

目次

论文

复合地基沉降计算实用法的分析.....何广讷(3)

关于复合地基沉降计算的一点看法..... 龚晓南, 陈明中(10)

关于已建建筑物不均匀沉降与地基加固处理的分析研究.....
..... 周志道, 周寅, 徐仁心, 吴琼(19)

抛土(石)挤淤法挤淤效果探讨.....任宏业(24)

降水强夯处理软弱粉土地基试验研究..... 朱晓曦, 叶兴永(29)

振冲碎石桩在大型贮气柜地基加固中的应用.....潘殿琦, 吴银柱, 吴丽萍, 纪国喜(35)

地下排水设计(续).....浙江大学岩土工程研究所编译(38)

桩水平承载力计算公式介绍.....钱国桢 编译(47)

一题一议

粘性土主动土压力计算中的一个误区..... 魏汝龙(58)

土的实际抗剪强度及其量度..... 龚晓南(61)

复合地基沉降计算实用法的分析*

何广谔

(大连金波土木工程有限公司 大连 116021)

[摘要] 复合地基沉降的大小是检验复合地基设计是否满足要求的一个重要方面。对于沉降限制要求较严格的建筑物、基础面积较大、地基土体压缩模量较小等条件下,复合地基的沉降更起着控制的作用。目前虽提出了一些有关复合地基沉降计算的实用方法,但计算结果一般都远大于实际值。本文通过分析研究,提出了复合地基沉降计算的若干建议,构成了更合理、更符合实际的实用计算法。最后通过实例计算验证了文中建议方法的计算结果与实测值非常吻合。

概述

软土地基常以碎石桩、砂石桩、水泥土桩等加固处理为复合地基,以提高其承载力、减少沉降与不均匀沉降,来满足工程的要求。对于沉降限制较严格的建筑物或基础面积较大、地基土压缩模量较小的条件下,复合地基的沉降更起控制作用,必须按沉降限制要求确定复合地基的设计。由于复合地基的复杂性,其沉降计算的理论还不成熟。但众所周知,地基沉降的大小决定于地基土的受力情况和土的变形特性。复合地基的沉降量亦决定于这两方面,既要考虑复合土层及其下卧层的受力情况,又要计及它们的变形特性。故目前较实用的几种计算复合地基沉降方法,都不同程度地考虑了这两方面的影响,分别计算复合地基土层与下卧软土层的沉降,二者之和即为复合地基的总沉降量。由于某些假定和某些影响因素考虑不周,或忽略了所计算的沉降仅是复合地基的固结沉降 S' ,未考虑加荷瞬时侧向变形和其它因素引起的竖向变形应有的修正,常使复合地基沉降的计算值一般都远大于实测值。因此,研究更能切合实际而又简便的计算复合地基沉降的实用方法实属必要。

复合土层沉降计算实用方法的分析

加固区复合土层的沉降计算,常用的实用方法有复合模量法、应力修正法及桩身压缩量法。

1. 复合模量法

该法是将复合地基加固区的桩、土构成的复合体,视为具有复合模量 E_{cp} 和沉降等效的均质复合土层。并以分层总和法计算复合土层的沉降 S_1 ,其表达式为

$$S_1 = \sum_1^n \frac{\Delta\sigma_i}{E_{cp}} \cdot h_i \quad (1)$$

* 收稿日期:1997年3月

式中 n_p 为复合土层的分层数; $\Delta\sigma_i$ 为第 i 层附加应力增量; h_i 为第 i 层的厚度; E_{ip} 为第 i 层土的复合压缩模量。而复合压缩模量 E_{cp} 可由桩与桩间土应变协调, 以及复合均质土层沉降等效实际桩、土复合体沉降的关系式(2)、(3)导出表达式(4)和(5)。

$$\frac{\sigma_p}{E_p} = \frac{\sigma_i}{E_i} \quad (2)$$

$$\frac{m \cdot \sigma_p + (1-m)\sigma_i}{E_{cp}} = \frac{m\sigma_p}{E_p} + \frac{(1-m)\sigma_i}{E_i} \quad (3)$$

$$E_{cp} = [1 + m(n-1)]E_i \quad (4)$$

$$E_{cp} = mE_p + (1-m)E_i \quad (5)$$

式中 σ_p 、 σ_i 与 E_p 、 E_i 分别为桩体上的应力、桩间土的应力与桩和桩间土的压缩模量; m 为置换率; n 为桩土应力比。因此, 复合模量法实质上就是等效层法。

2. 应力修正法

复合土层是由桩、土共同承担荷载。由于桩的刚度大于桩间土的刚度, 而使桩间土分担的荷载减小。根据桩间土分担的荷载, 按照桩间土的压缩模量, 忽略桩体的存在, 用分层总和法计算复合土层的沉降 S_1 , 其表达式为

$$\sigma_i = \frac{p}{1 + m(n-1)} = \mu_p p \quad (6)$$

$$S_1 = \sum_{i=1}^{n_p} \frac{\Delta\sigma_i}{E_{ip}} h_i = \mu_p S_{10} \quad (7)$$

式中 p 为作用于复合地基上的平均荷载; μ_p 为应力修正系数; S_{10} 为加固区范围内的土在未加固前于荷载 p 作用下相应的沉降。其它符号同前。

3. 桩身压缩量法

该法假定复合土体中的桩体在荷载作用下不产生刺入变形, 以及桩侧摩阻力的分布形式。再基于桩所分担的荷载和桩体的压缩模量, 通过材料力学中求压缩杆件变形的方法求出桩体的压缩量。并认为桩体的压缩量等同与复合土层的沉降量。例如假定桩侧摩阻力为均匀分布时, 则桩顶荷载 p_p 与桩体的压缩量 s_p 的计算式如下, 其值即等同与复合土层沉降 S_1 。

$$p_p = \frac{np}{1 + m(n-1)} = \mu_p p \quad (8)$$

$$S_1 = S_p = \frac{(\mu_p p + p_p)l}{2E_p} \quad (9)$$

式中 μ_p 为应力集中系数; p_p 为桩端应力; s_p 为桩体的压缩量; l 为桩长。

4. 复合土层沉降实用计算法的评述

以上所介绍的三种计算复合土层沉降的实用法, 都是在一定假设的条件下建立的近似计算方法。计算结果自然与实际有一定的出入。应力修正法忽略复合土体中桩体的存在, 不考虑桩土之间的相互作用与制约, 将复合土体仍视为未加固的原软土层, 仅将作用荷载相应的减小, 进行沉降计算。另外, 当计算下卧层沉降时常易忽略所减小的荷载部分对下卧层沉降的作用, 在整体观念上不满足内力与外荷载的平衡条件, 概念模糊, 不甚合理; 桩身压缩量法是基于材料力学求压缩杆件变形的计算方法计算桩体的压缩量。这同样忽略了桩间土对桩体压缩变形的制约作用。而且计算时对桩侧摩阻力的分布、桩端力的大小都很难确定, 应用不便; 而复合模量法, 实应称为等效模量法。该法从总体概念上将复合土体视为变形等效的复

合均质土层,由此导出该复合土层应具有复合压缩模量 E_{cp} 。概念明确、应用亦较方便,据笔者了解其计算结果一般比较接近实际,《建筑地基处理技术规范》(JGJ79-91)也是推荐采用这一方法计算复合土层的沉降。因此,目前以复合模量法计算复合土层的沉降,是比较合理、实用的方法。

下卧软土层沉降计算实用方法的分析

目前计算下卧软土层沉降 S_2 的实用方法,主要是设法计算比较合适的下卧软土层中的附加应力分布,然后采用分层总和法计算其沉降 S_2 。现时计算下卧软土层中附加应力分布的实用方法有应力扩散法、等效实体法、Mindlin-Geddes 法和当层法等。

1. 应力扩散法

将复合地基视为由复合土层与下卧软土层组成的双层土地基。作用于复合地基上的荷载 p ,按一定的扩散角 θ 通过复合土层传至下卧软土层顶面,而获得软土层顶面上作用的平均应力 σ_0 ,及相应的作用范围。并以此计算下卧软土层中的应力分布。再采用分层总和法算出下卧软土层的沉降量 S_2 ,其表达式为

$$\text{对于空间问题} \quad \sigma_0 = \frac{BLp}{(B+2htg\theta)(L+2htg\theta)} \quad (10)$$

$$\text{对于平面应变问题} \quad \sigma_0 = \frac{Bp}{B+2htg\theta} \quad (11)$$

$$S_2 = \sum_1^n \frac{\Delta\sigma_{zi}}{E_s} h_i \quad (12)$$

式中 σ_0 为下卧软土层顶面的平均应力; B 、 L 分别为荷载宽度和长度; h 为复合土层厚; n 为下卧软土的分层数; $\Delta\sigma_{zi}$ 为下卧软土 i 层的附加应力增量。

2. 等效实体法

该法是将复合土体视为一局部的实体,犹如墩式基础。作用其上的荷载扣除周边摩阻力 f 后,直接传至实体的底面。故作用于下卧软土层顶面的应力为

$$\text{对于空间问题} \quad \sigma_0 = \frac{BLp - (2B+2L)hf}{BL} \quad (13)$$

$$\text{对于平面应变问题} \quad \sigma_0 = p - \frac{2hf}{B} \quad (14)$$

3. Mindlin-Geddes 法

复合地基的荷载按桩土模量比分配至桩和桩间土上。桩所承担的荷载,在假设桩侧摩阻力的分布下,按 Mindlin 应力积分解求出下卧软土层中的应力分布。再迭加由土分担的荷载按天然地基应力分布的计算方法,所求出的下卧层中的应力,作为下卧软土层中总的竖向应力分布。

4. 当层法

将复合土层换算为与下卧软土层压缩模量相同的当量土层厚度,如此可将复合的双层地基转化为均质地基。此时则可将荷载作用于当层顶面计算下卧软土层内的应力分布。当层厚度 h_1 按下式计算

$$h_1 = h \sqrt{E_{cp}/E_s} \quad (15)$$

5. 复合地基内附加应力分布的考虑

复合地基通常是上部为桩、土共同组合的加强复合土层,下部仍为未加固的软土层。实际上可视为上硬下软的双层地基。对于下卧软土层的双层地基,在荷载作用下整个地基内的竖向附加应力分布,将产生分散现象。此时以分层总和法计算地基的沉降,所采用的中轴应力分布将小于均质地基的中轴应力分布。计算时必须考虑这一特点。

上面介绍的计算下卧软土层内附加应力的四种方法,是从不同角度和假定建立的近似算法。应力扩散法,是借用验算下卧层承载力是否满足要求所采用的简化算法。扩散角的选定是近似的。应力扩散角是受上下两层土力学性质差异的影响,是一个复杂的问题,难以确定。而等效实体法,其周边摩阻力 f 的分布、大小都不易确定,同时也未考虑周边摩阻力对下卧软土层亦产生相应的应力分布。再者,这两种方法都是基于求出传至软土层顶面的应力 σ_s 和作用范围,再将其按天然地基表面作用荷载的情况,计算下卧层中的应力分布。亦即将地基内部作用荷载的 Mindlin 问题,硬性地作为布星尼克、弗拉蒙问题处理,不甚合理; Mindlin-Geddes 法的桩侧摩阻力的分布、及其对桩间土中应力的作用,又桩间土分担的荷载仍按天然地基中的应力分布计算。这些都存在一定的问题,有待研究。而且计算较繁,不便应用,当层法也是一种近似的简化计算方法,它考虑了上下两层土,影响应力分散的主要力学指标 E_{sp} 和 E_s 之间的差异,直接计算下卧层的应力分布。同时亦可方便地计算出复合土层中的应力分布。

对于下卧软层的双层地基相对均质地基来说,其在荷载作用下整个地基内将产生应力分散现象。为计及这种分散现象,近似地以当层法计算双层地基中的应力分布,是较方便、合理的。分别以式(16)、(17)计算复合土层与下卧土层内各计算点相应的当层深 Z_i ,亦即计算深。

$$Z_i = Z_{si} = h_i \sqrt{E_{sp}/E_w} \quad (16)$$

$$Z_i = Z_{si} = z_i + h \sqrt{E_{sp}/E_w} \quad (17)$$

基于各计算点的当层深度,结合荷载情况由通用的附加应力系数表查出相应的附加应力系数,即可算出各计算点的附加应力,如图1所示。

复合地基沉降计算的等效模量当层法(E_{sp} 法)

这儿所称的等效模量当层法,亦可称为复合模量当层法。基于前面的论述和分析,获知复合地基的沉降计算,除要充分考虑复合土层与下卧土层的变形特性外,还要计及下卧软土层引起整个地基内应力分布的分散性。文中提出的等效模量当层法可以全面考虑这些影响,而又是比较方便、实用的近似算法,其计算程序要点如下。

1. 将桩、土复合体,宏观视为一变形等效的复合均质土层。其相应的等效压缩模量 E_{sp} 即为所谓的复合模量 E_{sp} 。其值可由 $E_{sp} = [1 + m(n-1)]E_s$ 或 $E_{sp} = mE_p + (1-m)E_s$ 算出;
2. 将复合地基作为下卧软土层的双层地基,考虑整个地基内的应力分散性。采用当层法计算复合土层与下卧软土层的附加应力分布,以 $Z_{si} = h_i \sqrt{E_{sp}/E_w}$ 和 $Z_{si} = z_i + h \sqrt{E_{sp}/E_w}$, 分别计算复合土层与下卧软土层内各计算点的当层深度,即作为各计算点距地表的深度 Z_i 。

3. 根据各计算点的当层深度与荷载情况,由相应的附加应力系数表,查出各计算点的附加应力系数 K_{α} ,计算中轴附加应力分布 $\sigma_{\alpha} = K_{\alpha} p$

4. 采用分层总和法计算复合地基的固结沉降 $S' (= S'_1 + S'_2)$,当按地基规范计算有效压缩层厚度时,其中复合土层的重度取等效重度 γ_e ,其值为 $\gamma_e = m\gamma_p + (1-m)\gamma_s$ 。遇有深厚的下卧软土层时,有效压缩层应适当加大;

5. 基于上述方法所计算的复合地基沉降 S' ,仅仅是属固结沉降。未计及瞬时侧向变形和其它因素引起的竖向变形,故与实际有一定的差异。

《建筑地基基础设计规范》(GBJ7-

89)通过大量的计算与实测资料值对比,获得沉降计算经验系数 ψ ,与 E_s 之间的关系,以供选用修正。鉴于等效模量当层法已将复合地基处理为一般的双层地基,因此,亦可采用沉降计算经验系数 ψ ,进行修正,以计及其它因素对沉降的影响。即复合地基的沉降 $S = \psi S' = \psi (S'_1 + S'_2)$ 。

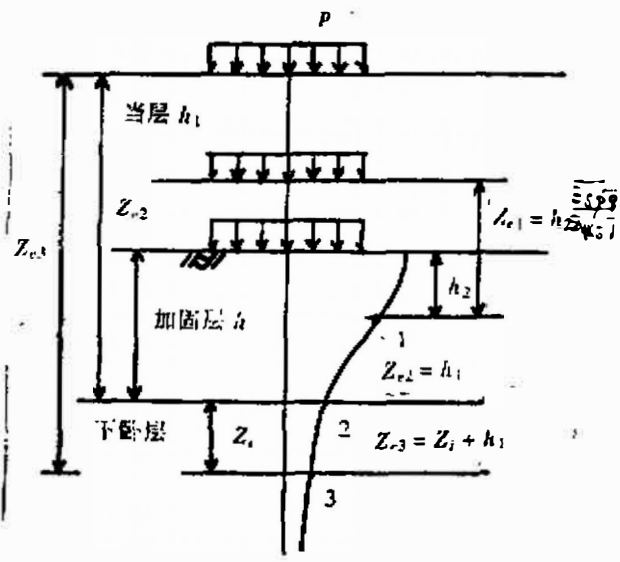


图1

实例分析

基于要求实例有沉降实测值、资料较全面,并已有一定的计算比较,这儿选用文献[3]中的实例进行分析。该例有关部分摘录如下。

上海某多层住宅小区采用粉喷桩加固地基,复合地基容许承载力 140kPa,加固面积为 $74 \times 16m^2$,设计桩长 14m,桩径 0.5m,置换率为 15%,有关土性参数及地层概况如表 1 所示。房屋竣工后实测沉降平均为 10.2cm,远小于目前通用的各类实用法的计算值,如表 2 所示。

地层概况

表 1

层序	层厚(m)	重度 $\gamma(kN/m^3)$	压缩模量(MPa)	承载力 $f(kPa)$
耕填土	1.5			
褐黄色粉质粘土	1.5	18.6	3.68	85
灰色粉土	1.5	18.7	8.79	90
灰色淤泥质粉质粘土	4.0	18.0	2.94	75
灰色淤泥质粘土	9.5	17.2	1.93	60
灰色粘土	1.5	17.5	2.74	70
灰色淤泥质粉质粘土	4.5	18.1	4.01	80
灰色粉质粘土	10.0	18.4	5.09	

各类方法计算结果比较

表2

计算方法	加固层 S_1 (mm)	下卧层 S_2 (mm)	总沉降 S (mm)	实测平均沉降(mm)
E_p 法	38.0	160.0	198	102.0
E_s 法	264.3	160.0	424.3	
E_{sp} 法	78.8	160.0	238.8	
规范建议取值	10~30	160.0	180.0	
临界桩长法[3]	54.4	64.9	119.3	
E_{sp} 法	41.27	61.48	102.75	

下面为本文建议的等效模量当层法计算的要点和结果。

为便于计算,将加固区及其下卧层土简化为上下两层均质土,其压缩模量按各自土层模量的加权平均值求得如下

$$\text{加固区 } E_s = \frac{(3.68 + 8.78)1.5 + 2.94 \times 4 + 1.93 \times 7}{14} = 3.14 \text{MPa}$$

$$\text{下卧层 } E_m = \frac{1.93 \times 2.5 + 2.74 \times 1.5 + 4.01 \times 4.5}{7} = 3.17 \text{MPa}$$

$$\text{桩体 } E_p = 120 \text{MPa}$$

$$\text{等效模量 } E_{sp} = 120 \times 0.15 + (1 - 0.15) \times 3.14 = 20.67 \text{MPa}$$

$$\text{荷载 } p_t = 140 \text{kPa} = f_k$$

$$\bar{E}_s = \frac{\sum A_i}{\sum \frac{A_i}{E_s}} = \frac{1378.9}{54.3 + 80.89} = 10.2 \text{MPa}$$

$$\text{经验系数 } \phi_s = 0.76$$

以 $z_1 = h_1 \sqrt{E_{sp}/E_m}$ 和 $Z_2 = z_2 + h \sqrt{E_{sp}/E_m}$ 计算复合土层与下卧软土层中各计算点相应深度,求应力分布。最后按分层总和法求得

$$S'_1 = \frac{(137.27 + 125.37) \times 1.5 + 92.33 \times 4 + 51.31 \times 7}{20.67} = 54.3 \text{mm}$$

$$S'_2 = \frac{30.17}{3.17} \times 8.5 = 80.89 \text{mm}$$

$$S_1 = \phi_s \cdot S'_1 = 41.27 \text{mm}; \quad S_2 = \phi_s \cdot S'_2 = 61.48 \text{mm}$$

复合地基沉降 $S = S_1 + S_2 = 41.27 + 61.48 = 102.75 \text{mm}$, 计算结果亦列于表2末行。

结语

基于对计算复合地基沉降实用方法的分析,探讨了它们所存在的问题后,建立了计算复合地基沉降的等效模量当层法。该法能适当地考虑复合土层的沉降特性,以及下卧软土层对整个地基中的应力所起的分散性,使计算的沉降量更为合理、更趋近实测值。从表2可以看出 E_{sp} 法计算的沉降量与实测值非常吻合,而现有常用的几种方法计算结果的离散性较大,并且都远大于实测值。希望 E_{sp} 法能为更多的工程试用与检验,积累更多的经验和资料,不

断地得到改进,使其更为完善,更具有普遍性。

参考文献

- 1 龚晓南,复合地基引论(四),地基处理,第3卷第3期,1992年9月
- 2 叶观宝,水泥土桩复合地基在上海地区的应用与发展,复合地基理论与实践,杭州,浙江大学出版社,1996
- 3 姚笑青、何金华,水泥土搅拌桩复合地基沉降分析,复合地基理论与实践,杭州,浙江大学出版社,1996

中国土木工程学会土力学及基础工程学会地基处理学术委员会 地基处理新技术及基坑工程围护设计学习班 通 知

为了普及交流地基处理技术、基坑工程围护设计,介绍新鲜经验,中国土木工程学会土力学及基础工程学会地基处理学术委员会决定于98年10月在杭州西子湖畔举办地基处理新技术和基坑工程围护设计学习班,邀请浙江大学教授和浙江地区专家讲课,有关事项通知如下:

1. 时间 98年10月10日报到,10月11日至10月18日上课
 2. 教材(1)地基处理新技术,1997,龚晓南著,陕西科学技术出版社。
(2)参考资料,第五届地基处理学术讨论会论文集,中国建筑工业出版社,1997。
(3)其它自编讲义。
 3. 学费 820元(包括资料费120元,现场参观交通费)。
 4. 学员要求,从事地基处理设计、勘察、监理技术人员和管理人员。
 5. 住宿标准 二人间90元/元·床,三人间60元/日·床,食宿费自理。
 6. 地点 杭州市西湖区杭大路紫云饭店(黄龙饭店后面)。乘火车到杭州者从东站乘28路公交车,在杭大路上车。
 7. 欲来学习者请将回执寄浙江大学土木系欧阳晶泓(310027),并寄定金100元,(报到时退回学员),或将学习费用通过银行汇杭州农业银行浙大分社,70620113303974,中国土力学及基础工程学会地基处理学术委员会。预交学费者可不付定金。
 8. 要求发结业证书者请携带照片壹张。
- 欢迎来美丽的西子湖畔学习地基处理新技术。

中国土木工程学会土力学及基础工程学会
1998年5月8日

关于复合地基沉降计算的一点看法*

龚晓南 陈明中

(浙江大学岩土工程研究所 杭州 310027)

[摘要] 本文通过有限元计算分析复合地基加固范围、复合模量变化时地基中的应力分布情况,并与均质地基、双层地基的应力分布情况进行比较,说明了采用双层地基模式(当层法)计算复合地基沉降的不可靠性。

