交工验收时, 有效附加应力小于等载对应的附加应力, 土层会产生工后原压沉降 S_{rTco} , 采用式(15)计算。

$$S_{rTco} = \sum_{i=1}^l \frac{\sigma_{ei} - \sigma'_i}{E_{si}} h_{si} \quad (15)$$

式中: l 为公路卸载时有效附加应力小于等载附加应力的土层数, σ_{ei} 为等载在第 i 土层中产生的附加应力, σ'_i 为第 i 土层中有效附加应力, E_{si} 为第 i 土层的压缩模量, h_{si} 为第 i 土层厚度。

(2) 工后再压主固结沉降

等载或超载预压时需要先卸载至路床顶面再施工路面。有效附加应力大于 $p_c - p_p$ (p_p 为路面荷载) 的土层卸载时可能产生回弹变形^[8], 路面施工后会产生再压缩沉降。

软黏土回弹模量较大, 卸载回弹变形小, 且通常在 1~2 个月内完成, 而公路卸载、路槽交验、路面施工等约需 3 个月, 因此卸载后的回弹变形多在路面施工完毕前完成, 不会对工后沉降产生影响。公路超载通常为 10~30kPa, 超载比较小, 再压缩模量较小^[9], 路面施工产生的再压缩量较大且完成较慢, 大部分在路面施工完成后发生, 从而产生工后再压主固结沉降 S_{rTcr} 。

公路卸载到路床标高时不可能卸除已经完成的沉降 S_t , 因此需研究填土厚度与填土高度的关系。

$$S_f = (H_f + S_f)\chi = T_f \chi \quad (16)$$

式中: χ 为沉降与路基填土厚度之比, T_f 为填土厚度。

由式(16)可得:

$$H_f = (1 - \chi)T_f \quad (17)$$

因此

$$S_{rTcr} = \eta \sum_{i=1}^m \frac{\sigma_{pi}}{R_{ri} E_{si}} h_{si} + \eta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_i' - \sigma_{bi})(1 - \chi)}{R_{ri} E_{si}} h_{si} \quad (18)$$

式中: η 为再压沉降在工后发生的比例, m 为卸载时有效附加应力大于等载附加应力的土层数, σ_{pi} 为路面荷载 p_p 在第 i 土层中产生的附加应力, R_{ri} 为第 i 土层土体再压缩模量与压缩模量的比值, n 为卸载时有效附加应力大于路床荷载附加应力但小于等载产生附加应力的土层数, σ_{bi} 为路床荷载在第 i 土层中产生的附加应力。

当利用沉降监测资料确定工后主固结沉降时, 需定义回弹沉降。卸载前沉降超过某数值时, 卸载至路床后地基可能回弹, 该沉降称为路床回弹沉降 S_{bs} , 可采用下式计算:

$$S_{bs} = S_f H_b / H_f + S_{df} (H_f - H_b) / H_f \quad (19)$$

式中: S_{bs} 为路床回弹沉降, H_b 为路床高度。

相应地, 路面回弹沉降 S_{es} 为:

$$S_{es} = S_f H_e / H_f + S_{df} (H_f - H_e) / H_f \quad (20)$$

式中: H_e 为等载高度。

卸载时不可能卸除已经完成沉降 S_t , 如果 $S_t > S_{bs}$, 卸载后荷载不是 $(H_b + S_{bs})\gamma_f$, 而是 $(H_b + S_t)\gamma_f$ 。因此:

$$S_{rTc} = \begin{cases} S_{es} - S & S_t \leq S_{bs} \\ S_{es} - S_t + \frac{H_f(S_t - S_{bs})}{R_f T_f} & S_{bs} \leq S_t \leq S_{es} \\ \frac{H_f(S_e - S_b)}{R_f T_f} & S_t \geq S_{es} \end{cases} \quad (21)$$

式中: T_f 为预压填土厚度, S_e 为等载对应最终沉降, S_b 为路床高度对应的最终沉降。

3 考虑路面加铺的工后沉降

与房屋等构筑物的工后沉降不同, 高速公路路面下沉后需要加铺路面以维持路面标高, 否则会造成车辆颠簸、跳车等现象。因此, 其工后沉降计算应考虑路面加铺因素, 否则会导致计算或预测的工后沉降偏小。以路堤压缩产生的工后沉降为例, 如果不考虑加铺因素的路堤工后压缩为 S_{rTe} , 为维持路面标高, 需加铺厚 S_{rTe} 、重度为 γ_p 的路面, 则新增荷载 $S_{rTe}\gamma_p$, 在荷载 $S_{rTe}\gamma_p$ 作用下, 路面下沉:

$$S_{rTel} = S_{rTe}\gamma_p \sum_{i=1}^n \frac{h_{si}}{E_{si}} \quad (22)$$

式中: γ_p 为路面重度, n 为路堤、地基土层数。

$$\xi = \gamma_p \sum_{i=1}^n \frac{h_{si}}{E_{si}} \quad (23)$$

则有:

$$S_{rTe1} = S_{rTe} \xi \quad (24)$$

由于沉降 S_{rTe1} , 又需要路面加铺, 因此 S_{rTe1} 产生 $S_{rTe2} = S_{rTe1} \xi$, S_{rTe2} 产生 $S_{rTe3} = S_{rTe2} \xi$, ..., S_{rTei} 产生 $S_{rTe(i+1)} = S_{rTei} \xi$, ...。将 S_{rTe} 及所有 S_{rTei} 相加得到因为路基压缩产生的工后总沉降 S'_{rTe} :

$$S'_{rTe} = \frac{S_{rTe}(1 - \xi^\infty)}{1 - \xi} \quad (25)$$

由于 $\xi < 1$, 因此:

$$S'_{rTe} = \frac{S_{rTe}}{1 - \xi} \quad (26)$$

类似地, S_{rTv} 、 S_{rTs} 也采用与式 (26) 类似的方法考虑路面加铺因素。

地基工后主固结沉降确定时采用的是等载, 其对应的主固结沉降中已考虑了养护因素, S_{rTc} 不需要再考虑养护因素。因此, 软黏土路基工后沉降由下式计算:

$$S_{rT} = \frac{S_{rTe} + S_{rTv} + S_{rTs}}{1 - \xi} + S_{rTc} \quad (27)$$

4 工程算例

某路基顶宽 33m, 重度 $\gamma_f = 20 \text{ kN/m}^3$, 等载高度 $H_c = 6 \text{ m}$ (其中路床高度 $H_b = 5 \text{ m}$, 路面换算填土厚度 $T_p = 1 \text{ m}$), 超载厚度 $T_o = 1 \text{ m}$ 。塑料排水板等效直径 $d_w = 7 \text{ cm}$, 间距 $d = 1.2 \text{ m}$, 等边三角形布置, 其它参数见表 1。软基处理容许工期为 375d, 沥青路面设计使用年限 $T = 15$ 年。

4.1 本文算法

路基宽度较大, 地基中附加应力视为不变, 取沉降修正系数 m_s 为 1.5, 填土厚 $T'_f = 6 \text{ m}$ 时沉降 $S' = m_s T'_f \gamma_f h_s / E_s = 1.8 \text{ m}$, $S_c = S' H_c / (T'_f - S') = 2.57 \text{ m}$ 。

路基预压填土厚度 $T_f = H_c + S_c + T_o = 9.57 \text{ m}$ 。

预压荷载 $p_f = \gamma_f T_f = 191.4 \text{ kPa}$ 。

路基等载 $p_c = \gamma_f (H_c + S_c) = 171.4 \text{ kPa}$ 。

路床荷载 $p_b = \gamma_f H_b T'_f / (T'_f - S') = 142.9 \text{ kPa}$ 。

根据稳定分析得到路基填筑时间为 195d (见表 2), 满载预压 180d 后卸载。

$$S_{rTc} = (H_b + S_c)^2 / 3 = 19.1 \text{ mm}$$

将塑料排水板视为理想井, 只考虑径向排水, $\beta=0.00994d^{-1}$, 卸载时 (日历时间 375d) 软黏土层有效附加应力 $\Delta\sigma'$ 为 179.3kPa, $\Delta\sigma' > \sigma_e = p_e$, 因此 $S_{rTe} = \sigma_p h_s / (R_r E_s) = 66.7\text{mm}$ 。

由于汽车荷载 $p_v < p_o = 20\text{kPa}$, 因此:

$$S_{rTv} = \sigma_v h_s / (R_r E_u) = 2.1\text{mm}$$

表 1 参数取值

h_s /m	σ'_0 /kPa	e_0	E_s /MPa	E_u /MPa	R_r	C_h /cm ² ·s	C_α	C_3	E_c /MPa	γ_p /kN·m ³
15	60	1.8	1.5	45	3	5×10^{-4}	0.015	30	30	24

表 2 路基填筑情况

填土层号	层厚/m	累计厚度/m	填筑时间/d	间歇时间/d	备注
1	1	1	10	15	
2~9	0.25	3	1	1	第一层土包括工作垫层、砂垫层, 其填筑时间 10d 是取砂井施工时间的一半, 间歇时间 15d 取另一半时间及验收时间之和。间歇时间未包括填筑时间。
10~17	0.25	5	1	3	
18~25	0.25	7	1	5	
26~33	0.25	9	1	7	
34	0.3	9.3	1	9	
35	0.27	9.57	1	-	

按照文献[7]方法得到卸载前 (日历时间 375d) 等效时间 $t_{ec} = 59.1\text{d}$, 路面施工完毕时等效时间为:

$$t_{ed} = t_{ec} \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0 + \sigma_e} \right)^{C_3} = 161.9\text{d}$$

$$S_{rTs} = \frac{h_s C_\alpha}{1 + e_0} \lg \frac{t_{ed} + T}{t_{ed}} = 123.9\text{mm}$$

$$\xi = \frac{\gamma_p h_s}{E_s} + \frac{\gamma_p (H_b + S_e)}{E_e} = 0.246$$

$$S_{rT} = 259.1\text{mm}$$

4.2 常规设计

卸载时工期为 375d, 软黏土层有效附加应力 $\Delta\sigma'$ 为 179.3kPa, $\Delta\sigma' > \sigma_e$, 工后沉降只考虑次固结沉降:

$$S_{rT} = \frac{h_s C_\alpha}{1 + e_0} \log \frac{375 + T}{375} = 95.9\text{mm}$$

与本文方法计算结果相差较大。

常规设计通常沉降采用:

$$S = m_s \frac{H_c \gamma_f}{E_s} h_s = 1.8 \text{m}$$

路基填土厚度为 $T_f=8.8\text{m}$, 预压荷载为 $p_f=176\text{kPa}$, 路基等载 $p_c=156\text{kPa}$ 。导致路基填筑时间只需要 169 天, 有效附加应力达到等载只需 310 天, 导致对需要工期评估错误、进而造成设计参数甚至设计方案选择错误。

5 工程实例

某高速公路位于珠江三角洲平原, 路基宽 33.5m-41.0m, 计算行车速度 100km/h, 路基填土高度普遍在 5m 左右, 最大 7.5m。软土主要以淤泥质亚粘土及淤泥质粘土为主, 呈软塑~流塑状, 软基路段采用袋装砂井、CFG 桩复合地基等方式进行了地基处理, 路面设计使用年限 $T=15$ 年。

根据试验和经验参数取值为: $\gamma_f=19\text{kN/m}^3$, $E_u=20E_s$, $R_r=10$, $C_3=30$, $R_c=0.03$, 汽车等量土层厚度 $T_v=0.9\text{m}$, 路面厚 0.75m, 等量土层厚 1m。

利用监测资料根据本文方法推算的重点监测断面工后沉降见表 3 S_{rT} 由 S_{rTe} 、 S_{rTc} 、 S_{rTv} 、 S_{rTs} 按照式 (27) 计算得到。根据通车后 2 年内的表面沉降工后监测资料推算得到的工后沉降见表 3 最后一列。可见, 不进行荷载换算得到的工后沉降 (表中 s_r) 与实际工后沉降偏差较大; 只进行荷载换算, 不考虑路面施工回弹再压缩沉降、汽车荷载瞬时沉降、次固结沉降的工后沉降 (表中 s_{rTc}) 偏小, 采用本文方法可以较准确地预测工后沉降, 有利于合理确定卸载时机。表 3 中部分断面采用本文方法预测的工后沉降偏大主要原因可能与这些路段在公路建设前后地面标高因为鱼塘开挖等原因发生改变有关, 导致设计填土高度与实际填土高度有出入。

6 结语

高速公路工后沉降应包含路堤工后压缩和地基工后沉降, 地基工后沉降包括交通荷载产生的瞬时沉降、地基次固结沉降、地基主固结沉降等。计算工后沉降时应考虑路面加铺增大工后沉降的因素。

表 3 重点监测断面推测工后沉降与实测工后沉降对比

序号	桩号	设计情况					监测情况					t_{ec} (d)	预测工后沉降/mm					工后 监测 推算 S_{rT} (mm)
		σ'_0 (kPa)	H_d (m)	H_e (m)	H_b (m)	T_f (m)	S_r (mm)	S_f (mm)	S_r (mm)	H_f (m)	S_e (mm)		S_{rTe}	S_{rTc}	S_{rTv}	S_{rTs}	S_{rT}	
1	K7+063	33.8	6.9	7.15	6.15	8.16	950	973	23	7.187	968	165	17	28	1	60	116	99
2	K7+120	39.3	5.0	5.27	4.27	5.77	355	502	147	5.269	502	339	7	147	4	32	194	159
3	K7+460	43.2	3.5	3.75	2.75	7.489	1655	2235	580	5.254	1595	192	6	30	1	104	189	156
4	K8+690	39	8.2	8.45	7.45	10.16	1289	1342	53	8.818	1286	150	26	44	3	79	168	167
5	K9+520	28.8	4.5	4.75	3.75	4.42	136	158	22	4.262	176	142	5	38	2	14	59	31
6	K11+220	28.3	8.4	8.65	7.65	9.75	1261	1338	77	8.412	1376	160	26	111	6	71	230	208
7	K11+910	20.2	6.4	6.65	5.65	8.78	1313	1547	234	7.233	1422	153	16	125	1	75	237	263
8	K14+730	47.5	5.8	6.05	5.05	8.37	1036	1338	302	7.032	1105	175	12	87	1	122	247	238
9	K27+450	28.6	6.2	6.45	5.45	8.6	1301	1378	77	7.222	1231	102	15	16	1	82	132	130
10	K31+410	54.5	5.2	5.45	4.45	5.543	479	490	11	5.053	526	261	8	49	4	42	109	112
11	K31+800	38.0	8.4	8.65	7.65	8.7	381	443	62	8.257	464	139	22	83	1	27	134	139

参考文献:

- [1] 公路路基设计规范 JTG D30-2004[S]. 北京: 人民交通出版社, 2004.12: 71.
- [2] 刘吉福, 莫海鸿. 对公路容许工后沉降的建议[J]. 路基工程, 2007(4): 127-128.
- [3] 刘吉福. 叠加推算沉降误差分析[J]. 岩土工程学报, 2009, 31(11): 1773-1778.
- [4] 刘吉福, 魏金霞. 公路工后监测的探讨[J]. 公路, 2008(8): 289-291.
- [5] 广东省航盛工程有限公司岩土分公司. 京珠高速公路广珠段(坦尾~金鼎)软基工后沉降监测总结报告[R]. 2003.
- [6] 王昌其. 高速铁路土木工程[M]. 成都: 西南交通大学出版社, 1999: 2-10.
- [7] 广东省公路建设有限公司等. 广东省公路软土地基设计施工地方规定研究[R]. 2010. 7: 233-240.
- [8] 师旭超, 汪稔, 韩阳. 卸荷作用下淤泥变形规律的试验研究[J]. 岩土力学, 2004, 25(8): 1259-1262.
- [9] Karl Terzaghi, Ralph B. Peck. Soil mechanics in engineering practice[M]. John Wiley & Sons, Inc., New York, Sydney, 1968: 64-83.

Components and calculation of post-construction settlement of highway

LIU Ji-fu

(CRCC Harbour & Channel Engineering Group Co., Ltd., Zhuhai 519070, China)

Abstract: It is shown that the monitored settlements after construction of some highway are larger than the predictions. The components of post-construction settlement of highway are analyzed based on many projects and their calculation methods are suggested. It is proposed that post-construction settlement includes post-construction compression of embankment, immediate settlement of ground caused by vehicle, recompression settlement of ground caused by pavement, post-construction initial compression settlement and post-construction secondary consolidation settlement. The effect of overlay maintenance of pavement should be taken into account when calculating other components of post-construction settlement.

Key words: post-construction settlement, post-construction compression of embankment, recompression settlement of ground

新型螺旋成孔根植注浆竹节管桩抗压性状研究

杨 淼

(浙江大学滨海和城市岩土工程研究中心, 浙江 杭州, 310058)

摘要: 新型螺旋成孔根植注浆竹节管桩是一种新的组合桩型, 具有承载力高、技术含量高和安全性能好等特点。文中介绍了新型组合桩施工工艺, 通过现场抗压试验来了解其真实的抗压承载力, 将试验与统计的同直径钻孔灌注桩和 PHC 管桩承载力统计值比较, 验证其抗压承载力的优势。应用 ABAQUS 软件针对竹节桩段进行 3D 模拟, 发现竹节处存在 2-3 倍桩径的竹节应力影响范围, 并不是竹节越密抗压极限承载力越大, 但竹节越密桩与水泥土位移差越小。模拟结果表明, 竹节间距、水泥土厚度、桩侧土模量以及桩端土模量都对组合桩极限承载力有影响。

关键词: 新型螺旋成孔根植注浆竹节管桩; 现场抗压试验; ABAQUS 模拟; 竹节间距; 竹节应力影响范围; 位移差

1 引 言

新型螺旋成孔根植注浆竹节管桩是采用特殊的单轴螺旋钻机, 按照设定深度进行钻孔, 桩端部按照设定的尺寸(直径与高度)进行扩孔, 扩孔完成后, 注入桩端水泥浆和桩周水泥浆, 边注浆边提钻, 钻孔完成后依靠桩的自重将桩植入设计底标高, 通过桩端及桩周水泥浆液硬化, 使高强管桩与桩端和桩周土体形成一体。通过增大桩侧摩阻力接触面积和桩端强度来提高组合桩体的承载力。

目前国内应用广泛的桩基主要有钻孔灌注桩和预制桩两种, 而两种桩都存在一定的缺点^[1]。钻孔灌注桩在采用泥浆护壁时, 泥浆的处理成为较大的环境问题, 而且泥皮会降低桩身与桩周土体的摩擦力导致承载力降低; 桩端沉渣严重影响桩整体承载能力, 而且很难清理, 难以保证质量; 相对施工周期长。PHC 管桩施工较快, 但是压桩过程产生较大噪音, 城市施工有较大阻力; 承载力低, 很少能够应用在超高层建筑中。新型螺旋成孔根植注浆竹节管桩不仅不存在上述缺点, 还具有环保节能、施工速度快、承载力高、桩身质量有保证、技术含量高、安全性能好等特点。因此, 研究该新型组合桩受力特性有着重要意义。

2 施工工艺

新型螺旋成孔根植注浆竹节管桩工法集钻孔、注浆、深层搅拌、挤压、扩孔、预制技术于一身, 有效解决了挤土、废弃泥浆及水平抗荷载能力等方面的问题。此工法施工流程共分为 4 步: 钻孔→扩底→喷浆→植桩, 如图 1 所示, 详述如下:

(1) 将钻头定位于桩心位置,用定位尺进行平面位置的确认,并确保钻杆垂直度在许可范围内。在钻进的过程中,随时检测钻杆垂直度和平面位置,发现超差,及时调整。

(2) 钻头在钻进过程中,根据地质情况进行边喷水(或者是膨润土混合液),利用带有特殊搅拌翼的钻杆边钻孔边对孔体进行修整及护壁。当钻孔深度深于桩机所能悬挂钻杆长度的时候,必须进行钻杆的接长。接钻杆的长度根据钻孔深度和桩机、钻机设备性能进行确认。

(3) 钻孔至设定深度后,上下反复提升和下降钻杆进行桩孔的修整。钻杆具有螺旋推进翼与搅拌翼相间设置的特点,随着钻掘和搅拌反复进行,可使水泥系强化剂与土得到充分搅拌。桩孔修整完成后,打开钻头部位扩大翼,按照设定的扩大直径分数次进行扩孔,扩孔的同时注入根固水泥浆并进行反复搅拌。

(4) 桩端固定水泥浆液喷送完成后,收拢扩大翼并进行提升,同时注入桩内外水泥浆。

(5) 将带有端部扩大和桩身变径的预制高性能混凝土桩先插入桩孔内、上接加强型PHC管桩,在植桩过程中,对桩身垂直度进行调整,利用桩的自重或使用钻机对桩进行回旋,将桩植入设计标高。

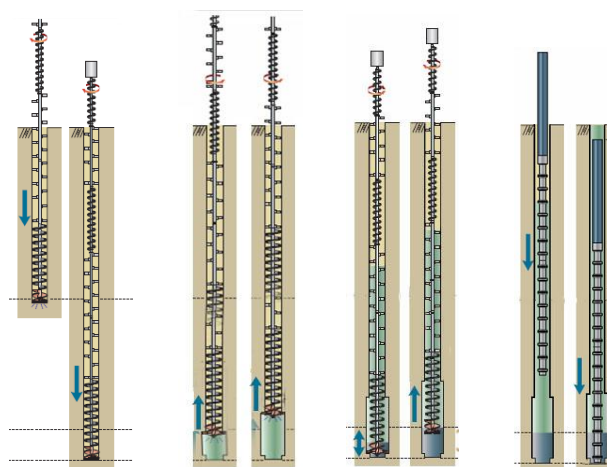


图1 新型螺旋成孔根植注浆竹节管桩施工工法

3 现场抗压静载试验

新型螺旋成孔根植注浆竹节管桩工法具有承载力高的优点,但国内相关研究几乎为零。为了真实了解该新型组合桩的受力特性以及确定新型组合桩的承载力值,在浙东集团厂区别做了不同型号新型桩的现场抗压试验,并且做了相同成孔直径普通钻孔灌注桩抗

压试验。

3.1 试验场地概况

试验场地位于宁波某水泥制品公司老厂区内, 土层分层及主要物理力学指标见下表。

表 1 厂区土层物理参数表

层次	岩土名称	含水量 (%)	重度 kN/m ³	I_p	I_L	C kPa	φ 度	E_s MPa	管桩		钻孔灌注桩		标贯击数
									q_{sa} kPa	q_{pa} kPa	q_{sa} kPa	q_{pa} kPa	
③ ₁	淤泥质粘土	44.5	17.5	18.5	1.24	12.0	10.2	2.36	11		8		1
③ ₂	粉砂								18		15		9
④	淤泥质粘土	42.9	17.9	17.1	1.27	15.4	11.6	3.17	12		9		8
⑤ ₁	粉质粘土	24.6	19.9	12.9	0.45	44.6	17.1	6.97	35		28		10
⑥	粉质粘土	33.6	18.9	14.6	0.97	20.1	13.3	3.88	25		20		16
⑦ ₂	粉砂								42		36		55
⑦ ₃	粉质粘土	25.8	20.1	10.5	0.77	26.7	17.1	5.87	25		20		60
⑧	粉砂								42	2300	36	550	60

3.2 试桩概况

新型螺旋成孔根植注浆竹节管桩的试桩长为 64m, 桩身采用 C80 砼, 持力层为第 8 层粉砂层, 入持力层深度为 2m。

新型组合桩试桩分为 2 种桩型:

(1) 第一种桩型规格为: 上部为 PHC600(130)AB-12, 12, 10m, 三节合计 34m; 下部为 PHDC 650-500 (100) A-600/500-15, 15m, 二节合计 30m, 桩总长 64m;

(2) 第二种桩型规格为: 上部为 PHC800(110)AB-4, 15, 15m, 三节合计 34m; 下部为 PHDC800-600 (110) A-800/600-15, 15m, 二节合计 30m, 桩总长 64m。

普通钻孔灌注桩的桩长 64m, 桩径分别为 800mm 和 1000mm, 桩身采用 C40 砼, 持力层为第 8 层粉砂层, 入持力层深度为 2m。

8 根试桩桩位平面图如图 2 所示。

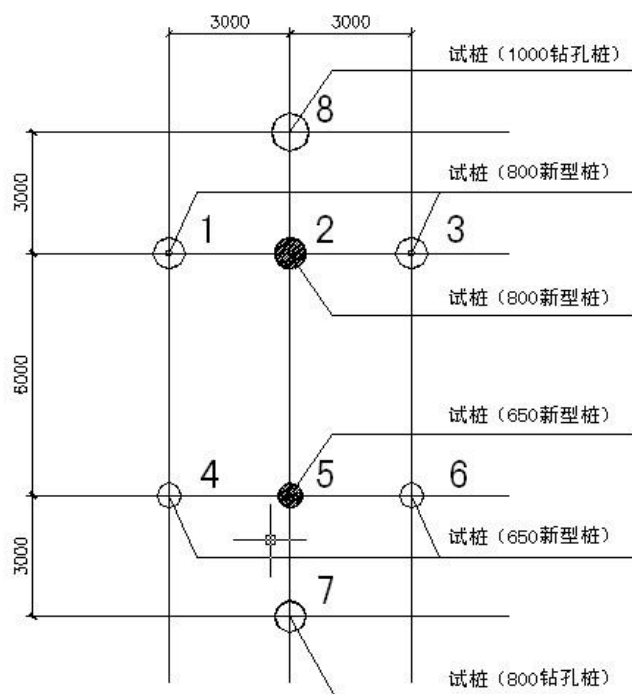


图2 试桩桩位平面图

3.3 试验结果

评价其实际极限承载力，设计要求对本试桩工程做4根抗压静载试验桩，桩号分别为1#、3#、4#和6#，这4根桩均做破坏性试验。为了增强对比性，同时在场地上增加了两种直径的钻孔灌注桩，编号为7#和8#，两根也均做破坏试验。

采用堆载——反力架装置，并用千斤顶反力加载——位移传感器和自动静载记录仪测读桩顶荷载与沉降的试验方法。试验采用慢速维持荷载法。

图3为1#、3#和8#试桩静载试验Q-S曲线对比图。从图中可以看出1000钻孔灌注桩和两条800型组合桩承载力曲线相近，特别是加载初期和中期，三条曲线几乎重合，到了后期三条曲线有一定偏离，但是相差不大。最终三根桩均发生桩端刺入破坏。根据承载力确定条件，1#试桩极限承载力为8800kN，对应位移为36.63mm，3#试桩极限承载力为9500kN，对应位移为36.17mm，8#试桩极限承载力为9600kN，对应位移为36.55mm。

图4为4#、6#和7#试桩静载试验Q-S曲线对比图。从图中可以看出800钻孔灌注桩

和两条 650 新型组合桩承载力曲线特征相似, 最终三根桩也都发生桩端刺入破坏。根据承载力确定条件, 4#试桩极限承载力为 7200kN, 对应位移为 23.17mm, 6#试桩极限承载力为 8100kN, 对应位移为 30.37mm, 7#试桩极限承载力为 8000kN, 对应位移为 31.07mm。

从最终试验结果来看, 新型螺旋成孔根植注浆竹节管桩的承载力几乎达到预期承载力目标。由于现场试验条件有限, 没有进行桩侧摩阻力测量。从两个对比图, 我们可以看出, 在成孔直径相同时, 新型螺旋成孔根植注浆竹节管桩的承载力发挥与钻孔灌注桩相似。这主要原因可以归结于, 水泥土与预制竹节管桩桩身结合较好, 组合桩承载力主要由水泥土与桩周土界面的摩阻力提供, 这与成孔直径相同的钻孔灌注桩相同。但是两种桩界面不同, 最终能够达到的最大极限摩阻力也不相同, 并且桩端形式不同, 桩端承载力也不会相同, 所以造成曲线末端出现差异。尽管如此, 我们还是可以在研究新型组合桩抗压承载力问题时借鉴钻孔灌注桩相关结论, 更好的研究新型组合桩抗压受力性能。

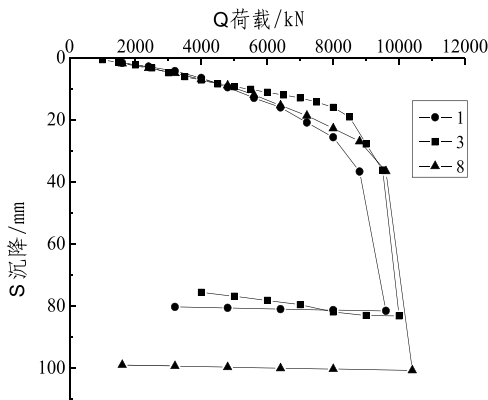


图 3 1#、3#和 8#试桩静载试验 Q-S 曲线对比图

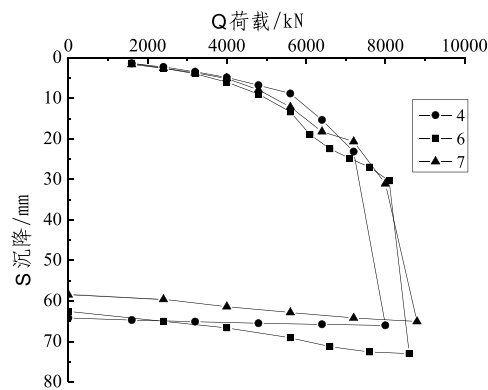


图 4 4#、6#和 7#试桩静载试验 Q-S 曲线对比图

4 承载力统计对比

张忠苗教授长期致力于江浙一带桩基研究, 积累了大量的试桩数据, 本文从中选取直径为 800mm 和 1000mm 钻孔灌注桩抗压静载极限承载力试验数据, 和直径为 600mmPHC 管桩抗压静载极限承载力试验数据, 按照不同持力层分别整理统计, 为本文新型组合桩抗压承载力提供对比依据。

4.1 800 钻孔灌注桩

图 5、6、7 和 8 为直径 800mm 钻孔灌注桩不同持力层下抗压极限承载力和桩长关系统计图, 其中粘土层统计总桩数为 71 根, 砂砾层统计总桩数为 131 根, 砾石卵石层统计总桩数为 127 根, 中风化基岩统计总桩数为 167 根。

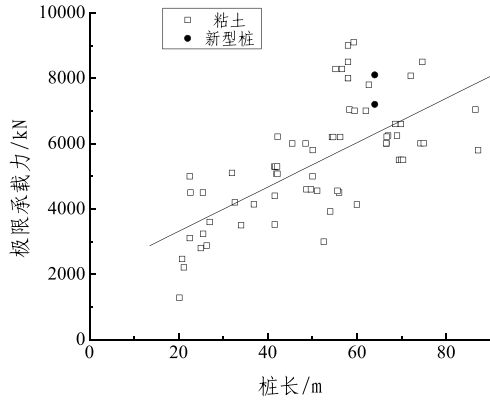


图5 粘土层抗压桩极限承载力统计图

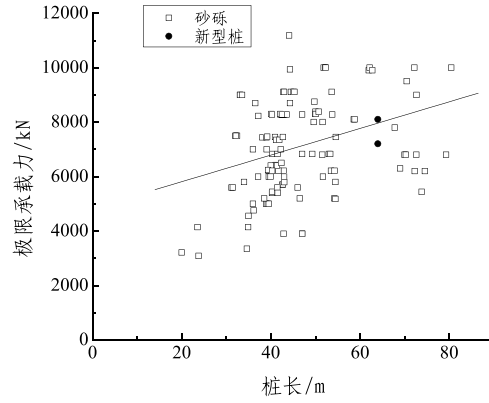


图6 砂砾层抗压桩极限承载力统计图

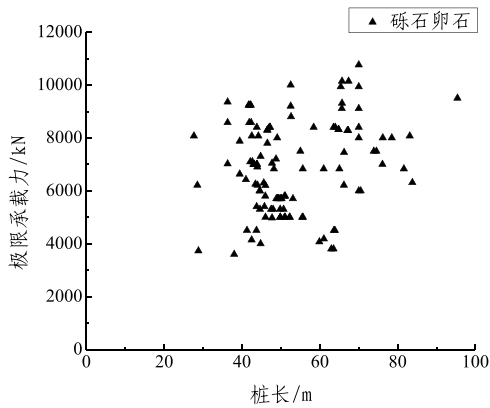


图7 砾石卵石层抗压桩极限承载力统计图

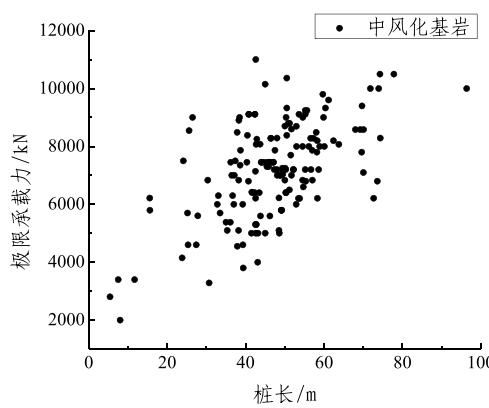


图8 中风化基岩层抗压桩极限承载力统计图

4.2 1000 钻孔灌注桩

图 9、10 和 11 为直径 1000mm 钻孔灌注桩不同持力层下抗压极限承载力和桩长关系统计图，其中粘土层统计总桩数为 23 根，砾石层统计总桩数为 46 根，中风化基岩统计总桩数为 164 根。

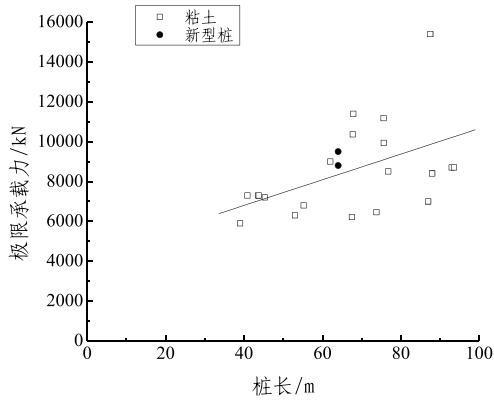


图 9 粘土层抗压桩极限承载力统计图

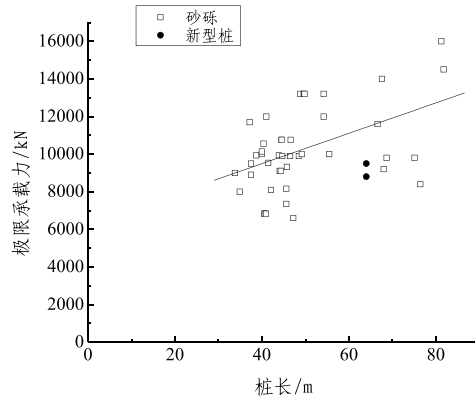


图 10 砂砾层抗压桩极限承载力统计图

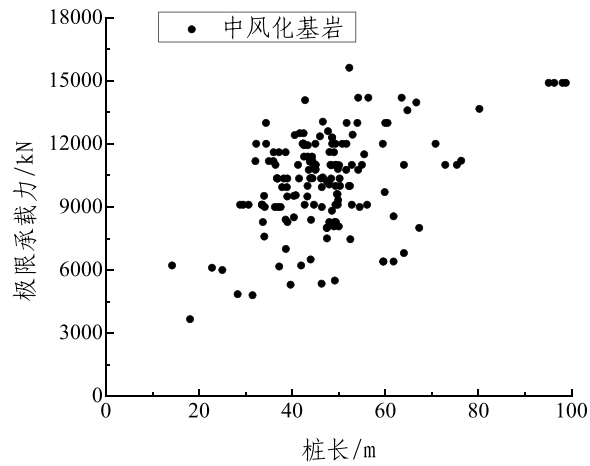


图 11 中风化基岩层抗压桩极限承载力统计图

4.3 600PHC 管桩

图 12 和 13 为直径 600mmPHC 管桩不同持力层下抗压极限承载力和桩长关系统计图, 其中粘土层统计总桩数为 236 根, 砂石层统计总桩数为 111 根。

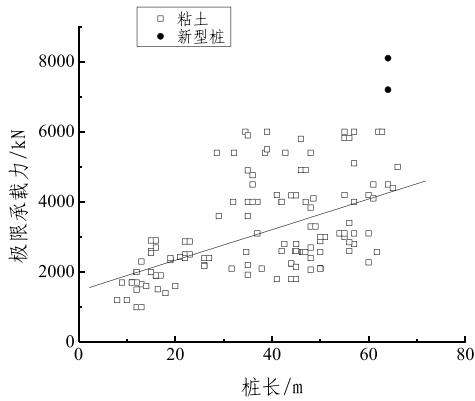


图 12 持力层为粘土层抗压桩极限承载力统计图

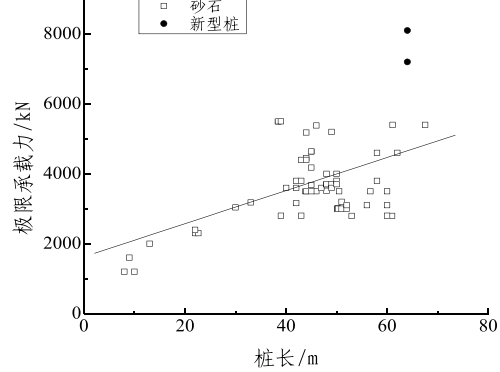


图 13 持力层为砂石层抗压桩极限承载力统计图

4.4 抗压承载力对比

在 3.3 节中, 钻孔灌注桩与新型螺旋成孔根植注浆竹节管桩抗压极限承载力的比较, 只能说明在此次试验中两者的抗压承载力极限值大致相近。为了更好的验证二者之间的大小关系, 将新型组合桩抗压极限承载力现场试验值分别置于统计整理的钻孔灌注桩和 PHC 管桩抗压承载力分布图中。根据现场试验土层分布, 持力层为粉砂, 但不同于砂砾, 所以选择粘土和砂砾分布图分别比较。图中直线为统计桩极限承载力拟合直线。在图 5 和图 9 中, 持力层为粘土层, 新型桩承载力位于拟合直线之上。但在图 6 和图 10 中, 持力层为砂砾层, 新型组合桩承载力略低于直线。说明持力层为粉砂的新型组合桩抗压承载力比持力层为粘土层的统计拟合值要大, 比持力层为砂砾的统计拟合值要小。尽管持力层对比不是很对应, 但基本能够看出, 新型组合桩抗压承载力不小于相同成孔直径的钻孔灌注桩抗压承载力。在同 PHC 管桩极限承载力对比中, 图 12 和图 13, 不论持力层为粘土还是砂石, 新型桩的抗压极限承载力要大很多, 有力验证了新型组合桩承载力的优势。

因此可以认为新型螺旋成孔根植注浆竹节管桩在抗压承载力上具有很大的优势, 具有很大的推广意义。

5 ABAQUS 数值模拟

由于现场试验条件有限, 只测得了试桩的抗压静载 Q-S 曲线, 对于要研究新型螺旋成孔根植注浆竹节管桩抗压受力特性是远远不够的。因此采用 ABAQUS 软件针对竹节桩段进行数值模拟, 更好的了解新型组合桩的受压特性。

5.1 模型建立

建立模型过程中, 假定桩端土、桩侧土为均质、各向同性弹塑性体材料^[2]; 钢筋混凝

土桩为连续、均质弹性体; 分析过程中桩土间的摩擦系数不变。

由于预制桩、水泥土和土模量相差悬殊, 所以预制桩体采用线弹性模型, 水泥土和土均采用 Mohr-Coulomb 模型。本模型定义三个接触面, 分别为桩—水泥土、水泥土—土和桩—土, 三个接触界面定义相同, 法向均为硬接触, 切向为 Coulomb 剪切模型, 定义接触摩擦系数, 从而可以更准确地分析桩的荷载传递机理。土体外边缘 X、Y 位移赋值为零, 底部土体边缘 X、Y 和 Z 赋值为零, 轴心线 YSYMM 赋值为零。单元类型为 C3D8R (8 节点六面体线性减缩积分单元)。进行初始地应力平衡。在 ABAQUS/STANDARD 中默认采用 Newton-Raphson 迭代方法求解非线性方程组^[3]。

5.2 参数选择

竹节桩长 30m, 假设桩侧土和桩端土为均质土层, 桩侧土宽 25m, 桩端土厚 25m, 力学参数值见表 2。竹节管桩弹性模量和泊松比均按规范取值, 水泥土由于没有试验作为参考, 采用前人试验研究成果^[4], 具体见表 3。许宏发^[5]归纳总结了粘土与混凝土之间的摩擦系数为 0.25~0.4, 砂土与混凝土之间的摩擦系数为 0.5~1.0。根据本模型定义的两个接触强弱程度, 确定三个摩擦系数分别为 0.3、0.35、0.6。三个接触面设置如下表 4。

边界位移设置和网格单元划分如图 14 所示。

为研究竹节间距对承载力的影响, 建立竹节间距 1m、1.5m、2m、3m、4m 的预应力竹节管桩模型, 表示符号为 Z1、Z1.5、Z2、Z3、Z4。

表 2 模型参数表

名称	模量 E (kPa)	泊松比 ν	内摩擦角 ϕ	粘聚力 c (kPa)	本构
桩	3,8000	0.15			线弹性
水泥土	1500	0.3	30	200	M-C

表 3 模型接触面参数设置

接触界面	法向特性	切向特性	摩擦系数
桩-水泥土	硬接触	Coulomb 剪切	0.6
水泥土-土	硬接触	Coulomb 剪切	0.35
桩-土	硬接触	Coulomb 剪切	0.3

表 4 土参数表

名称	模量 E (kPa)	泊松比 ν	内摩擦角 ϕ	粘聚力 c (kPa)	本构
桩侧土	10,000	0.4	20	30	M-C
桩端土	50,000	0.38	25	35	M-C

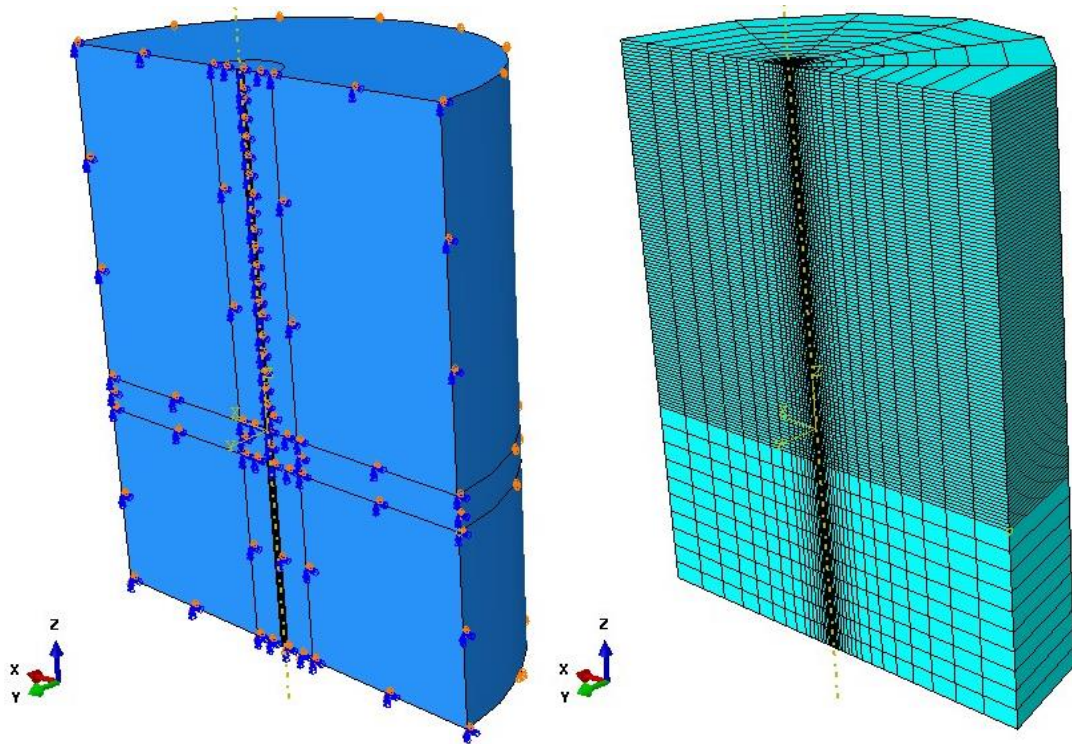


图 14 边界位移设置与网格划分模型

5.3 模拟结果分析

5.3.1 单桩受力分析

模型桩 Z1 的桩身竖向应力和最大主应力分布云图如图 15 和 16 所示。从竖向应力云图中可以看出，竖向应力随着深度逐渐减小，但在竹节处骤然变小，原因一方面是竹节处桩身截面积变大，另一方面是水泥土对竹节桩有向上的支持力，二者共同作用，减小压力同时增大受力面积，结果就是竹节处竖向应力明显小于周围单元，造成竹节处一定范围的应力突变。从主应力云图中可以看出，竹节处是桩身的薄弱环节，该处受到很大的主应力。

图 17 为水泥土竖向应力分布云图，应力随深度逐渐增大，也就是水泥土轴力随深度逐渐变大，和预制桩刚好相反。位移加载在预制桩上，水泥土受到桩向下的摩擦力，受到周围土向上的摩擦力，还有自身向下的重力，端部一定范围内土摩擦力大于向下的合力，随着深度增大，向下合力大于向上摩擦力，水泥土处于向下的竖向应力状态。而且从图中应力数值对比发现，水泥土和预制桩应力值不是一个数量级的，说明水泥土承担的荷载比例很小，与董平^[6]结论符合。这样就形成了由强到弱的双层应力扩散模型，上部荷载主要由预制竹节桩承担，荷载向下传递的同时，也逐步向外扩散，通过水泥土扩散到整个基础持力层中。这种扩散模式不仅提高了组合桩体整体抗压承载力，也使得组合桩承受高荷载

