

目 次

论 文

- 基于 HCA 试验和圆弧滑动模式的各向异性软黏土基坑抗隆起稳定分析.....  
.....应宏伟, 张金红, 王小刚, 周建(3)
- 浆固散体材料桩复合地基技术开发与应用.....刘汉龙, 孔纲强, 丁选明(11)
- SDDC 工法所成渣土桩复合地基的承载特性数值模拟分析.....司建波, 孙青娟(21)
- 真空预压加固地基时抽真空作用强度对加固效果的影响分析.....张文秀(30)
- 基坑监测中混凝土支撑轴力监测结果分析与判断.....吴连祥, 樊永平(35)

地基处理新技术

- 高压旋喷技术的最新进展.....沈水龙, 许焯霜, 王志丰(43)

译 文

- 相对密实度的相关性指标作为验收标准也不可靠.....蔡露 译; 周建 校(56)

# 基于 HCA 试验和圆弧滑动模式的各向异性 软黏土基坑抗隆起稳定分析

应宏伟, 张金红, 王小刚, 周 建

(浙江大学 滨海和城市岩土工程研究中心, 杭州, 310058)

**摘要:** 已有研究表明, 天然黏土的强度表现出明显的各向异性, 但其规律未能经过严格的试验验证。基于空心圆柱仪(HCA)杭州原状软黏土主应力轴旋转试验结果, 提出大主应力方向为任意方向剪切时土体的强度公式。针对桩墙式支护基坑绕下道支撑的圆弧滑动抗隆起稳定模式, 考虑软黏土强度各向异性, 采用极限平衡法推导得到坑底抗隆起稳定的计算公式。结合算例, 讨论了土体强度各向异性比、挡墙入土深度比、最下道支撑和坑底间的距离等因素对坑底抗隆起稳定的影响。通过分析验证本文方法的合理性, 指出不考虑土体强度各向异性的软黏土基坑抗隆起分析和基于传统 Casagrande 各向异性公式的抗隆起分析都将高估基坑的抗隆起稳定性。

**关键字:** 主应力轴旋转; 各向异性; 圆弧滑动模式; 极限平衡法; 抗隆起稳定

## 1 引言

我国现行基坑行业规范采用圆弧滑动模式和极限平衡法来分析基坑的抗隆起稳定。圆弧滑动模式可分为以坑底与围护墙交点为滑动圆心、通过墙底的圆弧滑裂面和以最下道支撑点为圆心、通过墙底的圆弧滑裂面两种, 姜洪伟(1997)和王洪新(2007)在基坑抗隆起稳定分析均是采用后者圆弧滑裂面。李峰(2010)将运动单元法理论应用于极限平衡理论, 建立了运动单元法的机会约束规划模型, 针对圆弧滑动面进行分析指出提高抗隆起稳定的机制, 指出距离坑底越远的横撑作用对提高坑底稳定系数的作用就越小, 最后一道横撑作用是关键。故采用以最下道支撑点为圆心、通过墙底的圆弧滑裂面分析基坑抗隆起稳定是合理的。

天然软黏土由于土体的沉积历史和初始  $K_0$  固结状态, 以及土体应力的改变(例如基坑开挖、路堤填筑等)等原因都可能导致土体强度各向异性, 黄茂松(2013)、门燕青(2012)、杜佐龙(2013)在基坑抗隆起稳定分析中考虑土体强度各向异性的影响。但先前研究中为考虑土体强度各向异性的影响, 均采用 Casagrande 各向异性强度表达式。而 Casagrande 公式是根据弹性理论推导所得, 并没有通过试验验证。Lo(1965)切取与沉积方向成不同倾角的原状土样进行无侧限抗压强度试验, 试验结果与 Casagrande 各向异性强度表达式吻合较好, 但该试验为常规三轴试验并不是真正的主应力轴旋转试验。沈阳和周建(2007)采用空心原柱仪对不同主应力方向下的杭州原状软黏土进行了土体强度试验研究, 指出土体

强度随大主应力的方向变化大致呈“勺”形。

本文基于系统的杭州原状软黏土空心圆柱仪试验结果, 提出一个大主应力方向为任意方向 $\alpha$ 剪切时土体各向异性强度公式, 然后根据绕下道支撑的圆弧滑动模式, 采用极限平衡法推导了相应的基坑抗隆起稳定计算公式, 并结合算例分析了各计算参数对抗隆起稳定的影响。

## 2 基于 HCA 试验的杭州软黏土强度各向异性特性

目前被国内学者广泛引用的 Casagrande 提出的土体各向异性强度公式如下:

$$S_{u\alpha} = S_{uh} + (S_{uv} - S_{uh}) \cos^2 \alpha \quad (1)$$

式中,  $S_{u\alpha}$  表示在最大主应力方向与竖向夹角为 $\alpha$ 时的黏土不排水抗剪强度;  $S_{uh}$  和  $S_{uv}$  分别表示施加最大主应力方向为水平和竖向时黏土不排水抗剪强度。

沈扬、周建等利用浙江大学 5 Hz 空心圆柱仪(HCA)进行了 14 组不同主应力方向下杭州原状淤泥质黏土的土体强度试验研究, 试验得到的杭州原状软黏土的不排水强度在 $\alpha$ 取 $0^\circ \sim 75^\circ$ 的范围内, 大致成“勺”形变化, 且在 $0^\circ \sim 25^\circ$ 范围内呈现较强各向异性。为定量描述土体强度随主应力方向的变化, 结合软黏土强度 HCA 试验结果, 建立大主应力方向为任意方向 $\alpha$  ( $0^\circ \sim 90^\circ$ ) 剪切时土体强度公式:

$$S_{u\alpha} = S_{uh} + (S_{uv} - S_{uh}) \left\{ \cos \left[ 2\left(\alpha + \frac{\pi}{6}\right) \right] + \frac{1}{2} \right\} \quad (2)$$

按(2)式计算得到的土体强度在大主应力方向变化范围内也呈“勺”形变化, 大主应力方向角在 $55^\circ \sim 60^\circ$ 之间时, 土体强度最小, 而非传统 Casagrande 公式提出的大主应力方向角为 $90^\circ$ 时土体强度最小。

定义各向异性比 $k = S_{uh} / S_{uv}$ , 对于土体中某一点, 可以认定 $k$ 是常数。则(2)又可表示为:

$$S_{u\alpha} = S_{uv} \left[ \frac{k+1}{2} + (1-k) \cos \left( 2\alpha + \frac{\pi}{3} \right) \right] \quad (3)$$

## 3 基坑抗隆起稳定性分析

### 3.1 计算模型

图 1 中  $H$  为基坑开挖深度,  $D$  为挡墙入土深度,  $q$  为坑顶地表超载,  $H'$  为基坑最下道支撑到坑底的距离。随着基坑开挖, 土体处于卸载状态, 基坑中土体单元主应力轴旋转如图 2 所示。 $\alpha$  为主应力方向与垂直方向的夹角, 由图 1 中的几何关系知,  $\alpha = \theta - \psi$  ( $\alpha$  取值 $0^\circ \sim 90^\circ$ , 在 $90^\circ \sim 360^\circ$ 范围内通过对称轴对应到 $0^\circ \sim 90^\circ$ 范围内), 其中 $\theta$ 表示计算点土体单元破裂面与垂直方向的夹角,  $\psi$ 表示计算点土体单元最大主应力方向与破裂面的夹

角。本文以下分析中取Lo(1965)试验结果的推荐值 $\psi = \pi/4$ 。

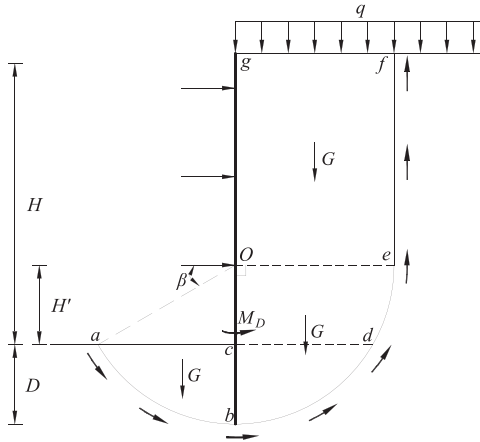


图1 圆弧滑动模式计算简图

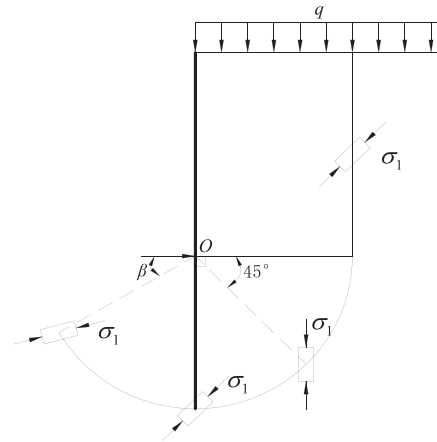


图2 圆弧滑动模式主应力方向

### 3.2 基坑抗隆起稳定的计算公式推导

陈祖煜(2010)指出对于饱和软黏土基坑稳定分析中应采用总应力法分析,应取不排水强度指标。故应用(3)式进行基坑抗隆起稳定计算分析。另本文假定土体为均质土,土体强度不随深度变化时, $S_{ua}$ 、 $S_{uv}$ 和 $S_{uh}$ 均为常数。

这里特别指出在规范和教材中常将区域 $abc$ 土体自重产生的抗滑力矩与区域 $cbd$ 土体自重产生的滑动力矩相抵消,这样会导致该部分的安全存储度降低,计算所得的安全系数偏大,本文将区域 $abc$ 土体和区域 $cbd$ 土体的自重分别并到抗滑力矩和滑动力矩,再求安全系数。因此滑动力矩主要包括坑顶荷载 $q$ 对圆心 $O$ 的滑动力矩、区域 $Oefg$ 及区域 $Ocbde$ 土的自重对圆心 $O$ 的滑动力矩,分别如下:

$$M_q = \frac{1}{2}q(H' + D)^2 \quad (4)$$

$$M_{Oefg} = \frac{1}{2}\gamma(H - H')(H' + D)^2 \quad (5)$$

$$M_{Ocbde} = \int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{1}{2}\gamma(H' + D)^3 \cos^3 \delta d\delta = \frac{1}{3}\gamma(H' + D)^3 \quad (6)$$

滑动力矩之和:

$$M_s = M_q + M_{Oefg} + M_{Ocbde} = \frac{1}{6}[3q + 3\gamma(H - H') + 2\gamma(H' + D)](H' + D)^2 \quad (7)$$

抗滑力矩包括滑动面 $fe$ 、滑动面 $bde$ 、滑动面 $ab$ 、区域 $abc$ 土的自重对圆心 $O$ 的抗滑力矩及挡墙提供的抗滑力矩:



$$\begin{aligned}
 M_{je} &= \int_0^{H-H'} S_{uv} \left[ \frac{k+1}{2} + (1-k) \cos \frac{5\pi}{6} \right] (H'+D) dz \\
 &= \left[ \frac{k+1}{2} - \frac{\sqrt{3}(1-k)}{2} \right] (H-H')(H'+D) S_{uv}
 \end{aligned} \tag{8}$$

$$\begin{aligned}
 M_{bde} &= 2 \int_0^{\frac{\pi}{4}} S_{uv} \left[ \frac{k+1}{2} + (1-k) \cos \left( 2\alpha + \frac{\pi}{3} \right) \right] (H'+D)^2 d\alpha \\
 &= \frac{\pi(k+1)}{4} (H'+D)^2 S_{uv} + \frac{(1-\sqrt{3})(1-k)}{2} (H'+D)^2 S_{uv}
 \end{aligned} \tag{9}$$

$M_{ab}$  分两种情况:

$\beta \geq \frac{\pi}{4}$  时,

$$\begin{aligned}
 M_{ab} &= \int_{\frac{\pi}{4}}^{\frac{3\pi}{4}-\beta} S_{uv} \left[ \frac{k+1}{2} + (1-k) \cos \left( 2\alpha + \frac{\pi}{3} \right) \right] (H'+D)^2 d\alpha \\
 &= \frac{k+1}{2} \left( \frac{\pi}{2} - \beta \right) (H'+D)^2 S_{uv} + \frac{1-k}{2} \left[ \sin \left( \frac{11\pi}{6} - 2\beta \right) - \frac{1}{2} \right] (H'+D)^2 S_{uv}
 \end{aligned} \tag{10}$$

$\beta < \frac{\pi}{4}$  时,

$$\begin{aligned}
 M_{ab} &= \int_{\frac{\pi}{4}}^{\frac{\pi}{2}} S_{uv} \left[ \frac{k+1}{2} + (1-k) \cos \left( 2\alpha + \frac{\pi}{3} \right) \right] (H'+D)^2 d\alpha \\
 &\quad + \int_{\frac{\pi}{4}+\beta}^{\frac{\pi}{2}} S_{uv} \left[ \frac{k+1}{2} + (1-k) \cos \left( 2\alpha + \frac{\pi}{3} \right) \right] (H'+D)^2 d\alpha \\
 &= \frac{k+1}{2} \left( \frac{\pi}{2} - \beta \right) (H'+D)^2 S_{uv} + \frac{1-k}{2} \left[ -\frac{1+2\sqrt{3}}{2} - \sin \left( \frac{5\pi}{6} + 2\beta \right) \right] (H'+D)^2 S_{uv}
 \end{aligned} \tag{11}$$

$$\begin{aligned}
 M_{abc} &= M_{oab} - M_{oac} = \int_{\beta}^{\frac{\pi}{2}} \frac{1}{2} \gamma (H'+D)^3 \cos^3 \delta d\delta - \frac{1}{2} H' \frac{H'}{\tan \beta} \frac{H'}{3 \tan \beta} \\
 &= \frac{1}{2} \gamma (H'+D)^3 \left[ \frac{2}{3} - (\sin \beta - \frac{\sin^3 \beta}{3}) \right] - \frac{H'^3}{6 \tan^2 \beta}
 \end{aligned} \tag{12}$$

王洪新(2007)指出挡墙提供的抗滑力矩  $M_D$  是墙体沿滑动方向破坏时的弯矩,难以准确计算,在基坑设计中该弯矩与设计轴力有关,建议钢筋混凝土支撑取  $800 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ,钢支撑取  $600 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。

抗滑力矩之和:

$$\begin{aligned}
M_r &= M_{fe} + M_{bde} + M_{ab} + M_{abc} \\
&= \begin{cases} \left[ \frac{1-k}{2} \left[ -\sqrt{3}(H-H') + \frac{1-2\sqrt{3}}{2}(H'+D) + \sin\left(\frac{11\pi}{6} - 2\beta\right)(H'+D) \right] (H'+D) S_{uv} + \right. \\ \left. \frac{k+1}{2} [(H-H') + (\pi-\beta)(H'+D)] (H'+D) S_{uv} + \frac{1}{2} \gamma (H'+D)^3 \left[ \frac{2}{3} - (\sin\beta - \frac{\sin^3\beta}{3}) \right] \right. \\ \left. - \frac{H'^3}{6 \tan^2 \beta} + 800/600 \right. & \beta \geq \frac{\pi}{4} \\ \left[ \frac{1-k}{2} \left[ -\sqrt{3}(H-H') + \frac{1-4\sqrt{3}}{2}(H'+D) - \sin\left(\frac{5\pi}{6} + 2\beta\right)(H'+D) \right] (H'+D) S_{uv} + \right. \\ \left. \frac{k+1}{2} [(H-H') + (\pi-\beta)(H'+D)] (H'+D) S_{uv} + \frac{1}{2} \gamma (H'+D)^3 \left[ \frac{2}{3} - (\sin\beta - \frac{\sin^3\beta}{3}) \right] \right. \\ \left. - \frac{H'^3}{6 \tan^2 \beta} + 800/600 \right. & \beta < \frac{\pi}{4} \end{cases} \quad (13)
\end{aligned}$$

根据基坑稳定安全系数的定义，可得基坑坑底抗隆起稳定安全系数为：

$$F_s = M_r / M_s \quad (14)$$

为考虑基坑的空间效应，本文采用修正系数  $(1+0.2B/L)$ ，可得空间效应修正后的基坑抗隆起稳定安全系数为：

$$F'_s = (1+0.2B/L) M_r / M_s \quad (15)$$

## 4 算例分析

下面分别讨论土体强度各向异性比、挡墙入土深度比、基坑最下道支撑到坑底的距离等因素对抗隆起稳定性的影响。假定算例基坑长宽比很大，可忽略基坑的空间效应的影响，土体重度  $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$ ，基坑宽度  $B = 15 \text{ m}$ ，开挖深度  $H = 6 \text{ m}$ ，土的不排水抗剪强度  $S_{uv} = 25 \text{ kPa}$ ，坑外地表附加荷载  $q = 20 \text{ kPa}$ ，基本算例中挡墙入土深度  $D = 6 \text{ m}$ ，基坑最下道支撑到坑底的距离  $H' = 2 \text{ m}$ ，挡墙支撑采用钢筋混凝土支撑。按圆弧滑动模式可知该基坑符合  $\beta < \pi/4$  情况。

图3为不同土体强度各向异性比对基坑抗隆起稳定的影响。由图可知，抗隆起稳定安全系数随土体强度各向异性的增大而线性减小，Casagrande公式计算结果明显大于本文方法的计算结果，且土体各向异性比越小，则计算结果相差越大，当土体强度各向同性时，两公式计算结果相同。显然若不考虑土体的强度各向异性或采用Casagrande公式考虑各向异性影响，基坑抗隆起稳定分析结果均偏于不安全。

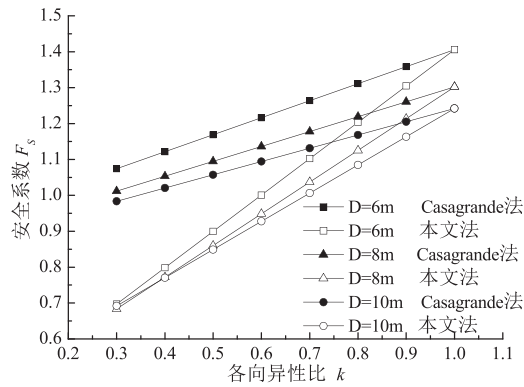
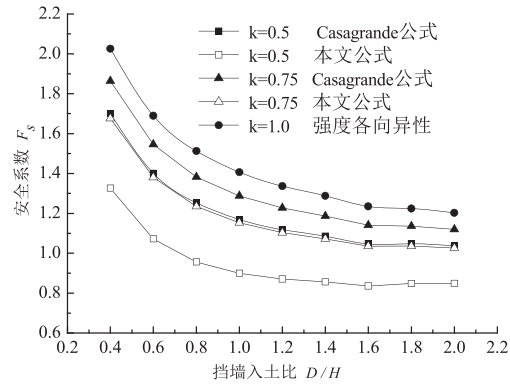
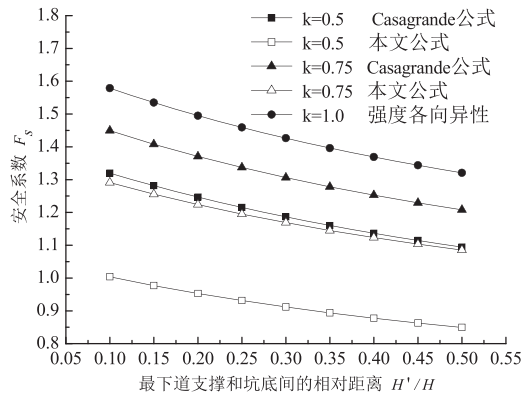
图3 土体强度各向异性比  $k$  对安全系数的影响图4 挡墙入土比  $D/H$  对安全系数的影响图5 最下道支撑和坑底间的相对距离  $H'/H$  对安全系数的影响

图4为挡墙入土深度对基坑抗隆起稳定的影响。由图可知，抗隆起稳定安全系数随着挡墙入土深度比的增加而减小。原因之一是因为挡墙入土深度的改变会改变圆弧破坏模式中圆弧的直径，随挡墙入土深度的增加，滑动土体自重及坑顶荷载对圆心 $O$ 的滑动力矩的

增大幅度大于土体抗剪强度因圆弧弧长增加而引起的对圆心 $O$ 的滑动力矩的增大幅度；另外本文假定为均质土，没有考虑土体强度随深度的增加，故挡墙土体深度的增大没有使土体的抗剪强度增大。

图5为最下道支撑和坑底间的距离对基坑抗隆起稳定的影响。由图可知，抗隆起稳定安全系数随最下道支撑和坑底间距离的增大而线性减小，故减小最下道支撑与坑底间的相对距离有利于基坑的稳定，反之在施工过程中若不及时施加上最下道支撑将导致抗隆起稳定性降低甚至失稳。当土体为各向异性时，本文方法分析得到的基坑稳定安全系数随最下道支撑和坑底间的相对距离增大而减小的幅度略与Casagrande法接近。

## 5 结论

基于杭州原状软黏土空心圆柱仪主应力旋转试验结果提出的土体强度各向异性公式，针对绕下道支撑的圆弧滑动模式，采用极限平衡法得到坑底抗隆起稳定性的理论公式，针对算例进行参数影响分析，得出以下结论：

(1) 杭州软黏土的不排水强度随大主应力方向角的变化大致呈“勺”形分布，本文提出的土体强度各向异性公式与试验数据吻合较好。

(2) 抗隆起稳定安全系数与土体强度各向异性比、挡墙入土深度比、最下道支撑和坑底间的相对距离等因素有关。

(3) 通过算例分析表明，不考虑土体强度各向异性或采用传统Casagrande各向异性公式均会高估基坑的抗隆起稳定性，采用本文方法更加合理。

## 参考文献：

- [1] 姜宏伟, 赵锡宏, 张保良. 各向异性条件下软土深基坑抗隆起稳定性分析[J]. 岩土工程学报, 1997, 19(1): 1-7.
- [2] 刘国彬, 王卫东. 基坑工程手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [3] 中华人民共和国住房和城乡建设部. JGJ 120-2012. 建筑基坑支护技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012.
- [4] 黄茂松, 于胜兵, 秦会来. 基于上限法的 $K_0$ 固结黏土基坑抗隆起稳定分析[J]. 土木工程学报, 2011, 44(3): 101-108.
- [5] 杜佐龙, 黄茂松. 非均质与各向异性黏土基坑抗隆起稳定性分析[J]. 岩土力学, 2013, 34(2): 455-467.
- [6] 孔德森, 门燕青, 王丽华, 等. 各向异性软土深基坑坑底抗隆起稳定性分析[J]. 中南大学学报, 2012, 43(11): 4472-4476.
- [7] 王洪新, 陈建军, 刘冀山. 基坑抗隆起稳定安全系数实用计算分析与应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(增1): 3223-3230.
- [8] 李峰, 王晓睿, 罗晓辉, 等. 基坑坑底稳定性的机会约束评估方法[J]. 岩土力学, 2010, 31(12): 3867-3874.
- [9] CASAGRANDE A, CARILLO N. Shear failure of anisotropic soil[J]. Journal of the Boston Society of

Civil Engineers, 1944, 31(4):74-87.

- [10] LO K Y. Stability of slopes in anisotropic soils[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 1965, 91(SM4): 85-106.
- [11] 沈扬, 周建, 张金良, 等. 考虑主应力方向变化的原状黏土强度及超静孔压特性研究[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(6): 843-847.
- [12] 陈祖煜. 深基坑稳定分析中几个问题的讨论[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(增 1):1-8.
- [13] CHANG M F. Basal stability analysis of braced cuts in clay[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2000, 126(3): 276-279.



