

目 次

论 文

高速公路软土地基低强度桩应用研究..... 周建, 俞建霖, 龚晓南 (3)

CFG 桩复合地基设计的最优化理论模型及应用.....赵其华, 李建光, 徐金台, 王贤能 (15)

运用竹桩围堰对圩堤溃口抢险.....俞菁, 史春乐 (21)

水泥石搅拌桩在建筑场地条件特殊情况下的应用.....陈有桑 (26)

振冲碎石桩法地基处理原位试验成果分析.....郭拴宁 (32)

水泥搅拌法加固含有机质土地层的工程实践.....杨绍清, 郑用全 (39)

混凝土预制锤击桩施工中的环境保护措施.....陈晓明 (43)

用注浆法对缺陷基桩补强加固.....王军 (51)

一题一议

土钉支护适用范围和设计中应注意的几个问题.....龚晓南 (54)

亦谈复合地基载荷试验中承压板的修正.....何广讷, 许景奇 (56)

浅谈碎石桩复合地基液化势的判别.....何广讷 (58)

高速公路软土地基低强度桩应用研究^{*}

周建 俞建霖 龚晓南

(浙江大学岩土工程研究所 杭州 310027)

[提要] 本文通过低强度桩在安徽蒙蚌高速公路软土地基中的应用情况,分析了该软土地基处理中存在并应着重解决的几个问题,介绍了低强度桩的具体设计方法,并结合检测结果和经济对比分析,进一步说明了低强度桩在高速公路软土地基处理中的广阔应用前景。

工程概况

安徽蒙城至蚌埠高速公路是界首~阜阳~蚌埠高速公路的一段,是界阜蚌二期工程向东的延伸。此高速公路是皖北及皖西北地区重要的东西向干线公路,路线向西可与河南省漯河~周口~界首高速公路沟通,东连规划中的蚌宁(蚌埠~南京)高速公路,并在大刘郢附近与合徐高速公路相交,路线全长89.530公里,共分十四个标段。该工程建成后,对完善安徽省的快速干道网具有重要的作用,同时加强了黄淮平原与省会城市合肥、东部沿海以及正在开发的西部地区的联系,对皖北及整个安徽省经济发展起到促进作用,具有重要的政治、经济和国防意义。

该公路为全封闭、全立交、平原微丘区高速公路,计算行车速度为100公里/小时,路基宽26m;路面宽22.5m(包括硬路肩部分),为对向四车道,路面标准轴载BZZ-100。设计荷载等级:计算荷载为汽一超20级,验算荷载为挂一120。

地质勘察结果表明,在该路线的K181+000~K187+170分布着厚度不均的软土,最大软土层厚约12m,软土路段长达3.17公里,受安徽省界阜蚌高速公路建设指挥部的委托,浙江大学岩土工程研究所与该指挥部及安徽省公路勘测设计院,共同对此软土地基(主要在十三、十四标段)处理进行了研究和设计。

地质概况

高速公路路线经过的地区属淮北平原,地势平坦开阔,地层标高在18~26m左右,一般小于20m,由西向东缓缓倾斜,终点大刘郢附近地势最低。地下水位埋深较浅,一般小于3m。大部分路段地震基本烈度为Ⅵ度,抗震设防烈度Ⅶ度。

本项目沿线工程地质条件一般,主要为粘土、亚粘土、亚砂土层,大部分路段下卧有粉砂

* 收稿日期:2002年4月

或粉质砂层与粘土、砂土互层,在大刘郢互通立交附近有软土段。沿线地表均为第四系冲积物,未见基岩出露。

软土划分根据 JTJ017-96《公路软土地基路堤设计与施工技术规范》的标准:土的天然含水量大于或等于液限,天然孔隙比大于或等于 1.0,十字板剪切强度小于 35kPa。软土情况具体描述如下:

(1)K184+850~K185+600

此段软土层厚度 1.9~3.8m,软土多呈三层状态分布,下层厚度最大,中层厚度最小;其容许承载力为 60~100kPa,上层软土埋藏深度为 2.5~4.9m。上覆土层为低液限粘土、低液限粉土和粉土质砂,呈软弱或松散状态,属于软弱土,地基承载力也较低,软土中的夹层为低液限粘土和低液限粉土,软塑~硬塑状态;下卧土层为高液限粘土和低液限粘土,多为软塑~硬塑状态。

(2)K185+600~K187+700

此段软土较厚,厚度为 5.8~15.2m,软土厚度最大在 K186+090 附近,一般厚度在 8m 左右;软土推荐容许承载力为 40~105kPa,软土埋藏深度为 1.7~3.4m。上覆土层为粉土质砂和低液限粘土,地基承载力较低,软土中局部夹有低液限粘土、低液限粉土和粉土质砂透镜体或夹层,地基承载力稍高,下卧土层为低液限粘土,多为软塑~硬塑状态。

软土地基处理主要问题

(一)砂土液化

该工程几乎全线范围内均分布有粉砂、细砂、中砂或粉土质砂,这些砂土层埋深变化较大,层顶标高在 7~33m 左右,厚度变化也较大。经砂土液化判别表明,这些砂土层绝大多数不液化,只有极少数可能发生液化,但抗液化系数都较大,为 0.5~0.9。

因此砂土抗液化问题在本工程中不是很突出,但在具体施工过程中应加以注意,如在地表以下施工时应注意基坑排水,以避免粉砂土浸泡后承载力降低;同时,在桩基设计时,注意考虑负摩擦力作用。

(二)软土工后沉降

该工程由于软土分布区域地势低平,水系发达,因此桥涵等构造物设置较多,而软土为河湖相沉积,其厚度、层数、埋置深度变化较大,同一软土段内路堤的沉降差异较大,须严格控制工后沉降,才能保证高速公路所要求的服务水平。本次软土地基处理设计工后沉降的主要原则为:

一般路堤段工后沉降的控制标准为 0.20m;涵洞、通道结构物处工后沉降的控制标准为 0.20m;桥台桥头段工后沉降的控制标准为 0.10m。

根据软土路基的设计主要原则,针对不同的地质条件,结合软土的工程性质,原设计中采用了浅层砂砾(碎石)垫层堆载预压处理、深层搅拌桩复合地基处理方案及换填处理。后来在具体的施工过程中,由于各种原因,深层搅拌桩无法施工,故由浙江大学岩土工程研究所建议改用低强度桩处理。

(1)浅层砂砾(碎石)垫层堆载预压处理

根据具体的地质条件及填土荷载等情况,经分析计算,无需进行深层地基处理,则做浅

层砂砾(碎石)垫层处理,一般垫层厚度为30cm,再填土预压6个月以满足工后沉降要求。

(2)低强度桩处理

对于地质条件不好的地段,采用低强度桩处理,桩外径400mm,内径377mm。具体设计后面将详细介绍。

(3)换填处理

对于工程地质条件相对较好,填土高度较低,通过计算分析不需要进行深层地基处理,但还属于不良地质段,设计采用换填处理,但仅对小型构造物进行加固,洞口铺砌范围、洞口锥坡范围亦相应处理。一般圆管涵基础以下换填1.5m厚碎石垫层,箱涵基础以下换填2m厚碎石垫层,并在垫层中设双向土工格栅加筋处理;圆管涵设三层,箱涵设四层。

(三)路堤稳定性

路线范围内根据设计高程,填土高度为1.1~7.0m,变化较大。对于较高的填土,要考虑填土的稳定性,尤其在软土地区填筑,更应注意。

本工程根据用条分法计算路堤的稳定性,对于高于极限填土高度的路堤,施工填土速率受施工过程中路堤的稳定性指标控制。一般控制一次填土摊铺厚度不超过30cm,用调整放置时间的办法来控制施工速度。

在工程地质条件较差的地段,通过控制地面沉降速率不大于10~20mm/d,水平位移速率不大于5mm/d,并分期加载,来解决施工期不稳定问题。

(四)桥头段不均匀沉降问题

(1)原处理设计方法

针对软土地基上桥台可能发生的诸如桥台开裂、位移、基桩受剪破坏等情况,为保证桥台与路堤相邻处差异沉降不大于0.1m,保证复合地基处理段与其他方案平缓过渡,并符合纵坡坡度变化要求,原深层搅拌桩设计时,桥台前后均需做地基处理。桥台台后路堤处理长度:一般大桥台后路堤处理75m,中桥台后处理60m,小桥台后处理45m;大桥台台前处理10m,中桥台台前处理8m,小桥台台前处理8m或连续处理视具体情况而定。

为控制两种不同处理方案接头处的差异沉降,台后分A、B、C三段(见图1),三段桩长不变,调整桩间距进行过渡段渐变设计,桩径500mm,等边三角形布设桩间距分别为1.20m,1.30m,1.40m,台前处理加固区为D,桩间距为1.30m。深层搅拌桩处理段和采用浅层垫层处理段的接头部位,设计铺设两层双向土工格栅加强过渡处理,在接头部位分别向两侧布设各10m,格栅设在垫层的顶、底面。D区不做桩顶垫层,但打桩的工作面应压实平整。

(2)现处理方法

现地质条件较差的桥头段采用低强度桩替代原来的深层搅拌桩。过渡段地基处理仍采用低强度混凝土桩复合地基,通过改变桩长和置换率等施工参数来调整不同区域的工后沉降量,以适应其两侧不同的地基处理方法。

对于过渡段的处理长度,根据具体情况而定。原设计中,大、中桥的桥台前也处理了8~10m。根据原设计,大、中桥墩、桥台下均打设了钻孔灌注桩,桩径为1.10~1.20m,桩打到中砂层,桩长40m左右。在台前打设深层搅拌桩,对减小差异沉降意义不大,而且施工也比较困难。所以,在进行桥头段低强度桩设计时,不是笼统地对桥台台前、台后处理一定的长度,而是根据每座桥的桥台、桥墩具体的处理方法确定不同的处理范围。凡是已采用钻孔灌注桩进行处理的桥台,台前不再进行处理;对于地基不处理的桥台,其处理长度也不是8~

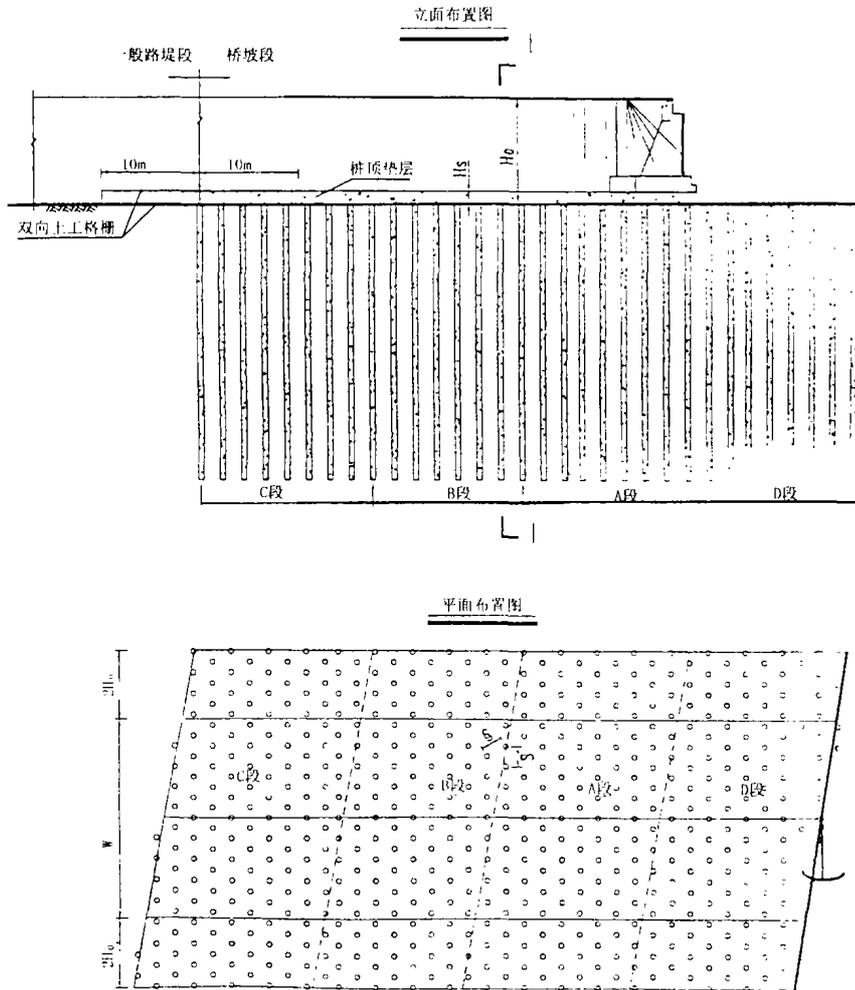


图1 桥头段搅拌桩设计图

10m,而是整个桥台底部。

另外,过渡段的桩长和桩间距也不是统一不变,而是根据承载力、沉降的具体情况,进行调整。在满足承载力要求的前提下,在过渡段变化桩长和置换率(桩距):离桥台越远,桩长越短,置换率越低,以使过渡段的工后沉降与堆载预压处理段相协调。

这样进行的桥头段的处理设计,更科学、更符合实际,也更经济。

低强度桩设计

(一)可行性

高速公路软土地基处理的常规方法主要是堆载预压排水固结法和水泥搅拌桩复合地基法。前者比较经济,但工期长,工后沉降往往较大,而且需进行二次开挖;后者施工快,工期短,工后沉降和不均匀沉降较小,无须二次开挖,但处理费用高于前者,且施工质量不易控

制,适用的处理深度有限,一般在10~15m。本工程原设计采用了水泥搅拌桩复合地基法。

低强度混凝土桩复合地基是比较新型的地基处理方法,它综合了前两种地基处理方法的优点——采用振动沉管法成桩工艺施工速率较快,可大大缩短工期,施工质量易保证,工后沉降及不均匀沉降较小,地基处理深度大,而且由于其桩身强度(C10)比水泥搅拌桩高得多,桩身模量大,因而置换率远小于水泥搅拌桩复合地基,由此带来的经济效益好于水泥搅拌桩复合地基。二灰混凝土桩复合地基目前已在安徽铜陵精矿库、温岭繁昌小区等地得到了推广应用,取得了良好的经济效益。该工法由浙江大学岩土工程研究所龚晓南教授提出,并于1996年5月通过浙江省科委鉴定,达到国内领先水平。C10低强度混凝土桩复合地基也已在杭宁高速公路K101+960通道地基处理中得到了成功的应用。

低强度混凝土桩地基处理方案技术上比较成熟,造价比水泥搅拌桩复合地基方案处理低,具有很强的适用性。鉴于低强度混凝土桩复合地基的上述优点,对于量大面广的高速公路软基处理无疑具有广阔的推广应用前景。因此在本工程的软基处理中,我们采用低强度混凝土桩复合地基方案。

(二)设计步骤

1)确定各土层物理力学指标、容许承载力、极限摩阻力等;

2)根据填土高度,确定附加荷载及设计承载力;

3)确定桩径($\Phi = 377\text{mm}$)、假设桩长,计算单桩地基承载力;