而不致压破低强度的软土持力层。

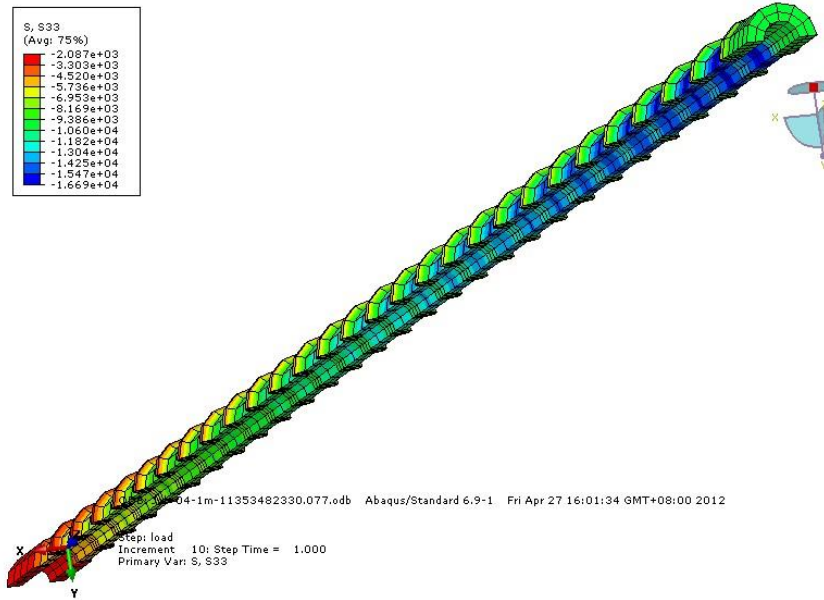


图 15 Z1 桩身竖向应力分布云图

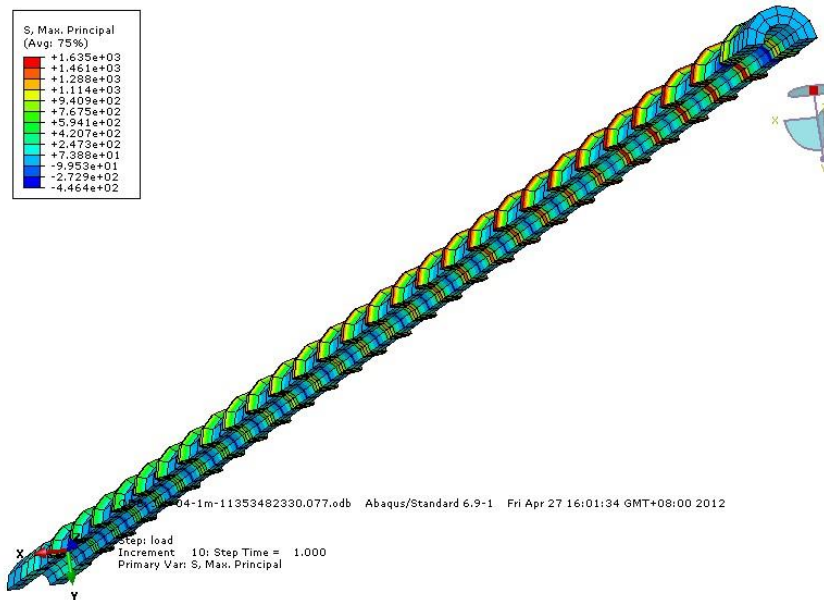


图 16 Z1 桩身最大主应力分布云图



图 17 Z1 水泥土竖向应力分布云图

5.3.2 竹节间距影响分析

图 18 为几种埋入预制管桩的荷载位移曲线对比图，G 表示与竹节管桩桩径相同的普通管桩。从图中我们可以看出 2 点：①Z1 桩极限承载力小于 Z1.5 以上竹节桩极限承载力；②预埋管桩极限承载力小于预埋竹节桩（除 Z1）极限承载力。

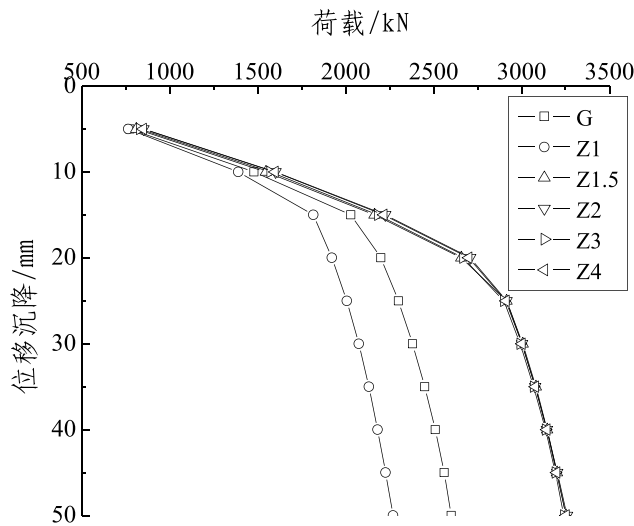


图 18 几种桩的 Q-S 曲线对比

①说明了并不是竹节越密桩的极限承载力越大。在竖向力作用下, 普通桩桩身应力随深度均匀减少, 而竹节桩竹节处突变的截面积与水泥土对其的支持力, 使得桩身应力分布在竹节附近一定范围内波动变化。图 19 为 Z1、Z1.5 和 Z2 组合桩应力云图, 可以清楚的看出竹节处应力波动存在一定范围, 本文将该范围定义为竹节应力影响范围。当竹节间距过小时, 竹节应力影响范围叠加, 不能充分发挥竹节作用。而竹节处桩与水泥土挤压产生的空壳区又减少了桩侧摩阻力, 从而使得桩的承载力降低。图 20 纵坐标是竹节处应力影响范围与桩径 (D) 比值, 横坐标“竹节号”表示竹节从桩顶到桩端的排列号。从图中可以很清楚的看出比值范围全部处于 2 到 3 之间, 且随着节数有线性下降的趋势。

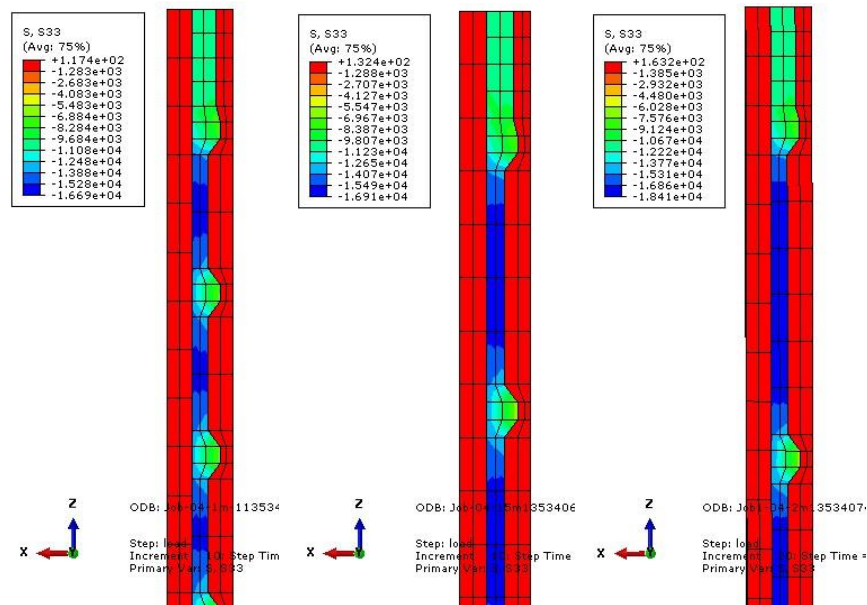


图 19 Z1、Z1.5 和 Z2 组合桩应力云图

②相同工法相同直径管桩比竹节桩极限承载力小。该点说明了竹节管桩的荷载传递与普通管桩不同, 竹节的存在影响了应力传递。图 21(a)是管桩与 2m 竹节桩的桩侧合力图, 图 21(b)是两桩第五级加载下轴力分布图。从(a)看出, 两桩桩侧合力增长趋势相似, 管桩先达到极限值。开始时两者相差不多, 但是随着加载位移增大, 差距越来越大。从(b)看出, 桩端承载力相同, 桩顶荷载相差很大。两者轴力分布的区别在于, 竹节桩轴力在竹节位置存在突变, 突变改变了分布曲线的走向, 从而使得两者的桩顶承载力相差较大。竹节桩在竹节处桩与水泥土挤压产生微变形而形成的空壳区导致桩与水泥土接触长度减少, 摩阻力减少。但最终竹节桩承载力大于管桩, 说明竹节处水泥土对竹节桩的支持力远大于摩擦力的减少, 这也正是②点的原因。

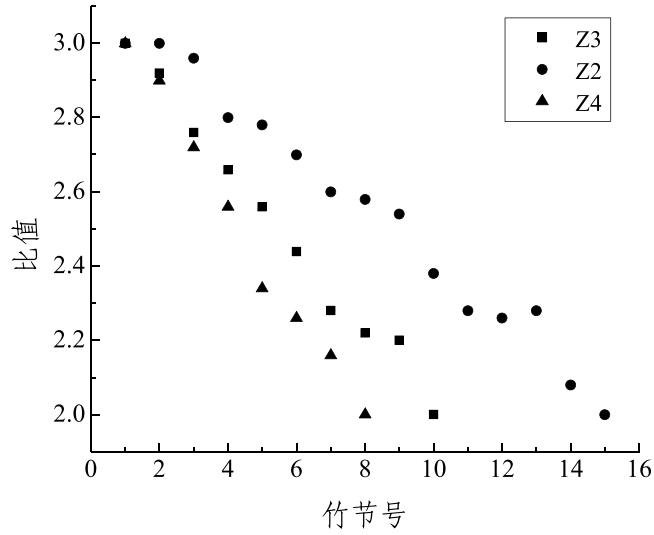


图 20 2m、3m、4m 竹节影响范围比值

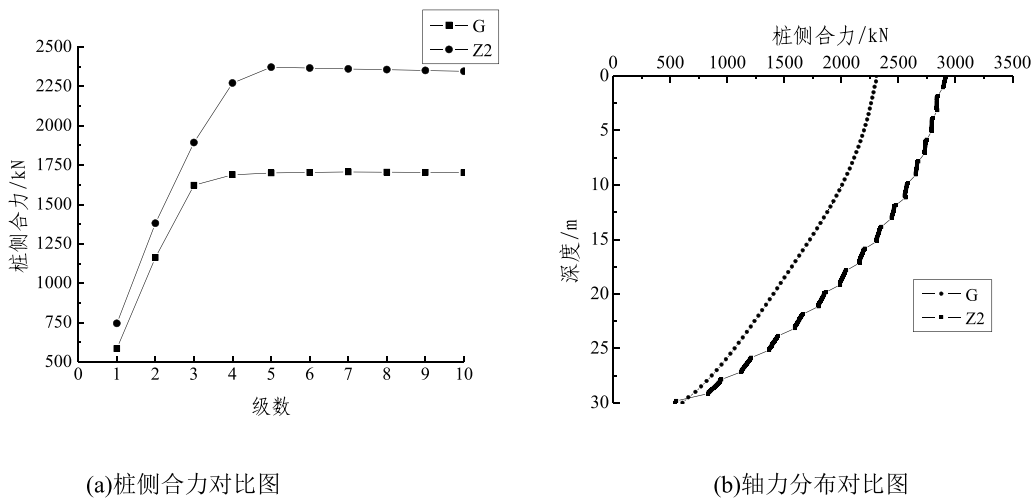


图 21 管桩与竹节桩对比图

③竹节的存在也使得水泥土与预制桩身更好的粘结在一起。图 22 为模拟各桩在分级位移加载下顶部桩与水泥土位移差。从左图中可以看出竹节桩的桩与水泥土位移差比普通管桩的小很多,说明在接触相同的条件下,竹节桩能够比普通管桩更好的与水泥土粘结。从右图中可以看出,不同竹节间距的桩,竹节越密,位移差越小,粘结效果越好,但是三者差距不大。

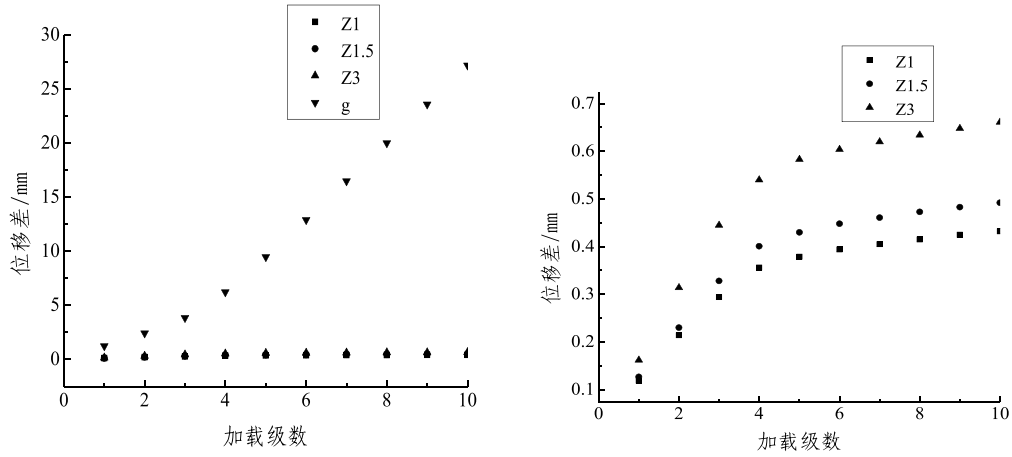


图 22 桩与水泥土顶部位移差

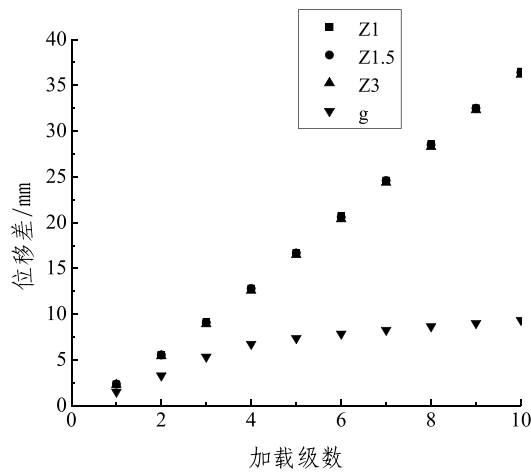


图 23 水泥土与土位移差

相对于桩与水泥土位移差, 水泥土与土位移差正好相反。水泥土与桩身粘结紧密, 则和土位移差变大, 图 23 是各桩顶部水泥土与土位移差。组合桩体侧摩阻力由水泥土与土之间的摩擦力提供, 竹节桩的水泥土与土间位移差大且增长快, 摩擦力发挥较快所以竹节桩的承载力比管桩的大。

5.3.3 其它承载力影响因素分析

影响新型螺旋成孔根植注浆竹节管桩的承载力因素除了上面讨论的竹节间距, 还可能有水泥土模量、水泥土厚度、桩侧土模量以及桩端土模量。采用 Z2 模型桩, 改变其他以

上参数, 分别来讨论各个因素对抗压承载力的影响。

图 24 是不同水泥土模量对应的 Q-S 曲线图, 可以看出水泥土模量对桩的承载力的影响不大。原因可能是即使水泥土模量取最小值 100MPa, 比起桩侧土模量也是很大的值, 比起预应力竹节桩模量也是很小的, 所以按照刚度比值, 水泥土承担的上部荷载还是很小, 影响几乎可以忽略。如上面所说, 预制桩-水泥土-土形成双层应力扩散模式, 水泥土在组合桩中的作用主要是为了更好的将桩身荷载扩散到周围土中, 所以水泥土只要能与芯桩紧密粘结, 确保水泥土有足够的强度保证水泥土与芯桩变形协调和共同受力。为达到此目的, 任连伟等^[7]提出, 水泥土模量至少要大于 100MPa。

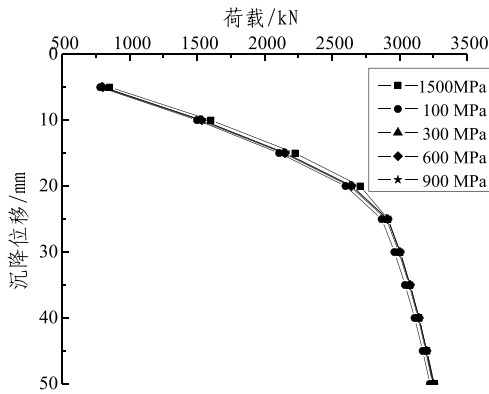


图 24 水泥土模量对 Q-S 曲线的影响

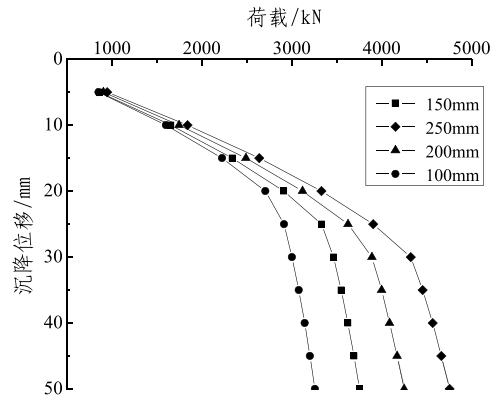


图 25 水泥土厚度对 Q-S 曲线的影响

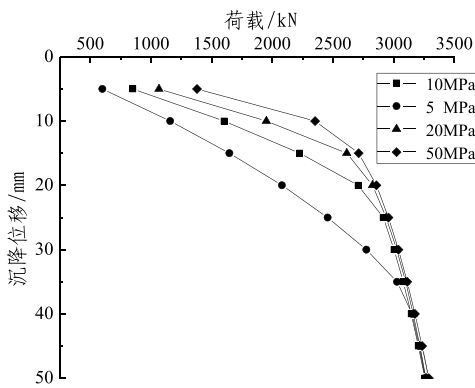


图 26 桩侧土模量对 Q-S 曲线的影响

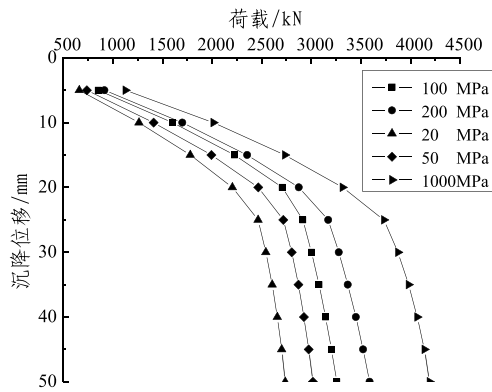


图 27 桩端土模量对 Q-S 曲线的影响

图 25 是不同水泥土厚度对应的 Q-S 曲线图。随着水泥土厚度的增大, 桩的极限承载力也在增大。水泥土厚度增大, 整个组合桩的外围直径扩大, 桩与水泥土组合体与桩侧土

和桩端土的接触面积增大(桩侧接触面积增加值大),从而提高了组合桩的极限承载力。但是实际中并不是水泥土的厚度越厚越好,一是从经济上考虑,水泥土加厚会使得桩基成本增加。另一个就是工程安全问题,水泥土与预制管桩的粘结强度有限,如果水泥土很厚,按扩孔直径理论计算组合桩会有很大的极限承载力,但最终实际加载可能导致竹节桩因受力较大而与水泥土脱离,芯桩刺入破坏。所以为了竹节桩与水泥土之间有足够的粘结强度保持桩与水泥土协调变形,建议新型螺旋成孔根植注浆竹节管桩的旋喷直径 D_a 设置为 $100 \leq D_a \leq D/2$,其中 D 为桩径,单位为毫米。

图 26 是桩侧土模量对 Q-S 曲线影响对比图,可以看出在加载初期四种模型土的曲线差距较大,当位移加载到第五级后,10MPa 以上三条的曲线几乎重合,极限值相同。原因可能是,加载初期,土模量越大,变形越小,加载位移相同条件下桩土相对位移较大,侧阻发挥越大,承载力越大;而后期,桩侧土先达到极限摩阻力,随后水泥土对竹节的支持力达到极值,而模型中,桩土接触界面极限剪应力采用 ABAQUS 默认的 Coulomb 定律,在设置摩擦系数相同条件下,各种模量的土的极限剪应力大致相同,再加上竹节的支持力相同,所以导致了最后各种模量土的承载力重合在一起了。

图 27 是桩端土模量对 Q-S 曲线影响对比图,桩端土模量越大,桩极限承载力越大。桩端土模量大,在相同桩端荷载作用下,位移小;在相同位移作用下,能够给予的端阻力大。所以选择好的持力层也会提高组合桩承载力。

6 结论

介绍了新型螺旋成孔根植注浆竹节管桩施工工艺,进行了现场抗压试验,并将试验数据与统计试桩承载力进行了比较。采用了 ABAQUS 模拟新型组合桩受压,研究受压性状,得到的主要结论有:

(1) 新型螺旋成孔根植注浆竹节管桩抗压承载力和相同成孔直径的钻孔灌注桩抗压承载力相近。最终也是发生桩端刺入破坏,桩侧摩阻力可以认为是水泥土与桩周土界面提供,为抗压承载力计算提供依据。

(2) 统计钻孔灌注桩和 PHC 管桩抗压承载力数据,按照不同桩端持力层分别统计,并将新型组合桩试验数据置于统计图中。得到新型组合桩抗压极限承载力值不小于同成孔直径钻孔灌注桩值,明显大于同直径 PHC 管桩抗压极限承载力值。

(3) 预制桩桩身竖向应力随深度逐渐变小,在竹节处突然变小,一是因为竹节处桩身截面变大,二是因为在竹节处水泥土对桩有向上的支持力。竹节处的最大主应力比周围其他部位大很多,所以是预制桩的受力薄弱部位。

(4) 水泥土应力随深度逐渐变大,与预制桩相反,并且应力比桩小很多,说明桩顶荷载主要由预制竹节桩承担,水泥土的作用是将桩身应力扩散到桩周土体中。这样形成了由强到弱的双层应力扩散模型,不仅提高了组合桩体整体抗压承载力,也使得组合桩承受高荷载而不致压破低强度的软土持力层。

(5) 竹节间距并不是越小越好,竹节处一定范围内应力有较大波动,定义为竹节应力影响范围,通过整理计算结果发现,该应力影响范围与桩径比值全部处于2到3之间,且随着节数有线性下降的趋势。

(6) 通过模拟结果发现,竹节的存在使得水泥土与桩结合的更好。在桩顶,竹节桩与水泥土的位移差比普通管桩与水泥土的要小很多,而且竹节越多,粘结越好,位移差越小,但差距不太大。与此相反,水泥土与桩周土的位移差,竹节桩要比普通管桩大。

(7) 结果还表明,水泥土模量对桩身承载力影响不大,但是水泥土厚度对抗压承载力有较大的影响,厚度越大,承载力越大。桩端土模量越大,桩端承载力越大,组合桩抗压承载力越大;桩侧土模量越大,桩抗压承载力越大。

参考文献:

- [1] 张忠苗. 桩基工程[M]. 北京: 中国建筑工业出版社. 2007: 377-424.
- [2] 巨玉文. 挤扩支盘桩力学特性的试验研究及理论分析[D]. 太原理工大学硕士论文. 2005.
- [3] ABAQUS 帮助文件
- [4] 黄鹤, 张俐, 杨晓强等. 水泥土材料力学性能的试验研究[J]. 太原理工大学学报. 2000, 31(6): 705-709.
- [5] 许宏发, 王斌, 戴小平等. 桩土接触面力学参数取值研究[J]. 河海大学学报. 2001, 29(增刊): 54-56.
- [6] 董平. 砼芯水泥土搅拌桩荷载传递机理研究[D]. 博士论文. 2004.
- [7] 任连伟, 刘汉龙, 张华东等. 高喷插芯组合桩承载力计算及影响因素分析[J]. 岩土力学. 2010, 31(7): 2219-2225.