引言

随着城市建设的迅猛发展,地基及基础工程的数量和重要性也日益增加。作为一种可以减少造价的地基处理形式,复合地基越来越受到建设单位和设计单位的重视。但是,由于土层本身的复杂性及复合材料与土相互作用关系的复杂性,人们对于复合地基在荷载作用下的应力场和位移场了解相对较少。目前复合地基的沉降理论还很不成熟,但在众多学者和专家的努力下,现在也已发展了不少实用沉降计算方法,通常这些计算方法都将复合地基沉降量分为加固区压缩量和下卧层沉降量两部分(即 $S=S_1+S_2$)。而对于下卧层沉降量,至今提出的计算方法主要还是采用分层总和法。众所周知,用分层总和法计算沉降需知道土中的附加应力,而目前对于下卧层的应力分布却有两种截然不同的看法,一种认为复合地基情况类同于双层地基,下卧层中应力普遍小于未处理前时的应力,沉降计算可采用双层地基模式;而另一种则认为在局部加固的情况下,下卧层中应力值比未处理状况时的应力要大一些,不宜采用双层地基模式。

本文通过有限元计算得到复合地基情况下的应力分布,以分析复合地基是否可简化成双层地基计算沉降。

有限元分析说明

1. 程序简介

本文所有计算结果均由 FLAC 程序得来。

FLAC 程序为二维有限元计算程序,运用该程序进行本文的数值计算时,采用以下假定:

- (1)按平面应变问题考虑,利用对称性取一半截面进行分析;
- (2)为简化计,采用线弹性本构模型;

* 收稿日期:1998年2月

(3)加固区土体及未加固土体均采用四结点等参元形式。

2. 计算模型

(1)计算区域为宽120m,深60m,计算部分取对称的一半,即60m×60m(宽×深,以下同)。

(2)复合地基加固区域宽度为 B ,深度为 H_0 ,均布荷载施加宽度同加固区的宽度,大小为 10kN/m ,加固区复合压缩模量为 E_{cs} ,泊松比 ν 取为 0.25 ,未加固土层压缩模量为 E_s , ν 取为 0.49 (见图1),双层地基上层压缩模量为 E_{cs} , ν 取为 0.25 ,厚度为 H_0 ,下层压缩模量为 E_s , ν 取为 0.49 (见图2),均质地基压缩模量为 E_s , ν 取为 0.49 (见图3)。

(3)边界条件:上边界自由,下边界固定支承,左边界

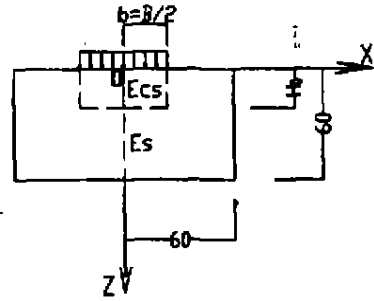


图1 复合地基

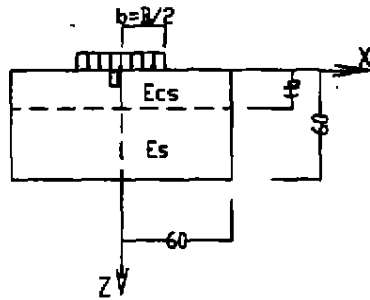


图2 双层地基

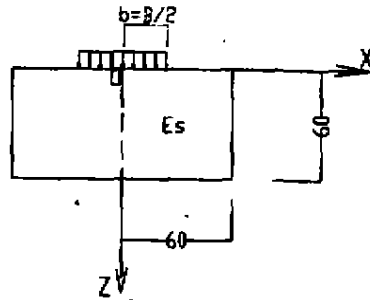


图3 均质地基

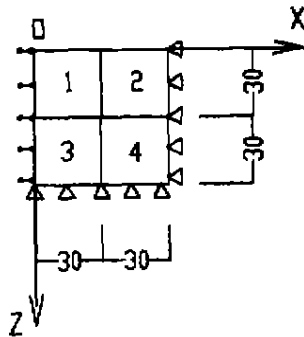


图4 边界条件

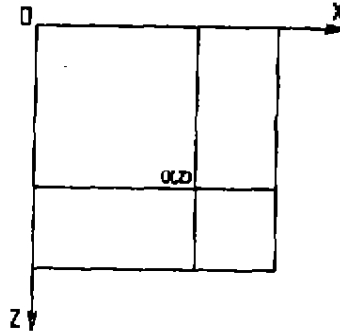


图5 深度Z的应力

(即对称轴处)横向支承,右边界固定支承(见图4)。

(4)网格划分,分为四个区域,每个区域 $30\text{m} \times 30\text{m}$,左上部分(1区)每网格 $1.5\text{m} \times 1.5\text{m}$,右上部分(2区)每网格 $3\text{m} \times 1.5\text{m}$,左下部分(3区)每网格 $1.5\text{m} \times 3\text{m}$,右下部分(4区)每网格 $3\text{m} \times 3\text{m}$ 。

3. 结果说明

FLAC 程序计算结果为单元平均应力,本文应力计算结果中注明的深度 Z 处应力指的是该深度处单元的平均应力(Z 指的是单元上边界坐标, (X,Z) 是单元左上角点的坐标,详

见图5)。

有限元计算结果分析

本节分析在加固区加固范围、加固区复合模量变化的情况下复合地基的应力分布,并与均质地基、双层地基的应力分布比较,从而定性地分析复合地基的应力场。

1. 均质地基、复合地基和双层地基的应力分布比较

图6~9为均质地基($E_s=3\text{MPa}$),复合地基($E_s=3\text{MPa}, E_{cs}=24\text{MPa}, B=9\text{m}, H_0/B=1$)和双层地基($E_s=3\text{MPa}, E_{cs}=24\text{MPa}, H_0=9\text{m}$)三者的应力分布比较,其中复合地基加固范围(指 H_0/B ,下同)为1:1。图6是沿对称轴($X=0$)各单元的竖向应力分布比较图,图7~9分别是 $Z=H_0/2$ (加固区深度范围内)、 $Z=H_0$ (加固区与下卧层交界面), $Z=1.5H_0$ 处(下卧层范围内)沿水平方向各单元的竖向应力分布比较图。

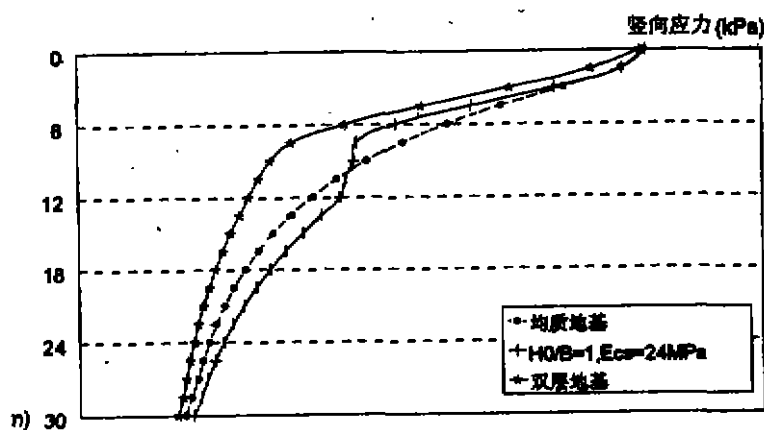


图6 $B=9\text{m}, E_s=3\text{MPa}, E_{cs}/E_s=8$

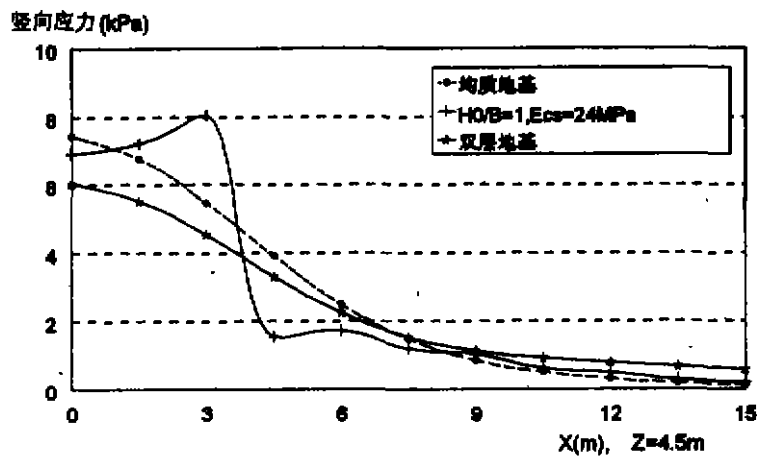
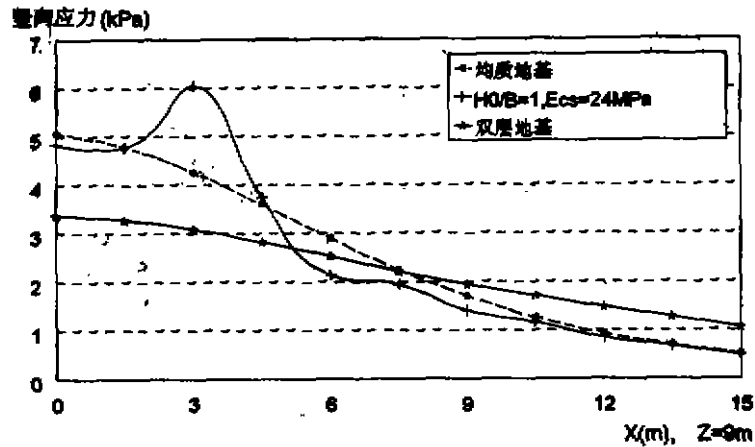
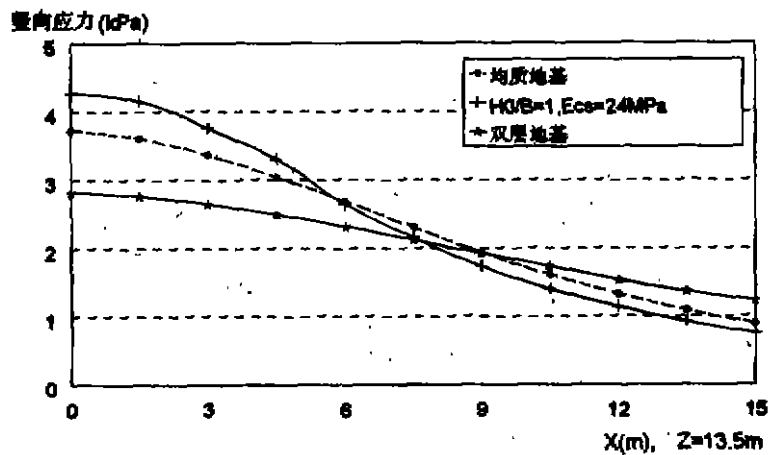


图7 $B=9\text{m}, E_s=3\text{MPa}, E_{cs}/E_s=8$

图8 $B=9m, E_s=3MPa, E_{cs}/E_s=8$ 图9 $B=9m, E_s=3MPa, E_{cs}/E_s=8$

从图6~9可以清楚地看到,复合地基应力分布呈现出与双层地基相对不同的趋势。在荷载作用宽度范围内,双层地基应力有较大扩散,而在该范围之外,竖向应力变化趋势渐由扩散转为集中。复合地基则不同,在加固区宽度范围内,加固区应力变化急剧,在加固区边缘应力达到最大,出加固区应力剧减,加固区与下卧层交界面应力呈马鞍形分布,类似于天然地基情况下深基础的基底反力,在加固区宽度范围内,下卧层应力有明显集中,在这之外,竖向应力变化趋势渐由集中转为扩散,复合地基将地基中的应力向加固区宽度范围集中。

由以上分析可知,在加固区域为1:1,压缩模量比为8:1的情况下,双层地基与复合地基在均布荷载作用下,下卧层的应力变化正好相反。因此若将复合地基简化成双层地基进行沉降计算显然存在问题,同时从图中可以看到,复合地基在加固区域外的浅层竖向应力较小,这说明复合地基对周围建筑沉降的影响相对较小。

2. 复合压缩模量变化时复合地基的应力分布

图10~12为复合地基($B=9m, H_0/B=1, E_s=3MPa$)在复合压缩模量 E_{cs} 变化时的应

力分布图,图 10 是沿对称轴($X=0$)各单元的竖向应力分布图,图 11、12 分别是 $Z=H_0/2$ (加固区深度范围内)、 $Z=1.5H_0$ 处(下卧层范围内)沿水平方向各单元的竖向应力分布图。

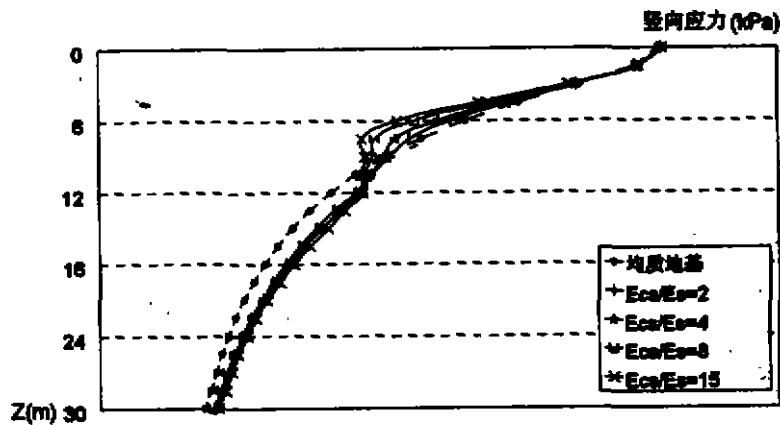


图 10 $B=9\text{m}, H_0/B=1, E_s=3\text{MPa}$

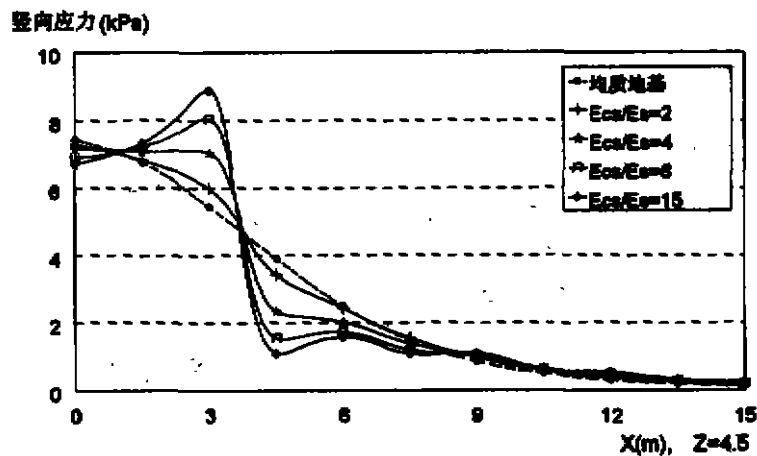


图 11 $B=9\text{m}, H_0/B=1, E_s=3\text{MPa}$

比较图 6~9、10~12, 可以发现在加固范围为 1:1 的情况下, 复合地基应力分布呈现的规律类似, 均与双层地基相对不同(如有限元计算结果分析, 第 1 节中所述)。同时, 随着 E_{cs} 的增加, 在加固区宽度范围内, 加固区应力变化幅度增大, 加固区边缘应力逐步增加, 而出加固区应力逐步减小; 下卧层应力更为集中, 而在出加固区宽度范围之后, 竖向应力扩散的幅度更大一些。

从图中可以看出, 在加固区域为 1:1 的情况下, 随 E_{cs}/E_s 的增加, 复合地基在均布荷载作用下下卧层的应力变化规律类似, 且在 $E_{cs}/E_s \geq 4$ 时, 下卧层的竖向应力变化已不大。加固区竖向应力随 E_{cs}/E_s 的增加渐由均质地基的锅底型向马鞍形发展, 类似于浅基础在柔性荷载下的基底反力与刚性荷载下的基底反力, 事实上本算例的均质地基情况即可认做承受柔性荷载的地基形式, 而在 E_{cs}/E_s 相当大的情况下, 承受荷载的复合地基有点类似于刚性荷载下的地基形式。

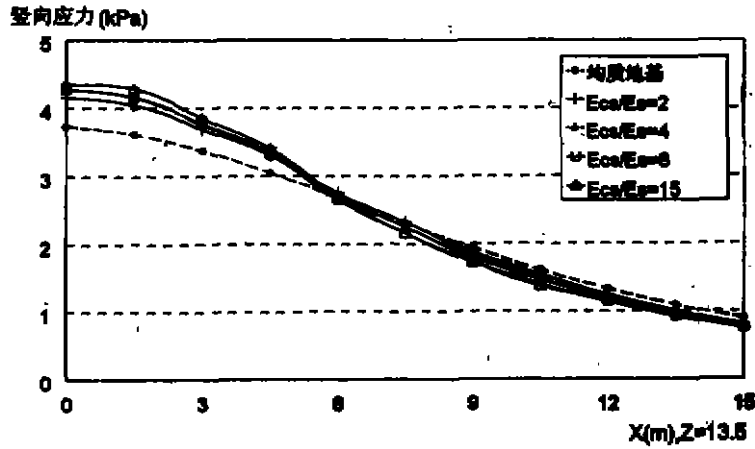


图12 $B=9m, H_0/B=1, E_s=3MPa$

3. 加固范围变化时复合地基的应力分布

图13~18为复合地基($E_s=3MPa, E_{cs}/E_s=8$)在加固范围变化(指 H_0/B 变化, B 固定, H_0 变化,以下同)时的应力分布图(为得到较可靠的结论,本文采用 $B=6m$ 和 $9m$ 两种荷载宽度进行试算),图13,14分别是 B 为 $6m$ 和 $9m$ 时沿对称轴($X=0$)各单元的竖向应力分布图,图15,16分别是 B 为 $6m$ 和 $9m$ 时 $Z=13.5m$ (下卧层范围内)沿水平方向各单元的竖向应力分布图,图17,18是 B 为 $6m$ 和 $9m$ 时 $Z=4.5m$ (加固区深度范围内)沿水平方向各单元的竖向应力分布图。

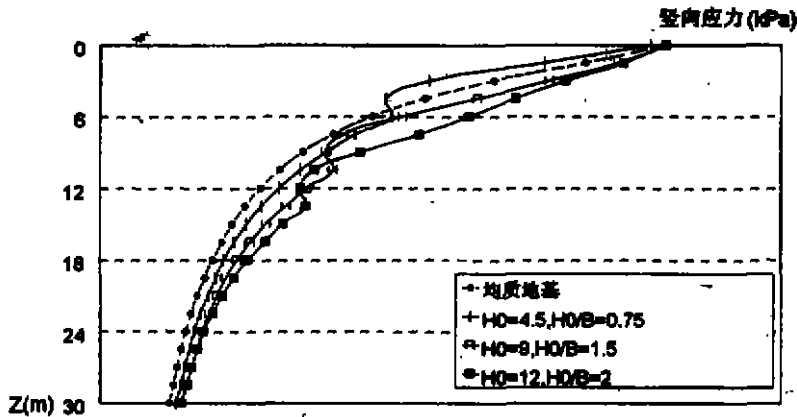
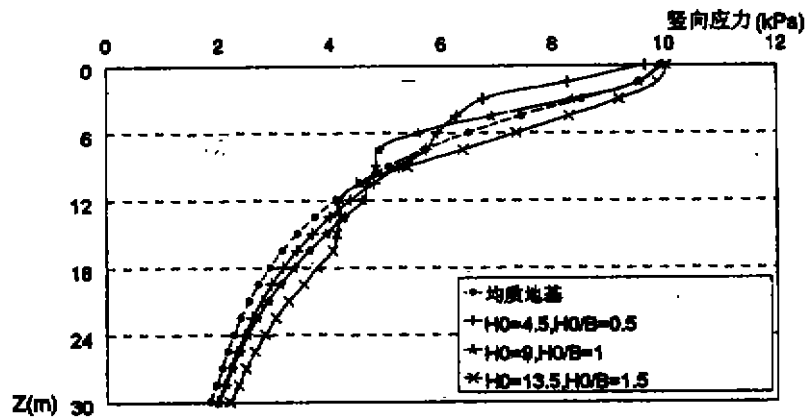
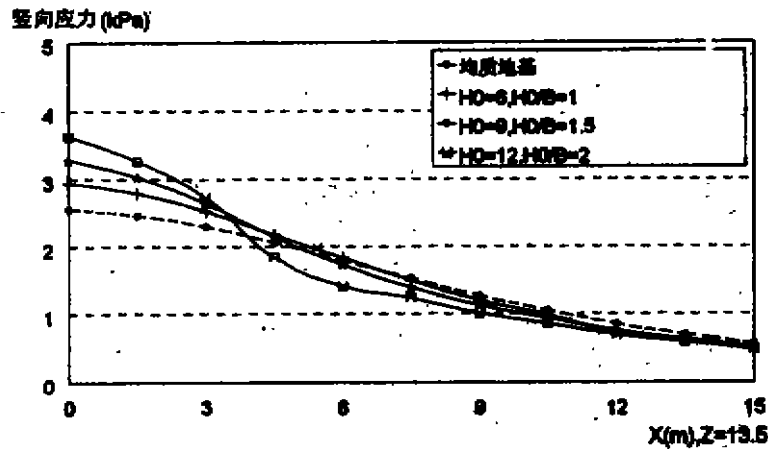


图13 $B=6m, E_s=3MPa, E_{cs}/E_s=8$

从图13~18可以发现,随加固范围的变化,复合地基应力分布发生较大的变化,当加固范围增加时,加固区中轴附近应力显著增加,而加固区边缘应力则呈减少趋势,在加固区宽度范围内,下卧层应力愈加集中,而在该范围之外,下卧层应力则相对愈加减少。从图13~16可以看出,当 $H_0/B=0.5$ 时,复合地基应力分布已呈现与双层地基相异的趋势,在加固区宽度范围内,下卧层应力较未加固时已出现明显集中现象, H_0/B 越大,应力集中现象越明显。

图 14 $B=9\text{m}, E_s=3\text{MPa}, E_{cs}/E_s=8$ 图 15 $B=6\text{m}, E_s=3\text{MPa}, E_{cs}/E_s=8$

结语

通过上文有限元计算分析表明:

1. 在平面应变条件下,复合地基应力场随加固范围(H_0/B)、复合压缩模量(E_{cs})变化而变化,可以预见,当 H_0/B 和 E_{cs} 小至某一定值时,即当加固区平面范围较大,加固区深度相对较浅,且加固用复合材料刚度较低(如碎石桩等柔性桩复合地基)时,复合地基应力场还是类似于双层地基的;但当 H_0/B 及 E_{cs} 大于一定值时,复合地基应力场已迥异于双层地基应力场,复合地基应力在下卧层有集中趋势,此时如采用当层法计算下卧层沉降,即将复合地基简化为双层地基来计算下卧层附加应力则会产生较大误差。而在工程实践中,其实际加固范围、复合压缩模量一般也将使下卧层应力集中(比如 $H_0/B > 0.5, E_{cs}/E_s > 2$),因此一般不宜采用当层法计算下卧层沉降。特别在软土层深厚的地区采用复合地基形式,沉降的产

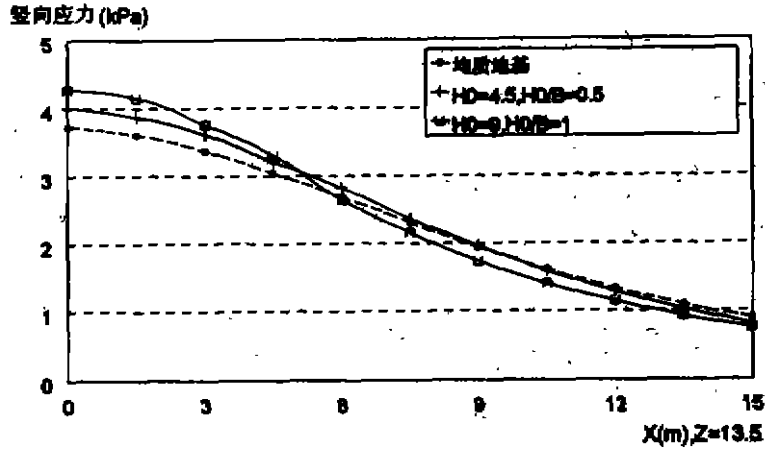


图 16 $B=9m, E_s=3MPa, E_{cs}/E_s=8$

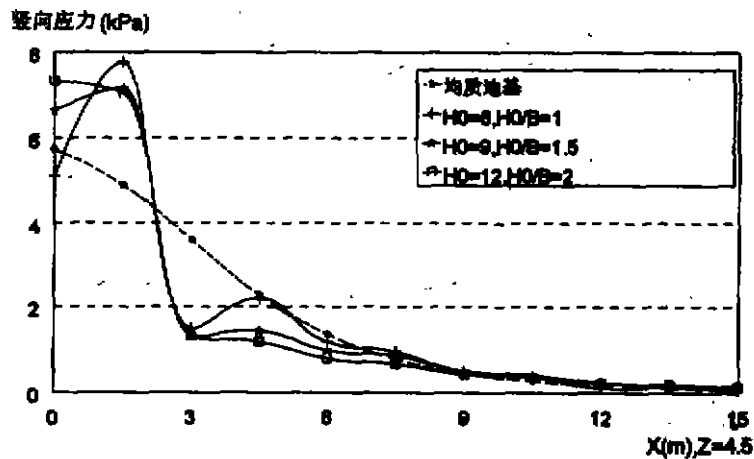


图 17 $B=6m, E_s=3MPa, E_{cs}/E_s=8$

生主要在下卧层,用当层法计算更不适宜。

2. 复合地基应力分布情况受加固范围(H_0/B)影响较大,随 H_0/B 的增加,在加固宽度范围内,下卧层应力集中趋势及程度显著增加;而其受复合压缩模量(E_{cs})影响相对较小,随 E_{cs}/E_s 的增加,下卧层应力集中程度提高较小。由此可以预见在 E_{cs}/E_s 为一定值时, H_0/B 存在一个临界值,超过该值时,对减少沉降已不产生作用(下卧层应力增加,从而增加了下卧层压缩量,这抵消了由于加固深度增加而减少的沉降)。同时可以看到在工程实践中,如已满足承载力要求时再提高置换率(目前设计单位在进行该类设计时往往过于保守),不仅不能减少沉降,反而有可能导致沉降的增加。

3. 目前各种沉降计算方法计算得到的结果往往大于实际值,这原因是多方面的,比如天然地基压缩模量往往随深度呈增长趋势,再比如深处软土因在低应力状态下固结时间较长,实际观测沉降结果并非完全固结后的最终沉降,等等。如果直接以少量实际工程沉降观测结果与沉降计算方法计算结果进行对比来确定沉降计算方法的适用性,应该说是不太可

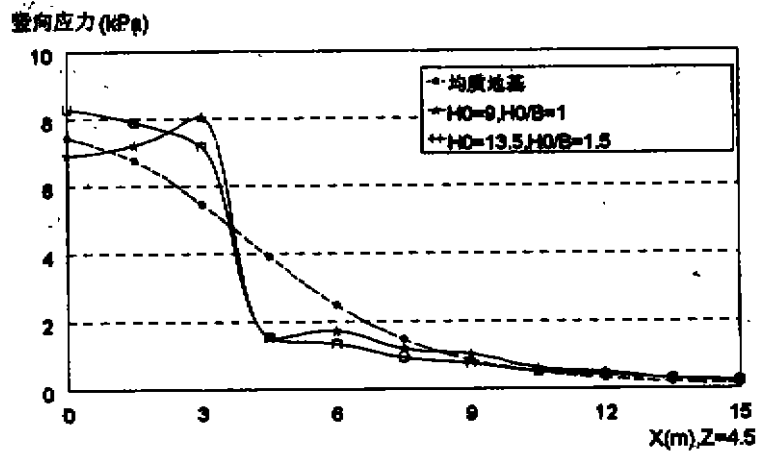


图 18 $B=9\text{m}$, $E_s=3\text{MPa}$, $E_{cs}/E_s=8$

靠的,至少也是失之偏颇的。

4. 复合地基在 H_0 深度范围内,加固区外应力扩散显著,因此在用复合地基加固地基后,对周围建筑的沉降影响将减小。

5. 根据复合地基加固区应力渐趋马鞍形的分布特征,设计复合地基时可根据实际情况分析加固区应力,从而适当考虑复合材料的优化布置,以达到经济合理的目的。

参考文献

- 1 龚晓南,复合地基,浙江大学出版社,1992
- 2 周建民、丰定祥等,深层搅拌桩复合地基的有限元分析,岩土力学,1997
- 3 刘一林、谢康和等,水泥搅拌桩复合地基变形特性初探,复合地基学术讨论会论文集,1990

关于已建建筑物不均匀沉降与地基加固处理的分析研究^{*}

周志道 周寅

徐仁心 吴琼

(上海华冶建筑危难工程技术开发公司 上海 200042) (上海市房产经营公司 上海 200002)

[摘要] 本文结合多幢多层住宅楼倾斜工程的纠偏加固工程实践,采用三维弹性有限单元计算,对三种工况的底板内力进行了分析,为补桩方案提供了可靠依据,可供使用参考。

由于上海地处长江三角洲下游,有很厚的软土层,具有含水量高、孔隙比大、承载力低的特性。因此,在软土地基上建造建筑物就比较复杂,若设计或施工中稍有疏忽,就会引起较大沉降及相应的不均匀沉降,以下结合某工程对建筑物的不均匀沉降与地基加固处理进行分析研究。

工程概况及地质资料

某住宅小区,已建11幢六层加跃层公寓楼,基础形式为天然地基上设片筏基础,上部结构为砖混结构。该工程结构封顶七个月后,发现所有建筑物都有程度不一的较大沉降和不均匀沉降,且沉降速率较大,最严重的一幢楼沉降量高达484.1mm,沉降速率曾达2.64mm/d,倾斜率竟达18.8‰,这些值都远远超过了规范规定的允许值。而且沉降、倾斜都尚在进一步发展中,为此,必须对所有建筑物针对不同情况分别进行托换加固处理及纠偏加固处理。

据工程地质详勘报告,该地区的地层特征为:1层为耕土;2层为粉质粘土,层厚2.5m,承载力为90kPa,平均孔隙比为1.01,平均压缩模量为6.5MPa,属中等压缩性;3a层为淤泥质粘土,层厚1.5m,承载力为50kPa,平均孔隙比为1.41,平均压缩模量为1.8MPa,属高压缩性;3b层为淤泥质粉质粘土,层厚5.4m,承载力为60kPa,平均孔隙比为1.28,平均压缩模量为3MPa,属高压缩性;4层为粉质粘土,层厚4m,承载力为80kPa,平均孔隙比为0.98,平均压缩模量为4.5MPa,属中等压缩性;5层为砂质粉土,承载力为150kPa,平均孔隙比为0.95,平均压缩模量为10MPa,属中等压缩性。该层未钻穿。

工程事故原因分析和地基加固方案确定

据工程实况及地质报告,天然地基沉降大、沉降速率大并伴随严重倾斜的原因有以下三

* 收稿日期:1997年9月

方面:

1. 建筑物自重较大,加跃层局部为七层,并有大量的装饰荷载,其基底压力已达98kPa,超过了基底直接接触的2层土的承载力;

2. 片筏基础下一倍基宽范围内的主要持力层为土质很差的3a及3b土层,作用于3a层表面处附加应力已超过了该层土经过深度修正后的承载力,即下卧层强度不足,这意味着不仅会发生较大的垂直变形,还会发生较大侧向变形而引起的更大的垂直变形,沉降速率也自然会大并不易趋于稳定;

3. 由于建筑物局部有跃层,使建筑有较大的偏心,导致沉降不均匀而发生倾斜。

事故发生后,甲方曾邀请各方专家对多种加固、纠偏方案进行了比较,有的方案甚至已付诸实施。如某楼有××单位进行过搅拌桩封闭,再作注浆加固。后因未获理想效果而被迫放弃。经分析比较后,最终确定对六幢楼号采用锚杆静压桩托换加固,对五幢楼号采用锚杆静压桩可控纠偏加固。

三种工况计算分析

加固方案确定以后,为了预估建筑物沉降及基础底板内力,对天然地基及锚杆静压桩加固的三种工况进行了三维弹性有限元计算分析;

1. 计算模型:本计算为三维弹性有限元计算,即假定土体的变形均在弹性范围内。

土体用三维块体模拟,并按土层分层考虑。计算范围为 $3a \times 3b \times 3h$ (其中 a 、 b 、 h 分别为底板的长、宽和静压桩的长度)。锚杆静压桩的桩体用三维梁单元模拟,桩土之间的相对移动忽略不计。房屋筏基底板用板单元模拟。

原状土的计算参数取勘测资料提供的数据,锚杆静压桩的尺寸及桩体混凝土标号均按实际采取。

上部结构根据层数分为不同的区域,按实际的荷重折算成均布力加在底板上,活荷载的作用不予考虑,地面超载及周围结构物的影响均忽略不计。

计算程序采用SAP91三维有限元通用计算程序。

2. 计算内容:计算分为以下三种工况(针对×楼):

工况一,天然地基上直接建造结构物;

工况二,南、北两侧均布桩后建造结构物;

工况三,南、北两侧外加中间一排布桩后建造结构物;

3. 计算结果与分析:计算结果得到了三种工况基底处沉降等值线分布;三种工况底板东西向及南北向的应力等值线分布;工况一第2层土及第3层土的最大主应力及最大剪应力呈等值线分布;工况二第2层土及第3层土的最大剪应力呈等值线分布等。其具体数值是三种工况的结构物最终沉降为:

工况一的平均沉降为694mm;

工况二的平均沉降为192mm;

工况三的平均沉降为180.5mm。

最大沉降都位于南侧居中。

三种工况的底板最大应力分布表

表 1

	东—西向 (kPa)	南—北向 (kPa)	M^*_{max}/M'_{max} (东—西向)	M^*_{max}/M'_{max} (南—北向)
工况一	4880	2340	0.60	0.52
工况二	4170	2230	0.59	0.50
工况三	3680	1520	0.52	0.32

表中应力均为底板下表面拉应力。

M^*_{max} 为计算所得底板最大弯矩；

M'_{max} 为底板所能承受的最大弯矩。

计算结果表明：

a. 工况一的自然地基条件下，第2层和第3a层土体都已进入塑性状态，其中底板角点和底板南侧下方土体塑性破坏尤为严重，这说明了天然地基土体的塑性破坏和土体的侧向变形是导致结构物过大的沉降与不均匀沉降的主要原因。

b. 工况二的在南、北两侧进行锚杆静压桩加固地基后，上层土体应力明显减少且都在弹性范围内工作，而桩底下卧层土体应力增加，但由于该土层的物理力学指标较高，土体未破坏。这说明采用锚杆静压桩加固地基后能减小土体侧向变形，减小上部土层的压力，从而能有效的控制地基沉降，同时也改善了房屋底板的受力状态。

c. 工况三相对于工况二只是减少了底板应力，但沉降减少不多。这主要是因为工况二与工况三的土体都在弹性范围内。根据土壤应力应变曲线，弹性区间内应变变化不大，但到了塑性区域应变就剧增。所以工况二相对工况一能有效减小沉降，而工况二与工况三沉降相差不大。由于工况三相当于在底板增加了一排刚度较大的弹性支座，所以工况三能减少南北向底板应力。

从计算结果可看出，加中间一排桩后结构物的沉降量变化不明显，而工况二的底板应力也已在允许范围内，因此中间一排桩可不布设。

锚杆静压桩的机理及布桩加固设计

锚杆静压桩地基加固是一种新方法，是锚杆和压桩两项技术的有机结合。

锚杆静压桩的工作原理就是利用建(构)筑物自重，先在已建的基础上开凿出压桩孔和锚杆孔，然后埋设锚杆，藉锚杆反力，通过反力架用千斤顶将桩逐段(预制桩段)压入基础中的压桩孔内。当压桩力和压入桩长满足设计要求时，便可将桩与基础迅速连接在一起。该桩就能立即承受上部荷载，从而减小地基土的压力，阻止建(构)筑物继续发生过大的沉降及不均匀沉降，从而达到地基加固的目的，这是锚杆静压桩托换加固的机理。

当锚杆静压桩用于可控纠偏时，其工序为先在沉降大的一侧压桩并封桩，使之制止进一步继续倾斜，然后在沉降小的一侧采用沉井射水或射水掏土进行纠偏，待纠偏到预期倾斜值时，在沉降小的一侧进行保护桩施工。由于保护桩的作用，使其能够达到可控的目的。

据三维弹性有限元计算结果，决定锚杆静压桩均布于建筑物筏板底板的外侧四周悬挑部分，并且单桩大部分布置在挑梁与基础梁的交叉附近，这样便于力的传递。桩截面为250

×250mm²,桩段长2.5m,C30混凝土,桩长20m,桩压至5层土,单桩设计承载力为250kN,控制压桩力为大于320kN,实际压桩力为320~500kN。

为确保桩能正常传递荷载的功能,除了必须确保封桩的质量外,尚需对底板进行抗剪、抗冲切的验算。由于本工程原片筏基础底板厚度仅30cm,故必须设置桩帽梁,按常规桩帽梁高度定为15cm,经底板抗剪及抗冲切验算合格,故最终在每根桩上都设置了15cm厚的桩帽梁。

工程加固效果

加固效果见表2,从表中可看出加固效果是十分明显的:

1. 所有纠偏楼号经过加固纠偏后,其倾斜率都小于4‰,满足了规范要求,达到了预期的效果;

2. 经过托换加固后的所有楼号其平均沉降都小于20cm,达到了预定目标;

3. 所有楼号经过加固后的平均沉降速率都很小,并逐渐已趋向稳定。现举一个比较有代表性的2#楼纠偏工程为例。其s~t曲线见图1。

小区1#-5#楼纠偏加固一览表(1996.10.26-1997.6.3)

表2

序号	纠偏加固内容	南侧桩数(根)	北侧桩数(根)	设计桩长(m)	纠偏前倾斜率γ(‰)	纠偏后倾斜率γ(‰)	加固前沉降速率mm/d		加固后沉降速率mm/d		平均沉降(mm)	
							S	N	S	N	S	N
1	托换加固	36	32	20			1.7	1.2	0.032	0.064	117.6	92.76
2	沉井纠偏加固	36	32	20	18.8 S	2.75 S	2.64	0.52	0.030	0.045	58.90	243.62
3	沉井纠偏加固	36	32	20	6 S	0.95 S	0.83	0.58	0.034	0.041	61.98	119.8
4	沉井纠偏加固	32	28	20	13.9 S	2.8 S	0.67	0.43	0.029	0.033	50.40	156.07
5	掏土纠偏加固	34	30	20	9.1 S	3.15 S	0.61	0.68	0.029	0.027	44.83	92.68

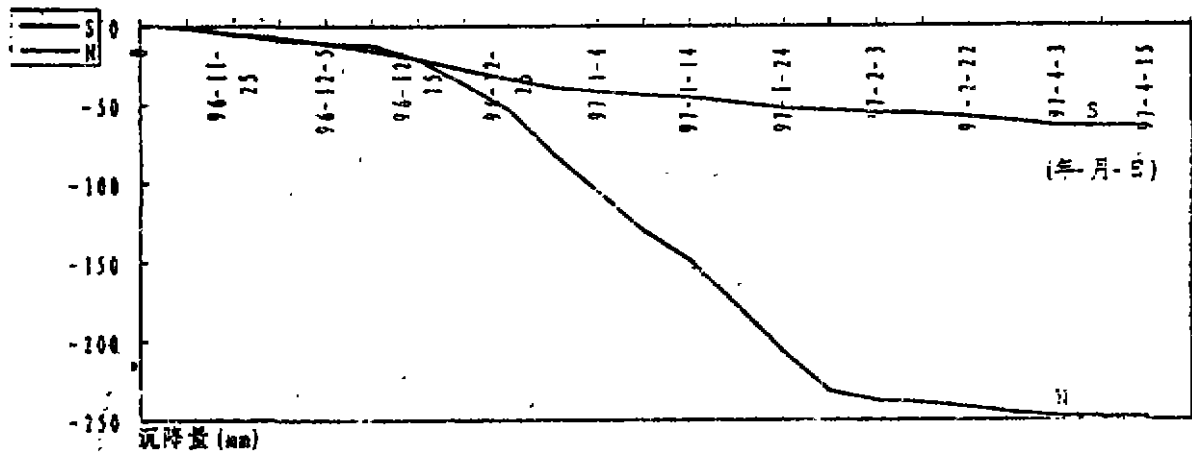


图1 XX小区2#楼沉降累计s~t曲线

图1中S线为南侧测点的平均沉降与时间的关系曲线,N线为北侧测点的平均沉降与

时间的关系曲线。图中绘出初始沉降值为1996.11.25日测得的纠偏前平均倾斜率为18.8%,96.11.25~96.12.20日压完并封桩,其后在96.12.22日开始在砌筑好沉井中冲水掏土进行纠偏,于1997.1.26日冲水结束并于97.2.5日压完并封好北侧桩,期间北侧发生大量沉降,以使经纠偏后的平均倾斜率为2.75%,达到了理想的纠偏效果。此外,在图中还可看出不管S线还是N线,其末端线都已趋于水平,这说明了沉降已逐步趋于稳定,纠偏的加固效果也就稳定了。

结束语

从理论上采用三维有限元计算,得出:建筑物在用锚杆静压桩加固以后,能有效地消除片筏基础底部的土层塑性区域,并且在理论上论证了取消中间一排桩的可行性。

从工程实践和建筑物的沉降观测资料来看也验证了上述理论计算结果,即在南北两侧施加锚杆静压桩后,大大改善了基底下土体塑性区的开展,有效地制止了建筑物的不均匀沉降。这些理论计算及工程实践为今后新建工程的合理布桩设计提供了依据和经验。

采用锚杆静压桩进行托换加固及纠偏加固其施工方法简单,占用施工场地小,施工时无振动、无噪音、无污染,施工速度快见效也快并效果直接,纠偏还可控制等,这是很多其他加固方法、纠偏方法无法比拟的。工程本身再一次说明了锚杆静压桩对处理地基事故有其独特的优越性和可靠性。

参考文献

- [1] 陶宗祿. 桩土相互作用译文集. 1993
- [2] 刘金砺. “桩基工程设计与施工技术”. 北京, 中国建材工业出版社, 1994
- [3] 周志道. 第三次地基处理学术讨论会论文集, 建(构)筑物可控纠偏技术的研究与应用. 浙江大学出版社, 1992

抛土(石)挤淤法挤淤效果探讨^{*}

任宏业

(上海市政工程设计研究院 上海 200002)

【摘要】 抛土(石)挤淤法挤淤效果是工程界采用该方法时所关心的问题,本文采用验算地基极限承载力的方法对此问题进行探讨。

前言

由于淤泥具有强度低、压缩性大、灵敏度高、触变性等特性,近年来沿海地区,尤其是深圳地区,针对淤泥的这些特性,采用抛土(石)挤淤法处理软基。抛土(石)挤淤法的特点是:施工措施和结构措施合二为一,较合理地解决了在淤泥中施工道路、工作平台、拦淤围护等在淤泥质软基上施工的关键技术问题,能够采用大型施工机械进行高强度、高质量施工。

当淤泥中的抛填体压力超过地基极限承载力时,淤泥产生整体剪切破坏,两侧淤泥隆起,淤泥中产生连续的滑动面,抛填体便挤开淤泥,下沉至一定的深度,达到新的极限平衡。一般文献认为,采用抛土(石)挤淤法,淤泥层厚度不宜超过3-4m,但经过近几年的填海造地实践,只要抛填得法,在厚度较大的淤泥层上抛土(石)也能得到较好的挤淤效果。抛土(石)一方面要促使地基失稳,另一方面要趁失稳后经过扰动的淤泥强度未恢复的时候继续往前施工。挤淤过程实际上就是地基不断失稳的过程,因此,挤淤深度可用地基极限承载力的方法和圆弧滑动法计算。本文就验算地基极限承载力来探讨抛土(石)挤淤法挤淤效果。

公式推导

均质地基地基极限承载力公式为:

$$q_u = \gamma_b T_b = CN_c + 0.5\gamma BN_r + \gamma DN_q$$

其中 N_c 、 N_r 、 N_q 为承载力系数, C 为土的凝聚力, B 为基础宽度, D 为基础埋深, γ_b 为抛填体的容重, γ 为淤泥的容重, T_b 为抛填体厚。 N_c 、 N_r 、 N_q 与土的内摩擦角 φ 有关, N_c 、 N_q 、 N_r 各家表达式不甚一致,文献(2)认为魏锡克表达式对确定建于软基上的水工建筑物的承载力来说是比较适宜的,本文采用魏锡克表达式。