A. 根据桩侧摩阻力和桩端阻力确定的单桩承载力为:

$$P_p = \sum f_u \cdot S_p \cdot L_{p_i} + f_p A_p \quad (1)$$

其中 f_u 为各土层的桩侧摩阻力, S_p 为桩的周长, L_{p_i} 为桩在各土层的长度; f_p 为桩端阻力; A_p 为桩的截面面积,

B. 根据桩身强度确定的单桩承载力;

C. 以上二者取小值。

4)调整桩间距和置换率 m , 计算复合地基承载力,要求大于设计承载力;

$$R_c = m \cdot \frac{P_p}{A_p} + (1 - m) \cdot \lambda \cdot R_s \quad (2)$$

上式中, R_s 为桩间土容许承载力, λ 为桩间土容许发挥度,一般取为0.8。

5)验算下卧层承载力;

对承载力进行修正后,应大于上覆土层自重 σ_z 与附加应力 σ_α 的和。

$$f = f_k + \eta_b \gamma (b - 3) + \eta_d \gamma_0 (d - 0.5) \quad (3)$$

$$\sigma_\alpha + \sigma_z < f \quad (4)$$

6)根据填土速率和填土高度,计算土体的固结度,并进行沉降计算,验算工后沉降是否满足设计要求;否则,重新选择桩长;重复步骤3)~6)。

为考虑周围填土引起的附加沉降,计算时实际计算范围应根据具体情况向两侧再取一段,一般为150m。

7)绘制剖面图及平面图。

(三)桩身混凝土配合比设计

桩身材料为C10混凝土。C10混凝土采用32.5MPa级普通水泥,中砂,碎石最大粒径<

40mm,坍落度控制在60~80mm。具体配合比见表1。

C10混凝土配合比 单位:kg/m³

表1

水泥	砂	碎石	水
234	688	1260	185

一般低强度桩施工完毕21天后,开始建造上部构筑物或堆载填土,填土速率与相邻堆载预压处理路段一致(一个月内填土1m),填土完毕后预压期为3个月(固结度达到75%左右)。

(三)箱涵(通道)底板内力验算

在箱涵及通道段采用低强度混凝土桩复合地基处理时,为使桩与桩间土共同作用,应在箱涵底板下铺设40cm碎石垫层,以降低桩土应力分担比。由于底板下低强度混凝土桩和垫层的存在,底板的弯矩较天然地基上有大幅度减小,并且受力更加均匀,因此对箱涵(通道)底板设计和构造可不作调整。

(四)路堤稳定计算

路堤稳定计算中除进行整体稳定计算外,还应根据每一级填土高度,计算相应的稳定安全系数。根据原设计中的填土速率、沉降控制要求及预压时间,路堤稳定可以得到保证。

(五)经济对比

低强度桩不仅具有较高的桩身强度,施工方便,质量能得到保证,而且由于其置换率较深层搅拌桩低,设计时又采用了变桩长的设计思路,使其具有很好的经济效益,尤其在箱涵、通道处,优势更加明显。

考虑综合费率后,C10混凝土桩参考价为500元/m³,水泥搅拌桩参考价为135元/m³。表2为十四标段各构造物的工程量及造价对比情况,从表中可以发现,低强度桩具有很好的经济效益。

十四标段结构物造价估算表

表2

施工桩号及名称		低强度混凝土桩		水泥搅拌桩		
		工程量 (m ³)	造价 (万元)	工程量 (m ³)	造价 (万元)	
箱涵	1	DK0+625箱涵/10°	195.104	9.7552	1701.9	22.97565
	2	DK1+847箱涵/-45°	394.24	19.7120	2135.00	28.8225
	3	GK0+200箱涵/10°	206.976	10.3488	1734.26	23.41251
	4	FK0+740箱涵/20°	159.712	7.9856	1760.17	23.7623
	5	BK0+340箱涵/0°	131.712	6.5856	1498.76	20.23326
通道	1	K186+304通道/-20°	604.352	30.2176	2590.5	34.97175
	2	K186+954通道/0°	298.816	14.9408	1760.17	23.762295
	3	EK0+447通道/-20°	185.024	9.2512	1732.30	23.38605
	4	GK0+384通道/-30°	303.184	15.1592	2271.79	30.6692

桥 头 段	1	K185 + 539.727 桥桥头段	4105.4	205.27	18104.16	244.4062
	2	AK0 + 151 桥大桩号桥头段	825.216	41.2608	4508.45	60.864
	3	CK0 + 554 桥桥头段	853.44	42.6720	6268.3	84.62205
	4	CK2 + 046.717 桥桥头段	731.808	36.5904	3793.12	51.20712
	5	K184 + 750 桥桥头段	1449.728	72.4864	5525	74.5875
	6	K186 + 622 桥桥头段	2406.152	120.3076	8706.24	117.53424
	7	CK1 + 357.524 桥桥头段	2851.296	142.5648	15687.24	211.77774
	8	HK0 + 163.5 桥桥头段	838.656	41.9328	5420.04	73.17054
	9	EK0 + 882 桥桥头段	不处理 0	0	4579.49	61.823115
	10	BK0 + 153.112 桥桥头段	1322.104	66.1052	7788.57	105.1457
	11	DK1 + 403.026 桥桥头段	2651.4656	132.57328	15358.13	207.3348

设计实例

根据安徽蒙蚌高速公路建设指挥部的要求,浙江大学岩土工程研究所从2001年12月下旬起至2002年4月中旬,对十三标段软土地基上的八个通道、三个桥头段,十四标段软土地基上的五个箱涵、四个通道、十一个桥头段、二段长路堤段进行了设计。

现以 DK0 + 625 箱涵/10°的设计为例介绍如下。

(一)基本情况

D 匝道 DK0 + 625 箱涵/10°位于第 14 标段,其基本情况见表 3,地基土物理力学性质指标见表 4(计算孔号为 GK0 + 190)。

DK0 + 625 箱涵/10°基本情况一览表 单位:m

表 3

箱涵尺寸	填土高度	原软基处理方案
3 × 3m	2.19 ~ 2.26m	深层搅拌桩,桩长 13m,桩径 0.5m,桩间距 1.2 ~ 1.4m。 桩顶砂砾垫层厚度 0.3m。

该箱涵处土层分布,地表(高程 17.85m)往下分别为:15.85 ~ 17.85m,低液限粉土①₁; 5.65 ~ 15.85m,软土②; 3.85 ~ 5.65m,高液限软土③₁; - 2.95 ~ 3.85m,低液限软土④₁; - 5.15 ~ - 2.95m,粉土质砂⑦; - 22.15 ~ - 5.15m,细砂⑨。

地基土基本物理力学性质指标

表 4

编号	土层名称	层厚 (m)	含水量 (%)	重度 (kN/m ³)	孔隙比 e_0	压缩模量 E_s (MPa)	凝聚力 C (kPa)	极限摩阻力 (kPa)	摩擦角 (°)
① ₁	低液限粘土	2.0	28.3	19.6	0.761	19.30	14.7	30	27.0
②	软土	10.0	61.5	16.4	1.698	1.20	7.8	20	6.5
③ ₁	高液限粘土	2.0	31.1	19.1	0.874	2.40	24.5	35	8.0
④ ₁	低液限软土	7.0	28.5	18.9	0.849	4.40	23.5	35	11.0

⑦	粉土质砂	2.2	23.0	20.2	0.632	20.20	10.8	35	27.0
⑨	细砂	17.0	-	-	-	-	-	45	-

注:软土的竖向渗透系数为 $6.18E-6$ 。

(二)设计计算

参照有关设计资料,箱涵经地基处理的容许承载力取为 130kPa 以上。地表标高为 17.85 左右,填土高度为 2.26m 和 2.19m,取作用在地基上的附加荷载为 45kPa。根据设计要求,箱涵地基经处理后工后沉降应小于 0.2m。

本设计采用低强度混凝土桩,桩径为 377mm,桩的截面积 $A_p = 0.112m^2$,周长 $S_p = 1.18m$,桩长 $L_p = 12m$ 。设计计算步骤如前所述,计算得到路线纵向桩间距为 1.6m,横向桩间距为 1.4m,置换率为 5%。

考虑到地质报告提供的渗透系数偏高,根据经验,渗透系数取值 $k = 6.18 \times 10^{-7} cm/s$ 较合适。若堆载预压期为 3 个月,经计算在路面开始施工时箱涵处土体固结度约为 50%(按双面排水考虑)。

根据 DK0+625 箱涵布置图(图 2),取箱涵底面中心点处为原点,通过计算可得到箱涵底面中心点处的沉降量及工后沉降量。不同桩长情况下的沉降情况见表 5。

不同桩长情况下箱涵底面中心点处的沉降情况

表 5

桩长(m)	13.0	12.0	11.0	10.0	9.0	8.0
下卧层沉降量 S_2 (cm)	8.9	9.3	10.4	11.6	12.8	14.5
总沉降量 $S = \Psi_s \times (S_1 + S_2)$ (cm, $\Psi_s = 1.2$)	14.3	14.8	16.0	17.5	19.0	21.0
工后沉降量(cm)	7.0	7.2	7.9	8.6	9.3	10.3

从上述沉降计算结果可见,工后沉降完全能满足 0.2m 的要求。

根据设计方案,DK0+621.15~DK0+628.8(7.7m)为地基处理加密段,两侧过渡段分别为 DK0+612.05~DK0+621.15(9.1m)和 DK0+628.85~DK0+637.95(9.1m)。根据前述设计思路,在满足承载力要求的前提下,在过渡段变化桩长和置换率(桩距):离箱涵越远,桩长越短,置换率越低,以使过渡段的工后沉降与堆载预压处理段相协调,具体计算方法同前。

本设计中箱涵底桩长为 12m(见图 2),即打穿软土层。为保证沉降变形平稳过渡,过渡段的桩长及工后沉降见表 6,桩位平面、剖面布置图见图 2、图 3 所示。

各计算点桩长、沉降情况 单位:cm

表 6

距中心点距离	0	160	360	560	760	1010	1260	备注
计算所得桩长	1200	1200	1100	1000	800	600	400	箱涵处桩长 $L = 12m$ 。
总沉降	14.78	14.82	16.03	17.55	21.0	28.56	36.72	
工后沉降量	7.24	7.26	7.86	8.60	10.29	13.99	17.99	

(三)路堤稳定性验算

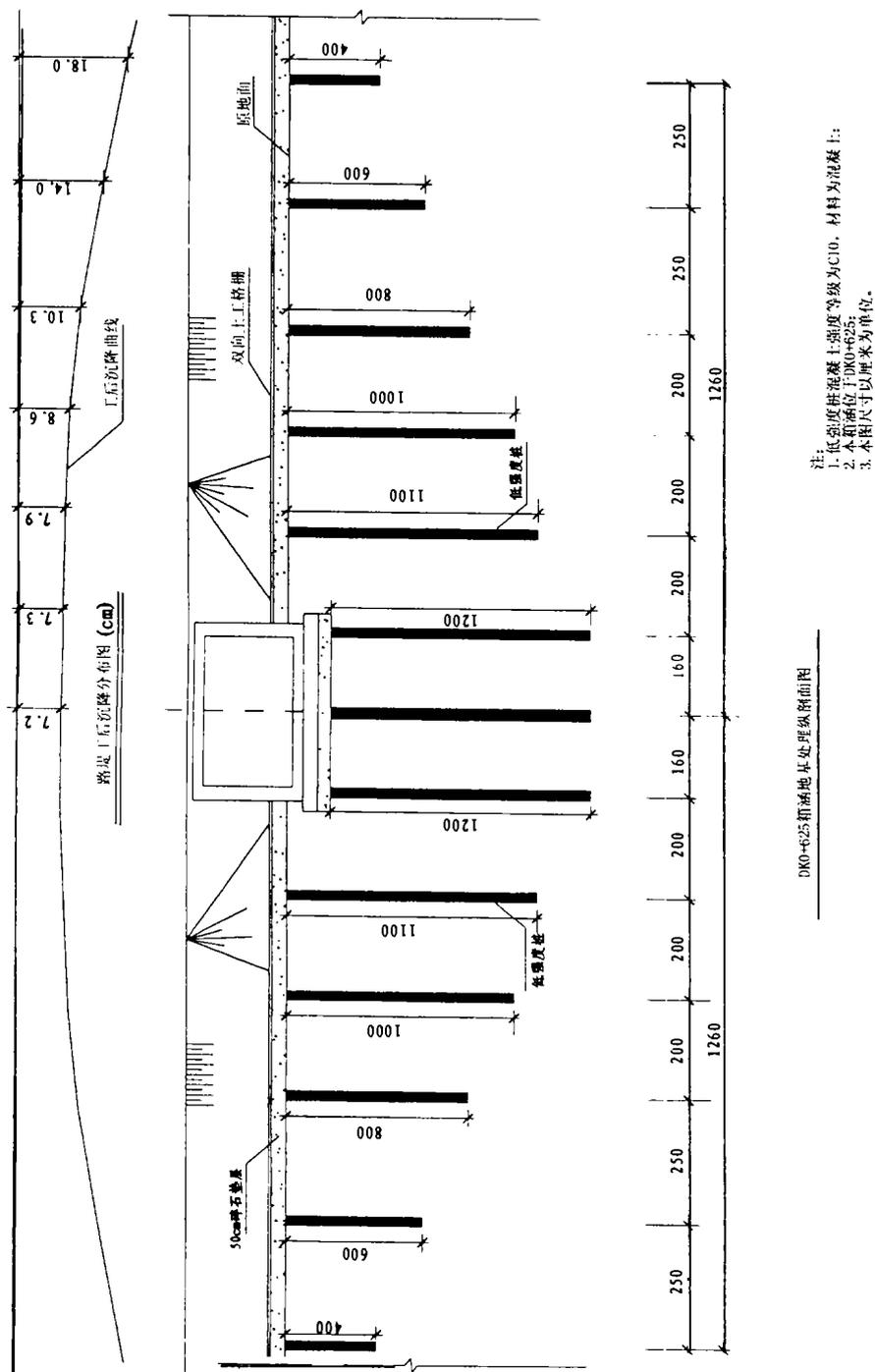


图2 DK0+625箱涵桩位布置剖面图

稳定验算所用土层参数如表4所示。计算时地下水位取为地表处。填土高度为2.26m。在不考虑地基处理的情况下,计算得到稳定安全系数 $F_s = 3.2$,最危险滑弧位置见图4。由