## 简讯

### 第八届全国基坑工程研讨会 (第二号通知)

由中国建筑学会建筑施工分会基坑工程专业委员会和武汉土木建筑学会联合主办的“第八届全国基坑工程研讨会”将于2014年11月在湖北省武汉市召开,已于2013年10月发出一号征文通知,得到了基坑工程界同仁们的积极响应,大家踊跃投稿。为进一步加强论文征集等相关工作,现发出会议第二号通知。

会议时间:2014年11月13日-15日,13日报到,14日-15日召开研讨会。地点:湖北省武汉市武昌区洪山宾馆。

会议主题:(邀请龚晓南院士、顾金才院士、范士凯大师等资深专家做大会主题报告,还将邀请相关专家作专题报告,并就以下议题进行研讨)基坑工程设计理论与实践及其新进展;基坑工程施工和监测领域的新技术、新工法和新设备;基坑工程中的地下水问题及控制技术;基坑施工对周围环境的影响评估与控制技术;地铁深基坑工程中的设计、施工与监测技术;深厚软弱土层地区基坑设计与施工的关键技术;黄土、膨胀土地区基坑设计与施工的关键技术;超深基坑工程的设计、施工与监测的关键技术;基坑工程领域的信息化技术及其应用;重、大、特基坑工程的典型案例和基坑工程事故分析;基坑工程的风险分析、安全评估及管理。

会议论文与出版:经学术委员会评审合格的论文,将以《岩土工程学报》、《岩石力学与工程学报》及《岩土力学》等国内岩土工程权威期刊增刊的形式出版。

大会秘书处:

秘书长:徐杨青

秘书:陈青 赵琳

地址:湖北省武汉市江岸区台北路106号707室(武汉勘察设计大厦)

邮编:430015

联系电话:陈青 15607102669, 027-85730029; 赵琳 13986289363, 027-85730738(传真)

电子邮箱: jikenghy2014@qq.com; QQ号: 1971127665

# 浆固散体材料桩复合地基技术开发与应用

刘汉龙<sup>1,2</sup>, 孔纲强<sup>3</sup>, 丁选明<sup>1,2</sup>

(1. 重庆大学山地城镇建设与新技术教育部重点实验室, 重庆 400450; 2. 重庆大学土木工程学院, 重庆 400450; 3. 河海大学 土木与交通学院, 江苏, 南京, 210098)

**摘 要:** 为了解决既有障碍物及周围复杂环境区域软土地基沉降处治问题, 笔者提出了浆固散体材料桩及其复合地基处治技术方法。重点介绍了浆固散体材料桩的技术原理、施工工艺及质量检测方法, 结合工程实例技术应用验证该技术的经济性和可推广性; 基于现场静载荷试验, 测得浆固散体材料桩及其复合地基的荷载沉降规律曲线; 基于长期监测结果, 对浆固散体材料桩处治软基效果进行分析与评价。研究表明, 浆固散体材料桩是一种经济有效的新型桩, 施工便捷、承载力高, 且技术先进、经济合理。

**关键词:** 浆固散体材料桩; 复合地基; 施工工艺; 现场试验; 软土地基

## 1 引言

随着经济建设的蓬勃发展, 我国许多地区需要建设高等级公路、市政及工业与民用建筑工程。由于滨江沿海等地区存在着众多复杂的软土地基, 在软土地上构筑通常会遇到软土地基沉降不均匀, 加固过程不稳定等问题, 产生如公路桥头跳车等现象, 所以需要采取一定的措施对软基进行加固处理。虽然软基处理方法较多, 但选择使用不同处理方法, 对工程质量、工期和经济效益均有重要的影响。高速公路、铁路地基处理措施有很多种类, 一般可分为地基基础处理和路堤自身处理两大类, 地基基础处理方法有固结排水法、复合地基法和化学加固法等, 如: 插塑料排水板结合砂垫层法、粉(浆)喷桩法、碎石桩法等; 路堤自身加固处理方法有加筋法、轻质路堤法、反压护道法等<sup>[1]</sup>。工程技术人员通过大量的施工实践, 形成了多种地基处理设计、施工工艺、检测方法标准, 积累了不少的经验。在各种软土基础处理技术中, 由于施工效率高、工后总沉降和差异沉降小、处理费用低等综合优势, 桩基复合地基是一种经济合理有效的软基处理方法之一, 得到了广大工程技术人员的推崇<sup>[2]</sup>。复合地基施工方法是目前处理软土地基常用的一类方法, 包括柔性桩复合地基法(如碎石桩、灰土桩和水泥搅拌桩等)和刚性桩复合地基法(如 CFG 桩, PHC 桩和 PCC 桩等)。由包括碎石、工业废渣、建筑砖石垃圾等散体材料桩, 桩身强度低, 但造价相对较低<sup>[3]</sup>。CFG 桩和 PHC 桩等属刚性桩, 桩体强度高, 加固效果好, 但造价高。在实际工程施工中, 作为复合地基技术, 一般需要中等强度的桩型即可, 高强度的刚性桩在路堤及构筑物实际运行荷载下, 由于桩身材料强



度得不到充分发挥而存在浪费。另外,传统的桩基复合地基加固技术只侧重于发挥桩基础本身的作用,对其桩间土的改善及加固效果也会影响复合地基的整体加固效果。同时,随着城市建设和工业发展,大量废弃的砖块、碎石等建筑垃圾以及钢厂大量钢渣等工业垃圾需要进行填埋处理,这既占用了宝贵而有限的耕地,又造成了浪费,也影响了生态环境。

工程实际中,在很多需要处治的软土区域,经常遇到既有障碍物或者周围环境复杂(如变形控制严格、距离已有重要建筑物近等)情况;常规桩基施工机械无法开展或者常规施工方法无法经济有效的达到处治效果。针对该技术难题,刘汉龙教授等研制开发了浆固散体材料桩及其复合地基新技术<sup>[4]</sup>,为碎石桩工法结合注浆处理技术开发出的新型桩基技术。充分贯彻桩基设计的一个重要原则,既最大程度地发挥地基土(岩)和桩本身的承载能力,充分发挥桩身材料的潜力<sup>[5,6]</sup>。

本文在介绍浆固散体材料桩的技术原理、施工工艺及质量检测方法的基础上,结合工程实例技术应用验证该技术的经济性和可推广性;基于现场静载荷试验和浆固散体材料桩复合地基处治路堤长期沉降监测结果,对浆固散体材料桩处治软基效果进行分析与评价。

## 2 浆固散体材料桩技术简介

### 2.1 施工设备及技术原理

本技术方法采用小型钻机按设计直径,钻进至设计深度成孔,放入导向管和注浆管,然后投放石料。在投放石料的过程中,用注浆管放水清洗孔。石料投放完成后进行注浆,固结成桩。浆液除在孔中注浆成桩外,也向周围土体渗透;施工机械设备实物图如图1所示、施工设备名称及功率见表1所示。



图1 浆固散体材料桩施工机械实物图

表1 施工机具一览表

序号	设备名称	规格型号	动力
1	钻机	GPS-10	60kw
2	搅拌机		3.5kw
3	注浆泵	SGB6-10	18.5kw
4	泥浆泵	2PN	7.5kw
5	磅秤	1000kg	
6	发电机		200kw
7	振动棒		2.2kv
8	比重计		

## 2.2 施工工艺

浆固散体材料桩施工工艺如图2所示,具体包括如下几个流程:

(1) 施工准备: 根据设计要求和地质条件, 设定施工工艺参数。并确定施工方案或施工组织设计。人员、设备、材料进场, 组织施工技术与安全交底。

(2) 场地平整: 根据现场情况, 将场地进行平整, 清除表面障碍物。如遇软土地基无法承受桩机设备, 应先将土层表面用碎石、宕渣铺垫, 以便施工设备就位及灵活移机。

(3) 定位放线: 根据设计图, 确定桩位轴线和桩位点, 用  $\phi 12$  钢筋插在桩位中心点上, 并撒上白灰做明显标记。桩位偏差小于  $\pm 2\text{mm}$ 。

(4) 成孔设备就位、成孔: 根据上述桩位点, 进行成孔设备就位。成孔设备就位后应调整平稳, 施工作业人员应从成孔设备正面与侧面两个相互垂直方向, 采用吊锥线或利用成孔设备平台用水平尺进行垂直检查, 及时调整成孔设备位置, 保证机具垂直, 并将对准桩位中心点。成孔开始时, 先慢后快, 同时检查成孔的偏差并及时纠正。在成孔过程中发现机具摇晃或难进时, 应放慢进尺, 防止桩孔偏斜、位移和机具损坏。成孔时作业人员应随时检查机具成孔时的垂直度, 发现偏斜及时进行调整, 以保证桩孔的垂直度。成孔深度应满足设计要求, 可利用在成孔设备立柱上施划尺寸标记或其它方法进行施工深度控制。对成孔时出土及时清理, 以保证场地道路通畅、平整。一般用钻机成孔, 自然造浆护壁, 在孔壁不易保持的情况下, 采用人工造浆护壁。在工程应用中采用膨润土加碱进行人工造浆护壁, 泥浆的比重控制在一定的范围内。

(5) 护筒埋设: 防止成孔、投石过程中孔口发生坍塌, 同时, 防止注浆过程中浆液流失。

(6) 下注浆管: 成孔后, 下注浆管。

(7) 投石洗孔: 钻孔完成后, 分两次进行洗孔。第一次洗孔在钻孔结束后, 投放骨料前进行。第二次洗孔在投放骨料过程中进行即边投放骨料边洗孔, 两次洗孔分别用不同的泥浆比重作为完成标准。在投放骨料的过程中, 为防止骨料碰撞孔壁引起塌孔, 设置专用投料导向器来引导骨料, 其作用是防止其它杂物落入钻孔中并使骨料垂直落入孔底。



(8) 压力注浆：水泥采用 425 号普通硅酸盐水泥，砂为细砂。浆液参数主要包括浆液的配合比，水灰比。水泥砂浆的水灰比控制在 0.5~0.6，并适当使用碱水剂、粉煤灰等外加剂。浆液参数由设计（施工前的室内试验）确定。浆固桩的注浆首先要使浆液充满于孔内骨料的空隙，以便固结成桩。其次一部分浆液向周围土体扩散，对桩周土体进行注浆加固，提高天然地基土的强度。可以以注浆量来控制注浆过程，并且采用边拔（管）边注浆的方法。

(9) 移机就位：一根桩施工完成后，转移钻机到下一桩位。桩机移机至下一桩位施工时，应根据轴线或周围桩的位置对需施工的桩位进行复核，保证桩位正确。

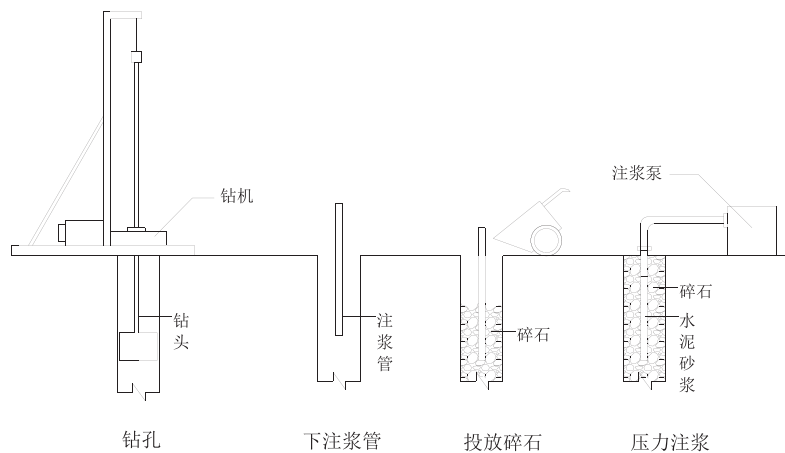


图 2 浆固散体材料桩现场施工工艺示意图

### 2.3 质量检测方法

浆固散体材料桩的质量检验标准应符合表 2 的规定。

#### (1) 成桩的质量检查

a) 浆固散体材料桩的成桩质量检查主要包括成孔、碎石投放及注浆等工序过程的质量检查，并填写相应的质量检查记录，应符合表 2 规定。

b) 浆固散体材料桩桩位、桩径、垂直度偏差应按表 2 的规定检查。

#### (2) 桩身质量检测

a) 施工过程中，现场开挖检查桩身质量，可在成桩 14 天后开挖暴露桩头，观察桩直径和成型情况（桩头开挖实物图如图 3 所示）。检查数量不应少于总数的 1%，且不少于 3 根。

b) 竣工后，采用低应变检测，对设计等级为甲级或地质条件复杂、成桩质量可靠性低的工程桩，抽检数量不得少于总数的 50%，其它情况下不得少于总数的 30%。

#### (3) 承载力检测

对设计等级为甲级或地质条件复杂、成桩质量可靠性低的工程桩，应采用复合地基和单桩静载荷试验方法进行检测。检测数量不得少于总数的 1%，且不得少于 3 根，当总桩数少于 50 根时，不得少于 2 根。

#### (4) 浆固散体材料桩工程的质量验收

a) 当桩顶设计标高与施工场地标高相近时, 基桩工程的验收应待成桩完毕后验收; 当桩顶设计标高低于施工场地标高时, 待开挖至设计标高后进行验收。

b) 浆固散体材料桩构成桩基子分部工程的一个分项工程, 其检验批原则上按相同机械、相同规格桩、轴线等来划分。检验批按主控项目和一般项目验收。

c) 桩基子分部工程验收应由总监理工程师(建设单位项目负责人)组织勘察、设计单位及施工单位的项目负责人、技术质量负责人进行验收。

d) 浆固散体材料桩桩基的分项、子分部工程质量验收, 均应在施工单位自检合格的基础上进行。施工单位自检合格后提出工程验收申请。验收应提供下列资料:

1) 工程地质勘测报告、桩基施工图、图纸会审及设计交底纪要、设计变更等; 2) 原材料的质量合格证和复检报告; 3) 桩位测量放线图, 包括工程桩位线复核签证单; 4) 混凝土试件试验报告; 5) 施工记录及隐蔽工程验收报告; 6) 监督抽检资料; 7) 桩体质量检测报告; 8) 复合地基和单桩承载力检测报告; 9) 基础开挖至设计标高的基桩竣工平面图; 10) 工程质量事故及事故调查处理资料。

e) 浆固散体材料桩分项工程质量验收合格应符合下列要求:

- 1) 各检验批工程质量验收合格;
- 2) 应有完整的质量验收文件;
- 3) 有关结构安全的检验及抽样检测结果应符合要求。

f) 验收工作应符合下列规定:

1) 检验批工程的质量验收应分别按主控项目和一般项目验收;

2) 浆固散体材料桩分项工程的验收, 应各检验批通过验收的基础上, 对必要的部分进行见证检验。

3) 主控项目必须符合验收标准规定, 发现问题应即处理直至符合要求, 一般项目应有 80%合格。



图3 浆固散体材料桩桩头开挖实物图

表2 浆固散体材料桩质量控制标准

项 目	序号	检查项目	允许偏差或允许值		检查方法
			单位	数值	
主 控 项 目	1	桩长	mm	+100	查施工记录或抽检
	2	碎石质量	粒径不得大于 50mm, 含泥量不大于 5%		每 400m <sup>3</sup> 进行筛分试验和含泥量试验
	3	注浆量	孔口翻浆比重达到要求并持续 30s		查施工记录或抽检
	4	范围、数量、布置形式和 施工工艺	满足设计要求		观察和丈量
	5	承载力	满足设计要求		载荷试验
一 般 项 目	1	桩位	mm	100	开挖后量桩中心
	2	垂直度	<1%		测成孔垂直度
	3	桩径	mm	-50	开挖后实测桩头直径
	4	桩顶标高	mm	+100, 0	需扣除桩顶浮浆层及劣质桩体
	5	拔管速度	m/min	0.5~0.3	根据注浆量, 查施工记录或抽检
	6	泥浆比重	1.05 左右		查施工记录或抽检
	7	注浆压力	MPa	0.3-0.7	查施工记录或抽检
	8	成孔至投放碎石时间	min	<30	查施工记录或抽检
	9	投石量	不小于孔内理论计算体积		查施工记录或抽检

### 3 工程应用

浆固散体材料桩作为一种新型的高等级公路桥头深厚软基处理方法, 目前已经在杭州-千岛湖高速、宁波绕城高速公路、甬台温铁路等软弱地基处理中推广应用, 获得了较好的技术经济效益和社会效益。

#### 3.1 实例 1: 杭千高速公路地基加固工程

2004年, 建设杭千(杭州至千岛湖)高速公路一期工程, 位于杭州市西南部袁浦至洋溪段, 路线全长 109.753km, 路基宽度 33.5m。该高速公路沿途软土层厚变化大, 具有含水率大、有机质含量高、抗剪强度低、高压缩等不良特性。试验段选在一合同段主线跨线桥南北两侧桥头: K2+784~K2+817、K2+859~K2+892。该地区为于软土地基, 软土层厚 35m, 设计填土高度为 4.5m。浆固散体材料桩试验段总加固区为 1408m, 主线 166m、匝道 1242m, 共 1408m 长的浆固散体材料桩加固段中设置了 13 个参数基本相同的加固区, 在各区中主要采用了如下设计参数: 桩径 500mm; 桩长 16.0~28.0m; 间距 3.5~4.0m; 钢筋砼盖板 1500mm×1500mm, 厚 200mm; 垫层 50cm 碎石加两层土工格栅。试验段路堤 2004 年 5 月 19 日开始填筑, 7 月 28 日填土施工结束, 历时 70 天,

填筑高度为 4.5m, 截至 2005 年 9 月初共进行了 16 个月的观测工作。

试验段观测主要包括注浆桩复合地基的土压力, 表面沉降, 侧向位移, 孔隙水压力等。结果验证了该复合地基技术的可行性, 满足设计要求。

### 3.2 实例 2: 宁波绕城高速公路地基加固工程

2006 年, 宁波建设绕城高速公路。该公路是浙江省公路网规划“两纵一横十八连三绕三通道”中的一绕, 其连接多个高速公路、保证宁波大外环交通通畅, 促进宁波郊区沿线多个工业园区的连接, 形成经济产业带, 具有重要作用。其中西段全长 43.135 公里, 路基宽度为 42.5m, 按双向八车道设计, 设计行车速度 120 公里/小时。该工程大部分路段穿越软土地区, 且沿线河网交错, 村庄密布, 结构物众多, 填土高度高。天然地基不能满足高速公路对承载力及工后沉降的要求, 所以必须对路基进行加固处理才能达到设计要求。试验场地位于宁波绕城高速公路西段桥头浆固散体材料桩复合地基处理段内 (K26+075~K26+131)。试验场地内采用正方形布桩, 间距 2.7m, 设计桩身混凝土强度等级为 C10, 桩径 0.6m。为了保证桩与土体共同承担荷载, 减少基础底面的应力集中问题, 并调整桩与桩间土之间竖向荷载及水平荷载的分担比例, 在桩顶设置 1.2m×1.2m 的盖板, 厚度为 0.3m, 盖板上铺设由 50cm 碎石夹两层土工格栅组成的褥垫层。

对浆固散体材料桩加固高等级公路软土路基的监测结果表明, 路基经浆固散体材料桩处理后, 路基总沉降量小, 稳定速度快, 能够减少路堤的施工工期, 避免了路基工后沉降过大引起的“桥头跳车”问题。

### 3.3 实例 3: 甬台温铁路台州站地基加固工程

甬台温城际铁路是我国同里至三亚铁沿海路大通道的干线, 设计时速 250km, 是我国在建的高速铁路组成部分。台州火车站是甬台温城际铁路重要枢纽, 工程东临椒江, 西依甬台温高速公路, 北面馒头山, 南迎 104 国道, 地势相对比较平坦, 原场地为一小学学校, 场地标高约为黄海标高+4.10 米左右, 该路段分布着大量软土地基, 多为较软的淤泥质亚黏土, 这类淤泥土含水量高, 压缩性大, 强度及承载力低, 性质较差。由于沿线分布大量的高压电线, 一般施工机械无法进场, 为保证工程正常进行, 经优化设计, 在深厚软基路段采用浆固散体材料桩处理, 加固路段为台州火车站 DK146+694.3~DK146+790.3、DK147+850.3~DK147+881.5 段, 设计桩长 40~43 米, 桩间距 2.4m, 工程总量为 50000 延米, 每延米综合单价为 170 元, 地基加固工程总投资为 850 万元。考虑路堤填土及路面结构施工 (土方 55 元/m<sup>3</sup>、80cm 厚结构层 360 元/m<sup>2</sup>), 该段工程总投资为 1292.7 万元。在桩顶设置 1.2m×1.2m 的盖板, 厚度为 0.3m, 盖板上铺设由 50cm 碎石夹两层土工格栅组成的褥垫层。

对浆固散体材料桩加固高等级公路软土路基的监测结果表明, 路基经浆固散体材料桩处理后, 路基总沉降量小, 稳定速度快, 能够减少路堤的施工工期, 并且避免了施工现场上空高压电线影响问题。

## 4 现场静载荷试验及长期沉降监测结果分析

以浆固散体材料桩处治甬台温城际铁路软基沉降为例，浆固散体材料桩与常规混凝土灌注桩静载荷试验荷载沉降关系曲线如图4所示；由图4可知，浆固散体材料桩由于浆液对桩周土体的加固作用，承载力比常规混凝土灌注桩要提高约40%。浆固散体材料桩单桩复合地基荷载沉降曲线如图5所示；由图5可知，浆固散体材料桩单桩复合地基荷载沉降规律与常规刚性桩复合地基荷载沉降规律曲线类似。由浆固散体材料桩复合地基处治软基后，路堤表面沉降过程线如图6所示；由图6可知，填筑施工完成后150天，路堤表面沉降基本趋于稳定，由此说明浆固散体材料桩复合地基处治效果良好。

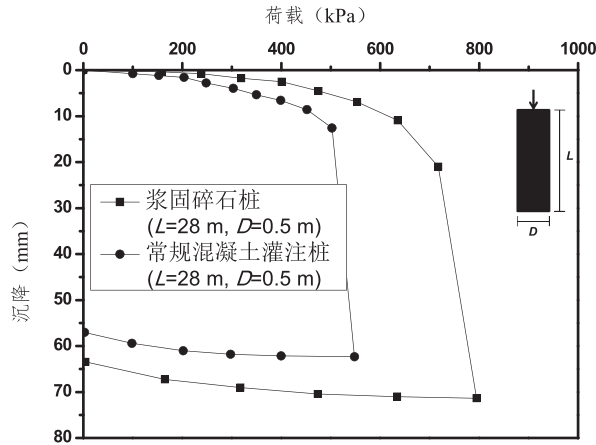


图4 浆固散体材料桩与常规混凝土灌注荷载沉降规律对比曲线

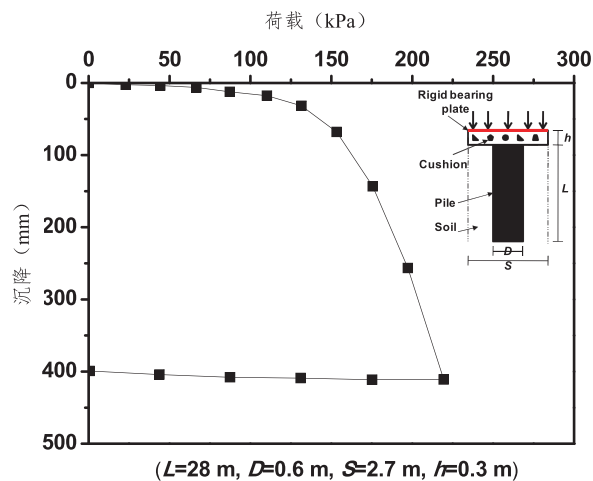


图5 浆固散体材料桩单桩复合地基荷载沉降关系曲线

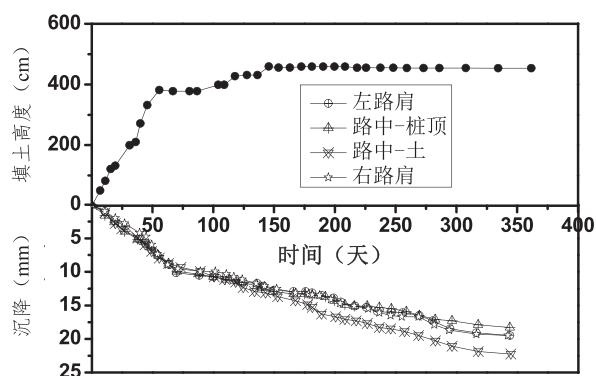


图6 浆固散体材料桩复合地基处治路堤表面沉降过程线

## 5 结 语

通过浆固散体材料桩及其复合地基技术的介绍及其在软基处理工程的应用,可以得到以下几点结论:

(1) 浆固散体材料桩及其复合地基是一种经济有效的新型桩基复合地基处理技术,施工便捷、承载力高,且技术先进、经济合理。

(2) 由现场试验与长期监测结果表明,浆固散体材料桩复合地基处理高速公路软土地基,可以安全、可靠且有效地控制路堤沉降,同时降低软基处理成本。

### 参考文献:

- [1] 龚晓南. 复合地基理论及工程应用(第二版) [M]. 北京:中国建筑工业出版社,2007.
- [2] POULOS H G. Design charts for piles supporting embankments on soft clay[J]. J. Geotech. Geoenviron. Eng., ASCE, 2007, 133(5): 493-501.
- [3] 刘汉龙. 岩土工程技术创新方法与实践[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(1): 34-58.
- [4] 刘汉龙,陈永辉,宋法宝. 一种桩土互动浆固散体材料桩复合地基施工工法,专利号: ZL200510038903.X.
- [5] 闻世强,陈育民,丁选明,左威龙. 路堤下浆固碎石桩复合地基现场试验研究[J]. 岩土力学,2010,31(5): 1559-1563.
- [6] 温世清,刘汉龙,陈育民. 浆固碎石桩单桩荷载传递特性研究[J]. 岩土力学, 2011,32(12): 3637-3641.

# Technical development and application of grouted bulk material pile used for soft ground treatment

LIU Han-long<sup>1, 2</sup>, KONG Gang-qiang<sup>1, 2</sup>, DING Xuan-ming<sup>1, 2</sup>

(1. Key Laboratory of New Technology for Construction of Cities in Mountain Area, Chongqing University, Chongqing 400045, China; 2. College of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing, 400450, China; 3. College of Civil and Transportation Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China)

**Abstract:** In order to treat soft ground under existing obstacles and complex surrounding environment conditions, grouted bulk material pile and its composite foundation new technique method were developed. The technique principles, construction progress, and QA/QC involved in this method are described. Based on the engineering practices, the economic effects and reliability were verified. The load-settlement curves of grouted stone column and its composite foundation were measured through field test. Based on long time monitor data, the treatment effect was discussed and analyzed. The results show that, grouted bulk material pile is one of cost-effective new pile, with convenient construction and high bearing capacity.

