

目 次

论 文

基准应力法确定公路沉降速率卸载标准..... 刘吉福 (3)

筋箍碎石桩复合地基处治技术研究.....赵明华, 张玲(15)

超大面积真空预压处理深厚软基的数值模拟分析.....叶观宝, 荆婷婷(22)

基于双层地基模型的公路路基累积变形研究.....王文涛, 周建(33)

复杂条件下某地铁车站基坑围护设计.....陈春红, 刘世明(40)

高层建筑筏板基础监测分析.....王小东, 王国兴(47)

灌浆托换在沉降排污管加固中的应用.....韦兴标, 欧阳伯(52)

译 文

有衬垫垃圾填埋场的渐进破坏.....栾金龙 译; 施建勇 校(56)

基准应力法确定公路沉降速率卸载标准

刘吉福

(中国铁建港航局集团有限公司, 广东 珠海, 519070)

摘要: 针对沉降速率法卸载标准现有确定方法的缺点, 在分析公路路基工后沉降组成和发展路径的基础上, 提出并推导得到基准应力, 并利用基准应力求得沉降速率卸载标准。基准应力法不需要区分预压荷载与设计荷载的关系, 可以考虑次固结沉降、卸载和路面施工导致的再压缩沉降、路堤压缩等因素。算例和工程实践证明该方法得到的沉降速率卸载标准更合理、与工程实际接近。

关键词: 基准应力; 沉降速率; 工后沉降路径; 次固结沉降; 卸载标准; 等载预压

1 引 言

公路软黏土地基通常采用堆载预压法处理, 预压完毕后卸载至路床顶面, 然后施工路面结构。因此, 采用堆载预压法处理的公路需要确定卸载、施工路面的时间^[1]。由于沉降速率法不需要总沉降量, 监测时间短, 应用简便, 因此广泛用于确定路基卸载时间^[2]。但是, 现行《公路路基设计规范》(JTG D30) 中沉降速率卸载标准 (5mm/mon) 与预压荷载、容许工后沉降、地质条件、地基处理参数等均无关, 存在明显不合理之处^[2]。为此, 不少学者开展了相关研究。钟才根等^[3]按式 (1) 计算超载预压时的沉降速率卸载标准:

$$V_{\text{sao}} = \lambda_1 V_{\text{sae}} \quad (1)$$

式中: V_{sao} 为超载预压沉降速率卸载标准, V_{sae} 为等载预压沉降速率卸载标准, λ_1 为超载与等载的荷载比。

张长生等利用沉降速率与剩余沉降的关系和 Asaoka 法提出了卸载时间公式^[4]。

杨涛等按式 (2) 计算超载预压卸载标准^[5]:

$$V_{\text{sao}} = \lambda_2 \beta S_{\text{rTa}} \quad (2)$$

式中: S_{rTa} 为容许工后沉降, λ_2 为超载与等载的沉降速率比, β 为固结度计算系数^[6]。

刘吉福提出考虑次固结沉降的沉降速率卸载标准^[7]:

$$V_{\text{sao}} = \beta \left(S_0 - S_{\text{oc}} + \frac{S_{\text{rTa}} - S_{\text{rTs}}}{1 - e^{-\beta T}} \right) + V_{\text{ss}} \quad (3)$$

式中: S_0 为超载产生的沉降, S_{oc} 为超载 p_0 产生沉降已完成部分, S_{rTs} 为工后次固结沉降, T 为路面设计使用年限, V_{ss} 为次固结沉降速率。

目前对沉降速率卸载标准的研究成果对非等载预压的适用性欠佳, 沉降速率卸载标准往往偏大, 且主要集中在主固结沉降速率方面, 但是工后沉降中次固结沉降不可忽视^[8-10]。

为克服现有卸载标准的上述缺点,在式(3)的基础上提出了基准应力的概念,并利用基准应力确定沉降速率卸载标准,可以合理考虑次固结沉降、卸载和路面施工导致的再压缩沉降、路堤压缩等因素,效果较好。

2 基准应力法

2.1 条件简化

1) 公路中线处沉降通常最大,确定卸载时间通常依据公路中线处的沉降。对工后沉降要求严格的高速公路、一级公路路基宽度通常大于 30m,堆载预压处理深度通常小于 20m,因此对于公路中线处的地基而言路基荷载可看作为大面积荷载,地基中附加应力在处理深度内基本不变。

2) 文献[10]研究表明路基荷载小于 200kPa 时,路基沉降与荷载基本成正比。软基上的路堤荷载通常小于 120kPa,为计算简便,主固结沉降计算可近似采用压缩模量法。

3) 堆载预压后期才需要确定卸载时间,地基中强透水土层已经固结完毕,且其工后次固结沉降较小可以忽略不计,因此不考虑强透土层的影响,只考虑软黏土层。

4) 工程实践中路基预压荷载 p_f 小于 $p_e - p_p$ (其中 p_e 为等载, p_p 为路面荷载) 的情况极少,因此只研究 $p_f > p_e - p_p$ 的情况。

5) 地基处理竖向排水体为理想井,忽略竖向固结,地基不同深度固结度相同。

2.2 基准应力定义

将正常固结土压缩试验测定的 $\sigma' - \varepsilon$ 曲线称为原压线,回弹后再压缩得到的 $\sigma' - \varepsilon$ 曲线称为再压线,见图 1(b) [11]。按照一维 EVP 模型,土体受荷后先后产生弹性变形、塑性变形和蠕变变形。沿再压线发生的为弹性变形,沿原压线发生的为弹性变形和塑性变形之和,原压线以下垂直横轴的变形为蠕变变形 [12]。其中塑性变形对应主固结变形,蠕变变形对应次固结变形。

卸载、路面结构施工时间通常需要 2-3 个月,如果卸载前地基有效附加应力大于 $p_e - p_p$,则卸载产生的回弹变形在通车前已经完成,但是路面施工产生的再压缩变形大部分发生在通车后。如果卸载前地基有效附加应力小于 p_e ,则再压缩变形完成后发生主固结变形,然后发生次固结变形。因此,工后沉降通常包括再压缩沉降、主固结沉降、次固结沉降。

卸载前地基土的有效附加应力、应变可以用 $\sigma' - \varepsilon$ 坐标系中的一点表示,其坐标为 (σ', ε) 。基准应力 p_{ref} 是一个有效应力,如果 $\sigma' = p_{\text{ref}}$ 时卸载,则工后沉降等于容许工后沉降 S_{rTa} 。根据 p_{ref} 、 p_e 与 $p_e - p_p$ 三者的大小关系不同,工后沉降路径和组成不同。

2.3 $p_{\text{ref}} < p_e - p_p$ 时

工后沉降路径见图 1 (a), 此时工后沉降包括原压沉降和次固结沉降, 原压沉降完成后次固结沉降开始, 因此:

$$S_{rTa} = \frac{S_{rTe} + S_{rTv} + S_{rTs}}{1 - \xi} + \frac{p_e - p_{ref}}{E_s} h_s \quad (4)$$

式中: S_{rTe} 为路堤压缩量, S_{rTv} 为汽车荷载产生的瞬时沉降, ξ 为沉降与相应的填土厚度之比, E_s 为软黏土压缩模量, h_s 为软黏土厚度。

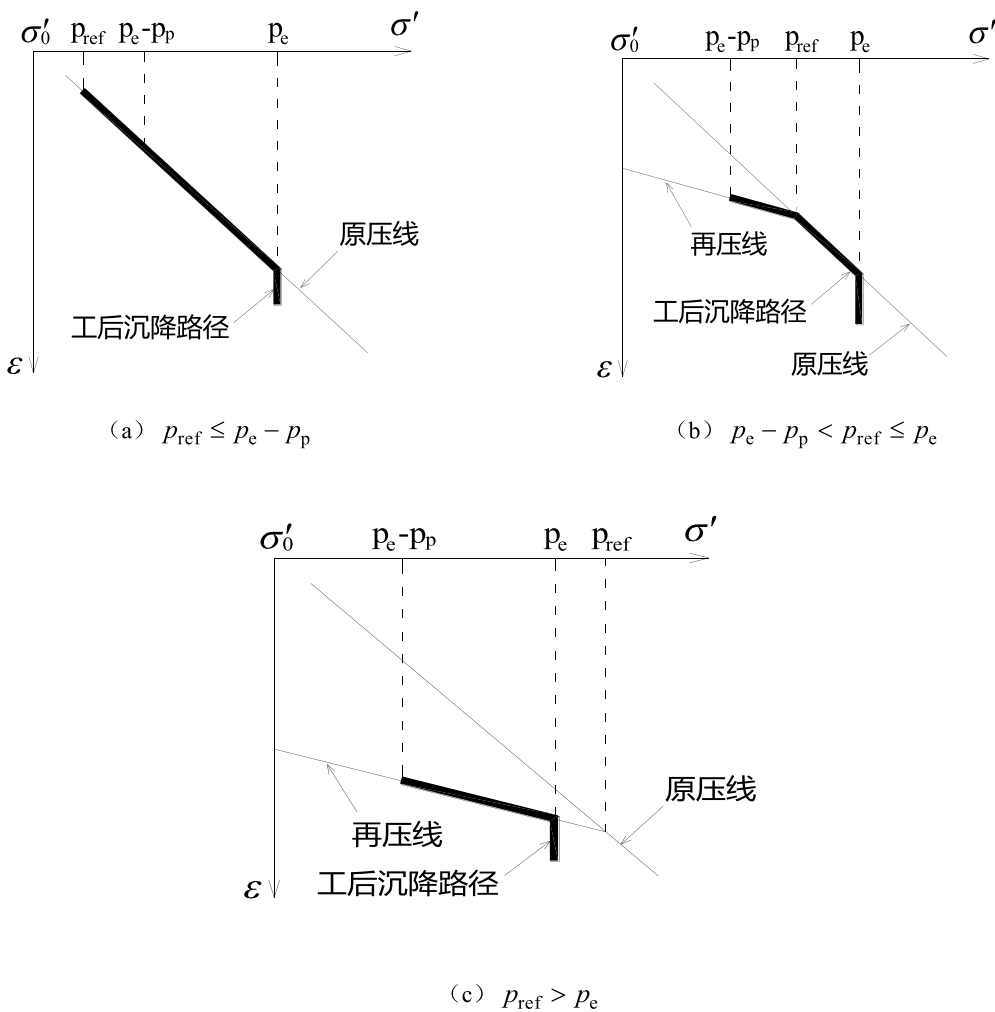


图 1 不同基准有效应力时的工后沉降路径

汽车荷载引起的路堤压缩、地基瞬时沉降等也影响行车质量, 因此也作为工后沉降的

组成部分。为保证路与桥平顺连接,需要维持路面标高不变,路基发生工后沉降后需要加铺路面,加铺的路面荷载又进一步产生工后沉降。式(4)中第一项分母就是考虑加铺路面因素的。等载中包含沉降荷载,因此不需考虑路面加铺因素^[10]。

S_{rTe} 、 S_{rTv} 、 S_{rTs} 可按式(5)~(7)计算^[10]:

$$S_{rTe} = (H_b + S_t)^2 / 3 \quad (5)$$

$$S_{rTv} = S_d p_v / p_f \quad (6)$$

$$S_{rTs} = \frac{h_s C_\alpha}{1 + e_0} \log \frac{t_{ec} + T - \Delta t}{t_{ec}} \quad (7)$$

式中: H_b 为路床高度, S_t 为卸载时沉降量, S_d 为 p_f 对应的瞬时沉降, p_v 为汽车荷载, C_α 软黏土次固结系数, e_0 为软黏土初始孔隙比, t_{ec} 为主固结完成时的等效时间, Δt 为主固结完成迟于通车的时间段。

t_{ec} 可按文献[14]计算,也可近似地取一级瞬时施加荷载时99%固结度对应时间的50%^[10]。

由式(4)得:

$$p_{ref} = p_e - \frac{E_s}{h_s} \left(S_{rTa} - \frac{S_{rTe} + S_{rTv} + S_{rTs}}{1 - \xi} \right) \quad (8)$$

为便于利用沉降监测资料,可近似地认为

$$\frac{E_s}{h_s} = \frac{p_f}{S_f (1 - m_d)} \quad (9)$$

式中: S_f 为 p_f 对应的最终沉降, m_d 为瞬时沉降占 S_f 的比例。

S_f 可根据沉降监测资料推算得到, m_d 可根据侧向位移、沉降监测资料得到。因此:

$$p_{ref} = p_e - \frac{p_f}{S_f (1 - m_d)} \times \left(S_{rTa} - \frac{S_{rTe} + S_{rTv} + S_{rTs}}{1 - \xi} \right) \quad (10)$$

2.4 $p_e - p_p < p_{ref} < p_e$ 时

如图1(b),工后主固结沉降包括再压沉降和原压沉降、次固结沉降,达到 p_{ref} 之前为再压沉降,之后为原压沉降。原压沉降完成后次固结沉降开始,因此:

$$S_{rTa} = \frac{S_{rTe} + S_{rTv} + S_{rTs}}{1 - \xi} + \frac{p_e - p_{ref}}{E_s} h_s + \frac{p_{ref} - p_e + p_p}{R_r E_s} h_s \quad (11)$$

式中: R_r 为再压缩模量与压缩模量的比值。

S_{rTs} 计算见式(7),由式(11)得:

$$p_{ref} = \frac{R_r E_s}{(R_r - 1) h_s} \left(\frac{S_{rTe} + S_{rTv} + S_{rTs}}{1 - \xi} - S_{rTa} \right) + p_e + \frac{p_p}{R_r - 1} \quad (12)$$

有监测资料时, 式(11)可近似转换为:

$$p_{\text{ref}} = \frac{R_r p_f}{(R_r - 1)S_f(1 - m_d)} \times \left(\frac{S_{rTe} + S_{rTv} + S_{rTs}}{1 - \xi} - S_{rTa} \right) + p_e + \frac{p_p}{R_r - 1} \quad (13)$$

2.5 $p_{\text{ref}} > p_e$ 时

如图 1(c), 此时工后沉降包括再压沉降和次固结沉降, 次固结沉降开始于通车时, 因此:

$$S_{rTa} = \frac{S_{rTe} + S_{rTv} + S_{rTs}}{1 - \xi} + \frac{S_{cp}}{R_r} \quad (14)$$

式中: S_{cp} 为路面荷载产生的主固结沉降。

$$S_{cp} = p_p h_s / E_s \quad (15)$$

或

$$S_{cp} = p_p S_f(1 - m_d) / p_f \quad (16)$$

由式(13)得:

$$S_{rTs} = \left(S_{rTa} - \frac{S_{cp}}{R_r} \right) (1 - \xi) - S_{rTe} - S_{rTv} \quad (17)$$

由 S_{rTs} 可得到通车时的等效时间 t_{ed} :

$$t_{ed} = \frac{T}{\frac{S_{rTs}(1 + e_0)}{10^{h_s C_\alpha} - 1}} \quad (18)$$

由 t_{ed} 可得到基准有效应力 p_{ref} 为^[11,12]:

$$p_{\text{ref}} = \left(p_e + \sigma'_0 \left(\frac{t_{ed}}{t_{ec}} \right)^{\frac{1}{C_3}} - \sigma'_0 \right) \quad (19)$$

$$C_3 = \frac{C_c - C_r}{C_\alpha} \quad (20)$$

式中: σ'_0 为软黏土平均初始有效应力, C_c 为压缩指数, C_r 为再压缩指数。

因此, 根据 S_{rTa} 由式(17)~(20)可得 p_{ref} 。

3 沉降速率卸载标准

3.1 $p_f > p_{ref}$ 时

如图 2 (a) 所示, 由于预压荷载 p_f 与基准应力 p_{ref} 之差为超静孔隙水压力, 预压荷载下主固结尚未完成, 因此结合文献[7]、[10]等, 可求得沉降速率卸载标准 V_{sa} :

$$V_{sa} = \beta \frac{p_f - p_{ref}}{E_s} h_s + V_{ss} = \beta(S_f - S_{ref}) + V_{ss} \quad (21)$$

式中: S_{ref} 是 p_{ref} 对应的沉降, V_{ss} 为次固结沉降速率。

文献[9]、[10]均表明, 主固结沉降完成前, 沉降速率由主固结沉降速率和次固结沉降速率组成; 主固结沉降完成后, 主固结沉降速率为零, 次固结沉降速率逐渐减少, 且 $\frac{\partial t_e}{\partial t} = 1$, 因此

$$V_{ss} = \frac{h_s C_\alpha}{2.303(1+e_0)t_{ec}} \quad (22)$$

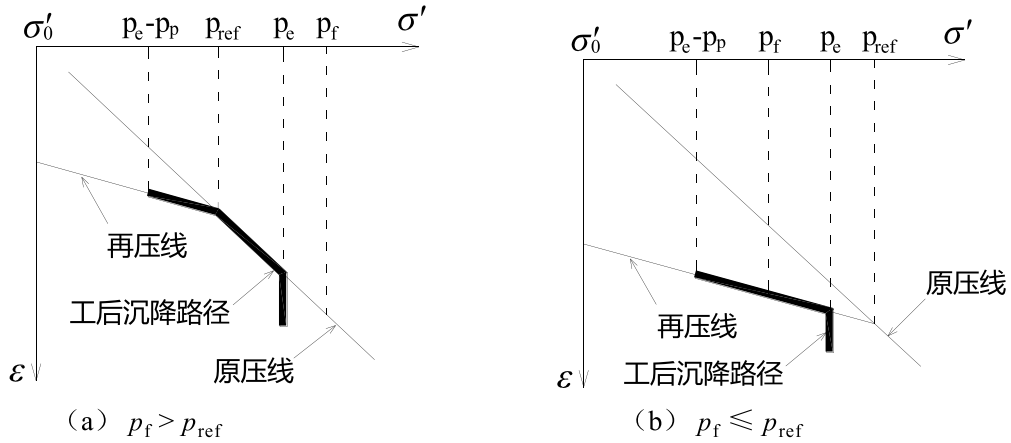


图2 预压荷载与基准应力关系

3.2 $p_f \leq p_{ref}$ 时

如图 2 (b) 所示, 此时在 p_f 下主固结已经完成, 尚需要在 p_f 下完成一部分次固结沉降才能满足工后沉降要求, 因此有:

$$a \quad t_{ef} = t_{ec} \left(\frac{p_{ref} + \sigma'_0}{p_f + \sigma'_0} \right)^{C_3} \quad (23)$$

式中: t_{ef} 为卸载前等效时间。

$$V_{sa} = \frac{h_s C_\alpha}{2.303(1+e_0)t_{ef}} \quad (24)$$

3.3 确定沉降速率卸载标准的步骤

- (1) 根据容许工后沉降等计算基准有效应力;
- (2) 预压荷载大于基准应力时按式 (21) 计算卸载标准, 预压荷载大于基准应力时按式 (24) 计算卸载标准。

4 工程算例

某路基顶宽 33m, 重度 $\gamma_f=20\text{kN/m}^3$, 等载高度 $H_e=6\text{m}$ (其中路床高度 $H_b=5\text{m}$, 路面换算填土厚度 $T_p=1\text{m}$), H_e 对应最终沉降 S_e 为 2.57m。

超载厚度 $T_o=1\text{m}$, 塑料排水板等效直径 $d_w=7\text{cm}$, 等边三角形布置, 间距 $d=1.2\text{m}$, 其它参数取值见表 1 (E_e 为路堤压缩模量), 路面设计使用年限 $T=15$ 年。加载计划见表 2, 满载预压 180d 后卸载。对比各种方法确定的与 $S_{rTa}=10\text{cm}$ 、20cm 和 30cm 相对应的沉降速率卸载标准。

4.1 基准应力法

$p_e=171.4\text{kPa}$, $p_f=191.4\text{kPa}$, $S_{rTe}=19.1\text{mm}$, 只考虑径向排水, $\beta=0.00994\text{d}^{-1}$, 卸载时 (日历时间 375d) 地基有效附加应力 $\Delta\sigma'$ 为 179.3kPa, $\Delta\sigma' > \sigma_e = p_e$, 因此

$$S_{rTc} = \sigma_p h_s / (R_t E_s) = 66.7\text{mm}$$

由于 $p_v (=19\text{kPa}) < p_o (=20\text{kPa})$, 因此 $S_{rTv} = p_v h_s / (R_t E_u) = 2.1\text{mm}$

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

取 t_{ec} 为一级瞬时施加荷载固结 99% 时间的 50% 即 233d。

$S_{rTa}=10\text{cm}$ 时, 由式 (17) 得 $S_{rTs}=3.93\text{mm}$, 由式 (18) 得 $t_{ed}=45891\text{d}$, 由式 (19) 得 $p_{ref}=216\text{kPa}$ 。等载预压时, $t_{ef}=t_{ed}$, 由式 (24) 的 $V_{sa}=0.023\text{mm/mon}$ 。超载 20kPa 时, 由 (23) 得 $t_{ef}=3817\text{d}$, 由 (24) 得 $V_{sa}=0.27\text{mm/mon}$ 。

$S_{rTa}=20\text{cm}$ 时, 由式 (17) 得 $S_{rTs}=79.3\text{mm}$, 由式 (18) 得 $t_{ed}=629\text{d}$, 由式 (19) 得 $p_{ref}=179.2\text{kPa}$ 。等载预压时, $t_{ef}=t_{ed}$, 由式 (24) 的 $V_{sa}=1.66\text{mm/mon}$ 。超载 20kPa 时, 由 (21) 得 $V_{sa}=40.87\text{mm/mon}$ 。

$S_{rTa}=30\text{cm}$ 时, 采用式 (12) 计算 $p_{ref}=171.4+10-24.8=162.8\text{kPa}$, 等载时由式 (21) 得 $V_{sa}=30.14\text{mm/d}$, 超载 20kPa 时由 (21) 得 $V_{sa}=89.78\text{mm/mon}$ 。

4.2 其它方法

其他方法确定的卸载沉降速率及其对应的卸载时间见表 3。由表 3 可知:

- (1) 由于考虑了路基压缩、路面加铺等因素, 本文方法确定沉降速率小于文献 [2] 确定的沉降速率, 也小于杨涛方法确定的沉降速率。

(2) 容许工后沉降相等时, 按照规范方法、钟才根方法, 超载预压需要的工期比等载预压长, 按照杨涛方法, 超载预压需要的工期与等载预压相等, 不能体现超载缩短工期的作用。其它方法, 超载预压需要的工期比等载预压短, 尤其以基准应力法突出。

表 1 参数取值

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

表 2 路基填筑情况

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

5 工程实例

高速公路 A 路基宽度 33m, 袋装砂井直径为 7cm, 间距为 1.2m, 断面 1 长 13m, 其余断面长 12m。2003 年 12 月卸载, 2004 年 5 月 1 日通车, 工程其他情况见表 4。

软土平均自重应力 σ'_0 计算时淤泥浮重度取 5.5kN/m³, 耕植土浮重度取 7.0kN/m³。β 根据实策沉降利用三点法反算得到, 根据 β 计算一级瞬时施加荷载固结 99% 的时间作为 t_c , t_{ec} 取 t_c 的 50%。为便于计算次固结沉降速率, 根据次固结计算公式和主固结公式推导得到:

$$S_{ss} = \frac{C_\alpha h_s}{1 + e_0} = \frac{R_c S_f}{\log \frac{\sigma'_0 + p_f}{\sigma'_0}} \quad (25)$$