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \gamma^2 (45^\circ + \varphi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) c \tan \varphi$$

$$N_r = 2(N_q + 1) \tan \varphi$$

* 收稿日期:1997年9月

根据近年来的抛土(石)挤淤经验,抛填体的接底宽度和抛填体的顶宽基本一致,因此抛填体顶宽可用 B 表示。对于淤泥质软弱土层,其破坏面深度 $H_f=B$ 。一般情况下,淤泥层下有一硬卧层作为持力层,当 B 大于淤泥层厚 H 时,淤泥剪切破坏时滑动面将受到一定程度的限制,破坏面不能充分发展,如认为持力层不发生剪切破坏,那么 H_f 最大只能发展到淤泥层厚 H ,由于抛填体是散状体,当淤泥剪切破坏受阻时,抛填宽度应予以修正,其有效抛填宽度取淤泥层厚度 H ,同理,承载力系数 N_c 、 N_γ 、 N_q 也应作相应修正,参考有关文献,当 $H/B=1.0$ 时,以上各承载力系数分别乘以 1.36、0.89 和 1.17,抛土(石)挤淤抛填体厚度的计算式为:

$$T_B = (1.36CN_c + 0.457HN_\gamma + 1.177DN_q) / \gamma_s$$

资料分析

深圳蛇口工业区为扩大用地,开山填海,取得了很大的成绩,他们在填海的同时,对抛土(石)挤淤的机理和效果做了一定的工作,取得了宝贵的资料。为了尽可能多地挤掉淤泥,他们总结出填超高填、提高加荷速度、开敞式抛土(石)挤淤等经验。文献(1)中介绍了填海区域的地质情况及其主要物理力学性质(表1)和20个钻孔资料(表2),第二层土土质比较复杂,表中只列出有代表性的一种粘性土层。针对这些钻孔资料,取原淤泥层厚和剩余淤泥层的差值作为基础的埋深 D ,按上式计算 T_B 值,并与实际填土厚进行比较,计算成果见表2。

填海区域地质情况及其主要物理力学性质

表1

层序	土层名称	含水量 $w\%$	天然重度 γ t/m ³	孔隙比 e	液限 w_L	塑限 w_P	塑性指数 I_p	液性指数 I_L	抗剪强度				压缩系数 a cm/kg
									快剪		固快		
									C kg/cm ²	φ 度	C kg/cm ²	φ 度	
一	海相 淤泥层	85.1	1.50	2.36	55.6	29.5	26.0	2.16	0.04	2.9	0.07	13.8	0.200
二	冲积 粘土层	31.6	1.87	0.93	43.9	24.8	19.4	0.35	0.36	11.4	0.42	15.6	0.034
三	残积 粘土层	17.4	1.89	0.69	29.2	17.9	11.3	<0			0.50	22.0	0.036

从以上计算结果可以看出,除 $TC-1$ 、 $TC-2$ 、 $TC-3$ 、 $TC-5$ 、2、3、4 七个孔计算值和实测值相差较多外,其余各孔计算值和实测值比较接近,计算值小于实测值。由表2可以看出, $TC-2$ 、 $TC-3$ 、 $TC-5$ 三孔剩余淤泥层土质已经大为改善,难以挤下去, $TC-1$ 、3、4 三孔剩余淤泥层较厚,可能是挤淤不畅(不是开敞式挤淤,据文献(1)记载, $TC-1$ 孔处在填土区边缘)或施工间歇的接头处,总之,计算结果和实际情况还是比较吻合的。本公式在推导过程中未考虑淤泥包的隆起对挤淤效果的影响,对于大面积围海造地工程,本公式计算值偏小,如果乘以 1.20 的系数,则和实际情况吻合较好。

深圳市滨海大道海堤工程在施工前填筑了侨城东路和沙河东路两条施工便道,并进行

相应的测试,该便道施工采用4吨自卸式卡车抛石,施工一次性完成,对石料没有提出要求,目的是为了得到现场试验资料以指导施工。对该便道所得资料进行计算(表3)。可以看出,计算值和实测填土厚度比较接近,吻合较好,计算值略大于实测值。

填海区域钻孔资料和计算结果对照表

表2

孔号	TC-1	TC-2	TC-3	TC-4	TC-5	TC-6	1A	1	2	3	
原淤泥层厚(m)	7.0	3.5	5.4	8.3	6.25	9.1	8.3	9.3	7.9	4.6	
填土厚(m)	8.4	7.6	9.8	13.5	13.8	13.8	14.1	12.6	8.0	7.4	
剩余 淤泥层	厚(m)	5.2	2.0	1.2	0.8	1.4	1.4	0.4	1.2	0.8	1.9
	土质 概述	软塑 $N=1.0$	混砾砂 $N=9$ $I_L=0.32$	混砾砂 $N=11$ $I_L=0.76$	混砾砂 $N=10$ $I_L=0.48$	混砾砂 $N=17$	可一软 塑 $N=2$	流塑 $N=0$	混砾砂	含砾砂 软一流 塑 $N=2$	
计算值 T_N (m)	4.51	3.84	7.30	11.57	8.16	11.89	12.0	12.39	11.05	5.4	
$1.2T_N$				13.88		14.27	14.4	14.87			

续表2

孔号	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
原淤泥层厚(m)	4.2	9.3	8.5	8.9	10.7	9.7	8.9	8.6	8.9	9.9	
填土厚(m)	13.5	13.5	12.9	3.8	15.7	14.5	7.5	13.5	13.2	12.0	
剩余 淤泥层	厚(m)	1.2	1.95	1.0	8.2	1.2	1.1	5.1	1.6	1.7	2.6
	土质 概述	软塑 $N=1$	可一软 塑 $N=2.4$	软一流 塑 $N=2$	$N=0-2$	可一软 塑 $N=4$	混贝壳 可塑 $N=7$	可一软 塑 $N=2-3$	软一流 塑 $N=0$	软一流 塑 $N=0$	
计算值 T_N (m)	5.73	11.48	11.59	3.33	14.22	13.04	8.33	10.99	12.48	11.47	
$1.2T_N$		13.78	13.91	4.0	17.06	15.65		13.19	14.98	13.76	

施工便道实测资料和计算结果对照表

表3

断面地点	沙河东路 0+900	沙河东路 0+150	侨城东路 0+200	侨城东路 0+350
原淤泥层厚(m)	8.0	6.3	4.54	4.54
填土厚(m)	9.0	5.3	5.49	5.97
剩余淤泥层厚(m)	1.0	2.9	0.72	0.48
挤淤厚度(m)	7.0	3.4	3.82	4.06
计算值 T_N (m)	9.53	5.6	5.99	6.28

对比以上两个工程实例,说明抛石挤淤效果比抛土挤淤效果要好,究其原因土的比表面积比块石的大,在淤泥中所受的阻力也就比较大,这和文献(1)也是一致的。

工程实例

深圳市滨海大道海堤堤线位于深圳湾北岸岸滩,岸线地势较为平坦,堤线处滩面标高

-1.80~0.50m,水深较浅,浅滩表层均为淤泥,下部为第四纪中-晚更新世残积层,淤泥层厚度2.0~12.7m,淤泥层变化幅度比较大,淤泥质土含水量90%左右,天然重度 15kN/m^3 ,快剪 ϕ 为2度, c 值3~7kPa。

在工程范围2+600-7+621间采用抛石挤淤法施工,该段淤泥层厚度2.0~7.5m,堤线处滩面标高-1.50~0.50m。设计要求剩余淤泥层厚度控制在淤泥层厚度的10~15%之间,其余各参数见海堤设计断面(图1),设计对抛石石料要求要具有一定的级配,块石最大不宜超过300kg,含泥沙量小于10%,抛填体接底宽度不小于20m。对淤泥层厚7.5m,滩面标高-1.20m,剩余淤泥层厚0.7m的情况计算,结果为抛石体厚9.65m,顶面标高1.85m,设计平台标高为2.00m,计算结果表明该段采用抛石挤淤法施工是可行的。

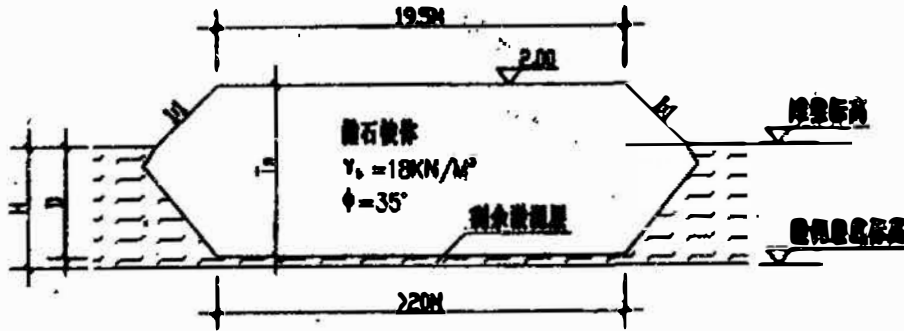


图1 海堤抛填体设计断面

工程施工时要求施工单位采用碾压机碾压作为辅助工程措施,抛石要形成锋面,以便能挤开淤泥,一次填满设计宽度,避免二次补抛,施工间歇接头处采取工程措施如堆载等,确保满足设计要求,施工采用1.5吨自卸式卡车抛石。从竣工后实测资料看,剩余淤泥层厚在0.10~0.80m之间,抛填体接底宽度在19.5~21.0m之间,满足设计要求。对4+800断面复算,该断面淤泥层厚7.5m,滩面标高-1.30m,剩余淤泥层厚0.7m,抛石体厚9.00m,计算值为9.63m,结果比较吻合,说明在该段采用抛石挤淤法施工挤淤效果是比较理想的。

结论和建议

1. 通过工程实测值和计算值相比较,吻合比较好,说明只要挤淤得法,8m左右的淤泥是可以采用抛土(石)挤淤法施工的,为确保施工顺利进行,采取一些辅助工程措施是有必要的。

2. 填土挤淤效果不如填石挤淤效果好,采用本文推荐公式计算结果和实测值相比偏小,建议乘以1.1的系数。

3. 对大面积围海造地工程,由于一次抛填工程较大,淤泥包隆起比较高,对挤淤效果有一定的影响,要考虑采取一定的工程措施如清淤等,采用本文推荐公式计算时,应乘以一定的安全系数,当淤泥层厚在10m以下时,建议乘以1.1的系数。

4. 由于资料有限,本文仅对淤泥层厚在10m以下的工程实例进行计算分析,当淤泥层厚度大于10m时,本公式仅供参考,由于淤泥层厚度较大,淤泥包隆起也就比较高,所需抛填体厚也就比较大,这时可考虑采用爆填法施工。

5. 从本公式角度看,剩余淤泥层厚可为零,但实际上总会存在一层淤泥层残留在抛填

体下,剩余淤泥中常含有砾砂,物理力学指标比以前有较大改善,剩余淤泥层是否会对建筑物有影响,可采用圆弧滑动法进行计算分析,在不影响整体稳定时可不处理,从工程实例看,淤泥层厚在10m以下时剩余淤泥层厚可取淤泥层厚度的10%。

参考文献

- [1] 林本义,“挤淤填海造地的几个工程问题—蛇口工业区填海造地的工程实践”
- [2] 钱家欢,殷宗泽,《土工原理与计算》
- [3] 杨光煦,“拦淤堤”

第三届全国青年岩土力学与工程会议在南京召开

由中国力学学会岩土力学专业委员会、中国水利学会岩土力学专业委员会、中国土木工程学会土力学与基础工程学会和中国建筑学会地基基础学术委员会联合主办,河海大学岩土工程研究所和南京水利科学研究所土工研究所共同承办的第三届全国青年岩土力学与工程会议于1998年4月9日至12日在南京河海大学隆重举行。来自全国各地从事岩土工程科研、教学、设计、施工及管理工作的专家和代表共110多人出席了大会。

大会邀请8位国内知名专家作了特邀报告,报告反映了目前岩土学科前沿研究课题的最新发展与动态,受到了广大与会年轻科技工作者的热烈欢迎。大会还邀请40余位青年学者分6个专题作了报告:

(1)岩土体的基本特性与测试技术;(2)岩土力学新分析方法;(3)基坑开挖与支护、桩基础;(4)地基处理;(5)岩石力学;(6)土动力学。

会议论文涉及到岩土工程学科的主要领域,充分展示了近年来我国青年岩土力学工作者在科学研究和经济建设中取得的丰硕成果,指出了目前的发展现状,对今后的发展动态作了预测。经评审,其中27篇论文收录到《岩土工程学报》1998年第2期会议专辑中,其余论文及8篇特邀报告收录到由河海大学出版社出版的《岩土力学的理论与实践》中。

第四届全国青年岩土力学与工程会议将于2001年在武汉举行。

(周建报导)

降水强夯处理软弱粉土地基试验研究*

朱晓曦 叶兴永

(浙江省工程勘察院 宁波 315010)

[摘要] 浙江省粉土、砂土分布广泛,使用强夯法处理软弱粉土尚鲜见报道。通过某工程降水强夯处理的试验研究,笔者认为用该方法处理大面积浅层粉土地基可取得良好效果,具有积极的推广意义。

强夯法是法国梅那于六十年代首创,现已成为地基处理或改良的一种有效方法,常用在大面积加固粉土、砂土地基。浙江省内粉土、砂土分布较广,但使用强夯法加固砂土、粉土地基则鲜见报道,本次降水强夯处理粉土地基,取得了良好的效果,具有重要的意义,本文就试验取得的成果,作些有益的探索。

试验区工程地质条件

试验区位于杭州市钱塘江南岸,萧山市靖江镇镇西,面积60m×30m,试验区地形平坦,场地20m以浅为全新世冲海积粉土、砂土,地面以下主要土层为:

1a 杂填土:灰黄—灰色,松散—稍密,无层理。

1b 砂质粉土:灰黄色,稍密,很湿,略见微层理,层厚1.0—1.95m。

2a 砂质粉土:灰色,稍密,很湿,层理不清,土质均一,常夹有机质条带及半碳化物,性质较差,易液化,厚1.10—1.70m。

2b 砂质粉土:灰色,稍密,很湿,层理不清,土质均一,性质一般,层厚0.65—1.40m。

2c 砂质粉土:灰色,中密,湿,层理不清,层厚1.10—1.70m。

3a 砂质粉土夹粉砂:黄绿色,中密,湿,层理构造,层厚大于10.0m。

根据处理前工程地质勘察报告,场地1b层、2a层在7度地震烈度条件下可液化,液化程度轻微—中等,且地基土强度低,承载力标准值仅90—100kPa。鉴于本工程属二类重点建筑物,故需对地基土进行地基处理。

降水强夯设计

设计降水深度4.0m,强夯前先进行降水,原设计降水采用管井方案,井深15m,井距12m,井径D=500mm,管径d=300mm,由于地质条件复杂,混凝土滤水管间隙过大,成井二口后试抽水发现井内大量涌入粉土,无法抽水,因而改管井降水为井点降水。设计两排平

* 收稿日期:1997年11月

行井点,排距 20m(距试验区长轴中心线两侧各 10m),排长 70m,当降水深度达到 4.0m 时,先进行排间强夯,然后两侧强夯,再起拔井点管,起拔一组强夯一段,直至点夯完毕,最后推平进行邀夯。

强夯参数,点距 3.3m,边距 0.8m,锤重 125kN,锤直径 2.5m,底面积 4.9m^2 ,落距 16m,单击夯击能 $2000\text{kN}\cdot\text{m}$ 。夯点按等边三角形布置,强夯时,第一遍隔行不隔点,夯完一遍后推平再夯第二遍。

孔隙水压力与最佳夯击能

1. 孔隙水压力

强夯前在夯点和夯间的 9 个孔不同深度埋设了 45 个孔隙水压力传感器,夯击时连续观测孔隙水压力变化,结果表明,孔隙水压力在夯锤落地后 1—2 秒时达到最大,1—2 分钟内迅速减少至峰值的 30%—40%,5—6 分钟消散至峰值的 10%—20%(图 1),完全消散至夯前约需 10 分钟。连续夯击同一夯点时,最大孔隙水压力增量出现在第三、第四击,个别在第一击已达到最大,最大孔隙水压力增量达 30kPa ,随着夯击次数的增加,孔隙水压力增量趋于定值或略为减小。

点夯时在水平方向上,距夯点中心 8m 处孔隙水压力增量约为夯点下为 14%,至 10m,孔隙水压力仅有微小变化(图 2)。垂向上,一般在地下水水位下 1—2m 处孔隙水压力最大,实测地面下 8m 处孔隙水压力有变化,仅为最大值的 20%左右。

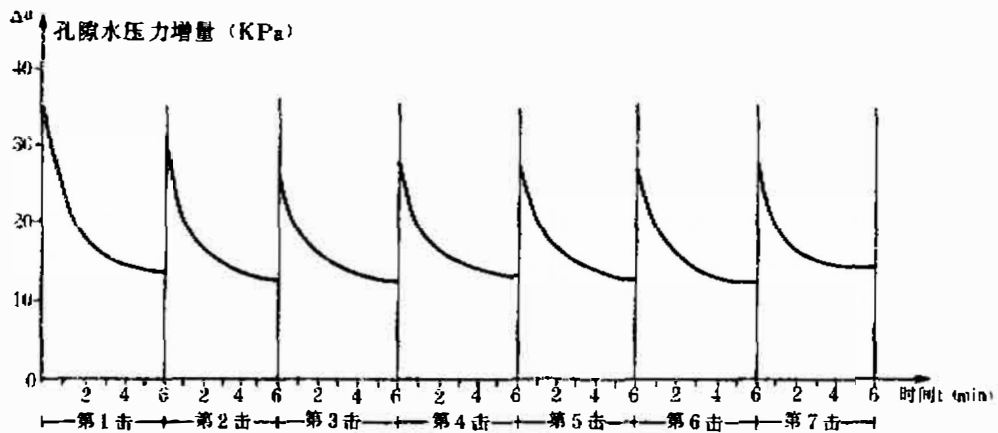


图 1 强夯时孔隙水压力增量消散曲线

2. 最佳夯击能

从理论上分析,当连续夯击时,地基中出现的孔隙水压力增量不断累加,当达到自重压力时,土体处于液化临界状态,此时的夯击能即为最佳夯击能。由于强夯是在降水深度达到 4.0m 时进行,且水平向渗透性较好,孔隙水压力消散快,因此,孔隙水压力并不能随夯击能增加而增加,当孔隙水压力增量随夯击次数增加而趋向于恒定时,即可以认为这种土所受的能量已达到饱和状态,此种能量即为最佳夯击能。图 3 绘制了孔隙水压力增量 Δu 与锤击次数的关系曲线,从图中可看出点夯时夯击次数以 6 击为宜,此时平均累计夯击沉降量已大于 1.0m。

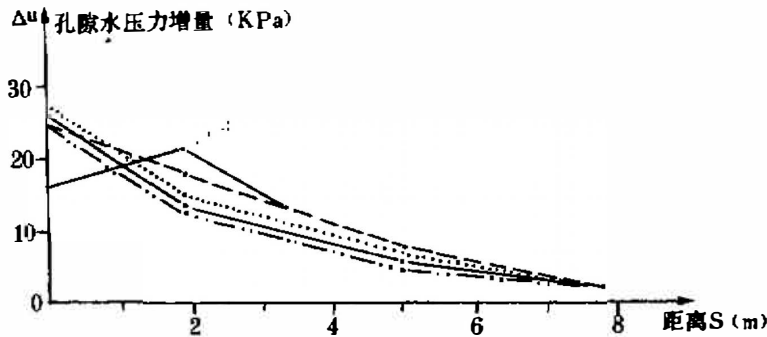
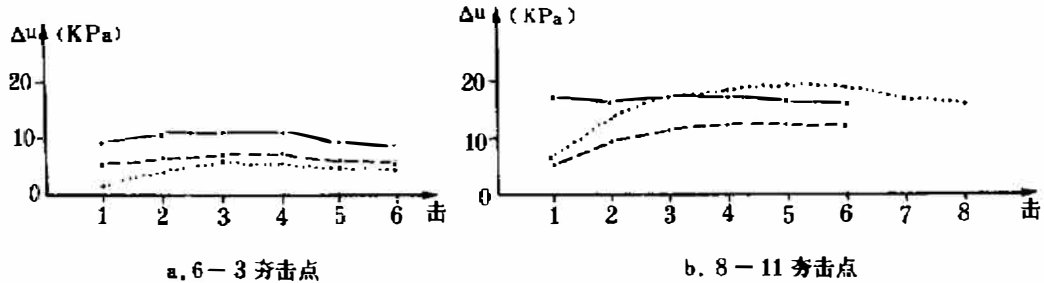


图2 夯点下不同距离处孔隙水压力增量曲线

图3 不同检测点 Δu 与夯击次数关系曲线

效果检验

检验工作在强夯遍夯完成推平后即进行,在遍夯及推平过程中,由于天气降雨及降水停止地下水回升的原因,浅部土体在遍夯时局部发生液化,有冒砂冒水现象,因而浅部土体强度尚未恢复,检验指标强度偏低。

1. 土体变形

强夯动荷载下,夯锤下土体受到强烈冲击,垂向位移很大,图4为本场地平均夯坑深陷与夯击次数的关系曲线。连续夯击6击后平均夯坑深达1.07m,最大坑深为1.66m,最小坑深亦为0.59m,夯击后一般夯坑大于夯锤直径0.5m左右,夯坑附近的地表稍有隆起。从图4可看出在同一夯点随夯击次数的增加,单击夯沉量越来越小,说明土层被击实。点夯完成并经推平遍夯后,测得场地平均总击实沉降量为0.455m,(夯前高程为4.945m,夯后平均高程为4.490m),这一沉降量相当于强夯处理使土体得到预压沉降,因此可明显提高土体的强度。

2. 土的物理力学指标

强夯处理前后土的主要物理力学指标见表1,从表1中可知处理前后土的性质有很大的变化,浅部土层含水量降低18.3%,重度提高了3.2%、 q_c 值和标贯 N 值成倍提高,孔隙比 e 值则明显下降,说明地基土得到了加固。值得说明的是1b层为强夯的直接受力层,强夯结束时,正值降雨,推平后未进行碾压,因此土质较松,个别指标还不如处理前,但经填石碾压后再检验,1b层 q_c 、 N 值成倍提高,标贯击数达到18击,说明整个强夯处理效果很好。从

