

目次

论 文

托换技术的现状.....叶书麟(1)

土工织物与砂垫层复合加固软基.....俞仲泉,顾家龙(13)

强夯地基加固深度估算方法评述.....王成华(20)

小直径钻孔灌注桩与基底土之间的相互作用.....周洪涛,叶书麟,韩杰(25)

塑料板排水井加固堆煤场淤泥地基的堆载试验.....林峰,过培鑫,张剑峰(31)

桩的静力荷载传递计算.....潘时声(41)

软基上不规则建筑物整体分析探讨.....章华(51)

托换技术的现状

叶书麟

〔摘要〕 半个世纪多来,世界上大型和深埋结构的施工、地下铁道的穿越、古建筑的地基加固和基础托换、既有建筑物的改建和加层都需要采取托换技术。

本文分别简要阐明国内外常用的几种托换技术的原理、设计和施工要点。所介绍的托换方法有:基础加固法、桩式托换法(坑式静压桩托换、预试桩托换、灌注桩托换、树根桩托换)、灌浆托换法、纠偏托换法(加压纠偏法、掏土纠偏法、顶升纠偏法和浸水纠偏法)等。

五十多年来,世界上大型和深埋的结构物和地下铁道的大量施工;古建筑的基础加固数量繁多;既有建筑物的改建、加层和加大使用荷载都需要采取托换措施,所以目前世界各国的托换工程日趋增多,托换技术的发展也突飞猛进。

托换工程不但需用各种地基处理技术(包括桩基等),同时需要善于巧妙和灵活地综合选用这些技术,一个托换方案的选择,主要是取决于安全和经济的综合效果。建筑物的托换可能危及生命和财产,如果不具备对于结构工程和岩土工程交织在一起的这一专门技术的知识和能力,即使是技术水平很高的结构工程师也不能做好建筑物的修复和地基加固工作;同样一个能力卓越的岩土工程师如果不熟悉结构工程,则也不能处理好濒于破坏结构物的力学问题;一个施工工程师占有十分重要的地位,多数情况下也是一个设计者,施工管理和监测工作至为重要,它有利于预测、信息采集、反馈、控制与决策等信息化施工。

我国的托换技术虽然起步较晚,但有些托换方法如锚杆静压桩、加压纠偏法、碱液加固法等也具有我国的特色,随着我国大规模建设事业的发展,托换工程正处于方兴未艾的发展时期,现将国内外常用的几种托换方法阐明如下:

基础加固法

在旧房增层改造以扩大使用面积时,首先要求对上部结构和地基基础进行验算。对既有建筑物地基承载力的评价除可采用现场勘探测试方法外,国内经工程实践统计,提出以下经验估算值^[1]作为参考:

建筑物修建时间	地基承载力估算值 (kPa)
10~20年	$f' = [1 + (0.1 \sim 0.15)]R$
20~30年	$f' = [1 + (0.15 \sim 0.25)]R$
30~50年	$f' = [1 + (0.25 \sim 0.35)]R$

注: f' —既有建筑物增层改建时地基承载力设计值;
R—既有建筑物原设计时采用的地基承载力设计值。

当地基承载力不足或变形不满足要求时,可采用增大基础支承面积,加强基础刚度,或增大基础的埋置深度等方法。

当基础因基底面积不足时,可采用单侧或双侧的素混凝土或钢筋混凝土套加大基础^[1](图1-a,b);或对既有条形基础改成片筏基础(图1-c);或增设附加基础通过斜支柱将荷载传至条形基础梁或桩基承台上^[7](图1-d);或将既有片筏基础改建成箱形基础^[9](图1-e)。

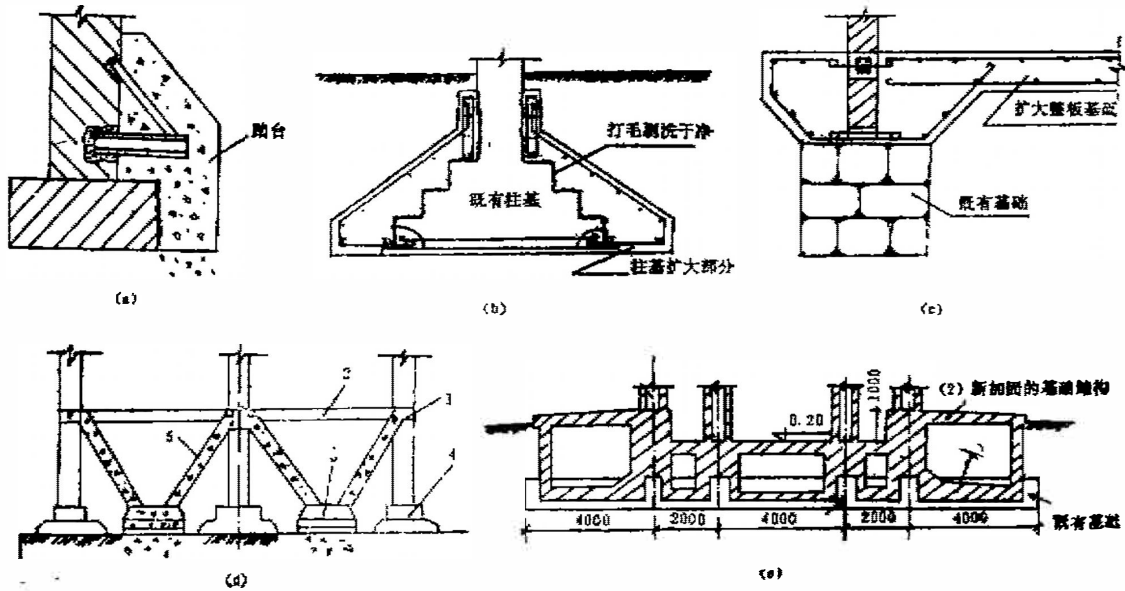


图1 基础加固法

(d)注: 1-圈梁; 2-楼板; 3-附加基础; 4-既有基础; 5-斜支柱

对条形基础应按长度1.5~2.0m划分成许多单独区段分别进行施工,决不能在基础全长上挖成连续的坑槽或使坑槽暴露过久。为使新旧基础牢固相连,将原有基础打毛刷洗干净,并可每隔一定间距和高度设置锚固钢筋。

另一种基础加固法可采用坑式托换^[6],它是直接在基础下挖坑后浇筑混凝土,而将原有基础增大埋置深度,使基础支承在较好的土层上。

坑式托换亦称墩式托换,其施工步骤是:(一)在贴近被托换的基础一侧,开挖一个1.2×0.9m的竖坑,坑底比原基础底面深1.5m;(二)将竖坑横向扩展到原基础底面下,再在原基础下向下开挖到要求的持力层标高;(三)采用现浇混凝土浇注原基础下的坑体,在距基础底面8cm处停止浇注,养护一天后用干稠水泥砂浆填入空隙(干填),并用锤敲击短木充分挤实填入的砂浆。

对许多大型建筑物进行基础托换时,由于墙身内应力的重分布,可以在托换的基础下直接开挖小坑而不需在原有基础下加临时支撑,亦即在局部基础下短时间内没有支承可认为是容许的。混凝土墩可以是间断的或连续的,主要取决于被托换建筑物的荷载和墩下地基土的承载力。

坑式托换适用于地下水位较低的情况,不然会造成邻近土的流失。当地下水位较高时应采取相应的施工技术措施。

桩式托换法

桩式托换是采用各种桩型进行托换的总称。当前国内常用的桩式托换有以下四种型式。

(一) 坑式静压桩托换

坑式静压桩托换^[2]是指采用建筑物自重做反力,用千斤顶将桩压入土中,藉地基土对桩的支撑将建筑物托住的托换方法。千斤顶上的反力梁可利用原基础下的基础梁或基础板。

施工时先在贴近被托换加固建筑物的外侧或内侧开挖一个竖坑,对坑壁不能直立的地基土要进行坑壁支护。再在原基础底面下开挖横向导坑,如坑内有水时,应在不扰动地基土的条件下降水后才能施工。其后,在原基础底面下的导坑内放下第一节桩,桩身可采用直径150~250mm的钢管或边长为150~250mm的预制钢筋混凝土方桩,每节桩长可按托换坑的净空高度和千斤顶的行程所确定。再在桩顶上安置千斤顶及测力传感器,驱动千斤顶压桩,每压入一节桩后再接上一节桩。对钢管桩的接头可采用焊接;对钢筋混凝土方桩可采用硫磺砂浆或焊接接头。压桩力应达到1.5倍单桩承载力设计值相应深度的土层内,到达设计要求的深度后拆除千斤顶。对钢管桩可根据工程要求在管内浇灌混凝土,最后应用混凝土将桩与原有基础浇注成整体。

坑式静压桩适用于对条形基础的托换加固,桩的平面布置都是按基础或墙体中心轴线布置的,应根据被托换加固的墙体形式及荷载大小确定,每个托换坑的位置应避开门窗等墙体薄弱部位。

施工时如不使用测力传感器,则亦可在千斤顶上装压力表。直接读出托换荷载的大小。千斤顶加荷前一定要找正桩的垂直度,并在压桩和接桩过程中随时校正方向。由于压桩过程中是动摩擦,因而压桩力如能满足单桩承载力的1.5倍设计值,就能满足静载荷试验时安全系数为2的要求。切需注意千斤顶不能同时撤走,特点是有危险部位应交叉撤出。对于桩与基础梁(或板)浇注成整体的混凝土内,要求掺入适量的膨胀剂,防止混凝土干缩与基础脱离。

对于上硬下软的地层、会产生负摩擦力的欠固结土、不能提供千斤顶反力的或严重开裂的建筑物、不易压入的砂土地基及自重湿陷性黄土地基不宜采用坑式静压桩托换。

(二) 预试桩托换

预试桩^[3]的设计意图是在于阻止坑式静压桩在撤出千斤顶时桩的回弹。其施工方法与坑式静压桩基本相同,不同的只是在撤出千斤顶之前在被顶压的桩顶与基础底面之间加进一个楔紧的工字钢柱,如图2所示。

桩的预试(或预压)工作是在混凝土结硬后才可进行,一般可用两个平排设置的液压千斤顶放在基础底和钢管顶之间,两个千斤顶间要有足够的空位以便将来安放楔紧的工字钢柱。

千斤顶加载应到桩的设计荷载的1.5倍为止，在荷载保持不变的情况下，截取一段工字钢竖放在两个千斤顶间，再将铁锤打紧钢楔。经验证明只要转移约10~15%的荷载，就可有效地对桩进行预压，从而阻止了桩的回弹，然后可将千斤顶撤出，再采用干填法或在压力不大的情况下将混凝土灌注到基础底面，最后将桩顶和工字钢用混凝土包起来。

国外在预试桩的托换中，一般不希望采用闭口的和实体的桩，要求采用开口的钢管桩。因为前者顶进时压力过高，桩端下遇到障碍时，桩就无法顶进了；闭口桩是排土桩，它会扰动桩周土的结构。

当开口钢管桩的桩身顶入土中时，应每隔一定时间可根据土质的不同，用合适的取土工具将土取出，也可用射水和吸泥来挖除桩管中的土，但使用时应极为谨慎，以免使坑周的土软化，且不应在低于管端处射水，以免使土流失。如遇漂石，必须用锤来破碎或用冲击钻头钻除，而决不应进行爆破。

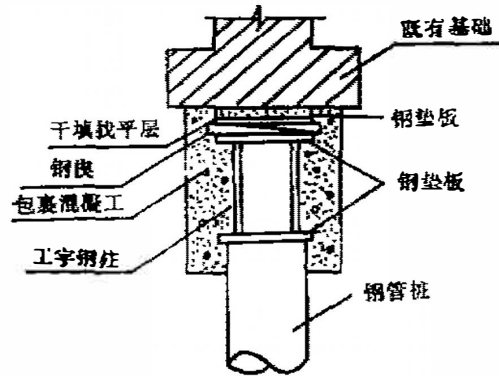
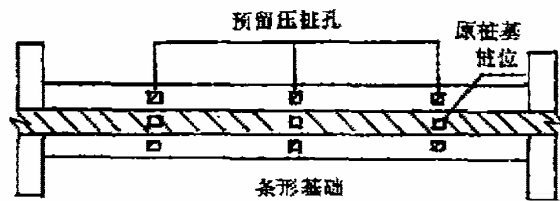
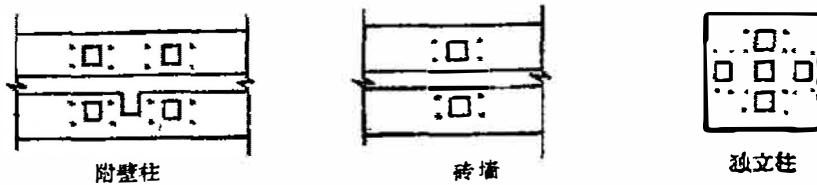


图2 预试桩托换

(三) 锚杆静压桩托换

锚杆静压桩^[2]是国内加固软弱地基的一项新托换技术，它可适用于新旧建筑物的基础托换。

对新建建筑物的基础上应预留压桩孔，预埋好锚杆；对既有建筑物的基础上应开凿压桩孔和锚杆孔，并用粘结剂埋设好锚杆。然后安装压桩架，利用建筑物的自重，凭借锚杆反力，通过压桩架用液压千斤顶将预制桩（200×200或300×300mm）逐节压入在压桩孔内。当压桩力达到1.5倍的设计荷载和压入深度达到设计要求后，将桩与基础用微膨胀混凝土封住，如图3所示。



(a)

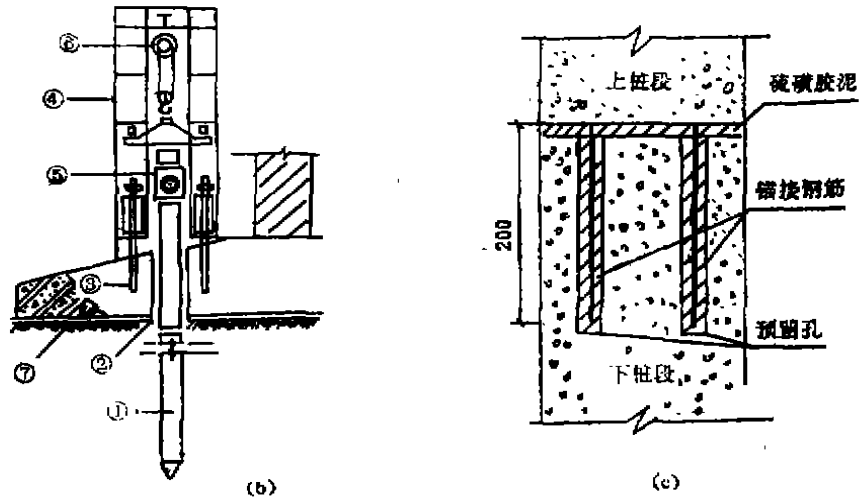


图3 锤杆静压桩 (a)压桩孔和锤杆位置 (b)压桩架 (c)接桩

注 1-桩; 2-压桩孔; 3-锤杆; 4-压桩架力架; 5-千斤顶; 6-电动葫芦; 7-基础

桩位孔一般布置在墙体的内外两侧或柱子的四周, 并应尽量靠近墙体和柱子。

(四) 灌注桩托换

灌注桩托换是靠搁置在桩上的托梁或承台系统来支承被托换的柱和墙。常用的灌注桩有螺旋钻孔灌注桩、潜水钻孔灌注桩和人工挖孔灌注桩。

螺旋钻孔灌注桩适用于均质粘性土和较低的水位情况。因为在砂砾土中, 当螺旋叶片转动并自动由孔中推出时可能会坍孔, 而当地下水位很高时, 螺旋叶片难于排出土体, 又因孔径所限难于水下浇灌混凝土。

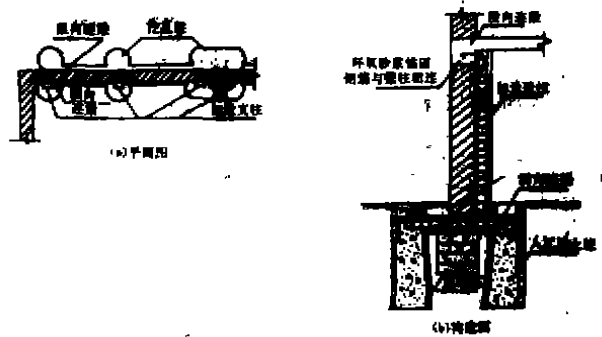


图4 人工挖孔灌注桩托换

人工挖孔灌注桩施工用具简

单, 施工方便和灵活, 工作面小, 同时又可多桩一起开挖, 易于清孔底保证质量, 且可直接检验土质, 一般在技术上较为合理, 图4为某中学教学楼严重开裂后托换加固方案。

(五) 树根桩托换

树根桩^[4]或称小型桩, 实质上是就地灌注小直径的钢筋混凝土桩, 一般直径为10~30cm, 其施工步骤是:

(1) 在钢套管的导向下用旋转法或冲击法钻进。

(2) 当钻进到设计标高后, 进行清孔并下放钢筋及注浆管, 钢筋从一根到数根, 视桩孔直径而定。

(3) 再用压力灌注水泥用量大的、而骨料细的混凝土，边灌、边振和边拔管，在套管拔出时，尚需用泵送气压将混凝土注密。

制桩时可竖向也可斜向，并在各个方向上可倾斜任意角度，因为所形成的桩基础如同“树根”而得名。

树根桩的优点是：(1) 所需施工场地较小，净空高度一般不小于2.7m即可施工；(2) 噪音小、振动也小，对已损坏所需托换的建筑物比较安全；(3) 所有施工都可在地面上操作，因而比较方便；(4) 压力灌浆使桩与地基土紧密结合，桩和墙身联结成一体；(5) 因桩孔很小，故对墙身和地基土几乎不产生任何应力；(6) 可在各种类型的土中制作。

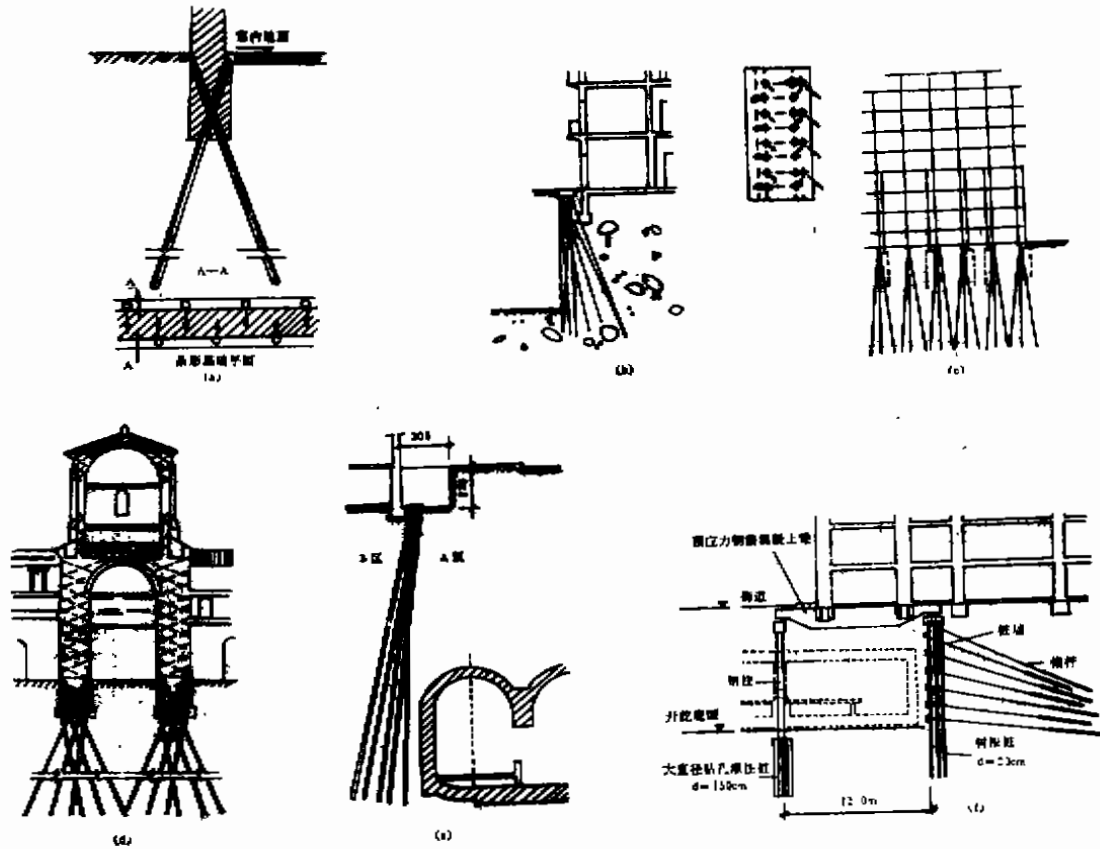


图5 树根桩托换

- (a) 条形基础托换； (b) 既有建筑物邻近开挖深基坑；
 (c) 意大利Naples市市府大厦； (d) 罗马S. Andrea delle Fratte教堂加固；
 (e) 法国巴黎地下铁道侧向托换； (f) 德国汉堡地下铁道穿越。

当前树根桩常以若干根为一组，其中包括一些斜桩，从而形成一种就地的加筋土体，形成“网状结构树根桩”，可用于边坡稳定、支挡结构、原有建筑物邻近开挖深基坑、既有建筑物加层、古建筑整修和地下铁道穿越等工程（图5）。树根桩和既有建筑物的基础联结示于图6。

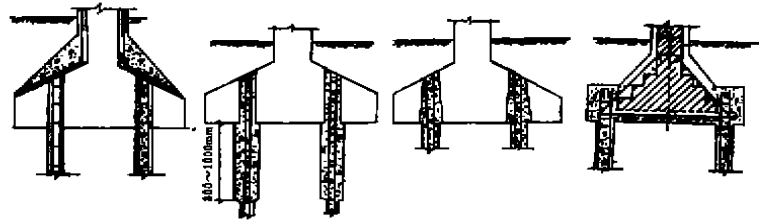


图6 树根桩与原基础联结示意图

设计树根桩时,可根据被托换建筑物所能承受容许的最大沉降量,在载荷试验 $P-S$ 曲线中相对应的单桩承载力设计值。另外,尚可考虑基础承台下地基土与桩基的共同作用,亦即部分荷载仍由原基础下地基土所承担。对网状结构树根桩的设计方法,美国和日本都有独自根据该国经验制成一套的设计方法,但尚需进一步验证。

树根桩施工时可采用地质钻机钻孔。当不用套管进钻时,仅在钻孔口下设护孔套管,以保证孔口处不坍塌,钻进时应保证桩孔呈竖直;当钻斜孔时,宜采用较长岩芯管钻进;当穿过杂填土地层时,应设置护壁套管;对淤泥质土(包括夹薄层粉砂)钻进速度要慢,使在孔壁糊一层泥皮以保护孔壁;钻进钢筋混凝土或砖石结构基础时,应采用平口合金钻头或钢粒钻进,在钻进强风岩层时,应采用外嵌合金钻头。

为保证树根桩的直径和长度,在钻进时要使用和树根桩设计直径相等的钻头,实际钻孔深度要比设计桩长大 $0.5\sim 1.0\text{m}$ 为宜。为提高树根桩的承载力可采用扩孔钻进法钻到设计标高。