**Key words:** grouted bulk material pile; composite foundation; construction progress; field test; highway; soft ground



# SDDC 工法所成渣土桩复合地基的承载特性数值模拟分析

司建波<sup>1</sup>, 孙青娟<sup>2</sup>

(1.陕西隆岳地基基础有限公司, 西安, 710065; 2.西安建筑科技大学土木工程学院, 西安, 710055)

**摘要:** 依据我们联合应用 SDDC 工法与常规钢筋混凝土灌注桩基础在大厚度杂填土地地上建造 33 层高层的工程实践, 利用 ANSYS 有限元软件对 SDDC 工法所成渣土桩复合地基的承载力进行了数值计算分析。分析结果显示, 桩体、桩间土协调工作性较好, 渣土桩复合地基属于半刚性半柔性桩复合地基, 加固地基效果明显; 桩与桩间土的压缩模量对复合地基的承载特性影响较大; 桩长对提高渣土桩复合地基的承载力效果不明显, 应以实际工程地基处理目的为首要考虑因素, 为以后类似工程提供参考依据。

**关键词:** 渣土桩; 复合地基; 承载特性; ANSYS 有限元分析

## 1 引言

渣土桩复合地基是以土、砂、石、碎砖瓦、废混凝土块、工业废料及其混合物等无机固体材料为孔内填料, 通过各种夯击作用形成的复合地基。目前, 针对其渣土桩复合地基的研究多集中在工程应用中, 有关渣土桩复合地基承载特性的数值模拟分析很少。本文依据我们联合应用 SDDC 工法(孔内深层强夯法)与常规钢筋混凝土灌注桩基础, 在大厚度杂填土地地上建造 33 层高层的工程实践, 利用 ANSYS 有限元软件对 SDDC 工法所成渣土桩复合地基的承载特性在不同因素下的变化进行了数值分析。考虑的因素有 SDDC 工法所成渣土桩体的承载特性分析、桩间土承载特性分析、渣土桩与桩间土的弹性模量、桩土应力比、桩长, 细致分析了 SDDC 工法所成渣土桩复合地基的一般承载特性规律。

## 2 渣土桩复合地基有限元模型建立

在西安某小区, 我们联合应用 SDDC 工法与常规钢筋混凝土灌注桩基础, 在 17~23m 的大厚度杂填土地地上, 成功地建造了该小区 8 座 33 层的高层。在该工程实践过程中, SDDC 工法所成渣土桩复合地基的成孔直径为 1.2m, 成桩直径为 1.8m, 桩长为 12m, 桩身材料为渣土, 桩间土性质得到加强。模型参数主要来自室内土工试验及施工经验, 渣土桩与桩间土泊松比取自文献<sup>[7]</sup>, 具体参数如表 1 所示。

SDDC 工法所成渣土桩复合地基在竖向荷载作用下, 可以将其看作是受轴对称荷载作



用。因此在进行有限元计算过程中,可以把渣土桩复合地基承受竖向荷载的空间问题简化为平面问题。对模型进行对称处理,即取单桩复合地基的一半来进行数值模拟。单元类型采用 Plane42,在实际情况中,桩与桩间土一定范围内承受的上部荷载较大,故在桩身和一定范围内桩间土网格加密,即沿着 X 轴正方向以 2.5 的比率进行网格划分,以求得精确解。

表 1 渣土桩复合地基模拟计算参数的确定

材料种类	压缩模量 $E_s/\text{MPa}$	泊松比 $\mu$	粘聚力 $C/\text{kPa}$	内摩擦角 $\varphi/^\circ$
桩体	240	0.27		
载荷板	20000	0.15		
垫层	50	0.25	0	38
桩间土	40	0.35	32	23.2

根据 ANSYS 有限元软件提供的接触单元,在桩土之间采用平面接触单元 target169 和 contact170,以有效模拟桩与土之间的相对滑动。进行接触分析时,需要确定桩土之间的摩擦系数,基于孔内深层强夯法的加固机理,桩与土之间存在“咬合”效应,分界并不明显,故摩擦系数较大,本文摩擦系数取为 0.5。计算时,假定桩与垫层之间无相对滑动,采用耦合连接;桩与土之间设置接触单元,以有效模拟两者之间的相对滑动。

在进行数值模拟之前,需采用一定的假设条件,主要包括:土体为各向同性;渣土桩为弹性材料,桩间土为弹塑性材料;不考虑应力历史的影响,以及成桩过程中引起的土体位移及土体初始应力。

参考文献<sup>[6]</sup>并根据不断试算,令计算模型尺寸在水平方向取 1 倍桩长、竖直方向取 2 倍桩长。边界条件:模型侧边无水平位移,底部完全固定,表面为自由面。渣土桩复合地基有限元模型及网格划分见图 1。

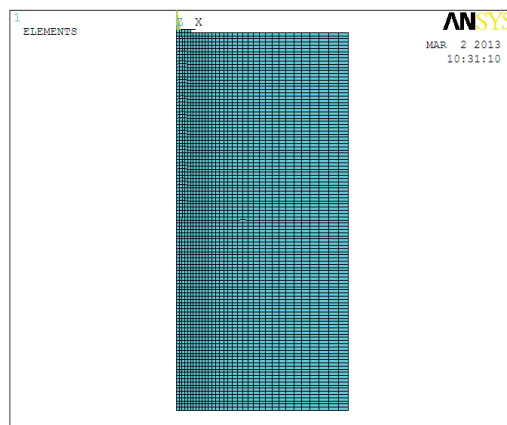


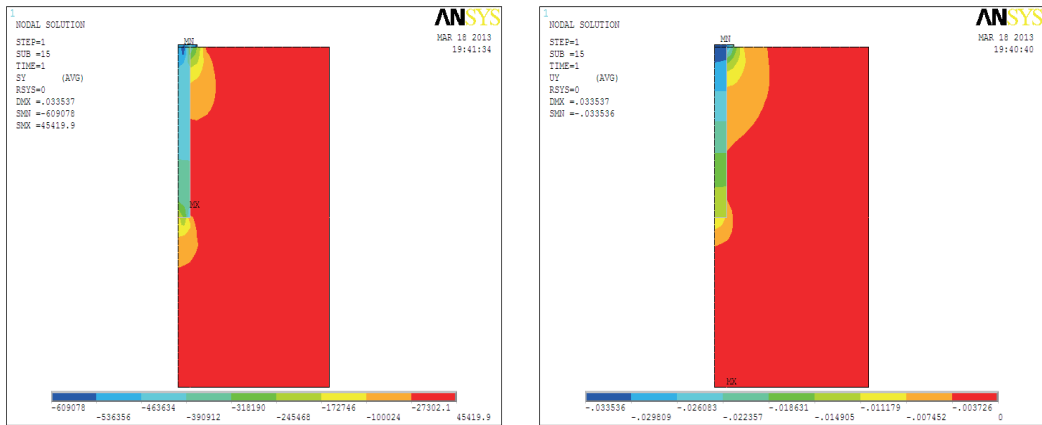
图 1 渣土桩复合地基的单元划分

### 3 SDDC 工法所成渣土桩复合地基承载特性分析

复合地基的承载特性在于桩与桩间土共同作用, 承担上部荷载, 研究其加固及承载机理, 本文从复合地基、渣土单桩本身、桩间土三个角度分别进行分析。

#### 3.1 SDDC 复合地基的承载特性分析

##### (1) SDDC 复合地基应力变形云图分析



(a) 竖向应力云图

(b) 竖向变形云图

图2 500kPa 复合地基数值模拟结果

从图2(a)应力云图结果可以看出, 在上部结构作用下, 渣土桩竖向压应力作用明显, 且应力水平很大, 并且可以明显看出在桩端和桩顶发生了应力集中现象。桩端的应力水平为172.7kPa, 占上部荷载的35.4%, 数据分析显示渣土桩复合地基中桩侧阻力发挥主要优势(占上部荷载的64.6%)。

从图2(b)竖向位移云图可得, 桩与桩周土体均发生了不同程度的沉降, 载荷板下土体竖向位移为18.6mm, 载荷板周围土体位移平均值为9.3mm, 载荷板下土体压缩变形显著。整个复合地基沉降自上而下逐渐减小, 呈现成层状态, 且很明显地看出载荷板下加固的复合地基桩和桩间土基本上是整体下移的, 说明桩和桩间土发挥了很好的协同工作。

##### (2) SDDC 复合地基荷载沉降曲线分析

图3为数值模拟的复合地基荷载沉降曲线, 从该曲线上可以看出, 渣土桩复合地基在承受800kPa范围内的荷载时, 均匀变化,  $p-s$  曲线为平缓的光滑曲线, 由文献<sup>[7]</sup>可知, 对于土、砂、石、渣土桩、工业废料等复合地基, 可取  $s/b$  或  $s/d=0.015$  时所对应的荷载为单桩复合地基的承载力特征值。所以, 此种情况下复合地基承载力为380kPa。

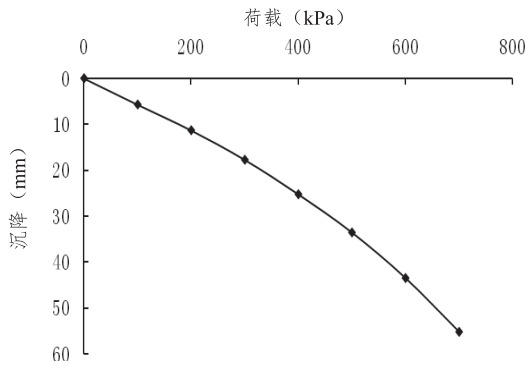


图3 渣土桩复合地基的荷载—沉降曲线

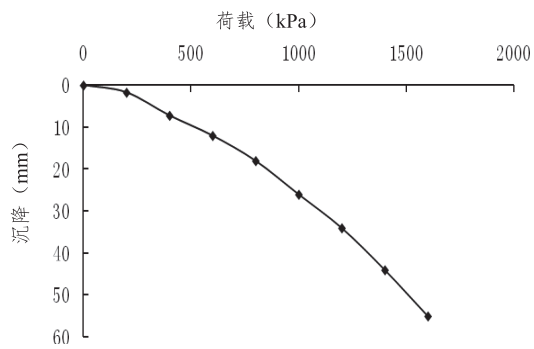


图4 渣土桩荷载—沉降曲线

### 3.2 SDDC 工法所成渣土桩体的承载特性分析

#### (1) SDDC 工法所成渣土桩体的荷载沉降曲线

关于渣土桩复合地基承载力计算存在争议，有些文献按散体桩进行计算，有些按粘结性材料桩进行计算。针对本文模型，即桩长为 12m，夯扩直径为 1.8m 的渣土桩按 Brauns 散体桩计算式可得，单桩的极限承载力为 695kPa，而采用粘结材料桩体计算可得单桩极限承载力为 1380kPa，图 4 为数值模拟的渣土桩的  $p-s$  曲线，从曲线上可以看出，渣土单桩的极限承载力为 1400kPa，要远远地大于散体桩的极限承载力，而数值模拟的结果与粘结性材料桩相比，差异较小。这表明渣土桩属于粘结性材料桩，并且侧摩阻力较大，属于摩擦型桩。

#### (2) 桩身轴力传递曲线

如图 5 所示，在不同荷载作用下，渣土桩桩顶与桩端应力相差较大，随着桩深度的不断增加，因桩侧摩阻力及桩身材料阻力的存在，使得桩身应力逐渐减小，并且随着荷载增大，桩身应力也不断增大。不过，桩顶荷载增量为 200kPa，桩端荷载增量为 28kPa，由此可知，桩顶荷载增量要远远的大于桩端荷载增量。这是因为随着荷载的增加，桩侧摩阻力增大的程度要远大于桩端阻力，桩端阻力基本上呈现出一个稳定值。

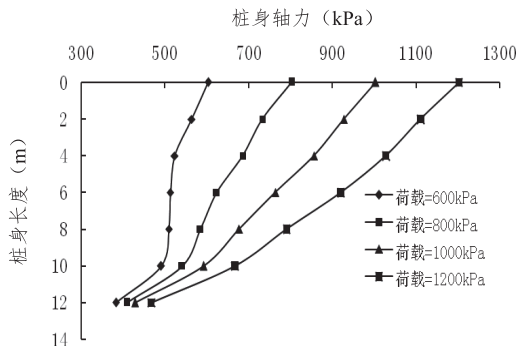


图5 桩身轴力分布曲线

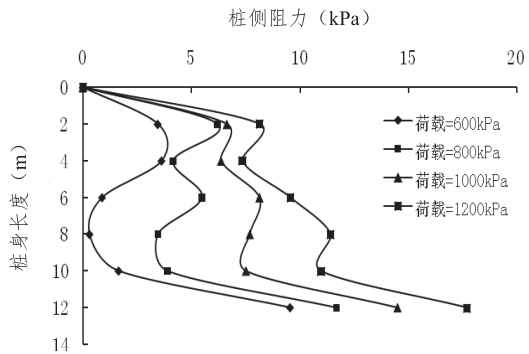


图6 桩侧阻力分布曲线

#### (3) 桩侧阻力分析

从图6渣土桩侧阻力的分布曲线可得,随着桩上部荷载的增大,桩侧阻力沿桩身长度的发挥存在一定的规律性,从桩侧阻力沿桩身的分布曲线可以看出,桩侧阻力的发挥大致分为三个阶段,第一阶段,在桩身的上部,该桩段的侧摩阻力沿深度是线性增加的,并随着桩顶荷载的增加,桩侧阻力也是逐渐增大的,但当上部荷载增大到一定程度时,桩侧阻力有减小的趋势。第二阶段,在桩长的为2~8m的时候,桩侧阻力达到峰值以后,开始逐渐减小,并且随荷载的增加而增大。第三阶段,在桩端位置,桩侧阻力有突然增大的趋势,即桩端存在桩侧阻力强化效应,即桩侧阻力显著增大。由于渣土桩材料的多样性,导致桩侧阻力分布规律有较大差异,但其总体发展趋势是随着荷载的增大,侧摩阻力也逐渐增大。

综上,图4、5、6分别给出了渣土桩荷载—沉降曲线、桩身轴力传递曲线和桩侧阻力的分布曲线,通过理论计算和数值模拟对比,并通过桩身的荷载传递规律,可以得到,渣土桩复合地基是符合粘结性摩擦材料桩承载及加固机理的,故渣土桩属于粘结性摩擦材料桩。

### 3.3 桩间土承载特性分析

图7为不同埋深处桩间土应力与荷载的关系曲线,由此可得相同埋深处的桩间土应力是随荷载的增加而增大的,不同埋深处的桩间土应力是差别很大的,随着埋深的增加,桩间土的应力水平降低,尤其在桩端处附近的桩间土应力很低,在50kPa左右。

图8为不同埋深处桩间土变形与荷载的关系曲线,可得桩间土沉降随荷载的增大而增加。其应力曲线和变形曲线均呈现出缓变形,这说明桩间土承担上部荷载时工作性能较好。并且从桩间土的荷载沉降曲线中可以得到经过孔内深层强夯法处理桩间土承载力达到250kPa作用,这表明孔内深层强夯法对桩间土的挤密加固效果显著。

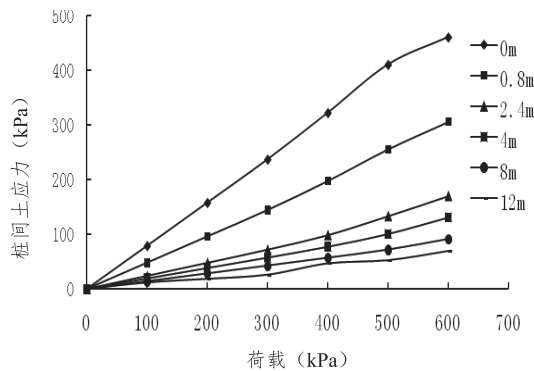


图7 荷载~桩间土应力关系曲线

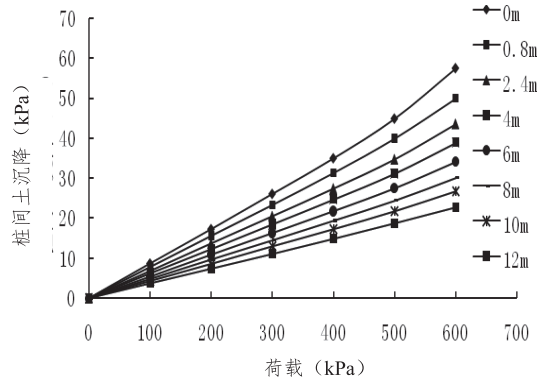
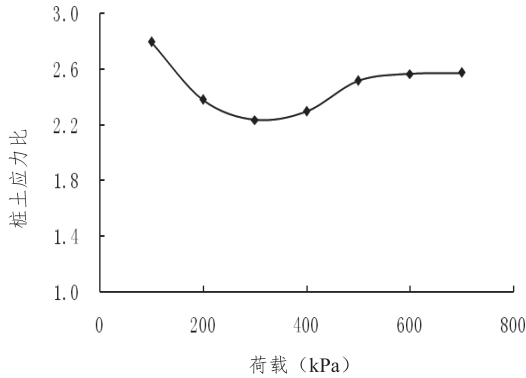
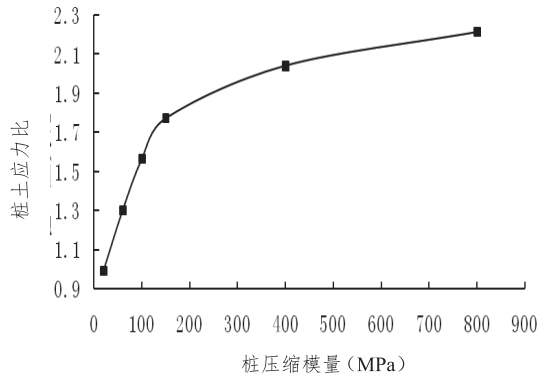


图8 荷载~桩间土沉降关系曲线

### 3.4 桩土应力比分析

图9为桩土应力比随荷载的变化曲线,由图可知,渣土桩复合地基的桩土应力比随荷载的变化,其值变化不大。从图上可知,桩土应力比在2.3~3之间变化,幅度不大,符合散体桩复合地基的性质<sup>[3]</sup>。对渣土桩复合地基而言,出现这种情况的主要原因是渣土桩的刚度不是很大,属于粘结性材料桩中的半刚性半柔性桩。

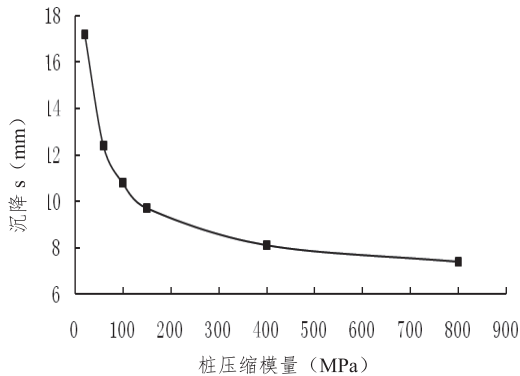
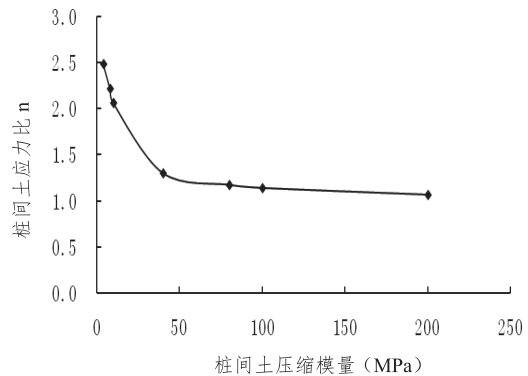
图9 桩土应力比  $n$  与荷载水平关系曲线图10  $E_p \sim n$  关系曲线

## 4 SDDC 工法所成渣土桩复合地基影响因素分析

### 4.1 桩压缩模量对复合地基承载性状的影响

桩压缩模量对复合地基沉降的影响较大,从图 10 桩的压缩模量与桩土应力比上可以看出,开始时桩的模量与桩间土的压缩模量相当时,桩土应力比从 1 开始,说明两者承担的荷载相同,但随着桩压缩模量的增大,桩土应力比逐渐趋于定值,数值为 2.5 左右。

由图 11 可知随着桩体的压缩模量的增大,复合地基的沉降减小。开始时沉降减小的幅度较大,当桩体压缩模量达到一定 800MPa 时,其沉降趋于稳定。这表明通过增大渣土桩的压缩模量,可以使复合地基的承载性能和地基加固效果增强。

图11  $E_p \sim s$  沉降关系曲线图12  $E_s \sim n$  关系曲线

### 4.2 桩间土压缩模量对复合地基承载性状的影响

从图 12 桩土应力比的关系曲线上,可以看出渣土桩复合地基的桩土应力比随着桩间土压缩模量的增大,是逐渐减小的,也就是说随着桩间土压缩模量的增大,桩间土分担的上部荷载越大。

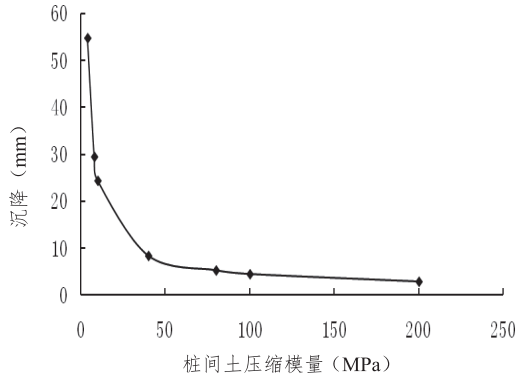


图 13 Es 沉降关系曲线

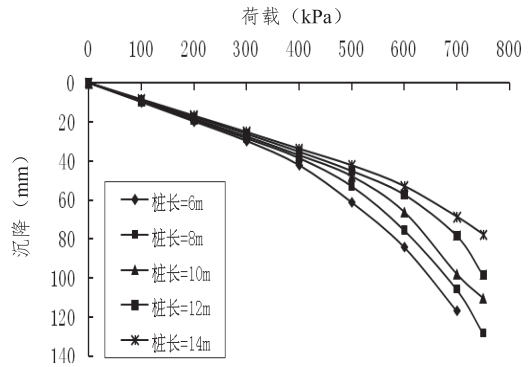


图 14 不同桩长的荷载沉降曲线

从图 13 渣土桩复合地基的沉降曲线可以看出，随着桩间土压缩模量的增大，整个复合地基的沉降逐渐减小，主要是因为桩间土的压缩模量越接近于桩，桩与土的协同工作越能够发挥作用。

综上，通过对比桩体与桩间土压缩模量对渣土桩复合地基的影响，得到桩与桩间土的压缩模量对其复合地基影响较大，从桩土应力比的角度出发，两者之间的关系是此消彼长、相辅相成的；从降低复合地基的沉降而言，增大土体的压缩模量能够有效地降低复合地基的沉降。由此可以分析出，采用孔内深层强夯法形成的渣土桩复合地基，由于较好的动力冲击效应，能够有效地提高渣土桩与桩间土的压缩模量，满足承载力与沉降的要求。

#### 4.3 桩长对复合地基承载特性的影响

理论上讲，对于渣土桩复合地基而言，渣土桩的桩长越大，则复合地基的承载力就会越高；但其工程造价和施工难度也相应增加，本节从渣土桩复合地基承载力的角度出发，建立了不同桩长下的渣土桩复合地基模型，拟取得一个技术经济最优的渣土桩桩长。

图 14 为不同桩长的渣土桩对其复合地基承载力和变形的影响曲线，以此可得随着桩长的增加，渣土桩复合地基承载力是增大的，但增大的幅度不大。取沉降 30mm 对应的荷载作为渣土桩复合地基的承载力，桩长为 6m 的渣土桩复合地基的承载力为 300kPa，桩长为 10m 的渣土桩复合地基承载力为 340kPa，桩长为 12m 的渣土桩复合地基承载力为 380kPa，承载力增大的幅度较小。所以，在实际工程中，确定桩长应以地基处理的目的为主，如消除湿陷性，渣土桩就应当穿透湿陷性土层等。利用桩长来提高渣土桩复合地基的承载力效果不是很明显。

## 5 结论

本章利用 ANSYS 建立了有限元模型，通过模型和理论进行对比分析了 SDDC 工法所成渣土桩复合地基的承载及加固机理，并研究了桩与桩间土的压缩模量对渣土桩复合地基特性的影响。利用复合地基的概念及理论对渣土单桩进行了归类分析，本文认为渣土桩属于半刚性半柔性桩，与散体桩相差较大。具体内容如下：



(1) 通过数值模拟得到了 SDDC 工法所成渣土桩单桩复合地基的荷载沉降曲线, 该曲线呈缓变型, 说明桩土有较好的协调工作性, 并且从该荷载曲线中得到了此复合地基的承载力特征为 380kPa, 承载力较高, 表明采用渣土桩复合地基进行软弱地基处理时, 能够较好的加固地基。

(2) 利用 Brauns 散体桩计算公式、粘结性材料桩复合地基的计算公式, 分别计算了 SDDC 工法所成渣土桩的单桩极限承载力, 并建立了数值模型, 通过三者的对比分析, 渣土桩与散体材料桩差别较大, 与粘结性材料基本相当, 并分析了桩身轴力和桩侧阻力的分布曲线以及桩土应力比随荷载的变化, 由此得到渣土桩复合地基为粘结性材料桩; 又对渣土桩复合地基的桩土应力比进行了分析, 得出随着荷载的增大, 桩土应力比变化较小, 在 2.3~5 之间, 从而得到渣土桩属于半刚性板半柔性桩。

(3) SDDC 工法所成渣土桩复合地基桩与桩间土共同承担上部荷载, 具有良好的协调变形性, 桩间土在孔内强夯作用下, 挤密效果较好, 从桩间土的荷载沉降曲线上可以得知, 经过 SDDC 工法加固处理的桩间土, 其承载力达到 250kPa 左右, 这表明桩间土的密实度要显然优于一般天然地基。

(4) 在 SDDC 工法所成渣土桩复合地基中桩与桩间土的压缩模量对其复合地基承载特性影响较大。利用 ANSYS 软件中的参数设置, 不断改变桩与桩间土的压缩模量, 得到了桩与桩间土压缩模量对渣土桩复合地基沉降及桩土应力比的影响曲线, 随着桩土压缩模量的增大, 复合地基的沉降是逐渐减小的, 开始减小的幅度较大, 最后趋于稳定, 这表明, 渣土桩复合地基通过孔内深层强夯的加固效应有效地提高了复合地基的压缩模量, 使得复合地基的沉降减小。

(4) 研究了不同桩长的 SDDC 工法所成渣土桩复合地基的承载力及变形性质, 从而得到: 在实际工程中, 利用渣土桩复合地基进行加固地基时, 桩长的确定应以地基处理的目的为首要条件, 通过大幅度改变桩长来提高渣土桩复合地基的承载力效果不是很明显。

#### 参考文献:

- [1] 龚晓南. 复合地基理论及工程应用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2007.
- [2] JGJ79-2002. 建筑地基处理技术规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- [3] 徐至钧, 司炳文. 地基处理新技术-孔内深层强夯[M]. 中国建筑工业出版社, 2011.
- [4] CECS197-2006. 孔内深层强夯法技术规程[S]. 北京: 北京计划出版社, 2006.
- [5] 谭峰屹等. 柔性桩复合地基承载力数值计算[J]. 岩土力学, 2011, 32(1): 288-292.
- [6] 张振栓, 王占雷等. 夯实水泥土桩复合地基技术新进展[M]. 中国建材工业出版社, 2007.
- [7] 中国工程建设标准化协会标准. 孔内深层强夯法技术规程[S]. 中国计划出版社, 2006.
- [8] 蒋鹏杰, 郭志勇. 渣土桩处理软弱地基应用研究[N]. 土工基础, 2000, 14(2): 24-26, 35.