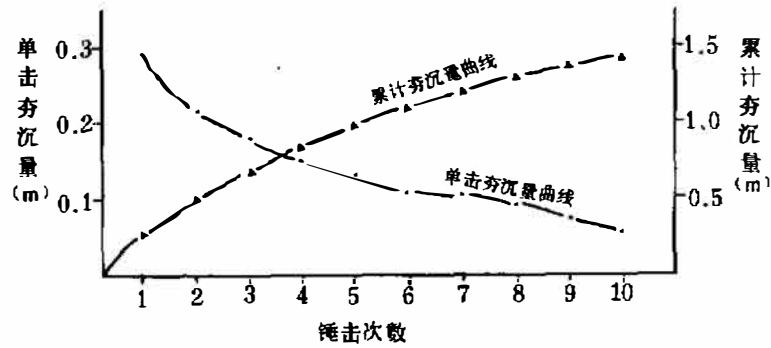


图4 夯击夯沉量与夯击次数关系曲线

静力触探曲线(图5)分析,经强夯处理后,地基土土质均匀,力学指标差异小,说明在强夯过程中,土性差的强度提高幅度大,而土性好的土层则强度提高幅度较小。亦即土质松散的粉土易被压缩,反之则压缩量较小。

地基处理前后土层物理力学性质对比表

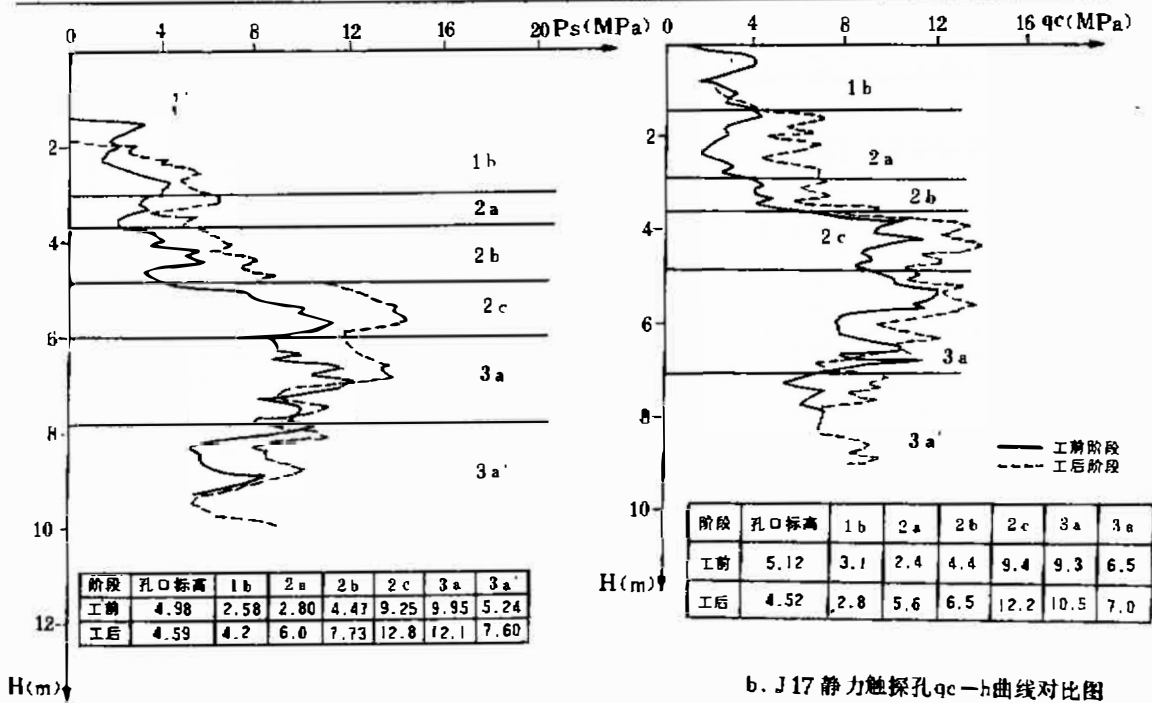
表1

层号	w (%)	γ (kN/m ³)	e	a_{1-1} MPa ⁻¹	φ (度)	$N_{63.5}$ (击)	q_c (kPa)	P_s (kPa)
1b	35.3	18.4	0.982	0.21	28.6	6.8	2.9	3.0
	29.4	18.9	0.840	0.19	27.6	9	2.7	4.0
2a	40.5	18.0	1.130	0.25	30.7	6	2.5	2.5
	33.7	18.6	0.920	0.18	29.0	16	5.1	6.0
2b	31.2	18.9	0.898	0.17	31.1	9.4	3.8	4.1
	29.4	19.0	0.820	0.14	28.1	15	6.6	7.9
2c	28.8	19.4	0.795	0.16	29.8	13	9.2	9.6
	27.0	19.5	0.768	0.15	28.4	23	10.7	12.4
3a	27.1	19.3	0.773	0.16	30.5	15	9.0	9.5
	26.3	19.4	0.761	0.15	28.9	21	9.0	10.9

土的重力加速度

强夯前在夯点下不同深度及不同距离处埋设了重力加速度传感器,一组检测水平方向地面振动加速度,另一组测量不同距离不同深度处的加速度变化,其检验工作由建设部综合勘察设计院完成。

夯击时检测这些传感器的变化,检测表明夯锤着地时加速度值最大,强夯冲击振动在地面传播时,地面水平径向振动加速度随传播距离的增大而很快地衰减。图6为7-17夯点夯击第四击时土中振动加速度等值线图,从图中看出,强夯振动所引起的土中加速度随深度的增加而急剧衰减,土中加速度等值线呈梨形状,表明在这个梨形区内各种应力都达较大,出现一个土体屈服区,亦即单点夯击时土体的加固范围呈梨形状。



a. J15 静力触探孔Ps-h曲线对比图

b. J17 静力触探孔qc-h曲线对比图

图5 处理前后静力触探对比曲线

强夯加固深度

强夯加固深度通常由著名的 Menard 公式计算,其式为:

$$H = \alpha \sqrt{\frac{Qh}{10}}$$

式中 H 为加固深度 (m), Qh 为单击夯击能 (kN · m), α 为系数,其值一般为 0.4-0.7。由于 α 取值不同,其计算的加固深度相差很大。

王成华(1991年)分析了日本坂口旭、国内左名麒、王钟琦和钱家欢等的研究成果,认为这些公式均有很大局限性。笔者套用这些公式计算加固深度,得到差异很大的结果,可以认为在理论计算上尚未解决这一问题。

本次降水强夯结果表明在 7m 以浅土体力学性质指标有明显的变化(表 1),图 5 静探曲线明显显示出这一规律,而 7m 以下土层性质变化甚微。土中振动加速度在 7m 处衰减为 1g (9.8m/s²),从而可以确定本工程降水强夯加固深度为 7.0m。由此反算 Menard 公式中的系

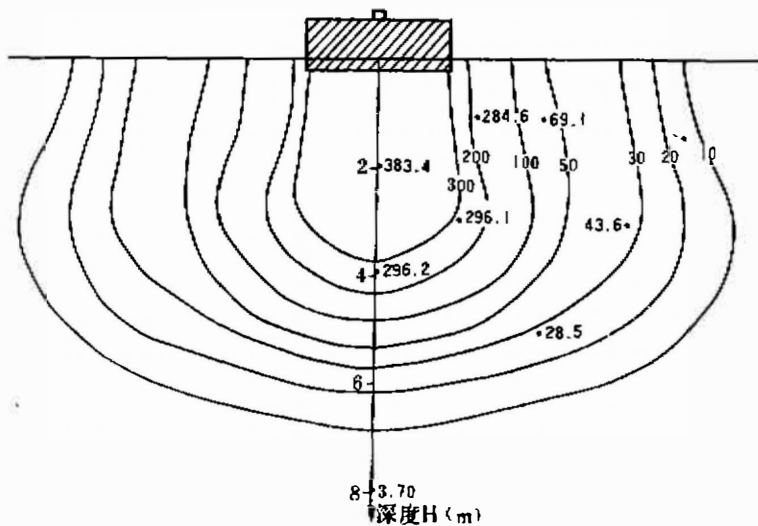


图6 强夯时土中振动加速度等值线图

数 α 为 0.5。

结论与建议

1. 本工程采用降水强夯处理粉土软弱地基,取得了良好的效果,地基土被击实压密,静探 q_c 值和标贯击数成倍提高,处理后地基土土质均匀,物理力学性质指标明显变好,经处理后地基土已完全消除了 7 度地震条件下液化的可能性。

2. 强夯处理效果的好坏,取决于地基土的排水条件。降水强夯极有利于孔隙水的排泄和孔隙水压力的消散,强夯效果极其明显。

3. 在粉土地基中,渗透系数小于 10^{-3} cm/s,采用井点降水效果良好,降水深度可达 4.0m,宜于大面积降水强夯施工的降水。

4. 降水强夯时,孔隙水压力最大增量一般在地下水位以下 1~2m 左右,可达 30kPa,一般在点夯第三、四击时为最大,随着夯击次数的增加,其增量趋于定值或略为减小。

5. 强夯夯击时,夯锤下地面振动加速度可达 166.5m/s^2 ,土中振动加速度则可达 589.4m/s^2 ,但其随夯点距离和深度的增加而迅速衰减,其变化规律可用负幂函数来表述。

参考资料

- 1 王钟琦等 地震区工程选址手册 中国建筑工业出版社 1994.1
- 2 张孔修 陈友文 强夯机理初探 地基处理 第4卷第3期 1993.9
- 3 王成华 强夯地基加固深度估算方法评述 地基处理 第2卷第1期 1991.3

楔式桩端扩大器扩孔技术在山东 寿光通过技术鉴定

由山东省寿光市第二建筑工程公司研制开发的楔式桩端扩大器扩孔技术于 1997 年 10 月 25 日在寿光市由省建筑工程管理局主持下通过了技术鉴定。

寿光市第二建筑工程公司研制的楔式桩端扩孔器内液压装置、扩大头和伸缩杆三个部分组成,其工作原理是钻机钻到设计标高后,将扩器置于孔底,开动液压装置,使油缸活塞逐渐伸出,推动二个扩孔楔作竖向和横向运动,从而挤压土体,扩至设计尺寸后,停止活塞杆伸出,并使其缩回,此时二个扩孔楔收回至管内,然后转动伸缩杆,根据扩孔直径大小,在几个不同方向挤压,即形成一个扩大头,扩大头直径可根据情况扩至 80~100cm,可使桩端面积增至直桩的 4 倍,油缸的压力为 20MPa。

楔式桩端扩大器扩孔技术克服了回转切削扩底时孔底虚土较难排出的弊端;泥浆护壁扩孔时孔底沉渣很难冲出孔外的缺点。楔式扩孔器是采用液压挤土扩孔,土体被挤到周围土体中去,没有排土的问题,也就没有虚土和沉渣,所以比上述方法扩底单桩竖向承载力高。

该项技术适用于地下水以上或以下各种灌注桩成孔工艺的粘性土地质条件的扩底桩。工程实践证明一般情况比直桩可节省费用 20~30%。

到会专家认为该项技术已达到国内领先水平,具有广阔的推广前景。

(河北省建筑科学研究院 吴廷杰 供稿)

振冲碎石桩在大型贮气柜地基加固中的应用

潘殿坤 吴银柱 吴丽萍

纪国喜

(长春工业高等专科学校 130021) (秦皇岛市第二建筑公司基础分公司 066001)

[摘要] 介绍了采用碎石桩对大型贮气柜地基进行加固的工程实例,总结了工程设计与施工的成功经验。

工程概况

秦皇岛市煤气总公司五万立方米气柜,拟建场地位于市西北侧的制气厂院内。气柜为直径46.3m,高50m的钢结构圆形大罐,属一级建筑物。

场地内的地基土分5层:第一层为填土,黄色,主要由山坡土组成,夹碎砖石,水泥砖等,底板灰色,夹植物根,厚度为3.1~6.2m, $f_k=80\text{kPa}$ 。第二层为粉质粘土,黄褐色,可塑状态,含长石及石英粒,厚约0.7~2.0m, $f_k=130\text{kPa}$ 。第三层为粉质粘土层,褐色,黄色,可塑状态,含少量砂粒,厚约0.4~3.5m, $f_k=170\text{kPa}$ 。第四层为残积粉土层,黄色,含大量石英粒和云母及石英碎块,厚约0.2~1.3m, $f_k=300\text{kPa}$ 。第五层为混合花岗岩强风化层, $f_k=400\text{kPa}$ 。场地内地下水位距地面1.3~1.7m,地基土无液化可能。

振冲碎石桩加固设计

该工程地基处理设计采用理论计算与现场试验相结合,先按理论计算试桩,通过载荷试验验证并适时修改理论设计值。

2.1 理论计算

处理范围:根据《建筑地基处理技术规范》(JGJ-91),地基处理范围超出基底外缘1-2排桩,设计处理范围为直径 $\Phi 49.6\text{m}$ 的圆面积。

布桩形式:采用正三角形满堂布置。

桩径:据设备规格和经验,桩径取用900mm。

桩长:处理深度以进入第四层(残积粉土)0.5m为标准,结合地层剖面,桩长为5.5~7.9m,平均6.7m。

桩距:

①求碎石桩置换率 m

$$f_{p,k} = [1 + m(n-1)]P_s$$

式中 $f_{p,k}$ ——复合地基承载力设计值,要求 $f_{p,k} \geq 180\text{kPa}$

* 收稿日期:1997年10月

m ——碎石桩置换率;

n ——桩土应力比, $n=2\sim 4$, 这里取 $n=4$;

P_s ——天然地基土承载力标准值, kPa,

求得 $m_{\text{需}}=0.42$ 考虑到成桩时, 桩间土被挤压承载力提高, 因此复合地基的承载力也提高。这里取 $m=0.36$

②求桩距 L

先求等效影响圆的直径 d_e

$$d_e^2 = \frac{d^2}{m}$$

式中 d ——桩的直径, mm;

d_e ——等效影响圆的直径, mm。

算出 $L=1.43\text{m}$, 取 $L=1.4\text{m}$

桩顶部垫层: 制桩完毕, 顶部挖除 $1.0\sim 1.5\text{m}$, 用压路机压实后铺 500mm 的碎石垫层。

2.2 试验检验理论设计

选取有代表性的两地制试桩两组, 每组 7 根, 按间距 1.4m , 正三角形排列。试桩制打三周后, 选取其中一组的中心桩做单桩复合地基载荷试验, 测定出复合地基的承载力, 对桩间土进行标贯试验, 对桩体进行重(II)动力触探, 以确定桩间土承载力和桩身承载力。具体测得试验值如下表。

试验成果表

试验深度 (m)	承载力(kPa)		
	桩身	桩间土	复合地基
1.4~3.7	400	105	211
3.7~5.2	630	110	297
5.2~6.4	480	—	—

由此可看出, 理论设计能满足地基承载力要求。故不用修改原设计。

施工机具选择

- 3.1 振冲器, 选用 ZCQ-55 型振冲器两台。
- 3.2 起重机械, 采用 16 吨吊车两台, 起重高度不小于 13m 。
- 3.3 填料机具, 选用 ZL-15 装载机一台。
- 3.4 水泵, 选用供水压力大于 0.5MPa , 供水量大于 $20\text{m}^3/\text{min}$ 的水泵两台。

施工工艺

- 4.1 施工工序: 就位, 造孔, 清孔, 填料, 制桩, 结束, 振冲器移位。
- 4.2 施工参数: 施工时, 振冲器尖端喷水中心孔与孔径中心偏差不大于 50mm ; 振冲造

孔后,成孔中心与设计定位中心偏差不大于100mm,桩顶中心与定位中心偏差不大于 $0.2D$ (D 为桩孔直径);造孔时水压保持 $0.4\sim 0.6\text{MPa}$,水量尽可能大;制桩时水压一般 $0.2\sim 0.3\text{MPa}$,水量略小;加密时的电流控制在 $90\sim 100\text{A}$;留振时间控制在 $10\sim 20$ 秒。施工所用石料最大粒径不大于50mm,含泥量不大于10%。

技术经济效果

本地基处理方案,经济合理,总造价比相应直径钢筋混凝土灌注桩省30万元,占总造价的30%。施工质量好,工期短。

结束语

通过秦皇岛市煤气总公司煤气柜振冲碎石桩地基处理,摸索出了一套适合秦皇岛地区特点的振冲碎石桩施工工艺及质量控制措施,为振冲法在秦皇岛地区以及类似地质条件下的推广应用起到了促进作用。

参考文献

- 1 地基处理手册编写委员会。《地基处理手册》北京,中国建筑工业出版社,1988
- 2 凌治平主编。《基础工程》。人民交通出版社,1993

人工挖孔斜桩施工技术在石家庄电视塔应用成功

由河北省地矿建设工程集团三分公司开发研究的人工挖斜孔桩施工技术在石家庄电视塔应用经质量检测达到了设计要求。经查新达到了国内领先水平。

石家庄电视塔是石家庄市的重点工程,省会四大形象工程之一,位于体育南大街东侧。塔高280m,塔架基础平面尺寸为 $64\text{m}\times 64\text{m}$,塔重4000吨。塔架四角有4个独立基础,单个基础设计荷载1600吨。该工程采用64根直径1.0m灌注桩基,其中48根长30.5m的直桩,为了增加桩水平荷载的能力,其他16根采用仰角 62° 的斜桩,桩长34.5m。河北省地矿建设集团三分公司采用人工挖孔方法施工了所有的直桩和斜桩,在施工斜桩时,克服了塌孔,穿过卵砾石层,定向测量的困难,现已竣工,经检测达到了设计要求。

采用人工挖斜孔成桩比钻机方法有以下优点:

1. 孔深,孔斜度易控制。因为人在孔内直接挖土,随时可以掌握孔的斜度,孔径和孔深,孔的偏斜小(控制在0.5%)、孔径超差小,所以充盈系数一般在1.05以下;
2. 清孔干净,无沉渣,虚土所以端承力高。桩周无泥皮,桩周土无扰动,所以侧摩阻力大,干作业,无泥浆污染,无噪声,现场文明;
3. 掘进含卵砾石达90%以上的卵砾石层,采用钻机在这样的地层中钻进斜孔是难以实现的,而采用人工挖孔的方法顺利穿透达到设计标高。

根据河北省科学技术情报所查新结果表明,斜桩施工在含卵砾石层挖孔,且斜度(仰角) 62° ,在国内文献中未见报道,所以此项施工技术达到了国内领先水平。

(河北省建筑科学研究院 吴廷杰 供稿)

地下排水设计(续)^{*}

浙江大学岩土工程研究所 编译

第二部分 土工织物反滤层

概述

简单说来,土工织物可被描述为‘使用于岩土工程应用中的织物’,然而,在土工织物的适用性方面,存在着比我们从土工织物的基本定义中所能了解的复杂得多的问题。土工织物必须符合非常特定的性质才被认为适合于使用土工织物的各种土木工程应用。而且,各种实际用途中所要求的土工织物的性能仅仅存在于100%人工合成纤维的土工织物中。

在地下排水中使用土工织物作为过滤层的过程是一个发展的过程,60年代后期土工织物最初被用于简单的、非关键的地方。今天,土工织物在很多的排水工程中用作过滤层,如边坡稳定、土坝、铺路、贮水结构等等,广泛的研究项目已经证明土工织物在这些工程和其它工程中的成功应用。

现在土工织物被广泛接受和应用主要基于以下的考虑:

- 土工织物是工厂生产的符合特定的质量控制标准。因此它没有天然材料固有的不稳定性。
- 土工织物比传统的过滤材料更经济。
- 土工织物使组合排水系统成为可能,例如排水板。它是由过滤层和排水介质结合而成的一个整体。

土工织物的种类

土工织物的种类很多,可按不同的方法进行分类,如可按聚合物形式,可按纤维形式,等等。然而最普遍接受的分类方法是按制造过程分类的,按这种方法土工织物分成四组——无纺型、纺织型、编织型、缝接型。它们的特性列于表2中。

无纺型土工织物是由纤维随机排列而成,而纤维之间通过以下方式连接:加热(熔接);纤维的物理方式的摩擦(针孔);应用树脂(树脂粘接);或同时使用其中的任何二种方法。使用的纤维可以是短纤维亦可是长纤维。

* 收稿日期,1997年11月

土工织物性能

表 2

土工织物结构	抗拉强度 kN/m	最大伸长 %	表面孔径 mm	体积渗透率 升/m ² /S ¹	单位重量 g/m ²
无纺型					
熔接的	3-25	20-60	0.02-0.15	25-150	70-350
针孔的	7-90	50-80	0.03-0.20	30-200	150-2000
树脂粘接的	5-30	25-50	0.01-0.25	20-100	130-800
纺织型					
单纤维的	20-80	12-35	0.07-2.5	25-2000	150-300
多纤维的*	40-800	8-30	0.20-0.5	20-80	250-1300
带状	8-90	10-20	0.07-0.15	5-25	90-250
编织型					
纬式	2-5	300-600	0.2-1.2	60-800	
经式	20-120	12-15	0.4-5.0	100-2000	
缝接型	30-1000	8-30	0.07-0.5	30-80	250-1200

*纤维带包括在该项中

纺织型土工织物由纤维以变化的排列方式,彼此之间成适当角度编织而成。进一步分类根据组成的纤维的横截面积形状进行。

单纤维织物是由具有圆形截面或椭圆形截面的纤维织成的。

多纤维织物(和纤维带)是由土工织物纤维在经向和纬向平行排列织成的。

带状织物是由具有偏平横截面的纤维织成的。

编织型土工织物是由纤维编织成的。编织过程生产出两种不同的结构——纬式编织的和经式编织的土工织物。

缝接型的土工织物是通过将纤维或纱缝接在一起而形成的。虽然有很多不同类型的人造土工织物,然而适合在地下排水应用中作为过滤层的相对来说并不多。已被使用的土工织物类型是熔接的和针孔接的无纺型、单纤维纺织型和纬式编织型。这些特定的土工织物水力特性(即表面孔径和透水性)满足排水反滤层的要求,在价格也经济合理。列于表2的其它土工织物一般不采用,因为它们水力特性不适合或者不经济。

土工织物反滤层的性能和标准

土/土工织物反滤的一般机理

当土工织物邻近基底土(该土将被反滤)放置时,在原状土体结构和土工织物结构之间形成一不连续面。在溶流水流作用下,该不连续面,允许一些土颗粒通过土工织物迁移。这一状况以一理想的方式如图6所示。通过土工织物的土体适迁量依赖于:

- (i) 相对原状土粒尺寸的土工织物的孔径和数量。孔径越大,土粒越容易通过土工织物。
- (ii) 渗透力大小(渗透力越大,土粒发生迁移的倾向越大)。

(iii)原状土粒结构及土粒间粘结(土体密度越大,土粒间相互粘结越大,土粒迁移的潜力越小)。

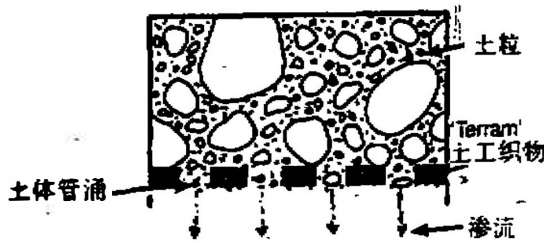


图6 土工织物铺设完瞬间理想土/土工织物交界面状况

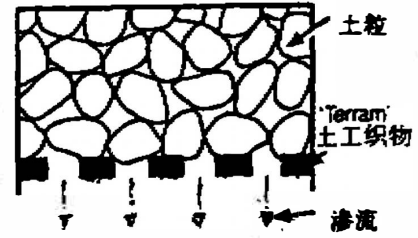


图7a 均粒土及反滤层

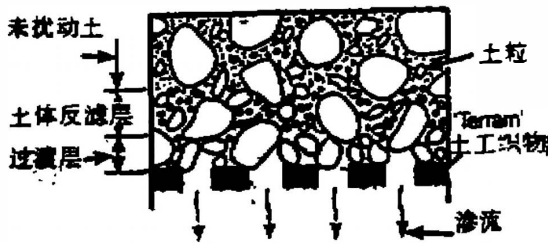


图7b 良好级配土及反滤层

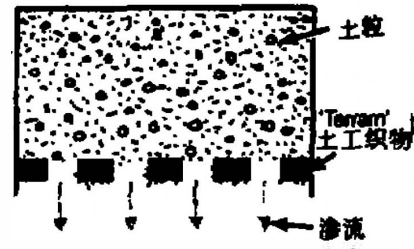


图7c 粘性土及反滤层

图7 三种不同土类和土工织物反滤层平衡时理想的交界面状况

对作反滤层用的土工织物,为了阻止土粒通过土工织物不断地涌出,放置好土工织物后应尽快建立土体/土工织物交界面上的平衡条件;不然,排水道最终会阻塞。建立平衡条件的时间随土工织物反滤层而变化,一般在1到4个月之间。

平衡状况开始时最接近土工织物的土体结构或土层决定了系统的反滤效率。这一土层与被反滤土体类型,土工织物的孔径和开孔率及存在渗透力大小有关。

图7a、7b、7c描绘了三种不同土类的典型土层——单粒结构土,级配优良的土及粘性土。

7a. 单粒结构土与土工织物反滤层

该土的土粒是同一尺寸的,在交界面附近该土几乎没有重新排列。土工织物的作用只是维持原有的土体状态。

7b. 优良级配土与土工织物反滤层

由于土体级配优良,土体将有相当大重新排列。平衡时,可归为三个区域:

- 未扰动土
- 随与土工织物距离增加而逐渐变小的土粒组成的土体反滤层。
- 开孔,敞开结构的反架滤层

一旦成层过程完成反滤,实际上是土体反滤层在起反滤土体的作用,而土工织物的作用在于确保土体仍处于未扰动状态。

历史上,土体反滤层曾被叫作反滤块,这是一个概念错误。反滤块这个词起源于化学过滤机理,悬浮于液体中的固体颗粒用过滤器分离,结果在过滤器上形成一浓固体块。这与土

体中存在的状况完全不同,土粒以基本稳定的物质结构互相接触,而不是处于悬浮状态。

如果土工织物选择合理,土体反滤层可能比未扰动土渗透性更大。所以,显见合适土工织物特性的选择对合理成层土层的形式将起决定性作用,对系统的反滤作用也会有较大贡献。

7c. 粘性土和土工织物反滤层

对于具有较大粘性的土,土粒能架起土工织物的孔隙,形成一稳定结构。这种情况下,孔隙的尺寸可达单个土粒尺寸的数倍,而不破坏平衡。

这时,如前所述,显而易见土工织物中孔径和开孔率对其作为反滤层的作用将有显著影响。孔径和开孔率决定了能通过土工织物涌出的土体数量及获得平衡的能力。开孔率(每单位表面积孔的数量)也确保了土工织物中存在足够的孔隙通道,以便排掉所有渗透水流而不造成孔压积累。

总体反滤性能要求

邻近基底土的土工织物反滤层的性能依赖于一些因素的相互作用,主要有:

- 颗粒级配,结构和基底土的化学成分
- 土工织物孔径
- 土工织物水的渗透性(每单位表面积土工织物中开孔率的度量)

而实际的土/土工织物反滤机理是十分复杂的(前面只是对它们进行了一般描述)。

影响土工织物反滤层(和粒状反滤层)的总体性能要求十分简单。罗松(Lawson)^[1]列出了为了达到最优反滤作用必须满足的两个普遍准则:

(i)初始的不稳阶段后(在建立平衡状况前发生),随着时间推移,基底土/土工织物系统的总体渗透性应维持相对常量。

(ii)初始土体管涌阶段后(建立平衡状况前发生),原状土不再涌出渗透系统。

这两个作用准则如图8所示,需注意的是,到达稳定系统渗透性状况所花费的时间应与达到需土体管涌所花费时间一致。如果不符合渗透性作用准则,水通过渗透系统的运动可能会严重阻塞。如果管涌作用准则不符合,渗透系统可能引起连续土体管涌,导致结构破坏。

实际上,为了保证符合以上两个作用准则,需密切注意土工织物反滤层特定性质。对渗透作用起主导影响的两个土工织物特性是它的孔径(通常用表面开孔尺寸表述,见节7)和它的水渗透性(通常表述为流过土工织物的水流量,见节7)。孔径显示土工织物阻止特定尺寸的土粒通过土工织物迁移的能力。与孔隙尺寸相关的土工织物渗透性,显示当土工织物邻近某一特定基底土时,土工织物通过渗流水的能力。

所以,土工织物反滤层水力性质的全部特征可用两个特性完整地描述——孔径和水渗透性,其它土工织物特性,例如,厚度及单位面积的质量(单位重量),对土工织物的反滤作用

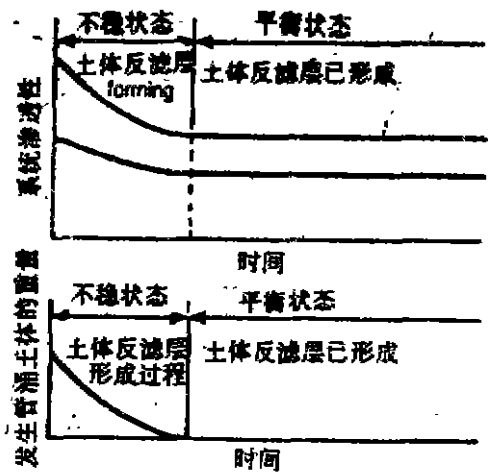


图8 最优反滤作用的总体要求

没有直接影响,所以当决定土工织物反滤层适宜的水力特性时不必考虑。

现有的土工织物反滤层准则

为了确保满足土工织物总体反滤作用的要求,不少著者提出了土工织物的反滤准则,表3列出了5个最通用准则。所有这5个准则设定同样的格式,有一下限(保证渗透性)和—上限(防止管涌)。除了有一例外,所有渗透性极限预计值遵循同一格式,其中土工织物的渗透系数(该特性的讨论见节7)与基底土的渗透系数有关。所有管涌极限预测值用同一格式,其中土工织物的表面开孔尺寸(对该特性的讨论见节7)与基底土特定百分比的颗粒粒径有关。

用于地表下排水的各种土工织物反滤准则

表3

参考值	下限(渗水)	上限(管涌)
[4]CALHOUN	$4\% \leq POA$ $POA \leq 40\%$	$O_{95} \leq D_{95}$
[5]OGINK	$k_x > k_t$	$O_{95} \leq D_{95}$
[6]MCKEAND	$k_x > 5k_t$	$O_{95} \leq D_{95}$
[7]SCHOBBER AND TEINDL	$k_x > k_t$	$O_{95} \leq BD_{95}$
[8]GIROUD	$k_x > 0.1k_t$	$O_{95} > ED_{95}$

不过应该注意尽管列于表3的关系坚持用同一格式,各种渗透性和管涌极限预计值之间存在根本的区别,这些区别由于以下因素引起,把特定土工织物性质和基底土性质相关联时,所乘的因子不同,特定的基底土性质参数选择和特定的土工织物参数选择。例如:Schober和Teind[7]和Giroud[8]用一变量B或E把管涌极限函数和基底土的 D_{95} 相关联。包含额外变量的原因不是因为增加了反滤准则合理性,而是因为用 D_{95} 为决定基底土的颗粒组。 $(D_{95}$ 对管涌或者渗透性极限都不是一个很好的预测点,所以,当使相对精确预测起见,渗透准则需包含一附加因素)。经验证明,基于 D_{95} (Calboun[4],Ogink[5]Mckehand[6])的土工织物反滤准则比基于 D_{30} 更具普遍适用性(依据可用土类而言)。

地下排水应用中土工织物性能的选择

用于地下排水的合适土工织物特性的选择必须包含两个重要方面——与土工织物的反滤作用有关的属性(合适的水力特性)和与土工织物力学完整有关的属性(合适的力学特性)。土工织物合适的水力特性的决定能促使土工织物实现其设计的反滤功能。土工织物合适的力学完整性的决定能使土工织物在铺设时和在结构的设计寿命期内维持土工织物与力学完整。

水力特性

根据大量土类的实践经验,合适的土工织物反滤准则建议分成两种——一种是粗粒土占优,一种是细粒(含粘性土)土占优。这样分是因为土/土工织物反滤的机理对这两种不同种类土是根本不同的,所以土工织物选取的基本原理也是不同的。

粗粒占优的土,结构通过颗粒之间联锁而维持。土工织物反滤层的作用就是保证这种结构的维持。邻近土工织物反滤层在土中形成的粒状结构类型与图7a和7b所示相似。

细粒占优的土,结构依靠粒间引力维持,粒间引力能使土粒能架建土工织物反滤层的开孔,所形成的结构类型与图7c所示类同。

为了把土划分为粗粒占优和细粒占优两类,图9阴影区域指级配为粗粒占优,而图10阴影区域指级配为细粒占优。

对于粗粒组占优的土,土工织物反滤准则采用下列公式:

公式 1:管涌极限 $O_{90} \leq D_{85}$ 土

公式 2:渗透极限 $O_{90} \geq D_{15}$ 土

且 $O_{90} \geq 0.05\text{mm}$

其中 O_{90} 是土工织物反滤层的表面开孔尺寸(见节7), D_{85} , D_{15} 是被过滤的土体的特定颗粒尺寸粒组。

公式 2 中的渗透极限准则,需以最小水渗透条件的形式附加一必要条件,该条件需在渗透极限中用于土工织物反滤层。该条件,如图 11 所示,确保土工织物有足够渗透性以所预设的速率排掉土中的所有渗流水。通过用由公式 2 得到的最小表面开孔尺寸(O_{90}),图 11 用来决定的土工织物最小的水渗透性(基本流量变化率,见节 7)。

公式 1 和公式 2 用于级配曲线在土体全部粒径范围内相对连续的粗粒占优的土。有些土,如级配不连续的土,由于过量细颗粒沉积在反滤层上,导致内部不稳,所以不太适合设置反滤层,这就导致渗透效率降低,对待级配不连续的土要用特殊的技术。

对于有大量粘粒组的土体,建议用下列公式:

公式 3:管涌极限 $O_{90} \leq 0.12\text{mm}$

公式 4:渗透极限 $O_{90} \geq 0.05\text{mm}$ 且

最小体积水渗透性=30 升/米²/秒-10 厘米水头(由图 11 得)。

对所有粘土在公式 3 和 4 通过约定固定的表面开孔尺寸极限,认为基底土的粘性能使较大范围内土粒支护土工织物的孔隙。

如果击实效果较好的话,大部分粘土相对不透水,所以流过这些土的水可忽略不计,不过,如果存在裂隙,那么大量的水将流过粘土。上面提出的渗透极限准则假定粘性土击实效

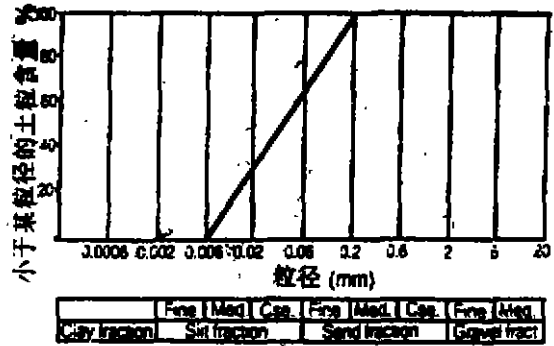


图 9 粗粒占优土体级配区域

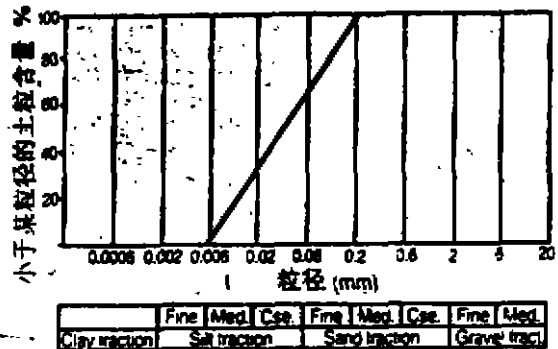


图 10 细粒占优土体级配区域

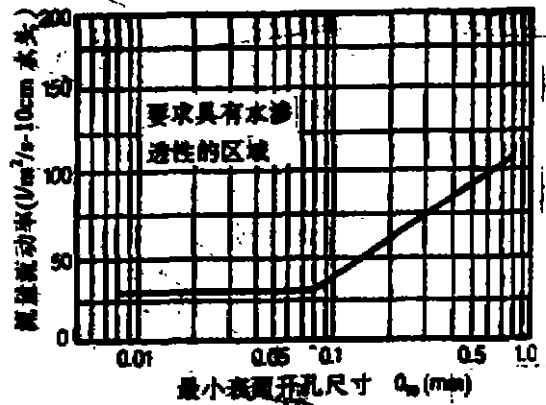


图 11 土工织物反滤层的最小水量渗透要求

果很好。如果调查中发现粘土中存在裂隙的话,为了考虑其影响,土工织物反滤层的最小水渗透条件要有所提高。

对于分散的粘性土将由最小土粒支护土工织物孔隙,所以在约定土工织物反滤层相应表面开孔尺寸极限时要比处理非分散性粘土给予更多注意。对分散性土体的土粒保留应特别注意。

例 1: 图 12 所示的土体级配曲线,求相应的土工织物反滤层所要求的水力属性?

解,由于土体是组粒占优,所以运用以下反滤准则:

$$\begin{aligned} \text{管涌极限(公式)1: } O_{90} &\leq D_{85} \text{土} \\ \therefore O_{90} &\leq 0.55\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{渗透极限(公式)2: } O_{90} &\geq D_{15} \text{土} \\ \text{且 } O_{90} &\geq 0.05\text{mm} \\ \therefore O_{90} &\geq 0.05\text{mm} \end{aligned}$$

另外, $O_{90} = 0.05\text{mm}$ 时,由图 11 可得最小流量的水流速率条件: $30\text{l/m}^2/\text{s} - 10\text{cm}$ 水头。

∴ 合适的土工织物反滤层的水力属性规格为:

$$\text{土工织物孔径(表面开孔尺寸): } 0.05\text{mm} \leq O_{90} \leq 0.55\text{mm}$$

$$\text{土工织物渗透性: } \text{最小 } 30\text{l/m}^2/\text{s} - 10\text{cm} \text{ 水头}$$

力学性质

由于地下排水运用的土工织物是用作基底土的反滤层,所以它的水力性质非常重要。不过,土工织物的力学性质也很重要,因为它能保证在铺设时和结构的整个设计寿命过程中土工织物的力学完整性。如果土工织物的力学性质不够,在铺设时土工织物可能会被刺穿或撕裂,以致对土工织物水力特性起反作用。

当前用于描述土工织物力学性质的测试为指示测试,即不直接模拟土工织物的现场力学反应。(该测试的讨论和描述在节 7 中给出)。不过,通过现场观察和适当的指标测试方法中得到的经验关系,可以用指示测试作为建立土工织物力学性质的基础,类似的方法也用于建立各种土工织物反滤准则。合适的指标测试是指能在特殊现场应力下较好模拟土工织物抗力的测试。为了建立这些经验关系,需要大量的现场评价,这不仅与土工织物反滤层的各种用途和形状有关,也与所加应力的类型和大小有关。

与水力性质条件不同(要求的水力性质与被反滤的基底土有关),土工织物反滤层的力学性质条件与土工织物反滤层接触的渗透排水介质输送的应力类型和大小有关。

显然,本手册不可能覆盖所有状况,而是给出了两种最普通的状况,这适用于土工织物用作地下排水沟反滤层及土工织物用作毯状排水体下方的反滤层。

土工织物用作排水沟反滤层时,需满足两个力学约束条件。第一个约束条件是土工织物抵抗由掉入沟里的排水颗粒引起的冲击荷载的能力。由观察可知,每单位面积土工织物质量(见节 7)是其对掉下来的石头的冲击的抵抗力的最好的表征,每单位面积土工织物所要求的质量和颗粒下落高度及特征颗粒直径(基于 D_{85})之间的关系见图 13a。可以想象,每单位

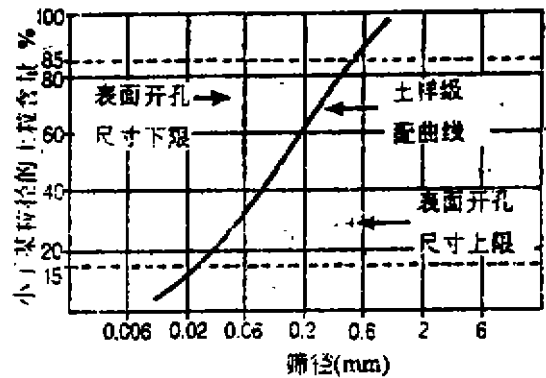


图 12 示例土体级配曲线与所用土工织物反滤层的表面开孔尺寸极限

面积土工织物的质量越大,其抗颗粒冲击的抗力越大。

第二个约束条件是土工织物的抗拉裂能力。最适宜定量该约束的指标测试方法是梯形撕裂试验(见节7)。土工织物反滤层的梯形撕裂抗力如图13b所示,它是与土工织物反滤层接触的特征颗粒直径(基于 D_{85})的函数。

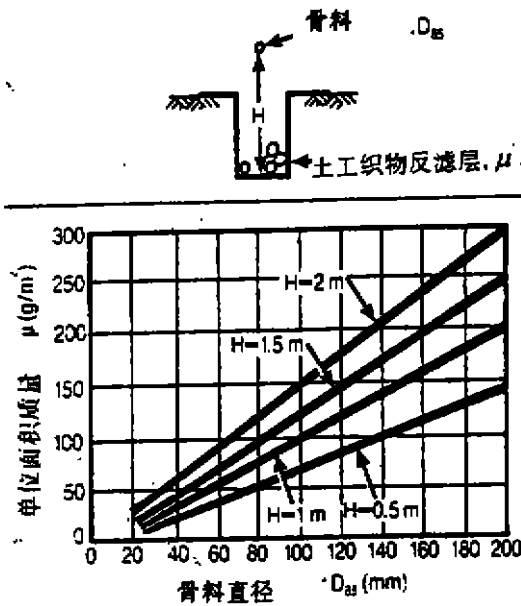


图13a 每单位面积骨料需求量

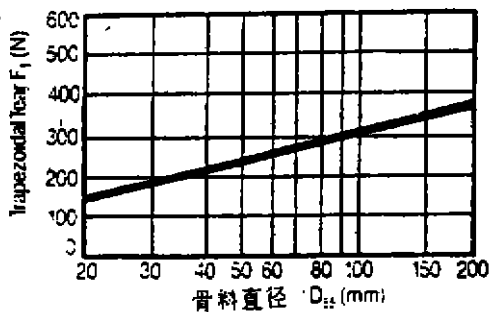


图13b 梯形撕裂抗力关系曲线
图13 沟渠排水中所用土工织物反滤层的力学完整性要求

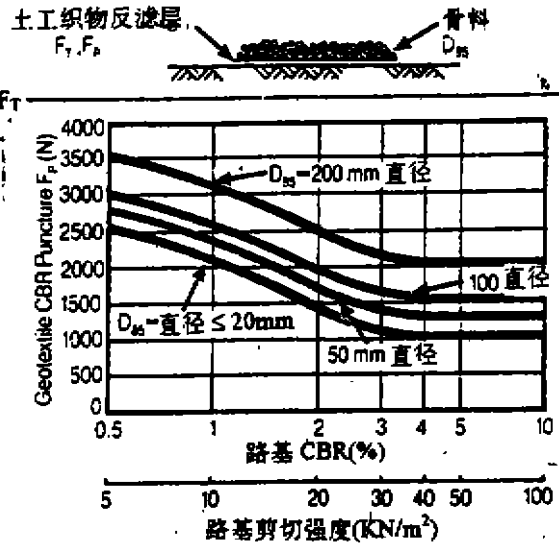


图14a 刺穿抗力关系曲线

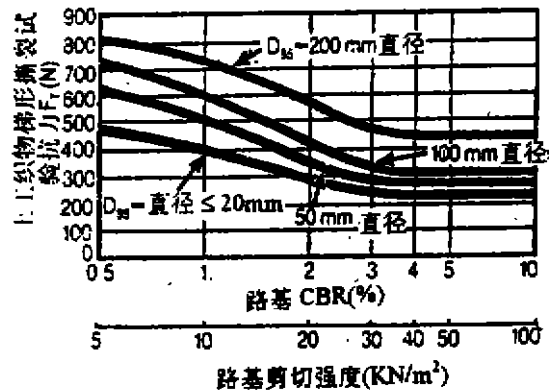


图14b 梯形撕裂抗力关系曲线
图14 毯状排水渠下所用土工织物反滤层的力学完整性要求

对于土工织物在粗粒排水毯下方用作反滤层的状况,这两个力学约束也必须满足。第一个约束是土工织物反滤层防止排水颗粒引起的局部刺穿所要求的抗力,最适宜的试验是‘CBR’刺穿试验(见节7),关系见图14a,其中 D_{85} 作为排水颗粒的特征直径。可知,土工织物