成孔钻进时有干钻和湿钻两种方法。干钻法是用压缩空气进行冷却钻头和排渣。由于该施工设备复杂,一般多数采用湿钻法施工。在上海饱和软土地层中则采用正循环泥浆钻进法,钻到设计标高后要进行洗孔,为提高桩的承载力,当钻到较硬土层时,可用水力扩孔钻头扩孔。

桩孔直径一般为 $10\sim 30\text{cm}$,钢筋笼可分段制作,在沉放时可焊接或绑扎。注浆压力随桩长而定,桩长在 20m 范围内一次注浆压力为 $0.3\sim 0.5\text{MPa}$;二次注浆压力为 $1.5\sim 2.0\text{MPa}$,并需在一次注浆的浆液达到初凝后终凝前进行,以使浆液挤压到桩体和土壁间,以提高桩侧摩阻力。

灌浆托换法

灌浆托换法是指利用水泥浆液或化学浆液通过气压或液压均匀灌入地层中,使浆液与土颗粒胶接起来,用以改善地基土的物理力学性质,这已为国外地基土加固和稳定的一种广泛使用的方法。化学浆材多数有毒性,且易造成环境污染,因此无毒的水泥浆材和水玻璃浆材是最为常用的。

水泥浆液是粒状浆液的一种,是以水泥浆为主剂的浆液,在地下水无侵蚀性条件下都采用普通硅酸盐水泥,这种浆液是一种悬浊液,能形成强度较高和渗透性较小的结石体,我国苏州虎丘塔^[2]就是采用水泥浆液对塔基进行加固的。灌浆法以施工进行分类如下^[6]:

(一) 渗透灌浆。指在较小压力作用下, 使浆液充填土的孔隙和岩石的裂隙, 排挤出孔隙中存在的自由水和气体, 而基本上不改变原状土的结构和体积, 这一类灌浆只适用于中砂以上的砂性土和有裂隙的岩石。

(二) 压密灌浆。指用较高的压力灌入浓度较大的水泥浆或水泥砂浆, 使粘性土体变形后在注浆管端部附近形成“浆泡”, 由浆泡挤压土体, 并向上传递反压力, 从而使地层上抬, 硬化的浆液混合物是一个坚固的压缩性很小的球体。它用来调整不均匀沉降进行托换技术, 以及在大开挖或地下铁道开挖时对邻近土进行加固。

(三) 劈裂灌浆。指用相对较高压力作用下, 浆液克服地层的初始应力和抗拉强度, 引起岩石或土体结构的破坏和扰动, 使地层中原有裂隙或孔隙张开, 形成新的裂隙或孔隙, 促使浆液的可灌性和扩散距离增大。

水泥灌浆托换法的水灰比一般变化范围为0.6~2.0, 常用的水灰比为1。为了调节水泥浆的性能, 有时可加入速凝剂或缓凝剂等附加剂。常用的速凝剂有水玻璃和氯化钙, 其用量约为水泥重量的1~2%, 常用的缓凝剂有木质素磺酸钙和酒石酸, 其用量约为水泥重量的0.2~0.5%。

硅化灌浆托换法指利用硅酸钠(水玻璃)为主剂的混合溶液进行化学加固的方法。其适用范围可按下列规定选用: (1) 渗透系数 $k=0.1\sim 80\text{m/d}$ 的粗颗粒土可采用双液硅化法(水玻璃、氯化钙); (2) $k=0.1\sim 2\text{m/d}$ 的地下水位以上的湿陷性黄土可采用单液硅化法; (3) 为避免地基在加固过程中产生过大的附加下沉, 对自重湿陷性黄土宜采用无压力的自流渗入单液硅化法。注浆压力一般与加固深度处的覆盖压力、建筑物的荷载、浆液粘度、灌注速度和灌浆量等因素有关。起始压力小, 最终压力高, 在一般情况下每深1m压力增加约20kPa。加固半径与孔隙大小、浆液粘度、凝固时间、灌浆速度、灌浆压力和灌浆量等因素有关, 加固半径通常在0.3~1.0m范围内变化, 一般应通过试验确定。

碱液(即氢氧化钠)加固湿陷性黄土地基和自重湿陷性黄土地基分别在我国于1965年和1976年获得成功。溶液可按预定浓度在灌注桶中配制好, 然后用蒸气或煤火加热。接近桶底处配一带有阀门直径为20mm的管嘴, 外接25mm胶皮管, 胶皮管另一端接在注浆管上, 开启阀门后即以自流的方式渗入灌浆孔周围土中, 形成加固柱体。溶液浓度在50~150g/l间, 一般采用的浓度为80~100g/l。桶内溶液温度应始终保持在90℃以上, 在冬季施工时应对灌注桶及胶皮管采取保温措施。加固每立方米黄土约需100%含量的氢氧化钠35~45kg, 约相当于土质量的3%。单孔的有效加固半径 R 可达0.4~0.5m, 有效加固厚度为孔长加0.5 R , 孔距一般为1.2~1.5m。碱液在常温下加固反应缓慢, 一般加固后三天才能获得强度, 温度越高, 早期强度越大, 因此注浆管下端的浆液出口处, 由于浆液温度高, 受热时间长, 土的加固强度高, 从上到下, 由近及远, 浆液温度逐渐降低, 土的强度也随之降低。当细颗粒含量较多时, 由于土粒的表面大, 化学反应可充分发生, 则加固土的强度相应较高。经碱液加固后, 土的水稳性大大改善, 湿陷性可完全消除, 压缩性也相应降低。

所有采用化学灌浆法加固的地基, 普遍都存在附加下沉的问题。如附加下沉量可能危

及建筑物安全时,应考虑相应措施,如卸荷或加设临时支撑。

纠偏托换法

有许多建筑工程常建于地质条件较差、承载力较低、土层厚度变化较大的填土、软土、冲沟、河塘和特殊土地区,往往会造成建(构)筑物或设备基础的过大沉降或不均匀沉降,还会引起柱基倾斜或吊车卡轨等现象,因而经常提出需要纠偏扶正,以保证正常的生产和生活。当前国内纠偏托换^[1]的常用方法有以下几类:

(一) 加压纠偏法

加压纠偏法是人为地改变荷载条件,迫使地基土产生不均匀变形,从而调整基础的不均匀沉降,地基的加压过程就是地基应力重分布、地基变形和基础纠偏的过程。加压纠偏法又分:

(1) 堆载加压纠偏法

在软土地基上对料仓、油库、储气柜等活载较大的构筑物,如活载加荷速率过快,地基土得不到充分固结,当外荷载超过地基的临塑荷载时,地基土中开始出现塑性区,部分土体将沿基底向外侧挤出,引起构筑物的大量沉降,甚至出现严重的倾斜。上海地区某配煤房为钢筋混凝土结构,内设五个直径8m,高22.77m的贮煤斗,底部为片筏基础,埋深1.5m,基底面积为 $46.50 \times 10.76\text{m}$,静载为38000kN,活载为21500kN,基底平均压力为 120kPa 。竣工时由于静荷载产生的平均下沉量为4.7cm,沉降速率为 0.8mm/d ,相对倾斜为0.0027。投产5日内加煤21500kN,达到设计荷载的100%,沉降速率突增至 4.5mm/d ,相对倾斜达0.014。经过两年半后,仅管沉降速率已下降到 0.52mm/d ,但总沉降量已达67.4cm,而相对倾斜已达0.024,严重地影响了安全和使用。最后决定在沉降小的一侧堆载,经堆载纠偏后,生产才告正常运行。一般堆载加压纠偏法尤其适用于地基土软弱和基底面积较小的独立性构筑物。

(2) 基础加压纠偏法

基础加压纠偏法^[2]的纠偏机理是在被托换的基础上加接一个新悬臂钢筋混凝土施力构件,利用锚桩和加荷机具(图7),按工程需要一次或多次施加预应力,直至纠偏达到预期目的为止。

对不均匀沉降敏感且又要求严格控制倾斜的建(构)筑物,则可在设计与施工中预先设置纠偏装置,以后可根据情况随时进行调整。武汉钢铁公司钢铁模具库的露天栈桥建立在填土厚度较大,且土质又不均匀的地基上,由于受大面积堆料的影响,造成柱子倾斜,经采用基础加压纠偏法后,效果显著。

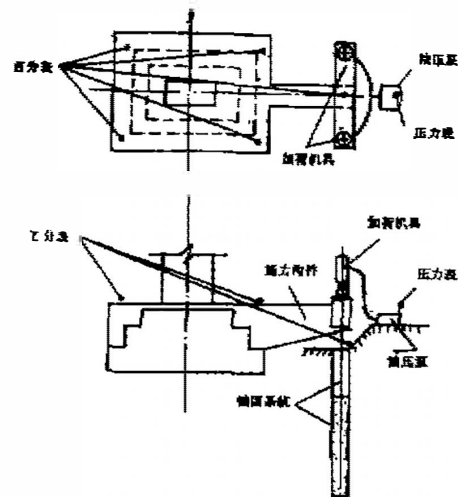


图7 基础加压纠偏法

(3) 顶桩加压纠偏法

顶桩加压纠偏法^[5]的特点是在沉降多的一侧先压桩，然后在沉降少的一侧也压桩，再在此桩顶上施加拉力，使基础面上增加附加荷载，在基础底面的地基上相应地增大了附加应力，沉降量也随之逐渐增大，在纠偏时加荷速率不宜太大太快。当纠偏完成后，该桩又可作顶桩使用，使建筑物得到快速稳定。采用此法施工时，必须考虑同步施加拉拔力。

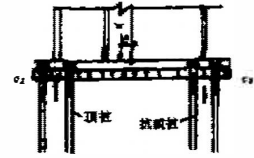


图8 顶桩加压纠偏法

(二) 掏土纠偏法

掏土纠偏法^[2]目前可有多种形式：

(1) 掏砂法

在设计时，建筑物基底应预先做一层70~80cm厚的砂垫层（图9）。砂垫层材料可用中、粗砂，其最大粒径宜小于3~4mm。在可能发生沉降量较小的部位，按平面交叉布置，每隔约1m距离预留取砂孔一个，取砂孔可由预埋斜放的 $\phi 200$ 瓦管做成。当建筑物出现不均匀沉降时，可在沉降量较少部位掏砂。如取砂孔四周的砂体没能在自重作用下挤入孔洞，则应在取砂孔中冲水，促使孔周砂体下陷。施工时应分段取砂，每阶段沉降规定一个数量（如2cm），待沉降稳定后再进行下一阶段取砂，直至达到纠偏预期目的为止。

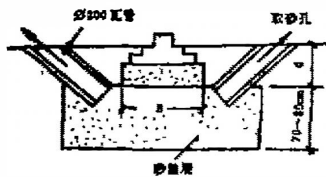


图9 掏砂法

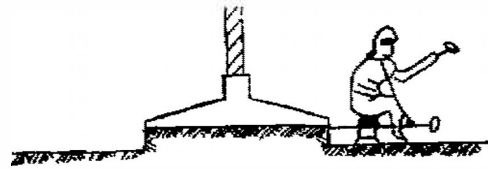
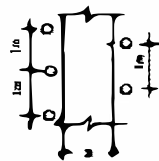


图10 水平掏土法

(2) 水平掏土法

当基底下土质较好，且上部结构刚度亦较大时可采用水平掏土法（图10）。实践证明，掏土量大于沉降所需掏土量的 $\frac{2}{3}$ 时才开始下沉。

(3) 钻孔掏土法

软土的特性是强度低而变形大，如加荷速率过快，有可能使地基土进入不排水的剪切状态，从而产生较大的塑性流动，使基底软土侧向挤出，而钻孔掏土法就是利用这样的原理来进行调整变形和倾斜的。

通常在基础周围30cm处钻孔，孔径为40~70mm，利用麻花钻或螺旋钻成孔，孔中心距为10cm。有时为加速纠偏计，在钻孔掏土的同时，施加高压冲水措施。

(4) 压桩掏土法

压桩掏土法^[6]是在建筑物沉降多的一侧先压桩，用以制止建筑物继续沉降，然后在沉降少的一侧基础下掏土，减少基础底面下地基土的承压面积，增大基底压力，使地基土达到塑性变形，导致建筑物缓慢而均匀的回倾（图11）。

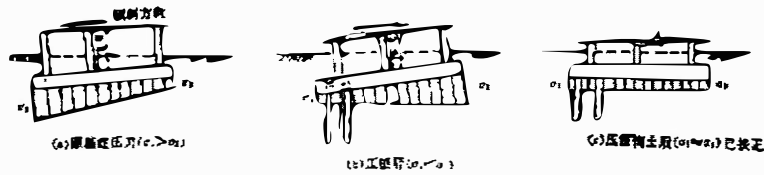


图11 压桩掏土法

(三) 顶升纠偏法

顶升纠偏法^[6]是指利用千斤顶等设备, 将已倾斜的建筑物顶起、加固、复位的纠偏方法的总称, 在国内已有不少工程实例。

某除钻槽(图12)因不均匀沉降而需纠偏, 先在地面上用50号砂浆砌砖墩, 再在其上设置千斤顶将除钻槽体顶住, 然后将支承原槽体的四根钢筋混凝土柱切断, 操纵千斤顶将槽体上升纠偏, 最后加固钢筋混凝土柱子, 待柱子的混凝土达到预定强度后即可拆除模板和砖墩。

上海金山石化总厂某万吨油罐, 因设计时考虑油罐可能因不均匀沉降而影响生产运行, 所以在环梁基础上预留千斤顶的顶升部位, 施工时在该部位预设砖砌体, 需纠偏时再将砖砌体凿去后设置千斤顶, 这种托换形式国外称“维持性托换”。

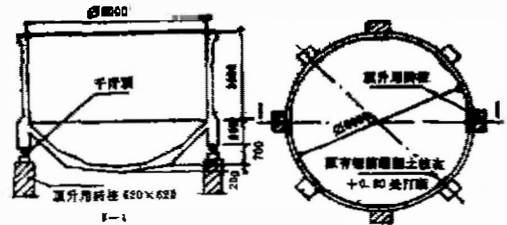


图12 顶升纠偏法

(四) 浸水纠偏法

建于湿陷性黄土地基上的一些高耸建筑物(如烟筒、水塔等)或刚度较大的建筑物, 由于地基局部浸水, 往往使基础产生不均匀沉陷, 从而导致倾斜。此时可利用湿陷性黄土遇水湿陷的特征, 采用浸水纠偏法^{[11][12]}, 加压以及浸水与加压相结合的三种方法。浸水矫正适合于低含水量的黄土地基, 加压矫正适合于高含水量的黄土地基, 一般情况下, 浸水与加压相结合的方法效果最好。浸水和加压都是作用在下沉较小的一侧施工, 在矫正初期, 浸水和加压速度可稍快, 在后期特别是高耸构筑物接近竖直位置, 宜降低矫正速度并停止浸水, 而后再用加压方法将其矫正至竖直位置, 切忌矫枉过正, 图13为某500kN水塔的塔顶向东南方向倾斜26.2cm的湿陷纠偏, 最后决定在西北面布置7个注水孔, 孔径为10~15cm, 孔深为0.5~1.0m, 另设四根钢丝绳作为安全措施。某三层混合结构试验楼(图14)由于浸水湿陷, 向东北方向整体倾斜, 最大沉降差达55.1cm, 由于建筑物刚度大, 整体性好, 最后采用浸水方法对建筑物进行整体倾斜矫正。浸水可通过注水槽注水, 沿基础内外两侧分段注水, 共注水99天, 注水量为400kN, 基本达到预期矫正效果。

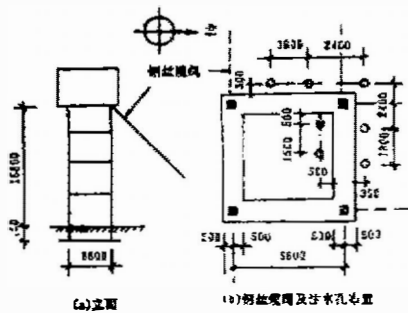


图13 水塔浸水纠偏

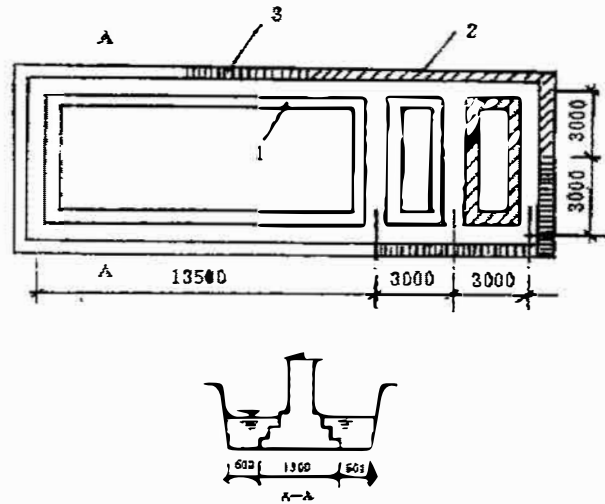


图14 试验楼浸水纠偏

注 1-水槽; 2-未浸水区; 3-浸水区

参考文献

- [1] 陈仲颐、叶书麟等，《基础工程学》，中国建筑工业出版社，1990。
- [2] 《地基处理手册》第12章，中国建筑工业出版社，1988。
- [3] 王留清、叶书麟，软粘土地上筒仓基础加固设计研究，工业建筑，1986年第6期。
- [4] 周洪涛、叶书麟，树根桩发展水平综述，中国建筑学会第十一届地基基础学术会议论文集，1989。
- [5] 唐业清，房屋增层改建地基基础的评价与加固方法专辑，铁道学报，1989。
- [6] [美] H.F. 温特科恩、方晓阳，《基础工程手册》第22章（钱鸿缙、叶书麟等译校），中国建筑工业出版社，1983。
- [7] [苏] П.А. 科诺瓦洛夫，《改建房屋的地基和基础》，（刘昆、徐克静译），冶金工业出版社，1986。
- [8] 叶书麟，《地基处理》，中国建筑工业出版社，1988。
- [9] S.Thorburn, J.F. Hutchison,《Underpinning》，Surrey University Press, 1985。
- [10] E.A. Prentis and White,《Underpinning》(Its Practice and Applications) Columbia University Press, New York, 1950。
- [11] F.Lizzi (1980), 采用“树根桩”加固古建筑及地基的问题, (叶书麟、俞调梅译校 1983), 同济大学科技情报站。
- [12] F. Lizzi(1983), The reticulated root piles for the improvement of soil resistance, physical aspects and design approaches, 八届欧洲土力学学会论文集。

土工织物与砂垫层复合加固软基

俞仲燮 顾家龙

(河海大学)

[摘要] 根据在淤泥地基上修建防波堤工程等的设计和试验研究,提出了土工织物与砂垫层复合加固软基的新方法;通过土工离心模型试验,探讨了土工织物加固海堤软基的作用机理;研制的DJS-多功能剪力仪,可用于测定土工织物与土共同作用下的力学特性;最后,以工程实例说明这种复合加固软基的作用效果。

前言

土工织物(Geotextile)是近10多年来使用的一种新颖软基加固材料。国内外现已广泛应用于加固软基、处理翻浆冒泥、构筑简易挡土墙、边坡防护、隧道防渗和地下排水等。但在淤泥地基上修建堤坝,应用土工织物加固地基的还只有少数几项工程实例。至于土工织物用于海堤软基的加固,则在国内外尚未有过报导^[1]。河海大学根据多年来在赤湾港防波堤等工程的设计和试验研究,提出了土工织物与砂垫层复合加固软基的新方法^{[2][6]}。

在土体拉伸变形方向设置一定强度的土工织物形成的复合体(加筋土),其力学性能不仅与土体、土工织物的性能有关,同时还取决于土工织物的界面特性。为了保证有较高的界面剪切能力。工程中对加筋选用的土质有严格的限制:小于0.015mm粒径的土应占总土重的15%以下;内摩擦角必须大于25°。这就是说,土工织物不宜直接铺设在淤泥地基上。鉴于砂具有良好的透水性,与土工织物相结合又具有较理想的界面特性,因此我们利用土工织物与砂垫层复合加固软基。

土工织物和砂垫层复合加固软基的作用机理^[2]

我们通过土工离心模型试验,以探讨土工织物加固海堤软基的作用机理。选择如图1所示的4种方案:方案1是不铺设土工织物;方案2是在堤基的砂垫层中间铺设一层土工织物;方案3是砂垫层与堤体界面上铺设一层土工织物以及方案4是堤基砂垫层中间和砂垫层与堤体界面上各铺设一层土工织物。

参加设计和试验研究的有龚崇准、周萍、田树山、E绍泉、孙德安、李少青、施建勇、严才生和杨海华等同志。

在地基中不同位置的水平位移随深度的变化曲线，如图2所示。土工织物对浅层土体产生侧限作用，而对较深土体则作用不明显，方案2和方案4的水平位移相差无几。

图3是基底沉降曲线， x 为离开堤中心轴线的距离。方案1和方案3的地面沉降和隆起都很大，而方案2的沉降和隆起则明显地减少。

土工织物的作用还可使位移场产生偏移，位移减少，见图4。又剪应变较大的区域也相应缩小，特别是在浅层，土工织物作用相当明显，从而难以形成贯通的滑动面，见图5。

由试验结果可知：采用土工织物和砂垫层相结合的处理方法，对堤基有明显的加固效果，既可减少堤轴线附近的最大沉降，也可减少地基土的水平位移，并提高堤基的稳定性。因为由于堤身垂直荷载使土工织物产生拉伸变形，就能发挥一定的抗拉强度，从而使基底的垂直应力重新分布，而垂直应力的重新分布，意味着失稳的机率减少，又使堤中心轴线处的最大沉降量也相应地减少。