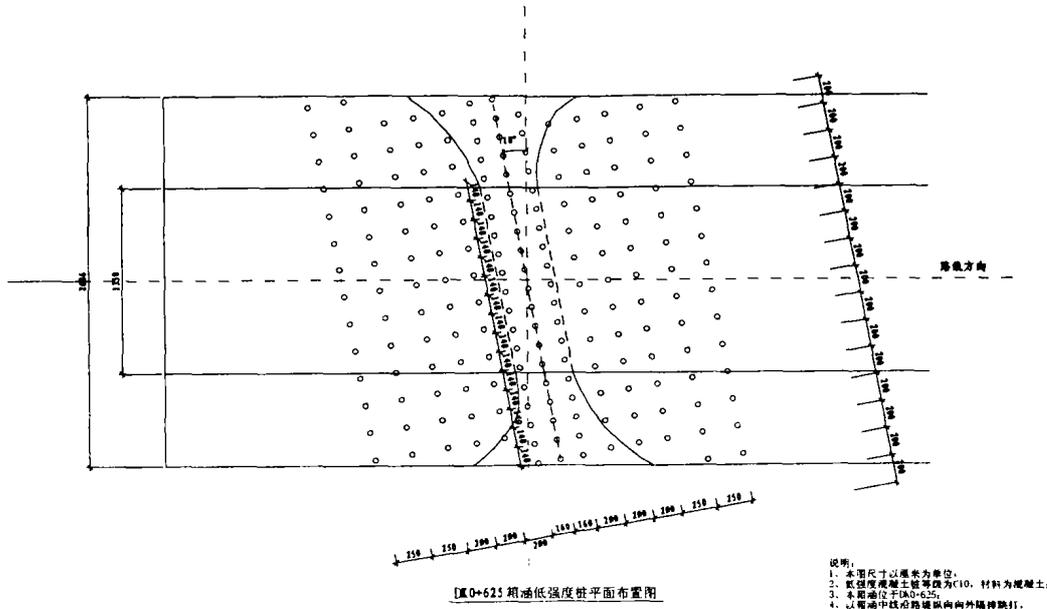


图3 DK0+625箱涵桩位布置平面图

计算结果可见,即便不进行地基处理,路堤稳定也可满足要求,因此设计时主要考虑沉降要求。

(四)工程造价

考虑综合费率后,C10混凝土桩参考价为500元/m³,水泥搅拌桩参考价为135元/m³。低强度混凝土桩复合地基地基处理桩长、桩位平面布置见图2、图3所示,通道下共有低强度混凝土桩59根,过渡段共有低强度混凝土桩134根。具体工程量及造价见表7所示。

低强度混凝土桩复合地基工程量及造价

表7

处理方法	低强度混凝土桩复合地基	水泥搅拌桩复合地基
工程量(m ³)	195.104	1701.9
造价(万元)	9.7552	23.0

低强度混凝土桩方案的造价还需另计增加的20cm碎石垫层及土工格栅费用约3.0万元,则该方案费用总计约12.75万元,为水泥搅拌桩方案的55%,可节约造价约13万元。

(五)检测情况

DK0+625箱涵2001年底施工完毕,安徽省公路工程检测中心于2002年2月25日至3月11日进行了单桩及复合地基承载力检测。本次测试所试单桩位置位于路基与箱涵的过渡段,由指挥部确定。

测试结果如下:

(1)所试三根单桩极限承载力标准值(见表8)

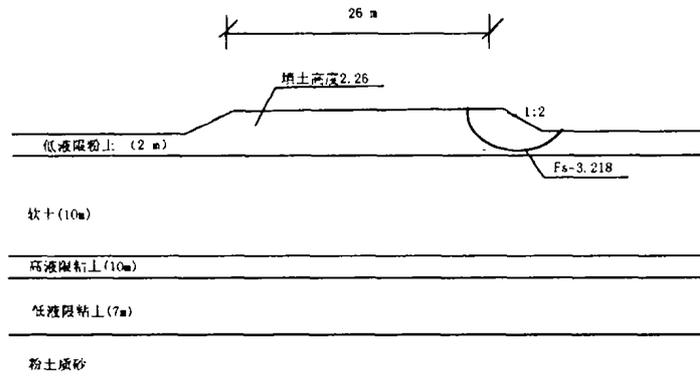


图4 最危险滑弧位置示意图(未进行地基处理)

表8

桩号	桩长 (m)	单桩极限承载力基本值 (kN)	相应沉降量 (mm)	单桩极限承载力标准值 (kN)
1#	12.0	400	10.90	400
2#	12.0	400	10.29	
3#	12.0	400	9.26	

(2) 所试二组单桩复合地基承载力基本值

表9

桩号	桩长 (m)	压板直径 (m)	压板面积 (m ²)	相应荷载 (kN)	相应变形值 (mm)	承载力基本值 (kPa)
1#	10.0	1.50	1.27	380	15.0	214
2#	10.0	1.50	1.27	360	15.0	203

低强度桩设计时,桩长为12m时,根据桩侧摩阻力和桩端阻力确定的单桩容许承载力为192.9kN,测试结果得到单桩承载力标准值为400kN,可得到单桩容许承载力为200kN左右,与设计值很接近。

此外复合地基承载力的检测结果表明,复合地基承载力基本值可达到203kPa,可换算得到其标准值,安全符合大于130kPa的设计要求。

结论

本文详细探讨了低强度桩在安徽蒙蚌高速公路软土路堤中的应用设计情况,分析了软土路堤中需要解决的主要问题,及本工程所采取的措施,并通过DK0+625箱涵的具体设计及检测结果进一步验证了此方法的可行性和经济合理性。低强度桩在本工程中及其它高速公路中的成功应用,将给其带来广阔的应用前景。

Application Study of Low Intensity Piles in Soft Foundation of Express Way

Zhou Jian Yu Jianlin Gong Xiaonan

(Geotechnical Engineering Institute of Zhe Jiang University, Hangzhou, 310027)

Abstract Some main problems in the treatment of soft foundation of express way in Anhui Province, from the city of Mengcheng to Bengbu, are pointed out and analyzed in this paper. Detailed design method and process are also introduced. The results of field test and economical comparison show that low intensity piles can put into widely use in soft foundation of express way.

欢迎订阅《地基处理》

——一份属于土木工程界的刊物——

《地基处理》于1990年创刊,至今已有十二年。经过广大读者、作者、审稿者、编委以及各次专业会议的热心支持,逐渐取得有关地基处理设计、施工、勘测、测试、教学、科研以及业主和监理人员等等广泛、深入的理解和参与,成为土木工程技术人员的良师益友。

本刊决心继续为地基处理技术的发展与提高服务,作为地基处理理论与实践经验的交流园地,反映工程实际,探讨发展方向,介绍国外情况。另外,介绍从事地基处理的科研、设计、勘察、施工,以及机械、测试仪器、材料等厂家以便沟通情况,促进协作。

《地基处理》由中国土木工程学会土力学及岩土工程分会地基处理学术委员会和浙江大学土木工程学系联合主办。并于1994年2月成立了《地基处理》杂志社。《地基处理》为季刊,一年4期。《地基处理》编委会由工作在全国各地的地基处理专家组成。

2002年度的订阅工作:

订阅一年(2002) 4期 20元(包括邮费)

订阅三年(2002~2004) 12期 60元(包括邮费)

如蒙订阅,可向《地基处理》发行部索取订单。

电汇至:杭州西湖信用社,帐号 7061101010601201000014740,收款单位:浙江浙峰工程咨询有限公司,注明订购《地基处理》。

邮局汇款至:杭州浙江大学玉泉校区土木系欧阳晶红,(邮编 310027)。同时将订购单(或信函)寄至浙江大学玉泉校区土木系黄鼎群,以便及时邮寄。

联系电话:0571-87952077

CFG 桩复合地基设计的最优化理论模型及应用*

赵其华^{①②} 李建光^① 徐金台^③ 王贤能^③^①成都理工大学环境与土木工程学院 成都 610059)^②同济大学地下建筑与工程系 上海 200092)^③深圳市工勘岩土工程有限公司 深圳 518026)

[摘要] 本文提出了沉降量和承载力双重控制的 CFG 桩复合地基的设计思想,并且建立了 CFG 桩复合地基半无限约束最优化理论模型,利用 Matlab 工具进行求解,经工程实例验证此模型是可行的。

CFG 桩复合地基设计的基本思路

在长期的工程实践中,我们可以把复合地基的设计方法归结为以下二类^[1,2,3,4]:

①正常使用极限状态的承载力作为控制条件,以正常使用极限状态的沉降量作为验算条件。

②正常使用极限状态的沉降量作为控制条件,以正常使用极限状态的承载力作为验算条件。

目前关于 CFG 桩复合地基设计主要包括承载力计算和沉降量计算两方面的内容。

(1)CFG 桩复合地基承载力计算方法^[1,3]

①自由单桩承载力标准值的确定

首先根据经验及工程实际,确定桩径和桩长,计算出单桩承载力标准值。

单桩承载力标准值 R_k 取下面两式中的较小者。

$$R_k = \eta R_{28} \cdot A_p \quad (1)$$

$$R_k = (U_p \sum q_{si} h_i + q_p \cdot A_p) / k \quad (2)$$

式中: R_k ——自由单桩承载力标准值;

η ——取 0.30 ~ 0.33;

R_{28} ——桩体 28 天立方体试块强度($15 \times 15 \times 15\text{cm}^3$);

U_p ——桩的周长;

q_{si} ——第 i 层土与土性和施工工艺有关的极限侧摩阻力,按建筑桩基技术规范有关规定取值;

h_i ——第 i 层土厚度;

* 收稿日期:2002年3月

q_p ——与土性和施工工艺有关的极限端阻力,按建筑桩基技术规范有关规定取值;

k ——安全系数, $k = 1.5 \sim 1.75$ 。

当用单桩静载试验求得单桩极限承载力 R_u 后, R_k 可按下列式计算:

$$R_k = R_u / k \quad (3)$$

②复合地基承载力标准值的确定

$$f_{sp} = m \cdot R_k / A_p + \alpha \cdot \beta (1 - m) f_k \quad (4)$$

$$\text{或 } f_{sp} = [1 + m(n - 1)] \alpha \cdot \beta f_k \quad (5)$$

式中 f_{sp} ——复合地基承载力标准值;

m ——CFG 桩面积置换率;

n ——桩、土应力比;

A_p ——桩的断面面积;

f_k ——天然地基承载力标准值;

f_k' ——桩间土承载力标准值;

α ——桩间土强度提高系数, $\alpha = f_k' / f_k$;

β ——桩间土强度发挥度,对一般工程 $\beta = 0.9 \sim 0.95$;对重要工程或对变形要求高的建筑物 $\beta = 0.75 \sim 0.9$;

R_k ——自由单桩承载力标准值。

(2)CFG 桩复合地基沉降量计算方法^[1,3]

下面仅介绍复合模量法。当荷载不大于复合地基承载力时,总沉降量 S 为:

$$S = S_1 + S_2 = \Psi \left(\sum_{i=1}^{n_1} \frac{\Delta P_\alpha}{\zeta E_{si}} h_i + \sum_{i=n_1+1}^{n_2} \frac{\Delta P_\alpha}{E_{si}} h_i \right) \quad (6)$$

式中: n_1 ——加固区地基土的分层数;

n_2 ——压缩变形范围内地基土总的分层数;

ΔP_α ——荷载在 P_0 在第 i 层土产生的平均附加应力;

E_{si} ——第 i 层土的压缩模量;

h_i ——第 i 层土的分层厚度;

ζ ——模量提高系数, $\zeta = \alpha [1 + m(n - 1)]$,其中 m 为面积置换率, n 为桩土应力比, α 为桩间土强度提高系数;

Ψ ——沉降计算经验系数。

沉降量和承载力双重控制的 CFG 桩复合地基设计思想

复合地基的设计思路比较简单,由前面两种设计方法可以看出,沉降量条件和承载力条件都必须满足。在具体设计中,这两个条件都满足的情况下,会经常出现以下问题:当其中一个条件满足时,另一个条件可能会有较大富裕,在物力和财力上有可能造成巨大浪费。最佳的设计是两个条件都恰好同时满足,因此在设计过程中就存在着一个寻求相对最优的问题。在 CFG 桩复合地基设计中,由于设计参数较多,如桩径、桩长、桩距、置换率等等,加上

沉降量和承载力两个约束条件,问题复杂,人工寻求最优解存在很大的困难。这类问题在数学中属于最优化问题。本文试图用最优化理论解决组合桩复合地基沉降量和承载力双重控制的设计问题。

最优化理论在 CFG 桩复合地基设计中的应用

(1) CFG 桩复合地基最优化理论模型

沉降量和承载力双重控制的 CFG 桩复合地基的设计问题在优化理论里属于半无限(Semi - infinite)约束问题。

半无限(Semi - infinite)约束问题一般描述^[6,7]为:

目标函数 $\min f_2(x)$

约束条件 $G(x) \leq 0$

$K(x, w) \leq 0$

其中: x, w 为向量, $G(x)$ 为函数向量, $K(x, w)$ 为半无限约束, 通常 w 的长度为 2。

在沉降量和承载力双重控制的 CFG 桩复合地基设计问题中: 把单位地基面积中的 CFG 桩体积数量作为目标函数(换句话说, 从技术经济角度考虑需要加固的地基单位面积 CFG 桩体(体积量)用量最少、造价最低), 将 CFG 桩复合地基竖向变形协调方程(式 8)、建筑物对地基的沉降量要求(式 9)和建筑物对地基的承载力要求(式 10)作为约束函数。具体表达式为:

目标函数

$$V = m \left(\sum_{i=1}^{n_1} h_i + \sum_{i=n_1+1}^{n_2-1} h_i + h \right) \quad (7)$$

约束条件

$$\frac{C_1 E_p + l_0}{C_2 E_p + \sum_{i=1}^{n_2-1} h_i + h - l_0} - \frac{1 - \left[1 + \frac{C_1 \zeta_1 (1+m)}{\lambda_1} \right] e^{\zeta_1 l_0}}{1 - \left[1 + \frac{C_2 \zeta_2 (1+m)}{\lambda_2} \right] e^{\zeta_2 \left(\sum_{i=1}^{n_2-1} h_i + h - l_0 \right)}} \cdot \frac{\lambda_1 \zeta_2}{\lambda_2 \zeta_1} = 0 \quad (8)$$

$$[S_{11}(m, h) + S_{12}(m, h) + S_2(m, h)] - S_{\text{设计要求}} \leq 0 \quad (9)$$

$$- \left[m \frac{\left(d\pi \sum_{i=1}^{n_1} q_n h_i + d\pi \sum_{i=n_1}^{n_2-1} q_i h_i + d\pi q_{n_2} h + q_p A_p \right) / k}{\frac{d^2}{4} \pi} + \alpha \beta (1-m) f_k \right] + f_{\text{设计承载力}} \leq 0 \quad (10)$$

变量范围

$$- m < 0$$

$$m < 1$$

$$- h + 1.0 < 0$$

$$- l_0 < 0$$

$$l_0 - \sum_{i=0}^{n_2-1} h_i + h < 0$$

式中: l_0 ——CFG 桩间土等沉面深度;

d ——CFG 桩的直径;

n_1 ——等沉面以上地基土的分层数;

n_2 ——压缩范围内地基土的总分层数;

h_i ——第 i 层土厚度;

h ——第 n_2 层地基土中 CFG 桩的长度;

$S_{11}(m, h)$ ——等沉面以上桩间土沉降变形量, 为 m, h 的函数;

$S_{12}(m, h)$ ——等沉面以下桩间土沉降变形量, 为 m, h 的函数;

$S_2(m, h)$ ——下卧层的沉降量, 为 m, h 的函数;