要求的刺穿抗力是土工织物底下地基的强度和土工织物上面的颗粒尺寸的函数。

第二个力学约束是土工织物的撕裂抗力,与沟渠讨论的同样理由,梯形拉裂试验最适宜于决定该性质(见节7)。梯形撕裂抗力条件见图14b。

对于毯状排水体,排水颗粒不准直接倒在土工织物上。这与沟渠的情况相同。基于每单位面积土工织物质量的准则(防止由于岩石掉在土工织物上引起刺穿)就不必要了。不过,如果不能避免排水颗粒去直接倒在土工织物上,那么这种情况需通过用图13a及图14a和14b所示的关系进行考虑。

这里提出的水力和力学性质要求完全独立于土工织物类型,所以满足这些水力和力学要求的任何土工织物类型都可使用。

例2 要建一1.5m深的排土沟,土的级配为 $D_{85}=0.25\text{mm}$, $D_{15}=0.05\text{mm}$,沟内的排水颗粒粒径 $D_{85}=50\text{mm}$,如图15。试确定土工织物反滤层的适宜水力和力学特性。

解:对于合适的土工织物反滤层:

水力条件:

管涌极限(公式1): $O_{90} \leq D_{85}\text{土}$

$$\therefore O_{90} \leq 0.25\text{mm}$$

渗透极限(公式2): $O_{90} \geq D_{15}\text{土}$

$$\text{且 } O_{90} \geq 0.05\text{mm}$$

$$\therefore O_{90} \geq 0.05\text{mm}$$

另外, $O_{90}=0.05\text{mm}$ 时由图11得到最小体积水流速率要求: $30\text{l/m}^2/\text{s}-10\text{cm}$ 水头。

力学条件:

用图13a及 $D_{85}=50\text{mm}$,并假定土颗粒下落高度 $H=2\text{m}$ (1.5m沟深加0.5m地面上的下落高度)得到最小需要的每单位面积质量为 80g/m^2 。

用图13b及 $D_{85}=50\text{mm}$,得到最小要求的梯形撕裂抗力为230N。

∴适宜的土工织物反滤层规格为:

孔径(表面开孔尺寸) O_{90} : $0.05\text{mm} \leq O_{90} \leq 0.25\text{mm}$

水渗透性:最小 $30\text{l/m}^2/\text{s}-10\text{cm}$ 水头

每单位面积质量:最小 80g/m^2

梯形撕裂抗力:最小 230N

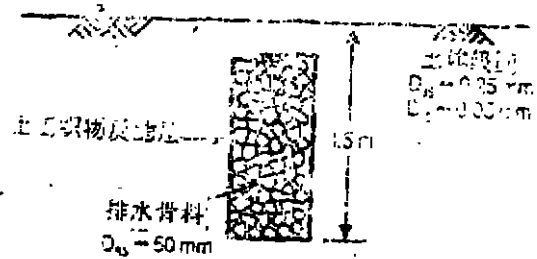


图15 沟渠排水问题

(待续)

桩水平承载力计算公式介绍^{*}

钱国桢 编译

(杭州市抗震办公室 杭州 310006)

概述

如何确切计算桩的水平承载力问题,在土建设计中越来越感到迫切了。在很多现代大工程项目的设计时,都遇到了这个问题。例如:挡土墙、板桩墙、围堰、码头、堤坝、海上平台、坡地基础、拱或索的基座,高层建筑基础,桥墩、机器基础、火箭发射架基础等等。

以上有的要控制极限破坏强度,例如板桩墙,挡土墙、堤坝、围堰等;有的要控制变形,例如拱索基座,高层建筑基础,桥墩,机器基础等。因此,我们所说的桩的水平承载力计算常包括二个方面内容:(1)决定桩的容许水平承载力,它包括求得土体破坏时的极限承载力与桩身破坏时的极限承载力,二者之中取小者,再除一个安全系数,即可得到设计容许水平承载力。(2)决定桩的容许水平位移,它包括在水平力作用下桩端处位移值的计算,并预先规定各种结构的容许水平位移值,根据达到容许位移时的相应水平力,再除以一安全系数,即可得到设计容许的水平承载力。由上可知决定容许水平承载力的目的与途径是不同的,正由于这个缘故,其计算方法仅目前笔者所见到的就有数十种之多,其适用性也将随其设计对象而不同。因为以往土建方面涉及的侧向力量级都不太大,所以对此也未有深入探讨之需要。但最近数年以来,因为大批高层大跨等受较大水平力的建筑结构的设计中,常常遇到这个问题,所以对此也提出了更完善的要求。笔者在60年代曾做过一些这方面的工作,最近几年又看到国内外出现了一些新方法,这里仅作一简单介绍,仅以此抛砖引玉,希望这些工作能对我们的有关科研与设计工作起一点有益的作用。

(一)单桩水平承载力的静载试验法

一般常用二根桩中间放千斤顶,对二根桩同时施加水平力。如图1-1。

施荷常采用循环加载法,即在加到一级荷载后,保持10分钟,记下水平位移值,然后卸载至零。再经过10分钟后测读其回弹位移值,而后再加上原级荷载,此即为一次循环加荷。每级荷载均按上述过程反复5次后,再加下一级荷载……直至达到极限值为止。其荷载—位移曲线如图1-2:

从图中所示每级荷载为 $5t$,将每级荷载下的位移顶点连成包络线,若包络线上凹说明尚未达到极限值,若下凹则说明该级荷载即为极限水平荷载。将极限水平荷载除以安全系数2即得容许水平承载力。

(二)单桩水平承载力的理论计算方法

* 收稿日期:1997年12月

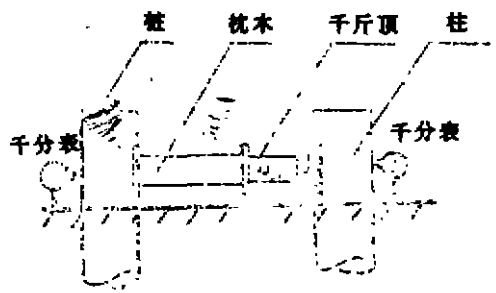


图 1-1

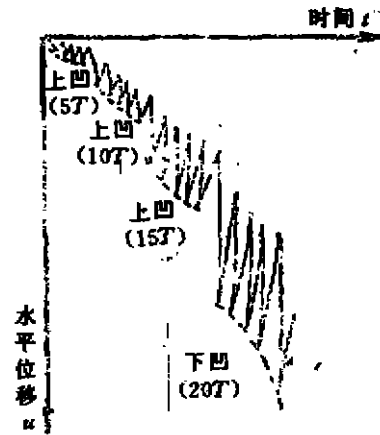


图 1-2

按照不同的假定和基于不同的理论它有数十种计算方法。大致可分成下列几类。

(1) 基于极限平衡理论的方法：

这类方法由于根据的理论基础，不考虑地基变形对桩侧反力的影响，因此无法计算桩身的确切变形，但可以计算桩的极限水平承载力。这类方法大都用于刚性桩。再根据假定反力的分布形式不同可以得到几种计算公式。其中有：假定地基反力为二次曲线分布的恩格尔——物部法；假定地基反力为直线分布的雷斯法；假定地基反力是桩轴坐标 z 的函数（即为 $p(x)$ ），其满足桩轴位移微分方程的位移曲线法等。^[10]

(2) 基于弹性理论的方法：

这类方法又可分为两大类。一类是用半无限弹性体假定的方法，另一类是用文克尔假定的方法。

日莫契金公式是建立在前一种假定基础上的方法，它用链杆法求解了这个课题。^[2]

采用文克尔假定的理论，根据弹性基床系数是否随深度而变化和如何变化又可得到四种方法：

1. 假定 K 不随深度而变，是一常数，张有龄公式即属此类。^[1]
2. 假定 K 随深度呈线性递增，即 $K = mz$ ， m 为比例常数， z 为深度。此即 (m) 法^[4]。
3. 假定 K 在桩上部随深度呈抛物线递增，当达到桩轴挠曲线第一个零点时即为一常数，此即为以上二种方法的修正，即 (K) 法。^[10]
4. 假定 K 随深度按指数函数关系增加，即为 $K = Cz^{\alpha}$ ， C 为比例系数，此即为“ C ”值法。

目前还有不少以此理论为依据的有限元法，但其假定前提没有什么新变化。

(3) 根据试验结果的变形与受力情况导出的经验公式。文[3][4]中所介绍的即是。

(4) 假定在工作荷载下（极限荷载的 $\frac{1}{3} \sim \frac{1}{2}$ ），桩水平位移可利用地基刚度系数的概念来计算，而求水平极限承载力时，考虑了土壤的塑性与桩身塑性铰的出现。这个方法是由 Beugt B. Broms 提出的[6],[7]。他考虑了桩帽自由与约束两种情况，并根据桩的刚度、长度的不同，土壤性质的不同，分别考虑了几种不同的破坏情况。分析较全面、详细，并与试验结果作了比较，二者较接近，以下将对它作详细介绍。

(三) 水平受力下桩的各种破坏型式[6][7]

(1) 桩尖自由时有三种破坏形式:

- I. 桩身绕桩底转动, 土体破坏, 桩本身未发生破坏(图 1-3a)。
- II. 桩身绕桩地面下某点转动, 土体破坏, 桩本身也不破坏(图 1-3b)。
- III. 桩身出现塑性铰而弯折(图 1-3c)。

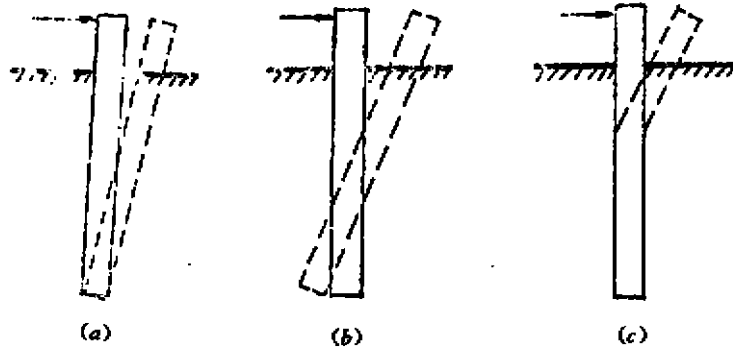


图 1-3 桩头自由时的三种破坏型式

(2) 桩头固定时有四种破坏形式:

- I. 桩身切割土体产生平移, 土体破坏, 桩本身未发生破坏(图 1-4a)。
- II. 桩身与上部桩帽固结处出现塑性铰, 桩下部绕桩尖转动, 土体与桩身产生破坏(图 1-4b)。
- III. 桩身与上部桩帽固结处出现塑性铰, 桩身绕地面下某点转动, 土体与桩身都产生破坏(图 1-4c)。
- IV. 桩身与上部桩帽固结处出现塑性铰, 桩在距地面下某处又产生第二个塑性铰, 桩身破坏, 上部土体也产生破坏, 下部土体仍未破坏(图 1-4d)。

桩头固结时的四种破坏型式:

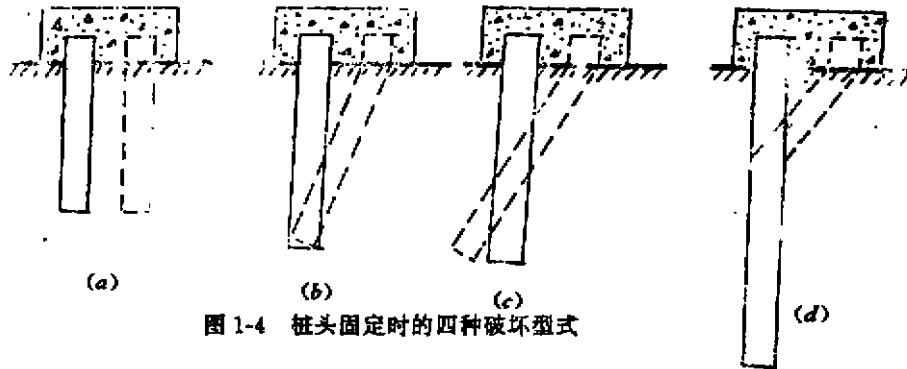


图 1-4 桩头固定时的四种破坏型式

若干计算方法简介[1]、[2]、[4]、[6]、[7]

本文由于篇幅有限, 对大部分方法不作详细介绍, 为了读者查阅方便都指明了有关的参考文献。下面仅对若干方法作一简介和比较, 并给出了一个普遍公式, 它包括了基于极限平衡理论的位移曲线法和基于弹性理论用文克尔假定的张有龄法, (M)法和 (K)法和 C 值法。

(一) 若干理论解一览表

若干理论解一览表

表1

方法	基本假定	微分方程	解法步骤概要
位移曲线法	▲基于极限平衡理论, ▲桩侧反力与变形无关,但满足微分方程。	$EI \frac{d^4 x}{dz^4} = P(z)$	采用逐次积分法,四次积分后可得 $x = a_1 + a_2 z + a_3 z^2 + a_4 z^3 + \frac{1}{EI} \int \int \int \int P(z) (dz)^4$ 再对 x 分别取一次,二次,三次,四次导数得 $x', x'', x''', x^{(4)}$ 表达式相应为转角,弯矩,剪力,分布载, 由边界条件求得四个未知系数,后面积分项可制成表供查。
张有龄法	▲基于弹性理论文克尔假定, ▲桩侧反力与变形成正比。 ▲ k 值为常数	$EI \frac{d^4 x}{dz^4} = -Dkx$ $\frac{d^4 x}{dz^4} = 4a^4 x$ 其中 $a = \sqrt[4]{\frac{kD}{EI}}$	采用特征方程办法求得通解: $x = e^{\alpha z} (A \sin \alpha z + B \cos \alpha z) + e^{-\alpha z} (C \cos \alpha z + D \sin \alpha z)$ 由 $z \rightarrow \infty$ 时 $x' = x'' = 0$ 得 $A = B = 0$, 则 $x = e^{-\alpha z} (C \cos \alpha z + D \sin \alpha z)$ 由 $z = 0$ 外边界条件求得 $C = \frac{H_0 + aM_0}{2EI\alpha^2}, D = -\frac{M_0}{2EI\alpha^2}$
(m) 法	▲同上 ▲ k 值随深度呈线性递增	$EI \frac{d^4 x}{dz^4} = -Dkxz$ $\frac{d^4 x}{dz^4} = a^4 xz$ 其中 $a = \sqrt[4]{\frac{kD}{EI}}$	采用幂级数解 令 $x = \sum_{n=0}^{\infty} a_n z^n$ 求导四次得 $x^{(4)}$ 由等式前后相等,比较等式二边同幂次 z 项,其系数应相等, 则可求得一系列关系式。从中得到系数通式,其中所有系数中仅四个系数是独立的,其他系数均与此相关,这样最终只需四个未知数,对 x 取导求得 x', x'' ,再引用边界条件可求得四个未知数。
(k) 法	▲同上 ▲ k 值在第一零点上为抛物递增。以下为常数。	零点以上 $EI \frac{d^4 x}{dz^4} = \frac{4f}{l^2} z^2 - \frac{4f}{l} z$ 零点以下 $EI \frac{d^4 x}{dz^4} = -Dkx$ $\frac{d^4 x}{dz^4} = 4a^4 x$	零点以上用积分法求解,(由 $z_1 = 0, Q_0, M_0, \Phi_0$ 及 $x_1 = 0$ 求得四个系数) 零点以下用张氏法求解(由 $z_1 \rightarrow \infty, x' = x'' = 0$, 得 $A = B = 0$, 由 $z_1 = 0, x = 0$ 得 $C = 0$) 求系数时加上中间点连续条件, x, x' 上下相同 (x 不为 0) 求得 f 。

(二) 以上方法有普遍式如下

$$EI \frac{d^4 x}{dz^4} = -DKF(z)F(x)$$

当取 $K=1, F(x)=1$ 时 得 $EI \frac{d^4 x}{dz^4} = -F(z)$ 即为位移曲线法

当取 $F(z)=1, F(x)=x$ 得 $EI \frac{d^4 x}{dz^4} = -DKX$ 即为张有龄法

当取 $F(z)=z, F(x)=x$ 得 $EI \frac{d^4 x}{dz^4} = -DKXZ$ 即为 (m) 法

当取 $F(z)=z^{0.5}, F(x)=x$ 得 $EI \frac{d^4 x}{dz^4} = -DKXZ^{0.5}$ 即为 (C) 值法

当取 $F(z) = \begin{cases} \frac{4f}{l^2} z^2 - \frac{4f}{l} z & (\text{零点上}) \\ 1 & (\text{零点下}) \end{cases} \quad F(x) = x$

得二个方程

$$\text{零点上 } EI \frac{d^4 x}{dz^4} = \frac{4f}{l^2} z^2 - \frac{4f}{l} z \quad \text{即为 } \langle K \rangle \text{法}$$

$$\text{零线下 } EI \frac{d^4 x}{dz^4} = -DKx$$

勃罗姆斯公式介绍^{[6][7]}

(一)粘土中的情况

(1)破坏情况同前

(2)地基刚度系数的计算

A. 试验求得

$$K_{\infty} = \frac{\alpha K_0}{D}$$

K_0 ——在土壤极限强度 $\frac{1}{3} \sim \frac{1}{2}$ 的荷载时测得单位长度方形板的地基刚度系数。 α 可近似求得 $\alpha = n_1 n_2$

其中 n_1, n_2 相应为与土壤无侧限抗压强度和桩身材料有关的函数,可查下表(表2)得:

表 2

土壤无侧限抗压强度(吨/尺 ²)	n_1 值	桩身材料	n_2 值
<0.5	0.32	钢	1.00
0.5~2.0	0.36	钢筋混凝土	1.15
>2.0	0.40	木材	1.30

对长桩, K 的误差对水平位移计算值影响不大。一般 K 相差 50% 时, 对计算结果影响不到 20%。因此在一般情况下, 采用估算系数已足够满意。

B. 由弹性模量求得

对短桩将可按下述近似计算。

如果短桩刚度无限大, 侧向力 P 又作用在长度的中点, 则将产生平移现象。如果在中点有一弯矩 M 作用将产生绕中点转动的现象, 它的土压力分布近似取为矩形, 这时假定 K 为常数。而一般情况下受荷桩之荷载皆可分解成作用在中点的一个集中力和一个弯矩。地面侧向位移可用迭加原理来求得。这时地基刚度系数也分为 K_s 和 K_m 。系数 K_s 是与侧向 P 相应的刚度系数, 而 K_m 是与弯矩 M 相应的刚度系数。荷载的分布与受荷面积的形状, 大小将会影响 K_s 和 K_m 之值, 而且此二数值是不同的。

K_s 的数值与荷载面积和形状有关, 而当荷载较小时, 荷载与位移可认为是成正比的, 那么其数值可从弹性理论的方程中得到:

$$K_s = \frac{E_s}{m(1-\mu_s^2)LD}$$

其中, E_s ——土壤弹性模量

μ_s ——土壤波桑比

LD ——桩受荷面积

m ——与荷载面积、形状有关的系数由 L/D 值查表得；

表 3

L/D	1.0	1.5	2	3	5	10	100
m 值	0.95	0.94	0.92	0.88	0.82	0.71	0.37

一般可取 $\mu_s = 0.5$

E_s 也可由 [3] 中附表根据空隙比 e 及塑限 ω_p 查得* (见下表)

表 4

$\omega_p \backslash E_s$	e					
	0.41~0.50	0.51~0.60	0.61~0.70	0.71~0.80	0.81~0.95	0.96~1.10
<9.4	180	140	110			
9.5~12.4	230	160	130			
12.5~15.4	350	210	150	120		
15.5~18.4		300	190	130	100	80
18.5~22.4			300	180	130	90
22.5~26.4				260	160	110
26.5~30.4					220	140

* 此为编者所附加

K_0 由土的无侧限抗压强度求得：

$$K_0 = 1.67 E_{s0}$$

E_{s0} 为土的剪切模量，它是在相应荷载为土的极限强度一半时测得的。

Skempton 发现粘土的 E_{s0} 约为无侧限压缩强度的 25~100 倍。Peck 和 Davisson 也从分析打入正常固结的带有大量有机物的淤泥土中的 H 型桩水平荷载试验资料后，发现在最大作用荷载下，粘土的剪切模量 E_{s0} 约为在野外测得的粘土抗剪强度的 100 倍（或为其无侧限抗压强度的 50 倍）。

若取 $E_{s0} = (25 \sim 100) q_u$

$$K_0 = (40 \sim 160) q_u$$

q_u 为土壤无侧限抗压强度

若 E_{s0} 及 q_u 皆无从取得时，也可采取上表值。

(3) βl 概念的引入及桩的分类

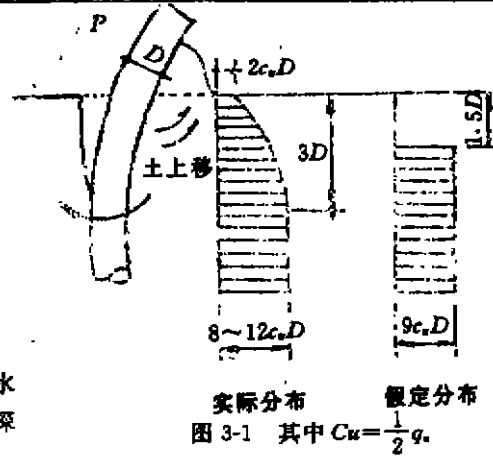
无因子长度 βl 中 $\beta = \sqrt{\frac{K_0 D}{4EI}}$ ， l 为桩长。

根据桩的 βl 值与桩头的约束情况可将桩分成以下几类：

桩的分类 表5

桩分类	桩头约束情况	
	桩头自由	桩头固定
无限刚度桩	<1.5	<0.5
短桩	<2.25	
长桩	>2.25	
无限长桩	>2.50	
临界深度*	=1.00	=2.00