强夯振动对加筋土挡墙的影响研究

黄磊, 周建, 龚晓南

(浙江大学滨海和城市岩土工程研究中心, 杭州 310058)

摘要: 强夯法是处理山区高填方地基最常用的一种地基处理方法, 但由于其施工时引起的剧烈振动和噪音对环境的影响在一定程度上限制了强夯法的应用。本文根据某特高压变电站高填方地基强夯工程的现场实践和有限元模拟, 分析了强夯振动对加筋土挡墙的影响。根据试验数据, 得出了强夯振动随着距夯点距离增大的衰减规律; 根据强夯对加筋土挡墙的影响根据试验结果提出了合适的安全距离; 此外, 当采用“重锤低击”强夯施工时, 可减少强夯振动对挡墙的影响。

关键词: 强夯振动; 加筋土挡墙; 衰减; 安全距离

1 引 言

强夯法又称作动力密实法 (Dynamic Compaction Method) 或动力固结法 (Dynamic Consolidation Method) 这种方法是将一定重量 (一般为 8~30 吨, 最重可达 200 吨) 的夯锤反复提升到一定的高度 (一般为 8~20m, 最高可达 40m) 使其自由下落, 施加于待加固地基强大的振动和冲击能量, 将地基土夯实从而提高地基的承载力、降低其压缩性、针对砂土地基可以改善砂土的抗液化性能、针对湿陷性黄土可以消除或减少其湿陷性^[1]。由于其具有设备简单、施工速度快、应用范围广、节约建材、加固效果显著等优点, 过去 30 多年来的应用与发展, 强夯法处理地基受到各国工程界的重视, 并得以迅速推广, 取得了较大的经济效益和社会效益。但另一方面, 由强夯产生的振动对环境的影响是十分严重的^[2~3]。强夯过程中由于夯锤冲击地面时会产生强大的夯击能量, 因此而产生的振动不仅向地下传递加固土体, 还会沿着水平方向以波的形式向四周传播。如果强夯振动足够剧烈, 水平振动波携带的能量足够强大势必会对周围的环境带来不利影响。本文根据某特高压变电站高填方地基强夯工程实践, 针对强夯对高填方地基加筋土挡墙的振动影响及安全距离的确定作了相应的研究分析, 具有重要的工程意义。根据场地实际情况选取一个典型的试夯区, 试夯区面积为 18m×18m, 试夯区采用的强夯施工参数如表 1 所示

表 1 强夯施工参数

夯能/kN.m	锤重/t	锤径/cm	落距/m	布置形式	间距/m	分层厚/m
5000	28	240	17.8	正方形	4.2	4.0

注: 点夯完成后进行一遍夯能 1500kN.m 的满夯, 每点四击 1/3 夯锤直径搭接; 点夯收锤标准为最后两击平均夯沉量≤30mm。

收稿日期: 2013 年 3 月

2 现场测试

为了解强夯施工引起地面振动对挡墙的影响以及强夯振动随距离的衰减规律,在试夯区强夯施工时布置相应测点,如图1和图2所示。本次测试采用南京汽轮高新技术开发公司生产的振动测量系统,每个测点布置垂直向、水平径向、水平切向3个方向速度传感器。测试期间要求场地环境基本无外来干扰,振动样本信号应采集足够长度,以此来研究强夯振动传播的衰减规律和强夯振动对边坡挡土墙的影响。

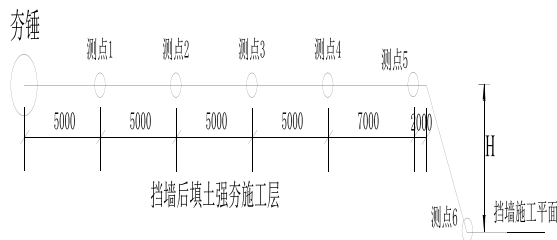


图1 振动测试测线示意图

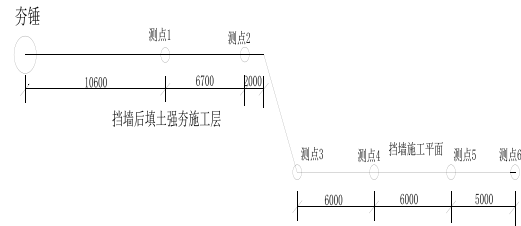


图2 振动测试测线示意图

强夯振动传播和衰减的规律是对强夯振动效应进行评价的基础。为了确定本工程强夯施工引起地面振动的衰减规律,对采集的数据进行了处理和分析后,得到了各测点不同方向的速度和加速度的幅值。结果见表2~表5所示。

表2 强夯引起地面振动的速度幅值(测线1)

与夯点距离(m)		5	10	15	20	27	36
速度 (cm/s)	径向	20.80	12.17	4.99	1.94	1.19	1.01
	竖向	10.42	6.87	6.54	1.36	0.47	0.29
	环向			12.94		3.18	0.86

表3 强夯引起地面振动的加速度幅值(测线1)

与夯点距离(m)		5	10	15	20	27	36
加速度 (m/s ²)	径向	56.85		4.00		1.796	1.52
	竖向	45.60	8.93	5.60	1.54	0.55	
	环向	68.48				1.97	0.91

表 4 强夯引起地面振动的速度幅值 (测线 2)

与夯点距离 (m)		10.6	17.3	27	33	39	44
速度 (cm/s)	径向	11.32	5.39	1.97	0.79		0.60
	竖向	5.42	3.04	0.90	0.20	0.17	
	环向		12.92	1.77	1.15		0.79

表 5 强夯引起地面振动的加速度幅值 (测线 2)

与夯点距离 (m)		10.6	17.3	27	33	39	44
加速度 (m/s ²)	径向	124.00	20.43	2.58	1.03	0.68	0.50
	竖向	7.52	5.95	0.86	0.25	0.21	0.15
	环向		112.90	1.46	1.05		0.76

为了获得本场地强夯振动的传播规律即更直观地表达速度幅值和加速度幅值随距夯点距离的变化规律, 根据实测数据绘制如图 3~图 6 的关系曲线图。

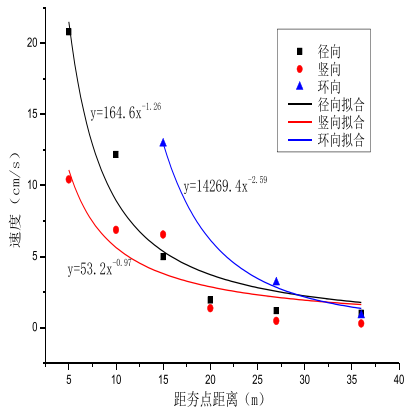


图 3 速度幅值随距离衰减关系曲线 (测线 1)

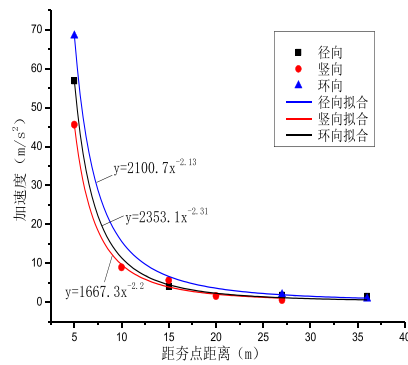


图 4 加速度幅值随距离衰减关系曲线 (测线 1)

从图 3~图 6 可见, 随着与夯点距离的增大, 强夯引起的地面振动迅速衰减, 离夯点中心越近, 其衰减越快, 特别是在距夯点中心 10m 的范围内衰减很快。根据《爆破安全规程》(GB6722-2003)、《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010), 本工程中加筋挡土墙的振动速度安全控制标准可取为 1~2cm/s。考虑到挡土墙对整个工程的重要性, 为确保挡土墙的安全, 从严控制挡土墙的安全振动速度, 建议以 1cm/s 的振动速度作为其安全控制标准。

根据检测结果,当测点距夯点的水平距离大于 35m 时,其振动速度基本上小于 1cm/s。

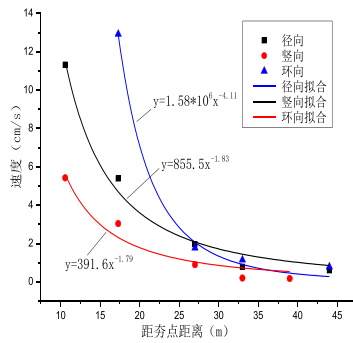


图5 速度幅值随距离衰减关系曲线(测线2)

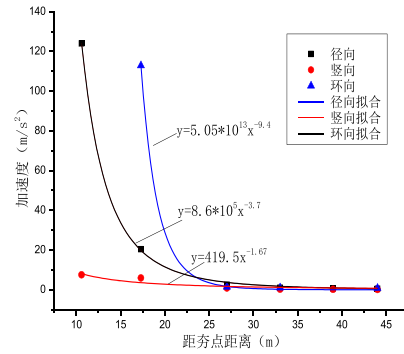


图6 加速度幅值随距离衰减关系曲线(测线2)

在图3~图6中,同时表示了各方向地面振动速度幅值和加速度幅值的回归分析曲线,结果表明强夯引起的地表振动速度幅值和加速度幅值随距离的衰减规律可用负幂指数拟合描述。拟合方程能够较好地反映本场地强夯施工引起地面振动的实际情况。

3 有限元模拟

为了分析强夯振动对加筋土挡墙的影响,采用 ABAQUS 有限元软件进行分析。土体本构模型采用 M-C 模型,弹性模量 E 取 30MPa,泊松比取 0.3,粘聚力取 5kPa,摩擦角取 35°,剪胀角取 5°,重度取 18kN/m³,有限元分析模型如图7所示。

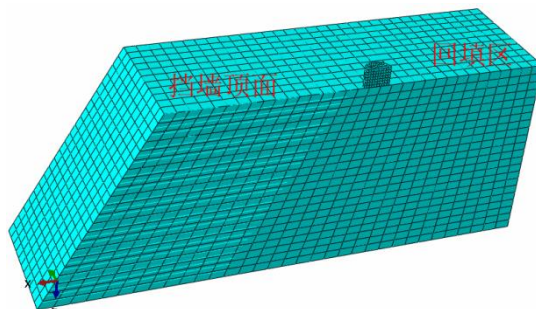


图7 加筋土挡墙强夯模型网格划分

根据现场实际情况, 取挡墙坡度为 1:0.6, 高度为 10m, 单击夯能为 5000kN·m, 锤重为 28 吨, 落距为 17.8 米, 格栅采用 TGDG144, 格栅长度为 18m, 格栅竖向间距为 500mm, 夯锤中心距离墙面 19m (位于格栅末端)。地面振动加速度与距离夯点距离的关系如图 8 所示。

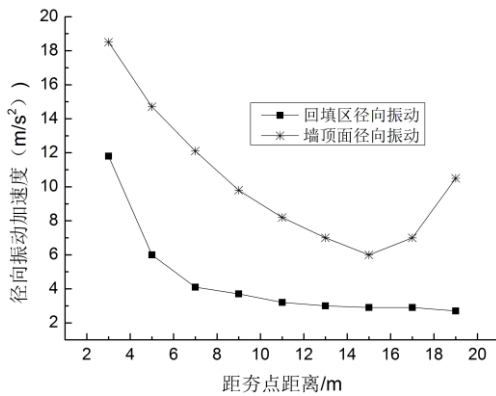


图 8 地表面振动加速度与距夯点距离的关系

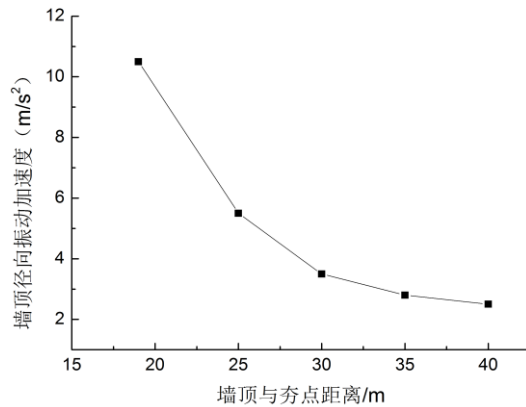


图 9 墙顶径向振动加速度随距夯点距离的关系

从图 8 可以看出, 在 5000kN·m 夯击能作用下, 挡土墙墙顶地表的径向振动加速度大于回填区地表振动加速度。回填区地表振动加速度随测点与夯点距离的增加而迅速衰减, 这与现场实测的结果十分吻合。加筋土挡土墙墙顶地表的径向振动比回填区的衰减要慢一些, 甚至在墙面附近反而加强了。原因是回填区夯点四周的土能快速吸收夯击能, 但是在挡土墙附近由于一侧临空, 夯击能传到墙面处被反射回来后与夯点传来的径向振动形成叠加, 致使墙顶处的径向振动增大。

为了确定强夯施工对加筋土挡墙的安全距离, 不断增加夯点与挡土墙墙顶的位移, 墙顶径向振动加速度如图 9 所示。从图可以看出, 随着夯点与墙顶距离的增加, 墙顶的径向振动加速度不断衰减, 但衰减速度不断减小; 当夯点与墙顶距离大于 30m 后衰减的速度变得很小。因此, 安全距离取为 35m 是合适的, 这与现场实测的结果也较为吻合。

4 夯能组合形式

为了避免强夯对加筋土挡墙产生的振动影响, 必须使夯点远离加筋土挡墙, 但实际工程中是很难办到的。为此, 采用同种夯击能 (5000kN·m) 不同组合形式 (重锤低击和轻锤高击) 进行分析。当落距为 15m 时, 墙面各点的径向振动加速度沿墙面高度分布如图 10 所示。

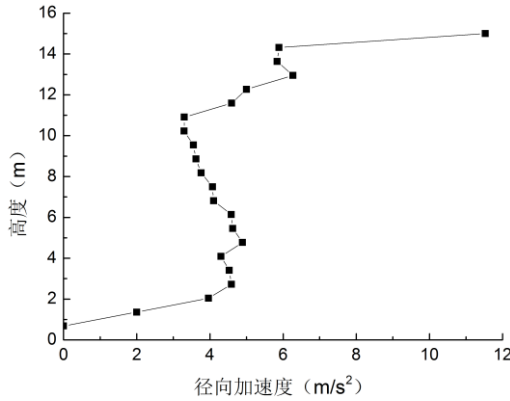


图 10 墙面不同高度径向振动加速度 (落距 15m)

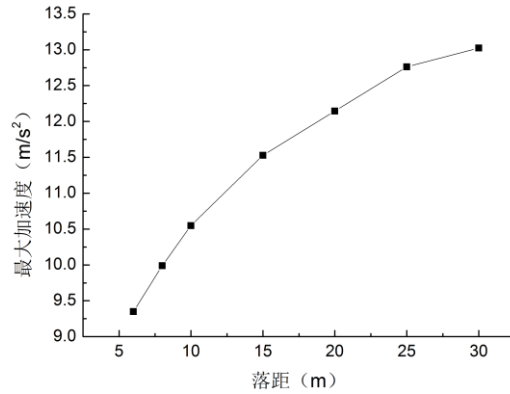


图 11 墙顶最大径向振动加速度与落距的关系

从图 10 可看出, 强夯引起的墙面径向振动加速度在墙顶处最大, 其次是墙面的中下部, 墙脚处为最小。

保持 5000kN·m 夯击能不变, 改变夯击能组合形式 (即采用不同的夯锤重量和不同的落距), 当落距不同时墙顶处径向振动加速度如图 11 所示, 可以看出, 夯击能相同的情况下 (5000kN·m), 墙顶的径向振动加速度随夯锤落距的增大而增大。因此, 当强夯施工加筋土挡墙附近填土是采用“重锤低击”的夯能组合形式来有效地减轻强夯对加筋土挡墙的振动。

5 结论

(1) 强夯振动实测表明, 强夯振动速度和加速度随着距夯点的距离的增大呈负幂指数衰减, 而在距夯点 10m 以内衰减迅速。

(2) 鉴于加筋土挡墙对整个高填方地基的重要性, 以振动速度不大于 1cm/s 为控制标准, 提出强夯对加筋土挡墙的安全距离为 35m。

(3) 强夯引起的振动在在墙顶处最大, 其次墙面中部, 而墙脚处最小。

(4) 为了减少强夯对加筋土挡墙的影响, 当施工挡土墙附近填土时可采用“重锤低击”的夯能组合形式。

参考文献:

- [1] 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.
- [2] 王铁宏. 全国重大工程项目地基处理工程实录[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1998.
- [3] 水伟厚. 冲击应力与 10000kN·m 高能级强夯系列试验研究[D]. 同济大学博士学位论文, 2004.

刚柔性区块桩体复合地基的组合设计

何广讷^{1,2}, 曲作源², 刘莹莹²

(1. 大连理工大学; 2. 大连经济技术开发区金波土木工程有限公司; 大连 116023)

摘要: 工程中某些建筑场地地基的硬层埋深不同或人为处理不当, 而形成地基刚度差距较大的刚、柔性区块, 整个地基的工作性态恶化, 产生地基沉降差大, 基底反力不均等不良现象。本文针对这类刚、柔性区块地基的改良措施及其相应的设计计算作一简介。

关键词: 刚柔性区块地基; 复合地基; 组合设计

1 引 言

建筑物的地基, 由于基岩埋深不同, 或人为处理不当, 而形成刚度显著差异的区块。整个地基工作性态不良, 必需进行处理, 使其承载力与沉降合理协调, 既满足设计要求又经济、合理。

鉴于丹东滨江一号高层地上 30 层地下 1 层, 要求承载力 500kpa。该地基内含软弱土层, 流塑态淤泥质土, 厚 1~8m。原设计为桩基础, 打桩范围已完成了 1/3。但经多次检验和相应地改进, 桩的承载力均不能满足设计要求。最终研究确定将原已成桩范围改为刚性桩复合地基, 还未打桩的地基部分则构筑成振冲桩复合地基, 这样既能满足工程要求也比较经济、合理、易行。然而, 这又形成了刚、柔性显然不同区块的混合复合地基。为减小其刚度的差距, 合理地协调发挥刚、柔区块桩体复合地基的效用, 往往要采用某些相应的技术措施。

2 刚柔性区块地基的特性

刚柔性区块地基由于区块之间的刚度差异显著, 均匀荷载作用下各区间沉降差大, 而基础的刚硬度更大, 基底沉降保持一致, 均布荷载下呈平面状, 倾斜荷载下呈斜平面状, 压迫地基面与之吻合, 协调地基的受力与沉降。刚性区块上的荷载强度相应地增大, 柔性区块上的荷载强度又相应地降低, 使基底承受的反力不均, 基础受力条件差, 严重者易产生裂损, 而且又不能充分发挥整个地基的效用。

3 改善刚柔性区块组合地基工作性态的原则与技术措施

刚柔性区块地基上荷载强度不均, 基础受力条件差, 各区地基的承载力不易充分合理地发挥。故应将其优化改造为合理协调的刚柔区块组合地基。

其原则是基于合理有效、经济易行的前提下,协调刚柔性区块的刚度,使其均能满足承载力和沉降、沉降差要求的优化技术措施。相应地设法降低刚性区的刚度而适当提高柔性区的刚度。针对丹东滨江一号工程的具体情况,首先,将按原桩基设计已植桩的范围改为刚性桩复合地基,而未植桩的范围则根据承载力、沉降的要求并能合理地改善二者刚度显著相差的弊病,而设计为相应的振冲碎石桩复合地基。若两区之间仍具有较大的沉降差,则可进一步在各区基底与桩顶承面之间设置不同厚度的垫层(褥垫层)进行调整。

4 优化分析途径

4.1 拟定相应的构造断面

根据该地基已形成的具体情况,经初步分析研究,拟定比较合宜的构造断面。对于丹东滨江一号高层所遗留下的刚性桩区,将刚性桩上部截去适当长度的桩段,加厚碎石垫层以降低该区总体的刚度。而碎石桩的柔性区则根据需提高的总体刚度,亦相应地增加碎石垫层的厚度。并通过优化试算求得各区相应的经济合理的桩长与垫层厚度。

所谓优化即根据拟定的构造断面进行沉降协调计算分析,择其优者,沉降计算是要获得各区土的沉降特性及其上作用的荷载强度。

4.2 拟定段断面下各区土层的总体压缩模量当量值

(1) 复合土层的压缩模量当量值

鉴于丹东滨江一号高层地基原土层将分别处理成刚、柔不同的区块 g 和 r 。而各区块任一复合土层 i 的承载力、压缩模量的计算式可分别为:

$$\left. \begin{aligned} f_{gspi} &= [1 + m_{gi}(n_{gi} - 1)]f_{gsi} ; E_{gspi} = [1 + m_{gi}(n_{gi} - 1)]E_{gsi} \\ f_{rspi} &= [1 + m_{ri}(n_{ri} - 1)]f_{rsi} ; E_{rspi} = [1 + m_{ri}(n_{ri} - 1)]E_{rsi} \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

式中 f_{gsi} 、 f_{gspi} 、 m_{gi} 、 n_{gi} 、 f_{rsi} 、 f_{rspi} 、 m_{ri} 、 n_{ri} 分别为刚性区 g 和柔性区 r 第 i 层土的承载力,复合土的承载力及其相应的置换率、桩土应力比等。故各区复合土层的压缩模量当量值可表达为:

$$\left. \begin{aligned} \bar{E}_{gsp} &= \frac{\sum A_{gspi}}{\sum \left(\frac{A_{gspi}}{E_{gspi}} \right)} \\ \bar{E}_{rsp} &= \frac{\sum A_{rspi}}{\sum \left(\frac{A_{rspi}}{E_{rspi}} \right)} \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

式中 A_{gspl} 、 A_{rsp} 分别为刚、柔区复合土层附加应力系数沿其厚度的积分值。

(2) 刚、柔区块土层的总体压缩模量当量值

土层总体压缩模量当量值是指基础荷载下各区沉降计算深度范围内(包括碎石垫层 d) 总体沉降土层的压缩模量当量值, 其计算表达式为:

$$\left. \begin{aligned} \bar{E}_g &= \frac{\sum_1^n A}{\left[\left(\frac{A_{gd}}{E_{gd}} \right) + \left(\frac{A_{gsp}}{\bar{E}_{gsp}} \right) + \left(\frac{A_{gx}}{E_{gx}} \right) \right]} \\ \bar{E}_r &= \frac{\sum_1^n A}{\left[\left(\frac{A_{rd}}{E_{rd}} \right) + \left(\frac{A_{rsp}}{\bar{E}_{rsp}} \right) + \left(\frac{A_{rx}}{E_{rx}} \right) \right]} \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

式中 $\sum_1^n A$ 、 A_{gd} 、 A_{gsp} 、 A_{gx} 、 A_{rd} 、 A_{rsp} 、 A_{rx} 分别为刚、柔性区附加应力系数沿全部沉降计算土层厚度、垫层厚度、复合土层厚度、下卧层厚度的积分值。

4.3 刚、柔性区块地基上的荷载强度 (p_g 、 p_r)

基础下刚性区块与柔性区块地基土的沉降特性不同, 但在基础的强压下二者沉降协调与基地面密切吻合, 致使作用于各区上的荷载强度随地基的沉降变形协调而定。

(1) 地基的沉降变形协调规律

沉降变形协调定义为: 基础荷载下不同压缩特性区块土体的沉降变形一致(均布荷载下相等)。由此可以求得刚、柔区荷载强度比为:

$$\frac{p_g}{p_r} = \frac{\bar{E}_g}{\bar{E}_r} \cdot \frac{h_r}{h_g} = n \quad (4)$$

当刚性区与柔性区的压缩层厚度相等时, 上式简化为

$$\frac{p_g}{p_r} = \frac{\bar{E}_g}{\bar{E}_r} = n \quad (5)$$

即当刚、柔性区计算的压缩层厚度不同时, 变形规律服从式(4), 相同时则以式(5)表示。

(2) 刚、柔性区块上的作用荷载强度

基于沉降变形协调规律及作用荷载总量不变,即可求得刚、柔性区块上的作用荷载强度 p_g 及 p_r

$$\text{沉降变形协调} \quad p_g = np_r \quad (6)$$

$$\text{基底荷载总量不变} \quad p_g F_g + p_r F_r = p_m F \quad (7)$$

式中 F_g 、 F_r 、 F 以及 p_m 分别为刚性区块面积、柔性区块面积、总面积以及平均荷载强度,其值常近似取设计承载力经深度修正后的附加压力。其他符号同前。

