

目次

(河北省第三届地基基础学术讨论会论文专辑)

河北省地基基础技术现状和展望.....吴廷杰(2)

碎石桩复合地基应力传递的研究..... 吴廷杰,杨志红(7)

天津钢管工程软土地基处理概述.....史志瑞,杨美琪(13)

地基基础与上部结构动力相互作用的实用计算方法.....冯劲涛(22)

水泥加固土无侧限抗压强度影响因素分析及预测.....孙立川,韩杰(31)

武烈河阶地圆砾侧阻力取值探讨.....贾珍山(38)

在防护工程中一桩三用的尝试.....柴哲如,王建强(44)

石家庄市外贸大厦深基坑护坡桩设计.....叶文祥,丁正大(50)

软弱粘土地基处理方案选择..... 张力霆,王继忠,孙玉文(54)

矩形基础长宽比对其极限荷载的影响.....赵玉龙(59)

沉管振冲挤密桩间距计算的理论公式.....张吉占(62)

振冲桩施工中某些机械使用与碎石桩质量问题.....架光耀(67)

两项省重点工程中地基基础设计方案评审的几点启示.....黄昭质(70)

河北省地基基础技术现状和展望

吴廷杰

(河北省建筑科学研究院 石家庄 050021)

自改革开放以来,我省工程建设规模逐步扩大,地基基础技术的难度以及地基处理规模也随之增大。因此,花费在地基处理上的费用也逐年增加。这不但促进了我省地基基础技术的进步,而且也提高了我省地基基础专业队伍的水平 and 素质。

我省地基基础技术的现状

(一) 机理和设计计算

1. 碎石桩复合地基

(1) 碎石桩应力传递的研究

这个课题是河北省建研所和中国建研院地基所共同完成的,采用在模型桩中埋设压力盒的方式测定碎石桩不同横截面的应力,弄清了单桩和单桩复合地基桩中压力传递规律,为正确了解碎石桩加固地基机理,确定干振碎石桩复合地基的承载力和沉降的计算方法提供了理论依据,在部级鉴定会上,专家评议此课题达到了国内领先水平。

(2) 干振挤密碎石桩承载力提高的主要原因

干振挤密碎石桩,主要成桩工艺有干振成桩工艺、振动沉管工艺及内击沉管工艺等,这些工艺已在河北应用。碎石桩在复合地基中主要有四种作用:

- ① 挤土效应
- ② 桩体作用
- ③ 垫层作用
- ④ 排水作用

经大量的室内外试验证明,干振挤密碎石桩复合地基承载力提高的主要原因是挤土效应。桩间土经振密和挤密其孔隙比大幅度减少,干密度及模量均大幅度增加。经试验测定,桩间土承载力可成倍提高,上部建筑传给复合地基的承载力70%以上由桩间土分担。根据以上研究的成果,在选用干振挤密碎石桩时,首先要考虑被加固土质是否有挤密作用和振密作用,如果该土质没有挤密作用和振密作用,就不宜采用干振挤密碎石桩。像饱和的软粘土就不宜采用,对于松散的粉细砂、粉土、粉质粘土和杂填土就特别适合。有的工程采用干振碎石桩加固后,整个地面下沉20cm—30cm,挤密振密作用对于粘性土含水量在最佳含量时挤密效果最佳,含水量太小和太大时均欠佳。从干振碎石桩复合地基承载力提高的主要原因是挤土作用和振密作用为基本考虑点而建立的干振碎石桩复合地基的设计计算方法也就比较符合实际。

(3) 有效桩长和护桩的作用

①有效桩长

碎石桩复合地基中有效桩长是岩土工程师十分关注的问题之一。有效桩长确定了,地基加固深度也就确定了。因此,该问题具有非常重要的实际意义。所谓有效桩长是指在一定条件下,桩长超过了某一数值后,复合地基的承载力不再增加,把这一桩长定义为有效桩长。从室内模型桩载荷试验以及实型桩复合地基载荷试验的深标观测数据及桩的应力传递试验数据来看,都标明有效桩长为1.5—2.0倍的基础宽度或8—10倍桩径。

②护桩的作用

所谓护桩,是指在基础底面范围外所布置的桩。要不要护桩?护桩起不起作用?起多大作用?这是岩土界十分关注的另一个问题。河北省建筑研究所同中国建研院地基所的试验研究证明,对于独立基础有一排护桩比没有护桩的承载力提高28%,这与国内其他省市的研究结果相似。护桩之所以能提高承载力,减少建筑物沉降,其原因是护桩使基础下土体侧向挤出变形受到制约。因此,对于湿陷性黄土、松散的填土和欠固结土的地基尤为重要。

(4) 设计计算方法的探讨

①关于干振碎石桩复合地基承载力和沉降计算

干振碎石桩经试验研究数据表明,其复合地基承载力提高的主要原因是由于挤土效应。桩间土的干密度比加固前大幅度提高,孔隙比大幅度减少,而孔隙比是桩间土承载力的主要衡量指标,复合地基大部分荷载由桩间土承担。从这一实际出发,根据加固前地基的孔隙比 e 和置换率 α 推算加固后的桩间土的孔隙比 e_2 ,再由 e_2 和含水量 ω 或液性指数 I_L ,从“地基基础设计规范”GBJ 7-89查表得加固后桩间土承载力基本值 f_{02} ,然后乘以修正系数 ϕ 就可得复合地基承载力的基本值 f_{0sp} 。

②干振碎石桩复合地基沉降计算

干振碎石桩复合地基的沉降计算方法采用“地基基础设计规范”GBJ 7-89的方法。只是采用复合地基的变形模量,而复合地基的变形模量可以根据复合地基载荷试验确定,也可以用桩间土的模量按公式推算复合地基的模量,沉降计算经验系数根据建筑物沉降观测资料及经验确定,采用该法计算的沉降基本与实际相符。

③利用旁压试验结果确定散体桩和复合地基承载力,这是由北方勘察院王长科提出的。

2. 大直径桩(墩)承载力的试验研究

桩径小于30cm为小桩,桩径大于30cm小于80cm为一般桩,桩径大于80cm小于150cm为大直径桩,桩径大于150cm为墩。

大直径扩底桩(墩)我省从80年代初期新建石家庄火车站时从北京引进以来,已在我省不少地方采用,每年最少采用5万颗。尤其是应用在大柱网、大跨度,柱的荷载大时更显示出它的优越性。大直径桩(墩)在设计计算时怎样合理的考虑桩侧摩阻力是一个非常重要的问题。承德市建筑设计院贾珍山通过对于端桩持力层相同,桩进入圆砾层深度不同的六颗桩的载荷试验分析得出武烈河阶地上桩侧圆砾层的摩阻力达120kPa。长7.5m,进入圆砾深度2.0m的桩,比长5m没有进入圆砾层的桩承载力高一倍。9.5m长,进入圆砾深度3m的桩,比5m长不进入圆砾层的桩其承载力高近2倍。从桩底埋设的压力盒所测的数

据看,在加载1000kN时,桩端承担荷载仅为总荷载的10%左右。因此,对长桩不论持力层如何,侧摩阻力都是提供垂直承载力的主要因素。

3. 水泥土桩无侧限抗压强度的研究

该问题核工业部第四勘察院孙立川提的论文详细地分析了土质、水泥掺入比、水泥种类、含水量等因素与水泥加固土无侧限抗压强度的关系,并且推出了几个预测水泥加固土无侧限抗压强度的公式。同时给出了干、湿掺入比、初始含水量与天然含水量的关系,所以该文对正确了解水泥土加固地基的机理有非常重要的意义。该论文对较准确地选用水泥土的配比,用早期强度预测后期强度均具有实用意义。

(二) 地基基础工法

1. 潜水钻灌注桩

潜水工程钻机是我省第三基础公司(原新河钻机厂)于70年代初研制的具有国际先进水平的钻机,并获全国科技大会奖和国家银牌奖,该产品被国家机电设备招标中心列为替代进口产品,并被国家经贸委列为中国可供出口产品。从70年代初到现在已投放市场3000余台,数以万计的工程采用该机成孔的灌注桩,其桩径达400mm—2200mm,桩长已达80余米。已于1992年列入国家级工法。该法的特点是动力装置和减速机均潜入水中,直接带动钻头旋转切削地层,钻渣由潜水砂泵抽吸排出孔外。它与冲击成孔和其他旋转成孔法相比,具有钻孔速度快、成孔质量好、劳动强度低等优点。钻孔过程中,钻杆不旋转,改善了钻杆的受力状态,避免了容易造成钻杆折断现象,安全可靠,动力传递损失小,节省能源,泥浆循环方式可根据成孔的大小采用正循环或反循环。该工法适用于铁路、公路桥梁、港工、高层建筑的桩基工程,也适用于大口径污水处理井开挖等。

该工法技术规范的编制已列入河北省地方标准编制计划,现正在编制中。

以该机为基本单元,组装成多头钻地下连续墙成槽机,已在我国诸多工程采用,该成槽机既可钻垂直的连墙槽,也能钻倾斜的连墙槽。

2. 碎石桩

我省近几年来碎石桩加固地基技术发展迅速,除振冲碎石桩外,我们引进了内击沉管碎石桩和振动沉管碎石桩,同时我省建研所同承德市有关单位开发了颇具特色的干振碎石桩新工艺,该法分别获得国家建设部、河北省科技进步二等奖。去年又获建设部科技成果推广三等奖和省建委科技成果推广一等奖。为了便于推广该项技术,已制定了“干振碎石桩复合地基技术规程”。该项技术已经逐渐完善和配套。邢台市有关单位采用SH—30型地质钻改造后,用于挤密碎石桩成孔,挤孔和夯实碎石取得可喜的成果。其工艺是用该机钻150mm直径的孔,再用200mm锥钻头扩孔,最后用钻孔器夯实,成桩直径为300mm。该法特别适用于场地狭窄的基坑内加固软弱地基。加固后的软弱地基承载力提高50%—70%。

3. 螺旋钻孔灌注桩和挖孔扩底桩

螺旋孔灌注桩是在70年代末在北京前三门高层住宅工程应用成功后,我省于1979年从北京引进该项技术,当时我省新河钻机厂同北京建筑工程研究所等单位共同开发出步履式钻孔机,到目前为止该工法已在我省普遍推广应用,新河钻机厂生产的该产品已畅销华北、华东、西北和东北。从原先钻孔深度只钻十多米,现在已经有钻20多米深孔的长螺旋,尤

其是新河钻机厂生产的能抽拉钻杆的钻机(每节10m共3节),可以钻30m深,直径可达1000多毫米。

大直径挖孔桩是80年代初期由北京引进首先在石家庄火车站工程上应用,到目前为止,我省每年有数以万计的挖孔桩,从完全人工挖,现在已经逐渐向用短螺旋钻机钻成直孔人工扩底工艺过渡。

4. 水泥土桩

我省水泥土桩主要采用粉喷,夯实水泥土桩,少量旋喷。这几种工艺发展最快的是从中国建研院地基所引进的人工洛阳铲成孔的夯实水泥土桩,该工艺是中国建研院地基所的专利。我省有些单位非常尊重知识产权,如化工部矿山规划设计院,但也有些单位做得不够,这应该引起注意。只有尊重知识产权,才能促进技术的发展。现在中国建筑科学院地基所、省第三基础公司、省建研所已共同开发适合我国国情的夯实水泥土桩成孔和夯实机,今年投入工程考核,预计年底能作为产品投放市场,该产品市场前景看好,该工法在我省有很广的前途。

5. 夯实碎砖桩

夯实碎砖桩工法是由河北高等专科学校同沧州有关单位推出的一项新的地基技术。该工法是用20kN—40kN长锤,锤底直径800mm,用吊机起吊10m以内自由下落,锤击原地基,经数击以后,便冲成一个口径大于锤底直径,深度达1.5m—2.5m的孔,再用铲车向孔中抛填适量的稍加粉碎的碎砖、混凝土小碎块(粒径4cm—8cm)等建筑垃圾,再次提锤,锤击抛填到孔中的建筑垃圾,使之打入土中。锤击次数以能托住锤为度。然后,再次填料,锤击,直至填满孔为止,即完成一个锤击体。锤击体在场区内可按矩形或三角形或梅花形布置,锤击体做好以后在其上做三七灰土垫层,沧州文庙街小区杂填土地基经用该工法加固后其承载力从50kPa提高到137kPa,经沉降观测建筑物下沉均匀,一般沉降5cm。

(三) 深基坑边坡支护及地下工程

随着高层建筑的发展,基坑开挖的深度增加,尤其在密集的建筑群中要保证临近的建筑物的安全是一个至关重要的问题。我省的高层建筑大多在30层以下,地下一般不超过三层。我省基坑开挖是在工程需要的驱动下,实践超前,设计计算理论的研究、施工中,监控技术的研究、有效的工程监理落后,再加上工程经验不足,去年石家庄市就出现了几起边坡失稳的事故。如东方购物中心,23层,地下三层,采用了三层锚杆钻孔灌注桩护坡。坑的西侧有454颗桩折断,造成塌方事故。因此,我们这次会议特请陈环教授做了基坑开挖的学术报告,以期希望能提高我省基坑开挖的技术水平。

在石家庄某大型人防工程中采用护坡桩同地下墙体用结构处理形成一个整体,同时在负二层地面以下1m处增设承台梁,用其和护坡桩共同工作,替代墙基,支承墙体的荷载,这种桩墙合一,一桩三用的设计方案有独到之用,达到经济、安全的目的。

地下工程逆作业法已在石家庄广场地下商场工程中采用,该工程建筑面积二万平方米,地下二层。地下连续墙已在唐山港码头建设中应用。

(四) 检测技术

人们对地基工程检测越来越重视,地基检测设备和技术最近发展比较快。例如:我省5000kN—10000kN静力压桩设备已经有几套,桩动测的有十几家,人们逐渐认识了静力压

桩, 高应变动测桩和低应变动测桩的关系和他们的精度及适用范围, 这是个不小的进步。采用深层载荷试验提供扩底桩端承载力的方法已在几个工程上应用, 保定还采用挖空桩底进行静压桩试验测定桩的侧摩阻力和端承力。由于各种复合地基在我省推广应用, 大压板的载荷试验已应运而生。最大压板 $2\text{m} \times 2\text{m}$ 复合地基载荷试验已在上安电厂应用。

(五) 地方地基规范编制

河北省地方标准的地基类规范编制工作开始起步, 如“干振挤密碎石桩复合地基技术规程”已由省建委颁布执行。“潜水钻灌注桩规范”的编制已纳入省工程建设地方标准编制计划, 现正在编制中。唐山市的工程地质编图已通过技术鉴定。这些地方标准的编制对推动地基基础的技术进步, 避免工程事故, 节约投资将发挥重要作用。呼吁我省各级工程建设部门要重视地基基础标准的编制工作。

(六) 从事地基基础专业队伍有了很大发展

估计全省从事地基基础专业队伍有6000余人, 仅新河县就有2000余人。地基基础工程市场也从封闭型走向市场型, 竞争机制逐渐形成, 竞争将对我省地基基础技术起促进作用。地基基础专业技术人员的知识水平比以前提高, 就学历而言, 现从事地基基础专业的不乏有研究生; 就技术职称看, 高、中、低比较配套。

展望

根据我省工程建设的情况和地质条件, 建议我省今后要开发研究以下几项技术。

(一) 提高潜水钻、螺旋钻入岩能力, 开发变速潜水钻机, 以便在不同地层钻进, 可选用不同转速, 这是潜水钻上档次的重要条件;

(二) 引进双向动的振冲器, 做到管内投料, 这可以提高振冲器的穿透力和施工速度, 提高振冲碎石桩加固效果;

(三) 对于地基加固难度大的工程采用综合加固方法, 即采用两种以上的方法加固同一工程, 这些方法要有互补性, 例如碎石桩加强夯处理, 用于既提高承载力, 又消除液化的地基;

(四) 10层以下的建筑和地基承载力设计值不超过 200kPa 时, 如地基承载力不能满足要求, 应优先考虑选取复合地基方法;

(五) 迫切需要岩土界共同努力研究深基坑开挖边坡支护的设计计算、施工监控、质量检测技术;

(六) 随着建筑高层的发展, 应注意建筑物基础选型, 充分考虑开发利用地下空间;

(七) 今后要注意提高地基基础的综合水平, 做到设计方案选取合理, 施工中有工程质量监控手段, 发现问题及时调整设计方案或施工方案, 重要工程一定要有工程监理和工程质量控制;

(八) 建立专业队伍, 研究开发专用地基基础机具。

碎石桩复合地基应力传递的研究

吴廷杰 杨志红

(河北省建筑科学研究院 石家庄 050021)

[摘要]为了探索碎石桩复合地基应力的传递规律,我们在中国建筑科学研究院地基所试验室进行了模型桩试验,本文主要介绍该试验的方法、试验数据分析及其工程意义。

模型桩的制作,测试元件的埋设及试验

模型桩桩长2.0m,桩径25cm,载荷板尺寸为0.525m×0.525m,0.71m×0.71m,1.20m×1.20m三种,采用钢弦式压力盒测定桩中应力。

1. 模型桩的制做及测试元件的埋设

预先制作好一个内径为25cm的圆铁筒。在2.0m深的试坑底铺一层细砂,之后在-2.0m标高(桩底)放置预制的压力盒砂浆圆板、外套圆铁筒,在筒外分层填土、夯实,然后向筒内填碎石,并分层夯实,到一定高度上拔铁筒,再往筒外填土夯实,筒内填碎石夯实,拔筒…。在制桩过程中,分别在-1.4m、-0.9m、-0.5m、-0.2m、±0.0m标高处放置压力盒砂浆圆板,圆板下均用细砂找平,桩身剖面见图1。

为了模拟碎石桩挤密作用,桩周土要夯得较密实,试土的物理性指标见表1。

试土物理性指标一览表

表1

含水量 ω (%)	土粒比重 d_s	重度 γ (kN/cm ³)	干重度 γ_d (kN/cm ³)	孔隙比 e	饱和度 S_r (%)	液限 ω_L	塑限 ω_P
13.4	2.7	17.0	15.0	0.801	45.2	26.7	17.6

压力盒的标定:任何测试元件标定的原则都是在什么条件应用,在什么条件下标定。通常土压力盒都是在室内用油压进行标定,本次试验在桩身埋设压力盒,测定碎石桩桩身应力,与油压标定的条件不同。如果用油压标定,必然要产生较大的误差,为了尽量减少上述误差,我们在材料试验机上进行了较接近使用条件的标定。为了确保压力盒在桩中的位置,将压力盒预制在砂浆圆板中,圆板直径略小于桩径,压力盒受力面凸出圆板1~2mm,以保证接触面的受力均匀。标定方法是:在圆铁桶内装满碎石,上铺细砂找平,然后放上预制砂浆圆板,三等标准测力计测力,材料试验机加压,钢弦频率测定仪量测压力盒频率,标定试验装置见图2,将测力计测得的力换算成压力盒上的应力与相对应的压力盒频率列表,即得出压力盒标定表。

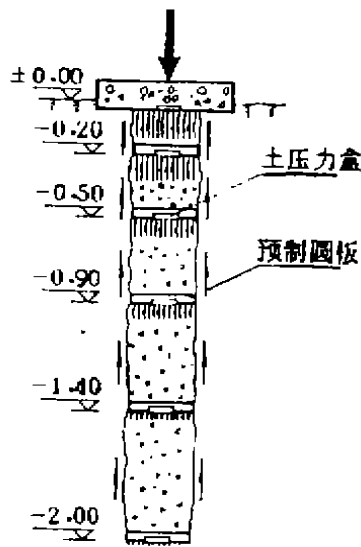


图1 模型桩应力传递测试图

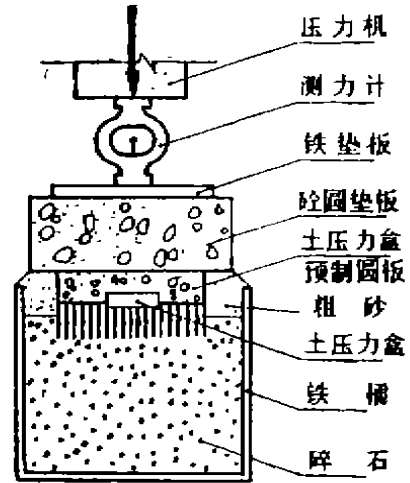


图2 土压力盒标定示意图

2. 试验

分别进行三种压板尺寸的单桩复合地基载荷试验,加荷分8级。试验时用千斤顶加荷,大梁作反力,钢弦频率测定仪测压力盒频率,每级荷载下分别测三次读数,每0.5h加一级荷载。

试验数据分析

将每级荷载下每个压力盒的频率读数在标定表上内插,得出压力盒测得的应力,再与加荷前相应初始应力相减,即为桩中附加应力。数据整理见表2、表3、表4。

0.525m×0.525m单桩复合地基中桩中应力传递数据表

表2

附加应力 (kPa) 标高	荷载 (kPa)							
	15	30	45	60	75	90	105	120
±0.0	1.5	3.8	8.3	15.3	23.0	29.8	37.3	44.9
-0.2m	3.2	7.1	12.2	22.4	34.1	44.3	54.5	65.6
-0.5m	3.1	11.0	20.7	31.6	44.7	58.6	71.9	82.3
-0.9m	2.8	7.3	13.1	18.3	25.4	31.8	39.6	45.8
-1.4m	0.3	0.8	1.4	2.2	3.7	5.2	7.5	9.0
-2.0m	0.8	1.2	2.5	3.3	4.6	5.8	7.1	7.9

0.710m×0.710m单桩复合地基中桩中应力传递数据表

表3

附加应力 (kPa) 标高	荷载 (kPa)	15	30	45	60	75	90	105	120
±0.0		4.5	13.3	27.7	40.9	54.3	66.9	77.5	85.1
-0.2m		7.4	20.7	36.3	51.6	66.6	80.7	93.1	104.3
-0.5m		9.8	25.5	45.6	65.7	84.2	99.8	110.8	121.5
-0.9m		7.2	15.5	26.5	38.1	49.1	57.5	65.0	69.0
-1.4m		0.8	1.7	4.0	7.8	10.8	13.1	14.6	16.4
-2.0m		1.3	2.5	4.2	5.8	8.3	10.1	12.1	13.8

1.200m×1.200m单桩复合地基中桩中应力传递数据表

表4

附加应力 (kPa) 标高	荷载 (kPa)	15	30	45	60	75	90	105	120
±0.0		1.1	7.0	22.1	40.9	60.6	77.1	90.8	104.4
-0.2m		3.2	13.2	34.3	55.3	76.5	96.3	113.4	126.0
-0.5m		5.5	26.2	54.2	82.5	108.6	125.1	143.7	159.1
-0.9m		8.5	24.6	43.3	51.6	55.9	59.4	62.2	67.6
-1.4m		1.1	4.9	18.0	21.0	21.0	27.9	36.4	45.6
-2.0m		2.5	7.9	15.3	18.9	20.9	24.3	28.8	34.6

为了便于分析比较,将桩上某点实测应力 σ 与荷载板下平均应力 $\bar{\sigma}_0$ 之比称为该点应力相对值 α (%)。根据以上表格提供的数据绘制图3、图4、图5。

从以上图可知,各种板宽的单桩复合地基,桩中心应力传递规律是相似的。在各级荷载作用下,从地表至-0.5m处达到峰值,然后随着深度增加,应力逐渐减小。

下面从几个方面来分析复合地基中桩中心应力传递规律:

1. 板下桩顶中心的应力特点

从图6、图7、图8中可以看出在0.0m处的线都是随着荷载板下平均应力 $\bar{\sigma}_0$ 的增加而上升的,这说明施加在荷载板上应力水平越高,则板下桩中心应力相对值越高,这就说明应力越高,桩上应力集中现象越明显,即桩土应力比也越高。

从图9可以看出,不论在什么情况下,板下桩中的应力相对值 α 都小于1,即桩顶中心应力 σ 小于板下平均应力 $\bar{\sigma}_0$ 。由于桩的模量大于土的模量,但桩顶中心处比板下平均应力小,由此可以推断,板下接触应力呈中间小,边缘大的马鞍形分布。

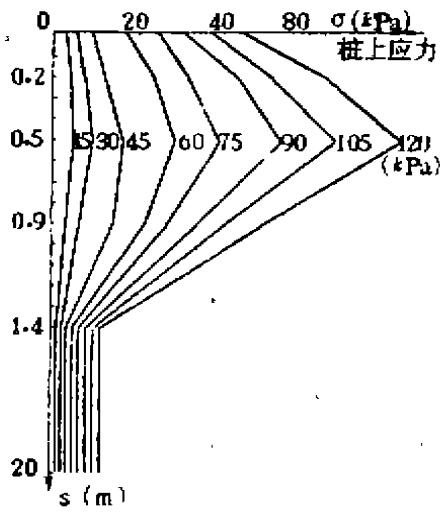


图3 单桩复合地基载荷试验桩上应力随深度变化曲线
(荷载板尺寸0.525m×0.525m)

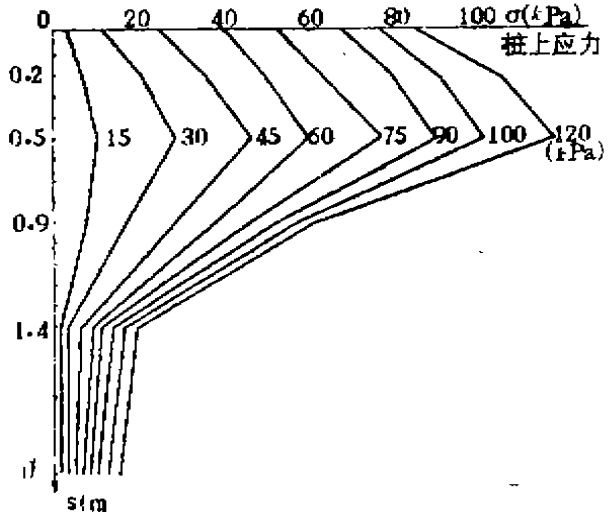


图4 单桩复合地基载荷试验桩上应力随深度变化曲线
(荷载板尺寸0.71m×0.71m)

