

目 次

论 文

换填垫层简明设计方法.....王恩远, 吴迈(3)

有限元分析在基坑围护结构施工与监控中的应用.....马海燕, 芦海清(12)

超前小导管施工对暗挖电力隧道施工的数值模拟.....张会伍, 马海燕(17)

螺杆桩技术.....陈超鋈, 谭燕姬, 邵兵, 彭桂皎(23)

基坑止水帷幕水泥土挤土作用的机理分析.....梁捷, 王辉, 张立荣(28)

软土地基中预应力管桩水平荷载试验研究.....林国宏(35)

多道瞬态瑞利波法在复合地基测试中的应用.....顾婷, 龚良(40)

振冲桩处理高层建筑软土地基的应用.....何广讷, 王大为, 赵颖(45)

由深基坑坍塌说起.....孟昭即, 张贵斌(48)

浅谈振冲碎石桩在复合地基施工中的应用.....朱晓莉, 梁宏伟, 俞海林, 张院良, 袁文忠(55)

一题一议

某工程案例引起的思考.....龚晓南(61)

译 文

岩土工程事故——可以预测吗?

“Geotechnical Surprises-Or Are They?” The 2004 H. Bolton Seed Lecture By James K. Mitchell, Dist.M.ASCE.....邓以亮 译; 周建 校(62)

换填垫层简明设计方法*

王思远 吴迈

(河北工业大学土木工程学院 天津 300130)

[摘要] 换填垫层法是在工程中广泛采用的一种地基处理方法。根据《建筑地基处理技术规范》JGJ79-2002提出的设计原则,提出了换填垫层简明设计方法,给出的简化计算公式及相关计算曲线,可以简化计算过程,减小计算工作量,并通过算例说明了本方法的使用。

[关键词] 换填垫层;设计方法;简化公式;计算曲线

前言

换填垫层法是《建筑地基处理技术规范》JGJ79-2002(以下简称《规范》)推荐的一种重要地基处理方法,在建筑工程中广泛应用。换填垫层法是挖去地表浅层软弱土层或不均匀土层,回填坚硬、较粗粒径的材料,并夯压密实,形成垫层的地基处理方法。换填垫层可依换填材料不同分为碎石垫层,砂垫层,灰土垫层,粉煤灰垫层等。换填垫层施工简便,广泛应用于中小型工程浅层地基处理中。

本文根据《规范》中换填垫层法的有关设计原则,提出了一种简明设计方法,弥补了常用设计方法不足,简便实用,可供工程技术人员参考。

常用设计方法及不足

换填垫层法设计的主要内容是选择垫层材料及施工方法,确定垫层的厚度 z 和宽度 b 、 b' (图1)。通常根据土层的情况及设计要求确定换填的深度,对于浅层软土厚度不大的工程,应置换掉全部软土,当软弱土层厚度较大时,应根据下卧层土的承载力合理确定垫层厚度。

《规范》根据作用在垫层底面处下卧层的自重应力 p_{sz} 与附加应力 p_z 之和不应大于下卧层地基承载力 f_{sw} 这一要求来确定垫层厚度。但是由于 p_z 、 p_{sz} 、 f_{sw} 均随垫层厚度 z 的变化而变化,一般随着垫层厚

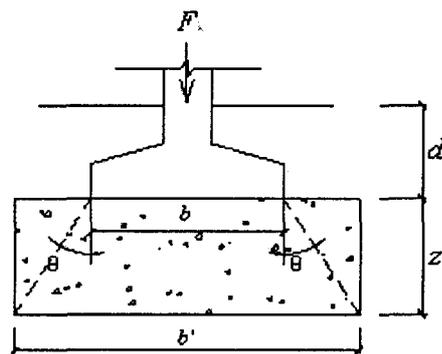


图1 换填垫层计算简图

* 收稿日期: 2009年6月

度 z 的增大, f_m 、 ρ_m 增大而 ρ_k 减小, 因而目前普遍采用的设计方法是先假定一个垫层厚度然后验算, 如不能满足要求, 则调整其厚度重新计算直到满足为止。这种方法虽然可行, 但存在着明显的不足: 若垫层厚度 z 假定的大小不适当, 则须经反复试算才能得到满意的结果, 计算工作量大, 效率低。因此, 本文根据现行《规范》的有关设计原则, 提出了一种简明的换填垫层设计方法, 利用本文给出的简化计算公式和计算曲线, 既能直接确定设计参数, 计算精度又可满足工程设计的需要。

简明设计方法

换填垫层法主要用于中、小型工程浅层地基处理, 常用计算参数如图2所示。

1. 基础底面尺寸简化计算

根据规范要求, 一般可根据下式确定基础底面尺寸:

$$A(\text{或}b) \geq \frac{F_k}{f_a - \gamma_G \cdot d} \quad (1)$$

式中:

A ——基础底面积 (m^2);

b ——条形基础宽度 (m);

F_k ——相应于荷载效应标准组合时, 上部结构传至基础

顶面的竖向力值 (kN); 对条形基础为基础每米长度上的荷载 (kN/m);

f_a ——修正后的垫层承载力特征值 (kPa);

γ_G ——基底以上基础及基础上回填土的平均重度 (kN/m^3); 一般取 $\gamma_G = 20\text{kN/m}^3$; 地下水以下考虑浮力影响;

将 $f_a = f_{ak} + \eta_d \cdot \gamma_m (d - 0.5)$ 代入式 (1) 可得

$$A(\text{或}b) \geq \frac{F_k}{f_{ak} - [\gamma_G \cdot d - \eta_d \cdot \gamma_m (d - 0.5)]} \quad (2)$$

式中 f_{ak} ——垫层承载力特征值 (kPa);

η_d ——垫层承载力修正系数, 根据《规范》 $\eta_d = 1.0$ 。

设 $\Delta f_{ak} = \gamma_G \cdot d - \eta_d \cdot \gamma_m (d - 0.5)$, 根据工程实践, 各指标的常用值 $\gamma_G \approx 20\text{kN/m}^3$, $d \approx 1 \sim 2\text{m}$, $\gamma_m = 16 \sim 18\text{kN/m}^3$, 据此计算 Δf_{ak} 如表1所示。

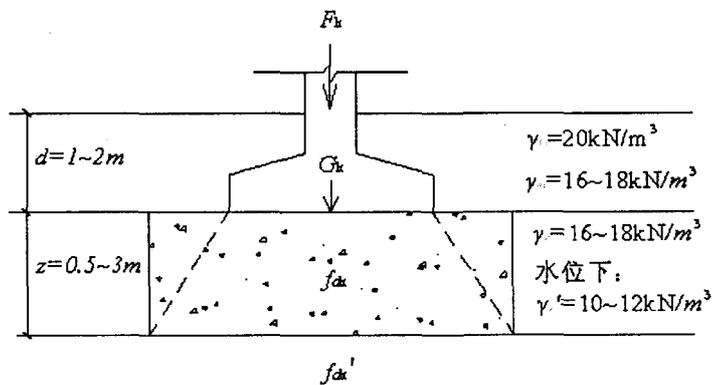


图2 换填垫层简化计算参数

Δf_{ak} 常用值 (kPa)

表 1

$d(m)$ $\gamma_m(kN/m^3)$	1.0	1.5	2.0
18	11	12	13
17	12	13	14
16	13	14	15

为便于计算, 取 $\overline{\Delta f_{ak}} = 13kPa$ 代入式 (2) 可得

$$A(\text{或}b) \geq \frac{F_k}{f_{ak} - 13} \quad (3)$$

利用简化公式 (3) 可确定矩形 (方形) 基础底面积 A 或条形基础宽度 b , 经与工程实践对比, 其计算误差小于 5%。

2. 垫层底面尺寸简化计算

垫层的厚度应满足下式要求:

$$p_z + p_{cz} \leq f_{az} \quad (4)$$

其中

$$p_{cz} = \gamma_m \cdot d + \gamma_z \cdot z \quad (5)$$

式中 γ_z —— 垫层深度范围内地基土的加权平均重度 (kN/m^3);

γ_m —— 基础底面以上土的加权平均重度 (kN/m^3)。

对于条形基础

$$p_z = \frac{b(p_k - p_c)}{b + 2ztg\theta} \quad (6a)$$

对于矩形基础

$$p_z = \frac{bl(p_k - p_c)}{(b + 2ztg\theta)(l + 2ztg\theta)} \quad (6b)$$

式中 p_k —— 相应于荷载相应标准组合时, 基础底面处的平均压力值 (kPa);

p_c —— 基础底面处土的自重压力值 (kPa)

θ —— 压力扩散角, 根据换填材料的种类及 d/b 的值的确定。

目前普遍采用的设计方法是先假定一个垫层厚度 z 然后验算, 如不能满足式 (4) 要求,

则调整其厚度重新计算直到满足为止。若 z 假定的大小不适当, 则须经反复试算才能得到满意的结果, 计算工作量大, 效率低。根据《规范》的设计原则和作者多年的实践积累, 提出简明设计方法, 以期简化换填垫层设计程序, 减小计算工作量, 保证设计安全。

(1) p_z 简化计算

对于矩形基础, 设 $b \cdot l = A (b + 2ztg\theta)(l + 2ztg\theta) = A'$, 代入式 (6b) 可得:

$$p_z = \frac{A(p_k - p_c)}{A'} \quad (7)$$

将 $p_k = \frac{F_k + G_k}{A}$; $G_k = \gamma_G \cdot d \cdot A$; $p_c = \gamma_m \cdot d$ 代入上式可得:

$$p_z = \frac{F_k + G_k - \gamma_m \cdot d \cdot A}{A'} = \frac{F_k + (\gamma_G - \gamma_m) \cdot d \cdot A}{A'} \quad (8)$$

设 $(\gamma_G - \gamma_m) \cdot d \cdot A = \Delta F_k$, 各指标常用值: $\gamma_G = 20 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_m \approx 16 \sim 18 \text{ kN/m}^3$, $d = 1 \sim 2 \text{ m}$, 取基础底面积 $A = 2 \sim 6 \text{ m}^2$, 经计算 ΔF_k 如表 2 所示。

ΔF_k 常用值 (kN)

表 2

A(m ²) γ _m (kN/m ³) d(m)	2		4		6	
		16	18	16	18	16
1.0	8	4	16	8	24	12
1.5	12	6	24	12	36	18
2.0	16	8	32	16	48	24

取 $\overline{\Delta F_k} = 20 \text{ kN}$ 代入式 (8) 可得:

$$p_z \approx \frac{F_k + 20}{A'} \quad (9)$$

条形基础取 $b = 1.5 \sim 3.0 \text{ m}$, 其他同上, 经计算 $\Delta F_k = 3 \sim 24 \text{ kN}$, 取 $\overline{\Delta F_k} = 15 \text{ kN}$ 代入上式可得:

$$p_z \approx \frac{F_k + 15}{b'} \quad (10)$$

(2) f_{az} 简化计算

垫层底面处经深度修正后地基承载力特征值

$$f_{az} = f_{ak}' + \eta_d \cdot \bar{\gamma} \cdot (d + z - 0.5) \quad (11)$$

式中 f_{ak}' —— 垫层底面下卧层承载力特征值(kPa);

η_d —— 下卧层承载力深度修正系数, 对于软土可近似取 $\eta_d = 1.0$ 。

将 $\bar{\gamma} = (\gamma_m \cdot d + \gamma_z \cdot z) / (d + z) = p_{cz} / (d + z)$ 代入式 (11) 可得

$$f_{az} = f_{ak}' + \frac{P_{cz}}{d+z}(d+z-0.5) = f_{ak}' + p_{cz} - 0.5 \frac{P_{cz}}{d+z} \quad (12)$$

(3) A'、b' 简化计算

对矩形或方形基础, 将式 (9)、式 (12) 代入式 (4) 得

$$\frac{F_k + 20}{A'} + P_{cz} \leq f_{ak}' + p_{cz} - 0.5 \frac{P_{cz}}{d+z}$$

整理后可得:

$$\frac{F_k + 20}{A'} \leq f_{ak}' - 0.5 \bar{\gamma} \quad (13)$$

如前所示 $\gamma_m \approx 16 \sim 18 \text{ kN/m}^3$; 无地下水时 $\gamma_z \approx 16 \sim 18 \text{ kN/m}^3$, 考虑垫层增重通常取 $\gamma_z = 18 \text{ kN/m}^3$; 当基础底面以下存在地下水时 $\gamma_z \approx 10 \sim 12 \text{ kN/m}^3$, 综上所述 $\bar{\gamma}$ 变化于 $12 \sim 18 \text{ kN/m}^3$, 为偏于安全可取 $\bar{\gamma} = 18 \text{ kN/m}^3$, 代入式 (13) 可得

$$A' \geq \frac{F_k + 20}{f_{ak}' - 9} \quad (14)$$

对于方形基础可得基础边长 $b' = \sqrt{A'}$ 。

对于条形基础, 类似可得

$$b' \geq \frac{F_k + 15}{f_{ak}' - 9} \quad (15)$$

利用简化公式 (14)、式 (15) 可分别确定矩形 (方形) 基础垫层底面积 A' 和条形基础垫层底面宽度 b' 。

3. 垫层厚度 z 简化计算;

(1) 对于条形基础, 求得 b, b' 后, 应依 $b' = b + 2z \tan \theta$ 确定 z 值, 由于 z 与 θ 为复杂的分段函数关系, 需反复试算才能确定符合工程要求的 z 值。为简化计算, 通过编制求解 z 值的程序, 将计算结果整理成计算曲线如图 3 及图 4 所示。垫层厚度 z 可依 b', b 及填料类别查相应曲线确定。

(2) 对于方形基础可直接根据 b 和 b' 查图 3 或图 4 初步确定垫层厚度 z ; 矩形基础按等面积的方形基础查得 z 值, 并进行验算。

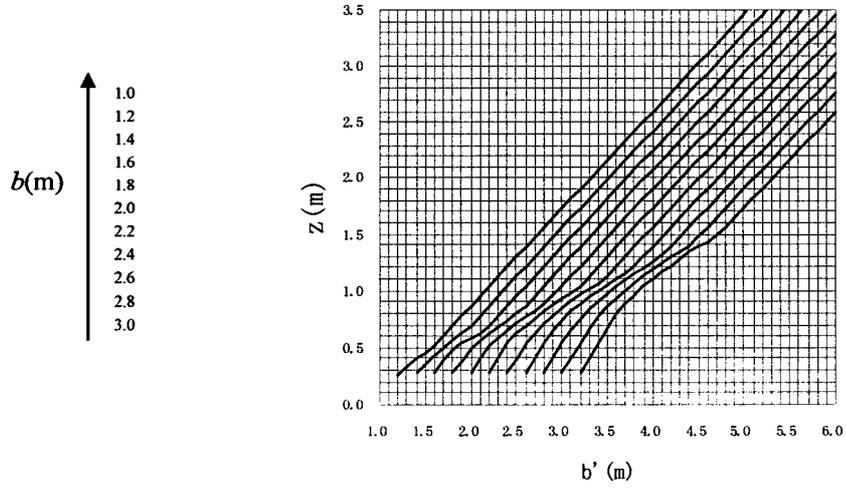


图3 砂石材料垫层 z 图

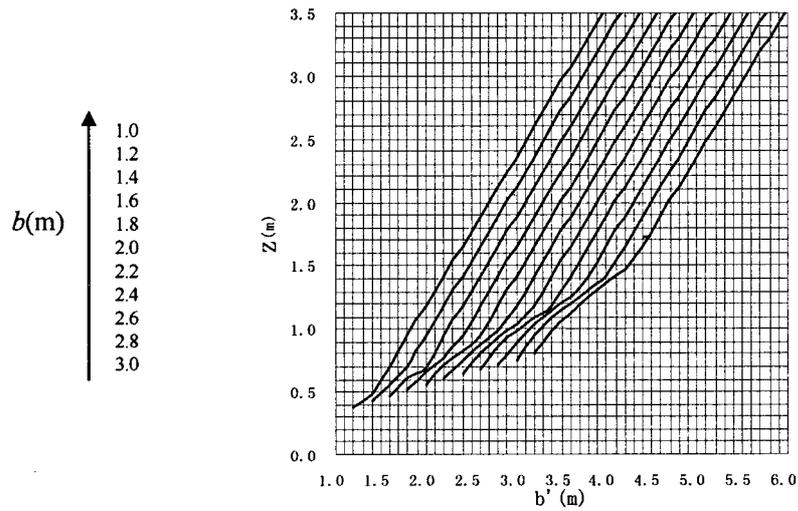


图4 粉质粘土、粉煤灰垫层 z 图

4. 小结

综上所述,换填垫层简化设计方法主要计算步骤如图5所示。工程实践表明,采用简化计算方法计算垫层厚度 z 不仅方便实用,其计算精度完全满足工程要求。

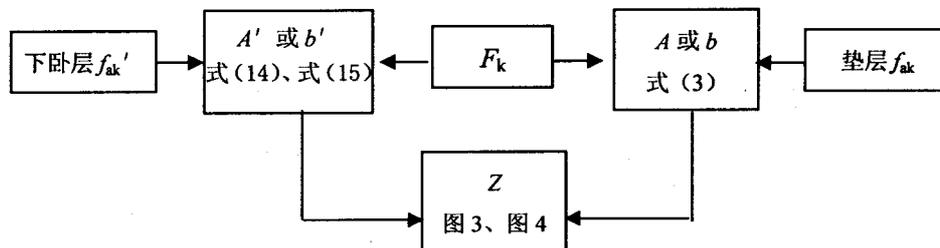


图5 换填垫层简化计算流程

算例对比

1. 设计条件

某五层砖混结构办公楼，采用墙下钢筋混凝土条形基础，作用在基础顶面荷载 $F_k = 200\text{kN/m}$ ，基础埋深 1.3m 。土层分布：第①层为粘性素填土，厚 1.3m ， $\gamma = 18\text{ kN/m}^3$ ；第②层为淤泥质土，厚 10m ， $\gamma = 17\text{ kN/m}^3$ ， $f_{ak} = 80\text{kPa}$ ；第③层为粉土，厚 6m ， $\gamma = 19\text{ kN/m}^3$ ， $f_{ak} = 180\text{kPa}$ ；地下水位距地表 2.5m 。

试设计砂垫层（设砂垫层 $f_{ak} = 150\text{kPa}$ ）。

2. 常用设计方法计算

(1) 确定基础宽度

利用 $b = \frac{F_k}{f_a - \gamma_G \cdot d}$ ；式中 $f_a = f_{ak} + \eta_d \cdot \gamma_m (d - 0.5) = 164.4\text{kPa}$ ；

$\gamma_G = 20\text{kN/m}^3$ ，代入可得 $b = 1.445\text{m}$ ，取 $b = 1.45\text{m}$ 计算。

(2) 计算垫层底面宽度 b'

设垫层厚度为 1.0m ，下卧层 $f_{ak}' = 80\text{kPa}$ ； $b/b' = 0.69 > 0.50$ ，查《建筑地基处理技术规范》表 4.2.1，扩散角 $\theta = 30^\circ$ ， $\text{tg}\theta = 0.58$ ，则 $b' = b + 2z\text{tg}\theta = 2.61\text{m}$ 。

(3) 验算能否满足 $p_z + p_{cz} \leq f_{az}$ 。

垫层底面处 $p_z = \frac{b(p_k - p_c)}{b + 2z\text{tg}\theta} = 78.1\text{kPa}$ ； $p_{cz} = 40.4\text{kPa}$ ；

而 $f_{az} = f_{ak}' + \eta_d \cdot \bar{\gamma} \cdot (d + z - 0.5) = 80 + 1.0 \times \frac{40.4}{2.3} \times 1.8 = 111.6\text{kPa}$ ；

所以 $p_z + p_{cz} = 78.1 + 40.4 = 118.5\text{kPa} > f_{az} = 111.6\text{kPa}$ ，垫层厚度不能满足下卧

层承载力要求。

(4) 再设垫层厚度为 1.1m, 同样方法计算得出

$$p_z + p_{cz} = 116.9 \text{ kPa} > f_{az} = 113.3 \text{ kPa}, \text{ 仍不能满足要求;}$$

(5) 继续设垫层厚度为 1.2m, 得到 $p_z + p_{cz} = 115.5 \text{ kPa} \approx f_{az} = 115.0 \text{ kPa}$, 基本满足要求, 因此 $z \geq 1.20 \text{ m}$, 垫层底面宽度 $b' = b + 2z \tan \theta = 2.85 \text{ m}$ 。

3. 简化设计方法

按照图 5 设计流程进行设计。

(1) 确定基础底面宽度 b

利用式 (3), 将 $F_k=200 \text{ kN/m}$, $f_{ak}=150 \text{ kPa}$ 代入, 得 $b \geq 1.46 \text{ m}$, 宜取 $b=1.5 \text{ m}$ 。

(2) 确定垫层底面宽度 b'

利用式 (15), 将 $f_{ak}'=80 \text{ kPa}$ 代入, 得 $b' = 3.0 \text{ m}$ 。

(3) 确定垫层厚度 z

换填材料为砂, 查图 3: 取 $b=1.5 \text{ m}$ 及 $b' = 3.0 \text{ m}$, 可确定垫层厚度 z 值为 1.30m。

(4) 验算

经验算, $b=1.5 \text{ m}$ 及 $b' = 3.0 \text{ m}$, $z=1.30 \text{ m}$ 满足式 (4) 的要求。

4. 小结

通过比较可以看出, 采用本简明设计方法与常用计算法的结果一致, 简化了计算程序, 减小了设计计算的工作量。

结论

换填垫层法在建筑工程中大量使用, 目前常用的设计方法存在计算工作量大等不足。利用本文提出的简化设计方法及相关曲线可以准确、便捷的确定基底尺寸、垫层底面尺寸及垫层厚度等设计参数。本方法准确可靠, 可以供广大工程技术人员参考应用。

参考文献

- [1] 中华人民共和国行业标准: 建筑地基处理技术规范 (JGJ79-2002) [S]. 中国建筑工业出版社, 2002.
- [2] 叶书麟. 地基处理工程实例应用手册 [M]. 中国建筑工业出版社, 1998.
- [3] 龚晓南. 地基处理手册 (第二版) [M]. 中国建筑工业出版社, 2000.
- [4] 王恩远, 吴迈. 工程实用地基处理手册 [M]. 中国建材工业出版社, 2005.

Simplified Design Method of Cushion Engineering

WANG En-yuan, WU Mai

(School of Civil Engineering, Hebei University of Technology, Tianjin 300130, China)

Abstract: According to the design principles specified by *Technical code for ground treatment of buildings*, a simplified design method for cushion engineering is developed. The design procedure is simplified by using the simplified formulae and calculating charts proposed in the paper. An example is presented to demonstrate the application of this method.