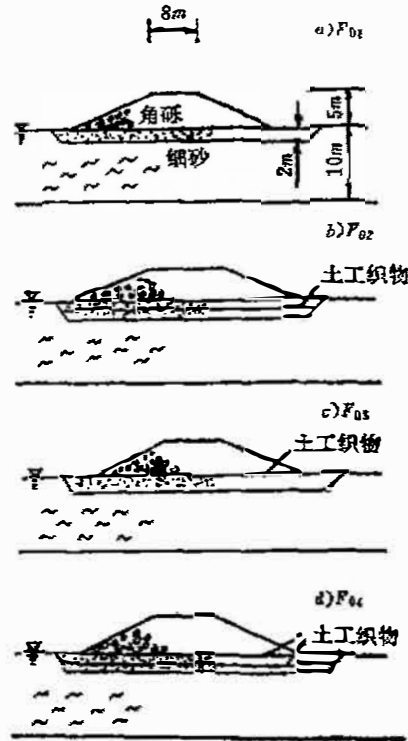


图 1

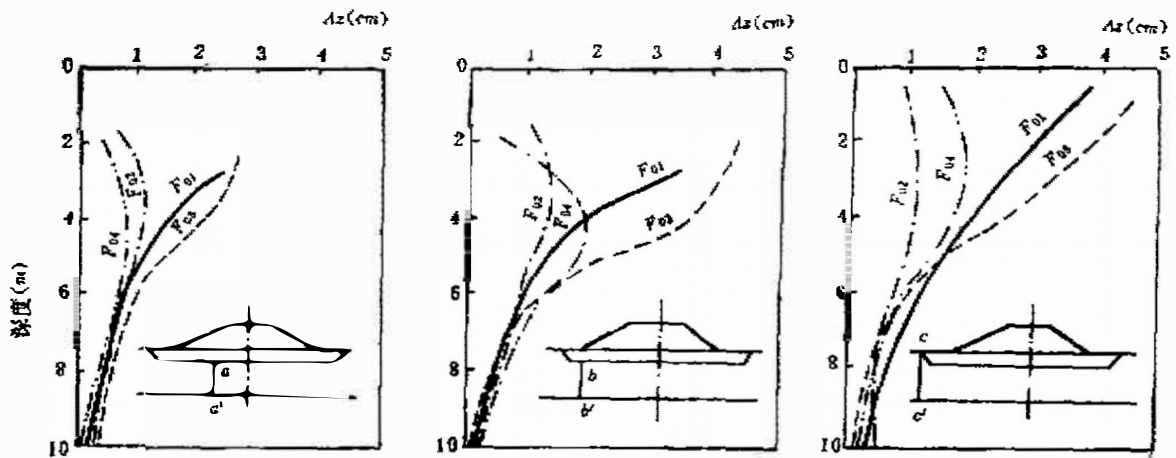


图2 水平位移随深度变化曲线

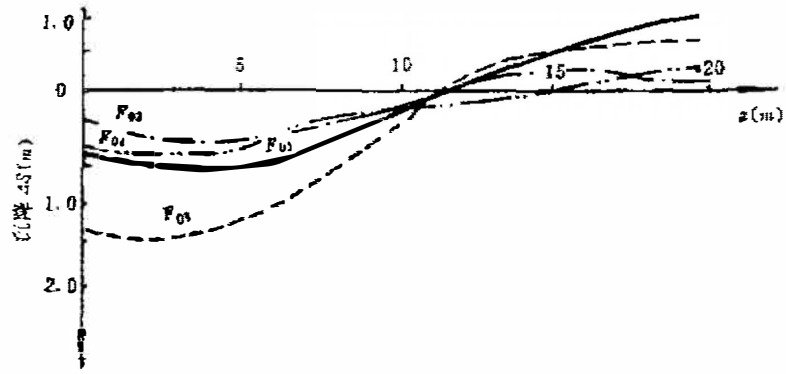


图3 基底沉降曲线

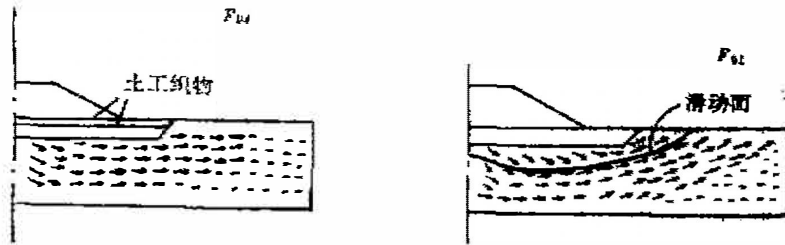


图4 位移场

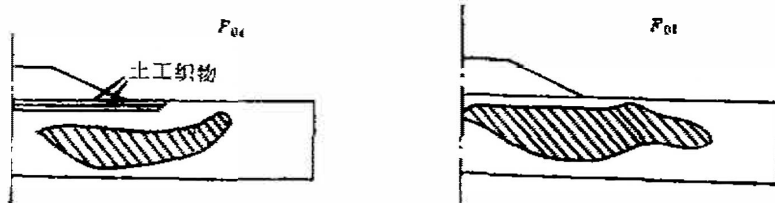


图5 剪应变大于15%的区域

土工织物与土共同作用下的拉伸和摩擦特性[3]

铺设土工织物的堤基，当边坡有滑动趋势时，土与土工织物之间有相对滑动或有相对滑动的趋势。这时土与土工织物之间的摩擦力将起着重要的作用。而当边坡发生滑动破坏时，土工织物的上下两面在土的约束条件下受到拉力作用，它将拉住周围的土以防止破坏，此时土工织物的抗拉强度就起着主要作用。

如图6中，*a*点主要是摩擦起控制作用，而*b*点则是抗拉强度起控制作用。在设计计算时，就需要了解土工织物与土共同作用下的这种拉伸和摩擦特性。

目前，用于确定其力学性质的试验方法较多，如利用三轴仪可以定性地分析土工织物的加固效果，但很难用于工程实际。又如做直接拉伸试验，则不能反映土工织物在工程实际中的受力情况，那样求得的土工织物的极限强度较小，用于工程设计是偏于保守的。河海大学设计研制的DJS-多功能剪力仪^[4]，它可以进行：(1) 土工织物的拉伸试验，测定土

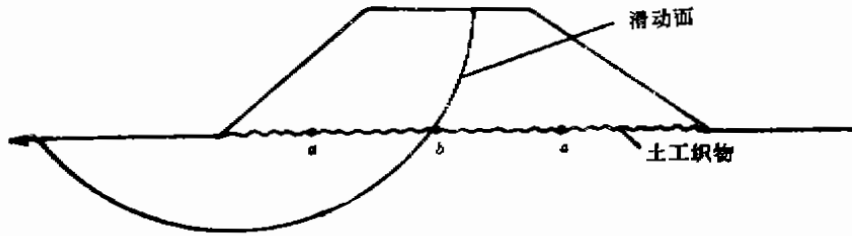


图6

土工织物的应力—应变关系曲线；(2) 土工织物与填料接触面间（或其它接触面）之间的摩擦特性试验；(3) 土工织物的蠕变试验和应力松弛试验，测定土工织物的强度-变形-时间关系以及(4) 各种颗粒料的直接剪切试验等。

图7为测得土工织物与砂中的 $t-\epsilon$ 关系曲线。

图8为土工织物与中砂摩擦试验。

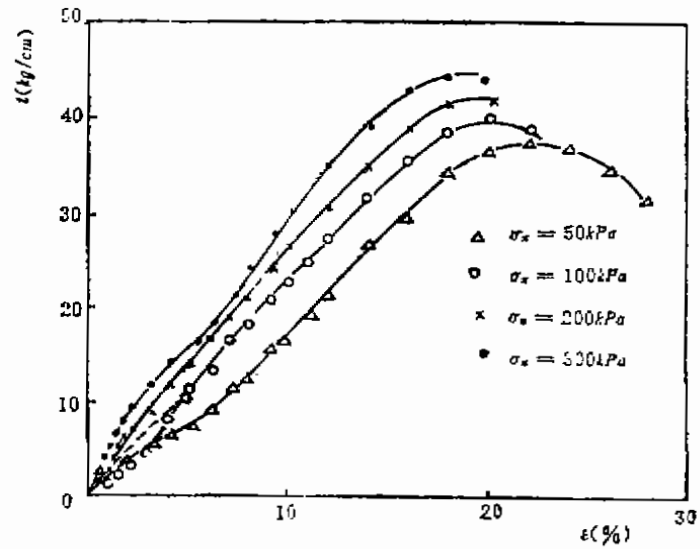


图7 青岛产土工织物与砂(0.295~0.56mm)中的 $t-\epsilon$ 关系

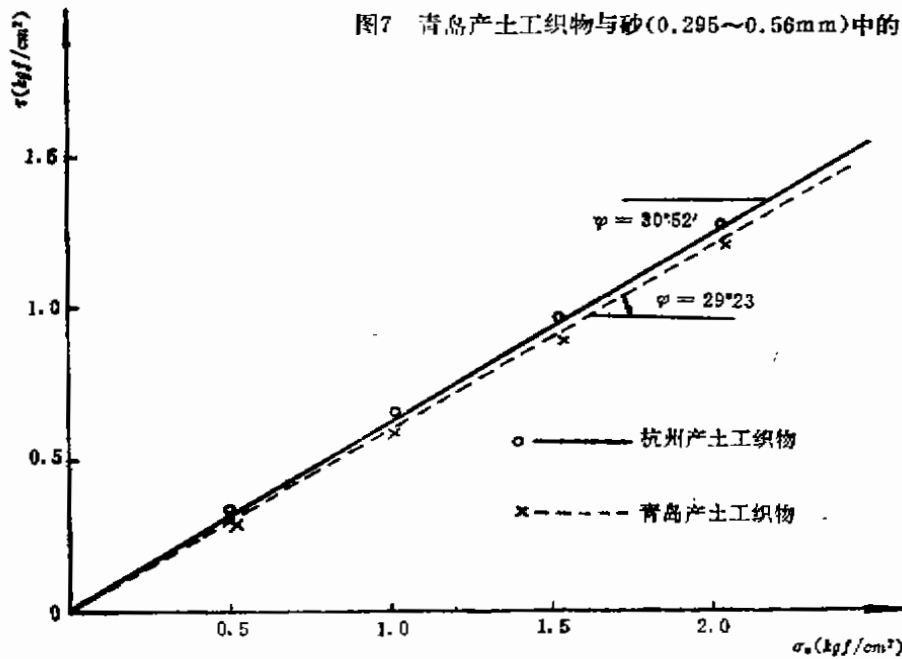


图8 土工织物与中砂摩擦试验

工程实例[5][6]

1983年以来,我们先后承担了赤湾港防波堤、北仑港电厂灰坝、青岛前湾港防波堤以及厦门东渡港二期煤码头驳岸等工程的设计和试验研究工作。在这些工程中,应用土工织物与砂层复合加固地基取得了良好效果。

赤湾港防波堤为建造在8~12m厚的淤泥地基上的抛石堤。淤泥呈流塑状态。天然含水量在80~90%以上。具有高压缩性、低透水性及高灵敏度。堤基处理采取了局部清淤、抛砂垫层、铺设土工织物并与镇压层相结合的方法。

防波堤全长464m,有3种断面形式,如图9所示。所处水深5~6m,分两期施工。图10和图11是A-A断面C-C断面的堤顶沉降及孔隙水压力随时间变化曲线。当第二期工程开始时,C-C断面沉降为0.75m,而A-A断面已达到1.50m。这说明用土工织物和砂垫层复合加固比仅用土工织物加固效果好。

从图11不难发现,加荷初期,C-C断面下地基中的应力产生了重新分布。

在第二期工程开始时,在B-B断面

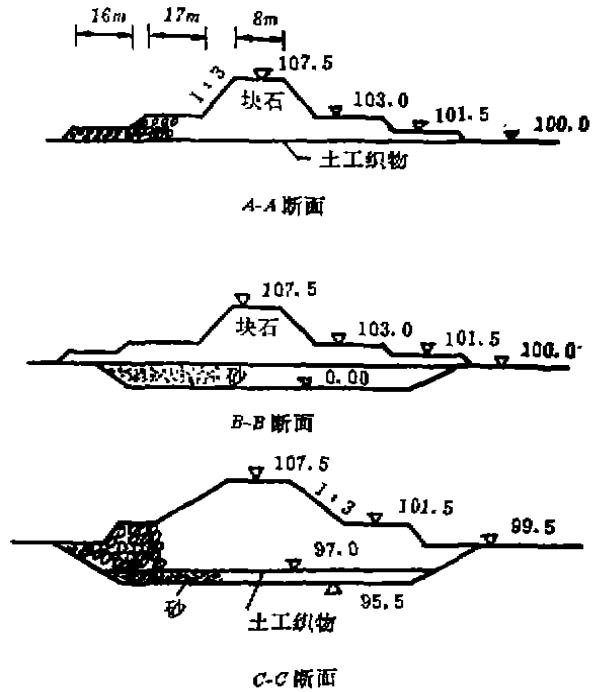


图9 断面图(单位:米)

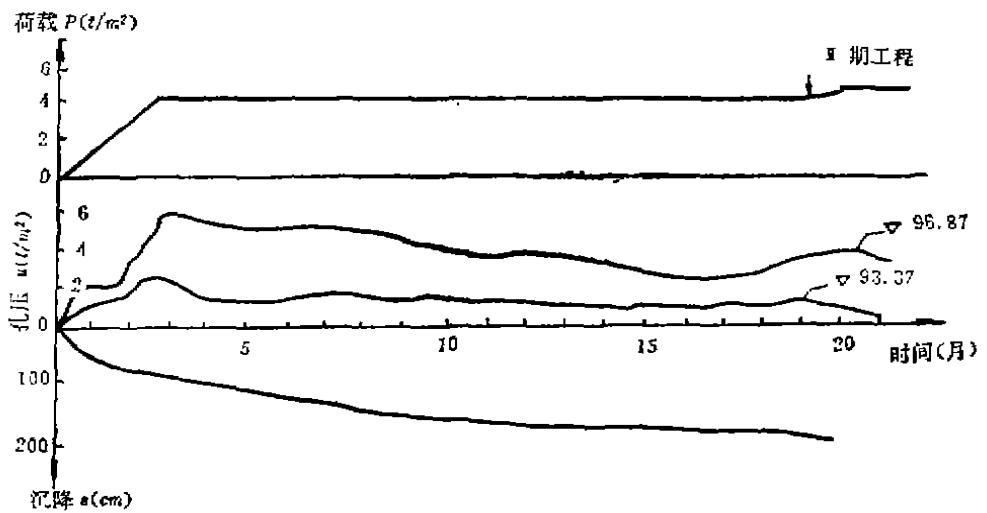


图10 A-A断面

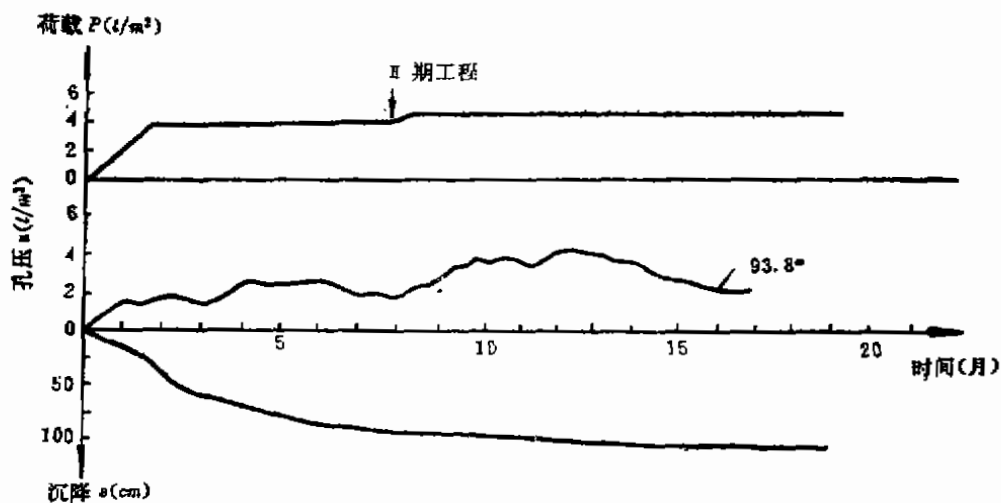


图11 C-C断面

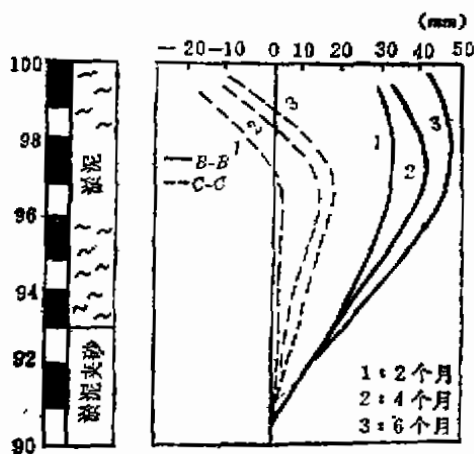


图12 侧向位移

侧向位移达到 50mm，而 C-C 断面仅为 15mm，如图12所示。可见，土工织物对减少地基的侧向位移效果良好。

结语

利用土工织物与砂垫层之间的良好的界面特性，将两者结合形成的复合加固新方法，对改善软土地基的变形性能有良好的效果。

(1) 能够明显地提高地基抵抗变形能力，减少地基沉降和隆起，使沉降趋于均匀。特别是土工织物的侧限作用，使地基侧向位移减少。

(2) 在淤泥地基上修筑海堤等工程，建议采取在地基的砂垫层中间铺设土工织物，那样可改善地基变形，并提高堤基的稳定性。而不宜将土工织物直接铺设在淤泥地基上。

- (3) 由于土工织物作用, 加荷初期, 地基中应力有一个调整过程(应力重新分布)。
- (4) 土工织物的应变是不均匀的, 堤中心轴下应变最大, 但不超过5%。
- (5) 土工织物与砂垫层在界面有相互滑动, 在设计计算时, 必须考虑土工织物与砂垫层的界面特性。

参考文献

- [1] 土工织物(土工合成材料)协作网联络通讯1~29期
- [2] 俞仲泉、李少青: “土工织物加固堤基的离心模型试验”, 岩土工程学报, 1989年第1期
- [3] 河海大学岩土力学教研室: “土工织物与土相互作用下的拉伸和摩擦试验研究”, 1987年
- [4] 严才生、田树山等: “DJS-多功能剪力仪”, 河海大学, 1989年。
- [5] 俞仲泉、顾家龙: “应用土工织物加固海堤软基的工程实例” 河海大学, 1989年7月
- [6] 俞仲泉、顾家龙: 深圳赤湾港西防坡堤堤基处理及稳定分析”, 河海大学, 1986年5月

简 讯

浙江省标准《建筑软弱地基基础设计规范》

DBJ10-1-90开始试行

本规范是以国标《建筑结构设计统一标准》(GBJ68-84)和《建筑地基基础设计规范》(GBJ7-89)为基本依据, 针对浙江省软弱地基的特点, 总结多年来工程实践的勘测设计和施工经验, 以及近年来的科研成果编制而成。

设计规范共分十二章和十三个附录, 及条文说明。十二章章名为: 总则, 基本规定, 工程地质勘察, 基础埋置深度, 地基计算, 地基加固, 浅基础, 桩基础, 单桩竖向静荷载试验要点, 沉井基础, 预防建筑物受到地基变形危害的措施, 建筑物受到地基变形危害的补救。第六章地基加固分八节, 分别为一般规定, 换土垫层法, 重锤表层夯实法, 砂石桩法, 振冲碎石桩法, 石灰桩法, 水泥搅拌桩法和排水固结法。第十二章建筑物受到地基变形危害的补救分四节, 分别为一般规定, 锚杆静压桩托换法, 高压旋喷桩法, 深层冲孔排土纠倾法。

这是继上海市标准《地基基础设计规范》(DBJ 08-11-89)和《天津市建筑地基基础设计规范》(TBJ1-88)以后的又一省市级地方规范, 福建省标准《建筑地基基础勘察设计规范》不久也将发行。

本刊编辑部

强夯地基加固深度估算方法述评

王 成 华

(天津大学)

前言

强夯法处理地基的加固深度估算是强夯技术理论中十分重要而又尚未得到根本解决的问题之一。近十几年来,国内外诸多学者和工程技术人员对此进行了一系列的研究和探讨。本文在概述强夯法加固深度研究状况的同时,评价了一些强夯加固深度估算方法的特点及水平,对这一问题进行了比较系统的归纳和总结,以期推动强夯法的应用和发展。

加固深度的定义

强夯法加固地基深度的定义目前还不够明确,诸多文献众说纷云,莫衷一是。这种状况对加固深度的研究甚为不利,应当予以改变。

关于加固深度的提法相当混乱。强夯法创始人Menard称之为“加固深度”^[1],也有许多文献采用同样提法,而其它如“影响深度”等另外一些提法约有七、八种之多。有些资料及书刊甚至前后不相一致。由于提法各异,容易造成误解,建议予以统一,以便交流。

在分析、比较现有各种提法之后,笔者建议仍使用“加固深度”一词,言简意赅,可以明确反映强夯使地基在一定深度内改善原有不利性状的特点。

无论是实测加固深度,还是选定要加固的深度,都涉及其具体标准。这方面的研究也存在许多问题,有待探讨。有些单位或文献提出以地基承载力、标贯击数等力学指标的规定值作为确定强夯地基加固深度的标准^[2]。这种规定方法,对某一具体工程可能合适,但不能一般地用于所有强夯工程中,因为这些规定指标未考虑地基原有状况,而只是作为夯后总的指标水平。如果地基原有指标值与此差别无几,则实测指标之达到规定值,是否为强夯所致就不能断定,因而也无从判定夯实效果;况且,强夯法处理地基的具体目的可能不尽相同,工程地质条件也会有一定差别,因而要求地基的指标就不一定相同,从而不能共用这些规定指标。

然而在另一方面,无论强夯目的如何,地质条件怎样,必须使强夯引起的附加应力在要求深度处达到一定程度。在地基沉降计算中,地基压缩层下限常按应力比或变形比法确定。借鉴于此,笔者建议以强夯可能使地基原有应力水平产生明显变化这一角度来定义加固深度。当然,如何考虑强夯附加应力尚需进一步研究。

Menard公式系数修正法

估算强夯加固深度的Menard经验公式为

$$h = \sqrt{QH/10} \quad (1)$$

其中 h 为加固深度, m; Q 为夯锤重量, kN; H 为锤的落距, m。

国内外大量工程实测结果表明, 按Menard公式计算加固深度偏大很多, 需经修正才能符合实际加固深度, 即有

$$h = \alpha \sqrt{QH/10} \quad (2)$$

其中 α 称为Menard公式修正系数, 一般通过实测加固深度与按式(1)计算值比较确定或凭经验选定。

笔者收集、整理了我国四十项强夯工程或试验实测的Menard公式修正系数 α 值。这些强夯工程的目的、土质条件各有不同, 夯击能一般为1000~2500kN·m。图1为根据这些 α 值进行简单统计分析的结果。 α 值范围为0.2~0.95, $\alpha = 0.40 \sim 0.70$ 的频数约为80%。由图1可见, 概率曲线近似呈正态分布, 其均值为 $\bar{\alpha} = 0.579$, 方差为 $\sigma_{\alpha-1} = 0.1293$ 。上述分析表明: 加固深度一般可以下式粗估, 即

$$h = (0.40 \sim 0.70) \sqrt{QH/10} \quad (3)$$

国内外许多单位及学者根据工程实践经验总结出了一系列Menard公式修正系数。这些系数一般都带有很强的经验性。必须慎重对待。所以, 实际上往往通过试夯确定合理的修正系数。这正是从Menard公式修正上探讨加固深度问题的严重局限性所在。

由上述分析可见, Menard公式修正系数法对不同实际工程加固深度仍难以估计得比较准确。究其原因, 主要在于对修正系数的具体来源没有搞清楚。尽管已经广泛地认识到 α 值与许多因素有关, 但对各因素究竟如何影响 α 值仍不甚了了。Fang及Ellis提出 α 为土的饱和度 S_r 、夯坑半径 r 及深度 δ 的函数^[3], 但未提出如何确定这一函数关系, 况且仅此三个因素要比较合理地确定 α 是远远不够的。

综上所述, Menard公式修正系数法确定加固深度虽形式简单但精度甚低, 且存在很大的局限性。尽管如此, 工程界至今尚未能摆脱这种方法的影响, 以至有人只关心修正系数大小而忽略Menard公式只考虑能量因素的严重缺陷和不足, 这对于加固深度的研究甚为不利。