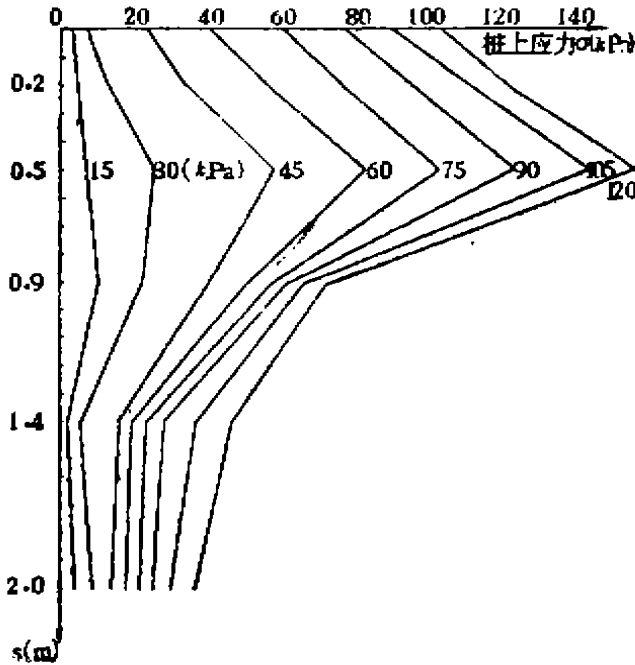


图5 单桩复合地基载荷试验桩上应力随深度变化曲线
(荷载板尺寸1.2m×1.2m)

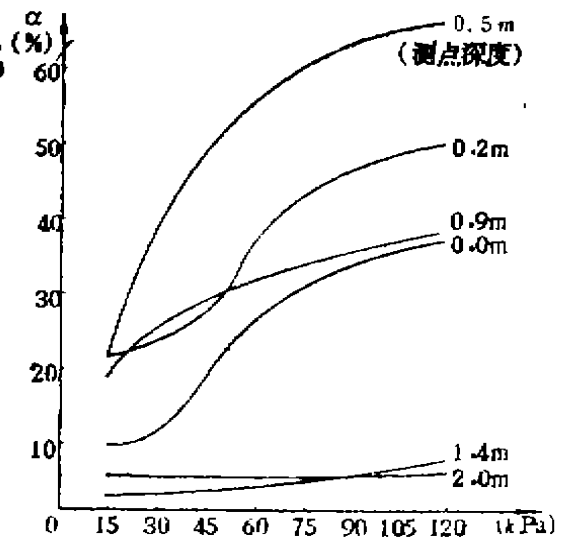


图6 α 、 σ_0 曲线图
(荷载板尺寸0.525m×0.525m)

2. 单桩复合地基桩中应力在竖直方向上的分布

从图6、图7、图8可以看出，-0.5m标高处的都在其他标高的曲线之上，另外从图3、4、5中可以看出，在-0.5m处桩上应力最大，此处应力相对值 α 最高，其值可达

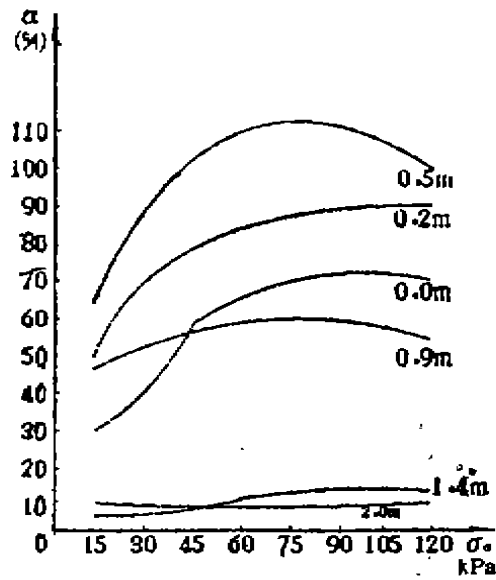


图7 α 、 $\bar{\sigma}_0$ 曲线图
(荷载板尺寸0.71m×0.71m)

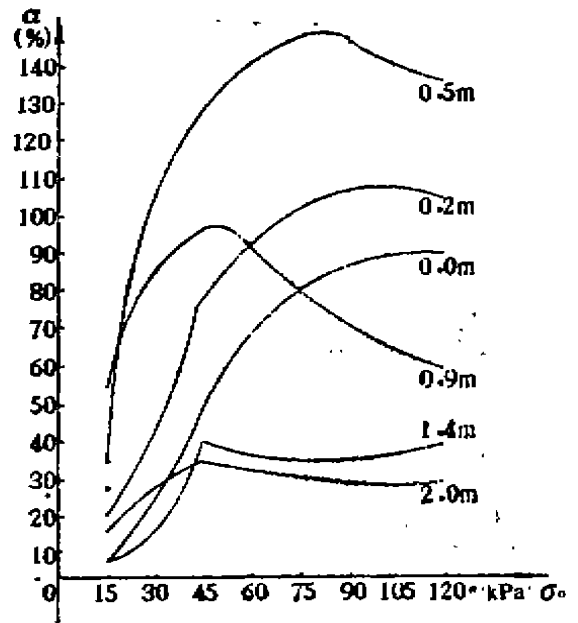


图8 α 、 $\bar{\sigma}_0$ 曲线图
(荷载板尺寸1.20m×1.20m)

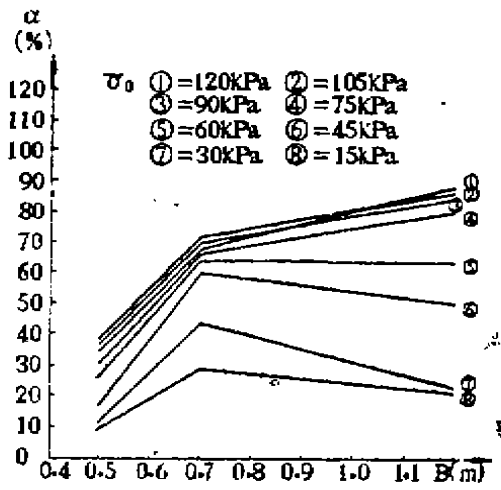


图9 α -B 曲线图 (桩中)
(测点标高0.0m)

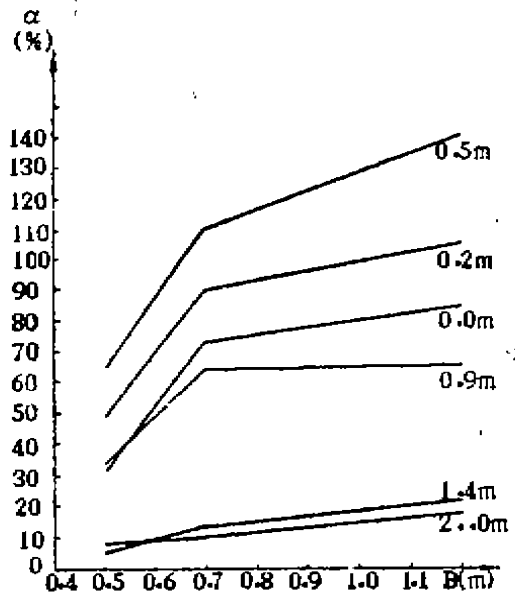


图10 α -B 曲线图 ($\bar{\sigma}_0 = 90\text{kPa}$)

100%以上,因此该处应力大于板下平均接触应力,这说明在水平方向应力分布已从马鞍形过渡到中间大边缘小的抛物线形,由该处越向下,应力扩散程度越大,抛物线越扁平,复合地基中应力分布越均匀,桩土应力比越小。

根据前述板下桩上应力分布的特点,可以推断复合地基不同深度处截面的应力分布情况:复合地基顶面为中间小的马鞍形分布(刚性荷载板),随着深度的增加,复合地基应力分布趋于均匀,并过渡到抛物线形分布,至 -0.5m 处(二倍桩径),抛物线形状最为突出,以至桩中应力大于板下平均应力。随着深度继续增加,抛物线逐渐平缓,说明应力扩散,桩土应力比减小。

从图6、图7、图8可以看出,随着板下平均应力水平的提高,桩中各截面处应力相对值一般情况下增大,因此应力在竖直方向衰减变慢,荷载影响深度也随之增加。

从图10、图11、图12发现,在板下接触应力相同的情况下,桩中各截面应力与板宽有关。板越宽,相对应力值 α 越高,即桩中应力越高。所以随着板宽增大,桩上应力在竖直方向衰减变慢,说明应力扩散变慢。

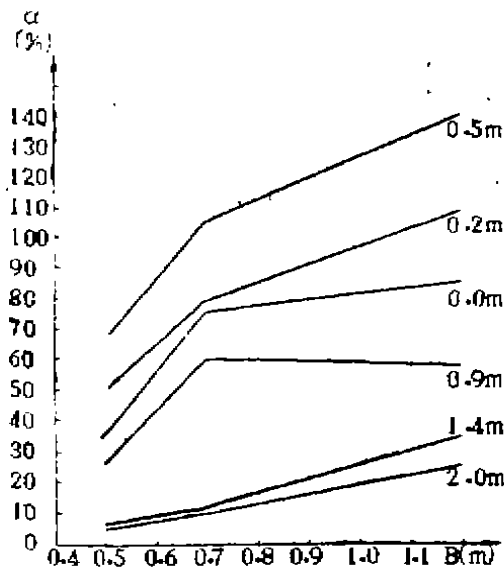


图11 α -B曲线图 ($\bar{\sigma}_0 = 105\text{kPa}$)

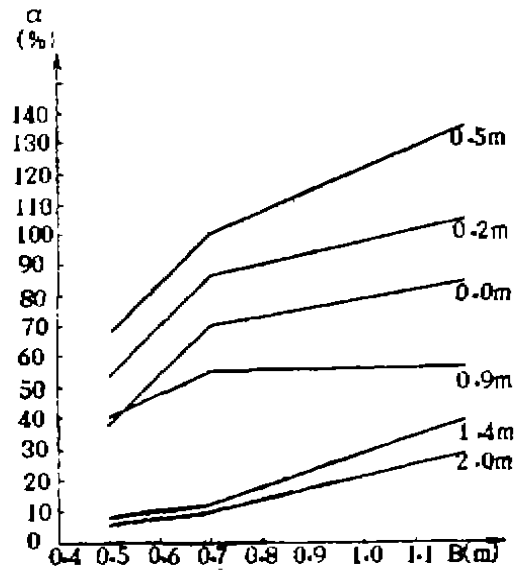


图12 α -B曲线图 ($\bar{\sigma}_0 = 120\text{kPa}$)

结论

通过碎石桩单桩复合地基应力传递的试验,可以得出以下结论:

1. 单桩复合地基在压板是刚性的条件下,复合地基中应力分布上部为中间小,边缘大的马鞍形分布;而随着深度的增加,马鞍形逐渐扁平,说明应力扩散,桩土应力比变小。
2. 在碎石桩复合地基中,竖直方向的应力衰减与基础(荷载板)下应力水平、基础(荷载板)尺寸有关。应力水平越高,基础(荷载板)尺寸越大,则应力衰减越慢。由此可知,建筑物基础尺寸越大,使用荷载越大,其在地基中影响深度也越大,如果地基需要处理,其处理深度也越大。一般情况下,软弱地基加固的重点是1.0—1.5倍基础宽的深度。
3. 复合地基中桩土应力比在不同深度时其值也不同。一般情况下,在复合地基中上部大,下部小。另外桩土应力比还与应力水平、置换率和基础尺寸大小及长宽比有关。

天津钢管工程软土地基处理概述

史志瑞

杨美琪

(天津无缝钢管工程指挥部 天津 300301)

(天津钢管公司设研所)

[摘要]本文概述了天津无缝钢管工程软土地基处理概况。阐述了对厂房和设备基础桩基设计和各种桩型的选择,以及厂区与车间内大面积堆载地基加固和桩型的选用。

前言

天津钢管工程是天津市建国以来建设的具有世界一流装备,以生产优质石油套管为主,专业性很强的特大型工程。建成后年产钢60万吨,钢管50万吨,工程位于天津市滨海地区,南濒海河。该地区淤泥层厚,含水量高,孔隙比大,抗剪强度低,压缩系数高,为典型的软土地基,其工程地质概况由表1所示。

表1

土层编号	土层名称	层底标高 (m)	稠度与密度	天然含水量(%)	标贯击数
2	粘土	-0.932~-2.06	软一流塑	36	2
3	粉质粘土	-0.562~-3.49	软一流塑	34	1
4	淤泥质土	-9.92~-11.90	流塑	39	1
5	粉质粘土	-11.93~-15.57	可塑	29~35	4~7
6	粘土	-15.14~-21.92	可塑	28	10~25
7	粉质粘土	-21.22~-26.99	可塑~硬塑	29	15
8	粘土	-25.71~-28.74	可塑	20	14~20
9	粉质粘土、 粉砂	-27.94~-37.29	可塑~硬塑 密实~极密实	22~26	20~44

厂区地震基本裂度为8度,工程设计按8度设防。

主厂房由炼钢厂、轧管厂、管加工厂三部分组成。其中炼钢厂设有150t超高功率电炉一座,精炼炉一套,四流圆坯连铸机一套,厂房内最大吊车吨位为260t,主体设备由德马克公司引进。

轧管厂内设有直径48m环形加热炉、穿孔机、主轧机、再加热炉、定径机、冷床、预精整等设备装置。厂房内最大吊车吨位为50t,主体设备由意大利皮昂蒂公司引进。

管加工厂内设有热处理线、二条套管线、光管线、接箍线和保护环线六条工艺线。除

热处理线设备由德马克公司引进外,其余都由美国PMC公司引进。三大厂组成多跨连续大型厂房,建筑面积为18.88万平方米。见主厂房示意图。

辅助车间由动力系统、机修厂、仓库系统及原料系统等组成。

厂区占地面积为1.44平方公里,建筑面积约为35万平方米。

本工程的特点是:

1. 主厂房内设有大吨位、重级工作制的吊车。
2. 车间内的设备多,平台多,基础比较密集;
3. 厂房内有大面积堆载;
4. 设备大都既笨重又精密,在安装与使用过程中对地基沉降的绝对值、相对值,都有严格的要求。

根据上述特点和工程地质状况,对厂房及设备基础需采用混凝土预制桩和钻孔灌注桩进行地基加固处理,称为深基处理。全厂共打混凝土预制桩22153根,钻孔灌注桩334根。所用桩型和规格见表2所示:

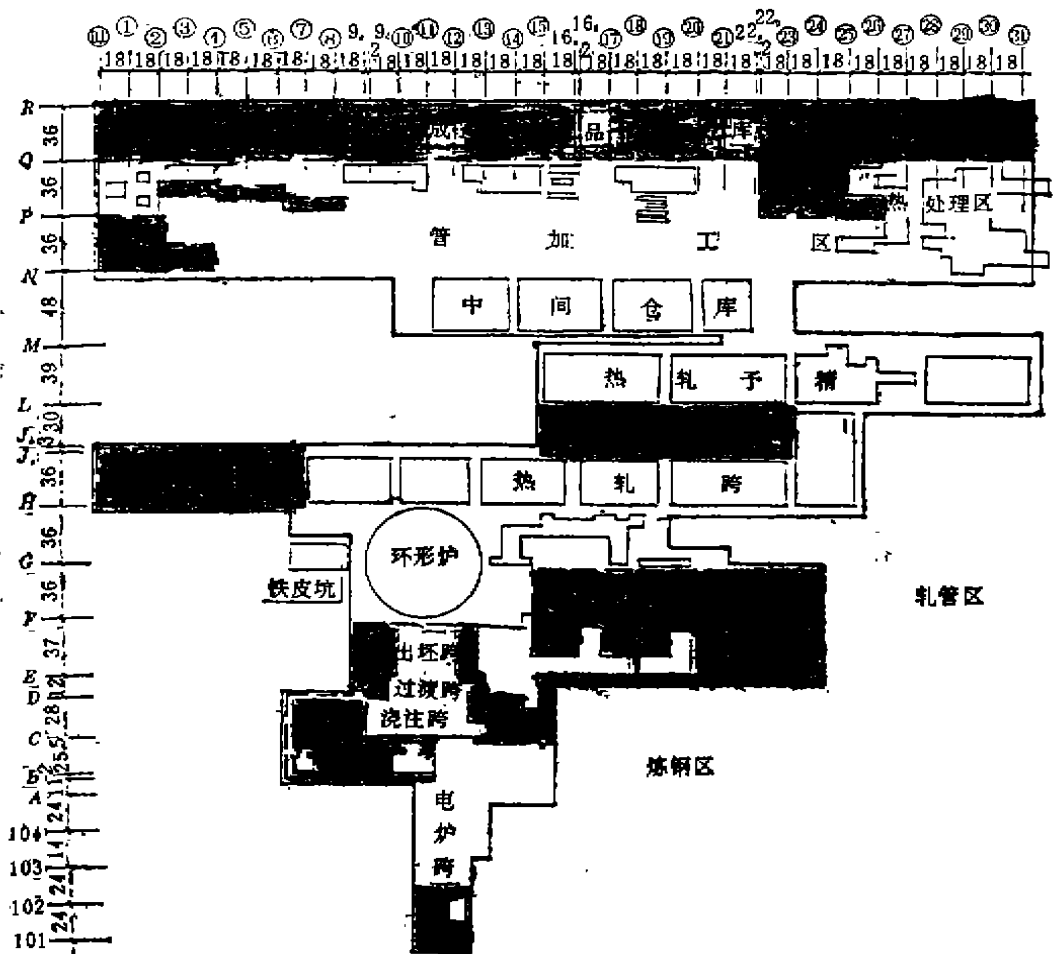
表2

桩型	断面尺寸 cm	桩长 m	数量 (根)	桩型	断面尺寸 cm	桩长 m	数量 (根)
预应力混凝土预制桩	50×50	34.5	2127	钻孔灌注桩	φ60	34.5	300
预应力混凝土预制桩	50×50	32.5	591	钻孔灌注桩	φ50	22.0	13
预应力混凝土预制桩	50×50	31.0	911	钻孔灌注桩	φ50	25.0	12
预应力混凝土预制桩 (桩心设射水管)	50×50	37.0	44	钻孔灌注桩	φ50	16.0	4
混凝土预制桩	45×45	31.0	10514				
混凝土预制桩	40×40	23.0	6670				
混凝土预制桩	35×35	18.0	1296				
小计			22153	小计			334

厂区及车间内约有8.4万平方米场地需要堆载物料,堆载负荷为100kN/m²-250kN/m²,原地基承载力不能满足设计要求,必须采用混凝土预制桩、深层搅拌桩、CFG桩和钻孔灌注桩等方法进行加固,这些桩与桩间土形成复合地基,工程上称其为浅层地基处理。浅基加固共打各种桩35362根,其规格、数量如表3所示:

全部地基处理费约12000万元,占土建工程费的12%。

尽管地基处理工程量大,技术难点多,工期紧迫,但由于充分发挥专家的作用,将理论计算和科学试验结合在一起,采用综合法,较顺利地解决了软土地基的下沉和互相侧挤等难题,较圆满地完成了桩基的施工。从将近两年的使用情况来看,基本满足了设计和生产工艺的要求,并最大限度地节约了建设资金。



主厂房示意图 (涂色者为加固范围)

表3

桩型	断面尺寸 (cm)	桩长 (m)	数量 (根)	备注
CFG 桩	直径40	15	12856	
钻孔灌注桩	直径40	15	4774	
深层搅拌桩	0.71m ²	15	2517	
混凝土预制桩	35 × 35	18	5215	有少部分长23m
小计			35362	

现将桩基方案的确定和桩的使用情况概述如下:

一、试桩是优化桩基设计, 合理选取桩型的基本条件。

根据国家地基基础设计规范规定, 对于一级建筑物采用桩基时, 应通过现场静荷载试

验确定其承载力, 因此根据工程需要对多种桩型进行了静荷载的试验。现介绍如下:

1. 深基桩的试验: 作了混凝土预制桩和钻孔灌注桩二种桩型的试验。试桩内容有单桩承载力, 贯入度, 水平推力和荷载与沉降量的关系等。85年作了第一批14根桩的试验, 初步设计审批后, 又有的放矢地做了四批共34根桩的试验。由于炼钢区第(7)层有夹砂层, 为了在打桩时能顺利穿过此层, 还做了射水沉桩的工艺试验。

现将各次所作静载试验的结果列于表4。

表4

序号	桩型	桩径(cm)	桩长(m)	数量(根)	容许承载力 kN
第一次试桩	混凝土预制桩	35×35	20	2	750~800
	混凝土预制桩	40×40	20	2	800~850
	混凝土预制桩	45×45	29	2	1800
	混凝土预制桩	45×45	35	2	3450~3600
	钻孔灌注桩	φ40	20	2	650
	钻孔灌注桩	φ55	29	2	
	钻孔灌注桩	φ55	35	2	
第二次试桩	预应力混凝土预制桩	50×50	39.5	2	3000~3500
	混凝土预制桩	45×45	39.5	2	2940~3400
	混凝土预制桩	45×45	31	2	2250~2700
第三次试桩	预应力混凝土预制桩	50×50	38.15	2	3000
	预应力混凝土预制桩	50×50	42.5	2	
	钻孔灌注桩	φ80	40	2	4500
	钻孔灌注桩	φ60	40	2	2800
	震动沉管灌注桩	φ45	22	2	
第四次试桩	预应力混凝土预制桩	50×50	33.5	2	2800
	预应力混凝土预制桩	50×50	33.0	2	2800
	混凝土预制桩	45×45	31.5	2	2550
	混凝土预制桩	40×40	22.5	2	1050
第五次试桩	预应力混凝土预制桩	50×50	39	2	3750~4250
	预应力混凝土预制桩	50×50	39	2	4250
	预应力混凝土预制桩	50×50	39	2	2400~2600
	混凝土预制桩	45×45	31	2	1950
	混凝土预制桩	40×40	23	2	1100

这些桩的试验, 为设计合理选用桩型提供了科学依据。

2. 浅层地基加固桩的试验:

据工程地质资料分析计算(压缩层厚度算至(5)层顶面)当地面堆载压力为 110kN/m^2 时,沉降计算值达 55cm 以上,并对厂房桩基产生较大的侧向挤压,因此必须对浅基加固处理。

为了选出在技术上可靠,经济上合理,施工简便的加固方法,无缝钢管厂工程选做深层搅拌桩、CFG桩、石灰桩和挤密砂桩四种桩的试验,现将试验情况介绍如下:

1. 深层搅拌桩:用于解决堆载压力为 250kN/m^2 时的地基加固,为了确定其承载力,做了四组单桩试验(桩长为 18m 、 15m 、 12m 、 8m),二组群桩试验(桩长 18m 、 15m)和二组承台试验(桩长 18m 、 15m)。

试验表明:深层搅拌桩长 18m ,进入第(5)层 0.8m 时可满足堆载压力 250kN/m^2 的设计要求,而且地基沉降量小,对靠近桩基的侧挤压力小,因此被选为浅基处理的一种方案。

2. CFG桩:

主要解决堆载为 150kN/m^2 的地基加固,试验内容包括材料配比;成桩工艺;静荷载试验;孔隙水压力监测等九项试验,并做了桩距为 $3D$ 、 $4D$ 及天然地基的大压板复合地基荷载试验。

CFG桩采用振动沉管灌注成桩工艺,沉管外径为 37.7cm ,设计桩径直径 40cm ,按等边三角形布桩,桩长 15m ,要求进入第(5)层内 0.8m 。配合比为水泥:碎石:石屑:粉煤灰= $200:1305:509:316$ (重量比)。塌落度为 3 ,强度不低于 $C13$ 。

试验表明:此桩的桩身强度高,它与桩间土形成复合地基,提高了地基的承载力,减小了地基的竖向和侧向变形,又因加入粉煤灰,改善了混和料的和易性,降低了工程造价,故被选为浅基处理的另一种方案。

3. 石灰桩的试验

为满足地面堆载压力 100kN/m^2 设计要求,曾作了石灰桩加固浅基的试验,试验包括单桩承载力和标准贯入度等七项试验。桩基直径 32.5cm ,灌灰量 $1.5V$,桩间距采用 80cm ,按矩阵式排列,采用振动沉管灌注成桩。桩长分别为 6m 和 10m 。在 6m 桩区又分为单排桩保护和双排桩保护的布局。

试验结果:单排桩和双排桩围护的石灰桩复合地基均能满足地面荷载 100kN/m^2 的要求。但由于石灰桩施工受到季节限制,雨季和春季(风大)都给施工带来困难,因此设计未予采用。

4. 挤密砂桩的试验:

对挤密砂桩的要求是:其形成的复合地基容许承载力应达到 150kN/m^2 ,下沉量不超过规定值。试验内容包括静荷载试验和标准贯入度试验等,试验桩径为 42.6cm ,桩长 18m ,可穿透(5)层粉质粘土。灌砂充盈系数为 1.34 ,桩间距分 1.5m 和 1.2m ,按梅花形布置。

试验结果:桩间距为 1.5m 时,容许承载力为 $[R]=158\text{kN/m}^2$;当桩间距为 1.2m 时, $[R]=151\text{kN/m}^2$,但砂桩的下沉量大,当地面堆载压力为 150kN/m^2 时,计算沉降量为 69.9cm ,故设计未予采用。宝钢原料堆场采用挤密砂桩处理浅基,堆载后沉降量与侧挤也都超出了设计要求。

二、地基处理概述及各种桩的使用

1. 混凝土预制桩、钻孔灌注桩在厂房和设备基础中的选用。

根据工程地质、试桩资料和设计荷载,选定第(9)层为混凝土预制桩和钻孔灌注桩的持力层。因为第(9)层为第三陆相层,层顶标高 -27.94m 至 -37.29m ,为粉质粘土夹粉细砂层,状态呈密实—极密实,标贯击数在36击以上,为工程性能良好的天然地基土,可做大型或对沉降要求敏感建构筑物的桩基持力层。外方专家曾选用第(10)层为桩基持力层,桩长39m。由于第(10)层为粉细砂层,39m长桩用85P桩机试打,锤击数达1500至2000击,仍未到位,而贯入度在打至34m至35m时就满足了设计要求,因此经反复论证,否定了外方专家的意见。

这个论证解决了桩基设计的关键问题,也为其它建、构筑物和设备基础的桩型选择提供了依据。

现将主厂房桩基的选用简述如下:

(1) 炼钢厂的建筑特征和吊车吨位情况见表5所示:

表5

区 域	厂房建筑高度 (m)	跨 度 (m)	吊车吨位 (t)
电 炉 跨	36.0	30.5	210/32
电炉原料跨	40.95	11.5	16
精炼浇注	36.0	28.0	260/60
过 渡 跨	32.8	12.0	16
出坯精整	17.85	37.0	25
精炼原料跨	28.60	11.0	16

由表5可见炼钢厂的建筑高度和吊车吨位均大,为确保生产,厂房桩基和设备基础基本采用 $50\text{cm} \times 50\text{cm}$ 预应力混凝土预制桩,桩长根据地层变化分别为34.5m、32.5m、31m,桩身混凝土标号C48,桩尖要求进入第(9)层顶板下2.5m至4.5m,单桩允许承载力为2100kN。打桩采用双控制,即一是要求桩尖到位,二是贯入度不大于5mm/10击,允许偏移1/2桩径。