# The Analysis on Bearing Characteristic of Residue Pile Composite Foundation Formed by SDDC Method

Jianbo Si<sup>1</sup>, Qingjuan Sun<sup>2</sup>

(1.Shaanxi Longyue Foundation Co.,Ltd, Xi'an, Shaanxi, 710065; 2.School of Civil Engineering, Xi'an University of Architecture and Technology, Xi'an, Shaanxi, 710055)

**Abstract:** The bearing characteristic of the residue pile composite foundation formed by SDDC method is analyzed by ANSYS finite element method, on the basis of the engineering practice of building the 33 floors high building by the SDDC method and the bored pile in the big thickness. The analysis results show that the SDDC pile composite foundation belongs to half rigid and flexible pile composite foundation, and the effect of consolidating foundation is obvious. The SDDC pile and the soil around the piles have a good coordination performance. The compression parameters of pile and soil have great impact on the composite foundation load-bearing characteristics, while the length effect is not obvious. These results will provide reference to the similar projects in the future.

**Keyword:** SDDC method; residue pile; composite foundation; bearing characteristic.



# 真空预压加固地基时抽真空作用强度对 加固效果的影响分析

张文秀

(大地工程开发集团有限公司, 北京, 100102)

**摘要:** 真空预压法处理地基是近年来越来越受到工程界重视且运用越来越广泛的一种地基加固技术。本文通过现场试验研究, 探讨了抽真空作用强度对真空预压加固地基效果的影响, 得到了一些有利于工程实际运用的结论。

**关键词:** 真空预压; 地基处理; 真空度

## 1 引言

真空预压法处理地基是近年来越来越受到工程界重视且运用越来越广泛的一种地基加固技术。该技术实施时, 先在被加固地基表面铺垫 50cm 左右厚的砂垫层, 作为水平排水体, 再在土体中打入袋装砂井或塑料排水板, 作为竖直排水体。将不透气的薄膜铺设在需要加固的软土地基表面的砂垫层上, 薄膜四周埋入土中, 借埋设于砂垫层中的管道, 将薄膜下土体间的空气抽出, 使其形成相对负压, 由于砂井渗透性较大, 该负压能够传递到砂井或塑料排水板中, 从而在砂井或塑料排水板和周围土体之间形成孔压差, 使土体中的孔隙水流入砂井或塑料排水板中并被排出, 以达到固结。

本文在现场试验研究基础上, 对抽真空作用强度对加固效果的影响进行了分析, 为进一步完善真空预压这一地基处理技术提供有用的现场试验数据。

## 2 工程概况

试验段为浙江台州市某一级公路某大桥桥头段, 该段加固区长 65m, 两端宽分别为 58m 和 30m, 总面积约 3365.6m<sup>2</sup>。该区段地质剖面图如图 1 所示, 其地基土主要物理力学性质指标如表 1 所示。

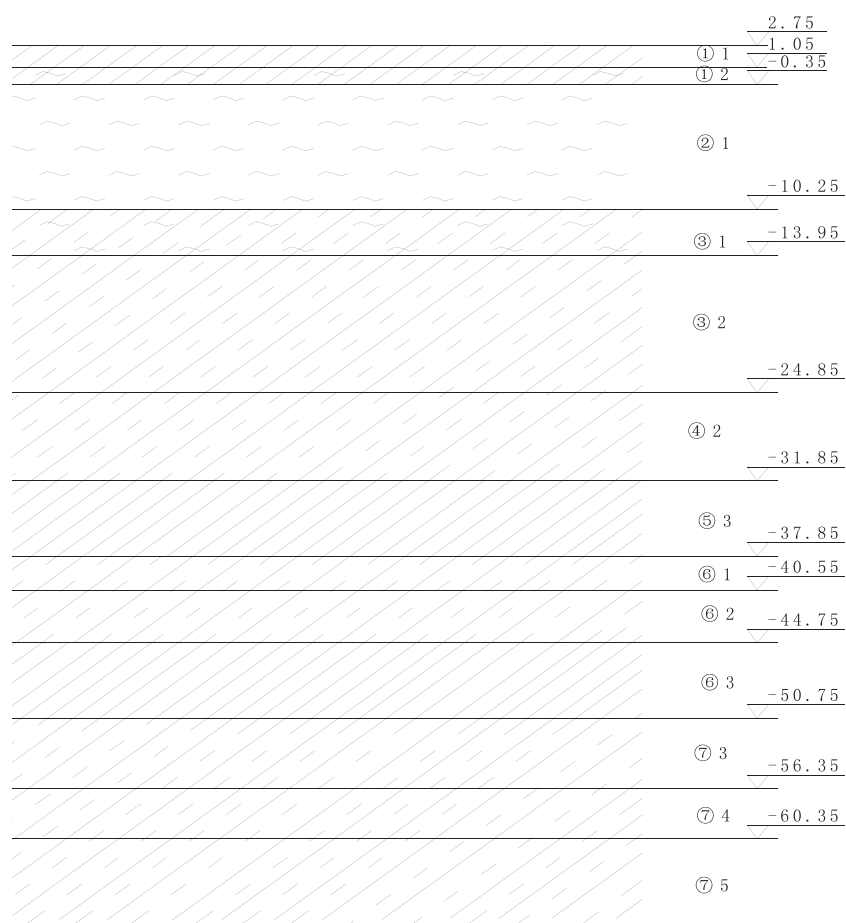


图1 试验段地质剖面图

试验中塑排板采用 SPB-IB 型（厚 4.5mm，宽 100mm），塑排打设深度为 21m，间距 1.2m，平面呈梅花型分布。铺设厚 50cm 的砂垫层，滤管和主管的管材选用 PVC 管，主管不小于 80cm，滤管不小于 50cm；一般要求能承受 400kPa 的压力。联接应采用软胶管，以适应真空预压的差异沉降，联接处应注意密封性能。滤管的间距为 6m，主管的间距为 15m。膜下真空度的要求不低于 85kPa，真空加固面积约为 3600 平方米，按 800m<sup>2</sup>/台布置真空泵，共布置 6 台，其中 2 台备用。铺设两层 PVC 土工膜，每层厚度为 0.14mm。膜上覆水 70cm，真空预压一个月后，放干膜上覆水，保持抽真空状态，进行路基填筑。

表1 地基土物理力学性质指标统计成果表

土样编号	土样名称	含水量 $w_0/\%$	比重 $G_s$	密度 $\rho$ $/g/cm^3$	天然孔隙比 $e_0$	饱和度 $s_r$	液限 $w_L/\%$	塑限 $w_p/\%$	塑性指数 $I_p$	液性指数 $I_L$	压缩系数 $a_{1-2}/MPa^{-1}$
① <sub>1</sub>	粘土、亚粘土	31.4	2.75	1.90	0.901	96	43.1	24.3	18.7	0.39	0.43
① <sub>2</sub>	淤泥质粘土	44.7	2.75	1.76	1.258	98	43.7	24.7	19.0	1.10	0.95
② <sub>1</sub>	淤泥	59.3	2.76	1.65	1.664	98	46.9	26.1	20.8	1.58	1.79
③ <sup>1</sup> <sub>1</sub>	粘土、亚粘土	31.4	2.74	1.93	0.864	99	40.8	23.3	17.5	0.58	0.33
③ <sub>2</sub>	淤泥质粘土、粘土	35.9	2.73	1.86	1.006	98	36.7	21.0	15.6	0.95	0.53
④ <sub>2</sub>	亚粘土、淤积粘土	36.1	2.73	1.86	1.005	98	37.5	21.6	16.0	0.92	0.50
⑤ <sub>3</sub>	亚粘土、粘土	36.1	2.74	1.86	0.999	99	39.0	22.4	16.6	0.85	0.46
⑤ <sup>1</sup> <sub>4</sub>	亚粘土	30.6	2.72	1.90	0.865	96	33.3	19.9	13.8	0.81	0.36
⑥ <sub>1</sub>	粘土	30.0	2.75	1.95	0.837	98	43.3	24.4	18.9	0.29	0.31
⑥ <sub>2</sub>	亚粘土、粘土	29.8	2.73	1.93	0.841	97	36.4	21.1	15.3	0.57	0.29
⑥ <sub>3</sub>	粘土	37.7	2.74	1.84	1.048	98	42.1	23.6	18.4	0.76	0.42
⑦ <sub>3</sub>	亚粘土、粘土	34.2	2.74	1.88	0.957	98	39.3	22.6	16.8	0.71	0.36
⑦ <sub>4</sub>	亚粘土、粘土	30.6	2.73	1.92	0.859	97	38.0	21.7	16.3	0.58	0.30
⑦ <sub>5</sub>	亚粘土、粘土	31.9	2.73	1.91	0.892	98	37.4	21.6	15.8	0.68	0.31
⑧ <sub>1</sub>	亚粘土	24.7	2.72	1.99	0.701	96	28.4	17.4	11.1	0.72	0.19
⑧ <sub>3</sub>	含粘性土圆砾										

### 3 现场试验结果分析

在现场试验段真空预压加固地基施工期间, 如表 2 所示, 有计划地将开泵量逐渐从 2 台增加到 5 台。

表2 现场试验段真空预压处理软基工程实际开泵量情况

时间(月.日)	03.1.24~2.8	03.2.9~2.14	03.2.15~2.18	03.2.19~2.25	03.2.26~
开泵量(台)	2	3	4	5	2

图 3 表示了平均膜下真空度随抽真空时间变化的情况。在保持开泵量为 2 台且膜下真空度稳定的日子里, 膜下真空度平均值为 87.1kPa, 增加开泵量的 16 天内, 膜下真空度平均值为 91.2kPa (注: 在射流泵增加到 5 台时, 真空密封膜出现破损现象, 导致膜下真空度有所下降, 不然增加开泵量的 16 天内平均膜下真空度会更高)。可以说, 增加开泵量将在一定程度上增加膜下真空度, 从而提高真空预压加固地基的效果。

图 4 表示了场地平均沉降速率随抽真空时间变化情况, 从图中可以看出, 在每次增加开泵量的时候, 场地表面沉降速率都会出现一定程度的相对增加, 而减少开泵量, 场地表面沉降速率相对降低, 这也说明, 增加开泵量可以提高真空预压加固地基的效果。

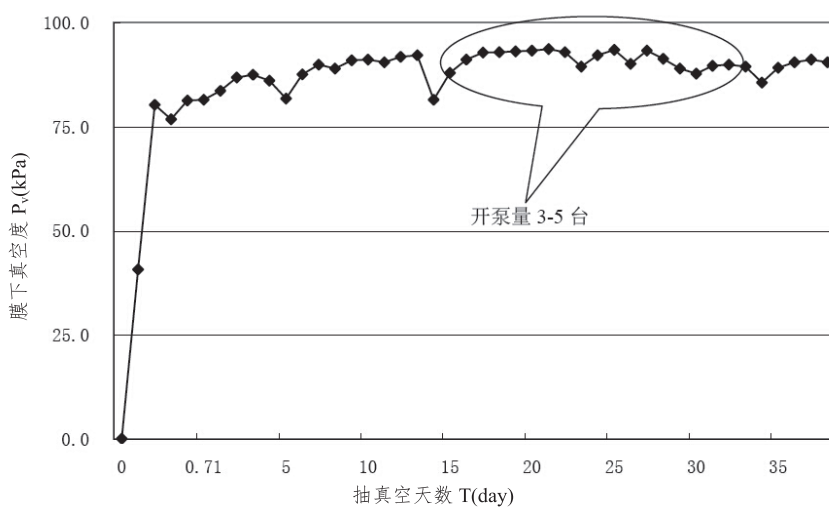


图3 平均膜下真空度随抽真空时间变化

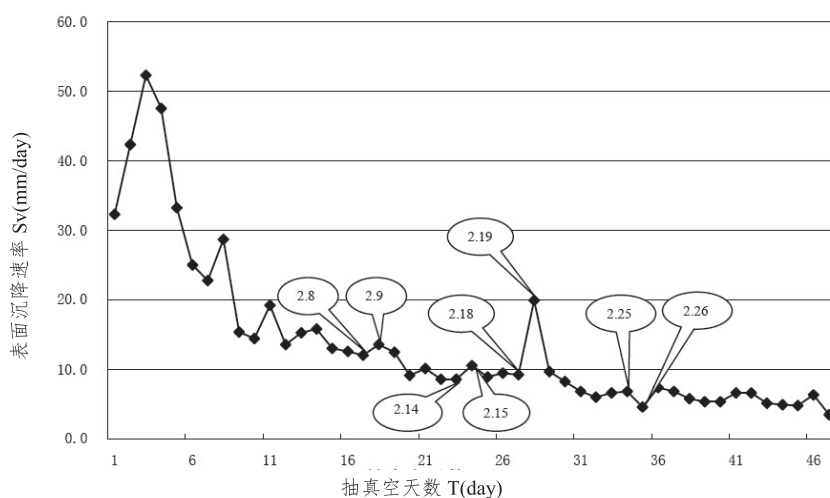


图4 场地平均沉降速率随抽真空时间变化

## 4 结论

研究分析抽真空作用强度对真空预压效果影响，对真空预压加固地基设计有以下启示意义：

(1) 按加固土体体积来确定射流泵数量

真空预压加固地基设计中一般按真空预压面积来确定射流泵的数量，从能量角度看，真空预压加固地基时射流泵的配置应该由加固地基土的体积来确定。

$$n = \frac{V}{\mu} \tag{1}$$

式中,  $V$ —真空预压加固土体体积,  $V = F \times H$ ;  $F$ —真空预压加固区面积;  $H$ —竖向排水体打设深度;  $n$ —射流泵台数;  $\mu$ —单台射流泵加固土体体积, 可根据工程实践逐渐总结。

### (2) 根据工程需要动态设计开泵量

真空预压加固地基过程中, 开泵量对加固效果具有实质性影响, 因此可以根据工程需要在预压的不同阶段设计不同开泵量, 以此来调节真空预压加固地基过程。举例来说, 在软土地基上修建高速公路, 往往采用真空联合堆载方法进行地基处理: 抽真空作用可以一次性施加, 而堆载则利用路堤本身重量。在地基处理过程中, 要求抽真空作用施加后, 能尽快填筑路堤, 以尽早利用路堤荷载的预压作用, 并节约工期。对此可以通过调节开泵量的方法来优化设计, 具体思路如下: 路堤可以填筑必须使地基强度达到稳定要求, 假设常规的开泵量达到路堤填筑要求所需要的时间为  $T_1$ , 如果一开始采用较多的开泵量, 这样达到路堤填筑要求的时间就可以缩短到  $T_2$ , 实现尽可能早地开始堆载。在堆载完成后, 可在保持膜下真空度的情况下, 酌情减少射流泵数量, 协调预压的工程效果和经济性。由上所述, 在预压过程中根据需要使用不同的开泵量, 可以最大限度的利用真空预压加固地基抽真空作用可一次性施加的优点, 提高该工法的综合效益。

当然, 增加开泵量虽然能够增加真空预压加固地基的效果, 但是随着射流泵的增加, 其有效利用率是逐渐递减的, 并且会较大幅度地增加工程造价。最优的开泵量设计应该是通过合理的使用抽真空能量, 在满足工程质量要求的前提下, 达到最优的综合效益。

### (3) 停泵标准的改进

真空预压加固地基, 预压是否可以结束由以下三个标准控制: 固结度标准、总沉降量标准和沉降速率标准。一些工程实践表明, 真空预压到一定时候, 按计算得到的总沉降控制标准和按沉降定义固结度标准达到以后, 沉降速率却仍然较大, 难以达到停泵的设计要求。这是由于真空预压加固地基总沉降计算不准确等因素引起, 此时为早日停泵, 施工单位往往会通过减少开泵量的方式使地基沉降速率满足停泵要求。这将影响真空预压加固地基效果, 增加工后沉降量。因此, 真空预压加固地基施工停泵控制标准中沉降速率标准应是在确定开泵量下的地基沉降速率, 以避免预压后期人为减泵对地基加固效果的影响。

## 参考文献:

- [1] 中交第一航务工程勘察设计院天津海陆岩土工程有限公司. 椒江污水处理厂真空预压地基处理监测及效果检验报告, 2001.
- [2] 周春儿, 黄腾. 广东省西部沿海高速公路三标软基真空预压试验. 广东公路交通, 2000, 1: 38-43.
- [3] 周雷靖. 真空联合堆载预压法处理吹填淤泥地基的设计与施工. 人民长江, 2001, 5: 32-37.

# 基坑监测中混凝土支撑轴力监测结果 分析与判断

吴连祥<sup>1</sup>, 樊永平<sup>2</sup>

(1. 启东市建筑设计院有限公司, 启东, 226200; 2. 启东市政府工程代建中心, 启东, 226200)

**摘要:** 混凝土支撑轴力是基坑监测中的重要内容, 文中结合工程实例, 对混凝土支撑轴力的监测结果进行分析, 剔除混凝土收缩、徐变对支撑实测轴力的影响, 综合判断支护结构的工作状态, 供今后类似工程参考。

**关键词:** 混凝土支撑轴力; 监测; 收缩; 徐变; 分析

## 1 引言

为了保证支护结构及周边环境的安全, 在基坑开挖与支护结构使用期间, 必须对基坑进行安全监测。主要监测内容包括: 支护结构的水平位移及沉降; 基坑开挖影响范围内建筑物、构筑物、地面的沉降; 支护结构深部水平位移。

对内支撑支护结构还必须对支撑轴力进行监测, 以便根据支撑轴力的变化来判断支护结构的稳定性。但在实际工程中, 按常规监测方法, 监测得到的钢筋混凝土支撑轴力普遍偏大, 甚至达设计值的 2~3 倍, 这样的数据往往给设计、施工带来困惑, 因此必须对支撑的工作状态进行分析与判断, 贸然加固, 将造成不必要的浪费。结合启东市人民医院病房楼基坑支护工程, 对钢筋混凝土支撑轴力的监测结果进行分析, 定性剔除混凝土收缩、徐变对支撑实测轴力的影响, 综合判断支护结构的工作状态, 为今后类似工程的设计、施工提供参考。

## 2 工程简介

启东市人民医院病房楼主楼 19 层, 裙楼 3 层, 设 2 层扩大地下室, 主楼、裙楼及地下室为整体桩筏基础, 地上建筑面积 32616m<sup>2</sup>, 地下建筑面积 12890m<sup>2</sup>。

基坑开挖边线按地下室基础底板外边线外扩 0.5m 考虑, 基坑形状不规整, 南北向折算宽 62m, 东西向长 108m, 基坑周长 373m, 基坑面积约 6700m<sup>2</sup>。基坑挖深 10.2m, 局部挖深 11.6m。坑中坑挖深达 13.6m。

基坑东侧: 距老办公楼 9.0m、住宅楼 27.5m; 南侧: 距原病房楼 22m, 离消防水池仅

10.3m；西侧：为江海路，用地红线紧贴人行道路牙，基坑边离用地红线 8.0m；北侧：系一居住小区，基坑边离住宅楼最近处 15m。根据周边环境、基坑挖深和地质情况，判定基坑支护结构安全等级为一级。

基坑支护方案：用钻孔灌注桩加两道钢筋混凝土内支撑挡土，灌注桩外侧用  $\Phi 850@1200$  三轴水泥土搅拌桩套打作止水帷幕。钻孔灌注桩  $\Phi 900@1300$ ，混凝土 C30，桩长 21m，钢筋混凝土支撑采用正交或斜交平面杆系形式，支撑顶相对标高自上而下依次为：-2.2m、-7.8m，冠梁断面为 1100mm $\times$ 650mm，腰梁断面为 1200mm $\times$ 650mm，支撑断面均为 750mm $\times$ 650mm，混凝土采用 C30。支护方案如图 1 所示。

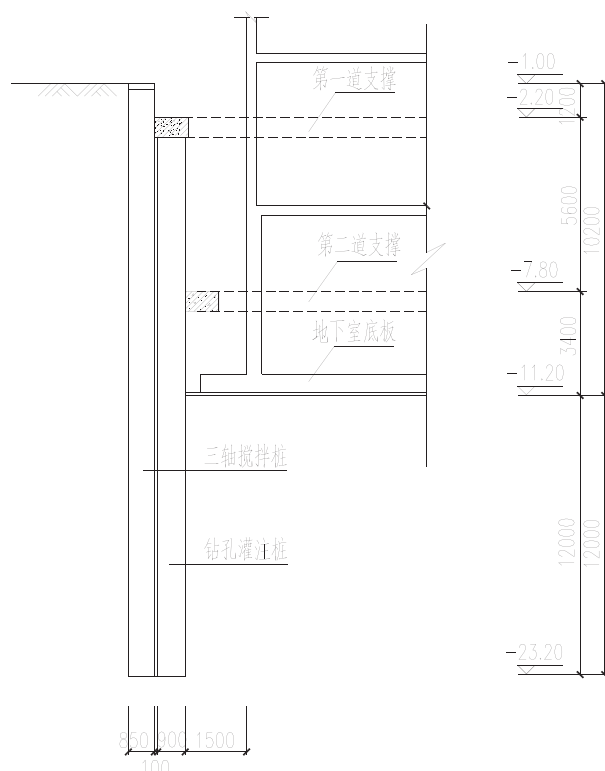


图 1 基坑支护方案

### 3 支撑轴力监测方案

#### 3.1 监测点布置

基坑监测中，钢筋混凝土支撑轴力的监测，一般采用振弦式钢筋应力计，监测点埋设在混凝土支撑段的中部位置。本工程按基坑支护设计要求，在第一、二道支撑的各 6 个断面中，分别布置钢筋应力计，第一道支撑中的 6 个截面与第二道支撑中的 6 个截面，分别位于同一竖向平面内。钢筋应力计与支撑对角主筋采用对接法焊接。共在 12 个断面中，

安装钢筋应力计 24 支，监测点平面布置见图 2。

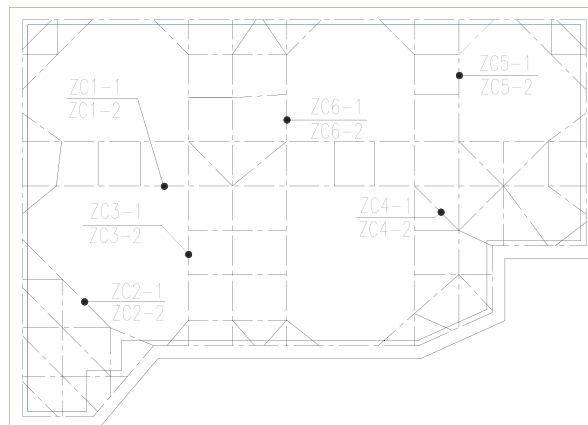


图 2 支撑轴力监测点布置平面图

### 3.2 监测轴力计算原理

钢筋混凝土支撑，采用钢筋计测量钢筋的应力，然后根据钢筋与混凝土共同工作、变形协调条件反算支撑轴力，计算公式为：

$$N_i = \sigma_s \left( \frac{E_c}{E_s} (A_b - A_s) + A_s \right) \quad (1)$$

式中： $N_i$  为支撑轴力，kN； $\sigma_s$  为钢筋计测出的应力平均值， $\sigma_s = \sum_{i=1}^n \sigma_i / n$  或  $\sigma_s = \varepsilon E_s$ ，kPa； $n$  为一个量测截面内布置钢筋计数目； $A_b$ 、 $A_s$  为支撑截面面积和钢筋截面面积， $m^2$ ； $E_c$ 、 $E_s$  为混凝土、钢筋弹性模量，kPa。

### 3.3 监测要求

基坑挖土至浇筑基础底板混凝土期间，每天测一次，特殊情况，加密监测，基坑基本稳定后，每 2、3 天测一次。由于现场没有对温度补偿或温度影响参数测定的条件，所以轴力监测，统一在每天的同一时间进行。

## 4 支撑轴力监测结果

2014年2月11日从第一道支撑底标高向下挖土，4月3日挖至第二道支撑底标高。

支撑轴力随挖土进展变化表现出一定的规律性。在刚开挖时，由于坑内卸荷，坑外的静止土压力变为主动土压力，为了达到平衡，卸荷后的土压力转嫁给混凝土支撑，于是第一道混凝土支撑的轴力不断增加。

4月4日开始从第二道支撑底标高继续向下开挖，5月19日完成除出土口外的其余土方，5月19日至6月3日停挖，施工重点是浇筑已开挖段的基础底板，并部分完成；2014年6月10



日基坑挖土全部结束。

随着土方从第二道支撑向下开挖，第一道支撑轴力渐趋稳定，第二道支撑的轴力在不断增加，并突破报警值5000kN。其中 ZC6-2截面的设计轴力为3771kN，设计承载力为7200kN（考虑偏心影响后），2014年5月26日实测轴力达7400kN，超过该截面的设计承载力，6月13日实测轴力达9293kN，是设计轴力的2.49倍，其余监测截面的实测轴力分别为：ZC1-2：5929kN；ZC2-2：7691kN；ZC3-2：5704kN；ZC4-2：4289kN；ZC5-2：6914kN，混凝土支撑未出现强度破坏的迹象。

在基坑挖土全部结束后，第二道支撑轴力也趋于稳定。ZC2-2、ZC5-2、ZC6-2实测轴力情况如图3所示。

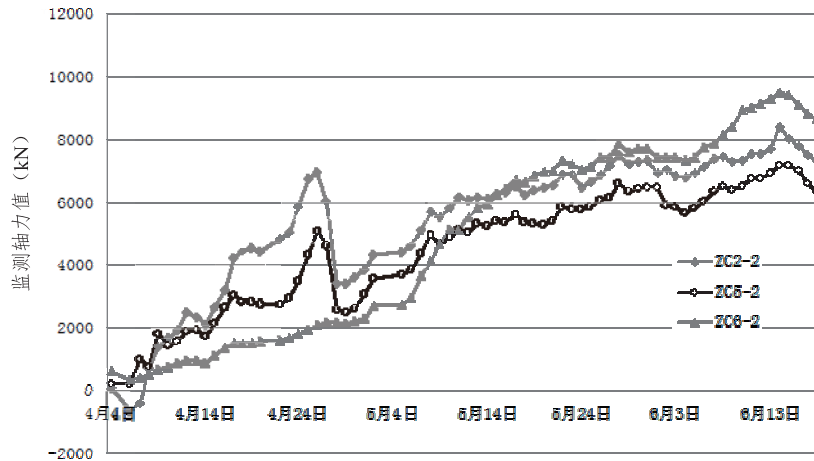


图3 ZC2-2、ZC5-2、ZC6-2实测轴力曲线

## 5 轴力监测结果分析

混凝土支撑轴力的监测结果，与设计计算相距甚远，必须对该基坑支护结构的工作状态进行分析：

(1) 至2014年6月13日，基坑支护系统的其它监测数据：

冠梁、腰梁水平位移：冠梁北侧的平均水平位移为29.65mm，最大位移38.7mm，腰梁的最大位移26.2mm、最近10天平均速率为0.4mm/d。

基坑外侧深层土体水平位移：北侧最大位移60.81mm，其余三侧最大位移均在40mm左右。但最近一个月变化甚小，各孔水平位移值趋于稳定。

周边建筑沉降：最大沉降47mm；北侧住宅楼平均沉降15mm、最大沉降23.5mm；北侧另一住宅楼平均沉降8.18mm、最大沉降16.6mm。

路边天然气管线沉降：平均沉降19.2mm、最大沉降26.5mm。

可见，除混凝土支撑轴力不正常外，支护结构的其它监测数据都属正常。

(2) 钢筋混凝土支撑的设计计算轴力, 是采用同济启明星 FRWS2008 软件分析计算出来的, 其计算方法符合《建筑基坑支护技术规程》(JGJ120-2012) 要求。尽管计算方法和选用参数还不尽成熟, 但计算结果是能够满足工程要求的, 通过大量的工程实践也得到验证。因此支撑的设计计算轴力应该与实际轴力出入不会如此之大。

(3) 基坑支撑系统由基坑周边的冠梁或腰梁与支撑组成, 冠梁或腰梁是压弯构件, 支撑是受压构件, 如果支撑实际轴力达到设计值, 那么冠梁或腰梁的内力也应与设计值相接近, 受弯构件很容易在受拉区出现裂缝, 特别是第二道支撑四周腰梁的跨中裂缝应该有一定的开展。因为混凝土的抗拉强度很低, 弯矩只要大于抗裂弯矩, 受拉区就会出现裂缝, 钢筋混凝土梁受弯常常是带裂缝工作的。但冠梁或腰梁的受拉区裂缝很少, 裂缝宽度也很小, 说明冠梁或腰梁刚进入混凝土受弯构件的正常工作阶段。这从另一角度验证了作用在冠梁或腰梁的主动土压力, 并不比计算值大多少。

(4) ZC6-2 截面的实测最大轴力达到了 9293kN, 大大超过了该截面的设计承载力, 但该支撑没有纵向裂缝、箍筋间的纵筋外鼓、混凝土截面四周棱角崩脱等破坏迹象。

基于上述分析, 可以断定: 混凝土支撑的实际轴力比实测轴力要小得多。那么其原因何在? 两者之间的比例是多少?