其他符号参见前述有关公式。

由于篇幅限制, 公式(8)的推导及各参数意义具体见文献(5)。

由文献^[5,8]中相关公式可推导出 $S_{11}(m, h)$ 、 $S_{12}(m, h)$ 和 $S_2(m, h)$ 的具体表达式:

$$S_{11} = \frac{P(1+m)}{w_1 E_{s1} \zeta_1} (1 - e^{-\zeta_1 l_0}) \quad (11)$$

$$S_{12} = \frac{P(1+m)}{w_2 e^{\zeta_2 l_0} E_{s2} \zeta_2} [e^{\zeta_2 (\sum_{i=1}^{n_2-1} h_i + h - l_0)} - 1] \quad (12)$$

$S_2(m, h)$ 的表达式主要体现在由地基土和 CFG 桩构成的复合体密度和重量上, 复合体密度和重量直接影响 CFG 桩底平面的附加应力。

其中按应力比法确定地基沉降计算深度 Z_n , Z_n 处的附加应力 σ_z 与土的自重应力 σ_c 应符合下式要求:

$$\sigma_z = 0.2\sigma_c \quad (13)$$

$$\sigma_z = \sum \alpha'_j P_j \quad (14)$$

式中附加应力系数 α'_j 基于 Boussinesq 解。具体表达式为

$$\begin{aligned} \bar{\alpha} &= \frac{1}{z} \int_0^z K_z dz \\ &= \frac{1}{2\pi z} \left[z \arctan \frac{AB}{z \sqrt{A^2 + B^2 + z^2}} + l \cdot \ln \frac{(\sqrt{A^2 + B^2 + z^2} - B)(\sqrt{A^2 + B^2 + B})}{(\sqrt{A^2 + B^2 + z^2} + B)(\sqrt{A^2 + B^2 - B})} \right. \\ &\quad \left. + B \cdot \ln \frac{(\sqrt{A^2 + B^2 + z^2} - A)(\sqrt{A^2 + B^2 + A})}{(\sqrt{A^2 + B^2 + z^2} + A)(\sqrt{A^2 + B^2 - A})} \right] \quad (15) \end{aligned}$$

(2) 优化理论模型的求解^[6,7]

优化理论的主要分支有: 线性规划、非线性规划、动态规划、图论与网络、对策论、决策论等。

Matlab 的优化工具箱提供了对各种优化问题的一个完整的解决方案。其内容涵盖线性规划、二次规划、非线性规划、最小二乘问题、非线性方程求解、多目标决策、最小最大问题、半无限问题等的优化问题。

在 Matlab 优化工具箱中, `seminf` 函数用于求解半无限约束非线性问题。`seminf` 函数使用二次和三次混合插值法来估计半无限约束的峰值, 从而形成 `constr` 函数使用的约束集, 当约束改变时, 重新分配 Lagrange 乘子向量。

在解决约束非线性规划问题时, Kuhn - Tucher 条件具有很重要的意义。

对于一个不等式约束 $g_i(x) \leq 0$, 如果 $g_i(x^*) = 0$, 则称该约束在点 x^* 处为起作用约束; 设 x^* 为问题的一个可行解, 如果约束的梯度向量 $\nabla g_i(x^*)$ 线性无关, x^* 为局部最优解, 则必然存在不全为 0 的数 $\lambda_i (i = 1, 2, \dots, m)$, 使得以下 Kuhn - Tucher 条件成立:

$$\begin{cases} \nabla f(x^*) + \sum_{i=1}^m \lambda_i \nabla g_i(x^*) = 0 \\ \lambda_i g_i(x^*) = 0 \quad i = 1, 2, \dots, m \\ \lambda_i \geq 0 \end{cases} \quad (16)$$

如果 $f(x)$ 和 $g_i(x) (i = 1, 2, \dots, m)$ 均为凸的, 并且可导, x^* 满足 Kuhn - Tucher 条件, 则 x^* 为全局最优解。

工程实例

深圳某科技园复合地基工程^[8]承载力设计标准值 180kPa, 沉降量设计要求小于 40mm。原设计: CFG 桩径 $d = 500\text{mm}$, 面积置换率 $m = 1.69\%$, CFG 桩桩长 $l = 15\text{m}$ 。

根据深圳某科技园岩土工程勘察报告, 天然地基承载力 $f_k = 130\text{kPa}$, 人工填土桩周土摩阻力标准值 $q_s = 20\text{kPa}$, 粘土桩周土摩阻力标准值 $q_s = 22\text{kPa}$, 砾质粉质粘土桩周土摩阻力标准值 $q_s = 30\text{kPa}$; 桩端承载力标准值 $q_p = 2200\text{kPa}$ 。

采用本文的最优化模型进行求解, $\alpha = 1, \beta = 0.9, k = 1.7$; CFG 桩径 $d = 500\text{mm}$, 等沉面深度 $l_0 = 7\text{m}$, 得到结果为: 面积置换率 $m = 1.38\%$, CFG 桩桩长 $l = 14.5\text{m}$ 。

结论

(1) 本文提出了承载力和沉降量双重控制的 CFG 桩复合地基设计思想, 并且运用最优化理论建立 CFG 桩复合地基优化设计模型。

(2) 在建立的半无限约束优化模型中, 根据不同的工程状况, 可以通过调整 CFG 桩间土等沉面的位置, 来对 CFG 桩、复合地基面积置换率等进行优化设计。

(3) 此优化模型中由于同步涉及到沉降量和承载力两个方面, 所以涉及到的参数和变量比较多, 而且有些参数在双变量的情况下确定比较困难, 因此此优化模型的建模过程和求解过程都比较复杂。

(4) 本文提出的沉降量和承载力双重控制的复合地基最优化设计模型尚处于概念模型阶段, 其稳定性和适用性还需要大量的工程验证。

参考文献

- 1 水泥粉煤灰碎石桩(CFG 桩)复合地基技术规定, Q/JY06 - 1997. 中国建筑科学院企业标准, 北京: 1997.

- 2 建筑地基处理技术规范, GJG79-91. 中华人民共和国行业标准. 北京: 中国建筑工业出版社, 1992.
- 3 阎明礼, 张东刚. CFG 桩复合地基技术及工程实践. 北京: 中国水利水电出版社, 2001.
- 4 王辉, 张川, 李艳红. 复合地基变形控制设计新思想. 岩土工程技术, 2001, (1).
- 5 折学森. 软土地基沉降计算. 北京: 人民交通出版社, 1999.
- 6 郭科, 胥泽银. 最优化方法及其程序设计. 成都: 四川科学技术出版社, 1998.
- 7 李涛, 贺勇军, 刘志俭等. Matlab 工具箱应用指南——应用数学篇. 北京: 电子工业出版社, 2000.
- 8 李建光. 组合桩复合地基沉降变形研究及优化设计探讨. 成都理工大学硕士论文, 2002.

Optimum Design Model about Composite Foundation of CFG Piles and Application

ZHAO Qi - hua

(Chengdu University of Technology Chengdu 610059)

Abstract Optimum design idea about composite foundation of CFG piles is brought forward which is under the dual control of bearing capacity and displacement. Semi - infinite optimum design model is constructed and the tool of Matlab is applied to solve this model. This model is available through engineering testing.

《土工计算机分析》介绍

《土工计算机分析》已于 2000 年 10 月由中国建筑工业出版社出版, 该书较系统全面地介绍了土工问题的计算机分析技术和方法。全书分 14 章, 包括绪论、有限差分法、有限单元法、岩土力学中常用的其它数值方法、动力分析、结构—基础和地基共同作用分析、滑移线场数值解、边坡稳定分析、极限分析数值方法、随机有限元法及其应用、反分析法、知识工程和专家系统在岩土工程中的应用、AutoCAD 在土工中应用和计算机仿真技术在岩土工程中应用。可供土建、交通、铁道和水利领域从事勘察、设计、施工、教学和科研的技术人员学习, 以提高土工计算机分析能力, 也可作为岩土工程专业研究生教学参考书。全书 61 万字, 定价 32 元。各大书店有售, 也可与中国建筑工业出版社或地基处理编辑部(310027 杭州市浙大路浙江大学土木工程学系欧阳晶泓)联系购买。

徐日庆供稿

运用竹桩围堰对圩堤溃口抢险*

俞菁 史春乐

(河海大学基建处 河海大学岩土工程研究所 南京 210098)

【摘要】 苏州市群众在防汛抢险中,提出了用竹桩围堰对圩堤溃口进行抢堵,有着良好的作用效果。这里,我们对竹桩围堰作了改进,并提出了有关的设计计算,以便竹桩围堰在河网地区推广使用。

概述

太湖流域苏州、无锡一带是河网地区,圩堤很多,汛期发生溃口后,常在圩堤的上、下游打入毛竹,在其顶部用铅丝拉住,并在上、下游用土工织物袋装土堆垒,中间填散土;也有在毛竹后挡以芦席,中间填散土的。参见图1。

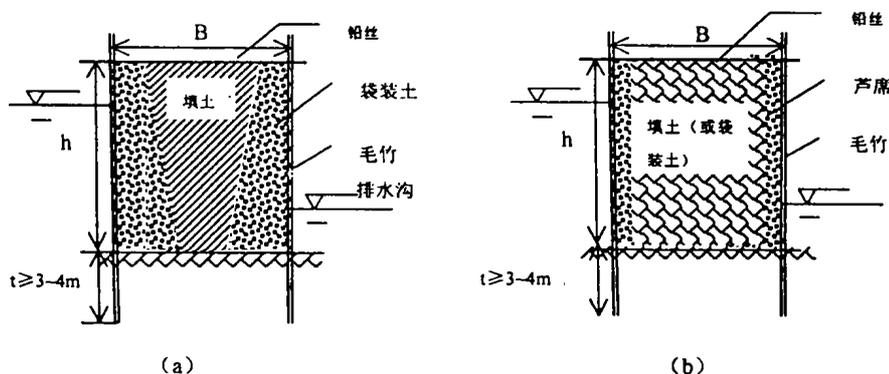


图1

我们曾受江苏吴江市治理太湖工程指挥部的委托,进行太湖流域的骨干排洪河道太浦河穿湖筑堤进行稳定性分析和竹桩围堰的稳定和强度验算时,改进了竹桩围堰,即不用袋装土,也不用芦席挡土(芦席易腐烂、不耐用),而用机织型土工织物外包裹,内填散土。这种竹桩围堰,当地称为活络坝,它类似于双向临时挡水闸。当河水位较低时,将农田中的集水排入河里;而当河水位较高时,就加高竹桩围堰,以挡住河水倒灌。由于这种竹桩围堰,施工简单、方便、迅速,故较适用于汛期圩堤溃口的抢险工程。

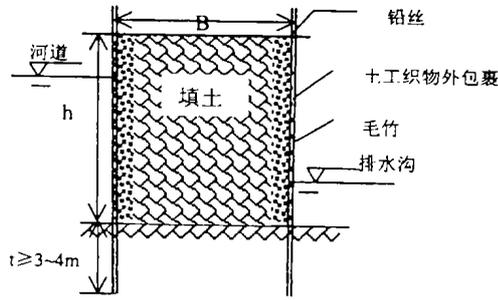


图2 改进的竹桩围堰

竹桩围堰(活络坝)的设计和施工简介

用毛竹(平均直径约10cm)打入地基土中3~4m,毛竹的纵向间距0.8~1.2m,一般可取1.0m左右,围堰宽度与圩堤顶宽相当约3~5m,围堰挡水高度3~4m。最大不超过4m。

1. 竹桩围堰的土工织物强度验算

土工织物受到土堰体的张拉力而形成土兜,如图3。

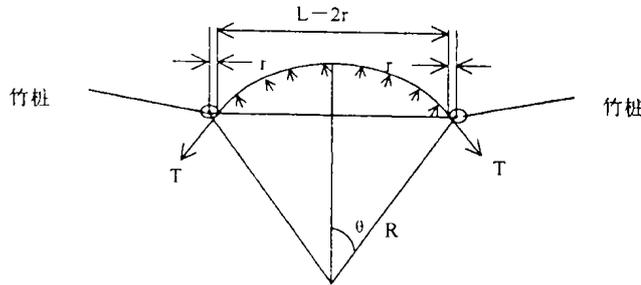


图3 土工织物受到张拉(平面图)

其张拉力 T:

$$T = R \cdot P \tag{1}$$

式中 T——内张拉力(kN/m)

R——圆弧半径(m)

p——土的压强(kN/m²)

上式中土的压强是按主动朗肯土压力求得的;圆弧半径 R 的大小与土工织物的伸长率有关,和伸长成正比。确定 R 可按以下推导:

θ角(见图3所示)所对应的弧长为

$$\frac{2\pi R}{360}\theta = \frac{1}{2}(\epsilon + 1)(L - 2r)$$

$$\theta = \frac{180(\epsilon + 1)(L - 2r)}{2\pi R} = \frac{90(\epsilon + 1)(L - 2r)}{\pi R}$$

而 $\sin \theta = \frac{(L - 2r)/2}{R}$

$$\text{即 } \sin \theta = \sin \left[\frac{90}{\pi} \frac{(\epsilon + 1)(L - 2r)}{R} \right]$$

$$\text{故 } R = \frac{L - 2r}{2 \sin \left[\frac{90(\epsilon + 1)(L - 2r)}{\pi R} \right]} \quad (2)$$

式中 L ——竹桩的纵向间距(m),一般可取 $L \leq 1.0\text{m}$;

R ——圆弧半径(m);

ϵ ——土工织物伸长率(%),一般可取 $\epsilon = 15\%$;

r ——毛竹半径(m),一般取 $r = 0.05\text{m}$ 。

由于式(2)的等号后含有 R ,故要试算得出 R 值,然后按式(1)求出 T ,视其是否满足土工织物的抗拉强度 $T_s(\text{kN/m})$,即 $T \leq T_s$ 。

2. 竹桩围堰的整体稳定验算

$$\text{水平滑动 } F_s = \frac{(W - U) \text{tg} \varphi + C \cdot B}{P_w} \geq 1.2$$

$$\text{倾覆稳定 } F_s = \frac{W \times \frac{B}{2}}{P_w \times \frac{h}{3} + U \times \frac{2B}{3}} \geq 1.6 \quad (3)$$

$$\text{围堰基底压力 } p = \frac{W - U}{B} \leq [p]$$

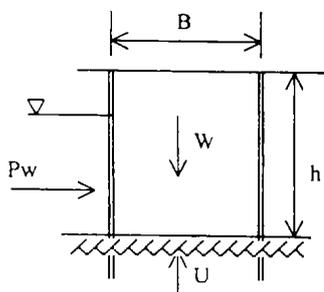


图4 竹桩围堰受力图

深层滑动 F_s 可按瑞典法(或毕肖甫法)计算,要求 $F_s \geq 1.05$ 。在以上的整体稳定验算中,由于不计竹桩打入土中部分的作用,故计算是偏于安全方面的。

工程实例

吴江市“牛腰筋”竹桩围堰如图5所示。当围堰上游有水,下游的水被抽干,这时竹桩围堰将受到较大的水头差,取1延米计:

1. 竹桩围堰整体稳定验算

$$P_w = \frac{1}{2} r_w h^2 = \frac{1}{2} (10)(3)^2 = 45 \text{ kN/m}$$

$$W = \frac{6+5}{2} \times 4.0 \times 18.2 = 400 \text{ kN/m}$$

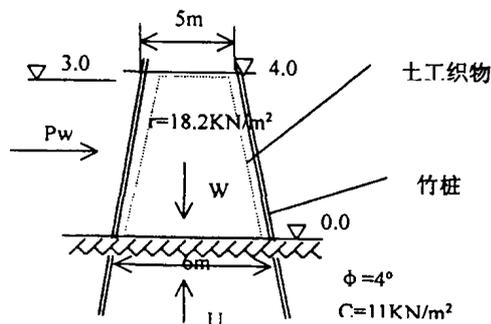


图5 “牛腰筋”竹桩围堰

$$\text{水平滑动 } F_s = \frac{(W - U) \operatorname{tg} \phi + C \cdot B}{P_w} = \frac{(400 - \frac{3 \times 6}{2}) \operatorname{tg}(4^\circ) + 11 \times 6}{45} = 1.95 > 1.2 \quad \text{满足}$$

$$\text{倾覆稳定 } F_s = \frac{W \times \frac{B}{2}}{P_w \times \frac{h}{3} + U \frac{2B}{3}} = \frac{400 \times 3}{45 \times 1 + 9 \times 4} = 2.96 > 1.6 \quad \text{满足}$$

深层滑动 $F_s = 0.954$ 似不满足,但考虑到竹桩围堰入土较深的有利作用,实际上也能满足。

$$\text{围堰基底压力 } p = \frac{W - U}{B} = \frac{400 - 90}{6} = 51.7 \text{ kN/m}^2 < [p] = 55 \text{ kN/m}^2 \quad \text{满足}$$

2. 竹桩围堰的土工织物强度验算

土工织物内力计算如图3所示:

作用于土工织物上的外力压强(土压力+水压力)为

$$p = \gamma h \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\phi}{2}) = 18.2 \times 4 \times \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{10^\circ}{2}) = 51.26 \text{ kN/m}^2$$

$$R = \frac{L - 2r}{2 \sin[\frac{90(\epsilon + 1)(L - 2r)}{\pi R}]} \quad (\text{当 } L = 1 \text{ m}, r = 0.05 \text{ m}, \epsilon = 15\% \text{ 时})$$

通过计算得 $R = 0.54 \text{ m}$

$T = pR = 51.26 \times 0.54 = 27.68 \text{ kN/m} < 40 \text{ kN/m}$ 满足,采用 PBT-4 型土工织物时,其抗拉强度 T_s 为 40 kN/m 。

结束语

竹桩围堰施工简单易行,造价低,还可重复使用,有利于环境保护,用于圩堤堵口比较有效。据苏州市防汛抗旱指挥部介绍,仅苏州市就有各种竹桩围堰千余座。建议这种竹桩围堰在圩区推广使用。在实际使用时,还应注意:

1. 竹桩的小头打入土中至少 $3 \sim 4 \text{ m}$,打入基土越深越好;

2. 竹桩与竹桩在纵向的间距不宜太大,如工程实例采用 1 m ,于是土工织物的伸长率较大,看上去不够安全,建议挡水高度较大时, L 取 0.8 m 左右为宜,伸长率 ϵ 宜控制在 $\epsilon \leq 15\%$ 。

3. 铅丝在竹桩顶部应扎紧。

参考文献

- 1 太浦河穿湖堤稳定性分析和运用土工织物加堤基岸坡的可行性研究 河海大学农田水利工程系 1993.12
- 2 运用土工织物加固堤坝软基的试验研究 俞仲泉等编著 1992.8

Study on Bamboo Cofferdam Used in Dike Burst

Yujing Shichunle

(Construction Department HoHai University; Hohai University 210098)

Abstract People in Suzhou city put forward a method applying bamboo cofferdam to solve dike burst, which achieved great effect in flood prevention. On the basis of this method, we present the design analysis in order that bamboo cofferdam can be widely used in river net area.

岩土工程勘察软件系统

岩土工程勘察软件系统是由浙江大学岩土工程研究所、杭州市勘察设计研究院和浙江省综合勘察研究院共同研制开发的岩土工程勘察辅助软件系统,已通过浙江省科学技术委员会组织的专家鉴定。编制依据的标准是《岩土工程勘察规范》(GB50021-94)和《岩土工程勘察文件编制标准》(DBJ10-5-98),具有标准 Windows 版本和 AutoCAD 版本,实现了如下的功能与特点:

①采用表格式数据输入,对于岩土工程名称等项目可以通过下拉方式选择输入,大大加快了输入速度并减少了手工输入出错的可能性;

②绘制工程图件和表格时,系统可以自动判断图纸空间是否满足要求,并给出数据比较值,揭示用户进行相应修改;

③可读取静探微机采集的数据生成静力触探曲线,用户分层后系统可以自动统计每层的侧壁摩擦力和锥头阻力生成正式的静力触探曲线;

④报表输出灵活方便,可以根据用户的选择输出报表的特定部分,调节列间距和每页行数以适应不同的纸张大小,使输出的报表美观整齐;

⑤数据自动统计,同时可以浏览数据剔除其中的异常数据,也可以自动校验数据是否在合适的范围内;

⑥所见即所得的打印功能,显示效果与打印效果精确匹配;

售后服务:

有专人负责软件的答疑维护工作,欢迎来电、来函联系。

联系地址:浙江省杭州市浙江大学岩土工程研究所 邮编:310027

电话:0571-87952099(0) 0571-87961173(H)

联系人:韩同春

水泥土搅拌桩在建筑场地条件 特殊情况下的应用*

陈有桑

(南京市建筑设计研究院 南京 210005)

[摘要] 结合工程实例,介绍水泥土搅拌桩在建筑位于四周均有密集的5~6层的已有建筑,且场地具有高地下水位,淤泥质土与砂土交互地质条件下的适用性。

简介

南京市某研究所在南京萨家湾住宅小区内新建几幢住宅(七层砖混)。其中D幢位于四周均有5~6层住宅包围的狭小范围内。见图1。D幢为七层点式住宅,其平面尺寸见图2所示。

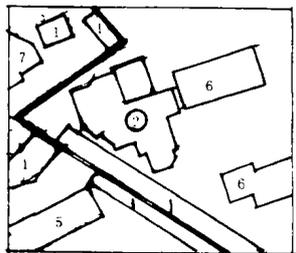


图1 1:1000

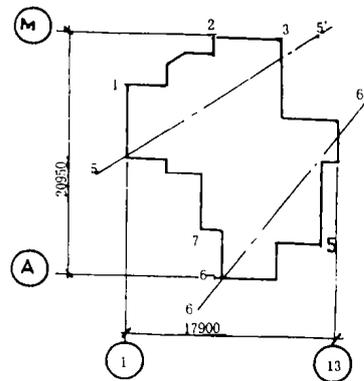


图2 D幢平面尺寸

地质情况

根据地质钻探报告,本场地位于长江漫滩上。表层为人工填土,该层土填料杂乱,密实度差。填土之下即为近期沉积的砂性土层,以及淤泥质粉质粘土与粉细砂交互层。该层在总体分布上有一定的均匀性。各层土的埋深及厚度变化不大。场地地下水位较高(地面下

* 收稿日期:2001年6月

0.8米左右)。地质剖面图如下,见图3。

5-5'剖面位置见图2。

图2中6-6'剖面与5-5'地质情况稍有不同,即未发现①-1淤泥质填土。

下面为各层土的情况。

①人工填土 ①-1淤泥质填土 ②-1粉砂~粉土 ②-2粉细砂 ②-3淤泥质粉质粘土夹粉细砂 ②-4粉细砂夹淤泥质粉质粘土 ②-5粉细砂。根据第一次(上面所述的地质情况)钻探。拟采用②-1层(地基承载力为142kN/m²)为持力层,条形基础。其中①,①-1层必须挖去,开挖深度在4~4.5米。但在施工开挖初期立即发现地下水位比原勘探测得为高,而且水量极为丰富。若采用基坑抽排水,由于临近六层住宅,间隔仅有12cm。该住宅为浅埋条基,势必影响该住宅的安全。经过现场调查,认为J₉钻孔处发现的暗塘可能要比第一次勘探的结果要大得多;即比

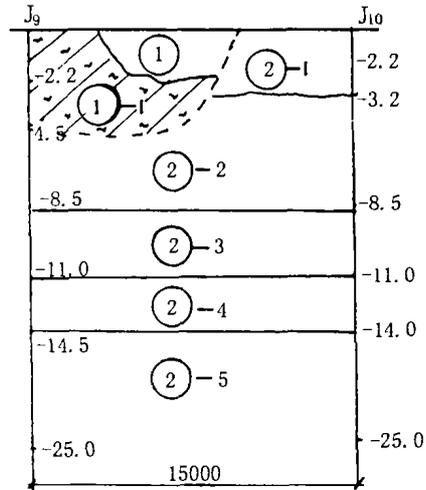


图3 5-5'剖面

图3中①-1的淤泥范围要大。遂立即进行了第二次补充勘探,结果证明暗塘范围要大得多。见图4所示。

在这种情况下,选择何种基础方案,即既要满足地基承载力的要求,又要不影响相邻建筑的安全。经过多种方案比较,最后决定采用水泥土搅拌桩最为适宜。经济性好。水泥土搅拌桩对于淤泥、淤泥质土等软土地基的加固应用甚多。相对淤泥与砂土交互地质的应用较少。

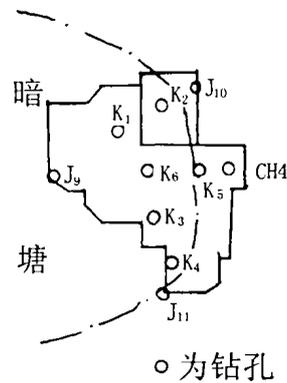


图4 暗塘范围

设计步骤

1. 采用现场的水,现场的土(淤泥质填土)和不同的水泥掺入量,及外掺剂做试块,进行加固土的室内试验。下表为试块的抗压强度检测报告。

水泥土抗压强度检测报告

序号	部位(地基)	龄期(天)	抗压强度代表值(MPa)
1	水泥土,掺入量 15%	7	1.1
2	水泥土,掺入量 18%	7	1.8
3	水泥土,掺入量 20%	7	2.2

经过试验后,决定采用中国水泥厂生产的优质425号硅酸盐水泥,水泥掺入比20%,外掺剂采用石膏,掺入比1%(与水泥的重量比)

2. 计算水泥搅拌桩的各有关数据

根据二次勘探,决定将搅拌桩桩长定为进入②-4层内大于0.5米,桩径0.6米。按下式取较小值,作为单桩竖向承载力设计值(N_d)。

$$N_d = K \cdot q_u \cdot A_p \quad (1)$$

$$N_d = q_u \cdot U_p \cdot L + a \cdot A_p \cdot f_k \quad (2)$$

由(1)式中; K 强度折减系数,取0.35; A_p 桩截面面积 0.2826m^2 ; q_u 室内试验加固土抗压强度 2.0MPa

$$\therefore N_d = 0.35 \times 2000 \times 0.2826 = 197.8\text{kN}$$

由(2)式

q_u ,桩周土的平均摩阻力标准值,从上至下分层取,6.0,20,12,15单位kPa

U_p ,搅拌桩桩周周长1.88m

L ,搅拌桩桩长(m),计算时按土层分段计算。

a ,桩端土支承力的折减系数,取0.5。

f_k ,桩端地基承载力标准值,为 140kN/m^2 。

$$\therefore N_d = (3.3 \times 6 + 4.7 \times 20 + 2.5 \times 12 + 0.5 \times 15)1.88 + 0.5 \times 0.2826 \times 140 = 304.2\text{kN}$$

比较(1)、(2)式,取 $N_d = 197.8\text{kN}$

3. 计算搅拌桩的面积置换率 m 。

按公式:

$$m = \frac{f_{sp} - \beta \cdot f_s}{\frac{N_d}{A_p} - \beta \cdot f_s}$$

f_{sp} ,搅拌桩复合地基承载力设计值,取 140kN/m^2 。

β ,桩间土承载力折减系数,取0.4。

N_d ,搅拌桩单桩竖向承载力设计值,197.8kN。

A_p ,搅拌桩截面面积, 0.2826m^2

f_s ,桩间土地基承载力标准值, 70kN/m^2 。

代入得,

$$m = \frac{140 - 0.4 \times 70}{\frac{197.8}{0.2826} - 0.4 \times 70} = 0.167$$

按柱状布置 $n = \frac{m \cdot A}{A_p}$ A 取 1m^2 ,则

$$n = \frac{0.167 \times 1}{0.2826} = 0.59 \text{根/m}^2$$

根据计算结果,桩位布置如图5,图6。并按加固后的地基,设计条形基础。由于条形基础基底标高定在 -1.15m 。这样避免了深基坑,坑内基本无积水,条基施工得以顺利进行。

对施工的技术措施

1. 桩径0.6m,有效桩长 $L = 11\text{m}$,桩端应进入②-4层 $>0.5\text{m}$ 。

2. 处理后地基承载力设计值, $f_{sp} = 140\text{kN/m}^2$, 搅拌桩单桩承载力设计值 $p = 190\text{kN}$ 。

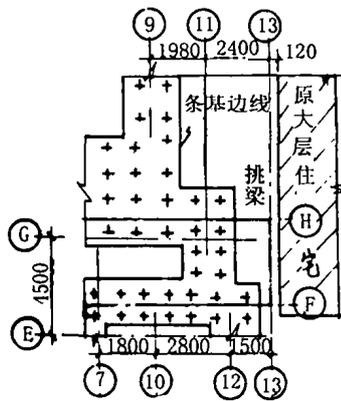


图5 桩位布置(局部)与原有建筑关系

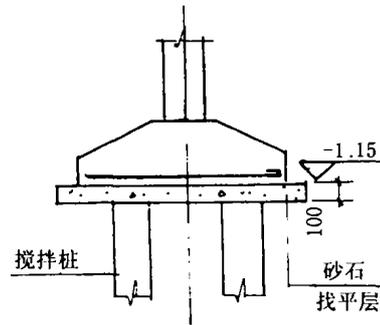


图6 条基剖面

3. 采用6次搅拌, 三次喷浆, 深度到底, 搅拌下沉和提升速度 1m/分(遇淤泥层适当放慢速度)严格执行采取的水泥掺入比, 水灰比(0.5)。

4. 加强施工管理, 专人负责记录施工日记。

桩的检测

成桩后 30 天进行桩的检测, 检测项目:

1. 荷载板试验

试板 1[#], 边长 2m × 2m

试板 2[#], 2m × 2m

试板 3[#], 2m × 2m

各试板下均压 4 个桩

2. 单桩试验 130[#]

检测桩位的平面位置见图 7。

3. 检测结果分析

1) 复合地基承载力测试结果; 见表 1。

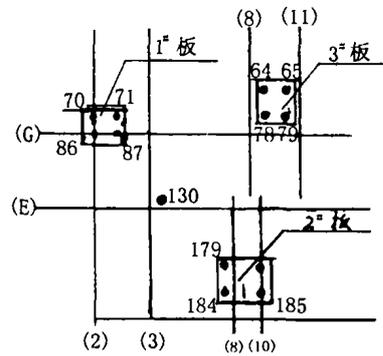


图7 检测桩位的平面位置

表 1

试验序号及荷载板面积	桩号	按沉降控制基本值取值(kPa)				
		s/b = 0.004	s/b = 0.006	s/b = 0.007	s/b = 0.008	s/b = 0.01
1188 - 1 4m ²	70	218	256	278	能满足 278	能满足 278
	71					
	86					
	87					

