

目 次

论 文

塑料排水板联合堆载预压法设计计算.....周霄, 毛建全(3)

柱锤冲扩桩法施工工艺研究.....王恩远, 刘熙媛, 郭成波, 杨彬(9)

富阳国际贸易中心基坑工程设计及监测.....李水明, 章胜南(21)

长距离顶管地下对接施工技术..... 赵国恩, 周霄, 王春华(25)

浅谈山岭单体隧道塌方处理方法.....黄德祥, 覃同新(30)

钱塘江河口形成的地质环境及其喇叭型河口的形成过程.....丁晓勇, 张杰(36)

对矩形基础地基承载力计算方程的思考探索.....孟昭即(41)

一题一议

从某勘测报告不固结不排水试验成果引起的思考.....龚晓南(44)

译 文

采用挪威海积软粘土块状样对设计参数的可能改进.....Torolv Berre, Tom Lunne,
Knut H.Andersen, Stein Strandvik, and Morten. S jursen 管林波 译, 谢新宇 校(46)

塑料排水板联合堆载预压法设计计算*

周霄 毛建全

(杭州天恒投资建设管理有限公司 杭州 310000)

[摘要] 简要介绍了杭州某工业园区软基联合堆载预压处理方案,堆载预压法施工工艺,并对软基处理效果进行了计算分析,得出了塑料排水板联合堆载预压法能增加地基承载力的结论,可供类似工程参考。

[关键词] 堆载预压;塑料排水板;固结;软土地基

绪论

排水固结法是指利用地基土的排水固结性能,并增设竖向排水体和施加预压荷载,加速软土层的固结,加速强度的增长和沉降的发展,以提高地基的承载力与稳定性,改善地基土的变形性质,减少或消除基础沉降的一种地基处理技术方法。适用于处理淤泥、淤泥质土、冲填土等饱和粘性土地基。

按照竖向排水体的类型分为:普通砂井、袋(装)砂井,塑料排水带(板)等;按照预压荷载分为,加载(堆载)预压和真空预压等多种。不同类型的排水体与不同的预压方法应分别采用相应的设计与施工方法。

工程概况

某工业园区占地面积约500亩,场地位于围垦海涂上,软粘土深度达70m以上,其中淤泥质粘土平均厚度22m左右,拟采用堆载预压法处理地基,处理范围约400m×160m。

工程地质条件

场地岩土层自上而下分为4个主层:①淤泥质粉质粘土,灰色,流塑状态,厚度1.0m;②淤泥,灰色,流塑状态,厚度11.7m;③淤泥质粉质粘土,灰色,流塑状态,厚度9.3m;④粉质粘土,深度至钻孔深度。堆载预压设计的计算参数主要涉及各土层的渗透系数、压缩模量、固结系数、有效应力指标、十字板抗剪强度等,各土层主要物理力学性质指标(估计)如表1所示。

* 收稿日期:2008年5月

各土层主要物理力学性质指标

表1

土层名称	厚度 (m)	含水量 (%)	饱和重度 (kN/m ³)	孔隙比	竖向固结系数 C _v (10 ⁻³ cm ² /s)	水平固结系数 C _h (10 ⁻³ cm ² /s)	压缩模量 (Mpa)	固结不排水剪		天然抗剪强度 (Mpa)
								C' (kPa)	φ' (°)	
淤泥粉质粘土	1	44.0	18.0	1.215	1.44	2.0	1.75			
淤泥	11.7	63.1	16.0	1.764	0.3	0.5	1.70	10.5	24	12
淤泥粉质粘土	9.2	36.5	18.5	0.986	1.8	2.4	2.0			
粉质粘土	28.1	28.6	19.0	0.764	3.0	3.8	4.60			

塑料排水板联合堆载预压加固处理方案

1. 塑料排水板设计

塑料排水板设计主要技术指标如表2所示。

塑料排水板设计主要技术指标

表2

尺寸规格 (mm)	整带拉伸强度 (kN/10cm)	通水能力 (cm ³ /s)	打设深度/间距 (m)	布置形式
150×4.5	≥3.5	≥90	23/1.2	梅花型

说明:

- I、考虑涂抹效应，涂抹比s=2，涂抹区渗透系数折减为水平渗透系数的1/5；
- II、施工深度必须要有保障，采用导线电子可测探方式测探打设深度。

2. 排水砂垫层设计

本工程上部结构为精细厂房，对不均匀沉降要求高，鉴于此，排水垫层设计铺设厚度80cm，砂砾级配要求严，砂石粒径<5cm，含泥量少，垫层排水通畅，空隙大，阻力小；同时，铺设两层50kPa/m复合土工布与排水砂垫层共同形成“千层饼”，以增强砂垫层的整体抗拉强度，又兼顾隔离、传力均匀的作用。

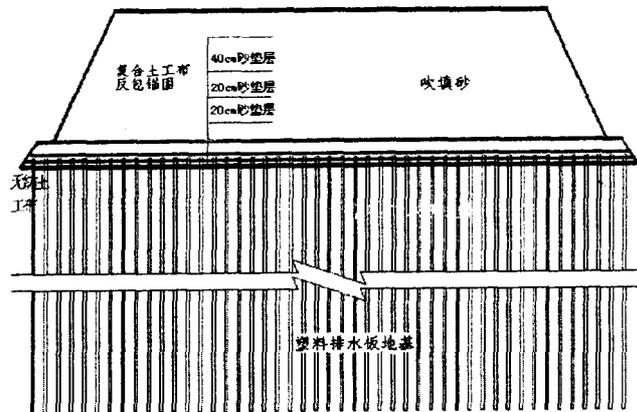


图1 塑料排水板联合堆载预压加固示意图

3. 施工顺序

- (1) 场地清理。去除场地现铺的0.7-1.0m的素填土层（主要是碎石层），以便于铺设土工布以及打设塑料排水板；
- (2) 铺设底层无纺土工布；
- (3) 底部20cm排水砂垫层；
- (4) 打设塑料排水板；
- (5) 20cm排水砂垫层，同时复合土工布反包；
- (6) 40cm排水砂垫层；
- (7) 分层吹填填筑。

计算

本工程计划荷载为：砂垫层80cm（相当于约13.6kPa），吹填4.6m细砂（相当于约68.4kPa），总计82kPa。固结计算剖面如图2示，塑料排水板打穿整个淤泥层22m，填土分3级加载，按照图3进行，各级荷载施加起始点的详细工况如表4所示，前一级荷载施加完毕到后一级荷载施加开始，外荷载不随时间而改变。

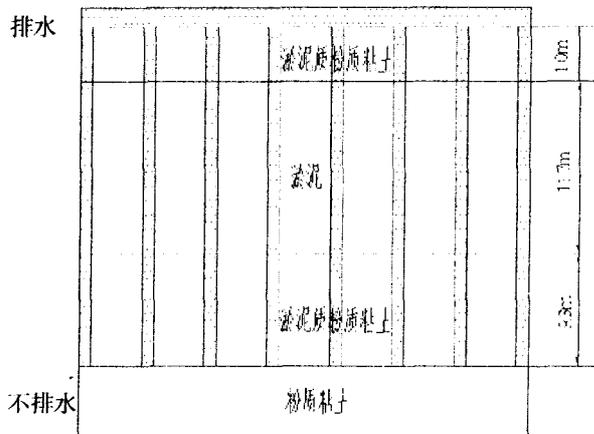


图2 计算剖面图（打穿淤泥层）

计算步骤：

(1) 第一级容许荷载 $p_1 = \frac{5.52 \tau_{f0}}{K} = \frac{5.52 \times 12}{1.3} = 51 \text{kPa}$ ， τ_{f0} 取淤泥层土的天然抗剪强度

度，安全系数 K 取 1.3，确定第一级荷载增量 $\Delta p_1 = 45 \text{kPa}$ ；

(2) 地基在第一级荷载增量 $\Delta p_1 = 45 \text{kPa}$ 作用下，固结度达到 70%，计算所需要的时间为 90 天，这一时间即 Δp_1 的停歇时间，亦即第二级荷载开始施加的时间；

(3) 固结 90 天时，地基的抗剪强度：

$\tau_{f1} = \eta(\tau_{f0} + KU_1 \Delta \sigma_z) = 0.85(12 + 0.26 \times 0.7 \times 45) = 17.24 \text{kPa}$ 。其中， η —土体由于剪切蠕动而引起强度衰减的折减系数，取值范围 0.75 ~ 0.9，这里取 0.85； τ_{f0} ——天然十字

板抗剪强度，这里取淤泥层十字板抗剪强度 12kPa；

$K = \frac{\sin \varphi' \cos \varphi'}{1 + \sin \varphi'} = 0.26$ ， φ' 取淤泥的有

效应力摩擦角指标 24° ； U_t — t 时刻相对于累加荷载的固结度； $\Delta\sigma_z$ — t 时刻的累加荷载；

$$(4) \text{ 计算第二级容许施加的荷载 } p_2 = \frac{5.52\tau_{f1}}{K} = \frac{5.52 \times 17.24}{1.3} = 73.2\text{kPa}, \text{ 从而第二级}$$

容许荷载增量为 $73.2 - 45 = 28.2\text{kPa}$ ，确定第二级荷载增量 $\Delta p_2 = 25\text{kPa}$ ；

(5) 地基在荷载 Δp_2 作用下，固结度计算采用分级加载计算模式，求得固结度达到 70% 所需要的时间为 140 天，这一时间即 Δp_2 的停歇时间，亦即第三级荷载开始施加的时间；

(6) 固结 140 天时，地基的抗剪强度：

$$\tau_{f2} = \eta(\tau_{f1} + KU_t\Delta\sigma_z) = 0.85(17.24 + 0.2 \cdot 0.7 \cdot 70) = 25.56\text{kPa}$$

$$(7) \text{ 计算第三级容许施加的荷载 } p_3 = \frac{5.52 \cdot \tau_{f2}}{K} = \frac{5.52 \cdot 25.56}{1.3} = 108.53\text{kPa}, \text{ 从而第三}$$

级容许荷载增量为 $108.53 - 70 = 38.53\text{kPa}$ ，确定第三级荷载增量 $\Delta p_3 = 12\text{kPa}$ ；

(8) 地基在 Δp_3 作用下，固结度计算采用分级加载模式，求得加载 180 天，210 天，240 天的固结度分别为 $U_{180} = 76.8\%$ ， $U_{210} = 84.5\%$ ， $U_{240} = 90\%$ ，见图 3 和表 3；

(9) 地基在各级荷载作用下的固结度（相对于总荷载）、十字板抗剪强度（淤泥层土）的增长性状如表 4 所示。

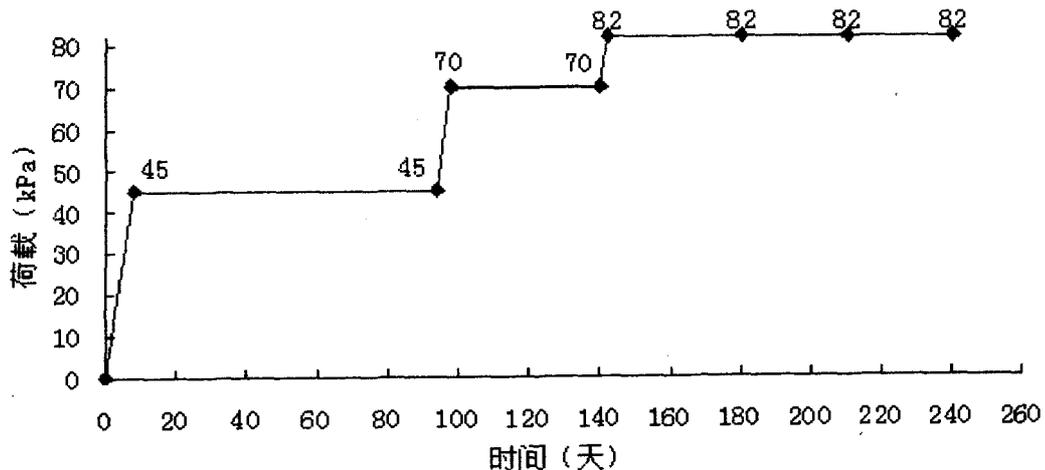


图3 填土荷载施加进度图

填土荷载施加进度表

表3

荷载分级	实际各级荷载增量 p_i (kPa)	各级加载起始时间点(d)	各级加载结束时间点(d)
1	45	0	8
2	25	94	98
3	12	140	142

每一级荷载施加完毕的时间点的地基固结度（对总荷载 82kPa 而言）的增长值，如图 4 所示。

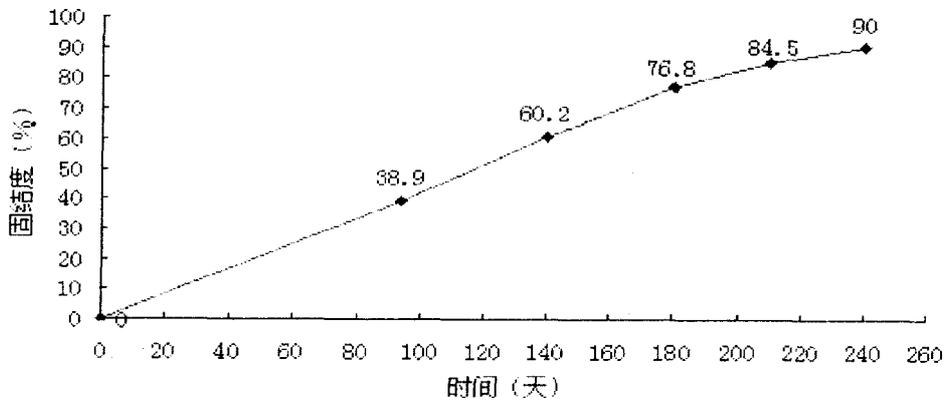


图 4 地基固结度增长

地基固结性状

表 4

时间 (天)	94	140	180	210	240
固结度 (%)	38.9	60.2	76.8	84.5	90.0
十字板抗剪强度(kPa)	17.24	25.56	35.64	37.04	38.04

沉降计算：

压缩层厚度按应力法确定，遵循《建筑地基基础设计规范》GB50007—2002，即 $\sigma_z \leq 0.2\sigma_c$ (σ_z 为附加应力， σ_c 为自重应力)，确定压缩层厚度为50m左右。总沉降分两部分，一部分塑料排水板加固区的沉降，另一部分为加固区以下下卧层的沉降，因塑料排水板加固区以下粉质粘土层总厚度很大，固结速度很慢，完成固结历时时间很长（估算投入生产后的五年内下卧层压缩量为10cm左右，并且压缩量逐年递减），故预压时段不计其压缩量，而只计塑料排水板加固区域的压缩量。计算结果如表5所示。

分层总和法计算总沉降

表5

土层名称	厚度(m)	压缩量(cm)	工后沉降(cm)
淤泥质粉质粘土	1.0	11.2	1.12
淤泥	11.7	108.1	10.8
淤泥质粉质粘土	9.2	21.5	2.15
粉质粘土	—	—	
总沉降	—	140.8	14.08
总沉降修正值	—	169.0	16.9

注：总沉降修正值 $S = m \sum_{i=1}^n S_i$ ， $m = 1.2$ ，工后沉降按预压240天计算。

结论

1. 勘察资料表明，表土淤泥土层标高±0.00 m，填土最终标高为+3.70m，计算地基总沉降约1.7m，设计填土高度设计约5.4m（包括80cm砂垫层厚度）；
2. 塑料排水板规格150×4.5mm，间距1.2m，打设深度22m，打穿整个淤泥土层，施工深度至关重要，建议选择可探测深度；
3. 预压时间确定为240天，地基固结度达到90%，此刻工后沉降约为16.9cm。

效益分析

采用堆载预压代替填土超载，相当于2~3m填土超载，因其为主动向内渗流力，土体稳定和侧向位移都能很好地得到控制，可适当提高填土高度，节约工程投资。更重要的是，联合堆载预压工期短，为工程及时竣工赢得了宝贵的时间，确保工程按时完工，其带来的直接和间接经济效益和社会效益是巨大的。

参考文献

- [1] 钱家欢 殷宗泽 土工原理与计算（第二版）[M] 北京 中国水利水电出版社，1996年
- [2] 柴玉卿 真空堆载联合预压法的固结与渗流研究[M].南京.河海大学，2000年
- [3] 曲斌.塑料排水板处理公路软土地基的设计与施工[J].中南公路工程,2001年

☆ 欢迎投稿 ☆

柱锤冲扩桩法施工工艺研究*

王思远¹ 刘照媛¹ 郭成波² 杨彬²

(1. 河北工业大学土木工程学院 天津 300401; 2. 沧州市机械施工有限公司 河北 061000)

[摘要] 柱锤冲扩桩法是一种新型地基处理方法, 结合多年的工程实践, 对其施工工艺进行了深入分析, 重点研究了施工机具和施工方法, 为柱锤冲扩桩法地基处理技术的进一步推广及应用提供了有力的技术依据。

[关键词] 柱锤冲扩桩法; 施工工艺; 施工机具

前言

1. 工法简介

柱锤冲扩桩法是《建筑地基处理技术规范》JGJ79-2002 新增加的地基处理方法。《建筑地基处理技术规范》JGJ79-2002 首次对柱锤冲扩桩法进行命名, 并对其定义、适用范围、设计、施工、质量检验等作出明确规定。

该工法是在土桩、灰土桩、强夯置换等工法的基础上发展起来的。实施柱锤冲扩桩复合地基主要是采用直径 300~500mm、长 2~6 m、质量 1-8t 的柱状细长锤(长径比 $L/d=7\sim 12$, 简称柱锤)、提升 5~10 m 高, 将地基土层冲击成孔, 反复几次达到设计深度, 边填料边用柱锤夯实形成扩大桩体, 并与桩间土共同工作形成复合地基。

大量地基处理工程实践表明, 柱锤冲扩桩法地基处理技术和其他技术相比具有以下突出的特点: (1) 柱锤冲扩桩法能够用于各种复杂地层的加固处理, 适用范围广; (2) 冲击成孔与补充勘察相结合, 可消除工程隐患; (3) 桩身直径随土软硬自行调整, 桩身与桩间土紧密咬合协同工作; (4) 用料广泛, 可就地取材; (5) 施工设备简单, 操作方便、直观, 便于控制; (6) 工程造价低, 当采用渣土、碎砖三合土作为桩身填料时, 可以大量消耗建筑垃圾, 社会及经济效益好。 (7) 振动及噪声小。

2. 研发概况

柱锤冲扩桩技术由河北工业大学、沧州市机械施工有限公司等单位从 1989 年开始进行开发研究, 并先后通过河北省^{[1][3][4]}和建设部^[2]的鉴定。1994 年获河北省科技进步三等奖; 1996 年列入建设部科技成果重点推广计划; 1998 年获天津市新技术推广证书; 1997 年正式颁布了河北省工程建设标准《柱锤冲孔夯扩桩复合地基技术规程》DB13(J)10-97^[5]。为了进一步推广该项技术, 原建设部标准定额研究所有关领导亲临施工现场进行考察, 认为该项技术在设

* 收稿日期: 2008 年 5 月

计理论、施工工艺、质量检验等方面已日臻完善,特别是对人工填筑的沟、坑、洼地等欠固结土层及杂填土的处理,更显示出特有的优越性。当桩身填料使用建筑垃圾等工业废料时,不仅避免了建筑垃圾占用土地,而且减少污染、保护环境。为此决定在《建筑地基处理技术规范》JGJ79-91修订时增加这一内容(见建设部建标[1997]第71号文及中国建筑科学研究院[98]建研地字第8号文)。经规范主编张永钧研究员提议并经全体编制组成员讨论通过,将该工法最终命名为“柱锤冲扩桩法”,并编入中华人民共和国行业标准《建筑地基处理技术规范》JGJ79-2002第15章。

3. 工程应用概况

初期(1994年以前)主要用于浅层松软土层($\leq 4\text{m}$),桩身填料主要是渣土或2:8灰土,建筑物多为4~6层砖混住宅。主要在河北省沧州地区、衡水地区及山东、河南等地应用,加固机理以挤密为主。

20世纪90年代中期引进天津,多用于沟、坑、洼地、水塘等松软土层或杂填土等地基的处理。为解决坍孔及提高地基处理效果,对成孔工艺及桩身填料进行改进,开发出复打成孔及套管成孔新工艺。借鉴生石灰桩的加固机理,在桩身填料中加入生石灰(即《建筑地基处理技术规范》JGJ79-2002中推荐采用的碎砖三合土),实践证明加固效果良好,加之造价较低(仅相当于混凝土灌注桩的40%),因此争相被业主采用。仅天津市华苑居住区(建设部示范小区)就达40万平方米建筑面积。其加固机理主要是置换及生石灰的水化胶凝反应。在这一时期还曾用于基坑(4~5m)护坡,效果也较好。

上世纪末,由于市场形势变化,柱锤冲扩桩在原有基础上开始向深、强方向发展。桩身填料除了渣土、碎砖三合土及灰土以外,级配砂石、水泥土、干硬性水泥砂石料、低标号混凝土等也开始采用。柱锤冲孔静压沉管-分层填料柱锤夯扩成桩工艺及中空锤振动沉管-分层填料柱锤夯扩成桩工艺的采用,使得地基处理深度大大加深,桩身强度及复合地基承载力也大大提高。除建筑工程外,公路工程地基处理、堆场等也开始采用这一地基处理方法。

近几年来,柱锤冲扩桩法应用领域进一步扩大。工程实践表明,柱锤冲扩挤密灰土(土)桩可用于湿陷性黄土地区。通过合理确定设计参数,并经试桩施工及桩间土检测,证明该技术可以有效地消除黄土的湿陷性,处理深度可达15-20m。当桩身填料采用干硬性水泥砂石料时,可使一桩两用。既可消除黄土湿陷性又可大大提高地基承载力。此外,北京周边地区广泛采用柱锤冲扩挤密砂石桩消除砂土液化效果良好,处理深度达6-8m。在山区不均匀地基处理中,柱锤冲扩桩法也得到了广泛应用。

施工机具

一. 柱锤

(一) 柱锤类型

经过多年来的生产实践,柱锤冲扩桩法采用的柱锤可分为等截面杆状柱锤、变截面柱锤两大类。每一类柱锤中的锤尖、锤体的形式也有所不同,具体归纳见表1所示。

柱锤类型

表 1

类型 参数	等截面杆状柱锤					变截面柱锤	
	平底或凹底	锥形底	半球形底	方形断面	活动锤尖	纺锤形	扩底锤
直径 (mm)	300-500	300-500	300-500	300-500	300-500	500-1000	300-600
质量 (t)	1-9	1-9	1-9	1-9	1-9	10-20	1-9
适用范围	一般软土	较硬土层	扩底桩	饱和软粘土	饱和软粘土	大直径桩	一般软土

(二) 不同锤型加固效果对比

在柱锤冲扩桩法施工过程中,不同锤型对地基土的作用效应是不同的,因此,应根据土质及设计施工要求进行选择。

柱锤冲扩桩法加固一般软土地基主要使用等截面圆形平底或凹底杆状柱锤。尖锥形杆状柱锤及变截面柱锤等也有应用。

1. 等截面杆状柱锤

目前,等截面杆状柱锤最常用的是等截面圆形柱锤。这类柱锤制作简单,在软土地基中冲孔时,有很好的涂抹护壁作用,并可止水、防止坍孔。但是,圆形柱锤冲孔时所受的摩阻力大,消耗夯击能较多,使得桩孔下部土层所受的冲击力有所减小。同时,由于孔底的气闭作用,柱锤冲击效率也会受到影响,在提锤过程中所受的阻力也较大,因此,在实际工程中所采用杆状柱锤的圆形截面周边多为凹凸状。

(1) 平底或凹底杆状柱锤^[6]

与一般等截面圆形平底柱锤相比,等截面圆形凹底杆状柱锤对地基土的作用效果并不完全相同,其作用力示意图如图 1 所示。

由图可知,平底柱锤底面对土的作用力是均匀的,而凹底柱锤在和土壤接触时底面作用力是边缘大而中心较小,作用力方向也不相同。因此,在相同的提升高度下,相同质量、相同锤体半径的平底柱锤和凹底柱锤相比较,凹形柱锤向下的侵彻力要小于平底柱锤。凹底柱锤底面边缘作用力有冲切作用,中间斜向作用力的垂直分力有向下的冲切压实作用,而水平分力有向锤中心聚能的作用,

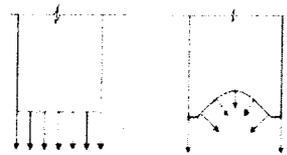


图 1 平底与凹底柱锤锤底对土的作用力示意图

因此,易在柱锤底部形成弹性土楔,有利于柱锤冲击下沉,并可减少浅层土的侧向挤出,从而增加对地基土的强力夯实效果。同时,由于凹底内会残留部分空气,使得柱锤底面和土不能完全接触,这虽然会对向下的作用力有所影响,但是在处理软粘土时,相对于平底柱锤要容易拔锤且可减少坍孔。另外,在浅层冲扩施工时,凹底柱锤与平底柱锤比较,不易发生倾倒。平底柱锤由于加工简单,所以目前工程上也多有应用。