#### (5) 实测轴力异常的原因

混凝土支撑实测轴力, 是通过测出各个应力计的平均值, 然后根据钢筋与混凝土应变相等的条件, 算出混凝土的应力, 进而反算出整个钢筋混凝土截面的轴力。由等应变计算钢筋混凝土支撑轴力, 如果钢筋计测出的钢筋应力存在误差, 则轴力计算结果就会被放大, 支撑轴力将存在更大的误差。

混凝土收缩时必然要产生收缩变形, 当设置了钢筋后, 由于钢筋没有收缩, 考虑到共同变形, 钢筋将阻止混凝土的变形, 钢筋受到了附加压应力, 这种压应力是非荷载应力。

混凝土和钢筋都有徐变的特性, 但在常温下钢筋徐变很小, 这种差异会由于混凝土的徐变而引起附加压应力, 这种压应力也是非荷载应力。

据试验证明, 在长期荷载作用下, 由收缩引起的变形可达 200~500 微应变, 而混凝土的最大徐变变形可以是弹性变形的 2~3 倍。因此, 混凝土的收缩、徐变是造成钢筋应力过大的主要原因, 也是造成混凝土支撑实测轴力远大于实际轴力的主要原因。

#### (6) 实际轴力的大小

在支护结构的现场应力测试中, 必须从测到的钢筋应力中考虑踢除非荷载因素的影响, 才能得到混凝土所受到的由荷载引起的轴力<sup>[1]</sup>。而非荷载因素的影响主要必须考虑混凝土收缩、徐变的影响。

监测中得到的钢筋应变, 减去该时刻的徐变和收缩变形后得到的应变值, 为混凝土在轴力作用下实际弹性应变值, 该应变值乘以混凝土截面面积和弹性模量后, 可得到混凝土轴力推算值, 即实际轴力值。

上海中商大厦在基坑围护结构的测试中, 不考虑非荷载因素的影响, 直接由钢筋计测得钢筋应力, 计算支撑的轴力随时间始终呈上升趋势, 在开挖结束后轴力为 25516kN, 经过 78 天后上升到 32474kN, 其数值远远超过设计计算轴力。考虑混凝土徐变变形后, 支

撑最大轴力仅为原有的40%左右,如再考虑收缩变形后,最大轴力仅为原有的35%左右<sup>[1]</sup>。

上海正大广场基坑对支护结构的四根支撑轴力进行了测试比较<sup>[1]</sup>,结果详见表1:钢箱实测最大轴力和混凝土推算轴力为混凝土测试最大轴力的40%左右。

表1 支撑轴力计算值与实测值对比(kN)

测试支撑	设计轴力	设计强度计算轴力	混凝土推算最大轴	钢箱实测最大轴力	混凝土测试最大轴
1-1	7260	11660	/	5432	12813
2-1	16570	21600	14520	12438	34799
2-2	16570	21600	13040	11557	29500
3-1	11920	18900	8500	8435	15320

广西大学地铁站基坑工程中,对处于同样受力状态的钢支撑与混凝土支撑,进行轴力比较监测,结果钢支撑的轴力仅为混凝土支撑轴力的29%,建议按30%取值<sup>[2]</sup>。

在分析并参考有关学者研究成果的基础上,可以判断:本工程的第二道混凝土支撑考虑扣除混凝土收缩变形、徐变变形对钢筋应力的影响,实际轴力即使取实测轴力的60%,即6000kN,显然这一取值是偏于安全的,该混凝土支撑也应处于正常的工作状态,因此无须对混凝土支撑采取加固措施。

本工程的第二道支撑于2014年7月19日全部拆除,完成了其支护任务,事实证明:当时未对混凝土支撑采取加固措施的判断与决策是正确的。

## 6 小结

(1) 基坑混凝土支撑实测轴力与设计计算轴力存在较大的差异,在基坑监测工程中经常出现,混凝土的收缩、徐变造成的钢筋应力过大是主要原因。

(2) 实测轴力往往达设计轴力的2~3倍,甚至更高,实际轴力仅是实测轴力的40%左右,这样的实测数据已失去指导意义,容易造成设计、施工的无所适从,妨碍设计水平的提高。必须尽快寻求切合实际的监测替代方法,或对现在常用的监测方法进行改进。

(3) 对用钢筋计监测得到的钢筋混凝土支撑轴力,要在分析研判的基础上,作适当修正与调整,否则容易造成误判,对支撑贸然进行加固,将造成不必要的浪费。

(4) 在没有找到监测替代方法前,用钢筋计监测混凝土支撑轴力,建议在混凝土支撑中嵌入钢测试段,钢截面内与邻近相同内力的混凝土截面内埋设数量相等的测力钢筋计,对钢段与混凝土段的轴力进行比对监测,以测得与混凝土支撑的实际轴力相接近的实测轴力。

**参考文献:**

- [1] 叶万灵. 围护结构中钢筋混凝土支撑轴力和变形的研究[J]. 土木工程学报, 2000, 5:83-87.
- [2] 周文, 潘隆武. 钢筋混凝土支撑轴力影响因素研究[J]. 西南交通科技, 2012, 9: 63-66.
- [3] (JGJ120-2012) 建筑基坑支护技术规程[S]. 中国建筑工业出版社, 2012.
- [4] (GB50010-2010) 混凝土结构设计规范[S]. 中国建筑工业出版社, 2010.
- [5] (GB50497-2009) 建筑基坑工程监测技术规范[S]. 中国计划出版社, 2009.

# The analysis and judgement of monitoring results on bracing axial force of concrete in monitoring of building foundation excavations

Wu Lianxiang<sup>1</sup>, Fan Yongpin<sup>2</sup>

(Qidong Architectural Design Institute Co. Ltd, Qidong 226200; The construction agency for engineering projects of Qidong municipal government, 226200)

**Abstract:** The monitoring of bracing axial force of concrete is one of important items in monitoring foundation excavations. Combining with project cases, this paper analyses the monitoring results on bracing axial force of concrete, eliminates the influence of concrete shrinkage and creep on bracing axial force, comprehensively judges the working status of retaining structure, thus providing a reference for future similar projects.

**Keywords:** bracing axial force of concrete; monitoring, result; concrete shrinkage; creep; analysis; judgement

简讯

## 中国土木工程学会第十二届全国土力学及岩土工程学术大会

(第一号通知)

中国土木工程学会第十二届全国土力学及岩土工程学术大会将于 2015 年 7 月在上海举办。这次会议由中国土木工程学会土力学及岩土工程分会主办, 上海交通大学、华东建筑设计研究院有限公司、同济大学、上海市力学学会岩土力学专业委员会、上海市土木工程学会土力学与岩土工程专业委员会等承办。

第十二届学术大会是继天津(1962)、武汉(1966)、杭州(1979)、武汉(1983)、厦门(1987)、上海(1991)、西安(1995)、南京(1999)、北京(2003)、重庆(2007)和兰州(2011)召开的前十一届系列会议之后我国土力学与岩土工程领域的又一次学术盛会。

当前我国工程建设规模宏伟、建设投资巨大、建设势头迅猛, 因此第十二届学术大会的主题是岩土工程安全与创新, 并设有十二个专题: (1) 土的基本性质与本构关系; (2) 岩土工程勘察、测试与评价技术; (3) 基础工程与地基处理; (4) 地下工程及深基坑工程; (5) 岩土工程数值仿真与信息化技术; (6) 土动力学与岩土地震工程; (7) 土工构筑物与边坡工程; (8) 环境岩土工程及灾害效应; (9) 岩土工程中的新技术与新材料; (10) 地质灾害及预警与防治; (11) 重大岩土工程实录; (12) 岩土工程机械设备与施工技术。热忱欢迎我国岩土工程勘察、设计、研究和施工领域的科技工作者踊跃投稿。应征论文须符合上述征文内容要求且未发表过的。投稿时须向会务组提交全文电子文件, 来稿务请注明作者的详细通讯地址、E-mail 及联系电话。本次会议是四年一届的学术大会, 对应征论文的学术水平与写作质量均有严格要求。每篇论文将由两位专家评审决定是否录用, 依据论文的学术水平推荐发表形式。投稿前请登录学会网站 [www.geochina-cces.cn](http://www.geochina-cces.cn) 和大会网站 [csmge2015.sjtu.edu.cn](http://csmge2015.sjtu.edu.cn), 详细阅读论文投稿说明及要求。

大会重要日期: 2014 年 8 月 31 日开始接受论文全文投稿; 2014 年 11 月 31 日提交论文全文截止; 2015 年 1 月 31 日通知论文是否录用; 2015 年 2 月 28 日提交修改后论文; 2015 年 3 月 30 日全文移交出版印刷; 2015 年 7 月会议召开。

联系人: 陈锦剑博士, 周香莲博士, 地址: 上海市闵行区东川路 800 号上海交通大学土木工程系(200240), E-mail: [csmge2015@163.com](mailto:csmge2015@163.com), 电话: 021-34204833。

中国土木工程学会土力学及岩土工程分会, 北京清华大学新水利馆 118 号 土力学及岩土工程分会秘书处。邮编: 100084; 电话: +86-10-6279-7915 传真: +86-10-6278-5593 E-mail: [cismge@tsinghua.edu.cn](mailto:cismge@tsinghua.edu.cn); 网址: [www.geochina-cces.cn](http://www.geochina-cces.cn)

地基处理  
新技术

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!从本期起,特别邀请上海交通大学沈水龙教授,介绍他在地基处理新技术方面取得的科研成果。

## 高压旋喷技术的最新进展

沈水龙<sup>1,2</sup>, 许焯霜<sup>1,2</sup>, 王志丰<sup>1,2</sup>

(1.上海交通大学土木工程系; 2.海洋工程国家重点试验室, 上海, 200240)

**摘要:** 高压旋喷技术已经成为具有很多施工方法和工艺的一系列工法。现有高压旋喷施工技术主要是以提高成桩质量和降低施工对周围环境影响为目标发展而来,其中双高压旋喷技术(RJP工法)、超级旋喷技术(Super Jet工法)、交叉喷射旋喷技术(X-Jetting工法)、双液旋喷技术工法(Twin Jet)、减压旋喷技术(MJS工法)是目前国内外较为常用的高压旋喷技术。但这些高压旋喷技术仍然存在着不足。利用普通三重管法发展而来的一些旋喷技术,虽然可以获得不错的成桩直径,然而由于采用了高压水射流破坏土体,当旋喷施工面对的土质条件为砂土时,易造成砂土与水泥的分离,使得成桩质量较差。此外,高压旋喷施工会对周围环境造成一定的影响,日本的MJS工法虽然可以通过施工期间抽排废弃土来降低施工对周围环境的影响,但该工法施工效率低、经济投入大。此外,为了减轻水平旋喷施工对环境的影响并节约成本,复合管水平旋喷技术和压力可控式水平旋喷技术得以开发并在国内工程中成功应用。

**关键词:** 高压旋喷技术; 双高压旋喷; 超级旋喷; 交叉喷射旋喷; 双液旋喷; 减压旋喷

### 1 前言

高压旋喷技术是将水力采煤中的高速射流破损煤层的技术原理与化学灌浆技术相结合,以高速射流喷射并冲刷土体;射流作用于土体时,其部分动量转化为对土体的打击力,从而引起土体受力破坏;而后水泥浆液与土粒相互拌和,在地层中经化学反应后形成坚固的圆柱状加固体<sup>[1-2]</sup>。高压旋喷技术于20世纪70年代始创于日本,日本对旋喷施工设备的制造及新工艺的开发具有较大的贡献,使得旋喷技术从最初单管法一直发展到现在的拥有诸多新型工法的旋喷体系<sup>[3-5]</sup>;美国于20世纪80年代初引进了日本的高压旋喷工法并开始推广使用<sup>[6-8]</sup>,美国高压旋喷技术的发展历史是伴随着日本旋喷技术革新而发展及推广的一个过程;欧洲高压旋喷技术的发展历史则主要集中于设计理论方面的研究,如单管法成桩理论<sup>[9]</sup>、旋喷桩加固地基的设计<sup>[10]</sup>、水利工程中挡水结构的设计<sup>[11]</sup>等。

高压旋喷技术于 20 世纪 70 年代左右传入中国, 随着我国基础建设的不断发展, 高压旋喷技术已经在水利工程、土木工程、矿山工程、城市地下工程等领域得到了广泛的应用<sup>[12]~[17]</sup>, 如长江三峡工程、黄河小浪底等水利枢纽的防渗墙、基坑工程的防渗、桩基工程、地铁隧道的修复工程等。旋喷技术自问世以来有了很大的发展, 新的工法不断涌现, 高压旋喷技术已经成为具有很多施工方法和工艺的系列工法。

## 2 高压旋喷技术的发展进程

经过几十年的发展, 高压旋喷施工技术现已发展成拥有众多施工工艺的体系。图 1 给出了高压旋喷施工技术发展过程示意图, 根据注浆管类型将高压旋喷分为单管法 (CCP 工法)、二重管法 (JSP 工法)、三重管法 (CJP 工法)、多重管法 (SSS-MAN 工法) 及多孔管法<sup>[12]</sup>。最初单管法通过注浆管喷射高压水泥浆, 借助注浆管的旋转和提升, 将水泥浆和土体混合形成加固体, 这种工法形成的加固体直径较小; 二重管法同时喷射高压水泥浆和空气两种介质, 冲击破坏土体的能量显著增加, 也使得加固体的直径得以增大; 三重管法是在二重管的基础上, 增加喷射高压水, 使破坏土体的能量更高; 上述工法也成为高压旋喷技术体系的三种基本工艺。

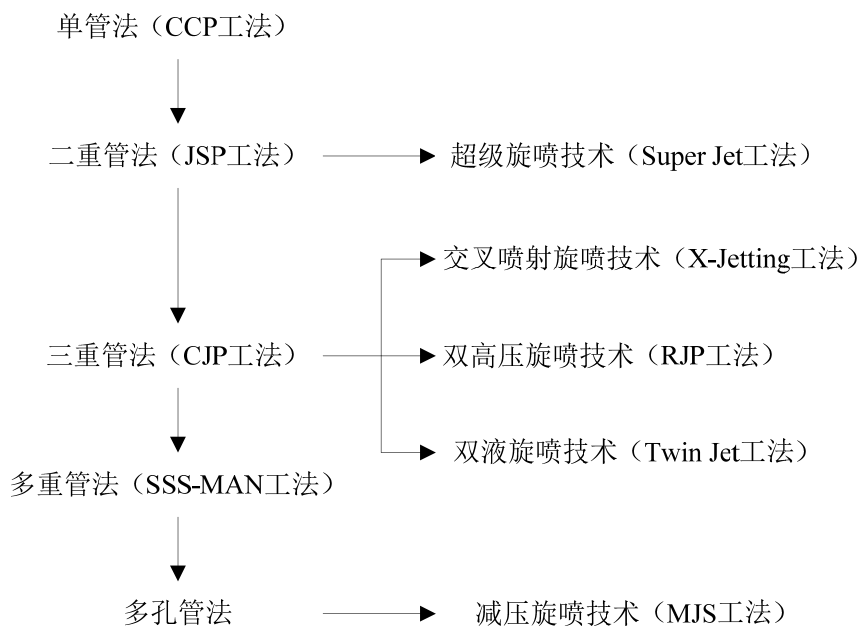


图 1 高压旋喷施工技术发展过程示意图<sup>[18]</sup>

图 1 同时列出了现在常用的一些高压旋喷施工技术, 即 Rodin Jet Pile (RJP) 工法 (双高压旋喷技术)、Super Jet 工法 (超级旋喷技术)、X-Jetting 工法 (交叉喷射旋喷技术)、Twin Jet 工法 (双液旋喷技术)、Metro Jet System (MJS) 工法 (减压旋喷技术) 等。一直以来高压旋喷施工技术的发展目标主要是提高成桩质量, 由此开发了超级旋喷技术、双高压旋喷技术、交叉喷射旋喷技术、双液旋喷技术等施工技术。然而伴随着生成桩径越来越大, 旋喷施工对周围环境的影响也越来越明显, 如产生较大的超孔隙水压力或者周围土体



产生较大的变形。当面对城市复杂环境条件时，要求对周围环境影响小的施工方法，因此近年来，通过及时排出旋喷施工中产生的废弃土降低对周围环境影响的施工技术得到了一定的发展，如减压旋喷技术等。

目前的高压旋喷技术大多是指垂直旋喷而言。水平旋喷技术是在垂直旋喷技术基础上发展起来的。水平旋喷技术目前在海外主要有二种类型，一种是传统的水平单管旋喷技术，该技术最大的缺点是喷浆过程中产生的压力不能及时有效地释放，故对加固区域的土体不可避免产生隆起，对周边构筑物及环境，产生不利影响。另外一种就是日本开发的 MJS 工法。但是 MJS 工法的引进费用巨大，施工费用也非常高。为了减轻水平旋喷施工对环境的影响，同时考虑到可以较大程度的节约成本，开发了一些新型的水平旋喷技术，如复合管水平旋喷技术、压力可控式水平旋喷技术等。

### 3 常用高压旋喷技术简介

#### 3.1 超级旋喷技术

超级旋喷技术（Super Jet 工法）是为了在大深度条件下获得较大的旋喷桩直径，通过改善喷嘴的性能，在普通二重管法基础上开发出了一种可以大幅度增大旋喷桩直径的工法<sup>[19]</sup>。图 2 为 Super Jet 工法原理图，利用两个喷嘴同时喷射压缩空气（压力范围大致 0.7~1.05MPa）包裹的高速水泥浆射流（压力约 30MPa）切割土体并混合形成旋喷桩。超级旋喷技术始创于日本，于 2000 年左右传入美国，由于施工中采用 Super Jet 工法形成的成桩直径一般较大，并且该工法应用于工程建设的成本较低，因而 Super Jet 工法在美国得到了广泛的应用<sup>[20]</sup>。图 3 为日本的一个现场超级旋喷试验施工完成后的桩径测量情况，图中的圆柱状加固体即为旋喷桩，从图中可以看出成桩直径较大，甚至可以超过 5m<sup>[19]</sup>。

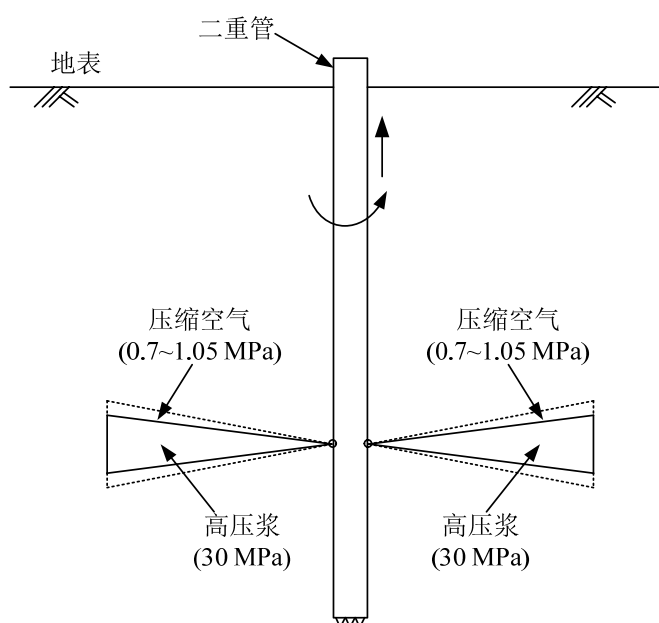


图 2 Super Jet 工法概念图<sup>[19]</sup>#



图3 Super Jet 工法形成的旋喷桩<sup>[19]</sup>

### 3.2 交叉喷射旋喷技术

为了增大旋喷桩直径开发了很多种施工工法，然而检测旋喷桩质量时经常发现，在成桩直径的可靠性方面往往存在一定的问题，因而为了获得更加可靠的桩径，交叉喷射旋喷技术（X-Jetting 工法）应运而生<sup>[19]</sup>。图4为X-Jetting工法的原理图，X-Jetting工法的核心之处即利用上下喷嘴互成一定角度交叉喷射压缩空气（压力范围大致0.6~1.05MPa）包裹高压水射流（压力约40MPa）切割土体，这样保证在处理范围内有多次交叉切割，可以确保搅拌的充分，因而该工法的最大优势是可以获得更加可靠的桩径，生成桩体的上下均一性较好。现场的交叉喷射高压水射流如图5所示。然而由于该工法在砂土中施工的话，仍然有大量的水存在，因此还有待改善施工技术以提升砂土中的成桩质量。

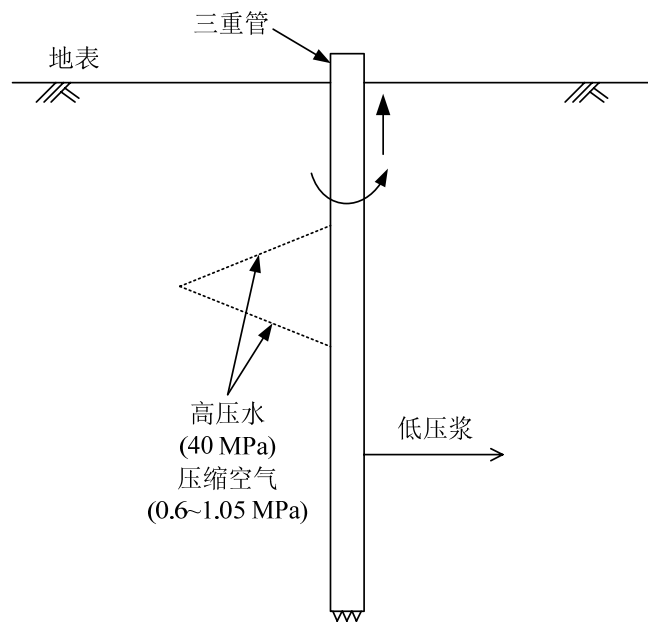
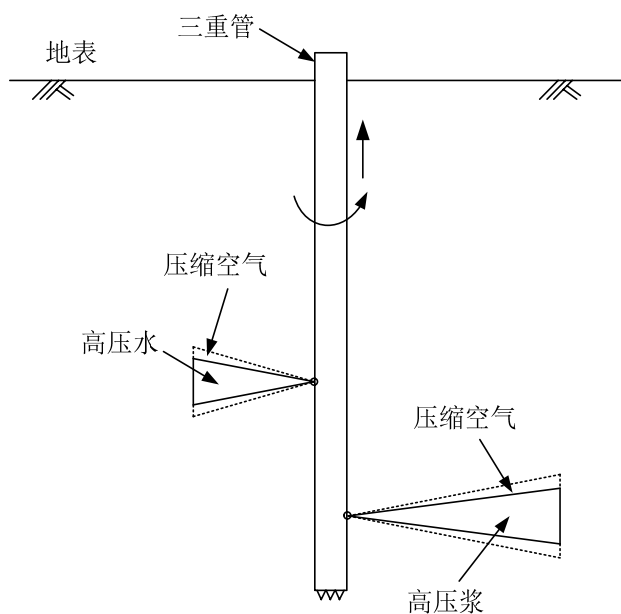