电炉区第(7)层出现1.5m左右厚的夹砂层,为穿过此层,部分采用了射水工艺沉桩,即在预制桩中心埋设直径100mm射水管,打桩时一边打一边用水冲。但实践证明,此法不仅增加桩基成本30%左右,而且现场稀泥横溢影响施工,最后使用预钻孔工艺沉桩,即在打桩前预钻一个直径40cm的孔再下桩,结果桩顺利通过夹砂层。炼钢厂共用预应力混凝土桩1564根,混凝土预制桩459根。

除主厂房和主体设备以外,炼钢系统还有辅助车间,用预应力混凝土桩和混凝土预制桩3092根。

这里需要说明的:(1) 散装原料有五只体积分别为 1800m^3 的海绵铁罐,罐高25m,该区采用了断面为 $50 \times 50\text{cm}$,桩长34.5m和32.5m的预应力混凝土预制长桩。(2) 废钢原料场的栈桥上设有二台轨距为43m的30t龙门吊和三台轨距为39m的20t桥式吊车,形成双层吊

车作业。栈桥内还有废钢料池,因此废钢原料场栈桥桩基处理采用断面为 $50 \times 50\text{cm}$,长为34.5m和31m的预应力混凝土预制长桩。

其余车间因负载较轻,故选用断面为 $40 \times 40\text{cm}$,长为23m的混凝土预制桩已满足工程要求。

(2) 轧管厂的桩型选择:首先介绍轧管厂的建筑特征和吊车吨位情况,由表6所示:

表6

区 域	厂房建筑高度(m)	跨 度 (m)	吊车吨位及数量
热 轧 区	26.40	36	$2 \times 12.5, 2 \times 20, 1 \times 50/10$
环型炉管坯区	23.0	36	$2 \times 30, 20$
预精整工具加工	19.0	36	$20/5, 12.5/5$

由表6可知,轧管厂建筑特点是厂房较高,吊车吨位较大,设备荷载大,轧制工艺线自限动齿条开始到脱管机出口台长达100多米,中心线的精度要求为 $\pm 1\text{mm}$,对地基不均匀沉降要求高。根据轧管厂的厂房、设备基础的特点和试桩资料采用断面为 $45 \times 45\text{cm}$,桩长31m的混凝土预制桩,桩的混凝土标号C38,桩的允许承载力为1800kN,打桩深度要求进入(9)层顶面0.5m,打桩标准采用满足深度要求的单控标准。共用预应力混凝土桩842根,钻孔灌注桩241根,混凝土预制桩6600根。

中间仓库为高架式自动化钢管库,库内由计算机自动控制。仓库位于管加工厂和轧管厂预精整车间之间,由于两侧厂房柱基施工后再施工桩基,造成对两侧厂房柱基的侧向挤压。

中间仓库料架基础密集,荷重大,工程要求严格控制基础不均匀沉降和其它变形,以保证小车在工作线上按输入程序运行存放钢管。

因此该区桩基施工时与设计密切配合,中间部位采用断面为 $50 \times 50\text{cm}$ 、长34.5m的长桩,在打桩过程中对两侧柱基的位移进行认真观测,柱基位移值控制在9cm,超过此数,立即停止预制桩的施工,改用无侧挤的直径60cm,桩长34.5m的钻孔灌注桩。该区段共采用了241根钻孔灌注桩,解决了“先基后桩”造成侧挤这一难题。目前中间仓库正在交付生产使用。

(3) 管加工厂的桩型选择

管加工厂房长564m,宽 $3 \times 36\text{m}$,面积6万多平方米,屋架采用螺栓球网架轻型结构,屋面用板材。车间吊车为12.5t,尽管厂房跨度大,但桩基负荷及设备基础均不及炼钢厂和轧管厂大。该厂房柱基和一般设备基础采用断面 $40 \times 40\text{cm}$ 长23m的混凝土预制桩。管加工厂东部的热处理区负荷较大,基础埋深-8m,因此该区的设备基础采用断面 $45 \times 45\text{cm}$ 桩长31m的混凝土预制桩1201根和 $40 \times 40\text{cm}$ 长23m的混凝土预制桩1396根。另外为解决对桩基的侧挤,在热处理区用了67根 $\phi 60$ 和 $\phi 50$ 长34.5m和长22m钻孔灌注桩。

2. 大面积堆载区桩型的选取及加固,

无缝钢管工程为引进三国技术的“拼盘工程”,由于合同生效时间的参差,致使施工不能完全按“先深后浅、先桩后基”的顺序进行。大面积堆载所需进行的浅基加固晚于厂

房桩基和设备基础的施工,为防止已施工的基础因浅基加固产生侧向挤压,浅基处理采用了综合法:即将深层搅拌、CFG桩、钻孔灌注桩和混凝土预制桩结合使用。厂房中间部位采用CFG桩,周边选用深层搅拌桩,并在施工中加强观测,已施工的基础因浅基处理而位移达9cm,则采用无侧挤的钻孔灌注桩;有部分地段,因原地形是河沟,回填土中有石块等杂物,钻孔和振动沉管均保证不了工程质量,因此选用了混凝土预制桩。综合法较圆满地解决了浅层地基的加固。现将各区加固情况概述如下:

(1) 炼钢厂

浅基处理面积约1.2万平方米,地面荷载有 110kN/m^2 和 140kN/m^2 两种。本区共打碎石桩1342根,钻孔灌注桩196根,混凝土预制桩507根,三种桩型均都满足设计要求。

(2) 轧管厂

该区有2.1万平方米需作浅基处理,堆载压力有 110kN/m^2 , 130kN/m^2 和 150kN/m^2 三种,本区共打碎石桩3594根,钻孔灌注桩3386根,混凝土预制桩156根。

(3) 管加工厂

浅基处理面积2.5万平方米,堆载压力为 140kN/m^2 ,本区共打CFG桩5700根,钻孔灌注桩892根,混凝土预制桩37根,深层搅拌桩2219根。

(4) 其它区域

主要有废钢料场和备品备件库约2.8万平方米。废钢料场堆载压力为 250kN/m^2 ,库区堆载 130kN/m^2 — 150kN/m^2 ,该区域共打CFG桩2220根,钻孔灌注桩300根,混凝土预制桩4465根,深层搅拌桩298根。

应该指出的是备品备件库进行浅层地基处理时出现的问题:即厂房柱、屋梁均已吊装完毕,墙体也已封闭,此时采用“无侧挤”的深层搅拌桩施工,在施工第三排桩时(由墙边往中间施工)9号桩基础因深层搅拌桩侧挤压力位移4.5cm、临近的8号桩基位移1cm,10号桩基位移1.2cm,造成墙体开裂5mm。结果是停止搅拌桩施工,改用钻孔灌注桩收到了较好的效果。该工程的施工加深了对深层搅拌桩在软土地区施工的认识,并为主厂房内浅基处理提供了经验。

结束语

天津无缝钢管工程软土地基处理基本是成功的。从投产将近二年的实践来看,负荷最大的设备基础——炼钢连铸的大包回转台下沉仅3.5cm,较好的满足了生产工艺要求。工程所打混凝土预制桩数量之多,送桩之深,桩群之密集,施工周期之短,都是我国冶金建设史上少有的。通过工程实践,现提出如下几点粗浅的体会:

1. 组织专家、设计人员,对工程地质资料、现场试桩资料,结合所要处理的地基进行论证,正确决策重大技术问题,这是桩基成功的关键。如主要厂房和设备基础桩基持力层的确定,就是通过大量的试验数据和科学论证所决定的,从而使桩基工程顺利进行,这不仅加快了工程进度,而且节约了建设资金。

2. 钢管工程地基综合处理所以能成功,是与紧抓工程质量分不开的,在工程建设实施中,从设计到制桩、运输、打桩都有一套严密质量管理体系和科学制度,确保了这一隐

蔽工程的质量。全工程桩的破损率为0.59%，低于市建委2%的有关规定。

3. 软土地基桩基工程的相互侧挤，是工程中最常遇到的问题，也是影响工程质量的关键问题，尽管无缝桩基工程中采取综合法等措施解决了这些问题，但在今后的软土地区桩基工程中，仍需引起足够的重视，软土地基施工应该严格按“先桩后基、先深后浅”这样的顺序进行施工。

4. 无缝工程深基桩长选定34.5m、31m、23m三种，在工程地质稳定的情况下是可行的，但在工程地质复杂多变时就会出现质量问题。炼钢厂东端，由于工程地质较复杂，地层高差变化较大，详细勘察布孔密度控制不住，造成某些34.5m的长桩打不到位，基础施工时截桩3—5m。如果对地质复杂地段进行施工勘探，可以使桩长的设计更趋准确合理。

(上接第75页)

研究的课题：滑坡总量分析；滑坡勘查；监控与仪器设置；稳定分析和岩土参数；海岸线稳定与海面下滑动；滑坡危险与灾害评价；稳定与修复工程；开敞雷矿坡度和矿渣；酷热与震动区域的边坡稳定；灵敏土内滑坡。

1977

九月6-12日

德国，汉堡，第14届土力学与基础工程国际会议。

(上接第78页)

无桩靴夯扩桩在沈阳地区应用.....	王建中 施保中 高东明	86
试谈夯扩桩施工中的一些问题.....	施有根	91
夯扩桩应用中的技术措施和经济效益问题探讨.....	吴建康	94

第5卷第4期(总17)1994年12月(河北省第三届地基基础学术讨论会论文专辑)

河北省地基基础技术现状和展望.....	吴廷杰	2
碎石桩复合地基应力传递的研究.....	吴廷杰 杨志红	7
天津钢管工程软土地基处理概述.....	史志瑞 杨美琪	13
地基基础与上部结构动力相互作用的实用计算方法.....	冯劲涛	22
水泥加固土无侧限抗压强度影响因素分析及预测.....	孙立川 韩杰	31
武烈河阶地圆砾侧阻力取值探讨.....	贾珍山	38
在防护工程中一桩三用的尝试.....	柴哲如 王建强	44
石家庄市外贸大厦深基坑护坡桩设计.....	叶文祥 丁正大	50
软弱粘土地基处理方案选择.....	张力霆 王继忠 孙玉文	54
矩形基础长宽比对其极限荷载的影响.....	赵玉龙	59
沉管振冲挤密桩间距计算的理论公式.....	张吉占	62
振冲桩施工中某些机械使用与碎石桩质量问题.....	架光耀	67
两项省重点工程中地基基础设计方案评审的几点启示.....	黄昭质	70

地基基础与上部结构动力相互作用的实用计算方法

冯劲涛

(河北省建筑科学研究院 石家庄 050021)

[摘要]本文以弹性半空间理论为基础,将地基基础与上部结构作为一个整体进行分析,从而提出了实用的简化分析方法。本文提出的方法简便实用,有一定的准确度,可供工程设计参考。

概述

地基基础与上部结构动力相互作用问题,日益受到工程界的重视,许多行家作了研究,提出了多种计算方法。但由于这个问题涉及因素较多,目前所提方法多较复杂,不便工程上直接使用。因此研究简便实用的计算方法,实属工程上的迫切需要。

按现行的抗震计算理论,系假定地基为刚性,即假定在地震时,地基的运动引起上部结构的强迫振动,而上部结构的运动并不反过来影响地基的运动,也就是说,不考虑地基基础与上部结构的动力相互作用。

实际上,地震发生时,不但地基运动引起上部结构的运动,而且上部结构的运动又通过基础反馈于地基,改变地基的运动,使地基产生局部变形,使基础相对于地基产生水平和摇摆振动。而地基运动的改变又作用于上部结构。

不考虑二者相互作用,其分析结果,同实际是有出入的。按照刚性地基的假定,算得结构的自振周期通常偏小,地震反应偏大,从而会多用材料,提高造价;有时也会对地震反应估计不足,从而影响结构的安全。

地基基础与结构的相互作用,受着多种因素的影响,如基岩的埋深,复盖层的厚度,场地土的类型,结构的质量和刚度分布,基础的型式和埋深,以及地震波的类型、传播方向和频谱组成等。在工程设计中,全面考虑这些因素是不可能的,也是不必要的。对于特别重要的工程,选用较精确的数学模型进行较精确的分析,也许是值得的。对于大量的工业与民用建筑,选用简化数学模型,进行适度的分析,更具有实际意义。

数学模型的建立与求解

基于以上理由,在考虑地基基础与上部结构的动力相互作用时,我们假定:地基是匀质的各向同性的线弹性半空间;地震波是沿地表法向传播的剪切波;基础简化为置于地基

表面的刚性底盘；上部结构简化为弹性杆上的单质点。

由此我们得到地基基础-上部结构体系的以质量-弹簧-阻尼器表示的简化数学模型，如图1所示

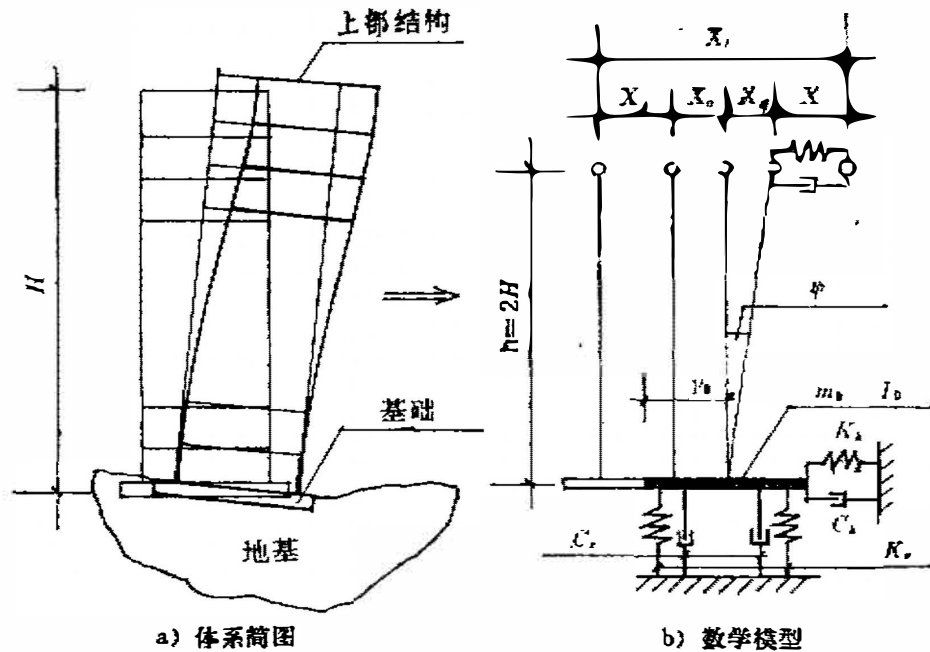


图 1

同时，根据达朗贝尔原理，我们可以列出相应于该数学模型的地基基础-上部结构体系运动的微分方程组，如(1)式所示。

$$m(\ddot{x} + \ddot{x}_0 + \ddot{x}_p) + c\dot{x} + Kx = -m\ddot{x}_p \tag{1-a}$$

$$m(\ddot{x} + \beta\ddot{x}_0 + \ddot{x}_p) + c_s\dot{x}_0 + K_s x_0 = -m\beta\ddot{x}_p \tag{1-b}$$

$$mh^2(\ddot{x} + \ddot{x}_0 + \gamma\ddot{x}_p) + c_r\dot{x}_p + K_r x_p = -mh^2\ddot{x}_p \tag{1-c}$$

方程组(1)中的a、b、c三个方程分别表示结构质点振动、体系水平振动和摇摆振动的动力平衡

x 、 x_0 、 x_p 分别为由于结构的弹性变形、基础平动和基础转动引起结构质点的水平位移分量； x_0 为场地质点的水平位移； x 为结构质点的总位移。而 h 为结构折算高度， ϕ 为基础转角。显然， $\ddot{x}_p = h\ddot{\phi}$

于是
$$h = \ddot{x}_p / \ddot{\phi} \tag{2}$$

K 、 K_s 、 K_r 三个弹簧系数分别表示结构刚度、地基水平抗剪刚度和地基的抗弯刚度。

c 、 c_s 、 c_r 分别为结构阻尼系数、基础平动和摇摆振动阻尼系数。

β 、 γ 分别为体系对结构的质量比和转动惯量比。

$$\beta = \frac{m + m_0}{m} \tag{3-a}$$

$$\gamma = \frac{mh^2 + \frac{1}{4}m_0\gamma_0^2}{mh^2} \quad (3-b)$$

虽然我们采用了简化的数学模型, 方程组(1)的求解仍是比较复杂的。由于地面运动是随机振动, 为解方程组, 需要通过付立叶变换, 求出频响函数, 再通过付立叶逆变换, 方能求出弹性位移。

为了简单起见, 我们再假定地面水平运动按简谐规律变化, 其圆频率为 ω , 阻尼符合修正的粘滞阻尼理论。考虑地基基础-上部结构体系运动方程的稳态解, 可以得到以位移幅值表示的运动方程组(4):

$$-m\omega^2(x + x_0 + x_\theta) + K(1 + 2\xi_i)x = m\omega^2x_0 \quad (4-a)$$

$$-m\omega^2(x + \beta x_0 + x_\theta) + K_k(1 + 2\xi_k i)x_0 = m\omega^2\beta x_0 \quad (4-b)$$

$$-mh^2\omega^2(x + x_0 + \gamma x_\theta) + K_r(1 + 2\xi_r i)x_\theta = mh^2\omega^2x_0 \quad (4-c)$$

式中 x 、 x_0 、 x_θ 、 x_θ 在这里均表示位移幅值。但在方程组(1)中则表示位移瞬时值, 不可混淆。

ξ 、 ξ_k 、 ξ_r 分别为结构、地基基础平移和转动的阻尼。对于地基土只考虑了辐射阻尼, 忽略了其他因素的影响。这些阻尼, 由下式决定。

$$\xi = \frac{c\omega}{K} \quad (5) \quad \xi_k = \frac{c_k\omega}{K_k} \quad (6)$$

$$\xi_r = \frac{c_r\omega}{K_r} \quad (7)$$

将方程(4)的a、b两式两边除以 $-m\omega^2$, c式两边除以 $-m\omega^2h$, 并稍加整理可得,

$$\left[1 - \frac{\omega_0^2}{\omega^2} - (1 + 2\xi_i)\right]x + x_0 + x_\theta = -x_0 \quad (8-a)$$

$$x + \left[\beta - \frac{\omega_k^2}{\omega^2} - (1 + 2\xi_k i)\right]x_0 + \beta x_\theta = -\beta x_0 \quad (8-b)$$

$$x + x_0 + \left[\gamma - \frac{\omega_r^2}{\omega^2} - (1 + 2\xi_r i)\right]x_\theta = -x_0 \quad (8-c)$$

$$\text{式中, } \omega_0^2 = \frac{K}{m} \quad (9)$$

$$\omega_k^2 = \frac{K_k}{m} \quad (10)$$

$$\omega_r^2 = \frac{K_r}{mh^2} \quad (11)$$

ω_0 为刚性地基上结构的自振频率, ω_k 、 ω_r 分别为地基基础-上部结构体系单独发生水平振动及摇摆振动时的自振频率。

式(8)是关于位移幅值的方程组。考虑到基础质量对计算结果的影响很小, 我们令

$\beta = \gamma = 1$, 再解方程组可得:

$$x = A^{-1} \frac{\omega^2}{\omega_s^2} x_g = \left(1 + 2\xi i - \frac{\omega^2}{\omega_s^2} - \frac{\omega^2}{\omega_h^2} \cdot \frac{1 + 2\xi i}{1 + 2\xi_h i} - \frac{\omega^2}{\omega_r^2} \cdot \frac{1 + 2\xi i}{1 + 2\xi_r i} \right)^{-1} \cdot \frac{\omega^2}{\omega_s^2} x_g \quad (12)$$

$$x_0 = \frac{\omega_s^2}{\omega_h^2} \cdot \frac{1 + 2\xi i}{1 + 2\xi_h i} x \quad (13)$$

$$x_g = \frac{\omega_s^2}{\omega_r^2} \cdot \frac{1 + 2\xi i}{1 + 2\xi_r i} x \quad (14)$$

这样, 我们得到了各位移幅值同地面运动位移的关系, 特别是结构弹性位移 x 同地面位移幅值 x_0 的关系。

根据加速度同位移之间的微分关系, 我们也可找到结构相对加速度峰值和绝对加速度峰值同地面运动加速度峰值间的关系。

动力相互作用的简化计算方法

根据上一节所得结果, 即可寻求与现行抗震设计方法相吻合的考虑地基基础与上部结构动力相互作用的计算方法。事实上, 现行抗震设计方法多是以设计反应谱的理论为基础的。无论是底部剪力法或振型分解法, 只要确定了刚性地基上结构的基本周期, 即可通过反应谱计算地震反应, 计算结构的内力与变形。因此, 如能找到地基基础-上部结构体系同刚性地基上单自由度体系的相互关系, 即可利用设计反应谱理论分析和计算地基基础与上部结构的动力相互作用。

考虑(12)式, 将系数 A 中的分母实数化, 并分开其实部与虚部得:

$$\left\{ 1 - \omega^2 \left(\frac{1}{\omega_s^2} + \frac{1}{\omega_h^2} + \frac{1}{\omega_r^2} \right) + 2 \left[\left(1 - \frac{\omega^2}{\omega_h^2} - \frac{\omega^2}{\omega_r^2} \right) \xi + \frac{\omega^2}{\omega_h^2} \xi_h + \frac{\omega^2}{\omega_r^2} \xi_r \right] i \right\} = \frac{\omega^2}{\omega_s^2} x_g \quad (15)$$

$$\text{令} \quad \frac{1}{\omega_s^2} = \frac{1}{\omega_s^2} + \frac{1}{\omega_h^2} + \frac{1}{\omega_r^2} \quad (16)$$

$$\xi_s = \left(1 - \frac{\omega^2}{\omega_h^2} - \frac{\omega^2}{\omega_r^2} \right) \xi + \frac{\omega^2}{\omega_h^2} \xi_h + \frac{\omega^2}{\omega_r^2} \xi_r \quad (17)$$

则得:

$$\left(1 + 2\xi_s i - \frac{\omega^2}{\omega_s^2} \right) x = \frac{\omega^2}{\omega_s^2} \left(\frac{\omega_s^2}{\omega_s^2} x_g \right) \quad (18)$$

式(18)表示的是与地基基础-上部结构体系等效的刚性地基上单自由度体系的位移方程。其质量与地基基础-上部结构体系相同, 自振频率为 ω_s , 阻尼比为 ξ_s 。

在不考虑动力相互作用时, 相应的方程为:

$$(1 + 2\xi i - \frac{\omega^2}{\omega_1^2})x = \frac{\omega^2}{\omega_1^2} x_0 \quad (19)$$

对比方程(18)与(19), 可以看出, 这两个方程的差别, 反应了考虑和不考虑地基基础与上部结构动力相互作用的差别。

从(15)式, 我们求得:

$$T_c^2 = T_1^2 + T_2^2 + T_3^2 \quad (20)$$

将(9)、(10)、(11)式代入(16)、(20)式中可以得到:

$$\omega_c = \frac{\omega_1}{\mu} \quad (21)$$

$$T_c = \mu T_1 \quad (22)$$

$$\text{式中: } \mu = \sqrt{1 + \frac{K}{K_s} + \frac{K}{K_r} h^2} \quad (23)$$

μ 为周期比或周期放大系数。

显然 $\mu > 1$, 但 μ 的具体数值取决于结构和地基基础的参数 K 、 K_s 、 K_r 和 h 。

现分析如下:

1. 关于结构刚度 K

对于单质点或可以直接化成单质点体系的结构, K 可取各柱抗侧刚度之和, h 取结构的实际高度。

对于多层及高层结构, 现讨论如下。

设有多层或高层结构如图2所示, 层数为 n , 总高度为 H , 总重为 G , 第 j 层的重量为 G_j , 层间抗剪强度为 D_j , 当以 G_j 为水平力作用于 j 层时, 第 j 层的静力位移为 x_j 。

$$j = 1, 2, 3, \dots$$

根据能量原理, 我们有:

$$\frac{1}{\omega_1^2} = \sum_{j=1}^n G_j x_j^2 / g \sum_{j=1}^n G_j x_j \quad (24)$$

式中, g 为重力加速度

假定建筑物质量和刚度沿高度分布是均匀的, 即满足 $G_j = G/n$, $D_j = D$ 。

由此可以得出第 j 层的层间位移 Δx_j 及第 j 层的总位移 x_j 。

$$\Delta x_j = (n + j - 1) \cdot G / nD \quad (25)$$

$$x_j = \sum_{K=1}^j \Delta x_K = \frac{1}{nD} \sum_{K=1}^j (n + K - 1) \quad (26)$$

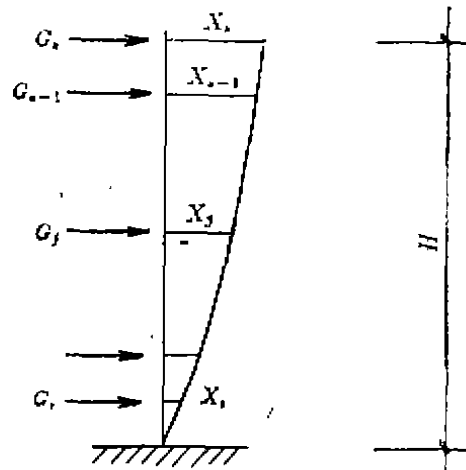


图2

从而:

$$\sum_{j=1}^n G_j X_j = \frac{G^2}{n^2 D} \sum_{j=1}^n \sum_{K=1}^j (n+K-1) \quad (27)$$

$$\sum_{j=1}^n G_j X_j^2 = \frac{G^3}{n^3 D^2} \sum_{j=1}^n \left[\sum_{K=1}^j (n+K-1) \right]^2 \quad (28)$$

运用高阶等差数列求和公式^[6], 将(27)、(28)式展开, 并代入(24)式, 加以整理, 并略去高阶小量, 即可求得:

$$\frac{1}{\omega_s^2} = 0.4(n+1) \frac{G}{D_s} \quad (29)$$

从而:

$$T_s = \frac{2\pi}{\omega_s} = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{0.4(n+1)G}{D_s}} \quad (30)$$

$$K = m\omega_s^4 = \frac{D}{0.4(n+1)} \quad (31)$$

而折算高度, 为满足(1)式可取:

$$h = (0.6 \sim 0.7)H \quad (32)$$

2. 关于地基的刚度 K_h , K_r

通常基础可假定为置于弹性半空间表面的矩形或圆形刚性底盘。则我们可以求得地基相应的抗剪刚度 K_h 和抗弯刚度 K_r ^[2]。

对于半径为 r_0 的圆形有:

$$K_h = \frac{8Gr_0}{2-\nu} = \frac{8\rho V_s^2 r_0}{2-\nu} \quad (33)$$

$$K_r = \frac{8Gr_0^3}{3(1-\nu)} = \frac{8\rho V_s^2 r_0^3}{3(1-\nu)} \quad (34)$$