Keywords: cushion engineering; design method; simplified formulae; calculating charts and tables

简讯

浙江大学西湖学术论坛第 51 次会议——高速铁路关键技术研讨会 顺利召开

浙江大学西湖学术论坛第 51 次会议-高速铁路关键技术研讨会于 2009 年 10 月 10 日下午在浙江大学紫金港校区国际会议中心 136 会议室举行。此次会议是由浙江大学科学技术研究院主办,浙江大学建筑工程学院承办的一次关于高速铁路关键技术的研讨会。铁道部总工程师何华武教授、建筑工程学院院长董石麟院士、铁道部中铁投副总经理熊学军教授级高工、铁道部第三勘察设计院副总工程师胡叙洪教授级高工,以及来自校内外相关研究等领域的 30 多位专家参加了此次会议。会议由浙江大学高新部部长胡富强教授主持,浙江大学副校长吴朝晖教授到会并致开幕词。

本次会议在铁道部总工程师何华武教授“中国高速铁路技术及发展展望”的报告中展开,报告以京津城际铁路为例,介绍了我国高速铁路发展所取得的科技创新成果,以及 2030 年前后将实施的跨海铁路通道、进藏铁路、国际铁路、综合交通枢纽、数字铁路与智能运输,以及中国铁路标准国际化等重大工程。随后与会的其他 5 位专家分别作了高速铁路的设计特点、高铁相关的工程材料开发、高速列车引起的振动与噪声控制、高速铁路桥梁的抗震设计研究、高速铁路隧道工程的关键技术与全寿命健康监测等精彩报告。

报告后由浙江大学建筑工程学院副院长王立忠教授主持了讨论会,对高铁发展急需的关键技术和科研合作事宜进行了深入探讨。

浙江大学建筑工程学院 叶惠飞

2009.10.14

有限元分析在基坑围护结构施工与监控中的应用*

马海燕¹ 芦海清²

(1.北京城乡建设集团 100054; 2.中建三局建设工程股份有限公司 100089.)

[摘要] 本文通过建立有限元模型,分析计算了在基坑开挖过程中围护结构的位移和受力状态,并指出了基坑围护结构中薄弱的受力环节,为施工及现场监控量测提供依据。

[关键词] 基坑围护结构;有限元;监控量测

工程概况

北京地铁西局站为地下三层三跨岛式车站,车站主体结构采用三层三跨钢筋混凝土矩形框架结构,车站全长 203.9m,标准段总宽度 23.1m。车站采用明挖顺做法施工,基坑深约 25m,围护结构采用 $\Phi 1000$ 钻孔灌注桩+四道 $\Phi 600$ 钢管支撑的支护方案,桩长 31.5m,基坑中设临时立柱,临时立柱基础采用 $\Phi 800$ 钻孔桩,立柱采用钢管,联系钢采用 I45a 工字钢。

本段线路土层分布较为稳定,自上而下依次为:人工填土、新近沉积土层、第四纪晚更新世冲洪积地层、第三纪粘土质砂岩。根据岩土工程勘察报告,本区段围岩分类属 II 级。

基坑施工动态分析

基坑开挖是一个动态变化的过程,不确定的因素很多,仅仅依靠理论分析和经验估计是很难保证基坑施工安全的,因此,加强现场监测就成了基坑安全施工的重要环节。施工动态分析,主要目的是在施工之前了解明挖深基坑施工过程中产生地层变位、桩体位移及应力的影响,明确这种影响的大小量级和范围,对推荐的围护结构形式进行预测并采取相应的施工辅助措施,以确保施工安全;明确危险可能发生的几率,同时为现场监控量测提供基准和依据。

影响基坑开挖的不确定因素主要表现在以下几个方面:

- (1) 基坑周围条件复杂,邻近建筑物、构筑物、道路和地下管网设施等都严重干扰基坑的施工;
- (2) 建模计算中围护结构简化计算的模型与工程实际存在一定差异;
- (3) 不确定条件,如连续降雨或暴雨对基坑的开挖具有极大的影响,雨水的冲刷、浸泡易造成围护结构失稳、变形;

* 收稿日期:2009年8月

(4) 基坑开挖过程中, 不可避免会遇到一些人为的超支、超挖、支撑不及时和排水不畅等情况, 将对基坑产生不良影响。

建立模型分析计算

1. 计算模型建立

计算分析简化成平面应变问题考虑, 采用 MIDAS/Civil 有限元建模分析计算, 地层采用平面应变单元模拟, 钢支撑、临时立柱采用桁架单元模拟。模型左右两侧的计算边界取基坑总跨度的3倍, 基坑下方计算边界取基坑深度的3倍, 如图1所示, 围岩及材料参数见表1所示。

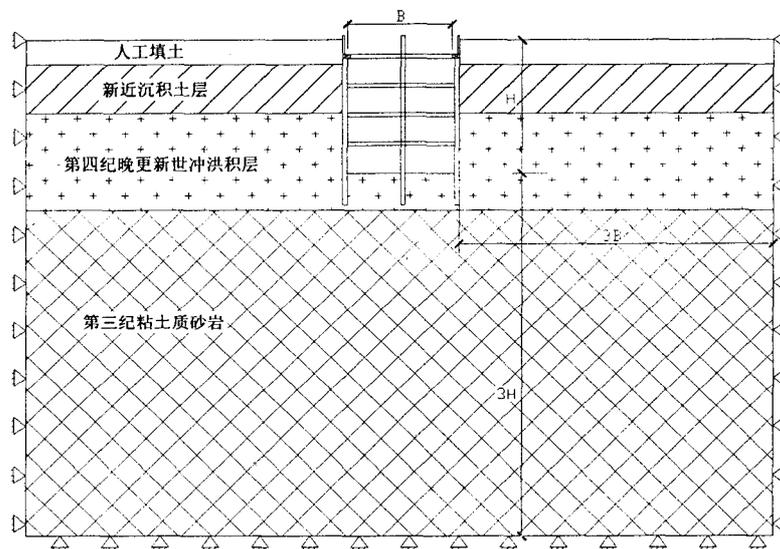


图1 模型示意图

材料参数表

表1

	回弹模量 kN/m ²	泊松比	容重 kN/m ³
Ⅱ级围岩	1.5×10^6	0.32	22
C30混凝土	3×10^7	0.2	25
钢支撑、临时立柱	2.06×10^8	0.3	76.98

2. 有限元划分

充分考虑计算精度和计算数量的关系, 本文采用 0.5×0.5 单元, 最终划分 62029 个单元。部分单元划分如图2所示。

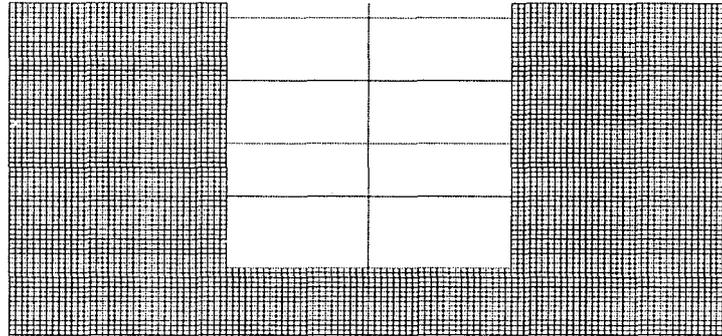


图2 有限元划分部分网格示意图

3. 荷载施加

荷载主要包括两部分，自重荷载和基坑上部均布荷载，未考虑围挡外侧车辆活荷载的影响。自重荷载主要是围岩、钻孔灌注桩、临时立柱及钢支撑自重产生的荷载；均布荷载主要是车辆和施工堆载引起的荷载，取 20kPa/m ，如图3所示。

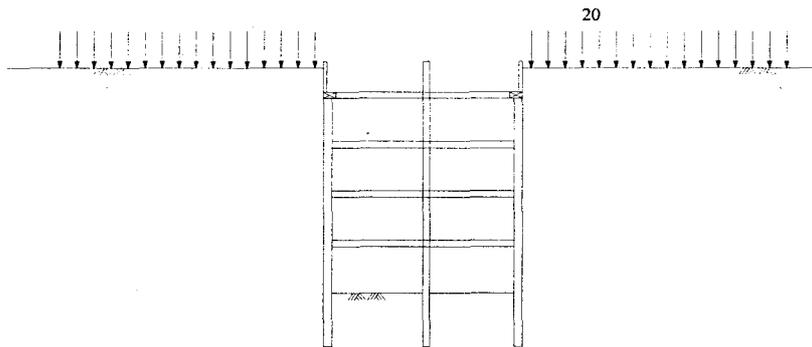


图3 均部荷载布置示意图

4. 计算结果

基坑开挖分五步进行施工，第四步为支设第三层钢支撑，开挖第四层土方；第五步为支设第四层钢支撑，土方开挖至基底标高。通过对每一步分别建立模型，运行计算得地面沉降及桩顶位移最大值均出现在第五步中；桩体及钢支撑、临时立柱中最大应力均出现在第四步中。

(1) 地面沉降及桩顶位移

根据《基坑变形控制环境保护等级标准》，一级基坑地面最大沉降量 $\leq 0.2\%H$ ，围护结构最大水平位移 $\leq 0.3\%H$ 。本基坑高 $H=25\text{m}$ ，地面最大沉降量 $\leq 50\text{mm}$ ，围护结构最大水平位移 $\leq 75\text{mm}$ 。

左侧围护桩顶：DX=7.19511mm（向基坑方向） DZ=-49.6147mm

右侧围护桩顶：DX=-7.19511mm（向基坑方向） DZ=-49.6147mm

通过计算围护结构最大水平位移及地面最大沉降量均符合标准要求。

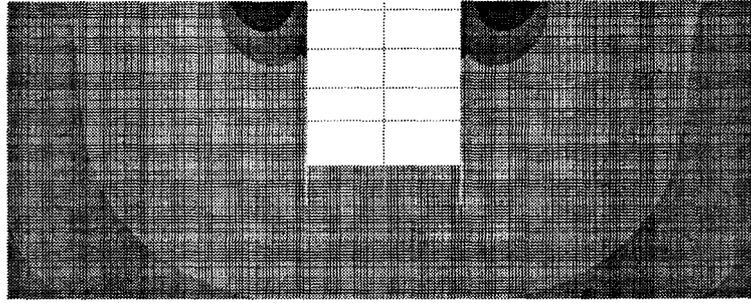


图4 基坑位移等值线图

(2) 桩体应力及钢支撑、临时立柱应力

通过计算桩体内最大应力值为 $4.875 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$ ，如图5、6所示，位于距第四步基底1m范围内；钢支撑中最大应力位于第二层钢支撑中，最大应力约为 $3.3 \times 10^5 \text{ kN/m}^2$ 。应加强监控量测，确保基坑安全。基坑开挖至基底标高，桩体最大应力分布于第三层钢支撑以下桩体内，钢支撑中最大应力仍位于第二层钢支撑中，如图8所示。

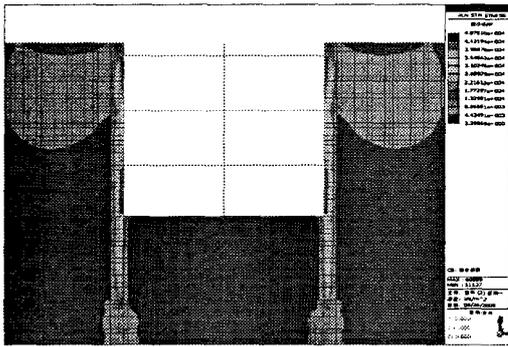


图5 第四步桩体应力图

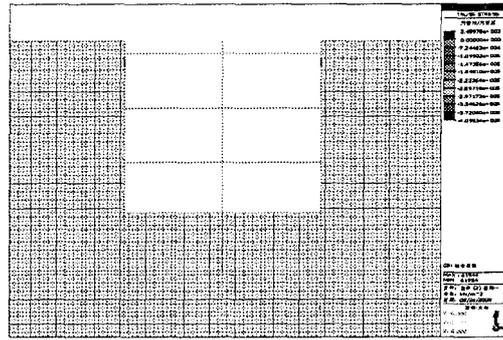


图6 第四步钢支撑及临时立柱应力图

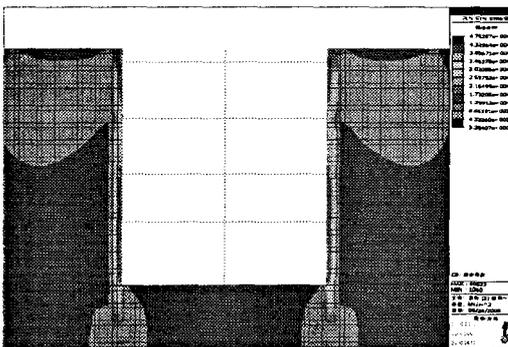


图7 第五步桩体应力图

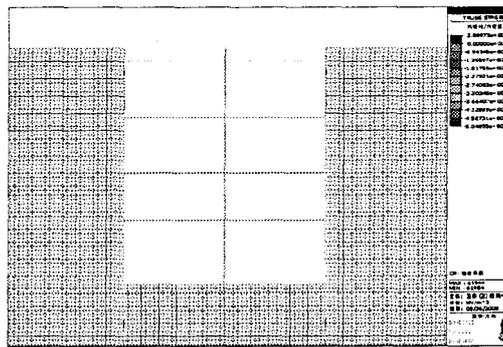


图8 第五步钢支撑及临时立柱应力图

结论

(1) 围护桩桩顶位移最大值约为 7.2mm, 其他断面的基本情况与计算断面相差不大, 而且此区段地质条件变化较小, 围护桩桩顶最大位移不会超过这个最大值, 满足一级基坑桩顶位移的要求。

(2) 围护桩中最大应力出现在第三层钢支撑以下部分, 应加强此部位的监控量测。

(3) 钢支撑中最大应力出现在第二层钢支撑中, 应加强此层钢支撑的监测。

本文通过工程实例, 计算分析了地面沉降, 桩体位移、应力及钢支撑应力等, 确定最大位移的位置及最大应力的影响范围, 在施工中加强此部位的监控量测, 并做出预备案以预防突发事件的发生, 确保工程施工安全。

参考文献

- [1] 北京市城乡建设委员会, 《GB50299-1999 地下铁道工程施工及验收规范》[S]. 中国计划出版社, 2004 年.
- [2] 首都规划建设委员会办公室, 《GB50308-1999 地下铁道、轻轨交通工程测量规范》[S]. 中国计划出版社, 2000 年.
- [3] 市区基坑开挖的环境土工问题, 孙钧, 《地下空间》[J]. 1999 年第 19 卷第 4 期.
- [4] 隧道及地下工程 ANSYS 实例分析[M]. 李围, 中国水利水电出版社, 2008 年 1 月.
- [5] 公路隧道围岩分类与支护优化设计[M]. 静天文, 人民交通出版社, 2006 年 7 月.

The Application of Finite Element Method Analyses in Hedging Structure in the Base Pit Construction and Monitoring

MA Haiyan¹, LU Haiqing²

(1. Beijing urban & rural construction group, 100054;

2. China construction third engineering bureau Beijing cn.ltd, Beijing, 100089.)

Abstract: This article through building the finite element method model, which analysed and calculated the displacement and force state of base pit, pointed out weak link of base pit hedging structure, providing a basis for monitoring measurement.

Key words: The base pit hedges structure; Finite element; Monitoring Measurement

超前小导管施工对暗挖电力隧道施工的数值模拟*

张会伍 马海燕

(北京城乡建设集团紫荆市政分公司 100054)

[摘要] 太阳宫暗挖电力隧道工程,采用施做超前小导管的方法加固上部围岩,并通过数值模拟分析超前小导管的加固效果,总结了施做超前小导管时主要的控制因素。

[关键词] 超前小导管;暗挖施工;电力隧道;数值模拟

前言

浅埋暗挖法是中国工程师在新奥法的基础上,结合中国国情创立的,由于其适用性强,灵活多变的特点在电力隧道中得到广泛的应用。超前小导管注浆工法是将凝胶或固体浆液压入到地层的间隙里,以增加地层的强度和透水性为目的,从而改善软弱地层的受力性能。

工程概况

太阳宫电力隧道自望京西路 K2+128 处为起点至东四环望京桥 K2+191.8,再沿东四环外环绿化带向西至 K2+541,穿过东四环后在 K2+637 处沿东四环内环绿化带至 K2+756.7,然后沿在施的太阳宫西路东红线向南至 K3+290.6 处转向太阳宫北街,沿太阳宫北街南红线向东最后在终点 K3+426.9 接入太阳宫电厂 220kV GIS 室。本工程需横穿东四环主辅路,同时,电力沟路径上方现状多为民房及现状管线,不具备明开条件。设计为:浅埋暗挖法施工电力隧道。全长 1298.9m。电力隧道横断面为直墙,圆拱,厚平底板,尺寸为:宽×高=2.6×2.9m。该电力隧道最浅处覆土 6.2m,最深处覆土 9.8m,大部分区段覆土 8m。

部分区域上层滞水丰富,地质条件复杂,四环主路机动车流量大,工期紧,施工中不安全因素多。为确保施工安全,施工中采用地面人工降水,再开挖竖井;隧道开挖时在掌子面前部施做超前小导管等技术措施。

* 收稿日期:2009年6月

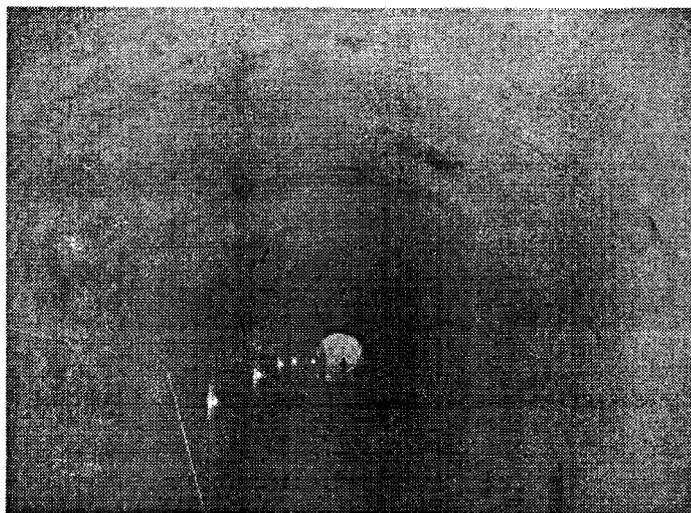


图1 太阳宫电力初衬贯通

超前注浆小导管施工

1. 超前注浆小导管的作用

超前注浆小导管是一项围岩加固技术。在开挖面周边按一定角度将小导管打入围岩中，借助注浆泵的压力，使浆液通过小导管渗透、扩散到围岩孔隙或裂隙中，以改善围岩的物理力学性能，使小导管周围土体固结成一拱形或梁式承载体，在小导管及承载体的棚架作用下开挖下部土体能对拱顶坍塌和地表沉降，起到一定的作用。同时管体又起到超前锚杆的作用，从而增加围岩的自稳时间，提高围岩的自稳能力。

2. 超前注浆小导管的施工工艺

超前注浆小导管施工工艺如图2所示：

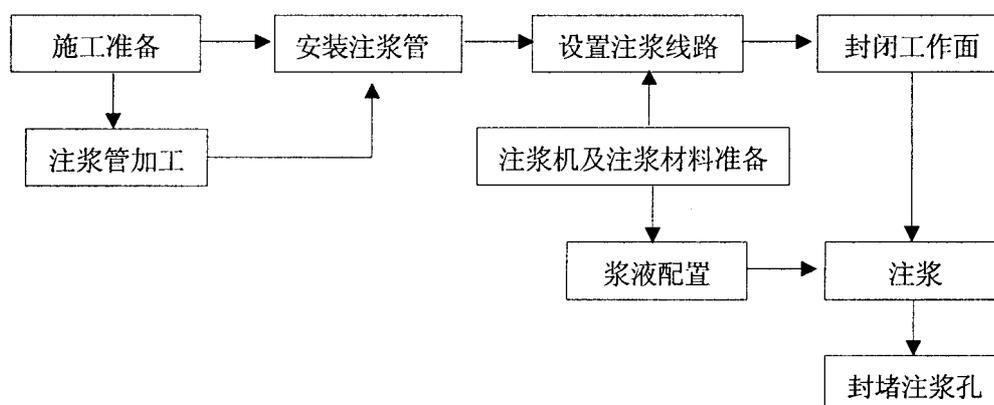


图2 导管施工工艺流程图

在太阳宫暗挖电力隧道施工中,当钢格栅安设完毕后,立即喷射混凝土。在下一循环开始时通过已安装好的钢格栅腹部打入带有梅花状布置的溢浆孔的小导管,然后通过小导管向拱顶上部围岩压注浆液,注浆终止压力一般控制在 0.5Mpa ,通过浆液向土壤空隙的渗透、固结,完成对拱顶区域自稳能力较差的土体的加固处理,防止施工时拱顶上部土体的坍塌。经实际开挖观测,在暗挖电力隧道结构轮廓线外土体中形成一个 $0.5\sim 1.0\text{m}$ 厚的加固环,有利于围岩的自稳,为土体开挖,钢拱架的安装及混凝土的喷射赢得了时间。小导管环向间距一般控制在 300mm ,沿电力隧道结构外轮廓线布置,如图3所示。

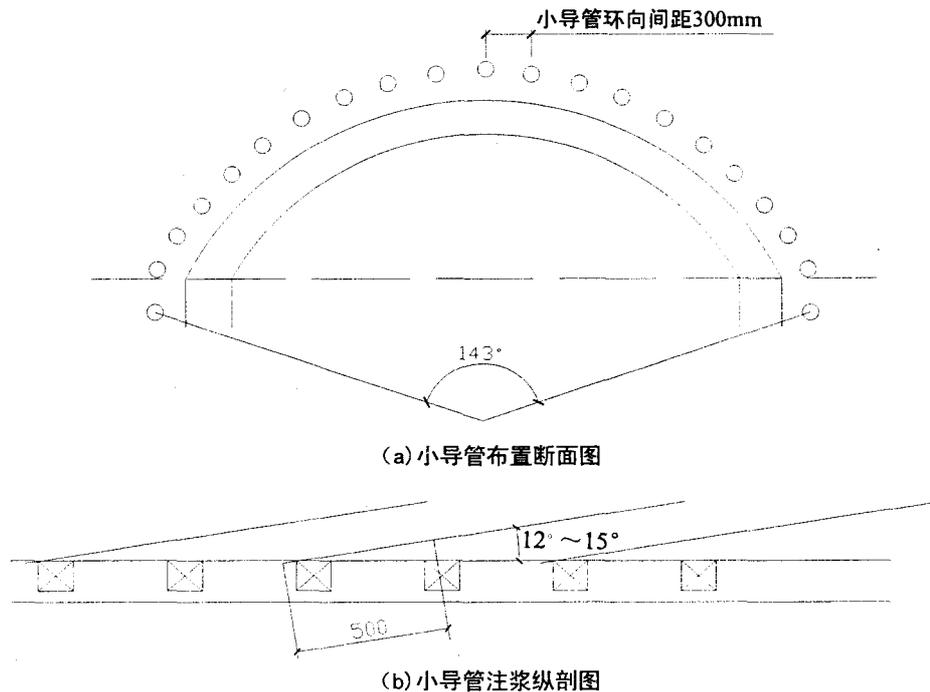


图3 超前导管布置示意图

3. 影响小导管施工质量的因素

在施工过程中,影响小导管注浆加固效果主要有以下几点:

- (1) 小导管自身的加工尺寸;如:小导管的长度,溢浆孔的位置,数量等。
- (2) 小导管在隧道内的施工质量;如:小导管的打设角度,下管深度,位置等。
- (3) 浆液的配比,注浆压力等。

开工前对影响小导管注浆加固效果的因素进行了研讨,认为小导管在隧道内的施工质量受地层的干扰因素多,施工质量控制难度大。(如:没有配套的机械设备,下管长度,角度很难有效控制等)因此,将小导管的施工质量作为控制的重点来抓。首先是做好真实的小导管施工记录,其次认真观察开挖断面。在太阳宫电力暗挖隧道施工中,小导管注浆取得了较好的加固效果,如图5所示。