(2) 锥形底柱锤^[6]

锥形底柱锤分尖锥形及截锥形两种。尖锥形底柱锤如图2所示。

由于尖锥形底柱锤的头部和土的接触面积小，所以拔锤阻力小。更为重要的是，尖锥形底柱锤在冲孔过程中有劈裂侧挤作用，使冲孔阻力小，成孔速度快。在填料成桩过程中，对下层填料是深层动力压实作用，对上层新填料除了动力压密还有侧向挤密作用。通过锤的动力夯击，在锤侧面产生较大的动态被动土压力，柱锤推土迫使填料向周边挤出，桩间土也被强力挤密加固，因此尖锥形底柱锤更适用于较硬土层、有硬夹层或大块粗骨料的地基土加固处理工程中。

根据土动力学中侵彻理论^[7]，柱锤底部锥形顶角越大，柱锤在侵彻过程中所受到的侵彻阻力也越大，而最终侵彻深度越小。由此可知，柱锤底部越尖锐，在冲孔侵彻过程中侵彻效率越显著。因此，锥形底柱锤要比平底和凹底柱锤的侵彻效率高。通过对柱锤底部锥形顶角大小与柱锤最终侵彻深度的理论计算分析，锥形顶角在60-120°时，尖锥形底柱锤对地基土的冲击侵彻效率较高。当采用跟管成孔而桩身填料为碎石等粗骨料时，平底或凹底柱锤易卡锤，而采用锥形底柱锤效果较好。

(3) 半球形底杆状柱锤

如图3所示，半球形底柱锤锤底冲击力向外扩散，因此夯击影响范围大，与尖锥形底柱锤具有相似的冲切侵彻效果，更适用于桩底夯扩施工。

(4) 方形断面杆状柱锤

如图4所示，与圆形杆状柱锤相比，方形断面杆状柱锤冲孔所受阻力小，且方形断面锤四周透气，容易拔锤。但是，由于方形断面柱锤与桩孔之间存在缝隙，当地基土中有粗骨料时，提锤时容易被粗骨料卡住。因此，方形断面杆状柱锤适用于粘聚力较大的软粘土。

2. 变截面柱锤

如图5所示，与等截面柱锤相比，变截面柱锤重心低，锤径大，重量大，因此适用于大直径桩的施工。在柱锤成孔及填料成桩的过程中，通过二次挤密的作用，桩身直径可达2.5m。同时，在冲孔过程中，因锤侧所受的摩阻力小，起锤容易，不易卡锤，所以地基处理深度较大。

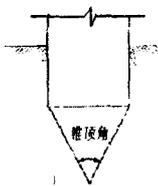


图2 尖锥形柱锤

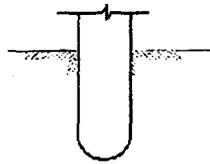


图3 半球形底柱锤

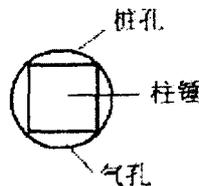


图4 方形断面柱锤



图5 纺锤形柱锤

(三) 常用柱锤汇总

目前生产上采用的系列柱锤见表2。

常用柱锤明细表

表 2

序号	规格			锤底形状	锤底静压力 (kPa)
	直径(mm)	长度(m)	质量(t)		
1	325	2~6	1.0~4.0	平底、凹底或锥形底	120~480
2	377	2~6	1.5~5.0	平底、凹底或锥形底	134~447
3	500	2~6	3.0~9.0	平底、凹底或锥形底	153~459

注：(1) 封顶或拍底时，可采用质量 2~10t 的扁平重锤进行。(2) 锤型及锤底形状依土质及成孔深度按当地经验采用。

柱锤可用钢材制作或用钢板为外壳内部浇筑混凝土制成，也可用钢管作外壳内部浇铸铁制成。

为了适应不同工程的要求，钢制柱锤可制成装配式，由组合块和锤顶两部分组成，使用时用螺栓连成整体，调整组合块数(一般 0.5t/块)，即可按工程需要组合成不同质量和长度的柱锤。为防止冲扩时出现负压，可采用活动桩尖及通气孔等措施。

锤型选择应按土质软硬、处理深度及成桩直径经试成桩后加以确定。当采用自动脱钩装置时，柱锤长度不宜小于处理深度，以免冲孔时挂钩困难。

二. 冲扩桩机

(一) 吊车型冲扩桩机

吊车型冲扩桩机由吊车、柱锤、护筒、卷扬机、自动脱钩装置等组成，适用于桩长在 6m 以内的桩体施工。

吊车可选用 8~30t 自行杆式起重机。当成桩深度不大于 4m 时，为减少冲击能量损耗，可采用自动脱钩装置。起重能力应通过计算或现场试验确定(按锤重及成孔时土层对柱锤的吸附力确定)，一般不应小于锤重的 2~4 倍。必要时也可增设辅助桅杆或锚拉设备。

自动脱钩装置由钢板制成，要求有足够的强度，使用灵活。当柱锤提升到预定高度时，能自动脱钩下落。如图 6 所示。

护筒采用钢管制作，其外径及长度依设计要求确定。常用钢管外径为 $\phi 325$ 、 $\phi 377$ 、 $\phi 426$ 、 $\phi 477$ 。在护筒上部应开加料口，加焊提筒吊耳，护筒上应设明显的深度标记。

柱锤直径应比护筒内径小 50~70mm(使用护筒长度较大时取大值)。当采用自动脱钩装置时，柱锤应比使用护筒长 1000~1500mm。

(二) 多功能冲扩桩机

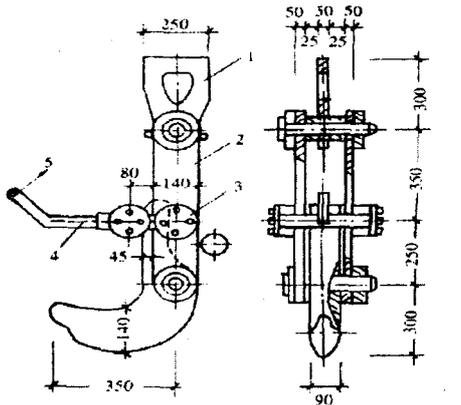
多功能冲扩桩机由沧州市机械施工有限公司和河北工业大学联合研制。整机为液压步履式(分为前置式及中置式)，可完成柱锤冲扩、沉管及螺旋钻取土等作业。如图 7 所示，该桩机由液压步履行走底盘、机架、柱锤、钢护筒、主副卷扬机、配电箱、液压夹持器等组成。必要时，配有长螺旋取土钻头及振动装置。

当冲孔过程中坍孔不严重时，可利用钢丝绳起吊柱锤完成冲孔及填料夯扩。必要时可利用护筒导向及孔口防护。在地下水位以下或冲孔过程中坍孔严重时，可采用跟管成孔，即：一边用柱锤冲孔一边下压护筒(分液压抱压式及绳索式加压)，以防止孔壁坍塌。成桩时边提

护筒边填料冲扩成桩。当遇到硬夹层或为防止冲孔产生挤土造成地面发生隆起时,也可换上螺旋钻头先引孔再冲扩成桩。

多功能冲扩桩机的研制实现了一机多用。适用于桩长 15m 以内的桩体施工。

(三) 振动沉管冲扩桩机



1-吊环;2-耳板;3-循环轴辊;4-锁环;5-拉绳

图6 自动脱钩器

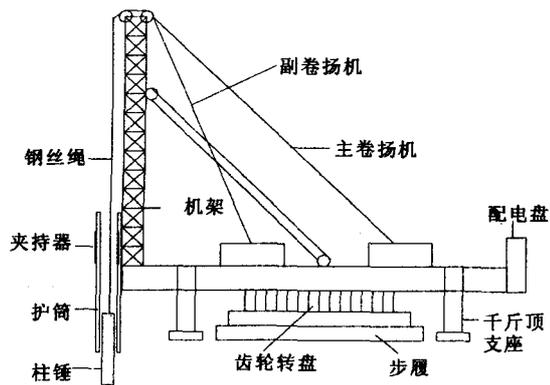


图7 前置式多功能冲扩桩机示意图

振动沉管夯扩桩机由一般振动沉管桩机改制而成,通常由沉管拔管设备、中空双电机振锤、柱锤、沉管、卷扬机等组成,适用于桩长在 20 m 以内的桩体施工。

三. 其他机具

为了便于填料的运输及拌和,应配置翻斗汽车、铲车、推土机、手推车、搅拌机 etc 机具。为了计算填料量及成桩深度,尚应配置量方料斗及长度不小于成孔深度的量尺(也可在护筒及柱锤或钢丝绳上作出标记进行测量)。

施工

一. 施工前准备

(一) 正式施工前施工单位应具备的文件资料

1. 工程地质详细勘察资料(包括加固深度内松软土层的动力触探资料);
2. 建筑物总平面布置图及室内地面标高;
3. 柱锤冲扩桩位平面布置图及设计施工说明;
4. 施工前应编制施工组织设计,对机械配置、人员组织、场地布置、施工顺序、进度、工期、质量、安全及季节性施工措施等进行合理安排;
5. 应具有根据总平面图设置的永久性或半永久性建筑物方位及标高控制桩。

(二) 施工前应整平场地,清除地上及地下障碍物。当表层土过于松软时应碾压夯实。场地整平后,桩顶设计标高以上应预留 0.5~1.0m 厚土层。

(三) 试成桩时发现孔内积水较多且坍孔严重时, 宜采取措施降低地下水位。

(四) 桩位放线定位前应按幢号设置建筑物轴线定位点和水准基点, 并采取妥善措施加以保护。

(五) 根据桩位设计图在施工现场布设桩位, 桩位布置与设计图误差不得大于 50 mm, 并经监理复验后方可开工, 在施工过程中尚应随时进行检查校验。

(六) 成桩前应测量场地整平标高, 并根据设计要求及动力触探结果确定成桩深度及桩长。施工过程中尚应测量地面标高变化并随时调整成桩深度。

(七) 当填料用量较大时, 应设专用料场进行集中拌料, 桩身填料质量及配合比应符合设计要求。

二. 施工作业

柱锤冲扩桩施工流程为: 桩机就位→成孔→填料夯实成桩→桩机移位, 重复上述步骤进行下一根桩施工, 如图 8 所示。

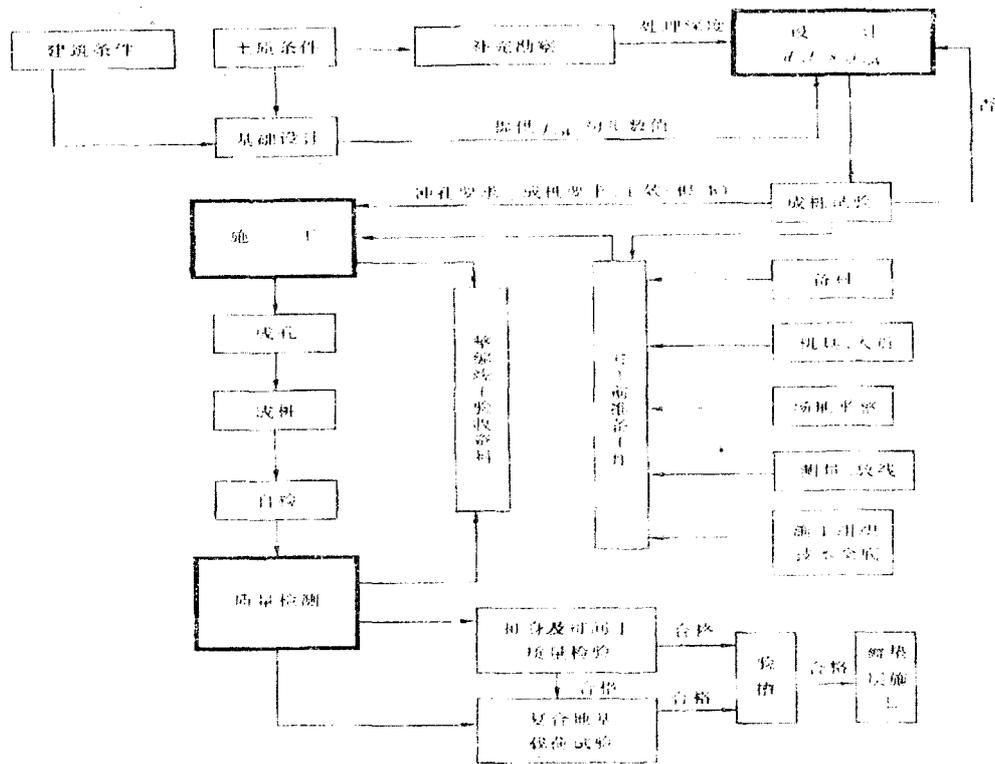


图 8 柱锤冲扩桩设计、施工、检测流程图

(一) 成孔

1. 冲击成孔

根据土质及地下水情况可分别采用下述三种成孔方式:

(1) 冲击成孔：适用于地下水位以上不坍孔土层。成孔时将柱锤提升一定高度，自动脱钩（成孔深度不大于4m）或用钢丝绳吊起下落冲击土层，如此反复冲击，接近设计成孔深度时，可在孔内填少量粗骨料继续冲击，直到孔底被夯密实。

(2) 填料冲击成孔：成孔时出现缩径或坍孔时，可分次填入碎砖和生石灰块，边冲击边将填料挤入孔壁及孔底，当孔底接近设计成孔深度时，夯入部分碎砖挤密桩端土。

(3) 复打成孔：当坍孔严重、难以成孔时，可提锤反复冲击至设计孔深，然后分次填入碎砖和生石灰块，待孔内生石灰吸水膨胀、桩间土性质有所改善后，再进行二次冲击复打成孔。

当采用上述方法仍难以成孔或成孔速度较慢时，可采用跟管成孔。

2. 跟管成孔

(1) 内击沉管

适用于6m以下桩长施工，可采用吊车型或步履式夯扩桩机进行。施工步骤为如下：①挖桩位孔，孔深0.4~0.6m；②放入护筒，在护筒中加入0.4~0.6m高碎砖等粗骨料制成砖塞；③将柱锤吊入护筒进行冲击，直至护筒达到设计标高。

在柱锤冲击过程中，需保证砖塞不被击出护筒，并根据施工情况随时填加碎砖。沉管过程应作好施工记录，管底标高依设计要求及终孔时护筒贯入阻力确定。填料夯扩前应将砖塞击出护筒。

(2) 柱锤冲扩、静压沉管

适用于12m以下桩长施工，可采用步履式夯扩桩机进行。施工步骤为如下：①桩机就位，将护筒及柱锤置于桩点；②柱锤冲击成孔，边冲孔边压护筒至设计标高，管底标高依设计要求及终孔时柱锤最后贯入深度确定。

(3) 振动沉管

①桩机就位，将预制桩尖置于桩点凹坑中；②振动沉管。管底标高依设计要求及终孔时最后30s密实电流确定，电流值根据试桩或当地经验确定。填料夯扩前应将预制桩尖夯入土中。

3. 螺旋钻引孔

螺旋钻引孔（可结合柱锤冲扩）成孔速度快，成桩直径大，噪声及振动小，易通过土中硬夹层，但成孔挤密效果差。多用于局部硬夹层引孔或土质坚硬且深度较大时。当地下水位较浅，且水量丰富时，不宜采用。若采用则需进行有效止水或采取预先降水措施。

4. 成孔施工质量要求

成孔过程中的检查项目主要包括：孔位、沉管最后30s的密实电流或终孔时锤击阻力、孔底标高、桩架垂直度等。孔位中心偏差不应大于50mm；成孔深度不应小于设计深度；垂直度偏差不应大于1%-1.5%；孔内无积水，孔底密实。

(二) 填料成桩

1. 桩身填料

《建筑地基处理技术规范》JGJ79-2002^[8]规定：柱锤冲扩桩体材料可采用碎砖三合土、级配砂石、矿渣、灰土、水泥混合土等。规范推荐采用碎砖三合土，并对其填料要求及配合比作了明确规定。当采用其他填料时，规范建议应结合当地情况经试验确定填料配比及适用性。

近几年来，除了建筑渣土、碎砖三合土仍广泛采用以外，其他各种无机物料及粘结性材料的应用也多有报道。如为了消除砂土液化，北京周边地区广泛采用柱锤冲扩挤密砂石桩，处理深度达6~8 m。江西利用土夹石（山皮土）柱锤强夯置换成桩，直径可达1 m，处理深度达10 m左右。西北地区广泛采用柱锤冲扩灰土（土）桩挤密桩间土，消除黄土湿陷性，深度达15~20 m。目前这种方法已广泛应用于湿陷性黄土地区的湿陷处理，并且已被《湿陷性黄土地区建筑规范》GB50025-2004^[9]增编。河北工业大学与沧州机械施工有限公司合作，利用干硬性水泥砂石料及干硬性水泥土柱锤冲扩成桩也取得了成功，桩身直径可达0.6m，处理深度可达10~20m。综上所述，桩身填料及配比如表3所示，供工程参考应用。

柱锤冲扩桩桩身填料汇总表^{[10][11]}

表3

填料	碎砖三合土 (渣土)	级配砂石 或土石屑	灰土	水泥混合土	水泥砂石料	土夹石	二灰
配合比	生石灰： 碎砖： 粘性土 =1:2:4 (体积比)	石子:砂 =1:0.6~0.9 或土石屑	消石灰:土 =1:3~4 (体积比)	水泥:土=1:5~9 (体积比)	水泥:骨料 =1:5~1 (重量)； 骨料=砂:碎 石=1:2~3 (重量)； 水灰比 =0.2-0.4； 骨料也可用土 石屑	其中碎 石含量 不小于 30%-50%	生石灰:粉 煤灰=1:2 ~1.5:1 (体积比)
填料要求	①碎砖 $d_{max} \leq 120\text{mm}$ ②土料不含有 机物料 ③块状生石灰 III级以上 ④含水量适中	① $d_{max} \leq 50\text{mm}$ ② 含泥量 $\leq 5\%$ ③ 土石屑： $d < 2\text{mm}$ 颗粒 不宜超过全 重50%， $C_r > 0.5$	①新鲜生石灰 不低于III级， 消解 3-4d， $d_{max} \leq 5\text{mm}$ ②素土 $d_{max} \leq 15\text{mm}$ ，有机 质 $< 5\%$ ③含水量 ω 约 10%	①素土 $d_{max} \leq 20\text{mm}$ ，有机质 $< 5\%$ ②水泥32.5 ③含水量 ω 约 16%	① $d_{max} \leq 40\text{mm}$ ②含泥量 $\leq 5\%$ ③水泥32.5 ④砂：(砂+ 石)约为0.33	① $d_{max} \leq 1/3$ 桩径 ②不含植物 残体 ③含水量 适中	①新鲜生 石灰块 $d_{max} \leq 70\text{mm}$ ②粉煤灰 含水量 ω 约30%
夯实要求	$N_{63.5} \geq 8 \sim 10$ ； 填料充盈系 数 $\beta \geq 1.5$	$N_{63.5} \geq 7 \sim 8$ ； 填料充盈系数 $\beta \geq 1.2 \sim 1.4$	压实系数 $\lambda_c \geq 0.96$ ； 干密度 $\rho_d \geq 1.45 \sim 1.55\text{t/m}^3$	压实系数 $\lambda_c \geq 0.93$ ； 干密度 $\rho_d \geq 1.5 \sim 1.75\text{t/m}^3$ ； $N_{10} \geq 30 \sim 40$	压实系数 $\lambda_c \geq 0.93$ ； 夯沉量 $S_g \leq [S_g]$	$N_{63.5} \geq 10$ ； $\lambda_c \geq 0.94$ $\beta \geq 1.5$	$\beta = 1.5 \sim 2$ ； $N_{10} \geq 20 \sim 25$

注：(1) 根据柱锤冲扩桩受力特点，当桩身采用散体材料时，可在上部桩身改用粘结性材料或加入少量水泥。如下部采用碎石桩，上部采用水泥砂石桩，实践证明加固效果良好，且可降低造价。

(2) 表中符号说明： d_{\max} 为填料最大粒径； $N_{63.5}$ 为重型动力触探击数； C_u 为不均匀系数； $[S_g]$ 为允许夯沉量（mm/击）； N_{10} 为轻型动力触探击数。

2. 桩体施工

(1) 进行桩身填料前孔底应夯实；当孔底土质松软时可夯填碎砖、生石灰挤密。

(2) 成桩方法

依据成孔方法及采用的施工机具不同分为四种方法。

① 孔内分层填料夯扩：采用柱锤冲孔或螺旋钻引孔达到预定深度以后，可在孔底填料夯实，然后在孔内自下而上分层填料夯扩成桩。

② 逐步拔管填料夯扩：当采用跟管成孔达到预定深度以后，可采用边填料、边拔管、边由柱锤夯扩的方法成桩。

③ 扩底填料夯扩：当孔底地基土层较软时，可在孔底进行反复填料夯扩形成扩大端，待孔底夯击贯入度满足要求时，再自下而上分层填料夯扩成桩。当桩身采用水泥砂石料等粘结性材料且桩底土质较硬时，为提高单桩承载力也可以实施扩底。

④ 边冲孔边填料、柱锤强力夯实置换法：对于过于松软土层（厚度 $\leq 3\text{m}$ ），当采用上述方法仍难以成孔及填料成桩时，可采用边冲孔边填料、柱锤强力夯实置换法。

(3) 夯填要求

用标准料斗或运料车将拌和好的填料分层填入桩孔夯实。锤的质量、锤长、落距、分层填料量、分层夯填度（夯实后填料厚度与虚铺厚度的比值）、夯击次数、总填料量、桩身密实度等应根据试验或按当地经验确定。每个桩孔应夯填至桩顶设计标高以上至少 0.5m，其上部桩孔宜用原槽土夯封。施工中应作好记录，并对发现的问题及时进行处理。

(4) 成桩顺序

成桩顺序依土质情况决定。当地基土经柱锤冲扩后地面不隆起时，采用自外向内成桩；当地基土经柱锤冲扩后地面有隆起时，采用自内向外成桩；当地基土经柱锤冲扩后地面隆起严重时，可隔行跳打或先用长螺旋钻引孔，再施工柱锤冲扩桩。即当采用夯扩挤密法成桩时，可采用自外向内成桩，当采用夯扩置换法成桩或成桩时地面隆起严重时，应采用自内向外或间隔成桩。当一侧毗邻建筑物时，应由毗邻建筑物向另外一方向施打。

(三) 施工中注意事项^[10]

(1) 当试成桩孔时发现孔内积水较多且坍孔严重，宜采取措施降低地下水位。

(2) 柱锤冲扩桩施工过程中，如果出现缩颈和坍孔，可采取分次填碎砖和生石灰。边冲击边将填料挤入孔壁及孔底时，柱锤的落距应适当降低，冲孔速度也应适当放慢，使碎砖和生石灰与孔内松软土层强行拌合，生石灰吸水膨胀，改善孔壁土的性质。

(3) 当采用填料冲击成孔或二次复打成孔仍难以成孔时，也可以采用套管跟进成孔，即用柱锤边成孔边将套管压入土中，直至桩底设计标高。

(4) 对于散体材料桩，补桩或复打成孔宜在原桩位，有困难时也可在桩间进行。

(5) 柱锤夯扩桩施工质量关键在于桩体密实度，即分层填料量、分层夯填度及总填料量

的控制。施工时应随时计算每分层成桩厚度的充盈系数是否大于1.5(或设计要求)。如果密实度达不到设计要求,应空夯夯实或采用其他有效措施。

(6) 当柱锤冲扩桩夯实桩体施工至设计桩顶标高以上时,为了防止倒锤,余下桩体的夯实可改用平锤夯封。

(7) 施工时应注意地面隆起造成的标高变化,并应根据实际地面标高调整成孔深度。

质量检验标准

柱锤冲扩桩复合地基质量检验标准可参考表4进行。

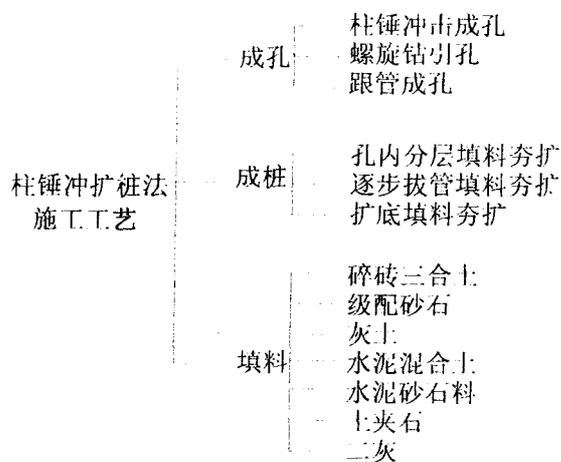
表4 柱锤冲扩桩复合地基质量检验标准^[12]

柱锤冲扩桩复合地基质量检验标准^[12]

表4

项目	序号	检查项目	允许偏差或允许值		检查方法
			单位	数值	
主控项目	1	地基承载力	设计要求		按规定的方法
	2	桩长	mm	-200	测桩孔深度及标高
	3	填料量	%	≥95	实际填料量与计算用料量比
	4	桩身密实度	设计要求		重型动力触探、取样检查
一般项目	1	材料配比	设计要求		现场取样
	2	骨料粒径	mm	≤120	目测或丈量
	3	桩孔垂直度	%	≤1.0-1.5	用垂球或经纬仪
	4	桩位偏差	mm	≤d/2 (d为桩径)	用钢尺量
	5	桩径	mm	-100	用钢尺量
	6	槽底桩间土	设计要求		轻型动力触探(1~2m)

施工工艺总结



参考文献

1. 王光明, 郝春元等, 重锤冲孔夯扩建筑垃圾挤密桩成果鉴定证书[R], 沧州市机械施工有限公司, 河北工学院等, 1993
2. 王光明, 王恩远等, 重锤冲孔夯扩置换三合土桩复合地基成果鉴定证书[R], 沧州市机械施工有限公司, 河北工业大学等, 1996
3. 李健, 杨文杰, 王光明等, 柱锤夯扩灌注桩技术成果鉴定证书[R], 沧州市机械施工有限公司; 河北工业大学等, 2000
4. 王恩远, 梁瑞琳, 刘熙媛等, 柱锤冲扩桩复合地基承载力及变形特性试验研究成果鉴定证书[R], 河北工业大学, 2002
5. 王恩远, 王光明, 郝春元等, 河北省工程建设标准《柱锤冲孔夯扩桩复合地基技术规程》DB13(J) 10-97[S], 石家庄: 河北省建设委员会发布, 1997
6. 张志冉, 柱锤冲扩桩法加固机理研究及复合地基承载力的神经网络预测[D], 河北工业大学硕士学位论文, 2006
7. 杨桂通 著, 土动力学[M], 北京: 中国建材工业出版社, 2000
8. 《建筑地基处理技术规范》JGJ79-2002[S], 北京: 中国建筑工业出版社, 2001
9. 中华人民共和国建设部, 《湿陷性黄土地区建筑规范》GB50025-2004[S], 北京: 中国建筑工业出版社, 2004
10. 腾延京 主编, 建筑地基基础工程施工技术指南[M], 北京: 中国建筑工业出版社, 2005
11. 王恩远 等, 《柱锤冲扩水泥砂石桩技术规程》CQB2007-1[S], 沧州机械施工有限公司企业标准, 2007
12. 王恩远, 吴迈 编著, 工程实用地基处理手册[M], 北京: 中国建材工业出版社, 2005

Study on Construction Technology of Piles Thrusted-expanded in Column-hammer

WANG En-yuan¹ LIU Xi-yuan¹ Guo Cheng-bo² Yang Bin²

(1. School of Civil Engineering, Hebei University of Technology, Tianjin 300401, China
2. Cangzhou City Machine Construction Ltd.)