对于边长为 b 和 L 的矩形, 我们可首先求得其折算半径 r_0 。

$$\text{平移} \quad r_0 = r_h = \left(\frac{bL}{\pi} \right)^{1/2} \quad (35)$$

$$\text{转动} \quad r_0 = r_r = \left(\frac{b^3 L}{3\pi} \right)^{1/4} \quad (36)$$

进而求出其刚度系数

$$K_h = \frac{4.512}{2-\nu} \rho V_s^2 b \left(\frac{L}{b} \right)^{1/2} \quad (37)$$

$$K_r = \frac{0.496}{1-\nu} \rho V_s^2 b^3 \left(\frac{L}{b} \right)^{3/4} \quad (38)$$

在式(32)~(38)中, G 、 V_s 、 ρ 、 ν 分别为地基土的剪切模量、剪切波速、质量密度和泊松比。

将(30)~(33)式代入(23), 经过整理可得:

$$\mu^2 = 1 + a_1 \left[\frac{2-\nu}{8} a_2 + \frac{3(1-\nu)}{8} a_2^2 \right] \quad (39)$$

式中:

$$a_1 = \frac{D}{0.4(\pi+1)h} / \rho V^2 \quad (40)$$

$$a_2 = h/r_0 \quad (41)$$

a_1 实际是结构刚度同地基刚度之比,

a_2 是结构的高宽比

式(39)表明, 周期放大系数主要依赖于上部结构与地基的刚度比以及结构的高宽比。结构越刚, 地基越柔, 动力相互作用越强, 越显著; 相反, 结构越柔, 地基越刚, 动力作用越弱, 越不显著。

计算实例

图3为某框架结构的平、剖面图。结构共10层, 总高33.4m, 总重 $G = 76580\text{kN}$, 层间抗剪刚度 $D = 640000\text{kN/m}$, 抗震设防裂度为7度, 地基土容重为 $\rho = 18\text{kN/m}^3$, 泊松比为 $\nu = 0.35$ 。

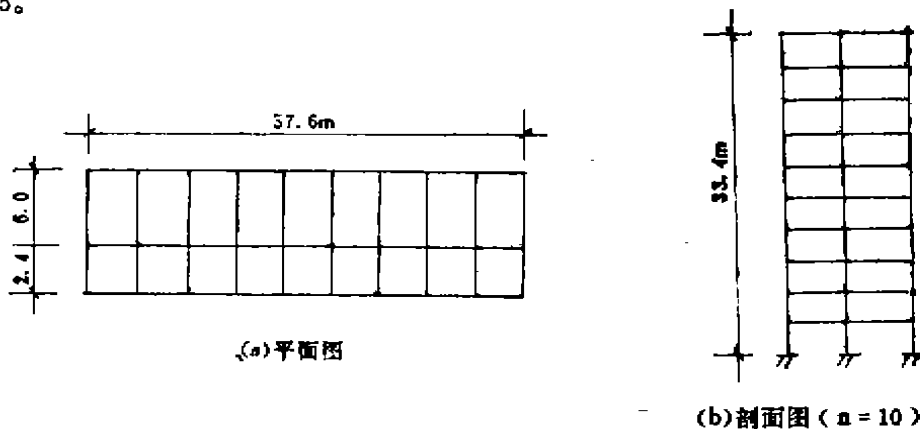


图 3

试计算该结构在不同场地土条件下地基基础与上部结构的动力相互作用。

解, 首先求该结构在刚性地面上的自振周期。将已知的数据代入式(30), 并考虑填充墙的折减系数则得:

$$\begin{aligned} T_1 &= 2\pi \sqrt{\frac{0.4(\pi+1)}{D_0} G \times 0.55} \\ &= 2\pi \sqrt{\frac{0.4 \times 11 \times 76580}{640000 \times 9.8} \times 0.55} = 0.80 \text{秒} \end{aligned}$$

其次, 求放大系数 μ

$$h = 0.7H = 0.7 \times 33.4 = 23.4$$

$$r_k = \left(\frac{bL}{\pi} \right)^{1/2} = (8.4 \times 57.6 / \pi)^{1/2} = 12.41 \text{m}$$

$$r_r = \left(\frac{b^3 L}{3\pi} \right)^{1/4} = (8.4^3 \times 57.6 / 3\pi)^{1/4} = 7.76 \text{m}$$

$$\frac{D}{0.4(n+1)h} = \frac{640000}{0.4 \times 11 \times 23.4} = 6216$$

代入式(39)、(40)、(38), 可得:

$$\mu = \sqrt{1 + \frac{24518}{V_s^2}}$$

对于具有不同剪切波速 V_s 的场地土, 可以求出相应的 μ 如表所示。同文献[1]所载数据比较, 吻合较好。

然后, 通过 T_s 及 μ 可以求出地基基础-上部结构体系的第一周期, 通过地震反应谱确定结构底部总剪力, 同文献[1]所载数据比较, 亦较吻合。

例题计算结果

序号	V_s (m/s)	$\mu = T_c/T_s$		$\xi = Q_c/Q_s$	
		本文结果	文献[1]	本文结果	文献[1]
1	120	1.644	—	0.639	—
2	150.4	1.444	1.374	0.718	0.721
3	174.8	1.343	1.351	0.767	0.751
4	200.2	1.270	1.236	0.806	0.903
5	267.4	1.159	1.132	0.876	0.905
6	286.6	1.140	1.109	0.889	0.905
7	303.8	1.125	1.111	0.900	0.904
8	364.4	1.088	1.084	0.927	0.923
9	438.9	1.062	1.050	0.947	0.948
10	500	1.048	—	0.959	—

结论

1. 本文从地基基础-上部结构动力相互作用的简化数学模型出发, 推导出简单实用的计算方法。所推公式反应了动力相互作用的主要因素, 因而同实际情况吻合较好。

2. 本文所述方法主要适合于比较均匀的地基, 适用于质量和刚度分布比较均匀的以

剪切变形为主的多层及高层建筑以及单质点体系的建筑。

3. 本文所给方法, 概念明确, 公式直观, 计算方便, 结果可信, 可供一般工业与民用建筑设计参考使用。

参考文献

1. 王光远: 建筑结构的振动 科学出版社 1978年
2. 土与基础的振动 [美]F.E.Richert, Jr等著 中国建筑工业出版社 1976年
3. 王开顺等: 土与结构相互作用的地震反应和设计地震荷载, 建筑结构学报 五卷二期
4. Feng jintao, Yang Zhenrong: Approach in Dynamic subsoil-structure interaction of buildings, "conference on Deep Foundation practice", 1990 Singapore
5. 冯劲涛: 高阶等差数列求和方法。

《建筑地基基础设计规范》(GBJ 7-89)学术讲座材料

根据《建筑地基基础设计规范》(GBJ 7-89)主编黄熙龄研究员在全国各地讲解该“规范”的讲稿和记录整理成《建筑地基基础设计规范(GBJ 7-89)学术讲座材料》, 经专家校审, 已印制成册。该书内容丰富, 对正确理解和执行“规范”有很大帮助。如有需要者请与河北省建筑科学研究院吴廷杰联系, 邮政编码: 050021, 电话: 0311-6015149

水泥加固土无侧限抗压强度 影响因素分析及预测

孙立川

林杰

(核工业第四勘察院 石家庄 053021) (同济大学)

〔摘要〕 通过对国内几项深层搅拌桩加固地基工程的统计,本文较详细地分析了几个影响水泥加固土无侧限抗压强度的主要因素,推导了几个预测水泥加固土无侧限抗压强度的公式,并得出了干、湿掺入比,初始含水量与天然含水量的换算关系。

前言

深层搅拌加固地基技术自1977年引入国内以后,因其①加固效果明显,②施工质量可靠,③无污染,对周围建筑无不良影响,④施工周期短,⑤施工方便等优点,逐步成为软土地基加固的方法之一。^[1]

但是深层搅拌技术自身也决定了影响其加固效果的因素众多,详细分析这些因素是十分必要的^[2],例如,对不同土质、在不同水泥掺入比时的加固效果如何,使用何种水泥,水灰比为多少,如何用物理指标预测加固强度等等。探讨这些问题,对于寻找经济、合理的搅拌方案是十分有益的,本文仅就水泥掺入比、土质、水泥品种、含水量等进行讨论,并推导出了几个预测水泥加固土强度的公式。

两个概念的说明

1. 水泥掺入比

水泥掺入量是决定加固效果的一个重要因素,国内一般采用湿掺入比 $\sigma_{\text{湿}}$ 来表示,这里 $\sigma_{\text{湿}} = (\text{掺入的水泥重量} / \text{被加固的湿土重量}) 100\%$,笔者认为这种表示方法是不妥的,因为从水泥加固土的成份来看,水泥、土质、水对无侧限抗压强度都有直接影响,故此认为,采用干掺入比 $\sigma_{\text{干}}$ 来表示水泥添加量的多少,能更准确地反应水泥对加固效果的贡献,这里干掺入比 $\sigma_{\text{干}} = (\text{掺入的水泥重量} / \text{被加固的干土重量}) 100\%$ 。下面给出 $\sigma_{\text{干}}$ 与 $\sigma_{\text{湿}}$ 的关系:

$$\sigma_{\text{湿}} / \sigma_{\text{干}} = 1 / (\omega + 1)$$

所以 $\sigma_{\text{干}} = \sigma_{\text{湿}} \times (\omega + 1)$, ω 为被加固软土的天然含水量。

2. 初始含水量 ω_1

水泥加固土中所含水由两部分组成：①天然土所含的水；②水泥浆液中所含的水。所以在不加减水剂时，含水量对加固效果的影响表现为以上两部分水对其影响的叠加。事实上，很难区分也没必要区分这两种影响，但国内较多采用土的天然含水量作为水对加固效果的影响指标，故建议采用初始含水量(ω_1)这个概念，它等于水泥土中水的重量（等于天然土中水重量与水泥浆中水的重量之和）与被加固土粒重量之比。

即：

$$\omega_1 = \text{水泥加固土中水的重量} / \text{水泥加固土的土粒重量}$$

初始含水量与天然含水量 ω 的换算关系：

$$\begin{aligned} \omega_1 &= (\text{水泥浆中水的重量} + \text{被加固土中水的重量}) / \text{被加固土的土粒重量} \\ &= (\omega \times \text{被加固土粒重量} + \delta_{\text{水}} \times \text{被加固土土粒重量} \times \text{水灰比}) / \text{被加固土粒重量} \\ &= \omega + \delta_{\text{水}} \times \text{水灰比} \end{aligned}$$

联系到 $\delta_{\text{水}} = \delta_{\text{水}} \times (\omega + 1)$ ，故上式也可写成：

$$\omega_1 = \omega + \delta_{\text{水}} \times (\omega + 1) \times \text{水灰比}$$

需要说明，本文中水泥掺入比均为干掺入比，并以 $\delta_{\text{水}}$ 表示，另外，本文使用初始含水量的概念，以 ω_1 表示，以区别于土的天然含水量 ω 。

影响水泥加固土的因素分析

1 土质的影响

图1所示为三种土在不同水泥掺入比时的水泥加固土无侧限抗压强度对比。试验中所用水泥为525*波特兰水泥。三种土的物理力学性质见表1。

(1) 粉土与粉质粘土的对比

在 $\delta_{\text{水}} = 10.5\%$ 时，粉质粘土的无侧限抗压强度 q_u 明显高于粉土。而在 $\delta_{\text{水}} = 15.7\%$ 和 $\delta_{\text{水}} = 21.0\%$ 时，粉土的 q_u 却高于粉质粘土，其中第30天时的无侧限抗压强度 $q_{u,30}$ 尤为显著。可见，随水泥用量的增大，粉土的 q_u 增长要敏感于粉质粘土。

试验所用土的物理力学性质

表1

物理力学性质 土类	重量	含水量	孔隙比	压缩模量	液性指数	压缩系数	内摩擦角	抗剪强度	无侧限抗压强度	承载力标准值
	γ kN/m ³	ω %	e	E_s Mp _a	I_L	$a_{0.1 \sim 0.2}$ Mp _a ⁻¹	ϕ_u °	C_u kPa	q_u kPa	f_k kPa
淤泥质粉质粘土	18.3	36.4	1.03	2.5	1.26	0.64	8.4	12	26	70
粉质粘土	18.5	36.0	1.03	2.8	0.88	0.60	9.3	19	25	80
粉土	18.7	34.0	0.92	3.5	1.31	0.41	21.4	10	39.5	80

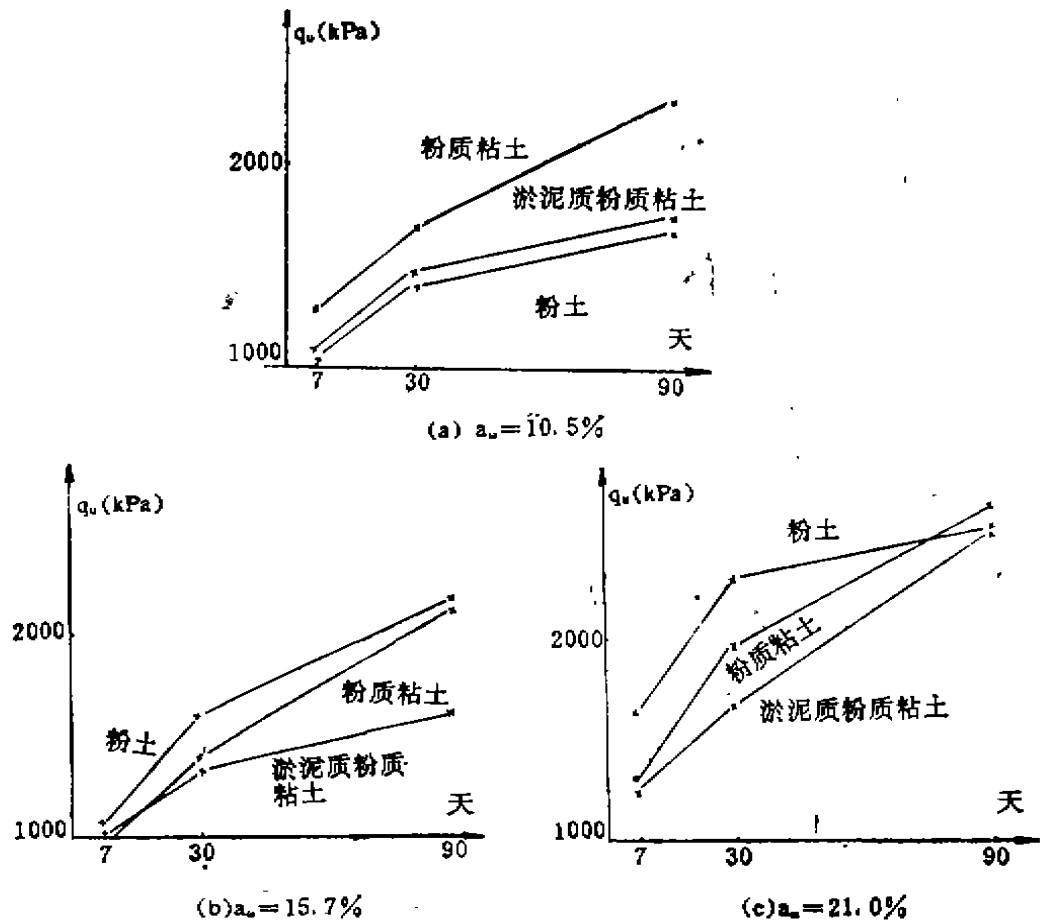


图1 q_u 与土类的关系

(2) 粉质粘土与淤泥质粉质粘土的对比

在试验所采用三种掺入比中，粉质粘土的 q_u 高于淤泥质粉质粘土，特别是水泥用量较少时，更为明显。充分说明了有机质对加固土强度的影响。

2 水泥掺入比的影响

一般情况下，水泥加固土强度随水泥用量的增加而增大。^[1]

图2所示为不同水泥的加固土强度随掺入比变化的曲线。试验土样为淤泥质粉质粘土（其物理力学性质见表1）。根据试验结果，325*矿渣水泥，325*钢渣水泥的水泥土强度随 a_w 增长幅度远大于其余二种水泥，最大增幅 Δq_u 可达2000kPa。

3 水泥种类的影响

图3为不同掺入比时四种水泥加固土第30天和第90天龄期时的无侧限抗压强度 $q_{u,30}$ 、 $q_{u,90}$ 曲线。试验土样为淤泥质粉质粘土（其物理力学性质见表1）。从图中可以看出，在 $a_w = 21.0\%$ 时，325*矿渣水泥、325*钢渣水泥的水泥土无侧限抗压强度要大于425*普通硅酸盐水泥和525*波特兰水泥。

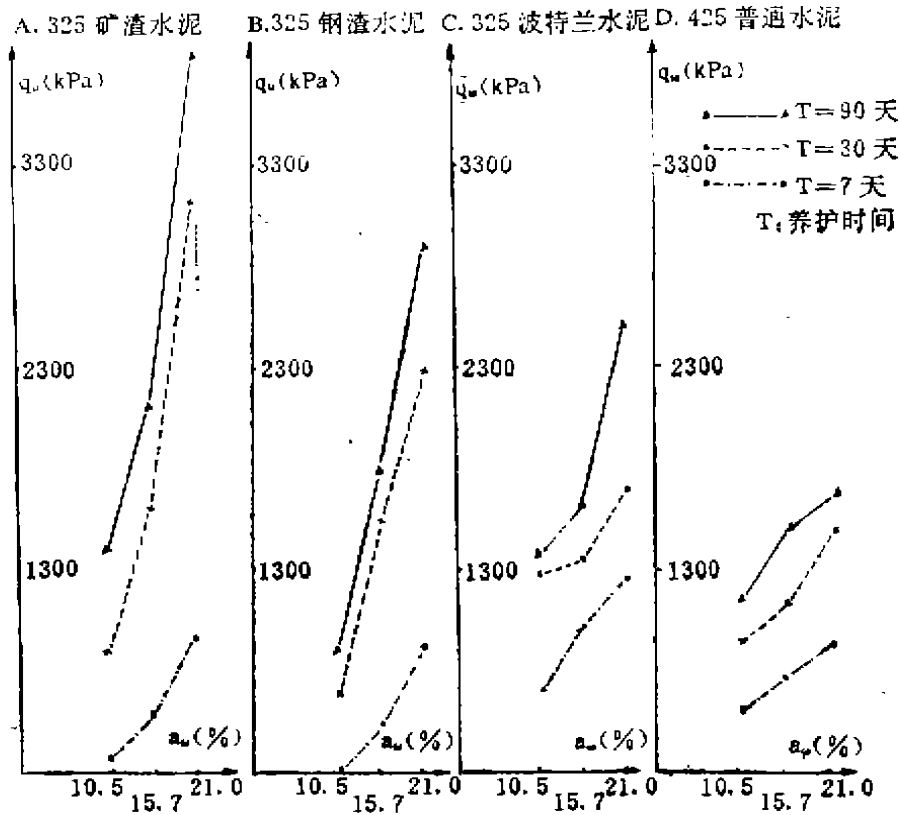


图2 水泥掺入比对 q_u 之影响

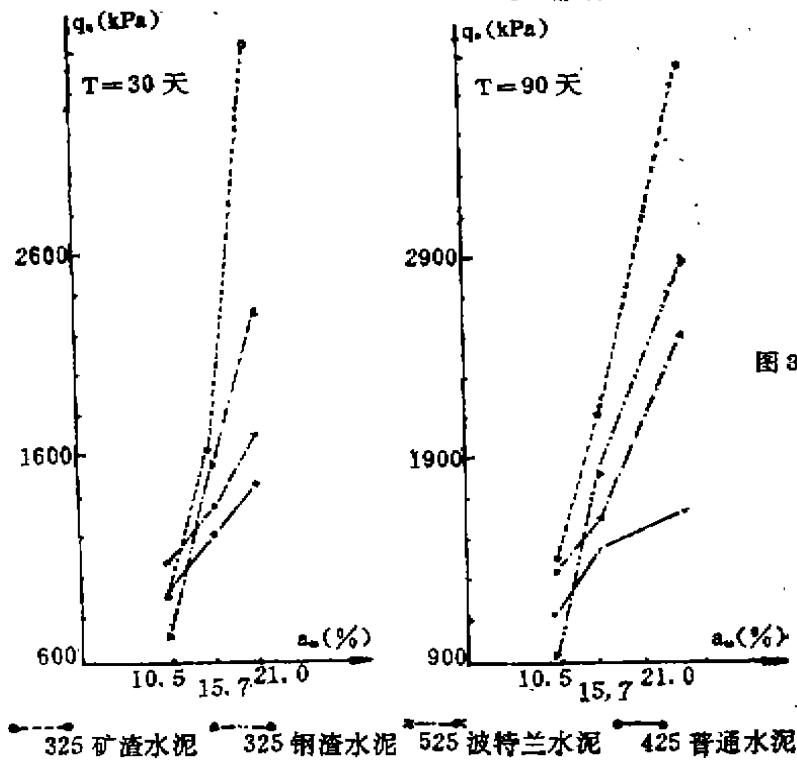


图3 水泥种类与 q_u 的关系

4 含水量的影响

图4为初始含水量与 q_u 的关系曲线^[8]。从图中可见， q_u 随 ω_1 的增大而减小，特别是水泥掺入比较大时尤为显著。而从水泥石硬化机理中的水化及水解反应来看，在 ω_1 从零或很小开始增大时， q_u 又必然有一个增大的过程。故此认为：初始含水量必有一个最优值，此时的 q_u 达最大值。这个最优初始含水量值的大小决定于水泥种类、土质、外掺剂等因素。

5 养护时间的影响

水泥加固土的无侧限抗压强度随养护时间渐增到某一临界值后不再增加^[8]。在实际应用中，比较关心如何用水泥土的早期强度预测其最终加固效果。笔者对国内几项深层搅拌桩加固地基工程^{[4] [5] [6] [7]}的试验数据进行了统计，得出了养护时间为7天、30天、90天时的水泥石无侧限抗压强度 $q_{u,7}$ 、 $q_{u,30}$ 、 $q_{u,90}$ 间的统计关系。供参考：

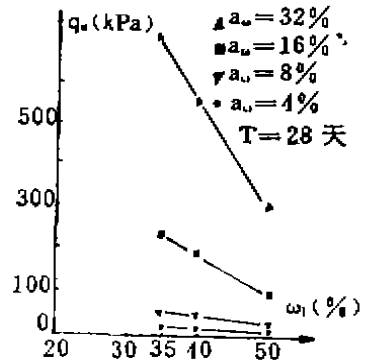


图4 初始含水量与 q_u 的关系 [SUZUKI, 1983]

(1) $q_{u,90}$ 与 $q_{u,30}$ 的统计关系为一近于直线的幂函数曲线：

$$q_{u,90} = 2.169 q_{u,30}^{0.9166},$$

相关系数0.88
近似为 $q_{u,90} = 2.169 q_{u,30}$
见图5(a)

(2) $q_{u,90}$ 与 $q_{u,7}$ 的统计关系为：

$$q_{u,90} = 2.46 q_{u,7}, \text{ 相关系数 } 0.94, \text{ 见图5(b)}$$

(3) $q_{u,30}$ 与 $q_{u,7}$ 的统计关系为：

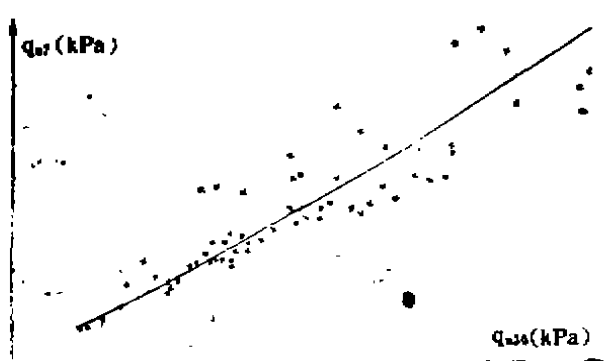
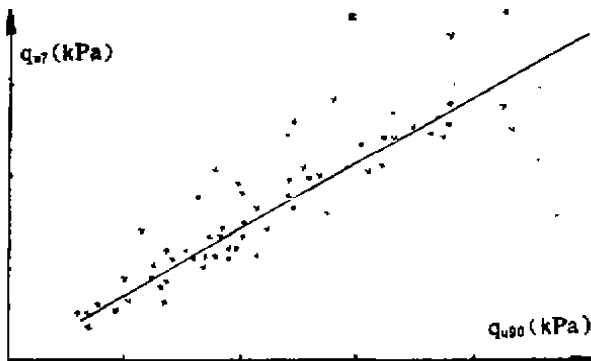
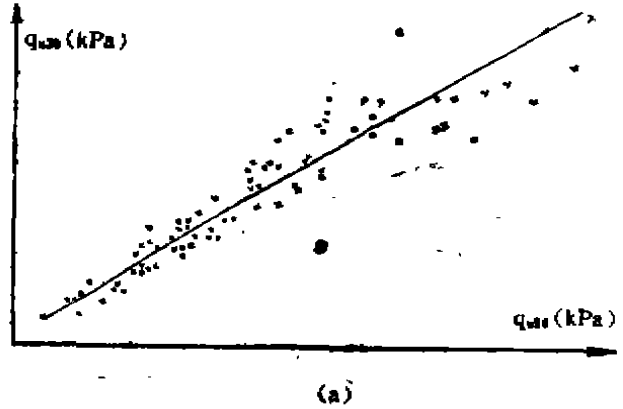


图5 不同养护时间的 q_u 的统计关系

$$\frac{1}{q_{s,30}} = -0.0001 + \frac{0.6621}{q_{s,7}}, \text{ 相关系数 } 0.89$$

近似为 $q_{s,30} = 1.51q_{s,7}$ 见图 5(c)。

用物理指标预测无侧限抗压强度

台湾的陈修(1985)研究台北盆地粘土加固的特点后,建议采用如下公式进行预测^[5]:

$$q_u = -20.1 + 0.414\omega_1(\%) + 4.48d_w(\%) + 0.025d_w^2(\%) - 0.085d_w(\%)\omega_1(\%)$$