注浆小导管的下管长度是影响注浆加固效果的主要因素,长度过短后部外露溢浆孔必须封闭,前部溢浆孔的加固效果也会变差,因为小导管在注浆加固的同时还能起到棚架的作用,小导管下管长度不足不但加固效果变差而且这种棚架作用也会丧失。因此,在小导管施工时必须首先控制小导管的下管长度。

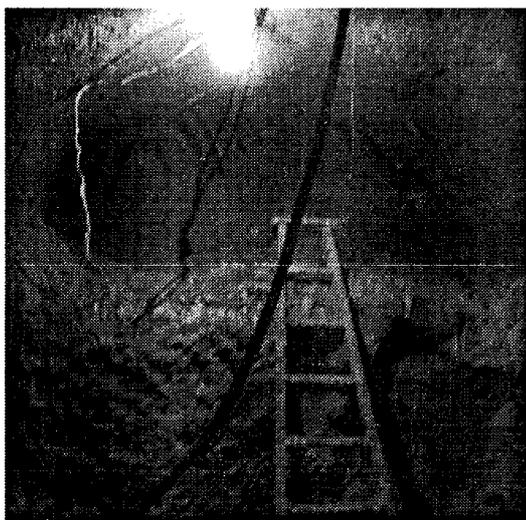


图4 超前导管打设质量较差

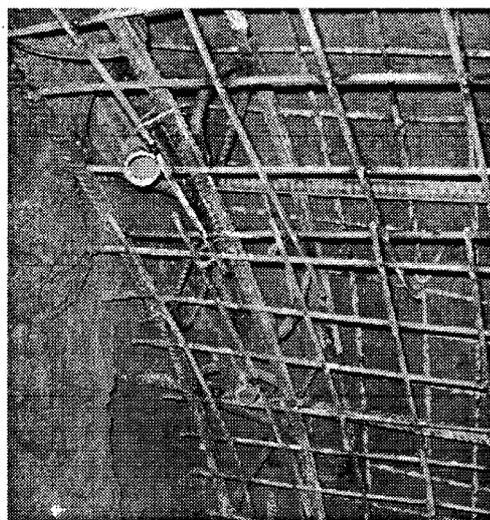


图5 超前导管打设质量较好

超前小导管的加固作用

(1) 通过对小导管加固土体进行开挖,目测注浆加固范围,发现加固土体中浆脉分布明显,溢浆孔周围土体也明显挤密。

(2) 顺利地通过软弱土层,地面沉降和隧道周边变形也得到了有效地控制。经现场监控量测,除交叉口段地面沉降较大(最大值 27mm)外,其余地段地表沉降及拱顶下沉值均 $\leq 20\text{mm}$ 。

(3) 通过对拱顶处随机钻芯取样发现在小导管的端头浆液下渗达 1m,形成能承受外压的拱圈平均厚度 0.6m。

(4) 由于小导管刚度较大,起到梁的作用,开挖过程中对拱顶上部起到较大的约束作用,没有出现掉大块情况,没有出现大超挖。

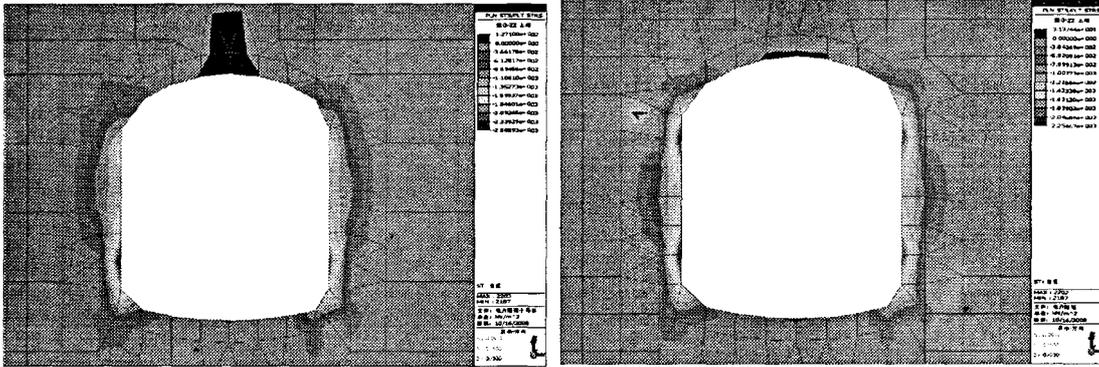
力学参数分析

1. 参数确定

太阳宫电力隧道截面宽度 $L=3.5\text{m}$, 高度 $H=4\text{m}$, 计算模型左右两侧取 3 倍宽度, 底边界

取3倍隧道总高,上边界到地面,覆土厚度4~6m,初衬C20钢筋混凝土,250mm厚。

2. 结果比较



(a) 未施做超前导管隧道初衬有效应力图

(b) 施做超前导管隧道初衬有效应力图

图6 超前导管施做与未施做有效应力对比图

3. 结论

(1)从两张模型有效应力图片中对比结果可以看出,施做超前小导管不仅加固上部土体,也使得隧道整个初衬受力更均匀,最大应力明显减小;

(2)通过计算值的比较,施做超前小导管可以改善应力集中现象,图6a中应力集中于拱脚处,施做超前导管使应力向侧壁扩散,结构受力更加合理,同时也使得初衬内的最大应力值相对降低。

结语

在暗挖电力隧道的施工中为了保证安全,特别是对自稳能力差的土体进行加固,重点是控制注浆小导管的下管深度,其次是严格控制小导管的角度,使其满足设计要求。

在这次施工结束后,采用数值模拟的方法,对小导管施工状态进行了探索,其目的是为了进一步加强对小导管施工质量的认识,为今后的小导管施工奠定基础,确保整个施工安全。

参考文献

- [1] 李围. 隧道及地下工程 ANSYS 实例分析[M]. 中国水利水电出版社, 2008年1月, 33~70.
- [2] 阳军胜. 城市隧道施工引起的地表移动及变形[M]. 中国铁道出版社, 2002年1月, 14~60.
- [3] 王晓霞, 杨长城, 李刚. 不良地质隧道施工技术[J]. 山西建筑, 2007年33期.
- [4] 陈志良. 超浅埋暗挖隧道施工技术研究[J]. 铁道标准设计. 2004年10期.
- [5] 马卓军. 浅埋隧道中管棚超前支护的优化设计[J]. 天津建设科技, 2004年3期.

The numerical simulation of advance ductule construction to the electric power tunnel construction

ZHANG Huiwu MA Haiyan

(Beijing urban & rural construction group, 100054)

Abstract: This article in view of the Tai Yang gong digging electric power tunneling, Unit uses advance ductule method reinforcement the upside adjacent formation, and analysis ductule's reinforcement effect through the numerical simulation, at the end, summarizes the main controlling factor of making advance ductule .

Key words: advance ductile, digging construction, electric power tunnel, numerical simulation

简 讯

宏微观岩土力学与岩土技术国际研讨会（征文通知）

宏微观岩土力学与岩土技术国际研讨会将于 2010 年 10 月 10 日在上海举行。本会议旨在对宏微观土力学与岩土技术进行国际交流研讨,反映土的宏微观特性、离散单元法数值模拟、岩土工程应用技术的最新国际研究成果与发展趋势,会议将特邀国内外著名专家学者做专题学术报告,出版正式论文集,此外国际 SCI 源期刊 Granular Matter 将刊印 Special Issue.

主办单位:国际土力学与岩土工程学会 TC35 分会,中国土木工程学会土力学及岩土工程分会。

承办单位:同济大学,山口大学(日本)。

会议征文内容及要求:①土体宏微观力学特征的最新进展;②描述岩土、岩石、黏结材料宏微观发展的新试验新技术;③利用离散单元法模拟土体特性的新发展、新技术;④离散元、有限元在岩土工程中应用的最新发展趋势;⑤离散元、有限元在岩土工程相关领域如隧道、水利、道路等的发展与应用。

本次会议拟采用语言为英语,作者可就大会任一相关议题提交一篇 300 字左右的英文摘要,并在摘要页首附上文章标题、作者姓名、详细通讯地址、Email、联系电话等信息。

重要日期:提交摘要截止日期 2009 年 5 月 1 日,摘要录用截止日期 2009 年 7 月 1 日,提交全文截止日期 2010 年 1 月 1 日,全文录用截止日期 2010 年 4 月 1 日,会议时间 2010 年 10 月 10 日。

联系人:蒋明镜教授(上海市四平路 1239 号同济大学地下建筑与工程系,200902);电话 021-65980238, 13761404246;传真 021-65985210; E-mail: mingjing.jiang@mail.tongji.edu.cn, Is-shanghai2010@163.com.

(大会组委会 供稿)

螺杆桩技术*

——一种消除挤土负效应的挤土桩及其施工工法

陈超堃¹ 谭燕姬² 邵兵³ 彭桂皎⁴

(1. 华中科技大学; 2. 南昌工程学院; 3. 湖北工业大学; 4. 武汉理工大学)

[摘要] 本文介绍了一种在螺杆桩成桩工法基础上衍生出的新型桩及其成桩工法, 利用屏障器的遮幕作用, 消除螺杆桩成桩过程中的挤土负效应。

[关键词] 螺杆桩; 挤土负效应; 遮幕作用; 屏障技术

概述

挤土桩对桩周土挤密、压实, 增加了桩侧阻力, 从而大幅提高了单桩极限承载力, 这种提高单桩承载力的特点被称为挤土正效应; 与此同时, 挤土桩对桩周土的挤密、压实会产生较大的水平应力和竖向拉拔力, 造成桩周土隆起、挤桩、超静孔隙水压力等不良现象, 对压缩性低的土层如淤泥层、密实土层的影响尤为明显, 这种影响桩基工程质量和安全的特点被称为挤土负效应。

针对挤土桩产生的挤土负效应, 国内学者做了大量研究工作。龚晓南等通过一例软土地区静压桩施工的试验发现, 挤土水平位移最大值并非发生在桩端, 而是发生在桩端以上约10倍桩径处, 且在土层软硬变化处出现应力集中。^[1]徐建平等利用数值模拟分析出桩在挤土负效应下易在1/6~1/3桩长处发生断桩。^[2]高晋通过大量挤土桩监测数据并在此基础上进行挤土桩弹塑性分析, 提出了引孔、排水、钢板隔障等消除挤土负效应的方法。^[3]何耀辉等通过现场监测发现桩周土最大水平位移并不一定发生在表层, 但由于上覆压力随深度不断增加, 桩周土水平位移在深层土体中单调衰减。^[4]

国内学者对挤土负效应的仿真计算和观测试验已经比较成熟, 也已经提出几种行之有效的消除挤土负效应的措施, 但这些措施或增加大量成本, 或明显降低施工效率, 或效果不佳, 无法经济、快捷、彻底地消除挤土负效应。

本文介绍的这种消除挤土负效应的工法, 结合螺杆桩技术, 经济、快捷、彻底地解决挤土桩施工中的挤土负效应问题。

原理

* 收稿日期: 2009年6月

屏障技术的理论依据是大刚度物体的遮幕作用。桩基中的遮幕作用,是指当地下存在一个刚度明显大于周边土体的物体(物体群)时,该物体(物体群)对周边土体的挤土负效应有遮断和阻隔作用。

龚晓南指出,群桩的遮幕作用明显,软硬交界处土体位移突然改变,说明已经施工完成的群桩和局部硬土层均具有遮幕作用。^[1]

高晋提出可用钢板桩阻隔挤土负效应,施工效益显著,说明钢板桩具有遮幕作用。^[3]

施工中常见的跳打施工,其消除挤土效应的原理也是大刚度物体的遮幕作用。当施工第二批桩时,第一批隔位施工的桩已经形成一个不连续的“帷幕”,对第二批施工的桩产生四个方向的遮幕作用(边桩和角桩分别为三个方向和两个方向),在应对不太严重的挤土负效应时是一种行之有效的措施。

屏障技术

1. 设备简介

屏障技术的核心设备是屏障器。屏障器是一个上下开口、周边封闭的圆钢管,其内径比螺杆桩机连续螺纹状钻杆外径略大,长度应比连续螺纹状钻杆的螺纹段钻尖长度长约1m,且应大于设计需要消除挤土负效应的深度,通过定位插销可将屏障器与连续螺纹状钻杆连接为一体。屏障技术所用的连续螺纹状钻杆^[9]如图3.1-1。

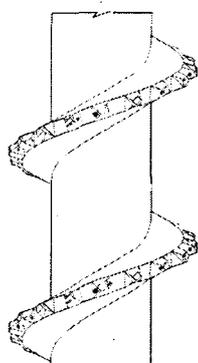


图 3.1-1

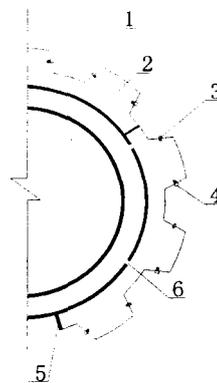


图 3.1-2

钻杆由内钢管和外钢管组成,内钢管为混凝土输送管,外钢管和内钢管之间的空间为压力注水通道,外钢管其叶片外沿为齿状,齿与齿之间的空隙可作为排出废土的通道。在部分或全部齿上设置有压力注水喷嘴,喷嘴通过叶片内部的空腔和外钢管上设置的注水孔与注水通道连通。如图3.1-2:

2. 工法步骤^[8]

第一步:下钻前,屏障器与连续螺纹状钻杆通过定位销连接在一起,如图3.2-1。

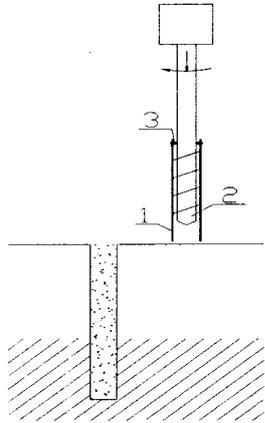


图 3.2-1

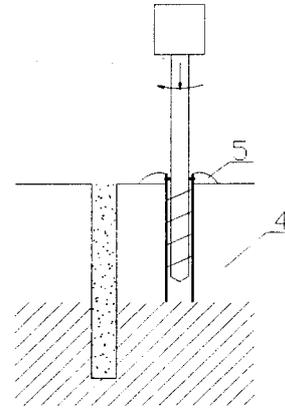


图 3.2-2

1—屏障器；2—为连续螺纹状钻杆；3—为定位销。

第二步：对准桩位后，钻机开始正向旋转下钻，钻至设计要求消除挤土负效应的深度时停钻，拔出定位销，如图 3.2-2。由于屏障器的遮幕作用，屏障器内的土体无法水平挤扩，或屏障器内土体为淤泥等软弱土层时，可将部分土体顺着连续螺纹状钻杆的齿缝中向上排出；若屏障器内土体为低压缩性坚硬土层时，可利用钻杆的注水通道进行压力注水，将土体液化或软化后排出。

第三步：继续下钻，钻至桩端设计标高后停钻，如图 3.2-3。由于失去屏障器的遮幕作用，钻杆产生挤土效应，但由于上覆压力而未体现出挤土负效应的特征。

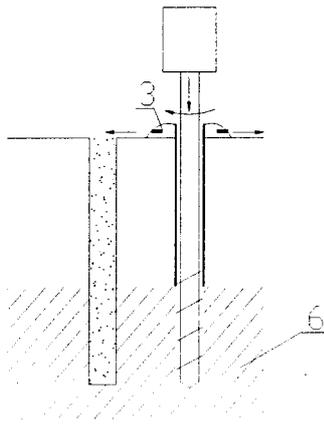


图 3.2-3

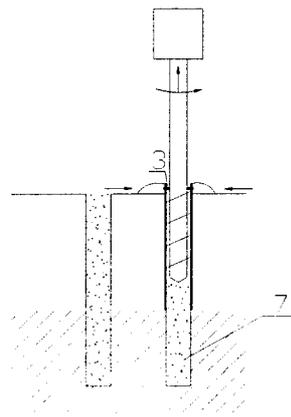


图 3.2-4

第四步：连续螺纹状钻杆自桩端设计标高开始提钻，同时连续泵送混凝土成桩，若反向同步旋转提钻（同步技术概念请参考文献[5]）可形成螺纹形挤土桩段，或正向旋转提钻或反

向非同步提钻可形成直杆形挤土桩段。钻至设计要求消除挤土负效应的深度时停钻，插上定位销，将屏障器与连续螺纹状钻杆连接，如图 3.2-4。

屏障器与连续螺纹状钻杆连接后，采取反向非同步旋转或正向旋转继续提钻，同时连续泵送混凝土成桩，钻至桩顶设计标高后停钻停泵。由于屏障器内土体已被排出一部分，因此该段形成的是不挤土桩段，如图 3.2-5。

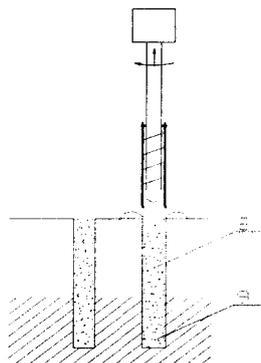


图 3.2-5

3. 技术要点

(1) 屏障器所用钢管的强度。目前螺杆桩机最大输出扭矩可达 $250\text{kN}\cdot\text{m}$ ，为一般长螺旋钻机的 5-8 倍，因此屏障器所用钢管应保证有足够的抗扭强度。在屏障器外径和材质确定的前提下，钢管的壁厚 d_0 (或内外径比 $\frac{d}{D}$) 是决定抗扭强度的唯一因素。截面抗扭模量可按下式确定：

$$W = \frac{\pi}{16} \left[1 - \left(\frac{d}{D} \right)^4 \right] D^3 \quad (3.3.1-1)$$

式中 d 为钢管内径， D 为钢管外径。

若钢管材料强度已知为 S ，螺杆桩机输出扭矩为 T ，则有

$$\frac{T}{S} \leq \frac{\pi}{16} \left[1 - \left(\frac{d}{D} \right)^4 \right] D^3 \quad (3.3.1-2)$$

$$\frac{d}{D} \leq \sqrt[4]{1 - \frac{16T}{S\pi D^3}} \quad (3.3.1-3)$$

$$\text{或 } d_0 = \frac{1}{2}(D-d) \geq \frac{1}{2} \left(1 - \sqrt[4]{1 - \frac{16T}{S\pi D^3}} \right) D \quad (3.3.1-4)$$

式中 d_0 为钢管壁厚。

(2) 屏障器下端若高于钻尖高度或基本平齐, 钻杆挤土后屏障器的遮幕作用才开始发挥, 挤土负效应已经发生, 屏障技术失去效果。

(3) 屏障技术用于浅层土较硬的情形时, 应对屏障器进行相应改变:

a. 将屏障器与连续螺纹状钻杆的连接方式改为六方钻杆连接, 避免定位销在屏障器进入土层的过程中受力变形。

b. 增加注水装置, 通过连续螺纹状钻杆的注水通道对屏障器管内土体进行注水, 将管内土体液化或软化后取出。

结语

利用常规工法形成的螺杆桩, 其上部直杆段和下部螺纹段均为挤土桩(或部分挤土桩), 由于直杆段直径大于螺纹段内径, 直杆段的挤土效应大于螺纹段。而大量研究表明浅层土的挤土负效应表现得最为明显, 因此常规工法形成的螺杆桩的桩身结构在淤泥质土、饱和性粘土、密实性砂层、膨胀土等土质不利于消除挤土负效应。

利用屏障技术形成的螺杆桩, 其上部为取土型直杆形桩段, 采用取出部分土体的方法释放出有害挤土应力; 下部为挤土型螺纹形桩段, 由于螺纹形桩段内径较小, 且所在深度较大, 已基本不存在挤土负效应。

这种“上部取土型、下部挤土型”的新型螺杆桩, 融合了取土型桩和挤土型桩的优势, 结合螺杆桩独特的桩身结构特点, 消除挤土负效应的同时, 最大限度的保留了螺杆桩提升单桩承载力的能力。

从屏障技术在广西某螺杆桩工程的应用情况看来, 施工和经济效益显著, 相关的检测内容将另文阐述。

参考文献

- [1] 龚晓南等, 一例静力压桩挤土效应的观测及分析, 《科技通报》[J]. 2007年3月第23卷第2期.
- [2] 徐建平等, 沉桩挤土效应的数值模拟[J]. 《工业建筑》2000年第30卷第7期.
- [3] 高晋, 挤土桩挤土效应的弹塑性分析及消除挤土效应的对策[J]. 《江苏建筑》2000年第2期.
- [4] 何耀辉等, 静压桩沉桩挤土效应现场监测及分析[J]. 《低温建筑技术》2005年第3期.
- [5] 张进, 陈超鋈等, 螺杆桩新技术及其运用(三).
- [6] 实用新型专利号: ZL200820129917.1(齿状螺纹钻杆)[P].
- [7] 专利名称: 一种消除挤土负效应屏障器及其施工工法[P].
- [8] 专利名称: 消除挤土负效应屏障器及其施工成桩工法[P].
- [9] 专利名称: 一种消除桩挤土负效应的钻具[P].