式中: R_c 为次固结系数与固结指数的比值, 取 $R_c = 0.03$ 。

瞬时沉降 S_d 根据测斜管挤出体积反算得到; 实际工后沉降 S_{rT} 根据工后监测、路面养

护情况、桥头锥坡下沉情况等综合推算得到; S_f 根据沉降资料推算得到; S_e 、 S_{ref} 按照沉降与荷载基本成正比的原则由 S_f 计算得到^[10]。 S_{rTs} 计算时 $R_r=6$, p_{ref} 计算时 C_3 取 30。2003 年 12 月沉降速率根据沉降拟和曲线由式 (26) 计算得到。

$$V_s = \frac{a}{[a + b(t - t_0)]^2} \quad (26)$$

式中: a 、 b 为双曲线拟和参数, t_0 为双曲线拟和起始时间。

表 3 不同方法确定的沉降速率标准

方法	S_{rTa} / mm			
	100	200	300	
规范方法	超载预压 $V_{sa} / (\text{mm} \cdot \text{mon}^{-1})$	5	5	5
	超载预压卸载时间/d	616	616	616
	等载预压 $V_{sa} / (\text{mm} \cdot \text{mon}^{-1})$	5	5	5
	等载预压卸载时间/d	585	585	585
钟才根方法	超载预压 $V_{sa} / (\text{mm} \cdot \text{mon}^{-1})$	5.58	5.58	5.58
	超载预压卸载时间/d	605	605	605
	等载预压 $V_{sa} / (\text{mm} \cdot \text{mon}^{-1})$	5	5	5
	等载预压卸载时间/d	585	585	585
文献[2]方法	超载预压 $V_{sa} / (\text{mm} \cdot \text{mon}^{-1})$	89.46	119.28	149.1
	超载预压卸载时间/d	325	296	274
	等载预压 $V_{sa} / (\text{mm} \cdot \text{mon}^{-1})$	29.82	59.64	89.46
	等载预压卸载时间/d	405	336	295
杨涛方法	超载预压 $V_{sa} / (\text{mm} \cdot \text{mon}^{-1})$	40.35	80.69	121.04
	超载预压卸载时间/d	405	336	295
	等载预压 $V_{sa} / (\text{mm} \cdot \text{mon}^{-1})$	29.82	59.64	89.46
	等载预压卸载时间/d	405	336	295
基准应力法	超载预压 $V_{sa} / (\text{mm} \cdot \text{mon}^{-1})$	0.27	40.87	89.78
	超载预压卸载时间/d	824	391	319
	等载预压 $V_{sa} / (\text{mm} \cdot \text{mon}^{-1})$	0.023	1.66	30.14
	等载预压卸载时间/d	1043	612	387

表4中基准应力法卸载标准是根据实际工后沉降得到的卸载前沉降速率；钟才根方法将规范规定方法确定的沉降速率作为等载预压的沉降速率标准；杨涛方法将实际工后沉降作为等载预压容许工后沉降。

可见，根据实际工后沉降按照基准应力法确定的卸载标准与卸载前实际沉降速率差别不大，且相对其它方法确定的沉降速率标准，基准应力法确定的沉降速率标准更接近实际沉降速率。

表4 工程情况

监测断面	1	2	3	4	5	
路基参数	路基高度/m	6.791	7.568	7.418	7.009	5.780
	等效高度 H_e /m	7.041	7.818	7.668	7.259	6.03
	填土厚度 T_f /m	10.543	9.393	8.984	8.783	6.955
	预压荷载 p_f /kPa	200.3	178.1	170.1	166.9	132.1
地质条件	耕植土/m	0.6	-	-	-	-
	淤泥厚度/m	9.9	7.0	8.1	10.8	8.5
	淤泥平均 σ'_0 /kPa	31.4	19.3	22.3	29.7	23.4
沉降推算	t_0	2003-1-5	2003-1-2	2002-12-23	2002-12-23	2002-12-2
	S_0 /mm	2010	1209	1306	1523	977
	a / mm ⁻¹ d	0.1643	0.6518	0.4734	0.3469	0.427
	b /10 ⁻³ mm ⁻¹	2.8163	9.033	7.498	4.4496	7.569
	推算 S_f /mm	2360	1320	1439	1745	1109
	沉降完毕高度 H_f /m	8.183	8.053	7.545	7.038	5.846
	等载沉降 S_e /mm	2031	1281	1462	1800	1144
	β /d ⁻¹	0.009124	0.010274	0.014355	0.009007	0.008
	等载 p_e /kPa	172.4	172.9	173.5	172.1	136.3
	主固结时间 t_c /d	328	292	209	333	343
	等效时间 t_{ec} /d	164	146	104	166	172
	S_{ss} /mm	81.6	39.2	46.0	63.8	40.4
	卸载前沉降 S_l /mm	2312	1300	1419	1705	1090
	瞬时沉降 S_d /mm	105	43	70	104	74
	实际 S_{fT} /mm	78	89	130	198	118

监测断面	1	2	3	4	5
S_{rTe}/mm	23	22	22	21	12
S_{rTv}/mm	1	3	7	11	10
S_{rTs}/mm	9	32	60	98	57
t_{ed}/d	18930	954	291	137	222
P_{ref}/kPa	207.3	185.3	180.3	171.5	137.7
S_{ref}/mm	2364.5	1334.7	1469.3	1732.8	1117.1
t_{ef}/d	400	429	446	332	490
基准应力法 $V_{sa}/(\text{mm}\cdot\text{mon}^{-1})$	2.7	1.2	1.3	2.5	1.1
2003年8月 $V_s/(\text{mm}\cdot\text{mon}^{-1})$	8.6	2.7	2.9	6.3	3.2
2003年12月 $V_s/(\text{mm}\cdot\text{mon}^{-1})$	4.12	1.46	1.53	2.92	1.4
规范方法 $V_{sa}/(\text{mm}\cdot\text{mon}^{-1})$	5	5	5	5	5
钟才根方法 $V_{sa}/(\text{mm}\cdot\text{mon}^{-1})$	5.8	5.2	4.9	4.8	4.8
文献[2]方法 $V_s/(\text{mm}\cdot\text{mon}^{-1})$	111.5	39.3	45.9	38.7	21.8
杨涛方法 λ	1.614	1.117	0.923	0.906	0.909
方法 $V_{sa}/(\text{mm}\cdot\text{mon}^{-1})$	34.5	30.6	51.7	48.5	28.1

6 结语

(1) 基准应力法采用基准应力和工后沉降路径确定沉降速率卸载标准, 适用于欠载预压、等载预压、超载预压, 可以合理考虑次固结沉降、再压缩沉降等;

(2) 算例和工程实例均表明采用基准应力法确定的沉降速率卸载标准与实际比较接近。

参考文献:

- [1] 刘吉福. 沉降速率与剩余沉降的关系[J]. 广西大学学报, 2010, 35(1): 193-198.
- [2] 刘吉福, 陈新华. 应用沉降速率法计算软土路基剩余沉降[J]. 岩土工程学报, 2003, 25(2): 233-235.
- [3] 钟才根, 张序. 高速公路软基路基沉降速率控制[J]. 苏州城建环保学院学报, 2001, 14(4): 48-53.
- [4] 张长生, 刘国楠, 江辉煌. 剩余沉降及卸载时间的推算研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(supp.2):3495-3500.
- [5] 杨涛, 李国维. 公路软基超载预压卸荷时间确定的沉降速率法研究[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(11): 1942-1944.

- [6] LIU Ji-fu, PANG Qi-si. Methods of decision of coefficient settlement velocity[J]. Acta Scientiarum Naturalium Universitatis Sunyatseni, 2007, 46(3): 35~38.
- [7] 刘吉福, 莫海鸿. 对沉降速率法确定卸载时机的认识[J]. 岩石力学与工程学报[J], 2007, 26(supp.1): 3065-3072.
- [8] 刘吉福. 关于“公路软基超载预压卸载时间确定的沉降速率法研究”的讨论[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(6): 954-955.
- [9] 周春儿, 刘吉福. 软基路堤沉降速率与剩余沉降的关系[J]. 中南大学学报: 自然科学版, 42(3):817-822.
- [10] 广东省公路建设有限公司等. 广东省公路软土地基设计、施工地方规定研究[R]. 2010, 7:233-240.
- [11] 殷宗泽, 张海波, 朱俊高, 等. 软土的次固结[J]. 岩土工程学报, 2003, 25(5): 521-526.
- [12] Yin, J.-H. & Graham, J. 1994. Equivalent times and one dimensional elastic viscoplastic modeling of time dependent stress strain behavior of clays. Canadian Geotechnical J., 31: 42-52.
- [13] 广东省公路建设有限公司. 高速公路建设中软基处理关键问题的深入研究[R]. 2005, 10:240-257, 293-312.
- [14] 刘吉福, 郑刚, 安关峰. 等效时间计算方法研究[J]. 广西大学学报, 2012, 37(1):34-38.

Datum stress method for settlement rate criterion for unloading of highway

LIU Ji-fu

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

Abstract: To overcome the shortcomings of present methods for settlement rate criterion for unloading of highway, datum stress is put forth and deduced basing on analysis of the constituent and development path of post-construction settlement. Relationship between preload and design load heed not been considered for datum stress method. Secondary consolidation settlement, recompression settlement caused by unloading and pavement construction, compression of embankment and so on can be taken into account by this method. The settlement rate criterion for unloading of highway can be gotten by use of datum stress. It is proven by projects that the settlement rate criterion for unloading of highway gotten by datum stress method is more reasonable and near equal to the real settlement rate.

Key words: datum stress; settlement rate; development path of post-construction settlement; secondary consolidation settlement; criterion for unloading; equivalent preloading

筋箍碎石桩复合地基处治技术研究

赵明华, 张 玲

(湖南大学 岩土工程研究所, 湖南 长沙 410082)

摘要: 筋箍碎石桩复合地基技术是在工程中应用极为广泛的碎石桩桩顶一定深度范围内设置土工加筋套筒构成一种新型的复合地基技术, 由于加筋套筒的环箍约束作用, 可增加碎石桩的桩身刚度, 有效控制桩体鼓胀变形, 提高地基承载力和减少沉降。本文在探讨分析筋箍碎石桩的加固机理的基础上, 结合一工程实例, 分析了筋箍碎石桩对软土地基的承载力提高作用。

关键词: 复合地基; 筋箍碎石桩; 加固机理; 承载力

1 前 言

复合地基处治技术因其能发挥桩土共同承担荷载的优点而广泛应用于公路工程实践。碎石桩复合地基是最早出现的复合地基形式之一, 因其取材方便、施工简单、造价低廉, 且具有良好的振密挤密、置换、排水固结等加固作用而在软基加固处理中广泛应用。但由于碎石桩自身没有胶结强度, 需要桩周土提供侧向约束力才能形成桩体。竖向荷载作用下, 当桩周土体强度较低而不能提供足够的侧向约束力时, 碎石桩极易发生侧向鼓胀而导致整个复合地基失效。因此, 传统碎石桩复合地基加固技术尚存在如下一些问题:

- (1) 碎石桩的适用范围问题, 一般认为碎石桩不宜加固软弱粘土(不排水抗剪强度小于 20kPa);
- (2) 当天然地基的承载力较低时, 碎石桩复合地基承载力的提高幅度有限, 有时难以达到设计要求的承载力;
- (3) 采用碎石桩加固后, 复合地基的沉降得不到有效地控制。

为限制碎石桩在桩顶附近的侧向变形, 提高碎石桩的承载力, 有效控制复合地基沉降, 近年来工程实践中不断出现在传统碎石桩桩顶一定深度范围内设置一土工格栅套筒形成新型的加筋碎石桩复合地基加固技术。目前土工加筋碎石桩还有以下两种主要形式: ①在碎石桩复合地基上部铺设土工格栅、土工格室等水平加筋垫层; ②在桩体距桩顶一定深度范围(2~3倍桩径)内分层水平布设土工格栅或织物。为区别上述两种形式的加筋碎石桩加固技术, 并考虑“土工加筋套筒+碎石桩”这一组合形式的特点, 本文称碎石桩外包裹土工格栅套筒形成的加筋碎石桩复合地基新技术为“筋箍碎石桩复合地基技术”。

筋箍碎石桩复合地基处治技术自 1985 年被 Van Impe^[1]提出以来就不断受到工程界的

重视,国内外已有学者针对筋箍碎石桩复合地基的承载加固机理开展了一些试验研究与理论分析。如金亮星、孔怀胜^[2]结合工程实例,探讨了土工格栅钢筋笼碎石桩复合地基承载力及其软基加固机理;刘燕燕、凌天清等^[3]对土工格栅加筋碎石桩—砂砾垫层的加固机理进行了分析;高明军、刘汉龙等^[4,5]结合工程现场静载试验,探讨分析了筋箍碎石桩复合地基的优越性,并介绍了土工格栅筋箍碎石桩的施工工艺、作用机理以及检测方法。Murugesan等^[6],Lo等^[7],Yoo^[8],Khabbazian等^[9,10]通过数值分析,探讨分析了土工加筋体的环箍效应对碎石桩侧向变形的限制作用及碎石桩承载力的提高作用。杨有海^[11],黄学良、杨天闻^[12]基于加筋土强度分析结果和Brauns的单桩极限承载力计算方法,在各自假定基础上,得到了筋箍碎石桩的极限承载力计算表达式;周志刚、张起森^[13],乔丽平^[14]利用极限平衡理论导得了筋箍碎石桩的极限承载力计算公式;赵明华,陈庆等^[15,16]根据极限平衡理论导出了几种不同的破坏模式下筋箍碎石桩单桩极限承载力计算公式;刘润等^[17]基于弹性力学的基本假定通过受力分析提出了计算碎石桩中应力及格栅环向拉力的简化算法;陈昌富,李其泽^[18,19]基于圆孔扩张理论,考虑土体自重效应和加箍段桩侧摩阻力的影响,推导出加箍碎石桩单桩极限承载力的计算公式;Castro和Sagaseta^[22],Pulko等^[23]假定桩为服从摩尔-库伦准则的弹塑性体,桩周土为弹性体,不考虑桩土间的相互作用,导得了筋箍碎石桩桩顶沉降计算方法;Raithel和Kempfert^[24]在筋箍砂桩变形前后体积不变,鼓胀变形沿桩长均匀变化,桩周土提供的侧向约束力为静止土压力等假定的基础上,对土工格栅加筋砂桩的变形特性进行了数值与理论研究。但总的来说,筋箍碎石桩复合地基承载机理及其设计计算理论研究尚处于初级阶段,还有待进一步深入。

2 加固机理

如前所述,传统的碎石桩等散体材料桩桩体自身没有粘结强度,需靠桩周土体的侧向约束作用才能成桩,并发挥其承载能力。荷载作用下,碎石桩较易发生鼓胀变形。在碎石桩外包裹一层土工格栅套筒,由于土工格栅等土工加筋材料具有一定的抗拉强度,其作用类似于钢筋混凝土中的箍筋约束作用,通过土工加筋材料的环箍约束作用,可增加碎石桩的桩身刚度,有效控制桩体鼓胀变形,提高地基承载力和减少沉降。

国内外不少学者通过试验分析、数值分析及理论研究等三个途径对筋箍碎石桩复合地基的加固机理进行探讨^[25-27],归纳总结可得如下结论:

(1)与传统碎石桩相比,加箍碎石桩具有更大的极限承载力、更小的桩身竖向变形以及侧向膨胀变形;

(2)土工材料加箍套筒对桩体起着显著的约束作用,尤其以2倍桩径范围内格栅套筒对整个桩体承载力的提高效果最为明显。碎石桩桩身的侧向约束作用主要取决于桩周土体强度和格栅等土工加筋材料的刚度。尤其当桩周土体强度较小(不排水抗剪强度 $<20\text{kPa}$)时,筋箍碎石桩的承载力主要取决于筋体所能提供的侧向环箍力。筋材刚度不同,其对碎石桩承载力的提高作用存在差异,筋材弹性模量越大,加箍碎石桩所受到的侧向约束力越强,承载力也越大;

(3)在同等情况下,桩身半径小的碎石桩,筋箍碎石桩的加固性能要优于桩径较大者,其原因是侧向约束力的作用下,大桩径碎石桩内部的碎石料间往往表现出较强的移动性,不利于碎石桩承载性能的发挥。

(4)复合地基的作用原理在于桩与土能共同承担荷载。由于土工材料加箍套筒有效的侧向约束作用,筋箍碎石桩桩身刚度较传统碎石桩有较大程度提高,桩土共同作用时桩体可发挥其良好的支撑作用,分担更多的上部结构荷载,提高地基承载力,减少地基沉降。

3 应用实例分析

湖南省通平高速某路段存在厚度不均匀的淤泥软土层,埋深约0.50m左右,淤泥软土层厚度在5.10~5.70m左右,淤泥软土层下为全风化花岗岩层。淤泥软土层的特点:灰黑色,饱和,可塑~软塑,味臭,主要成分为粘性,含约30~40%角砾,成分为长石、石英。

根据《湖南省公路工程路基地基承载力触探试验暂行规定》(试行)确定,不同高度路堤对于地基承载力需满足表1所示要求。

表1 高速公路填筑路堤地基承载力要求表

路堤高度 (m)	0~2	2~6	6~8	8~12	12~16	≥16
地基承载力要求 f_{a0} (kPa)	≥130	≥125	≥130	≥145	≥155	≥170

针对该路段软基分布特点及路堤设计高度,考虑施工及造价等因素影响,根据不同的软土深度,设计采用“土工格栅套筒加筋碎石桩”或普通碎石桩复合地基技术对该路段软土进行处治,具体设计方案如下:

(1) 桩体材料采用碎石、卵石、角砾、圆砾等硬质材料,含泥量($<0.074\text{mm}$)不大于5%,最大粒径不大于100mm,50mm~100mm的粒料质量占粒料总质量的50%~60%。

(2) 土工格栅套筒加筋碎石桩是在碎石桩的桩顶2m内用塑料土工格栅制作的套筒包裹,格栅套筒见图1。设计采用的塑料土工格栅双向抗拉强度为30kN/m,网眼规格40mm×40mm,幅宽2m。

(3) 碎石桩桩间距按以下原则确定:

1) 当路基填土高度在4~8m之间时,普通碎石桩复合地基桩间距按1.5m设置;若采用土工格栅加筋碎石桩复合地基桩间距则按1.8m设置;

2) 当路基填土高度在8~12m之间时,普通碎石桩复合地基桩间距按1.3m设置;若采用土工格栅加筋碎石桩复合地基则桩间距按1.5m设置;

3) 当路基高度大于12m时,碎石桩复合地基桩间距按1.0m设置;若采用土工格栅加筋碎石桩复合地基桩间距则按1.2m设置;

对于处于冲沟中,路堤高度变化大的,根据相应的路堤高度按相应的桩间距分段处治。

土工格栅筋箍碎石桩复合地基或普通碎石桩复合地基设计图如图 1 所示。

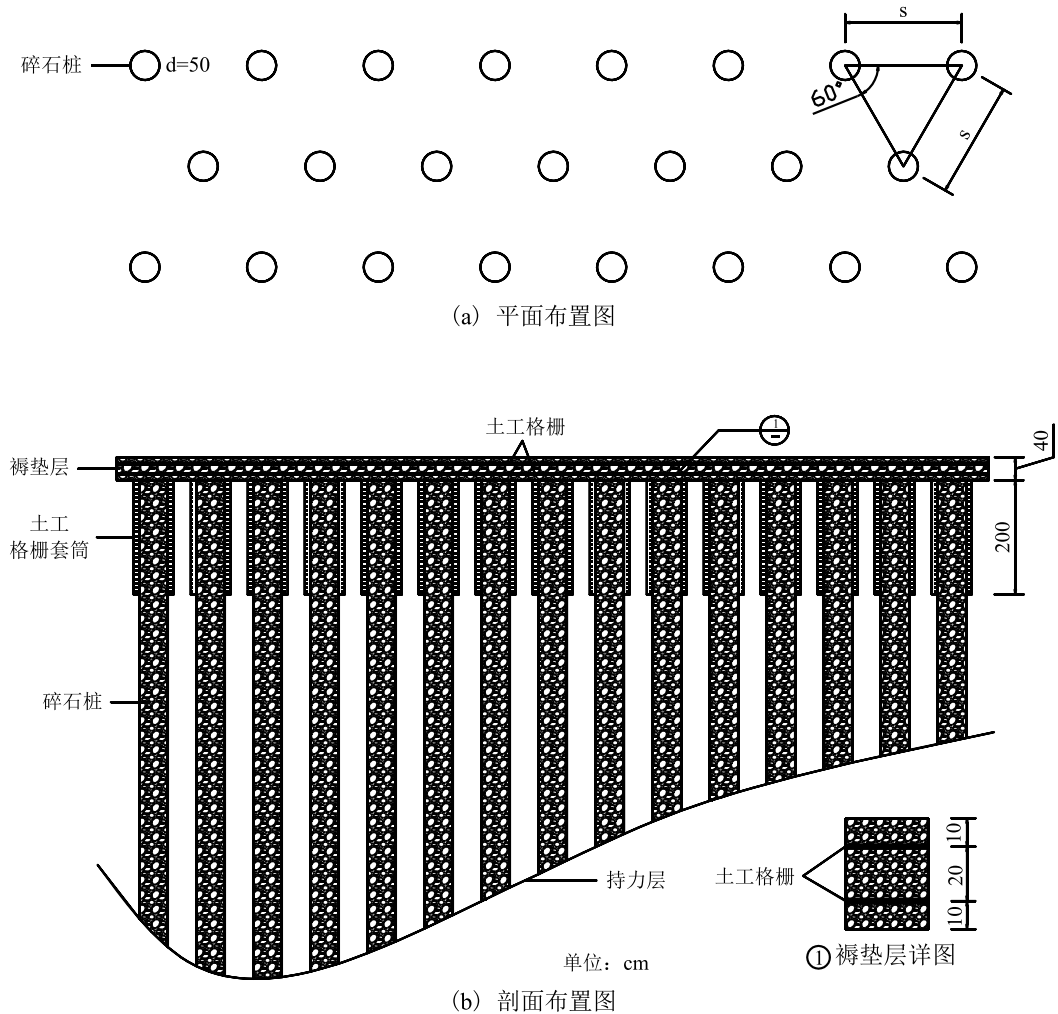


图 1 通平高速公路土工格栅筋箍碎石桩复合地基设计图

在全部桩体施工完成后,通过现场静载试验以检验通平高速公路第 1 合同段软弱地基加固路段的土工格栅筋箍碎石桩单桩承载力和单桩复合地基承载力是否满足设计要求。

本次试验共抽检 9 根碎石桩进行 9 组载荷板试验,分别为 3 组普通碎石桩单桩试验,3 组筋箍碎石桩单桩试验和 3 组筋箍碎石桩复合地基试验。筋箍碎石桩和传统普通碎石桩单桩荷载试验所得 $P-s$ 曲线均为缓变型,根据《建筑地基处理技术规范》(JGJ 79-2002)取沉降量 $s=40\text{mm}$ 对应的竖向压力为单桩的极限承载力。表 2 为根据载荷试验结果所得的 3 根普通碎石桩和 3 根筋箍碎石桩相应的单桩极限承载力。

表 2 单桩极限承载力和承载力特征值 (kN)

桩号	普通碎石桩				筋箍碎石桩			
	桩 1	桩 2	桩 3	平均值	桩 4	桩 5	桩 6	平均值
极限承载力	114.5	66.8	79.6	86.97	102.1	97.4	92.1	97.2
承载力特征值	57.25	33.4	39.8	43.48	51	48.7	46.05	48.6

在施工现场, 载荷试验前, 普通碎石桩桩 1 所在位置曾被压路机碾压过, 相当于对该桩施有预压力提高其承载力, 故表 2 中普通碎石桩桩 1 的结果超过三根单桩的平均值 30%。分析时剔除桩 1 结果, 取桩 2 和桩 3 的平均值 73.2kN 作为传统普通碎石桩的单桩极限承载力。格栅筋箍碎石桩单桩极限承载力取三根单桩的平均值, 为 97.2kN。较传统碎石桩, 筋箍碎石桩的单桩承载力提高了 32.8%。

同样根据《建筑地基处理技术规范》(JGJ 79-2002), 取 $s/d=0.015$ 对应的竖向压力作为格栅筋箍碎石桩复合地基极限承载力。本次试验中, 复合地基采用了 $1.2\text{m}\times 1.2\text{m}$ 的方形刚性板, 取沉降量 $s=18\text{mm}$ 对应的竖向压力作为复合地基的承载力特征值, 结果见表 3。

表 3 格栅筋箍碎石桩复合地基承载力特征值 (kPa)

编号	复合地基 1	复合地基 2	复合地基 3	平均值
复合地基承载力特征值	149.6	153.0	151.7	151.4

根据统计结果, 极差不超过平均值的 30% 时, 取平均值 151.4kPa 作为复合地基承载力特征值, 根据现场的资料, 碎石桩加固后路基的承载力设计值 f 为 130kPa, 因此试验场地的筋箍碎石桩复合地基承载力满足要求。

此外, 由上述设计方案可见, 由于土工格栅套筒径向环箍效应对碎石桩承载力的提高作用, 相同路堤填土高度下, 土工格栅筋箍碎石桩复合地基的桩间距大于普通碎石桩复合地基的桩间距, 即土工格栅筋箍碎石桩复合地基的置换率小于普通碎石桩复合地基。以填土高度 4~8m 的情况为例, 普通碎石桩复合地基的置换率为 10.1%, 而筋箍碎石桩复合地基的置换率为 7%, 较普通碎石桩复合地基减少 30.7%。换言之, 相同处治面积下, 采用筋箍碎石桩复合地基技术, 用桩量大大减少。而单根筋箍碎石桩格栅用量所增加费用很低, 因此, 相比普通碎石桩复合地基技术, 达到相同的处治效果, 筋箍碎石桩复合地基技术更为经济。