式中, q_u ——水泥土无侧限抗压强度, kg/cm^2

ω_1 ——水泥土的初始含水量, %

d_w ——水泥干掺入比, %

笔者认为,水泥土无侧限抗压强度与水泥掺入比 d_w , 初始含水量 ω_1 , 龄期 t , 以及土的塑性指数有着较为直接的关系。为此,笔者统计了天津^[4]、连云港^[7]、上海^{[5][6]}、等几项工程的试验数据,用计算机进行多元回归分析,并对比了多种非线性关系,得出如下关系式:

$$q_{u,t} = -7.85\omega_1(\%)\ln t + 33.67d_w(\%)\ln t + 7.59I_p\ln t + 232.54$$

式中 ω_1 ——水泥加固土的初始含水量, %

d_w ——水泥干掺入比, %

I_p ——被加固土的塑性指数

t ——养护时间, 天

$q_{u,t}$ ——水泥加固土在养护时间 t 天时的无侧限抗压强度, kPa

推导上式的复相关系数 0.90, 图 6 为用上式预测的值和实测值的对比关系, 为了对比, 图中也绘出了用陈修公式预测的部分结果。有必要指出, 上式是针对华东沿海一带软土而推导的。

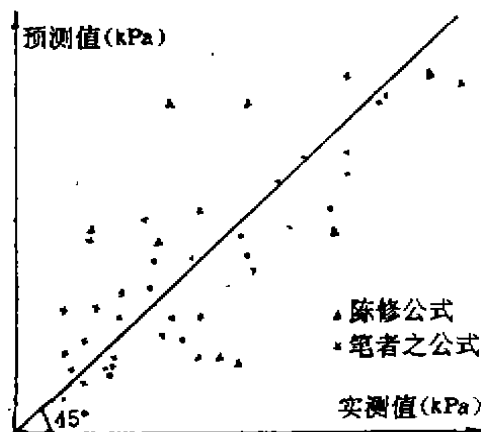


图 6 预测值与实测值的对比关系

结论

通过以上分析,可以得出如下结论:

1 不同土类的加固效果有很大差异。但是,对华东沿海软土而言,在水泥掺入比较大时,三种土的最终加固效果差异则不大,近于一致。

2 不同品种的水泥加固效果是不同的。对淤泥质粉质粘土而言,当水泥掺入比较大时,325*矿渣水泥和325*钢渣水泥的加固效果要好于425*普通硅酸盐水泥和525*波特兰水泥。

3 采用初始含水量和水泥干掺入比这两个概念,能更好地反应水和水泥用量与加固效果的关系。

4 水泥加固土7天、30天、90天龄期时的无侧限抗压强度间具有相关关系。另外,根据物理指标可以预测水泥加固土强度。

在完成本文过程中,承同济大学叶书麟教授、张家峰副教授悉心指导、帮助,在此一并致谢。

主要参考文献:

- [1] 叶书麟,地基处理,中国建筑工业出版社
- [2] 孙立川,深层搅拌桩特性分析,同济大学学士毕业论文,1991.6
- [3] 钟毓东(台湾),土壤改良——拌合桩之特性,土工技术杂志(台湾)1986,15期,72—84页
- [4] 天津无缝钢管总厂深层搅拌桩加固地坪报告,冶金部建筑研究总院1989.12
- [5] 上海梅山冶金公司郑家洼小区软土地基深层搅拌法加固报告,冶金部建筑研究总院,1988.11
- [6] 叶观宝、叶书麟、曾志贤、上海核工程研究设计院核辐射检验大楼深层搅拌桩试验分析,同济大学科技情报站,1990.1
- [7] 连云港市软粘土深层搅拌法加固试验报告,连云港市基本建设委员会、冶金部建筑研究总院,1983
- [8] YOSHIO SUZUKI, Deep Mixing Chemical Method Using Cement as Hardening Agent, Symposium on Soil and Rock Improvement Techniques, Bangkok, 1983

武烈河阶地圆砾侧阻力取值探讨

贾珍山

(承德市建筑勘察设计院 承德 067000)

前言

承德盆地为燕山山脉最大的盆地,武烈河由盆地北端流入,南端流出汇入滦河。武烈河河床坡降大,河水流速快,故形成粗大颗粒($>2\text{mm}$)为主的冲洪积物。承德市四面环山,盆地中由武烈河冲积形成平坦的阶地占整个城市平坦地面面积达三分之二。随着城市建设迅猛发展,旧城改造、小区开发大多在武烈河阶地上修筑,仅1990年至1993年,就在阶地上新建建筑面积达100多万平方米的建筑物。由于武烈河阶地形成的冲洪积物呈二元结构,即上层土松软,下层土密实,强度高。多年的建筑经验证明,大直径桩是较合理的基础形式之一,笔者初步统计,在武烈河阶地上近5年每年打(挖)桩1万多棵,1992年至1993年段达3万棵。但当地以往设计桩基时,桩的受力均按端承桩考虑,忽略桩侧阻力,当桩进入砂卵石深度较大时,不计侧阻力是很不合理的,将大大提高基础工程的造价,另外桩的受力机理也不清楚。现行的《规范》对圆砾、卵石土侧阻力值未给出。笔者对近几年做的6棵大直径桩不完整的静载试验资料进行分析,提出武烈河阶地上桩侧摩阻力取值建议。

土层分布及其工程地质特性

武烈河一级阶地地表覆盖层为杂填土,粘性土,厚度在2.0~3.0m左右,故在一级阶地上修筑建筑物常采用天然地基浅基础;二级阶地覆盖层杂填土、粉土,厚度在5.0~7.0m左右,局部可达8.0m。本文所分析的六棵大直径桩即竹林寺小区的竹-1号、竹-2号;南园小区的南-1号、南-2号;牛圈子沟某学校11号楼的牛1号、牛-2号试桩均分布在二级阶地上。土层分布及试桩入土深度见图1。

三个试验地点土层分布有以下共同点:①层杂填土,厚1.5~3.3m,主要由灰渣、砖瓦块等组成;结构松散,静载试验,地基承载力标准值60~70kPa;②层粉土,厚1.7~3.4m, $\omega=20.4\%$ 、 $e=0.98$ 、 $E_s=3.45\text{MPa}$ 、 $I_L=0.52$,多点次静载试验,地基承载力标准值70~80kPa,轻便触探锤击数平均9击。牛圈子沟试点该层顶有一层厚1.6m的松散砾砂层;③层圆砾,即为试桩桩端持力层,该层有卵石、粗砂夹层,中等密实状态,重型(2)触探锤击数平均值为10击。该土层各试点土颗粒分析及不均匀系数见表1。

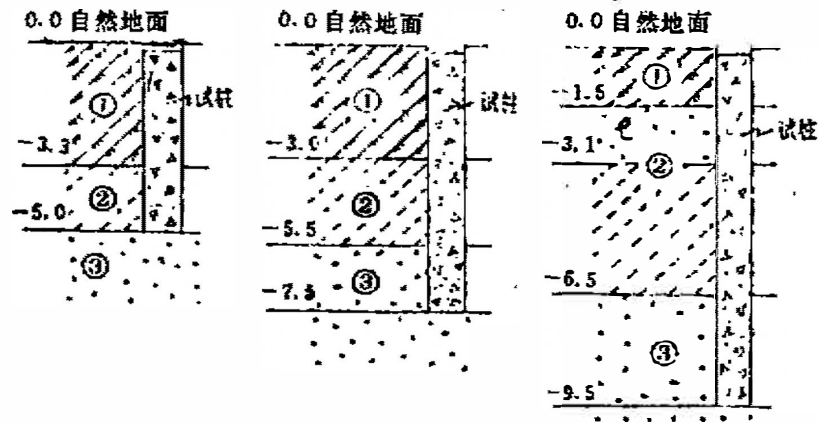


图1 土层剖面

竹-1、2 南-1、2 牛-1、2

表1

径粒 mm 小于该粒径含量% 试点	径粒 mm									不均匀系数 K _u
	20	10	5	2	1	0.5	0.25	0.074	<0.074	
竹林寺试点	71.25	—	54	47.43	—	35.73	29.57	28.13	13.76	25
南园试点	64.4	51.0	43.8	37.7	28.7	9.1	23.0	2.1		16
牛圈子沟试点	97.6	78.6	63.6	50.2	38.0	22.5	13.0	4.0		11.4

从表1可见,均为良好级配土,土颗粒各粒径含量相近,故有可比性。

静载试验及桩侧阻力取值分析

1. 静载试验

因静载试验设备反力原因,试桩未能达到极限破坏。试验采用锚桩、大小钢梁做反力,千斤顶加荷,三等标准测力计计量荷载,试验均按有关《规范》要求进行。各桩试验结果列于表2。

各桩静载试验的Q—S曲线见图2。

从Q—S曲线直观看,三个试验地点的桩随进入圆砾层深度变化,其应力-应变特征变化明显。沉降量随桩进入圆砾层深度增加而减小,单桩承载力随之而提高。从图3的S—h曲线(变形—桩入圆砾深度关系曲线)可更明显地看出桩随进入圆砾层深度增加,沉降量显著变小的规律。当桩进入圆砾层3m与不进入圆砾层时相比,沉降量减少近6倍,单桩承载力提高3倍之多。

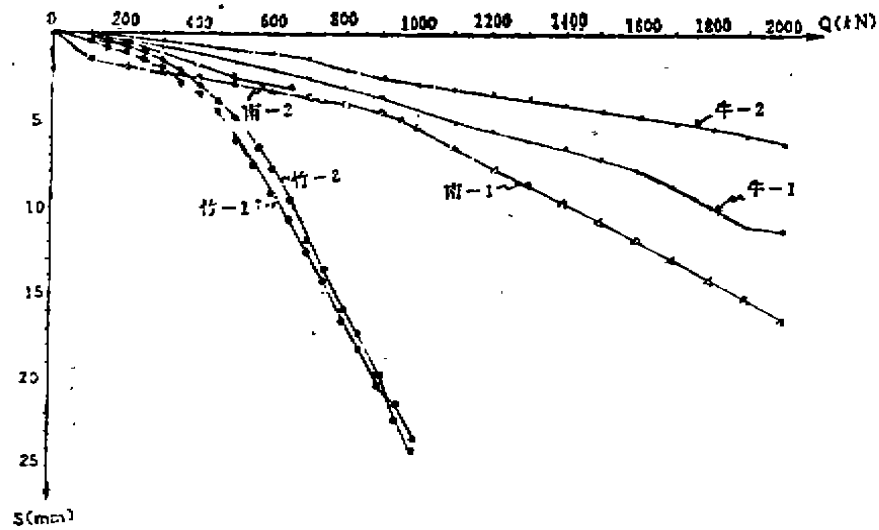


图2 Q-S曲线

桩静载试验一览表

表2

荷载 (kN)	沉降量 mm	桩号					
		竹林-1号	竹林-2号	南园-1号	南园-2号	牛-1号	牛-2号
100		0.52	0.37	1.29	0.21	0.37	0.04
200		1.04	0.84	1.85	0.55	0.53	0.24
300		1.88	1.62	2.14	0.99	0.62	0.44
400		3.41	2.92	2.44	1.38	1.21	0.70
500		6.15	4.72	2.72	2.63	1.68	0.91
600		9.14	7.64	3.18	3.31	2.13	1.11
700		12.39	11.75	3.54	4.52	2.48	1.27
800		16.44	15.71	3.85		2.96	1.95
900		20.00	19.36	4.26		3.62	2.57
1000		23.07	23.37	5.5		4.53	2.72
1200				7.50		5.37	3.21
1400				8.51		6.32	3.84
1600				11.75		7.64	4.57
1800				14.00		9.91	5.33
2000				16.25		11.04	6.17

各级荷载及相对应之沉降量

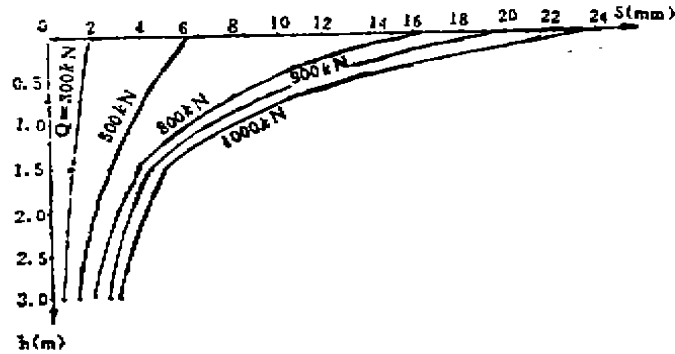


图3 S—h曲线

2. 桩侧阻力取值分析

随桩进入圆砾层深度增加, 沉降量减小, 其原因有二: 一是桩侧阻力及桩侧阻力之深度效应影响, 使桩侧阻力增大, 阻止桩沉降; 二是桩端阻力的深度效应影响。为了说明后文计算的侧阻力所包含的内容, 这里先介绍有关学者研究成果。研究表明, 当桩进入均匀持力层的深度 h 小于端阻的临界深度 $h_{c,p}$ 时, 其极限端阻一直随深度线性增大, 当进入深度大于该深度后, 极限端阻基本保持恒值不变, 即有一个端阻力稳值 q_{p1} 。关于端阻临界深度 $h_{c,p}$ 和端阻稳值 q_{p1} 有如下特征:

(1) 端阻临界深度 $h_{c,p}$ 随覆盖层压力 V_0 (包括覆盖层的自重压力和地面荷载) 及砂持力层相对密度 D_r 而变。当 $V_0 = 0$ (持力层以上无覆土) 时, $h_{c,p}$ 随 D_r 即随 q_{p1} 而线性增大。

当 $V_0 > 0$ 时, 其临界深度 $h_{c,p}$ 随 V_0 的增大而减小。

(2) 端阻临界深度随桩径增大而增大。

(3) 端阻稳值 q_{p1} 的大小仅与持力层砂土的初始密度 D_r 有关, 而与桩的尺寸无关, D_r 愈大, q_{p1} 也愈大。

(4) 端阻稳值 q_{p1} 与覆盖层厚度无关。

基于桩侧阻力深度效应, 目前研究程度还很肤浅, 特别是对圆砾土, 研究资料尚少, 只是砂土中有一些研究成果, 研究表明, 当桩入土深度超过侧阻的临界深度 $h_{c,s}$ 后, 侧阻不再随深度增加而增大。目前各国学者在砂土中模型桩试验所得的侧阻临界深度 $h_{c,s}$ 不尽相同, 从 $h_{c,s}$ 等于 0.3 倍的 $h_{c,p}$ 到 1.0 倍的 $h_{c,p}$, 变化幅度很大。

综述上面研究成果, 不论是端阻力深度效应, 还是侧阻力深度效应, 均是极限状态下的规律。根据以上研究成果, 所分析的 6 棵桩径为 0.8m 的试桩持力层上覆盖层厚 5.0~6.8m, 即覆盖层压力 $P_0 = 93.1 \sim 126.6 \text{ kPa}$, 试桩所加荷载最大加到 2000kN, 即使不考虑上覆土层的侧阻力, 则端阻值也不超过 4.0MPa (如考虑侧阻力, 分配到桩端阻值就更小), 这样小的端阻算出端阻临界深度 $h_{c,p}$ 约 0.4m, 0.4m 内桩端阻力值影响很小 (计算过程略, 请参考文献 [1] P 45 图 2—9), 因而侧阻值深度影响就更小。故笔者将端阻深度效应及侧阻深度效应忽略不计, 将所分析的桩随进入圆砾层深度增加、沉降量变小归结于侧阻力。

因试桩未能压到极限破坏, 不能确定桩极限承载力 (包括极限侧阻力及极限端阻力), 这里笔者用《规范》规定的相对沉降量确定每棵桩单桩容许承载力, 即 $S = 0.01D$ 来确定。单桩容许承载力由容许侧阻力及容许端阻力构成, 所研究的试桩侧阻力由上覆松软层

(填土、粉土)及圆砾层两部分构成,可用下式表达:

$$Q = Q_{e1} + Q_{e2} + Q_p \quad (1)$$

式中 Q —单桩容许承载力, kN ;

Q_{e1} —上覆填土、粉土总容许侧阻力, kN ;

Q_{e2} —圆砾层总容许侧阻力, kN ;

Q_p —容许端阻力, kN 。

Q_{e1} 既无实测资料,又无对比试验资料,故按《工业与民用建筑灌注桩基础设计与施工规程》JGJ4—80计算:

$$Q_{e1} = \pi d \sum L_i f_i \quad (2)$$

六棵桩三个试验地点地质条件基本相同,只是由于桩嵌入圆砾层深度不同而使变形量、承载力变化。竹—1号、竹—2号试桩未进入圆砾层,即 $Q_{e2} = 0$,也就是说竹林寺试点单桩承载力是由上覆松散软土侧阻力和圆砾端阻力两部分组成,牛试点和南试点单桩承载力除上述两部分外,还有圆砾层侧阻力,即 $Q_{e2} \neq 0$ 。根据前面的讨论,可以看作牛、南两试点较竹林试点桩承载力提高 ΔQ 是由圆砾侧阻力和上覆松散土层厚度之差的侧阻力引起,即:

$$\begin{aligned} \Delta Q &= Q_{牛} - Q_{竹} \\ &= Q_{牛e1} + Q_{牛e2} + Q_p - Q_{竹e1} - Q_{竹e2} - Q_p \end{aligned} \quad (3)$$

因 $Q_{竹e2} = 0$ 有

$$\Delta Q = Q_{牛e1} - Q_{竹e1} + Q_{牛e2} \quad (4)$$

根据(2)式计算,可得出 $Q_{牛e1}$ 、 $Q_{竹e1}$ 、 $Q_{南e1}$, ΔQ 可根据静载试验资料用(3)式确定,根据(4)式可得出 $Q_{牛e2}$ 、 $Q_{南e2}$,这样圆砾层单位容许侧阻力值 f 可用(5)式计算:

$$f = \frac{Q_{e2}}{\pi d \cdot h} \quad (5)$$

计算结果见表3。

表3

计算项目 试桩号	桩入土深度 (m)	桩入圆砾深度 h (m)	桩径 D (m)	单桩容许承载力 Q (kN)	上覆松散土容许侧阻力 Q _{S1} (kN)	圆砾土容许侧阻力 Q _{Sa} (kN)	圆砾层单位侧阻力 f (kPa)	成桩工艺
竹—1号	5.0	0	0.8	612	250~377	0	0	人工挖孔
南—1号	7.5	2.0	0.8	1250	276~414	612~615	121~120	冲孔灌注
牛—1号	9.5	3.0	0.8	1625	326~490	937~900	124~119	冲孔灌注

因采用 $S/D = 0.01$,确定单桩容许承载力,得出圆砾层侧摩阻力为容许侧摩阻力。从计算结果可见,两个试验地点圆砾层侧摩阻力很接近,变化范围在119—124kPa之间。以往当地设计桩基时往往忽略圆砾侧阻力或选取容许侧摩阻力值很小(40kPa左右),是

极为不合理的,从南园试桩桩端埋设的土压力盒实测数据表明,当桩顶加荷至1000kN时,传递到桩端压力不到100kN,桩端承担荷载占总荷载10%左右。这也证明,桩侧阻力不可忽略,而且占的比重相当大。虽然当地试桩数据还很少,但从这几颗试桩资料分析比较,所提出圆砾层侧摩阻力值可作为以后研究、设计、施工参考。

沉降观测

南园试验点处某单位11号7层住宅楼为桩基,地质条件、桩径、桩长均与南一1号、南一2号试桩相同,设计时,圆砾层容许侧摩阻力取25kPa,单桩使用荷载900kN—1200kN。工程桩施工时施工单位将大部分基桩打成偏心,且有40%桩偏心距超过规范规定容许值。为此,对个别桩进行了偏心处理。建筑物沉降观测结果见表4:

表4

观测日期	最大沉降量 (mm)	最小沉降量 (mm)	平均沉降量 (mm)
1993年8月8日主体完	2.5	0.5	1.3

从11号楼沉降结果可见,设计时桩侧摩阻力取值很小,即使桩施工时造成很大的偏心,建筑物沉降仍是很小的,桩基承载力有很大的潜力可挖。从而也说明圆砾层侧摩阻力很大,设计时如忽略或采取很小的侧摩阻力值,将造成极大的浪费。

结语

1. 在分析圆砾层侧摩阻力时,当覆盖层较厚、荷载较小时,忽略端阻力和侧摩阻力的深度效应,对分析结果影响不大。
2. 根据六颗桩对试验资料分析,武烈河阶地圆砾层容许摩阻力在120kPa左右,考虑到试验资料少,使用时可适当降低,以不断积累资料,逐渐趋于合理。
3. 圆砾层侧阻力对单桩承载力影响较大,随桩进入圆砾层深度 h 增加,侧阻力分担荷载比重而增加。如果忽略侧阻力或取值小,将给工程造成很大的浪费,对桩受力机理认识不清楚。
4. 武烈河阶地采用人工挖孔桩时,使桩端进入圆砾层1倍桩径的深度,桩承载力大大提高,较未进入圆砾层桩更经济。

参考文献

- [1] 刘金砺·《桩基础设计与计算》,中国建筑工业出版社,1990年7月
- [2] 《工业与民用建筑灌注桩基础设计与施工规程》JGJ4—80
- [3] 《建筑桩基技术规范》送审稿,1991年12月

在防护工程中一桩三用的尝试

柴哲如 王建强

(河北省人防工程设计研究院 石家庄 050021)

1993年,在某大型地下防护工程中(掘开式,地下二层,埋深10m),因施工环境不允许放坡开挖基坑,采用了现浇钢筋混凝土护坡桩施工方案。桩位布置在现有上下水管道以内1m处,由于建筑物位置不可变更,只得将桩和墙紧连起来施工。本地区地下水位很深,此类工程一般都设计为条形基础。但根据《建筑地基基础设计规范》有关规定,地基承载力深度修正只能按室内地面以下的深度计算。当墙外填土很厚时,其附加荷载几乎和地基承载力相等,因此难于采用条形基础,若按片筏基础设计,势必大大增加工程造价。鉴于这种情况,设计将护坡桩与墙体连成整体,形成叠合构件,按T形截面进行墙体结构计算;在负二层地面以下1m处增设一道承台梁,用它和护坡桩共同作用,替代墙基,支承墙体传来的荷载。这种“一桩三用”的设计方案,不仅解决了前述设计和施工中的难题,还大大节省了投资。该工程经施工阶段实测,桩顶位移符合设计要求,主体复土后也未发现任何问题。现将设计和施工情况作一简要介绍。

设计概况

根据施工机具和材料准备情况,护坡桩直径定为600mm,非均匀配筋,采用二级钢,受拉侧配6 ϕ 22钢筋,其间距为75mm,保护层50mm。外墙厚400mm,墙外皮距桩中心100mm,均采用C25混凝土。除桩顶外,在负二层室内地面以下1m处增设一道承台梁。刚

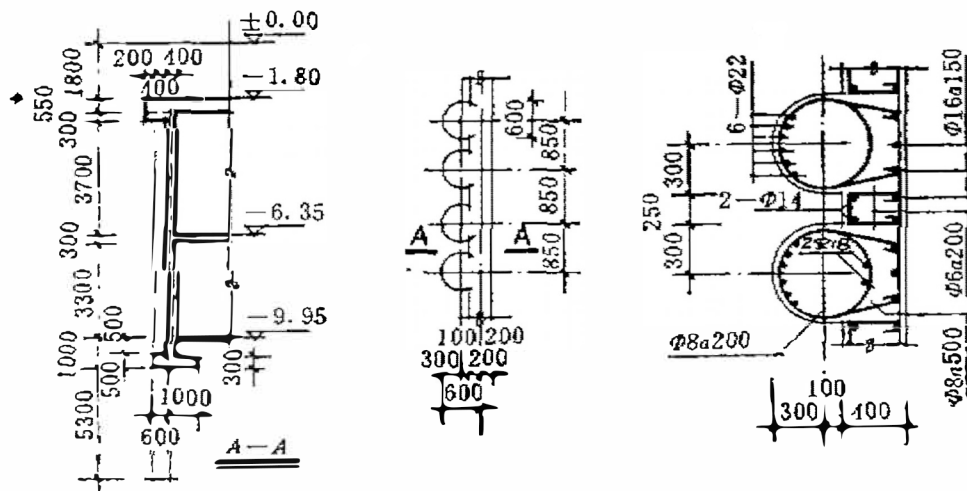


图1 设计简图

性防水采用粘结力较强的防水宝涂料,在桩墙之间的接触面上涂刷二道。桩与墙体之间还配有拉结钢筋。设计简况见图1。

护坡桩设计

1. 土压力计算:

工程地质报告提供的场地土的物理力学指标和土层分布情况标于图2(a)中。报告给出的土壁直立厚度 $Z_0 = 8.2 \sim 9.5\text{m}$,由于第三层土为中砂,其顶面深度为7.8m,故取 $Z_0 = 7.8\text{m}$ 。

根据朗金土压力公式计算得主动土压力分布如图2(b)所示。

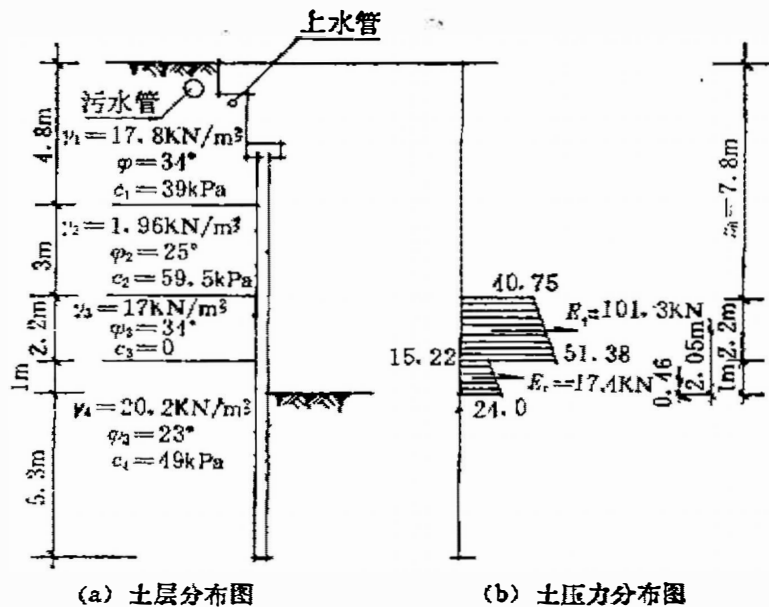


图2

由图2算得:

$$\text{土压力对护坡桩的水平总推力} \quad E = 118.75 \text{ kN}$$

$$\text{土压力对护坡桩在坑底处的总力矩} \quad M = 216.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2. 决定桩的有效长度、桩身最大弯矩、允许最大水平承载力:

将护坡桩视为桩顶(基坑底),作用有 $Q_0 = E = 118.75 \text{ kN}$ 水平力和 $M_0 = M = 216.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 力矩的钢筋混凝土桩,参照M法简化计算结果,并根据施工经验适当修正为:

$$\text{桩的有效长度} \quad L = 5.3 \text{ m}$$

$$\text{桩的最大弯矩} \quad M_{\max} = 303.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{桩的允许水平承载力} \quad Q_{\max} = 280 \text{ kN}$$

3. 单桩承载力计算:

在施工阶段可忽略桩的竖向荷载,只计算其抗弯和抗剪强度。图3为桩的截面强度计算简图。

图中 A 为受压区混凝土面积, y 为 A 的形心至轴线的距离, A_s 为受拉钢筋的面积, y_s 为受拉钢筋重心至轴线的距离, Z 为桩截面的抗弯力臂, α 为受压区面积相应的圆心角与 2π 的比值, α_s 为受拉钢筋分布的弧长与其所在圆周的比值。

已知 $A_s = 6 \times 380.1 = 2280.6$

令 $f_y A_s = f_{cm} A$

$$A = \frac{2280.6 \times 310}{13.5} = 52369$$

根据已知参数算得:

$$Z = y + y_s = 215 + 232.7 = 447.7$$

单桩截面抗弯力矩为

$$\begin{aligned} M_s &= f_y A_s Z \\ &= 316.5 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

4. 确定桩距

$$\text{桩距 } s = \frac{M_s}{M_{\max}} = \frac{316.5}{303.8} = 1.04 \text{ m}$$

由于在开工前场地边缘的 $D300$ 自来水管道的洗管, 其废水大部分渗入桩位附近的土中, 使其含水率大大增加, 从而使土压力相应加大。为安全起见, 施工桩距采用 0.85 m 。

5. 桩的抗剪强度验算:

经验算, 配置 $\phi 6 @ 200$ 环形箍筋即可满足要求。

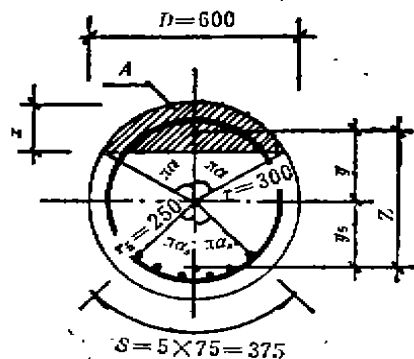


图3 桩截面强度计算图

墙体强度计算

墙体内力是把双层无梁楼盖、柱、外墙化为等代刚架, 使用微机电算而得。取一个桩距的墙体作为计算单元, 其内力如图4所示。现分别计算 I—I 和 II—II 断面(最大、最小弯矩处)的截面强度。

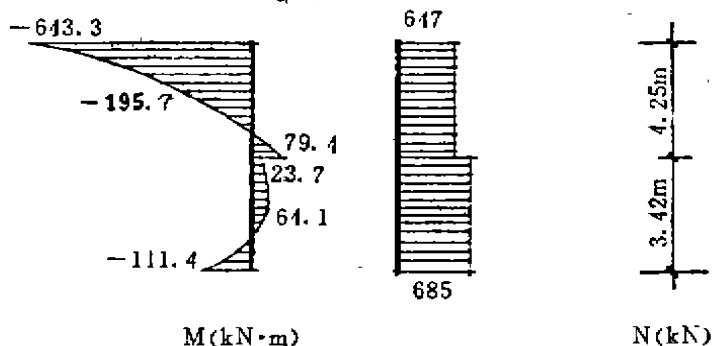


图4 墙体内力分布图

1. I—I 截面 计算简图见图5

$$M = 643.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N = 647.7 \text{ kN}$$

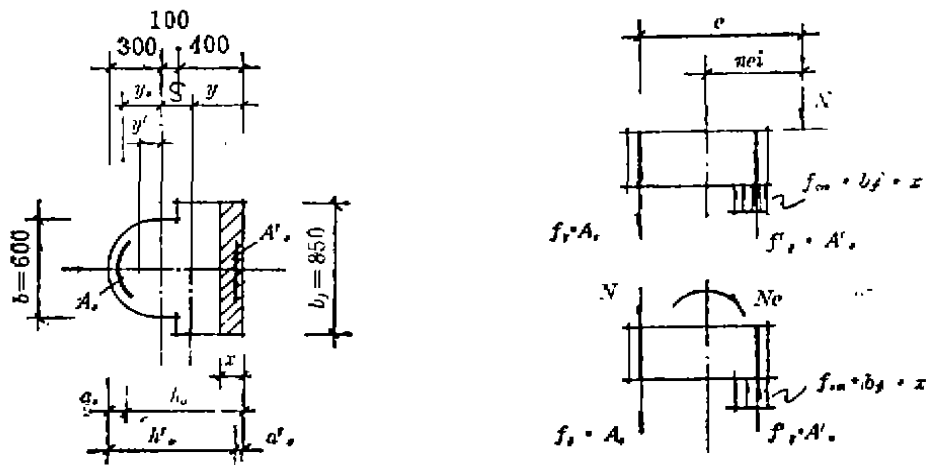


图5 I—I截面计算图

墙体截面积 $A = 541372$

总截面形心至墙内皮的距离 $y = 339$

$$e_0 = M/N = 993 > 0.3h_0 = 240.0$$

$$\eta e_1 = 933 > 0.3h_0 = 219.8$$

故属大偏心受压，受压区在墙内侧。

$$e = y_s + s + \eta e_1 = 232.7 + 161 + 993 = 1386.7$$

设受压钢筋为 $\Phi 16@200$, $A_s = 850/150 \times 201.1 = 1139\text{mm}^2$

将已知数值代入公式

$$Ne = f_{cm} b_f' x (h_0 - x/2) + f_s' A_s' (h_0 - a_s')$$

整理后得 $5735x^2 - 8411x + 660 = 0$

解方程得 $x = 83 > 2a_s'$

将 x 的值代入公式

$$A_s = \frac{f_{cm} b_f' x + f_s' A_s' - N}{f_s}$$

$$= 2122 < 2280.6 \text{ (桩内受拉钢筋)}$$

故不需另加钢筋即可满足要求。

2. II—II截面：计算简图见图6

$$M = 79.4\text{kN} \cdot \text{m} \quad N = 647.7\text{kN}$$

$$e_0 = 79.4/647.7 = 0.123\text{m} = 123\text{mm}$$

$$\eta e_1 = 135$$

$$e = y + e_1 - a_s = 439 \quad e' = y_s + s - e_1 = 282.7$$

近似按 T 形截面计算，受拉钢筋按最小配筋面积配置， $A_s = 0.002 \times 600 \times 800 = 960$
求受压钢筋面积：

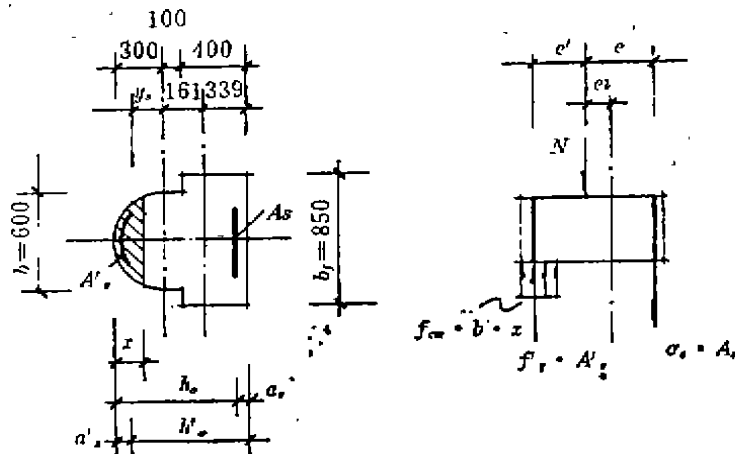


图6 II—II截面计算图

对受压钢筋重心取矩得：

$$Ne' = f_{cm}bx(0.5x - a'_s)f_sA_s \frac{x/h_0 - 0.8}{\xi_b - 0.8} (h_0 - a'_s)$$

将已知数值代入上式整理后得：

$$x^2 + 127.17x - 205432 = 0$$

解方程得 $x = 394.1$

将 x 的值代入基本公式得：

$$A'_s = \frac{Ne - f_{cm}bx(h_0 - 0.5x)}{f'_s(h_0 - a'_s)} = -7069 < 0$$

按构造配筋，因桩内纵筋已足够，不需要增加钢筋。

截面的抗剪强度验算略。

墙基设计

将桩中增加的承台梁向内侧加宽，使其与桩共同作用替代条基，支承墙体传来的荷载。因桩距 $s < 6D = 3.6\text{m}$ ，因而将桩视作假想深基。

1. 计算承台梁的延伸宽度

根据地质报告，持力层为粉质粘土，标准承载力为 190kPa 经过深度修正，承台梁底和桩底的设计承载力分别为：

$$f_1 = f + \gamma\eta_d(h - 0.5) = 212\text{kPa}$$

$$f_2 = f + \gamma\eta_0(h - 0.5) = 447.5\text{kPa}$$

每个桩距深基的承载力

$$F = 447.5 \times 0.85 \times 0.6 = 228.2\text{kN}$$

已知单桩的抵抗弯矩 $M_a = 316.5\text{kN} \cdot \text{m}$

由墙体传来的荷载 $N = 227\text{kN}$ $M = 111\text{kN}\cdot\text{m}$
 墙体和基础自重 $G_1 = 131\text{kN}$
 深基部分桩土自重 $G_2 = 56\text{kN}$

如图7所示, 根据平衡条件

$$F + 0.85Bf_1 - G_2 - (N + G_1) = 0$$

故
$$B = \frac{227 + 131 + 56 - 228}{0.85 \times 212} = 1.04\text{m}$$

又由
$$M = 0.161(F - G_2) - 0.139Bf_1 - \frac{B^2 f_1}{2} - M_a = 0$$

解得
$$M_a = -6.57\text{kN}\cdot\text{m} < 316.5\text{kN}\cdot\text{m}$$

故基础是安全的

2. 承台梁配筋计算:

设承台根部高为500, 边缘高300, 用C15混凝土, 一级钢

$$Q_{max} = (1 - 0.2) \times 0.85 \times 212 = 144.2\text{kN}$$

不需配抗剪钢筋。

$$M = \frac{0.85q(B - 0.2)^2}{2} = 57.66\text{kN}\cdot\text{m}$$

按构造配筋 $A_s = 0.002 \times 850 \times 465 = 790$ 实配 $\Phi 14 @ 200$

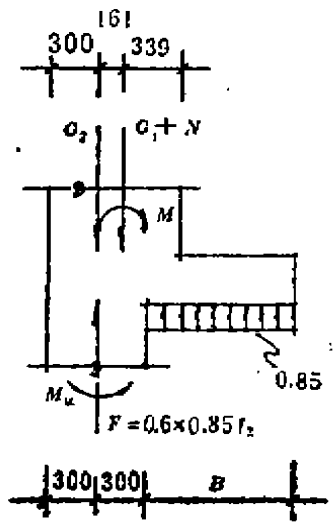


图7 墙基计算简图

施工措施

1. 由于护坡桩先于墙体施工, 必须将桩面凿毛, 深度为4mm, 以满足叠合构件要求。
2. 桩间土挖至墙外皮后, 抹水泥砂浆, 若为砂层, 则应砌筑砖模。墙体内模用膨胀螺栓与桩身固定。
3. 桩与墙体的拉结钢筋预埋在桩内, 支内模前将其凿出, 并与墙内皮钢筋拉结。
4. 桩内纵筋要伸出桩顶, 并浇灌在顶板内, 其长度应达到锚固要求。

经济效益分析

在采用护坡桩施工的工程(在城区建筑工程中是常见的)中, 以本工程为例, “一桩三用”与普通设计方案的主要工程量相比(不含基础增加的工程量), 前者比后者每延米墙体少挖、运、填土方 11m^3 , 节约模板工程50%、混凝土工程30%、钢筋工程50%。经济效益是很高的。

体会

1. 本工程采用“一桩三用”的建设方案, 是在施工环境不允许的情况下采取的措施。实践证明, 这种建设方案, 能够达到安全、可靠、经济的目的。因此建议, 在其它类似的工程中, 不仿也可试用一下“一桩三用”的建设方案。

2. 施工中, 由于施工场地大量渗水, 使砂层中含水率增加, 而在这种砂层中钻孔施工的成功率比干砂层中钻孔的成功率要高。这说明, 在厚度不太大的砂层中钻孔, 适当提高其含水率对于钻孔施工还是有利的。

石家庄市外贸大厦深基坑护坡桩设计

叶文祥 丁正大

(北方设计研究院 石家庄 050011)

石家庄市进出口商品交易中心(即外贸大厦),占地面积1443m²,总建筑面积3万m²,地上27层,最高点标高106.5m,地下3层,基底标高-15.8m。采用钢筋混凝土框剪结构、箱形基础。

本工程位于石家庄市火车站前繁华的自强路南侧,四周均为建筑物和道路,特别是西侧紧邻现已建成并开始营业的市工商银行六层框架结构,该建筑外墙中心线距基坑边仅3m,部分钢筋混凝土条形基础甚至压在基坑边缘,为此,决定采用钢筋混凝土护坡桩加土层预应力锚杆护壁(见图1、图2)。

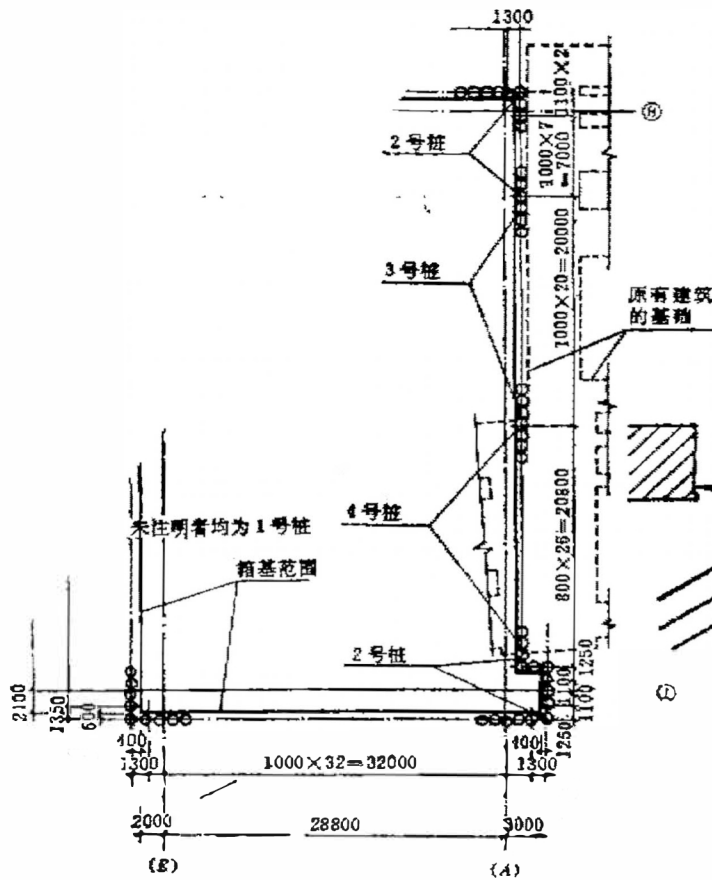


图1 护坡桩布置示意

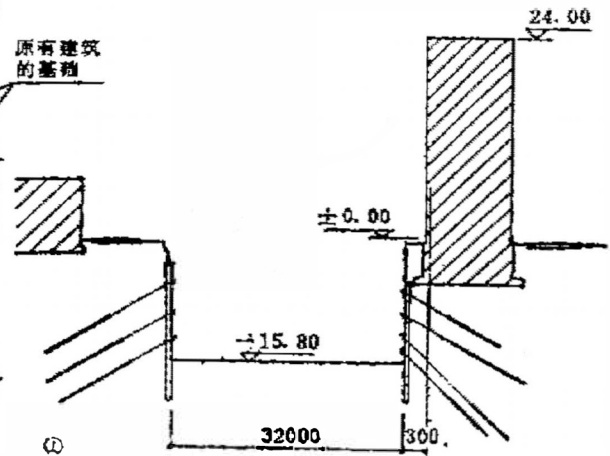


图2 基坑剖面

钢筋混凝土护坡桩

护坡桩采用钢筋混凝土钻孔灌注桩，直径 $d=600\text{mm}$ ，中心距 1000mm ，深入设计坑底 5m ，桩内全长范围配筋，桩顶均设钢筋混凝土连梁。

其中 4 号桩位于市工商银行二期工程预留伸出的条基部位，采取 4 号桩施工后切断该处条基多余伸出部分的办法处理。

护坡桩的计算：护坡桩可认为是一根上端悬臂、下端固定（嵌固于土中），中间有若干个由锚杆顶支的连续梁（见图 3）。梁上作用着分布荷载，即主动土压力及被动土压力。为简化计算，桩在坑底稍下处视为嵌固（见图 4）。

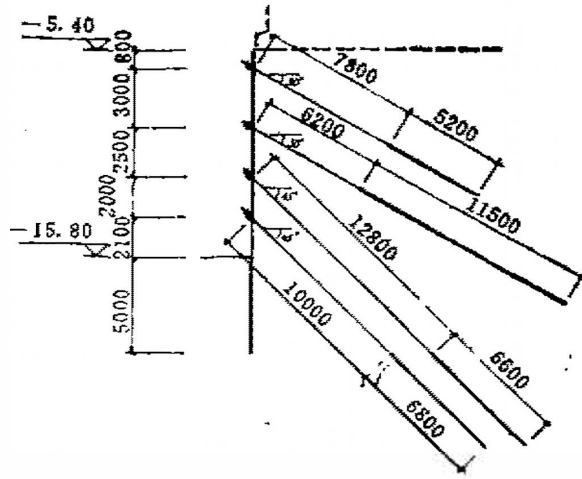


图 3

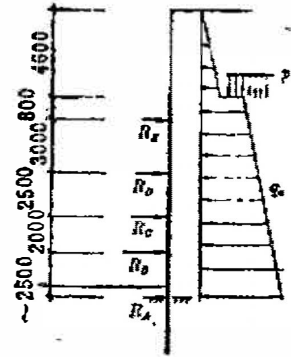


图 4

作用在护坡桩上的主动土压力按下式计算：

$$q_0 = (p + \gamma h) \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\phi}{2}) - 2c \operatorname{ctg}(45^\circ - \frac{\phi}{2})$$

p —— 垂直均布荷重

γ —— 土容重

c —— 土粘聚力

ϕ —— 土内摩擦角

h —— 计算点至地面距离

根据主动土压力 q_0 ，可以求出每个支点的反力。以 3 号桩为例（见图 4）， $R_B = 238.9 \text{ kN}$ ； $R_C = 231.2 \text{ kN}$ ； $R_D = 285.3 \text{ kN}$ ； $R_E = 107.4 \text{ kN}$ 。由此，可计算出桩的内力及配筋。

护坡桩的稳定计算需与土层预应力锚杆共同考虑（计算略）。

土层预应力锚杆

外贸大厦基坑深达 15.8m ，紧邻坑边就有建筑物的条基或城市道路，仅靠 $d=600\text{mm}$ 的护坡桩是不够的，还需根据基坑边实际情况设土层预应力锚杆。锚杆的数量、间距、长度、

角度根据基坑边荷重情况、该处土层种类、土质状况由计算确定。

1 锚杆构造：锚杆由锚头、自由段与锚固段组成，见图 5：

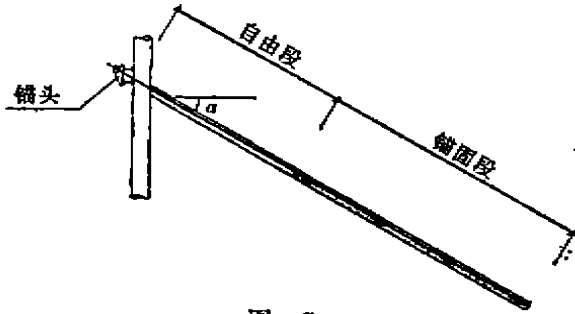


图 5

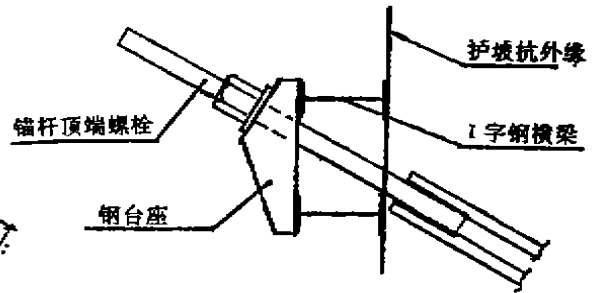


图 6

锚头构造示意图见图 6：

自由段由 2 根螺纹钢筋组成，与锚杆顶端螺栓焊牢。自由段范围内用塑料布包裹严密并扎牢，在锚固段孔道压浆后需在自由段范围内用低标号水泥砂浆压浆。

锚固段由 2 根螺纹钢筋加焊上锚固筋组成：如图 7



图 7

在锚固段范围内需用高标号水泥砂浆压浆。

2 锚杆施工：

土层预应力锚杆施工程序为：钻孔→插锚杆（带压浆塑料管）→压浆→养护→张拉锚杆。

钻孔：采用一台日本全液压钻孔机及一台国产钻孔机，干法钻孔，孔径 $d = 150\text{mm}$ 。钻孔时，钻孔机将导向架调整到所需的倾角，钻孔中逐节接长钻杆，直至孔道钻至所需的深度。

插锚杆：压浆用塑料管 $d = 20\text{mm}$ ，出口在最末端，预先绑在锚杆上(可以抽动)，一起插入孔道中。

压浆：锚固段采用高标号水泥砂浆（强度要求为 30MPa）用 425 号硅酸盐水泥，灰砂比为 1:0.5，水灰比为 0.45，灌浆压力为 1.2MPa，用压浆泵通过压浆用塑料管向孔道末端压浆，边压浆边将孔道内空气排出，同时缓慢地将压浆塑料管向外抽出直到锚固段结束。然后用低标号水泥砂浆接着压浆，同时也缓慢地将压浆塑料管抽出，直到自由段结束。

张拉锚杆：待锚固段水泥砂浆强度达到 20MPa 后，即可张拉锚杆。先张拉到设计拉力的 100%，使锚杆充分伸直，稳定时间 15 分钟，然后放松到设计拉力的 60%，最后将螺栓拧紧，并点焊焊牢。

3 锚杆抽检试验

本工程土层锚杆拉拔抽检试验为：

任意选定2-1-3#锚杆及3-1-1#锚杆进行抽检试验。

2-1-3#锚杆设计承载力为150kN, 3-1-1#锚杆设计承载力为139kN, 加载荷分别按设计承载力有25%、50%、75%、100%、125%五个级别依次进行加载, 加载过程中每加一级荷载需稳定15分钟, 测读一次变位数据后再加下一级荷载, 直到加到设计承载力的125%试验终止。这二根锚杆在拉拔抽检中均未出现异常情况。其施加载及变形的关系见P—S曲线(图8、图9)。

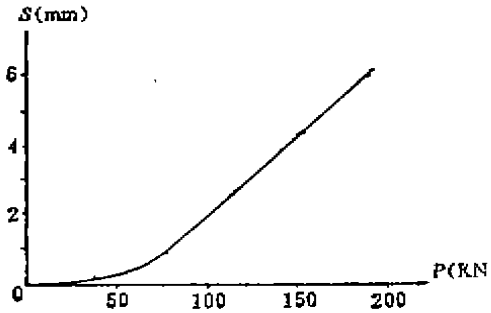


图8 2-1-3# P~S曲线

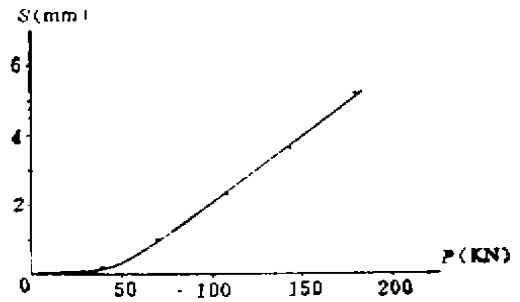


图9 3-1-1# P~S曲线

全国高层建筑地下结构及基坑支护学术交流会闭幕

由中国建筑学会地基基础学术委员会主持召开的“全国高层建筑地下结构及基坑支护”学术交流会于一九九四年九月九日在天津市闭幕, 来自全国各地二百多名代表参加了会议。大会交流了近年来高层建筑地下结构及基坑支护科研、设计、测试、施工方面论文50余篇。与会代表一致认为是这次会议对于提高我国地下结构及基坑支护技术水平具有重大意义。中国建筑学会地基基础学术委员会主任委员黄熙龄博士在会上作了总结发言。

本次会议论文大部分为工程实例及实用计算方法, 购买论文集可与中国建筑科学研究院地基所(邮编100013)王希伶同志联系。

中国建筑科学研究院地基所黄强供稿

1994年9月13日

软弱粘土地基处理的方案选择

张力霆 王继忠 孙玉文

(河北工程技术高等专科学校 沧州 061001)

[摘要]本文试图通过津沧一带环渤海地区的软土地基处理的施工方案对各种软基加固方法进行一综合评价。并以此提出适应软基处理的最佳方案。

前言

津沧一带的环渤海地区,属于软土地基。是由海洋变陆地和陆地变海洋多次反复而成。其间黄河入海口由天津逐渐南迁,从黄河及其它河流上游携带大量泥沙,入海时沉积造陆,使陆地向海区延伸,构成了这一特殊的复杂陆域^[1]。由大量工程地质勘察资料证明,从地表至地下20m范围内均属近代海陆交互沉积的软弱土层,在-5m—15m高程范围内多由淤泥质土组成,其含水量高,孔隙比大,天然容重低,土质很软。

随着改革开放的顺利进行,各地尤其是沿海地区的对外开放使得各项重大工程建设陆续展开,其中有相当数量的工程是在软弱地基中进行的。在这许多软土工程中所遇到的特殊问题及随之发展出来的工程技术,近年来受到了广大同行的关注。本文就津沧一带的软土工程状况,提出一个较全面的评估与介绍,并就软基处理施工方案的选择提出自己的看法,以供参考。

软基处理的思路

软基处理的目的在于使低强度的土体达到稳定,并满足一定的沉降要求。在地基处理中,由于建筑物的种类很多,故需要进行地基处理的因素很多,而地基处理的方法也很多。在这些方法中,主要包括:垫层、预压、挤密、固化及桩基础等处理方法。地基处理方案的选择,不但要考虑到地基的土质及其变化情况,还要考虑建筑物的重要性、上部结构形式、荷载分布情况、基础类型、场地环境以及施工周期等。从总的情况来看,所有的地基处理方法可简单地分为两类,即浅基处理与深基处理。由于使用天然地基是较为节省的方法,因此,决定对地基进行处理之前,应对上述诸多因素加以考虑,并优先考虑选用能充分利用天然地基的处理方案。