Abstract: Piles thrust-expanded in column-hammer is a new ground treatment method. On the basis of engineering practice, construction technology is studied thoroughly. Central study includes construction machines and construction methods. The results provide the technology support for popularization and application of the ground treatment method.

Key words: Piles thrust-expanded in column-hammer; construction technology; construction machines

富阳国际贸易中心基坑工程设计及监测*

李水明

章胜南

(宁波建工集团 宁波 320000) (浙江省电力设计院 杭州 310005)

工程概况

拟建的富阳国际贸易中心位于富阳江滨西大道与江堤路交叉口西南侧。该建筑物由一幢26层宾馆、一幢19层写字楼及4层裙房组成,平面形体呈长方形。该建筑物地下室基坑南北向长约118m,东西向宽约94m;基坑挖深分别有4.95m、6.10m、7.15m、7.60m和7.85m五种。建筑物地基采用钻孔灌注桩。

工程地质条件

1. 土层分布

本场地基坑开挖及对基坑开挖产生影的土层分布如下:

①-1 杂填土:灰色或黄色,结构松散,稍湿~湿,由碎块石和粉质粘土组成,含砖瓦碎块及生活垃圾等,性质不均。

①-2 淤泥质填土:灰或灰黑色,饱和,结构松散,含有机质及少量碎石等,局部分布。

②-1 粉质粘土:黄色,软塑~可塑,饱和,含铁锰质氧化物,局部夹粉土。稍有光滑,摇振反应无,干强度中等,韧性中等。

②-2 粉质粘土:灰、灰黄色,流塑~软塑,饱和,含有机质及植物腐殖质。稍有光滑,摇振反应无,干强度中等,韧性中等。

②-3 粉质粘土夹粉土:灰或灰褐色,软塑或稍密,饱和,以粉质粘土为主,具层理,夹0.2~0.5厘米厚粉土薄层,局部夹10~30厘米厚粉土夹层及少量粉细砂。稍有光滑,摇振反应无,干强度中等,韧性中等。

②-4 粉土:青灰色,饱和,稍密,局部中密状,含云母片,局部夹粘土夹层,无光滑,摇振反应迅速,干强度低,韧性低。

③ 淤泥质粉质粘土:灰色,流塑,呈微层状,含云母片,有机质。稍有光滑,摇振反应无,干强度中等,韧性中等,局部分布。

④-1 粉质粘土:浅灰绿色,软塑~可塑,局部硬可塑状,含浅灰色粘土成份。稍有光滑,摇振反应无,干强度中等,韧性中等,局部分布。

④-2 砂质粉土:浅灰绿色,稍密,饱和,含铁锰质氧化物,以粉砂为主局部粘质含量稍

* 收稿日期:2008年5月

高。无光滑，摇振反应迅速，干强度低，韧性低。

2. 地下水状况

本场地地下水埋深在 0.20~0.85m 之间。地下水为上层滞水，其补给主要为大气降水，水位动态随季节变化。经对取水样进行水质分析，地下水对混凝土结构无腐蚀性。

3. 土层物理力学指标

基坑开挖影响范围内各土层主要物理力学性质指标如下表所示：

土层	层号	层厚 (m)	含水量 w(%)	重度 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	直剪固快	
					C(kPa)	$\varphi(^{\circ})$
杂填土	①-1	0.80				
粉质粘土	②-1	3.80	30.0	18.6	25.3	15.0
粉质粘土	②-2	0.40	29.7	18.5	16.0	10.8
粉质粘土夹粉土	②-3	10.30	32.2	18.1	20.6	14.5
粉土	②-4	0.40	31.4	18.3	17.5	16.8
粉质粘土	④-1	3.40	24.9	19.9	21.0	16.0
砂质粘土	④-2	5.00	25.1	19.7	21.0	15.8

基坑周边环境情况及分析

基坑物南侧为江滨西大道，距基坑下坎线 7.5~16.5m，道路宽 16.0m，道路外侧为富春江。基坑西侧有单层及多层砖混建筑物，建筑物置于天然地基上，基础采用条基；建筑物距基坑下坎线最近处 8.5m。基坑北侧为象牙浦路，距基坑下坎线大部份为 18.5m，路宽 6.4m；路北侧有多幢 4 层砖混建筑物，建筑物置于天然地基上，基础采用条基；距象牙浦路南边线 0.8m 和 3.2m 分别布置有自来水管和污水管，自来水管埋深 2.0m，污水管埋深 3.0m。基坑东侧为江堤路，离开基坑下坎线 13.5m，路宽 8.00m，路东侧有多幢 5 层砖混建筑物，建筑物置于天然地基上，基础采用条基。见图 1。

从基坑周边环境看，基坑南侧隔江滨西大道为富春江，由于基坑挖深范围内及底部位于 ②-3 层粉质粘土夹粉土层，需考虑渗透问题。基坑其余三侧有单层及多层砖混建筑物，基坑北侧还布设有管线，距基坑虽有一定的距离，但由于基坑平面尺寸大，基坑北侧挖深也较大，且三侧建筑物均基础采用条基，并置于天然地基上，因此也需考虑基坑开挖对其产生的影响。基坑东南北三侧均有道路，特别是东侧道路作为施工运输通道，需考虑通行荷载对基坑产生的影响。

基坑支护方案选择及设计

根据本工程工程地质条件、基坑开挖深度、周边环境要求等，可供选用的有以下方案。

方案 1：水泥搅拌桩重力式挡墙

水泥搅拌桩重力式挡墙支护结构在当地应用比较成功，有较成熟的施工经验，施工速度

快、支护成开放式，便于挖土及基础施工，比较适合于挖土深度4m~6m的基坑。如单纯采用此方案，则造价偏高，水平位移较大，且坑底须进行加固，安全系数较低，具有一定的风险。

方案2：排桩支护加内支撑

排桩加内支撑支护结构，技术成熟，安全可靠，缺点是造价高，挖土施工受内支撑的影响，适用于对周边环境要求很高或开挖深度较大的工程。

方案3：悬臂式排桩支护结构

与方案2比较，无内支撑，造价可降低，且挖土也无内支撑影响，但缺点是水平位移较大，安全系数较低，具有一定的风险。

方案4：土钉支护或复合土钉支护

采用土钉墙支护，基坑内无支撑，开挖工作面宽敞，施工速度快，工期短，采用单一的土钉墙支护，比较适合于挖土深度3m~5m的基坑；在地基中如结合一~二排水泥搅拌桩，形成水泥搅拌桩—土钉复合支护型式，并在坑顶适当卸荷，则可适用于5m~6.5m的基坑，此方案土钉施工可与基坑挖土同步进行，交叉作业，边开挖边支护。土钉墙及复合土钉墙费用较低，可降低基坑围护工程的造价，对适宜的深度具有较高的安全系数。

经过以上比较，本基坑采用土钉支护或复合土钉支护，可最大限度的降低工程造价，且方便施工、安全可靠。

本工程围护结构计算分析采用理正深基坑支护结构设计软件，该软件计算采用规范算法。

基坑支护典型平面图及剖面图

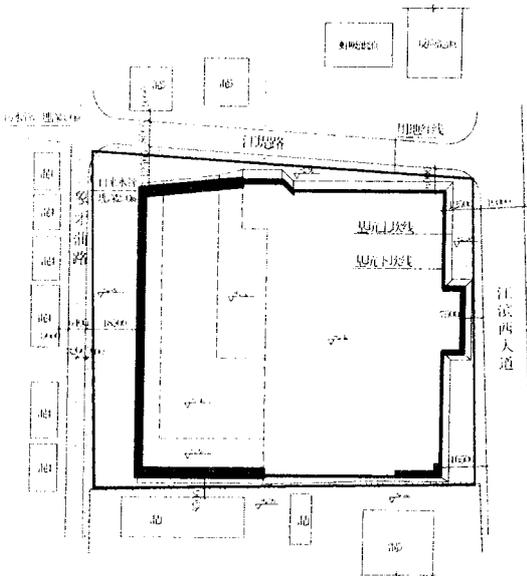


图1 总平面布置图

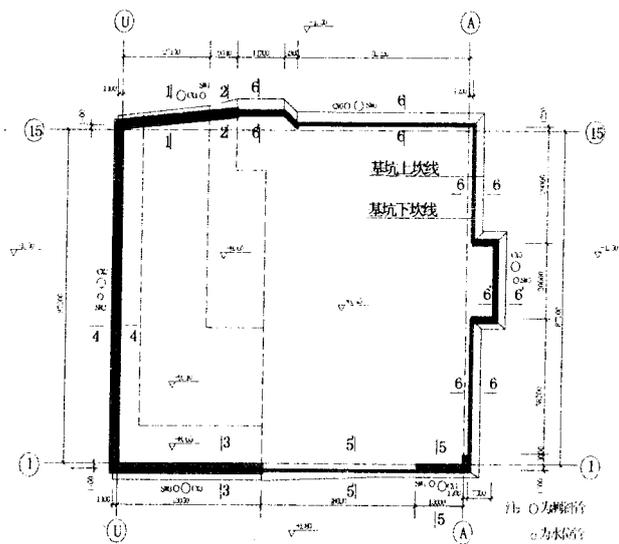


图2 支护及监测点平面布置图

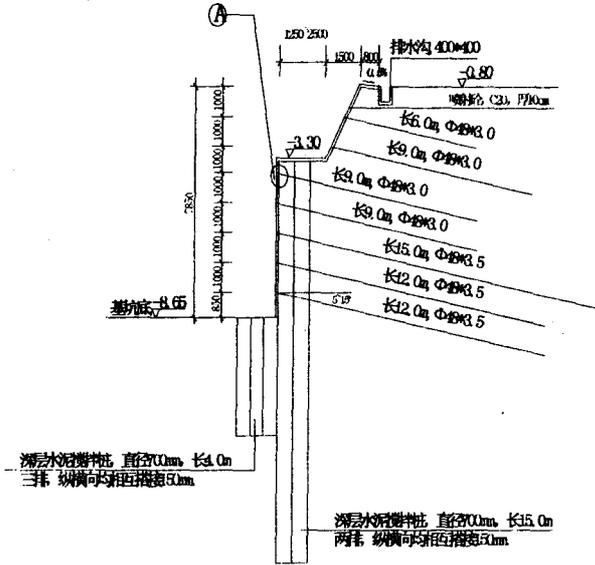


图3 2-2剖面

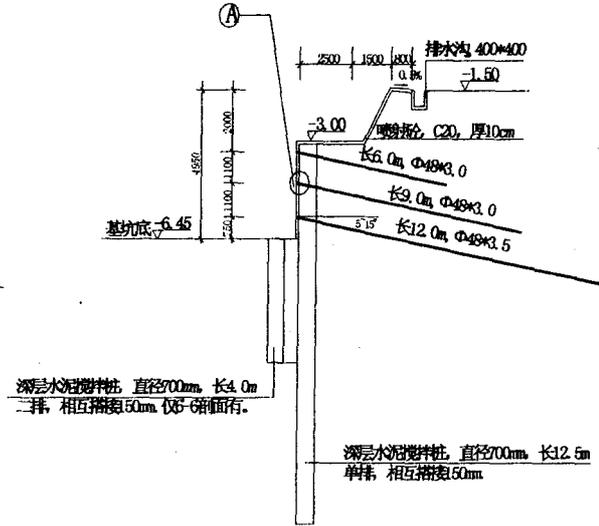


图4 3-3剖面

部分实测资料

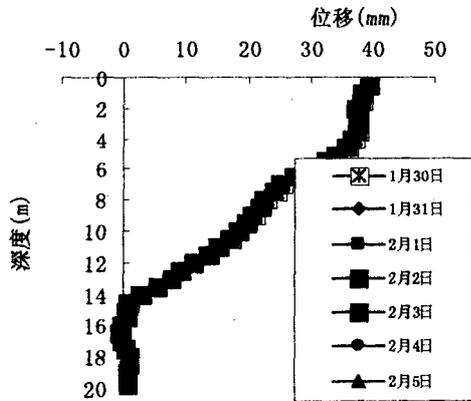


图5 1#测斜管深度~位移曲线

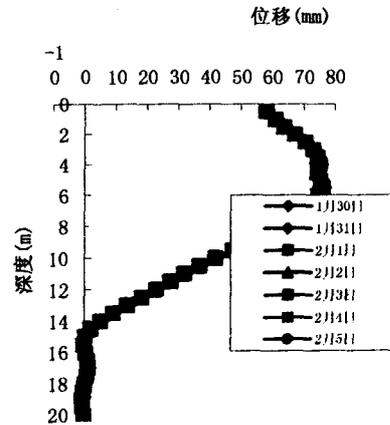


图6 3#测斜管深度~位移曲线

结语

1, 从工程的实施结果看, 本设计对各因素分析准确, 选择土钉支护或复合土钉支护方案是正确的。

2, 对具有相似工程地质条件的相似工程, 本设计思路可供参考。

参考文献 (略)

长距离顶管地下对接施工技术*

赵国恩 周霄 王春华

(杭州天恒投资建设管理有限公司 杭州 310000)

[摘要] 本文介绍了顶管施工中由于障碍物原因,不能利用工作井进行管道对接,而采用一种不同管径直对接的工艺,探索顶管施工的一种新思路。

前言

随着城市高度现代化和人民生活水平不断提高,城市和乡村对基础设施建设的总体要求越来越高。地下管网是城市基础设施的重要组成部分,日夜肩负着信息和输送能量的重要任务,是城市赖以生存和发展的物质基础,是城市不可缺少的生命线。日前,城市地下管网的发展规模、管线铺设,维修和更换过程中对城市交通、环境的影响及对人们生活、工作的干扰,已成不衡量一个城市基础设施完善程度和城市管理水平的标志。传统的挖槽埋管地下管线施工技术由于对地面交通影响较大,使本来就拥挤的城市交通雪上加霜,同时给市民工作、生活带来许多不便。

采用顶管技术完成的大量工作是直接铺设新型的下水管道。这种工法对雨水和生活废水管道的特殊施工要求具有很好的适应性。在施工这些管道时,通常对施工的精度要求高,一般为 $\pm 25\text{mm}$;为了维修方便,相邻工作井之间的距离不应大于120mm;进入管道通常要求工作井之间的间距较大;其一次顶进长度可分别达到600mm和1000mm。

工程概况

本工程为上海市污水治理三期黎平路污水截流干管及复兴岛泵站截流设施土建工程,主要工程内容为:

军工路~黎平路段污水井W3~污水井W7污水管线采用顶管施工工艺施工。其中W3井至对接处的 $\Phi 1650$ 管道892米;W7井顶至对接处的 $\Phi 1350$ 管道230米;共设置W3、W7作业井各2座,骑马井3座,采用地下直线对接工艺施工。

工程量

* 收稿日期:2008年5月

顶管工作井:

序号	井号	基本尺寸 (mm)	井深 (m)	施工方法	性质
1	JGW3	8500×4000	8.48	φ 800 钻孔灌注桩+ φ 800 旋喷桩	工作坑
2	JGW7	φ 7000	6.59	φ 600 钻孔灌注桩+ φ 600 旋喷桩	工作坑

顶管工程量:

序号	项目名称	管径	管顶覆土	顶距 (m)	备注
1	W3 ~ 对接处	1650	6.44	892	R=3000 曲线顶管 已顶进至 566 米
2	W7 ~ 对接处	1350	4.54	230	

本工程的技术难点、重点

1、对接地点的选择、周围土壤的改良

① 对接地点的选择:

由于 JGW6 工作井位于军工路隧道围护内,井位上方已被电力井占据,因此,对接地点选择在直线段顶管处,避开电力井,距离原 JGW6 井北约 25 m。

② 对接地点区域的土壤改良:

为了防止顶管对接地方机头发生下沉、周围土体渗水,顶管施工前对接处采用 φ800 三重管旋喷桩施工,桩深 10 米,采用 32.5 级普通硅酸盐水泥,水灰比 1.0,掺入量 20%,具体掺入量将根据对接地点底实际地质情况而定,加固土体无侧限抗压强度 $qu > 1.5\text{Mpa}$ 。机头对接处加固范围 $2.8 \times 3.4\text{m}$,并且另在顶管机工具头两侧各打一排旋喷桩,共计 41 根,整体呈“工”字型(详见顶管对接加固区域平面示意图)。位于井位施工范围内管线比较密集,为保证旋喷桩的搭接,在管线处加密打设高压旋喷桩,以保证施工质量。

③ 土体注浆加固

考虑到 φ1350 顶管顶进时的压力,可能对已完成的 φ1650 顶管造成位移等情况,为避免上述现象的发生,在 φ1650 顶管施工前,即对 φ1650 工具管的承压后靠进行注浆加固,最大限度地保证工具管的位置正确,鉴于交通影响,地面注浆有一定的难度,以地下注浆为主,地面注浆仅作为备用方案,注浆采用双液注浆工艺,注浆范围:长 9 米×宽 4 米,深度以 φ1650 工具管中心轴线纵向上下各 4 米。

为减小工具管内水土流失对地面构、建筑物产生影响,在大、小管接头外侧土体进行跟踪注浆,如发现土体流失,及时补浆加固。

对接施工技术要求

1. 顶管设备的选择

由于本段顶管穿越土层主要为灰色淤泥粉粘土,该土层不均匀。根据多年顶管施工经验,结合现场施工条件以及地质情况,决定采用规格分别为 φ1650、φ1350 的泥水平衡顶管机。

分别在 $\Phi 1650$ 、 $\Phi 1350$ 工具管的机壳上下预埋 $\Phi 30$ 压浆孔。待顶管到达预定轴线位置后,在工具管对接处及时注浆加固。(详见顶管对接点示意图)

① 工具管参数及纠偏结构

工具管由二段一铰组成,刀盘上焊有硬质合金刀头。工具管的纠偏结构是采用8只带关节轴承、最大顶力为100t的油缸作为执行机构。油缸在断面上的布置是以两只为一组,对称布置。每组纠偏缸的伸出长度由伸长刻度尺可观察出来,当刻度指针到“0”位时,表示纠偏油缸处于全部缩进状态,利用纠偏油缸的伸缩可以对掘进机顶进时出现的偏差进行纠正。

② 主顶进系统

$\Phi 1650$ 顶管的主顶进系统采用6只2000kN油缸,总推力12000kN。6只油缸组装在油缸架内,安装后的6只油缸中心位置必须与设计图一致,以使顶进受力点和后座受力都保持良好状态。 $\Phi 1350$ 顶管的主顶进系统采用4只2000kN油缸,安装后的油缸中心误差应小于5mm。主顶液压动力机组由两台大流量斜轴式轴向柱塞泵供油,采用大通径的电磁阀和系统管路,减小系统阻力,6只油缸可以单向,亦可联动。

2、对接施工流程和连接措施

(1)本工程中 $\Phi 1650$ 顶管首先顶进,进入对接点轴线位置后,卸除工具头上的大刀盘,然后将 $\Phi 1350$ 对接至 $\Phi 1650$ 工具管的横向中心位置。 $\Phi 1350$ 顶管顶进后与 $\Phi 1650$ 顶管工具头交错大约1.4米。

$\Phi 1350$ 工具管的控制采用直角坐标测量系统进行控制,以已顶进结束的 $\Phi 1650$ 工具管现状中心位置为参照基准点进行对接控制。

当顶管接近对接区直至对接施工完成,该阶段的距离控制、设备拆除、土体清除、补充注浆、掘进机连接等施工的流程控制和连接措施的实施对工程安全尤为关键,需严格控制和管理。

(2)当两个顶管掘进机刃口距离达20m左右时,必须对两个顶管掘进机的姿态和隧道中心进行严密测量和监控,并勤测勤纠微纠,尽可能对使两个掘进机保持同轴、平行;测量与推进须同时配合进行,并控制对接位置;掘进机间距由对接偏差来确定,刃口连线与掘进机轴线的夹角小于 8° 。

(3)为了防止渗水,我们在掘进机壳体的上下左右分别割除小孔,观测土体加固和渗水情况,对事先没有加固的待对接掘进机下方,以及根据观测情况其它需要补浆的地方,通过机壳上预留注浆孔进行双液补充注浆,然后再打开胸板小孔,进一步检查土体加固和渗水情况,是否满足对接安全要求。

(4)当两掘进机刃口不断接近时,用钢筋通过工具头前方机壳注浆孔探测实际间距,将轴线偏差角度和掘进机刃口间距控制在最小值,以便于和不影响掘进机刃口间的钢板连接施工;在地下对接到位后,在两个工具头接位置处用20mm厚的铁板焊接,确保定位的紧贴牢固,焊接时做好管内的通风及防水措施。

3、测量技术措施

一般情况下,顶管施工按照设计隧道中心轴线和工作井、接收井的洞口坐标建立地面测量控制网。而在本次顶管中,为了确保控制网的精度,平面控制网设成附合导线形式。进行多次复核测量、平差后使用,精度必须符合要求。控制点设置在不易扰动、通视条件好、方

便校核的地方,并加以保护。本工程中 $\Phi 1650$ 顶管为超长距离顶管,沿线阻碍行进测量的障碍物众多,对于测量的精度要求更加高。

具体测量控制措施:

本工程顶管对接施工采用“F”型钢承口钢筋混凝土管,顶管轴线控制测量每节管节测量一次,每50m不得少于一次贯通测量,在距离对接区50m、30m、15m、5m位置时分别进行一次贯通测量,进行贯通测量必须保证在面控制网的联测。另外,对接顶管在面控制网和工作井的测量控制系统的测量控制点及基线定期进行复核,尽可能的消除误差,确保测量精度。同时,在顶进过程中,严格按照“勤测、勤纠”的原则进行实施。