通过式(6)、(7)求得:

刚、柔性区块上的荷载强度分别为:

$$p_g = \frac{np_m F}{nF_g + F_r}; \quad p_r = \frac{p_m F}{nF_g + F_r} \quad (8)$$

5 刚、柔性区块组合地基设计的步骤

不论是自然形成的刚、柔性区块或是人为的刚、柔性区块进行组合地基设计时,除各区均需满足承载力和沉降量的要求外,还必须协调二者的总体刚度,使其沉降差亦处于允许的范围,基底反力比较均匀,基础不致受损,产生裂纹,或较大的倾斜,而又能充分发挥各区地基的效用。具体设计步骤为:

5.1 拟定处理措施

基于刚、柔区块的具体情况、设计要求,拟定处理措施。刚性区块截去顶层适当厚度,换填碎石垫层降低该区整体的刚度;柔性区块则通过人工处理提高其总体刚度。

5.2 根据刚、柔性组合地基处理断面确定计算要素

(1) 分别确定刚、柔区沉降计算深度 Z_g 、 Z_r (即厚度 h_g 、 h_r); 顶部垫层(褥垫)厚度 h_{gd} 、 h_{rd} ; 复合土层厚度 h_{gsp} 、 h_{rsp} 以及计算深度范围内下卧层厚度 h_{gx} 、 h_{rx} 。

(2) 分别确定各段土层的压缩模量及总体压缩模量当量值 E_{gd} 、 E_{rd} ; E_{gsp} (或 \bar{E}_{gsp})、 E_{rsp} (或 \bar{E}_{rsp}); E_{gx} 、 E_{rx} ; \bar{E}_g 、 \bar{E}_r 和各区块相应的沉降计算经验系数 φ_{gs} 、 φ_{rs} 。

(3) 基于设计承载力经深度修正后的附加荷载值 $p_m = (f_a)$,按式(8)计算分别作用于刚柔性区块上的附加荷载值 p_g 、 p_r 。

(4) 按 $S_g = \varphi_g \frac{p_g}{E_g} h_g$ 和式 $S_r = \varphi_r \frac{p_r}{E_r} h_r$,求得刚性区块和柔性区块的沉降近似值 S_g 、 S_r 。

(5) 对比二区块的沉降 $\Delta S = S_r - S_g$ 是否满足要求,不满足要求适当调整断面构造,直至其沉降差满足要求。

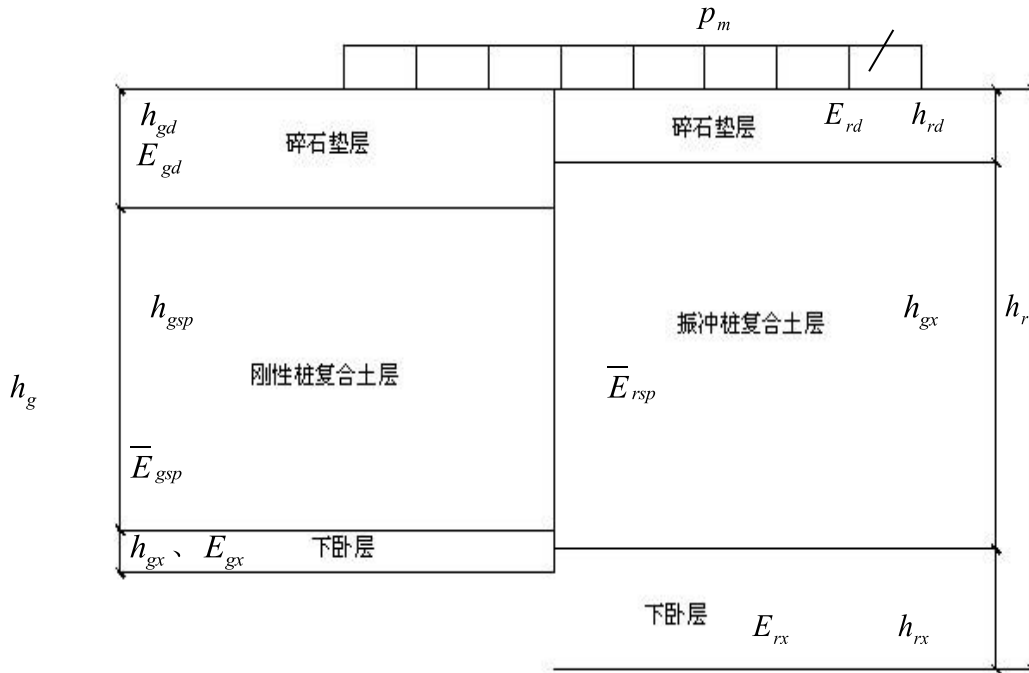


图 1 刚、柔性组合地基平面示意图

6 实例

丹东市滨江一号高层为地上 30 层地下 1 层, 埋深约 6m, 框架结构, 筏片基础。素填土和冲填土层为厚约 1~8m 的流塑态淤泥质粉质粘土。再下为粉细砂、细砂、圆砾、强风化砂岩、中风化及微风化砂岩。原设计为预制桩基础, 且已完成 1/3 的工程量, 因检测结果大部分桩不满足设计要求, 经研究决定将已打桩区域改为刚性桩复合地基, 未打桩部分则构筑成振动碎石桩复合地基, 从而形成了刚、柔性不同的复合地基的组合地基。基于上述刚柔性区块地基组合设计的原则、措施及程序, 根据拟定的刚、柔性区块桩体复合地基组合构造图分别计算的主要项目为:

(1) 根据要求的承载力特征值 f_{spk} , 求出基底处经深度修正后的承载力特征值 f_a , 以其作为计算荷载并校核下卧软层是否满足要求。

(2) 估算基础中点下地基的沉降计算深度, 并按拟定的组合地基断面确定基底以下各区块垫层厚 (h_{gd} 、 h_{rd}) 复合土层厚 (h_{gsp} 、 h_{rsp}) 下卧层厚 (h_{gx} 、 h_x)。及其相应的压缩模量 E_{gd} 、 E_{rd} 、 E_{gsp} 、 E_{rsp} 、 E_{gx} 、 E_{rx} 。由此再分别计算出刚、柔区的总压缩模量当量值 \bar{E}_g 、 \bar{E}_r 。

(3) 根据基底的平均荷载 p_m (一般即 f_a)、刚、柔区块的荷载作用面积, 结合沉降变形协调规律, 求得相应各区的作用荷载 p_g 与 p_r 。

(4) 按式 $S_g = \varphi_{gs} \frac{p_g}{E_g} h_g$ 和式 $S_r = \varphi_{rs} \frac{p_r}{E_r} h_r$ 分别计算各区相应的最终沉降。

(5) 求 $\Delta S = S_r - S_g \leq [S]$ (允许值)。若不满足, 则适当调整组合复合地基断面垫层、复合土体的厚度直至计算满足要求为止。

根据上述的设计计算, 满足要求的组合复合地基经竣工检测结果:

承载力:

刚性桩复合与振冲桩复合地基承载力均满足设计要求。338kPa 为深度修正后基底处的设计承载力 f_a 。

$$f_{gspk} > 338\text{kPa}; f_{rspk} > 338\text{kPa}$$

沉降:

$$\bar{S}_g = 32.13\text{mm} < 200\text{mm}$$

$$\bar{S}_r = 35.41\text{mm} < 200\text{mm}$$

刚、柔区沉降差: $\Delta S = S_r - S_g = 3.15\text{mm}$, 沉降差极小, 变形协调效果显著。

该高层竣工至今, 情况良好, 使用正常。



第一届全国软土工程学术会议

第一届全国软土工程学术会议将于2013年11月15-17日在上海召开。会议由中国土木工程学会土力学及岩土工程分会软土工程专业委员会主办, 同济大学、上海市力学学会岩土力学专业委员会承办。我国的软土广泛分布于沿江沿海地区, 在内陆和山区也有分布。近年来, 随着工程建设的快速发展, 软土地基的工程问题非常突出, 发生了不少工程事故, 也取得了许多宝贵的经验。第一届全国软土工程学术会议本着“软土工程的理论创新与工程实践”的主题, 立足于交流近年来我国软土工程领域的最新研究成果, 并致力于推动理论在工程实践中的应用, 提高软土基础工程及软土地下工程设计与施工水平, 为从事软土工程研究和应用的科技工作者提供一个良好的交流平台, 也为我国未来软土工程的发展提供技术支持。

拉森钢板桩在杭州软土基坑支护中的应用

岑仰润 刘恒新 赖小勇

(杭州市勘测设计研究院, 杭州 310012)

摘要: 本文以拉森钢板桩在杭州城西某软土基坑支护中的成功应用为例, 介绍了拉森钢板桩的特点, 并结合现场监测数据对拉森钢板桩的支护效果作了分析, 最后对整个设计、施工过程进行了总结, 对同类型深基坑支护具有一定的借鉴意义。

关键词: 拉森钢板桩; 软土基坑; 基坑支护; 缩短工期

1 前 言

拉森钢板桩是一种特制的型钢板桩, 施工时用打桩机将钢板桩压入地下构成一道连续的板墙, 作为深基坑开挖的临时挡土、挡水支护结构。钢板桩作为支护结构具有强度高、水密性好、施工速度快、可回收、环境影响小等优点。近年来随着城市建设的快速发展, 拉森钢板桩作为支护结构在市政、桥梁以及工业与民用建筑等基础工程领域中得到了广泛应用[1]。拉森钢板桩支护形式有悬臂式、锚拉式、支撑式等。本文结合工程实例论述了拉森钢板桩在杭州软土基坑支护中的应用。

2 工程概况及地质条件

某工程位于杭州城西一学校内, 拟建地上建筑物为四层, 下设一层地下室, 工程桩为预应力混凝土管桩。基坑挖深为 3.95~4.90m。

基坑东侧为运动场(施工场地); 南侧为硬化路面及已建教学楼(四层, 管桩基础), 路面下埋设有雨水管; 西侧为道路及待建综合楼(一~三层, 预应力管桩基础), 路面下埋设有几条市政管线; 北侧为硬化路面及已建宿舍楼(四~五层, 管桩基础), 路面下埋设有雨水管。基坑周边环境条件如图 1 所示。

基坑开挖深度范围内地层变化较大: 上部为杂填土; 其下为硬壳层, 土性一般; 往下为城西普遍分布的淤泥质土, 厚薄不均; 软土下部为粘土层, 呈软塑~硬可塑状, 层厚较厚, 普遍分布。基坑开挖影响范围内土层的物理力学性质如表 1 所示。

3 基坑支护方案简介

本工程基坑具有如下特点:

(1) 基坑开挖深度较浅, 开挖深度约为 3.95~4.90m; 基坑开挖面积较小; 周长约为 230m,

开挖面积约 2525 m²。

(2) 基坑开挖深度范围内地层为填土、粉质粘土以及淤泥质粘土层，坑底为淤泥质土，淤泥质土物理力学性质较差。

(3) 基坑场地位于校园内，周边环境条件较为复杂，距离建筑物和道路较近，因此要求严格控制支护结构的变形。

(4) 由于本工程地处校园，施工期间学校正常运转，对施工噪音以及文明施工要求严格。

(5) 本工程工期紧张，支护结构以及地下室施工应尽量缩短工期。

根据开挖深度、场地地质条件、周边环境情况、相邻基坑开挖经验及本工程建设特点，设计对复合土钉墙、水泥搅拌桩重力式挡墙、钻孔灌注桩排桩结合内支撑以及钢板桩结合钢支撑等围护形式进行了分析、比较。比较结果如表 2 所示。

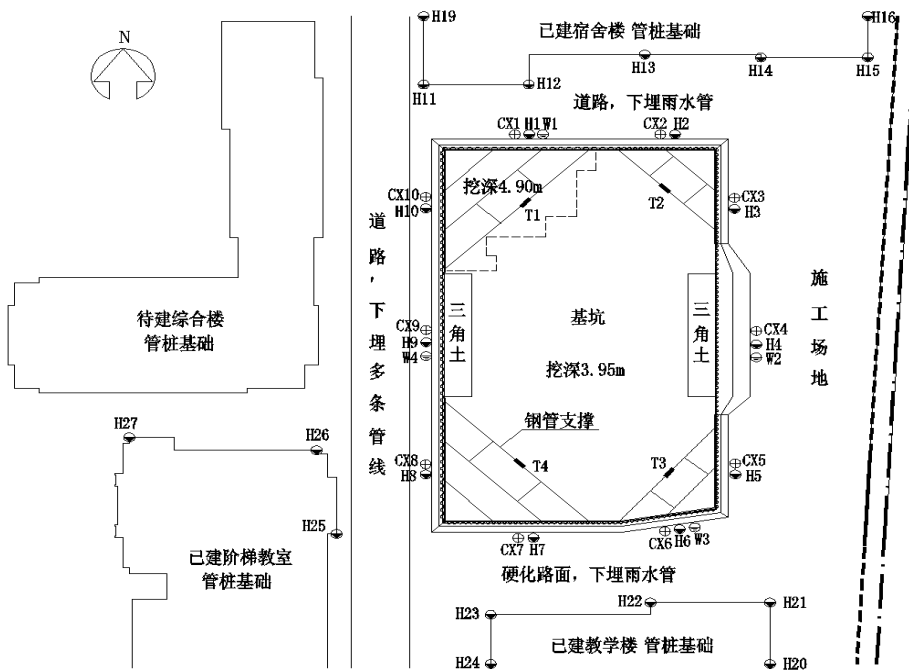


图 1 基坑总平面暨监测点布置图

表 1 各土层主要物理力学性质指标

层号	土层名称	天然重度 (kN/m ³)	粘聚力 (kPa)	内摩擦角 (度)	压缩系数 (MPa ⁻¹)	地基承载力 (kPa)	渗透系数 (cm/s)	
							k _h	k _v
① -0.	杂填土	20.0	5	12				
①-0.	素填土	19.5	8	10				
①	粉质粘土	18.4	13.0	21.0	0.31	90	4.14E-05	4.13E-05
②	淤泥质粘土	16.8	10.0	8.9	1.15	70	2.07E-07	1.20E-07
④-1.	层状粉质粘土	18.5	14.0	21.0	0.34	140		
④-1.	粉质粘土	19.5	50.0	17.0	0.25	200		

表 2 多种支护形式比较一览表

序号	支护形式	文明施工 影响	经济 指标	工期 *	施工工艺特点
1	复合土钉墙	施工现场稍混乱, 施工噪音大	约 75 万	约 75 天	工艺复杂, 需先打设水泥搅拌桩, 再分层开挖土方、打设土钉
2	水泥搅拌桩 重力式挡墙	施工现场稍混乱, 施工噪音小	约 135 万	约 90 天	工艺简单
3	钻孔灌注桩排 桩结合内支撑	施工现场混乱, 施 工噪音大	约 130 万	约 70 天	工艺复杂, 需先打设水泥搅拌桩、 钻孔灌注桩, 再浇筑支撑, 最后开 挖土方
4	钢板桩结合 钢支撑	施工现场干净、整 洁, 施工噪音小	约 80 万	约 35 天	工艺稍复杂, 需先打设钢板桩, 再 安装钢支撑, 最后开挖土方

注: * 表中“工期”自围护结构开始施工起算, 挖至坑底截止

本着“安全、工期节约、经济、施工方便”的原则, 设计采用拉森钢板桩结合自然放坡的围护形式, 支撑采用钢管支撑, 立柱采用拉森钢板桩。

选取深区(挖深 4.90m, 采用钢板桩结合钢支撑支护形式)、浅区(挖深 3.95m, 采用钢板桩悬臂支护形式)围护结构典型剖面各一, 详见图 2、图 3。

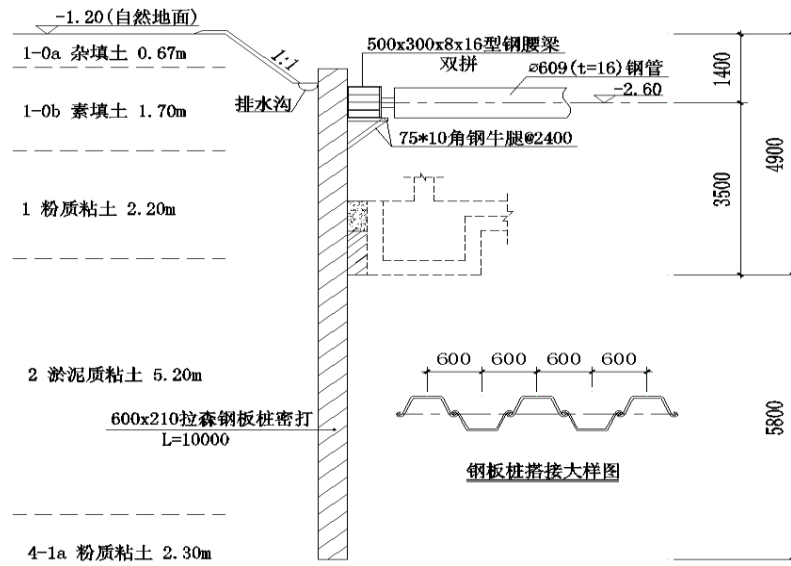


图2 围护结构典型剖面图一

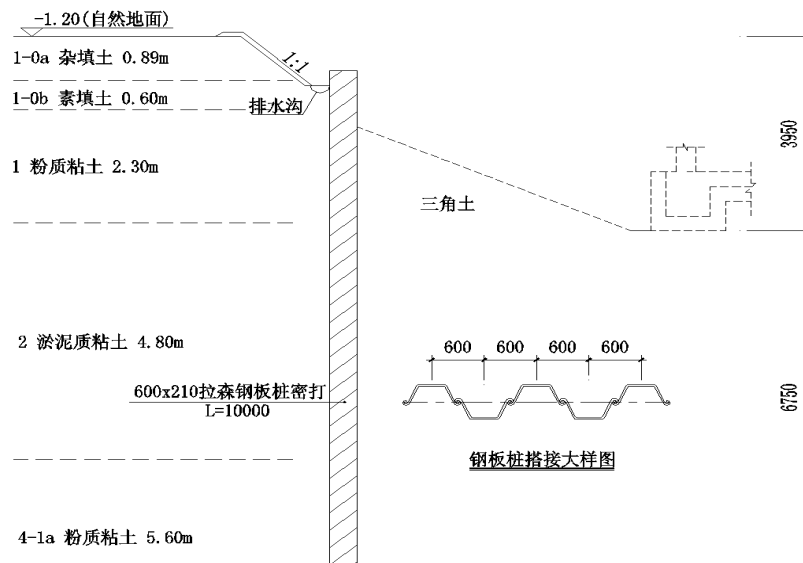


图3 围护结构典型剖面图二

4 检测结果分析

本工程布置了测斜管、水位管、轴力计、沉降点等对基坑开挖进行监测,以指导该工程信息化施工。根据本工程监测成果报告显示,整个基坑开挖过程对周边环境影响较小,其中深层土体最大水平位移累计值在 22~31mm 之间;地表最大沉降累计值在 9~17mm 之间;建筑物最大沉降累计值在 1~3mm 之间。监测结果均满足相关规范^[3]以及设计要求。以下分别在基坑深区、浅区选取两组监测数据进行对比分析。

典型深层土体水平位移曲线如图 4、图 5 所示。由曲线图可知:基坑深区土体水平位移变化特征为:(1)最大水平位移发生的深度在坑底位置,上部放坡及支撑架设处变形得到有效控制;(2)实测结果与计算预计位移发展规律基本相符,累计值均在警戒值范围内。基坑浅区计算模型为悬臂支护形式,最大水平位移出现在坡顶位置,实际施工中基坑内侧保留了三角土,有效限制了围护结构位移;且该段长度仅 20m,两侧支撑对其位移也有抑制作用。

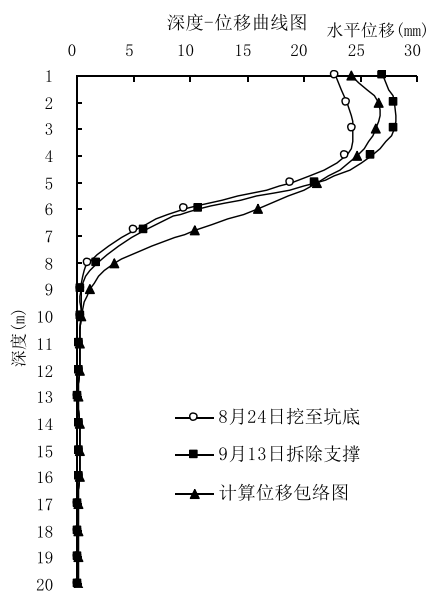


图 4 深层土体水平位移曲线图 (CX1)

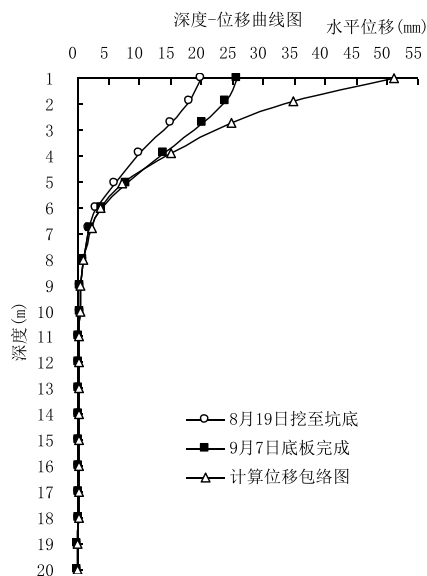


图 5 深层土体水平位移曲线 (CX9)

典型支撑轴力曲线如图 6 所示。由曲线图可知最大支撑轴力均在 1000kN 以下,均处于警戒值范围内。支撑轴力在土方开挖的过程中不断增大,待垫层、底板浇筑完成后轴力变化幅度开始减小并逐渐趋于稳定。

典型地表沉降曲线如图 7 所示。监测结果显示,地表沉降值随着挖深的增加而不断增大,但沉降累计值均在 20mm 内。另据监测报告,从基坑开挖到回填整个过程中建筑物沉降变化值均较小,说明基坑开挖对建筑物沉降的影响不大,未影响建筑物的正常使用。

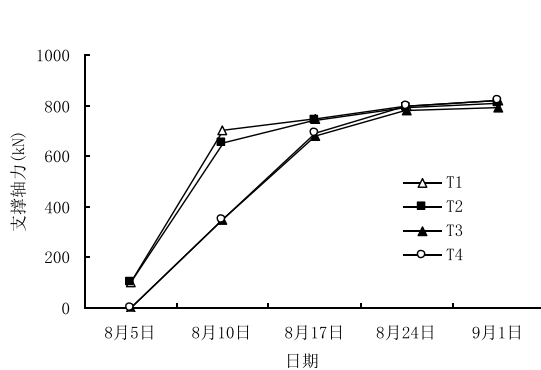


图6 典型支撑轴力-时间曲线图

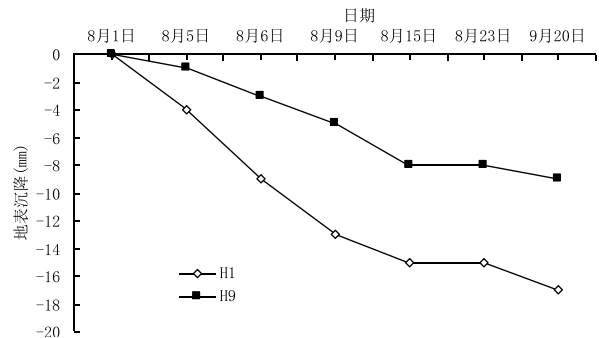


图7 典型地表沉降-时间曲线图

地下水位监测结果显示，在基坑开挖及地下室施工整个过程中地下水位波动的幅度较小，在施工过程中未出现明显渗漏现象。

5 经验总结

(1) 本工程地处杭州城西地区，地基土为典型软土，基坑开挖深度浅，设计采用拉森钢板桩结合自然放坡，局部设置钢管撑的方案是合理、可行的。

(2) 从本基坑工程选用拉森钢板桩结合钢支撑支护方案的实际效果来看，拉森钢板桩具有施工进度快、对环境的影响小、占地空间小、可回收、经济效益好等优点，且使用拉森钢板桩不会产生泥浆、现场整洁，文明施工容易保证。

(3) 拉森钢板桩支护刚度小、变形较大是其缺点。遇到类似周边环境复杂、对围护结构变形要求高时，应尽量避免采用钢板桩悬臂支护形式。本工程的施工经验表明，采用拉森钢板桩加钢管内支撑的支护形式，对周边环境的影响较小。

(4) 拉森钢板桩结合钢管内支撑（设钢立柱桩）的全钢结构支护方式，发挥了钢支撑架设和拆除简单快捷，架设完毕施加预应力后可直接开挖下层土方的优势，达到了节省工期的目的，且钢支撑同样可重复循环使用，节省了围护工程造价。

(5) 拉森钢板桩通过每根之间的锁口相连，在地下水不是很丰富的地层环境中具有良好的自身防水和止水性能，可以为地下室结构施工创造良好的施工条件。

(6) 拔除钢板桩时应加强周边环境监测。钢板桩回收应待土方回填后方可拔除，拔除后采用中粗砂回填桩孔，局部变形敏感处应进行注浆。

参考文献：

- [1] 刘国彬, 王卫东. 基坑工程手册(第二版)[M]. 北京, 中国建筑工业出版社, 2009.
- [2] GB/T 20933-2007, 热轧 U 型钢板桩[S]. 中国标准出版社, 2007.
- [3] GB50497-2009, 建筑基坑工程监测技术规范[S]. 中国计划出版社, 2009.