基坑止水帷幕水泥土挤土作用的机理分析*

梁捷 王辉 张立荣

(上海市宏波工程咨询管理有限公司 上海 200232)

【摘要】在周边建筑物及管线环境复杂且距离较近的基坑工程中针对高压旋喷桩及水泥土搅拌桩作止水帷幕施工时产生挤土作用进行机理分析

【关键词】止水帷幕; 高压旋喷桩; 挤土

引言

近二十多年来软土地区深基坑围护工程常用深层搅拌法(双轴及三轴)和高压旋喷法(两重管及三重管)做止水帷幕,取得了很好的防渗效果;但是也注意到用这两种工法在施工过程中水泥土未凝固前有明显的挤土作用,给周围环境带来了一定危害。为什么水泥土在未凝固前会有明显的挤土作用,并且人们在实际施工中也发现,双轴搅拌水泥土挤土作用大于三轴搅拌水泥土,两重管旋喷挤土作用也大于三重管旋喷。带着这些问题我们进行了认真的思考与分析,先通过工程实例探求二重管高压旋喷挤土的作用机理,然后再进一步分析三重管高压旋喷和深层搅拌法水泥土的挤土作用。不对之处敬请同行指正。

某基坑围护工程两重管高压旋喷止水帷幕水泥土挤土影响简介

该工程位于上海徐汇区柳州路附近,地下两层,基坑平面尺寸约40m×90m,开挖深度10.8m。围护结构为钻孔灌注桩(Φ800~Φ900, L=21.7m)挡土,三轴搅拌桩(Φ800@600, L=18m, 水泥掺量450kg/m³)作止水帷幕墙。但在基坑西南角和西北角由于场地小,且三轴搅拌桩机底盘大,后经设计人员同意,西南角和西北角的止水帷幕改为两重管高压旋喷。详见下面附图1所示。

场地的工程地质条件见图1左侧所示。

两重管高压旋喷桩的技术参数为Φ800@600, L=18m, 水泥掺入率为25%, 水灰比0.8, 喷浆提升速度为15cm/min。

* 收稿日期: 2009年6月

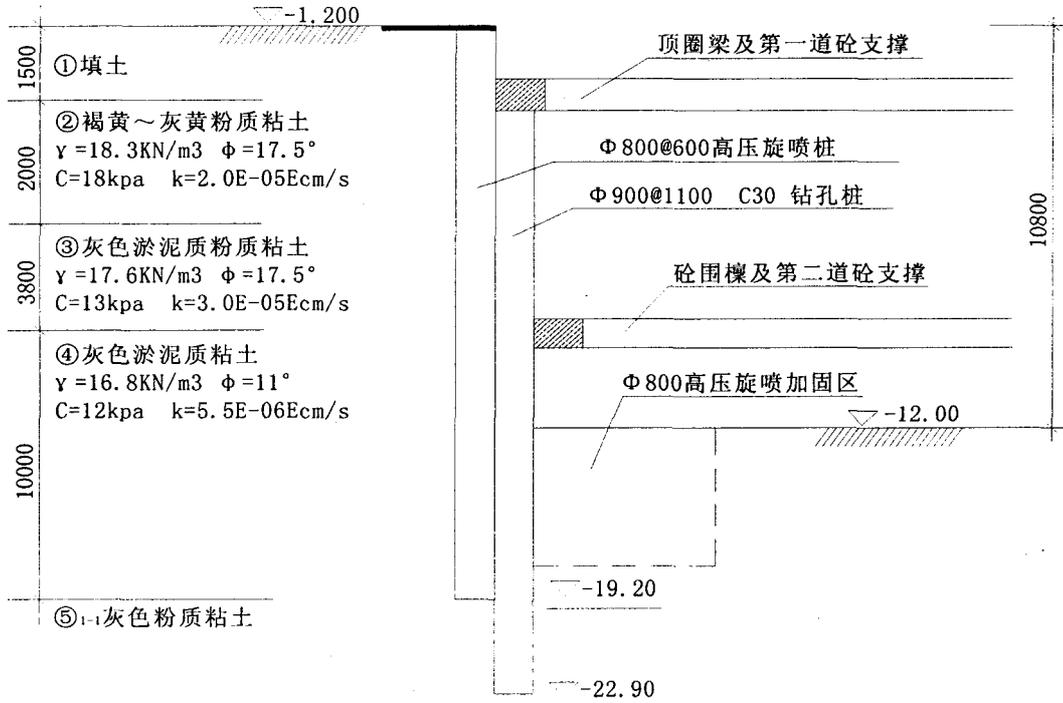


图 1

施工单位在基坑西南角进行两重管高压旋喷桩止水帷幕施工时，我们监测发现临近的新铺设的人行道地砖，外缘侧石及人行道上的下水道窨井，一家单位门卫墙体均逐渐隆起和开裂（见图 2），到施工第七根旋喷时，下水道窨井盖已隆起 16cm，唯恐继续施工造成对周边环境严重影响，特别是临近止水帷幕 10m 范围内还有电力及通信电缆、雨水污水管道，为策安全，暂停了施工。

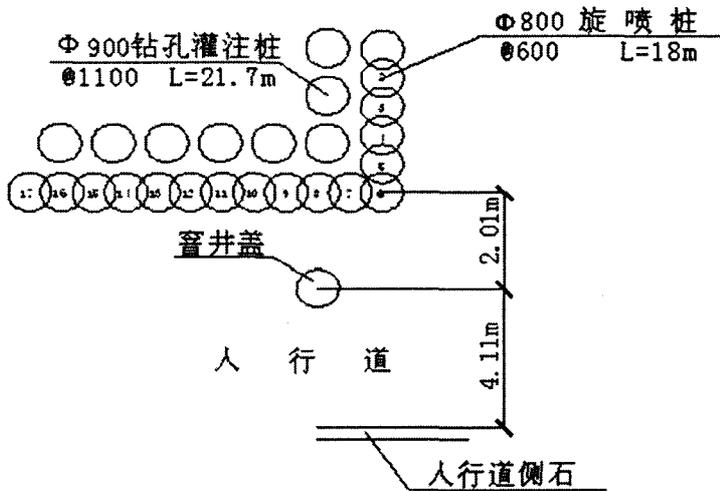


图 2

是什么原因引起了地面隆起开裂？是旋喷桩压力过大还是喷浆提升速度过快？经建设单位、设计单位、监理单位和承包单位四方开会研究，决定在已清除杂填土的基坑内做三根试桩。试桩施工参数见附表1：

表1

桩号	桩长	喷浆压力	气压	供浆泵流量	喷浆提升速度	开挖实测桩径	备注
197	18m	28Mpa	0.7Mpa	80L/min	15cm/min	Φ1000mm	低压水冲孔插管旋喷
199	16m	30Mpa	0.7Mpa	80L/min	25cm/min	Φ1100mm	低压水冲孔插管旋喷
205	16m	28Mpa	0.7Mpa	80L/min	15cm/min	Φ950~Φ1000mm	先在桩中心钻Φ200mm取土，后插管旋喷

三根桩的顺序是197#—199#—205#

在三根试桩施工前，分别在附近布设了测点，检测土面隆起量（见下图3）

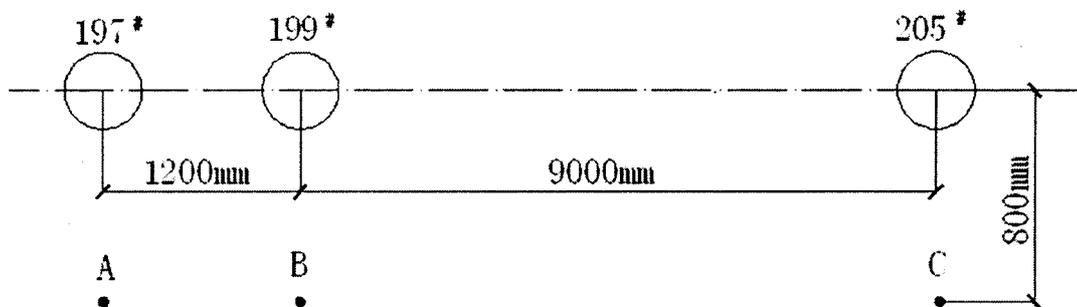


图3

施工结束后，实测三个测点隆起量分别为A点+160mm、B点+110mm、C点+80mm。

试桩结果初步分析

从三根试桩结果看，我们可以定性的分析：

1. 二重管旋喷桩，在该工程地质条件下，旋喷压力 $\geq 28\text{Mpa}$ ，提升速度15~25cm/min，桩径均可满足设计要求。
2. 二重管旋喷桩在施工过程中的确会引起地面隆起现象，说明高压旋喷桩存在着挤土作用。
3. 二重管旋喷桩。199#桩与197#桩相比，喷浆提升速度快的比喷浆提升速度慢的引起的土面隆起量小。说明提高喷浆提升速度可以减小土面的隆起量。
4. 205#桩与197#桩相比在喷浆提升速度和喷浆压力相同的情况下，先钻孔取土再插管旋喷比直接用喷管喷射低压水冲孔插管旋喷引起的土面隆起量要小。说明在桩孔中先取出部份土再旋喷，能够减小土面的隆起量。

三根试桩桩身水泥土重度的变化

高压旋喷桩桩身是水泥土。水泥土的重度是水泥浆液重度与桩孔中原状土体重度混合后的重度。

205#桩先取出部分土再旋喷, 桩孔中原状土少了, 而 197#桩未先取土, 故两根桩相比水泥土的重度存在变化;

199#桩喷浆提升速度比 197#桩快, 在高压浆泵供浆流量相同的情况下, 显然 199#桩喷入的水泥浆液量少, 而 197#桩多, 因此两根桩的水泥土重度也会不一样。

下面我们通过计算来看一看三根桩桩身水泥土重度的变化

1. 205#桩桩身水泥土重度

(1) 喷入水泥浆液量

$$V_w = g \times L / u$$

式中: g : 供浆泵流量 $g=80\text{L}/\text{min}$

L : 桩长 $L=16\text{m}$

U : 喷浆提升速度 $u=15\text{cm}/\text{min}$

$$V_w = g \times L / u = 80 \times 1600 / 15 = 8.533\text{m}^3$$

(2) 浆液重量

$$G_w = V_w \times \gamma_d$$

式中 γ_d 为浆液重度, 按设计要求水灰比=0.8 时, $\gamma_d=15.89\text{kN}/\text{m}^3$

$$G_w = V_w \times \gamma_d = 8.533 \times 15.89 = 135.595\text{KN}$$

这里需要说明的是, 若按设计要求的水泥掺入率 25% 来计算, 桩身水泥浆液量应为:

$$V_w = \frac{\frac{\pi d^2}{4} \times L \times \gamma \times 25\% \times (0.8 + 1)}{\gamma_d} = \frac{3.14 \times 1^2}{4} \times 16 \times 17.18 \times 25\% \times (0.8 + 1)}{15.89} = 6.11\text{m}^3$$

因此试桩水泥用量已超过设计用量。

(3) 桩孔中先取出 $\Phi 200\text{mm}$ 土, 桩孔中原状土重量

$$\text{桩孔体积 } V = \pi d^2 / 4 \times L = 3.14 \times 1.0^2 / 4 \times 16 = 12.56\text{m}^3$$

$$\text{取出 } \Phi 200\text{mm} \text{ 孔土 } V' = \pi d^2 / 4 \times L = 3.14 \times 0.2^2 / 4 \times 16 = 0.5024\text{m}^3$$

桩孔中原状土余下重量

$$G = (V - V') \times \gamma = (12.56 - 0.5024) \times 17.18 = 207.15\text{kN}$$

γ —— 桩身穿越的三层土的加权平均重度

(4) 桩身水泥土重度

$$\gamma_{cu} = \frac{G_w + G}{V_w + V} = \frac{135.595 + 207.15}{8.533 + 12.56} = \frac{342.745}{21.093} = 16.25 \text{ kN/m}^3$$

(基于桩身穿越的三层土均为饱和度 > 80% 的土体, 土中孔隙体积均为自由水充满, 故水泥土的体积即为水泥浆液体积与原状土体积之和)

2. 197#桩桩身水泥土重度

按上面 205#桩同样方法计算

$$\gamma_{cu} = 16.66 \text{ kN/m}^3$$

3. 199#桩桩身水泥土重度

按上面同样方法计算

$$\gamma_{cu} = 16.85 \text{ kN/m}^3$$

4. 三根桩水泥土重度: (附表 2)

表 2

桩号	桩长	实测桩径	喷浆压力	喷浆提升速度	水泥土计算重度	对应测点土面隆起量	备注
197	18m	Φ1000	28Mpa	15cm/min	16.66 kN/m ³	A:160mm	低压水冲孔插管旋喷
199	16m	Φ1100	30Mpa	25cm/min	16.85 kN/m ³	B:110mm	低压水冲孔插管旋喷
205	16m	Φ1000	28Mpa	15cm/min	16.25 kN/m ³	C:80mm	先在桩中心钻Φ200mm取土, 后插管旋喷

从表 2 中可以看出, 205#桩与 197#桩引起的土面隆起量与水泥土的重度成正相关, 而 199#桩与 197#桩由于相距太近, 成桩过程中引起的土面隆起量互相有影响, 看不出土面隆起量与水泥土重度之间的相关性。

二重管旋喷桩未凝固前水泥土挤土作用的机理分析

二重管旋喷桩水泥土在未凝固前现场实测塌落度为 285mm, 基本上处于流体状态, 因此对孔壁土体的侧压力可以按流体侧压力的公式计算, 而孔壁土体对桩的土压力一般按主动土压力计算:

水泥土的侧压力为 $\gamma_{cu}h$

主动土压力为 γhka

$ka = \tan^2(45^\circ - \Phi/2)$, ka 为主动土压力系数。

当两者的深度 (h) 相同时 (水泥土溢出地表的多余量已被清运, 故可认为两者 h 相同), 两者之间的差异实质上是 γ_{cu} 与 γka 之间的差异。

二重管高压旋喷桩水泥土重度 $\gamma_{cu} = 16.66 \sim 16.85 \text{ kN/m}^3$ (本工程)。

而本工程所处地层的土体加权平均重度 $\gamma = 17.18 \text{ kN/m}^3$, $\Phi = 13.4^\circ$

所以 $\gamma_{ka} = 17.18 \times \text{tg}^2(45^\circ - \Phi/2) = 17.18 \times 0.624 = 10.720 \text{ kN/m}^3$

由于 $\gamma_{cu} > \gamma_{ka}$

因此,二重管高压旋喷桩加固的未凝固水泥土对孔壁土体有挤压作用。

孔壁土体受未凝固水泥土挤压,粘性土颗粒之间的孔隙水将产生超静孔隙水压力,由于粘性土的渗透性差,超静孔隙水压力消散较慢,土体所受的总应力不能很快转化为有效应力而排水固结,因此受挤压的三维土体将产生向上向周围的位移,引起地表隆起及周围临近的地下管线水平位移等现象,就会很自然而然的发生。

这种现象就如同在地基中沉入砼预制桩一样,对桩周土体产生挤压,引起超静孔隙水压力急骤上升,不能很快消散,造成桩周地面隆起及深层土体位移致使周围环境受到危害。

两者产生的客观现象与理论上的定性机理分析是相同的,一致的。

有人认为高压旋喷桩的挤土作用与高压喷射流有一定关系,有待进一步理论分析。

其他加固工法水泥土的重度

三重管高压旋喷、双轴水泥搅拌及三轴水泥搅拌三种工法的水泥重度经按一定的设计施工参数计算如附表3:

表3

止水帷幕工法	设计及施工控制技术参数						水泥土重度 kN/m ³
	桩径	水泥掺入率	水灰比	水泥浆重度	被加固土重度	高压水流量	
二重管高压旋喷	Φ800mm	25%	0.8	15.89kN/m ³	17.18kN/m ³	/	16.66 ~ 16.85 kN/m ³
三重管高压旋喷	Φ800mm	25%	0.8	15.89kN/m ³	18kN/m ³	90L/min	13.287 kN/m ³
双轴搅拌	2Φ700@500	12%	0.5	18.00kN/m ³	18kN/m ³	/	18.00 kN/m ³
三轴搅拌	3Φ850@600	20%	1.5	13.64kN/m ³	18kN/m ³	/	16.27 kN/m ³

从上表可以看出,三重管高压旋喷桩由于旋喷时有一定量水的掺入,喷出的水泥浆液受到稀释,水泥浆液体积增加,故水泥土重度小于二重管高压旋喷桩,三轴水泥土搅拌桩水泥土重度小于双轴水泥土搅拌桩。根据上面未凝固水泥土挤土作用的理论分析,桩周土体受到挤压,与未凝固水泥土重度成正相关,二重管高压旋喷桩挤土作用大于三重管高压旋喷桩,双轴水泥土搅拌桩挤土作用大于三轴水泥土搅拌桩,与我们在施工场所观察到的挤土现象是完全一致的。

结论

1. 用地基加固的高压旋喷法和水泥土搅拌法做基坑围护结构的止水帷幕墙时,施工时均对坑外土体有挤土作用,会造成一定范围的地表隆起,临近的建筑物和地下管线上台及水平位移。

2. 二重管高压旋喷桩挤土作用大于三重管高压旋喷桩, 双轴水泥土搅拌桩挤土作用大于三轴水泥土搅拌桩, 并且双轴水泥搅拌桩挤土作用大于二重管高压旋喷桩。
3. 桩周土体受到挤压, 与未凝固水泥土重度成正相关关系。未凝固水泥土重度大, 挤土作用强, 反之则弱。
4. 未凝固水泥土的挤土作用, 与沉设砼预制桩的挤土作用机理是相似的, 主要是土体中超静孔隙水压力很快上升和缓慢消散所致。
5. 如果在施工前, 采取措施在桩孔中先取出一定量原状土然后再喷射水泥浆液旋喷或搅拌成桩, 对桩周土体的挤土作用会明显减弱甚至消除。

参考文献

- [1] 张立荣等.地基加固工法中喷浆量与提升速度匹配性的监控[J].地基处理.第19卷.第4期
- [2] 市政地下工程施工质量验收规范.DG/TJ08-236-2006[S].
- [3] 地基处理技术规范.DBJ08-40-94[S].

简讯

浙江省工程建设标准《复合地基技术规程》 (DB33/1051-2008)

浙江省工程建设标准《复合地基技术规程》(DB33/1051-2008)已由浙江省建设厅发布实施。《复合地基技术规程》(DB33/1051-2008)章目为:总则,术语、符号,基本规定,水泥搅拌桩复合地基,挤密砂石桩复合地基,强夯置换碎石墩复合地基,低强度桩复合地基,钢筋混凝土桩复合地基,长短桩复合地基,桩网复合地基,其它类型复合地基。第四章至第十章每章包括四小节:一般规定,设计,施工,检测与检验。第十一章其它类型复合地基包括:旋喷桩复合地基,灰土挤密桩复合地基,夯实水泥土桩复合地基,石灰桩复合地基。

本规程较好的吸取了国内外近年来发展和应用的复合地基新形式、新工法、新工艺,较好的反映了近年来国内外在复合地基领域的科研成果,具有较好的前瞻性。

规程主编单位浙江大学土木工程学系,主要起草人龚晓南等。

如需购买,联系电话:0571-87952077,联系人:顾霞萍

地址:杭州文二西路489号颐景园综合楼703室地基处理编辑部,邮编310012

软土地基中预应力管桩水平荷载试验研究*

林国宏

(江门市新会区建设工程质量检测站 广东 529100)

[摘要] 通过试验,分析软土地基中预应力管桩在水平荷载试验,反算不同水平荷载作用下桩身最大弯矩及其出现的位置,分析水平荷载作用下桩的抗弯性能,阐明水平荷载试验在桩基工程中的应用。

[关键词] 水平受荷; 预应力管桩; 软土地基; 桩身弯矩

引言

目前,对承受水平荷载的桩基础进行分析时,根据地基反力系数假定的不同,对水平受荷桩的分析方法有:经验法、极限地基反力法、弹性地基反力法(线性弹性地基反力法、非线性弹性地基反力法)、复合地基反力法(P—y 曲线法)、Poulos 弹性理论法和有限元法。在以上各种方法中以非线性弹性地基反力法、复合地基反力法和 Poulos 弹性理论法应用较为广泛。在我国目前的设计规范中,关于水平荷载作用下桩基的计算仍采用线性弹性地基反力法中的 m 法。在日常的工程检测中我们经常遇到如下问题:预应力管桩在多大的水平荷载作用下,桩身不会产生裂缝?在多大的水平荷载作用下,桩身不会折断?在某一级水平荷载作用下,桩身弯矩分布如何?等等。在本文中,以某一预应力管桩的水平荷载试验为例,根据水平荷载试验的结果反算桩身的弯矩分布,试图解决预应力管桩的上述问题。

试验方法简述

单桩的水平静载试验是采用接近水平受荷桩实际工作条件的试验方法,这次试验也采用桩顶自由的单桩水平静载试验。试验桩为 2 根 $\Phi 600\text{mm}$ 的预应力管桩,桩长 35~36m,水平静载试验的水平力作用点位于基坑底部的地面,地质为淤泥(淤泥层厚度约 24m)。加载方法采用文献^[2]推荐的单向多循环加卸载法,最大试验荷载为 180kN,分 10 级加载,每级荷载为 18kN。位移观测:每级加载后,恒载 4 分钟,测读水平位移,然后卸载至零,停 2 分钟测读残余位移,至此完成 1 个加卸载循环,如此循环 5 次,便完成一级荷载的试验观测。终止试验加载条件:当桩身折断或开裂,或者水平位移超过设计要求,便终止试验加载。

* 收稿日期:2009年6月

理论计算公式

地基土水平抗力系数的比例系数 m 值, 由下式求得:

$$m = \frac{\left(\frac{H_{cr} v_x}{y_{cr}}\right)^{\frac{5}{3}}}{b_0 (EI)^{\frac{2}{3}}} \dots\dots\dots (1)$$

式中: m - 地基土水平抗力系数的比例系数, (MN/m⁴); H_{cr} - 单桩水平临界荷载, kN;

y_{cr} - 单桩水平临界荷载对应的位移, mm;

v_x - 桩顶位移系数; b_0 - 桩身计算宽度, m;

桩径 < 1.0m 的圆形桩 $b_0 = 0.9(1.5d + 0.5)$;

桩的水平变形系数, $\alpha = \sqrt[3]{\frac{mb_0}{EI}}$, 单位为 m^{-1} ; 桩的换算深度 $\bar{z} = \alpha h$, h 为桩的深度。

计算地面处桩身位移:

$$y_0 = \frac{H_0}{\alpha^3 EI} A_0 + \frac{M_0}{\alpha^2 EI} B_0 \dots\dots\dots (2)$$

计算地面处桩身转角:

$$\varphi_0 = \frac{H_0}{\alpha^2 EI} B_0 + \frac{M_0}{\alpha EI} C_0 \dots\dots\dots (3)$$

式中: $A_0 = \frac{B_2 D_1 - B_1 D_2}{A_2 B_1 - A_1 B_2}$; $B_0 = \frac{A_2 D_1 - A_1 D_2}{A_2 B_1 - A_1 B_2}$;

$C_0 = \frac{A_2 C_1 - A_1 C_2}{A_2 B_1 - A_1 B_2}$; 查文献^[1]附表 B-6。

地下任一深度处桩身弯矩计算公式:

$$M_z = \alpha^2 EI (y_0 A_3 - \frac{\varphi_0}{\alpha} B_3 + \frac{M_0}{\alpha^2 EI} C_3 + \frac{H_0}{\alpha^3 EI} D_3) \dots\dots\dots (4)$$

式中 A_3 、 B_3 、 C_3 、 D_3 查文献^[1]附表 B-7。

工程实例及结果分析

某公司在软土地区建造一栋 19 层楼房, 建筑物带一层地下室、两个电梯井, 采用预应力管桩基础, 管桩规格为 PHCΦ600-130-AB, 桩长为 35~38m。考虑到单桩荷载较大, 并且需开挖基坑, 为此甲方在开工前特地设置 3 根试验桩, 编号为 S1、S2、S3。为充分利用试桩资源, 合理安排试验顺序: 在打桩收锤时进行高应变监测, 静置一段时间后再进行单桩竖向静载试验, 接着再进行单桩水平静载试验, 最后进行高应变和低应变试验。由于试验桩 S2 在竖向试验中发生桩身破坏, 仅对 S1、S3 试桩进行水平试验。在此我们仅讨论单桩水平静载试验, 水平试验结果见表 1, 水平力~时间位移曲线见图 1、图 2, 水平力~位移梯度曲线见图 3、图 4。

单桩水平静载检测结果表

表 1

序号	桩号	桩径 (mm)	桩长 (m)	最大试 验荷载 (kN)	水平临 界荷载 (kN)	水平极 限荷载 (kN)	临界水平 位移 (mm)	m 值 (MN/m ⁴)	最大水平 位移 (mm)
1	S1	600	34.6	180	90 (126)	162	10 (18.96)	3.70	64.43
2	S3	600	38.0	180	80 (126)	162	10 (21.80)	3.40	67.80