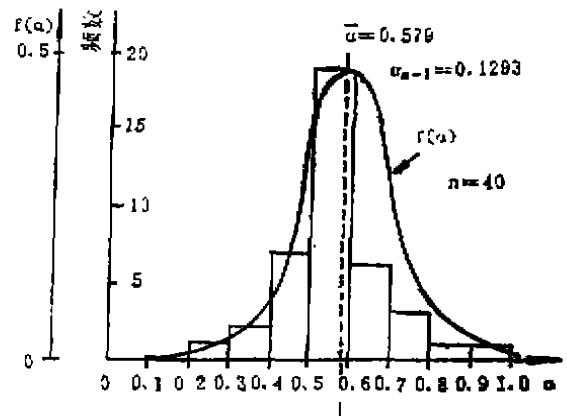


图1 α 的统计结果

能量守恒方法

为避免Menard公式修正系数法存在的缺陷与不足,一些研究者从不同角度利用能量守恒原理来探讨强夯加固深度的估算方法。

日本坂口旭等人根据强夯能量守恒原理,提出了一种加固深度的简化估计方法^[4]。该方法大意为:强夯夯锤对土的冲击能为 $E_1 = \eta QH$, η 为考虑能量损耗的效率系数,设夯锤冲击压力为 p ,底面积为 A ,冲击下沉量为 Δh ,则地基吸收的能量为 $E_2 = \frac{1}{2} p A \Delta h$ 。由 $E_1 = E_2$ 得:

$$p = 2\eta QH / A\Delta h \quad (4)$$

再将 p 视为静荷载利用矩形荷载下弹性半无限体中应力与深度的关系,由旁压试验获得地基土的屈服强度,由两者间关系确定加固深度。

坂口旭等人的方法原理简单,可考虑能量、锤尺寸、坑深及土性等因素。但简单地将冲击力视为静压力是欠妥的,因而确定的加固深度从理论上讲偏大;而且在 Δh 未知时不能利用旁压结果,仍然需要试夯,这一方法效率系数如何给出没有明确。同时应该注意到我国目前旁压试验毕竟不如载荷板试验普及和简便,故该方法在实际应用上还有一定不便。

左名麒根据强夯冲击波在地基中传播及土对能量的吸收能力,给出强夯加固深度为

$$h = \frac{k\sqrt{QH/10}}{v_p a} \quad [5] \quad (5)$$

上式中 v_p 为纵波波速, m/s; k 为大于1.0的系数,一般为3~5; a 为土体能量吸收系数。其它符号意义及单位同前。

式(5)可以考虑不同土质中波速及能量吸收情况,但实际工程尚难于给出这两个参数的合适值。系数 k 的物理意义也未明确,其值由3变至5使加固深度估计值波动范围很大,其精度亦必较低。

王钟琦、邓祥林按强夯夯锤落地时的动能等于土中弹性变形引起的弹性势能,并把振动波视为简谐波,导出加固深度公式为

$$h = \sqrt{\frac{0.6QH}{\rho A^2 \omega^2 \pi}} \quad [6] \quad (6)$$

其中 A 为简谐波的振幅, m; ρ 为土的密度, kg/m³; ω 为振动圆频率, rad/s。其它同前。

这一方法考虑了土体振动特性对加固深度的影响,但认为弹性变形能对加固地基有效似不符合实际。此法以简谐波代替冲击波,简化了动力分析,但对一具体地基及夯击能,怎样给出合适的振幅及圆频率,其客观依据如何,这显然是比较复杂的问题,多数实际工程不易做到这一点。文献[6]给出一算例,但其估算加固深度比实测值约小2.5m。

钱家欢等利用集中质量法、差分法及边界元等方法对强夯问题进行了动力计算分析,解得了地基的加固深度^[7]。文献[7]中给出了一些关系曲线、图表可供中小型工程参考。

由于使用的各种数值计算方法均比较复杂, 虽对认识加固机理很有帮助, 但不便于工程实用。

最近, 王成华根据强夯时土体塑性变形对加固地基有效的事实, 按塑性能量守恒, 采用等效拟静力法估算加固深度^[9]。该方法认为总能量中真正使土体加固的能量为土体产生塑性不可恢复变形所需之能量, 由此导得圆形夯锤下等效拟静压力为

$$p_e = \sqrt{\frac{4\eta k E_0 QH}{\pi(1-\mu^2)\omega D^5}} \quad (7)$$

其中 E_0 为地基土的变形模量, kPa; μ 为土的波松比; η 为能量效率系数, 建议一般取0.67; D 为锤底面直径, m; ω 为常数0.79; k 为模量系数, 按表1推荐值选用或由静载荷试验荷载沉降曲线按下式计算。

$$k = E_d / (E_0 - E_d) \quad (8)$$

式(8)中 E_d 为荷载沉降关系曲线上取极限或破坏荷载与相应沉降量按变形模量计算方法得到的等效弹性变形模量。

土的模量系数经验值

表1

土的类别	淤泥、淤泥质粘土、淤泥质粉质粘土	一般粘性土、粉土、粉砂及细砂	黄土、湿陷性黄土、松散的卵石及碎石土	稍密至中密的砂土、砾土、冶金渣土	冲填土、杂填土、素填土等	较硬的粘性土、老粘土	较密的砂土及卵石碎石土
模量系数k	$\frac{1}{3} \sim 1$	$\frac{1}{4} \sim \frac{1}{2}$	$\frac{1}{4} \sim \frac{1}{3}$	$\frac{1}{5} \sim \frac{1}{3}$	$\frac{1}{6} \sim \frac{1}{3}$	$\frac{1}{6} \sim \frac{1}{4}$	$\frac{1}{7} \sim \frac{1}{4}$

按 p_e 引起的等效拟静附加应力与土中自重应力之比为0.2确定加固深度。据大量实测加固深度大于两倍锤径这一事实, 经过简化拟静附加应力与深度的关系得到加固深度为

$$h = \frac{0.135 p_e}{0.2v + 0.024 p_e / D} \quad (10)$$

其中 v 为土的重度, kN/m³。式(10)适用于圆锤、均质地基无地下水情况。这一方法同样可用于其它各种实际情况, 详见文献[8]。

等效拟静力法可初步考虑较多的影响因素, 公式中各参数均可由常规试验实测或设计选用, 简便实用。根据与若干工程实测结果对比分析, 其误差可满足工程需要。但是, 此法刚刚提出, 有待于更多工程实践的检验并逐步得到完善和发展。

综上所述, 利用能量守恒原理求解强夯地基加固深度有两类方法, 一类属于简化的动力法^{[6][9][7]}, 一类属于拟静力法^{[4][5]}。这些方法可以初步考虑Menard公式修正系数法所不能考虑的影响因素, 但还都不够成熟, 有待于实践的进一步检验。尽管这些方法目前尚未取得工程实用的具体效果, 但从长远观点来看有最终取代修正系数法的可能性。当然, 这方面还需做大量的工作。

结语

通过对加固深度研究状况的述评, 本文认为强夯地基加固深度估算的研究尚处于初步探索阶段; 目前, 强夯加固地基的深度称谓和定义标准比较混乱, 建议对此明确和统一, 称为“加固深度”。

统计我国四十项工程实测数据表明Menard公式修正系数近似呈正态规律分布, 均值和方差分别为0.579和0.1293。按Menard公式修正系数法估算加固深度, 虽简单但存在很大的局限性, 只能用于极粗略的估计, 应慎重对待。

能量守恒方法可初步考虑较多的影响因素, 但各方法还都不够成熟, 而且缺乏工程实际试用和检验, 因而发展缓慢。但能量守恒方法尤其是其中的工程简化方法很有发展前途。

强夯加固机理和效果的本质尚未得到清楚的认识, 这在一定程度上制约着加固深度估算的研究。应继续深入探讨强夯加固机理, 正确评价加固效果的本质。加固深度估算方法需要在大量实际工程中试用和检验。对此, 希望得到学术界与工程界的足够重视。

参考文献

- [1] Menard, L. & Broise, Y.(1975): "Theoretical and practical aspects of dynamic consolidation", *Geotechnique*, 25, No.1, pp3-17
- [2] 太原工业大学地基基础教研室(1985): "强夯法加固地基的原理和应用"
- [3] Fang, H.Y. & Ellis, G.w.(1983): "Laboratory study of ground response to dynamic densification", *Firty Engng. Lab. Report*, No 462,6 Lehigh University
- [4] 坂口旭 など(1979): "动压密工法に於てん基础工事", *土と基础*, vol.27, No.9
- [5] 左名麒(1986): "震动波与强夯法机理", *岩土工程学报*, Vol.8, No.3, pp55-62
- [6] 王钟琦、邓祥林(1984): "强夯机理及其环境影响", 第四届土力学及基础工程学术会议论文集, 中国建筑工业出版社, 1984年第一版, 北京
- [7] 钱家欢等(1986): "动力固结的理论与实践", *岩土工程学报*, Vol.8, No.6, pp1-17
- [8] 王成华(1991): "强夯加固深度估算的等效拟静力法", 第六届土力学及基础工程学术会议论文集, (待出版), 1991年, 上海

小直径钻孔灌注桩与基底土之间的相互作用

周洪涛

叶书麟

韩杰

(南京市建筑设计院)

(同济大学)

[摘要] 本文通过埋有量测元件的小直径钻孔灌注桩现场静载荷试验及室外模型试验,探讨了桩土相互作用特性,总结了桩与基底土间的相互作用规律,并提出了设计依据。

前言

小直径钻孔灌注桩直径很小,通常在100~300mm之间,桩长一般小于30m,具有较高的长细比,几乎完全由桩侧摩阻力传递荷载。施工时仅需很小的空间,成桩方便、迅速,可由小体积钻机穿过任何土、岩石及原有基础,施工对原有建筑物的稳定性不存在任何危险,因而用途非常广泛,如适合于地基加固、基础托换、稳定边坡等。

小直径钻孔灌注桩由压力注浆而成,浆液与土紧密结合,具有较高的粘结力,受荷时,荷载由桩和土组成的复合体共同承受,但是目前对其桩土相互作用机理还没有深入研究,更无这方面的工程实测资料。

本文通过埋有量测元件的小直径钻孔灌注桩现场载荷试验和室外模型试验,探讨了竖向受荷情况下,桩土共同作用特性,分析了桩土荷载分担情况,为小直径钻孔灌注桩的推广应用提供了实践经验和理论依据。

现场试验

(一)试验概况

试验场地位于上海市唐山路,唐山大楼主楼为十八层高层建筑,裙房(商场、饭店)为三层框架结构,场地土层物理力学性质指标见表1。

主楼基础为大直径($\phi 650\text{mm}$)钻孔灌注桩,裙房基础采用小直径钻孔灌注桩,桩长18.8m,桩径 $\phi 300\text{mm}$,为了确定小直径钻孔灌注桩的桩土相互作用机理,在现场进行了复合地基静载荷试验,载荷板为预制钢筋混凝土板,尺寸为 $1\text{m} \times 1\text{m} \times 0.35\text{m}$,同时量测了土压力及钢筋应力,土压力盒及钢筋应力计的布置如图1、2所示。

(二)测试结果分析

场地土层物理力学性质指标

表1

序号	土层名称	厚度 (m)	ω (%)	γ (kN/m ³)	e	a_{1-2} (MPa ⁻¹)	E_s (MPa)	φ (°)	c (kPa)	[R] (kPa)
1	亚粘土	1.00 ~1.80	38	18.3	1.06	0.59	3.43	1.44	16.0	80.0
2	淤泥质亚粘土	5.00 ~6.90	37	18.4	1.03	0.46	4.82	21.6	7.0	80.0
3	淤泥	4.00 ~6.00	53	16.5	1.63	1.61	1.51	7.7	9.0	52.0
4	淤泥质粘土	2.70	49	17.1	1.39	1.03	2.21	7.8	9.0	65.0
5	粘土	1.30 ~5.80	41	17.8	1.19	0.69	3.07	8.9	14.0	80.0

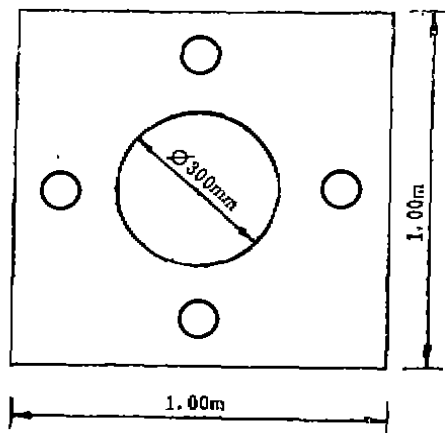


图1 载荷板下压力盒布置图

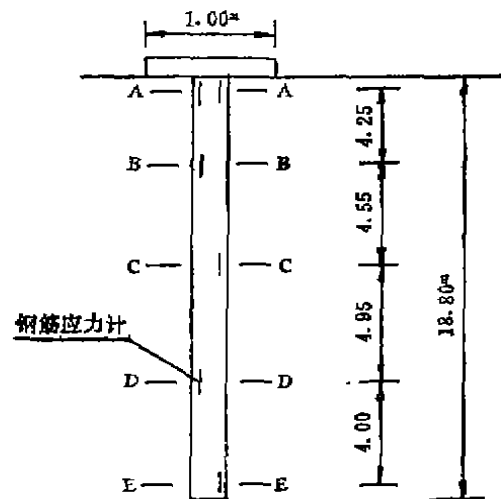


图2 试桩钢筋应力计布置图

1. 桩土应力比

复合地基受荷时，其应力将根据载荷板下桩和土的刚度进行重分配，由于小直径钻孔灌注桩的刚度比桩周土的刚度大得多，故应力在桩体集中，桩顶应力与载荷板下地基土应力之比 n 称为桩土应力比。从图3中可见，桩土应力比随荷载的增加而增大，亦即应力集中现象越来越显著，说明在荷载较大时，桩承担着大部分荷载。

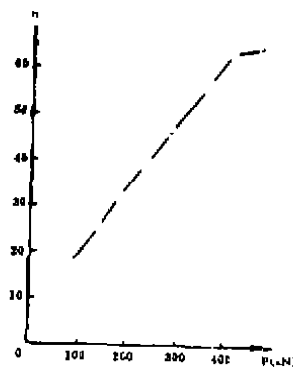


图3 $n \sim P$ 关系曲线

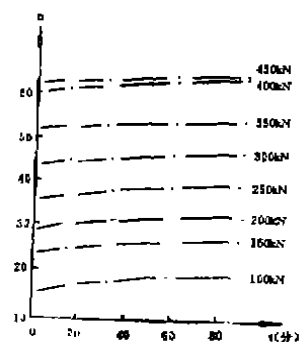


图4 $n \sim t$ 关系曲线

· 桩土应力比 n 值变化反映了复合地基试验时，载荷下基底土应力的变化情况，图4为

荷载不变时, η 值与时间的关系曲线。从中可看出, 在总荷载不大时, 每级荷载刚开始施加后的一般较短的时间内, η 值增长稍快, 亦即地基土反方向桩顶转移较快, 然后逐渐趋于稳定, 这和碎石桩 η 值与时间的关系曲线有相似的规律, 但由于碎石桩是个良好的排水通道, 随着孔隙水压力的消散, 地基土应力迅速向桩顶转移。

2. 桩土荷载分担比

复合地基中, 小直径钻孔灌注桩桩顶标定断面A-A的轴向力P值是桩顶所分担的荷载, 其值可由钢筋应力计实测得到, 土压力盒的读数即为荷载板下基底土所承受的压应力, 由图5可知, 随荷载的增加, 基底土所承受的荷载占总荷载的百分数(ξ)越来越小, 也就是说, 随总荷载的增加, 复合地基中桩所承担的分额越来越大。

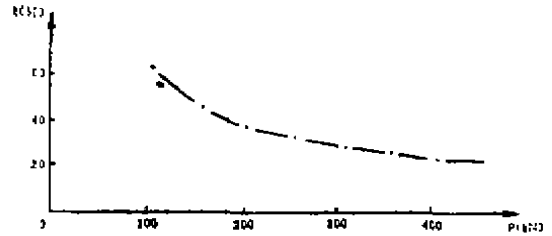


图5 土的分担作用随荷载的变化曲线

室外模型试验

(一) 试验概况

用现场足尺试验来检验小直径钻孔灌注桩桩土复合作用效果应该是一种最有效、最可靠的方法, 但由于经费及工程背景的限制, 不可能进行众多的现场试验, 来总结出相关规律, 因此在室外进行模型试验, 不失为一种行之有效的方法, 桩可根据需要来设置, 可在定性的基础上检验桩土间的相互作用, 并和现场试验加以比较。

为此进行了室外小直径钻孔灌注桩的模型试验, 现场土层的物理力学性质指标见表2。

现场土层物理力学性质指标

表2

层序	土层名称	层厚 (m)	ω (%)	γ (kN/m ³)	e	φ (°)	c (kPa)	a_{1-2} (MPa ⁻¹)	E_s (MPa)
1	亚粘土	1.20	27.0	19.7	0.75	21.5	14.0	0.30	6.4
2	淤泥质亚粘土	6.50	36.6	18.2	1.00	14.6	8.0	0.43	3.4

模型桩直径6.5cm, 桩长分别为8d、12d、16d、20d (d为模型桩直径)。制桩方式为: 首先用直径6.0cm的手摇钻钻到预定深度, 然后用就地拌和的水泥砂浆灌入, 水泥标号C50, 砂为过筛的细砂, 水灰比为0.4, 水泥和砂之比为1:1.5, 灌浆时, 人工振捣, 直至灌满, 再插入一根 $\phi 4^{\text{mm}}$ 的钢筋, 制桩完成28天后, 待模型桩达到强度后进行荷载试验, 试验用堆载法进行。

(二) 试验结果分析

根据单桩和复合地基荷载试验的实测资料来推算模型桩的桩土应力比, 众所周知, 复

合地基存在下列平衡式:

$$P_{sp} = P_p + P_s \quad (1)$$

式中:

P_{sp} ——复合地基试验时, 所施加的荷载

P_p ——复合地基试验时, 桩分担的荷载

P_s ——复合地基试验时, 土分担的荷载

根据相同的相对沉降量, P_{sp} 和 P_p 可分别从复合地基载荷试验的 $P_{sp} \sim S/b'$ (b' 是荷载板宽度 b 的当量直径)和单桩载荷试验的 $P \sim S/d$ (d 为模型桩直径)曲线上求得, 由 $b = 20.0\text{cm}$, 得 $b' = 22.6\text{cm}$ 则可作出单桩和复合地基试验的 $P \sim S/b'$ (S/d)曲线, 以桩长 $L = 8d$ 为例, 见图6。

由图6可得到, 相同相对沉降量所对应的荷载 P_{sp} 和 P_p 由式(1)可得到基底土所分担的荷载 P_s , 由此也就得到了桩顶应力和基底土应力, 所得数据见表3。

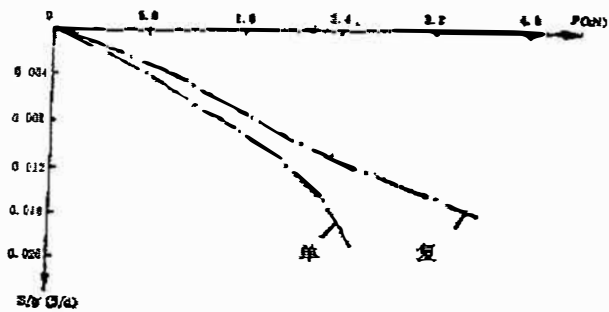


图6 单桩和复合地基 $P \sim S/b'$ (S/d)曲线

桩土应力比 n 及基底土荷载分担比 ξ 推算比

表3

$s/b' (s/d)$ (mm)	0.002	0.004	0.006	0.008	0.010	0.012	0.014
P_{sp} (kN)	0.56	1.02	1.41	1.79	2.18	2.62	3.10
P_p (kN)	0.42	0.82	1.15	1.50	1.78	2.02	2.25
P_s (kN)	0.14	0.20	0.26	0.29	0.40	0.60	0.85
σ_p (kPa)	126.6	247.1	346.6	452.0	536.4	608.7	678.1
σ_s (kPa)	3.82	5.45	6.95	7.90	10.9	16.4	23.2
n	33.2	45.3	49.8	57.2	49.2	37.1	29.2
ξ (%)	25.0	19.6	18.4	16.2	18.8	22.9	27.4

注: σ_p —桩顶应力, σ_s —基底土应力

1. 桩土应力比

由表3可作出桩土应力比 n 值随荷载的变化曲线(图7), 不难发现, 当 P_{sp} 超过一定值后, n 值不再随荷载的增加而增加, 反而减小, 这说明桩由弹性变形阶段进入塑性变形阶段, 也就是荷载板下基底反力自桩顶向土转移。

2. 桩土荷载分担比

从图8中可看出,当荷载较小时,基底土荷载分担比 ξ 值较大,荷载板下基底土的分

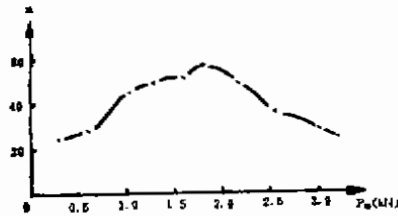


图7 $n \sim P_{SP}$ 关系曲线



图8 $\xi \sim P_{SP}$ 关系曲线

担作用较为显著,随荷载的增加, ξ 值逐渐减小,但当 P_{sp} 达到一定值后, ξ 值不再减小,反而增加,这同样也说明,当桩达到塑性变形后,荷载板下基底反力自桩顶向基底土转移,基底土的荷载分担作用又得到发挥。

模型试验与现场试验结果对比分析

对比模型桩载荷试验和小直径钻孔灌注桩现场载荷试验可发现如下规律:

桩土应力比 n (比较图7和图3)均随荷载的增加而增长,即随荷载的增加,桩顶应力集中现象越来越明显。

比较图8和图5,容易看出基底土的荷载分担比 ξ 均随荷载的增加而减小,即随荷载的增大,桩的作用越来越明显,所不同的是,现场试验未做到极限状态,故而没有得到像模型桩那样当桩进入塑性变形阶段后, n 值和 ξ 值的变化规律。

试验所得到的桩土应力比 n 值随荷载的变化规律与碎石桩相似,这也说明小直径钻孔灌注桩具有复合地基的效果,但是模型小直径钻孔灌注桩的刚度比碎石桩的大得多,因此桩的特征更显著,而碎石桩是柔性桩,其桩土应力比为3~5,图9为两者应力比的对比曲线。

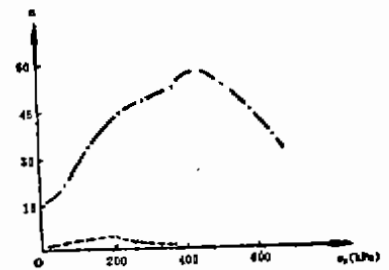


图9 模型桩与碎石桩 $n \sim \sigma_p$ 对比曲线

结论

通过现场载荷试验及室外模型试验,可得到如下结论:

1. 小直径钻孔灌注桩受压时,桩和土共同承受外荷载,桩土荷载分担比例随外荷载而变化,当外荷较小时,基底土分担较大的荷载,当外荷增加时,基底土的分担比例逐渐减小,当外荷超过一定值时,土的分担比又有所增加。