图4 X-Jetting 工法原理图<sup>[19]</sup>

图5 X-Jetting 工法高压水射流试验<sup>[19]</sup>

### 3.3 双高压旋喷技术

双高压旋喷技术(RJP 工法)是基于普通三重管法发展起来的一种新型旋喷施工工法。图6为RJP工法的原理图,其最大的特点就是采用了双高压旋喷技术,即上部喷嘴首先喷射压缩空气(压力约1.05MPa)包裹的高压水射流(压力变化范围大致为20~50MPa)对土体进行首次切割;然后下部喷嘴喷射压缩空气(压力约1.05MPa)包裹的高压水泥浆射流(压力变化范围大致为20~50MPa)进行第二次切割,最终可以获得较大直径的旋喷桩<sup>[21]</sup>。当RJP工法在砂土条件下进行施工,与普通三重管法施工相似,由于施工时土层中仍有大量的水存在,可能会造成水泥与砂土的分层,从而影响成桩质量。此外,由于施工期间水和水泥浆的喷射压力都比较大,因此RJP工法施工对周围环境的影响较为明显。

图6 RJP 工法原理图<sup>[21]</sup>

### 3.4 双液旋喷技术

韩国金龙县先生基于现有的三重管法发明了一种可以快速加固土体的新型旋喷工法，称为双液旋喷工法（Twin-Jet 工法）<sup>[22-23]</sup>。图 7 为 Twin-Jet 工法形成旋喷桩过程示意图，将水泥浆和水玻璃以一定的比例同时注入土体，然后迅速混合并凝结，最终达到快速固化土体，提高地基承载力的目的。

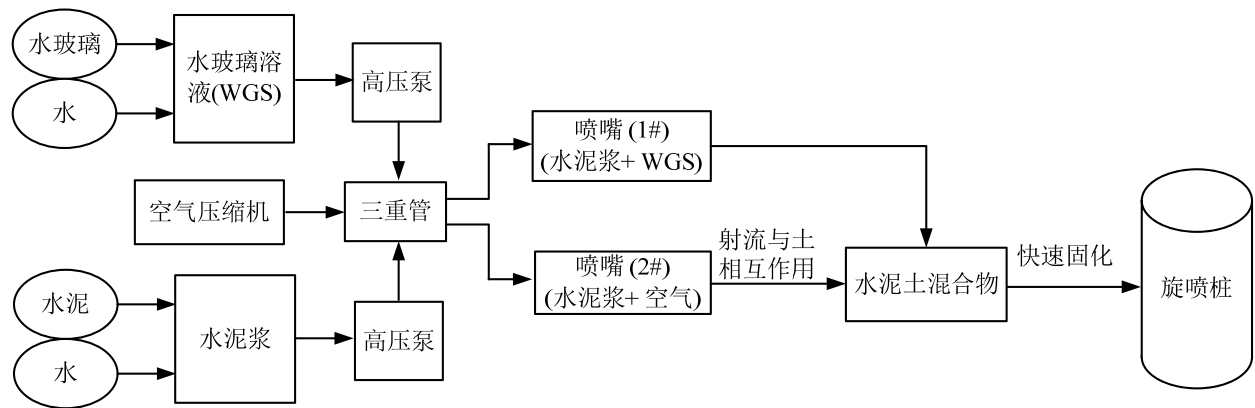


图 7 Twin-Jet 工法形成旋喷桩的示意图<sup>[22]</sup>

双液旋喷技术中最大的技术特点是喷头的全新设计。图 8 为双液旋喷技术中三重管钻喷杆和喷头的纵、横断面示意图。三重管钻喷杆的内管用于喷射高压水泥浆，中管用于喷射水玻璃溶液，外管用于喷射压缩空气。喷嘴 2# 喷射压缩空气(压力范围大致 0.7~1.0MPa)包裹的高压水泥浆射流(压力范围大致 10~40MPa)进行首次切割，然后喷嘴 1# 喷射水玻璃射流(压力范围大致 2~3MPa)包裹的高压水泥浆(压力范围大致 10~40MPa)进行第二次切割并且形成水泥浆-水玻璃-土的混合物，然后经过硬化形成旋喷桩<sup>[24-25]</sup>。Twin Jet 工法可以有效解决三重管法、RJP 工法等 在砂土中施工成桩质量差的困难，然而 Twin Jet 工法施工对周围环境的影响也非常明显。

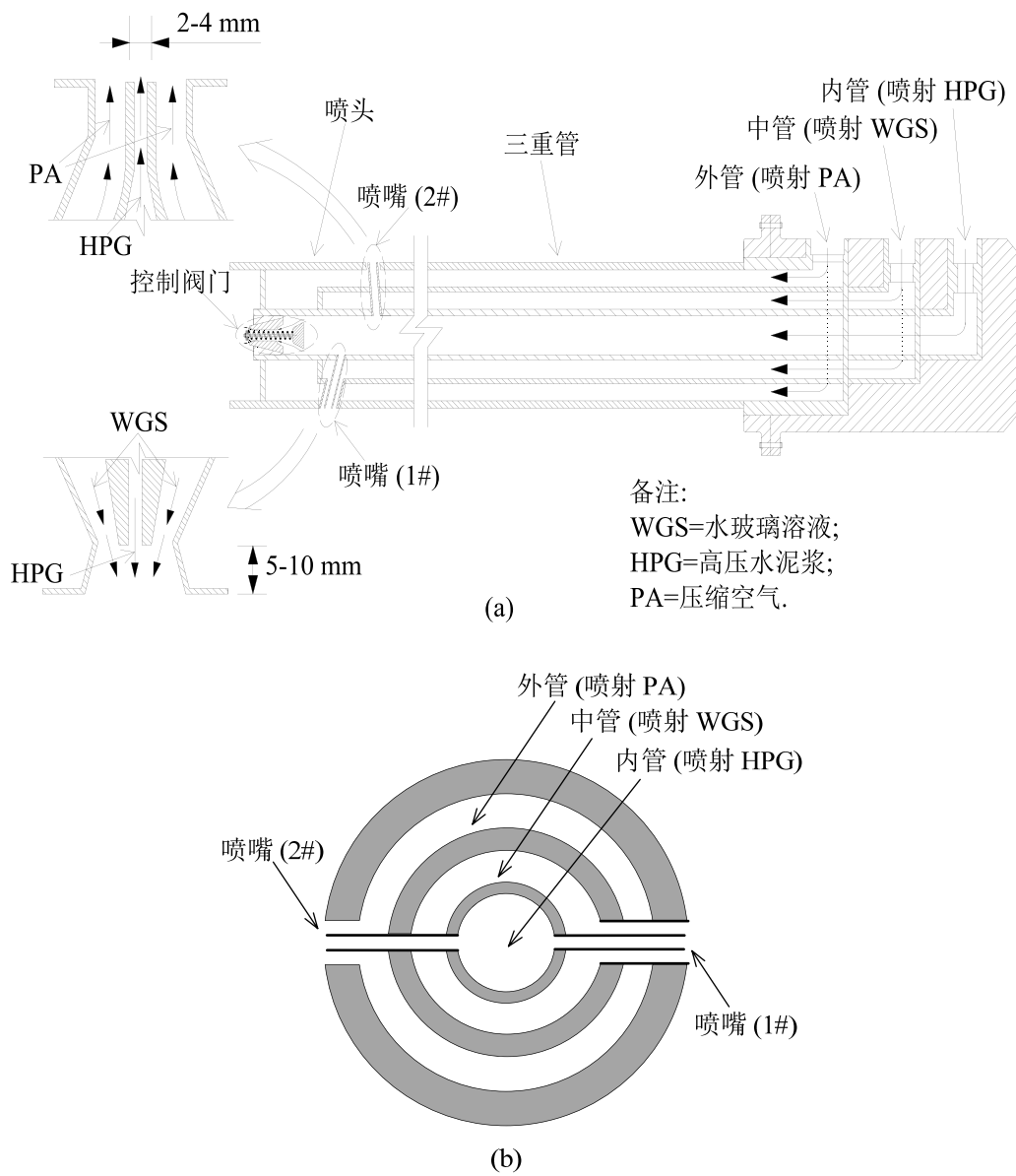


图 8 三重管和喷头断面示意图：(a)纵断面；(b)横断面<sup>[22]</sup>

图 9 为 MJS 工法原理图，该工法通过在钻喷头后部距离喷射点 20cm 处设置一个压力传感器，并且认为该传感器测出的泥浆压力即为作用于周围土体的压力，然后利用设置在钻喷头内的水力真空喷射器产生的负压来抽取地层内部的泥浆来给周围地层减压；通过吸口处的液压控制开度的微型闸门来调节抽泥量，使测得的压力数据始终与该处周围土体的初始压力保持一致，通过排除废弃土减小施工对周围环境的影响。

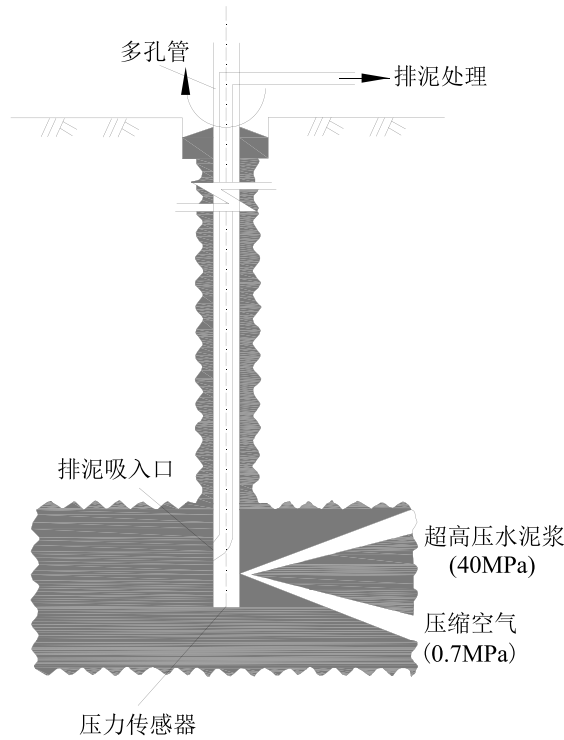


图 9 MJS 工法原理图<sup>[26]</sup>

虽然 MJS 工法考虑了高压旋喷施工时周围土体的压力平衡问题，然而从技术角度看，MJS 工法仍然存在一些缺陷，例如：由于电缆线的存在使得旋喷施工时喷头和注浆管无法连续旋转，施工效率非常低；套管内部管道较多（如图 10 所示），喷头、注浆管和钻机结构复杂，操作起来有一定的难度，对施工人员的经验要求很高。

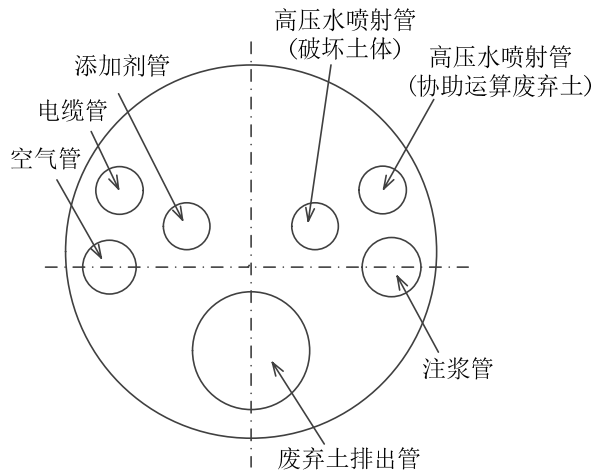


图 10 MJS 工法套管内部概况图<sup>[26]</sup>

安装在喷头后部的压力传感器所测得的泥浆压力从水平压力到竖向压力不停的变化，而且测得的地应力是动态应力，波动很大，不能真实反映周围土体的实时压力，只能提供一个参考值，以此压力数据为依据控制抽泥量，较难达到理想的压力平衡效果，实际施工时还需依靠作业人员的施工经验。每节注浆管拆卸施工时，喷头后部的注浆管与周围土体

之间的泥浆，会通过注浆管内的管道，从后面断开的一节注浆管处流出，使原先保持的泥浆压力突然释放，造成周围土体可能产生一定的位移。每节钻喷杆较短（1m），重量大，使在旋喷桩长度较长、注浆管拆卸操作次数较多的情况下，土体位移的不断累积可能会产生较大的土体变形。另外从经济层面上来看，MJS工法属于外国工法，引进费用巨大，施工费用也非常高。

### 3.6 四管复合管减压技术

复合管水平旋喷工法是为了减轻水平旋喷施工对环境的影响，同时考虑到可以较大程度的节约成本，研究开发出的可以主动排出旋喷施工产生的废弃土的旋喷工法<sup>[27][28]</sup>。图11为高压水流形成的局部真空效应示意图。高压水流从喷嘴喷出，由于水流速度很快，在喷嘴的周围会形成局部的真空区，产生负压作用，从而可以把周围的废弃土吸入真空腔，然后高压水流会将废弃土通过泥浆管冲排出去。复合管水平旋喷工法正是基于这个基本原理开发出来的。

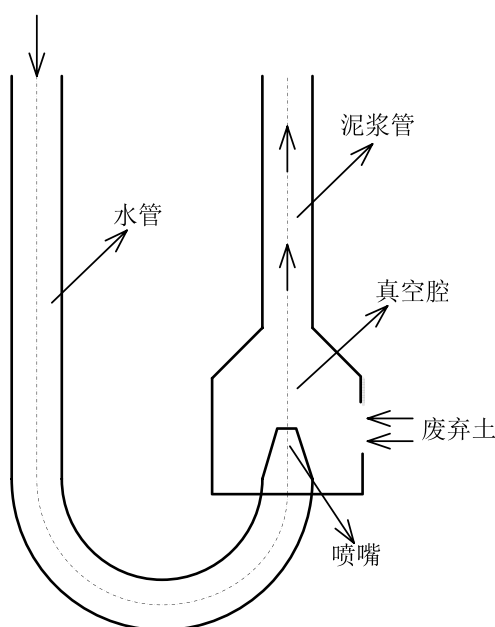


图11 高压水形成的局部真空效应示意图<sup>[18]</sup>

复合管水平旋喷工法的主要技术特点是复合式钻喷杆和喷头的设计。复合式钻喷杆主要用于传输高压流体和压缩空气以及排出废弃土。如图12所示，复合式钻喷杆由高压水泥浆管、高压水管、压缩空气管、负压吸泥管和外管等5根管道组成，其中外管内部包含了其他4根管道。除负压吸泥管外，其它三根管道均与喷嘴连接，高压水管与负压吸泥管在头部连接在一起。喷头包含内喷嘴和外喷嘴，如图13所示，外喷嘴用于喷射高压水泥浆，内喷嘴用于喷射高压水，在内喷嘴的周围会形成局部真空效应，产生负压作用，施工产生的废弃土会被吸入真空腔，然后通过负压吸泥管传输出去。



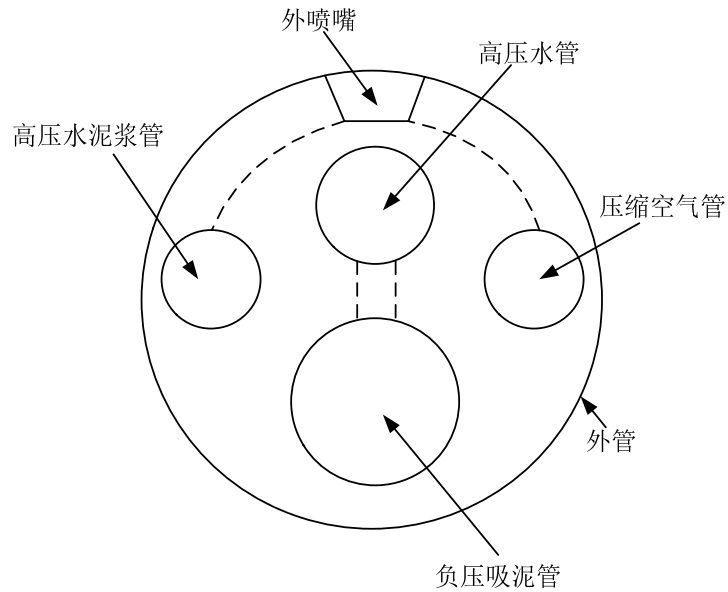


图 12 复合式钻喷杆示意图<sup>[18]</sup>

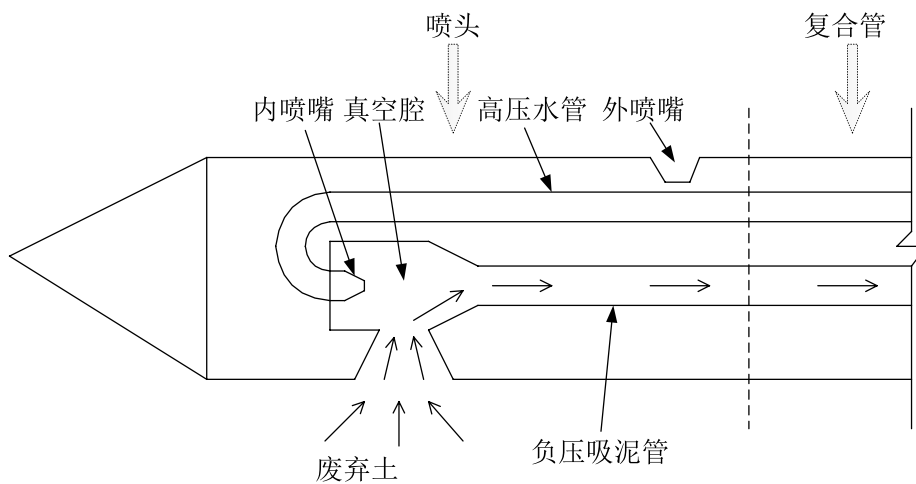


图 13 复合式钻喷杆和喷头断面示意图<sup>[27]</sup>

### 3.7 压力可控式水平旋喷技术

压力可控式水平旋喷工法是在传统三重管法的基础上开发的一种新型水平旋喷施工技术。压力可控式水平旋喷工法的核心技术原理即通过及时排除旋喷施工产生的废弃土，以实现土层内部压力的平衡，从而降低施工对周围的影响。图 14 为压力平衡控制原理示意图，施工所用的喷头尺寸比管道略大，管道与密封装置之间会形成间隙，施工期间间隙内泥浆压力可以认为等同于地层内部压力，另外在密封管道上装有压力测定装置，随时可以知晓泥水压力，施工开始前，先设定一个压力域值，当施工开始后，若泥水压力过大，超过压力域值，则打开排泥阀门通过间隙排出泥水，直至泥水压力与压力域值相等，这样就可以更好的控制施工时土层内部压力，从而减少地表变形及对周围环境的影响。

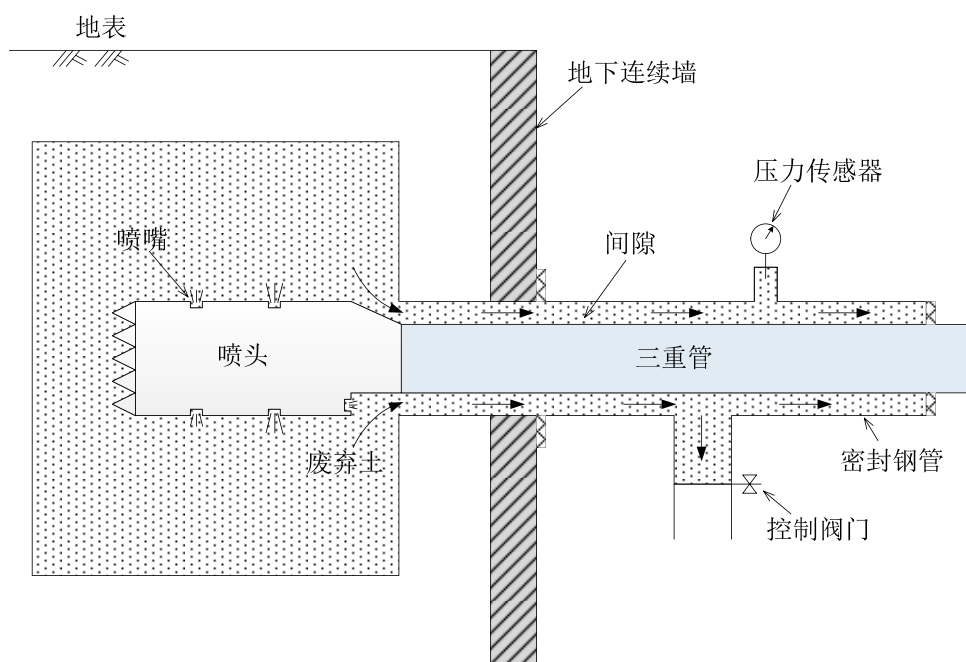


图 14 压力平衡控制原理示意图<sup>[18][29-30]</sup>

压力可控式水平旋喷工法以保留常规旋喷技术施工成本低、效率高、操作简单等优点为基本前提，利用泥水压力平衡控制原理，着重解决现有的水平旋喷工法存在的若干技术缺陷；在确保水平旋喷预定的成桩参数和成桩质量的情况下，使水平旋喷施工在水平旋喷钻孔、装拆钻杆和旋喷加固的全过程中，对周围环境影响降至最低。

## 4 结论

高压旋喷技术自问世以来有了很大的发展，目前已经发展成为具有很多施工方法和工艺的系列工法。

(1) 现有的高压旋喷施工技术主要是以提高成桩质量和降低施工对周围环境影响为目标发展而来，其中 RJP 工法、Super Jet 工法、X-Jetting 工法、Twin Jet 工法、MJS 工法是目前国内外较为常用的高压旋喷技术。

(2) 利用由普通三重管法发展而来的一些旋喷技术，虽然可以获得不错的成桩直径，然而由于采用了高压水射流破坏土体，当旋喷施工面对的土质条件为砂土时，易造成砂土与水泥的分离，使得成桩质量较差，从而降低了桩身均匀性与强度。

(3) 由于施工期间会有大量的高压流体注入地层，高压旋喷必然会对周围环境造成一定的影响。目前日本的 MJS 工法可以通过施工期间抽排废弃土来降低施工对周围环境的影响，然而该工法具有如施工效率低、经济投入大等缺点，因此有必要研究开发出一些经济性好、施工效率高并能适应我国国情的新型旋喷施工技术。

(4) 复合管水平旋喷技术和压力可控式水平旋喷技术是为了减轻水平旋喷施工对环

境的影响,同时考虑到可以较大程度的节约成本,而开发出的水平旋喷技术。上述两种技术已经在国内工程中得以成功应用。

本论文得到了国家自然科学基金项目(编号:41372283),上海市教委创新项目(编号:13ZZ021)和上海市科委项目(编号:12231201000)的资助。

## 参考文献

- [1] Bell, A.L. Jet grouting. In: Moseley, M.P. (ed.), *Ground Improvement*, Chapman and Hall, Glasgow, 1993, 149-174.
- [2] Burke, G.K. Jet grouting systems: advantages and disadvantages. In: Turner, J.P. and Mayne, P.W. (eds), *GeoSupport 2004*, Geotechnical Special Publication No 124, ASCE Press, Orlando, 2004, 75-87.
- [3] Yoshida, H., Jinbo, S., and Uesawa, S. Development and practical applications of large diameter soil improvement method. In: *Proceedings of the second International Conference on Ground Improvement Geosystems*, Tokyo, 1996, 721-726.
- [4] Xanthakos, P.P., Abramson, L.W., and Bruce, D.A. In: *Ground control and improvement*, John Wiley & Sons, New York, 1994, 580-683.
- [5] Andromalos, K.B., and Gazaway, H.N. Jet grouting to construct a soilcrete wall using a twin stem system. In: *Foundation engineering: current principles and practices*, Proceedings of the 1989 Foundation Engineering Congress, Evanston, 1989, 301-312.
- [6] Burke, G.K., Peterson, J.H., and Smith, M.L. Superjet grouting and the quality of its product. In: *GeoDenver 2000: Advances in Grouting and Ground Modification*, Geotechnical Special Publication No. 104, 2000, 111-125.
- [7] Maswoswe, J.J.G. QA/QC for jet grouting in deep Boston blue clay: central artery/tunnel project. In: *Grouting 2003: Grouting and Ground Treatment*, Geotechnical Special Publication No. 120, 2003, 236-247.
- [8] Rollins, K.M., Adsero, M.E., and Brown, D.A. Jet grouting to increase lateral resistance of pile group in soft clay. In: *GeoFlorida 2009: Contemporary Topics in Ground Modification, Problem Soils, and Geo-Support*, Geotechnical Special Publication No. 187, 2009, 265-272.
- [9] Modoni, G., Croce, P., and Mongiovi, L. Theoretical modelling of jet grouting. *Géotechnique*, 2006, 56(5): 335-347.
- [10] Modoni, G., and Bzówka, J. Analysis of foundation reinforced with jet grouting. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2012, 138(12): 1442-1454.
- [11] Croce, P., and Modoni, G. Design of jet-grouting cut-offs. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement*, 2007, 11(1): 11-19.
- [12] 李湘然, 贺可强. 高压喷射注浆技术与应用[M]. 北京: 中国建材工业出版社, 2007.
- [13] Shen, S.L., Luo, C.Y., Bai, Y., Kim, Y.H., and Peng, S.J. Instant solidification of soft ground horizontally using jet-grouting. In: *Contemporary Topics in Ground Modification, Problem Soils, and Geo-Support*, Geotechnical Special Publication No. 187, 2009, 257-264.