(1) 测量的方法

① 地面控制网的布控采用索佳“1”级全站仪;顶进的测量与方向的控制,主要是采用尼康“2”级全站仪。

② 由于顶进距离长、口径小,管道内各类设备影响通视条件,观测相对困难。管道内每隔100米设一站进行坐标传递。

(2) 测量与方向控制要点

① 布设在工作井后方的仪座必须避免顶进时移位和变形,必须定时复测并及时调整。

② 顶进纠偏必须勤测量、多微调,纠偏角度应保持 $10' \sim 20'$ 不得大于 1° 并设置偏差警戒线。

③ 初始推进阶段,方向主要是主顶油缸控制,因此,一方面要减慢主顶推进速度,另一方面要不断调整油缸偏组和机关纠偏。

④ 开始顶进前必须制定坡度计划,对每一米、每一节管的位置、标高需事先计算,确保顶进时正确,以最终符合设计坡度要求和质量标准化为原则。

4、长距离曲线顶管的主要技术难点

军工路(周家嘴~杨树浦路)污水截流干管工程 $\Phi 1650$ 污水顶管全长892米,根据长距离曲线顶管的特殊性,风险性以及不可预测的因素,必须针对以下几点采取措施保证工程的顺利进行。

① 洞口加固:

为了确保顶管机头顺利出洞,不产生“磕头”现象,减少地面沉降保护公用管线,在顶管工作井JGW3的预留洞口处,打设 $\Phi 600$ 的高压选喷桩。采用32.5级普通硅酸盐水泥,水灰比1.0,掺入量20%,具体掺入量将根据洞口实际地质情况而定,加固土体无侧限抗压强度 $q_u > 1.5 \text{Mpa}$ 。

② 泥浆减阻技术:

对于长距离顶管施工中,减阻泥浆的应用是减小顶进阻力的重要措施。泥浆润滑剂又称触变泥浆,是由膨润土、CMC(粉末化学浆糊)、纯碱和水按一定比例配方组成。不同的土质,应采用不同的配方,才能满足不同的需要。

触变泥浆配比,根据不同土质确定。本顶管土层变化大,含水量高,渗透性强。因此要求的浆液粘度要高,失水量要小,并对土层要起一定支承作用。顶管出洞后管节周围能迅速形成泥浆环套。

触变泥浆减摩效果的好坏,除了与上述选用的浆液材料和配比有关,还与注浆孔的布置、注浆泵的选用、注浆压力及注浆量有关。

由于顶进距离长,一次压浆无法到位,需要接力输送,为此在顶管机头后200米增设一套压浆系统,在地面上另外设置一套压浆系统,解决了顶进时同步跟踪压浆和沿线补压浆的难点。

③ 中继间应用

根据我们的经验,在实际施工中,中继环安装时相当重要,主要视顶力的上升速度而定。由于顶管顶进时,会发生一些不可预见的因素,如遇不可遇见因素,造成顶力的急剧上升,就必须启动待用的中继环。因此,顶进过程中的不间断监测非常重要,以免贻误中继间安放时机,造成顶管失败,本施工设计中中继环布置按经验数据考虑,如施工时遇不利因素影响,将同驻地监理、业主共同协商,采取调整中继环等措施,保证顺利进行。

④ 顶管泥水系统

长距离顶管中,由于水泵输送距离过长,易产生压力不够大等原因。针对这种现象在本段顶管中将增设进水泵和排泥泵。

⑤ 长距离顶管通讯、监控

长距离顶进必须保证信息交换渠道的畅通,同时对施工操作人员要进行监护,防止发生安全事故,因此需要设置通讯、监控系统。

通讯采用数字程控交换机,各联络点之间可以通过联系,由于管道内空气潮湿,应使用防潮、防爆的矿用电话机,以保证通话质量。

监控采用了一台监视器,对工具管仪表盘、光靶进行监控。这样地面人员能及时了解施工情况,发生问题可以及时解决。为了解决传输信号长距离输送衰减的问题,将信号通过放大器放大后再送上地面,保证图像的清晰。

⑥ 长距离顶管排水

在施工过程中将管道内的积水排处管道外也时确保工程顺利进行的一个重点。施工中,在机头后5米、250米处放设抽水泵进行接力抽水。

⑦ 长距离曲线顶管的特殊管节:防止混凝土管材发生旋转

(1)为了防止长距离曲线顶管发生折角现象,以及起到更好的止水作用,管材两端的承插口各加长20mm。

(2)在顶管顶进施工中,为了防止混凝土管材发生转动,在前20节管材内安置30cm钢套环。而且本工程为曲线顶管,钢套环能增加管节的刚度并有利于曲线段轨迹的形成。

本工程为曲线长距离顶管,在顶进过程1中,为了更好地形成曲线段轨迹,增加管节承插口的刚度,我们在前100米管节内安置30cm钢套环,也有利于防止混凝土管材发生转动。

结束语

顶管施工中管道之间的连接通常采用工作井方式,直接对接往往是不得已而为之,工艺通常要求施工精度高,对接地点要求对土层进行加固处理,施工采用信息化施工,保证施工的安全。

参考文献

- [1] 白云、周松《软土地下工程施工技术》[M].上海:华东理工大学出版社 2000
- [2] 马保松、蒋国盛《顶管和微型隧道》[M].北京:人民交通出版社 2004

浅谈山岭单体隧道塌方处理方法*

黄德祥 章同新

(浙江省隧道工程公司 杭州 310000)

[摘要] 作者根据工程实践,对隧道工程施工过程中遇到的多种塌方类型,提出了相应的处理方案。

[关键词] 隧道;塌方处理

前言

随着国民经济持续发展,国家综合国力提升,国家宏观政策调整,西部大开发战略方针实施,中国境内的省、自治区、直辖市的高速公路隧道、铁路隧道、城市隧道、城市引水隧道、水电站导流及发电隧道、地下轨道交通隧道如雨后春笋般涌现,并且工程规模越来越大,工程施工技术水平不断的提高。中国的工程建设正以日新月异的可喜面貌发生着变化。但是也暴露出不少问题。就山岭隧道施工而言,由于在施工过程中经验不足等各种原因而导致的隧道塌方事故也是屡见不鲜,因为隧道塌方处理技术方法不当而发生的安全事故所占比例也不少,隧道塌方造成人们生命和财产的损失,但工程施工中又不能完全避免隧道塌方。在工程施工过程中发生塌方后,根据碴体的不同情况及围岩的稳定情况,塌腔几何形状,塌体掉块时间规律和施工单位所具备处理能力等各种因素有关。笔者介绍的处理方法有:薄壳法、回填法、注浆法、明挖法、支护法等。

塌方处理方法

(一) 薄壳法

1. 薄壳法——薄壳法施工也叫土模法,其实是借鉴于桥梁施工。按不同比例土石经堆积、压实而成为所需形状,且符合沉降值后形成的土体模型,在土体模型上实施桥梁混凝土浇筑,待混凝土强度达到设计规定后,拆除土模的一种施工方法。

2. 适用范围

- ① 隧道塌方后碴体高度基本与隧道设计开挖洞顶标高一致。
- ② 隧道塌方后塌腔内掉块较频繁,施工危险性高。

* 收稿日期:2008年5月

③ 隧道两侧围岩基本稳定，可以承受薄壳体混凝土自重和掉块所产生的偶然的动荷载。

3. 工程实例

(1) 基本情况

杭州虎跑路复线九曜山隧道属市政公用隧道，主要功能缓解南山路和虎跑路景区道路交通拥挤状况。隧道全长 890 米，双向单车道，行车道宽 9 米，净高 7.08 米，跨度 12.2 米，断面形状为城门型。隧道围岩以泥盆系上统珠藏坞组 (D32) 泥质粉砂岩为主，间夹砂岩、石英砂岩和泥岩，呈强风化夹弱风化状，局部呈全风化状。围岩类别按公路围岩分类标准定为 V 类围岩，当隧道掘进至 KO+480 时，掘进爆破后发生塌方。塌方量约 2000 立方，塌腔体最大高度 12 米左右，塌腔体轴线长度为 23 米，塌腔体宽度为 16.5 米。碴体高度与隧道设计开挖洞顶标高基本相近，隧道两侧围岩情况基本稳定，塌腔内掉块较频繁放生，人员不能进入。塌腔形状如图 1：根据现场的实际情况采用薄壳法进行塌方处理。

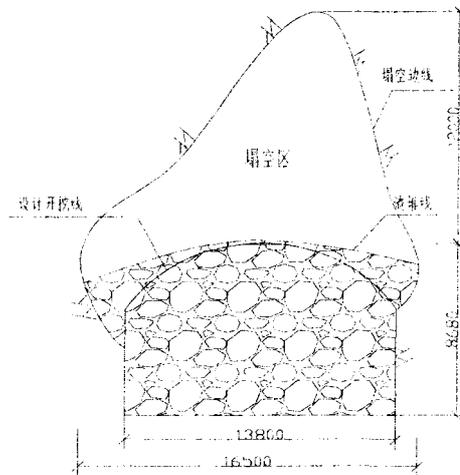


图 1 塌腔体横断面示意图

(2) 薄壳法塌方处理技术措施

① 首先采用钢支撑、锚喷网支护稳固塌方段后区段隧道防止塌方进一步发展，造成更大的破坏。见图 2。

② 对碴体进行整理使之基本与隧洞开挖轮廓线相近。形成简易的土模，土模之上设置钢筋笼，使钢筋笼较均匀地分布在碴体上。钢筋笼见图 3。

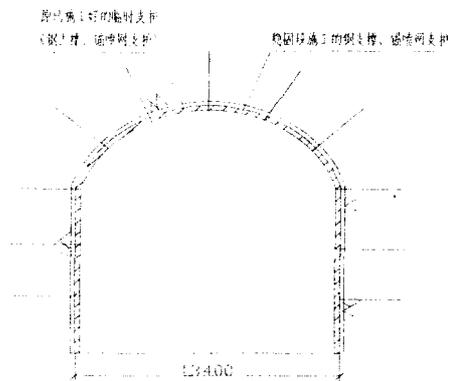


图 2 塌方段后区的稳固示意图

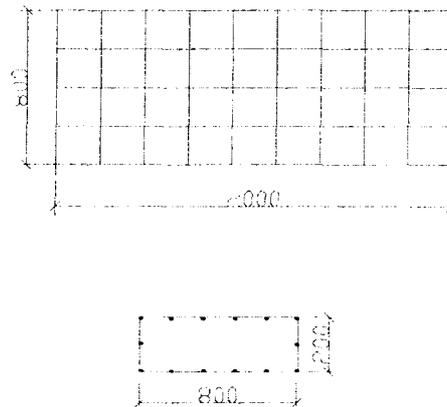


图 3 钢筋笼示意图

③ 封闭碴体末端并预留混凝土泵送管和观察孔,计算回灌形成薄壳的混凝土,泵送衬砌同标号混凝土,混凝土厚度一般考虑30—60cm即可,见图4。

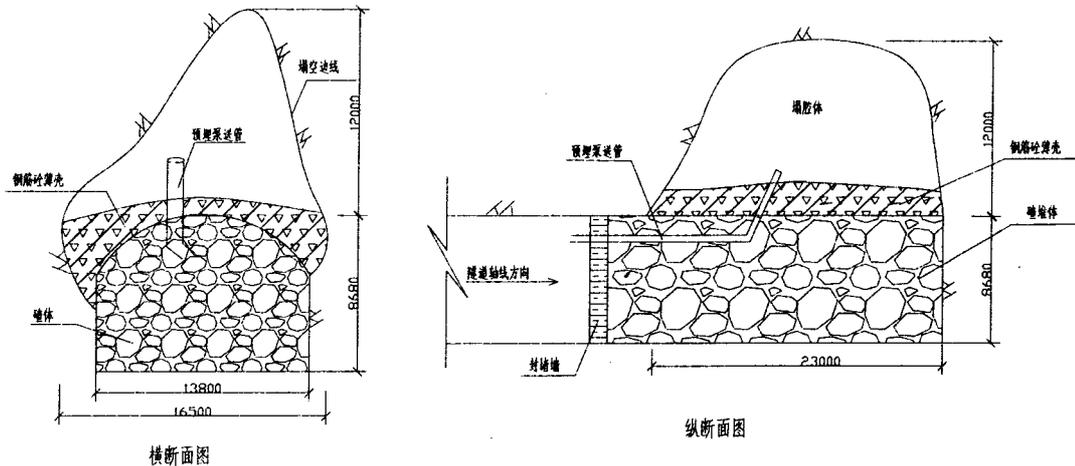


图4 薄壳法塌方处理示意图

④ 待薄壳钢筋混凝土强度达到设计规定后,对碴体按分台阶、分幅且按顺序重新开挖,开挖遵循短进尺,勤封闭原则。实施过程中及时跟进超前支护和系统支护(钢支撑、锚喷网)施工顺序见图5。

I、II、III、IV工序、工艺说明:

①超前支护;②上台介左侧壁土石方开挖;③立即采用钢钎维混凝土初喷封闭侧壁和端面;④安设钢支撑、锚杆;⑤进行复喷;⑥进入下一循环。

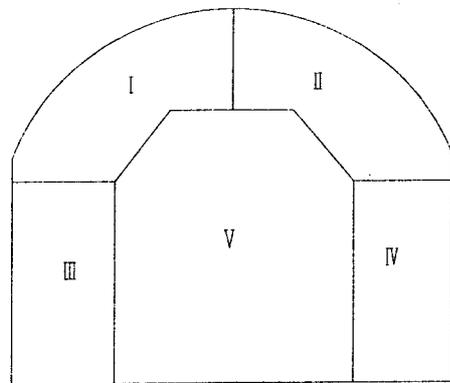


图5 开挖施工顺序

⑤ 塌方稳步处理后有条件可安排衬砌,待衬砌强度达到设计要求后,可以对塌腔体再次回灌混凝土。

(二) 回填法

1. 回填法——隧洞塌方后采用与衬砌同标号泵送混凝土回填密实后,再行开挖支护的方法。

2. 适用条件:

- ① 隧洞塌方碴体高度低于设计开挖洞顶标高,不易形成土模。
- ② 隧洞塌腔内掉块频繁,人员无法进入,施工危险性高。

岩为主,围岩类别按公路围岩分类标准定为V类围岩。隧道埋深310米,隧道行车道宽8米,跨度8.8米,净高6.7米,端面形状为城门型。隧道塌腔体最大高度为44米,隧道塌方轴线长度18.6米。塌方量较大,而且碴体自然堆高度远远超出设计洞顶标高。

(2) 采用注浆法技术方法

- 1) 对碴体进行封闭,确保注浆后浆液不流出。
- 2) 采用长管棚法对拱圈碴体进行水泥—水玻璃双液注浆,进行全长或分段拱圈碴体固结;
- 3) 采用小导管超前注浆法,再次进行固结灌浆进一步加强碴体之间凝固。
- 4) 待砂浆达到设计规定强度后,分台阶,分幅进行重新开挖。
- 5) 开挖过程中配合以钢支撑、锚喷网支护技术,见图7。

(四) 明挖法

1. 明挖法——塌方地表已沉陷,隧洞暗挖调整为明挖。
2. 使用条件:隧洞埋深很浅,塌方后地表已沉降塌陷,在实际情况允许大开挖施工。
3. 工程实例

(1) 基本情况

温州市赵珊渡乌岩脚引水隧洞工程,隧洞穿越的地层地质以砂岩、石英砂岩、凝灰岩为主,当隧洞开挖至K0+75.6时,在后方K0+66的位置发生塌方,且由于埋深较浅地表也塌陷下来。经现场多次踏看研究决定由暗挖变为明挖,如图8。

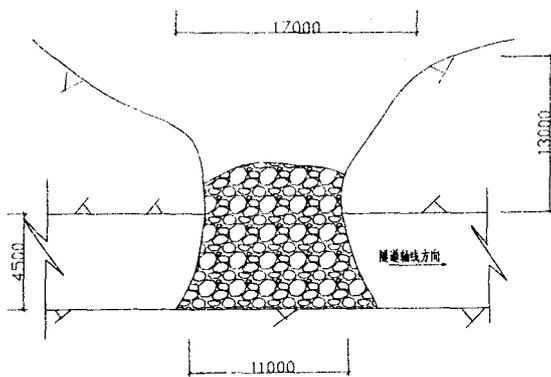


图8-1 隧洞塌方塌陷示意图

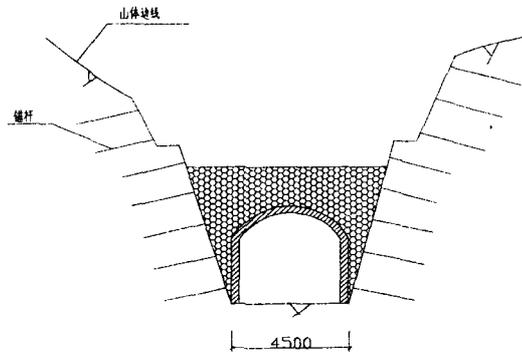


图8-2 明挖法塌方处理示意图

(2) 采用处理方法:

- ① 以塌陷地表为工作面由上到下进行明挖,且边挖边逐层支护;
- ② 明挖后先进行衬砌通过塌方段,待砼强度达到设计规定后进行土方回填。

(五) 支护法

1. 支护法原理：塌方后在围岩自稳情况较好可采取快速支护达到通过该塌方段。

2. 使用条件

- ① 塌方围岩自稳情况较好；
- ② 塌方规模小，塌腔体积小。

3. 工程实例

(1) 基本情况

湖北宜昌市东山开发区北海路隧道工程，隧道端面尺寸：隧道行车道宽 7.5 米，高 6.35 米，跨度 10.5 米。隧道穿越地层及地质构造：为第四系残坡积成固形及局部人工回填成固形和白垩系下统五组 (K1W) 属河湖相马固的碎岩，浅红—紫红色泥质粉砂岩、粉砂岩为主夹粉砂泥质岩，厚度大于 500 米，为区内的基岩地层。岩层倾向东南 (100°~130°)，倾角 5°~8°，属缓倾单斜构造，岩层倾向与隧道地板基本水平，附近 10 公里范围无大的构造 (断层) 通过。隧道塌腔最大高度 4 米，塌方轴线长度 21 米 (K0+155-K0+176)，宽度 6 米左右，塌方方量约 270 立方。

(2) 采用处理措施

① 首先对塌腔暴露面喷射钢钎维砼进行封闭，稳定塌腔体围岩。

② 在塌方段 (K0+155—K0+176) 安装 I20 钢支撑及钻设 $\Phi 25$ 锁定锁脚锚杆和在钢支撑背面铺设 $\Phi 22$ —200×200 钢筋网。

① 进行钢支撑覆盖喷砼。

② 预留管孔回灌同标号混凝土或设支撑墙、柱。见图 9。

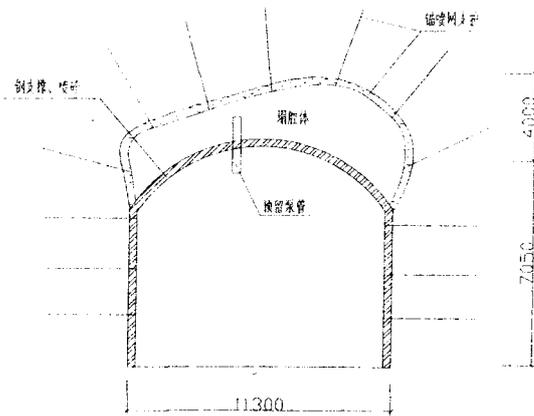


图 9 支护法塌方处理示意图

结束语

山岭隧道施工，尤其是大断面隧道施工，一定要深刻领会新奥法施工原理。对复杂地层和断层破碎带通过超前地质预报，采取超前预防塌方措施，防止和避免塌方发生是上策，是工程施工的重中之重。如若塌方，则应根据实际情况，理论与实际相结合，找出最适合的处理方法。

参考文献 (略)

钱塘江河口形成的地质环境及其喇叭型河口的形成过程*

丁晓勇 张杰

(浙江大学岩土工程研究所 杭州 310027)

[摘要] 钱塘江是浙江省第一条大河,对浙江省及周边的经济发展有着重要的影响作用。本文介绍了钱塘江河口形成的地质环境和河口形成过程及变迁原因。

钱塘江概况

钱塘江,古名浙江,最早见于《山海经》;亦名渐江,三国时始见“钱唐江”之名,当时仅指流经钱唐(塘)县境的河段,民国时期方作全江统称。发源于新安江,其上游为率水主源冯村河,源头在安徽省休宁县西南,皖、赣两省交界怀玉山脉主峰六股尖的东坡。杭州附近河段,因江流曲折,风涛险恶,还有“之江”、“罗刹江”等称谓。钱塘江是浙江省第一条大河,也是我国东南沿海一条独特的河流,以河口涌潮壮观闻名古今中外;干流从西向东贯穿皖南和浙北,于杭州澉浦处入海。具体地说,位于澉浦东南咀至余姚市西三间的连线。流域跨浙、皖、赣、闽、沪五省(市),据最新量算的成果,流域面积55558平方千米,86.5%在浙江省境内,占浙江省总面积的47.2%。流域内气候温和,雨量充沛,地处海陆交接的前缘地带,开发历史悠久,是越文化的发源地。唐宋至明清,曾是沿海通向皖、赣、闽等内陆地区水陆交通的要道。河流上中游的水力资源和淡水资源,河口地区的滩涂土地资源和港口航道资源,均十分丰富。流域中部的金衢盆地已开发形成浙江省商品粮基地之一。河口地区是长江三角洲经济开发区南翼的金三角地带,具有巨大的开发潜力。

钱塘江河口形成的地质环境

钱塘江水系发育于以北东走向的江山——绍兴深断裂为界、性质不同的两个大地构造单元上。断裂西北为扬子准台地的一部分;东南为浙东华夏褶皱带,是华南褶皱系的一部分。现钱塘江流域内的扬子准台地又分为江南台隆和浙西皖南台褶带两个次一级构造单元。江南台隆位于流域内的西北角,主要分布在安徽省境内,由前震旦系变质岩组成。浙西皖南台褶

* 收稿日期:2008年6月

带又称钱江台褶带,位于江山—绍兴深断裂西北和江南台隆以东,包括整个浙江西部和皖南浙江边界的一部分地区,主要由震旦系—三叠系沉积岩组成。带内部以临安—芳村、萧山—建德和柯桥—常山等大断裂为界,又可分为吴兴—昌化拗陷、富阳—开化拗陷、临浦—梅城隆起和诸暨—衢州拗陷四个三级构造单元。浙东华夏褶皱带是曹娥江、东阳江、武义江和乌溪江发育的低段。基底为中元古代的陈蔡群变质岩,其原岩为砂、泥质细屑夹火山碎屑岩、碳酸盐岩等。北北东走向的余姚—丽水深断裂和镇海—永嘉大断裂纵贯全区,制约着燕山早期和晚期的岩浆活动,并将本带分为陈蔡—遂昌隆起和宁波—泰顺拗陷(本流域只占一小部分)两个三级构造单元。

钱塘江的诞生

当中生代白垩纪发生钱江大内斜与天目山大外斜,钱塘江即于此时在内斜中心发育。钱江大内斜发育之时尚无出海口,故直到第三纪始新世,只能认为是钱塘江的胚胎时期。第三纪中新世的喜马拉雅造山运动中开辟入海路线,此时钱塘江开始向东流注,新安江也是此时改向东南流。这是钱塘江正式成为入海河流的时代。

早更新世早期,古钱塘江由嘉兴和嘉善流入油车港凹陷的天壬,继循角直凹陷北流入古长江;中期后,折向东北,由嘉兴—金山及上海川沙入古长江;晚期钱塘江古河道主流由斜桥经嘉兴东、枫泾、闵行入古长江的分流河道;末期,气候转冷,古钱塘江收缩,成带状展布于斜桥—王店一线。中更新世钱塘江河道分为两支:一支从马牧港、斜桥、嘉兴,与古长江支流交汇于奉贤一带入古长江河道;另一支从马桥—海盐屿城—平湖,在金山入杭州湾。晚更新世中期发生海退,晚期又发生大规模海进,到达湖州—塘栖—临平—七堡一线,钱塘江明显后缩。晚更新世末期岸线伸至今岸线之外约600km,古钱塘江可能从舟山群岛南或大衢山岛北汇入古长江深槽。更新世的多次海进、海退,对两岸的地貌发育产生了很大的影响。

喇叭型河口的形成

河口喇叭的南面岸线原有会稽、四明、天台诸山构成锥形,只要北面一撇形成,河口便呈喇叭状。

距今15000年前大理冰期最盛时,古钱塘江从舟山群岛南或大衢山岛北汇入古长江深槽,古钱塘江在陆架上行走,平原显示深切河谷地貌景观。在今钱塘江河口段下切至40~50m深原为一起伏和缓的台地,由于长期受古钱塘江及其大小支流侵蚀切割,最终形成了呈指状展布的古地形格局。