4 结论

筋箍碎石桩复合地基因其特殊优点备受工程界关注, 为我国软土地基处治工程实践的发展带来新课题, 其承载机理及设计理论有待深入研究。本文概括总结已有研究成果, 深入

分析筋箍碎石桩复合地基的加固机理。在此基础上,分析湖南省通平高速公路某路段筋箍碎石桩复合地基技术处治软基实例,现场静载试验结果表明:相比较于传统碎石桩,筋箍碎石桩的单桩承载力有明显提高,且筋箍碎石桩复合地基技术较普通碎石桩复合地基技术更为经济。

参考文献:

- [1] Van Impe, W. F. Soil improvement techniques and their evolution, Balkema, Rotterdam, The Netherlands. 1989.
- [2] 金亮星, 孔怀胜. 土工格栅钢筋笼碎石桩软基加固机理研究及应用实例分析. 延安大学学报(自然科学版), 2001, 20(3): 19-21.
- [3] 刘燕燕, 凌天清, 黄中文. 土工格栅加筋碎石桩一砂砾垫层加固系统应用. 路基工程, 2006, (4): 9-97.
- [4] 高明军, 刘汉龙, 左威龙. 格栅碎石桩技术及现场试验研究. 西部探矿工程, 2008, (12): 11-14.
- [5] 高明军. 管式格栅加筋碎石桩的承载特性试验研究. 河海大学硕士论文, 2008.
- [6] S. R.Lo, R. Zhang, J. Mak. Geosynthetic-encased stone columns in soft clay: A numerical study. Geotextiles and Geomembranes, 2010, 28(3): 292-302.
- [7] Chungsik Yoo, Performance of geosynthetic-encased stone columns in embankment construction: numerical investigation. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2010, 136(8): 1148-1160.
- [8] Majid Khabbazian, Victor N. Kaliakin, Christopher L. Meehan. 3D analyses of geosynthetic encased stone columns Proceeding of International Foundations Congress and Equipment Expo 09 (IFCEE09), Contemporary Topics in Ground Modification, Problem Soils, and Geo-Support, Geotechnical Special Publication No. 187, Orlando, FL, March 15-19, ASCE, 2009, 201-208.
- [9] Majid Khabbazian, Christopher L. Meehan, Victor N. Kaliakin, Numerical study of effect of encasement on stone column performance. GeoFlorida 2010: Advances in Analysis, Modeling & Design. Proceedings of the GeoFlorida 2010 Conference.
- [10] 杨有海. 加筋碎石桩的承载力分析. 岩土工程学报, 1993, 15(5): 107-111.
- [11] 黄学良, 杨天闻. 加筋碎石桩极限承载力的计算图式研究. 交通科技, 2006, (2): 40-42.
- [12] 周志刚, 张起森. 土工格栅碎石桩的承载力分析. 岩土工程学报, 1997, 19(1): 58-62.
- [13] 乔丽平. 加筋碎石桩单桩极限承载力. 土工基础, 2006, 20(6): 38-40.
- [14] 赵明华, 陈庆, 张玲, 马缤辉. 加筋碎石桩承载力计算. 公路交通科技, 2011, 28(8):7-12.
- [15] 陈庆. 格栅套筒加筋碎石桩复合地基承载力计算方法研究. 湖南大学硕士论文, 2010.
- [16] 陈昌富, 李其泽. 基于圆孔扩张理论顶部加箍碎石桩承载力计算. 湖南大学学报(自然科学版), 2011, 38(10), 7-12.
- [17] 李其泽. 基于圆孔扩张理论顶部加箍碎石桩承载力计算. 湖南大学硕士论文, 2011.
- [18] 刘润, 冯守中, 魏秋晨, 闫澍旺. 格栅碎石桩加固软基的机理及计算方法. 天津大学学报, 2009,

- 42(9): 784-789.
- [19] 何素艳. 互补问题算法研究及其在力学中的应用. 大连理工大学博士论文. 2003.
- [20] 王成华. 基础工程学. 天津: 天津大学出版社. 2002, 131-136.
- [21] Jorge Castro, César Sagaseta. Deformation and consolidation around encased stone columns. *Geotextiles and Geomembranes*, 2011, 29 (3), 268-276.
- [22] Boštjan Pulko, Bojan Majes, Janko Logar. Geosynthetic-encased stone columns: Analytical calculation model. *Geotextiles and Geomembranes*, 2011, 29(1): 29-39.
- [23] Raithel, M., Kempfert, H.G., 2000. Calculation models for dam foundations with geotextile coated sand columns. In: *Proceedings of the International Conference on Geotechnical and Geological Engineering GeoEngg-2000*, Melbourne.
- [24] Deb Kousik, Basudhar P. K. Sarvesh Chandra. Generalized model for geosynthetic reinforced granular fill-soft with stone columns[J]. *International Journal of Geomechanics*, 2007, 8: 266-276.
- [25] Murugesan S, Rajagopal K. Geosynthetic-encased stone: Numerical evaluation [J]. *Geotextiles and Geomembranes*, 2006, 24: 349-358.
- [26] Yoo Chungsik. Performance of geosynthetic-encased stone columns in embankment construction: Numerical investigation[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2010, 8: 1148-1160.

第十一届全国岩土力学数值分析与解析方法研讨会 第一号通知

第十一届全国岩土力学数值分析与解析方法研讨会将于2013年10月25日-27日在江苏南京举办。本次会议由中国力学学会岩土力学专业委员会主办, 南京工业大学、南京水利科学研究院、河海大学、东南大学和南京大学承办, 《岩土工程学报》编辑部与《岩土力学》编辑部协办。

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

论文全文提交截止日期: 2013年2月30日, 审稿专家意见通知日期: 2013年5月20日, 论文全文接受通知日期: 2013年7月10日。论文格式与要求见《岩土工程学报》、《岩土力学》征稿启事。联系地址: 江苏省南京市中山北路200号, 210009。南京工业大学交通学院; 南京工业大学岩土工程研究所。联系电话: 蒋刚(13851847278) 王志华(13851676613), 联系邮箱: ytlx11@126.com。

超大面积真空预压处理深厚软基的数值模拟分析

叶观宝^{1,2}, 荆婷婷^{1,2}, 高彦斌^{1,2}, 刘青^{1,2}, 彭建华³, 唐海峰³ 许智伟⁴

(1.同济大学 岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092; 2. 同济大学 地下建筑与工程系, 上海 200092; 3.中国建筑西南勘察设计研究院有限公司 上海中建西南勘察设计有限公司, 上海 201206; 4. 上海缘合建设工程检测有限公司, 上海 201108)

摘要: 文章在前人大量研究成果的基础上, 结合某工程现场试验, 用有限元软件 z-soil 建立了合理的二维大面积真空预压法数值模型, 结合现场试验结果, 检验了模拟的效果, 并得到了大面积真空预压下沉降、压缩量、孔压等参数随时空的变化规律。结果表明, 上海地区第④层淤泥质粘土层压缩量最大, 是真空预压主要需要处理的地层。数值模拟了塑料排水板间距、打设深度、密封墙、加固面积等因素对超大面积真空预压法加固效果的影响。结果表明, 塑料排水板的间距存在一最优间距; 塑料排水板的打设深度与土层分布有着密切的关系, 可按压缩层厚度制定合理的打设深度; 加固面积应尽量加大, 差异沉降的位置不随加固面积的大小而改变。

关键词: 真空预压; 试验监测; 数值模拟; 影响因素

1 引言

我国沿海地区广泛分布着深厚的软弱地基, 随着社会和经济的发展, 沿海地区常常需要建造占地面积广阔的重要建筑物, 使得对地基处理的要求不断提高, 面积不断扩大。在众多的地基处理方法中, 真空预压法逐渐表现出了处理这种超大面积深厚软基的独特优越性^{[1][2]}。然而, 我国现行规范中未有针对超大面积真空预压法的相关设计方法和指导准则。为了实现地基处理工程工后沉降控制目标, 尚需对真空预压的固结变形计算、影响因素等方面做进一步的研究与完善。本文在前人大量研究成果的基础上, 结合现场试验, 用有限元软件 z-soil 建立了合理的二维大面积真空预压法数值模型, 结合现场试验结果, 检验了模拟的效果, 并得到了大面积真空预压下沉降、压缩量、孔压等参数随时空的变化规律。数值模拟了塑料排水板间距、打设深度、密封墙、加固面积等因素对超大面积真空预压法加固效果的影响, 得出了对工程具有指导意义的结论。

2 工程概况及地基处理方案设计

2.1 工程概况

收稿日期: 2012年10月

某工程拟建场地地表普遍填有 5~10cm 碎石层。40.30m 深度范围内的地层为第四纪全新世长江三角洲滨海平原型沉积土层, 主要由粘性土、粉质粘土及砂土组成, 详见表 1。场地在勘探深度范围内地层分布基本稳定。经多次试验和比较论证, 最终确定主要运用真空预压法作为该超大面积场地的地基处理方法。

表 1 模型计算参数取值

层号	土层名称	厚度 H /m	变形模量 E_0 /kPa	重度 γ /kNm ⁻³	孔隙比 e_0	径向渗透系数 K_{h0} /cm·s ⁻¹	插板区等效径向渗透系数 K_{h1} /cm·s ⁻¹	竖向渗透系数 K_v /cm·s ⁻¹
①1	填土粉质	0.80	935	17.4	1.209	1.24e-07	2.37e-08	8.58e-08
②	粘土层	1.60	1620	18.4	0.928	1.31e-07	2.50e-08	7.71e-08
③	淤泥质粉质粘土层	2.00	1115	17.6	1.123	2.26e-07	4.31e-08	1.10e-07
③t	粘质粉土层	1.90	3863	18.7	0.821	9.45e-05	1.80e-05	5.73e-05
③	淤泥质粉质粘土层	2.70	1483	17.6	1.123	2.26e-07	4.31e-08	1.10e-07
④	淤泥质粘土层	9.30	1308	16.8	1.392	1.36e-07	2.60e-08	6.19e-08
⑤1	粘土层	7.70	2368	17.4	1.209	1.24e-07	2.37e-08	8.58e-08
⑤3-1	粉质粘土夹粉性土	10.00	4175	17.4	1.209	1.31e-07		7.71e-08
⑤3-2	粉质粘土	4.30	4050	18	0.998	1.31e-07		7.71e-08
	密封墙		500	13	1	1.0e-08		1.0e-08

2.2 试验区地基处理方案

试验区处理范围为 90m×90m, 真空预压 3 个月, 采用 SPB-B 型塑料排水板, 板深 20m, 排水垫层处需加长留 50cm, 间距 1.1m, 梅花形布置。密封结构采用泥浆搅拌桩, 双排, 直径 700mm, 搭接 200mm, 桩长为 10m。在预压施工期间, 工程对试验区的地表沉降、孔隙水压力、分层沉降、边桩水平位移以及土体深层水平位移随时间的变化情况都进行了观测并绘制了曲线。

3 试验区的数值模拟与结果分析

3.1 饱和土的静力学有限元分析

材料的本构关系是反映材料的力学性状的数学表达式, 表示形式一般为应力-应变-强度-时间, 称为土体的本构关系数学模型。根据岑仰润(2003)⁽³⁾的研究成果, 本论文采用了

弹性模型的本构关系，并采用 z-soil 软件建立合理的二维模型进行分析，该模型基于广义胡克定律的线弹性理论，形式简单，参数较少，物理意义明确，而且在工程界有着深厚的基础，广泛应用于许多工程领域中。

3.2 试验区数值模型的建立

3.2.1 平面布置

砂井地基固结问题是一个三维固结问题，但由于三维有限元分析的计算成本太高，故一般采用二维平面应变模型。试验区真空加固按照 2.2 中所述的设计方案建立模型。根据对称性，以加固区中心线为对称轴，取整个地基的一半建模。根据土质条件及真空预压的影响范围，密封墙以外水平向外延伸 45m 为影响区范围。深度即取钻孔深度 40.3m，如图 1 所示。

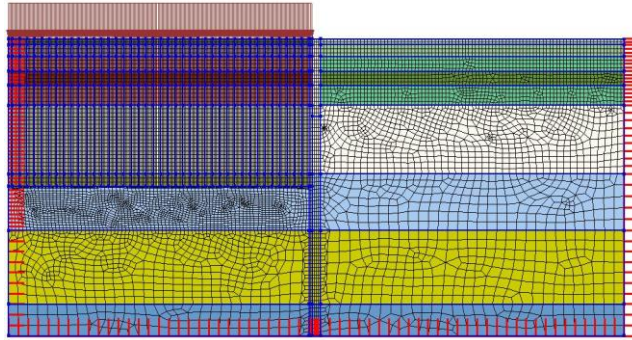


图 1 有限元数值模型

3.2.2 参数选取

模型参数是根据地层情况从勘察报告中选取的。详细内容见表 1。在此基础上，根据叶观宝、李志斌等人对塑料排水板处理软弱地基的平面应变简化方法的研究，将砂井地基这一复杂的三维问题转换为平面二维问题来处理，分别对塑料排水板直径、弹性变形模量及土层渗透系数进行了换算。

3.2.3 初始及边界条件

初始条件：在进行真空预压处理前，各单元结点的超静孔隙水压力和初始位移均为 0。

位移边界条件：地基表面为自由变形，底部边界竖向位移为 0，四周水平向位移为 0。

孔压边界：塑料排水板及地表砂垫层处所有结点的孔隙水压力设为 -80kPa；影响区表面孔隙水压力设为 0，认为是透水的。

3.2.4 加载条件

加载系统分为真空预压和覆水两个部分。开始抽真空后第 7 天后膜下压力达到稳定，保持 -80kPa，直到第 100 天。第 15 天开始覆水，第 23 天结束，并维持 15kPa 压力到第 100 天。

3.3 模拟计算结果与监测资料的对比分析

从以下几个方面进行了对比通过 z-soil 软件对试验区进行的有限元数值模拟, 预压结束后的变形如图 2 所示。

将数值模拟的计算结果与现场监测结果, 模拟效果较为理想。

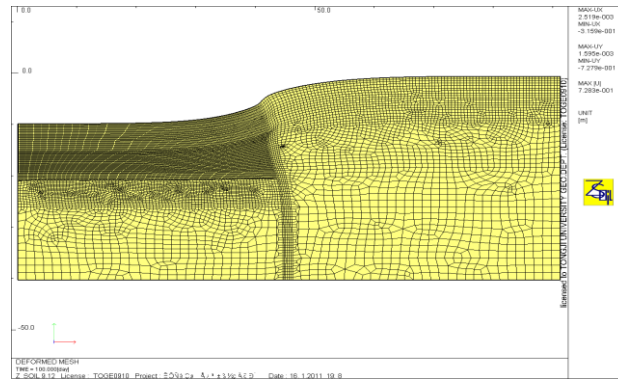


图 2 预压结束后地基总体变形图

3.3.1 地表沉降

试验区中心表面沉降曲线与监测数据的对比如图 3 所示, 从图中可以看出, 现有的计算模型计算结果总体上是令人满意的, 特别是抽真空 40 天之内的结果与实测值基本吻合。

图 4、图 5 分别为试验区角点 S1 和 S5 表面沉降曲线与实测结果对比图, 由图可以看出, 角点的地表沉降小于中心点, 但亦有和中心点一样的沉降规律。

3.3.2 分层沉降

在距地表深度为 2m、4m、6m、8m、12m、18m、24m、30m 分别设置了分层沉降观测点。在 100 天时, 中心点和角点处的分层沉降数值模拟结果与监测结果对比分别如图 6、7 所示。由图可以看出, 数值模拟的分层沉降结果与实测结果基本吻合, 由分层压缩量的大小可以看出, 在真空预压区 24m 左右的深度内地基的压缩量较大, 24m 以下压缩量几乎可以忽略不计, 这说明大面积真空预压下该地基的压缩层厚度约在 24m 的范围内。

各土层压缩量随时间变化的规律, 如图 8 所示, 第④层淤泥质粘土层压缩量最大, 约占总沉降的 53%, 是真空预压主要需要处理的地层。

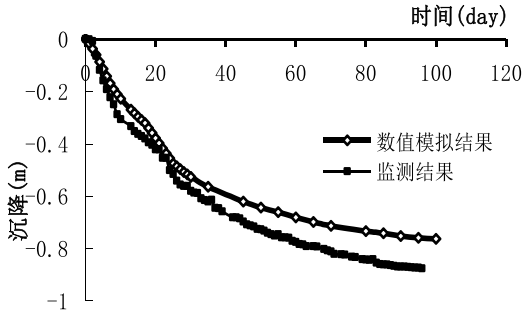


图3 试验区中心点S3表面沉降与实测对比曲线

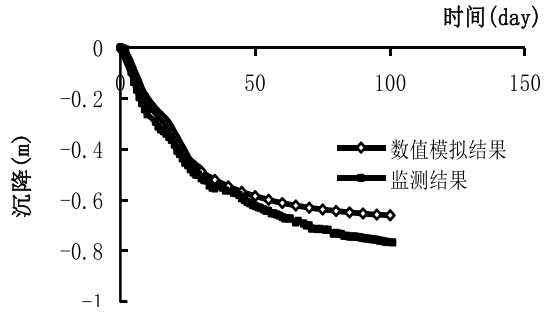


图4 试验区角点S1表面沉降与实测对比曲线

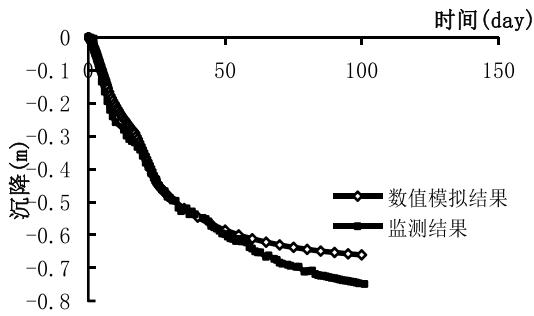


图5 试验区角点S5表面沉降与实测对比曲线图

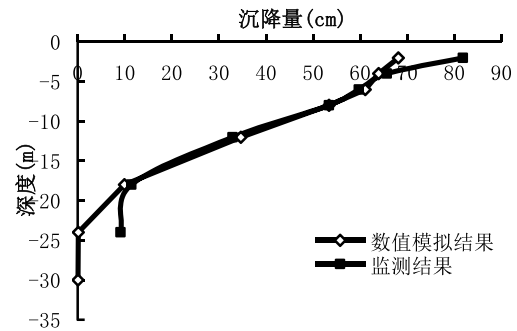


图6 中心点C3分层沉降与实测对比曲线图

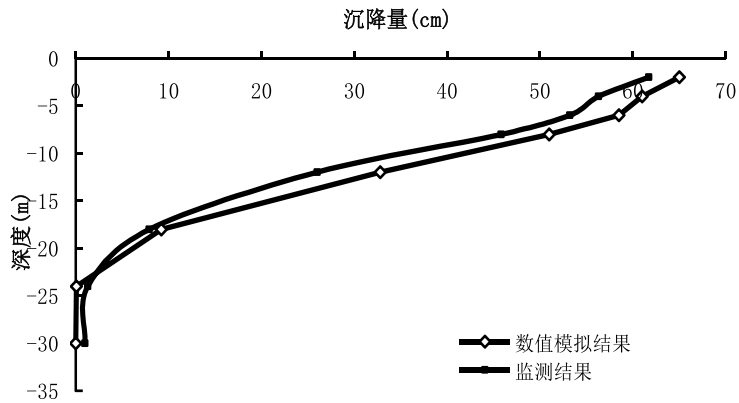


图7 角点C5分层沉降与实测对比曲线图

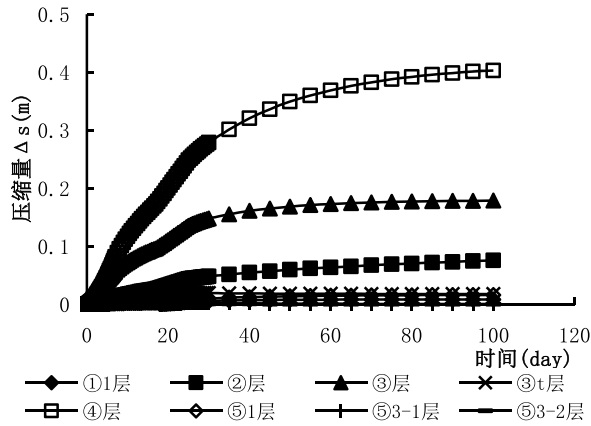


图 8 中心处分层压缩量数值模拟曲线图

3.3.3 孔隙水压力

图 9 为 100 天时 11.7m 处孔压实测值与计算值的比较情况, 从图中可以看出, 计算值与实测值的变化趋势较为一致。在零时刻土体孔压为静水压力, 随着抽真空进行, 土体孔压处于下降阶段, 产生负的超静孔隙水压力。在覆水阶段, 孔压会有上升趋势, 由于抽真空过程仍在进行, 故覆水过程中, 正孔压抵消了一部分负孔压, 使孔压几乎维持在一定水平。随后孔压又逐渐衰减, 直到比初始孔压降低约 80kPa 为止。这种现象在数值模拟的结果中反映得尤为明显。

图 10 为 100 天时 24m 处孔压实测值与计算值的比较情况, 从数值模拟和监测数据的曲线均可以看出, 真空预压对 24m 深度处的影响已经十分微弱。

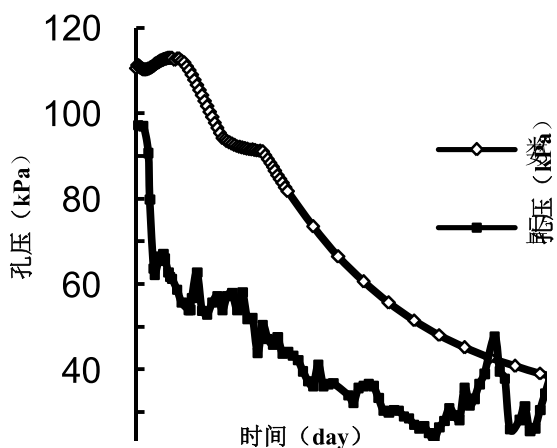


图 9 11.7m 处孔隙水压力与实测对比曲线图

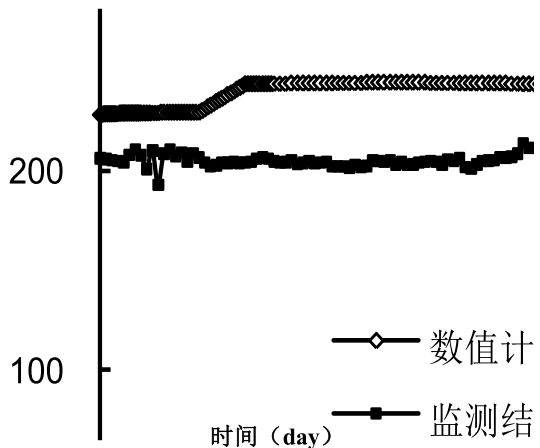


图 10 24m 处孔隙水压力与实测对比曲线图

综上所述, 通过将试验区的地表沉降、分层沉降、孔压等对比数值模拟结果与监测结果, 发现建立的数值模型较为合理, 能够较准确地模拟出大面积真空预压的处理效果, 从而为研究大面积真空预压处理深厚软基的影响因素等各方面提供了有力的理论支持和依据。

4 真空预压法加固效果影响因素

4.1 塑料排水板打设深度的影响

由分层沉降实测数据可以看出, 大面积真空预压处理软土地基的沉降主要发生在插板区, 因此塑料排水板的打设深度对真空预压能否达到预期效果显得至关重要。本论文在原有限元模型的基础上, 改变塑料排水板的打设深度, 以分析塑料排水板打设深度对土体沉降和水平位移的影响。

图 11 为塑料排水板打设深度从 15m 变化到 25m 时试验区中心点的土体沉降变化曲线。由图可以看出, 随着排水板打设深度的加深, 在不考虑真空度衰减的情况下, 地基的沉降量有所增加。其中, 当塑料排水板打设深度从 15m 增加到 20m 时, 其加固效果得到显著改善, 其中心点随时间的沉降明显增大, 沉降梯度较大; 但是当塑料排水板打设深度从 20m 增加到 25m 时, 中心点随深度变化的沉降梯度明显变缓。这说明随着塑料排水板打设深度的增加, 其加固效果并不是同比例增加。图 12 显示的不同排水板打设深度下的地表沉降曲线也反映了同样的规律, 从这张图还可以看出, 塑料排水板打设深度的增加对加固区的影响远大于对密封墙以外影响区的影响, 可见密封墙起到了较好的密封作用, 加深塑料排水板对周围环境的影响不大。