2. 桩土应力比 n 是变化的, n 值随荷载的增加而增加,当外荷超过一定值时, n 值又逐渐减小。

3. 桩土应力比随时间的增长而增加,说明随时间的增加,应力逐渐向桩顶转移,基底土反力逐渐减小。

4. 目前小直径钻孔灌注桩是按短桩进行设计的, 而上海过去短桩设计的经验是“3:7”, 即基础荷载按桩承受70%计算, 其余30%由土所承受, 而这与实际情况不尽相同, 实际上基底土所承受荷载的百分数是随基础荷载变化的, 应按复合地基概念设计。

$$\begin{aligned} P_{sp} &= P_s + mP_p \\ &= \xi P_{sp} + mP_p \end{aligned}$$

$$\text{移项: } (1 - \xi)P_{sp} = mP_p \quad (2)$$

式中:

P_{sp} ——复合地基承载力

m ——承台下桩数

P_s ——承台下土分担的荷载

P_p ——一根小直径钻孔灌注桩的容许承载力。

参考文献

- [1] 《地基处理手册》编写委员会(1988), 《地基处理手册》, 中国建筑工业出版社
- [2] 孙更生、郑大同(1984), 《软土地基与地下工程》, 中国建筑工业出版社
- [3] 叶书麟(1988), 《地基处理》, 中国建筑工业出版社
- [4] 周洪涛(1990), “树根桩作用机理试验研究及理论分析”, 硕士学位论文
- [5] 周洪涛、叶书麟(1990), “小直径钻孔灌注桩复合地基试验研究”, 全国复合地基学术交流会论文集, 承德
- [6] 韩杰(1989), “碎石桩地基试验研究及其理论分析”, 硕士学位论文
- [7] H. Brandl (1988), “The interaction between soil and groups of small diameter bored piles”, proceedings of the 1st international geotechnical seminar on Deep Foundations on Bored and Auger piles, Ghent
- [8] C.A. Mascardi (1982), “Design criteria and performance of Micropiles”, Symposium on Recent Developments in Ground Improvement Techniques, Bangkok
- [9] D.A. Bruce, C.K. Young(1984), “A review of minipiling with particular regard to Hong kong applications”, Hong kong Engineering, June, 1984
- [10] 朱德利, “钻孔喷灌微型桩的特性和工程应用与施工技术”, 上海土木工程学会年会, 1990.12

塑料板排水片加固堆煤场淤泥地基的堆载试验

林峰 过培鑫 张剑锋

(能源部华东电力设计院)

[摘要] 江苏利港电厂煤场采用插入塑料排水板,由堆煤自重预压方法改良淤泥地基。为了合理布置排水井、设计分级堆煤过程,判定地基土排水固结的效果,在堆煤场选择 $30 \times 30\text{m}^2$ 区域进行了塑料板排水井堆载预压试验,取得了较丰富的实测资料,为方案设计提供了可靠的依据。本文根据堆载试验监测资料,应用排水固结理论,对地基土经过排水固结处理后的强度增长和稳定性进行了分析。

前言

江苏利港电厂是一个现代化的大型火力发电厂,第一期工程装机容量 $2 \times 350\text{MW}$,煤场面积约 7万m^2 ,堆煤最大高度达 12m 。堆煤场地表有 1.6m 厚的软塑亚粘土,其下为 3.6m 厚、强度低、压缩性高、渗透性差的淤泥质亚粘土软弱层,地基容许承载力仅为 50kPa ,不能满足堆煤最终荷载 108kPa 的设计要求,采用塑料板排水井、分级堆煤自重预压进行地基土的改良。为了指导处理方案的设计,在现场进行了塑料板排水井堆载预压试验。

试验成果表明,地基土经过排水固结改良后,淤泥土容许承载力增长为 110kPa ,最大侧向变形速率为 1mm/d ,最大侧向变形为 42.5mm ,强度、变形性质均能满足堆煤场生产要求,采用塑料板排水井、分级堆煤自重预压加固堆煤场淤泥地基是合理、可行的。

试验概况及成果资料

(一) 试验概况

堆载面积 $30 \times 30\text{m}^2$,堆载高度 605cm ,边坡坡比 $1:1.5$ 。堆载分二级加荷:第一级 59.4kPa (包括排水垫层荷重),第二级 47.6kPa 。塑料板排水井按等边三角形布置,布置范围为 $22 \times 22\text{m}^2$,井距 1.6m ,井长(入土深度) 6.5m 。

堆载试验区埋设了地面沉降标(S_d)、刚性深层沉降标(D_d)、波纹管沉降环(B_d)、测斜管(I_d)和边桩(H_d)等监测设备,并在试验加荷前,第一级、第二级荷载终止时进行现场十字板剪力试验(F)、静力触探试验(C)和钻孔取土(B)等勘测工作(图1)。

(二) 监测成果资料

图2、图3为堆载区中心分层沉降随时间变化的实测曲线,图4为堆载坡脚处测斜管

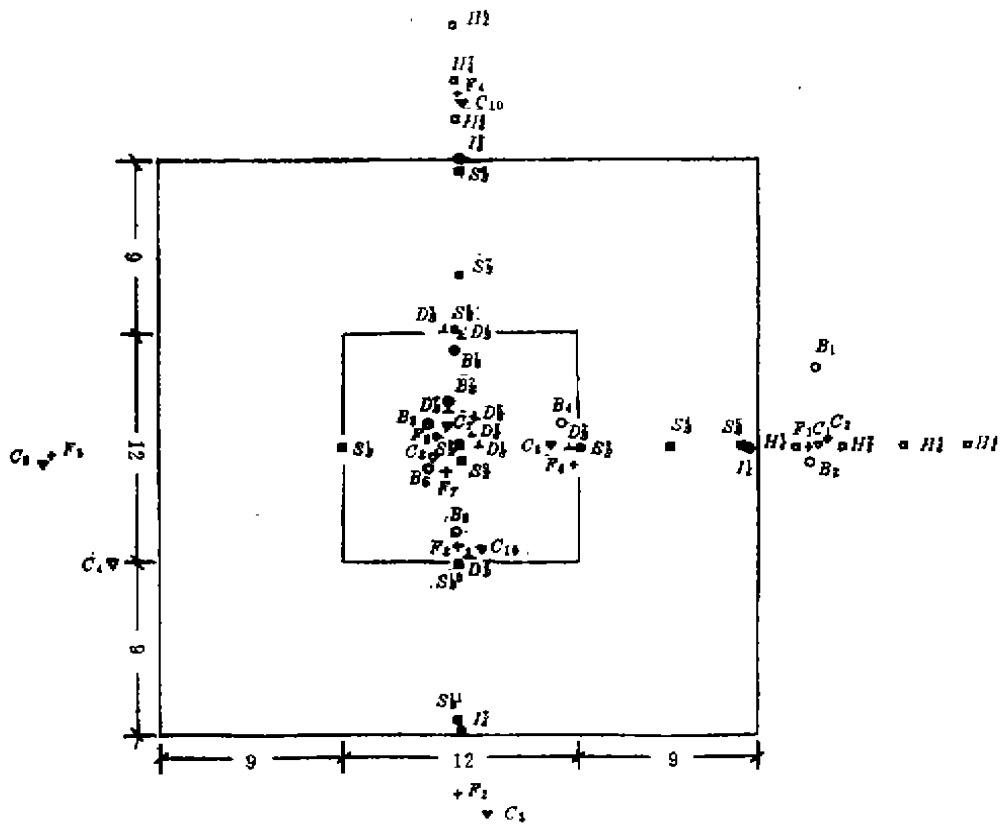


图1 监测设备埋设、勘探点平面位置(单位:米)

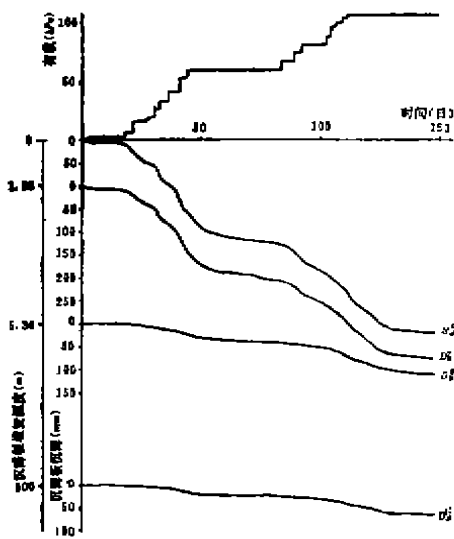


图2 荷载~分层沉降~时间曲线
(地面和深层沉降标)

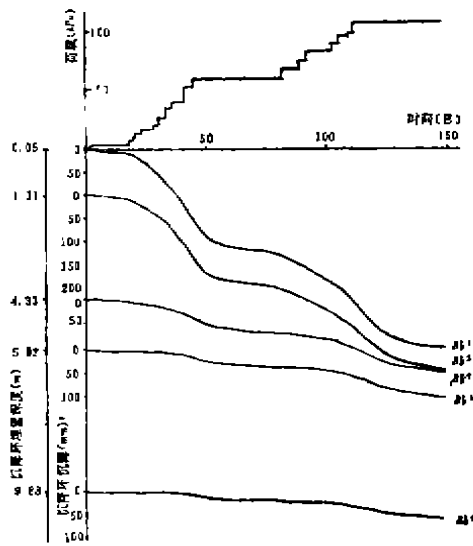


图3 荷载~分层沉降~时间曲线
(波纹管)

I_1 、 I_2 侧向位移沿深度的变化曲线，堆载区中心地面垂直沉降与测斜管最大侧向位移的关系如图5，堆载区边桩变形速率与变形量见表1。

(三) 勘测成果资料

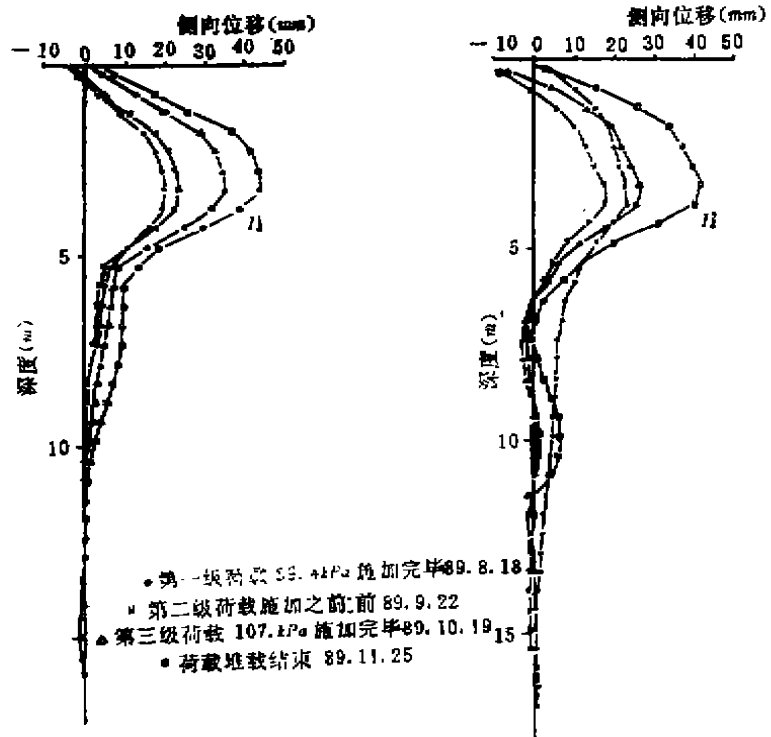


图4 侧向位移~深度曲线

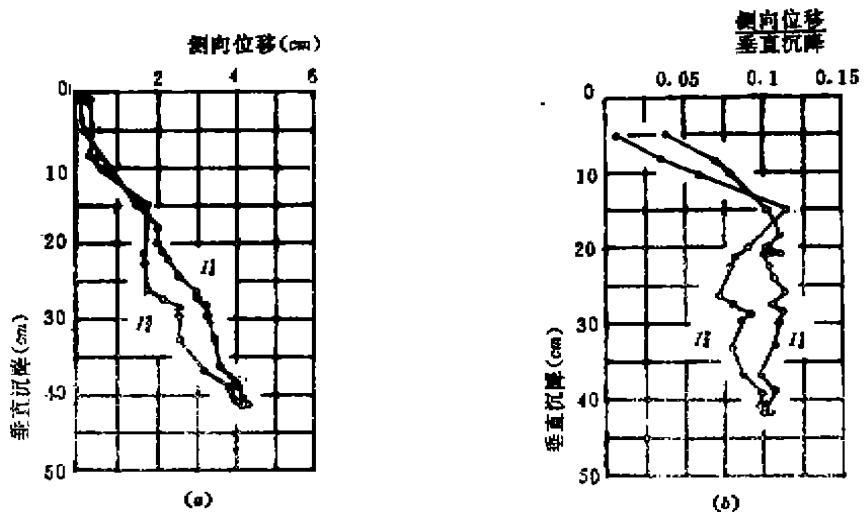


图5 侧向位移与垂直沉降关系

变形速率与总变形量

表1

监测项目	P ₁ = 59.4 kPa						P ₂ = 107 kPa						
	竖向			侧向			竖向			侧向			
	一般	最大	总变形量	一般	最大	总变形量	一般	最大	总变形量	一般	最大	总变形量	
边桩(距坡脚2m)	± 1		13~20	± 1		- 2	1~2.5	4~6	62.5	± 1		10~12	
边桩(距坡脚2m)	± 0.5		- 1	0		0	± 0.5		4.2	0		3	
测斜管					4~7mm 5~6d	23~32						4~7mm 5~6d	42.5
地面中心沉降		10~18	227					7~11	420				

表2为试验场地的土层分布及其主要物理力学指标,表3为试验加荷前(前期勘测),

土壤及其物理力学指标

表2

层序	土层名称	层厚 m	天然含水量 ω%	容重 γ(kN/m ³)	孔隙比 e	压缩模量 E _s (kPa)	抗剪强度指标			
							C _u (kPa)	φ _u (度)	C _{ad} (kPa)	φ _{cu} (度)
1a	亚粘土	1.6	36.3	18.2	1.04	3200	30	0	0	18
1b	淤泥质亚粘土	3.5	42.2	18.2	1.20	1400	15	0	5	16
3'	轻亚粘土	4.8	29.4	18.9	0.83	12000 3500				
4	粉砂	7.1	29.5	18.9	0.84	11000				
5	细砂	6.7	27.7	19.2	0.79	13000				
6	轻亚粘土	4.1	30	19.1	0.84	11000				

堆载区土层物理力学指标统计表

表3

勘测阶段	指 标 土 层	天然含水量	孔隙比	静力触探 比贯入阻力 Ps(MPa)	十字板 剪切强度 Cu(kPa)	容许承载力 [R](kPa)
		ω(%)	e			
前勘测段	1a亚粘土	36.3	1.04	0.8	30	80
	1b淤泥质亚粘土	42.2	1.20	0.25	15	50
中间勘测	1a亚粘土	38.4	1.07	1.3		150
	1b淤泥质亚粘土	38.9	1.09	0.5		80
后期勘测	1a亚粘土	36.9	0.98	1.5		170
	1b淤泥质亚粘土	37.5	1.03	0.7	40	110

第一级、第二级荷载终止时(中间勘测、后期勘测),在堆载区所进行的勘测成果统计表;图6为现场静力触探和十字板剪力试验曲线。为了确切地评定地基土的强度增长情况,取1b淤泥质亚粘土样进行了三轴不等向固结压缩试验(图7),强度增长率 C_u/P 为0.24。

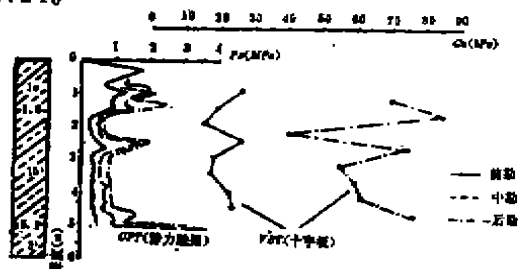


图6 静力触探、十字板试验曲线

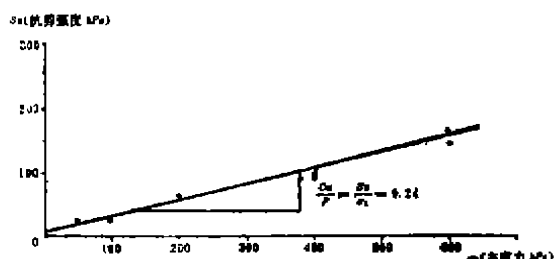


图7 1b土三轴不等向固结压缩试验($S_u \sim \sigma_1$)

地基强度增长

(一)固结度

1. 最终沉降(土层压缩量)的确定

根据沉降实测资料,应用双曲线法^[1]和麻冈(Asaoka)法^[2]可以推算测点的最终沉降和土层的最终压缩量,进而可求得任一时刻土层的固结度。

(1)双曲线法

双曲线法假定沉降曲线按一定规律——“沉降平均速率按双曲线递减”而变化,即可用下式计算测点最终沉降:

$$S_{\infty} = S_d + (S_1 - S_d) \cdot \frac{1 + \frac{S_2 - S_1}{S_1 - S_d}}{1 - \frac{S_2 - S_1}{S_1 - S_d} \cdot \frac{t_1}{\Delta t}} \quad (1)$$

式中, S_{∞} ——最终沉降量;

S_d ——瞬时沉降,本文简化取零;

t_1, t_2 ——将实测沉降过程曲线修正成为瞬时加荷沉降曲线的零时点算起的时间(图8),取曲线规律较好部分的两端时间点为 t_1, t_2 ;

Δt —— t_1, t_2 时间间隔;

S_1, S_2 ——对应 t_1, t_2 时刻的沉降值。

(2)麻冈法

取某一确定的时间间隔 $\Delta t = (t_j - t_{j-1}) = \text{常数}$ ($j = 1, 2, \dots, n$),可以证明, t_j 时刻的沉降 ρ_j 总可以表达成如下表达式:

$$\rho_j = \beta_0 + \sum_{i=1}^n \beta_i \cdot \rho_{i-1} \quad (2)$$

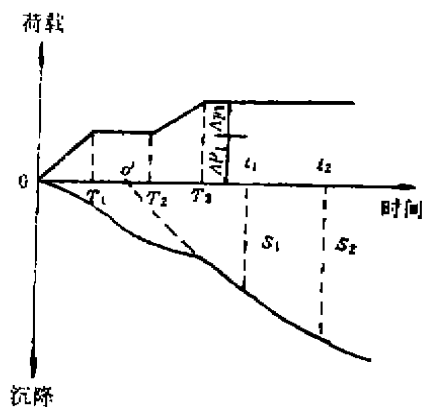


图8 双曲线法计算最终沉降

式中 β_0 、 $\beta_s (s=1, 2, \dots, n)$ 为待定常数。

对于主固结情况，式(2)可简化为一阶差分方程：

$$\rho_s = \beta_0 + \beta_1 \cdot \rho_{s-1} \quad (3)$$

根据实测沉降资料，作图9可确定待定常数 β_1 、 β_0 和最终沉降(土层压缩量)。

图10为堆载区中心地面实测及理论沉降曲线，图11为Asaoka法图解地面最终沉降，表4为推算的地面最终沉降值，表5为分级荷载下土层最终压缩量和固结度，其中实测值系指第一级、第二级荷载终止时的野外观测值。

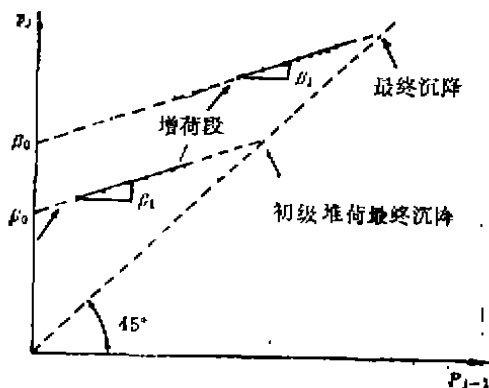


图9 Asaoka法推算最终沉降

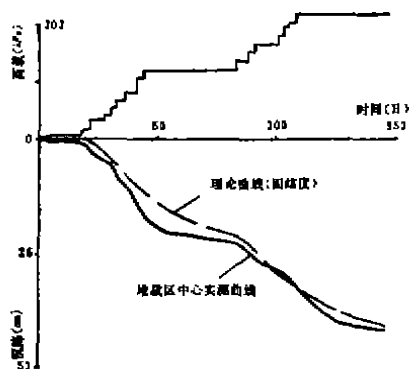


图10 荷载~地面沉降~时间曲线

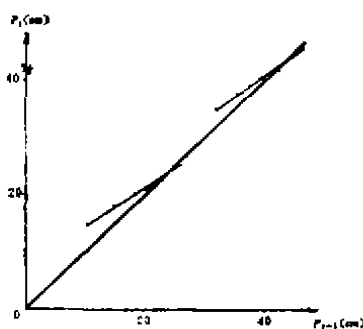


图11 Asaoka法推算最大地面沉降

理论计算和推算中心最终沉降

土层最终压缩量和固结度

表4

计算方法	理论计算	按实测沉降曲线推算	
	分层总和法	双曲线法	Asaoka法
最终沉降 cm	46.5	48	44

土层	计算方法	$P_1 = 59.4 \text{ kPa}$			$P_2 = 107 \text{ kPa}$		
		实测值 mm	最终值 mm	固结度 %	实测值 mm	最终值 mm	固结度 %
1a亚粘土	双曲线法		28			57	
	Asaoka法	26.5		91	53	55	94
1b淤泥质亚粘土	双曲线法		153			250	
	Asaoka法	142.5		93	232	244	93

2. 固结度

地面实测最大沉降为42cm，占推算的平均最终沉降的91%，表明地基土主固结沉降基本完成。地基土层的固结度可以依据实测的土层压缩量与推算的土层最终压缩量求得。从表5可以看出，1b淤泥质亚粘土的固结度在分级荷载终止时皆达到93%，说明排水固结效果良好。根据Asaoka法图解资料，参数 β_1 平均为0.844。

(二) 强度增长

1. 抗剪强度增长预计

在预压荷载作用下, 由于地基土的排水固结, 其强度将提高。强度增长可根据强度增长率 $C_u/P^{[3]}$ 和有效固结压力法(赵令炜、沈珠江)^[4]计算。

(1) 根据强度增长率 C_u/P 计算

根据地基土的强度增长率 C_u/P 可利用下式计算土的抗剪强度:

$$S = S_0 + (C_u/P) \cdot \Delta P \cdot U \quad (4)$$

式中 U ——地基土层平均固结度;

S ——固结度为 U 时土的不排水抗剪强度;

S_0 ——土的天然不排水抗剪强度;

ΔP ——荷载增量;

C_u/P ——强度增长率。

(2) 有效固结压力法

地基土由于排水固结而增长的强度增量用下式计算:

$$\Delta S_c = \Delta \sigma_c \cdot U \cdot \text{tg} \varphi_{cu} \quad (5)$$

式中: ΔS_c ——由于排水固结而增长的强度增量;

$\Delta \sigma_c$ ——固结压力增量, $\Delta \sigma_c = \Delta \sigma_z$;

φ_{cu} ——内摩擦角, 由固结不排水剪切试验确定。

地基土相应的抗剪强度为:

$$S = \eta(S_0 + \Delta S_c) \quad (6)$$

式中 η 为折减系数, 取0.85。

根据上面介绍的二种计算方法, 应用表2、表5的计算参数, 地基土在分级荷载预压下抗剪强度增长后的数值如表6。

地基土在分级荷载下抗剪强度的提高

表6

土 层	增长后的抗剪强度 (kPa)			
	$P_1 = 59.4 \text{ kPa}$		$P_2 = 107 \text{ kPa}$	
	Cu/P法	赵令炜法	Cu/P法	赵令炜法
1a亚粘土		40		53
1b淤泥质亚粘土	28	26	39	37