距今11000年前,上升到-60m高程时,海水可能溯长江古道而上,进入杭州湾、上海一带;随后,海侵迅速扩大,淹没近海平原,河口北侧海水直拍山麓,沿海岸线形成3~4m高的海滨贝壳堤。这是冰后期海侵的最高海岸线。此后,海面趋于稳定,并稍有下降,而接近现代海面高度,海岸线也东移到现代位置。

距今6000年前后，杭州湾北岸太湖平原东侧的海岸线，大约在今上海西面的岗身地带。太湖平原西侧“河口湾”封闭的时间大约在距今6000~2500年前。“河口湾”封闭后，钱塘江河口的喇叭状锥形便告形成。

喇叭型河口的演变

太湖平原东侧岸线在今上海西面“岗身”一带滞留时间颇长，形成了数条贝壳砂堤。最西一条贝壳砂堤和最东一条贝壳砂堤形成历时达三四千年之久，而两者相距仅3~4km。到公元4世纪初，岸线仍在岗身以东不远的莘庄、闵行、南桥一线。(图2.2.1)“岗身”并不止于今金山的漕泾。形成的当时，曾伸展到杭州湾中的王盘山。到8世纪初，海岸线位置已推进到旧瀚海塘一线；10世纪初推进到“下砂捍海塘”故址。在200年间，海岸线向东推进了约10km。到11世纪中叶，更推进到老宝山——高桥——横沥一线。到12世纪70年代，则已推进到里护塘外一线；现今的海岸线，又更在里护塘以东约6~7km至16~17km不等(图2.2.2)。太湖南侧平原向东伸延，岸线向东伸出越多，向北坍塌越多。因乍浦、澉浦一带山体屹立，以西的岸线屹然不动。于是，以东的岸线呈一段弧线逐渐向东北张开。王盘山，大、小金山，故县城，宁海镇，海月亭，望月亭以及九涂十八岗等相继沦入海中。直到明初，才到大体上与现代岸线相当的位置。此后，由于建筑坚固的海塘，才人工控制了坍势。

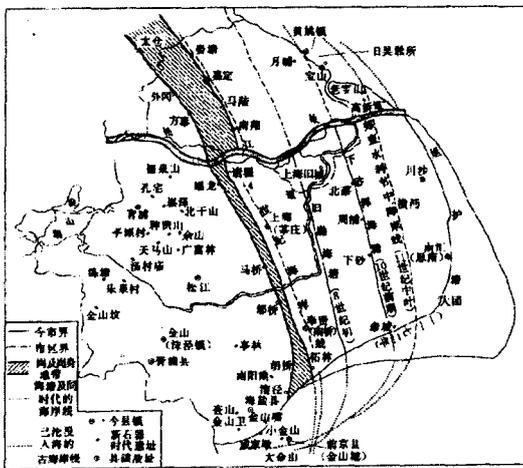


图 2.2.1 杭州湾北岸岸线变迁图

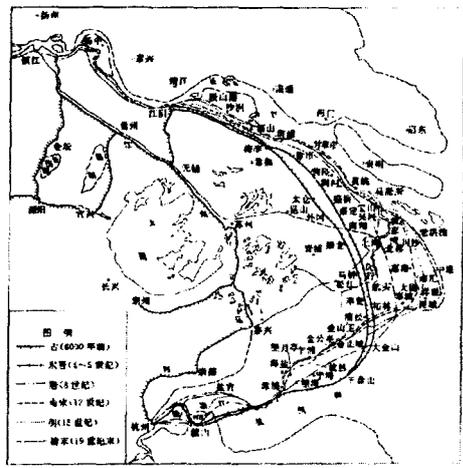


图 2.2.2 太湖地区岸线变迁图

在卷转虫海进最盛时，河口南侧的岸线大致在今萧山、绍兴、余姚、奉化一带浙东山麓。距今6000年前，岸线在今慈溪童家岙北，余姚历南，上虞百官，绍兴下方桥，萧山瓜沥、龛山和萧山城一线(图2.2.3)，或在今慈溪龙山，余姚临山，上虞百官，萧山的瓜沥、龛山和萧山城一线。公元4世纪时，外涨到今慈溪浒山，余姚的低塘和临山，绍兴的孙端、斗门和新甸，萧山的龛山和西兴一线。

由于钱塘江河口拓宽，进潮量加大，外海潮流直逼澉浦，受海盐南部诸山阻拦和导流，

折向南岸曹娥江口,再反射向北岸,直指海宁,所以海宁潮流动力增强,加以径流丰枯剧变,顶冲位置也不同。冲积性河流有自然演变为弯曲的趋势,导致河口段的“三门变迁”,即在河口段,历史上有过南大门、中小门和北大门三条流路(图2.2.4)。自晋、唐以至北宋,江流、

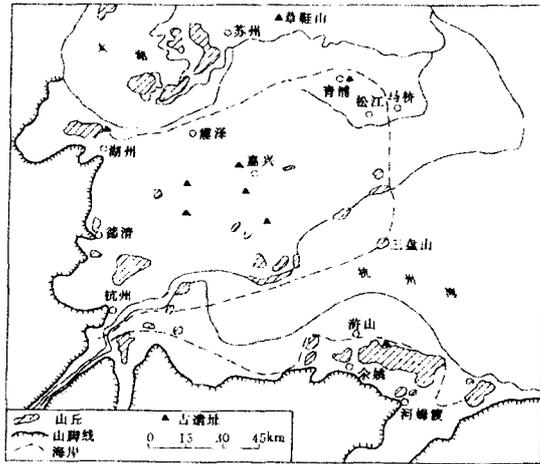


图 2.2.3 杭州湾两岸 6000 年前海陆分布图



图 2.2.4 三门示意图

海潮安流于南大门。中小门初开对间当在1642~1645年之间。此后,直至1680年,钱塘江海潮自中小门入。1686年之前,大流已行经北大门。通流之初,并不稳定,随后又摆回中小门,至1695年再次北摆,之后不久,又回至中小门。1703年水势北趋后,北大门已开始通流,1715年潮汐直逼塘根,至少大流已走北大门,甚至可能江流、海潮尽归北大门。到1718年开挖中小门,表明在此之前已经淤死。可见,江潮尽归北大门当在1720年之前。在1686年,大流也曾行经北大门,而北大门与中小门的或淤或通,变化多端。从1759年大流全注北大门后到1795年的三十余年间,水势仍有从中小门分流和重开中小门引河的趋势。

钱塘江古河道形成和变迁的原因

钱塘江河口平面形态经历了从溺谷型河口湾转变为组合型河口湾和从顺直的喇叭状变为弯曲的喇叭状。第一阶段以形成喇叭状锥形为标志;第二阶段以杭州湾北蚀南涨与河口段江道从南大门移到稳定走北大门为标志。

在会稽、四明、天台诸山的屏蔽下,来自东南方向的潮流在杭州湾南岸形成回流区,造成良好的泥沙沉积环境。钱塘江口门在富阳附近。富阳以下则两侧开阔,完全处于受潮流控制的环境。古长江南侧的古沙嘴到达今杭州湾后,由于受到强潮影响,折向西南推进,最终与钱塘江口的北侧沙嘴连成一气,将太湖与大海隔开,从而形成了钱塘江河口喇叭锥形。

河口北侧长江口南侧岸线伸至金山、松江、太仓一线后,由于受到东南方向来的潮流冲刷,进一步东伸的速度极为缓慢,从而形成了几列近乎平行的沙堤。直到晋室东渡,人口大量南迁,长江流域山区开垦,江流中固体径流增加后,沙嘴才又加速东伸。由于沙嘴东伸,

拦入杭州湾的潮流也随之增加,而加大了潮流的冲刷能力,使得杭州湾北岸岸线逐渐北退。但由于澉浦诸山的砥柱作用,岸线北退的幅度由东向西减小,致使澉浦以东岸线呈一段按逆时针方向旋转的弧线,而使湾口逐渐加大,从而更加增大进入湾口的涨潮流。

杭州湾喇叭型形成之初,随着湾口张开,东南方向来的潮流经北岸湾口弧线的引导,逐渐转向南岸,再折射冲击北岸,且南、北两岸的受冲点随湾口北岸弧线开张而东移。南岸受冲点由曹娥江口西侧逐渐移向江口东侧,而后又进一步东移,造成元代杭州湾南岸滩涂一度坍退。北岸受冲点由杭州以上定山、浮山一带,一直东移至杭州以下乔司、临平一带。正由于潮流折射,遂在潮流所背之区,有杭州湾南岸外涨、今河口段的三门变迁和萧山南沙、杭州北沙的形成;也是杭州闸口以上河段形成之江的部分原因。

径流,尤其是洪水,也是塑造江道平面形态的重要因素。但它能起造床作用的时间短促,且为使河道变直的因素,在漫长的历史长河中,仅起暂时而局部的作用(如将弯曲到一定程度的河道冲直),远不如每天两潮远超过造床流量的进潮量,且为使河道弯曲的因素。至于波浪,虽是掀沙的重要因素,但不是使河道弯曲的动力因素。

结论

钱塘江诞生于中生代白垩纪。其罕见的喇叭型河口大约形成于距今6000~2500年前。喇叭型河口形成后,北岸岸线经历了坍塌,而南岸经历了外涨。现代北岸大致形成于明初,南岸形成于公元4世纪以后。同时钱塘江得流路也伴随着岸线得变迁发生了从南大门到中小门,在到北大门得三门变迁。

使钱塘江河口平面形态从溺谷型河口湾转变为组合型河口湾和从顺直的喇叭状变为弯曲的喇叭状的主要影响因素是潮流的影响。其次径流也对其河口得形成和变迁起到了一定得影响。

参考文献

- [1] 韩曾萃、戴泽衡、李光炳. 钱塘江河口治理开发. 中国水利水电出版社.
- [2] 钱塘江志编纂委员会. 钱塘江志. 北京: 方志出版社.
- [3] 徐柔远. 钱塘江水系的形成和变迁. 地质研究, 1995, 11 (2).
- [4] 陈吉余. 中国历史时期的海岸变迁. 中国海岸发育过程和演变规律. 上海: 上海科学技术出版社, 1989.
- [5] 陈吉余、恽才兴、虞志英. 杭州湾的动力地貌. 上海: 上海科学技术出版社, 1989.

对矩形基础地基承载力计算方程的思考探索*

孟昭即

(中国化学工程第一勘察设计院 沧州 061001)

[提要] 矩形基础地基承载力,因空间数学问题的复杂,至今尚无解决。本文用普通方法近似求出方程。经验算和实际对比,结果相近。

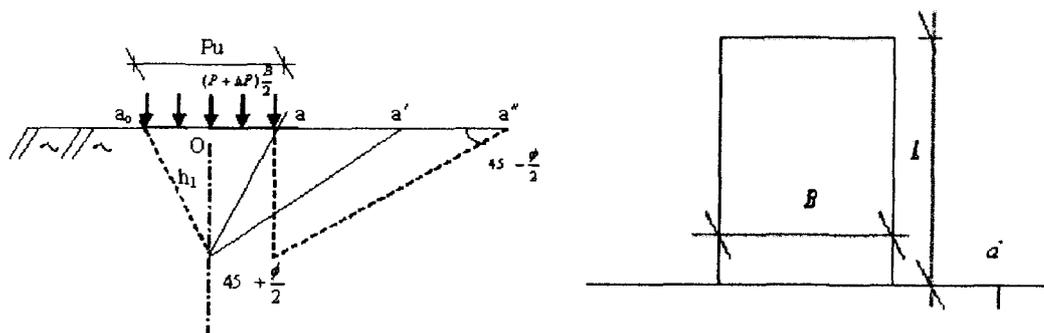
[关键词] 矩形基础地基承载力; 近似方程

上有均布荷载的矩形基础地基承载力计算,因其长宽比不符条形基础要求,影响不可忽略,和圆形基础一样,同属空间问题。又因研究的仅是地面以下 XYZ 三维,故又称半空间^[1]。

地平面 X—Y 方向荷载均布,处处相等,而由其引起的地基内应力,虽在 XY 平面上对通过形心(中心、重心)的垂线来说,也存在对称相等点,但因距中心距离不同,应力是不一样的,也可以说处处不等,且沿深度 Z 向也是变化的。由于问题的复杂,尚无解决。

近似方程求出

为了完善或可能的应用和校核,不妨先行近似。本文用普通方法求出近似方程,经验算和实际对比,结果相近。



仿照本刊今年第 I 期条形基础图形和方法,见图,可得出如下计算地基极限承载力化简后的方程为

* 收稿日期: 2008 年 6 月

$$P_u = \frac{\frac{rB}{4} \left(1 + \frac{B}{2L}\right) \left\{ \frac{\sqrt{2}}{2} \left(\cos \frac{\phi}{2} + \sin \frac{\phi}{2}\right) \operatorname{tg} \phi + \frac{1}{1 - \sin \phi} [(1 + \sin \phi) \operatorname{tg} \phi + \cos \phi] + \frac{4\sqrt{2}C(1 + 2\cos \frac{45 + \frac{\phi}{2}}{2})}{rB(\cos \frac{\phi}{2} - \sin \frac{\phi}{2})} \right\}}{1 - \operatorname{tg} \phi \left[\frac{\cos \phi + (1 - \sin \phi)}{\sqrt{2}(\cos \frac{\phi}{2} + \sin \frac{\phi}{2})} \right]}$$

式中

r —地基土重度, kN/m^3 ; ϕ —地基土内摩擦角, $^\circ$;
 c —地基土粘聚力, kPa 。

其他见图。

上式又可作为矩形饱和软土地基设计堆载预压的荷载计算。这时, 因饱和软土 $\phi=0$, 式中 $\operatorname{tg} \phi=0$, 分母等于 1, 上式成为

$$P_u = \frac{rB}{4} \left(1 + \frac{B}{2L}\right) \left\{ \frac{1}{1 - \sin \phi} [\cos \phi] + \frac{4\sqrt{2}C(1 + 2\cos \frac{45 + \frac{\phi}{2}}{2})}{rB(\cos \frac{\phi}{2} - \sin \frac{\phi}{2})} \right\}$$

又因 $\phi=0$ 时, $\sin \phi=0$, $\cos \phi=1$, 上式又变为

$$P_u = \frac{rB}{4} \left(1 + \frac{B}{2L}\right) \left\{ 1 + \frac{4\sqrt{2}C(1 + 2\cos \frac{45}{2})}{rB} \right\}$$

对单位面积, 式中 $B=L=1$, 则

$$P_u = \frac{r}{4} \left(1 + \frac{1}{2}\right) + \sqrt{2}C \left(1 + \frac{1}{2}\right) (1 + 2 \times 0.92)$$

$$P_u = 0.38r + 6.01C$$

式中 C 项与已有文献中类似问题相仿, 理解不难。费解的是 r 项, 以往文献也未见到。本文 r 项的出现, 是由于《楔》^[2] 在荷载作用下沉降对侧向挤压产生 $a'o$ 破裂面以上土体自重, 沿 $a'o$ 下滑分力, 这部分力要由初级预压荷载中的一部分一次性抵顶, 其大小就是 r 项, 而 C 项才是预压有效荷载。

显然, 第二级以后预压加载, 只用 C 项计算就行了。至于 r 的系数不同, 是因为基础形式不同所致。

这里, 顺便对今年本刊第 I 期条基类似问题, 由于疏忽, 将 $0.25r + 4.02C$ 误为 $4.02C$, 特此致歉。

方程运用

为了熟悉方程和对不同基础地基承载力从量上予以比较评估, 现以 $B=L=1$, $r=18.4$

$\varphi = 20$ $C = 10$ 代入计算。

$$Pu = \frac{\frac{18.4}{4} \left(1 + \frac{1}{2}\right) \left\{ \frac{\sqrt{2}}{2} (0.98 + 0.17) 0.36 + \frac{1}{1 - 0.34} [(1 + 0.34) 0.36 + 0.94] + \frac{4\sqrt{2} \times 10 (1 + 2 \times 0.89)}{18.4 (0.98 - 0.17)} \right\}}{1 - 0.36 \left[\frac{0.94 + (1 - 0.34)}{\sqrt{2} (0.98 + 0.17)} \right]}$$

$$Pu = \frac{2.01 + 14.87 + 72.59}{1 - 0.35} = \frac{89.47}{0.65}$$

$$Pu = 137.65$$

对软土地基, 如要设计堆载预压, 预压荷载的计算为

$$Pu = 0.38r + 6.01C = 0.38 \times 18.4 + 6.01 \times 10 = 6.99 + 60.10$$

$$Pu = 67.09$$

结论与认识

- ①上式是矩(方)形基础专用计算地基极限承载力公式, 可作为初算和互校之用;
- ②方形地基极限承载力计算是矩形近似方程 $B=L$ 的特例;
- ③上式亦可作为矩(方)形场地饱和软土设计堆载预压极限荷载的计算。此时, $\varphi=0$, $B=L=1$, 则

$$Pu = 0.38r + 6.01C$$

综合以前条基和本次矩基结果如下:

序号	计算项目 基础名称	地基极限承载力 Pu (kPa)	堆载预压最大荷载($\phi=0$ $B=L=1$) (kPa)				备注
			计算式	r项	C项	合计	
①	条形	91.76	$0.25r+4.02C$	4.60	40.20	44.80	均为同参数计算
②	矩(方)形	137.65	$0.38r+6.01C$	6.99	60.10	67.09	

- ④据基础形式不同, 安全度 K 可在通常 1.1—1.5 中, 酌取。

参考文献

- [1] 地基及基础[M]. 浙大等四院校. 中建出版社. 1983年
- [2] 地基处理[J] 《地基处理》编辑部. 2008年第1期

一题一议

主持人: 龚晓南

从某勘测报告不固结不排水试验成果引起的思考*

(龚晓南 浙江大学土木工程学系 310027)

最近参加一地基处理方案评审,在某甲级勘测单位提供的报告中,由不固结不排水剪切试验(UU 试验)得到土的抗剪强度指标 c 和 φ , 而且 φ 均不等于零。UU 试验是用来测定土的不排水抗剪强度 c_u 值的。不排水抗剪强度不同于抗剪强度指标,前者是试样的不排水抗剪强度值,后者是用于计算试样所取土层的土体的抗剪强度值的指标。

图 1(a)表示某一地基,土层 2 为正常固结粘土层,单元 A、B 和 C 分别代表土层不同深度处的土样。测定土体抗剪强度的方法通常有三轴固结不排水剪切试验(CIU 试验)、不固结不排水剪切试验(UU 试验)和现场十字板试验,另外还有无侧限压缩试验和直剪试验等。这里对土层 2 只讨论前三个试验。由十字板试验得到的土体不排水抗剪强度沿深度是不断增大的,如图 1(b)所示。不固结不排水剪切试验(UU 试验)的结果如图 2 所示。若在单元 A、B、C 深度处取的土样进行 UU 试验得到的不排水抗剪强度值分别记为 c_{uA} 、 c_{uB} 和 c_{uC} , 则有 $c_{uC} > c_{uB} > c_{uA}$ 。

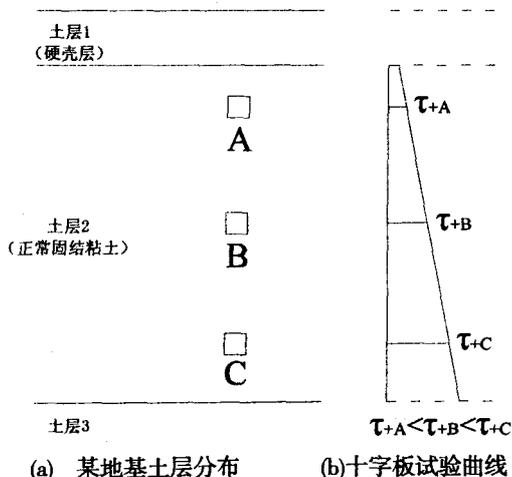


图1 某地基土层分布和十字板试验曲线

三轴固结不排水剪切试验(CIU 试验)结果如图 3 所示。由 CIU 试验可以得到有效应力强度指标 c' 、 φ' 值和总应力强度指标 c 、 φ 值。对正常固结粘土 $c = c' = 0$ 。采用单元 A 深度的土样进行 CIU 试验,和采用单元 B、单元 C 深度的土样进行 CIU 试验,得到的有效应力强度指标 c' 、 φ' 值和总应力强度指标 c 、 φ 值是一样的。

* 收稿日期: 2008 年 6 月

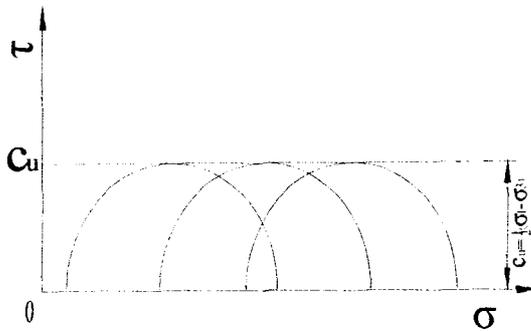


图2 不固结不排水剪切试验(UU试验)

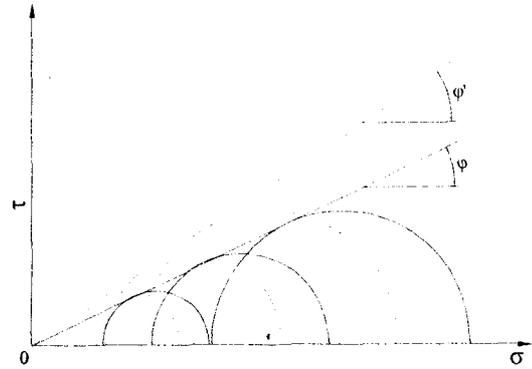


图3 三轴固结不排水剪切试验(CIU试验)

土体的抗剪强度可以采用 Mohr-Coulomb 公式计算, 抗剪强度有效应力指标表达式和总应力指标表达式分别如式 1 和式 2 所示:

$$\tau_f = c' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi' \quad (1)$$

$$\tau_f = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi \quad (2)$$

式中 τ_f 为土的抗剪强度值; σ 和 σ' 分别为土体中的法向总应力和法向有效应力值。土层 2 中不同深处土体的有效应力强度指标 c' 、 φ' 值和总应力强度指标 c 、 φ 值是一样的, 但沿深度土体中总应力和有效应力值是增加的。因此, 同一土层中土的抗剪强度值是增加的。由上面分析可知:(1)可以由三轴固结不排水剪切试验(CIU 试验)、不固结不排水剪切试验(UU 试验)和现场十字板试验得到土体的不排水抗剪强度;(2)土体的不排水抗剪强度和土的抗剪强度指标是不同的概念;(3)不固结不排水剪切试验(UU 试验)和现场十字板试验测到的是土体的不排水抗剪强度值, 而三轴固结不排水剪切试验(CIU 试验)测到的是土的抗剪强度指标。(4)由某一深度土样通过三轴固结不排水剪切试验(CIU 试验)测得的抗剪强度指标和土中应力代入 Mohr-Coulomb 公式可以计算土体的抗剪强度, 但由某一深度土样通过不固结不排水剪切试验(UU 试验)测得的不排水抗剪强度值是得不到土的抗剪强度指标值的。

综上所述由不固结不排水剪切试验(UU 试验)得到土的抗剪强度指标 c 值和 φ 值是错误的。而这一错误概念不仅出现在勘测报告中, 而且出现在某些规范规程中, 出现在某些教科书中, 出现在一些计算软件中, 故写此文以期引起讨论、重视。关于饱和粘性土的不排水抗剪强度和土的抗剪强度指标应用另文再议。

译文

采用挪威海积软粘土块状样对设计参数的可能改进*

Potential improvements of design parameters by

taking block samples of soft marine Norwegian clays

Toralv Berre, Tom Lunne, Knut H. Andersen, Stein Strandvik, and Morten Sjørusen

管林波 译, 谢新宇 校

译自: Can. Geotech J. 44: 598-716 (2007)

[摘要] 对重新固结到现场有效应力的土样进行不排水三轴试验和直剪试验, 分别用标准的活塞式管状样和12种挪威海积软粘土的高质量块状样进行固结试验。基于这些试验中选出的几组试验结果, 论文总结出估算扰动对土样产生影响的经验方法。这些方法可用于揭示, 使用高质量土样可能增大不排水抗剪强度和前期固结应力。论文对修正加载速率和温度的影响给出了建议。同样, 关于使用较高的强度值对设计可能带来的影响, 论文也给出了举例说明。