换填法在古河床软弱地基土加固处理中的应用

欧阳博文, 韦兴标

(广西水文地质工程地质勘察院, 广西柳州, 545006)

摘要: 本文概述柳州市某二期工程住宅楼采用中~粗砂换填方法处理浅层地基中古河床的施工技术, 换填砂垫层采取分层回填、分层振动密实的方法进行换填, 使其压实系数和承载力满足设计要求。

关键词: 换填法; 古河床; 换填砂垫层; 压实系数; 承载力提高

1 概述

换填法是浅层软弱地基处理方法, 是将基础底面以下、处理范围内的软弱地基土部分或者全部清除, 再分层换填强度较高的砂、碎石、矿渣、灰土及其它性能稳定和无侵蚀折材料, 分层碾压夯实或振实至设计要求的密实度为止。换填法适用于淤泥、淤泥质土、湿陷性黄土、杂填土地基和暗塘、暗沟等浅层地基的处理。柳州市某小区二期工程2[#]、3[#]、4[#]住宅楼基础设计采用条形基础, 砖混结构, 设计楼高7层, 设计采用第③层硬塑状粉质粘土作为地基持力层, 地基承载力特征值 $f_{ak}=180\text{kPa}$ 。在基坑开挖时遭遇一条长约200m, 底宽2.5~3.0m、口宽5.5~8.0m, 高1.5~3.0m古河床, 需要对其清淤换填砂垫层施工, 以提高其承载力和降低沉降量。经过45天换填施工, 完成了该古河床清淤换填施工任务。经检测单位检验, 换填砂垫层的压实系数 $\lambda_c \geq 0.95$, 其承载力特征值 $f_{ak} \geq 180\text{kPa}$, 满足设计要求。

2 场地内工程地质特征与水文地质条件

2.1 场地内工程地质特征

依据工程地质勘察资料, 场地内土层自上而下依次杂填土、耕植土、硬塑状粉质粘土、可塑状粉质粘土等6层, 各层土特征分述如下:

第①层杂填土(Q^{ml}): 灰黄色、灰褐色、黄褐色, 稍湿~湿, 主要由粘性土组成, 夹有砖块、碎石等建筑垃圾, 新近堆积, 尚未完成自重固结, 土体结构松散, 层厚0.50~1.60m。

第②层耕植土(Q^{pd}): 黄褐色, 灰褐色, 稍湿~湿, 主要由粘性土构成, 含有植物根系, 局部孔段含有腐殖质, 略具腥臭味, 结构松散, 层厚0.30~0.60m。

第③层硬塑状粉质粘土(Q^{e1}): 黄褐~棕黄色, 稍湿~湿, 土质较均匀, 结构致密, 局部含有少量铁锰结核颗粒及原岩风化砂粒, 土体切面较光滑, 手捻稍具砂感, 手指按压

略有浅印，韧性及干强度高，无摇晃反应，该土层厚 5.50~8.00m，其承载力特征值 $f_{ak}=180\text{kPa}$ 。

第④层可塑状粉质粘土(Q^{al})：褐黄~棕黄色，稍湿~较湿，土质均匀，致密，呈可塑状，层厚 3.20~3.60m；其承载力特征值 $f_{ak}=160\text{kPa}$ 。

第⑤层硬塑状红粘土(Q^{al})：棕黄~棕红色，土质均匀，致密，呈硬塑状，该土层厚 1.50~5.00m，其承载力特征值 $f_{ak}=190\text{kPa}$ 。

第⑥层可塑状红粘土(Q^{el})：褐黄色，土质均匀，致密，粘性较大，呈可塑状，埋深 11.00~15.40m，层厚为 2.40~3.50m，其承载力特征值 $f_{ak}=135\text{kPa}$ 。

2.2 场地内水文地质条件

勘探过程中各孔均遇地下水，初见水位埋深 1.00~2.50m，上层滞水不具统一水位，主要赋存于杂填土及粘土层中，以大气降水及生活废水入渗补给为主，其水量小，且对建筑物砼基础无腐蚀性。

3 场地内古河床换填砂垫层设计要求

(1) 先将古河床内淤泥、淤泥质土全部清除，后用中~粗砂进行分层回填、分层碾压密实。

(2) 换填砂垫层的分层厚度应根据振动压实机械设备的振动力确定，通常分层厚度应控制在 0.3~0.5m（振动力 50kN）。

(3) 换填砂垫层压实系数 $\lambda_c \geq 0.94$ ，其承载力特征值 $f_{ak} \geq 180\text{kPa}$ 。

4 换填法施工技术

4.1 换填垫层材料

本次换填垫层用材料采用强度高、压缩性小、透水性能好、细度模数在 3.7~2.3 的柳江河中~粗砂，要求级配良好、质地坚硬，含泥量不得超过 5%。

4.2 砂石垫层施工技术

(1) 清除古河床淤泥和淤泥质土

在换填砂垫层施工前，必须先清除古河床淤泥和淤泥质土和排干河内积水。为避免基底软弱土层扰动，在机械开挖河床淤泥和淤泥质土时，应预留厚 15~20cm 土层不挖，等铺砂回填后再挖至设计高程。

(2) 换填砂垫层施工技术

1) 古河床淤泥和淤泥质土开挖完成并清除浮土后，应及时通知勘察单位进行验槽。验槽合格后，方能铺砂回填。

2) 在铺砂回填前，应将开挖后古河道内的积水抽排干；在换填砂垫层施工过程中，应随时抽排河道内的积水。

3) 在铺砂回填前，在古河床两端采用 M10 浆砌石砌筑挡墙，挡墙宽 2.0m，确保回

填中~粗砂在振动密实过程中不流失。

4) 分层回填、分层振动密实: 换填砂垫层施工采用 2.2kW 的平板振动压实机进行振动密实, 即在基底分层铺砂, 后逐层振动密实。第一层(最下层)松散中~粗砂铺设厚度应控制在 0.15~0.20m, 仔细振动密实, 防止扰动坑底土体, 其余分层铺设厚度控制在 0.30~0.50m。在下一层换填砂垫层密度经检验合格后, 方能进行上一层施工。

5) 换填砂垫层振动时间控制: 采用平板振动器对换填砂垫层进行振动密实, 其振动压实效果与回填材料成份、振动时间等因素有关, 通常情况下振动时间越长, 振动压实效果越好, 但振动时间超过某一范围后, 振动引起的下沉量基本稳定, 再增加振动时间压实效果不明显, 因此通常情况下振动时间控制在 3~5min。

6) 分段换填砂垫层: 因该古河床较长, 每 15~20m 分为一回填段, 接头处做成斜坡, 每层错开 0.5~1.0m, 并充分振动密实。

7) 为确保换填砂垫层施工质量, 对于河床内坡度较陡地段(不同标高), 基底土面应挖成阶梯形式进行搭接, 同时搭接处应振动密实, 并应按照“先深后浅”的顺序进行换填施工; 阶梯高度应控制在 0.50m 左右。

8) 在回填砂垫层振动密实过程中, 应先对河床两侧的回填砂垫层振动密实, 后进行河床中间的回填砂垫层振动密实, 提高振动密实效果。

9) 振实砂垫层时, 注意不要破坏河床底面和两侧土体的强度。振动密实过程中, 如发现河床底面和两侧土体受扰动时, 在垫层最下层应用木夯夯实, 避免基底土体结构破坏。

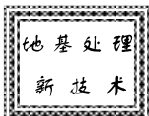
10) 在采用钢筋贯入测定法自检过程中发现薄弱地段时, 应及时对其薄弱地段采取增加振动密实的时间, 直到满足设计要求为止。

5 砂石垫层的质量检测

在砂石垫层换填施工过程中, 由建设单位委托有相应检测资质的试验室对砂石垫层换填效果进行检验。检验方法: 在每层换填砂石垫层振动密实后, 检测单位采用环刀取样法和重型圆锥锤动力触探方法对砂石垫层换填质量进行检验。环刀取样法: 用不小于 200cm³ 的环刀取样测定砂石垫层干密度, 其干密度应不小于该砂粒在中密状态时的干密度为合格, 主要检验换填砂石垫层的压实系数; 重型圆锥锤动力触探法主要检验换填砂石垫层承载力。检测结果: 每层换填砂石垫层的压实系数 $\lambda_c \geq 0.95$, 每 10 cm 锤击数为 3~7 击, 经杆长修正及数理统计, 平均锤击数为 5.6 击/10cm, 其承载力特征值 $f_{ak} \geq 180\text{kPa}$, 满足设计要求。

6 结束语

换填砂石垫层是处理浅层软弱地基土的有效方法, 不仅短时间内能够提高地基土承载力和减少地基土的沉降量, 还能降低工程成本, 缩短工期。施工机械设备简单, 可操作性强, 换填效果明显。



近年来,随着我国工程建设的发展,很多高校和企业开发研究了不少地基处理新技术,并在工程中得到了应用。但受到规范和专利以及体制等限制,新技术的研制,推广应用还不够,特别是产学研合作,协同创新不够!自本期起,特别邀请东南大学刘松玉教授开辟专栏重点介绍近年来出现的地基处理新技术,它们有的已经成熟,有的尚需完善,旨在拓展地基处理技术,加强企业与科研合作,共同推进我国地基处理水平发展!

碳化搅拌桩技术及其研究进展

刘松玉 易耀林 李晨

(东南大学岩土工程研究所, 南京 210096)

摘要: 搅拌桩技术是国内外应用最广泛的地基处理方法之一,但是以波特兰水泥为固化剂的传统搅拌桩技术已经不能适应可持续发展的需要,主要表现为高能耗、高CO₂排放和不可再生资源消耗。因此,研发低能耗、低CO₂排放、易于回收再利用的新型搅拌桩固化剂/固化方法具有重要的意义。本文介绍了基于活性MgO和CO₂的碳化搅拌桩技术及其研究进展,碳化固化土的强度能在很短的时间内达到甚至超过28d的水泥固化土,碳化反应生成了MgCO₃·3H₂O、(Mg)₅(CO₃)₄(OH)₂·5H₂O/(Mg)₅(CO₃)₄(OH)₂·4H₂O等镁的碳酸化合物,能有效降低固化土的含水率、孔隙率,提高土颗粒胶结能力。综合来看,碳化搅拌桩可以比波特兰水泥搅拌桩减少约90%的工期,65%的生产能耗,77%的CO₂排放,是一种可持续的搅拌桩新技术。
关键词: 搅拌桩; 土体固化; 可持续; 活性氧化镁; 碳化

1 前言

在我国东部沿海地区,分布着大量软土,如上海、广州等地区以三角洲相沉积软土为主,连云港、宁波、天津等则以海相沉积软土为主。因此,沿海地区工程建设中不可避免地会遇到软土地基问题,这些软土地基作为天然地基往往很难满足建筑物/构筑物对地基变形和稳定性的要求,必须采用一定的地基处理方法来提高地基强度,其中搅拌桩是最常用的技术之一。

搅拌桩(深层搅拌法)是通过特制的深层搅拌机械(搅拌桩机)边钻进边往土体中喷射固化剂,用搅拌叶片就地将软土和固化剂强制搅拌,通过固化剂和软土之间的物理化学作用,形成强度较高,整体性、水稳性好的固化土柱体。搅拌桩的发展历史可追溯到1824年英国建筑工人J.Asplin制造出波特兰水泥(Portland Cement, PC)并取得专利,利用PC灌浆止水或利用PC与土拌合作为土木工程材料应用于工程建设,但主要是作为浅层处理,收稿日期:2013年3月

真正用于地基加固则始于1954年美国开发成功就地搅拌桩技术, 其后在日本、北欧得到成功实施并快速发展。70年代后, 水泥逐渐(全部或部分)取代石灰, 并发展成两种工法: 粉喷搅拌桩(干法)和浆喷搅拌桩(湿法), 二者统称为水泥搅拌桩。我国于1978年由冶金部建筑研究总院和交通部水运规划设计院等研制出了第一台双轴中心管输浆的搅拌桩机械, 1980年交通部第一航务工程局科研所等开发出了单轴搅拌叶片输浆型搅拌机, 其后水泥石搅拌桩技术在全国得到了迅速推广应用, 1991年冶金工业部颁发了《软土地基深层搅拌加固法技术规程(YBJ225-91)》, 1992年、2003年建设部颁发的《建筑地基处理技术规范(JGJ79-91)》、(JGJ79-2002)中均对水泥石搅拌桩技术应用进行了较详细的规定, 促进了该技术的应用发展。

搅拌桩技术自发明以来, 经过几十年的发展, 在施工机械设备和设计理论等方面均取得了长足的进步, 但是以波特兰水泥为固化剂的搅拌桩技术已经不能适应环境保护和现代工程建设的需要, 主要存在下列问题: (1) 资源和能源消耗严重。生产1吨波特兰水泥熟料需要消耗约1.5吨石灰石和粘土等不可再生资源, 耗能约5000 MJ(主要来自煤炭等化石原料, 不可再生); (2) CO₂排放和大气污染严重。生产1吨PC需向大气排放约0.95吨CO₂, 水泥工业排放的CO₂占世界人为排放CO₂的5~7%左右。除了CO₂之外, 在水泥的生产过程中, 还有大量的粉尘、烟尘以及SO₂、氮氧化物、氟气等有毒气体排入大气中, 对环境造成很大的污染。(3) 固化土强度增长较慢。水泥固化土体反应较为缓慢, 固化需要的时间比较长, 因此需要养护一段时间后才能承担荷载, 《建筑地基处理技术规范(JGJ79-2002)》规定采用90d龄期标准养护的试样强度为设计强度, 增加了工程建设和成本; 也导致该技术在工程抢险、救灾和军事等对时间敏感的特殊工程中难以应用。

随着我国综合实力的提高, 环境保护、节能减排和可持续发展已经提上了日程, 《中华人民共和国国民经济和社会发展第十二个五年(2011-2015年)规划纲要》第一篇第一章即是发展环境, 并制定了节能减排的总目标: 非化石能源占一次能源消费比重要达到11.4%, 单位国内生产总值能源消耗要降低16%, 单位国内生产总值CO₂排放降低17%。所以, 研究低碳、低能耗的新型搅拌桩技术对我国土木工程行业的节能减排和可持续发展具有重要的现实意义。

2 基本原理

本世纪初, 澳大利亚科学家Harrison(2001; 2003)从环境保护出发, 发明了一种以活性氧化镁(MgO)和波特兰水泥混合的新型水泥, 并认为该水泥具有优良的工程力学性质和环境效益。活性MgO的生产工艺主要是利用固态镁矿石(菱镁矿、白云石等, 主要成分为MgCO₃), 通过煅烧而成(与生石灰相似), 反应方程式如下:



MgCO₃的分解温度比CaCO₃低, 从590°C就开始分解, 而且生成的MgO特性与煅烧

温度密切相关：1000°C 以下生成的 MgO 结晶度最低、比表面积最大，活性最高，称为活性 MgO（或轻烧 MgO）；1400~2000°C 生成的 MgO 结晶度最高、比表面积最小，活性最低，称为死烧氧化镁，波特兰水泥熟料中的 MgO 即为这一种，所以水化速度很慢，远低于水泥主要成分的水化速度，因而造成后期膨胀，产生安定性问题；（3）1000~1400°C 生成的 MgO，性质介于以上两种之间，称为重烧 MgO。

活性 MgO 一般在 700-800°C 煅烧而成，远低于水泥煅烧生产的 1450°C，故其生产的能耗远低于水泥，且可采用绿色能源煅烧而不一定必须消耗化石能源。理论上生产一吨活性 MgO 需要约 2.08 吨 MgCO₃，同时产生约 1.4 吨 CO₂，能耗约 2415 MJ。活性 MgO 呈超微粉末状，与一般 MgO 的区别在于适宜的粒度分布（平均粒径 < 2 μm）、比表面积大 5-20 m²/g 之间，视比容在 6-8.5 mL/g 之间，其微观形态为不规则颗粒或近球形颗粒或片状晶体。与生石灰类似，MgO 能与水发生水化反应，水解生成 Mg²⁺ 和 OH⁻，当达到饱和以后沉淀析出氢氧化镁（Mg(OH)₂, brucite）化学反应方程式如下：



MgO 的水化速率与其活性密切相关，活性 MgO 的水化速度最快，而死烧 MgO 的速率最慢。由于 Mg²⁺ 的尺寸（86 pm）比 Ca²⁺ 小（114 pm），Mg(OH)₂ 在常温常压的水中溶解度（约 0.00015 mg/L，饱和溶液的 pH 值约 10.5）远小于 Ca(OH)₂（约 0.024969 mg/L，饱和溶液的 pH 值约 12.5）。图 1 是典型的 Mg(OH)₂ 晶体的 SEM 照片，Mg(OH)₂ 晶体为疏松多孔的微观结构，其物理胶结能力（Binding effect）优于 Ca(OH)₂，但远弱于 CSH 等波特兰水泥水化产物。

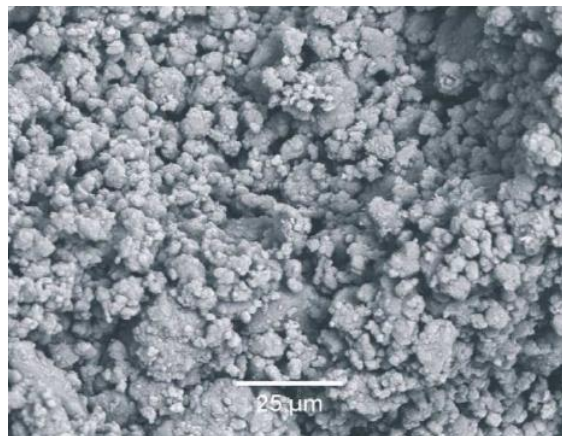
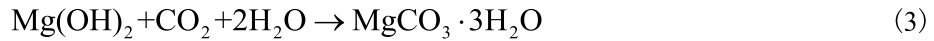


图 1 Mg(OH)₂ 晶体的 SEM 照片

同 Ca(OH)₂ 一样，Mg(OH)₂ 也会与土体中的粘土矿物发生离子交换和火山灰反应，Xeidakis (1996a & b) 曾报告了用 Mg(OH)₂ 处理膨胀土的例子。由于离子交换的能力同霍夫迈斯特序（感胶离子序）相关，即 Li⁺ < Na⁺ < K⁺ < Mg²⁺ < Ca²⁺，这表明的 Mg²⁺ 离子交换能

力弱于 Ca^{2+} 。同石灰土中的火山灰反应类似, $\text{Mg}(\text{OH})_2$ 也会同粘土矿物的 Si、Al 等元素发生火山灰反应, 生成水化硅酸镁(MSH)、水化铝酸镁等产物(MAH)。但是, 由于 $\text{Mg}(\text{OH})_2$ 碱性和溶解度更低, 该反应比石灰固化土更慢, 反应程度更低。 $\text{Mg}(\text{OH})_2$ 与 CO_2 发生反应(碳化), 生成镁的碳酸化合物, 与 CaCO_3 不同, 镁的碳酸化合物具有很高的胶结强度⁹, 从而抵消煅烧过程中释放的 CO_2 。以最常见的碳化反应产物三水合碳酸镁(Nesquehonite, $\text{MgCO}_3 \cdot 3\text{H}_2\text{O}$) 为例, 其碳化反应方程式为:



另外, 由于镁的碳酸化合物比以 CSH 为主的水泥水化产物的化学成分简单, 更利于回收再利用(过程类似 MgO 的生产过程)。因此从 CO_2 排放、能耗、化石资源等资源消耗和工程性能性角度来看, 基于碳化的活性 MgO 是一种环保、可持续发展的高效固化剂。另外, 镁的碳酸化合物经过煅烧后可以重新生成 MgO, 即该过程是可逆的, 这意味着基于 $\text{MgO}-\text{CO}_2$ 的水泥制品具有潜在的可回收和循环利用性能。

3 研究进展

2004 年开始, 英国剑桥大学 Dr. Al-Tabbaa 课题组对应用进行了系统的研究, 包括水化特性(Vandeperre et al., 2006, 2008a & b; Liska et al., 2006)、微观结构(Vandeperre et al., 2008b)和碳化性能(Vandeperre & Al-Tabbaa, 2007; Liska et al., 2008; Liska, 2009)。Vandeperre et al. (2008 a & b)和 Liska (2009)的研究表明, 在活性氧化镁-波特兰水泥混合物的水化过程中, 两种成分的水化过程是独立完成的, 并生成各自的水化产物: C-S-H 和 $\text{Mg}(\text{OH})_2$ 。Vandeperre et al. (2008 a & b)进行了氧化镁水泥和波特兰水泥净浆试样的碳化试验, 发现在 20%浓度的二氧化碳下进行强制碳化(Forced carbonation), 粉煤灰-氧化镁水泥净浆能提供与粉煤灰—波特兰水泥净浆相同力学性能, 进一步研究表明(Liska, 2009; Liska and Al-Tabbaa; 2009; Unluer; 2012), 仅以活性氧化镁作为固化剂而不添加波特兰水泥的砌块在强制碳化下, 能达到 2~3 倍波特兰水泥砌块的强度, 同时可吸收与氧化镁几乎相同质量的二氧化碳。在室内试验的基础上, Liska et al. (2012a & b)在英国的一家工厂进行了碳化 MgO 砌块的商业试制, 取得了成功, 这为基于碳化的 MgO 固化方法的应用奠定了基础。