1188-2 4m ²	179	157	207	226	244	能满足 244
	180					
	184					
	185					
1188-3 4m ²	64	164	223	255	能满足 255	能满足 255
	65					
	78					
	79					

注:b为压板宽度,试验结果均能满足设计

2)单桩试验 130# 桩,实测单桩极限承载力:P>380kN。

4. 水泥土抽芯试验

取桩芯四根,30#、81#、192#、101#,桩长分别为:11.4m、11.5m、11.6m、11.5m。

四根桩抽芯证明水泥土搅拌桩搅拌均匀,10m深度以内水泥土强度较高。个别桩(位于暗塘处)较低。下面以101#桩为例(取芯日期:99.8.5)。

表2

试样编号	取样深度 (m)	成桩日期	描述	单轴抗压				
				密度 g/cm ³	强度 a kPa	强度 b kPa	强度 c kPa	平均值 kPa
101#-1	3.5~3.7	99.6.29	青灰色水泥土	1.65	5360	5250	5140	5250
101#-2	7.0~7.3	99.6.29	青灰色水泥土	1.67	4850	3654		4252
101#-3	10.5~10.7	99.6.29	灰黄色水泥土	1.88	432	418		425

沉降观察

沉降观察点位置见图2所示,每建一层观察一次。表中数据为沉降值,以mm计。

表3

测点编号	初测 99.9.1	1-2期 9.13	3期 9.25	4期 10.4	5期 10.14	6期~7期 11.30
1		0.31	1.47	2.26	2.88	5.80
2		0.29	1.17	2.02	2.40	5.11
3		0.45	1.51	2.22	2.53	5.15
4		0.15	1.54	1.95	2.64	5.25
5		0.32	1.42	1.65	1.85	4.10
6		0.30	1.31	1.82	2.22	4.40
7		0.18	0.81	1.97	2.54	5.11

沉降观测结果、沉降甚小,而且较均匀。相邻建筑完好无损、证明采取水泥土搅拌桩解决相邻建筑较多,地质条件较复杂的情况下是可行的。

参考文献

- 1 软土地基深层搅拌加固技术规程 YBJ225 - 91
- 2 南京地区地基基础设计规范 DB32/112.95

Application of the Cement - Soil Mixing Pile to a Ground of Building Which have a Particular Condition

Chen You Sang

(Nanjing institute of architectural design and research Nanjing 210005)

Abstract Combined engineering practice, this paper introduces the application of the cement - soil mixing pile suitable to foundation of building around which have 5 - 6 - story completed building, high water table and geology of silt - sand soil

建筑深基坑支护逆作法设计与施工

徐至钧、赵锡宏编著 机械工业出版社出版 定价 42 元

随着高层建筑的发展,深基坑支护技术得到许多行业和部门的关注和积极参与,是一个非常活跃的技术领域,而“逆作法”施工又是一项新兴的基坑支护技术,并已取得了丰硕成果。高层建筑深基坑支护,过去需设计施工庞大的支护结构,工程费用高、工期长,而“逆作法”施工技术,可以解决施工环境比较困难,场地周围建筑物密集,对基坑变形有严格要求。推广“逆作法”可以大大节约工程造价,缩短施工工期,是一种很有发展前途和推广价值的深基坑支护技术。

本书介绍全逆作法、半逆作法、局部或部分逆作法及逆作法施工程序、设计构造要点并汇集了 27 个逆作法施工的工程实例等,全面介绍逆作法的技术进展。可供设计与施工部门、工程技术人员参考。

振冲碎石桩法地基处理原位试验成果分析*

郭栓宁

(河南省电力勘测设计院 郑州 450007)

[提要] 振冲碎石桩法地基处理,原位试验十分重要。本文通过对复合地基原位试验检测成果的分析,验证了碎石桩加密效果的规律。对于利用载荷试验成果确定碎石桩复合地基承载力的方法,进行了分析和探讨,提出了对于碎石桩复合地基 s/b 的取值,不单要考虑岩性,同时要结合复合地基的含水量和饱和度,来更加准确的确定 s/b 的取值。建议对已排水疏干的碎石桩地基, s/b 的取值应向干法施工的其他挤密桩靠近。

前言

1. 概述

振冲碎石桩法地基处理,近年来在一些大型火力发电厂主要建筑物的地基处理中得到了成功的应用。众所周知,振冲碎石桩的加固效果与加固场地的岩土工程条件和施工工艺密切相关,不同岩土条件及不同的地层组合,其加固效果以及形成的复合地基的承载力会有明显不同,另外关于复合地基的理论计算,目前还不完全成熟,所以有关地基处理的规范均强调了复合地基原位试验的重要性和必要性。本文结合某大型火力发电厂 75kw 振冲碎石桩法地基处理原位试验的成果,对碎石桩的成桩质量、桩间土的加密效果以及复合地基承载力取值等问题进行分析和探讨。

2. 试验场地岩土工程条件

场地位于豫东黄淮冲洪积平原,地形平坦,开阔。厂区地层,主要地基深度范围内岩土地层全为第四系冲洪积层,岩土工程条件见表 1。

各层层厚及岩土物理力学指标一览表

表 1

层号	层厚 m	天然 含水量 w%	重度 γ kN/m ³	自然 孔隙比 e	压缩 模量 E_s MPa	凝聚力 C kPa	内摩 擦角 Φ°	锥尖 阻力 MPa	侧壁 摩阻力 kPa	标准贯 入击数 N	承载力 标准值 f_k kPa
①粉质粘土	1.5~2.4					23	14				130
②粉质粘土	1.7~2.2					27	17				230
③粉土	1.3~2.8	26.2	19.7	0.718	19.0	21	21	9.3	170.0	13	170

* 收稿日期:2001 年 10 月

④粉砂	4.3~6.8	23.4	19.6	0.684	27.4		22	20.8	279.1	21	220
⑤细砂	4.2~8.6	24.0	19.9	0.649	33.7		26	21.0	216.5	17	250
⑥粉质粘土	1.4~4.8	25.5	19.9	0.711	11.4	17	19				175
⑦粉质粘土	0.7~4.4	24.3	20.0	0.684	15.0						230

厂址区域地下水为潜水,稍具承压性质,地下水埋藏深度较浅,常年平均埋深为 2.20 ~ 2.80m,地下水位受大气降水影响甚大,原位试验检测时,为丰水期,地下水位上升,埋深仅为 0.5 ~ 1m。

地基处理方案及原位试验设计

1. 地基处理方案的确定

根据厂区的岩土工程条件,结合电厂主厂房、烟囱等主要建筑物设计参数,其基底持力层为层③和层④。层③承载力标准值 $f_k = 170\text{kPa}$,层④承载力标准值 $f_k = 220\text{kPa}$,天然地基难以满足主要建筑物对地基强度和均匀性的要求,需要对地基进行岩土加固处理。

根据层③和层④为粉土粉砂的岩土工程性质,以及厂区总体的地层组合状况,结合上部结构的荷载要求,经论证确定采用振冲碎石桩法复合地基地基处理方案,施工工艺采取 75kw 的振冲器。为了验证碎石桩地基处理方案的适宜性和可实施性,获取碎石桩单桩、桩间土以及复合地基的承载力标准值、变形模量等特性指标参数,验证地基处理的加固效果,为桩基的优化设计及工程桩的施工、检测提供有关参数和依据,在拟加固的主厂房建筑区,选择了具有代表性地层的地段,进行现场振冲碎石桩复合地基的试验。

2. 原位试验方案设计

原位试验碎石桩总桩长 9.5m,其中预留桩头 1.5m,检测时将桩头清除,有效桩长 8m,桩端进入层⑤约 1m,层⑤细砂为桩端持力层,层③和层④是碎石桩加固的目的层。

采用正三角形布桩方式,桩直径为 1000mm,分两种桩距方案。

一方案:桩距 $S = 2.00\text{m}$,共布 43 根,面积置换率 0.227。

二方案:桩距 $S = 2.50\text{m}$,共布 43 根,面积置换率 0.145。

3. 施工参数

根据场地的工程地质条件,碎石桩施工中采用的参数如下:

- (1) 加密电流 $\geq 90\text{A}$
- (2) 留振时间 10S
- (3) 加密段长度 $\leq 40\text{cm}$
- (4) 造孔水压 0.6MPa
- (5) 加密水压 0.4MPa ~ 0.5MPa
- (6) 桩径:不少于 1000mm
- (7) 9.5m 桩长实际填料量为 10.5 ~ 12m³。

原位试验检测及成果分析

1. 检测方法

为了综合评价碎石桩的加固效果和复合地基的质量,采用多手段多方法进行检测。对桩体质量采用重型动力触探测试和挖桩检验;对桩间土采用静力触探、标准贯入、钻探取土及土工试验,对比加固前后的效果;对复合地基采用单桩复合地基静载荷试验;同时还进行了桩体静载荷试验及桩间土静载荷试验。

本次检测分振冲制桩前、振冲制桩后和载荷试验三个阶段。振冲制桩前地基检测于打桩前进行,检测工作在地面上进行;碎石桩施工时在地面上进行,桩头以上采取了碎石虚填;振冲制桩后地基检测和桩体动探检测,在成桩20天后开始,在地面上进行;载荷试验在成桩3个多月后开始,在试坑中进行,试验前运用井点进行了基坑降水,试验过程中地下水位埋深维持在试验面2米以下。

2. 桩体质量检测结果

(1) 桩体重型动力触探测试

为了检验碎石桩的密实度连续性和成桩质量,在每个试验方案中随机抽检了4根桩,对其进行了桩体重型动力触探测试。测试采用自动落锤装置在桩中心处连续贯入,记录每下沉10cm的锤击数 $N_{63.5}$,测试结果见表2。

桩体重型动力触探测试结果统计表

表2

试验区	桩号	动探锤击数 $N_{63.5}$ (击)		平均值
		桩头 1.5m	桩体	
方案(一)	10	17	21	21
	21	9	21	
	31	8	23	
	34	10	21	
方案(二)	53	21	25	23
	64	7	21	
	74	17	26	
	77	8	20	

分析测试结果上部1.5m桩头动探测试击数差异较大,桩体动探测试击数差异较小。检测结果表明,碎石桩桩体总体密实连续,质量良好,两方案桩体质量无明显差异。

(2) 剖桩检验

为了更加直观的验证桩体的成桩质量,原位试验时在每个试验方案中随机抽取了4根桩进行开挖检验,对桩体的密实度和质量进行了直观的鉴定,对成桩的桩径进行测试。桩体碎石密实,孔隙被粉砂弃填,桩径在层③粉土中为1.05~1.1m,大于设计桩径。

3. 桩间土加固效果检测

(1)检测方法

为了检验碎石桩对桩间土的加固效果,振冲成桩前、后在加固单元的形心处,即桩位布置的等边三角形形心处,也是理论上认为挤密效果最弱的位置,对桩间土分别采取了静力触探测试、标贯测试、钻探取样、土工试验等方法检测。对检测结果进行对比,综合分析碎石桩对桩间土的加固效果。

(2)桩间土检测结果见表3。

桩间土检测成果表

表3

方案	地层	标贯测试击数 N(击)			静探锥尖阻力 q_c (MPa)		
		制桩前	制桩后	增幅	制桩前	制桩后	增幅
方案(一)	层③	13	12	-8%	9.3	11.4	+23%
	层④	21	24	+14%	20.8	26.6	+28%
	层⑤	17	26	+53%	21.0	26.7	+27%
方案(二)	层③	13	13	—	8.0	7.2	-10%
	层④	24	26	+8%	22.3	28.4	+27%
	层⑤	16	18	+12.5%	21.3	21.0	-1.4%

(3)桩间土加密效果评价

从加密效果上来看,2.0m 桩距方案加密效果优于 2.5m 桩距方案。

从加固的地层上来看,层③粉土加密效果一般,检测结果桩前桩后互有高低,且数据差值较小,碎石桩在该层中的加固作用主要为置换,层④粉砂加密效果明显,层⑤细砂作为桩端持力层也得到了一定的加密。

4. 复合地基载荷试验

为了准确确定复合地基的承载力和变形模量,现场进行了复合地基的载荷试验,采用圆形刚性压板,压板面积为每根桩所承担的加固面积,试验在试坑中进行,试验面标高与主厂房基底面标高一致,在自然地面下 4.8m,试验前进行了基坑开挖和井点降水,试验过程中地下水位始终维持在试验面 2m 以下。

载荷试验各个试验点的 $p \sim s$ 成果曲线,均为缓变圆滑型,终止加荷时,地基均未破坏,未出现极限荷载。

根据《建筑地基处理技术规范》与《火力发电厂振冲法地基处理技术规范》的规定,结合各试验点的试压成果曲线按照强度控制法和变形控制法来综合确定各试验点的承载力基本值。强度控制法利用 $P \sim S$ 和 $S \sim \lg t$ 曲线确定比例界限,取比例界限荷载为承载力基本值。由于 $P \sim S$ 曲线属于“硬化”曲线没有明显的比例界限,确定承载力基本值较为困难;按照变形控制法,规范规定对以粉土和砂土为主的地基,取 $s/d = 0.015$ 所对应的荷载为承载力基本值,考虑长期降水,复合地基排水疏干,地基土强度增长的因素,取 $s/d = 0.008$ 所对应的荷载与 $s/d = 0.015$ 所确定的承载力基本值进行对比见表4。

复合地基载荷试验成果汇总表

表4

方案	序号	最大加荷 (kPa)	总沉降量 (mm)	承载力基本值 f_0 (kPa)			
				按相对变形法			
				$S/d = 0.015$		$S/d = 0.008$	
方案 (一)	1	1000	40.36	867	894	557	603
	2	1000	42.44	859		585	
	3	1000	32.47	956		767	
方案 (二)	4	1000	57.83	789	803	582	505
	5	1000	51.98	793		579	
	6	1000	55.81	827		641	

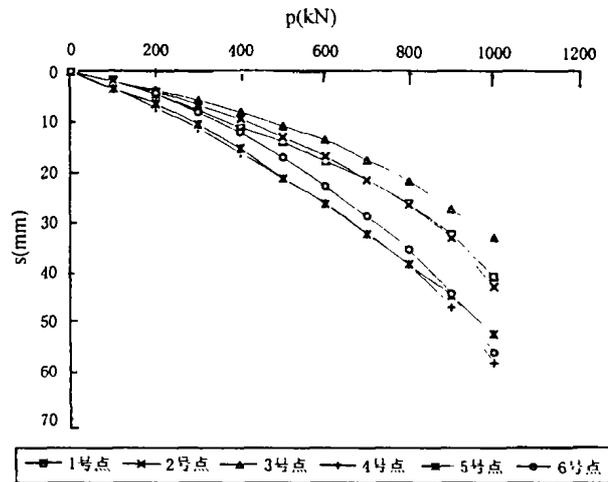


图1 载荷试验成果曲线

复合地基承载力标准值取值的分析

从表4载荷试验的成果可以看出,采用相对变形法如果按照规范建议的 $s/b = 0.015$ 取值,两个方案的碎石桩复合地基承载力的标准值均超过 800kPa,从碎石桩的加固理论上分析,这样的取值是明显不正确的,在实践应用中也存在很大的风险。