[关键词] 软粘土; 土样扰动; 固结方法; 应力—应变—强度特性

简介

对于挪威的大部分商业建设项目, 标准方法是用挪威岩土研究所(简称NGI, 位于挪威奥斯陆)的54mm组合活塞式取样器(即标准的活塞取样器)制得的土样。Lunne et al (2006)简要描述过这种取样器, 它有良好的经济性。但是这种取样器制得的土样受到了一定程度的扰动(即部分扰动)。在一些研究和重要的商业项目中, 常常采用 Sherbrooke 块状样取样器(Lefebvre 和 Poulin 1979)制得的高质量土样(但是要贵很多)。除非另外说明, 文中“部分扰动”和“高质量”的试样分别指“54mm 管状”(或标准管状)和“块状”样。对54mm管状样和块状样的对照试验进行比较, Lunne et al.(2006)已经揭示了土样扰动对挪威海积软粘土的应力-应变和强度特性的影响因素。在这些对比试验的基础上, 本文提出采用高质量土样使设计参数得到改进的方法。在大部分情况下, “改进”的意思是使强度和刚度提高; 但也有一些情况, “改进”是指避免采用过高的强度值。论文也表明, 在进行应变协调的稳定性分析时, 使用高质量土样做试验将特别有用, 并对室内和现场在应变速率及温度两方面的区别作出了解释。

提出修正土样扰动的背景

* 收稿日期: 2008年5月

Lunne et al.(2006) 描述了本次研究中所用到的取样、测试方法和粘土类型。论文中使用的符号和缩写在“符号一览表”中都有定义。

通过对比重新固结到现场有效应力的 54mm 管状样和块状样的不排水试验, Lunne et al.(2006)发现土样扰动对 12 种挪威海积软粘土有以下影响:

(1) 在小应变(剪切应变不超过 3%)的情况下, 土样的扰动程度越大剪应力越低。认为其主要原因是粘土结构包括骨架的破坏。

(2) 在大应变(剪切应变约 15%)的情况下, 土样扰动程度越大剪切应力越高。其原因是: 在大应变时, 无论是扰动土样还是高质量土样, 其结构都受到破坏, 致使土体抗剪强度主要由含水量控制, 而海积软粘土的重塑土样受扰动程度越大其含水量越低。

因此对土样扰动影响的估算, 在小应变情况下需要进行小应变修正, 使剪应力有所增加; 在大应变情况下需要进行大应变修正, 使剪应力有所降低。然而应该注意, 这些修正得出的估算值仅仅是表示使用高质量土样的可能改进。修正后较高的强度值在得到高质量土样试验验证之前不应在设计中使用。

应该注意只有当粘土近似于本项目中研究的粘土样, 这些经验的修正方法才严格有效。而本项目中研究的粘土样是海积粘土, 其指标为: 塑性指数 I_p 在 6%到 43%之间, 含水量 w 在 20%到 67%之间, 超固结比 OCR 在 1 到 2 之间, 深度是地面以下 25m 以内(Lunne et al.2006)。当土体的指标超出上述范围, 应慎用这些经验方法。

如果对 54mm 管状样试验不考虑膨胀的部分, 对块状样和 54mm 管状样, 都不考虑剪应变在 15%以上的应力, 可得以下结果:

(1) 对于 CAUC 试验, 54mm 管状试样的峰值剪应力或屈服剪应力都显著低于块状试样的剪切应力。但是对于两种试样, 峰值剪应力或屈服剪应力都发生在应变相当小时(轴向应变小于 5%或剪切应变小于 7.5%)。

(2) 对于 CAUE 试验, 块状样和 54mm 管状样的峰值剪切应力大致相当, 但 54mm 管状样在峰值剪切应力下的应变要比块状样在峰值剪切应力下的应变大很多。

(3) 对于 DSS 试验, 两种类型土样的峰值剪切应力也大致相当, 但 54mm 管状样在峰值剪切应力下的应变要比块状样在峰值剪切应力下的应变大, 但低于 CAUE 试验中 54mm 管状样的应变。

根据以上结果, Lunne et al. (2006) 指出“土样扰动对 DSS 试验尤其是 CAUE 试验的影响比对 CAUC 试验的影响要小。”

对于 54mm 管状土样, 当用大应变对应的峰值抗剪强度修正土样扰动的影晌时, 这种修正定义为小应变修正, 因为这些值对于小应变是有效的。然而, 54mm 管状土样在小应变时修正所得的强度值与实际测得的剪应力值的比在 DSS 试验中较高, 在 CAUE 试验中更高于 CAUC 试验。

表 1 是由 Lunne et al.(1997)提出的相应估算土样扰动影响的标准, 本文中也将用到。如表 1 所示, 分类为“很好”的试验不需要修正, 特别地当 $\Delta e/e_0$ 小于 0.025, OCR 在 1 到 2 之间; OCR 在 2 到 4 之间一行的 $\Delta e/e_0$ 值要低于 OCR 在 1 到 2 之间一行的。对于超固结粘土, 土体 $\Delta e/e_0$ 的值可能是负值, 并且越受到扰动其值将越小, 在这样的情况下表 1 并不实用。

这些经验方法主要可用于揭示,采用高质量土样可能提高小应变强度。根据强度可能增长的程度,我们可以估算是否可能节约足够多的项目费用来填补用于取样和高质量土样的改进型试验的额外费用。在得到高质量土样试验的验证之前,不应使用直接从经验方法中得出的修正后的小应变强度值。

估计土样扰动的建议标准($\Delta e/e_0$ 值)(引自 Lunne et al. 2006)

表 1

超固结比	类型 1: 很好	类型 2: 好	类型 3: 差	类型 4: 很差
1-2	<0.04	0.04-0.07	0.07-0.14	>0.14
2-4	<0.03	0.03-0.05	0.05-0.10	>0.10

注:对类型的表述与测量力学性质时土样的使用有关

小应变修正三轴压缩试验, CAUC

对受到不同程度扰动的粘土土样进行三轴压缩试验,得到的有效应力路径显示:随着土样受扰动程度的加大,土样的最大剪应力(即抗剪强度)和土样在最大剪应力时的有效正应力都有减小(如 1-3 图所示)。另外,当对埋深大致相同的土样的试验进行比较时,峰值剪切应力对应的动摩擦度 $\tan \rho / \tan \phi'$ (符号定义见“符号一览表”)对受不同程度扰动的土样都大致相同。另一个发现是,受扰动程度最小的土样(即块状土样)的应力路径倾向于遵循“弹性”应力路径(也即是没有膨胀和收缩的趋势),在剪应力增至峰值剪应力的过程中不产生孔隙水压力。在 $(\sigma_a - \sigma_r)/2$, $(\sigma'_a - \sigma'_r)/2$ 的应力路径图中这相当于斜率为 3:1 的应力路径(若两坐标轴使用同样的比例尺)。

根据以上结论,建议对部分扰动土样(如 54mm 管状土样)的应力路径作出修正,如图 4 中 $(\sigma_a - \sigma_r)/2$, $(\sigma'_a - \sigma'_r)/2$ 的应力路径图所示,曲线 ABC 表示部分扰动土样的应力路径。土样应以最优 K_0 估计值进行各向异性固结,例如,通过修正 Brooker 和 Ireland(1965)给出的曲线, Lunne et al.(2006)在关于 CAUC 试验方法的描述中也曾提到。

可以通过作一条过原点(点 O)和峰值剪应力点(点 B)的直线和一条过剪切初始点(点 A)的垂线来进行修正。可发现这两条直线的交点(点 D)处的剪应力在多数情况下最为接近高质量块状土样的不排水抗剪强度,因此除下面将列出的情况外,通常建议将 D 点的剪应力作为修正后的抗剪强度。

从前面的发现似乎可看出高质量土样的弹性特性,这意味着在 $(\sigma_a - \sigma_r)/2 \sim (\sigma'_a - \sigma'_r)/2$ 的应力路径图中直线 AD 可以作为斜率为 3:1 的直线 AF 画出。用过点 A 的垂直直线来代替斜率为 3:1 的直线的原因为:对于 OCR 小于或等于 2 的粘土即使是块状土样,在屈服前,其应力路径显示出一定程度的收缩性并且呈某种程度的向左弯曲。但对于 OCR 在 2 到 3 之间的粘土,其收缩性较小甚至表现为膨胀性,可以考虑使用斜率为 3:1 的直线。

图 1 归一化应力(将其除以 σ'_{v0})~应变曲线和应力路径。两种不同深度的 Lierstranda 粘土的 CAUC 试验(引自 Lunne et al.2006)。

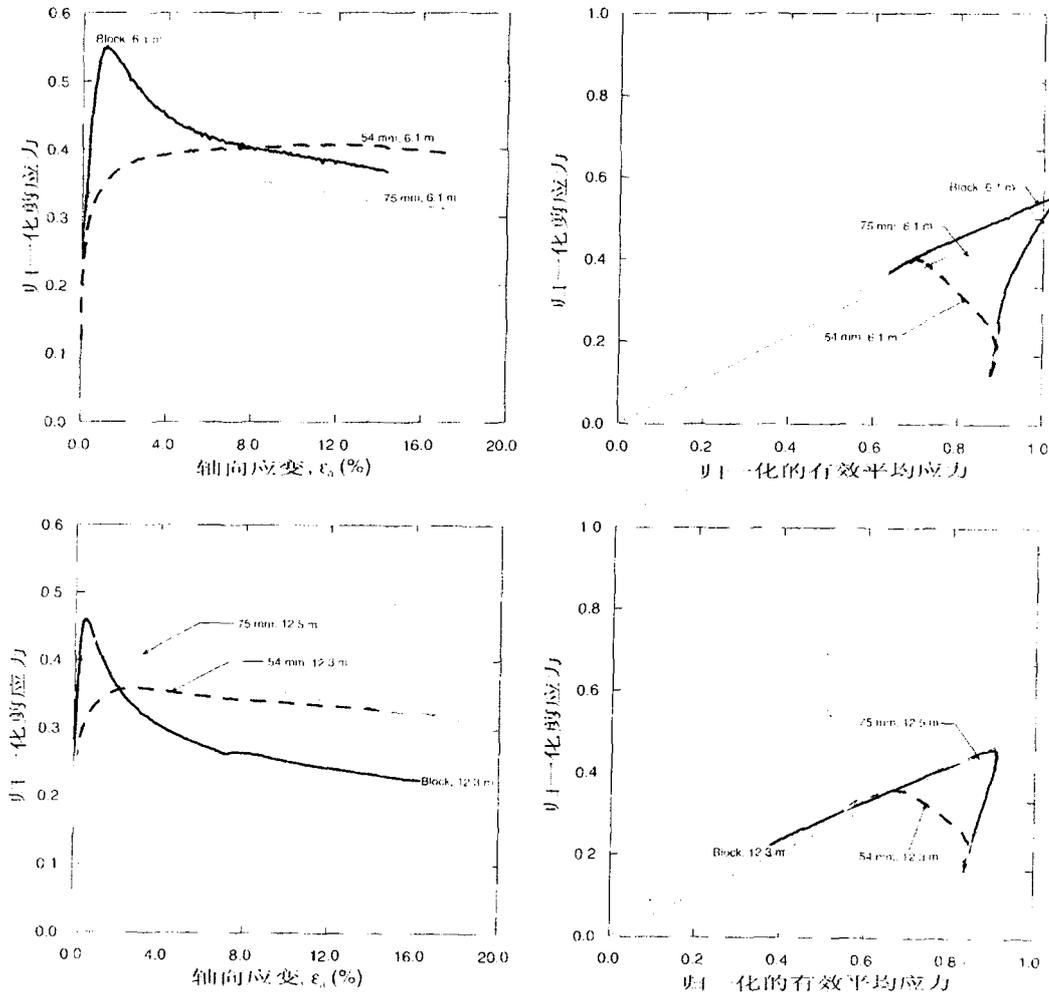


图1 归一化应力（将其除以 σ'_{v0} ）~应变曲线和应力路径

原则上，直线 OB 应该起始于横轴负半轴上的一点（而不是原点）以表示吸引力值。但是，吸引力值的测定并不确定，这需要很多附加的试验。

上面描述的 CAUC 试验的修正方法，在下面的部分会作为小应变修正类型 1 提出。

有一些情况，部分扰动土样的应力路径图比曲线 ABC 的形状更复杂，如图 4 中曲线 ABGE 所示，在初始表现出收缩性后就开始膨胀，这种现象对淤泥质粘土更为明显。这时，在膨胀产生之前（即点 B）通常用过原点和峰值应力点的直线来修正（这种修正仍为类型 1）。

如果在产生膨胀前没有明显的峰值剪应力，可以将应力-应变曲线上大应变开始发展的点定为点 B。从 Daneviksgate 地表下 16-17m 深的土样得出的图 2 所表示的正是这样的情况。这种类型的修正方法定为小应变修正类型 2。

图 2 归一化应力（将其除以 σ'_{v0} ）~应变曲线和应力路径。两个不同深度处的 Daneviksgate 粘土的 CAUC 试验（引自 Lunne et al.2006）。

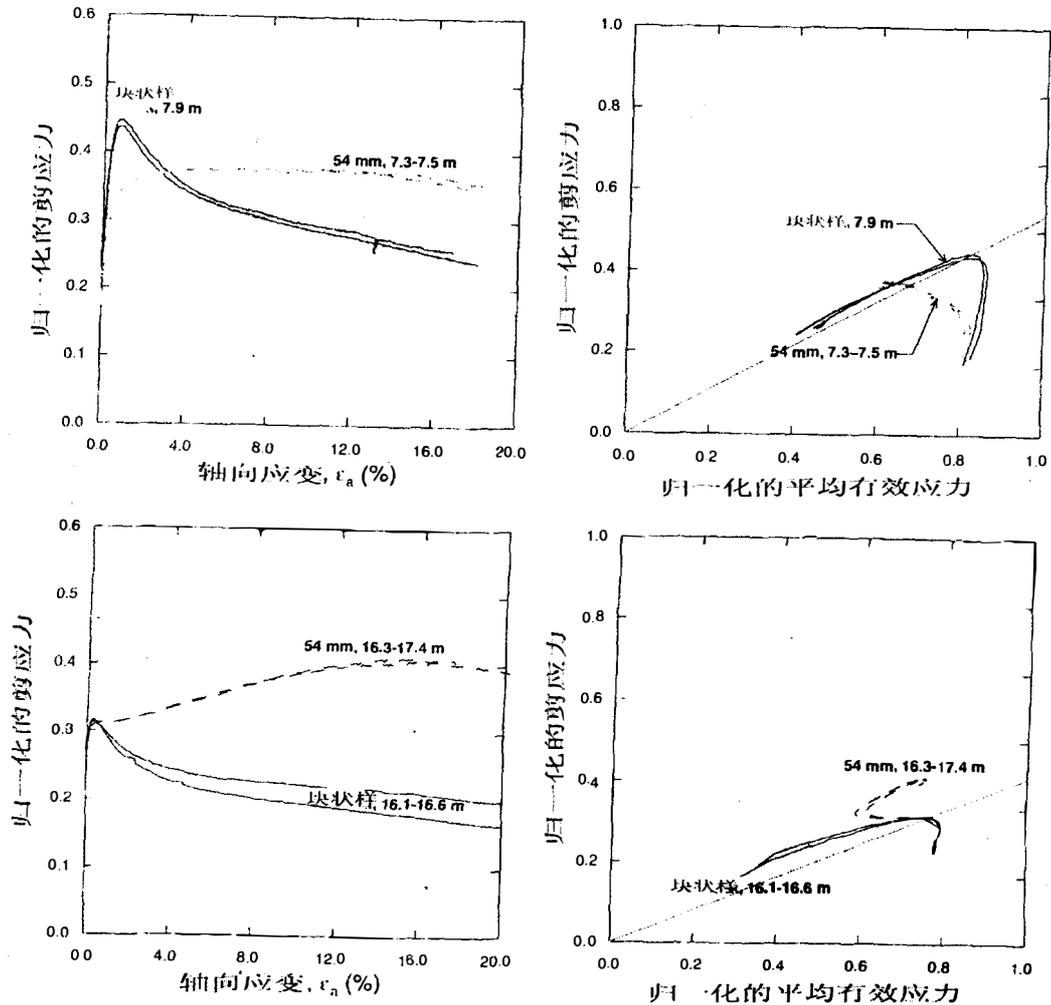


图2 归一化应力(将其除以 σ'_{vo})~应变曲线和应力路径

产生膨胀前在应力-应变曲线上没有明显的屈服点, 这样的情况也存在, 而且剪应力很均匀地增大直至应变最大时达到最大值。对于这种类型的土体, 可以将产生膨胀后应力路径曲线上直线段的一点作为点B。这种类型的修正方法定为小应变修正类型3。

图5至图7列出了三种不同类型的扰动土样应用以上修正方法的例子。可以看出图4中用过点A的垂线进行修正给出的抗剪强度稍大于(图6中的类型2)或略小于块状土样的抗剪强度(图5中的类型1和图7中的类型3)。在这些情况下, 如果用斜率为3:1的直线, 修正后的抗剪强度值将高于块状土样。

这些修正方法已经应用于QCR小于或等于2的一些粘土的块状样。表2对这些修正方法的结果进行了总结, 其中也包括Bothkennar河口软粘土的试验结果。这里说的Bothkennar粘土试验是在NGI进行的。用图4中过点A的垂直直线进行修正得出的结果与块状土样的抗剪强度相当吻合。如果用斜率为3:1的直线修正, 得出的抗剪强度通常要高于块状土样的。

现场的实际抗剪强度可能高于块状土样的,斜率为3:1的修正方法对于现场情况比表2显示的更具代表性。但是,建议对 $OCR \leq 2$ 的粘土采用垂线作修正。值得注意的是,修正类型2和3得出的小应变抗剪强度比54mm管状土样测得的大应变抗剪强度小(如图6所示)。

图3 归一化 Lunne 应力(将其除以 σ_{v0})~应变曲线和应力路径。三个不同深度的 Onsoy 粘土的 CAUC 试验(引自 et al.2006)。

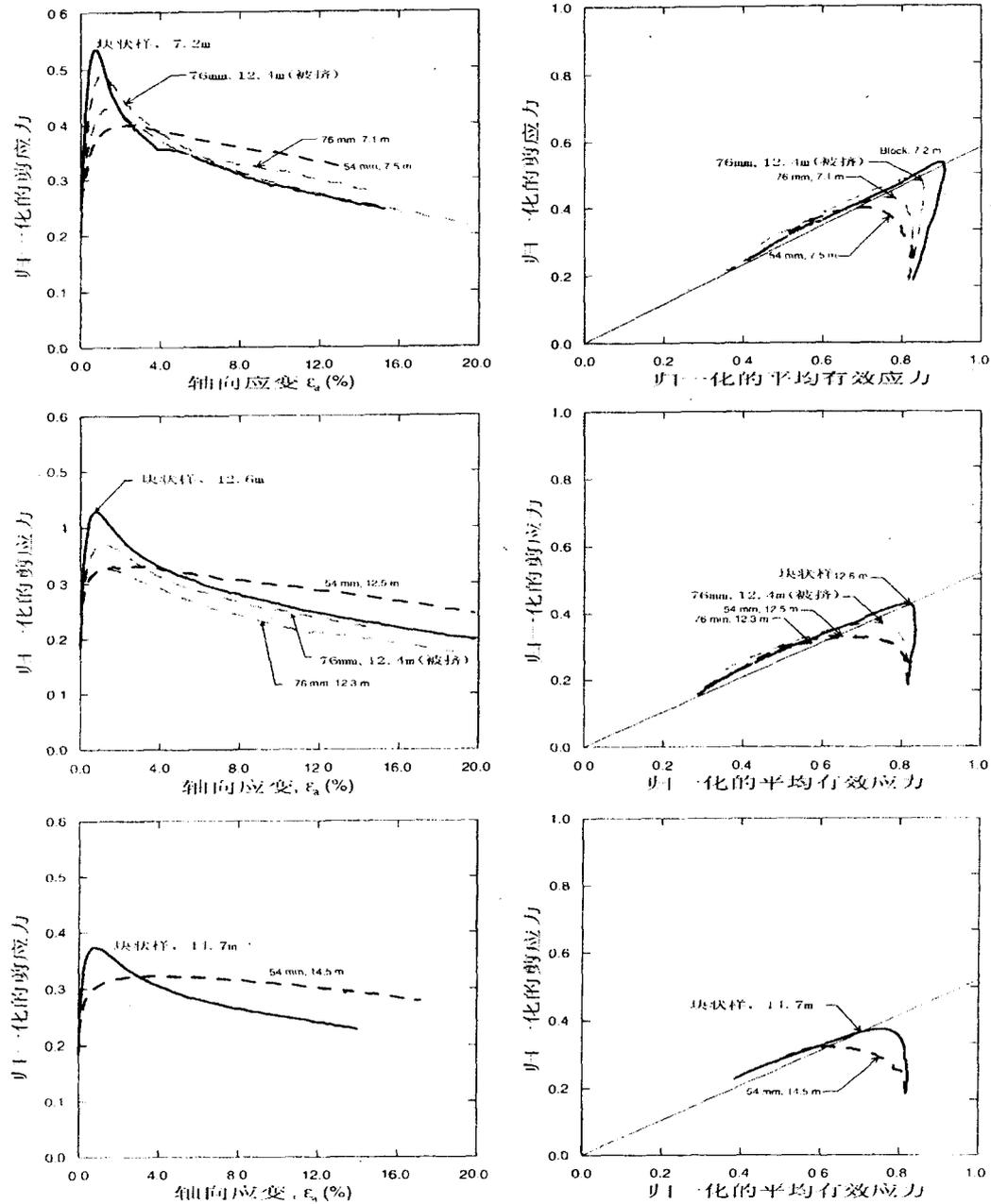


图3 归一化 Lunne 应力(将其除以 σ_{v0})~应变曲线和应力路径

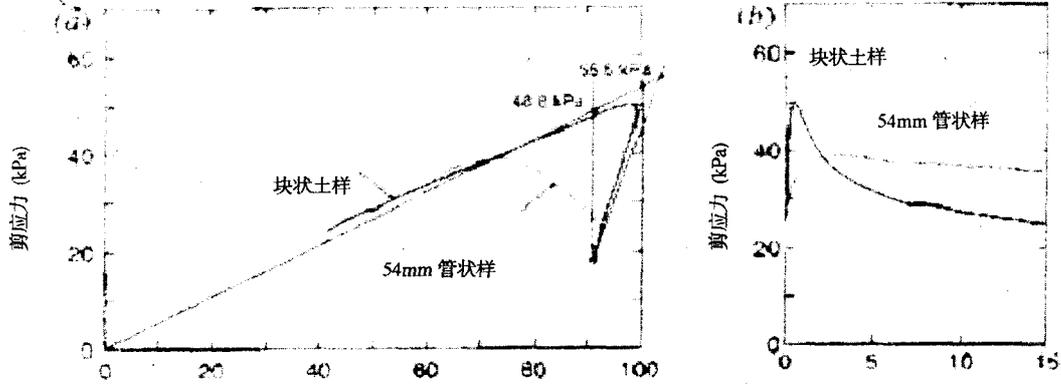


图5 CAUC 试验的修正类型1的例子(剪缩的扰动土样): (a) 有效应力路径; (b) 应力-应变关系。Lierstranda 粘土, 12.3m 深

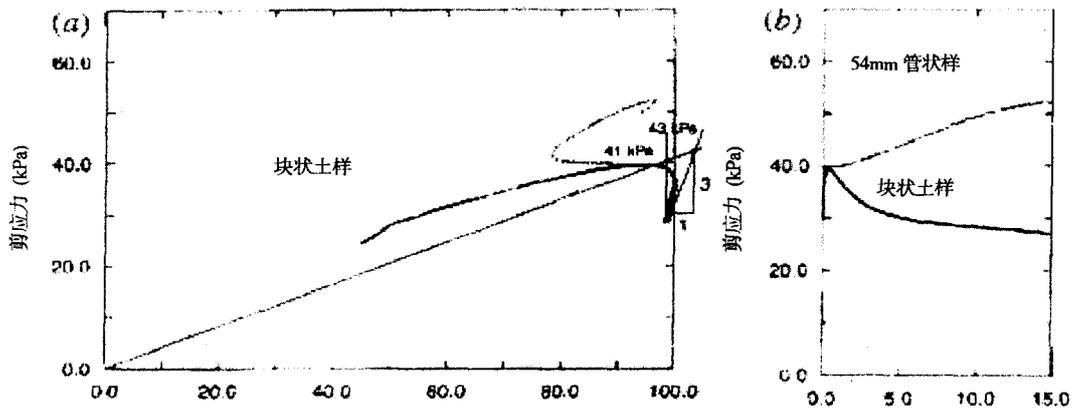


图6 CAUC 试验的修正类型1的例子(明确屈服的缩/胀土样): (a) 有效应力路径; (b) 应力-应变关系。Danevikgate 粘土, 16.1m-17.4m