目前, 对于 $\text{MgO}-\text{H}_2\text{O}-\text{CO}_2$ 的具体反应机理研究还不是很清楚, 在自然界, 镁碳酸化合物主要是以 MgCO_3 的形式存在的, MgCO_3 为最稳定的镁碳酸化合物, 尽管如此, 它却没有在碳化后的活性 MgO 制品中被发现过。Liska et al. (2008)认为碳化后活性 MgO 水泥砌块的主要产物为三水合碳酸镁(Nesquehonite, $\text{MgCO}_3 \cdot 3\text{H}_2\text{O}$), 但是进一步的研究又发现了两种碱式碳酸镁(Dypingite/hydromagnesite, $(\text{Mg})_5(\text{CO}_3)_4(\text{OH})_2 \cdot 5\text{H}_2\text{O}/(\text{Mg})_5(\text{CO}_3)_4(\text{OH})_2 \cdot 4\text{H}_2\text{O}$) 的生成(见图 2), 由于这两种产物的微观形态非常接近, 很难进行准确区分。

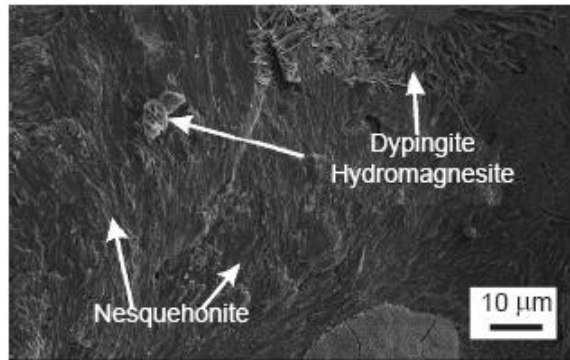


图2 碳化砌块的SEM照片

在我国，含氧化镁水泥主要应用在大坝混凝土工程中，1973年在修建白山重力坝时采用了内含MgO的水泥，其中方镁石特有的延迟膨胀特点补偿了大坝混凝土后期的降温收缩，取得了意想不到的效果，此后氧化镁混凝土筑坝技术得到快速发展和应用；除了含氧化镁水泥的应用外，对外掺活性氧化镁（轻烧氧化镁）的混凝土技术也开始进行了研究。但是，利用活性氧化镁作为固化剂并对软弱土进行碳化加固以提高其强度和环境效益的研究在国内还未见报道。

2010年，Yi et al. (2013a, b)在剑桥大学首次将基于活性MgO-CO₂的碳化固化技术应用于土体加固领域，提出了碳化搅拌桩技术。该技术的基本原理是以活性MgO作为土体固化剂，将土体与活性MgO充分搅拌混合后，然后施加一定压力的CO₂气体对搅拌土进行碳化，通过MgO-H₂O-CO₂之间的快速反应达到快速降低土体含水量、减小土体孔隙率和提高土体强度的目的，同时吸收大量的CO₂气体将其固化在土体中，以抵消MgO煅烧生产过程释放的CO₂。Yi et al. (2013a)首先在室内试验室通过三轴碳化装置（见图3）进行了模型砂土碳化固化的可行性试验，研究表明，活性MgO固化土能在3-6小时内完成碳化，碳化完成后的无侧限抗压强度能达到或超过相同配比养护28天的波特兰水泥固化土，表明该方法具有显著的工程技术和环境优势。电镜扫描（SEM）结果显示，碳化反应的主要产物为MgCO₃·3H₂O，见图4。

随后，Yi et al. (2013a)以砂土为加固对象，利用室内模型搅拌桩桩机（见图5）对碳化搅拌桩施工技术进行了模型试验研究，并尝试了搅拌轴和管道碳化等两种碳化方法，结果表明：利用搅拌轴一边搅拌一边喷气碳化的方法可以对MgO搅拌桩进行碳化，但是在碳化提高桩体强度的同时也会因叶片搅拌破坏桩体强度，采用了管道系统输送CO₂进行碳化，可以进行长时间的碳化，而且可以控制碳化压力和时间，效果较好。

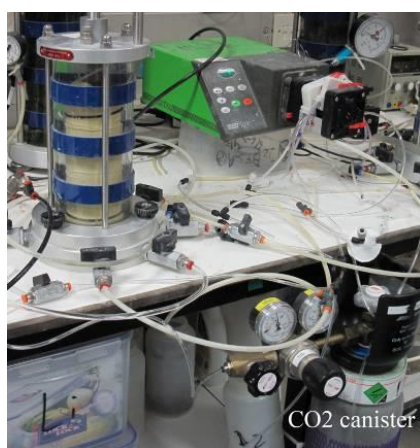


图 3 三轴碳化装置

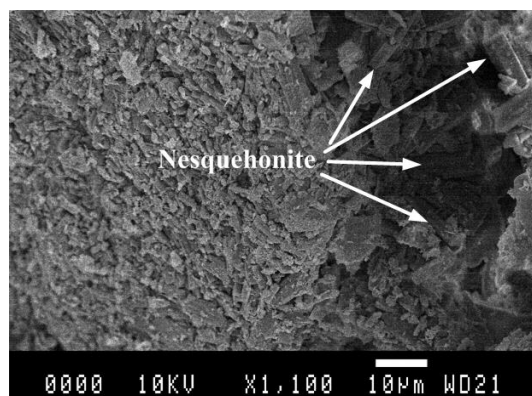


图 4 碳化固化土的 SEM 照片

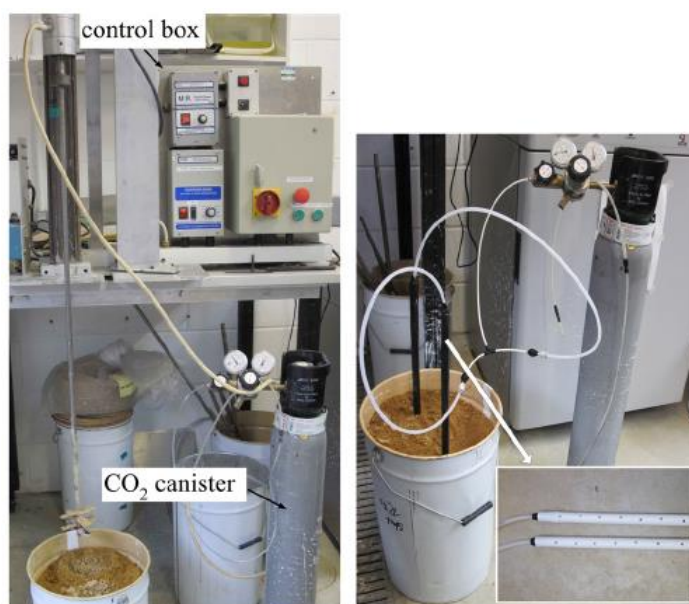


图 5 碳化搅拌桩模型试验装置 (左: 搅拌轴碳化; 右: 管道碳化)

2010 年, 东南大学和剑桥大学的研究人员联合申请了碳化搅拌桩技术的相关专利。2011 年, 东南大学岩土工程研究所研制了碳化固化的相关室内试验设备, 包括三轴碳化仪和模型碳化搅拌桩体, 采用国内常用的建材活性氧化镁, 以徐州粉质土作为加固对象, 在国内首次对碳化搅拌桩技术进行了初步试验研究, 结果表明碳化固化土的无侧限抗压强度在 1.5 小时就达到了 2 MPa 以上, 在 3 小时内即完成主要强度增长, 其强度则为相同配比 28 天普通硅酸盐水泥 (32.5 级) 固化土的 2~3 倍, 二氧化碳吸收量则可高达理论值 90%。

图6是在三轴碳化仪中碳化的MgO固化土无侧限抗压强度增长曲线,是图7为室内模型试验碳化搅拌桩的开挖照片。

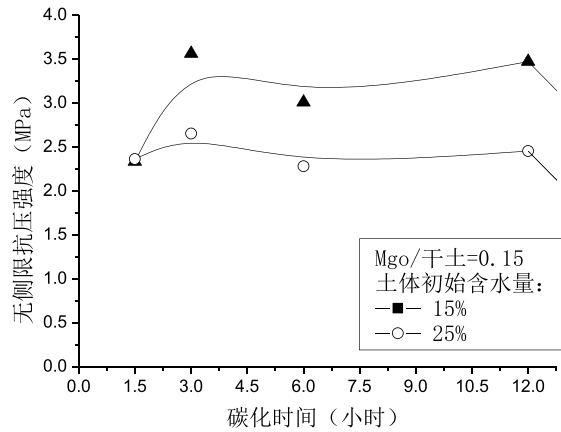


图6 碳化固化土无侧限抗压强度增长曲线



图7 室内模型试验碳化搅拌桩开挖照片



图8 足尺模型试验碳化搅拌桩开挖照

2012年,东南大学岩土工程研究所在“十二五”国家科技支撑计划(2012BAJ01B02-01)和国家自然科学基金(51279032)的支持下,联合中国一冶集团在武汉进行了碳化搅拌桩的足尺模型试验,取得了初步成果,图8为足尺模型试验碳化搅拌桩施工后第二天开挖的照片照片。根据已有的研究结论综合来看,碳化搅拌桩可以比波特兰水泥搅拌桩减少约90%的工期,65%的生产能耗,77%的CO₂排放,是一种可持续的搅拌桩新技术。

4 展望

碳化搅拌技术是一种低碳、低能耗和可持续发展的绿色、高效地基处理全新技术。该技术提出了一种与传统水泥固化全然不同的土体化学加固方法, 该方法具有显著的工程经济效益、社会环境效益和工程推广应用前景。我国是镁资源大国, 其中菱镁矿储量具世界之首, 占世界储量的三分之一, 因此在我国研究活性氧化镁的碳化固化技术具有非常好的资源基础和现实意义, 不仅可以推动土木建筑行业的可持续发展, 还可以拓宽我国镁资源的应用领域, 提高资源利用效率。目前, 碳化搅拌桩技术研究主要停留在试验研究阶段, 下一步应联合设备开发厂家研发合适的现场碳化搅拌桩施工机械, 对碳化搅拌桩进行现场试验研究, 制定合适的施工工艺、质量控制和检测方法。

参考文献:

- [1] 龚晓南. 地基处理技术与展望[M]. 北京: 中国水利电力出版社, 2004.
- [2] 刘松玉, 钱国超, 章定文. 粉喷桩复合地基理论与工程应用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2006.
- [3] Bruce, D.A., Bruce, M.E.C. & DiMillio, A.F. Deep mixing method: A global perspective[J]. *Civil Engineering*, 1998, 68(12): 38-41.
- [4] Holm, G. The state of practice in dry deep mixing methods[C]. 3rd International Specialty Conference on Grouting and Ground Treatment, Johnson, L.F., Bruce, D.A., & Byle, M.J. eds., New Orleans(USA), 2003: 145-163.
- [5] Terashi, M. The state of practice in dry deep mixing methods[C]. 3rd International Specialty Conference on Grouting and Ground Treatment, Johnson, L.F., Bruce, D.A., & Byle, M.J. eds., New Orleans(USA), 2003: 25-49.
- [6] Higgins, D. D. GGBS and Sustainability[J]. *Construction Materials*, 2007, 160: 99-101.
- [7] Harrison, J. Reactive Magnesium Oxide Cement [P]. International Patent, WO/055049, 2001.
- [8] Harrison, J. New cements based on the addition of reactive magnesia to Portland cement with or without added pozzolan [C]. Proceedings of the CIA Conference: Concrete in the Third Millennium, CIA, Brisbane, Australia, 2003.
- [9] Shand, M., A. The Chemistry and Technology of Magnesia[M], New York: Wiley, 2006.
- [10] Liska, M. Performance of reactive magnesia cement and porous construction products[D]. PhD Thesis, University of Cambridge, UK, 2009.
- [11] Xeidakis, G.S. Stabilization of swelling clays by Mg(OH)₂. Factors affecting hydroxy-Mg-interlayering in swelling clays[J]. *Engineering Geology*, 1996a, 44(1-4): 93-106.
- [12] Xeidakis, G.S. Stabilization of swelling clays by Mg(OH)₂. Changes in clay properties after addition of Mg-hydroxide[J]. *Engineering Geology*, 1996b, V44(1-4): 107-120.
- [13] Vandeperre, L. J., Liska, M. & Al-Tabbaa, A. Mixtures of pulverised fuel ash, Portland cement and Magnesium oxide: strength evolution and hydration products[C]. 6th International Conference on the

- Environmental and Technical Implications of Construction with Alternative Materials, Belgrade, 2006: 539-550.
- [14] Vandeperre, L. J., Liska, M & Al-Tabbaa, A. Hydration and mechanical properties of mixtures of pulverised fly ash, Portland cement and Magnesium Oxide[J]. ASCE Journal of Materials in Civil Engineering, 2008a, 20(5): 375-383.
- [15] Vandeperre, L. J. Liska, M & Al-Tabbaa, A. Microstructures of reactive magnesia cement blends[J]. Cement and Concrete Composites, 2008b, 30(8): 706-714.
- [16] Liska, M., Vandeperre, L. J. & Al-Tabbaa, A. Mixtures of pulverised fuel ash, Portland cement and Magnesium oxide: characterization of pastes and setting behaviour[C]. 6th International Conference on the Environmental and Technical Implications of Construction with Alternative Materials, Belgrade, 2006: 563-573.
- [17] Vandeperre, L. J. & Al-Tabbaa, A. Accelerated carbonation of reactive magnesia cements[J]. Advances in Cement Research, 2007, 19(2): 67-79.
- [18] Liska, M., Vandeperre, L. J. & Al-Tabbaa, A. Influence of carbonation of magnesia-based pressed masonry units[J]. Advances in Cement Research, 2008, 20(2): 53-64.
- [19] Liska, M. & Al-Tabbaa, A. Ultra-green construction: reactive magnesia masonry products[J]. Waste and Resource Management, 2009, 162(4): 185-196.
- [20] Unluer, C. Optimisation of the carbonation of MgO in porous blocks[D]. PhD Thesis, University of Cambridge, UK, 2012.
- [21] Liska, M., Al-Tabbaa, A., Carter, K. & Fifield, J. Scaled-up commercial production of reactive magnesia pressed masonry units[J]. Part I: Production process. Construction Materials, 2012, 165(4): 211-223.
- [22] Liska, M., Al-Tabbaa, A., Carter, K. & Fifield, J. Scaled-up commercial production of reactive magnesia pressed masonry units[J]. Part II: Performance of the commercial blocks. Construction Materials, 2012, 165(4): 225-243.
- [23] 袁美栖, 唐明述. 吉林白山大坝混凝土自生体积膨胀机理的研究[J]. 南京化工学院学报, 1984, (2): 38-45.
- [24] 曹泽生, 徐锦华. 氧化镁混凝土筑坝技术[M]. 北京: 中国电力出版社, 2003.
- [25] 李承木, 袁道明. 外掺MgO 微膨胀混凝土筑坝技术应用综述[J]. 水利水电科技进展, 2003, 23(6): 57-62.
- [26] 钱觉时, 别安涛, 李昕成. 水泥混凝土中MgO来源与作用的研究进展[J]. 材料导报, 2010, 24(6):128-131.
- [27] 李红, 邓敏, 莫立武. 不同活性氧化镁膨胀剂对水泥浆体变形的影响[J]. 南京工业大学学报: 自然科学版, 2010, 32(6): 98-102.
- [28] Yi, Y.L., Liska, M., Unluer, C. & Al-Tabbaa, A. Initial investigation into the carbonation of MgO for soil stabilisation. 18th International Conference for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris, France, September 2013, in press.
- [29] Yi, Y.L., Liska, M., Akinyugha, A., Unluer, C. & Al-Tabbaa, A. Preliminary laboratory-scale model auger

installation and testing of carbonated soil-MgO columns. *ASTM Geotechnical Testing Journal*, 2013, 36(3): 1-11.

[30] 易耀林, Martin Liska, Abir Al-Tabbaa, 刘松玉, 杜延军. 一种土壤的碳化固化方法及其装置[P]. 中国发明专利, 201010604013.1, 2010.

[31] 易耀林, Martin Liska, Abir Al-Tabbaa, 刘松玉, 杜延军. 一种土壤碳化固化的装置[P]. 中国实用新型专利, ZL201020678670.6, 2010.

[32] 易耀林. 基于可持续发展的搅拌桩新技术与理论[D]. 博士学位论文, 南京: 东南大学, 2013.

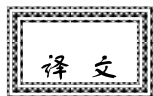
State-of-art in carbonated deep mixing method

Songyu Liu Yaolin Yi Chen Li

(Institute of Geotechnical Engineering, Southeast University, Nanjing 210096, China)

Abstract: Deep mixing method is one of the most widely used ground improvement methods worldwide, while Portland Cement (PC) is the most commonly employed binder. However, there are significant environmental impacts associated with the production of PC in terms of high energy and no-renewable resources consumption as well as CO₂ emissions. In order to reduce the usage of PC, the development of alternative low carbon footprint soil stabilization binders/methods have been encouraged. The state-of-art in carbonated deep mixing method based on MgO-CO₂ was presented in this paper. Adequately carbonated MgO-stabilised soils could in a few hours reach a similar strength range to 28-day PC-stabilised soils. Hydrated magnesium carbonates, namely nesquehonite(MgCO₃·3H₂O) and hydromagnesite/dypingite((Mg)₅(CO₃)₄(OH)₂·5H₂O/(Mg)₅(CO₃)₄(OH)₂·4H₂O), were the main products of the carbonated MgO soils, which could significantly reduce the soil water content, fill available pores and increase the binding efficacy of soil particles. Overall, the carbonated deep mixing method could reduce ~90% construction time, ~65% energy consumption and ~77% CO₂ emission compared to PC deep mixing method.

Key words: Deep mixed column; soil stabilization; sustainable; reactive MgO; carbonation



粘土快速荷载试验分析方法的比较

(第一部分)

Comparison of Rapid Load Test Analysis Techniques in Clay Soils

作者: Michael J. Brown and John J. M. Powell, 选自 Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Jan, 2013, 139(1): 152-161.

译: 宁孝梁; 校: 陶燕丽

摘要: 快速荷载桩基试验 (RLT), 如静动试验, 已发展为常用的静态和动态试验之外可供选择的另一种桩基检测技术。卸载点法 (UPM) 通过分析快速荷载试验结果得到等效荷载—沉降特性, 但该方法适用于粗粒土, 在粘土和淤泥中表现较差。为了克服这些不足, 已有学者考虑了土壤类型的影响, 对 UPM 法进行了改进, 还提出了新的分析方法。为了验证改进的 UPM 法和新分析方法的有效性, 文章对两粘土场地上的桩基试验结果进行了分析。第一个场地上覆高~很高塑性的第四纪伦敦粘土, 第二个场地是低到中等塑性的冰碛土。结果显示, 考虑土壤速率效应参数 (基于粘土的塑性指数) 随桩基沉降变化的新方法, 对很高塑性粘土的静态等效荷载—沉降特性的预测情况最佳。总体来看, UPM 法在低到中等塑性冰碛土中表现最好, 这是因为 RLT 试验在该类土中已积累了较多的经验。还可以看到, 若在更多土壤类型上开展相关试验, RLT 分析方法将会得到更大的发展。基于上述研究成果, 文章最后考虑阻尼和速率效应参数随桩基沉降的变化, 提出了改进的 UPM 和 Schmucker 法。

关键词: 桩荷载试验; 静态试验; 桩土相互作用; 粘土; 冰碛土; 细粒土; 阻尼

1 引 言

以往桩基测试一般采用静态或动态荷载试验。在 20 世纪 90 年代, 另一类桩基检测方法——快速荷载测试 (RLT) 法 (如静动法) 得以发展。然而, 分析手段可靠性不足使 RLT 技术无法用于细粒土体, 阻碍了其更为广泛的应用 (Paikowsky, 2004)。

一般采用卸载点法 (UPM) 分析静动试验, 该法仅基于试验中测量结果进行分析 (Middendorp, 2000)。虽然有报道指出卸载点法能较好地适用于粗粒土或岩石中的桩 (Brown, 1994), 但亦有学者发现所得的恒定阻尼参数不能准确反映粘土或淤泥的速率效应, 导致桩基极限承载力的过高预估 (Holeyman 等, 2000)。为此, 诸多学者基于土壤类型的简单情况引入了一系列校正因子以改进 UPM 法 (McVay 等, 2003; Paikowsky, 2004)。引入校正因子后一般能对极限承载力给出更好预测, 但会过度校正工作荷载下桩-土刚度。校正因子基于有限的数据得到, 因而不能反映不同粘土中速率效应的差异 (Powell &

Brown, 2006; Weaver & Rollins, 2010)。

针对 UPM 的不足之处, 后续又发展了几种分析方法, 且均考虑了不同土质的速率效应 (Brown, 2008; Schmuker, 2005)。本文介绍了现有的 UPM 分析方法, 通过现场两种不同粘土上的桩基试验对它们的效果进行了比较, 基于此, 提出改进的 RLT 分析方法。

2 有效分析方法

2.1 卸载点法

卸载点法对细粒土上单桩的极限承载力预测一般偏高, 引入与土体有关的平均校正因子可纠正这一偏差 (Paikowsky, 2004)。已有文献中, 粘土拟采用 0.65 的 UPM 校正因子 (μ), 这是基于有限实例的结果 (McVay 等, 2003)。近期研究发现对于粘土 0.65 的校正偏小, 应采用更大的校正, 如校正因子取用 0.47 (Weaver & Hyde, 2010)。

从图 1 可以看出, UPM 法过高地估计了桩的极限承载力, 这是因为所得的阻尼系数偏小, 这也是该法的最大缺点。实际上在试验中阻尼系数是不断变化的, 分析中并未考虑这一影响, 导致对工作荷载下桩基沉降的过高估计 (Stokes 等, 2008)。用静动法将 3071kN 的荷载循环加载到一个长 12m、直径 600mm 的钻孔灌注桩上, 土质条件为低至中等塑性冰川土 (Brown & Hyde, 2008), 得到图 1 所示的结果。其中, 加载过程包括先对桩基进行 2 天 5 个周期的静动法加压, 3 周后开展等贯入率试验 (CRP), 再在 5 天后进行维持荷载试验。图 1 中所示的是每根测试桩累积沉降复位为零的结果, 图中只显示了最终的和最大的静动循环荷载。上述桩相对较短, 且位于较均匀的粘土中, 其波数 (N_w) 远远超过最低值 12, 分析中可将其视为质量块或刚体, 本文实例的分析也将沿用此假定。当桩的波数低于 12 时, 需考虑应力波的影响。Middendorp (2000) 在其文章中对桩波数的确定也给出了详细的说明。

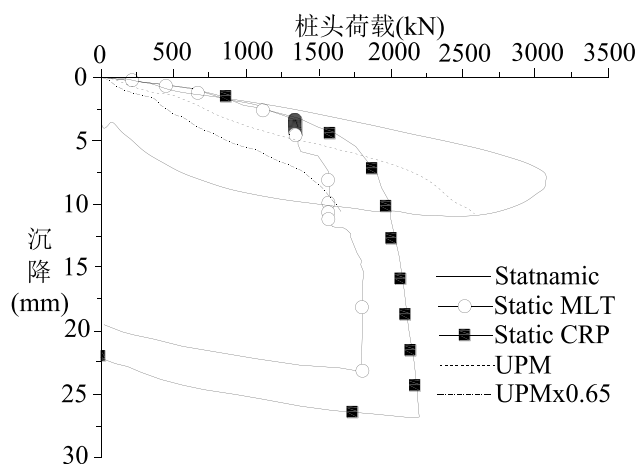


图 1 UPM 法对静动试验数据的分析结果

3 非线性速率相关法

3.1 方法 1: Brown 法

Brown 法是由 Brown 提出的考虑速率效应的非线性方法 (2004)。该方法与 UPM 的主要区别在于, 其依赖于使用者输入的与土壤相关的速率参数。

$$F_u = \frac{F_{STN} - M_a}{1 + \left(\frac{F_{STN}}{F_{STN,pack}}\right)\alpha\left(\frac{\Delta v}{v_0}\right)^\beta - \left(\frac{F_{STN}}{F_{STN,pack}}\right)\alpha\left(\frac{v_{min}}{v_0}\right)^\beta} \quad (1)$$