分析原因,本人认为规范中的规定是针对振冲碎石桩用水施工,桩间土充水,复合地基整体含水量高,饱和度大,承受荷载后一般变形量均较大的特点而定的 s/b 标准。按照同样的思路,对其他干法施工的地基处理方法,如土挤密桩和灰土挤密桩,考虑这两种地基处理方法所形成的复合地基,一般含水量和饱和度均较低,所以规范建议对土挤密桩, $s/b = 0.01 \sim 0.015$;灰土挤密桩建议取 $s/b = 0.008$ 。

结合本工程的实际情况,加固的地层为排水性能良好的粉土和粉砂层,在进行载荷试验前,对试验场地进行了井点降水,成桩3个月降水一个月后,才进行第一点的载荷试验,整个试验过程5个月,地下水位始终维持在试验面2m以下。由于长期降水,复合地基排水固结,

而且上部地基中的水分逐渐疏干,含水量和饱和度已经很低,已与本工程地基和基础的实际设计使用条件不同,此时按相对变形法确定承载力,若仍按规范中建议 $s/b = 0.015$ 的标准来取值,显然是不合理的,而应降低沉降量取值的标准,向其他干法施工的地基处理方法靠近。本工程尝试采用了 $s/b = 0.008$,得出复合地基承载力标准值方案(一)为 603kPa,方案(二)为 505kPa。

另外从桩土应力比的角度分析,根据桩间土和桩体载荷试验的结果,桩土应力比方案(一)平均为 5.1,方案(二)平均为 4.8,其值也明显高于碎石桩复合地基的一般值。根据理论分析可知桩土应力比越大,桩体承受的荷载比例就越大,由于桩体变形模量一般要高于桩间土,所以桩土应力比高的复合地基,其受荷后沉降变形就小,这也从一个侧面反映了本工程按相对变形法确定承载力时,应降低沉降量取值的标准。

同时通过对试验结果的分析,也看到以粉土粉砂为主的地基,排水固结使桩间土对桩体的侧向约束力大大增强,降水有利于碎石桩复合地基承载力的大幅度提高。

结语

(1)通过原位试验表明,振冲碎石桩地基处理方法是成功和可行的,达到了加固地基,提高地基承载力的工程目的。

(2)通过原位试验桩体重型动探检测结果表明,两方案间桩体质量无明显差异,也就是说,桩间距对桩体施工质量没有影响。

(3)对桩间土检测结果表明,方案(一)加密效果明显优于方案(二),符合桩距愈小加密效果越好的规律。

(4)对桩间土各层的加密规律两方案基本一致,反映了碎石桩加密效果与岩性密切相关的规律。层③粉土桩间土挤密不甚明显,碎石桩在层③中的加固作用主要为置换;层④粉砂桩间土加密明确,碎石桩在层④中的加固作用既有挤密,同时也有置换;层⑤细砂间土加密较明确,碎石桩在层⑤中的加固作用既有挤密,同时也有置换。

(5)碎石桩复合地基载荷试验的成果曲线,一般为缓变圆滑型,拐点不明显,实践中利用强度控制法确定承载力基本值,比较困难,大多数工程均采用相对变形法来确定承载力。有关规范仅按岩性类别,给出相对变形 s/b 标准的两个值,过于简单和粗糙,未能考虑碎石桩复合地基其他的重要物理力学指标。本人建议对于排水固结已完成,超静孔隙水压力已消散,含水量和饱和度已很低的碎石桩复合地基, s/b 的取值应降低,向干法施工的挤密桩靠近。同时建议根据工程实践资料,逐步建立和完善碎石桩复合地基含水量饱和度与 s/b 取值标准的定量关系,这将对更加准确的确定碎石桩复合地基的承载力具有重要的指导意义。

(6)实践证明降水疏干会引起碎石桩复合地基强度的大幅度提高。

Result Analysis about Full - Scale Test of Vibroflotation Angular Gravels Pile Method Ground Improvement

Guo Shuang - Ning

(Henan Province Electric Power Survey & Design Institute, Zhengzhou 450007)

Abstract Full - scale test of vibroflotation angular pile method ground improvement is very important. By analyzing the result of test, rule of reinforce is proved. The paper analyzes the method which use result of plate loading test to confirm bearing capacity of composite foundation in theory. It also gives that the ratio of s/b should be taken into account not only lithology but also content water and degree of saturation, for more exactly confirming the ratio of s/b . we suggest that the ratio of s/b ought to approach ratio of s/b of compaction pile when the water of virbroflotation ground had drained and depleted.

软件讯息： 深基开挖监测分析软件 JKJC V3.0

现场监测是确保深基开挖工程安全的重要举措,而快速准确及时地提供现场监测结果是监测工作的首要任务。JKJC 能快速准确地处理和分析深基开挖现场监测中由测斜仪、沉降计(水准仪)、经纬仪、水位计(管)、钢筋计及压力盒等土工或测量仪器所测数据,并自动绘制和整理成各种直观的曲线或表格,确保能在最短的时间内提供监测结果。经过 1994 年以来的多次升级,JKJC 已在杭州解百商城 16 米深地下室(浙江省软土中最深基坑)等数十个深基开挖工程中成功应用,为这些工程信息化施工、保证支护结构及周围环境的安全发挥了重要作用,成为监测工作简便实用、可以信赖的专业软件。

1999 年,JKJC V2.0 作为科研项目“深基坑支护设计计算研究”的成果之一而荣获浙江省科技进步二等奖。

1-深层侧移<测斜仪>	2-竖向位移<水准仪>
3-水平位移<经纬仪>	4-地下水位<水位管>
5-支护结构内力<钢筋计>	6-土压力<压力盒>

由浙江大学岩土工程研究所谢康和教授主持研制的 JKJC V3.0 是 JKJC 最新版本,也是目前唯一能同时分析处理 6 种监测项目现场实测数据且能分别在 DOS 和 WINDOWS 下运行的专业监测软件。

浙江大学岩土工程研究所(邮编:310027) 地址:杭州玉泉·浙江大学土木科技楼 5 楼
联系电话:0571 - 87952162, 87952163

水泥搅拌法加固含有机质土地层的工程实践*

杨绍清

郑用全

(浙江鑫寓房地产开发公司 绍兴 312000) (浙江有色勘察工程公司 绍兴 312000)

【提要】 水泥深层搅拌法主要用于加固淤泥、淤泥质土等软弱地基,但对含较高有机质土地基的工程实践较少。本文通过对某住宅小区及其邻近区域的软土加固实践,成功地采用了水泥搅拌桩对含有机质土地层的加固处理,并在此基础上探讨制定出相应的施工工艺和方案,并逐步予以实施,取得了很好的效果。

工程背景及基本地质资料

鑫寓房产世纪花园住宅小区,由于场地的工程地质条件和所处的特定环境要求,所建工程均为5~6层,该区工程地质情况综述如下。

(1)粉质粘土:黄褐色,可塑状态,湿度饱和,主要由粉、粘粒组成,含铁锰质结核,中等压缩性。该土层俗称“硬壳层”,全场分布,厚度一般为0.6~1.3m。

(2)-1 淤泥质粉质粘土(泥炭层):灰色,流塑状态,湿度饱和,含较高有机质,天然含水量54.0%,孔隙比1.158,压缩系数 0.63MPa^{-1} ,压缩模量3.40MPa,地基土承载力标准值50kPa,层厚0.3~2.6m,是本工程加固的主要层位之一。

(2)-2 粘质粉土:浅灰色,湿度饱和,稍密状,顶部与(2)-1接触部位含少量炭质,具微层理。

(2)-3 粘质粉土:灰色,稍密状,湿度饱和,主要由粉粘粒组成,中偏高压缩性。

(3)-1 淤泥质粘土(泥炭层):深褐色,流塑状,含较多有机质和植物残骸,具微层理,顶部均见0.8~2.0m泥炭质土,含腐殖质,含水量62.2%,孔隙比1.506,压缩系数 1.71MPa^{-1} ,压缩模量1.50MPa,地基承载力55kPa,是水泥搅拌桩加固的主要层位。

(3)-2 淤泥质粉质粘土:灰色,流塑状,饱和,含炭屑,腐殖质,中下部具薄层理,层厚5.5~12.5m。

(4)粘质粉土:浅灰~灰黄色,可塑,饱和,本层局部夹中密薄层中细砂。

(5)淤泥质粘土:灰色,流塑状。饱和,由粉粘粒组成。含有机质,厚度一般为4.2~13.4m。

实验分析

综合各种因素考虑,采用深层水泥搅拌法进行地基加固,但对于有机质土含量较高的软

* 收稿日期:2001年12月

土地基加固能否达到预期效果,故特别对含有机质土地层的搅拌桩进行取样实验,同样采取特定的工艺实践和一定的材料配比(石膏、SN201-A 添加剂)进行探索。

1. 影响水泥土无侧限抗压强度的主要因素

为了探索有机质土地层水泥土强度,我们在不同工程试配水泥土试块(标准养护条件),水泥用普通硅酸盐 425 # 掺量为原状土含量的 15%,水灰比为 0.5,不掺外掺剂,在 $7.07\text{cm} \times 7.07\text{cm} \times 7.07\text{cm}$ 的试模上手工压注下成型的,其各龄期的无侧限抗压强度见表 1。

从表 1 对比分析我们得知有机质各组份对水泥土的无侧限抗压强度均有不同程度的影响,并在不同有机质含量下各龄期对水泥土强度进行作图分析(见图 1)。

不同有机质土含量地层试块抗压强度对比表

表 1

序号	酸碱度(pH)	有机质含量(%)	土样外观	抗压强度(MPa)		
				7天	28天	90天
1	6.80	0.76	灰色	1.32	2.63	3.41
2	4.7	1.38	灰色	1.10	2.15	2.42
3	5.64	1.59	深灰色	0.62	1.60	1.72
4	4.20	2.80	深灰色	0.50	0.79	0.98

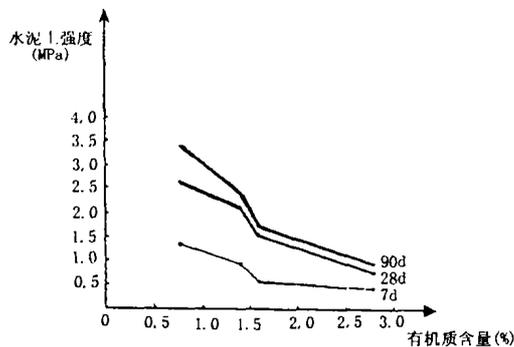


图 1 有机质含量对水泥土强度影响图

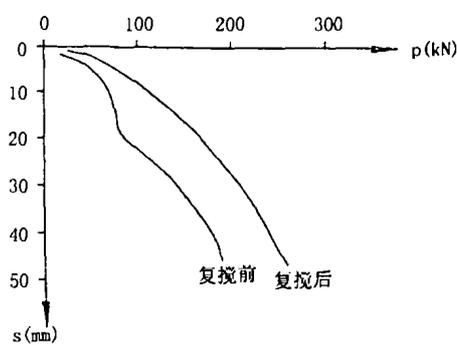


图 2 单桩复合地基静载试验,复搅前、后 P-S 曲线

2. 复搅结果与深度

为了解含有机质土地层复搅对水泥搅拌桩承载力的影响,对桩头复搅与不复搅的水泥搅拌桩作静载试验,其结果见图 2。

由图 2 可以看出,取 $s/b = 0.01$ 时相对应的荷载为极限荷载则复搅前为 65kN,而复搅后为 120kN,说明采取新工艺后水泥搅拌桩承载力要比常规工艺提高近一倍。

3. 加入外掺剂

由于该住宅区一带含有机质土地层分布较为广泛,并具有一定规模,因此采用加入石膏、SN201-A 外掺剂而获得提高单桩承载力和桩身质量,具有很好效果,见表 2。

掺入石膏前后的试块强度对比表

表 2

试验土样	主要物理指标			加固方法	水泥品种 标 号	无侧限抗压强度 qu(MPa)			石膏增强效果 Hg/H		
	γ	ω	e			7天	30天	90天	7天	30天	90天
	kN/M ³	(%)									
淤泥质粉质粘土 (泥炭层) (1)-2	17.4	54.0	1.343	H13	肖围 普 425 #	0.57	1.02	1.49	1.6	2.0	2.2
				H13 _g		0.91	2.03	3.28			
				H13	会稽 普 425 #	0.82	1.50	2.10	1.5	1.6	1.6
				H13 _g		1.23	2.40	3.41			
淤泥质粘土 (泥炭层) (3)-1	17.1	62.0	1.440	H15	圣宫 普 425 #	0.94	1.56	2.40	2.1	2.4	2.0
				H15 _g		1.98	3.74	4.75			
				H15	古越 普 425 #	1.02	1.83	2.80	1.8	1.7	1.5
				H15 _g		1.84	3.04	4.12			

注: H—水泥; g—石膏(柯岩石膏厂); 右下角数字—掺入量(%)

表 2 中四组试块均在桩头复搅情况下进行试验的,且均掺入水泥用量 1.5% 的 SN201 - A。因此,随着水泥搅拌桩在有机质土中的实践,外掺剂(石膏、SN201 - A)的加入必将取得显著的技术经济和社会经济效益。

施工工艺的探索

由于含有机质土的物理力学性质极差,采用常规的施工工艺已不能满足要求,因此必须探索出新的工艺,通过绍兴经济开发区多个工程的探索和实践,确定如下工艺:

1. 采用三次搅拌成桩,第一次按设计桩长喷浆到底,空搅到地表;第二次喷浆到桩长 2/3 处,停止送浆,空搅到底再复搅到地表;第三次喷浆搅拌穿过泥炭质土,复搅提升到地表。经过搅拌含有机质土地层和一般软土产生一定的置换作用,水泥掺量根据不同土层形成一个变参数,即土层性能愈差,水泥掺量愈大,置换率越大,达到设计要求。

2. 在水泥掺量为 15% 的基础上掺入水泥重量 3% 的石膏粉,结果使水泥土强度成倍增长,从表中可以看出,掺入石膏后水泥土强度比掺入石膏前水泥土强度提高 1.5~2.2 倍。

3. 在水泥掺量为 12% 的基础上掺入水泥重量 1.5% SN210A 水泥搅拌桩复合添加剂,同样可以使水泥土早期强度增加 2~3 倍,这是浙江大学土木系岩土研究所研制出的,在经济开发区世纪花园和中国轻纺城柯迪 8 # 地块工程等搅拌桩工程中首次使用,取得很好效果。

搅拌桩的测试

1. 桩头水泥土强度验收:成桩达 7 天龄期时,采用轻型触探(N_{10})对富含有机质土区段的强度进行连续检测,检测深度在 1~4.8m 之间,现场测试结果 N_{10} 入深 30cm 桩头平均击次为 45 次,桩间土平均击次为 2.1 次,说明桩土水泥土强度良好,达到预计效果。

2. 水泥土试块抗压强度试验:我们对各个不同施工现场抽取有机质土地段的试块,进行无侧限抗压强度试验,其平均抗压强度(90天龄期)为3.09MPa,满足设计要求。

3. 现场动测:对各个工程现场抽总桩数10%进行动测,未发现断桩和夹泥等现象。

4. 静荷载试验:为取得有机质土加固后效果,我们特选绍兴经济开发区世纪花园158#桩进行竖向静荷载试验,复合地基荷载板采用边长1m的正方形的承载板,试验采用慢速维持荷载法,根据作图综合分析,该试桩处复合地基在260kPa的荷载作用下,未曾达到破坏状态,说明掺入SN201-A添加剂后复合地基检测的承载力已经达到设计要求。

结论与建议

1. 对有机质含量较高的地层进行水泥搅拌桩加固时,采用复搅新工艺(即二次半搅拌工艺)是提高水泥搅拌桩复合地基承载力的关键。

2. 对含有有机质土(泥炭层)地层,进行深层水泥搅拌桩处理时,掺入石膏和SN201-A添加剂,能够大大提高复合地基承载力。

参考文献

- 1 《地基处理手册》编写委员会,地基处理手册,北京:中国建筑工业出版社,1988.8
- 2 浙江省标准《建筑软弱地基基础设计规范》DBJ10-1-90
- 3 龚晓南,复合地基,杭州:浙江大学出版社,1990

Project Application of Higher Organic Soil Reinforcement by Cement Mixing Method

Yang Shaoqing

(Xinyu real estate development corporation of Zhejiang province)

Zheng Yongquan

(nonferrous mental exploration company of Zhejiang province)

Abstract cement deep mixing method is mainly used for soft soil reinforcement such as muck and mucky soil, but few application is used for higher organic soil reinforcement. The paper introduced a successful project application of higher organic soil reinforcement in some residential districts. At the same time, construction process is discussed and practiced step by step. Final better result is obtained.