2. 强度增长

从现场测试、土工试验成果(图6、表3)以及表6可以看出1b淤泥质亚粘土性质的改良:

(1) 根据强度增长理论计算的抗剪强度与现场十字板抗剪强度 C_u 相近, 约为39kPa, 是天然不排水抗剪强度的2.6倍。

(2) 静力触探比贯入阻力 P_s 由天然状态的0.25MPa增长到荷载终止时的0.7MPa。

(3) 天然强度 C_u 与 P_s 的相关关系为 $C_u = \left(\frac{1}{15} \sim \frac{1}{17} \right) P_s$ ，与上海地基粘性土经验关系式^[6] $C_u = \left(\frac{1}{18} \sim \frac{1}{22} \right) P_s$ 相近似；而荷载终止时的剪切强度 C_u 与天然状态时的 P_s 比值为 $\frac{1}{5} \sim \frac{1}{7}$ 。

(4) 地基容许承载力天然状态为50kPa，地基改良后，提高到110kPa，承载力增长了1.2倍，满足了堆煤场承载要求。

稳定分析

(一) 稳定分析的理论计算

地基的稳定性可采用“应用有效固结压力强度指标的稳定分析方法”^[4]进行验算。

根据图12，滑动力矩：

$$M_{滑} = R \sum (T_I + T_{II})_i = R \left[\sum_A^B (W_I + W_{II})_i \sin \alpha_i + \sum_B^C W_{IIi} \sin \alpha_i \right] \quad (7)$$

式中： W_I 、 W_{II} ——分别为土条在地基部分及堆载部分的重量；

α_i ——土条底面与水平面交角；

R ——圆弧滑裂面半径。

堆载部分抗滑力矩：

$$[M_{抗}]_{BC} = \eta_m R \sum_B^C \left[C_{II} l_i + \eta W_{IIi} \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_{II} \right] \quad (8)$$

式中： η_m ——堆载抗滑力矩折减系数， $\eta_m = 0.6$ ；

η ——强度指标折减系数， $\eta = 0.5$ ；

C_{II} 、 φ_{II} ——堆载材料抗剪强度指标，由固结不排水剪切试验确定， $C_{II} = 0$ ， $\varphi_{II} = 30^\circ$ 。

地基部分的抗滑力矩：

$$[M_{抗}]_{AB} = R \sum_A^B \left[C_u l_i + W_{Ii} \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_{cu} + W_{IIi} \bar{U} \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_{cu} \right] \quad (9)$$

式中 C_u 、 φ_{cu} ——不排水剪切试验强度指标，表2；

φ_{cu} ——固结不排水剪切试验的内摩擦角；

\bar{U} ——地基平均固结度，表5。

抗滑稳定安全系数。

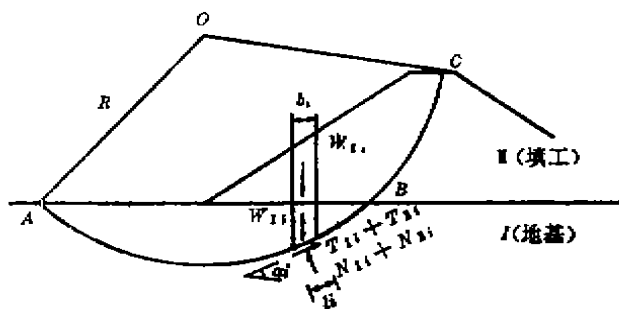


图12 稳定分析示意图 (应用有效固结压力强度指标)

$$F_s = \frac{[M_{抗}]_{AB} + [M_{抗}]_{BC}}{M_{滑}} \quad (10)$$

图13为堆荷107kPa时可能产生的滑裂面，稳定安全系数在天然地基上直接施加107kPa的荷载时为1.1，考虑地基土在一级59.4kPa荷载下的排水固结，再施加二级荷载，完成总荷载107kPa的施加，安全系数达1.6。

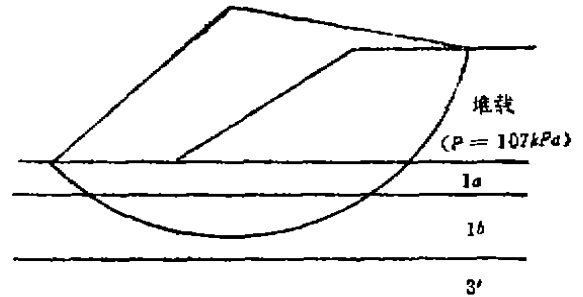


图13 堆载稳定分析(1:400)

(二)稳定分析

根据稳定计算及图4、图5、表1。

1. 在一级预压荷载59.4kPa作用下，淤泥土经排水固结，抗剪强度达27kPa(表6)，再施加二级荷载47.6kPa，地基稳定安全系数达1.6，地基是稳定的。
2. 在荷载终止时，测斜管最大侧向变形平均为42.5mm，发生在地面以下2~4m深度的淤泥层内，约为中心地面最大实测沉降42cm的 $\frac{1}{10}$ 。
3. 边桩、测斜管的侧向变形速率在 $\pm 1\text{mm/d}$ ，表明地基土在堆载过程中是稳定的。
4. 图5a侧向位移~垂直沉降曲线显示出：初始曲线段的斜率 α_1 和末端曲线段斜率 α_2 满足下式： $\alpha_2 < \alpha_1 + 0.5$ ，按照富永(Tominaga)图解的破坏准则^[6]，地基土是稳定的。
5. 侧向位移与垂直沉降的比值示于图5b： I_1^2 的比值在0.097~0.113，平均为0.106， I_2^2 的比值为0.071~0.114，平均值为0.090。两者的比值较小，说明加荷过程对地基土侧向变形控制是成功的。

结论

根据堆载试验监测资料以及所作的分析，表明地基土经过排水固结处理后，其强度和变形性质均能满足堆煤场的生产要求，堆载预压加固淤泥土效果显著，采用塑料板排水井、分级堆煤自重预压的地基改良方案是合理、可行的。

1. 淤泥土的强度增长率 C_u/P 为0.24。
2. 地基土在分级荷载预压下的固结度均达到93%左右，说明排水固结效果显著。
3. 淤泥土经排水固结改良后，比贯入阻力从天然状态的0.25MPa增长为0.7MPa，十字板剪切强度由原来的15kPa提高到40kPa，地基容许承载力由天然状态时的50kPa增长到110kPa，提高了1.2倍。地基土强度有较大的改善，能满足煤场总堆煤荷载108kPa的设计要求。
4. 侧向位移主要发生在淤泥层，最大变形速率1mm/d，最大总变形量为42.5mm，发生在地面以下2~4m深度范围内。
5. 侧向变形与垂直沉降的比值为0.1左右，侧向变形与垂直沉降曲线斜率满足Tomtanga图解的稳定条件： $\alpha_2 < \alpha_1 + 0.5$ 。

6. 堆载荷载107kPa直接施加于天然地基上的稳定安全系数为1.1, 地基土将产生较大的塑性变形以至失稳。经分级预压处理后, 稳定安全系数达1.6。表明二级加荷过程是合理、安全的, 并为分级堆煤过程设计提供了依据。

7. 根据堆载试验成果, 煤场地基改良设计排水井按等边三角形布置, 井距2.0m, 井长(入土深度)5m。堆煤过程分二级: 54kPa和108kPa, 停荷预压时间预估为100~120天。根据堆煤条件, 可调整井距, 以满足工期的需要。为了指导堆煤加荷过程, 达到最佳压实效果, 计划埋没必要的监测设施, 如测斜管、波纹管沉降环等, 以使堆煤场生产顺利运行。

参考文献

- [1] 同济大学土力学及基础工程教研室, 地基的沉降及其与时间的关系, 1985, pp. 41-53.
- [2] Asaoka, A., Observational Procedure of settlement Prediction, Soil and Foundation, Vol. 18, No. 4, 1978, pp. 88-91.
- [3] 中堀和英等编, 张文全译, 软土地基处理, 1982, pp. 60-62.
- [4] 《地基处理手册》编写委员会, 地基处理手册, 1988, pp. 45-119.
- [5] 童翊相等, 上海软土地基工程特性, 第三届土力学及基础工程学术会议论文集, 1981, pp. 265-266.
- [6] 福冈正己等, 最新软土地基手册, 1981, pp. 435-436.

简讯

《地基处理手册》获全国优秀科技图书二等奖

由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组织编写的《地基处理手册》最近经由新闻出版署主办的第五届全国优秀科技图书评选委员会评为全国优秀科技图书二等奖。《地基处理手册》由中国建筑工业出版社出版, 已印刷二次, 共发行6万余册。该手册的出版得到广大同行的欢迎。

《本刊编辑部》

桩的静力荷载传递计算

潘时声

(浙江省建筑科学研究所)

【摘要】 本文讨论用传递函数法计算桩的位移、轴向压力、摩阻力、桩端阻力和其它静力受荷性能。推导出了一个运用简单积分的具体计算方法,使得许多复杂因素,象分层土中各层土的不同特性,土参数随深度的变化,桩混凝土弹性模量在不同荷载下的变化,甚至不等截面桩,都能方便地考虑和计算,为桩的正确计算提供了理论基础。文中给出了静载试验实测结果,并同传递函数法计算值进行了比较,两者结果基本一致。

引言

桩基础由于它的经济效果和施工期短等优点,广泛应用于土木工程,但是与此相适应的合理设计方法,被认为是当前最困难的问题之一,而主要困难又是桩的位移、轴向压力、摩阻力和桩端阻力的计算。为解决这一问题,人们做了大量的理论研究、模型和现场试验^[1],在此基础上,提出了许多计算方法^[2,4,5,6,7],主要有弹性理论法、传递函数法、剪切变形传递法和有限单元法四种方法。遗憾的是这些方法都不够理想,目前较为流行和方便的是传递函数法,但是这方法还存在一些不足。它把桩分为若干个单元,这样,若单元分得少,则结果误差较大,若单元多,则计算工作量大,而且复杂。特别是对分层地基土,土的强度离散性大,几乎无法计算。本文提出了一种新的计算方法,它是传递函数法的改进。运用这种方法,如果桩周围是均质土,桩可作为一个单元,通过简单积分,即可求得解。若为分层土,则相应每层土为一个单元,计算可以从底部开始一个单元一个单元往上算,计算某一单元时,并不需要同其它单元建立联立方程。这样,可以很方便地计算桩的位移及其它参数。而且运用这一方法,土参数随深度的变化,或者各层土之间的变化,桩混凝土模量随荷载的变化,不等截面等复杂因素,都可方便考虑计算。另外,这种方法适合于各种类型桩,包括摩擦桩和支承桩、灌注桩和预制桩。

理论分析与计算方法

(一)均质土中的桩

如图1所示,在桩的任意深度 z 处取一微分段,由平衡条件得

$$f(z) = -\frac{1}{u} \frac{dP(z)}{dz} \quad (1)$$

这里 u 为桩截面周长, $P(z)$ 为桩轴向力, $f(z)$ 为摩阻力。假定桩在深度 z 处的位移为 s , 则有

$$P(z) = -EA \frac{ds}{dz} \quad (2)$$

式中 E 为桩身弹性模量, A 为桩截面积。将式(2)代入式(1)得

$$\frac{d^2s(z)}{dz^2} - \frac{u}{EA} f(z) = 0 \quad (3)$$

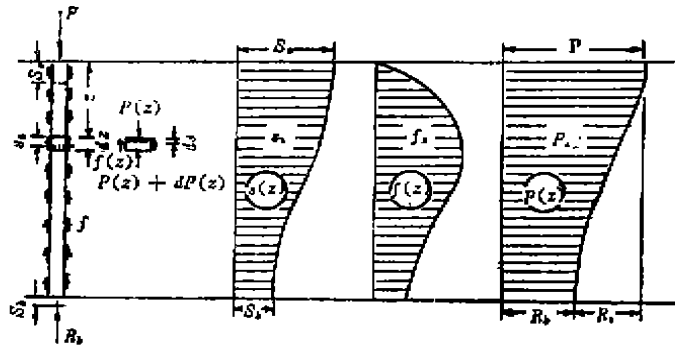


图1 荷载传递的分析

此即为分析和计算桩荷载传递的基本微分方程。如果已知摩阻力 $f(z)$, 即可求得该方程的解。计算的摩阻力由半径的传递函数来表示, 最常见的有图2所示的三种^[2], 即双曲

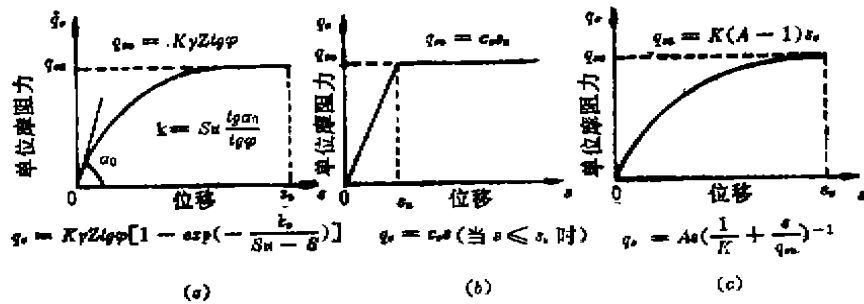


图2 传递函数的几种图形

(a) 凯兹迪(A. Kezdi), (b) 佐藤悟, (c) 伽德奈尔(W. S. Gardner)

线, 折线式、指数函数。这样摩阻力不再是深度 z 的函数, 而是位移 s 的函数, 于是, 方程(3)成为

$$\frac{d^2s(z)}{dz^2} - \frac{u}{EA} f(s) = 0 \quad (4)$$

此方程只有两个变量 s 和 z , 为二阶常系数微分方程。积分一次可得

$$\frac{ds}{dz} = \pm \sqrt{\frac{2u}{EA} F(s) + c_1} \quad (5)$$

式中 $F(s)$ 是 $f(s)$ 的原函数, C_1 是积分常数。对于受压桩, 应变 $\varepsilon = \frac{ds}{dz}$ 必须为负值, 因此

$$\frac{ds}{dz} = - \sqrt{\frac{2u}{EA} F(s) + c_1} \quad (6)$$

轴向力

$$P = -EA \frac{ds}{dz} = EA \sqrt{\frac{2u}{EA} F(s) + c_1} \quad (7)$$

对于大多数传递函数来说, 其原函数 $F(s)$ 较为复杂, 式(6)的右面一项积分有困难, 因此不能用普通的方法求解。但假设一个桩端位移, 先求积分常数 C_1 后即可求解, 见下面

求解过程。

我们假定桩端位移为 S_b ，并假定单位面积桩端阻力 r 是 S_b 的函数，即

$$r = r(S_b) \quad (8)$$

对于长为 L 的桩，有边界条件

$$z = L, \quad s = S_b, \quad \left. \frac{ds}{dz} \right|_{z=L} = -\frac{r(S_b)}{E} \quad (9)$$

从方程(6)和(9)可得积分常数

$$C_1 = -\frac{r^2(S_b)}{E^2} - \frac{2u}{EA} F(S_b) \quad (10)$$

方程(6)可写成

$$\frac{ds}{\sqrt{-\frac{2u}{EA} F(s) + C_1}} = -dz \quad (11)$$

从桩端到任意深度，即从 $z = L$ 到 z ，从 $s = S_b$ 到 s ，式(11)两边对应积分得

$$\int_{S_b}^s \frac{ds}{\sqrt{-\frac{2u}{EA} F(s) + C_1}} = L - z \quad (12)$$

有了方程(12)，对于均质地基土中的桩，即可方便计算桩的荷载传递了。先假设一个桩端位移 S_b ，利用方程(10)求得 C_1 ，即可按方程(12)计算桩身任意深度 z 处的位移 s ，按式(7)计算轴向力 P ，最后按假定的传递函数求桩侧摩阻力。在桩顶，令 $z = 0$ ，即可求得桩顶位移 s 和荷载 P 。假定各种不同的 S_b 值，即可求得桩顶荷载 P 与位移 s 的关系，即 $P \sim s$ 曲线，以及轴向力和摩阻力。

对于大多数荷载传递函数，式(12)中的积分是困难的，可借助于计算机来完成。

(二) 分层地基土中的桩

对于分层土中的桩，可以从最下一层开始，然后一层一层往上计算。假定一个桩端位移 S_b ，即可用以上介绍的方法求得最下一层和这上面一层边界处桩的位移 S 和轴向力 P ，把这 S 和 P 分别看作 S_b 和 r_b ，就可计算最下第二层了。依此类推，逐层往上计算，即可求得桩顶荷载和位移，同时，桩的其它静力特性也可得到。

(三) 荷载传递函数

传递函数通常是根椐实测资料和经验确定的，目前有许多种。对于采用本文所介绍的方法，它必须可以积分一次，作者假设传递函数为以下几个函数的组合，即

$$f(s) = \frac{a_1 s}{b_1 + s} + \frac{a_2 s}{b_2 + s^2} + \frac{a_3 s}{(b_3 + s)^2} + a_4(1 - e^{-b_4 s}) + a_5 s e^{-b_5 s} + a_6 s e^{-b_6 s} \quad (13)$$

这里 $a_1, b_1, \dots, a_6, b_6$ 均为常系数。式中前面四项是基本函数，为双曲线函数、指数函数和

其它一些函数。图(3)给出了这四种函数的图形。这几个函数都是建立在桩侧极限摩阻力为20kPa基础上的。可看出,四种函数变化形式不一样,函数(1)为双曲线函数,开始增长较慢,但一直到较大位移时都不断增加,函数(2)(3)开始增加较快,到一定值后就逐渐减小,函数(4)为指数函数,其值慢慢增加,最后趋近于20kPa。对于各种土质,各种试验得到的曲线基本上都可以通过改变系数用这四种函数的组合来表达,有时仅用曲线函数就够了。如果以上四种函数的组合还不能令人满意,可用式(13)中的第5、6项来修正,这两项是同一函数,取值集中在某一区域,较大位移时基本上为零。可采用不同系数,以改变s区域范围和f值的大小,从而修正传递函数。

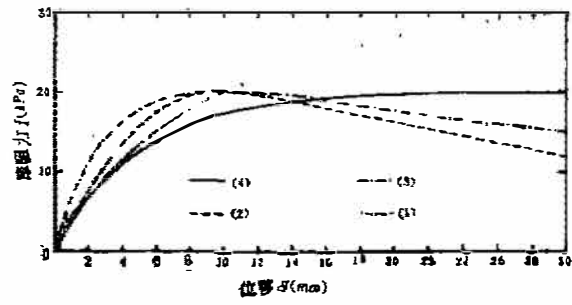


图3 四种基本传递函数

通过积分可知, $f(s)$ 的原函数为

$$F(s) = a_1 s - a_1 b_1 \ln(s + b_1) + \frac{a_2}{2} \ln(b_2 + s^2) + a_3 \ln(b_3 + s) + \frac{a_3 b_3}{b_3 + s} + a_4 \left(s + \frac{1}{b_4}\right) e^{-b_4 s} - \frac{a_5}{b_5^2} (b_5 s + 1) e^{-b_5 s} - \frac{a_6}{b_6^2} (b_6 s + 1) e^{-b_6 s} \quad (14)$$

工程实例

山东省兖州矿区兴隆庄选煤厂为年选煤300万吨的大型选煤厂,试桩属于煤仓基础,桩长27m,为钻孔灌注桩。该桩试验由山东省兖州煤建指挥部委托同济大学土力学及基础工程教研室完成。

试桩处的地质情况和桩身直径见图4所示。桩的设计直径为1米,实际平均直径为1.1米。量测元件布置也示于图4。由于最低点元件布置在26.6米深处,因此只能测得26.6米长范围内的数据,为此,把26.6米深处桩的轴向力当作桩端阻力。试验于1981年9月进行,采用锚桩法。

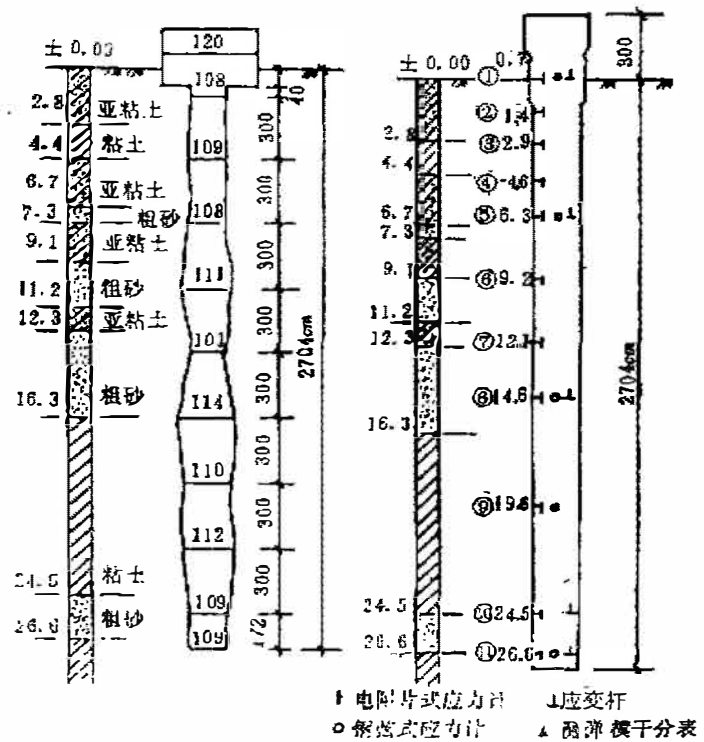


图4 试桩地质情况、桩径和测点布置图

实测得桩侧摩阻力及位移见表1所示。实测得到的轴向力分布、桩顶位移、桩侧摩阻力、桩端阻力和桩端位移见表2和表3所示。

试桩桩侧摩阻力和位移实测值

表1

桩段	测点	2-4		4-6		6-8		8-10		10-11	
	范围	1.4-4.6		4.6-9.2		9.2-14.6		14.6-24.5		24.5-26.6	
	深度 (m)										
荷载 P(kN)	位移 S(mm)	摩阻力 f(kPa)	位移 S(mm)	摩阻力 f(kPa)	位移 S(mm)	摩阻力 f(kPa)	位移 S(mm)	摩阻力 f(kPa)	位移 S(mm)	摩阻力 f(kPa)	
1400	0.91	12.7	0.59	21.8	0.41	14.2	0.31	16.5	0.28	19.0	
2100	1.3	13.1	0.9	31.5	0.62	19.3	0.46	24.1	0.41	31.0	
2800	1.9	12.8	1.3	39.4	0.91	25.3	0.65	33.8	0.54	42.6	
3500	2.5	14.3	1.7	46.4	1.2	29.4	0.95	42.9	0.84	57.6	
4200	3.0	12.0	2.1	50.9	1.4	36.3	1.00	53.7	0.87	69.8	
4900	3.6	10.7	2.5	58.0	1.8	43.1	1.26	64.9	1.1	84.5	
5600	4.1	12.0	2.8	60.7	2.0	49.0	1.38	73.5	1.1	98.1	
6300	4.7	13.1	3.3	67.3	2.3	56.5	1.58	83.4	1.3	115.3	
7000	5.4	16.3	3.8	72.5	2.8	62.0	1.87	92.4	1.6	121.0	
7700	6.3	18.0	4.7	75.6	3.6	65.5	2.61	96.7	2.3	132.8	
8400	10.3	13.7	8.9	83.5	7.7	74.2	6.61	104.9	6.3	144.6	
9100	24.3	5.4	22.3	95.2	20.9	83.7	19.7	113.4	19.4	160.4	