附注：水平临界荷载及 m 值取水平临界位移为 10mm 对应的值，括号中的值为第一拐点对应值。

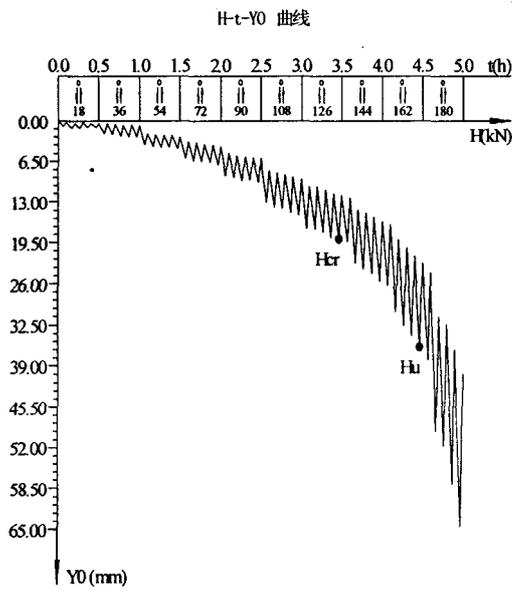


图 1 S1 桩水平力~时间位移曲线

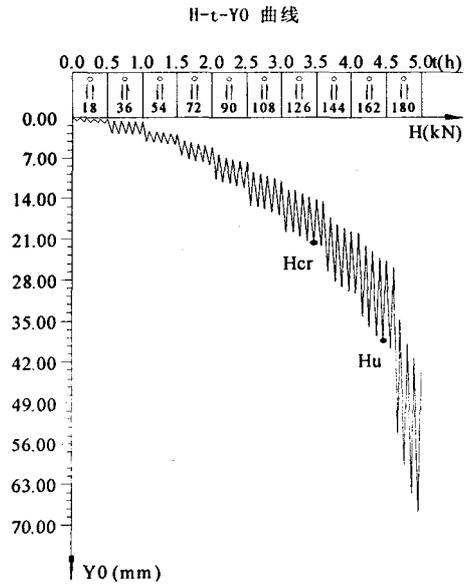


图 2 S3 桩水平力~时间位移曲线

从试验得到的水平力~位移梯度曲线可以看出，每根试桩均出现两个拐点，分别对应水平临界荷载和水平极限荷载。S1 试桩取第一拐点对应荷载 $H_{cr} = 126kN$ ，它对应的水平位移为 $y_0 = 18.96mm$ ，S3 试桩取第一拐点对应荷载 $H_{cr} = 126kN$ ，它对应的水平位移为 $y_0 = 21.80mm$ 。如果取第一拐点对应的荷载为水平临界荷载，位移较大，这是建筑物不允许的，按变形控制取值，水平临界荷载应取 $y_{cr} = 10mm$ 对应的荷载，根据试验曲线，S1、S2 试桩的水平临界荷载分别取 90kN 和 80kN。

现在我们以 S1 试验桩为例分别计算它在 90kN、126kN、162kN 的水平荷载作用下，地面处水平位移、桩身沿着深度的弯矩分布，找出桩身中最大弯矩及最大弯矩出现的位置。

计算宽度： $b_0 = 0.9 \times (1.5 \times 0.6 + 0.5) = 1.26m$ ；

$$\begin{aligned}
 \text{抗弯模量: } EI &= 0.85E_c I = 0.85 \times 3.8 \times 10^7 \times \frac{3.14}{64} \times (0.6^4 - 0.34^4) \\
 &= 1.84 \times 10^5 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

桩的水平变形系数:

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{3700 \times 1.26}{1.84 \times 10^5}} = 0.479 \text{ m}^{-1};$$

$\therefore \alpha h = 0.479 \times 35 = 16.7 \geq 4.0$; 按 $\alpha h = 4.0$ 查表。 $A_0 = 2.441; B_0 = 1.625; C_0 = 1.751$;

$$\alpha EI = 0.479 \times 1.84 \times 10^5 = 0.88 \times 10^5 \text{ kNm};$$

$$\alpha^2 EI = 0.479^2 \times 1.84 \times 10^5 = 0.42 \times 10^5 \text{ kN};$$

$$\alpha^3 EI = 0.479^3 \times 1.84 \times 10^5 = 0.20 \times 10^5 \text{ kN/m};$$

将上述数值代入 (2)、(3) 式, 得到

$$y_0 = 1098 \times 10^{-5} (\text{m}) \approx 11 \text{ mm}; \quad \varphi_0 = 348 \times 10^{-5} (\text{rad});$$

同理, 将水平荷载为 126kN、162kN 时, 求出地面处的水平位移和转角, 将实测与计算结果列于表 2。

按公式 (4) 计算不同水平荷载作用下桩身截面的弯矩, 详细结果见表 3。

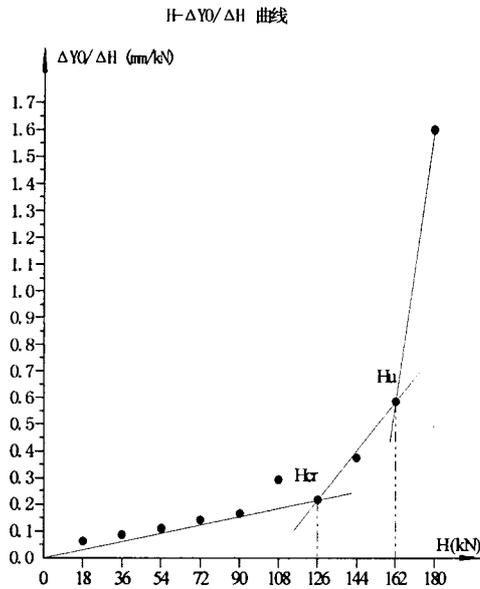


图3 S1 水平力-位移梯度曲线

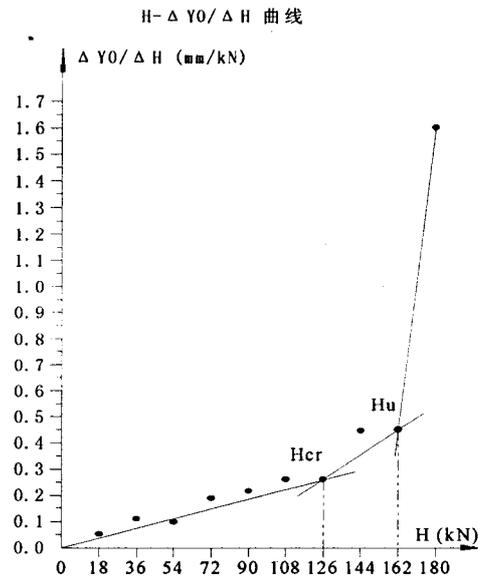


图4 S3 水平力-位移梯度曲线

S1 试桩不同水平荷载作用下地面水平位移与转角

表 2

水平荷载 (kN)	计算值		实测值	
	y_0 (mm)	φ_0 ($\times 10^{-5}$ rad)	y_0 (mm)	φ_0 ($\times 10^{-5}$ rad)
90	10.89	348	10.00	130
126	20.65	595	18.96	288
162	39.15	991	34.21	700

从表 3 可以看出, 桩的最大弯矩出现在桩的换算深度 1.3 处, 换算深度是不变的, 而实际深度随着荷载的增大而增大, 如荷载从 90kN 增大到 162kN 实际深度从 2.73m 变化到 3.42m。

最大弯矩出现在离地面 3m 左右。对照 GB13476-1999 规定, $\Phi 600-130-AB$ 规格管桩的抗裂弯矩为 201kN.m, 极限弯矩为 332kN.m。本次试验加载至 126kN 时, 桩身弯矩为 223.9kN.m, 桩身可能出现裂缝, 加载至 162kN 时, 桩身弯矩为 327.6kN.m, 桩身裂缝进一步扩展, 加载至 180kN 时, 桩身有可能破坏。因此在施工中应考虑边坡稳定并注意施工顺序对桩的影响。桩基础施工宜先深后浅, 即先施工完电梯井桩基, 然后施工其他部位桩基。

S1 试桩不同水平荷载作用下的弯矩分布

表 3

水平荷载 换算深度 $\bar{z} = \alpha z$	90kN		126kN		162kN	
	计算深度 Z (m)	弯矩 Mz (kN·m)	计算深度 Z (m)	弯矩 Mz (kN·m)	计算深度 Z (m)	弯矩 Mz (kN·m)
0.0	0.00	0.0	0.00	0.0	0.00	0.0
0.1	0.21	18.9	0.23	29.0	0.26	42.4
0.2	0.42	37.3	0.46	57.4	0.53	83.9
0.4	0.84	64.0	0.92	109.9	1.05	160.8
0.7	1.47	112.5	1.62	172.5	1.84	252.4
1.2	2.52	145.5	2.77	222.1	3.16	325.0
1.3	2.73	146.9	3.00	223.9	3.42	327.6
1.4	2.94	146.8	3.24	223.2	3.68	326.6
1.7	3.57	138.4	3.93	208.9	4.47	305.5
2.0	4.20	121.4	4.62	180.7	5.26	264.2
3.0	6.30	50.3	6.94	64.2	7.89	93.6
3.5	7.35	24.8	8.09	27.4	9.21	39.8
4.0	8.40	6.1	9.25	15.2	10.53	22.6

结束语

通过上述试验结果及分析, 我们可得到下面结论:

(1) 预应力管桩水平荷载试验的水平临界荷载取值, 以变形控制取值为宜。一般取地面水平位移为 10mm 对应的荷载为水平临界荷载。

(2) 在水平荷载作用下, 桩身弯矩分布形态从地面往下呈正态分布曲线形状, 最大弯矩一般出现在距离地面 2.5 ~ 4.0m 处。

(3) 位移计算值比试验实测值要大, 地面处水平位移比计算值稍大, 误差仍可接受, 而地面处转角计算值与实测值相比相差很大, 两者误差对弯矩的贡献是计算弯矩较实际弯矩大, 用计算的弯矩进行配筋是偏于保守的。

(4) 有条件可以在桩身埋设量测元件, 这样能较精确求得各级水平荷载作用下桩身弯矩的分布情况, 从而为检验桩身强压, 推求不同深度弹性地基系数提供依据。

参考文献

- [1] 中国建筑科学研究院, 建筑桩基技术规范 JGJ94-94[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1995
- [2] 中国建筑科学研究院, 建筑桩基检测技术规范 JGJ106-2003[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2003
- [3] 中华人民共和国国家标准, 先张法预应力混凝土管桩 GB13476-1999[S]. 北京: 中国标准化出版社, 1999
- [4] 桩基工程检测手册(第二版)[M]. 人民交通出版社, 2004

多道瞬态瑞利波法 在复合地基测试中的应用*

顾婷¹ 龚良²

(1. 贵州大学 资源与环境工程学院 贵阳 550003; 2. 贵州省桥梁岩土工程有限公司 贵阳 550001)

[摘要] 通过对多道瞬态瑞利波法发展和原理的简单介绍,利用其在层状介质中具有频散性特征,针对具体的工程实例,得出了复合地基的力学参数分布,并对地基做出了评价,从而提供直观的力学参数。

[关键词] 多道瞬态面波; 频散曲线; 地基测试

概述

瑞利波是近年来发展起来的一种新的工程物探方法。由于瑞利波波速同剪切波波速及岩土力学参数有着密切相互关系,因此在岩土工程勘察和复合地基检测方面得到了广泛应用。

20 世纪 50 年代,研究发现了在层状介质中瑞利波具有频散性,并开始利用天然地震记录研究地球内部的构造。60 年代初,美国密西西比陆军工程队水路试验所开始研究这种方法,但由于当时技术条件的限制,而未能取得成功。¹70 年代初,美国 F.K.Chang 等提出了利用瞬态冲击产生瑞利波来研究浅层地质问题的方法和技术。80 年代初,日本 VIC 公司研制成功瞬态瑞利波法的 GR-810 佐藤式全自动,80 年代中期引入我国。1987 年 P.G.Abriels 等人采用了瞬态多道瑞利波法 (MSAWS) 进行工程勘探。

浙江大学对 SASW 方法做了大量研究。²1996 年,北京水电物探研究所研制了瞬态多道面波仪器和软件,并得到了广泛的应用。

本文在现场试验的基础上利用多道瞬态面波 (MSAWS) 测试地基的频散特性,反演地基的面波频散特性,得出了地基的力学参数分布,对地基做出了评价,从而提供直观的力学参数。

瞬态面波法的测试原理

瞬态面波法是在地面施一瞬态的竖向激振力,地下介质中产生纵波、横波和瑞利波。三者运动的波动方程:¹

$$\nabla^2 \phi = \frac{1}{V_p} \cdot \frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2}$$

* 收稿日期: 2009年6月

$$\nabla^2 \varphi = \frac{1}{V_s} \cdot \frac{\partial^2 \varphi}{\partial t^2} \quad (1)$$

式中 φ 为质点位移场的势函数, V_p 、 V_s 分别为纵波和横波的速度。

对于平面波, 可得上式的一个解:

$$\begin{aligned} \varphi(X, Y, Z, t) &= Ae^{-KV_1 Z} e^{ik(x-V_1 t)} \\ \varphi(X, Y, Z, t) &= Be^{-KV_2 Z} e^{ik(x-V_2 t)} \end{aligned} \quad (2)$$

式中:

$$V_1 = 1 - \frac{V_R}{V_p} \quad V_2 = 1 - \frac{V_R}{V_s}$$

其中 K 为波数, V_R 为瑞利波速, A 、 B 为常数

根据上式可看出瑞利波传播的两个特性: 一是瑞利波振幅随深度衰减, 能量大致被限制在一个波长以内; 二是由地面振动波的瞬时相位可确定瑞利波传播的相速度。瞬态面波法即根据这两个特性, 在一定距离的地面两点安置拾振器, 接收面波振动。

任意频率 f 时两点间相位差 ϕ , 瑞利波传播时间 t :

$$t = \frac{\phi}{2\pi f}$$

$$V_R = \frac{r_2 - r_1}{t}$$

$$L_r = \frac{V_R}{t}$$

其中, $r_1 - r_2$ 是两测点距离, L_r 为波长

根据上式可计算不同频率的瑞利波波速和波长, 由此可画出频散曲线 ($V_R - f$)

瞬态面波法方法简单, 但是由于瞬态激振的功率密度谱分布不均, 许多频率能量太小, 干扰大, 以致频散曲线于理论相差太大, 无法利用。并且在接收地面震动波时, 使所有波作为干扰波与面波混在一起, 误差较大。多道瞬态瑞利波法采用不同材料和质量的重物下落激振, 在地面布置多个拾振器, 选择最佳面波接收窗口接收震动, 通过多次叠加多道和相关叠加, 使得频谱能量加大, 干扰减小, 从而克服了上述缺点。

瑞利波波速计算:³

$$V_R \approx \frac{0.87 + 1.12\sigma}{1 + \sigma} V_s$$

与介质的物理力学性质关系:

$$G_d = \rho V_s^2$$

$$E_d = 2(1 + \mu_d)\rho V_s^2$$

$$\mu_d = \frac{V_p^2 - 2V_s^2}{2(V_p^2 - V_s^2)}$$

其中： G_d 土的动剪切模量， E_d 土的动弹性模量， μ_d 土的动泊松比。

工程实例

西南某机场改扩建工程地基处理试验段检测，采用瑞利波测试方法对该机场跑道延长段水泥搅拌桩地基处理工程的复合地基波速进行了检测。

1. 测试方法及要求

多道瞬态瑞利波的数据采集必须采用多道数据采集系统，至少12道以上，⁵本次测试采集通道为16~24道。采样长度：2048点/道，采样间隔：0.5ms，道间距：1m，偏移距：5m，震源激发：采用24磅大锤锤击。

2. 检测数据

试验前，首先对场地外南边3m处未经处理的天然地基进行了瑞利波检测，结果见图1；然后对22个点进行检测，部分结果见表1~表4。

由图1可以看出，经过水泥搅拌桩处理后的波速在0~4.5m深度范围内增加较明显。

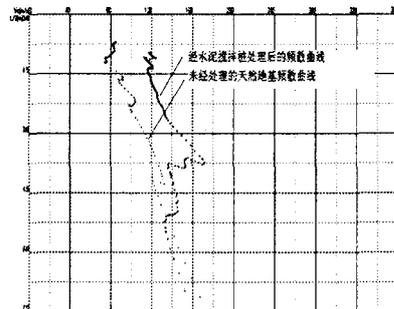


图1 检测前后频散曲线对比

部分点检测数据：

1#桩点瑞利波测试结

表1

序号	深度 (m)	层厚 (m)	地层描述	Vs (m/s)	动泊松比	动剪切模量 (MPa)	动弹性模量 (MPa)
1	1.0	1.0	水泥搅拌桩基地	123.0	0.36	30.3	82.3
2	2.6	1.7	水泥搅拌桩基地	133.2	0.36	35.5	96.5
3	3.8	1.1	水泥搅拌桩基地	175.4	0.36	61.5	167.4
4	5.4	1.6	水泥搅拌桩基地	157.8	0.36	49.8	135.5
5	7.5	2.1	水泥搅拌桩基地	164.7	0.36	54.3	147.6

4#桩点瑞利波测试结果

表 2

序号	深度 (m)	层厚 (m)	地层描述	V_s (m/s)	动泊松比	动剪切模量 (MPa)	动弹性模量 (MPa)
1	0.8	0.8	水泥搅拌桩基地	106.8	0.36	22.8	62.0
2	2.0	1.2	水泥搅拌桩基地	110.2	0.36	24.3	66.1
3	3.7	1.7	水泥搅拌桩基地	186.0	0.36	69.2	188.2
4	4.8	1.1	水泥搅拌桩基地	116.4	0.36	27.1	73.7
5	7.0	2.2	水泥搅拌桩基地	186.0	0.36	69.2	188.2

15 #桩点瑞利波测试结果

表 3

序号	深度 (m)	层厚 (m)	地层描述	V_s (m/s)	动泊松比	动剪切模量 (MPa)	动弹性模量 (MPa)
1	0.7	0.7	水泥搅拌桩基地	95.4	0.36	18.2	49.5
2	2.5	1.8	水泥搅拌桩基地	119.1	0.36	28.4	77.2
3	4.3	1.8	水泥搅拌桩基地	203.9	0.36	83.2	226.2
4	6.2	1.9	水泥搅拌桩基地	143.5	0.36	42.2	112.0
5	9.0	2.8	水泥搅拌桩基地	241.4	0.36	116.5	317.0

测试统计结果:

剪切波前后波速对比

表 4

深度	天然地基 剪切波波速 V_s (m/s)		水泥搅拌桩处理后 剪切波波速 V_s (m/s)			增幅(%)
	范围值	平均值	最小值	最大值	平均值	
0~2m	85~90	87.5	74.6	134.5	102.3	17
2~4m	90~120	105	92.9	186	127.7	22
4~6m	120~150	135	116.4	204.7	159.7	18
6~8m	150~170	160	113.4	238	178.7	12
>8m	/	/	196.6	252.4	230	/

由表 4 可看出, 经过水泥搅拌桩处理后波速有所增加: 0~2m 范围内, 剪切波波速 V_s 的平均值为 102.3m/s, 增幅 17%; 2~4m 范围内, 剪切波波速 V_s 的平均值为 127.7m/s, 增幅 22%; 4~6m 范围内, 剪切波波速 V_s 的平均值为 159.7m/s, 增幅 18%; 6~8m 范围内, 剪切波波速 V_s 的平均值为 178.7m/s, 增幅 12%; 8m 以下, 剪切波波速 V_s 的平均值为 230m/s。

小结

多道瞬态瑞利波勘探技术对于地基中的测试, 是利用瑞利波在层状介质和不均匀介质中的频散特性, 检测出不同深度的面波速度。这种方法可得到地基的力学指标, 具有仪器轻便, 效率高, 试验成本低等特点。尽管该方法目前还处于研究开发阶段, 但是, 它的技术和经济优势十分明显。随着不断的试验研究, 建立起相应的试验规程和试验标准, 从而, 使该技术尽快得以推广和应用。

参考文献

- [1] 袁聚云,徐超,赵春风.土工试验与原位测试[M]. 上海: 同济大学出版社,2004
- [2] 李杰生,钱春宇,廖红建.多道瞬态面波法在铁路路基测试中的应用[J]. 岩土力学, 2003, 24(增): 611—615
- [3] 杨成林.瑞雷波探测[M]. 北京:地质出版社,1993
- [4] 唐贤强.地基工程原位测试技术[M]. 北京:中国铁道出版社,1993
- [5] 建设部.《岩土工程勘察规范》(GB50021-2001)[S]. 1995.

APPLICATION OF MULTICHANNEL TRANSIENT RAYLEIGH WAVE TO TEST IN COMPOSITE FOUNDATION

GU ting¹, GONG liang²

(1. Resources and Environmental Engineering Institute, Guizhou University, Guizhou, Guiyang, 550003; 2. Geotechnical Engineering of Guizhou Province bridges Ltd., Guizhou, Guiyang, 550001)

Abstract: based on the principle of multichannel transient Rayleigh wave, this article mainly introduces the test of composite foundation by multichannel transient Rayleigh wave in specific projects Example. According to the dispersion character of this method, mechanical parameters could be calculated and the composite foundation could be appraised finally.

Key words: multichannel transient Rayleigh wave; dispersion curve; composite foundation

欢迎投稿!