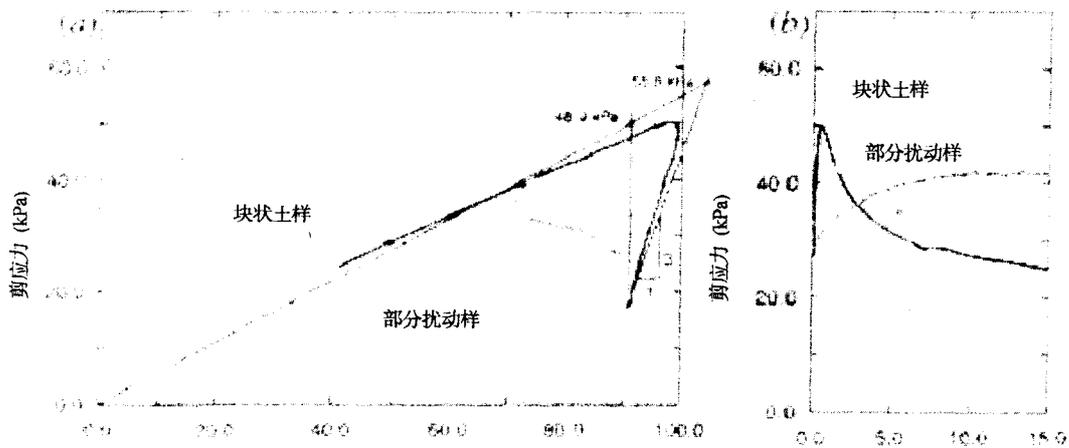


图7 CAUC 试验的修正类型1的例子(明确屈服的缩/胀土样): (a) 有效应力路径; (b) 应力-应变关系。Lierstranda 粘土, 12.3m 深。由于地下气体的影响受到一定程度扰动

对 54mm 管状土样和块状土样的 CAUC、CAUE 和 DSS 试验进行修正的结果,已经总结在表 3 中。可以看出,对 CAUE 和 DSS 试验用建议的修正方法得出的抗剪强度值与块状土样的抗剪强度值之差在±11%以内。

OCR≤2 的不同粘土修正后的 CAUC 抗剪强度(小应变修正),除 Liorstranda6.1m 以外(OCR 见表 6)

表 2

地点	深度 (m)	试样	w (%)	Ip (%)	未修正的抗剪强度 (kPa)	修正后的抗剪强度			经修正的/块状样	
						垂线 (kPa)	3:1 直线 (kPa)	未修正 / 块状样	垂线	3:1 直线
Lierstranda										
	6.1	块状样	40.4	20	29.8					
	6.1	54mm	41.1		22	27.5	31.7	0.74	0.92	1.06
	12.3	块状样	38.8	19	50.2					
	12.25	54mm	37.8	18	39.2	48.8	55.5	0.78	0.97	1.11
	12.27	块状样 100% 气体	35.2		42.3	48.5	55.8	0.84	0.97	1.11
	12.27	块状样 6% 气体	32.6		48.3	51	59	0.96	1.02	1.18
	12.27	块状样 20% 气体	33.3		46.5	50.5	58.5	0.93	1.01	1.17
	16.4	块状样	33.5	15	52.7					
	16.2	54mm	31.6		44.8	50.5	53.5	0.85	0.96	1.02
Daneviksgate										
Plastic	7.92	块状样	52.8	29	29.7					
	7.50	54mm	51.3	27	24	31.5	36.5	0.81	1.06	1.23
Lean	16.17	块状样	34.2	20	39.6					
	16.35	54mm	33.0	19	48.3	41	43	1.22	1.04	1.09
Onsoy										
	7.18	块状样	63.7	36	25.7					
	7.45	54mm	64.6	35	20	23	26	0.78	0.89	1.01
	12.62	块状样	63.4	42	34.2					
	12.45	54mm	63.6	43	26	33	36.8	0.76	0.96	1.08
	14.73	块状样	64.3	41	34.4					
	14.45	54mm	61.2	41	29	36.5	40.7	0.84	1.06	1.18
Bothkennar										
	7.65	块状样	66.8	42	31.1					
	8.15	二次试样	67.1		27.6	28.5	33.2	0.89	0.92	1.07
Eidsvold										
	14.7	块状样	27.9	14	101					
	15.4	54mm	27.1	15	107.5	88	96	1.06	0.87	0.95
Kvenild										
	7.1	块状样	36.9	14	31.7					
	7.4	54mm	34.0	14	23.9	26.8	29.7	0.75	0.85	0.94
	8.51	块状样	31.1		34.5					
	8.35	54mm	38.7	5.6	23.1	27.8	30.4	0.67	0.81	0.88
							Min:	0.67	0.81	0.88
							Max:	1.22	1.06	1.23
							Ave:	0.86	0.95	1.07

注:关于表中的不同种粘土 Lunne et al.(2006)在其表 1 中已经给出表中的 block 即为块状样。

大应变修正

对于 54mm 管状土样和块状土样，当剪应变较大（15%左右）时，剪应力主要取决于含水量，其次是土体结构，此时土体结构由于剪切受到破坏。

因此，土样在大剪应变时的剪应力可以通过不固结不排水压缩试验（UU 试验）估算。UU 试验里小应变时的剪应力通常会很小，因为在剪切的初期呈各向同性的有效应力由于土样的扰动通常会很低。但是在 UU 试验中，当应变较大土体结构差不多都被破坏时，测得土体受到的剪应力也要比 CAUC 试验准确，因为 UU 试验所用到的土样的含水量比 CAUC 试验用的土样的含水量更接近于原状土，CAUC 试验中的土样由于在试验室内固结到现场应力，其含水量有所下降。

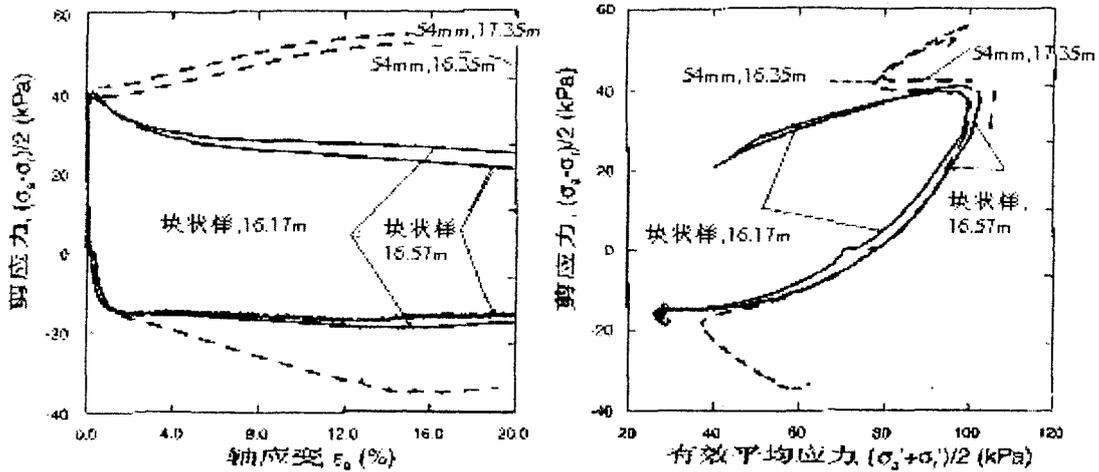


图8 CAUC 和 CAUE 试验的结果，Danveiksgate 处的试样（引自 Lunne et al,2006）

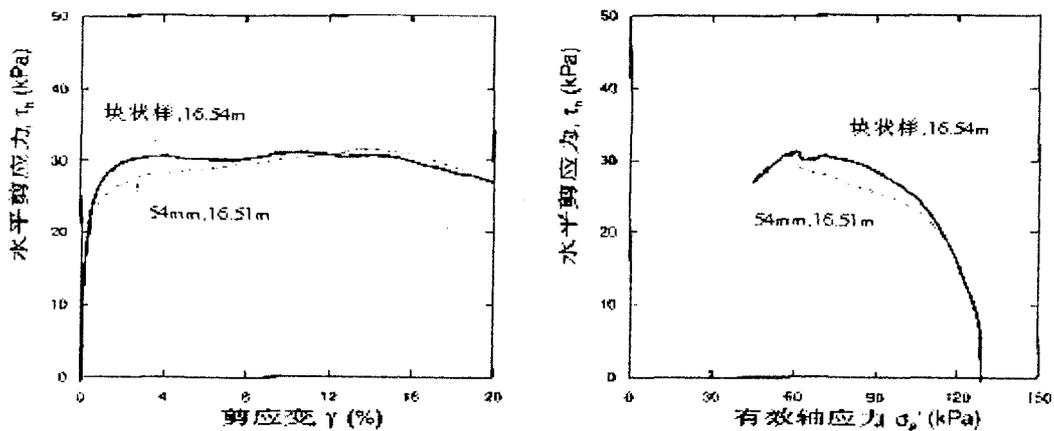


图9 DSS 试验的结果，Danveiksgate 处的试样（引自 Lunne et al,2006）

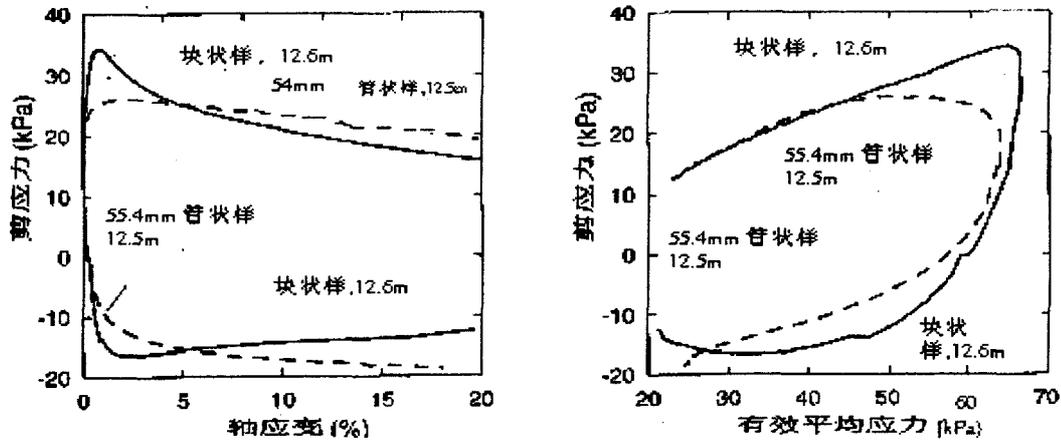


图10 Onsoy 地下12.5m的54mm管状样和块状样的CAUC试验和CAUE试验

不用UU试验，只需修正重塑阶段土样含水量的降低（即对土样扰动进行修正）就可以估算重新固结到现场有效应力的土样在大应变时的剪应力。对含水量降低的修正可通过固结试验的原始压缩曲线进行。随着原始压缩曲线上有效应力的变化，土样的不排水抗剪强度与竖直方向的有效固结应力的比值是基本不变的。这点可以用于修正压缩试验中扰动土样在大应变时的剪应力值，如图12所示。关于图12应当注意，只要应变 ϵ_a ~应力的对数坐标图中原始压缩曲线是一条直线，在给定距离的点1和点2之间， σ_1 与 σ_2 的比值不变。由于土样扰动对三轴压缩试验进行修正时，若有效应力为 σ'_{v0} ，这两点在 ϵ_a 轴上的距离应该等于体积应变 $\epsilon_{vol,c0}$ 。对固结试验可写为： $\epsilon_a = \epsilon_{vol}$ 。图12中给出的方法可以用来修正CAUE和DSS试验中大应变时对应的应力。原则上，这种类型的修正也适用于在重新固结到现场有效应力的过程中产生膨胀的试样，修正会增大强度值。但是，这种情况下修正得到的值是否合理还未得到试验的证明。

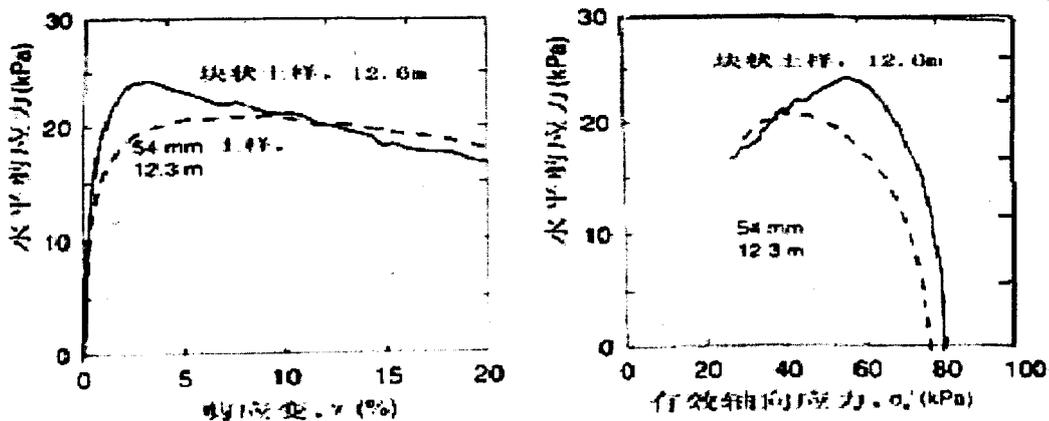


图11 来自于Onsoy 12.5m处的54mm管状样和块状样的DSS试验

54mm 管状样试验得到的未修正的和修正了的(小应变修正)抗剪强度值与通过块状样测得的抗剪强度值的比较(所有强度值都通过除以 σ_v' 归一化)

表 3

场地	深度 (m)	土样	w (%)	I_p (%)	归一化的未修正的 抗剪强度			未修正结果/块状样			未修正结果/块状样		
					CAUC	CAUE	DSS	CAUC	CAUE	DSS	CAUC	CAUE	DSS
Daneviksgate													
Lean	16.17	块状样	34.2	20	0.313	-0.138	0.241						
	16.35	54mm	33.0	19	0.388	-0.226	0.244	1.24	1.64	1.01	1.03	0.99	0.93
Diveplassen													
Lean	10.1	块状样	35.4	14.6	0.383	0.118	—						
	10.3	54mm	35.0	15.6	0.317	0.116	—	0.83	0.98	—	0.85	0.98	
Onsoy													
	7.18	块状样	63.7	36	0.534	0.227	0.298						
	7.45	54mm	64.6	35	0.401	0.213	0.306	0.75	0.94	1.03	0.86	0.92	1.03
	12.62	块状样	63.4	42	0.429	0.207	0.305						
	12.45	54mm	63.6	43	0.332	0.219	0.276	0.77	1.06	0.90	0.98	1.06	0.90
	14.73	块状样	64.3	41	0.374	0.189	0.286						
	14.45	54mm	61.2	41	0.322	0.212	0.277	0.86	1.12	0.97	1.08	1.12	0.97
							Min	0.75	0.94	0.90	0.85	0.92	0.90
							Max	1.24	1.64	1.03	1.08	1.12	1.03
							Ave	0.89	1.15	0.98	0.96	1.01	0.96

注:表中未修正的值为剪应力的峰值或者是剪应变达 15%时的剪应力值(此时剪应力未达到峰值)。这种情况适合表中所有的试验(对于不排水三轴试验 15%的剪应变相当于 10%的轴向应变)。

大应变时经修正的应力的例子如图 13~15 和表 4 所示。

图 13 对 Lierstranda 粘土的 54mm 管状和块状土样在 CAUC 和 UU 试验中的修正后的剪应力值进行了比较, 因为 UU 试验不排水, 所以没有修正试验所得的曲线; 图 14 和 15 则分别比较了 CAUC 和 DSS 试验中 Daneviksgate 低可塑性粘土的 54mm 管状和块状土样的修正后的剪应力, 结果表明:

(1) 这种修正方法对 54mm 管状土样要比对块状土样好的多, 块状土样和 54mm 管状土样修正后的剪应力彼此接近并且也接近于 UU 试验得出的剪应力值, 正如预计, UU 试验土样在大应变时的剪应力值一般不取决于土样的质量。

图12 重新固结到现场应力的土样在不排水试验中，修正大应变时的的应力的准则。

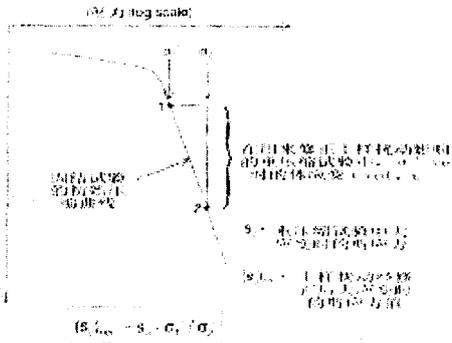


图14 Darcyiksgate地而下埋深16.1-17.4m的低可塑性粘土的54mm管状样和块状样，在CAUC和CAUC试验中修正后的大应变的剪应力。

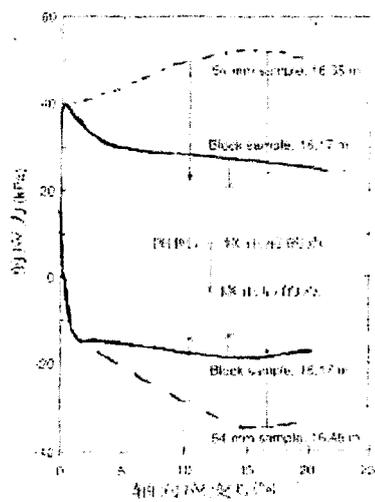


图13 17.4m埋深地下埋深16.1m的粘土的54mm管状样和块状样在CAUC试验中，修正后的大应变的剪应力与各口试验中做比较。注：如果修正口试验中大应变的应力所求用的应变速率与CAUC试验的相同，修正后得到的值将比图中显示的小1.5%。

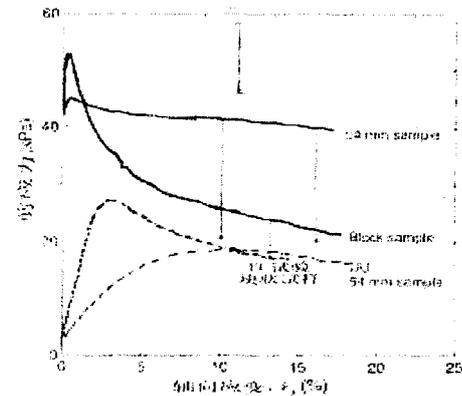
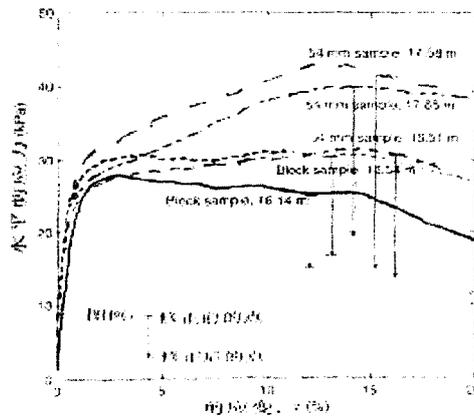


图15 Darcyiksgate地而下埋深16.1-17.8m的低可塑性粘土的54mm管状样和块状样在DSS试验中大剪应变时修正后的剪应力（图中的修正基于54mm管状样的固结试验）。



(2) 这种修正会增加应变软化。

(3) 在一定程度上，是否使用 54mm 管状或块状土样固结试验的数据会影响到修正后的剪应力。

理论上，块状试样的 UU 试验能得出最为准确的大应变剪应力值。另一方面，也有认为当块状土样的重塑试验 (CAUC, CAUE 和 DSS 试验) 经固结试验修正后，得出的大应变剪应力值最为准确，因为固结过程中排出的水量和相应的大应变修正值都相对很小。这个问题在分析表 4 中数据时将有进一步的讨论。

表 4 CAUC 和 UU 试验中大应变(剪应力变为 10%)时的归一化(将其除以 σ'_{v0})的不排水剪应力值。固结到现场有效应力的过程中由于体积减小而修正的 CAUC 试验剪应力值 (大应变修正)

表4

地点	埋深	CAUC 和 UU 试验中土样的类型	由固结试验得到的 CAUC 试验的修正系数		CAUC 试验中 $\varepsilon_a = 10\%$ 时修正的归一化剪应力		UU 试验中 $\varepsilon_a = 10\%$ 时归一化的剪应力	
			块状样的固结试验	54mm 管状样的固结试验	块状样的固结试验	54mm 管状样的固结试验	应变速率未修正	应变速率被修正到与 CAUC 中用到的相等
Lierstrandla	6.1	块状样	0.870	0.814	0.341	0.319	—	—
	6.1	54mm	0.750	0.653	0.305	0.265	—	—
	12.3	块状样	0.894	0.827	0.224	0.207	—	—
	12.25	54mm	0.721	0.573	0.243	0.194	0.288	0.245
	16.4	块状样	0.811	0.718	0.144	0.127	0.131	0.111
	16.2	54mm	0.645	0.500	0.184	0.143	0.127	0.108
Daneviksgate								
Plastic	7.92	块状样	—	0.942	—	0.284	—	—
	7.50	54mm	—	0.767	—	0.286	—	—
Lean	16.17	块状样	—	0.750	—	0.168	—	—
	16.35	54mm	—	0.452	—	0.175	—	—
Elvplassen	10.1	块状样	—	0.820	—	0.139	—	—
	Lean	10.3	54mm	—	0.468	—	0.092	—
Onsoy	7.18	块状样	0.969	0.948	0.279	0.272	0.330	0.281
	7.45	54mm	0.880	0.804	0.305	0.279	—	—
	12.62	块状样	0.941	0.915	0.246	0.240	—	—
	12.45	54mm	0.786	0.705	0.235	0.210	—	—
	14.73	块状样	0.919	0.842	0.231	0.211	0.247	0.210
	14.45	54mm	0.770	0.585	0.237	0.181	—	—
	18.9	块状样	0.905	0.815	0.195	0.175	—	0.167
	19.3	54mm	0.711	0.497	0.176	0.124	0.188	0.159
Bothkennar	7.67	块状样	0.954	0.918	0.367	0.352	0.394	0.335
	8.15	54mm	0.910	0.842	0.349	0.324	0.368	0.313
Eidsvoll	14.7	块状样	0.761	0.693	0.239	0.218	—	—
	15.4	54mm	0.516	0.411	0.243	0.194	—	—

表4给出了CAUC试验中7种粘土在轴向应变为10%时对应的剪应力归一化值(即将剪应力除以 σ'_{v0})。由于土样扰动,CAUC试验中的剪应力值已经用这节中前面介绍的大应变修正方法修正过,每种土样都有两个修正后的值,一个根据块状土样的固结试验(如第6列),一个根据54mm管状土样的固结试验(如第7列)。第4列和第5列分别给出了块状土样和54mm管状土样在固结试验中得出的修正系数。可以看出,由54mm管状土样得出的修正系数要低于由块状样得出的修正系数(即管状样的修正值更大),也比采用更深处土样得到的要低。这些系数与固结试验中 ϵ_a 与应力对数曲线的斜率直接相关。如果大应变修正方法完善的话,表4中第6列和第7列同一深度的同种粘土的块状土样和54mm管状土样的修正后的应力值应该相等(如Lierstranda地面下6.1m的粘土的应力值0.341、0.319、0.305和0.265应该全相等)。第7列的值比第6列的值小,其原因简单的说是54mm管状土样的固结试验做了更多的修正。

表4也给出了土样在UU试验中轴向应变为10%时对应的剪应力归一化值(即把剪应力除以 σ'_{v0})。其中第8列的值是在应变速率为每小时80%的标准UU试验中直接测得的。Onsoy粘土在不同应变速率下的UU试验表明,当应变速率等于标准CAUC试验中用到的应变速率值(大约每小时0.6%)时,轴向应变为10%时对应的剪应力要减小15%。这个减小的百分比可以用来估算表4第9列的所有值,表4中的数据在表5中有总结。

表5第2列的每个值都是表4第6列和第7列中如Lierstranda、Onsoy、Bothkennar、Eidsvoll等地土样的九个值的平均。例如,表5第2列的第一个值: $0.252 = (0.341 + 0.224 + 0.144 + 0.279 + 0.246 + 0.231 + 0.195 + 0.367 + 0.239) / 9$, 第2列的第三个值: $0.236 = (0.319 + 0.207 + 0.127 + 0.272 + 0.240 + 0.211 + 0.175 + 0.352 + 0.218) / 9$ 。第3列中的值是将第2列中的值除以该列的第一个值得到的。表4中UU试验只有三套完整的数据,用的分别是Lierstranda地下16.3m、Onsoy地下19.1m、Bothkennar处的土样。第4列(表5中)中的每个值都是这三种粘土的值的平均,例如,第4列的第一个值: $0.235 = (0.144 + 0.195 + 0.367) / 3$ 。第5列中的值是将第4列的值除以该列的第一个值得到的,如果认为这第一个值最好(关于大应变强度)理应这样处理。可以看出,第3列和第5列(表5中)关于CAUC试验的值几乎相等,这表明在UU试验中用到的三种粘土对于CAUC试验也有代表性。第6列中的值是将第4列的值除以第4列中UU试验块状样的值得到的,同样如果认为这UU试验块状样的值最好(关于大应变强度)理应这样处理。分析表5的第3列,第5列和第6列的数据可得到以下结论:

(1) CAUC块状样/块状样和CAUC54mm管状样/块状样得出的值大致相同,这说明块状样的固结试验较适于修正大应变土样的扰动。

(2) CAUC块状样/块状样比UU块状样得出的大应变剪应力值更加准确,这是因为块状样的固结试验对土样扰动的修正相对较好,也因为,如果UU块状样得出的大应变剪应力值很准确,CAUC块状样/块状样得出的强度就要高出15%。

(3) 上面第2条结论的推论是CAUC54mm/54mm得出的大应变强度值要低16%。

(4) 虽然只进行了三组UU管状样试验,但结果仍表明用CAUC54mm/54mm比用UU管状样试验得出的大应变强度值要好一些(由第2条结论得来)。

已经发现,大应变修正对在大应变时有膨胀性的土样的重固结试验尤为重要。由于DSS试验和CAUC试验的最大剪应力值经常是在大应变时产生,所以经过大应变土样扰动的修正这些值可能会降低很多。但是,这种修正方法在剪应变小于10%时不可使用,在小应变的修

正中也不宜优先考虑。

前面关于表4和表5中CAUC试验大应变修正的论述对CAUE和DSS试验也近似有效。

前期固结应力

小应变抗剪强度经修正后,由于土样扰动可根据下面的SHANSEP公式估算修正后的前期固结应力。

$$S_v/\sigma'_{ac} = (S_v/\sigma'_{ac})_{OCR=1} \cdot OCR^m$$

上式可写为:

$$OCR = [(S_v/\sigma'_{ac}) / (S_v/\sigma'_{ac})_{OCR=1}]^{1/m}$$

前期固结应力可确定为: $(p'_c)_{24h} = OCR \cdot \sigma'_{vo}$ 。

以上式子中, S_v/σ'_{ac} 是对土样扰动修正后的归一化抗剪强度值, $(S_v/\sigma'_{ac})_{OCR=1}$ 为正常固结粘土的归一化抗剪强度值, 参数 m 是一个经验指数。 m 和 $(S_v/\sigma'_{ac})_{OCR=1}$ 的值可以通过SHANSEP三轴试验确定或经验估算(如Ladd et al.1977)。

上面的前期固结应力将符合24小时持续加载的固结试验测得的前期固结应力值,这是因为在前面的SHANSEP方程式中用到的抗剪强度值来自三轴试验和DSS试验,而这两个试验通常要在剪切之前在不变的应力下放置一夜。

表6给出了表2中那些粘土修正后的OCR值,表2中块状样固结试验的结果和SHANSEP参数也都是有效的。Lunne et al.(2006)在其表9中给出了SHANSEP参数。第6列的OCR值是CRS试验中块状土样和54mm管状土样的未修正值。第11列的值是将54mm管状土样和块状土样的OCR值相除得到的。第7列和第8列的OCR值经SHANSEP方程式计算出,并乘以Lunne et al.(2006)给出的表10中的 OCR_{rapid}/OCR_{24h} 的比值。第7列和第8列的值与CRS试验得出的OCR值相等,可定为 OCR_{rapid} 。由SHANSEP方程式计算得到的 OCR_{rapid} 的值要比 OCR_{24h} 的值大9%到18%。第9列和第10列的值也是用SHANSEP方程在 $m=1$ 的假定下计算得到的。第12至15列的值是将第7至10列的值除以块状土样的OCR值得到的。第12列的值表明,如果采用的抗剪强度值是通过应力路径图中的垂直直线对扰动土样进行小应变修正得出的,那么SHANSEP方程算出的OCR值就较准确。

对于抗剪强度,用这些方法确定的前期固结应力主要用来显示使用块状土样时前期固结应力增加的可能性。在没有得到块状土样的固结试验验证之前,应谨慎使用通过上述方法得出的前期固结应力。应该注意的是,SHANSEP方程中 m 的值越小方程求出的OCR值就越大。另外还应该注意,关于Lunne et al.(2006)发表的延时固结试验, $m=1$ (假定不排水抗剪强度 S_u 在给定的前期固结应力下保持不变)比SHANSEP CK₀U试验确定的 m 值更加符合实验数据。

应变协调性

在不排水稳定性分析中,假设土体的潜在破坏面上的所有土单元体的剪应变都相同,则应变协调可近似满足。对在分析中用的所有类型的试验(CAUC, DSS, 和 CAUE)抗剪强

度都选在应变相同的时候。

表7中 Onsoy 粘土的数据表明,这样做时在一些情况下,采用块状土样(或对54mm管状土样的土样扰动进行修正)得到的增量(即小应变时剪应力的增加)DSS试验和CAUC试验几乎同样高,而CAUE试验就显著高于CAUC试验。Lunne et al.(2006)指出土样扰动对DSS和CAUE试验的影响要比对CAUC试验的小,但Lunne et al.(2006)同时也指出这要求剪应变达到15%时对应的剪应力。(如表7中第6列的第1,4和7行)。当三种类型试验的剪应变分别为1.5%和3%时再求出剪应力(如表7中的第2、3、5、6、8和9行),情况就不一样了。

表4中一些数据的总结 表5

用来修正该行的值而做的固结试验的类型及他试验的类型	表4中第6和第7列中关于 Lierstranda, Onsoy, Bothkennar, and Eidsvoll 平均值		表4中第6,7和第9列中关于 Lierstranda(D=16.3m) Onsoy(D=19.1m)和 Bothkennar 的平均值		
	$\left(\frac{\tau_{10}}{\sigma'_{VO}}\right)_{av}$	$\frac{\left(\frac{\tau_{10}}{\sigma'_{VO}}\right)_{av}}{\text{CAU block/block}}$	$\left(\frac{\tau_{10}}{\sigma'_{VO}}\right)_{av}$	$\frac{\left(\frac{\tau_{10}}{\sigma'_{VO}}\right)_{av}}{\text{CAU block/block}}$	$\left(\frac{\tau_{10}}{\sigma'_{VO}}\right)_{av}$
CAUC 块状样/块状样	0.252	1.00	0.235	1.00	1.15
CAUC 54mm/块状样	0.253	1.00	0.236	1.00	1.16
CAUC 块状样/54mm	0.236	0.94	0.218	0.93	1.07
CAUC 54mm/54mm	0.213	0.84	0.197	0.84	0.96
UU 块状样 (对应变速率作了修正)	—	—	0.204	0.87	1.00
UU54mm (对应变速率作了修正)	—	—	0.193	0.82	0.95

表8给出了与表7中相同试验的 $\Delta e/e_0$ 值。可以看出, DSS试验的 $\Delta e/e_0$ 值要显著高于CAUC和CAUE试验(Lunne et al.2006也指出过),并且只有一组关于块状材料的DSS试验属于第一种类型。对于54mm管状样, DSS试验得出的 $\Delta e/e_0$ 值与CAUC和CAUE试验得出的值偏离明显要小。这表明,块状样的DSS试验得出的强度值一定程度上太小。正如Lunne et al.(2006)指出, CAUC和DSS试验得出的强度值之比可以通过OCR=1的DSS SHANSEP试验来进行校核(只要DSS用的土样不同于第一种类型)。

在应变的协调性分析中,所选择的剪应变值应该有利于得到最大剪切阻力。为此需要修正整个土样扰动的应力-应变曲线,不仅仅是小应变抗剪强度和大应变对应得剪应力。

应力-应变曲线可以通过确定小应变和大应变的剪应力值来估算出,这些剪应力值在前面列出的CAUC, CAUE和DSS试验中针对土样扰动已经过修正。然后,应力-应变曲线在低应变和高应变之间部分的形状可以通过工程判定来估计。

在OCR值高至2的块状土样的CAUC试验中,峰值剪应力是在轴向应变为0.2%至1.1%的过程中(也即是剪应变在0.3%至1.7%过程中)产生,知道这点将有助于作出工程判定。低可塑性粘土($I_p \approx 20\%$)在这个变化范围的较低段,塑性粘土($I_p \approx 40\%$)在较高段。正如Lunne et al. (2006)指出的,SHANSEP试验有助于确定CAUC试验中小应变抗剪强度对应的破坏时的合理应变值。DSS和CAUC试验的经验是最大剪应力多发生在剪应变为3%时,这条经验可用于选定修正后的抗剪强度(小应变剪应力)所对应的应变。建议大应变剪应力应假定在剪应变为15%时。

对变速率的修正

如果在现场的加载速率与在试验室中用到的明显不同,可适当修正试验室试验得到的 S_u 值,如可以根据Lunne et al. (2006)提出的数据。对高质量块状土样和54mm管状土样,一个应变速率的对数循环的平均速率影响为9.4%。

OCR ≤ 2 的各种粘土修正后的OCR值(即等于OCRrapid)(除去Lierstranda地面下6.1m处的土体) 表6

场地	深度(m)	试样	w (%)	I_p (%)	未修正的OCR	通过SHANSEP试验中的m值修正的OCR值,即是(OCR)cor.1		假设m=1时修正的OCR值即是(OCR)cor.2		未修正的OCR除以(OCR)block	(OCR)cor.1/(OCR)block		(OCR)cor.2/(OCR)block	
						垂直直线	3:1直线	垂直直线	3:1直线		垂直直线	3:1直线	垂直直线	3:1直线
Lierstranda														
	6.1	块状样	42.1	20	2.51									
	6.1	54mm	38.8		2.57	2.17	2.57	1.99	2.30	1.02	0.86	1.02	0.79	0.92
	12.3	块状样	38.6	19	2.00									
	12.25	54mm	36.3	18	1.72	1.91	2.26	1.73	1.97	0.86	0.96	1.13	0.87	0.99
	16.4	块状样	32.6	15	1.32									
	16.4	54mm	36.0		1.00	1.41	1.52	1.34	1.42	0.76	1.07	1.15	1.02	1.08
Onsoy														
	7.26	块状样	68.1	36	1.91									
	7.52	54mm	67.9	35	1.31	1.85	2.18	1.64	1.85	0.69	0.97	1.14	0.86	0.97
	12.57	块状样	66.8	42	1.41									
	12.53	54mm	66.5	43	1.01	1.65	1.90	1.51	1.68	0.72	1.17	1.35	1.07	1.19
	14.70	块状样	65.3	41	1.57									
	14.52	54mm	64.9	41	1.01	1.54	1.78	1.42	1.59	0.64	0.98	1.13	0.90	1.01
	7.59	块状样	75.3	42	1.95									
	8.08	子试样	64.0		1.83	1.65	1.96	1.58	1.84	0.94	0.85	1.01	0.81	0.94
									Min	0.64	0.85	1.01	0.79	0.92
									Max	1.02	1.17	1.35	1.07	1.19
									Ave	0.80	0.98	1.13	0.90	1.01

1小时内荷载增加的试验

Onsoy 粘土经重塑(在原始应力直)的块状样和 54mm 管状样的不排水三轴直剪试验得到的归一化的 γ 值(即是的值)的比值

表 7

试验的类型	γ 取值在	从块状样和 54mm 管状样得到的标准化的 γ 比值			
		深度 7.2~7.5m	深度 12.2~12.6m	深度 14.2~14.7m	三个深度所得值的平均
CAUC					
	峰值剪应力 $\gamma = 1.1\% \sim 4.2\%$	1.330	1.292	1.161	1.256
	$\gamma = 1.5\%$	1.355	1.304	1.212	1.287
	$\gamma = 3.0\%$	1.060	1.161	1.092	1.103
CAUE					
	峰值剪应力 $\gamma = 2.7\% \sim 15.0\%$	1.062	0.941	0.891	0.960
	$\gamma = 1.5\%$	1.706	1.567	1.473	1.577
	$\gamma = 3.0\%$	1.337	1.299	1.205	1.277
DSS					
	峰值剪应力 $\gamma = 3.0\% \sim 9.0\%$	0.974	1.105	1.033	1.034
	$\gamma = 1.5\%$	1.104	1.211	1.157	1.156
	$\gamma = 3.0\%$	1.070	1.178	1.093	1.111

Onsoy 粘土经重塑(在原始应力直)的块状样和 54mm 管状样的不排水三轴直剪试验得到的 $\Delta e/e_0$ 的值 表 8

试样的类型	试验的类型	$\Delta e/e_0$ 的值		
		深度 7.2~7.5m	深度 12.2~12.6m	深度 14.2~14.7m
块状样	CAUC 和 CAUE	0.009~0.012	0.020~0.027	0.027~0.030
块状样	DSS	0.033	0.053	0.057
54mm	CAUC 和 CAUE	0.049~0.055	0.079~0.086	0.070~0.085
54mm	DSS	0.066	0.110	0.077

对温度的修正

Tidfors 和 Salfors(1989)发表的试验表明,当温度从 20°C 降到 7°C(7°C 大概是 Scsandinavia 南部低地地表的平均温度),液限等于 40% 和 100% 的粘土的表现前期固结应力将分别增加 6% 和 11%。Leroueil 和 Marques(1996)发现,当温度降低 12°C 时,前期固结应力和不排水抗剪强度都增加约 10%。Leroueil(1999)发表的结果表明,当温度从 20°C 降到 5°C 应变速率为每小时 0.4% 时,加拿大 Berthierville 粘土的表现前期应力值将增加约 19%。因此对于重要项目,应该考虑在与地表温度相同的环境下做试验。

对设计的结论

如果能消除或减小土样扰动的影响,就可得到更接近实际的土体参数用于稳定性和位移分析中。有更高的抗剪强度、剪切模量、前期固结应力以及较低的压缩性,这些对基础设计将有重要的有利的影响。两个工程实例分别是挪威横穿 Nykirke 的 Nykirke 铁路(Jensen2001)和埃及东方塞得港的集装箱码头的码头岸墙(Hight et al.2002)。

Nykirke 铁路穿过了一段长 1.5km 的软粉质海积粘土的地区。采用 54mm 管状样对场地进行传统的勘察得出的抗剪强度较低,初步设计建议在打至基岩的桩上填土。根据论文中列出的经验方法,可估计出,高质量土样将提供足够的强度从而为地基提供不同的低造价的基础形式。因此,新型的土质勘察通常是用 CPTU 和分块取样进行的。这种新型的高质量场地勘察得出的较高抗剪强度可节约桩基费用。预压和垂直排水常被建议用来加速沉降,但还可以通过取消桩以节省一百五十万美元(总工程费用的 20%)。沉降和孔压的监测表明设计与预期相符。

在集装箱码头的码头岸墙工程中,地面下有达 60m 厚的高塑性粘土层,土体的勘察是依靠触探和连续取样来建立关于地层中岩石的组成、土体微结构和自然变异等相关信息。高质量土样可用改进的 Shelby 管制得,这些土样被用于数量有限的非常规试验以测定试样的抗剪强度、压缩性和刚度。在取样过程中气体释放会导致一些土样的扰动,因此土样的质量是根据 UU 三轴压缩试验中的初始有效应力、室内试验和现场测试的小应变剪切模量的比较以及室内试样在重新固结到现场有效应力的过程中产生的体积应变综合估算出来的。这使得部分扰动土样的数据能改变原来的偏见:这种土体为欠固结土。它提供了一个更优化设计的基础。

当采用由高质量土样得到的经改进的参数时,应注意一点:如果设计时使用的安全系数和以前计算得到的一样,那么实际安全性就相对较低。如果采用对土样扰动进行修正过的参数,则应考虑是否对要求的安全系数做一些调整。

应该记住,对于某些粉质粘土,如果采用大应变时对应的抗剪强度,则土样扰动可能导致抗剪强度增加。如果使用此抗剪强度,设计将偏于不安全。

室内试验的推荐方案

如果分类和固结试验的结果显示考虑的材料在“提出对土样扰动进行修正的背景”这一节所列出的类型之内,下面的步骤可以用来确定试样的不排水抗剪强度和前期固结应力值。

(1) 用固结到现场有效应力的最佳估计值的土样做不排水三轴试验和 DSS 试验(见 Lunne et al. (2006) 介绍的详细步骤)。

(2) 根据表 1,如果 $\Delta e/e_0$ 的值显示试验用的土样是第 1 种类型,也就是“很好”,则除第 1 条中建议的试验外不需要做更多的试验,特别是当 e/e_0 小于 0.025 时。

(3) 如果试样是第 2 种,第 3 种或第 4 种类型,则已从第 1 种类型试样得到的应力-应变关系(即是从高质量土样得到的)还可以通过前面描述的小应变和大应变的修正方法来估计。经修正的前期固结应力也可以估算出,更多有价值的信息还可通过第 2 种、第 3 种和第 4 种类型土样的 SHANSEP 试验获得,如 Lunne et al. (2006) 指出的。

(4) 在估算土样扰动修正值的基础上,可以判断使用高质量土样(即块状土样)带来额外费用是否合理。要用于设计,通过小应变修正方法得到的较高强度值应该用高质量土样的试验来验证。而通过大应变修正得到的减小的强度值就不需要这样的验证。

(5) 加载速率、室内和现场的温度等方面的区别所带来的影响,应该通过以前的经验(即论文中给出的数据)或者是做补充试验来估算。

(6) Lunne et al. (2006) 指出最后没有润滑的 CAUC 试验给出的应力-应变曲线会很容易受阻。最后有润滑的 CAUC 三轴试验对应变协调性的稳定性分析是很理想的,这样可以获得更多模拟试样屈服后的应力-应变曲线(比前面的曲线要好)。

总结和结论

对重塑试验的修正

在对高质量块状土样试验和 54mm 管状土样试验综合比较的基础上,修正土样扰动的经验方法已经得到了发展,这种方法使得估算土样扰动修正后的小应变强度成为可能。

资料中的七种粘土的 54mm 管状试样在 15 个 CAUC 试验中,采用小应变修正方法得出了修正后的小应变峰值剪应力,其平均值是用块状土样测得的峰值剪应力的 0.95 倍。54mm 管状土样未修正的测试强度与上面的七种粘土的块状样的测试强度的比值在 0.67 到 1.22 之间变化,平均值为 0.86。

用推荐的峰值剪应力的修正方法得出的 CAUC 和 DSS 试验的小应变剪应力,在多数情况下,比 CAUC 试验得出的要小。小应变的修正方法已经应用于数据库中三种粘土的 54mm 管状样的五组 CAUC 试验和四组 DSS 试验,并得出了经修正的小应变峰值剪应力,其平均值分别是 CAUC 和 DSS 试验中块状样测得的峰值剪应力的 1.01 倍和 0.96 倍。54mm 管状试样得出的未修正强度值与用以上三种粘土的块状样得出的未修正强度值相比,其比值,在 CAUC 试验中从 0.94 到 1.64 变化,平均值为 1.15,而在 DSS 试验中从 0.90 到 1.03 之间变化,平均值为 0.98。但是对研究得很多的 Onsoy 粘土,已发现:CAUC 试验中采用高质量土样相比于采用 54mm 管状土样峰值剪应力会增加,增加的百分比与 CAUC 和 DSS 试验中(应变较小约为 2%时)土体的剪切阻力(通常情况下并不是峰值剪应力)增长的百分比大概相等。这点对于由应变协调性来分析稳定性非常重要,也就是 CAUC、DSS 和 CAUC 试验的强度值都是取在剪应变相同的时候。

有迹象表明,块状样的 DSS 压缩试验得出的强度值一定程度上太小,对于这点可以通过 CAUC 试验和 OCR=1 的 DSS SHANSEP 试验进行校核(除去 DSS 试样是第 1 种类型的情况)。

因为土样被扰动,需对 CAUC、CAUC 和 DSS 试验中的小应变强度进行修正,由此发展而来的经验方法主要用于揭示采用高质量土样小应变强度的可能增加。在没有得到高质量土样试验验证之前,应谨慎使用这种经修正的小应变强度值。

因土样扰动表现前期固结应力的修正值可以用 SHANSEP 方程式计算,其中的抗剪强度值可用小应变修正方法得到。

大应变剪应力的推荐修正方法的依据是重新固结到现场有效应力的过程中含水量的减少。固结试验的应力-应变曲线的初始段可以用来估算用于 CAUC, CAUC, 和 DSS 试验结果的修正系数。对 54mm 管状样,修正系数在 0.41 到 0.84 之间变化,平均值为 0.60。大应变

修正的经验比小应变修正要少,它经常导致强度值降低。用54mm管状样的固结试验对土样扰动进行修正,得到的54mm管状样的CAUC、CAUE和DSS试验的大应变剪应力可能降低16%。

UU 试验

理论上,从不固结不排水试验获得的大应变剪应力值比从重新固结试验获得的要好,因为UU试验土样是不固结的,实验中的土样含水量与现场含水量相近。当应变较大土体结构差不多全部破坏时,可以在土样含水量合适时进行试验,以获得最佳结果,CAUC试验土样在固结到现场应力的过程中含水量降低,而不对试验进行修正可能正确。但是,本次研究中的试验表明,经54mm管状样的固结试验修正的54mm管状样的重压缩试验得出的大应变剪应力值比从54mm管状样的UU试验得出的值要好一些。

对应变速率和温度的修正

由于试验室和现场情况的区别,论文还考虑应变速率和温度对抗剪强度的修正,并给出了一些建议。

对设计的结论

如果使用高质量土样以消除或者减弱土样的扰动,能得到更接近实际的土体参数以用于稳定性和位移分析。两个工程实例显示它对基础设计有非常重要的影响。

我们应当记住:当强度经过修正后,计算出的安全系数可能增加。由于隐蔽的安全已经消除,还应考虑是否需要安全要求进行修改。由于这个原因,合理地模拟应变速率和温度的影响也很重要。

致谢:

所有NGI土工试验室的成员都参与了本文那提到的室内试验:他们的贡献是令人感激的。马萨诸塞大学(UMASS)的Melissa Landon和Don DeGroot教授,对使用Onsoy粘土块状土样进行速率影响的试验也作出了一些贡献。

作者要感谢Joint Industry Project的资助者,本文得到以下单位的资助:Statoil, Norsk Hydro, Saga Petroleum, BP Norge, Norske Shell, Amoco Corporation, Norske Conco A/S, Chevron Petroleum Technology Company, Petrobras UK Ltd, 和 Elf Petroleum Norge A/S。特别感谢来自于Statoil的Tor Inge Tjelta,是他协调项目的开展并在工程的整个研究过程中给出宝贵的意见。本项目还得到了Norwegian Research Council的资助。

符号一览表

- a 吸引力, $a = c' / \tan \phi'$, c' 和 ϕ' 分别是有效内聚力和有效内摩擦角;吸引力 a 已经被Janbu(1973)介绍并定义为 c' 的替代参数
- CAU 土样在原始有效应力下发生各向异性的固结并进行不排水剪切的三轴试验
- CAUC CAU试验在压缩下进行剪切
- CAUE CAU试验在伸长(拉伸)中进行剪切

CK ₀ U	用来确定 SHANSEP 参数的三轴试验, 即是土样 K ₀ 固结加荷至自然先期固结应力, 然后开始不排水剪切试验, 或是进行不排水剪切前在 K ₀ 状态卸载到某一 OCR 值
CRS	应变速率不变的膨胀试验
D	地表以下的深度
DSS	直剪试验 (即土样在原始竖直有效应力下以径向应变为零进行固结, 然后保持体积应变不变进行剪切); 对超固结粘土, 土样在卸载至原始有效应力进行剪切之前可以在原始超固结应力下进行固结
$\Delta e/e_0$	当土样在原始有效应力下固结时孔隙体积相对于初始孔隙体积的变化
IL	持续加载的固结试验
I_p	塑性指数
K ₀	静止土压力系数
m	SHANSEP 方程中的指数
OCR	超固结比
OCR _{block}	块状样的 OCR
(OCR) _{cor.1}	用 SHANSEP 三轴试验得出的 m 值对不排水抗剪强度进行修正从而得出修正的土样扰动的 OCR
(OCR) _{cor.2}	假设 SHANSEP 方程中的 m 等于 1 时对不排水抗剪强度进行修正从而得出修正的土样扰动的 OCR
OCR _{rapid}	用 CRS 试验确定前期固结应力而得出的 OCR
OCR _{24th}	用 IL 试验保持荷载 24 小时持续增加或者是初始压缩曲线在 24 小时时的竖向应力与 SHANSEP 三轴试验中固结结束时的竖向应力的比值确定前期固结应力而得出的 OCR
°	角度 (原文似有误)
p_c	由于延迟固结和 (或) 骨架胶结的表观前期固结应力; p_c 值也包含一些卸载的影响
(p_c) _{24h}	通过 24 小时持续加载试验来确定前期固结应力
S _u	不排水抗剪强度
UU	不固结不排水三轴试验
w	含水量
γ	DSS 试验中的剪应变
ϵ_x	轴向 (即竖向) 应变
ϵ_{vol}	体积应变
$\epsilon_{vol, c}$	固结结束时的体积应变
σ_1, σ_2	图 12 中对应点 1 和点 2 的轴向有效应力
ϕ'	峰值剪应力时的有效内摩擦角

参考文献 (略)