用传递函数法计算时需要知道桩侧土的荷载传递函数。我们按照表1给出的结果,拟合了荷载传递函数,见表4所示,0-1.4m范围内的传递函数参考1.4-4.6m的数值。绘成曲线见图5所示,图中黑圆点为实测值,虚线即是根据表4所示函数绘成的。可见,曲线基本上拟合了实测值。

弹性模量取值见表5,根据表4所列传递函数,用前面介绍的改进的传递函数法计算桩的静力荷载传递,所得结果见表6、表7和图6—图8所示。图中还绘出了实测结果,

以作比较, 可见两种结果基本上一致。

试桩轴向力分布实测值(kN)

表2

测点 深度(m) 荷载 P(kN)	2	4	6	8	10	11
1400	1492	1354	1011	747	174	37
2100	2130	1987	1491	1134	298	75
2800	2836	2696	2077	1609	436	129
3500	3491	3335	2607	2062	575	160
4200	4188	4056	3256	2583	724	221
4900	4973	4856	3946	3147	898	290
5600	5585	5454	4501	3594	1047	340
6300	6386	6243	5186	4139	1247	417
7000	7069	6891	5752	4603	1398	523
7700	7501	7304	6116	4903	1560	604
8400	8280	8131	6820	5446	1809	769
9100	9070	9010	7514	5965	2034	879

试桩P~S、R_s、R_b、S_b实测值

表3

桩顶荷载 P(kN)	桩顶位移 s(mm)	桩侧摩阻力 R _s (kN)	桩端阻力 R _b (kN)	桩端位移 S _b (mm)
1400	1.08	1364	37	0.24
2100	1.57	2025	75	0.37
2800	2.17	2671	129	0.49
3500	2.87	3340	160	0.74
4200	3.44	3999	221	0.84
4900	4.17	4610	290	0.99
5600	4.71	5260	340	1.10
6300	5.39	5883	417	1.24
7000	6.18	6477	523	1.57
7700	7.20	7096	604	2.23
8400	11.73	7631	769	6.24
9100	25.38	8221	879	19.31

试桩荷载传递函数

表4

深度	荷载传递函数
0—0.92	$f(s) = \frac{64.48S}{10.75 + S^2}$
0.92—1.40	$f(s) = \frac{103.68S}{11.52 + S^2}$
1.40—4.6	$f(s) = \frac{144S}{13.09 + S^2}$
4.6—9.2	$f(s) = \frac{104.5S}{2.323 + S} + 5.138Se^{-\frac{s}{3}} - 7.339Se^{-\frac{s}{0.9}}$
9.2—14.6	$f(s) = \frac{92.9S}{2.323 + S} + 7.26Se^{-\frac{s}{3}} - 10.78Se^{-s}$
14.6—24.5	$f(s) = \frac{121.4S}{1.278 + S} + 21.26Se^{-\frac{s}{3}} - 85.3Se^{-\frac{s}{0.8}}$
24.5—26.6	$f(s) = \frac{172.69S}{1.439 + S} + 52.93Se^{-\frac{s}{1.6}} - 159.67Se^{-\frac{s}{0.4}}$
桩端	$\tau(S_b) = \frac{1055S}{2.344 + S} + 170.51Se^{-\frac{s}{3}} - 700.23Se^{-\frac{s}{0.8}}$

试桩弹性模量取值

表5

荷载P(kN)	弹性模量 (kPa)
0—3850	2.6×10^7
3850—6650	2.7×10^7
6650—9100	2.8×10^7

试桩轴向力分布计算值

表6

测点 深度(m) 荷载P (kN)	2	4	6	8	10	11
		1.4	4.6	9.2	14.6	24.5
1400	1372	1276	912	630	134	27
2100	2060	1923	1415	1011	232	55
2800	2757	2587	1950	1428	344	90
3500	3440	3246	2197	1864	468	131
4200	4141	3933	3090	2352	620	183
4900	4839	4623	3690	2846	780	243
5600	5549	5333	4319	3374	961	314
6300	6251	6041	4954	3909	1160	398
7000	6949	6749	5601	4462	1382	502
7700	7654	7471	6251	5002	1607	621
8400	8367	8230	6893	5491	1826	763
9100	9088	9024	7536	5984	2060	878

试桩P~S、R_s、R_b、S_b计算值

表7

桩顶荷载 P(kN)	桩顶位移 s(mm)	桩侧摩阻力 R _s (kN)	桩端阻力 R _b (kN)	桩端位移 S _b (mm)
1400	1.01	1373	27	0.23
2100	1.53	2045	55	0.33
2800	2.08	2710	90	0.43
3500	2.65	3369	131	0.54
4200	3.19	4017	183	0.67
4900	3.84	4657	243	0.82
5600	4.56	5286	314	1.02
6300	5.35	5902	398	1.28
7000	6.15	6498	502	1.70
7700	7.45	7079	621	2.47
8400	11.08	7637	763	5.38
9100	25.33	8222	878	19.31

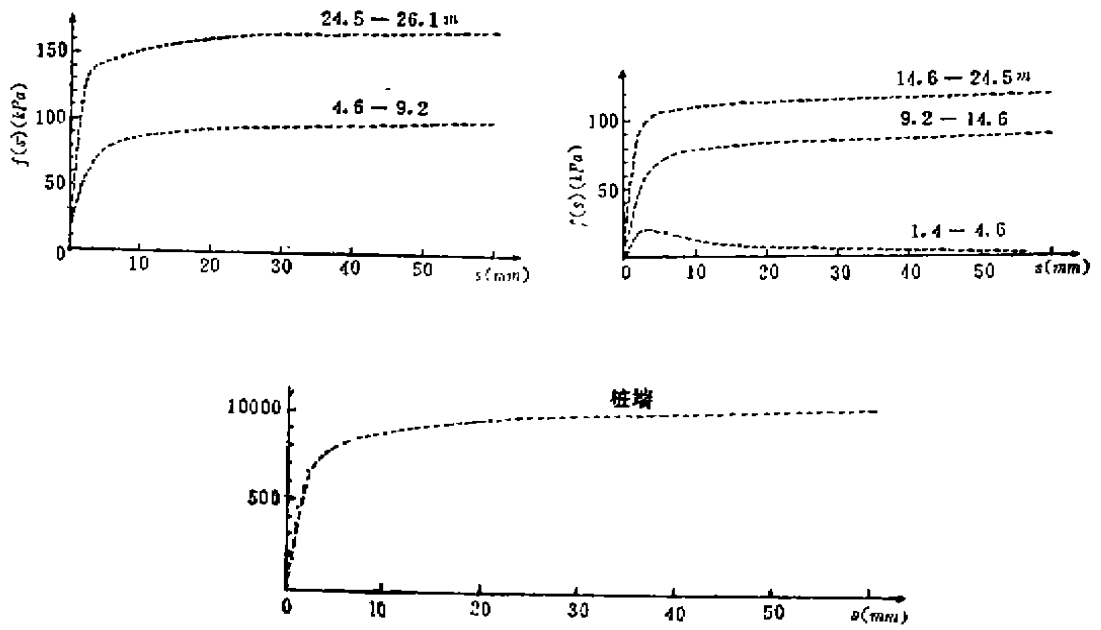


图5 试桩荷载传递函数

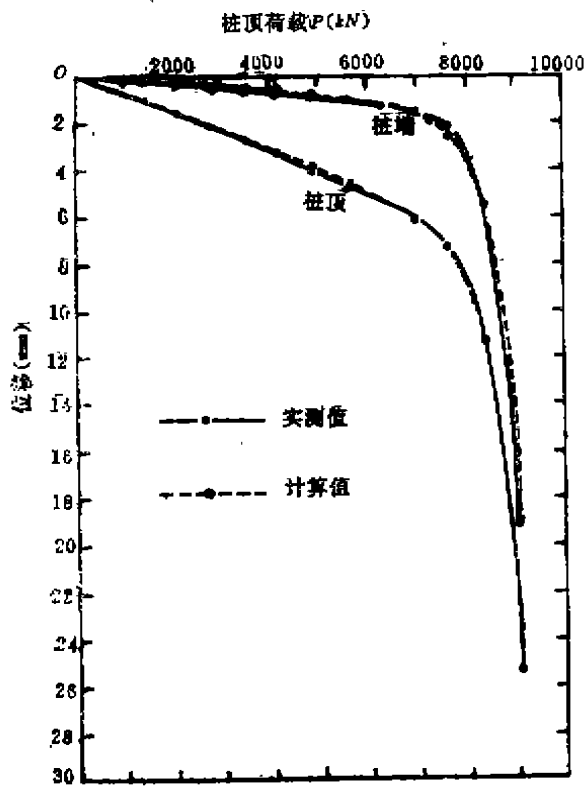


图6 桩P~S, S_b曲线

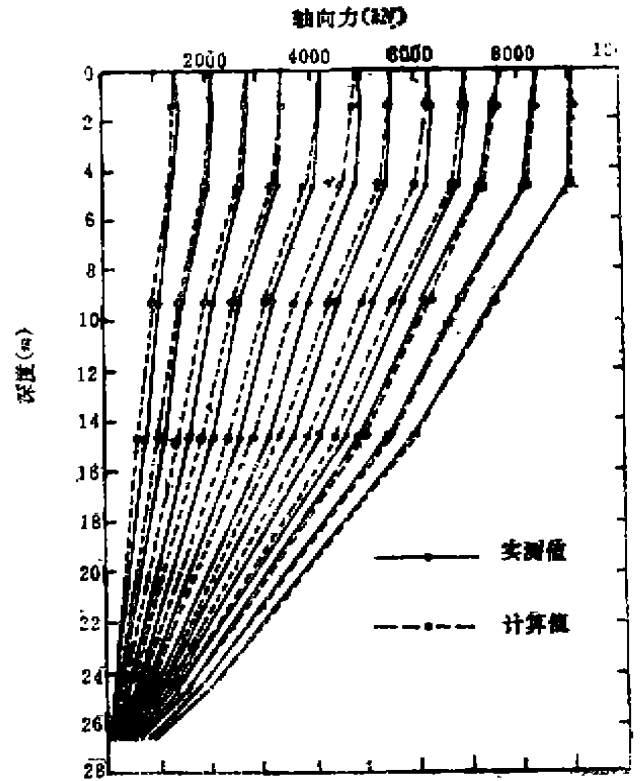
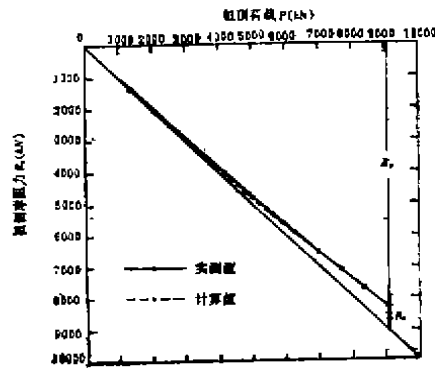


图7 桩轴向力分布

图8 试桩P-R₁、R_s曲线

结 论

为了正确设计桩基础,必须分析桩的静力荷载传递性能,但是目前还没有一种能考虑各种复杂因素的简单计算方法,运用本文介绍的改进的荷载传递法能达到令人满意的效果。采用这种方法,能方便地考虑分层土中各层土的不同特性等许多复杂因素,得到桩的位移、轴向力、摩阻力、桩端阻力和其它受力性能。

桩的静载试验表明,改进的传递荷载法计算结果同实测结果基本一致。这种理论计算方法本身不会带来误差,其精确度取决于荷载传递函数是否完全反映了土和土与桩相互作用的性能。

本文提出的是一种计算方法,如要分析桩长、直径、分层土、土参数随深度的变化、弹性模量的变化对桩受力性能的影响,可采用一个简单的传递函数,即可得到一个正确、满意的结果,见参考文献[3],该文中分析了桩长、直径、土质情况对桩的刚度的影响。

为使这种方法能在实际工作中得到应用,尚需进一步研究,以便直接根据土的性质和桩的类型,等条件建立传递函数,这还有待于人们去探索。

参考文献

- [1] 洪毓康、陈强华等, 钻孔灌注桩的荷载传递试验研究, 同济大学科学技术情报站, 1983
- [2] 孙更生、郑大同, 软土地基与地下工程, 1984, 中国建筑工业出版社。
- [3] 潘时声, “用振动法测试桩的质量并确定承载力”, “第三届全国岩土力学数值分析与解析方法讨论会论文集, 1988年11月, 第三卷, 第68-83页。
- [4] Cook, R. W., Price, G., and Tarr, K., “Jacked piles in London Clay: a Study of Load Transfer and Settlement under Working Conditions,” *Geotechnique*, vol. 29, No. 2, 1979, pp. 113-147.
- [5] Kezdi, A., “Bearing Capacity of piles and pile Groups,” *Proc. 4th. ICSMFE, London, Vol. 2, 1957, pp. 46-51.*
- [6] Poulos, H. G., and Davis, E. H., “The settlement Behaviour of Single Axially Loaded Incompressible piles and piers,” *Geotechnique*, Vol. 18, No. 3, 1968, pp. 351-371.
- [7] Gardner, W. S., “Consideration in the Design of Drilled piers,” *Design, Construction, and Performance of Deep Foundations*, 1975,

软基上不规则建筑物整体分析探讨

幸 华

(浙江省冶金设计院)

【摘要】 本文采用有限单元方法,对不规则平面形状建筑物进行空间三维问题的共同作用分析,初步探讨了框架—筏(箱)—地基三者在整个作用中的效应。通过有关的整理分析所采用的修正Winkler模型简单实用,可供工程设计参考;结构计算程序的改进,减少了计算机的内存。分析表明,共同作用原理用于工程实践至为必要;对复杂体型建筑物,应力集中须慎重对待并采取相应措施。本文还就基础设计提出了参考性见解。

引言

共同作用整体分析因较客观地反映了建筑物的实际受力特性和形变规律,而得到广泛的重视。以往对这一课题的研究皆限于规则平面形状。近年来,不规则平面形状的建筑物逐年增多,引起了设计人员的注意和讨论。对于这类建筑物,由于空间性能较强,用平面向问题作简化分析,笔者以为不尽适宜;特别是当建筑物处于软弱地基之上,就有必要对基础的设计进行上下部的空间整体分析,以求得较好的经济效益,较为合理的结构措施和地基处理方法。本文应用有限元方法,对此进行了初步探讨;并着重于各组成部分刚度对整体的影响。

分析模型和计算方法

(一) 分析模型

1. 上部框架结构

框架结构的刚度对整体的贡献,据朱百里等^[1]对不同层数 n_i 的计算分析,发现框架梁柱的抗压刚度 k_{ax} ,抗剪刚度 k_{sx} 和抗弯刚度 k_{bx} 所作的贡献是不等同的。值得注意的是 k_{ax} 和 k_{sx} 到较少层数后就不再增长,仅 k_{bx} 成为上部结构刚度的主要部分,其变化曲线亦逐层递减。当 $n_i=15$ 时, k_{ax} 的增长也达到其临界层数,见图1。据上述成果可大大简化分析。本文把上部结构用一层框架来代替作空间分析^[2],并用梁柱惯性矩之比 $\alpha = I_i/I_c$ 来反映上部结构的刚度变化。 I_i 、 I_c 分别为梁、柱的惯性矩。当柱高及其惯性矩 I_c 为定值时, α 值的变化就反映了框架刚度的变化。见表1。

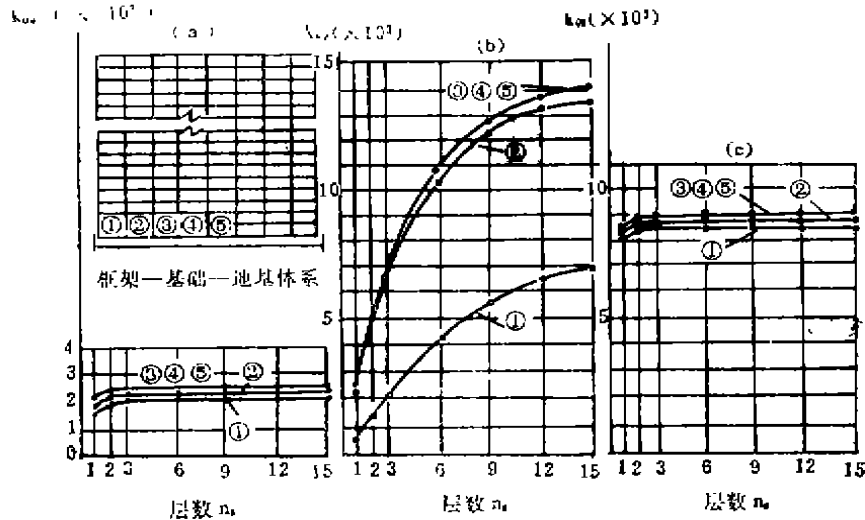


图1 不同柱脚处刚度系数与层数n的关系
 (a) 抗压刚度 k_{uu} (b) 抗剪刚度 k_{vv} (c) 抗弯刚度 k_{θ}

不同层数 n 时的 α 值

表1

层数	1	3	6	9	12	15	18	22	25
α	1.17	3.55	5.79	6.88	7.41	7.67	7.67	7.67	7.67

2. 基础

由于平面形状不规则，基础在边界上可能是曲线或具有斜交的折线。为较好地反映这些变化，在计算分析中采用三角形薄板单元。其刚度变化，片筏基础用厚度 $T(m)$ 来反映；至于箱形基础，可采用等代刚度换算，把箱基视为等厚度板^[3]。附带指出，对于板厚超过1.8米的厚筏，应采用厚板理论进行分析，不能忽略剪应力引起的变形。

3. 地基

国内外对各种地基模型比较分析及与实测结果的对照表明^{[4][6][8]}：地基应力分布介于Winkler模型和弹性半空间模型之间，所以土体的非线性问题研究引起人们的高度重视，但它所需的计算时间长、费用高，要求计算机容量大，在共同作用分析中应用土体非线性问题尚不多见^[1]，特别是在实践中应用比较困难。

本文采用修正的Winkler模型，其表达式为：

$$P = k \cdot \beta(x, y) \cdot A \cdot W$$

式中： P ——地基表面某点的压力(kN)

W ——该点处地基的沉降(m)，它也反应了基础板单元各点挠曲与地基沉降之间的变形协调条件。

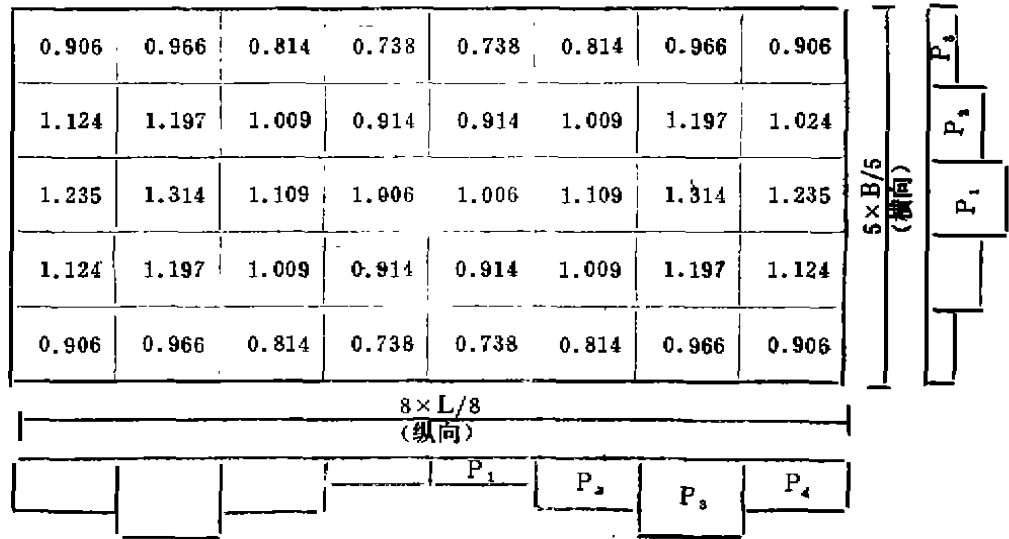
k ——基床系数(kN/m³)。它对于某种确定的土被认为是常数，可根据荷载试验的P—S曲线或经验确定。

$\beta(x, y)$ ——形变参数。见表2。

A ——面积因子(m²)

形变参数 $\beta(x, y)$ 及土反力示意
(适用于软粘土)

表2



面积因子A，对应于三角形板单元有如下4种情形。见表3。

面积因子A值分类表

表3

类别	角部	结点	边上	中间
	部	点	结	结
	点	点	点	点
简图				
A值	$\frac{1}{3}S$	$\frac{1}{3}(S_1 + S_2)$	$\frac{1}{3}(S_1 + S_2 + S_3)$	$\frac{1}{3}(S_1 + S_2 + S_3 + S_4 + S_5 + S_6)$
附注	三角形单元面积 $S_i = \frac{1}{2} \begin{vmatrix} 1 & x_i & y_i \\ 1 & x_j & y_j \\ 1 & x_m & y_m \end{vmatrix}$ 详见参考文献[7]			

基于实测的变基床系数修正Winkler模型改善了Winkler模型本身的不足，还节省计算机的内存，对整体分析的实用化具有一定意义；此外，由于软土地基的抗剪强度较小，用基床系数来反映其性质，仍具有相当的现实性。若有本地区的实测基底反力或沉降曲线，则可根据实际情况确定合理的k值及 $\beta(x, y)$ 值。

(二) 计算方法

共同作用分析中庞大的结构计算与计算机容量之间的矛盾十分突出，必须采取措施分批处理。子结构法由于能反映上部结构刚度的演变规律，解决大型结构计算与计算机内存有限的矛盾，成为一种有效的分析手段。如上所述的计算模型，上部结构空间框架杆单元结点具有六个自由度^[2]，即沿x、y、z三个方向的位移u、V、W及转角 θ_x 、 θ_y 、 θ_z ；三角

形板单元结点自由度包括挠度(z 向) W , 绕 x 、 y 轴的转角 θ_x, θ_y ^[7], 而地基仅是竖向沉降 W 。为了使建筑物自由度个数不同的各组成部分形成统一协调的总刚度阵和右端项, 本文应用了子结构方法的凝聚技巧, 对结构计算程序作了改进。当上部结构刚度凝聚到基础的接触边界上之后, 紧接着在接触边界上对自由度本身进行凝聚, 使其能在求解少数未知量时考虑到其它分量的影响。简略叙述如下。

对整个结构预先划分成称为子结构的体系, 如图2所示。它由“内部结点”和“外部结点”二部分组成。对于第 i 个子结构来说, 与 $i+1$ 个子结构相接触的结点是外部结点, 余均为内部结点。

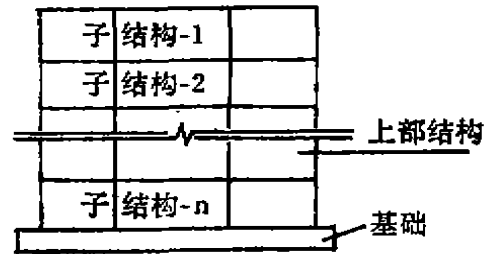


图2

对第 i 个子结构建立系统的平衡方程

$$\begin{Bmatrix} K_{ii}^i & K_{ib}^i \\ K_{bi}^i & K_{bb}^i \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} u_i^i \\ u_b^i \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} P_i^i \\ P_b^i \end{Bmatrix} \quad (1)$$