此外, 因为原设计中塑料排水板未打穿 ⑤_1 层, 在数值模拟中, 第 ⑤_1 层在没有打设排水板和打设了排水板后, 相同时间内增加了约 10cm 的沉降, 从消除 50 年后的工后沉降的角度出发, 笔者认为应将塑料排水板从 20m 加深到 ⑤_1 层底, 加速 ⑤_1 层的固结, 也就是说排水板应打穿整个压缩层。

图 13 为塑料排水板不同打设深度在同一时刻的地基侧向位移曲线, 以向加固区方向移动为正。由图可以看出, 随着塑料排水板打设深度的增加, 其水平位移的变化规律与竖向位移的规律基本相同, 即当排水板的打设深度从 15m 增加到 20m 时, 其水平位移增量较大; 当排水板的打设深度从 20m 增加到 25m 时, 其水平位移增量大为减少。故从增加真空预压的加固效果来看, 塑料排水板必须达到一定的处理深度, 但同时也导致了地基土体水平位移的增加, 因此, 若在加固区附近有对侧向变形比较敏感的建筑物时, 应该考虑采取一定的措施, 如打设搅拌桩等, 以减小其不利影响。

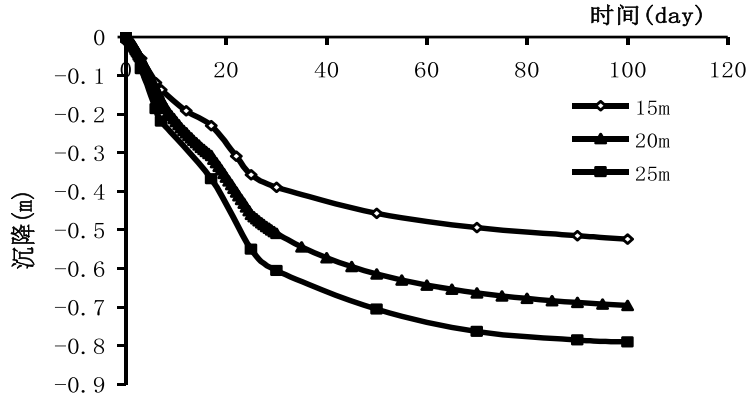


图 11 塑料排水板不同打设深度下中心点沉降曲线图

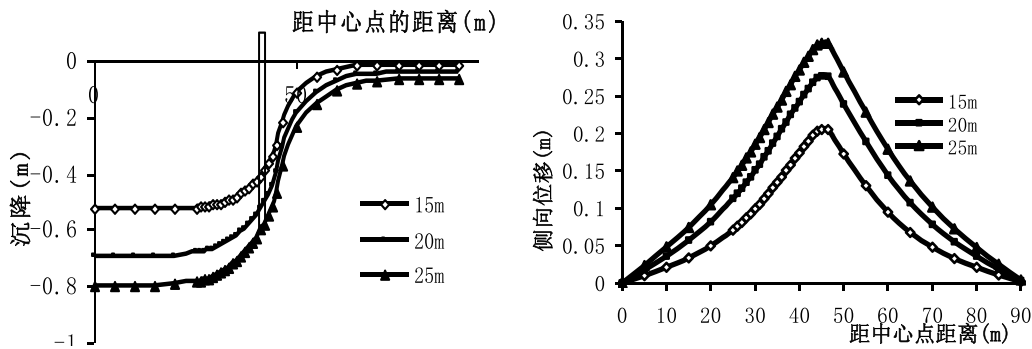


图 12 塑料排水板不同打设深度下的地表沉降曲线图 图 13 排水板不同打设深度下的侧向位移曲线图

4.2 塑料排水板间距的影响

塑料排水板间距的疏密程度影响到真空预压排水固结的效率、经济等问题。本文在原有限元模型的基础上, 改变塑料排水板的打设间距, 分析塑料排水板打设间距对土体沉降和水平位移的影响, 确定合理的塑料排水间距。

图 14 为塑料排水板间距分别为 0.55m、1.1m 以及 2.2m 时地表中心点的沉降曲线图。从图中可以看出, 100 天时 1.1m 间距的沉降量约为 2.2m 间距沉降量的 1.3 倍, 变化非常明显。塑料排水板间距从 1.1m 变化到 0.55m 时, 在真空预压的前期塑料排水板间距的减小对加速土体固结的效果依然是很明显的, 沉降增长量非常明显。而在真空预压的后期, 地基的沉降差异逐渐缩小, 到 100 天时二者差别已经非常小了。并且, 前期沉降增量明显的前提是排水板仍然具有良好的通水能力, 而实际上这种前提条件较为理想, 在工程操作中将会出现插板困难, 折板等情况, 从而影响固结, 故一般工程中规定塑料排水板的间距应不小于 0.7m。由图 15 可以看到 100 天时的地表曲线, 0.55m 间距和 1.1m 间距沉降量差

别很小，对密封墙以外的土体影响更小。

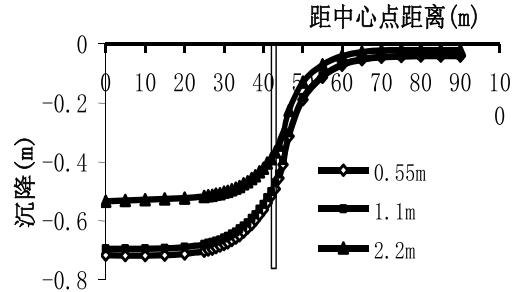
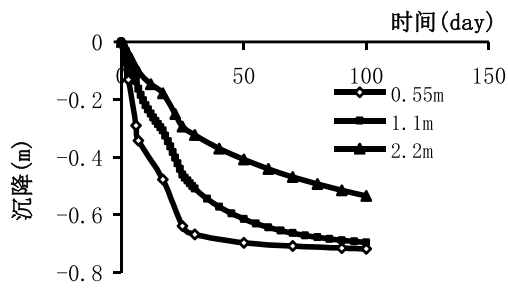


图 14 不同塑料排水板间距下中心点沉降曲线图

图 15 不同塑料排水板间距下地表沉降曲线图

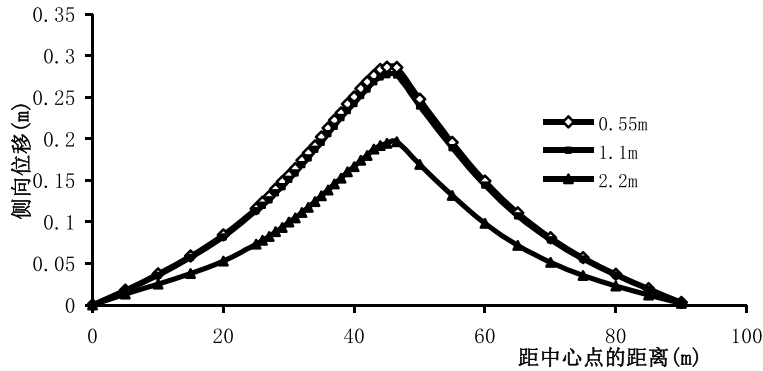


图 16 不同塑料排水板间距下地表侧向位移图

图 16 为不同排水板间距下地表侧向位移图，与地表沉降曲线反应的规律一致，可见综合考虑加固效果中沉降、侧向位移以及经济性，可操作性，认为 1.1m 即为最佳排水间距，它可以在较短的时间内消除大部分沉降。

4.3 加固区面积对加固效果的影响

为了分析不同的加固面积对真空预压效果的影响，分 $90\text{m} \times 90\text{m}$ 、 $150\text{m} \times 150\text{m}$ 和 $200\text{m} \times 200\text{m}$ 三种不同加固面积进行数值模拟，加载计划、排水板布置、土层情况等其它条件均相同，其不同加固面积的地表沉降曲线如图 17 所示：

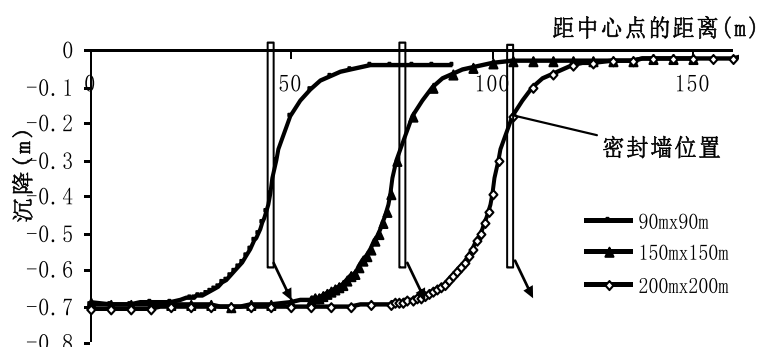


图 17 不同加固面积下地表沉降曲线

由上图可以看出,随着面积的增大,加固后竖向变形呈“平底锅”状。90m×90m 加固区内,靠中心区域的地表沉降为-0.70m,150m×150m 加固区内,靠中心区域的地表沉降为-0.71m,200m×200m 加固区内,靠中心区域的地表沉降为-0.72m,最大相差 2cm,加固面积对中心区域的沉降影响甚微,可认为是基本不变的,只与上部加载情况,排水路径等其他因素有关。差异沉降开始出现约在图 19 中箭头所示的位置,由图可以看出,不同的加固面积下,产生差异沉降的位置均在距离密封墙 20m 的地方,此距离不随加固面积的大小而改变。此外,在距离密封墙 20m 范围内,90m×90m 情况下最大差异沉降约为 0.036,150m×150m 情况下最大差异沉降约为 0.036,200m×200m 情况下最大差异沉降约为 0.035,沉降差亦不随加固面积的大小而改变。所以建议进行真空预压时,在保证加固效果的前提下,应尽可能地增大单块处理面积,从而降低不均匀沉降区域的出现,便于集中处理,以提高工作效率,降低经济和时间成本。为避免差异沉降,需对距离密封墙 20m 的范围内进行加强处理。

5 结论

本文结合实际工程真空预压试验区的现场试验,用有限元软件 z-soil 建立了合理的二维大面积真空预压法数值模型,将数值模拟结果与现场监测资料进行了深入的对比和分析,检验了模拟的效果,并得到了大面积真空预压下沉降、压缩量、孔压等参数随时空的变化规律。结果表明:上海地区第④层淤泥质粘土层压缩量最大,是真空预压主要需要处理的地层。

数值模拟了塑料排水板间距、打设深度、密封墙、加固面积等因素对超大面积真空预压法加固效果的影响。结果表明:1)塑料排水板的间距存在一最优间距;2)塑料排水板的打设深度与土层分布有着密切的关系,可按压缩层厚度制定合理的打设深度;3)应尽量选择偏柔性的密封墙以避免开裂,深度应穿过透水(气)层以保证能达到和维持必要的真空度即可;4)加固区中心部分差异沉降小,周围部分差异沉降大,加固面积应根据实际工程尽量加大,以减小加固区域的不均匀沉降。

参考文献:

- [1] 叶观宝. 地基处理(第三版)[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2009.
- [2] 李广信. 高等土力学[M]. 北京: 清华大学出版社, 2009.32~58.
- [3] 岑仰润. 真空预压加固地基的试验研究及理论研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2003.
- [4] 叶观宝, 李志斌, 徐超. 塑料排水板处理软弱地基的平面应变简化方法探讨[J]. 结构工程师, 2006, 22(1): 51~55.
- [5] Tuan Anh Tran, Toshiyuki Mitachi. Equivalent plane strain modeling of vertical drains in soft ground under embankment combined with vacuum preloading [J]. Computer and Geotechnics, 2008, 35: 655~672.

Numerical Simulation of Super-large-area Deep Soft Foundation Treated by Vacuum Preloading

Guanbao Ye^{1,2}, Tingting Jin^{1,2}, Yanbin Gao^{1,2}, Qing Liu^{1,2}, Jianhua Peng³,

Haifeng Tang³, Zhiwei Xu⁴

- (1. Key Laboratory of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3. Shanghai China Southwest Geotechnical Investigation & Design Co., Ltd., China Southwest Geotechnical Investigation & Design Institution Co., Ltd., Shanghai 201206, China; 4. Shanghai Yuanhe Construction Engineering Testing Co., Ltd)

Abstract: Based on former plentiful research, combined with the field test, a reasonable two-dimensional numerical model of large-area vacuum preloading is modeled by finite element software z-soil, and the results of simulation are tested by comparing with the monitoring data. The variation of parameters such as settlement, amount of compression, pore pressure with time and space is obtained. The results show that, in Shanghai area, the most amount of compression are attributed to the 4th silt clay layer, so it is the main formation we need to treat. A variety of factors which impact the effect of super-large-area vacuum preloading, such as the spacing and depth of PVDs, sealing wall and the area of treatment, are modeled by numerical simulation. As the result, there is an optimal spacing between PVDs; the depth of PVDs has a close relationship with the soil distribution, and we'd better to design a reasonable depth according to the thickness of compressed layer; the area of treatment should be increased as large as possible, and the location of different settlement area doesn't change with the area of treatment.

Key words: vacuum preloading, field test and monitor, numerical simulation, influencing factors

基于双层地基模型的公路路基累积变形研究

王文涛, 周 建

(浙江大学 滨海和城市岩土工程研究中心, 浙江 杭州 310058)

摘要: 预测不同地基处理程度下交通荷载长期作用引起的公路软土下卧层变形, 对于采用合适的地基处理方式和合理的地基处理程度有一定的指导作用。本文建立模型简单模拟了经过加固处理的公路软土路基, 采用经验模型法计算了公路软土下卧层在交通荷载循环作用下的变形, 重点分析了不同的地基处理程度下软土层变形的发展。研究表明地基处理时提高加固层的刚度和厚度均能有效降低软土下卧层在交通荷载下的变形发展。

关键字: 地基处理程度; 软土下卧层; 经验模型法; 交通荷载; 加固层

1 前 言

交通运输是国民经济的重要命脉之一, 高质量地完成建设任务和长时间保证交通运输畅通有着巨大的经济效益和社会效益。交通网络在我国沿海地区(山东、长江三角洲、珠江三角洲等)尤为发达, 这些地区广泛分布着深厚的软土, 受各种条件的限制, 许多高速公路不得不建造在软土地基上。由于软土具有天然含水率高、孔隙比大、高压缩性、低渗透性、低强度、呈灵敏性结构等特点, 交通荷载所引起的软土地基沉降破坏已日益突出^[1,2], 影响了公路正常使用, 增加了维护成本。

软土地区修建公路设施大多需要先对软土地基进行加固处理, 因而交通荷载不是直接作用在软土上, 而是中间隔有一层加固层。由于加固层刚度大, 交通荷载引起的地基沉降主要由下卧层软土的变形构成。准确预测交通荷载引起的软土层变形是目前工程设计的重点和难点之一。

针对实际公路工程中不同的地基状况和工程级别, 工程师们会采用不同的地基处理方式, 各种处理方式下处理程度也有所不同, 而采用何种处理方式和处理程度直接关系到地基的处理效果和项目的经济投入。采用合理的计算模型预测不同地基处理方式下交通荷载长期作用引起的公路软土下卧层变形, 对于方案比选和设计计算非常重要, 对地基处理效果和经济投入的平衡有一定的指导作用。

本文建立模型简单模拟了经过加固处理的公路软土路基, 基于经验模型法计算了公路软土下卧层在交通荷载循环作用下的变形, 重点分析不同地基处理方式和处理程度下软土层变形的发展。

2 软土下卧层变形计算

目前工程设计和文献研究中用来计算交通荷载引起的软土地基变形的的方法有很多,归纳起来这些方法基于的计算模型主要有:1) 太沙基的一维固结压缩模型;2) 模拟软土在循环加载条件下每一次应力应变关系的循环本构模型;3) 基于循环加载实验拟合得到的累积变形经验模型^[3-8]。目前工程应用广泛的分层总和法正是基于一维固结压缩模型,该模型将交通荷载假定为静荷载,将软土变形归于孔压消散引起的固结排水,虽计算简便,却没有真实地反映交通荷载长期作用下软土的变形机理,即土体颗粒相对错动和滑移引起土体形变和残余孔压消散引起排水体变,导致在软土分布广泛且厚度较大的地段实测沉降远大于预测结果,另外该模型不能用来预测变形随时间的发展;循环本构模型致力于准确反映软土单元在循环加载条件下的变形机理,然而此类模型需要追踪每一次加载过程中的应力应变曲线,如王建华等^[9]采用的运动硬化的套叠屈服面模型,应用于变形预测计算量巨大(交通荷载作用次数高达几十万次),因而在工程中还难以普遍推广应用;对于交通荷载作用下的地基变形问题,重要的不是每次荷载作用下的变形情况,而是长期累积变形,累积变形经验模型以试验为基础,能够反映软土的循环变形特性,且相比循环本构模型计算方便,目前应用越来越广泛。本文将采用累积变形经验模型计算公路软土下卧层在交通荷载长期作用下的变形。

采用经验模型法计算交通荷载引起的软土下卧层累积变形需要事先确定地基中的附加应力,为此本文建立了具体地基模型。加固处理后的公路软土路基承受交通荷载作用的简化模型如图1所示,其中加固层刚度大、塑性小,用均质弹性介质模拟,软土下卧层刚度小、塑性大,由 Biot 饱和二相介质^[10]模拟,双层地基置于不排水基岩上,矩形移动荷载用来表示交通荷载,以速度 c 向前移动,荷载集度为 F_z ,平面尺寸为 $2a \times 2b$ 。本模型包含两个坐标系,一个是绝对坐标系 (x, y, z) , 如图所示,它的位置是固定的;另一个是移动坐标系 $(x_c = x - ct, y, z)$, t 表示时间,该坐标系原点始终位于荷载作用中心,随荷载的移动而移动。

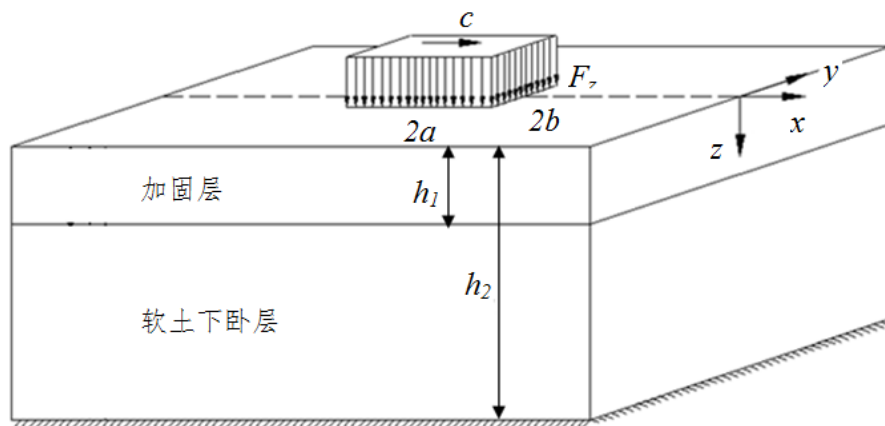


图1 双层地基模型示意图

下面给出软土下卧层附加应力的确定步骤。通过引入势函数和采用积分变换法, H. H. Huang^[11]和 J.F. Lu^[12]分别求解了三维条件下均质弹性介质和 Biot 饱和二相介质的运动方程, 给出了各应力、位移及孔压分量的一般解。基于这些一般解, 代入双层地基模型的边界条件, 通过解线性方程或应用传递矩阵法, 最终求得软土下卧层各附加应力分量的具体解答, 见式 (1)

$$\sigma_{ij} = \left(\frac{1}{2\pi} \right)^3 \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} \left\{ [\sigma_{i,j}] [\mathbf{H}] [\mathbf{L}^*] \right\} e^{i\xi_x x_c + i\xi_y y} d\xi_x d\xi_y \quad (1)$$

式中, σ_{ij} 表示各动应力分量, 被积函数各向量矩阵具体内容和求解过程参见王文涛(2012)。

本文软土下卧层累积变形计算采用目前应用广泛的 Li & Selig^[4]提出的经验模型, 该模型在 Monismith 等^[3]提出的简单指数模型的基础上进行了改进, 考虑了动偏应力的影响, 该模型形式如下

$$\varepsilon_p = a \left(\frac{q_d}{q_f} \right)^m N^b \quad (2)$$

式中, ε_p 为软土单元累积塑性应变; N 为循环荷载的作用次数; a 、 b 和 m 这 3 个参数与土体的类型和塑性指数有关, 可通过室内试验拟合求得, 针对没有试验数据的情况, Li & Selig 提供了常见土体的建议值, 见表 1; q_f 、 q_d 分别为软土的静力破坏偏应力和动偏应力。

静力破坏偏应力 q_f 与土体的抗剪强度有关, 与交通荷载作用无关, 在没有直接抗剪强度数据的情况下, 可通过下式求解:

$$q_f = 2\tau_f = 2c_{cu} \cos \varphi_{cu} / (1 - \sin \varphi_{cu}) + (1 + K_0) \sigma_{cz} \sin \varphi_{cu} / (1 - \sin \varphi_{cu}) \quad (3)$$

式中, τ_f 为土体的不排水抗剪强度, c_{cu} 和 φ_{cu} 为土的固结不排水试验得到的: 粘聚力及内摩擦角, σ_{cz} 为土的自重应力, K_0 为侧限系数, 可由泊松比 ν 近似计算: $K_0 = \nu / (1 - \nu)$ 。

表 1 Li & Selig 的参数建议值

土类	a	b	m
高塑性粘土	1.2	0.18	2.4
低塑性粘土	1.1	0.16	2
弹性粉土	0.84	0.13	2
粉土	0.64	0.1	1.7

至于土体的动偏应力 q_d , 可由土单元六个动附加应力分量确定, 如下所示:

$$q_d = \sqrt{3J_2} = \sqrt{\frac{1}{2} \left[(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_x - \sigma_z)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 \right] + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2)} \quad (4)$$

由式(1)求出饱和土层各动力分量后,将它们代入公式(4)可求得土体的动偏应力。再由式(2)计算出软土下卧层不同位置处的累积应变,将累积应变沿深度积分即可得到下卧层累积变形,即:

$$S = \int_{h_1}^{h_2} \varepsilon_p dz = a \left(\int_{h_1}^{h_2} \left(\frac{q_d}{q_f} \right)^m dz \right) N^b \quad (5)$$

这里软土下卧层附加应力以及累积变形的结果需要通过数值方法计算得到。

3 实例分析

本节代入双层地基模型具体参数,计算交通荷载作用下软土下卧层变形的数值结果。参数取值见表2,各属性参数参考了常见软土取值的大致范围。矩形移动分布荷载用来表示小型货车,荷载大小100kN(约10吨),纵横向车轮间距 $2a \times 2b = 4\text{m} \times 2\text{m}$,因此荷载分布集度 $F_z = 100\text{kN}/(2a \times 2b) = 12.5\text{kN}$ 。荷载移动速度取 $c = 30\text{m/s}$ (时速108公里)。固结不排水指标采用: $c_{cu} = 20\text{kPa}$, $\varphi_{cu} = 15^\circ$ 。

表2 模型计算参数

土层	加固层	软土下卧层
厚度/m	2	8
弹性模量 E/MPa	50	15
泊松比 ν	0.25	0.3
土颗粒密度 $\rho_s/\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$	—	1800
流体密度 $\rho_f/\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$	—	1000
密度 $\rho/\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$	1900	—
孔隙率 n	—	0.3
压缩性参数 α	—	0.95
压缩性参数 M/MPa	—	5.0×10^3
孔隙介质黏性系数 η	—	0.01
渗透率 $k/(\text{m}^3 \cdot \text{s}/\text{kg})$	—	1.0×10^{-11}
孔隙介质弯曲系数 α_w	—	2

图2展示了交通荷载作用4百万次($N = 4 \times 10^6$)后,双层地基软土下卧层不同 y 平面

的累积变形计算值, 考虑到实际工程中不同的地基处理措施会导致不同的加固层透水性, 例如采用碎石桩、水泥搅拌桩或者预应力管桩处理后, 分界面上透水特性完全不同, 但以往研究中无法考虑, 使用本文计算方法便可进行分析。从图中可以看出, 软土下卧层 $y=0$ 平面的累积变形计算值最大, 各 y 平面的累积变形以 $y=0$ 为轴呈对称分布, 且 y 坐标绝对值越大其累积变形越小; 从图中还可以看出, 分层界面透水时的累积变形要大于分层界面不透水时的变形值。