式中: F_u 为桩的静阻力; F_{STN} 为静动荷载;

M_a 为桩的惯性; Δv 为桩的速度;

v_{min} 为 CRP 桩试验的速度, 用于定义速率参数 α 和 β 的 Δv 和 v_{min} 都标准化为 v_0 ,

并假定 $v_0 = 1 \text{ m/s}$ 。

这种分析方法是由动测试验分析演变而来, 其中大部分的桩基承载力来源于侧摩阻力的发挥 (Randolph & Deeks, 1992)。另外, α 值的确定可以参考 Powell & Brown (2006) 提出的 α 与塑性指数 (PI) 的关系式。

$$\alpha = 0.03 \times \text{PI} + 0.5 \quad (2)$$

上式中平均 PI 的范围是 14%~43%, 但已有的数据主要针对 PI 为 14~20% 的土壤 (低至中等塑性), 高至很高塑性土壤仅有有限的数据, 尚缺乏极高塑性土壤的 PI 数据。需要指出的是, 塑性等级的定义是基于 BS5930 : 1999。

本文的分析方法不仅包含了土壤参数的影响, 也考虑了速率效应的明显变化, Balderas-MECA (2004) 通过超固结土的试验指出速率效应变化是由桩土应变水平差异引起。为简化计算, α 允许达到最大值, 即静动荷载峰值 ($F_{STN,peak}$) 对应的值, 峰值后 α 保持不变 (Brown & Hyde, 2008)。参数 β 在粘土中一般设为 0.2 (Randolph & Deeks, 1992), 本文也将取用该值。

3.2 方法 2 : Schmuker 法

Schmuker (2005) 提出了一种与土壤粘度指数 $I_{v\alpha}$ 有关的分析方法。

$$F_u = (F_{STN} - M_a) \cdot (0.02 \text{ mm/min} / \Delta v)^{I_{v\alpha}} \quad (3)$$

粘度指数是基于对土壤的简单描述, 如表 1 所示。表中值是由 Leinenkugel (1976) 在实验室中开展不同速率双轴试验, 并经过 Gudehus (1981) 和 Schmuker (2005) 总结得到。Triantafyllidis (2001) 继续推导了与土壤液限 (LL) 有关的参数 $I_{v\alpha}$ (百分比形式)

$$I_{v\alpha} \approx -7 + 2.25 \ln LL \quad (4)$$

有学者(Middendorp等, 2008)发现对于低塑性土, 当 $I_{v\alpha}$ 取平均值0.0264时, Schmucker法和静载试验结果具有很好的一致性, 这里的0.0264是Schmucker(2005)通过静动试验的反向分析得到的。值得一提的是, 上述 $I_{v\alpha}$ 值的确定是基于土壤组分的描述而不是塑性的量测, 表1中也不包含低塑性土的数据。

虽然表1给出了粘度指数的明确取值, 但不同方法也存在不一致。对于低到中等塑性的粉质粘土(LL=20-36, PI=7-20), 考虑其塑性情况, 其粘度指数可达到0.03, 或根据材料特性, 其值为0.017~0.034。同样, 通过方程(4)计算得到粘度值为0.006~0.021, 几乎已位于表1所示值以外。对图1所示试验结果的分析表明, 粘度指数取与高塑性土对应的0.04可得到更为准确的极限承载力。

3.3 现场静动试验

为了比较不同分析方法的有效性, 本文开展了两个现场试验, 两试验均采用长螺旋灌注桩(CFA桩), 主要区别在于场地粘土塑性相差较大。

桩的尺寸与场地上已有用于研究的桩一致, 以方便比较。试验中以4 MN的静动设备产生明显沉降时的荷载作为桩的承载力(Powell & Brown, 2006)。案例1中桩直径为450mm, 位于地表下9.5m处, 案例2中桩直径为600mm, 位于地表下(BGL)10.4m处。

静载试验是通过液压千斤顶对锚桩横梁施加反作用实现, 荷载由校准测力传感器测量。试验程序严格遵守土木工程学会(2007)相关条例。静动法试验采用Middendorp(2000)所述的4 MN液压钻机。

表1 粘度指数(Middendorp等, 2008)

土壤类型	$I_{v\alpha}$ (粘度指数)
砂质粉土	0.018
淤泥	0.025-0.032
粘质粉砂	0.015-0.038
粉质黏土	0.017-0.034
粘土, 中(中等的)	0.03
可塑性粘土	0.04
高塑性	0.06
粘土(膨润土)	0.07

3.4 案例1, Chattenden, 伦敦粘土

场地位于英国肯特州Chattenden城市的洛奇山营地, 上覆土为伦敦粘土。该场地原为研究收缩土地基而建(Crilly等, 1992)。

- 场地上覆30m厚伦敦粘土, 并带有一3m的干壳层(超固结比(OCR)24~50);
- c_u 值随着深度逐渐增加(0~10m平均 c_u 为100kPa, 平均OCR为18);
- 0~15m平均含水量 ω 为29% ;

- 0~10m 处, PI 为 60%, 10~15m 上升至 63%;
- 体积密度为 γ 为 19.4 kN/m³;
- 地下水位约在地下 1 米处;

场地上部 4m 是风化的褐色伦敦粘土, 其下是很高~很高塑性的未风化的蓝色粘土。图 2 总结了场地土的强度和特征数据。上部 10m 土体的 PI 值曾被错误的报道为 52%, 但也不妨碍该场地近来多次被用于桩性能测试 (Powell & Brown, 2006; Skinner 等, 2003)。

Chattenden 测试桩采用直径 450mm 的 CFA 桩, 桩体位于工作平台 (BWPL) 下 11m 处。制桩时在其上部附加直径为 500mm、厚 11mm 充填混凝土的钢套管, 使桩达到测试所需的高度。钢套管的安装过程为: 在桩周围挖掘深度约为 1m 的坑, 安置套管使其中心线与钢筋所在位置对应, 浇注混凝土到最终高度。考虑到地面扰动的影 响, 对于桩 CS1 和桩 DC1 认为其有效嵌入长度为 9.5m, 而桩 R1 为 10.1m。与其它桩不同的是, 桩 R1 被安置于地表下 11.63m 处, 这是为了补偿其钻孔软化, 因为与正常钻孔 3~4min 的敞开时间相比, 混凝土延迟输送使得桩 R1 钻孔的敞开时间达到 25min。桩的设计静载能力为 1000kN。

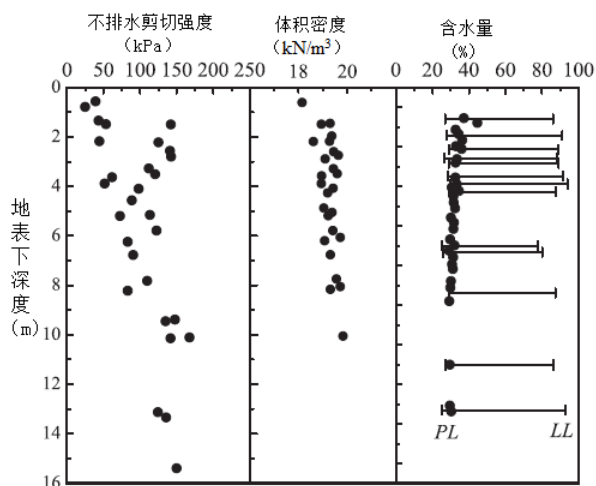


图 2 Chattenden 地区典型土壤特性

3.5 Chattenden 试验结果讨论

3.5.1 静载试验

对四个桩进行静载试验, 其中两个采用维持荷载 (ML) 法加载直至失效, 桩 MC2 (图 3) 在这之后还有两个 CRP 加载阶段, 其余的桩使用 CRP (表 2) 加载。

维持荷载法采用 125kN 的增量加载, 可能会错失出现在加载步间的实际极限承载力, 而且在本场地, 伦敦粘土的应变软化性质使得这个问题更加严重, 最终难以维持荷载。这种情况下, 通常将荷载减少到一个之前稳定的值, 并且保持直至沉降稳定恢复。

CRP 试验以 0.007mm/s 的加载速率进行，直到达到峰值荷载。在峰值荷载下，增大加载速率到系统的最大值，约为 0.23 mm/s（简称为 CRPH），以评估加载速率的影响。这项研究的结果将另文发表。

伦敦粘土的应变软化特性使得其静载能力的确定较为困难，进而导致难以比较静载试验与静动试验，尤其当静态试验具有确定的峰值和极限特性时。为了比较各桩峰值特性，从桩 MC3 和 MC4（表 2）的 CRP 测试结果得到静阻力平均值（1116kN），而试验中最大阻力出现在沉降较小时（分别为 4.76 和 4.62mm）。通常，通过 CRP 试验的反算，而非 MLT 试验，得到静动法分析所需的速率效应参数。另外，CRP 试验的峰值承载力也是在较低沉降下获得，且没有表现出显著的应变软化影响。

试验中采用的极限静阻力也考虑了桩 MC1 和 MC2 进行的 MLT 测试得到的峰值承载力。桩 MC1 的最大静承载力为 1003kN，该桩在这一荷载下维持了 265min，沉降达到 10.29mm。同样，桩 MC2 受到最大荷载为 1128kN，接近 CRP 加载法得到的承载力，但桩 MC2 在这一荷载下仅维持了 34min，其前一级最高稳定荷载为 1004kN。基于此，将 CRP 试验的平均值 1116kN 作为桩的静载能力，以便与 RLts（表 3）得到的静态荷载进行比较。

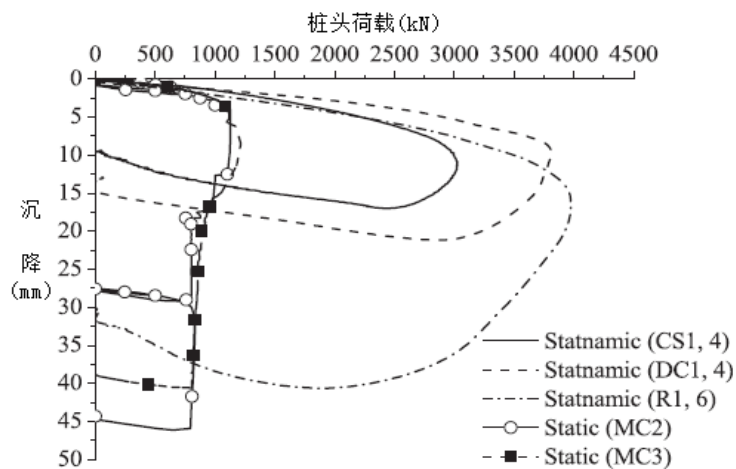


图 3 伦敦粘土典型的静态和未修正的静动试验结果

表 2 伦敦粘土中桩基荷载试验过程

桩	阶段	试验类型	施加的最大荷载 (KN)	最大荷载下的 δ_h (mm)	试验中最大 δ_h (mm)
CS1	4 (共 4 个)	RLT	3028	11.30	16.99
DC1	4 (共 4 个)	RLT	3806	9.81	21.17
R1	7 (共 7 个)	RLT	3976	16.81	40.63
MC1	1	MLT	1003	10.29	44.37
MC2	1	MLT	1128	9.54	29.19
	2	CRP	570	1.07	--
	3	CRPH	832	3.72	17.52
MC3	1	CRP	1120	4.76	5.68
	2	CRPH	1215	2.81	34.91
MC4	1	CRP	1112	4.62	6.24
	2	CRPH	1172	3.20	39.47
	3	CRP	789	9.05	13.56
	4	CRPH	839	5.95	32.13

3.5.2 静动试验与分析

静动分析结果分别如图 4 和 5 所示。文中将这一结果与桩 MC2 和 MC3 静态荷载阶段结果进行了比较。静动法静态承载力的推导是基于桩 CS1、DC1 和 R1 试验的最后和最大荷载循环。上述三桩分析结果的总结如表 3 所示。为了使分析比较更为全面，还对在各循环最大静动荷载对应的沉降下计算得到的静态峰值承载力进行了对比。在静动法加载下，桩 R1 有明显的沉降，可以借此确定其峰后极限特性。另外，试验中为避开应变软化土体的峰值行为和反映其大沉降极限特性，选择在 35mm 沉降下对静动法分析技术进行比较。文中还对工作荷载沉降进行了讨论，并与桩 MC3 在 500kN（设计静载力的 50%）荷载下进行的 CRP 阶段 1 试验中所获得的沉降进行比较。

由图 4 和 5 中所示的 UPM 分析结果可以看到，校正因子（ μ ）采用 0.47 和 0.65 时，对静态承载力的峰值预测偏高，当 μ 取 0.47 时，所得结果为测量值的 1.10~1.34 倍，而当 μ 取 0.65 时，为测量值的 1.53~1.85 倍。为了获得最佳的预测值，校正因子（ μ ）取值须在 0.35~0.43 间（表 3），其平均值为 0.39，明显低于推荐的校正因子值。此外， μ 取 0.47 时，UPM 法对工作荷载沉降(图 6)的预测一般偏高 2.11~3.50 倍。考虑到 UPM 法中校正因子的本质作用，基于表 3 所示的 μ 值优化将会改善极限承载力的预测，但也会进一步降低荷载-沉降估算的准确性。

表 3. 伦敦粘土静动法分析结果

桩	方法	$F_{u,peak}$ (kN)	$F_{u,ultimate}$ (kN)	$F_{u,ultimate} / F_{static}$	$\delta_{h,u} / \delta_{h,static}$	试验中
						最大 δ_h (mm)
CS1	UPMx0	1699	--	1.53	1.66	0.43
	UPMx0	1227	--	1.10	2.68	0.43
	Brown	1079	--	0.97	0.98	2.20
	Schmuk	1292	--	1.16	2.37	0.070
R1	UPMx0	1940	1709	1.74,2.07	2.48	0.38
	UPMx0	1403	1235	1.26,1.50	3.50	0.38
	Brown	1134	1006	1.02,1.22	1.77	2.60
	Schmuk	1543	1381	1.39,1.68	3.23	0.082
DC1	UPMx0	2064	--	1.85	1.53	0.35
	UPMx0	1492	--	1.34	2.11	0.35
	Brown	1278	--	1.15	1.10	2.83
	Schmuk	1558	--	1.41	1.84	0.083

对于 Brown 法, 须根据方程 (2) 由粘土的 PI 值计算速率参数 α 。分析中采用的 α 值为 2.320 (PI 为 60), 此时对峰值承载力的估算值为实测静载值的 0.97~1.15 倍 (平均为 1.07)。可见, 上述桩静载力的预测值与实测值较为接近, 但前提是 α 值处于最佳范围 2.196~2.832 间, 对应的 PI 值范围为 56~76 (方程 (2))。这里的 PI 上限 76 已超出场地土的 PI 值范围, 同样也不包括在方程 (2) 的适用 PI 值之中。Brown 法预测的工作荷载沉降是测量值的 0.98~1.77 倍。

对于 Schmuker 法, 假定膨润土为塑性很高的粘土, 根据表 1 取 $I_{v\alpha}$ 值 0.06。Schmuker 法对峰值承载力的预测值是实测静载力的 1.16~1.41 倍。根据极限静载力的范围, $I_{v\alpha}$ 的值须介于 0.070~0.083 间才能得到较好的预测值, 而这一范围已基本超出 1 中的值。同样, 若场地平均液限取 89%, 根据方程 (4) 计算 $I_{v\alpha}$ 得到一个值为 0.045, 与之对应的是由高至非常高塑性粘土, 低于表 1 中所建议的值, 且与最优指数值不匹配。Schmuker 法预测的工作荷载沉降是测量值的 1.84~3.23 倍。

根据桩 R1 静动测试分析结果 (图 5), 两种非线性速率相关法对极限静承载力 (35mm 沉降下) 的预测更为准确, 虽然分析中已考虑应变软化引起的承载力随深度的下降, 但是所有案例中承载力 (35mm 沉降下) 预测准确性皆不如峰值情况。由图 5 还可以看到, 与 Brown 法相比, UPM 和 Schmuker 法得到的屈服点所对应的沉降要大得多, Brown 法在屈服区能得到更为真实的荷载-沉降特性。

对塑性很高粘土的分析结果表明，Brown 法表现的最好。然而，所有方法均过高估计了峰值承载力，对于非线性法，这可能归咎于经验的缺乏以及对高塑性土未采用合适的校正因子。另外，UPM 和 Schmuker 法都过高预估了工作荷载沉降，其中采用了校正因子 (μ) 的 UPM 法的偏差更大。

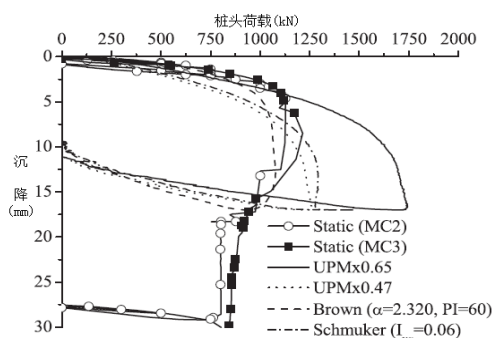


图 4 伦敦粘土中桩 CS1 分析方法的比较

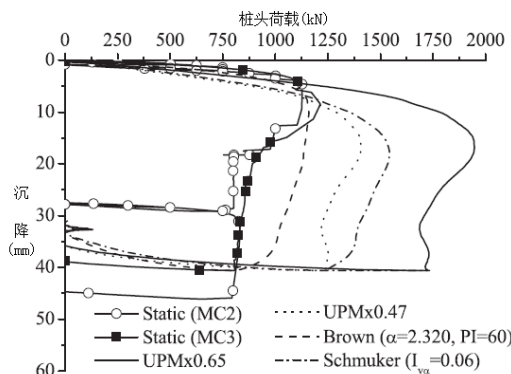


图 5 伦敦粘土中桩 R1 分析方法的比较

在两案例的试验中，均采用了 RLT 循环加载方法，这种方法对所得结果是否有影响还存在疑问。至今，对 RLT 是采用循环的方式还是通过单一的脉冲加载还没有文献指导。由于粘土速率效应使得实际的承载力可能明显高于预估值，很难确定单一脉冲法的加载量。因此，常采用循环式加载直至桩沉降足以真实地评估其特性。超固结伦敦粘土随桩沉降的增加承载能力存在减少的趋势，这并不完全是静载和 RLT 荷载半周期循环施加的结果，还有可能是由于伦敦粘土在较低的加载速率下会产生超孔隙水压力和永久应变，使得其更能经受循环荷载，Jardine (1991) 的不排水三轴对比试验也表明伦敦粘土具有这些特性。Bond (1989) 指出对桩施加单循环荷载至循环次数达到 30，其承载力或永久应变并未发生退化。由此可见，RLT 试验荷载循环次数过少使得其不会发生显著的循环退化。例如，在 7 个 RLT 循环荷载下，桩 R1 的屈服前刚度在循环加载期间没有发生明显变化。

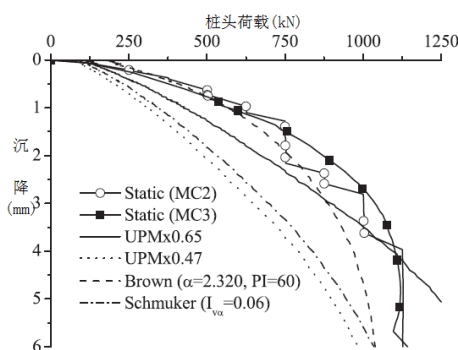


图 6 伦敦粘土中桩 CS1 工作荷载沉降的分析方法比较 (为清楚起见，图中未包括卸载—加载段)

(未完待续)

简 讯

第十一届全国桩基工程学术会议即将召开

随着高层建筑以及公路、铁路、跨海桥隧等基础设施的大规模开发建设,桩基成为工程中应用最广泛的基础形式。近年来,桩基工程理论和技术研究不断取得新进展,桩基工程设计、施工、检测实践中涌现出诸多新经验和新问题,桩基工程研究人员和工程技术人员面临前所未有的机遇与挑战。

由中国土木工程学会土力学及岩土工程分会桩基础学术委员会、中国工程建设标准化协会地基基础专业委员会、江苏省土木建筑学会主办,宜兴市建设局、建基建设集团有限公司、浙江理工大学承办的第十一届全国桩基工程学术会议将于 2013 年 10 月 16 日到 18 日在江苏宜兴召开,将对我国近年来桩基工程领域的最新研究进行广泛的学术交流。

会议议题:(1)理论与实验研究;(2)桩基工程设计研究与实践;(3)桩基施工技术 with 质量控制;(4)高铁、路桥、码头工程中的桩基技术;(5)特殊岩土中的桩基工程;(6)桩基工程事故处理与典型案例;(7)基桩检测与桩基风险评估;(8)桩基工程技术标准有关问题。

论文格式要求:(1)论文字数一般不超过 6000 字(含图表与公式)。本次会议投稿论文经评审择优后,将在《岩土工程学报》2013 年增刊上发表,来稿请严格按照《岩土工程学报》的论文模板进行排版;(2)寄两份打印稿和一份电子文本,论文中请务必注明详细通讯地址、邮编、联系电话及 Email 地址。

重要日期:2013 年 5 月 15 日前提交论文全文(以当地邮戳为准);2013 年 5 月 31 日前通知作者是否录用;2013 年 6 月 15 日前提交修改后的论文;2013 年 10 月 16-18 日会议召开。

论文投稿及相关事宜请联系:中国建筑科学研究院地基所 李大展(信封或邮件上请注明“第十一届全国桩基工程学术会议”字样),地址:北京市北三环东路 30 号,邮编:100013,联系电话:010-64517585,传真:010-84283086,电子信箱:lidazhan22@163.com。

第十一届全国岩土力学数值分析与解析方法研讨会通知

由中国力学学会岩土力学专业委员会主办、南京工业大学、南京水利科学研究院、河海大学、东南大学、南京大学承办的第十一届全国岩土力学数值分析与解析方法研讨会将于 2013 年 10 月 25-27 日在江苏南京召开。

会议主题:1)岩土本构模型与参数研究;2)岩土工程重大工程实例;3)岩土试验与测试技术;4)环境岩土工程;5)土动力学与土木抗震。

重要日期:1)论文全文提交截止日期:2013 年 2 月 30 日;2)审稿专家意见通知日期:2013 年 5 月 20 日;3)论文全文接受通知日期:2013 年 7 月 10 日。

论文格式与要求见《岩土工程学报》、《岩土力学》征稿启事,投稿范例模板请登录 <http://www.cgejournal.com> 或 <http://ytlx.chinajournal.net.cn> 下载。所有投稿稿件请按要求排好版后发至会议秘书处邮箱:ytlxll@126.com。经严格审稿后,挑选部分优秀论文在《岩土工程学报》和《岩土力学》正刊发表;其余将以《岩土工程学报》、《岩土力学》增刊形式发表。

联系地址:江苏省南京市中山北路 200 号,210009 南京工业大学交通学院 南京工业大学岩土工程研究所,联系电话:蒋刚 13851847278;王志华 13851676613,联系邮箱:ytlxll@126.com。