当建筑为三、四层民用建筑物时,尽管软土地基的强度很低,每平方米仅有60kN左右的承载力,仍可充分发挥其潜力,选用浅基础。而提高该类地基强度的方法则以垫层、预压为首选。对八层以上中高层建筑物来说,使用较多且效果较好当属桩基础,属深基础范畴。但是,对五-七层这个量大面广的住宅基础的选择,则最为人们所关注,也是人们争论的焦点。

另外, 处理方案确定之前, 不仅要考虑建筑物自身的安全, 还要从经济角度出发对工程进行可行性评估。

现就工程中所遇到的地基处理方法分别予以评述。

预压法

预压法适用于软弱的正常固结或轻度超固结的粉土、粘土或有机土地基。该法是在建造建筑物之前, 在建筑场地堆放如土或石等, 也可利用大气压力作为预压荷载以使地基固结。俟地基固结达到要求的程度后, 卸除预压荷载再建造建筑物。这样, 就可以消除或减小建筑物建成后的沉降。如地质条件适合时, 也可用布设砂井或降低地下水位的办法, 使所得效果更佳。

值得提出的是真空井点预压法。该法自1952年W.Kjeliman提出后, 很长时间未能在工程中得到成功应用, 直到八十年代初在陈环先生领导下对该法的预压机理及工程实践进行了深入的研究, 使之在生产中得以推广应用, 我国沿海城市的港口码头软基加固大多采用该法。

但是, 采用该法加固软基所需时间较长, 按传统的加固方式施工周期为四-五个月, 又由于砂井阻力的存在, 使得加固效果随深度的增加而逐渐降低。为此, 笔者为研究如何改善真空预压效果进行了室内模型试验, 得出了令人满意的结果。即: 负压源下移后, 可有效地改善预压效果, 显著地缩短加固周期。如图1所示, 无论井径大小如何, 由试样底部抽真空所得的固结曲线均与理想井接近, 而与考虑井阻的近似解有一定偏差, 这一现象充分证实了在砂井底就抽真空可有效地减轻砂井阻力的影响^[2]。当然, 这一结论的得出还仅限于室内模型试验上。

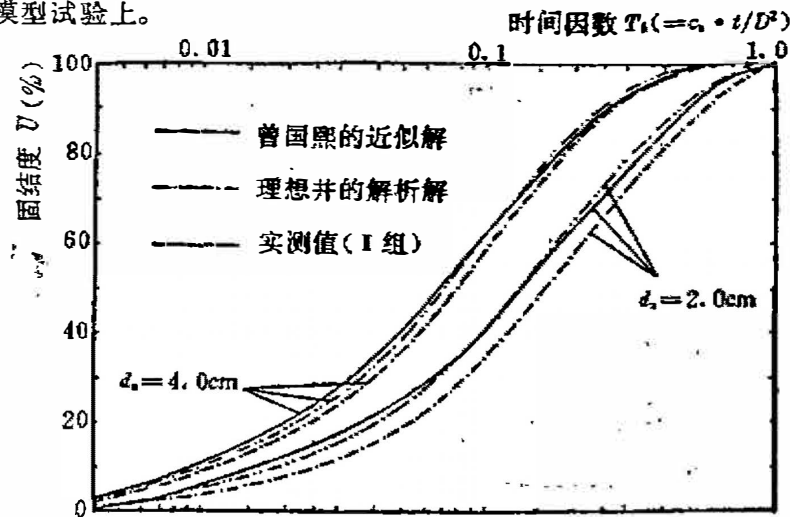


图1 理论值与实测值的对比固结曲线

垫层法

垫层法是把地基上部一定范围内不符合要求的软弱土挖去, 换填强度较大, 压缩性较

小的材料,如砂、碎石、矿渣或土等材料并加工夯实做成垫层,也有用灰土、素土等作为垫层的。其作用在于:提高浅基础的地基承载力,减小基础的沉降量,加速基土排水固结。1988年沧州市某住宅楼基坑进行轻便触探时,发现基坑的西端极软,承载力不足40kPa,据调查该区原是日伪时期一化工厂的污水排放坑,后回填。当时设计人员主张将该处淤泥清浄,然后回填素土进行夯实。在清除过程中,发现该处淤泥分布在-1.5至-4.0m范围内,但由于场地十分狭小,不适于大开挖,经计算决定挖至-3.0m,改做砂垫层至-2.0m处,又做素土垫层至基底,并对基础稍做变更。1989年工程完工至今完好无恙。

尽管该法简便易行,而且挖除原地基软弱土的深度小于3m左右是可行的,但如挖土深度过大则是不经济的。在这种情况下考虑采用其它方法或是结合其他方法对软基进行处理则是比较明智的。

近年来,有些工程采用轻质材料作为回填物(如粉煤灰),其特点在于“轻”。用这种材料可同时解决承载力及沉降问题。

挤密法

挤密是一种技术,用密实方法使基土的孔隙减小,密实度增加。在工程中常见的有重锤夯实法、强夯法、挤密砂柱法和碎石桩法。前两者系冲击功法,后两者为振动功法。

传统的重锤夯实法只适用于软基的浅层压密,其加固效果远不及强夯法。强夯也称动力固结,是利用高冲击功使基土产生液化或触变后变密,由于在工程中不得不考虑噪音及振动影响,使得这种方法在应用时受到很多限制,当人们不得不选用挤密法时,往往将方案偏向于碎石桩或挤密砂桩。但是,长期的工程实践证实,在沿海软土地区采用碎石桩不仅是不经济的,也是没有多大效果的。秦皇岛某涉外办公楼采用碎石桩进行地基处理,竣工数月后的检测结果很不理想,桩身具有一定强度,而桩间土的强度仍停留在原来的水平上,挤密效果无从谈起。沧州炼油厂某装置采用碎石桩基,桩距1m,桩径600mm桩长10m,按梅花形布置。处理前原地基承载力为100—140kPa,平均值125kPa,处理后复合地基承载力为115—185kPa,平均值150kPa,承载力增长了20%,而且土层软处则相应桩身强度低。

一般来说,挤密法是处理五-七层建筑物地基的较好方法,但由于土质与场地环境等因素的制约,使得这些方法不能充分发挥其作用。在这种情况下,笔者提出并研究了一种“重锤冲填建筑垃圾加固软土地基技术”^[3]。

该技术系采用重锤,将其提至一定高度使之自由下落,锤击原地基,数击后冲成一深达2m左右的短孔,用铲车向孔中抛填适量稍加粉碎的建筑垃圾,提锤并锤击填料,将之击入土中,击数以能托住重锤为度。然后,再次填料、锤击,直至填满短孔形成一泡状锤击体为止。锤击体在场区内可按矩形,三角形或梅花形布置。按一定顺序完成各锤击体后,地基便得到加固,可使上部荷载均匀传至处理后的地基上,使锤击体与土共同作用,形成复合地基。日前,该法已在沧州、衡水、保定、天津大港及河南商丘等地广泛应用。采用该技术处理的地基其承载力提高50—100%。经观测,建筑物的沉降与沉降差均低于规范要求。该项技术具有施工快、费用低、低振动及效果好等特点。对处理五-七层建筑物

软基来说不失为一最佳方案。由于在施工过程中充分利用了一建筑垃圾,既解决了城市污染问题,又解决了建筑物承载力不足的问题,具有很好的经济效益和社会效益。

固化法

众所周知,采用灌浆或拌合加固技术可达到土固化之目的。其主要加固原理是使土粒间增加粘结力而胶结材料(如水泥,水玻璃,丙烯酸氨或纸浆液等)则充填于孔隙体中。用这些方法加固的地基具有高强度和低透水性。其主要方法有压力灌浆法,旋喷法及深层搅拌法。

值得一提的是80年代中期开始应用的粉体喷射搅拌桩(简称粉喷桩)法,该法目前已广泛应用于软基处理中,尤其是渤海地区的软基处理。该法是以生石灰粉或水泥粉等粉体材料作加固料,用空压机作风源,使加固料呈雾状喷入地基内部,用特制的搅拌钻头使之与原位的地基土进行强制性搅拌,使软土与加固料发生物理—化学反应,硬结后形成一种具有整体性、水稳性和一定强度的柱状加固体。但是,采用该项技术必须保证将原位地基土搅拌均匀,否则将严重影响软基加固效果。另外,若地基中有不明障碍物,如较大直径的石块、未清除干净的建筑基脚及地下设有地道等,则不适宜采用该法。采用该技术进行软基加固,成功的实例很多,但失败的教训也不少,在此不一一赘述。

最近,由中国建筑科学研究院地基所倡导的石灰—粉煤灰桩及水泥—粉煤灰—碎石桩施工技术也已得到了应用,并积累了大量成功经验。

桩基础

对于八层以上的建筑物来说,无疑采用桩基础是行之有效的办法。它由埋设在地基中多根细长具有一定刚性的结构物(统称桩群)和把桩群联合起来共同工作的承台两个部分组成。通过它们与基土的相互作用,把桩基础所承担的荷载传递给基土。在建筑物荷载巨大,地基软弱土层深厚的情况下使用桩基础,常常是一种既经济合理又安全可靠的办法。

桩的种类很多,通常可简单地将之分为预制桩和灌注桩(也可按其传递荷载的方式分为摩擦桩和端承桩)。预制桩常见的有混凝土桩、木桩、钢桩及预应力混凝土桩。预制桩属于排土桩,其埋设方式分打入、静压、冲入及震入等,由于预制桩的施工过程伴有较大的噪音和振动,故在旧城区改造中极少应用。灌注桩又可分为钻孔、挖孔及沉拔管式灌注桩,由于津沧一带地下水位较高,一般只采用水下钻孔及沉拔管式灌注桩。沉拔管式灌注桩具有许多优点,但其致命的弱点是极易造成缩颈,尽管有些地区采用“复打”工艺,因有关指标及工艺技术难以控制,故不宜采用。近年来,沿海一带的高层楼基大多采用水下钻孔灌注桩,又由于采用了孔底压力注浆新技术,解决了灌注桩在软弱土层可能产生缩颈或断桩以及孔底虚土难以清除干净致使桩的端承力不能发挥的两大难题,给钻孔灌注桩法注入了新的生命力。93年沧州炼油厂18层住宅楼基即采用了该技术,桩合格率达到100%。

结语

以上所述为津沧一带环渤海地区软基处理的概述,就目前状况而言,对五~七层建筑物地基处理采用较多的仍属重锤夯料法。目前同行急待对该种方式的加固机理、计算理论以及动力特性等进行深入研究。

参考文献

- [1] 侯钊、陈环等,天津软土地基,天津科学技术出版社。
- [2] Zhang Litng, Study on change of Suction Location to Improve Deep Preloading Effect of Soft Clay, ISSIPF, 1992, pp174-197
- [3] Wang Jizhong, Consolidation of Soft Foundation with Rubble, Proceedings of the International Conference on Soft Soil Engineering, 1993, pp705-710

第二届全国岩土力学与工程青年工作者 学术讨论会征文(第一号通知)

由中国力学学会岩土力学专业委员会、中国水利学会岩土力学专业委员会、中国土木工程学会土力学及基础工程学会和中国建筑学会地基基础学术委员会联合举办第二届全国岩土力学与工程青年工作者学术讨论会。会议定于1995年9月在大连市举行,并委托大连理工大学土木工程系承办。

会议议题包括:①岩土基本理论及测试技术;②岩土力学与工程应用的新理论和新方法;③道路、挡墙、土石坝及地下结构物;④区域土及其工程性状;⑤岩土动力学;⑥桩基理论与实践的新进展,地基加固;⑦自然灾害及环保岩土工程。

应征论文经专家评审选用后,将由大连理工大学出版社正式出版会议论文集,《岩土工程学报》将为会议出版一期专辑。

征文要求如下:①第一作者年龄在35周岁以下(包括35周岁);②应征论文不超过5000字,且应为未公开发表者。(包括图表、参考文献);③征文作者请注明论文类别及自己的姓名、性别、年龄、职称、职务、单位名称和通讯地址,邮政编码,电话;④征文截止日期为1994年年底。

征文请寄:辽宁省大连市凌水河大连理工大学土木工程系水工研究室李俊杰。邮政编码:116023,电报挂号:7108,电话:(0411)4708516

会议筹备组
大连理工大学土木工程系代章
1994年3月30日

矩形基础长宽比对其极限荷载的影响

赵玉龙

(河北省建筑科学研究院 石家庄 050021)

[摘要]引入函数变化率这一概念,研讨矩形基础长宽比对其极限荷载的影响,得到矩形基础长宽比对其极限荷载的影响率与其长宽比的平方成反比这一结果。

我们曾对天然地基矩形基础的极限承载力作了些粗浅地探索^[1]。在涉及矩形基础长宽比对其极限荷载影响时,虽然作了些函数数值计算,但未能引入函数变化率这一概念。在涉及矩形基础与条形基础近似划界时,虽然明确指出粗略划界, $i^{-1} = 5$, 精确划界 $i^{-1} = 10$ 但未能给出 $\frac{\partial P_{up}}{\partial i^{-1}}$ 的算式及其在 $i^{-1} = 1$, $i^{-1} = 5$, $i^{-1} = 10$ 三点处的数值。因此,有必要对上述问题再作较深入的讨论。

由[1]文给出,在竖向均布荷载作用下,矩形基础极限荷载算式为:

$$P_{up} = r \cdot B \cdot N_r + \bar{r} \cdot h \cdot N_q + c \cdot N_c \quad (1)$$

$$N_r = \frac{2\pi \operatorname{tg} \phi}{\operatorname{ctg} \phi + \phi - \frac{\pi}{2}} + 2 \operatorname{tg}^2 \phi \cdot \operatorname{tg} \phi \left[\frac{2}{3} \operatorname{tg}^2 \phi + 1 \right] [1 + i]$$

$$N_q = \frac{\pi}{\operatorname{ctg} \phi + \phi - \frac{\pi}{2}} 2 \operatorname{tg}^2 \phi \cdot \operatorname{tg} \phi [\operatorname{tg}^2 \phi + 1] [1 + i] + 1$$

$$N_c = \frac{\pi \operatorname{ctg} \phi}{\operatorname{ctg} \phi + \phi - \frac{\pi}{2}} + 2 \sec \phi \cdot \operatorname{tg} \phi [\operatorname{tg} \phi + 1] [1 + i]$$

式中, i ——矩形基础短长边之比。

(1)式对 i^{-1} 求导数得

$$\frac{\partial P_{up}}{\partial i^{-1}} = rB \frac{\partial N_r}{\partial i^{-1}} + \bar{r} \cdot h \frac{\partial N_q}{\partial i^{-1}} + c \frac{\partial N_c}{\partial i^{-1}} \quad (2)$$

$\frac{\partial P_{up}}{\partial i^{-1}}$ 即为矩形基础极限荷载对其长宽比 i^{-1} 的变化率。或称其为长宽比对其极限荷载的影响率。

由(1)式求得:

$$\frac{\partial N_r}{\partial i^{-1}} = -F_1(\phi) \cdot \frac{1}{(i^{-1})^2} \quad (3)$$

$$\frac{\partial N_q}{\partial i^{-1}} = -F_2(\phi) \cdot \frac{1}{(i^{-1})^2} \quad (4)$$

$$\frac{\partial N_{\bar{i}}}{\partial i^{-1}} = -F_3(\phi) \cdot \frac{1}{(i^{-1})^2} \quad (5)$$

式中:

$$F_1(\phi) = 2\text{tg}^3\phi \cdot \text{tg}\phi \left[\frac{2}{3}\text{tg}^2\phi + 1 \right]$$

$$F_2(\phi) = 2\text{tg}^2\phi \cdot \text{tg}\phi [\text{tg}^2\phi + 1]$$

$$F_3(\phi) = 2\sec\phi \cdot \text{tg}\phi [\text{tg}\phi + 1]$$

$$\phi = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$$

$F_1(\phi)$ 、 $F_2(\phi)$ 、 $F_3(\phi)$ 是为随地基土内摩擦角 ϕ 呈正变的函数。且其值都大于零。

将(3)、(4)、(5)式代入(2)式得:

$$\frac{\partial P_{np}}{\partial i^{-1}} = -[r \cdot B \cdot F_1(\phi) + \bar{r} \cdot h \cdot F_2(\phi) + c \cdot F_3(\phi)] \frac{1}{(i^{-1})^2} \quad (6)$$

现对(6)式讨论如下:

$$1. \quad \frac{\partial P_{np}}{\partial i^{-1}} \propto \frac{1}{(i^{-1})^2}$$

即矩形基础长宽比 i^{-1} 对其极限荷载 P_{np} 的影响率与其平方成反比;

$$2. \quad \frac{\partial P_{np}}{\partial i^{-1}} < 0$$

即矩形基础极限荷载 P_{np} 为其长宽比 i^{-1} 的递减函数;

$$3. \quad [1 \leq i^{-1} < \infty] \text{ 当 } i^{-1} \rightarrow \infty \text{ 时, } \frac{\partial P_{np}}{\partial i^{-1}} \rightarrow 0$$

即矩形基础极限荷载 P_{np} 以条形基础极限荷载为最小值;

$$4. \quad \text{当 } i^{-1} = 1 \text{ 时, } \left| \frac{\partial P_{np}}{\partial i^{-1}} \right| \text{ 取得最大值。}$$

即当矩形基础转变为方形基础时,长宽比对其极限荷载 P_{np} 的影响率为最大;

$$5. \quad \left. \frac{\partial P_{np}}{\partial i^{-1}} \right|_{i^{-1}=1} = -[r \cdot B \cdot F_1(\phi) + \bar{r} \cdot h \cdot F_2(\phi) + c \cdot F_3(\phi)] \times 1;$$

$$\left. \frac{\partial P_{np}}{\partial i^{-1}} \right|_{i^{-1}=5} = -[r \cdot B \cdot F_1(\phi) + \bar{r} \cdot h \cdot F_2(\phi) + c \cdot F_3(\phi)] \times \frac{1}{25}$$

$$\left. \frac{\partial P_{np}}{\partial i^{-1}} \right|_{i^{-1}=10} = -[r \cdot B \cdot F_1(\phi) + \bar{r} \cdot h \cdot F_2(\phi) + c \cdot F_3(\phi)] \times \frac{1}{100}$$

设令 $-[r \cdot B \cdot F_1(\phi) + \bar{r} \cdot h \cdot F_2(\phi) + c \cdot F_3(\phi)] = 1$

$$\text{则: } \left. \frac{\partial P_{np}}{\partial i^{-1}} \right|_{i^{-1}=1} = 1 = 100\%;$$

$$\left. \frac{\partial P_{np}}{\partial i^{-1}} \right|_{i^{-1}=5} = \frac{1}{25} = 4\%$$

$$\left. \frac{\partial P_{np}}{\partial i^{-1}} \right|_{i^{-1}=10} = \frac{1}{100} = 1\%$$

即矩形基础长宽比 i^{-1} 在 $i^{-1} = 1$, $i^{-1} = 5$, $i^{-1} = 10$ 三点, 对其极限荷载 P_{np} 的相对影响率的数值, 分别为 100%, 4%, 1%。由此可以看出, 将矩形基础由条形基础以 $i^{-1} = 5$ 或 $i^{-1} = 10$ 进行划界, 可以满足一般工程计算精度要求。

参考文献

- [1] 地基极限承载力探试——河北建研院 1979.4

《地基处理协作网》资料站资料库目录

编号	书名	邮购价(册)
1	第三届全国地基处理学术讨论会论文集, 1992年, 秦皇岛。 主编: 龚晓南。浙江大学出版社。	44元
4	地基处理(1992年合订本)地基处理编辑部。	15元
5	地基处理(1993年合订本)地基处理编辑部。	15元
6	复合地基, 龚晓南著, 浙江大学出版社, 1992年。	7元
7	土力学及基础工程实用名词词典。 主编: 龚晓南、潘秋元、张季容, 审校冯国栋, 浙江大学出版社, 1993年。	8元
8	基础工程施工实例。 浙江省土木建筑学会施工学术委员会编, 浙江大学出版社, 1990年。	10元
9	深层搅拌法设计与施工。 主编: 龚晓南, 中国铁道出版社, 1993年。	58元
11	第六届全国土力学及基础工程学术讨论会论文集, 中国建筑出版社同济大学出版社。	70元
12	SETTL程序由中国航空工业勘察设计院宋应文研制, 北方交通大学唐业清教授指导开发的“地基沉降计算程序(SETTL)”	300元
13	第七届全国土力学及基础工程学术讨论会论文集, 中国建筑工业出版社42元。	42元

上述资料由《地基处理协作网》资料站发行, 欢迎邮购!

地址: 杭州玉泉, 浙江大学土木系岩土工程研究所。邮编310027

联系人: 订购单寄邵建华。

购书款通过银行汇: 杭州西湖信用社浙大分社中国地基学会, 帐号70620113303974,

注明汇款人。或通过邮局汇寄杭州玉泉, 浙江大学土木系岩土工程研究所屠涪琦

沉管、振冲挤密桩间距计算的理论公式

张吉占

(河北农业大学 保定 071001)

[摘要] 根据加固前后孔隙比的变化,本文导出同时考虑沉管、振冲挤密桩的侧向和竖向加密效应,又计及振冲施工中土粒流失影响的桩距计算的理论公式,并指出目前同类公式中存在的问题。

引言

根据加固前后地基土孔隙比的变化确定桩的间距 L , 是最基本的挤密(碎石、砾石、砂)桩间距计算方法。其最初的公式为:

$$L = kd \sqrt{\frac{1+e_0}{e_0-e_1}} \quad (1)$$

其中 k 为与挤密桩布置形式有关的计算系数, 当为正方形布置时, $k=0.886$, 当为正三角形布置时, $k=0.952$; e_0 为加固前土层的天然孔隙比, e_1 为加固后桩间土达到的孔隙比, d 为桩的直径。

式(1)的建立系根据两条假定:(1)桩体为完全排土桩, 即桩体范围内原有土体全部排挤至桩的四周, 从而引起桩间土孔隙比的减少;(2)桩间土只发生侧向位移, 不产生竖向变形, 也就是成桩地面不隆起也不下沉。振动(或锤击)沉管挤密桩基本上符合第一条假定, 因为此种施工方法靠钢管下沉确实将桩体范围内的土基本上全部挤入周围土体中, 管壁带出孔口的土颗粒可以忽略, 因而可看做完全排土桩。而振冲桩则不符合第一条假定, 因为桩体围范内部分土颗粒将被高压水冲至孔外, 随水流带走或淤在地表面, 少量悬浮土粒被挟填于桩体孔隙中, 故振冲桩部分排土桩, 所流失的土颗粒不起加固作用, 在计算桩间距时不容忽略。至于上述第二条假定, 则无论是沉管挤密还是振冲挤密, 都是不适用的, 因为这两种方法施工时, 地面有时隆起有时下沉, 土粒均发生一定的竖向位移。

因此, 从70年代末至今, 国内不同的研究者先后导出过考虑加固后地面竖向变形和振冲施工中土粒流失影响的桩距计算公式(文献[1]、[2]、[3]、[4]), 冀使计算结果更接近实际情况。本文以不同的思路重新导出笔者在文献[3]中曾经推导过的同时考虑侧向加密和竖向加密作用的振动沉管挤密桩的间距计算公式, 并明确定义流失比 β , 进一步导出计入土粒流失影响的振冲挤密桩间距计算公式, 从而指出并澄清现有同类其它公式中存在的问题。

沉管、振冲挤密桩间距计算理论公式的推导

对于完全排土的振动沉管挤密桩,笔者曾在文献[3]中从加固后桩间土所发生的体积压缩应变出发,导出了同时考虑侧向和竖向加密作用的桩距 L 计算公式:

$$L = kd \sqrt{\frac{1 - \Delta s/h_0}{\frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} - \Delta s/h_0}} \quad (2)$$

其中 Δ_s 为加固后桩间土发生的竖向变形,下沉为正,隆起为负; h_0 为设计桩长,其余符号同前。现根据加固前后单桩影响范围内土粒体积不变(无流失)的原则,同样可以导出上式:

如附图,当为正方形布置时,单桩影响面积为 L^2 ,当为正三角形布置时,单桩影响面积为 $\frac{\sqrt{3}}{2}L^2$ 。如取设计桩长为 h_0 ,施工后地面变形为 Δ_s ,则实际成桩长度为 $h_0 - \Delta_s$,竖向变形比为 Δ_s/h_0 。因此,对于正方形和正三角形两种布桩情况,加固前单桩影响范围内土粒体积 V_{s0} 分别为:

$$V_{s0} = \frac{1}{1 + e_0} L^2 \cdot h_0 \quad (3)$$

和

$$V_{s0} = \frac{\sqrt{3}}{2} \frac{1}{1 + e_0} L^2 h_0 \quad (4)$$

加固后单桩影响范围内桩间土中土粒体积 V_{s1} 分别为:

$$V_{s1} = \frac{1}{1 + e_1} \left[L^2 (h_0 - \Delta s) - \frac{\pi d^2}{4} (h_0 - \Delta s) \right] \quad (5)$$

$$V_{s1} = \frac{1}{1 + e_1} \left[\frac{\sqrt{3}}{2} L^2 (h_0 - \Delta s) - \frac{\pi d^2}{4} (h_0 - \Delta s) \right] \quad (6)$$

由: $V_{s0} = V_{s1}$, 分别有:

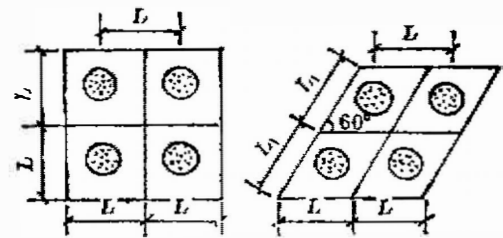
$$\frac{1}{1 + e_0} L^2 h_0 = \frac{1}{1 + e_1} \left[L^2 (h_0 - \Delta s) - \frac{\pi d^2}{4} (h_0 - \Delta s) \right] \quad (7)$$

和

$$\frac{\sqrt{3}}{2} \cdot \frac{1}{1 + e_0} L^2 h_0 = \frac{1}{1 + e_1} \left[\frac{\sqrt{3}}{2} L^2 (h_0 - \Delta s) - \frac{\pi d^2}{4} (h_0 - \Delta s) \right] \quad (8)$$