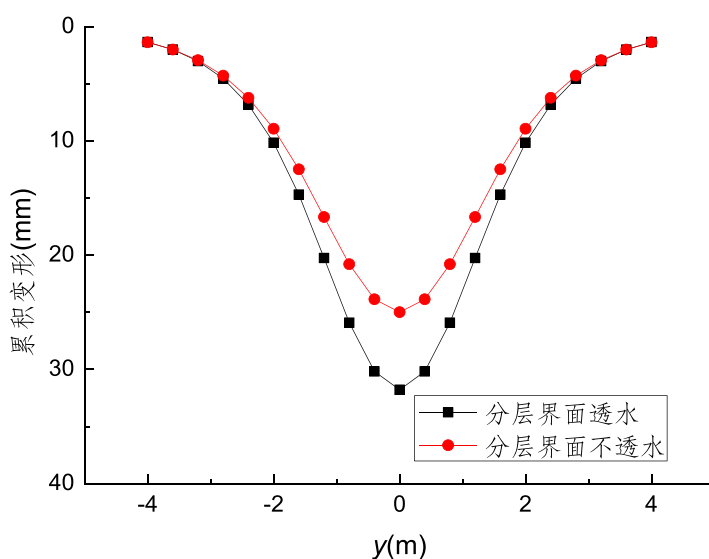


图2 不同分层界面透水条件下软土下卧层不同 y 平面的累积变形计算值

4 地基处理方法和处理程度的影响

对公路软土路基进行处理, 不同的地基处理方法和处理程度除了上面在界面透水特性有区别外, 还主要体现在加固层刚度和厚度 (地基处理深度) 两方面, 为此本文计算了不同加固层刚度和厚度下软土下卧层的累积变形发展。计算中模型其他参数和荷载参数保持不变。

图3为分层界面不透水时, 不同加固层刚度 E (杨氏模量) 下软土下卧层 $y=0$ 平面的累积变形计算值随荷载作用次数 N 的发展曲线。图中数据显示, 双层地基加固层刚度越大, 软土下卧层在循环交通荷载下的累积变形发展的越慢, 加固层刚度每增加一倍, 下卧层变形约减少一半。可见, 通过地基处理提高公路路基加固层刚度能起到降低软土下卧层累积变形的作用, 且效果良好。

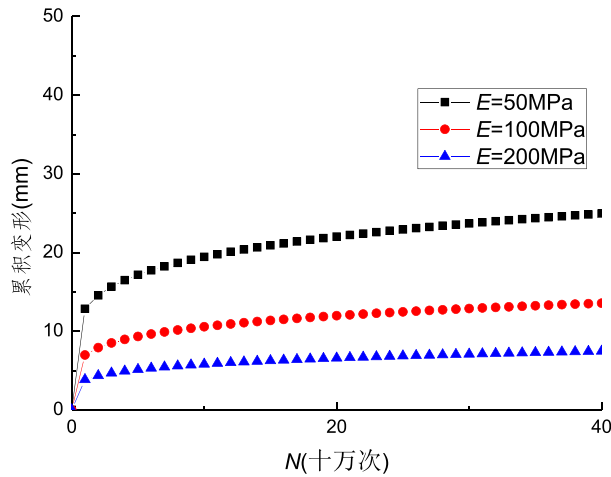


图3 不同加固层刚度下软土下卧层 $y=0$ 处累积变形发展曲线

图4为分层界面不透水时，不同加固层厚度（地基处理深度）下软土下卧层 $y=0$ 平面的累积变形计算值随荷载作用次数 N 的发展曲线。从图中可以看出，加固层厚度对软土层累积变形的发展有比较明显的影响，加固层厚度越大，软土层变形发展越慢，且效果极为显著。可见，对软土地基进行处理，提高地基处理深度能大幅降低软土下卧层在交通荷载下的累积变形。

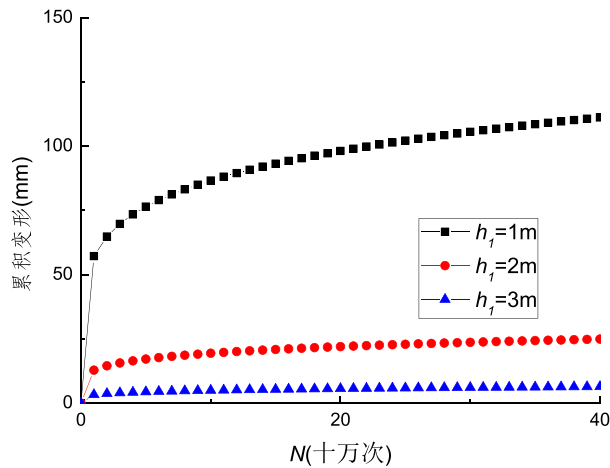


图4 不同加固层厚度下软土下卧层 $y=0$ 平面累积变形发展曲线

5 结论

本文建立了经过加固处理的公路软土路基模型, 采用累积变形经验模型法预测了其软土下卧层在交通荷载长期作用下的变形, 重点分析了加固层刚度和厚度对变形发展的影响, 得出的结论有:

(1) 通过地基处理提高公路路基加固层刚度能起到降低软土下卧层累积变形的作用, 且效果良好, 加固层刚度每增加一倍, 下卧层变形约减少一半。

(2) 加固层厚度越大, 软土层变形发展越慢, 且效果极为显著。对软土地基进行处理, 提高地基处理深度能大幅降低软土下卧层在交通荷载下的累积变形。

参考文献:

- [1] Miura N., Fujikawa K., Sakai A., et al. Field measurement of settlement in Saga airport highway subjected to traffic load[J]. *Tsuchi-to-Kiso*, 1995, 436(449): 49-51.
- [2] 陈宝, 马传明. 珠江三角洲地区高速公路软基路堤工后沉降分析[J]. *西部探矿工程*, 2003, 15(6): 154-156.
- [3] MONISMITH C. L., OGAWA N., FREEME C. R. Permanent deformation characteristics of subgrade soils due to repeated loading[J]. *Transport Research Record*, 1975, 537:1-17.
- [4] LI D., SELIG E. T. Cumulative plastic deformation for fine-grained subgrade soils[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1996, 122 (12): 1006-1013.
- [5] CHAI J. C., MIURA N. Traffic-load-induced permanent deformation of road on soft subsoil[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2002, 128(11):907-916.
- [6] Stewart, H. Permanent strain from cyclic variable-amplitude loadings[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 1986, 112(6): 646-660.
- [7] 蔡英, 曹新文. 重复加载下路基填土的临界动应力和永久变形初探[J]. *西南交通大学学报*, 1996, 31(1): 1-5.
- [8] 魏星, 黄茂松. 交通荷载作用下公路软土地基长期沉降的计算[J]. *岩土力学*, 2009, 30(11): 3342-3346.
- [9] 王建华, 要明伦. 软黏土不排水循环特性的弹塑性模拟[J]. *岩土工程学报*, 1996, 18(3): 11-18.
- [10] Biot, M. A. Theory of propagation of elastic waves in a fluid-saturated porous solid. Part I: Low-frequency range; Part II: High-frequency range[J]. *Journal of the Acoustical Society of America*, 1956, 28(2):168-191.
- [11] Hung, H. H., Yang, Y. B. Elastic waves in visco-elastic half-space generated by various vehicle loads[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2001, 21(1):1-17.
- [12] Lu, J. F., Jeng, D. S. A half-space saturated poro-elastic medium subjected to a moving point load[J]. *International Journal of Solids and Structures*, 2007, 44(2): 573-586.
- [13] 王文涛. 交通荷载下公路路基动力响应及软土下卧层累积变形研究[D]. 浙江大学硕士学位论文, 2012.

复杂条件下某地铁车站基坑围护设计

陈春红, 刘世明

(中国水电顾问集团华东勘测设计研究院, 浙江杭州 310014)

摘要: 本文介绍了在复杂条件下某地铁车站的基坑围护设计, 其基坑综合考虑了降承压水、围护结构预留地铁盾构下穿施工条件、周边建筑物桩基础对围护结构的影响、保护临近建筑, 等情况, 为基坑工程提供了一定的经验和资料, 对复杂条件下地铁车站的基坑围护具有一定的指导意义。

关键词: 承压水; 盾构下穿; 建筑物保护

1 工程概况

1.1 设计概况

宁波地铁2号线某车站位于宁波市中心地区, 车站为两层岛式车站, 车站主体外包尺寸为186(长)×20(宽), 地下一层为站厅层, 地下二层为站台层, 车站由车站主体、风道及出入口组成。车站主体结构顶板埋深平均3.30m, 标准段挖深约16.55m, 端头井挖深约18.46m。车站西南侧为部队建房(4~5层)以及一幢7层的办公楼, 部队建房为条形基础, 基础底埋深2.0m, 距离主体结构最近距离为8m, 办公楼采用 $\phi 400$ 钻孔灌注桩基, 桩长13.0m(小于基坑挖深), 距离端头井最近距离为12.7m。东北侧部队建房(4~5层), 浅基础, 基础底埋深2.0m, 距离主体结构最近距离13m。

规划6号线盾构区间将下穿本车站, 6号线与本车站主体结构夹角为 60° , 规划盾构结构顶距车站主体结构底板底仅2.5m。

1.2 工程地质与水文地质条件

(1) 该站场地范围内自上而下分布: 约2m厚的填土层, 约11m厚的淤泥质粉质粘土层, 约6m厚的粉土夹粉砂层, 约12m厚的粘土层, 约4m厚的粉质粘土与粉土互层。基坑底位于粉土夹粉砂层, 连续墙墙趾落于粘土层。土层物理力学参数如表1。

(2) 承压水主要分布于粉土夹粉砂层和粉质粘土与粉土互层。粉土夹粉砂层已被围护结构隔断, 经验算粉质粘土与粉土互层基坑抗承压水安全系数仅0.78~1.05, 不满足规范要求。

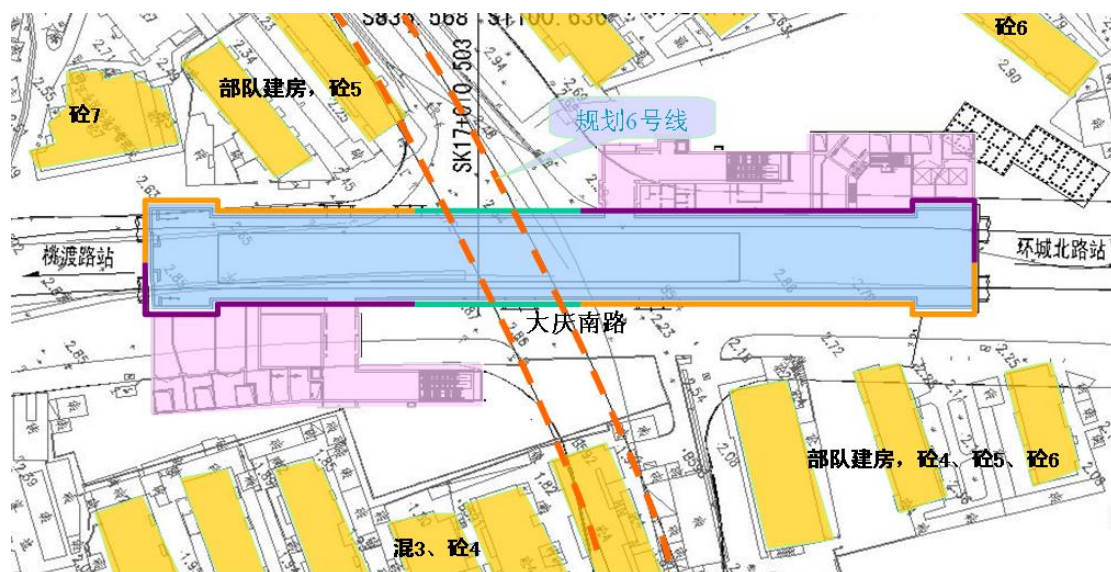


图1 车站周边环境图

2 工程特点与难点

- (1) 基坑抗承压水安全系数不满足规范要求, 需要对承压水进行处理。
- (2) 规划6号线下穿, 主体结构围护需考虑预留6号线下穿的条件。
- (3) 周边建筑物距离主体结构很近, 且均为浅基础, 环境保护等级高。

表1 土层物理力学指标

土体名称	厚度/m	γ /kN · m ⁻³	C/kPa	ϕ /°
① 填土	2.13	19	5	15
① ₃ 淤泥质粉质粘土	2.8	17.9	12.9	8.7
② ₃ 淤泥质粉质粘土	8.5	17.8	12.9	9.9
③ ₁ 粉土夹粉砂	5.4	19.4	7.4	21.8
③ ₂ 粉质粘土	1.8	19.1	12	16.2
④ ₁ 淤泥质粉质粘土	1.8	18.2	15.1	9.2
④ ₂ 粘土	2.1	17.9	20.1	11.8
⑤ ₁ 粘土	5.9	19.4	40	18.8
⑤ ₂ 粉质粘土	3.5	19.8	27.3	19.3
⑤ ₃ 粉质粘土与粉土互层	4.0	19.2	16.7	16.3

3 围护结构设计

3.1 承压水处理

根据地质资料及工程特点,因端头井基坑挖深较深,承压水水头降深较深,考虑到降承压水对周边环境的影响,端头井采用围护结构隔断基坑内外粉质粘土与粉土互层承压水;标准段采用管井降水降低承压含水层水头高度。为减小降压并对周边环境的影响,本工程承压水减压井布置在基坑内,同时为及时了解基坑内承压水水位变化情况及突发事故应急准备措施,在基坑内布置一定数量的观察兼备用井,如图2所示。

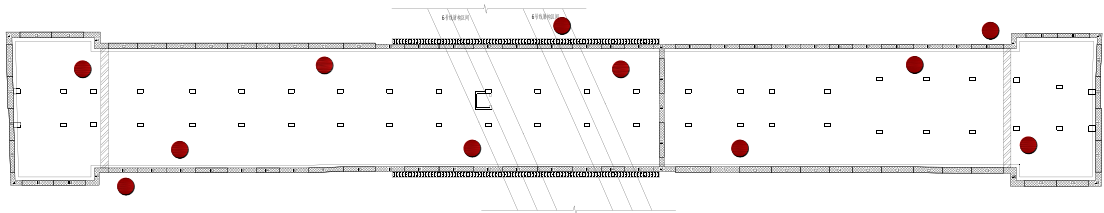


图2 降水井布置图

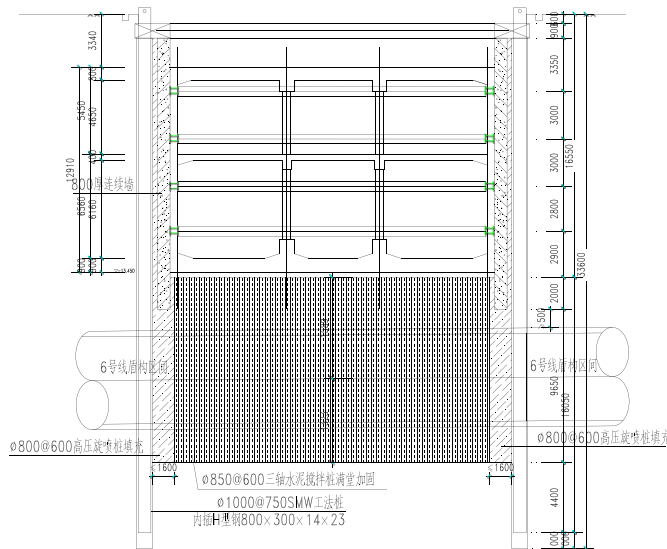


图3 盾构下穿段围护断面

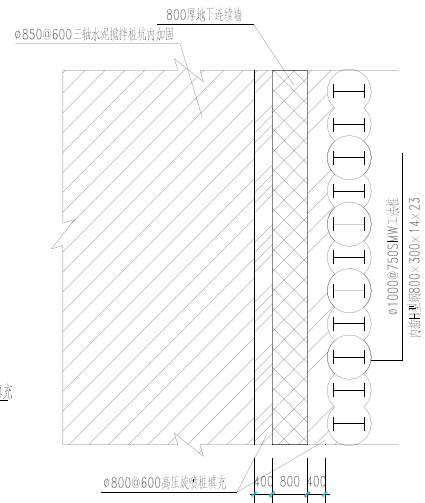


图4 围护结构大样图

根据计算,基坑涌水量为 $80.4\text{m}^3/\text{d}$,现场试验测得单井涌水量在 $10.0\sim 30\text{m}^3/\text{d}$,因此,车站主体结构基坑共布置8口坑内减压井及3口坑外观测兼备用井,设计井深 38.0m ,基坑在开挖到 13.3m 深时,需要开启减压井。在持续减压抽水60天后,基坑内最浅降深在

8.0~9.0m左右,坑外100m范围内水位降深4.0~8.5m左右,引起地表沉降约4.0~8.0mm。

施工过程中根据基坑开挖深度和安全承压水头埋深要求控制开动抽水井个数和抽水量大小,每天监测承压水水位和抽水量,将降深幅度控制在预计水位上下1.5m内,降深过大时,立即减少降压井单位涌水量,或关闭部分降水井;降深不足时,增加降压井单位涌水量或开启备用井,控制承压井水位,严格做到按需降水,尽量减少对基坑周边环境的影响。

3.2 盾构下穿段处理

对预留盾构隧道下穿的地铁车站基坑围护目前主要采用以下几种方案:GFRP筋地下连续墙、工法桩型钢回收。因主体结构与盾构线路不正交,若采用玻璃纤维地下连续墙后期盾构施工过程中存在刚度偏心的问题,且后期盾构切除连续墙较困难。

SMW工法桩和TRD工法桩是由日本研制开发出来的一种施工方法。SMW工法桩在基坑围护中已经得到广泛的使用,但桩长超过30m的施工机械较少;TRD工法桩施工深度可达到地下60m,且成桩效果较好,但国内将TRD工法桩应用于基坑围护工程中的不多,施工单位缺乏TRD工法桩型钢拔除的经验。经过与建设单位、施工单位等研究,采用 $\phi 1000@750$ 工法桩(桩长33m)+短连续墙的支持形式,坑内盾构下穿区域进行三轴搅拌桩加固。为工法桩中型钢在基坑开挖后的顺利拔除,地墙与工法桩间隔400,施工时先打地连墙,后施工工法桩,工法桩与地墙间用旋喷桩连接。围护结构断面如图3、4。

表2 围护结构计算结果

围护结构	围护结构变形	内力(弯矩)	坑底抗隆起	临近建筑基础
	mm	kN*m/m	安全系数	沉降 / mm
1000厚连续墙	24.1	1263	1.80	20.9
800厚连续墙	23.9	862	2.03	

3.3 周边环境处理

考虑到周边浅基础建筑的保护,靠近建筑的位置车站主体结构围护采用1000厚地下连续墙,其他位置采用800厚地下连续墙。围护结构内力变形及周边建筑物影响结果如表1。

3.4 端头井钢撑布置局部优化

如图5所示,通常平面上端头井两角的钢支撑斜向均匀布置成3根。这样的布置,其中一根往往与壁柱在平面上冲突,在浇筑内衬墙时需换撑,不便施工。将布置调整成图5所示,同时,局部设置钢板衬以改善应力条件,既可免换撑,又免应力集中。

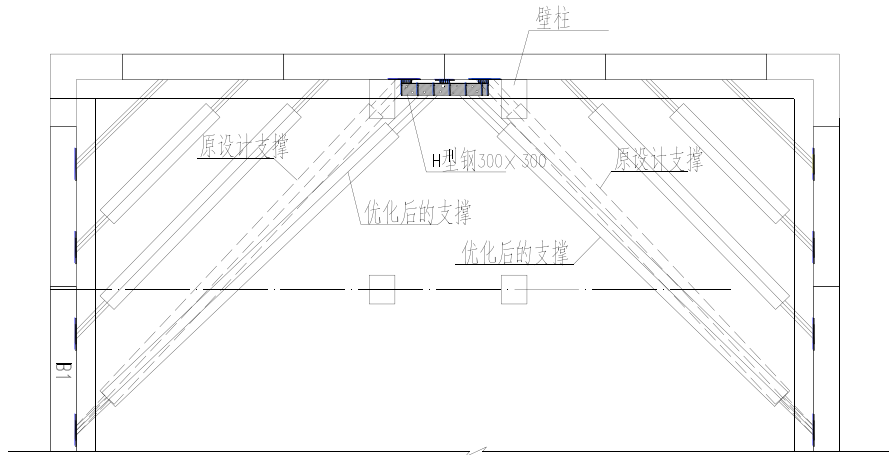


图5 支撑优化图

3.5 近距离桩基荷载对基坑性状影响分析

基坑围护设计中，经常遇到近距离非端承桩，如该车站西南角的多层桩基。这种桩由于自上而下逐渐将部分上部荷载传到周围土体中，增加了围护结构的内力，不利基坑安全。将桩周摩擦力自上而下作为外力作用在土体中，计算而得的内力来设计围护结构更为全面和合理。经分析计算，本工程西南侧桩摩擦力使围护结构内力增加了6%和位移增加了5%。

4 监测结果

本基坑为南北两期施工，目前一期工程主体已封顶。基坑开挖过程中，为确保基坑施工安全以及满足基坑周边环境保护等级要求，在本车站基坑工程施工过程中进行了以下监测项目：围护结构的水平位移、沉降；围护结构变形；地面沉降；地下水位；支撑轴力；坑底隆起；周边建筑基础监测等。

根据监测数据，800厚地下连续墙最大变形为41.56mm，1000厚地下连续墙最大变形为36.53mm。受降水和基坑开挖影响，800后连续墙一侧地表沉降最大值为35.04mm，1000厚地下连续墙一侧地表沉降最大值为25.80mm，建筑基础最大沉降为20.06mm（<200mm），建筑整体倾斜为0.6%（小于2%）。增大围护结构厚度，有效控制了地表沉降和建筑基础的沉降变形。

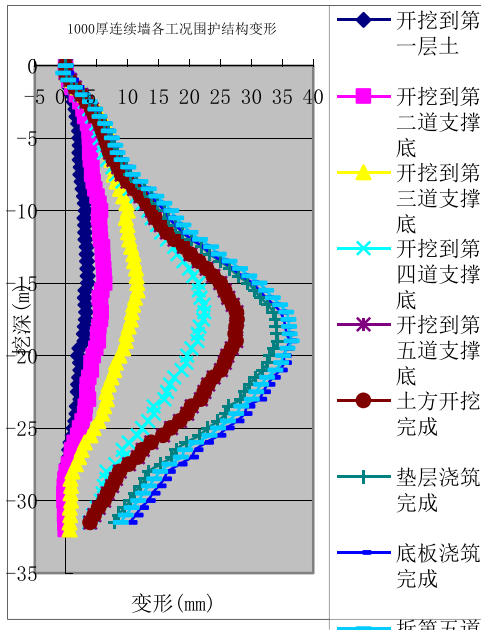


图3 1000厚连续墙各工况下围护结构变形

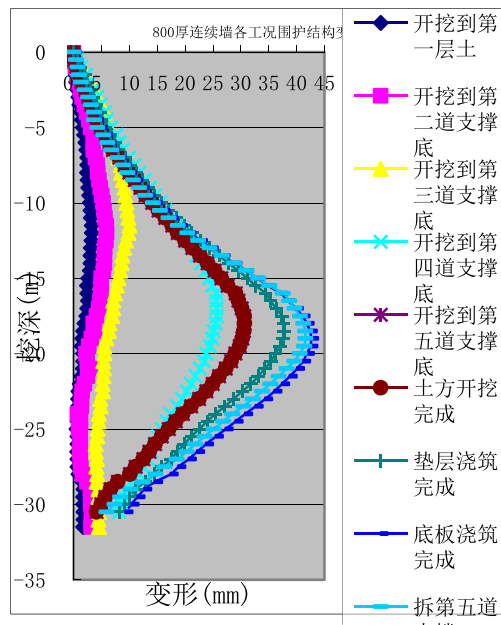


图4 800厚连续墙各工况下围护结构变形

5 结束语

该车站围护结构针对各难点问题采用相应的措施, 为基坑工程理论和实践提供了一定的经验和资料, 从该工程的设计和施工中, 得到以下结论:

- (1) 实时监测承压水水位, 严格按需降水可以有效的控制降水引起的地表沉降。
- (2) 采用工法桩作为围护结构避免了后期盾构施工的困难。
- (3) 增加围护结构厚度能有效的控制围护结构变形、地表沉降、建筑物基础沉降等。
- (4) 通过优化端头井钢支撑布置, 可避免内衬强施工时的换衬, 便于施工。
- (5) 对于近距离有非端承桩的基坑, 不考虑桩侧摩擦力对基坑围护结构及永久结构的影响是不安全的, 需引起重视。

参考文献:

- [1] 刘国彬, 王卫东. 基坑工程手册[M]. 中国建筑工业出版社, 2009.
- [2] 徐子林. “SMW工法”在上海地铁车站中的应用[J]. 特种结构, 2004, 21(4): 70-72.
- [3] 曾德光, 朱悦明. SMW工法在南京地铁珠江路站基坑支护中的应用[J]. 市政技术, 2006, 24(5): 321-322.