* 临界深度为：大于此深度时桩与土壤性质对水平位移与最大弯矩影响将很微小了，此控制深度即谓临界深度。



(4) 水平极限承载力计算

桩侧向土反力分布图(破坏时)、公式详见综合表(表6)。

(5) 水平位移的计算

a) 桩头为自由时的无限刚度桩：

$$y_0 = \frac{4p(1 + 1.5 \frac{e}{L})}{KDL}$$

b) 桩头为约束时的无限刚度桩：

$$y_0 = \frac{P}{KDL}$$

c) 桩头为自由的无限长桩：

$$y_0 = \frac{2P\beta(e\beta + 1)}{K_\infty D}$$

d) 桩头为约束的无限长桩：

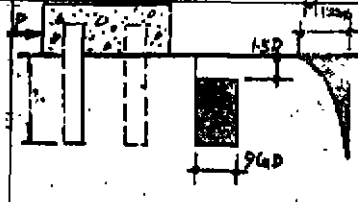
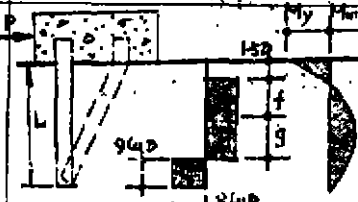
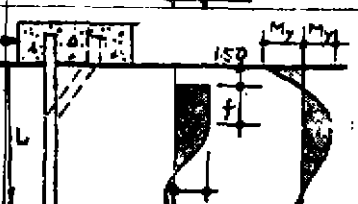
$$y_0 = \frac{P_f}{K_\infty D}$$

(6) 粘土情况破坏形式及公式综合表 6

粘土情况破坏形式及公式综合表

表 6

序号	桩帽约束	桩类型	简图	公式
1	自由	短桩		最大弯矩产生在 $(1.5D + f)$ 处 $f = P/9C_u D$ ($Q=0$ 处) $M_{max}正 = P(e + 1.5D + 0.5f)$ $M_{max}正 = 2.25C_u D g^2$ $M_y > M_{max}正$ (前提)
2	自由	长桩		$M_{max}正 = M_y = P(e + 1.5D + 0.5f)$

3	固 定	短 桩		$P = 9C_u D(L - 1.5D)$ $M_{\max} \text{正} = C_u = P\left(\frac{L}{2} + 0.75D\right)$ $M_y > M_{\max} \text{正}$
4	固 定	中 长 桩		$M_{\max} \text{负} = M_y$ $M_{\max} \text{正} = P(1.5D + 0.5f) - M_{\max} \text{负}$ $\text{最大弯矩产生在}(1.5D + f)\text{处}$ $M_{\max} \text{正} = 2.25C_u D f^2 < M_y$
5	固 定	长 桩		$P = \frac{2M_y}{(1.5D + 0.5f)}$ $f = \frac{P}{9C_u D}$

(二)砂土中的情况

(1)破坏情况同前

(2)地基刚度系数的计算

假定 K_s 随深度 Z 而增加,随受荷面积 D 而减少(相当 m 法)

$$K_s = \eta_h \frac{Z}{D}$$

η_h 为地面下单位深度、单位宽度的长条土壤水平刚度系数,见表 8

以上 η_h 与桩长,刚度无关,仅与砂相对

密度及地下水位有关。

(3)桩的分类

以无因子长度 ηL 来分为二类,见表 7:

ηL	桩 类 型
< 2	无限刚度桩(即为短桩)
> 4	无限长桩(即为长桩)
	>二者之间为中长桩

其中 $\eta = \sqrt[5]{\frac{\eta_h}{EI}}$

(4)水平位移的计算:

a) 桩头为自由的长桩:

$$y_0 = \frac{2.40P}{\eta_h^{2/5}(EI)^{2/5}}$$

b) 桩头为约束的长桩

$$y_0 = \frac{0.93P}{\eta_h^{2/5}(EI)^{2/5}}$$

c) 桩头为自由的短桩:

$$y_0 = \frac{18P(1 + 1.33 \frac{e}{L})}{L^2 \eta_h}$$

d) 桩头为约束的短桩:

$$y_0 = \frac{2P}{L^2 \eta_h}$$

相 对 密 度	系数 η_h 值(吨/尺 ³)		
	松散	中等	密实
地下水位以上	7	21	56
地下水位以下	4	14	34

这里 y_0 为地表处桩的水平位移, P 为侧向荷载, e 为偏心距

但对于桩长小于约 4 个桩直径的特短桩, 以上公式不适用, 有关试验资料也还没有, 这类桩只能从荷载试验中估计其位移值。

以上计算中 E 作下列考虑。对混凝土采用裂缝不出现的阶段的计算刚度, 并略去钢筋作用(这个仍可按前补充的计算公式)。

弹性模量 E 可采用下值:

表 9

材 料	钢	混凝土	木 材
E 值	3×10^6 磅/吋 ²	3×10^4 磅/吋 ²	1.5×10^6 磅/吋 ²

(5) 水平极限承载力计算

桩破坏时侧向土反力分布图, 公式详见综合表(表 10)。

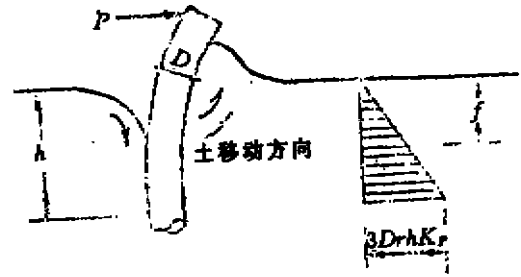


图 3-3

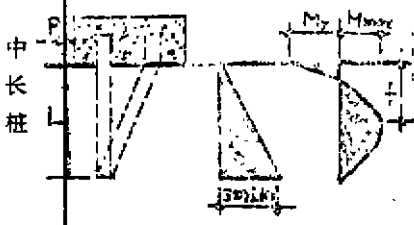
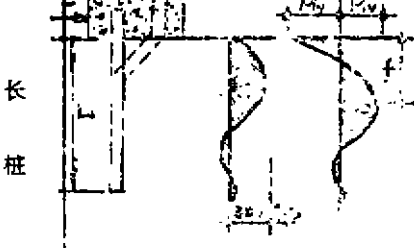
三倍朗金被动土压 其中 $K_p = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi}$

($\phi = 30^\circ$ 时, 上移土范围约 5D 深)

砂土情况破坏形式与公式综合表

表 10

序号	桩帽约束	桩类型	简 图	公 式
1	自 由	短 桩		由下端力矩平衡得 $P = \frac{0.57DK_p L^3}{(h+L)}$ 最大弯矩产生在 $Q=0, f$ 处 $f = \frac{2L^2}{\sqrt{3(h+L)}}$ $M_{max} = P(h+f) - \frac{1}{3}Pf = P(h + \frac{0.385L^3}{h+L})$
2	自 由	长 桩		最大弯矩产生 $Q=0, f$ 处 $f = 0.82 \sqrt{\frac{P}{\gamma DK_p}}$ (由 $P = \frac{3}{2} \gamma DK_p f^3$) $M_{max} = P(h + \frac{2}{3}f), M_{max} = M_y,$ $P = \frac{M_y}{(h + 0.54 \sqrt{\frac{P}{\gamma DK_p}})}$ P 随 M_y 而增
3	固 定	短 桩		$P = 1.57DK_p L^3$ $M_{max} = K_p \gamma DL^3$ 需满足 $M_{max} < M_y$ 的条件

4	面 定		<p>对桩尖取 $\Sigma M=0$</p> $P = \frac{1}{L}(0.57DL^3K_p - M_y)$ $M_{\max} = 0.57DL^3K_p - PL$ $M_{\max} = M_y$
5	面 定		<p>取 f 处力矩平衡</p> $M_{\max}^{\pm} = Pf + P \frac{f}{3} + M_{\max}^{\mp} = 0$ $P = \frac{M_{\max}^{\pm} + M_{\max}^{\mp}}{f - \frac{1}{3}f} = \frac{M_{\max}^{\pm} + M_{\max}^{\mp}}{\frac{2}{3}f}$ <p>若上、下等强度 $= M_y$ 时</p> $P = \frac{3M_y}{f} = \frac{M_y}{0.27\sqrt{P/7DK_p}}$

土中桩最大弯矩处深度 f 为

$$f = \sqrt{\frac{2P}{3K_p 7D}}$$

以上由 $Q=0$ 条件求得:

$$\text{即: } P - \frac{1}{2} \times 3D 7K_p f^3 = 0$$

(6)砂土情况破坏形式与公式综合表 10

几个问题的讨论[6],[7],[8],[9]

(一)重复荷载的影响问题

在重复荷载作用下,桩表面附近土的剪切强度会逐渐降低,在水平荷载下引起土壤超固结使空隙压力降低,变形增加,承载力减少。资料[6]中认为重复荷载下土壤水平极限承载力可能会减少到最初值的一半。资料[8]中介绍经过 500 次重复荷载后 K 值会下降到初始值的 $1/3$,因此建议重复荷载下在粘土中的安全系数不宜小于 3。

砂土中,重复荷载也引起了水平位移的增加。有人观察过在中密的砂中经 40 次荷载循环后的群桩侧向位移增加到最初值的二倍[7]。这相当于地基刚度系数比最初值减少了 $1/3$ 。循环次数再增加时对位移影响不大了。对相对密度低的影响更大。对密实的地基刚度系数比最初值减少了 $1/4$,对松散的减少了 $1/2$ 。

(二)长期荷载下的影响问题:[4],[6]

由试验资料表明:硬的粘土上的基础总沉降量约为剪切变形产生的最大沉降量的 2~4 倍。因此,求长期水平荷载的位移时 K 值宜取最初 K_0 的 $\frac{1}{2} \sim \frac{1}{4}$ 。而在软粘土上总沉降量约为剪切变形产生的最初沉降量的 3~6 倍,因此 K 宜取 K_0 的 $\frac{1}{3} \sim \frac{1}{6}$ 。而砂土中的桩最大位

移产生在荷载作用时,在以后位移增量是很小的。

对短桩,由固结和收缩产生的水平位移增量与 K 值成反比。因此,水平位移值就相应增加了。对长桩相应就小多了,可以不予考虑。

由固结和收缩产生的水平位移增量可用分析沉降的方法来计算。桩前土压力可由2:1法来计算(即假定某点以上作用荷载的分布强度与该点到外力的距离成反比),土壤的压缩值可由固结试验得到的经验公式中计算得。

(三)打入桩时的影响问题:

打桩时会引起土壤的骚动,导致弹性模量和剪切强度的降低,影响范围约为从桩表面由直径方向向外再一个桩直径的距离。但另一方面对正常的或轻微超固结的粘土,固结将会使它的弹性模量和剪切强度增加。因此计算中可不考虑这个因素。

打下砂土中的桩,将使周围土挤密实,影响范围同前。由于砂土密度增加,引起侧向土反力增大。因此不考虑这个因素是偏安全的。

(四)二桩间的互相影响问题

水平荷载作用下群桩总承载力也是小于单桩承载力之和。资料[6]中提出当桩间距大于四个桩直径时将不会引起水平承载力的降低。当桩距小于两个桩直径时,桩和桩间土的作用就好象是一个整体一样了。

砂土中桩的情况与上述类似。资料[7]中认为由单桩的位移引起单桩之间土的位移是很小的。群桩的极限弯矩值比单桩大,因为群桩中第一个桩要考虑后一根桩对它的作用而减少水平土压的缘故。当桩间距大于桩直径三倍以上时,这种影响将很小了。

参考文献

- [1] Chang. Y. L(张有龄) Discussion on "Lateral Pile Loading Test" by Fedgin Tans. paper NO 1959 (1937)pp. 272-278
- [2] 略
- [3] 苏联建筑法规 第二卷 第二篇 第五章(CH I-5-62)
- [4] H. A.
- [5] Harry G. Poulos "Lateral Load-Deflection Prediction for Pile Groups" Proc. ASCE GTI, 1975. 1. p. 19~34
- [6] Beugt B. Broms "Lateral Resistance of piles in Cohesive soils", proc V. 90, NO. SM2, 1964. 3, p. 27~63
- [7] Beugt B. Broms "Lateral Resistance of piles in cohesiveless Soils" proc. V. 90, NO SM3 1964. 5, p. 123~156
- [8] Lyman W Heller "Lateral Resistance of piles in Cohesive Soils" proc. V. 90, No SM6, 1964. 11. p. 211~212
- [9] Beugt B. Broms "Design of laterally Loaded piles", proc. V. 91, SM3, 1965
- [10] 横山幸满 "桩结构物的计算方法和计算实例" 中国铁道出版社, 1984
- [11] 西安公路学院等 "桥梁工程" 下册 人民交通出版社, 1980
- [12] Harry G. poulos, "Lateral Load-Deflection Prediction For Pile Groups" Journal of the Geotechnical Engineering Division, V. 101, GT1, 1975. 1. p. 19~34
- [13] Robert L. Sogge "Lateral Loaded Pile Design" V. 107, GT9, 1981. 9. p. 1179~1199

一题一议

粘性土主动土压力计算中的一个误区*

魏汝龙

(南京水利科学研究院土工所 南京 210024)

库伦土压力理论最初是针对砂土而提出的,其中没有考虑凝聚力的影响($c=0$),后来不断有人将它推广应用于粘性土($c \neq 0$)中,由此也产生了一些不应有的模糊观念。为了便于说明,我们不妨从最简单的情况开始。

在地面水平、墙面竖直和光滑的情况中,考虑土的凝聚力的作用,并不影响滑动楔体的破裂面倾角。这可从图1看出。

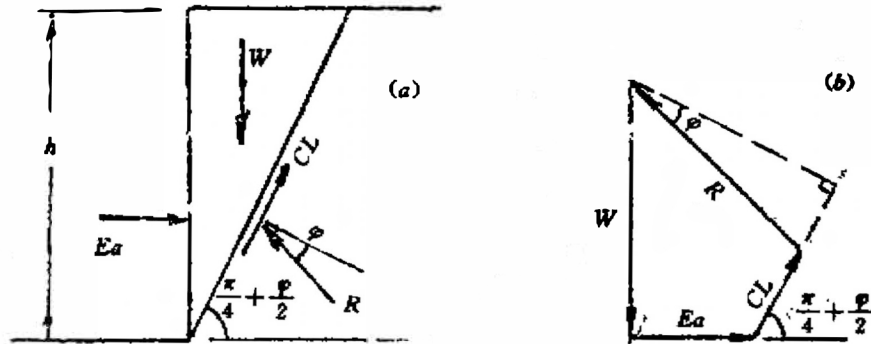


图1

$$E = \frac{1}{2} \gamma h^2 \frac{\tan(\theta - \varphi)}{\tan \theta} - \frac{ch \cos \varphi}{\sin \theta \cos(\theta - \varphi)} \quad (1)$$

使 $\frac{dE}{d\theta} = 0$, 得到 $(\gamma h \sin \varphi + 2c \cos \varphi) \cos(2\theta - \varphi) = 0$, 故

$$\theta_* = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$$

它与 $c=0$ 时得到的完全一样。将它代入式(1), 可得

$$E_* = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_* - 2ch \sqrt{K_*} \quad (2)$$

其中 $K_* = \tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$, 也与 $c=0$ 时的一样。此时, 如果假定土压力沿深度为线性分布, 则(图2a)。

* 收稿日期:1998年2月

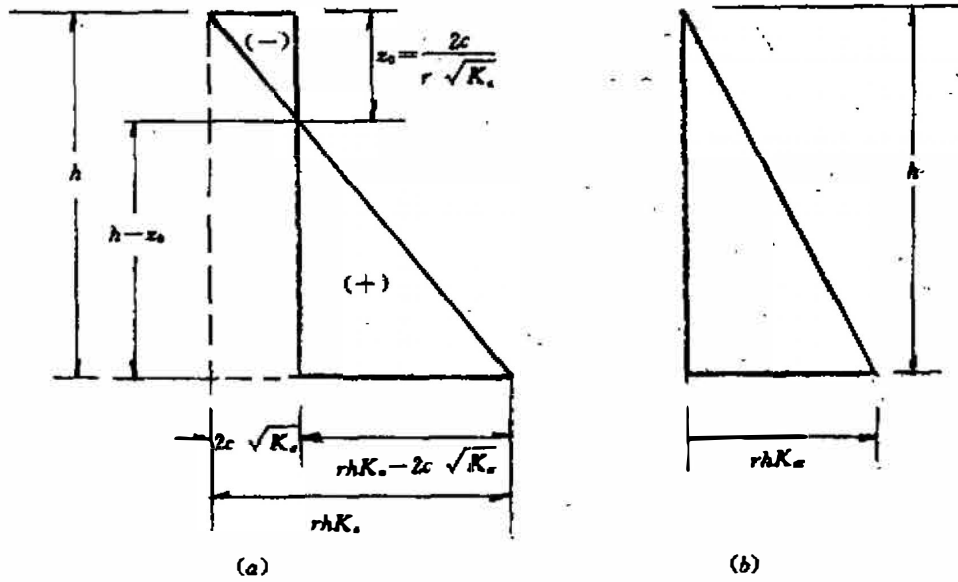


图 2

$$p_s = \gamma h K_s - 2c \sqrt{K_s}$$

这样,在深度 $h_0 = \frac{2c}{\gamma \sqrt{K_s}}$ 处, $p_s = 0$; 而在此深度以上, p_s 为负值,土对墙的作用力不是压力而是拉应力。如果认为墙土之间不可能承受拉应力,那么只能假设在 h_0 深度以上, $p_s = 0$ 。这就是目前国内外通常采用的方法,其中有不少疑点。首先,如果假设在 h_0 深度以上的 $p_s = 0$,则将使主动土压力的合力数值成为

$$E_s = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_s - 2ch \sqrt{K_s} + \frac{2c^2}{\gamma}$$

这与从滑动楔体的极限平衡条件求出者不一致。也就是说,这种作法将导致滑动楔体的力系不平衡。其次,库伦理论从滑动楔体的力系平衡 ($\Sigma F_x = 0, \Sigma F_y = 0$) 出发,只牵涉到土压力的合力大小,而未涉及其分布。如果需要,则必须根据滑动楔体的力矩平衡条件,求出土压力合力的作用点位置,才能在假设线性分布的前提下,确定其分布形状。例如,用此法分析上述挡墙上的主动土压力分布时,从图 3 可以看出,滑动楔体的重量向下作用在其三分之一宽度处的重心上,而滑动面上的反力也作用在其长度的下三分点上。因此,为了保持滑动楔体的力矩平

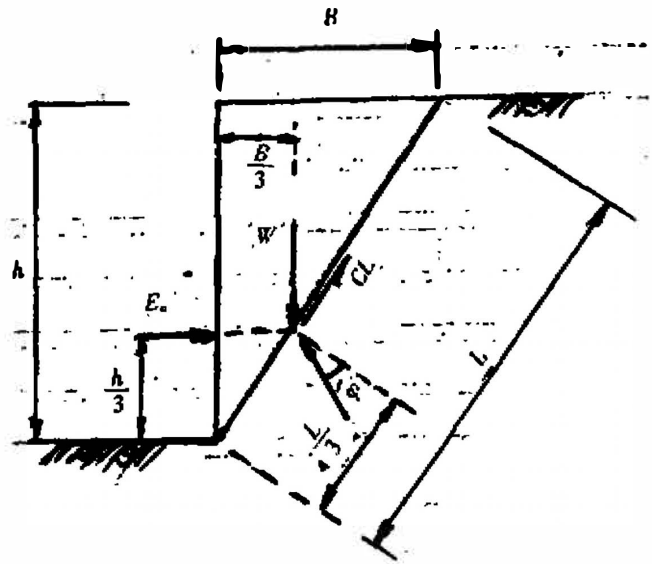


图 3

衡,土压力合力也必须作用于墙高的下三分点上。即使在 $c \neq 0$ 的粘性土中,上述情况也不会改变,因为滑动面上的凝聚阻力 cL 也通过上述三个力的交点(图3)。这就是说,在粘性土中,主动土压力仍为三角形分布(图2b)。所以,它不能用式(2)表示,而最好写成下述形式

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_a \quad (3)$$

$$\text{其中 } K_a = \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \left[\tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - \frac{4c}{\gamma h} \right] \quad (4)$$

这样就可避免将主动土压力分布画成图2a所示形状,从而引起误解,提出粘性土挡墙顶部在墙土之间可能出现拉应力或零应力,甚至提出在土面附近可能出现裂缝的错误概念。

等截面竖向单桩的抗拔承载力研究达到国际先进水平

由同济大学地下建筑与工程系陈竹昌教授主持的上海市建设技术发展基金项目“等截面竖向单桩的抗拔承载力研究”最近通过了由上海市建设委员会组织的专家鉴定。

该研究成果首次提出了桩身抗拔与受压承载力比值 ξ 由桩侧效应和桩端效应两部分组成。桩端效应取决于桩端阻力和桩端地层剖面,基于桩端效应的概念,提出了桩的人工深入 L 对 ξ 的影响随 Δ 的大小与正负而变化的规律,这一规律从更普遍的意义阐明了 Δ 、 ξ 和 L 的关系;为了更全面考虑不同桩型和桩周土性所涉及的诸因素,该课题用“桩周性状”代替了传统的桩型和桩周土性的提法,这是单桩抗拔承载力研究的又一重大突破。

此外,该课题还就桩端阻力和桩侧阻力的强化效应进行了研究,取得了阶段性的成果,这对科学地认识桩基础的承载能力具有积极的指导意义。

鉴定意见认为,该项研究成果具有较高的学术水平、理论价值和工程应用价值,具有良好的社会、经济效益,研究成果达到国际先进水平。

同济大学地下建筑与工程系 刘利民

土的真实抗剪强度受多种条件制约,就是由同一试验结果根据不同理论得到的抗剪强度值也只能是名义值。岩土工程技术人员不仅要搞清土体实际抗剪强度的影响因素及其规律,还要了解各种抗剪强度名义值与实际值在不同条件下的差别。只有这样才能真正体会到在土工分析中使土工分析方法、所取强度参数、测定参数的方法以及应采用的安全系数(或可靠度)保持一致性的重要性,并能根据工程具体情况合理选用分析方法。

关于《地基处理》征稿简则中请作者注意的事项

1. 来稿务求真实、精简。为了审稿及排印方便,字迹需清晰,并用正式公布的简体字。用16开400字稿纸,一式两份。可用复制件。不接收油印稿。译稿并需附原件或其复制件。来稿文责自负。请勿一稿两投。

2. 文章篇幅以6000字为限(专稿不限),文前摘要以300字为限,一题一议、文摘、讨论等短文以3000字为限(包括图幅,表格,附录及参考文献)。

3. 插图务需用黑墨水绘制于描图纸上,不注字,另附,不要折叠。另复制注字后,插入原文内,并注出图号,图名。大小不超过32开为宜。(电脑制图要求图字清晰)。照片需附黑白照片(底片“介绍”插图尽可能附黑白底片,以保证版面清晰)。

编者 1998年6月