振冲桩处理高层建筑软土地基的应用*

何广纳^{1,2} 王大为² 赵颖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)

[摘要] 本文通过一高层软土地基的处理,表明振冲桩技术在该领域中应用的有效性、经济性。同时指出了有关设计、施工和检测方面应更加注意的地方。

[关键词] 高层建筑;地基处理;振冲桩技术

前言

振冲桩处理松软土地基是将软土地基构筑成碎石桩体与桩间土共同作用的复合地基。由于碎石桩的加筋、振挤密实、排水消压等作用,故使复合地基的承载力提高、稳定性增强,沉降量减小、沉降期缩短,还能增强其抗震性能,消除液化危害的功效。加以其施工简便、快速,材料广泛、价廉,适用性强。近几年来已在高层软土地基的处理中开发应用取得了良好的效果。

设计、施工、检测的几点注意

高层建筑不仅竖向荷载大而集中,且由风荷载和地震荷载产生的水平力与倾覆力矩也相当大。对于高层来说,即便仅仅产生1度微小的倾斜,虽不致失稳破坏,但相应20层建筑顶部的横向位移就可达122cm以上,这会给人们不舒适和不安的恐惧感。因此,除要求地基充分满足设计的承载力外,对沉降、倾斜都有严格的限制。还需保证其在风荷载、地震力的作用下具有足够的稳定性,不产生地震液化的危害。对地基的要求更为严格,必须根据实际的条件进行精心、认真地设计、施工和检测。

(1)地基的承载力 高层建筑的基础一般埋置较深,持力层的承载力除地勘给定的承载力特征值外,切不可忽略根据其所埋的位置作相应的深度修正;

(2)地基的沉降计算 高层建筑对沉降的限制严格,且基础面积大影响其平均沉降量的范围广,仅将其中轴横截面的平均沉降量作为整个基础的平均沉降量则欠妥。可以考虑多个典型截面(中轴纵横截面、两个对角截面等)平均沉降量的均值作为整个基础的平均沉降量;

* 收稿日期:2009年6月

(3) 试桩 高层建筑基础面大, 软基处理范围广, 工程量大, 更应于正式施工前, 根据建筑场地实际情况选择某些具有代表性的地区, 结合工程桩进行一定数量的试桩, 以了解施工中可能出现的问题和困难及时研究解决的措施、优化制桩的各种技术参数、保证正式施工的顺利进行;

(4) 检测试验 高层建筑的基础多为箱基或筏基, 荷载面积大, 影响范围深。常用的荷载试验的荷载板面积相对过小, 检测结果仅反映地基浅层的情况, 不反映深部土的工程性状。因此, 检测中除必要的少量荷载试验外, 需配合一定数量的原位动力触探, 检测所需深度内桩和土的工程性状与强度, 其中以重型(或超重型)动力触探检测碎石桩体, 用标准贯入试验测定桩间土。综合分析确定复合地基各层的承载力和沉降特性等工程性状。

(5) 复合地基中软弱段的承载力 当处理地基的土层中含有软土夹层如淤泥质土层, 在构筑碎石桩时, 由于其强度低约束力小, 该段相应的桩径大, 置换率高、桩体和桩间土的强度低。故应按其自身条件的测定参数分析, 评估该段的承载力等工程性状指标。

山东菏泽南华康城高层地基的振冲碎石桩处理

菏泽南华康城位于山东省菏泽市人民路以西, 八一路以北, 南华大酒店以南。其中4[#]楼为地面上19层地下2层。地下两层建筑面积为1207.07 m², 剪力墙结构形式的高层。

1. 场地工程地质概况

建筑场地属河流冲积平原, 最大揭示范围内的土层自上而下, 共分10层, 工程性状如下表所示。

层号	土层名称	层底高程	Z (m)	承载力 (kPa)	变形模量 (MPa)	备注
②-1	粉细砂	45.12	2.53	110	10	
③-1	粉土-粉质粘土	43.12	4.53	95	4.5	
③	粉土-粉质粘土	41.12	6.53	95	4.5	
④	粉土	38.62	9.03	130	6	
④-2	粉土	37.52	10.13	160	12	
④	粉土	33.42	14.23	160	12	
⑤	粉质粘土	29.12	18.53	190	8	
⑥	粉细砂	25.89	21.76	200	13	

2. 振冲碎石桩加固处理概况

该高层场地地基的处理经振冲碎石桩、水泥粉煤灰碎石桩以及灌注桩等方案分析比较后选用了振冲碎石桩处理的方案。其特点是投资较少, 施工简便快速, 处理后的复合地基工程效果好。

(1) 设计要求 处理后的复合地基的承载力特征值 $f_{pk} \geq 370 \text{ kPa}$ 、最终沉降量允许值 s

$\leq 100\text{mm}$ 、基础倾斜允许值 $\delta \leq 0.002l$ 。

(2)设计参数 基于处理前原状土层的工程性状及其承载力特征值,振冲器的功率结合实践经验拟定相应的设计参数。

处理后桩间土的承载力特征值 $f_{sk}=170\text{kPa}$,桩体承载力特征值 $f_{pk}=650\text{kPa}$,桩径 $d_p=1.20\text{m}$ 及其相应的置换率 $m_0=0.417$ 。

(3)设计体现 根据设计要求、设计参数和场地土层的总体情况,设计采用 75KW 振冲器,正三角形布桩,桩距 $s_1=1.70\text{m}$,排距 $s_2=1.47\text{m}$,并于基础外增筑 1 排护桩,约束基础周边土体侧向位移,阻挡复合地基边缘承载力的衰减、沉降量的增加。全部碎石桩均构筑至第④层粘土、粉质粘土中,平均桩长 $l=10.00\text{m}$ 。

(4)设计结果 该设计经计算分析结果全部满足设计要求,具体数值如下:

实际置换率 $m=0.452 > m_0=0.417$;

复合地基承载力特征值 $f_{spk}=387\text{kPa} > 370\text{kPa}$;

下卧未处理软弱层顶面处承载力 $f_{wz}=333\text{kPa} > P_i + P_a=274\text{kPa}$ 。

结论

文中介绍的高层已于 2008 年 1 月初竣工,现已使用一年多情况良好。该市又将有几处高层的地基采用振冲桩技术处理。

振冲桩处理地基的效果好、投资少、施工简便、快速,已成功地用于多种高层建筑地基条件的处理。

例如:丹东金海江畔花园的三栋 27 层、二栋 22 层、三栋 19 层连体高层含有薄层淤泥质土的建筑场地、丹东宜阳沁园大厦三栋 27 层、二栋 22 层、一栋 14 层、九栋 13 层、一栋 11 层连体组合高层的粉细砂、中粗砂场地的振冲桩处理均取得成功。表明除极弱的流塑态软土和渗透性极低的高粘性土外,其它的地基土层在适当的条件下,经过充分、细致地设计计算,认真精心的施工,采用振冲桩处理高层建筑的地基不失为优选的方案之一。

参考文献

- [1] 何广讷.振冲碎石桩复合地基[M].北京:人民交通出版社,2001
- [2] 何广讷,王洪有,赵颖.论高层建筑的振冲桩复合地基[J].岩土工程界,2006年,9(11):23~24.

由深基坑坍塌说起*

——主导方面浅析

孟昭即 张贵斌

(中国化学工程第一勘察设计院 河北 061001)

[提要] 本文对深基坑坍塌事故简要论述了主导方面,并针对坑底所处地层不同,导出了检验方程,对有效应力 $\sigma' = \sigma - u$ 式,提出了无效应力 $\sigma = u$ 概念和检验意见。

[关键词] 深基坑坍塌主方;坑底检验方程推导和 $\sigma = u$ 概念

任何一项土建工程后期,都离不开勘察、设计、施工和监理四个部门。据所担负工作内容,四个单位多是独立的,他们既是一个工程后期必须的工作流程,又是一项建设最后完成的组成部分。

勘察。工作对象是自然实体地层,带有探查研究性。工作内容 by 设计提出。根据要求,利用机械和试验手段,在够用深度内,把地层在垂直和水平向分布、岩性和物力指标及地下水情况查清,写出报告,提交委托方。

设计。构筑物是放在地层上和地层中的,物土的结合,土水对物产生影响。根据工程性质和要求,使用机械和技术手段、材料营造予置物空间,修筑构筑物以及在安全顺利下提出实施方案。对工程实施方案负责。

施工。是设计方案的实施者,操作人,把构筑物建成,对工程建筑负责。接到设计文件后,要仔细阅读,熟悉内容,了解方法以及数据的复算,想好安全实施预案。有些,虽不是施工必有责任,但现场技术和责任施工者,都是这么做的,以便心中有数,遇事不慌。

监理。代表建设单位,对工程质量、工期进度、用款施工全过程进行监督。对建设单位负责。

工程实施过程中,设计监理经常到现场,施工者工作就在现场,出现异常,施工即刻与设计研究,报监理,及时补救,这是施工的完全责任。由此可见,勘设施监的担当,不是平均的,主角是设计施工,处在主导。用时之长,投入之多,是他们,而责任之重,自然也是他们。

岩土工程技术中有很多计算。数学是数量关系最严密简明的表达工具。工程技术领域,就是从其相互关系,导出了很多计算方程。但由于岩土工程研究的是自然土体与人工基础之间的关系,影响因素很多而且复杂,严格说,没有理论解析方程。几乎所有计算公式,都是

* 收稿日期:2009年6月

在假定、假设，忽略一些次要或有些还无法认知的因素，近似导出的。那么，计算就可不必了呢，不是，只是提醒人们不能把计算当作唯一。计算方法还是代表了主导趋势，靠近真实，并在量上给出了数标，以资衡比取舍。在取舍难决中，设计计算者经验就很重要了。工程经验，是在工程实践中的积累，理论——实践——经验的渐进过程，带有验证提高含意。经验多了，常常可帮助选取安全可靠接近实际的数据和方法以及增长思路清晰判断准确，果断快速解决施工中面临危险的能力。

深基坑工程，在沿海和南方，多遇地下水。水和不良地层结合，是引发事故的重要因素。为了施工，增加安全，必须采取工前工中降水。由于上部支护结计算多用现成软件，这里仅提醒设计计算时，多用几家软件，且别忽视了地下水压力。土力学中 $\sigma' = \sigma - u$ 式， σ' 叫有效应力，指的是对土骨架的压缩有效。 u 是孔隙水压力，对土压缩无效，但对护墙却有压力。所以应使用 $\sigma = \sigma' + u$ ，在计算时只知 σ' 用 $(r_{sat} - r_w)$ 浮重，却有时忽视了 $u = r_w$ 。从 $\sigma = \sigma' + u$ 知， $\sigma = (r_{sat} - r_w) + r_w = r_{sat}$ 也可说明，即在水下，地层压力 σ 应为深乘以土饱和重度 r_{sat} 。

深基坑坑底稳定检验

施工安全是工程的核心。工程事故往往伴有人身伤亡。深基坑安全可分为两大部分，上部支护结构和下部坑底。上部开挖，原地层失去平衡，用人工支护结构代以平衡，一侧临空；坑底地层则是静止状态，没有支护。二者相较，上部支护安全更为重要。从发生时间上考量，上部事故来临时，往往突发，猝不及防，涉及人身；而坑底，则多先有预兆，由小到大，在不经意下逐渐酿成。对上部支护结构设计计算，已有专门论述，本文不与涉及。如上部发生坍塌，主要应在计算、强度和方案以及施工科学到位方面去找。下面只对坑底安全检验方程的导出和管涌流沙检验进行论述。

1. 坑底强度安全检验方程的导出

对支护结构底端 m 处，见图 1，已在计算上部支护结构时计算出 m 处包括孔隙水压力在内的地层侧压力 e_{ma} 。在 e_{ma} 作用下，土体产生剪切破裂， mac 势必沿 ac 滑动上移，进而引起坑底隆起。此力必定受到上部 L 厚土体阻抗。如果 L 厚土体足够重，坑底是不会上鼓引起事故的。为了有数量上检验方法，必须求出检验方程。墙内 L 土体重力向下，作用力 e_{ma} 沿破裂面 ac 的分力 T_{ema} 必须求出其垂直向上分力 T_{ema} ，才能和 L 土体重力比对。忽略 mac 土体重量和抗剪力，则 m 处侧压力 e_{ma} 沿 ac 的分力 T_{ema} 为

$$T_{ema} = e_{ma} \cdot \sin(45 + \frac{\phi}{2})$$

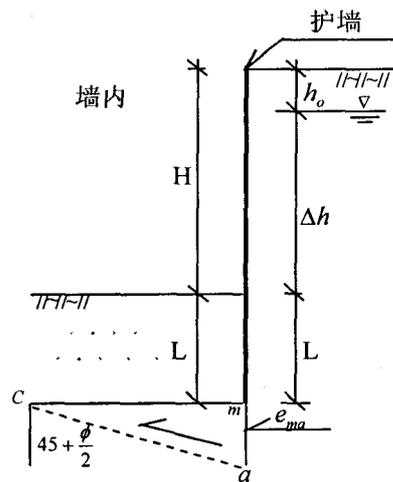


图 1

而 T_{ema} 垂直向上分力 T_{emas} 则为

$$\begin{aligned} T_{emas} &= T_{ema} \cdot \cos\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \\ &= e_{ma} \cdot \sin\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \cdot \cos\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \end{aligned}$$

上式化简后可得

$$T_{emas} = \frac{\cos \phi}{2} \{e_{ma}\}$$

对墙内土体 L , 忽略受力后的抗剪力, 其重量 T_w 为

$$T_w = r_{sat} L$$

由安全系数 K 定义得

$$K = \frac{T_w}{T_{emas}} = \frac{r_{sat} L}{\frac{\cos \phi}{2} \{e_{ma}\}}$$

式中 $\{e_{ma}\}$, 据护墙底端深度内地层算出代入即可。为进一步了解, 现以简单、典型、均匀粉粘土为例, 见图 1, 求出 e_{ma} 为

$$e_{ma} = K_a [r h_o + r_{sat}(H+L-h_o)] - 2c \quad \sqrt{K_a}$$

$$\therefore K = \frac{r_{sat} L}{\frac{\cos \phi}{2} \{K_a [r h_o + r_{sat}(H+L-h_o)] - 2C \sqrt{K_a}\}} \quad \textcircled{1}$$

上式就是检验坑底为粉粘土是否隆起的方程。式中

r —— 土的天然重度	kN/m^3
r_{sat} —— 土的饱和重度	kN/m^3
L —— 护墙插入坑底深度	m
h_o —— 地下水位	m
H —— 基坑设计挖深	m
K_a —— 侧压力系数	
ϕ —— 土的内摩擦角	$^\circ$
C —— 土的内聚力	kN/m^2

①式含有护墙插入坑底深度 L 。如以不同工程要求的安全度和不同地层结构计算的 e_{ma} 代入, 解出 L , 还可与上部支护结构设计时计算的插入深度相较。由于插入深度对基坑安全的重要, 当取大值。

2. 坑底管涌流沙安全检验。

大家知道，土力学中有效应力 $\sigma' = \sigma - u$ 式“有效” σ' ，是指对土骨架有压缩作用而得名。本处研究的不是土层的压缩固结需要的 σ' ，而是总应力 σ 。上式 $\sigma = \sigma' + u$ 中，在 σ 一定下，如果 u 增加一个 Δu ，则 σ' 必相应减少一个 $\Delta \sigma'$ ，继续之，当有效应力 σ' 全部转为 u ， $\sigma' = 0$ 时，就有 $\sigma = u$ ，对应 $\sigma = u$ 的数学模型为图2，见图2。

公式 $\sigma' = \sigma - u$ 既然前人已命名为有效应力公式，那么，当 $\sigma' = 0$ 时， $\sigma = u$ 对应的应称为“无效”应力公式，这在理论和逻辑上都是对的。实际工程中，也有与此对应的工程，如排水预压，孔隙水排出，压力消散，就是 u 转为 σ' 过程， σ' 增大使土体压缩固结，强度增加；相反， σ' 转为 u ， $\sigma' = 0$ 时，有效应力为零，也就是压在土骨架上的效应力没了，一定大的水头压力可使土浮起，用这一理论可以判断洪水期河流水位抬高，检验岸外和基坑坑底管涌流沙是否出现，以防河岸溃决和坑底事故发生。

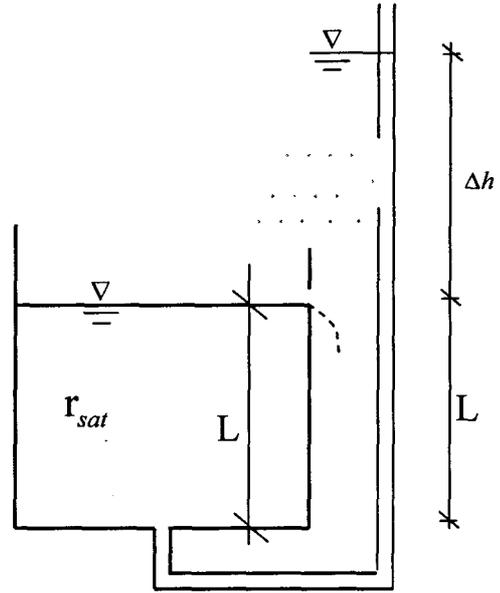


图2

也可以说，上面图2模型对应的是 $\sigma = u$ 式。 σ 作用方向是向下的， u 是向上的。所以，

$$\sigma = u$$

$$r_{sat}L = r_w (\Delta h + L)$$

$$\Delta h r_w = r_{sat}L - r_wL$$

$$\frac{\Delta h}{L} r_w = r_{sat} - r_w$$

式中 Δh 是水压力（水头）， L 是在 Δh 压力下，水流经距离，二者之比 $\frac{\Delta h}{L}$ ，就是水力坡降 i ，于是有

$$\frac{\Delta h}{L} r_w = i r_w = r_{sat} - r_w$$

上式左为通常说的渗流压力。 $i = \frac{\Delta h}{L}$ 是带有流性的动力系数， $i r_w$ 在数值上等于 $r_{sat} - r_w$ 。由于 i 的存在，水才有流动，有流动，就有压力，所以 $i r_w$ 又叫动水压力。

上式右 $r_{sat} - r_w$ ，是个静力数值。 r_{sat} 是土体饱和重度， r_w 是水的重度，上式可变为

$$i = r_{sat} - 1, r_{sat} - 1 \text{ 是水下土体浮重, 所以有 } i = \frac{\Delta h}{L} r_{sat} - 1 = r_{sat}'。由此可知, i \text{ 值随地下水位而}$$

变。为了安全, i 不能大于水下土体浮重 r_{sat}' , 即

$$i = \frac{\Delta h}{L} \leq r_{sat} - 1 = r_{sat}' \quad (2)$$

式中:

i —水力坡度

Δh —水压力(水头) m

L —水流经距离 m

r_{sat} —水下土体饱和重度 kN/m^3

r_{sat}' —水下土体浮重 kN/m^3

显然, 如果出现 $i = \frac{\Delta h}{L} \geq r_{sat}'$, 则土会被浮起, 就是管涌, 这是危险信号; i 再大, 浮土被流水带走, 就是流沙。土被带走了, 土体中必有空洞, 事故将要降临, 如果波及上部支护结构, 就要坍塌。所以②式可以对坑底预防管涌流沙进行检验。

流沙是基坑工程中一种严重危害。此害在上部基坑开挖过程中, 因难免的护墙漏水也有出现, 如有疏忽, 能酿成大祸。

坑底安全检验方法, 因坑底所处地层不同而异。工程地质根据条件划分了很多地层, 检验不可能也无必要一一列出。本文只据岩性, 归为三大类地层予以概述。至于工程具体遇到何种地层, 如何处理, 只能凭借设计施工者触类旁通灵活运用。

①粘土类地层

坑底为粘土类土, 还包括粉质粘土。对基坑和坑底安全是最好的地层。强度检验用①式。如 $K <$ 规程规定安全度, 增加护墙插入深度 L 比其他措施更直接有效。

地质历史上形成的地层, 在水平垂直上并非都是均匀一致, 且基坑开挖平面也比较大, 免不了有砂性窝状不均。这种不均, 对整体而言, 虽不至构成大的危害, 但在大 Δh 时, 亦可能潜伏危机。用前述②式试检预防, 不失为一种预防性策略。即

$$i \leq r_{sat}'$$

②粉细砂类土

这类土包括粉土和粉细砂中粗砂及砾石地层。从强度上, 是好地层, 但孔隙中含有砂类土, 在水下易流沙塌方, 又是危险地层。这类土 $C=0$ 或很小, 可以不计。强度检验也可用①式, 这时 C 项为 0, 即

$$K = \frac{r_{sat} L}{\frac{\cos \phi K a}{2} [r h_0 + r_{sat} (H + L - h_0)]}$$

检验管涌流沙用②式

$$i \leq r_{sat}'$$

上式 \leq 号如出现反向, 由 $i = \frac{\Delta h}{L} \leq r_{sat}'$ 可见, 只能减小 Δh 或增大 L , 增大 L , 涉及很

多，不宜变动。降低地下水位既为施工所必须，又能增加地层强度，防止管涌流沙，是上上之策。

因土的浮重 $\gamma_{sat}' = \gamma_{sat} - 1$ ， γ_{sat} 是土的饱和重度，平均在 2.0g/cm^3 左右， γ_{sat}' 可看作 1，即 $i = \frac{\Delta h}{L} \leq 1$ ，把握住 $\Delta h \leq L$ ，施工者心中有这一概数，即降水降到 $\Delta h \leq L$ ，则不会或有大的危险。

③软土类土

包括淤泥和淤泥质土，是三类土中最不好对付的土。因含水量高，有的 $W > W_L$ 液限，本身就具流动性，且不具有可用强度，有点压力差，即行蠕变、流动。实践可知，这种性质，与其厚度和压差大小几乎没有多少关系。设计尽量坑底不放其上。不过，地层这一先天性缺陷可与基坑开挖为能施工必须降水这一要求结合，顺便得到弥补。预先降水、排水，使地层有一定的固结，岩性改善，增加稳定。

例示

为了试用推出的①式并证明其可用性，现以天津某地下工程为例。

地下连续墙厚 1.2m, 墙深 $H + L = 43.0$
 开挖深 $H = 25.8$
 墙入坑底深 $L = 17.2$
 地下水位深 $h_o = 5.0$

地层结构简单，概括为粉砂，设 $r = 19.0$ $\gamma_{sat} = 20.0$ $\phi = 20$ $C = 0$
 代入①式，求安全系数 K

$$K = \frac{r_{sat} L}{\frac{\cos \phi K a}{2} [r h_o + r_{sat} (H + L - h_o)]}$$

$$K = \frac{20.0 \times 17.2}{\frac{0.94 \times 0.49}{2} [19.0 \times 5.0 + 20.0 (25.8 + 17.2 - 5.0)]}$$

$$K = \frac{344.0}{0.23 [95.0 + 760.0]} = \frac{344.0}{196.7} = 1.75$$

$K = 1.75$ ，说明坑底不会有隆起之忧。

管涌流沙检验用②式

$$i = \frac{\Delta h}{L} = \frac{25.8 - 5.0}{17.2} = \frac{20.8}{17.2} = 1.21$$

$i = 1.21 > r_{\text{sat}} - 1 = 1$ 必须降水。

地下水位降到 $\Delta h < L = 17.2$, 坑底才是安全的。

该工程采用了真空、潜泵式相结合的超强坑内降水系统, 水位降至坑底以下 1m, 便于施工。工程是安全的。

结论和意见

1. 一个工程, 在勘察设计施工监理四家中, 设计施工责任重, 事故机率多, 基坑塌了, 主要从计算、设计、方案、强度和施工科学到位方面去查找。原因找到了, 总结吸取了, 就是提高, 就有了经验;

2. 基坑的安全, 有上部支护结构和下部坑底二部分。上部事故往往重大, 来时突然; 而下部多为局部, 先有预兆。对上部安全, 设计施工要格外重视;

3. 坑底安全检验, 与坑底所座地层有关。在上部支护结构设计时已计算出护墙下端 m 处水土侧压力 e_{ms} , 检验坑底强度用①式。检验坑底管涌流沙, 用②式。

最后需要说明, 如对本文事故责任的观点有异, 责由首署名者应, 与刊无关。

简 讯

全国超软土地基排水固结与加固技术专题研讨会

第 1 号通知: 征集论文

由交通运输部港口岩土工程技术交通行业重点实验室、中国土木工程学会港口工程分会工程排水与加固专业委员会和天津市港口岩土工程技术重点实验室主办, 中交天津港湾工程研究会等承办的全国超软土地基排水固结与加固技术专题研讨会拟于 2010 年 5 月在天津召开, 本次会议主要交流我国今年来在超软土地基排水固结与加固技术方面的新经验与新成果。现将会议论文征集工作有关事项通知如下:

征文主题: (1) 超软土的工程性质; (2) 超软土地基围堰及造陆技术; (3) 超软土地基处理技术; (4) 超软土地基的工程安全与环境监控技术; (5) 超软土地基排水固结与加固的新材料及新方法。

征文要求: 应征论文字数 (包括图表): 一般论文控制在 6000 字、重点论文控制在 10000 字以内。

论文提交截止日期: 2010 年 1 月 31 日。

论文要求寄送一份正式稿件给会务组, 同时要求以电子邮件或磁盘方式向会务组提供电子文件。应征论文将由会议学术委员会决定是否录用, 入选论文将正式出版, 同时选取部分优秀论文推荐相关期刊进行发表。

联系地址: 天津市河西区大沽南路 1002 号, 中交天津港湾工程研究院有限公司 (300222); 联系人: 刘天韵 (022-28343603)、张明昌 (022-28119277); 电子邮箱: gylty@126.com; 传真: 022-28176143。

(中交天津港湾工程研究院有限公司 供稿)