- [14] Wang, Z.F., Shen, S.L., Ho, C.E., and Kim, Y.H. Investigation of field installation effects of horizontal Twin-Jet grouting in Shanghai soft soil deposits. *Canadian Geotechnical Journal*, 2013, 50(3): 288-297.
- [15] Shen, S.L., Wang, Z.F., Sun, W.J., Wang, L.B., and Horpibulsuk S. A field trial of horizontal jet grouting with composite-pipe method in soft deposit of Shanghai, *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2013, 35: 142-151.
- [16] Shen, S. L., Xu, Y. S., Han, J., and Zhang, J. M. State of the practice of grouting and deep mixing in China-A Recent Ten-year Review. In: *Grouting and Deep Mixing 2012*, Geotechnical Special Publication No. 228, 2012, 343-356.
- [17] Shen, S.L., Wang, Z.F., Xu, Y.S., and Kim, Y.H. State of practice of jet grouting in Shanghai: from technology development to scientific research. In: *Proceedings of the Eighth International Symposium on Lowland Technology*, Bali, Indonesia, 2012.
- [18] 王志丰. 高压旋喷成桩及其环境影响的施工技术与计算方法研究[D]. 上海: 上海交通大学, 2013.
- [19] Essler, R., and Yoshida, H. Jet grouting. In: *Ground Improvement, Second Edition*, Spon Press, 2004, 160-196.
- [20] Brill, G.T., Burke, G.K., Ringen, A.R. A ten-year perspective of jet grouting: advancements in applications and technology. In: *Grouting 2003: Grouting and Ground Treatment*, Geotechnical Special Publication No. 120, 2003, 218-234.
- [21] Tsujita, M. Recent soil improvement technique: RJP method and recent construction cases. *The Foundation Engineering & Equipment*, 1996, 24(7): 73-77 (in Japanese).
- [22] Shen, S.L, Wang, Z.F., Horpibulsuk S., and Kim, Y.H. Jet Grouting with a Newly Developed Technology: The Twin-Jet Method. *Engineering Geology*, 2013, 152(1): 87-95.
- [23] Kim, Y.H. Technological manual of twin jet. Seoul: Korea Foundation Technology E&C, 2008 (in Korean).
- [24] 沈水龙, 王领, 白云, 金龙县, 彭少杰. 水平旋喷施工中的一次性成孔与旋喷的施工设备与方法. 中国, 专利号: ZL200810037410.8, 2010.
- [25] 沈水龙, 金龙县, 白云, 彭少杰, 杨俊龙, 葛金科, 陈立生, 周松. 四重管地层减压式双液旋喷的施工方法. 中国, 专利号: ZL200810033980.x, 2010.
- [26] Nakashima, S., and Nakanishi, W. All-around type reinforcing and consolidating method in the ground and apparatus thereof. United States, Patent number: 5401121, 1995.
- [27] 蔡忠明, 王吉望, 沈水龙, 朱建明, 白廷辉. 水平旋喷复合管减压排泥装置. 中国, 专利号: ZL200610147754.5, 2009.
- [28] 蔡忠明, 王吉望, 沈水龙, 朱建明, 白廷辉. 软土地层减压水平加固工艺. 中国, 专利号: ZL200610147753.0, 2009.
- [29] Shen, S.L, Wang, Z.-F., Xu, Y.S., Bai, Y., and Peng, S.J. (2012). An innovative technology of horizontal jet-grouting with less impact on surroundings, *International Symposium on Advances in Ground Technology and Geo-Information (IS-AGTG)*, 207-214.
- [30] Wang, Z.F., Shen, S.L., Ho, C.E., Xu, Y.S. (2014). Jet grouting for mitigation of installation disturbance, *Geotechnical Engineering, ICE Proceedings*, <http://dx.doi.org/10.1680/geng.13.00103>

译文

# 相对密实度的相关性指标作为验收标准也不可靠

## Relative density correlations are not reliable criteria

Babak Hamidi, Serge Varaksin, Hamid Nikraz, 选自 Proceedings of the Institution of Civil Engineers Ground Improvement, November 2013, (GI4):196 - 208.

译：蔡露 校：周建

**摘要：**相对密实度概念的发展旨在清楚的描述砂土或碎石砂土的密实和松散程度。但是现在很多调查及实例研究表明其概念存在本质错误，实际应用时并不可靠。然而，也正因为提出相对密实度的初衷是为了描述土体的密实程度，使其很早就成为地基处理的一个验收标准。工程师们普遍认为处理较厚地基时直接测得土体相对密实度比较困难，而且耗时多、成本高，一般选用与之相关的其他现场试验方法，若忽略相对密实度概念的不可靠性，这种方法似乎很有效，但认真考究，就会发现这种相互关系与相对密实度概念本身一样，也不可靠。本文主要讨论相对密实度作为验收标准不可靠的原因，并提出了另一个新标准。

**关键词：**相对密实度；验收标准；相关关系；最大及最小干孔隙比

### 1 前言

Hamidiet 等人（2013）对现在 ASTM 测试方法（ASTM, 2006a, 2006b）进行了综合详细的研究，他们的研究成果均揭示了相对密实度的弊端，并且指出虽然发展相对密实度这一参数的初衷是为了在一个共同的基础上，表述土体的物理力学性质和它们之间的关系，便于工程师之间的交流，但因为其本质概念的错误，相对密实度数值上存在百分之几十的误差，也正因为其值会产生这么如此大的误差，所以将它作为地基处理的验收标准并不可靠。

仅仅用一个参数方便有效地描述土体的物理力学性质，这在当时的工程界成为迫切的需求，而提出相对密实度的意图恰恰符合这一需求，因而相对密实度在发展之初，就在地基处理领域占有了一席之地。然而，实际地基处理工程中钻取高质量的试样测试其相对密实度时，人们发现这种方法不仅费时而且极不经济。本质概念的错误导致相对密实度的不

可靠，使得其应用变得复杂起来。因此，应用相对密度与其他常用的现场试验方法之间的相互关系成为了一种很受欢迎的做法，在这种方法中既运用到相对密度这一参数，又不涉及其存在问题的公式表达。在有些工程中偶尔会发现，基于相对密度与标准贯入（SPT）试验或静力触探试验（CPT）的相关关系，规范规定地基处理后的地基土体相对密度必须大于某一最小值或某一曲线。这些相关关系本身与相对密度的概念一样，也存在问题，很多学者对其进行了多年的研究。本文对这些工程中经常应用到的关系进行探讨，说明这些关系作为验收标准的不可靠性。

## 2 相对密度与土体性质的关系

现在的问题是即便不考虑相对密度概念及公式带来的局限和误差，那么是否能够保证当两种土体的相对密度的值相同时，土体的物理力学性质相同(Hamidiet 等, 2013)? ! 若回答是肯定的，就非常令人满意了，遗憾的是，答案是否定的。不考虑其他因素的影响，仅仅用相对密度来预测砂土的性质，得到的结果往往不能令人满意。

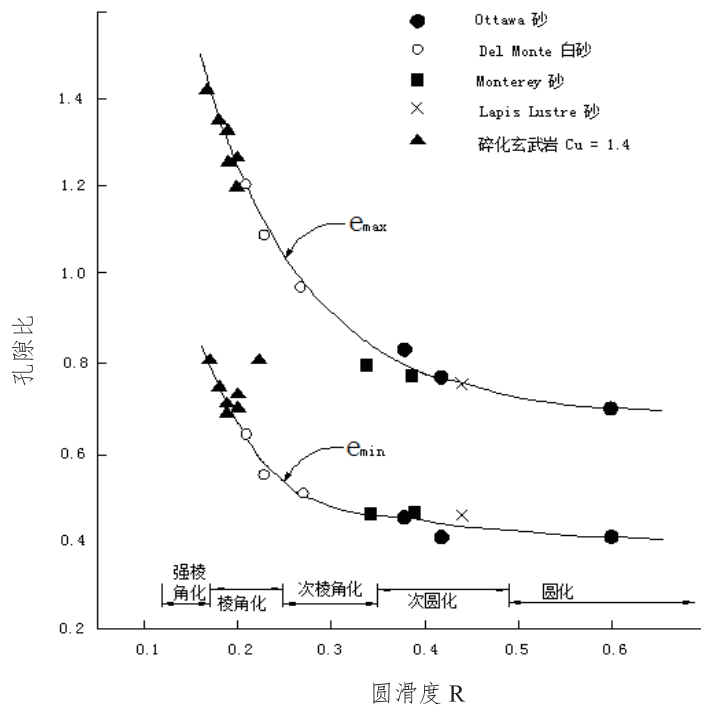


图 1. Cu=1.4 时临界孔隙比与颗粒形状的关系曲线图 (Youd, 1973)

Youd (1973) 对 13 组不同的净砂试样（通过 0.075mm 筛的小于 5%）进行了最大及最小孔隙比的试验，清楚地定义了最大及最小孔隙比 ( $e_{max}$  和  $e_{min}$ ) 与圆滑度、颗粒形状、粒径分布范围（用不均匀系数表示）和颗分曲线的形状的关系。图 1 和图 2 分别表示极

限孔隙比与圆滑度和不均匀系数之间的关系。Youd 没有单独分析平均颗粒粒径 ( $D_{50}$ ) 与极限孔隙比的关系。但是其他一些学者, 如 Tokimatsu 和 Yoshimi (1983)、Skempton (1986)、Cubrinovski 和 Ishihara (1999) 则强调了颗粒粒径对相对密实度的影响 (现场试验关系)。

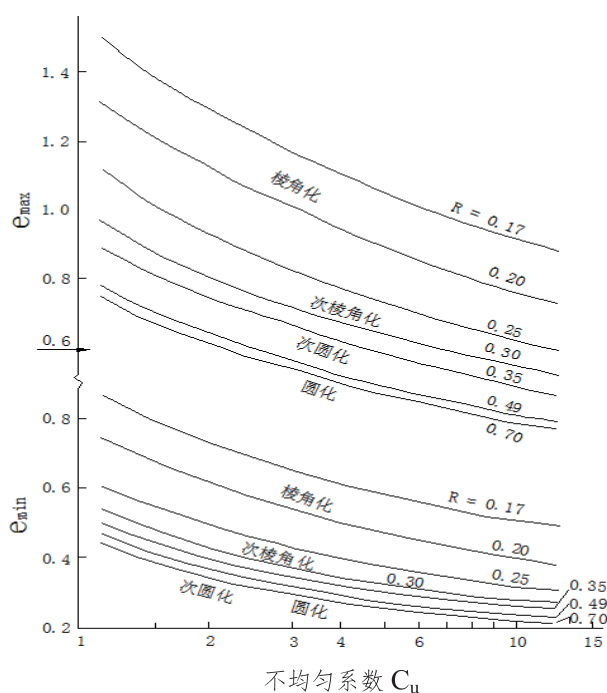


图2 不同颗粒形状下临界孔隙比与不均匀系数的关系曲线 (Youd, 1973)

(注: 该曲线关系只适用颗粒级配曲线正常及中度倾斜的净砂。)

Holubec 和 D'Appolonia (1973) 主要对圆滑度进行了研究, 试验对象为四种具有相同级配组成但颗粒形状不同的试样。试验发现相对密实度相同的颗粒土所具有的工程性质有很大差别, 并且指出, 在设计时采用相对密实度作为验收标准而不考虑土体颗粒的形状, 所预测的土体性质并不可靠。如图 3 所示, Holubec 和 D'Appolonia 的试验结果表明随着棱角系数的增加, 土体的最大及最小孔隙比也会变大, 且最大孔隙比的增长幅度与最小孔隙比相比要大, 即两者的差值持续变大。

Holubec 和 D'Appolonia 的试验结果表明四种砂土的相对密实度与摩擦角的关系是独立、不相关联的。试验发现, 形状最为光滑的颗粒即摩擦角最小的颗粒, 其摩擦角随着相对密实度增加而变大的幅度最小, 而棱角最为明显的砂土即摩擦角最大的砂土摩擦角随着相对密实度的增加而变大的幅度在四种砂土中处于中间水平。由此可以猜想摩擦角是关于相对密实度和颗粒形状的函数。事实上, 这个研究证明了颗粒形状与相对密实度一样, 会影响摩擦角的大小, 而且影响程度相当。



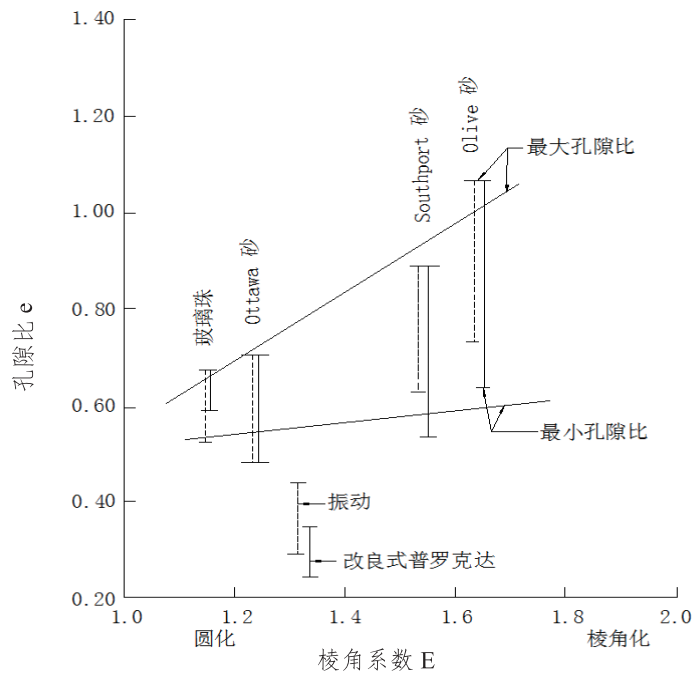


图3 最大及最小孔隙比受颗粒形状影响的关系曲线 (Holubec 和 D'Appolonia, 1973)

(注: 除了玻璃珠, 其他砂土的最小孔隙比都是由改良式普罗克达方法得到。)

颗粒形状也会对土体的应力应变关系产生影响。Holubec 和 D'Appolonia 表示当相对密实度相同时, 土体的颗粒棱角越明显, 破坏时的极限应变越大。他们还对一些密度的砂土进行了微型贯入试验, 试验中直径 12.5mm 微型钻头贯入砂土的深度为 20cm。试验数据表明砂土棱角越明显, 其贯入阻力会明显增大, 如相对密实度为 70% 时, 贯入到指定深度, 带棱角的颗粒土体所需的锤击数为次圆形颗粒土体的两倍, 而 20 个锤击数对应的相对密实度的范围为 66%-86%。

最近, Liu 和 Lehane (2012) 对四种具有相同矿物组成、颗粒级配和但不同颗粒形状的石英砂展开研究, 对干燥及饱和状态下不同相对密实度土体进行离心 CPT 和直剪试验。在这些试验中, 颗粒级配及材料保持相似, 因此试验结果不同的原因只能归结为颗粒形状 (球形、光滑、粗糙) 的影响。图 4 中描述了四种砂土在相对密实度分别为 20%、50% 和 80% 时, 有效峰值状态摩擦角与临界状态摩擦角的差值随有效竖向应力变化的情况。尽管总趋势是随着有效竖向应力变大, 摩擦角差值减小, 但不同相对密实度条件下, 两者的关系曲线不同。根据 Youd (1973)、Holubec 和 D'Appolonia (1973)、Liu 和 Lehane (2012) 等人的研究成果, 可以发现当把一种土的相对密实度关系应用到另外一种土上时, 即便颗粒级配和矿物组成均一样, 得到的结果也可能是错误的。

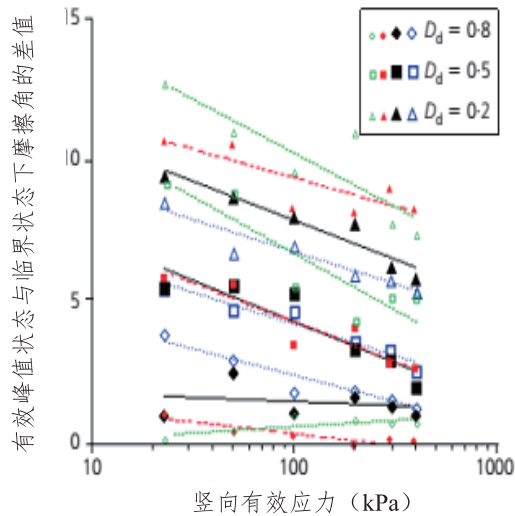


图4 不同相对密度下有效峰值与临界状态下摩擦角的差值  
与竖向有效应力的关系(Liu & Lehane, 2012)

(注: 试验土样为四种矿物成分相似, 级配均匀, 但颗粒相对大小不同的石英砂组成。)

### 3 相对密度与现场试验的关系

根据定义, 相关关系是一种统计关系, 是指系统内一个变量发生变化往往会伴随着其他变量也发生变化。这些关系并不是物理规律或自然定律, 它们仅是数理统计上的关系, 而且只有当它们的分布、方差和变异系数已知的前提下才有意义。一般情况下, 经验关系都由特定情况下特定数据总结得到, 这种关系并不适用于其他数据、土体或条件。除去相对密度本身固有的缺陷和局限不说, 在应用这些关系时如果不考虑其适用范围, 也会预测出不准确、不具代表性的结果。

本文所讨论关系仅局限于比较常见的相对密度与现场试验的关系, 对这些研究成果本身的讨论不在本文内容之内, 但其讨论结果同样适用于其他与之类似的关系。此外, 这里不考虑这些现场试验方法的局限及缺陷, 因为它们与我们所讨论的属于不同范畴, 而且与相对密度的不可靠性没有直接关系。

#### 3.1 相对密度与标准贯入试验的关系

虽然相对密度与标准贯入试验(SPT)的定量关系由 Terzaghi 和 Peck (1948) 第一次提出, 但现在最为人熟知且应用最广的估测方法是由 Gibbs 和 Holtz (1957) 在美国垦务局内进行的室内试验的数据基础上总结发展而来的。试验中, Gibbs 和 Holtz 按照一定的密度和湿度要求, 分别将细砂和粗砂置于一个直径为 0.9m, 高度为 1.2m 的圆柱形重铁槽中。上覆压力的加载依靠荷载板和加载弹簧来完成。最大密度通过振动饱和土体至恒定密度或由极限锤击数得到的, 但无论哪种方法, 在具有一定体积的容器中, 得到的最大密度的值都偏大。最小密度通过向一定体积的容器中轻轻地倒入干燥的土体材料得到。

Gibbs 和 Holtz 在 1957 年就进行了该项研究，也就是说比 ASTM 1969 年发布第一个相对密实度标准早了 12 年。显然因为当时没有一个现行标准，测试临界密度的试验规程还没有。依据 Yoshimi 和 Tohno (1973) 的研究成果，相对密实度的公式会产生很大误差，如最小密度指数增加 1%，相对密实度的值则会减小 14%。因此，Gibbs 和 Holtz 的试验方法中即使临界孔隙比只产生微小改变，也会对计算得到的相对密实度的值产生很大影响。

与著名的 Gibbs-Holtz 相对密实度与超压关系图被大量文章引用不同，真正读过 Gibbs 和 Holtz 1957 年那篇文章的读者都知道，他们在这篇文章里提出是如图 5 所示的相对密实度与贯入阻力关系图，而非著名的图 6（由垦务局 1960 年第一次发表在土体手册上），而后者恰恰与 Gibbs 和 Holtz 的观点也保持一致。值得注意的是，垦务局（1998）并没有用相关关系这个术语，而是将关系图作为预测砂土相对密实度的标准。除了 ASTM（2006a, 2006b）标准方法注明的应用范围，垦务局还对可以使用关系图的的砂土进行了规定，即所含细颗粒小于 10%且不含碎石。

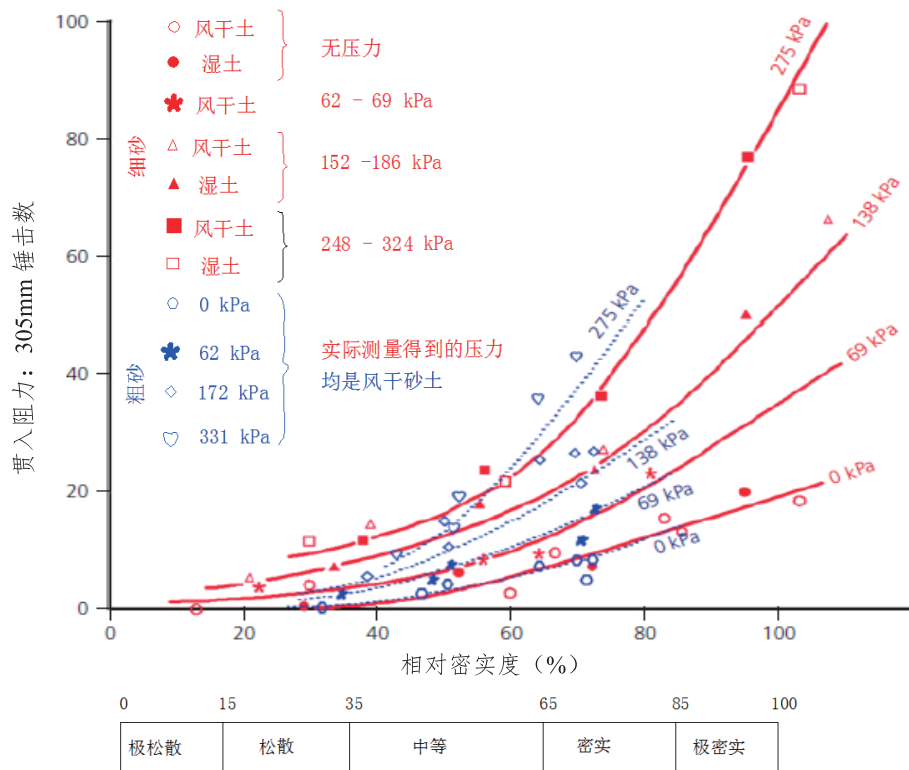


图 5 粗砂和细砂的相对密实度与贯入阻力的相关关系曲线 (Gibbs 和 Holtz, 1957)

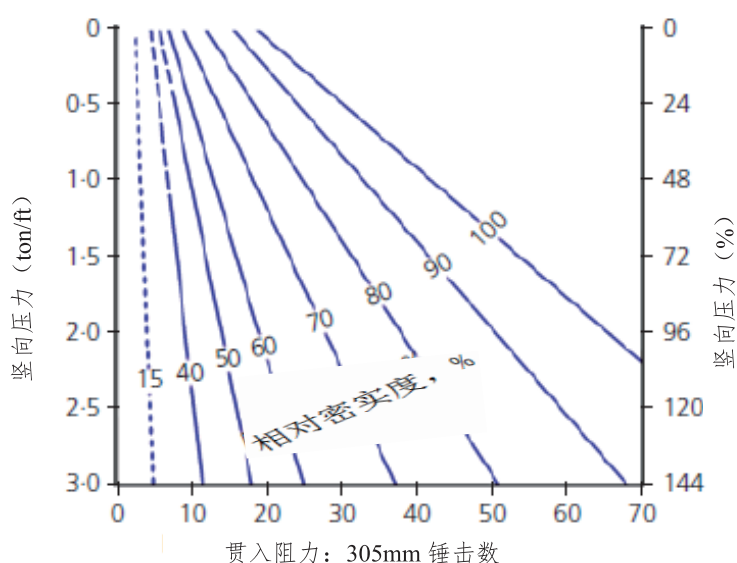


图6 标准中有标准贯入阻力推算相对密实度的关系图(垦务局, 1998)

Osterberg 和 Varaksin 1973年对密西根湖底的冻土试样进行试验, 并与Gibbs 和Holtz的预测结果相比较。比较结果显示预测结果与实测结果大相径庭, 可以总结为利用标准贯入试验的结果并由Gibbs 和 Holtz关系图预测到的相对密实度与真正的结果没有关系。本次试验可以说明另外一个问题, 即一种砂土的相对密实度关系并不适用于另外一种砂土。

与其他人过分自信不同的是, Holtz (1973) 并不认为他和Gibbs提出的关系图是无条件、恒定成立的。在Osterberg 和 Varaksin (1973) 试验结果的讨论中, 他强提大家需要搞清楚一个事实, 即SPT是一个相对粗糙的试验, 没有人能够在1%的误差范围内(亦或与1%相当) 精确预测出砂土相对密实度的大小。他还补充说道他和Gibbs提出的这组关系考虑了上覆荷载的影响, 这意味着这组关系曲线并不适用于任意情况下的无粘性土。更重要的是, 他们发展这组曲线关系的侧重点是通过SPT试验结果预测相对密实度的趋势, 而非其具体的数值。由此可知, Gibbs 和 Holtz 研究成果的有效性完全是被炒作出来的, 人们在麻木应用时, 并未考虑到着组关系曲线当时被提出来的意图。

Meyerhof (1957) 用公式表达了Gibbs 和 Holtz的粗砂关系曲线, 如式(1)或式(2) (国际单位制) 所示。但在实际应用过程中, 公式也被应用于其他砂土(颗粒大小、形状、级配和矿物组成都有可能不同)。显然, 这种做法又会加深人们对这种关系可靠性的怀疑, 因为在Gibbs 和 Holtz的研究成果中很清楚地显示细砂与粗砂的关系曲线并不一致。

$$N = (17 + 0.25\sigma_v') D_d^2 \quad (1)$$

$$D_d = \sqrt{\frac{N}{17 + 0.25\sigma_v'}} \quad (2)$$

其中,  $N$  表示标准贯入试验的锤击数;  $D_d$  表示相对密实度 (小数表示);  $\sigma'_v$  表示竖向有效应力。与公式 (1) 不同, Haldar 和 Tang (1979) 用公式 (3) 表示 Gibbs 和 Holtz 的相对密实度关系:

$$N = 20D_d^{2.5} + 0.21\sigma'_v D_d^2 \quad (3)$$

Haldar 和 Tang 绘制了如图7所示的实际相对密实度, 与通过 Gibbs 和 Holtz 关系计算得到相对密实度大小的关系曲线, 他们从多篇文章中才搜集了这么多数据, 这些文章包括: Gibbs 和 Holtz (1957)、Marcuson 和 Bieganousky (1977)、Moretto (1954)、Varaksin (1970) 和 Wu (1957)。图中可以看出, 相当多的点分布在  $45^\circ$  平分线上面, 这也说明了 Gibbs 和 Holtz 的关系不保守的。图7中同样绘出了一条平均线、一条上限线 (线B) 和一条下限线 (线E)。对于某一给定的相对密实度, 用 Gibbs 和 Holtz 关系计算所得的相对密实度值, 与对应的真实测量值分布在上限线和下限线之间, 并且在平均线两边对称分布。由此可以得知, 相对密实度测量值的平均值只有计算值的75%, 相对于平均值, 测量值的变异系数为27%, 且无论计算值多大, 其测量值的分布特点不变。