“第二届全国复合地基理论及工程应用学术研讨会” 在广州召开

第二届全国复合地基理论及工程应用学术研讨会于2012年9月26日至28日在广州召开。会议由中国土木工程学会土力学及岩土工程分会地基处理学术委员会、广东省公路学会和中国铁建股份有限公司主办，由中国铁建港航局集团有限公司、中铁建港航局集团岩土工程有限公司、广东省公路学会岩土工程专业委员会、中科院广州化灌工程有限公司联合承办。

自1996年第一届全国复合地基理论及工程应用学术研讨会以来，复合地基的理论、实践均获得了较大进步。特别是近年来，随着全国工程建设的蓬勃发展，复合地基理论和传统复合地基技术日益完善，新的复合地基技术不断涌现。本届会议是在此环境下召开的一次盛会，来自全国各行业的地基处理专家、学者、工程技术人员等共300余人汇聚一堂，交流复合地基研究和应用领域的经验、进展及应用情况，讨论如何进一步提高我国复合地基应用水平，更好地为国家经济建设服务。

9月27日上午大会举行了开幕式，开幕式由广东公路学会常务副理事长石国彬主持，中国工程院院士龚晓南、中国铁建股份有限公司副总裁夏国斌、原交通运输部总工程师蒋千、原广东省交通运输厅副厅长陈冠雄和承办单位有关领导先后发言致辞。

本届会议上，浙江大学龚晓南院士、天津大学郑刚教授、铁科院刘国楠研究员等10位专家学者应邀做了专题报告，就当前复合地基领域中的热点、难点问题及若干重大工程复合地基的技术应用、复合地基新工艺等问题进行了深入的交流与探讨，讨论的具体内容包括复合地基理论形成及发展、刚性桩复合地基的破坏方式、承载力及稳定问题、港珠澳大桥海底隧道人工岛中挤密砂桩复合地基的应用、桩网复合地基的机理和设计方法等，会场学术讨论气氛活跃。

本届研讨会共收到论文129篇，录用83篇，内容包括设计理论及其讨论、灌入固化物（搅拌桩、旋喷、灌浆）、刚性桩复合地基、振密、挤密（强夯、强夯置换等）、病害处治、软基处理方法探讨与其他等共6个专题。论文集的内容部分反映了复合地基技术在我国地基处理领域中的应用状况，可供同行们参考。



高层建筑筏板基础监测分析

王小东¹, 王国兴¹, 蒋敏敏²

(1.江苏省大丰市水利局, 江苏 224100; 2. 河南工业大学土木建筑学院, 河南 450001)

摘要: 本文通过现场监测分析研究了在存在较软弱层的粉土地基上, 采用筏板基础建造高层建筑的稳定性。监测结果表明: 建筑物的沉降和倾斜极小, 远小于规范规定的安全值; 筏板底土压力呈中心和边缘大, 靠近中心的两侧小的分布情况; 筏板顶层钢筋应力较小而底层钢筋应力较大, 钢筋应力最大值远小于钢筋屈服应力。

关键词: 粉土地基; 筏板基础; 高层建筑; 现场监测

1 引言

筏板基础是一种重要的浅基础, 天然地基上的筏板基础能减少对天然土层的扰动, 充分发挥天然土层的力学性质, 尤其是具有硬壳层的地基条件。相比于桩筏基础, 天然地基上的筏板基础具有经济性, 筏板基础可节省桩体的施工、检测费用; 节省桩体和整个工程的施工期; 同时筏板基础可充分发挥地基承载力、减少地基沉降、调节不均匀沉降和抗震性能好等特点。本文中通过对某高层建筑进行全面的监测, 分析筏板内钢筋应力的发挥、筏板底土压力的分布和建筑物的沉降情况。

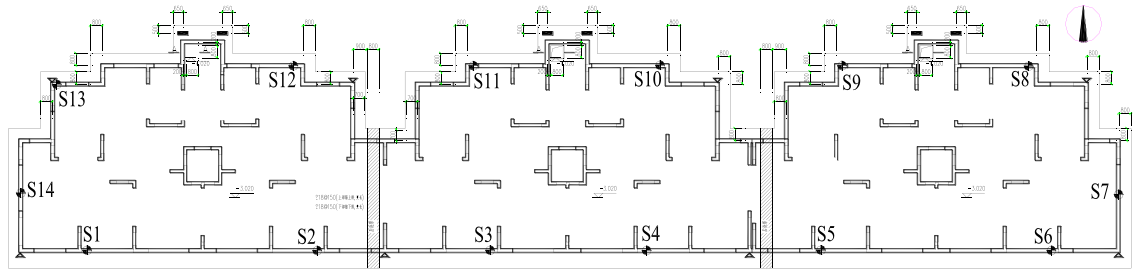
2 工程概况和监测方案

建筑物位于郑州市高新区, 高度为33m, 采用筏板基础, 地基土层为较均匀的中压缩性粉土地基, 深度6.3m~8.0m有相对较软弱的粉土层, 承载力为116kPa。为了分析筏板基础与粉土地基的相互作用, 确保存在着较软弱粉土地基上筏板基础高层建筑的安全, 对基础和地基进行了全面的监测研究。

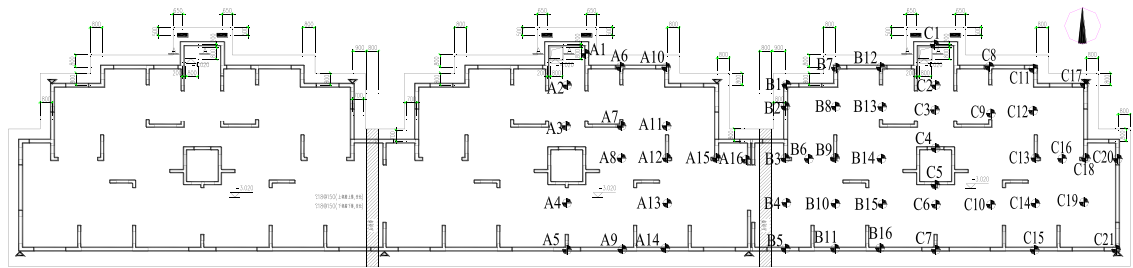
监测工作包括建筑物沉降和倾斜的监测, 用于分析地基的变形, 沉降监测点在建筑物的周边布置, 布点14个, 如图1(a)所示; 钢筋应力的监测, 用于分析筏板内的钢筋应力的发挥, 钢筋应力计在主要受力钢筋中布置, 平面布置点如图1(b)所示, 在竖向顶层和底层的纵横向钢筋中均布置了钢筋应力计; 土压力计用于监测筏板底土压力的分布情

收稿日期: 2012年10月

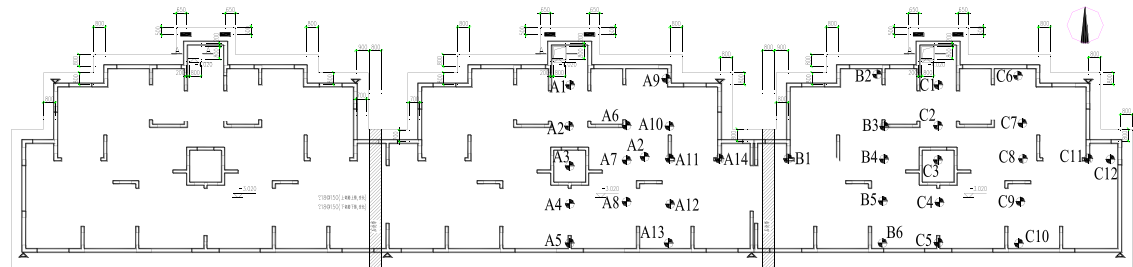
况，土压力平面布点位置如图 1 (c) 所示。



(a) 沉降监测点



(b) 土压力监测点



(c) 钢筋应力监测点

图 1 监测点布置

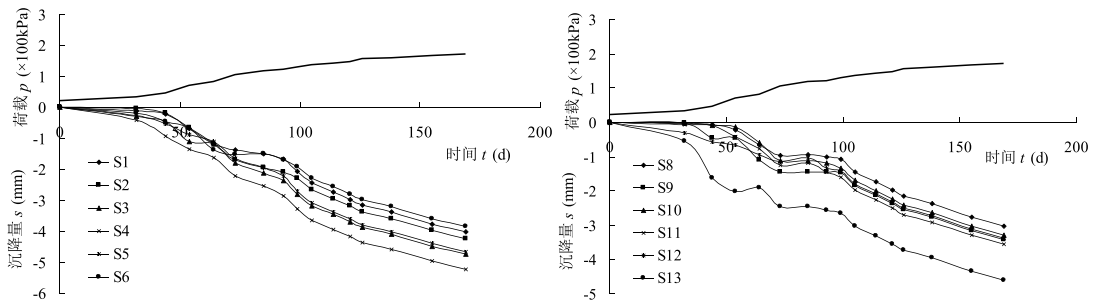
3 监测结果和分析

3.1 地基土体变形

对筏板基础上的建筑物进行了系统的沉降观测，不同位置荷载与沉降关系如图 2 所示，其中图 2 (a) 为建筑物前侧各点 S1-S6 的沉降情况，图 2 (b) 为建筑物前侧各点 S8-S13 的沉降情况，图 2(c) 为建筑物左右侧 S7 和 S14 的沉降情况。建筑物的平均沉降量为 3.9mm，各测点的差异沉降最大为 2.2mm。建筑物倾斜结果如图 3 所示，分析了建筑物横向和纵向的总体倾斜的情况，从倾斜结果可见，在建筑物施工加载期间，建筑物倾斜最大为 1.4×10^{-4} ，

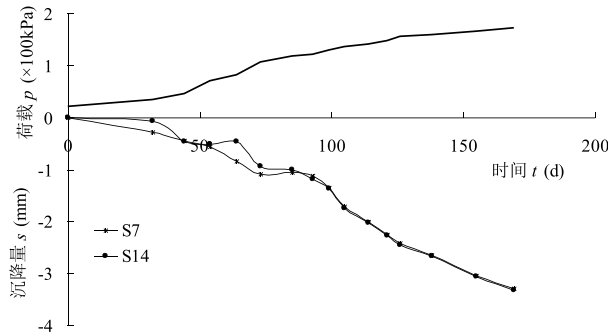
平均倾斜为 3.8×10^{-5} 。

从沉降监测和倾斜结果可见, 建筑物的沉降仅为规范允许值的 1.95%, 建筑物倾斜量仅为规范允许值的 1.27%。因此对于粉土地上高层建筑采用筏板基础能够保证地基的变形在安全值之内。



(a) 建筑物前侧各点沉降结果

(b) 建筑物后侧各点沉降结果



(c) 建筑物左右侧各点沉降结果

图 2 荷载沉降关系图

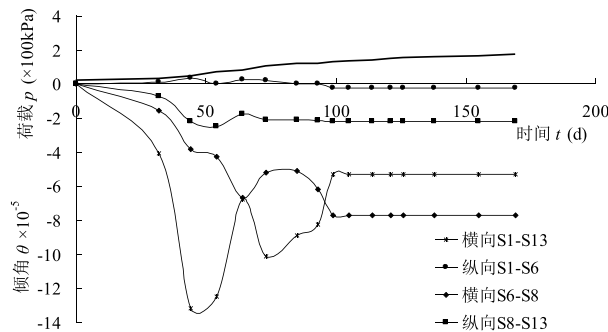


图 3 荷载倾斜关系图

3.2 筏板底土压力

对建筑物筏板底土压力的监测结果进行分析, 建筑物纵向中线上土压力的分布情况如图4所示。从图压力监测结果可见, 筏板底土压力分布不均匀, 筏板中间和两侧边缘的土压力较大, 而靠近中间的两侧的土压力较小。

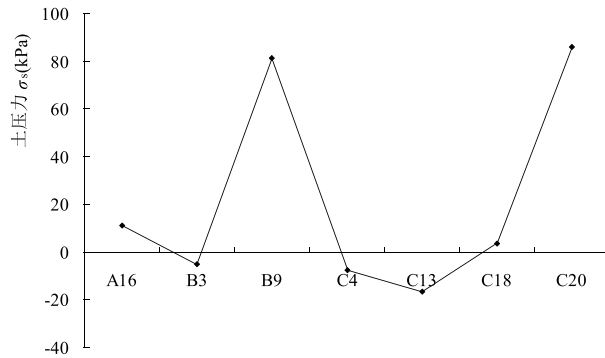


图4 建筑物纵向中线土压力的分布

3.3 筏板内钢筋应力

筏板内纵向中线的钢筋应力分布如图5所示, 筏板内横向中线的钢筋应力分布如图6所示, 筏板内横向边侧的钢筋应力分布如图7所示。从钢筋应力结果可见, 纵向中间的钢筋应力较小, 而两侧的钢筋应力较大, 顶层的钢筋应力小于底层的钢筋应力。筏板内横向中线和边侧的顶层钢筋应力也远小于底层的钢筋应力。钢筋应力最大值为96MPa, 远小于钢筋的屈服应力。

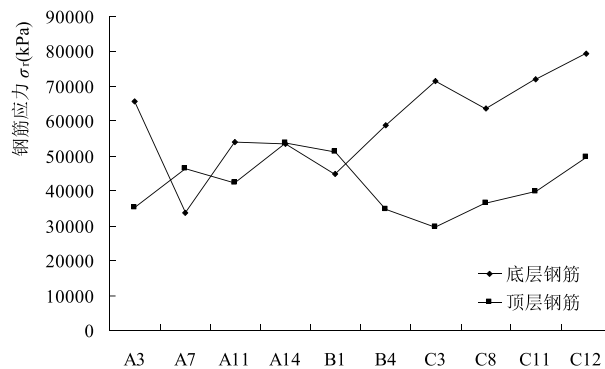


图5 纵向中线钢筋应力

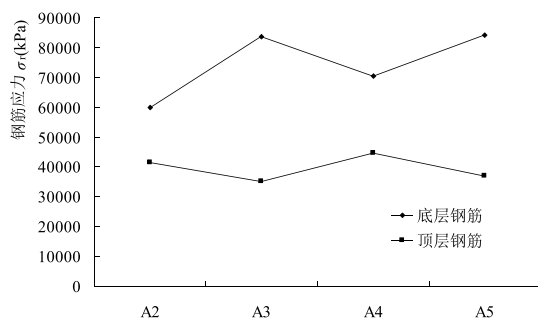


图6 横向中线钢筋应力

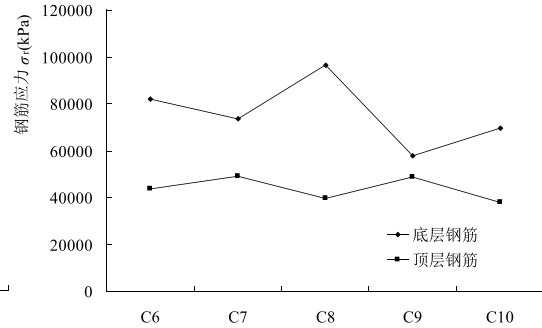


图7 横向边侧钢筋应力

4 结语

本文通过全面的监测, 分析在存在相对较软弱土层的粉土地基上的筏板基础与高层建筑的相互作用, 保证建筑物的安全。监测内容包括: 建筑物的沉降和倾斜, 筏板底土压力分布, 筏板内钢筋应力等方面。得到以下主要结论: 粉土地基上采用筏板基础建造高层建筑, 各项监测参数均在规定的的安全值以内, 建筑物的平均沉降量为 3.9mm, 平均倾斜为 3.8×10^{-5} , 分别为规范允许值的 1.95% 和 1.27%。筏板底土压力在中心位置和两侧边缘较大, 而筏板中心两侧的土压力较小。纵向中间的钢筋应力较小, 而两侧的钢筋应力较大, 顶层的钢筋应力小于底层的钢筋应力。钢筋应力最大值为 96MPa, 远小于钢筋的屈服应力。

灌浆托换在沉降排污管加固中的应用

韦兴标, 欧阳博文, 罗坚勇

(广西水文地质工程地质勘察院, 545006)

摘要: 本文结合广西容县城区污水处理工程排污管网管基化学灌浆加固施工实际情况, 介绍灌浆托换在排污管已完成顶管铺设后出现的局部管段发生了管基淘空破坏、管道下沉等复杂地质条件下进行加固中的应用, 使排污管道恢复正常使用。

关键词: 排污管网; 管基淘空破坏; 管道下沉; 灌浆托换; 排污管道恢复正常使用

1 概述

广西容县城区污水处理工程排污管网绣江北岸排污干管位于容县县城中部下井、绣江河北岸, 沿绣江河布置。该县城区污水处理工程排污管网秀江北岸排污干管网大部分采用顶管施工, 管道直径为 1.0~1.2m, 管底埋深为 4.11~10.83m (低于绣江河水位)。由于管道埋置深度段土层多为填土、粉质粘土、细中砂及砂卵石层, 土体自稳性较差; 且地下水较丰富, 在绣江河水及地下水的压力作用下, 顶管管设施工过程中出现管涌、流砂现象, 导致局部管段发生了管基淘空破坏、管道下沉等现象, 致使完成排污管不能正常使用。

受容县城市建设投资有限公司委托, 我院承担一标段中的 33#~59#检查井 (k1+223.9-k2+240) 之间、二标段中的 1#~4#检查井 (k0+000-k0+120) 之间及二标段中的 8#~11#检查井 (k0+320-k0+410) 之间等 3 个渗漏和不均匀沉降较严重的区段排污管地基进行灌浆托换处理; 并于 8 月 22 日进场施工, 10 月 15 日完成。本次排污管地基化学灌浆托换处理共完成灌浆孔 1834 个, 累计钻灌进尺 17624.2m; 检测孔 21 个, 累计检测进尺 202.75m; 消耗水泥 2746t, 水玻璃 357t。经检测, 该排污管地基土承载力特征值大于 150kPa, 满足设计要求; 且该排污管已投入使用 3 个多月, 未发现漏水现象。

2 工程概况

2.1 场地内工程地质与水文地质条件

(1) 场地内工程地质条件: 场地浅层大都为素填土和中细砂, 中下部为粉土及含圆砾中砂, 局部含淤泥质粉土, 其中 52#~54#检查井之间、56#~4#检查井之间区段含紫红色石英砂岩块石。

(2) 场地内水文地质条件: 排污干管网区内主要为地下水径流排泄区, 地下水位受绣江河水影响, 埋深一般为 5.00~8.50m, 年水位变幅 3.00~4.00m。

收稿日期: 2012 年 10 月

2.2 施工场地环境条件

污水处理工程排污管网绣江北岸排污干管管道沿绣江河堤布设, 施工场地较为平整。但干管管道深埋地下, 地面局部有花圃河堤、码头等建筑物, 施工条件较复杂, 其中 33#~48#检查井地下还铺设国防光缆, 给施工机械设备及材料进出场及施工带来较大影响。

2.3 管基灌浆加固设计要求

化学灌浆加固处理的软弱土浆液应达到饱和, 灌浆压力符合要求, 满足施工设计中提出的终灌压力 0.2~0.5 MPa 的要求, 地基允许承载力应达到 150 kPa 以上。

3 化学灌浆加固施工技术

3.1 化学灌浆方法的选择与灌浆加固机理

本工程化学灌浆采用双液法、自下而上逐段拔管灌浆的方法进行, 即灌浆孔钻至设计要求的孔深后, 安放 $\phi 50\text{mm}$ 铁质水管作为水泥浆液的输送管, 同时作为灌浆管, 基底部长 1.00m 范围内布设 $\phi 8\text{mm}$ 小孔作为出浆孔; 而在 $\phi 50\text{mm}$ 灌浆管内再安装 $\phi 20\text{mm}$ 铁质水管作为水玻璃溶液的灌浆管。用 BW-150 型变量泵分别抽送配制好的水泥浆液和水玻璃溶液, 经两条高压胶管, 分别进入 $\phi 50\text{mm}$ 和 $\phi 20\text{mm}$ 的灌浆管, 并于 $\phi 50\text{mm}$ 的灌浆管底部充分混合, 形成混合液。混合液在泵压作用下, 经扩散、充填、渗透、挤密、劈裂等作用, 扩散、充填和渗透到排污管底部等空隙中, 经挤密、劈裂等作用, 排出水和空气, 与排污管底部的土体颗粒胶结、硬化固结, 形成结构稳定、承载力高的复合地基土。当某孔段灌浆满足设计要求后, 应当将灌浆管往上提 0.30~0.50m, 继续对上一孔段进行化学灌浆加固处理, 直到排污管顶部以上 0.50m 为止。

3.2 化学灌浆加固范围的确定

为确保该排污管底部被淘空破坏形成空洞得到有效地填充和其底部软弱地基土得到充分加固, 本工程化学灌浆加固范围: 横向沿排污管道轴线左右 4m 范围内, 纵向深度范围从排污管管道顶部以上 0.50m 至底部以下 2m。

3.3 化学灌浆托换施工顺序

灌浆加固施工分 I 序孔、II 序孔两个顺序进行, 先灌 I 序孔, 再灌 II 序孔; 在先施灌 I 序孔的同时应选择排污管下沉严重的部分先施工, 再施灌排污管下沉轻的部分。I 序孔为 II 序孔提供灌浆资料如灌浆压力和灌浆量, II 序孔对 I 序孔的灌浆效果进行补强, 两序孔互相配合施工。

3.4 灌浆孔布置

化学灌浆孔布置: 沿排污管道两侧各布置一排灌浆孔, 灌浆孔呈品字形, 孔距为 0.80~1.20m, 排距为 1.50~2.00m, 避免排污管损坏。

3.5 灌浆孔成孔技术

成孔施工技术, 素填土、中细砂和粉土等土层采用冲击取土法成孔, 孔径 $\phi 110\text{mm}$ ~ $\phi 130\text{mm}$; 圆砾中砂和紫红色石英砂岩等岩采用硬质合金回转钻进工艺成孔, 灌浆孔应当

钻至排污管底部 2.00m 以下，钻孔直径 $\phi 91\text{mm}$ 。

3.6 化学灌浆量的确定

预计化学灌浆量 Q 可以按下式进行确定：

$$Q=KVn\alpha\beta$$

式中： V 为受灌地层的加固体积； K 为浆液的损耗系数， K 取 1.10~1.20； n 为受灌地层的孔隙率； α 为浆液的结石率， α 取 0.90~0.95； β 为有效充填系数， β 取 0.85~0.95。

3.7 化学灌浆压力控制

(1) 灌浆压力的选择：灌浆压力大小，主要与灌浆段顶部深度、浆液扩散半径、盖板厚度和地层渗透系数等因素有关。灌浆压力的大小理论上可按下式进行计算，并应通过现场试验后确定。

$$P=1/10\times\beta_c\times\gamma\times T+K\times\lambda\times h$$

式中： P 为容许灌浆压力 ($10\text{N}/\text{cm}^2$)； T 为覆盖层或盖板的厚度； β_c 为浆液粘度对水的粘度比， β_c 值在 1~3 范围选择； γ 为圆砾层之上的覆盖层或盖板的容重，(t/m^3)； K 为与灌浆方法有关的系数，自下而上， $K=0.6$ ； λ 为与砂砾石层结构性质有关系数： λ 值取 0.5~1.5；结构疏松，渗透性强的， λ 取小值；结构紧密，渗透性差的， λ 取大值； h 为覆盖层或盖板底部至灌浆段顶部的深度 (m)。

(2) 灌浆压力控制：灌浆过程中灌浆压力控制采用逐级加压方法，每一级浆液保持一定的压力，并持续一段时间（通常为 30min 左右）后，改为下一级配的浆液进行灌浆，采用控制灌浆量的方法来控制灌浆压力，本工程灌浆压力应控制 0.30~0.50MPa。当地层吸浆量接近或达到设计灌浆量时，采用浓浆进行闭浆 30min。灌浆过程中若遇到压力陡升或突降时，应查明原因或排除故障后方可继续灌浆。

3.8 浆液的配制

水泥浆采用现场机械均匀搅拌。应当根据受灌地层的结构性质，采用适合级配的浆液。对于结构疏松、吸浆量大的灌浆段，采用水灰比为：1.5:1；1:1；0.8:1；0.6:1 四种级配的浆液；对于结构紧密、吸浆量不大的灌浆段，采用水灰比为：2:1；1.5:1；1:1 和 0.8:1 四种；同时施工现场应根据地层吸浆量的大小和压力变化及时做相应调整。水玻璃溶液应当根据现场施工实际情况，确定其浓度和掺入量；当发现灌浆孔串浆或地面冒浆时，应当按水泥浆灌入量的 3%~10%掺入，有效控制浆液扩散半径，减少水泥和水玻璃等原材料的浪费，降低工程成本。