浅谈振冲碎石桩在复合地基施工中的应用*

朱晓莉 梁宏伟 俞海林 张院良 袁文忠

(浙江省大成建设集团有限公司 杭州市文三路20号 310012)

【摘要】振冲法是以复合地基形式处理地基,使地基强度变得比较均一,提高地基强度。振冲法在砂土施工中优点尤其明显,原理是利用振冲器产生的水平振动力将挤密孔壁土砂层,随着向孔内投粗料,靠振冲器的水平振动力将粗粒填料挤入周围土层中以达到挤密土层的目的。施工过程中要对密实电流、填料量和留振时间等参数严格控制,对填料数量、填料方法、填料质量等严格把握,才能保证施工质量。

工程概况及设计要求

杭州市七格污水处理厂三期地基处理工程位于浙江省杭州市东北角江干区下沙镇七格社区(已建的一期、二期工程旁),紧临钱塘江下游段。距下沙开发区1km,距杭州市区19km。东侧为杭州经济技术开发区,西侧为四格排灌站和月雅河,北侧为杭州市区至杭州经济技术开发区的下沙路。

本工程拟建构筑物主要为钢筋混凝土水池构筑物,地下式或半地下式埋置,基底荷载一般为80~120kN/m²,生物池基底荷载为150kN/m²,高位井基底荷载为300kN/m²。

本工程安全等级为二级,场地等级为二级,地基等级为二级。本工程共有:初沉池(3座)采用直径Φ1100的振冲碎石桩处理;

生物池(3座)采用直径Φ800振冲碎石桩和Φ377的锤击式沉管灌注桩处理;二沉池(12座)采用直径Φ1100振冲碎石桩和Φ377的锤击式沉管灌注桩处理;二沉池配水井及污泥泵房(3座)采用直径Φ800振冲碎石桩处理;污泥贮泥池(1座)采用直径Φ800振冲碎石桩处理和Φ377的锤击式沉管灌注桩处理;污泥浓缩脱水机房(1座)采用直径Φ800振冲碎石桩处理;紫外线消毒渠及排江泵房(1座)采用直径Φ800振冲碎石桩处理。

适用范围及加固机理

1. 适用范围

振冲法适用的土质主要是砂性土,从粉细砂到含砾粗砂,只要小于0.005mm的粘粒含量不超过10%,都可得到显著的挤密效果;若粘粒含量大于30%,则挤密效果明显降低。在堤

* 收稿日期:2009年5月

防除险加固工程中,尤其适用于砂性土地基的滑坡除险加固处理。也可用于新建或已建堤防、涵闸基础的处理,提高基础的承载力与抗滑稳定及抗震防液化能力。

2. 加固机理

振冲密实法是利用专门的振冲器械产生的重复水平振动和侧向挤压作用,使土体的结构逐步破坏,孔隙水压力迅速增大。由于结构破坏,土粒有可能向低势能位置转移,这样土体由松变密。

振冲法的主要设备有振冲器、吊车和水泵。振冲器靠底端喷出的压力水(水压400~600kPa)的冲击力和振冲器本身重量,使振冲器往下贯入土中。在这个过程中振冲器产生的水平振动力将挤密孔壁土砂层。当振冲器达到预定深度后,往孔内投粗料(如粗砂砾石、碎石、矿渣等),并靠振冲器的水平振动力将粗粒填料挤入周围土层中。随着射水和水平振动力持续时间的延长,土层(混入了粗粒料)越来越密实,振冲器耗电随之加大,当达到设计值后,振冲器就可上提一定距离(30—35cm),再往孔内投料,重复上述过程,直到整个孔均被粗料填满并振冲到一定密实度为止。

3. 填料方法

连续下料法 振冲器达设计深度后,将水压和水量减少至维持孔口有一定量回水,但没有大量细颗粒带走的程度。此时用装载机等运料工具将填料堆放在振冲器护筒周围。填料在水平振动力作用下依靠自重沿护筒周壁下沉到孔底。这种造孔后不提出振冲器,在孔中投料的方法称连续下料法。该法施工特别适用于加固易于塌孔的砂土地基。

间断下料法 造孔后将振冲器提出孔口,直接往孔内倒入一批填料,再将振冲器下降至孔底进行振密,如此反复进行直至全孔完成。这种施工方法称间断下料法。比较起来,连续下料法的桩体的密实度较均匀;间断下料法的施工速度较快。

施工工艺及质量控制

1. 成桩要求

- (1) 振冲碎石桩施工机具采用功率75kW(直径 $\Phi 1100$)和功率30kW振冲器(直径 $\Phi 800$)。
- (2) 正式施工前,应在商定的地点试成桩3根,以验证制桩参数的可行性。
- (3) 制桩电压为380V,超过 $\pm 20V$ 不得施工,振密电流为75KW振冲器55A-70A,30kW振冲器为50A-60A。留振时间15s,桩头部分可延长至18s,成孔水压0.6MPa,振密水压力0.15~0.2MPa。
- (4) 振冲器喷水中心与桩位中心偏差不得大于50mm,造孔中心与设计定位中心偏差不得大于100mm,完成后桩顶中心与设计中心偏差不得大于0.2d(d为桩直径)。
- (5) 石料为硬质岩石(灰岩类或新鲜岩石的饱和单轴极限抗压强度大于或等于30MPa),粒径3~8cm,最大粒径不得超过8cm,含泥量不得大于5%,石料中不得夹土块,不得使用中等和强风化石料。
- (6) 造孔深度与设计桩底标高允许偏差 $\pm 200\text{mm}$ 。

(7) 施工时应由专人负责查对孔号,按记录表详细记录,成孔电流、振密电压、水压、时间等要详细、如实、准确、整洁填写。

(8) 制桩顺序可从一边向另一边顺序施工,也可根据不同情况跳打。

2. 施工控制参数

为满足成桩要求,需对以下各施工参数进行控制:

(1) 成孔电流: ZCQ—75 振冲器空载电流为 60A, 额定电流 150A。在不超过额定电流的前提下,通过调整下沉速度控制成孔电流;

(2) 成孔电压: 380V, 超过 $\pm 20V$ 不得施工;

(3) 成孔水压: 宜采用 0.6MPa;

(4) 成孔速度: 宜为 0.5~2.0m/min;

(5) 振密水压: 控制在 0.15~0.2MPa;

(6) 振密电流: 振密电流为 75kW 振冲器 55A~70A, 30kW 振冲器为 50A~60A;

(7) 留振时间: 采用自动控制,桩头部分不少于 18s, 桩体部分不得小于 15s;

(8) 成桩速度: 成桩速度不能太快,一般控制在 0.5~1.0m/min,每次填料高度不宜大于 50cm,以确保振密效果。

3. 施工过程控制

施工工艺:

(1) 平整施工场地,布置桩位;

(2) 施工机器就位,将振冲器缓慢稳妥的吊起,对准桩位缓慢下降至离地面 30cm 以内,启动清水泵供水,待射水孔水压、水量达到工艺要求时,启动振冲器,拉紧防扭绳索振冲器对准桩位;

(3) 启动振冲器,待振冲器内的偏心块达到额定转速的时候,下沉振冲器进入土层进行造孔作业,成孔过程中很好的控制吊机卷扬绳的下放速度,不宜过快,一般以 0.5m~2.0m 每分钟为宜。始终保持振冲器悬垂状态,以免造成斜孔。使之徐徐沉入土层,直至加固深度以上 30~50cm,再重复以上步骤 1~2 次,使孔内泥浆变稀。孔达到设计深度时,上提振冲器。向孔内倒入一批填料,将振冲器沉入填料中进行振实并扩大桩径。重复这一步骤直至该深度电流达到规定的密实电流为止,并记录填料量。此外,造孔过程中及时记录振冲器经过各深度的电流值和时间,这些可以定性的反映出土体强度变化。

(4) 造孔过程中如遇到电流超过电机额定电流,应暂停振冲器下沉或减速下沉或上提振冲器一段距离,借助高压水冲松土层后继续下沉造孔。土层中含有较硬的土层时,有时需要采取扩孔措施,振冲器上下反复移动几次,扩大孔径,便于填料。

(5) 在制桩过程中,各段桩体均应符合密实电流、填料量和留振时间等三方面的要求,基本参数应以现场制桩试验确定的为准。

(6) 施工场地应预先开设排泥水沟系,将制桩过程中产生的泥水集中引入沉淀池,池底部厚泥浆可定期挖出送至预先安排的存放地点,沉淀池上部比较清的水可重复使用。

(7) 最后应挖去桩顶部 1m 厚的桩体, 或用碾压、强夯(遍夯)等方法压实、夯实, 铺设并压实垫层。

施工质量控制

(1) 施工材料控制

依据现行规范对碎石分批进行抽检, 检测合格后方可使用, 以确保施工所用材料均为合格品。

(2) 桩位偏差控制

振冲器喷水中心与桩位中心偏差不得大于 50mm, 造孔中心与设计定位中心偏差不得大于 100mm, 完成后桩顶中心与设计中心偏差不得大于 0.2d 即 220mm。

(3) 桩长控制

施工时, 按实测自然地坪确定施工桩深, 做好标识, 成桩深度允许偏差 ± 200 mm。成桩至自然地坪, 以确保设计桩顶标高。

(4) 成桩过程控制

成孔时, 应随时注意电流表的变化, 发现异常情况及时检查处理; 成孔后边提升振冲器边冲水至孔口, 再放至孔底, 重放 1-3 次扩大孔径并使孔内泥浆变稀, 开始填料制桩。填料时不宜将振冲器提出孔口, 每次填料高度不宜大于 0.50m, 将振冲器沉入填料中进行振密制桩, 当电流达到规定的密实电流值和规定的留振时间后, 将振冲器提升 0.50m。重复以上步骤, 自下而上逐段制作桩体直至孔口。

质量控制要点

1. 施工前应对场地标高进行复测, 并认真复核测量基准点、线, 测量基准点、线应在施工过程中加以重点保护。

2. 桩位应放样准确, 并应在振冲影响范围外, 设置定位点, 以便施工过程中, 及时纠正受施工影响而偏位的桩位。

3. 桩机定位应准确、水平、稳固。振冲器对位, 控制对位偏差小于 2CM。并保证在下沉过程中振冲器的垂直度。成桩顺序应沿平行线逐点逐排进行。

4. 正常施工时根据确定的施工参数进行施工。施工时, 应准确控制加固深度, 根据实测场地标高确定各区域的加固的深度振冲器下沉到设计要求深度以上 30-50CM 处, 降低水压。

5. 保证填充料——石料的质量。所用石料应质地坚硬, 含泥量小于 5%, 粒径在 3-8CM 之间, 并有相应的级配, 最大粒径不超过 8CM。进场石料, 应按以上标准进行验收, 符合要求方可使用, 严禁使用不符合标准的材料。

6. 填料, 应根据“少吃多餐”的原则, 即勤加料。加料振冲器应下沉到位, 其留振时间

不得少于 15 秒，并根据试桩时确定的参数施工。

7. 严格控制密实电流，对于密实电流未达到规定要求的，应继续加料在相应深度进行振实，达到要求后方可进行上段桩的施工。严格控制成填料充盈系数，未达到要求的，需加料重新施工振实。

8. 应真实、详细记录造孔、填料量、水压、密压电流等各项。

9. 认真做好计量工作。

10. 按照规范设计及施工的要求，及时做好各项自检工作。

振冲法的主要优点

1. 施工机具和施工工艺简单，易于操作，处理费用低。

2. 振冲法是以复合地基形式处理地基，能最大程度发挥和充分利用天然地基的强度潜力，使地基强度变得比较均一。

3. 振冲法可在软粘土中设置强透水性的排水碎石桩，软粘土中的水可通过碎石桩以较短的时间完成排水固结，使地基强度提高。对建在松软地基上堤防的加固处理，具有较高的实用意义。

常见问题及处理方法

类别	问题	原因	处理方法
成孔	① 振冲器下沉速度太慢	土质硬，阻力大	①加大水压；②使用大功率振冲器
	② 振冲器造孔电流过大	①贯入速度过快；②震动力过大；③孔壁土石塌坍造成	①减慢振冲器下沉速度；②减小震动力
	③孔口不返水	①水量不够；②遭遇强透水层	①加大水压；②穿过透水层
填料	石料填不下去	①孔口太小	①清孔；②把孔口土挖除
		②一次加料过多，造成孔道堵塞	①加大水压，提拉振冲器，打通孔道；②每次少填料，少量多次
		③地基有流塑性黏土造成缩孔堵塞孔道	①先固壁，后填料；②采用强迫填料工艺
加	①振冲器电流过大	间断填料上部形成卡壳	①加大水压、水量，慢慢冲开堵塞处；②每次填料要少；③采用连续填料工艺
密	②密实电流难达到	①土质软；②填料不足	①继续填料振密；②提拉振冲器加速填料

总结和体会

振冲法是靠振冲器的水平振动力将粗粒填料挤入周围土层中以达到挤密土层的目的,在砂土中应用其优点尤其明显,施工过程中对成孔及密实电流、成孔及密实水压、留振时间、成孔速度等施工参数严格控制,要以试桩确定的参数为依据,施工过程中对填料质量和数量、填料方法等亦要仔细控制。

参考文献

- [1]《地基与基础》[M]. 中国建筑工业出版社, 顾晓鲁、钱鸿缙、刘慧珊、汪时敏, 2003/5
- [2]《地基处理技术与工程实例》[M]. 科学出版社, 徐至钧、赵锡宏, 2008/3
- [3]《新编建筑地基处理工程手册》[M]. 中国建筑工业出版社, 徐至钧, 2005/10
- [4]《地基基础工程施工细节详解》[M]. 机械工业出版社, 刘大勇, 2008/9
- [5]《岩土工程治理手册》[M]. 中国建筑工业出版社, 林宗元, 2005/10
- [6]《地基处理手册》[M]. 中国建筑工业出版社, 龚晓南, 2008/6

简讯

《建筑抗震鉴定标准》于2009年7月1日实施

从中国建筑科学研究院最新获悉,新修订的《建筑抗震鉴定标准》国家标准于2009年7月1日起正式实施。

新标准将对现有建筑的抗震设防提出明确目标:经过鉴定加固的建筑,在规定的后续使用年限内达到“小震不坏,中震可修,大震不倒”的要求。新标准中凡涉及到设防目标、鉴定内容、鉴定方法等要求均为强制性规定。标准适用新建筑也适用既有建筑。

摘自《施工技术》2009.NO.7

一题一议

某工程案例引起的思考*

主持人: 龚晓南

——应重视工后沉降分析

龚晓南

(浙江大学岩土工程研究所 杭州 310030)

某城市在一新区建一中心广场。场地工程地质情况为:最上是1.3m左右填土,下是0.8m左右粉质粘土和10.0m左右淤泥质粘土,再下面是粉质粘土,最后是砾砂等。中心广场环周一边是建筑物,另一边是高低错落的看台,中心是圆形喷泉区。喷泉区与中心广场,整个广场为同一地坪面。地坪面向中心微倾,当喷泉喷水时可自动流回处于喷泉区的集水井。在不喷水时,人们可在广场地坪上组织活动。其建筑构思甚好。

设计时,设计人员考虑到看台区荷载较大采用桩基础;圆形喷泉区比较重要,埋在地下钢筋混凝土水池下的软弱土层采用水泥搅拌桩加固;其他采用天然地基。整个地坪统一采用高挡面板。

建成数月后,发现采用桩基础的看台区沉降最小,采用水泥搅拌桩加固的圆形喷泉区沉降也很小,其它区域沉降则较大,由此产生的看台区与广场地坪区之间的不均匀沉降约有半个台阶之大。随着工后沉降的发展,两者之间的不均匀沉降量可接近一个台阶的高度,此时可沿看台区增设一台阶,因此处理成本并不高,对广场美观的影响也小。但不均匀沉降使广场地坪区低于圆形喷泉区,喷泉喷水时落在四周广场地坪的水不能流回处于喷泉区的集水井,因此不均匀沉降对使用功能影响较大。另外,不均匀沉降使中心广场整个地坪产生裂缝。

该设计有三点很值得深思。一是人们很不重视软土地基上填土引起的工后沉降,总沉降量估计不足,沉降持续时间也估计不够。二是对埋在地下钢筋混凝土水池造成的荷载估计偏大。钢筋混凝土水池使用时造成的荷载由钢筋混凝土结构重量和水的重量组成,对喷泉池还有设备重量。钢筋混凝土的重度和喷水设备材料的重度比土的重度大,但占体积较大的水的重度要比土的重度小,况且还不能盛满,因此不少情况下,埋在地下钢筋混凝土水池在使用时的重量比同体积土体的重量小。该工程从协调二区沉降来看,广场地坪区采用天然地基,圆形喷泉区也应采用天然地基。另外,埋在地下钢筋混凝土水池在使用时也可能发生沉降,这与挖土卸载土体回弹变形和充水加载土体再压缩产生沉降有关,这里不再展开,但其量较小。三是人们对工后不均匀沉降和可能造成的危害不重视,有时口头重视,一遇实际问题就忘了。据了解该工程由建筑师和结构工程师完成,没有岩土工程师参与,这一点也值得我们深思。总之,在软粘土地基上进行工程建设应重视工后沉降分析,避免不均匀沉降造成危害。

* 收稿日期:2009年11月

译文

岩土工程事故——可以预测吗? *

“Geotechnical Surprises—Or Are They?” The 2004 H. Bolton Seed Lecture

By James K. Mitchell, Dist.M.ASCE

邓以亮译; 周建校

译自: Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 135, No. 8, P513-525

滑坡导致道路破坏和桥梁病险

1. 工程介绍

Oahe 水库建于上世纪50年代,属于 Pick Sloan 计划的工程,该计划包括在密西西比河上修建6座多功能水库,蒙大拿州1座,北达科他州1座,南达科他州4座,图11是该计划的坝址地图。Oahe 大坝位于南达科他州首府皮尔附近。大坝建成蓄水后,上游64公里处的 Forest 市的水位,从海拔457m 上升到海拔494m。水位上升后, Forest 市需要修建一座新的大桥,代替原先212号州际公路跨河大桥。1962年时桥址鸟瞰图如图12, 1968年水库达到488-494m 的正常运行水位。

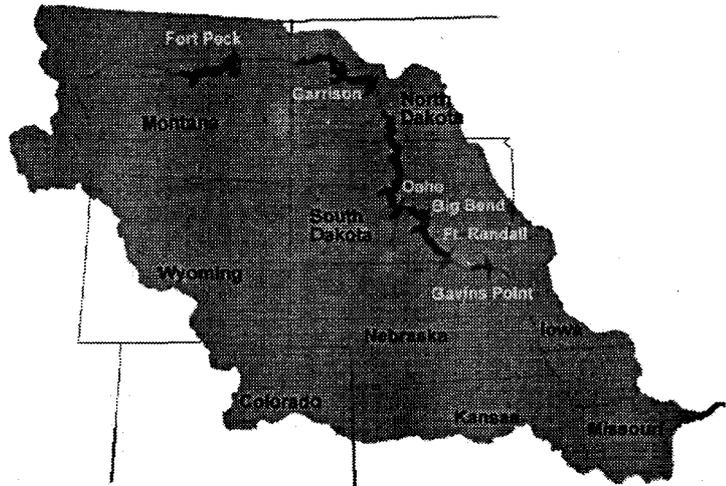


图11 南达科他州 Forest 大桥桥址图,位于 Oahe 大坝上游40英里处

美国陆军工程师团负责选址、地质勘探,审查南达科他州运输局的大桥设计方案。这项工程主要包括主桥、路堤以及南端长1524m的引道。Bump (1988) 记录了大桥建设过程。

* 收稿日期: 2009年8月

Forest大桥是1402m长的双车道钢结构公路桥梁，用桁架连接连续梁和悬臂梁，H型钢桩穿过填土和河流冲积土进入皮尔页岩地层，形成桥梁基础。最大桩长为42.6m，桥台支承在9.1m长的木桩上，南端桥台梁下支承点下有两根埋深18.3m的H型钢桩。

南端沥青引道，从海拔579m的高台地以6%的坡度经过1524m下降到海拔509m的桥面，其中有大约有610m的位于厚达6.1m的填土上面。南端引道的路堤段有305m，路堤高度为6.1-12.2m。南端引道路堤位于一处位置相对较高的岬角上。

2. 工程问题

Forest大桥的南端位于一个活动的巨型古滑坡的滑坡趾上。该滑坡沿Oahe水库延伸约2439m，在另一方向，从河岸延伸915m到达一处峭壁之下。如图13所示。大桥位于滑坡体东西方向的中点处。滑坡体占地259万 m^2 ，滑坡体积5740万 m^3 。大桥及其附近滑坡体的立面图如图14。

Oahe大坝1958年竣工后开始蓄水，1962年到1965年，桥址处水位从479m上升到485m，1968年达到正常运行水位：487.8—493.9m。1962年首次发现桥梁面板缩短变形。1965年12月，发现南端桥台附近的17号桥墩处的伸缩缝已经闭合。1975年，桥梁南端位移已经达到10.7m。为了使桥梁与滑坡变形相协调，改造了桥梁的支承点和节点。1977年，大桥进行路面铺设。1987年，重新安装17号桥墩处的伸缩缝装置。为确保在滑坡突然大规模急剧滑动之前能及时地关闭大桥交通，建立了警报系统。

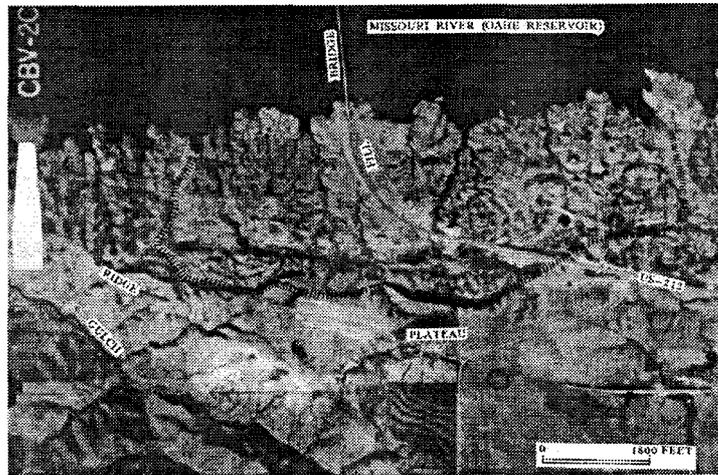


图12 1962年Forest大桥所在区域的鸟瞰图

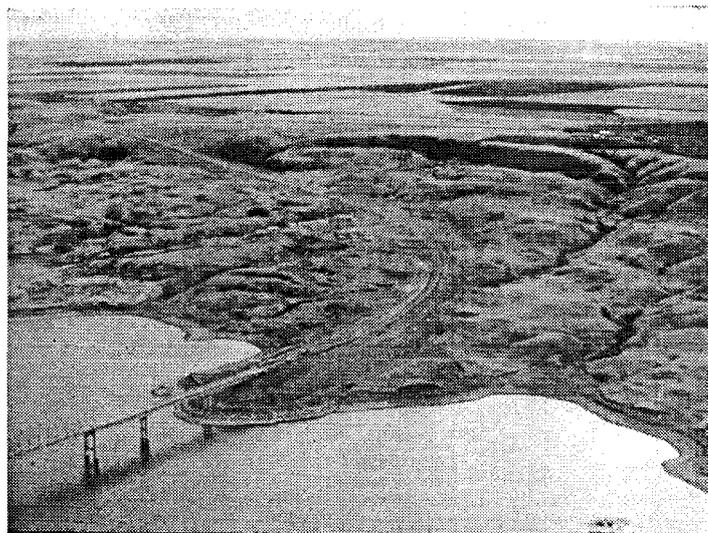


图13 Forest大桥的南段及其南端峭壁

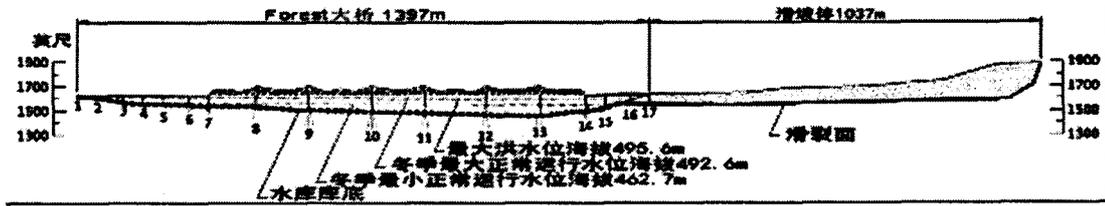


图14 Forest 大桥和滑坡体的立面图（竖向和水平向相同比例绘制）

南端引道至主桥的这段道路发生路面裂缝，开始滑移，最早于1968年发现。其实在桥梁施工过程就观察到此处有不稳定的征兆。1968年后，经过滑坡体区域的路段频繁需要大范围的路面找平和路面重新铺设。截止1973年，路面在原有的基础上，已经加铺了厚达2.1m的沥青。到上世纪80年代时，南达科他州运输局放弃了路面维护，只维护道路坡度，于是沥青路面变成了砂石路面。巨型滑坡体朝桥梁方向不断移动加上一些局部小滑坡的影响，加剧了道路的变形破坏。引道至桥面的路面坡度起初是向下，最终变成了向上。至此，必须稳定或协调滑坡体的运动，以保护现有桥梁，否则，必须重新选址，另建新桥。