于是可以导出:

$$L = k \cdot d \sqrt{\frac{1 - \Delta s/h_0}{\frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} - \Delta s/h_0}}$$



a. 正方形布置 b. 正三角形布置
附图 挤密桩布置及其影响范围

上式与式(2)完全相同,即从两种途径均证明了式(2)的正确性。稍加变换后上式可表为:

$$L = k \cdot d \sqrt{\frac{(1 - \Delta s/h_0)(1 + e_0)}{e_0 - e_1 - (1 + e_0)\Delta s/h_0}} \quad (2a)$$

令式中 $\Delta s/h_0 = 0$,则可得式(1),即不计竖向变形影响的桩距计算公式。

对于施工中有土粒流失的振冲桩,令单桩桩体范围内土粒流失的体积为 ΔV_{S3} ,并定义流失比 β 为所流失的土粒体积 ΔV_{S3} 与单桩桩体范围内原有土颗粒体积 ΔV_{S0} 之比,即:

$$\beta = \Delta V_{S3} / \Delta V_{S0} \quad (9)$$

则所流失的土粒体积为

$$\Delta V_{S3} = \frac{\beta}{1 + e_0} \cdot \frac{\pi d^2}{4} h_0 \quad (10)$$

由于加固前单桩影响范围原有土粒体积 V_{S0} 为加固后单桩影响范围土粒体积 V_{S1} 与所流失的土粒体积 ΔV_{S3} 之和,即:

$$V_{S0} = V_{S1} + \Delta V_{S3}$$

则由式(3)、(4)、(5)、(6)和(10)可得,

正方形布桩时,

$$\frac{1}{1 + e_0} L^2 h_0 = \frac{1}{1 + e_1} [L^2 (h_0 - \Delta s) - \frac{\pi d^2}{4} (h_0 - \Delta s)] + \frac{\beta}{1 + e_0} \cdot \frac{\pi d^2}{4} h_0 \quad (11)$$

正三角形布桩时,

$$\frac{\sqrt{3}}{2} \cdot \frac{1}{1 + e_0} L^2 h_0 = \frac{1}{1 + e_1} \left[\frac{\sqrt{3}}{2} L^2 (h_0 - \Delta s) - \frac{\pi d^2}{4} (h_0 - \Delta s) \right] + \frac{\beta}{1 + e_0} \cdot \frac{\pi d^2}{4} h_0 \quad (12)$$

于是可求得

$$L = k \cdot d \sqrt{\frac{(1 + e_0)(1 - \Delta s/h_0) - (1 + e_1)\beta}{e_0 - e_1 - (1 + e_0)\Delta s/h_0}} \quad (13)$$

当流失比 $\beta = 0$ 时,式(13)变为式(2a)或式(2),因此,式(13)可认为是沉管、振冲挤密桩间距计算的综合公式,用于沉管挤密桩时,取 $\beta = 0$ 即可。

现有类似公式中存在的问题

文献[1]介绍了该文第一作者1979年提出的同时考虑侧向和竖向加密效应的挤密桩间距计算公式:

$$L = k \cdot d \sqrt{\frac{1}{\frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} - \Delta s/h_0}} \quad (14)$$

文献[2]导出了计入土粒流失影响的振冲桩间距公式:

$$L = k \cdot d \sqrt{\frac{(1+e_0) - (1+e_1)a_1}{(e_0 - e_1) - (1+e_0)\Delta s/h_0}} \quad (15)$$

其中流失比 $a_1 = G_u/G$, 即流失的土粒重量 G_u 与桩体范围内原有土粒重量 G 之比。如取流失土粒的土粒比重与原有土粒的土粒比重相等, 则有 $a_1 = \beta$, 由于公式中主要计算指标 e_0 、 e_1 为体积比, 故按体积比 β 定义流失比较为规范, 且能使公式推导过程简化。

比较式(14)和式(2)、式(15)和式(13), 可见式(14)、(15)根号内分子中第一项少了因子 $(1 - \Delta s/h_0)$ 。这是由于该二式在推导过程中用设计桩长 h_0 计算成桩体积, 将成桩体积取为 $\frac{\pi d^2}{4} h_0$ 所引起的。实际上, 由于有地面变形 Δs , 成桩长度变为 $h_0 - \Delta s$, 故成桩体积应取 $\frac{\pi d^2}{4} (h_0 - \Delta s)$ 。假如把本文中(5)、(6)、(7)、(8)和(11)、(12)各式右端中括号内第二项的因子 $(h_0 - \Delta s)$ 换成 h_0 , 则式(2)和式(13)分别变为式(14)和式(15)。由于式(14)、(15)根号内分子中少了因子 $(1 - \Delta s/h_0)$, 使其计算结果偏于不安全方面, 且其误差随 $\Delta s/h_0$ 的增大而增大。

在文献[3]导出的振动沉管挤密桩间距计算的理论公式(2)的基础上, 引入流失比 a_2 , 文献(4)导出的振冲桩间距计算公式为:

$$L = k \cdot d \sqrt{\frac{(1-a_2)(1-\Delta s/h_0)}{\frac{e_0 - e_1}{1+e_0} - \Delta s/h_0}} \quad (16)$$

其中流失比 a_2 , 按原文中的定义, 为流失的土粒体积 ΔV_s 与成桩体积之比, 即 $a_2 = \Delta V_s / \frac{\pi d^2}{4} (h_0 - \Delta s)$ 。但从其公式的推导过程和最后结果看, ΔV_s 应为流失的与成桩后桩间土相同孔隙比的土体体积, 而并非仅是土粒的体积。如取 ΔV_s 为流失的土粒体积时, 经严格推导后公式应变为:

$$L = k \cdot d \sqrt{\frac{(1+e_0)(1-\Delta s/h_0)[1-a_2(1+e_1)]}{e_0 - e_1 - (1+e_0)\Delta s/h_0}} \quad (17)$$

文献[4]所定义的流失比 a_2 以成桩体积 $\frac{\pi d^2}{4} (h_0 - \Delta s)$ 为基数, 使其 a_2 值成为一个随地面变形 Δs 变化的非独立的计算参数, 且与其计算公式(16)相应的 a_2 值难以用简洁的语言明确地表述, 故还是以式(9)定义的流失比 β 较为规范、明确, 此时, 桩距计算公式为式(13)。

结语

按式(9)定义流失比 β , 本文导出的式(13)是同时考虑振冲挤密桩的侧向和竖向加密效应, 又计及土粒流失影响的桩距计算理论公式, 当取 $\beta = 0$ 时, 该式又可用于计算沉管挤密桩的间距。故公式(13)可视为用于计算沉管、振冲挤密桩间距的综合理论公式。从文中

的推导过程可见,式(13)的正确性是无可置疑的,而目前出现的其它类似公式,都或多或少存在一些问题。

关于理论公式(13)的实际应用,对于饱和粉细砂土的抗液化振动沉管挤密桩,文献[3]提出了一整套求有关计算参数的方法,并在理论公式的基础上建立了经验公式。而对于其它土质情况、施工方法和加固目的,如何确定理论公式(13)中的计算参数 $e_0, e_1, \beta, \Delta s/h_0$ 等,则是应当继续研究的问题。

参考文献

- [1] 方永凯、郑培成 振冲法的开发与进展 水利水运科学研究 1985年第4期
- [2] 黎运芬 粉细砂地基土振冲桩的填料量和桩距计算方法 岩土工程师 1990年第2期
- [3] 张吉占 确定砂基土抗液化振动挤密桩间距的新方法 工程勘察 1991年第2期
- [4] 章连洋 杜坚 祝龙根 抗液化振冲挤密桩间距的实用计算 勘察科学技术 1993年第1期

第三届华东地区岩土力学学术讨论会征文通知

(第一号)

一、第三届华东地区岩土力学学术讨论会拟于1995年10月在安徽省黄山市召开,会议由安徽省土木建筑学会岩土工程专业委员会与合肥工业大学地下工程技术发展公司承办。

- 二、会议议题:
1. 岩土力学的理论与计算
 2. 岩土材料的室内及原位测试
 3. 岩土力学在工程中的应用
 4. 岩土工程新技术、新理论的工程应用实录

三、应征论文一式二份,按出版格式书写,字数不超过8000字(包括图表),注明作者姓名、单位、地址、邮编,于1995年2月底前寄“合肥工业大学地下工程技术开发公司刘福萍”(邮编230009)。

四、经专家评审组评审后录用的论文,1995年4月前通知作者,并发第二号通知。会议决定正式出版论文集。

江苏省力学学会岩土力学专业委员会
 山东省力学学会岩土力学专业委员会
 上海市力学学会岩土力学专业委员会
 浙江省力学学会岩土力学专业委员会
 江西省力学学会岩土力学专业委员会
 安徽省土木建筑学会岩土工程专业委员会
 福建省建科所、华侨大学和福州铁路设计院

1994年9月

振冲桩施工中某些机械使用 与碎石桩质量问题

贺光耀

(冶金部勘察研究总院 保定 071067)

[摘要]本文总结分析了振冲施工中采用橡胶减振器的好处和存在的问题以及为了解决存在问题设计了振冲器减振保护安全卡板,通过工程实践总结出安全卡板在使用中不仅能更好地代替以往安全钢丝绳和起吊放倒时的弧形夹板而且比它们效果更好更方便更省事,并且还能减轻劳动强度,提高振冲碎石桩施工质量。

问题的提出

振冲法加固软土地基施工中采用的振冲器,为了减轻振动体对导向杆和提升设备的振动,在导向杆和振冲器之间连接了橡胶减振器,这样保护了提升设备的安全运行,也减轻了导向杆的疲劳受力,延长了使用寿命。然而,在施工中由于采用弹性连接,相应地也产生了一些另外的机械使用问题和碎石桩的施工质量问题。

在机械使用方面的问题:1.导向杆和振冲器之间连接的强度削弱了,特别是砂土地层中施工夹埋振冲器时,因用力提升而容易产生橡胶减振器被拉断,振冲器掉在孔内,不仅影响施工工期,若取不出来就将造成经济损失一万多元。2.由于施工中经常放倒和竖起振冲器,减振器部位若不采取措施就被折断,这样不仅必须立即停止施工,并且按购买价要造成经济损失一千多元。以上问题不仅造成经济损失,更主要的是影响工期。

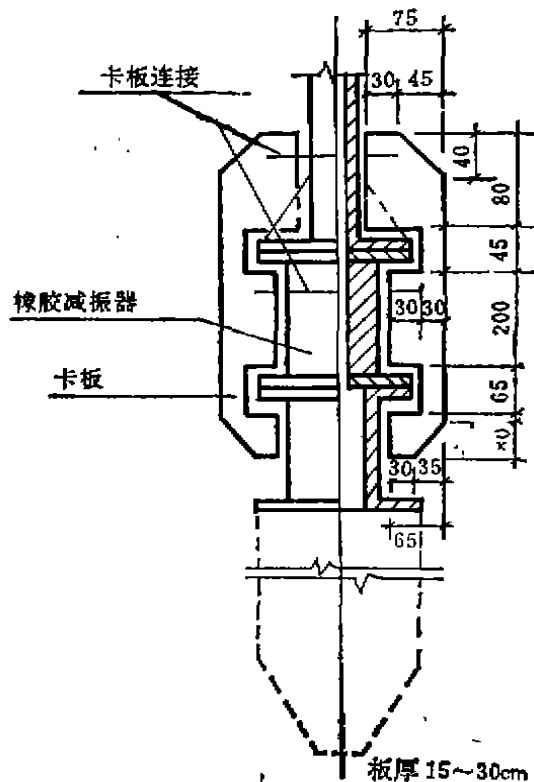
在振冲碎石桩的质量方面:由于振冲器和导向杆之间采用弹性连接,振冲器下端摆动幅度较大,因此当振冲器下放的速度较大时:1.容易产生偏斜,使碎石桩的孔径向一边倾斜,打成斜孔,使桩的质量达不到要求。2.在黄土状粉土中容易串孔,即和旁边已施工完的桩连通,破坏已施工完的桩的质量,使旁边桩孔中石料进入正在施工的孔中,尤其是成孔时间较长下放较快时。3.即是不出现上述斜孔和串孔两种情况也容易使下部桩径太大,增加填料量,加大充盈系数。

为了解决振冲器掉在孔中的问题,一般的做法是在导向杆和振冲器之间用钢丝绳连接;为了防止竖起和放倒振冲器时折断减振器,在减振器外围上两个弧形的夹板,然而,上卸夹板比较费事(费人力、费时间),因为在地面倒放着时,减振器法兰盘和地面之间无间隙,需要在土中挖出一个坑才能把夹板放在减振器下面拧螺丝,吊在空中时,减振器部位离地面2米多高,工人上夹板需要站在高处才行,由于减振器上下有钢丝绳也给上卸夹板带来困难。还有一个容易折断减振器的操作问题并没有引起一般人的注意,就是施工过

程中遇到流塑状态的土层或孔径较大，当振冲器放到孔底时容易在减振器处折断，或多次较大弯曲而被疲劳折断，因为此时减振器处没有任何保护措施。这恐怕是目前减振器损坏的主要原因之一，而且没有被多数人注意到，所以没有想到采取什么措施。

安全卡板的设计

在导向杆和振冲器之间连接钢丝绳，在减振器外围上两个弧形夹板，纯粹是从保护设备的角度提出的，而施工中出现孔斜、串孔、孔径过大，填料量太多的问题似乎并没有引起注意，根据长期施工经验和体会，我们认为振冲施工中橡胶减振器的使用问题是振冲施工中机械的一个薄弱环节，能否处理好是关键问题之一，不仅涉及到机械正常使用，而且涉及到振冲施工的质量和经济效益问题，所以几年前就引起了我们极大的注意，通过反复观察研究，结合使用中的两个弧形夹板的构造，设计出一个防止振冲器掉在孔中和减振器折断的安全卡板，这个卡板实际上是一个带有两个缺口的钢板条，其作用是限制减振器两端的法兰盘间距在允许范围内活动，不能让它太大，也不能太小，太大起不到保护减振器防折断的作用，太小起不到减振的作用，因此要恰到好处。一个减振器最少要用三个卡板，最多四个就行，等距离地连在一起，置于断振器的法兰盘外围。



具体作法和图形如下：1. 卡板图形及尺寸见图。卡板图中上缺口宽度只需正好卡在减振器上部法兰盘上约45mm左右，下缺口卡在减振器下部法兰盘上，宽度为法兰盘厚度加上两边各留出10mm的空间约65mm，这个空间主要是考虑减振器的振幅。卡板的具体尺寸是

针对ZCQ—30型振冲器设计的，在使用时要按照减振器各部位实际尺寸来进行调整。卡板厚度为15—30mm。2.三个或四个卡板的连接，共设两道，第一道连接设置在卡板的上部，可以用钢丝绳，也可以用圆钢筋，最好和卡板焊在一起，第二道连接可设置在减振器上部法兰盘的下边，也可设置在下部法兰盘的下边。卡板的连接采用相互用钢筋焊死的办法，可以防止施工中卡板歪斜偏倒，影响填料顺利下落，但在拆卸振冲器时，必须用钢锯锯开，或电焊烧开，若用卡子将通过卡板孔洞的钢丝绳夹在一起，拆卸时仅用搬子拧开螺帽就行，但施工中卡板有可能歪斜偏倒影响下料，需经常注意调正。3.卡板板质最好用锰钢，可以缩小体积，减少对下落石料的阻力。

使用效果

两年来通过几个单位工程的使用，现场操作人员反映很好，方便实用，减少了劳动强度，提高了功效，提高了施工质量。通过实践具体总结如下：

1. 只要装上卡板，施工中可随时放倒和竖起振冲器，不用担心减振器折断，也不怕在流塑地层中的和孔径较大时振冲器放到孔底时速度较快，减振器部位容易出现较大弯曲而折断，因为卡板限制了它的活动范围。这比使用弧形夹板效果更好更方便更省事，它在施工过程中起到的作用是弧形夹板无法作到的，能防止减振器被疲劳折断。

2. 由于卡板的缺口套在减振器上、下法兰盘上，根本不会使减振器拉断，导向杆可以通过几个卡板把很大的上拔力传给振冲器下部不用减振器受很大的力。同时即是减振器因寿命所限而断掉，由于减振器的下部法兰盘卡在卡板缺口中也会通过卡板传力由导向杆提出孔外，不会掉在孔中。所以卡板不仅可以代替原来的夹板，也代替了钢丝绳的作用。

3. 安全卡板的采用对振冲碎石桩施工质量也起到了保证作用，因为卡板在不影响减振效果的情况下限制了振冲器下部过大的摆动幅度，所以可以保证不出现孔斜、串孔以及下部孔径太大填料量太多的问题。例如：一九九一年至一九九二年上半年我们施工了四个大小不同的工程，前两个工程没有采用这种卡板，振冲器在下部软弱地层中出现歪斜的机会就较多，填料量就比较大，充盈系数高达2.31。第二个较大的工程，虽然下部地层也很软，由于施工到一半后采用了卡板，充盈系数为1.73，最后的两个工程采用了卡板后充盈系数降到了1.54和1.55。（此处碎石方量是以铲车容量估计的虚方量与振密实的桩体直径计算的体积相比）。而桩的施工质量比前边更好，因为施工中密实电流和留振时间都是采用了自动控制，在施工监理的严格控制下进行的，检测结果表明桩体上下质量均匀，比前2个工程更好。

两项省重点工程中地基基础 设计方案评审的几点启示

黄昭质

(石家庄市建筑设计院 石家庄 050000)

[摘要]以我省两项重点工程评审工作为例,说明应重视地基与基础设计方案的选择与优化设计的重要性,但这是建立在完善的工程地质勘察资料,与上部建筑结构综合考虑,详细分析进行技术经济比较的基础上才能达到的。

笔者参加了我省两项重点工程项目设计的评审工作,这两项工程均为化工企业的工程建设项目,投资均在数亿元以上,在土建工程的评审过程中,大家对有关地基基础设计方案发表意见是最多的,现简要分述如下:

第一个工程为某县磷肥厂,工程地质概况,首层为素填土,层厚0.3—4.1m,二层土为粉土,层厚0.8—2.0m,流塑、饱和、第三层土为粘土,层厚0.7—2.0m,软塑、饱和、第四层土为粉土,层厚0.2—1.2m,软塑、饱和,第五层为高压缩性流塑粘土,层厚约2.1m,第六层及以下为饱和粉土与粘土交互层,均为软塑及饱和状态,该场地地下水位很浅,地基松软,工程地质报告建议地基承载力的基本值,粉土为70—80kPa,软粘土最好的承载也仅120kPa,而上部建筑有一些3000t左右的重型设备,还有大面积的堆载场地要求,由于地下水位浅,该地区抗震设防烈度为七度,饱和粉土有液化可能,为此,设计单位曾考虑采用混凝土预制桩或灌注桩的方案,但较好持力层要20多米深,很不经济,故提出需处理地基,消除液化,并提高地基承载力。要求加固地基后承载力不低于150—180kPa,为此提出振冲碎石桩或沉管碎石桩的方案,为了绝对保证建筑物的安全,设计单位提出所有建筑物地基均需处理的意见。与会专家讨论认为首先要明确地基处理的目的,是提高地基承载力为主要目的,还是消除地基液化为主要目的,还是二者兼有,对于前者,厂区大小建筑物和构筑物很多,重量差异也大,从工艺上讲,有的沉降敏感,有的则不很敏感,有的如原料工段尚有大量地面堆载,如全部采用振冲密实法,且桩长贯穿所有液化土层,所费大约达120—140万元,因此必须采取具体事物,具体分析,区别对待的方法,如对承载力要求高且对不均匀沉降敏感的建筑物,且内部安装有工艺上关键设备的建筑物,地基处理就可从严些,根据实际允许的沉降值,合理确定桩径,桩距和桩长;而次要建筑物或承载力要求不高的则可以不打桩,少打桩或减小桩长,至于液化地基处理范围和深度,要按抗震设计规范根据土层地质年代、地下水位,有效覆盖层厚度,粘土粒含量来初判是否需要考虑液化影响,当确定地基土层会产生液化,则需进一步计算液化指数,确定液化等级,本工程通过计算液化土层的液化指数为3—10,属轻微及中等液化等级,根据建筑抗震设计规范规定,对大量处于轻微液化土层场地建筑物地基可以不作特殊处理,而有些重要性建

筑物也可采用基础与上部结构构造措施来解决,或采取消除部分地基深度的液化措施,而对需全部消除液化沉陷的建筑物是处于中等液化等级地基且较重要的建筑物及构筑物,数量是不多的,这样经研究采取不同建筑物,不同地基,区别对待的处理方案后,地基处理费用最后节约近56万元。

第二个工程为某市有机合成材料厂,该新建厂区地质构造单元属于新华夏系华北沉降带,场地地形平坦,土层情况,简述如下:

第(1)~(4)层为全新统陆相冲积层。第(1)层:粘土,层厚0.9~3.3m,上部约0.5m厚耕土,本层土可塑、饱和。 $E_s=4.0\text{MPa}$, $f_K=120\text{--}140\text{kPa}$ 。第(2)层:粉土,层厚0.6~3.3m,可塑~软塑,饱和。 $E_s=8.0\text{--}10.0\text{MPa}$, $f_K=120\text{--}140\text{kPa}$ 。第(3)层:粉质粘土,层厚0.50~2.5m,可塑~软塑,饱和, $E_s=3.0\text{--}3.5\text{MPa}$, $f_K=100\text{--}110\text{kPa}$ 。第(4)层:粉土,层厚0.4~3.1m。软塑,饱和。 $E_s=8.0\text{--}8.5\text{MPa}$, $f_K=120\text{--}140\text{kPa}$ 。

第(5)~(7)层为全新统泻湖相与陆相层。

第(5)层:粘性土,层厚0.8~3.8m。可塑,饱和。 $E_s=4.5\text{--}5.0\text{MPa}$, $f_K=110\text{--}140\text{kPa}$ 。第(6)层:粉土,层厚1.0~5.1m。含有机质,软塑,饱和。 $E_s=8.5\text{MPa}$, $f_K=130\text{--}160\text{kPa}$ 。第(7)层:粉质粘土,层厚0.7~2.5m。可塑,饱和。 $E_s=5.5\text{MPa}$, $f_K=130\text{--}150\text{kPa}$ 。

第(8)层以下全新统陆相沉积层。

第(8)层:粉质粘土,层厚1.0~4.3m。可塑,饱和。 $E_s=5.5\text{--}6.0\text{MPa}$, $f_K=140\text{--}160\text{kPa}$ 。第(9)层:粉土,层厚0.15~4.3m。可塑,饱和。 $E_s=9.0\text{--}10.0\text{MPa}$, $f_K=160\text{--}180\text{kPa}$ 。第(10)层:粉质粘土,层厚0.5~2.0m。可塑,饱和, $E_s=7.0\text{MPa}$, $f_K=160\text{--}180\text{kPa}$ 。第(11)层:粉土,层厚0.55~2.5m。可塑,饱和, $E_s=9.0\text{--}10.0\text{MPa}$, $f_K=150\text{--}170\text{kPa}$ 。第(12)层:粉质粘土,层厚1.0~4.5m。可塑,饱和。 $E_s=6.0\text{--}7.0\text{MPa}$, $f_K=140\text{kPa}$ 。第(13)层:粉质粘土,层厚1.5~7.0m。可塑,饱和。 $E_s=6.0\text{MPa}$, $f_K=140\text{kPa}$ 。

总的场地根据场地土覆盖层厚度及中软土类型定为Ⅲ类,第(1)~(3)层土为高压压缩性,其它土层为中等及中高压压缩性,地下水埋深距自然地面1.0~1.2m,地震设防烈度为6度。

该工程初步设计关于地基基础主要建议为除锅炉房、冷却塔及有关重要生产装置车间采用桩基外,其它建筑物、构筑物一律采用天然地基。桩采用 $\phi 400$ 沉管灌注桩,桩长约21m,单桩承载力标准值按600kN设计。

根据以上情况,专家评议主要意见是虽然总的设计方案有可取之处,但尚需作细致分析工作,根据建筑抗震设计规范,6度抗震设防区,饱和粉土一般情况下不考虑液化问题,因此主要是承载力问题,采用桩基础,减少沉降,无疑是有效的,但缺乏进一步的多方案的技术经济比较,如对地层上部高压压缩性土,未提供土的前期固结压力,因此无法判断其为欠固结土还是正常固结压力,而前者对桩基础会产生较大负摩擦力,加大桩基沉降,增大基础投资,而这在两个有大面积堆料的贮库建筑中,会使得单桩承载力的相当部分(如60~70%)为负摩擦力抵消而不经济甚至不可能采用桩基方案,另外在饱和粘土层中打20几米长灌注桩,要采取相应措施,防止缩颈,要与现场施工技术条件结合考虑。由于该市对类似建筑场地有较成熟的真空预压加固经验以及振冲处理地基的手段,因此建议

设计单位应进一步做工作，必要时在现场作部分试验，取得数据，进行详细的技术经济比较，针对上部建筑物不同性质，采取最佳的地基基础方案，会给工程节约大量基建投资。

从以上两个实例，笔者认为要使基础工程初步设计方案合理，需要注意以下几个问题：

1. 首先工程地质勘察资料应满足初步设计所要求的深度，如在地震区，要对可液化地基提供地质年代，粉土的粘粒含量百分率，上覆非液化土层厚度和地下水位深度，以及各层土的标贯值，以便为地基液化判别提供必不可少的科学数据。又如沿海软土地基的勘察应查明软土的固结历史，强度和变形特征，为正确选择地基基础方案提供科学依据。

2. 对地震区可能产生液化的地基，应按现行建筑抗震设计规范进行初判和再判，以达到明确判定有无液化可能及液化等级，还要根据上部建筑物或结构物的重要性与特征，采取不同的处理方案，能不采取措施又确有把握保证安全就不要采取措施，能采取结构措施解决问题也不一定非要处理地基不可，即使需要处理地基，也要根据上部建筑物类别，场地土的液化等级，区别对待，不应笼统作出全部厂区都需处理地基液化的结论，以达到最大限度的节约基建投资。

3. 一般重点工程全部基建投资中土建投资往往所占比重较小，因此土建设计人员主导思想常常偏向于确保生产工艺设备运行的绝对安全，而不是作过细的工作，不是结合上部建筑结构特征与该建筑下地基状况进行具体分析，综合研究，作优化设计的工作，这样常常造成不应有的浪费，如本文第一个工程就是如此。

4. 地基处理，有多种方案可以满足设计需要的情况下，要进行技术经济比较，即要考虑上部建筑结构特征，也要考虑当地的施工技术条件，要对当地成熟的地基处理经验进行调查，必要时还要在现场作对比试验，作设计方案的优化工作，才能在重点工程中贯彻好勤俭建国的方针。