式中: u_i^i, P_i^i ——内部结点的位移及荷载向量。

u_b^i, P_b^i ——外部结点的位移及荷载向量。

$K_{ii}^i, K_{ib}^i, K_{bi}^i, K_{bb}^i$ ——该子结构对应于内部结点和外部结点的分块刚度阵。

其中 $[K_{bi}^i] = [K_{ib}^i]^T$

展开方程式(1), 则可得到:

$$[K_{ii}^i]\{u_i^i\} + [K_{ib}^i]\{u_b^i\} = \{p_i^i\} \quad (2)$$

$$[K_{bi}^i]\{u_i^i\} + [K_{bb}^i]\{u_b^i\} = \{p_b^i\} \quad (3)$$

分离变量, 由(2)式:

$$\{u_i^i\} = -[K_{ii}^i]^{-1}[K_{ib}^i]\{u_b^i\} + [K_{ii}^i]^{-1}\{p_i^i\} \quad (4)$$

把(4)式代入(3)式得:

$$[K_b^i]\{u_b^i\} = \{p_{bb}^i\} \quad (5)$$

式中: $[K_b^i] = [K_{bb}^i] - [K_{bi}^i][K_{ii}^i]^{-1}[K_{ib}^i]$

$$\{p_{bb}^i\} = \{p_b^i\} - [K_{bi}^i][K_{ii}^i]^{-1}\{p_i^i\}$$

$[K_b^i]$ 称为等效边界刚度矩阵。 $\{p_{bb}^i\}$ 称为等效边界荷载向量。

一旦得到方程式(5), 第 i 个子结构的分析就有以下二部分组成。

1. 解方程(5)。由边界约束条件求边界结点位移。
2. 回代到方程(4), 解出该方程中的内部结点位移向量 $\{u_i^i\}$ 。

把上述原理依次在第一到第 n 个子结构中应用, (需要注意的是第 i 个子结构的外部结点, 对第 $i+1$ 个子结构来说是内部结点的一部分)。在上部结构刚度凝聚到与基础相接的所谓边界结点之后, 为了使上下部相互协调, 又对柱脚处的自由度本身进行凝聚, 使凝

最后的柱脚自由度个数与基础板单元的自由度个数相一致，具体处理如下：

设柱脚处反映上部结构总体刚度的平衡方程为：

$$[K_{bb}]\{u_{bb}\} = \{P_{bb}\} \quad (6)$$

把(6)式中所有各量进行重新排列。框架结构中不与板单元不发生直接协调的边界结点自由度 u, V, θ_x 视为“内部结点”位移向量，而 θ_x, θ_y, W 视作“外部结点”位移向量；同时，刚度矩阵 $[K_{bb}]$ 和荷载向量列阵 $\{P_{bb}\}$ 作相应处理，分解成各自对应的分块矩阵，建立平衡方程。应用上述原理消去“内部结点”位移向量，就可得到包含上部结构刚度的基础板平衡方程。

$$[K_B]\{u_B\} = \{P_B\} \quad (7)$$

$[K_B]$ ——基础板的总体刚度矩阵（包含上部结构刚度）。

$\{u_B\}$ ——板单元位移向量列阵。

$\{P_B\}$ ——荷载向量列阵。

在(7)式中考虑修正winkler地基的影响。对基础板单元的任一结点有平衡方程：

$$\begin{pmatrix} K_w + k \cdot A \cdot \beta(x, y) & & & \\ & K_{wx} & & \\ & & K_{wy} & \\ & & & k_{yy} \end{pmatrix} \begin{matrix} \text{对} \\ \\ \\ \text{称} \end{matrix} \begin{Bmatrix} W \\ \theta_x \\ \theta_y \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} P_w \\ P_{\theta_x} \\ P_{\theta_y} \end{Bmatrix} \quad (8)$$

式中 k 为Winkler基床系数， $A, \beta(x, y)$ 同上。

对基础板单元中所有结点参照(8)式形成总刚矩阵就可得到整个体系的平衡方程。

计算程序说明

根据上述的计算原理和方法，本文用Fortran-77语言编制了修正Winkler地基上不规则平面形状建筑物三维问题的共同作用整体分析程序。计算程序框图如图3所示。

本程序可对上部框架梁上的竖向集中荷载，均布荷载，三角形分布荷载；柱子的竖向集中力，均布轴向力进行计算；对基础板可计算均布荷载情况；不考虑横向荷载。

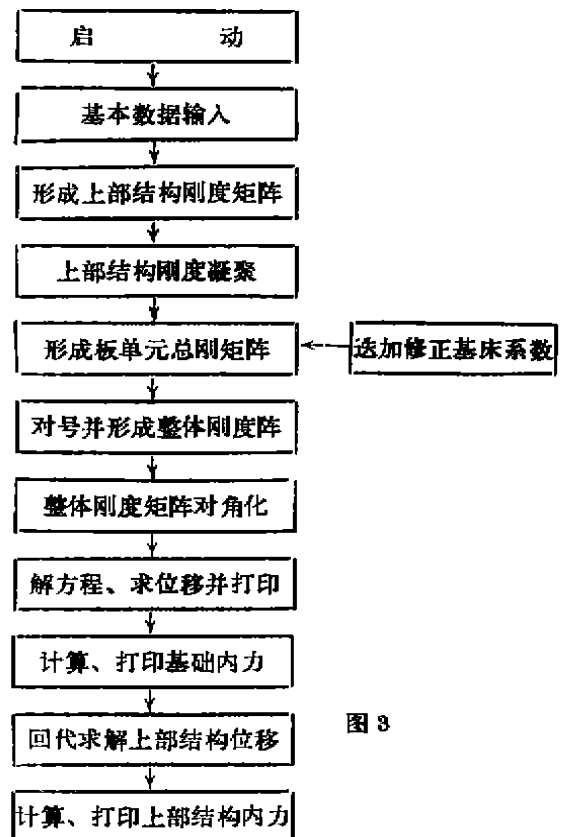


图3

算例

本文对图4所示不规则平面形状的结构进行了计算。

受荷情况。梁上均布荷载 100kN/m ，基础板上均布荷载 10kN/m^2 。以下图示结果为构筑物各部分相互影响及其规律。图中 $k(\text{kN/m}^3)$ 为基床系数， $T(\text{m})$ 为基础板厚。

整体的分析颇为复杂，其中任一部分的性质变化都将对分析结果产生影响，这种影响主要是由各部分的刚度变化所引起，反映在结构的沉降，基底反力的重分布，基础和上部结构的应力重分布。

图5比较了是否考虑共同作用时地基的沉降曲线；由于对Winkler模型的修正，其变化规律有所改善。由(1)式是否考虑共同作用将对确定基础的

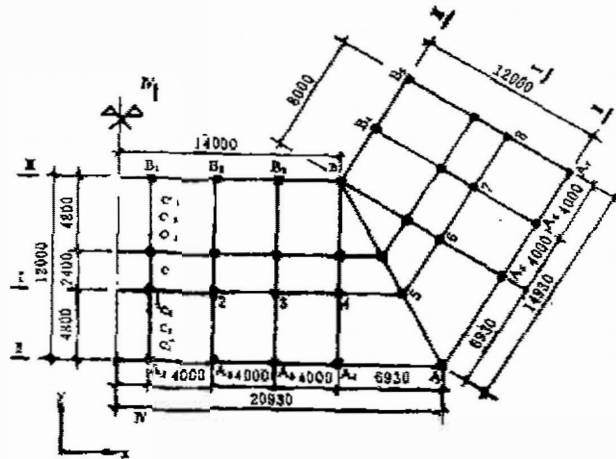
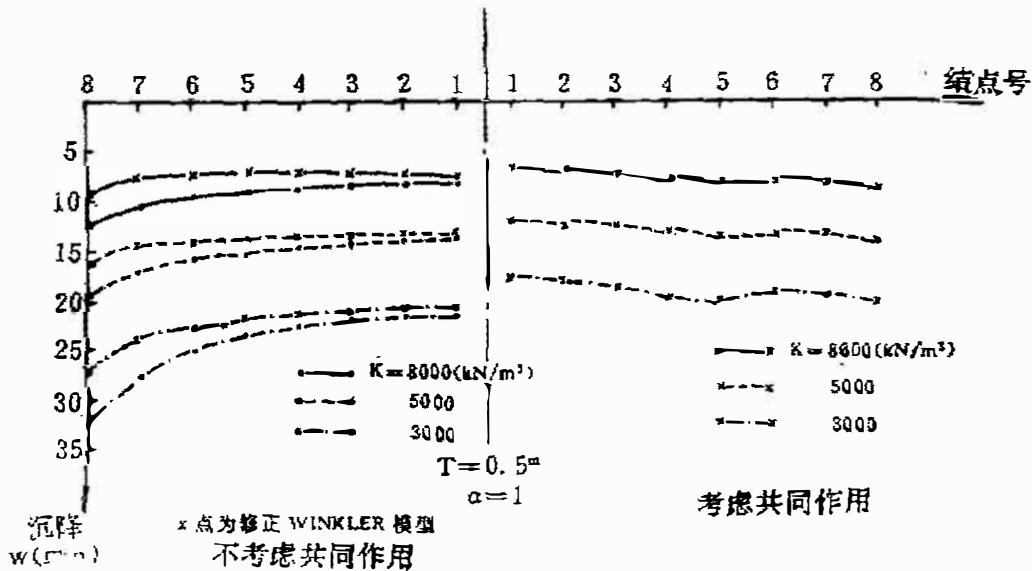


图4

的内力产生较大的影响，对基础设计的合理性要求不可忽视这种效应。就本算例而言，

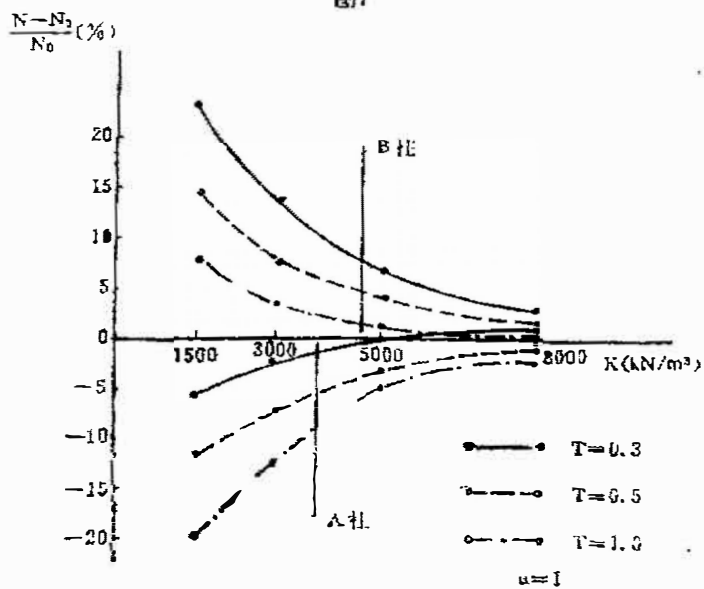
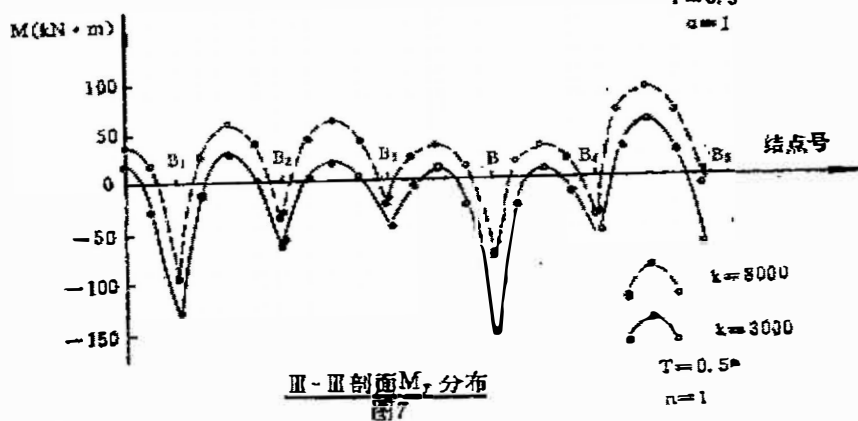
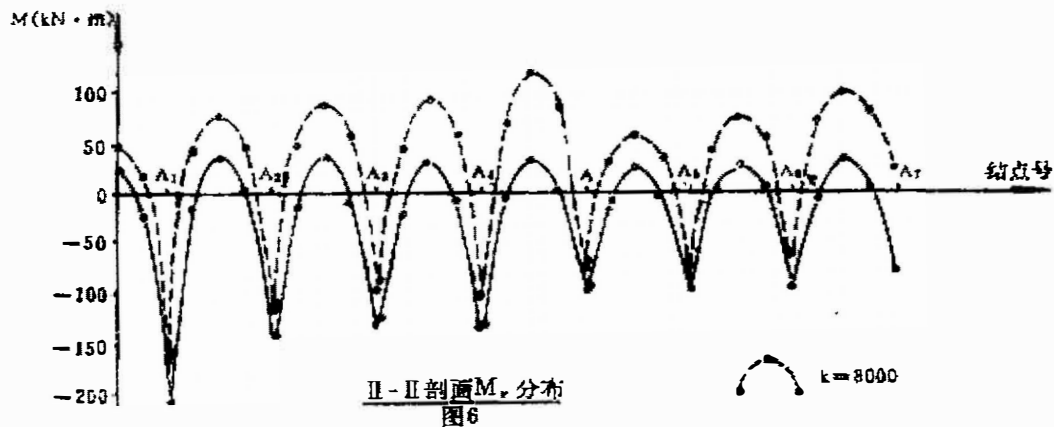


I-I剖面沉降曲线(k为基床系数)

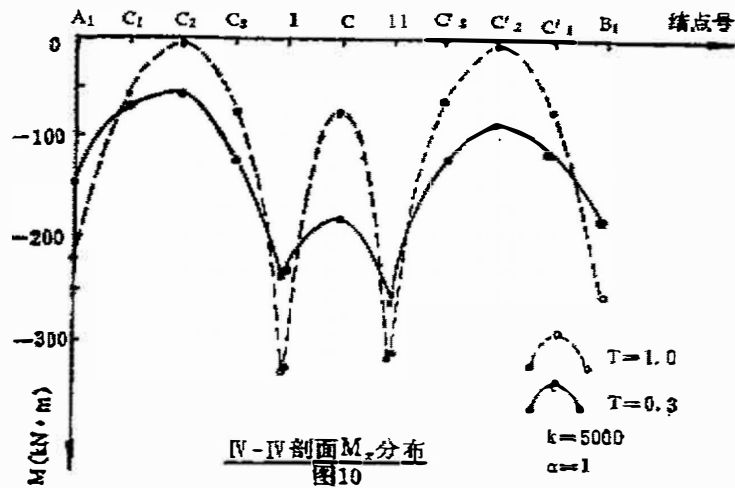
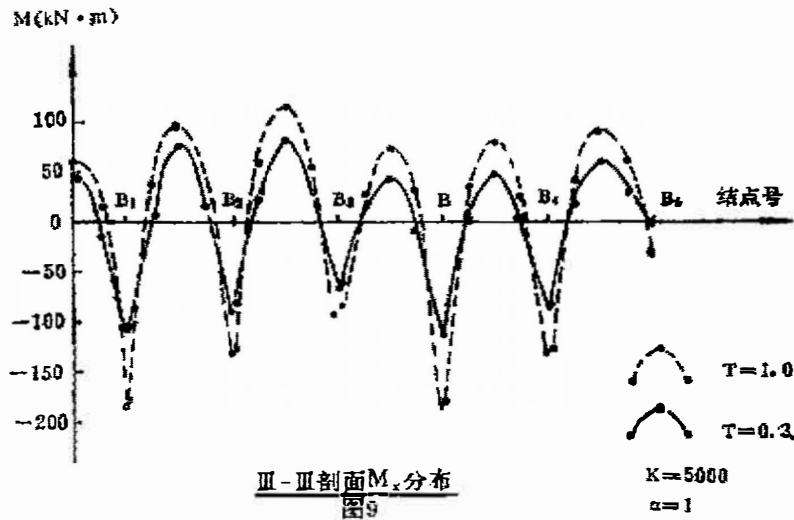
图5

构筑物转角处基础的应力集中值得注意(图6,7)，尤其对地基较软的场地，这种应力重分布现象更为突出。

对图8,9,10进行分析，就减少基础的内力而言，基础刚度应以柔为主，刚性基础的少许挠曲将产生较大的次应力，这与薄板弯曲理论是吻合的。如(9)式。



AB柱加卸载~ k 关系
图8



$$\left. \begin{aligned}
 M_x &= \frac{Et^2}{12(1-\mu^2)} \left[\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \mu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right] \\
 M_y &= -\frac{Et^2}{12(1-\mu^2)} \left[\mu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right]
 \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

式中 t 为板厚, E, μ 为基础的弹性常数, w 为基础的挠曲变形。

但为了减小由于基础变形在上部结构中引起的次应力, 基础刚度又应当加强。在工程实践中, 解决这一矛盾的合理途径是对结构作整体分析。从国家建委建研院对31幢建筑在高压缩性土上的多层框架类型建筑物的实测, 发现开裂的有17幢, 达百分之五十四点八之多, 其中五幢由于结构刚度不足而使框架本身开裂。鉴于软基上不规则框架结构的受力比较复杂, 空间性能强, 基础设计应当具有足够的刚度来调整差异沉降所产生的次生内力。

图中 N, N_0 分别为考虑共同作用和常规法计算轴力, T 为板厚(m)。

上部结构由于揉合了基础和地基的影响, 应力重分布情况见表4, 表5。计算表明,

I-I 剖面及A、B各柱加卸载比例(不同k值)

表4

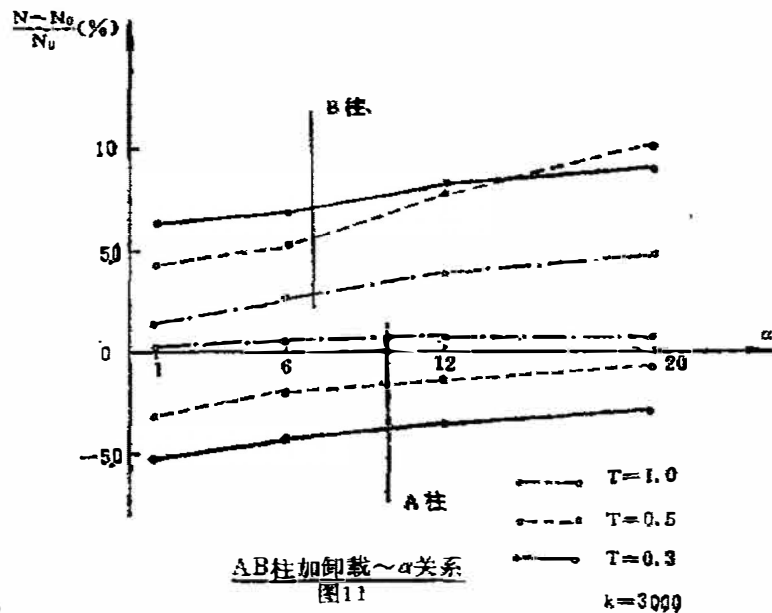
k(kN/m³)	z ₁	z ₂	z ₃	z ₄	z ₅	z ₆	z ₇	z ₈	z _A	z _B
	$(\frac{N-N_0}{N_0})\%$									
3000	-19.97	-18.50	-17.20	-11.30	-7.67	5.10	18.52	28.40	-6.61	7.20
5000	-14.62	-12.80	-9.30	-7.12	-4.30	3.10	13.60	18.50	-3.17	4.30
8000	-7.41	-5.60	-3.10	-2.10	-0.80	1.80	3.50	7.10	-0.32	2.20
备注	k为基床系数。N ₀ 为常规法计算轴力，N为考虑共同作用计算轴力。表5中T为板厚，余同。									

I-I 剖面及A、B各柱加卸载比例(不同T值)

表5

T(m)	z ₁	z ₂	z ₃	z ₄	z ₅	z ₆	z ₇	z ₈	z _A	z _B
	$(\frac{N-N_0}{N_0})\%$									
0.3	-16.73	-14.20	-12.15	-9.10	-5.80	4.33	16.30	21.98	-5.22	6.30
0.5	-14.62	-12.80	-9.30	-7.12	-4.30	3.10	13.60	18.50	-3.17	4.30
1.0	-6.34	-6.35	-2.30	-0.98	-0.11	0.30	5.60	8.10	0.21	1.25

上部结构本身刚度的增加，使得应力集中现象愈趋加剧(图11)。在相同的地基条件下，当基础刚度增大时，上部结构的加载及卸载比例趋于平缓。表4中计算值取板厚T=0.5m。梁柱惯性矩之比α=1，表5中基床系数k=5000kN/m³，α=1。



结论

经过计算分析,可以说,建筑物平面形状的规则与否,其共同作用的机理是相通的。建筑物各组成部分相互作用效应不应忽略,整体分析在工程设计中应受到重视。

1. 对不规则平面形状建筑物,是否考虑上部结构的效应,对地基的沉降及沉降差曲线产生较大的影响,也势必引起基础内力的较大变化。同时,地基越软,共同作用引起的上部结构加卸载的应力重分布现象就较为突出。此外,应重视此类结构的应力集中现象。

2. 在相同的地基条件下,由于共同作用而引起的上部框架结构加卸载,随着上部结构刚度的增大而增大,却随着基础刚度的增大而减小,主要反应在边柱及中柱上。在工程实践中,软基上基础设计宜以刚为主,以减缓上部结构的应力集中;特别是对沉降差较为敏感的框架结构等,还应适当加大底层边柱及应力集中处柱子刚度,以防止开裂。

3. 当基础较柔和较刚时,上部结构刚度变化所产生的影响均较平缓。见图11。

4. 为了减小刚性基础的内力,在筏(箱)基下采用1.0m~1.5m厚砂石垫层来局部改善软弱地基的性质,对一般工程而言是适宜的。但这样的处理方法不能期望对地基的总体强度产生明显改观,其总沉降量也不可能明显降低。

参考文献

- [1] 朱百里、曹名葆、魏道焯, (1981.4) 框架结构与地基基础共同作用的数值分析——线性与非线性地基。同济大学学报
- [2] 钟万镒 丁殿明, 程耿东, 计算杆系结构力学。
- [3] 孙更生、郑大同(1984.9), 软土地基与地下工程。中国建筑工业出版社。
- [4] Gosbell, K. B. (1970) The Design Instrumentation and Performance of the Perth Common—Wealth Offices Raft Foundation, Proc. Symp. on Found on Interbedded Sands.
- [5] Gerrard, C.M. & Harrison, W. J. (1971) The Analysis of Loaded Half Space Comprised of Anisotropic Layer. Tech paper No. 10, CSIRD, Div. Appl Geo. Melbour
- [6] 上海工业建筑设计院等(1977.6), 上海胸科医院大楼箱形基础测试研究报告。
- [7] 华东水利学院(1978.10), 弹性力学问题的有限单元法(修订版)水利电力出版社