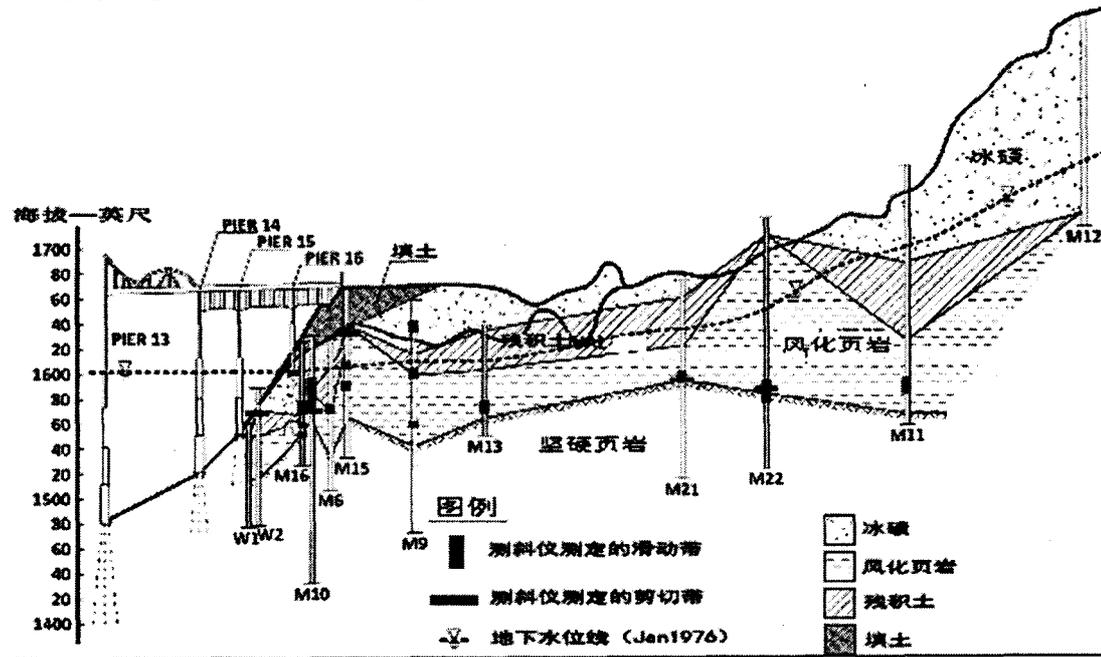


图15 Forest 大桥南端桥台及其附近滑坡体的地质剖面图

3. 事故原因

有资料表明，由于密西西比河的河床冲刷下切，Forest古滑坡形成于几百年前。边坡的渐进破坏在河流两岸形成狭长的岩块。桥梁开工建设前的几年观察中没有发现滑坡有继续滑动的迹象。

然而,1958年水库蓄水后,密西西比河水位开始上升,滑坡体中的地下水水位也开始上升。滑裂面上的有效应力减小,滑裂面处土体强度减小,导致古滑坡复活。除了古滑坡开始活动,在河岸和路堤还发生了一些小规模滑坡。据记载,古滑坡复活后,滑坡变形达到每年几英寸。图15给出了古滑坡的一个地质断面图。从图中除了可以看到解滑坡体内部岩土体的形态和边界,还可以看到剪切带的位置。测斜仪的测试数据计算得到剪切带位置、滑坡方向和滑坡速度,如图16。

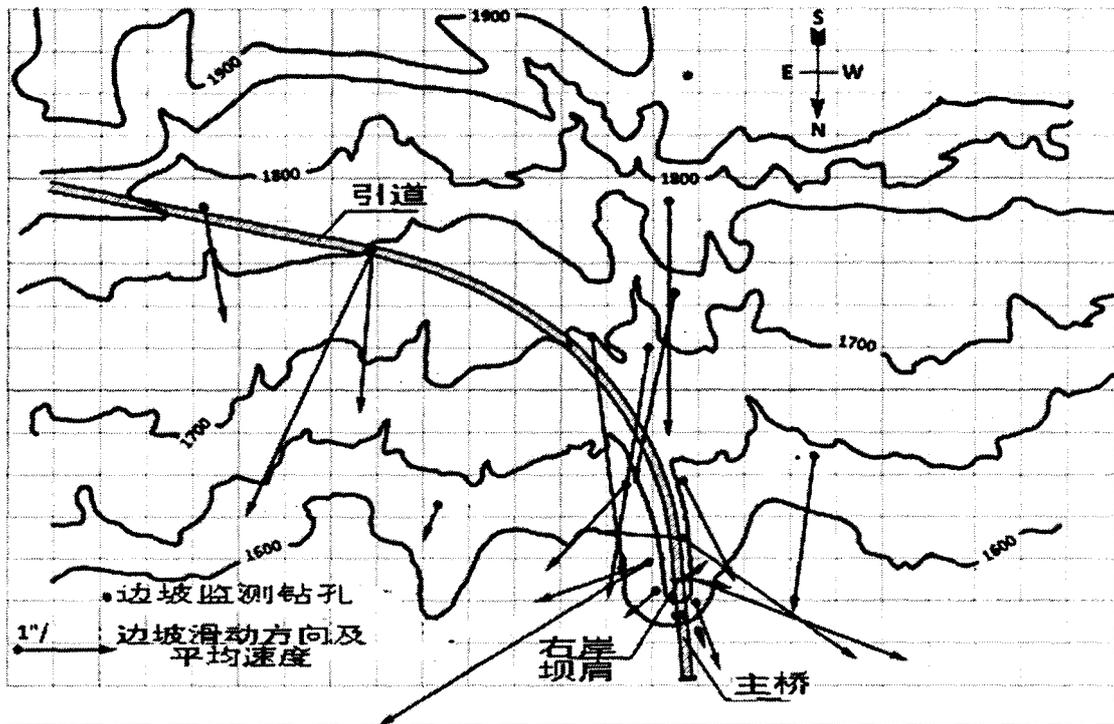


图16 20世纪80年代中期Forest大桥南端附近滑坡的滑动速度及其方向

此滑坡发生在皮尔页岩地层,据Schaefer(来自2005年私人信件):皮尔页岩地层(或类似地层),是广泛分布于北美大陆中西部地区的沉积岩的统称。它含有泥岩、粉砂岩、砂岩和泥灰岩。类似的沉积岩还有别的名称,例如在加拿大和蒙大拿部分地区叫做熊爪页岩地层。由于经历数个海浸-海退时期,这类沉积岩既有海洋沉积物,也有陆地沉积物。该沉积岩在东部地区颗粒细致,在西部则颗粒较粗。在东部此岩层厚约300m,在西部则达到1800m。细颗粒岩层含有很多蒙脱石,在某些地区几乎全部是纯膨润土。在岩土工程中应用广泛的怀俄明膨润土,就是怀俄明州东部和南达科他州西部地区在这个地质时期的沉积物形成的。页岩地层形成后,经历了之后的卸载和风化,导致岩层内部出现裂缝,体积膨胀以及应力松弛。水库水位的上升,边坡的稳定性更为降低,渐进式破坏时常发生,水库两岸很多边坡的安全性系数接近1.0。

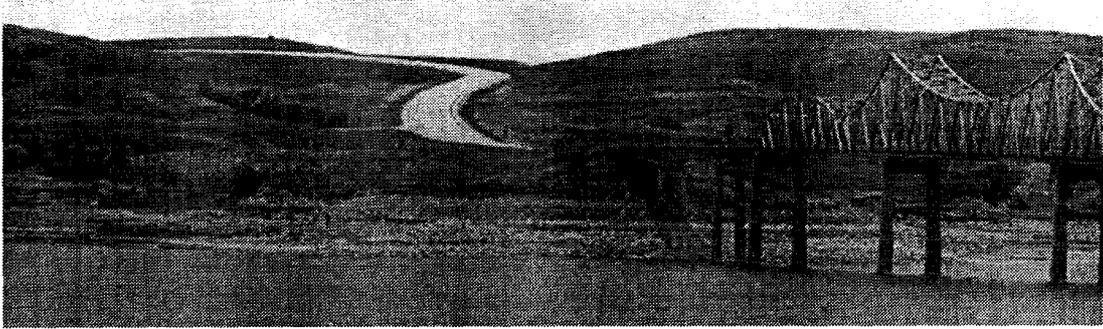


图17 滑坡治理工程完成六年后的2004年时的Forest大桥及其引道

4. 岩土工程事故能否预测?

皮尔页岩地层因其低强度和膨胀性能而著称。即使平缓的边坡，其稳定性也没有保障，文献有记载这样的平缓滑坡（Crandell, 1952、1958）。峭壁下的圆形小丘是地质不稳定的标志性地貌。分析计算得到该处边坡的稳定性安全系数非常接近1.0。如果考虑到滑坡体的前缘和后缘有580m的高度差，相当于一个坡角为 6.5° 的边坡，就不会惊讶滑坡体有这么低的安全系数。据Greiner, Inc. et al. (1989):

大量研究表明，皮尔页岩地层膨润土的峰值强度摩擦角为 $10-12^\circ$ ，残余强度对应的摩擦角为 $6-7^\circ$ 。

通过土工试验和工程反算可以得到这些强度数值。参与反算的工程有Oahe大坝，Fork Peck大坝，以及南达科他州中段高速公路边坡。Forest地区的皮尔页岩地层的残余摩擦角为 $3.2-7^\circ$ 。

修建Oahe大坝时，左岸坝肩发生了一场面积为 27万m^2 的滑坡。陆军工程师团事后报告称此处页岩地层的摩擦角为 8.5° 。1952年，陆军工程师团在Forest大桥的选址报告中认为，峭壁下的圆形小丘为冰川期形成的冰渍物。冰渍物的强度远远高于皮尔页岩层，可能就是这个原因，他们认为此处的边坡足以承受桥梁和路堤的荷载。

Forest大桥于1958年建成通车。地质勘探、工程设计和施工，估计早在1948年就已经开始。这十年时间里，边坡稳定性分析方法发展很快。但是在50年代初期，已经发现了水压力对边坡稳定性的影响机理，有效应力对土的剪切强度的作用也已弄清。因此，Oahe水库蓄水后对两岸边坡稳定性的影响应该可以预料得到。

如果认识到现有边坡的稳定性安全储备，如果皮尔页岩地层被判断为主要的土体类型，如果参照残余强度进行工程设计，如果考虑到水位上升后的影响，很有可能会预料到滑坡事故。

1993年，参照以前加固南端路堤的方法，开始加固局部滑坡。加固措施有：在滑坡前缘的北端施工深度为 $9.1-12.2$ 的砂石桩，在滑坡体的北部施工12根钢筋混凝土抗滑桩阻止边坡向水库滑动。在东部和西部施工深为 21.3 米的砂石桩阻止边坡侧向移动，在滑坡前缘抛石以减轻水库波浪对边坡的冲刷。1994年到1995年，从桥面到峭壁，修建了一条新的通道，坡度

为5%，卸除了270万m³的岩土。1998年，为了减小桥台附加路堤的滑动，施工了66个T型抗剪砂石桩。这些措施有效地阻止了边坡滑动，稳定了路堤和桥台。2004年大桥南段和引道的情形如图17。

工程事故原因分析

前面章节讲述了三个意外工程事故，有些人可能认为这些事故发生过于突然。事后看来，如果在最开始时能把各种因素及其潜在后果考虑清楚，可以避免这些事故。下面讲述是什么原因使我们无法做到。

1. 沟通不畅

缺乏沟通，传递的信息不完整或不正确，没有充分了解工程情况等等，都会导致误解、误判和不正确的工程措施。下面这段文字很好地说明了这种情形：我知道你能理解你所认为的我说过的话，但是我不能确定你听到的和我的想要表达的相一致。

当然，即使各方能很好的沟通，修建圣劳伦斯泥沙蓄挡坝时遇到的特殊土问题还会存在，但是，如果工程计划和说明书正确地反映了这些特殊土的真实性状，如果竞标公司拥有 Cascade 山区火山成因细粒土的工程经验，那么承包商会提前做好充分的准备应对这种特殊土。

2. 过于自信

一般不论何种类型的专家都会表现得过于自信 (Rubin 1989)，遗憾的是，他们也经常犯错。例如20世纪80年代，火箭发射统计数据表明，发射57次会有一次失败。1986年挑战者号航天飞机失事前一年，美国航空航天局认为航天器发射失败的概率只有十万分之一。

事实上我们不清楚自己究竟知晓多少。一旦想到一个看似可行或者受人欢迎的解决方案，我们会下意识地记住更多的支持该方案的事实，忽略掉否定性迹象，这与我们客观公正地考虑问题相违背。

这可能就是 Forest 滑坡事故的人为因素之一，假定圆形小丘为冰渍堆，并且 Oahe 大坝的皮尔页岩层的残余摩擦角为 8.5° ，所以很容易得出这样的结论：桥址处边坡的工程地质条件足以承受桥梁和路堤的荷载。在 Kettleman 山区，很明显，之前的垃圾填埋场没有发生过沿衬垫内部界面破坏的失稳事故，因此忽略了这类事故发生的潜在可能性。

3. 考虑不周

我们不可能对所有工程问题和可能引发的事故结果做出判断和评估。有些人长于预料偶然事件。故障树分析和风险分析能够帮助我们做出更好地分析。事实上有些人认为，这些正规方法能够很好地帮助我们发现工程的潜在风险和失效模式。即便如此，因为缺乏知识，经验不足，重视程度不够，工程中的一些关键因素仍有可能被忽略。

修建 Kettleman 山区的垃圾填埋场的衬垫系统时，为了更好地收集和存放渗滤液，工程设计人员的注意力主要集中在选择最新式的衬垫材料，无意中忽略了垃圾填埋过程中可能会发生垃圾堆失稳。在 Forest 大桥这个例子中，工程人员也忽略了 Oahe 水库对边坡稳定的负面影响。

4. 场地信息不足

我们通常没有足够的信息和数据对场地条件和土体性质进行全面而准确的判断。实际工程中,不可避免会有不确定性,而且有时必须做出假设。要弄清场地工程地质条件,需要更多的钻孔取样和土工测试,这也是岩土工程师常以为憾的事。

信息过少会引发大问题。在圣劳伦斯泥沙蓄挡坝的案例中,如果承包商获得更多土体性质的准确信息,或者承包商在投标前进行了独立的调查,那么对问题的处理可能会采取完全不同的对策。在 Kettleman 山区垃圾填埋场的案例中,如果工程人员对衬垫系统各材料间界面的抗剪强度有更清楚的认识,就会更加关注发生滑坡的可能性。

5. 情况突变

我们永远无法知道前面的情况。用丹麦著名科学家尼尔斯·玻尔的话说:预测非常困难,尤其是预测将来的事情。未来某个时候人类和自然会有什么作为?他们对工程有什么影响?我们一无所知。预测将来的事情不仅很困难,而且这样的预测往往极不准确。报纸上有一篇关于专家及专家预测的评论文章(Goodman 2006)很有启发性:相比于掷飞镖的猴子或者本报的忠实读者,要知道专家的预测能力并不比你们强。专家们往往过于自信,他们只选择那些支持自己理论的有利证据,却故意忘记自己曾经做出错误的预测,更不用说要承认自己的失误了。

因此我们必须考虑并想到最坏的可能性。本文三个工程事故案例中,自然界的突发事件,自然灾害以及人类活动(在 Kettleman 垃圾填埋场的案例中,在安全高度之上仍继续堆填垃圾不属此类),都没有当做事故的影响因素,因为本文考虑的是工程参与各方的主观原因。但是,在其他情况下,这些因素可能会引发事故。

6. 一厢情愿

俗话说:眼不见,心不烦。但是这句话不能用于工程实践。同样,岩土工程师也不能相信“可能不会出事”这类冒险哲学。在 Forest 大桥的案例中,特殊地貌以及关于皮尔页岩地层的既有工程经验,充分警示了该处地质条件的不稳定。当工程经验和现场调查都发出警告时,通常说明有问题存在。墨菲定律及其第一推论值得我们岩土工程师注意(墨菲定律:越不可能发生的事情越有可能发生)。

7. 缺乏经验/重视不足

处于人类认知前沿的工程往往是一把双刃剑。一方面,工程项目所需要的科学研究和技术发展,使人类知识获得飞跃发展;另一方面,知识不足及对潜在问题认识不清,又会导致灾难发生。宇航工程和海洋工程中有大量这样的事例。

在某种程度上, Kettleman 山区的垃圾填埋场失稳事故可以归于此类。因为事故发生时(1988年),填埋场所用衬垫系统的材料非常新颖,但衬垫系统的力学性质以及垃圾堆的稳定性研究却十分有限。

8. 意想不到的后果

新技术、新材料和新方法一方面能够解决某些特定问题或改善人类生活;另一方面,又

不可避免地引发新问题。就拿汽车举例，它使人类出行方式更为灵活，人们可以到达更远的地方。与此同时，却带来了交通拥堵、大气污染和交通事故。每年数以万计的人死于交通事故。过去几十年里，医药方面有许多令人惊奇的进展，却带来了人口老龄化和几乎难以承受的医疗费用。塑料以及一次性物品的大规模使用，带来了大量的不可降解垃圾。在荒芜的干旱地区引水灌溉发展农业，加上农药和化肥的使用，是大面积的土壤和水体受到污染。为了各种用途抽取地下水，造成了大面积的地面沉降。类似的例子不胜枚举。每一次进步都伴随着无法预见的新问题。这种福祸掺半的现象称作“科技发展的悖论”（Gray 1989）。

无意后果在岩土工程的意外事故中也扮演了重要角色。Kettleman 山区的垃圾填埋场失稳事故就是一个鲜明的例子：为了更好地收集排放渗滤液，发明了新型衬垫材料，却造成了衬垫系统内部界面的强度降低。在 Forest 大桥这个案例中，Oahe 水库水位上升，却降低了库岸边坡的稳定性。

尽量减少意外事故

前面章节阐述了岩土工程意外事故发生的几个原因。在结论部分，提出一些减少事故的建议。

1. 良好沟通

我们并不讲同一种语言。报告、设计、技术说明和指导一定要全面、清晰、精确和易懂。近些年来，人们在质量保证/质量控制（QA/QC）方面投入了许多（可能是过多）的精力，而且质量管理的重点放在了记录已经做完的事情。如果在事前也给予同样的重视，很多事情会事半功倍。记住马歇尔永恒的理解困惑法则：

- （1）没有人能精确无误地认知一件事情
- （2）没有两个人对同一件事情的认知完全一样

如果这个法则是正确的，即确实存在这种情况，那么沟通就更需要清晰明了。

2. 准确预测

前文已有阐述，预测未来很困难。Van Weele（1989）给出下列六条准则，参照执行就可能做出准确的岩土工程预测：

- （1）如果使用了某理论模型，该模型应该足够详细、有效；
- （2）场地信息数据全面、可靠；
- （3）研究类似工程的既有经验；
- （4）必须考虑施工以及场地条件改变对工程的影响；
- （5）工程中各要素（例如：应力和应变，材料，环境）应该相互协调；
- （6）各项工作必须准确无误、一致连贯。

在工程实践中，我们不可能满足所有的准则，尤其是第3条。但是，如果能够很好地执行这些准则，做出的预测将会更准确。

3. 实事求是

谣言和模糊的概述都不能当做事实，它们的有效性值得怀疑，做预测只能依靠证实的事实和正确的数据。

4. 全面考虑

每个事实都能说明一些问题，尤其是那些不支持你模型或建议的事实。正如伯克利第六定律所述：例外只是对规则的验证，从没有证明规则。

5. 不耻下问

大部分人都希望自己的能力亲自解决所有问题，甚至试图回答根本就没有答案的问题。我们有责任做到最好，同样也有责任在合适的时候承认自己的无知。寻求他人的帮助并不意味着自己缺乏能力，聪明人经常这么做。

6. 谨慎观察

Yogi Berra 法则很有价值：仔细观察，你会发现很多。岩土工程涉及复杂的地下和各种自然现象，这意味着每一个工程在某些方面都是独一无二的，所以从每个工程中都可以获得新的认知。

笔者认为岩土工程的重大进展来源于两方面：（1）需要在未知环境如北极、海洋和太空兴建工程，人类对这类环境知之甚少，没有多少经验可循，风险却极高；（2）事故后的调查分析，通过调查分析，推断出事故发生的原因。对待任何工程我们都应该觉得它属于（1）类情况，这样我们就能够把（2）类的事故减少到最少。

7. 承认局限

Ralph Peck 博士晚年提出并发展完善的调查方法，几乎适用于任何情况。该方法认为，最初我们对地质情况一无所知，必须获得足够的信息判断最有可能出现的情况，并提出不利情况的应对策略，依据最可能的情况进行工程设计和施工，出现不同情况时马上采取紧急措施。由于考虑到意外情况，这样的设计会包括故障安全的内容。

8. 运用判断

我们都知道岩土工程领域中判断的重要性，金钱和专业知识能买到最好的数据和分析报告，但是如果我们没有进行合理的解释和评价，它们就一文不值。再次引用 Van Weele (1989) 的话：合理的工程判断是最优秀的电脑程序，它随时可用，时刻更新，容易修改。

9. 结束语

我们在工作中不可避免地会遇到一些突发情况和工程事故，尽管如此，我们还是要不懈地追求这样一种状态，即当事故发生后，我们可以问心无愧地得出结论：事与愿违的原因是客观条件完全超出了我们的掌控。

(续完)