Haldar 和 Tang 认为不考虑两个临界密度的微小差值, 实验室中对原状正常固结土的相对密实度实验结果误差要小于用 Gibbs 和 Holtz 关系计算相对密实度多所产生的误差, 且后者还会产生系统误差。

Peck 和 Bazaraa (1969) 提出了式 (4) (国际单位制) 来估算相对密实度的大小。通过比较发现, 这些公式计算的相对密实度值要比利用 Gibbs 和 Holtz 关系预测的结果偏大。

$$D_d = \sqrt{\frac{N}{20 + 0.84\sigma'_v}} \quad \text{当 } \sigma'_v < 72 \text{ kPa} \quad (4a)$$

$$D_d = \sqrt{\frac{N}{65 + 0.21\sigma'_v}} \quad \text{当 } \sigma'_v \geq 72 \text{ kPa} \quad (4b)$$

Lacroix 和 Horns (1973) 认为根据他们的经验对于强夯填土来说, Gibbs 和 Holtz 方法预测的相对密实度比实际值高太多, 同样 Peck 和 Bazaraa (1969) 也赞同这样的观点, 他们认为 Gibbs 和 Holtz 方法大大低估了与100%相对密实度对应的标准贯入试验锤击数  $N$ , 而 Bazaraa (1967) 关系所展示的相对密实度与标准贯入试验锤击数则有很好的对应关系。

Marcuson (1978) 参考了美国陆军水道试验站的实验室里对四组上覆荷载下具有不同相对密实度的砂土进行的试验, 发现用简单的一组曲线来表征所有砂土在任何条件下锤击数  $N$  值、上覆压力和相对密实度的关系根本就是徒劳。他还总结道: 通过比较 Gibbs 和 Holtz、Bazaraa 和 WES 提出的关系, 发现除非有对应的现场特定关系, 用 SPT 估算土体密度及相对密实度所得结果不够准确。

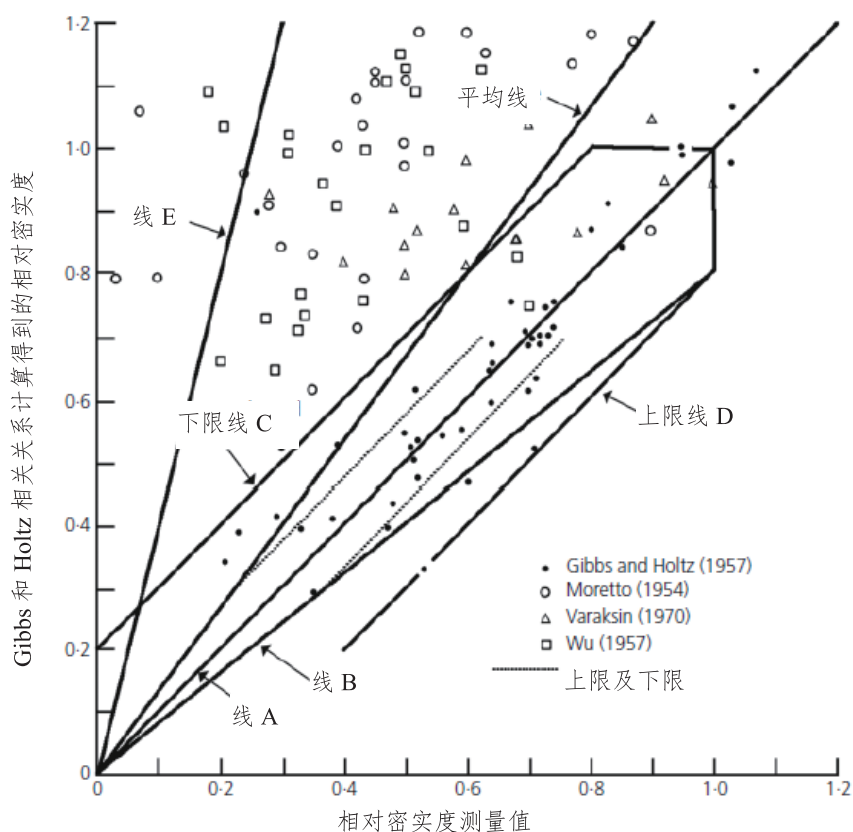


图7. Gibbs和Holtz 相关关系计算得到的相对密度  
与测量值的比较图 (Harder和Tang, 1979)

Skempton (1986) 提出了相对密度与锤击数的关系式, 式中含有a和b两个参数, 如公式(5)所示。Skempton对5种不同的砂进行了试验, a和b的取值范围分别为15-30和17-24 ton/ft<sup>2</sup> (英制中1 ton/ft<sup>2</sup>=107.3kN/m<sup>2</sup>), 可以看出这两个系数最大值分别比最小值高100%和40%, 而且如果采用Bazaraa 关系, 高出的程度甚至可以达到300%和47%。由此可见, 一个场地的土体关系不可以简单套用在别的场地上。

$$D_d = \sqrt{\frac{N}{a + b\sigma'_v}} \quad (5)$$

Skempton (1986) 研究还发现, 一定相对密度及上覆荷载条件下, 砂土的颗粒粒径 ( $D_{50}$ ) 越大, 标准贯入锤击数越大, 这也进一步解释了为什么不同龄期的原状砂土, 其锤击数  $N$  不同。也就是说不是只有相对密度的值会受到颗粒级配、粒径大小、上覆压力、矿物组成及颗粒形状等多种因素的影响。因此, 即使是同一土体, 处于不同时期或不同条件, 相对密度关系也有所不同。Skempton 还将超固结系数的影响引入式(5)中, 得到式(6):

$$D_d = \sqrt{\frac{N}{a + C_{oc} \sigma'_v}} \quad (6)$$

$C_{oc}$  的值可以通过式 (7) 计算得到, 式中  $K_{ONC}$  和  $K_O$  分别表示正常固结条件下和超固结条件下水平应力和竖向应力的比值。其值的计算优先参考 Mayne 和 Kulhawy (1982) 提出的估算公式, 如式 (8) 和式 (9) 所示。

$$C_{oc} = \frac{1 + 2K_O}{1 + 2K_{ONC}} \quad (7)$$

$$K_{ONC} = 1 - \sin \phi' \quad (8)$$

$$K_O = K_{ONC} (OCR)^{\sin \phi'} \quad (9)$$

其中, OCR 表示超固结度,  $\phi'$  表示有效内摩擦角。研究土体液化的 Tokimatsu 和 Yoshimi (1983) 考虑细颗粒含量  $F_c$  的影响, 引入修正系数  $\Delta N_f$  (见表1) 对式 (2) 进行修改得到式 (10)。但是他们对于自己提出的公式也没有足够把握, 指出公式的实用性还待进一步证明。

表1  $\Delta N_f$  与细颗粒含量关系表 (Tokimatsu 和 Yoshimi, 1983)

细颗粒含量%	$\Delta N_f$
0-5	0
5-10	内插
10-	$0.1F_c + 4$

$$D_d = 0.21 \sqrt{\frac{N}{0.7 + \frac{\sigma'_v}{98}} + \frac{\Delta N_f}{1.7}} \quad (10)$$

近来 Hatanaka 和 Feng (2006) 利用现场冻结方法制得了高质量的原状试样, 并对其进行比较性研究。本次研究所采用的土颗粒最大直径小于 4.75mm, 平均直径小于 1mm。试验中将相对密度实际测量值分别与 Meyerhof 方法 (1957)、Bazaraa 方法 (1967) 和 Tokimatsu 和 Yoshimi 方法 (1983) 计算得到的值相比较。如图 8 所示, Meyerhof 方法估算的值与实际测量值比较变化范围为 +15% 至 -45%。与 Haldar 和 Tang (1979) 的研究发现一样, 本次研究也发现估算结果有很大程度的波动, 但不同的是估算点大多集中在角平分线下侧, 这也说明 Meyerhof 方法估算的相对密度值偏小。当利用 Tokimatsu 和 Yoshimi 方法时, 也会发生同样的现象, 只不过此时估算值与测量值比较, 变化幅度为 +25% 至 -20%。



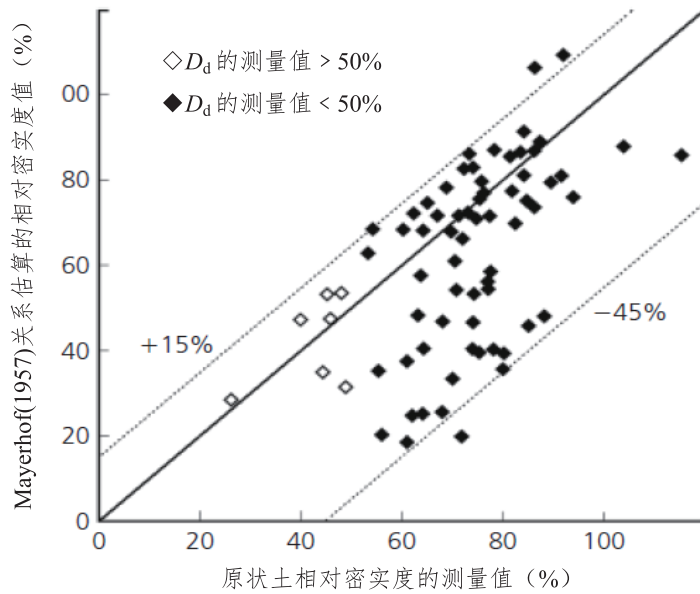


图8. Meyerhof公式计算的相对密实度值与测量值的关系图 (Hatanaka 和 Feng, 2006)

Tatsuoka 等 (1978) 对正常固结沉积砂及一般原状土试样的 SPT 试验进行了研究, 旨在检验 Meyerhof 研究结果的准确性, 结果也发现 Meyerhof 公式估算的细砂土和粉砂的相对密实度值偏小。

在估算相对密实度时, Cubrinovski 和 Ishihara (1999) 强调颗粒粒径的重要性, 提出了式 (11)。其中,  $N_{78}$  表示每锤能量只有自由落体锤击能量的 78% 时标准贯入锤击数。

$$D_d = \sqrt{\frac{N_{78}(e_{\max} - e_{\min})^{0.7}}{9}} \sqrt{\frac{98}{\sigma'_v}} \quad (11)$$

Cubrinovski 和 Ishihara 指出利用式 (11) 估算, 84% 的相对密实度估算结果与实际测量值误差小于 20%, 且大于一半的估算结果误差在 10% 以内。尽管这样大的误差对于相对密实度作为可靠验收标准毫无意义, 但这里包含了三个重要参数, 即两个临界孔隙比 (与相对密实度的定义息息相关) 和锤击数  $N$  (是现场土体密度的函数)。由此可见, 采用其他关系估算相对密实度与简单采用 ASTM 规范方法直接确定相对密实度相比, 其结果更为不准确, 误差更大。

还有许多其它 SPT— $D_d$  的经验关系这里并未介绍, 其相应研究还在继续。但是可以肯定是, 因为两者关系受到多种因素的影响, SPT— $D_d$  的数据还是会有很大的波动, 就是说, 相对密实度与标准贯入锤击数的关系并不能作为地基加固中的验收标准。

### 3.2 相对密实度与静力触探的关系

许多学者（如Jamolkowski 等，2001）都认为相对密实度与静力触探（CPT）关系的第一次提出是由Schmertmann 在1976年完成的，但在作者看来，这种判断并不完全准确，即我们在Schmertmann 1975年的一篇文章中就已经看到这种关系被提出，且Schmertmann 在1978年的一篇文章中参考了包含这种关系的文献（Mitchell 和 Gardner，1975）。

尽管Schmertmann（1976）较早介绍这种关系，但不幸的是，它当时是作为WES的合同报告出版的，因此即使在WES 自己的图书馆中，也找不到这篇文献。我们通过多种方法试图得到一份报告的复印件，但迄今为止依然没有成功，甚至没有遇到一个真正读过这篇文章的人。因此我们只能做出这样的推断，那些最近提到这篇文章的学者只是通过引用了别人文章的内容，而非自己真正读过这篇文章。这样的做法实在令人担忧，因为在引用过程中不可避免会出现出版错误、曲解以及作者只提及与自己研究内容相关的那部分等问题。通过对Schmertmann（1978）、Villet 和 Mitchell（1981）等文章的研究发现，他们所谓的改进关系与Schmertmann（1978）中的内容并没有什么不同。

Schmertmann（1978）表示锥尖阻力受多种因素影响，包括颗粒级配、胶结状态、侧向应力、上覆土的深度、压缩性、孔隙水压力以及薄膜影响等，增加了80组试验对1975年文章中的成果进行修正和更新，这些试验是在直径为1.2m的压力室里完成的，分别对两种人工砂土（由截然不同的破碎方法得到），两种天然细砂和一种人工、一种天然中砂进行试验，得到了考虑竖向有效应力影响的新近正常固结无胶结细砂的关系图表，并提出可以用修正因子，将超固结砂土的锥尖阻力转化为正常固结砂土的锥尖阻力，简单表示为式（12）：

$$\frac{q_{cOC}}{q_{cNC}} = 1 + \frac{3}{4}(4OCR^{0.42} - 1) \quad (12)$$

如图9所示，Schmertmann（1975）、Schmertmann（1978）相对密实度的估算值有明显差异。尽管Schmertmann（1978）中没有给出试验结果的离散情况，但他提到图表中净砂相对密实度估算值有10%左右的标准差，而Schmertmann（1975）数据的标准差为7%。这意味着即便不考虑试验中可能存在的数据波动，研究提出的经验关系对其他土体而言也几乎是毫无意义的。Villet 和 Mitchell（1981）也有同样的发现，他们的试验砂为四种级配的商用风积沙丘砂（大多为石英长石颗粒，颗粒形状为次圆化至次棱角化），试验在直径为0.76m、高0.8m的压力室里进行。

Villet 和 Mitchell所提出的关系同样绘于图9 中，图中可以看出Villet 和 Mitchell的关系与Schmertmann（1978）关系有很大不同，当上覆压力较小时密砂两者差距为20%，而当上覆压力较大时松砂两者的差距为140%，具体见表2。Villet 和 Mitchell比较了压力室和边界条件发现，这样大的差别是由颗粒类别不同造成的。因此，不存在一个能够表征所有类型砂土的锥尖阻力、竖向应力及相对密实度关系的表达式。这样的结论也为其他研究这些参数关系的学者提供了正确的思路。

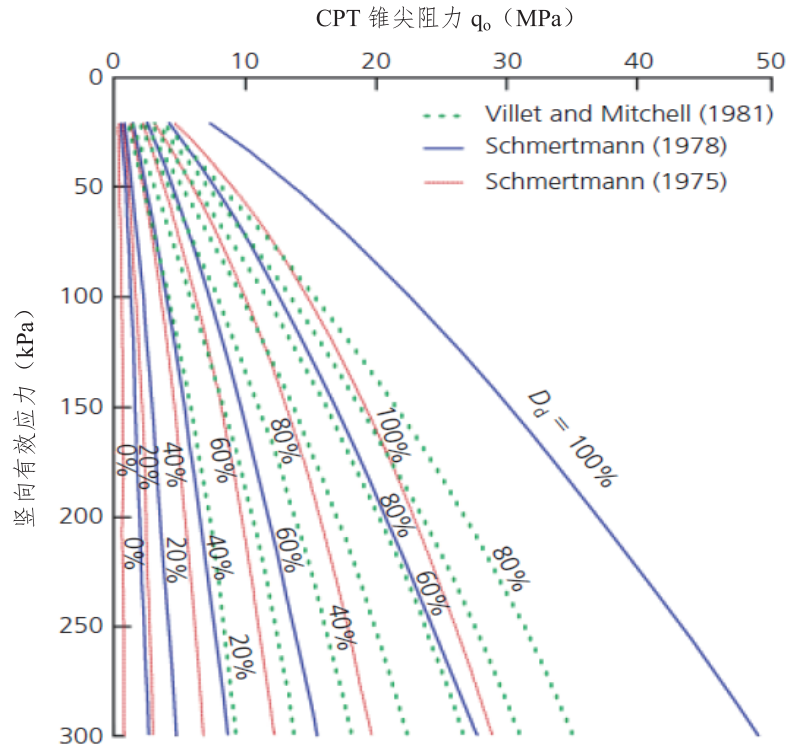


图9. Schmertmann (1975, 1976) 与Villet 和 Mitchell (1981) 相对密实度与锥尖阻力相关关系的对比

表2. 不同密实度下Villet 和 Mitchell (1981) 关系与 Schmertmann (1978) 关系得到的 $q_c$ 比值

竖向有效应力	不同相对密实度时 $q_c$ 的比值			
	20%	40%	60%	80%
100	1.7	1.9	1.5	1.2
200	2.0	2.1	1.7	1.3
300	2.4	2.2	1.8	1.3

事实上,要是Villet 和 Mitchell用的压力室与Schmertmann的一样,结果两者的差距会更大。Parkin (1977)、Parkin 和 Lunne (1982) 等就压力室的大小及边界条件对试验结果的影响做了一系列研究。Parkin (1977) 发现压力室直径与椎体直径的比值和边界条件会对试验结果产生影响,降低直径比或保持应力条件而不是保持体积边界条件不变,会使得锥尖阻力较小。

除了考虑压力室几何特征及边界条件外,因为试验无法模拟土体自重产生的应力梯度,Bolton 和 Gui (1993) 还提出了用超载方法模拟上覆土层压力,这同样也是压力室的局限性。Bolton 和 Gui指出利用压力室总是有问题,他们推荐离心机试验方法。

如果暂且不考虑Bolton 和 Gui的观点,压力室试验方法目前仍是研究 $D_d$ —CPT关系的主要方法。Baldi等(1986)对Ticino 砂 和 Hokksund 砂进行了压力室试验,提出了一个最受欢迎的关系,如式(13)所示。其中, $C_1$ 和 $C_2$ 均表示试验系数。

$$D_d = \frac{1}{C_2} \ln\left(\frac{q_c}{C_0 \sigma_v^{C_1}}\right) \quad (13)$$

Baldi等人后来在前人工作的基础之上,定义了 $\sigma'$ 表示正常固结土的竖向有效应力或表示超固结土的水平有效应力(或平均有效应力)。之所以这样表示的原因是用超固结土的竖向有效应力表示时,会导致估算的相对密实度值偏大,这一点与SPT— $D_d$ 中的关系一致。尽管Baldi等人研究了Ticino 砂 和 Hokksund 砂在超固结状态、正常固结状态以及中间状态的数十种情况,但最终只有正常固结状态的Ticino 砂的关系最为人熟知,如式(14)所示。这也是相对密实度作为地基处理中验收标准时经常出现的表达形式。

$$D_d = \frac{1}{2.41} \ln\left(\frac{q_c}{157 \sigma_v^{0.55}}\right) \quad (14)$$

如果正常固结Hokksund 砂更胜一筹的话,那表达式就会变成式(15)。式(14)和式(15) 计算得到的相对密实度差值大小受有效竖向应力和锥尖阻力倒数的影响,两者相差程度可以大于20%。这成为不存在一个适用所有类型土体的相对密实度关系的又一力证,说明这种关系与土体类型密切相关。

$$D_d = \frac{1}{3.29} \ln\left(\frac{q_c}{86 \sigma_v^{0.53}}\right) \quad (15)$$

与上述两种情况一样,Jamiolkowski等人(2001)提出了适用于Ticino 砂、Hokksund 砂和Toyoura 砂的表达式,如式(16)所示。由这个式子计算得到的相对密实度结果的波动性要大于上两种情况,除了松砂在大竖向有效应力下以外,其他条件下计算得到的值与上两种情况相比,都偏小。

$$D_d = \frac{1}{3.10} \ln\left(\frac{(q_c/98.1)}{17.68(\sigma_v'/98.1)^{0.50}}\right) \quad (16)$$

需要指出的是Jamiolkowski 也明白相对密实度作为验收标准是不可靠的,他之所以提出上面的表达式仅仅是为了更好地估算相对密实度的大小。Jamiolkowski 和 Pasqualini (1992)表示仅仅依靠正确计算出相对密实度的值对于评价地基处理效果是不够的。考虑到其他重要因素的影响,如压缩性、固结特性和细颗粒含量等,即使关系表达式中包含了水平有效应力的影响,也不能将之作为评价现场净石英砂(或无胶结沉积砂)密实程度的指导。而超固结土相对密实度的计算更为不可靠的原因是实际情况下往往很难确定加固土体的水平有效应力。

Almeida 等人 (1992) 对石灰质 Quiou 砂进行了试验, 试验发现相对密实度相同的情况下, 石灰质砂的锥尖阻比石英质 Ticino 砂高出一半之多, 且相对密实度越大, 差值越大。因此, 石灰质砂的相对密实度关系更加不可靠。更新的研究表示, 根据 Robertson 和 Campanella (1985) 的关系图表可得, 在迪拜相对密实度小于 60% 时就需要进行土体加固了 (Al-Homoud 和 Wehr, 2006)。然而事实上, Robertson 和 Campanella (1985) 文章中并没有这样的图表, 也就是说, Al-Homoud 和 Wehr (2006) 在参考说明中出现了问题。因为在某些地区想要获得夯实填土必要的锥尖阻力很困难, 所以弄清楚石英质砂的相对密实度关系是否适用于石灰质砂显得十分重要。

Al-Homoud 和 Wehr 参考了 Gudehus 和 Cudmani 对迪拜的石灰质砂和 Karlsruhe 长石英质砂的未发表的压力室试验, Al-Homoud 和 Wehr 研究中压力室直径为 0.95m, 高度为 1.5m, CPT 探头直径为 36mm。Al-Homoud 和 Wehr 在文中没有给出迪拜砂土深度修正因子的详细讨论, 而是直接建议当深度大于 8m 时, 度修正因子取 1.5; 当深度小于 4m 时, 取 1.6; 深度介于两者之间时, 取 1.7。依据本文研究, 对石灰质砂而言如果现场的砂比实验室的砂粗糙, 那么这些建议值是偏保守的, 因为大的颗粒比小颗粒更容易破碎。他们还指出, 迪拜砂的锥尖阻力要比中等密实的 Karlsruhe 砂小 37%, 根据迪拜砂与其他多种石英砂拟合的指数关系曲线得到如式 (17) 所示的深度修正因子  $f_{shell}$  表达式:

$$f_{shell} = 0.46D_d + 1.3629 \quad (17)$$

比较迪拜砂和 Karlsruhe 砂发现, 就像之前所说的那样, 根本就不存在相对密实度与锥尖阻力的唯一表达式, 两者锥尖阻力的差值也并不意味着迪拜砂和其他种类的砂有着同样的锥尖阻力差值, 式 (17) 得到的计算结果也同样如此。事实上, 将 0.6 的相对密实度值带入到式 (17) 中, 得到修正因子的值为 1.6389, 当深度大于 8 米时, 由此计算得到的迪拜砂的相对密实度值大约偏大 10%。

此外, Al-Homoud 和 Wehr 试验中压力室直径与探头直径之比为 26.4, 而这个值仅是 Parkin 和 Lunne (1982) 提出的正常固结密砂临界直径比 (小于该值可忽略其对试验结果的影响) 的一半, 因此对试验结果的影响可以忽略不计。所以 Al-Homoud 和 Wehr 试验结果与现场真实情况的差值大小就直接取决于边界条件了。

## 4 可行的验收标准

Hamidi 等人 (2010a, 2010b) 指出在一个地基处理工程中最初采用相对密实度作为验收标准, 计算结果明显若取较大的安全系数可以满足设计标准, 可无法满足相对密实度的验收标准。在卡塔尔拉斯拉凡港外扩工程 (Nakilat 船舶修理码头的填海造陆工程) 中, 依据 Baldi 等 (1986) 提出的相对密实度与静力触探锥尖阻力的关系, 取 1.94 的修正因子对结果进行修正, 结果满足规范要求的相对密实度应该是 60%。但结果发现在任意可测剖面上, 即便是处理效果最差的剖面, 计算得到的承载力都要比 60% 密实度所对应的承载力

要大。以每平方英尺的作用 4000kN 的荷载为例,即 200kPa 等效压力下,相对密实度设计曲线计算得到的沉降量要比没有符合相对密实度规范要求的土体大 40%至 80%。

Hamidi 等人(2011)通过对多种方法进行研究发现,可以进一步发展验收标准,且最合适的方法莫过于将验收标准直接建立在设计标准所对应的土体各种特性上,而不是通过像相对密实度这样的间接参数。确定验收标准的最好方法不是发展有缺陷的相关关系或建立在某一土体特性参数的最小值指标(或试验曲线)之上,而是对设计标准进行详尽的规定。最小值指标并不能实际反映土体的总体特性,且尽管小于该指标的值不符合要求,但并没有对大于该指标的情况加以讨论。设计要求包括方方面面,如承载力、差异沉降、蠕变、长期沉降、总沉降、局部沉降或消除液化等,这也说明最好的规范标准应该详尽系统地规定设计要求。最小值指标或实验曲线只是其中某一个正确答案,是数千个土体剖面中最不太可能发生的一个,而这些剖面往往在处理后再要发生变化。

## 5 结论

本文研究了相对密实度与现场试验的相关性,指出这些关系的可靠性并不符合地基处理验收标准的要求。利用这些相关关系的人对待这些关系的态度似乎比这些关系的建立者还要自信。

研究结果表明相对密实度与现场试验的相关关系并不唯一,且主要受砂土性质的影响,这些性质包括细颗粒含量、颗粒直径、级配、颗粒级配曲线的形状、颗粒形状、竖向有效应力或水平有效应力、矿物组成、压缩性、胶结特性、超固结特性、龄期和破碎特性等。文中还指出,关系研究中的试验数据具有很大的波动性,所以利用这些数据估算相对密实度,必定会存在很大误差。

通过比较多人对相关关系研究的成果发现,他们的估算结果存在相当大的差异,如果所有人提出的估算方法都利用起来的话,得到的估算结果并不比随便猜想结果来得准确。幸运的是,我们可以选择直接基于设计标准建立工程中的验收标准,这样我们仅需要明确好设计要求即可,如容许承载力、沉降限值和液化要求等,而不需要通过规定相对密实度或其他最小试验值来实现。