3.9 终灌标准

在灌浆过程中，当某灌浆段的灌浆量满足预计灌浆量的 1.3 倍，或其灌浆压力满足设计灌浆压力并保持稳定，吸浆量小于 0.50L/min，持续 30 min，可结束该灌浆段灌浆。

3.10 化学灌浆托换补强

在灌浆托换施工过程中，应当及时对灌浆加固效果进行自检，如发现薄弱环节，应及时增加钻孔进行灌浆加固补强，直到满足设计要求为止，以确保本工程化学灌浆加固效果。

4 灌浆加固施工应注意事项

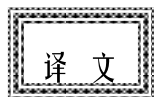
- (1) 灌浆孔必须钻到排污管底部 2.0m 以下, 以确保灌浆加固效果。
- (2) 灌浆前, 为避免灌浆管堵塞, 应开泵送清水进行清洗, 避免因灌浆管在成孔或安放过程中粉土、细砂流入灌浆管内造成堵塞。
- (3) 灌浆过程中应派专人进入排污管内观察, 减少或避免浆液进入排污管内, 或因灌浆量过大造成排污管抬升。
- (4) 灌浆过程中应当合理控制灌浆压力, 避免因灌浆压力过大造成排污管局部抬动量过大而断裂。如发现灌浆压力过大, 应查明原因, 确保灌浆加固正常施工。
- (5) 排污管内或地面冒浆时, 应采取间歇灌浆等方式进行, 能有效地控制浆液无效扩散而造成不必要的浪费。

5 灌浆托换效果检测

加固处理完成后 7 天, 由相应检测资质的检测单位进行检测, 检测单位在排污管两侧布置检测孔, 采用标准贯入试验或动力触探等原位测试和钻探取芯等方法对排污管两侧软弱地基土的灌浆托换效果进行检测。从取上岩芯看, 水泥浆呈脉状、薄层状、短柱状贯穿于排污管两侧软弱地基土之中, 局部呈长柱状纯水泥浆, 主要分布在排污管两侧被淘空部分。从标准贯入试验看, 实测锤击数 6~10 击/10cm, 局部孔段达 15 击/10cm, 修正后统计, 锤击数为 7.5 击/10cm, 其承载力特征值 $f_{ak} \geq 150\text{kPa}$, 满足设计要求。

6 结束语

- (1) 采用灌浆托换处理方法对已铺设好排污管底部软弱地基土进行加固处理, 化学浆液在压力作用下经扩散、充填、挤密、劈裂等能够充分扩散填充到排污管底部被排污管底部淘空部分, 同时经挤密、劈裂作用对排污管底部的软弱地基土进行加固, 其承载力特征值提高到 150kPa 以上, 同时能降低排污管渗漏。
- (2) 在对既有排污管化学灌浆托换施工中, 如何控制灌浆压力和灌浆量是本次化学灌浆托换施工成功的关键。
- (3) 采用化学灌浆托换对已完成顶管铺设的排污管进行托换, 与采用树根桩托换相比, 具有技术可行、操作简单、工程成本低和施工工期短等优点。



有衬垫垃圾填埋场的渐进破坏

Progressive failure of lined waste impoundments

作者: George M. Filz, Jacob J. B. Esterhuizen and J. Michael Duncan, 选自 *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 127, No. 10, October, 2001, P0841-0848。

译: 栾金龙; 校: 施建勇

摘要: 当峰值强度大于残余强度时, 渐进破坏会沿着垃圾填埋场衬垫系统土工合成材料界面发生。在有衬垫垃圾填埋场的有限元分析中, 使用了一种土工合成材料界面的位移软化模型, 来评估渐进破坏效应。首先, 对 Kettleman Hills 垃圾填埋场进行了分析, 其失稳高度的计算结果与观测结果具有较好的一致性; 其次, 对城市固体垃圾填埋场进行了参数分析。在分析的所有工况中, 渐进破坏都是明显的。最后, 进行了极限平衡分析, 并建议在城市固体垃圾填埋场的极限平衡分析中考虑渐进破坏效应。

1 引 言

土和土工合成材料的复合衬垫能够为废弃物、淋滤液与环境提供有效的隔离。然而, 土与土工合成材料和土工合成材料间的界面抗剪强度往往不高, 界面强度低会导致滑动和边坡失稳 (Koerner & Soong 2000)。此外, 在有衬垫垃圾填埋场的填埋过程中, 沿土工合成材料界面的抗剪强度发生变化时, 渐进破坏也可能发生, 如图 1 所示, 峰值强度明显比残余强度高。

沿衬垫界面渐进破坏的机制如图 2 所示。随着垃圾的不断填埋, 垃圾体的压缩可能会导致垃圾填埋场衬垫上的不同点发生数量不等的剪切位移。在图 2 中的第 I 阶段, 垃圾填埋的高度小, 垃圾体发生了少许沉降。因此, 在 A 点和 B 点附近沿衬垫界面的剪切位移小, 剪应力小于这两点的峰值强度。在第 II 阶段, 较大的垃圾沉降导致了更大的沿衬垫界面的剪切位移, 尤其是在垃圾填埋场的背坡上, 此时 B 处的峰值强度完全发挥。在第 III 阶段, 更大的剪切位移导致 B 处的剪切强度越过峰值后减少, 需要增加 A 处的剪应力以保持平衡。这种渐进的机制可能会继续, 直到各点处的剪切位移已达到或超过了剪应力峰值强度对应的位移。

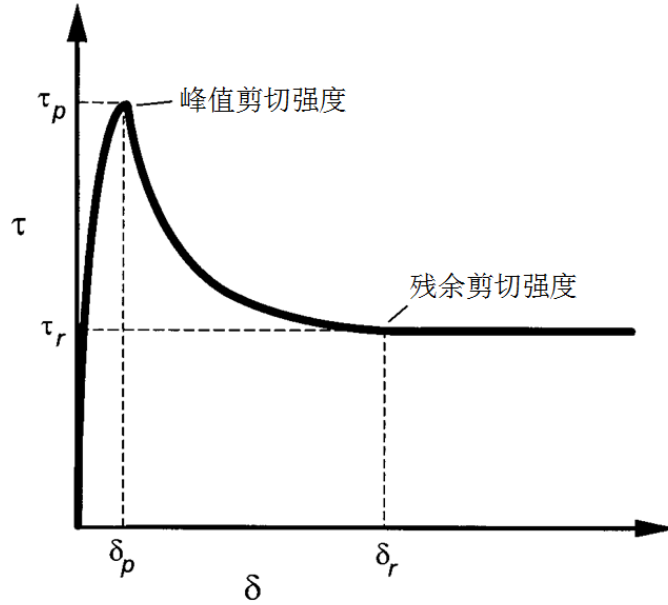


图 1 土工合成材料界面典型剪应力与位移关系

虽然没有在图 2 中表示，但滑动面上的法向应力随位置、废弃物的填埋量而改变，所以渐进破坏机制比图示更复杂。Gilbert 等的分析研究（1996）发现了渐进破坏增加的潜在因素：（1）垃圾刚度较界面的初始剪切刚度有所降低；（2）滑动面的长度增加；（3）剪切强度越过峰值强度后减少的比例随位移而增加。

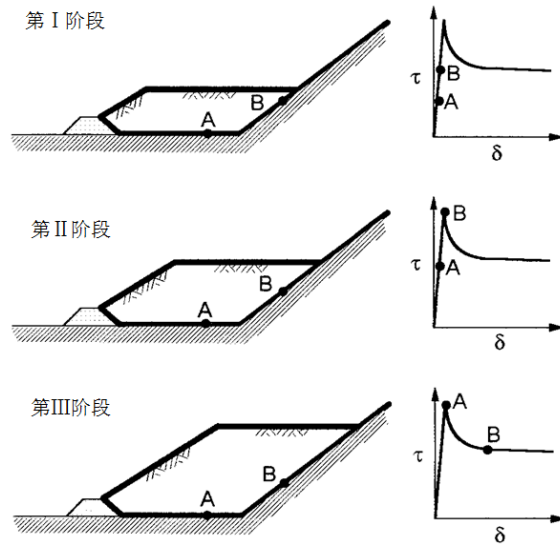


图 2 有衬垫垃圾填埋场的渐进破坏

本文的目的是评估渐进破坏在这些情况下的实际意义。对考虑渐进破坏的有限元分析的结果与 Kettleman Hills 垃圾填埋场以及典型城市固体废弃物 (MSW) 填埋场极限平衡分析的结果做了比较。

2 KETTLEMAN HILLS 填埋场失稳的早期分析

Seed 等 (1988, 1990), Byrne 等 (1992), Chang (1992), Stark & Poeppl (1994), Byrne (1994) 以及 Koerner & Soong (2000) 进行了 Kettleman Hills 垃圾填埋场失稳的分析。除了 Byrne (1994) 进行有限差分分析, 其他分析都使用了极限平衡法。如果采用峰值强度, 极限平衡分析是无法解释 Kettleman Hills 失稳的。有必要在部分衬垫界面取较低的强度使得安全系数值为 1.0。

Byrne (1994) 利用有限差分法模拟衬垫界面的位移软化和垃圾填埋场的渐进破坏。他的计算结果与填埋体的失稳高度一致。分析表明, 滑动先沿垃圾填埋场的背坡发生, 导致这个位置界面强度降低。然后破坏继续沿底坡向垃圾填埋场的坡脚发展。

Seed 等 (1988) 提供了 Kettleman Hills 衬垫系统的详细资料。粘土-土工膜界面、土工布-土工膜界面和土工网-土工膜界面是衬垫系统中的极限破坏面。Byrne (1994) 将这一复合界面作为一个单一的界面, 选用粘土-土工膜界面和土工布-土工膜界面的组合特性, 不考虑粘土-土工膜界面和土工布-土工膜界面之间的土和土工合成材料, 将垃圾体模拟成一种理想弹塑性材料。

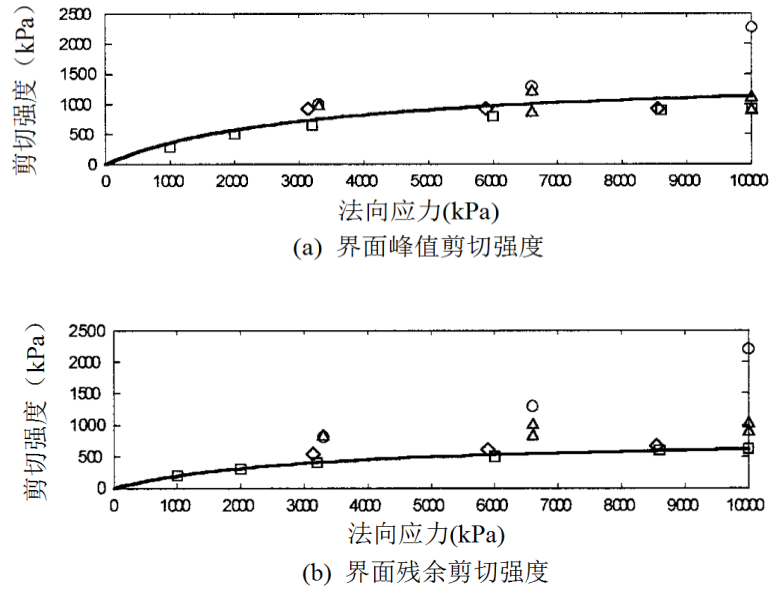
3 KETTLEMAN HILLS 填埋场的有限元分析

计算机程序 SAGE 用于 Kettleman Hills 填埋场的有限元分析, 这是一个岩土工程静力分析的有限元程序 (Bentler 等, 1999)。详细信息和分析的结果如下所述。

3.1 土工合成材料界面

粘土-土工膜和土工合成材料-土工合成材料这两个潜在的滑动界面, 被视作独立的界面。土工合成材料-土工合成材料界面代表土工布-土工膜界面, 但也包括沿土工网-土工膜界面滑动的可能性, 因为这两种类型的界面表现出类似的强度和软化特性。

对 Seed 等 (1988)、Byrne 等 (1992) 以及 Stark & Poeppl (1994) 调查的信息都进行了评估, 以便选择适当的界面剪切强度值。在选择界面峰值强度时, 所有研究的强度假定都是同样的。在选择界面残余强度时, 更偏向于那些界面发生较大剪切变形的残余强度试验结果。图 3 给出了粘土-土工膜界面的一些数据以及非线性剪切强度包络线。土工合成材料-土工合成材料界面的剪切强度包络线近似为直线, 表 1 列出了这些分析中土工合成材料-土工合成材料界面的基本资料及其摩擦角。



○ Seed 等 (1988) -干; △ Seed 等 (1988) -湿; ◇ Byrne 等 (1992);
 □ Stark 和 Poepfel (1992); ——有限元分析的强度包络线
 图 3 Kettleman Hills 垃圾填埋场第二衬垫层中粘土-土工膜界面抗剪强度

对 Seed 等 (1988)、Byrne 等 (1992) 以及 Stark & Poepfel (1994) 调查的信息都进行了评估, 以便选择适当的界面剪切强度值。在选择界面峰值强度时, 所有研究的强度假定都是同样的。在选择界面残余强度时, 更偏向于那些界面发生较大剪切变形的残余强度试验结果。图 3 给出了粘土-土工膜界面的一些数据以及非线性剪切强度包络线。土工合成材料-土工合成材料界面的剪切强度包络线近似为直线, 表 1 列出了这些分析中土工合成材料-土工合成材料界面的基本资料及其摩擦角。

Byrne 等 (1992) 给出粘土-土工膜界面的剪应力与剪位移的对应曲线, 是为了获取双曲参数值, 从而得到描述抗剪强度越过峰值后衰减的位移软化公式。Esterhuizen 等 (2001) 的文章中介绍了确定这些参数的方法, 而且同时给出了位移软化和工作软化公式。虽然在模拟阶段性实验中工作软化公式优于位移软化公式, 但这两者都能得出与填埋场有限元分析相似的结果, 这里就用位移软化公式得出的结果。粘土-土工膜界面及土工合成材料-土工合成材料界面的软化参数值与描述界面峰值和残余强度的参数值一并列于表 2。

表1 无纺土工布和土工膜界面之间的摩擦角

来源	δ_0 (°)	
	峰值	残余
Seed 等 (1988) -干	12.5	9
Seed 等 (1988) -湿	10.4	8
Byrne 等 (1992)	14	8
Stark & Poeppl (1992)	8.5	6
综合分析后的取值	11	6.5

表2 土工合成材料界面的双曲参数值^a

参数	峰值		残余		k	δ_r^p (mm)	K_i (kN/m ³)
	δ_0	a_∞	δ_0	a_∞			
	(°)	(kPa)	(°)	(kPa)			
Kettleman Hills 粘土-土工膜	26	72	14	40	25	250	14700
Kettleman Hills 土工合成材料-土工合成材料	11	0	6.5	0	40	250	24500
MSW Landfill 粘土-土工膜	26.8	143	18.4	76	20	100	48000

注：^aEsterhuizen 等 (2001) 描述的界面本构模型

3.2 界面之间的土层

在有限元网格中，基底衬垫内的粘土-土工膜与土工合成材料-土工合成材料界面之间的土和土工合成材料层被划分为两个界面间的的杆单元。土和土工合成材料层作用是分布界面应力，忽略这些层可能会增加渐进破坏的效应，从而影响分析的结果。使用杆单元，因为影响渐进破坏材料层的纵向刚度会得到考虑。

杆单元在有限元网格的位置如图4所示。此杆单元有7350kN/m的轴向刚度，这一刚度大致对应于粘土-土工膜与土工合成材料-土工合成材料界面之间基底衬垫土的水平刚度。

3.3 垃圾填埋

发表的文献中有关 Kettleman Hills 垃圾属性的信息很少。以往以极限平衡法分析为基础的稳定性研究中，主要考虑垃圾的重度。在垃圾的应力应变特性的研究中，垃圾被视为松散的砂土 (Chang 1992; Byrne 1994)。

在这里的有限元分析中，垃圾的应力应变性质假定使用 Morrison (1995) 所描述的修正的双曲线模型。该模型结合了 Duncan & Chang (1970) 提出的双曲线模型和莫尔-库

伦塑性模型。在破坏之前，用双曲线模型来确定应力应变性质。这个模型能说明围压和剪应力水平对垃圾刚度的影响。破坏后，垃圾的性质为塑性。Kettleman Hills 垃圾的双曲线模型的参数值列于表 3。

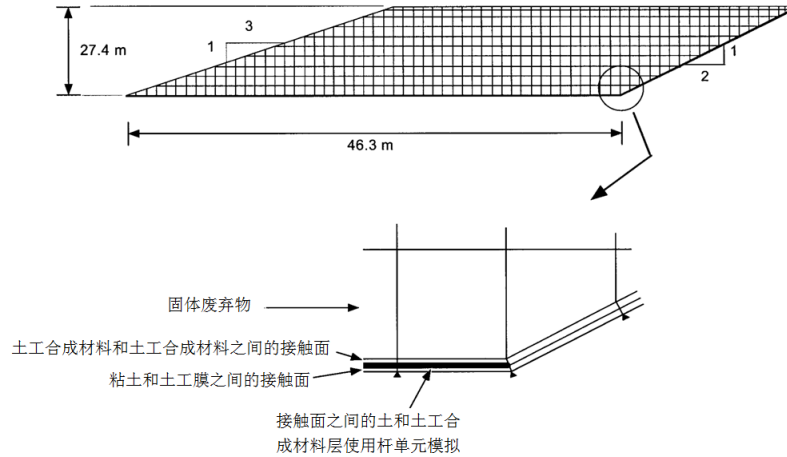


图 4 分析 Kettleman Hills 垃圾填埋场的有限元网格

表 3 垃圾的双曲参数值^a

参数	γ (kN/m ³)	K_0	c (kPa)	φ (°)	K	n	K_{ur}	R_f	K_b	m
Kettleman Hills	17.3	0.5	10	38	200	0.4	300	0.7	50	0.2
Stiff MSW (OII)	15.7	0.4	43	31	90	0.6	200	0.7	40	0.6
Soft MSW	11.8	0.4	24	30	35	0.4	70	0	15	0.4

注：^aDuncan and Chang (1970) 描述的本构模型

3.4 分析过程

图 4 所示的有限元网格中，废弃物每次放置一层，以模拟填埋场的逐步填埋过程。表 2 中的粘土-土工膜界面的性能是不固结不排水条件下，按照总应力计算的。表 1 中的无纺土工布-土工膜和表 2 中的土工合成材料-土工合成材料界面以及表 3 中的垃圾的特性是固结排水条件下，按照有效应力计算的。对于界面和材料，其性能取决于有效应力。与总应力相比，假定孔隙水压力的影响不大。

3.5 结果

填埋高度分别为 12m, 21.3m, 24.5m 和 27m 的有限元分析结果，如图 5 至 8 所示。

以下这些参数说明了界面的破坏随填埋高度逐渐发展：（1）剪应力；（2）峰值抗剪强度；（3）与两个界面位置相关的残余剪切强度。阴影表示滑动，即越过峰值的情况。在图 8 中，27 米的高度代表分析中这个填埋场的在完全崩塌前的最大安全高度。当分析中试图采用 27.2m 的填埋高度时，塌陷发生了。这些结果与报道中 Kettleman Hills 垃圾填埋场约 27.4m 的破坏高度非常接近。忽略了基底衬垫上土工合成材料间杆单元的分析发现，渐进破坏的效应略加明显，最大安全高度为 26.4m。

有趣的是，二维有限元分析得出的约 27.1m 的失稳高度和报道中 Kettleman Hills 垃圾填埋场约 27.4m 的三维几何失稳高度非常一致。

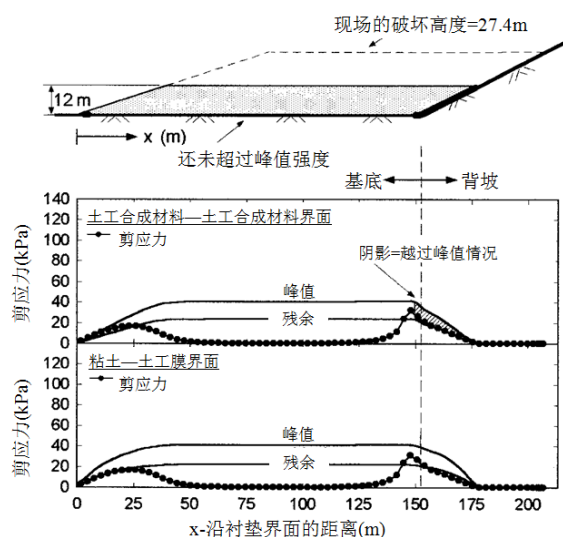


图 5 高度为 12 米时 Kettleman Hills 垃圾填埋场的有限元分析结果

随着垃圾填埋高度的增加，滑移也会在垃圾填埋场的基底上发生。滑移首先发生在拐角处，然后继续向垃圾填埋场的中间发展。填埋高度继续增加时，滑移沿着垃圾填埋场的坡脚附近的基底发生。滑移随后继续从基底的两端朝着垃圾填埋场的中间发展。正如图 8 所示，这个过程一直持续到只有基底中间的一小部分仍未滑动。一个极少量的额外填埋(0.2 米)，就会导致彻底破坏。

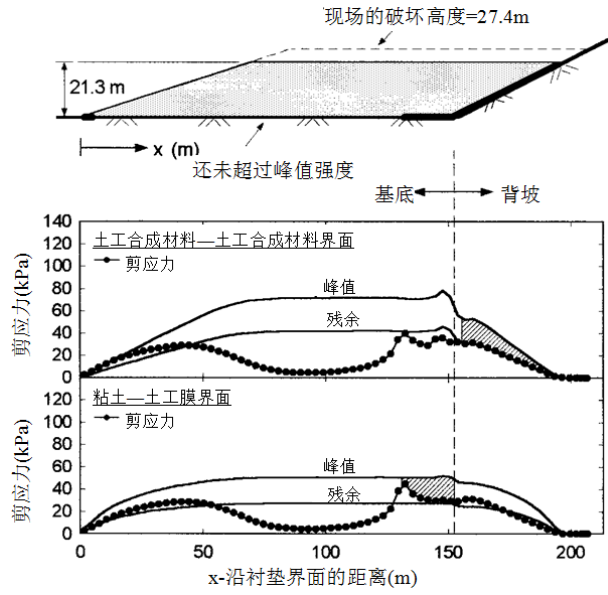


图 6 高度为 21.3 米时 Kettleman Hills 垃圾填埋场的有限元分析结果

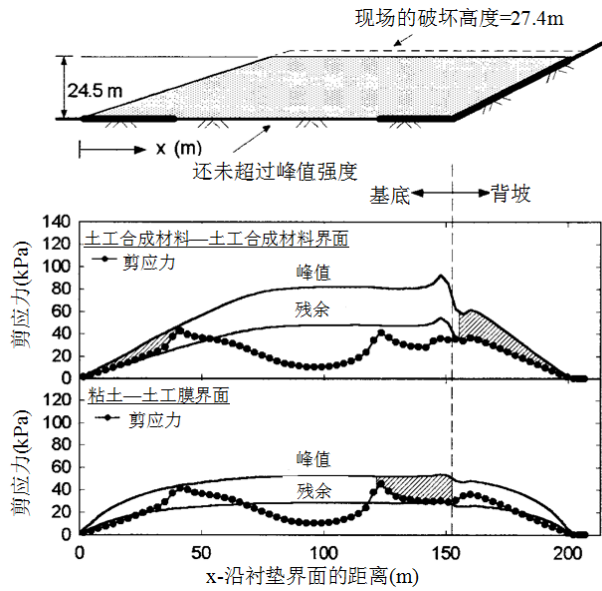


图 7 高度为 24.5 米时 Kettleman Hills 垃圾填埋场的有限元分析结果

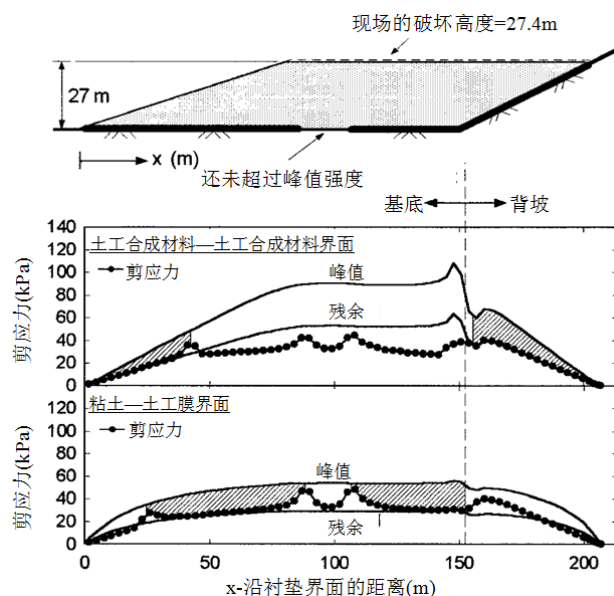


图8 高度为27米时 Kettleman Hills 垃圾填埋场的有限元分析结果

4 KETTLEMAN HILLS 破坏的极限平衡分析

极限平衡分析与有限元分析使用相同的界面强度，来计算 Kettleman Hills 垃圾填埋场的最大安全填埋高度(即与安全系数 $F=1$ 对应的高度)。用 Spencer 方法和 UTEXAS3(Wright 1991) 计算机程序进行计算。关于界面强度用了三个不同的假设：(1) 全部滑动界面使用残余强度；(2) 背坡面用残余强度，垃圾填埋场基底面用峰值强度；(3) 全部滑动界面用峰值强度。这些分析的结果以及用有限元分析的破坏高度($\sim 27.1\text{m}$)列于表 4，模拟了沿土工合成材料界面的渐进破坏。

表 4 Kettleman Hills 垃圾填埋场极限平衡分析 (LEA) 与有限元分析 (FEA) 的对比

分析方法	界面强度		$F=1$ 时高度 (m)
	基底	背坡	
LEA	残余	残余	24.7
FEA	渐进	渐进	27.1
LEA	峰值	残余	33.5
LEA	峰值	峰值	36.9

在表 4 中，对比了渐进破坏的有限元分析与非渐进破坏的极限平衡分析。为了校核这

两种不同分析方法得出的填土高度，一个使用残余强度的理想弹塑性模型代替位移软化界面模型进行了有限单元法分析。这两种方法中都使用残余界面强度时，有限元分析计算的最大安全高度和极限平衡法基本一样。然而，在这些模型中不同的简化方法，例如将力传到废弃物上的不同方法，得出的结果将略有不同。使用残余强度的理想弹塑性模型，有限元方法计算的最大安全高度是 24.7 米，而极限平衡法计算的高度是 24.1 米。这有相当好的一致性，然而为了获得表 4 中列出的极限平衡值，采用了+3%的修正。该修正提供了既考虑界面性质假定影响，又不依赖于分析方法的合理对比结果。

表 4 中的结果表明，渐进破坏对 Kettleman Hills 垃圾填埋场的影响是显著的。例如，如果沿基底和背坡都用峰值强度，极限平衡分析得出一个 36.9 米的最高安全高度，这远远高于合理的失稳高度。同样，基底使用峰值强度和背坡使用残余强度得出的最高安全高度大大超过实际失稳的高度。基底和背坡都用残余强度，得出的最高安全高度比实际失稳高度低 10%。

5 有衬垫城市垃圾填埋场渐进破坏的参数分析

城市垃圾填埋场进行参数分析的目的：（1）研究了解有限元分析渐进破坏与极限平衡分析非渐进破坏的关系；（2）给极限平衡分析选择合适的界面强度提供建议。

5.1 研究介绍

就以下假设的城市垃圾填埋场的七种工况进行分析：

基本工况：（背坡倾斜 2.5H: 1V，基底倾斜 0%，垃圾的刚度高，87 米长的基底以及 3H: 1V 的垃圾边坡坡度）。

背坡倾斜改为 2H: 1V，其他情况与基本工况相同。

基底倾斜改至 4%，其他情况与基本工况相同。

垃圾的刚度降低到一个较低的值，其他情况与基本工况相同。

背坡倾斜改为 2H: 1V，基底倾斜改至 4%，其他情况与基本工况相同。

背坡倾斜改为 2H: 1V，垃圾的刚度降低到一个较低的值，其他情况与基本工况相同。

基底倾斜改至 4%，垃圾的刚度降低到一个较低的值，其他情况与基本工况相同。

对于所有七个工况，填埋场的衬垫都包含一个土工膜与压实粘土层。界面特性通过使用剪切位移能达到 300 毫米的粘土-土工膜界面的剪切盒实验得到（1996 年 Shallenberger 和 Filz；1999 年 Gomez 和 Filz）。部分试验结果见图 9。试验所用的压实粘土和土工膜的特性由 Esterhuizen 等（2001）提供。此界面位移软化模型的参数值列于表 2。

参数分析中用了两组垃圾的属性。基本工况的垃圾属性是加利福尼亚州蒙特利公园 OII 垃圾填埋场（GeoSyntec 1996）的典型材料。OII 填埋场垃圾的双曲参数值列于表 3。这些值体现的刚度高于一般报告中的城市固体垃圾。较高的刚度可以归结为 OII 填埋场垃圾中相对高的土含量。

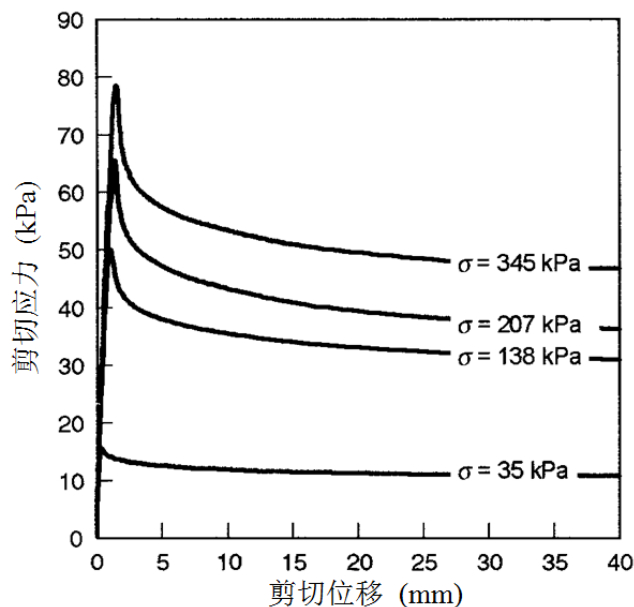


图9 用于城市垃圾填埋场分析的粘土-土工膜界面试验结果

第二组垃圾特性是来自由 Jessberger 和 Kockel (1993) 所完成的三轴试验的结果。这些试验的应力-应变曲线表明, 垃圾属于变形硬化型材料, 即使在大应变 (30-40%) 下破坏也没有发生。参数研究的目的是, 假定垃圾刚度与剪应力水平相互独立, 但它会随围压改变。代表低垃圾刚度的双曲线的参数值的结果列于表 3。

基本工况的有限元网格如图 10 所示。粘土-土工膜界面用网格底部的界面单元模拟。界面单元的底部节点固定不发生任何位移。顶端节点连接到两结点杆单元所代表的土工膜层。覆盖厚度约 0.6 米的土, 将垃圾与土工膜分隔开。覆盖的土和垃圾都用二维单元代表。这些单元被逐步添加到有限元网格中来模拟填埋过程。

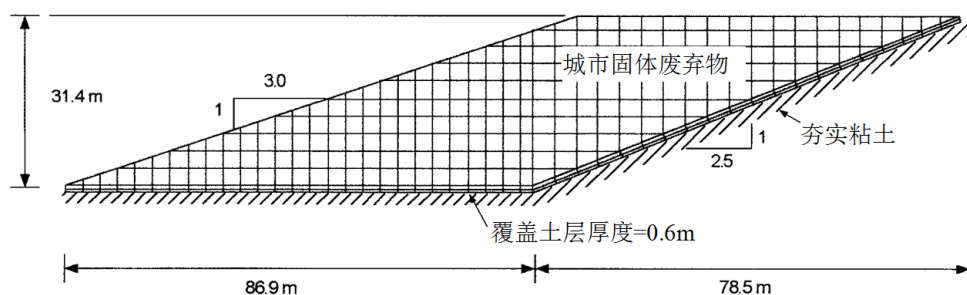


图 10 城市垃圾填埋场基本工况分析的有限元网格

在每一种工况中，用不同组界面强度进行渐进破坏的有限元分析来计算一个最大安全高度（即完全崩塌前的垃圾填埋场的高度）。一组界面强度，使用图 9 中完整的峰值强度和残余强度的数据。计算的填埋高度与安全系数等于 1 相符合。对于另一组界面强度，峰值和残余强度均减少到图 9 中完整强度的 67%。对应于降低的强度，计算的填埋高度与安全系数值等于 1.5 相符合。

极限平衡分析使用 Spencer 方法和计算机程序 UTEXAS3 对这七个工况逐一分析下列 2 种垃圾填埋高度：（1）使用峰值强度进行有限元分析得到的与安全系数 1 对应的最大安全高度；（2）使用折减强度进行有限元分析得到的与安全系数 1.5 对应的最大安全高度。

对 Kettleman Hills 的分析，进行了修正研究来评估不同分析方法对计算最大安全填埋高度的影响。对使用理想弹塑性界面的有限元分析和极限平衡分析进行了比较。这些比较结果表明，城市固体垃圾填埋场的参数研究得出的几何结构和材料性质，没有调整的必要，有限元和极限平衡分析的结果可以直接比较。

5.2 参数分析结果

对极限平衡和渐进破坏有限元分析得的安全系数值进行比较，他们对应绘制在图 11 中。使用峰值强度进行极限平衡分析得到的安全系数远远超过渐进破坏有限元分析。这些结果绘制在图 11 的右下角（非保守）。结果表明，使用峰值强度进行极限平衡法分析计算得到的一个 1.5 的安全系数来设计，将勉强甚至不足以确保稳定。当用残余强度来获得安全系数时，极限平衡分析的结果值略小于渐进破坏有限元分析结果。这些结果绘制在图 11 在左上角（保守的），但接近同一条直线。

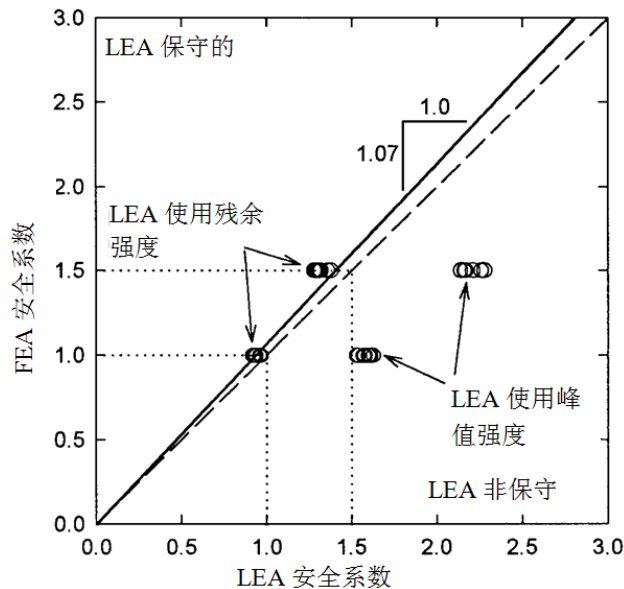


图 11 城市垃圾填埋场极限平衡分析（LEA）和有限元分析（FEA）的结果

每个参数组合下的数值计算结果列于表 5。残余系数 R(指实际越过峰值后强度的降低与从峰值到残余强度的总降低的比例 (Skempton, 1964))列在表 5 中。R 的值等于 0 表示沿整个滑动面用峰值强度, 没有渐进破坏的影响。R 的值等于 1 表示渐进破坏最极端的情况, 即彻底破坏的一瞬间, 沿整个滑动表面的强度完全减少到残余强度。从表 5 中的 R 值可以看出, 在城市垃圾填埋场, 渐进破坏将减少滑动破坏面的抗剪强度, 直到略高于残余抗剪强度为止, 有限元分析得到安全系数 1.5 对应的结果比安全系数 1.0 的渐进破坏效应更加明显。研究结果还表明, 背坡越陡, 基底越平坦, 垃圾体刚度越低, 渐进破坏的效应越明显。

表 5 城市垃圾填埋场有限元分析 (FEA) 和极限平衡分析 (LEA) 的比较

工况	FEA 渐进破坏安全系数为 1.0				FEA 渐进破坏安全系数为 1.5			
	高度 (m)	平均 R	LEA 安全系数		高度 (m)	平均 R	LEA 安全系数	
			峰值 强度	残余 强度			峰值 强度	残余 强度
基本工况	28.7	0.89	1.57	0.93	23.8	0.76	2.16	1.29
2H:1V 背坡	25	0.95	1.63	0.97	19.8	0.8	2.21	1.32
4% 底坡	29	0.87	1.54	0.92	21.6	0.74	2.14	1.28
低垃圾刚度	31.4	0.94	1.6	0.96	23.8	0.84	2.26	1.36
2H:1V 背坡	26.8	0.91	1.58	0.94	20.4	0.79	2.17	1.3
4%的底坡								
2H:1V 背坡	27.7	0.95	1.61	0.97	21	0.87	2.28	1.38
低垃圾刚度								
4%的底坡	32	0.87	1.53	0.92	26.2	0.78	2.17	1.31
低垃圾刚度								

6 有衬垫垃圾填埋场系统极限平衡分析的建议

参数研究表明, 这里分析的几何结构和性质类似的城市固体垃圾填埋场, 由于渐进破坏的影响, 沿滑动界面强度值大大降低到仅略高于残余强度。因此, 使用峰值强度进行极限平衡分析似乎是不合逻辑的。但是, 也没有必要假定整个滑动界面的强度都降低到残余强度。

图 11 表明, 渐进破坏有限元分析确定的处于临界破坏的垃圾填埋场, 选用的强度比残余强度高约 7%。因为用于这些分析中的残余强度约是峰值强度的 60%, 则使用的强度等于 1.07 倍的残余强度, 这与残余系数 R 等于 0.9 相符合, 这是在表 5 中列出的典型填埋

场处于临界破坏的值。R 等于 0.9 表示调用的强度比残余强度高出峰值残余强度总差值的 10%。表 5 中的 R 值也表明,在渐进破坏有限元分析中,形态相似的安全系数为 1.5 的填埋场,渐进破坏的风险并不那么大。

城市垃圾填埋场的极限平衡分析中,因为联合调用的强度大于残余强度,出现了两种简单的选择。这两种选择,都需要建立峰值强度包络线、残余强度包络线以及一个考虑了不确定性和破坏结果的合理安全系数 F。F 值应考虑到材料和施工程序中的变异性 and 不确定性、QA/QC 程序的范围和质量、实验室测试界面性质过程中的细节等等。选择适当的 F 值时,可靠性等概念可用来提供指导 (Duncan, 2000)。

第一种选择为增加极限平衡分析中的剪切强度 τ_{LE} , 大于残余强度值:

$$\tau_{LE} = \tau_r + 0.1(\tau_P - \tau_r) \quad (1)$$

其中 τ_r 为残余界面强度; τ_P 为峰值界面强度。

第二种选择包括将极限平衡分析中的剪切强度取为残余强度以及极限平衡设计中的安全系数减少为 $\tau_r / [\tau_r + 0.1(\tau_P - \tau_r)]$ 。

这些建议适用于用 Spencer 方法分析与这里分析的几何结构和性质类似的城市垃圾填埋场系统沿粘土-土工膜界面的边坡稳定情况。

7 总结和结论

本文用位移软化界面模型有限元法分析和极限平衡法来研究渐进破坏对有衬垫垃圾填埋场的影响。从这些分析的结果,可以得出以下结论:

(1) 有限元法通过对 Kettleman Hills 垃圾填埋场的渐进破坏分析,计算出的 27.1m 的破坏高度,与观测的 27.4m 的破坏高度有较好的一致性。

(2) 渐进破坏对 Kettleman Hills 垃圾填埋场的影响是显著的。在极限平衡分析中,使用残余强度计算的最大安全高度只比观测到的破坏高度小 10%。使用峰值强度计算的最大安全高度比观测到的破坏高度大 35%。底坡使用峰值强度,背坡使用残余强度计算的破坏高度比观测到的破坏高度大 22%。

(3) 有限元分析也表明,渐进破坏可能对城市固体垃圾填埋场的稳定性有显著影响。

(4) 虽然使用峰值强度和常用的安全系数值设计城市垃圾填埋场不安全,但也没有必要假定沿衬垫界面的强度一直降低到残余强度值。参数研究表明,沿衬垫界面强度的使用比残余强度高出峰值残余强度总差值的 10%。对所分析的几何结构和性质类似的城市固体垃圾填埋场,这种强度调用程度是适用的。

8 致谢

本文中提到的界面剪切测试是由 Will Shallenberger 和 Jesus Gomez 所进行的。Nikken-Sekkei 有限公司、美国国家科学基金会和弗吉尼亚理工大学为这项研究提供了资金支持。国家科学基金会提供支持的批准号为: CMS-9502448。本文中的任何意见、研究成

果、结论和建议都为作者所有，并不代表国家自然科学基金会的观点。

参考文献

- [1] Bentler D. J., Morrison C. S., Esterhuizen J. J. B. & Duncan J. M. Sage user's guide, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, Va. 1999.
- [2] BYRNE J. R. Design issues with displacement-softening interfaces in landfill liners[C]. Proc. Waste Technol 94. Charleston, SC: [s. n.], 1994: 1-26.
- [3] Byrne J.R., Kendall J. & Brown S. Cause and mechanism of failure of Kettleman Hills landfill B-19, Phase IA. Stability and Perf. of Slopes and Embankments, ASCE, 2(31):1188-1215.
- [4] Chang M. H. Slope stability analyses of lined waste landfills. PhD thesis, University of California, Berkeley, Calif., 1992.
- [5] Duncan J. M. State of the art: limit equilibrium and finite-element analysis of slopes. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 122(7): 577-596.
- [6] Duncan J. M. Factors of safety and reliability in geotechnical engineering. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 126(4): 307-316.
- [7] Duncan J. M. & Chang C. Nonlinear analysis of stress and strain in soils. Journal of Soil Mechanics and Foundation. Div, ASCE, 96(5): 1629-1653.
- [8] Esterhuizen J. J. B., Filz G. M. & Duncan J. M. Constitutive behavior of geosynthetic interfaces. Journal of Geotechnical and Geoenvironment Engineering, ASCE, 2001, 127(10): 834-840.
- [9] GeoSyntec Consultants. Summary report of findings, seismicity, settlement, and slope stability work plan. Rep. No. SWP-9, Operating Indust. Inc. Landfill, Monterey Park, Calif., Huntington Beach, Calif, 1996.
- [10] Gilbert R. B., Long J. H. & Moses B. E. Analytical model of progressive slope failure in waste containment systems. International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1996, 20: 35-36.
- [11] Gomez J. E. & Filz G. M. Influence of consolidation on the strength of the interface between a clay liner and a smooth geomembrane. Proc Geosynthetics 99, Industrial Fabrics Association, Roseville, Minn, 1999. 681-696.
- [12] Jessberger H. L. & Kockel R. Determination and assessment of the mechanical properties of waste materials. Proc Geotechnics Related to the Environment Waste Disposal by Landfill, Bolton, UK, 1993, 313-322.
- [13] Koerner R. M. & Soong T.Y. Stability assessment of ten large landfill failures[C] Advances in transportation and geoenvironmental systems using geosynthetics, ASCE Geotechnical Special Publication(GSP), 1995, 10(3): 1-38.
- [14] Morrison C. S. The development of a modular finite element program for analysis of soil-structure interaction. PhD thesis, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, 1995.
- [15] Seed R. B., Mitchell J. K. & Seed H. B. Slope stability failure investigation: landfill unit B-19, phase IA,

- Kettleman Hills, California. Rep. No. UCB/GT/88-01, University of California, Berkeley, Calif, 1988.
- [16] Seed R. B., Mitchell J. K. & Seed H. B. Kettleman Hills waste landfill slope failure. II: Stability analyses. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1990, 116(4): 669-690.
- [17] Shallenberger W. C. & Filz G. M. Interface strength determination using a large displacement shear box. Proc 2nd International Congress on Environmental Geotechnics, Osaka, Japan, 1996, 1: 147-152.
- [18] Skempton A. W. Long term stability of clay slopes. Geotechnique, London, 1964, 14(2): 77-101.
- [19] Stark T. D. & Poepfel A. R. Landfill liner interface strengths from torsional-ring-shear tests. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1994, 120(3): 597-615.
- [20] Wright S. G. UTEXAS3: a computer program for slope stability calculations, Shinoak Software, Austin, Tex, 1991.

简 讯

第一届全国软土工程学术会议一号通知

本着“软土工程的理论创新与工程实践”的主题，立足于交流近年来中国软土工程领域的最新研究成果，并致力于推动理论在工程实践中的应用，为中国人居和重大工程提供安全环境而努力。本次会议旨在加强对软土工程的理论认识，提高软土基础工程及软土地下工程设计与施工水平，为从事软土工程研究和应用的科技工作者提供一个良好的交流平台，也为中国未来软土工程的发展提供技术支持。

主办单位：中国土木工程学会土力学及岩土工程分会；软土工程专业委员会。

承办单位：同济大学；上海市力学学会岩土力学专业委员会。

协办单位：上海市基础工程有限公司；上海交通大学；上海广大基础工程有限公司；上海港湾基础建设（集团）有限公司

论文议题：①软土强度与变形特征；②软土特性测试技术；③软土基础工程理论设计与施工；④软土地下工程理论设计与施工；⑤软土地区重大工程实践；⑥软土工程的其他问题。

应征论文要求内容具体、明确、严谨、未公开发表过，文责自负且不涉及保密内容。字数一般不超过 8000 字（含图表与公式）。学术委员会将组织专家对所提交的论文进行审查，本次会议录用论文将以《岩土工程学报》增刊形式发表。论文格式等详见《岩土工程学报》征稿简则。论文请按时通过电子邮件发到大会议秘书处大会论文提交邮箱 softsoilcom@163.com 中。请务必注明详细通讯地址、邮编、联系电话及 Email 地址。

重要日期：论文全文截止时间为 2013 年 4 月 30 日，论文录用通知时间为 2013 年 5 月 31 日；论文修改稿截止时间为 2013 年 6 月 30 日，作者应根据审查意见修改定稿，将排版的电子文本 Email 发送到会议组委会，并通过邮局寄来修改稿打印件及修改说明。

转载《岩土工程学报》

简 讯

第六届浙江大学曾国熙讲座隆重举行

2012 年 11 月 24 日上午第六届浙江大学曾国熙讲座在杭州浙江大学圆正启真酒店启真报告厅隆重举行。

2007 年 5 月,为庆祝浙江大学岩土工程学科创始人曾国熙先生九十寿辰暨从教六十二周年,不忘先生及老一辈岩土人在学科初创时期的辛勤付出,继续积极倡导基本理论、实验研究和工程实践相结合的治学方法,浙江大学成立了“浙江大学曾国熙讲座基金”,每年邀请两位海内外知名学者做专题报告。

自 2007 年起已成功举办了五届曾国熙讲座,分别邀请了加拿大工程院院士国际非饱和土专家 D. G. Fredlund 教授(05 年 Terzaghi 讲座人)、中国科学院院士陈祖煜教授级高级工程师、英国皇家工程院院士国际土力学及岩土工程学会室内土工试验专业委员会(TC29)主席 Richard Jardine 教授、中国工程院院士张在明教授、国际土力学及岩土工程协会主席 Pedro S. Pinto 教授、加拿大皇家学会院士 R. Kerry Rowe 教授(第 45 届 Rankine 讲座人)、日本东京工业大学时松孝次教授、香港科技大学吴宏伟教授(长江学者)、美国天主教大学 Poul V. Lade 教授和中国工程院院士郑颖人教授共十位国际知名学者担任讲座人。

本届讲座特别邀请了中国科学院赖远明院士和中国工程院龚晓南院士分别作题为“寒区道路和隧道热力学特性分析方法和冻害防治技术”和“地基处理技术在中国的发展”的报告。

赖远明院士的报告从新型冻土路基结构及其温度特性分析方法、寒区隧道设计的计算方法和冻土的强度准则和本构关系三方面,并结合青藏铁路高温冻土区具体工程实例,对寒区道路和隧道热力学特性分析方法和冻害防治技术进行了深入阐述和分析。

龚晓南院士的报告首先简要回顾了地基处理技术在中国的发展历程,然后介绍了地基处理方法分类、地基处理技术在中国的发展情况、广义复合地基理论形成过程和主要内容,最后对如何进一步发展地基处理技术提出建议。

报告结束后,两位讲座人回答了大家的提问,同时就一些关键问题与大家进行了讨论和交流,讲座在热烈的氛围中圆满结束。