混凝土预制锤击桩施工中的环境保护措施*

陈晓明

(江苏华东建设基础工程总公司 南京 210007)

[摘要] 混凝土预制桩具有强度高、施工速度快、经济效益高等优点,越来越受到人们的重视,应用也越来越广泛,但混凝土预制桩在施工中常会给周围环境带来不良影响,也逐渐被人们所重视,为了减小混凝土预制锤击桩给周围环境带来的影响,本人根据多年的工作经验,提出了一些比较实用的保护环境的措施,供大家参考。

混凝土预制桩具有强度高、抗弯性能强的优点,其抗压、抗击、抗拔性能好,贯穿能力较强;它能适用于各类土、强风化岩层及中等风化岩层;它可以在现场预制或成批在预制厂预制,其成桩质量可靠,施工速度快,消耗能量少。以上这些优点已为越来越多人所共识。但随着现代化建设和可持续发展战略的实施,人们为了保护环境,提高土地利用效率,发展多层、高层建筑成为时代的主流,现今寸土寸金,建筑物间距越来越小,采用混凝土预制锤击桩施工对周围环境的影响越来越大,常常由于沉桩时产生的振动、挤土(在粘性土中挤土量为桩体积的 70%左右,在夹砂质粘性土中为桩体积的 40%左右)、孔隙水压力升高(高达 1.8rh,影响范围至桩外 20m 左右)、地面隆起(30 ~ 40cm)、土体位移(其位移范围为 1 ~ 1.5 倍桩长)、有噪声(达 100dB 以上)、环境污染等公害,在高层建筑打桩过程中,周围建筑物因振动、挤土效应产生摇晃和不均匀沉降而引起不同程度的损坏,轻则表现为建筑物墙面粉刷剥落、墙面开裂,重则引起房屋倾斜、周围管道断裂等,故为了减少混凝土锤击预制桩对周围环境的影响,施工中对周围环境采取保护措施是十分必要的。

本人根据多年的实践经验以及相关资料,现提出如下的保护措施,供大家探讨。

预钻孔

预制锤击桩可分为全挤土预制桩或是部分挤土预制桩两种,前者挤土效应十分明显,后者如开口的 PHC 桩,虽然说开口的 PHC 桩排土体积占到桩体积的 10% ~ 20%左右,但由于土塞效应的影响,其挤土效应依然十分明显,故在预制锤击桩施工中,为保护周围建筑物和地下管线(如自来水管、污水管、电缆)等设施的正常使用寿命,必须采用一定的防治措施。其中预钻孔为措施之一。

采用预钻孔措施能大幅度减少沉桩区及其附近土体变形和超孔隙水压力,减少对桩区

* 收稿日期:2001 年 10 月

邻近建筑物和地下管线的危害,还有利于减少沉桩施工中的噪声和振动影响,并可减少地基后期的土体固结沉降量、相应的负摩阻力和土体对桩的抗拔力。其措施见表1。

不同情况下引孔孔径和孔深参数表

表1

桩的最小中心距(L)	距邻近建筑物基础和地下管线桩的距离(m)		
	0~10.0	10.0~20.0	>20.0
$L < 3.5d$	<p>无论是何种混凝土预制桩,地层无论是软土、软塑、可塑和硬塑的粘性土,还是中~密实的粉土或粉砂(松散的粉土、砂土除外),均应采用引孔措施。其引孔孔径为桩径或桩对角线长度的80%左右;引孔深度可以为全长也可为部分桩深,但引孔深度均应超过临近建筑物的基础埋深和地下管线的埋深。</p>	<p>1. 对于预制混凝土方桩或闭口的PHC桩在软土地层中均应引孔,引孔的孔径为桩径或桩对角线长度的60%左右;引孔深度为桩深的1/2~1/3;对其它地层皆可以不再引孔。 2. 对开口的PHC桩在软弱土层中,可采用部分引孔的办法。引孔孔数占总桩数的50%左右,引孔的孔径为桩径或桩对角线长度的60%左右;引孔深度为桩深的1/2~1/3;对其他地层皆可以不再引孔。</p>	一般无需引孔
$3.5d < L < 5d$	<p>对预制方桩和闭口的PHC桩无论地层软硬(松散的粉土或砂土除外)均应引孔。其引孔孔径为桩径或桩对角线的60%左右;引孔深度为全长或部分桩深,但引孔深度均应超过临近建筑物的基础埋深和地下管线的埋深。 对开口PHC桩无论地层软硬如何,其引孔孔数不得少于桩数的80%,其引孔孔径为桩径或桩对角线的60%左右,引孔深度可以为全长也可为部分桩深,但引孔深度均应超过临近建筑物的基础埋深和地下管线的埋深。</p>	<p>1. 对于预制混凝土方桩或闭口的PHC桩在软土地层中可采用部分引孔,引孔孔数占总孔数的80%左右,引孔的孔径为桩径或桩对角线长度的60%左右;引孔深度为桩深的1/2~1/3;对其他地层皆可以不再引孔。 2. 对开口的PHC桩可不引孔。</p>	一般无需引孔
$L > 5d$	<p>对预制方桩和闭口的PHC桩无论地层软硬(松散的粉土或砂土除外)均应引孔。其引孔孔径为桩径或桩对角线的60%左右,引孔深度为全长或部分桩深,但引孔深度均应超过临近建筑物的基础埋深和地下管线的埋深。 对开口PHC桩无论地层软硬如何,其引孔孔径为桩径或桩对角线的60%左右;引孔深度可以为全长也可为部分桩深,但引孔深度均应超过临近建筑物的基础埋深和地下管线的埋深。</p>	<p>1. 对于预制混凝土方桩或闭口的PHC桩在软土地层中可采用部分引孔,引孔孔数占总孔数的50%左右,引孔的孔径为桩径或桩对角线长度的60%左右;引孔深度为桩深的1/2~1/3;对其他地层皆可以不再引孔。 2. 对开口的PHC桩可不引孔。</p>	无需引孔

预钻孔一般在沉桩施工前就应施工完成,并按随打随引的原则进行,成孔方法一般采用长螺杆螺旋干钻法和回旋泥浆护壁法。采用长螺杆螺旋法,可连续排土,钻进和出土效率高,并能钻取干土避免了泥浆处理的困难,是目前较为理想的钻孔排土施工法,适用于标准贯入击数 N 值小于 50 的各类土层。当地下水位较高时,尤为适用于粘土层。但是其缺点是引孔的孔壁易坍塌或缩颈,影响了预钻孔的排土效果。回旋泥浆护壁法适用于各类土层,成孔后不易坍塌和缩颈,引孔效果比较好,适用范围广,对机械设备要求不高,其缺点是容易产生泥浆。

预钻孔还应保证钻孔的垂直度 ($< L/200$) 和孔位的准确性 ($< 2.0\text{cm}$),只有这样,才能保证沉桩的垂直度和准确性。

值得注意的是,预钻孔后会使原有的土体中的应力得到释放,从而会对桩的承载力有所影响,所以在实施预钻孔措施时,可采用控制预钻孔的孔径、孔深的办法以减小对桩的承载力的影响;在有条件的情况下,也可采用先引孔,后打试桩的办法待确定预钻孔效果以后再合理安排预钻孔的参数;另外对于那些由于打桩路径闭合而产生的挤土效应,使桩打入困难时,也可采用预引孔的办法,以保证沉桩的正常进行。但以上措施宜得到设计院和监理单位的认可,以确保本施工措施的有效性和合理性。

开挖防震沟(防震沟亦称为应力释放沟、防挤沟)

锤击桩施工所产生的振动,向邻近地基土、周围的建筑物、路基、地下管线等处传播,使地基出现较大的各种附加变化,如沉降、开裂等,影响着邻近建筑物、道路、地下管线等设施的正常使用寿命,严重时将造成邻近建筑物、道路、地下管线等设施的损坏,是锤击桩施工引起的公害之一。

锤击桩施工产生振动,在地基中产生了振动弹性波,并向周围土层扩散传播。振动弹性波可分为表面波和实体波两大类,其中表面波沿地表浅层传播,其传播能量占振动总能量的 67%;实体波向地下传播,其传播能量占振动总能量的 33%。可见,表面波对周围环境的影响是主要的。

实践证明,在一般情况下,当桩锤有效重量在 3~6T 时,沉桩振动对周围环境产生显著影响的范围约为 10.0~15.0m。为了减少其对周围环境的影响,施工时应开挖防震沟。

开挖防震沟,一般位于桩基施工现场与要保护的周围环境之间的区域,其深度宜根据周围地下管线的埋深、道路路基的深度、临近建筑物浅基础的埋深来确定,其深度宜超过周围地下管线、道路路基、临近建筑物浅基础的埋深,一般为 2.0~3.0m,宽度一般为 0.80~1.50m。

由于大多数施工场地十分狭窄,防震沟开挖的沟壁都直上直下,在长期的振动和土体的挤压下,其壁常会倒塌,为了使防震沟发挥其应有的效果,可在其中加入一定数量的砂土或水,可以对防震沟壁起到支护作用,还可起到渗水作用。

合理安排打桩顺序,控制打桩速率

在预制桩施工中,无论是全挤土的预制桩(如预制方桩),还是部分挤土的预制桩(如开

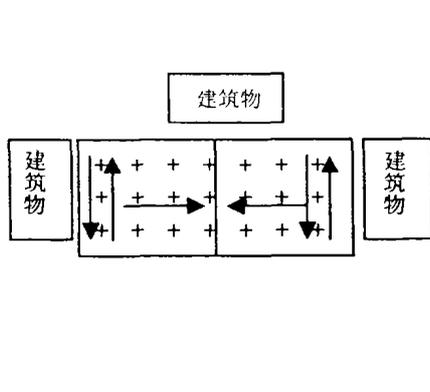


图 3-1 正向法

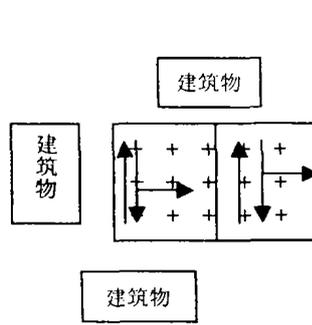


图 3-2 顺向法

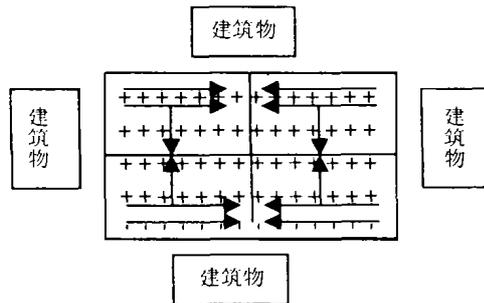


图 4 关门包围法

不同情况下打桩速率(根/天)

表 2

桩的最小中心距 L	距建筑物、地下管线等的桩的距离(m)			
	0 < L < 10m	10 < L < 20m		L > 20m
	引孔	不引孔	引孔	不引孔
L < 3.5d(开口)	3~4	4~5	5~6	7~8
L < 3.5d(闭口)	2~3	3~4	4~5	6~7
3.5d < L < 5d(开口)	3~4	4~5	5~6	8~9
3.5d < L < 5d(闭口)	3~4	4~5	5~6	7~8
L > 5d	3~4	5~6	6~7	不限

布设应力释放孔、袋装砂井或塑料排水板

为了减小沉桩引起的地基变形,必须减小大面积沉桩施工中的挤土量和超静孔隙水压力或加快静孔隙水压力的消散,减小地基土变位和超静孔隙水压力的影响范围,常常在打桩

区与周围环境之间,或是在打桩区内部布设应力释放孔,袋装砂井或塑料排水板。

1. 布设应力释放孔

应力释放孔一般布设在打桩区与地下管线等周围环境之间,用来释放因打桩土体受到挤压而产生的内应力。

应力释放孔,孔径一般在30~60cm,孔深一般宜与桩深相当。应力释放孔沉孔宜采用泥浆护壁,并在孔内设置有一定强度的钢筋笼,钢筋笼直径小于孔径10cm,钢筋笼长度应大于孔深的30~50cm,其外裹着渗水性良好的土工布,用来挡土、渗水。应力释放孔间距一般应为 $3d \sim 5d$ (d 为孔径)。

2. 布设袋装砂井或塑料排水板

布设袋装砂井或塑料排水板可以在打桩区与周围环境之间,也可布设在打桩区内的桩与桩之间,用来释放因打桩而引发的超静孔隙水压力。

袋装砂井,直径一般为70~80mm,但其钻孔直径不应小于127mm,因如钻孔直径太小,砂袋无法放入钻孔中,从而起不到应有效果。砂井的布孔间距一般为1.0~1.5m,深度为桩深的 $1/3 \sim 1/2$ 。砂井一般采用土工布做成,内装中细砂。

塑料排水板,其宽度一般为10cm,排水板孔间距为1.0~1.5m,但其深度常受机械高度的限制,一般只有10.0~12.0m,就其效果而言,塑料排水板不如袋装砂井。

工程监测

1. 工程监测的目的:

(1)将监测数据与预测值相比较以判断前一步施工工艺和施工参数是否符合预期要求,以确定和优化下一步的施工参数,做好信息化施工;

(2)将现场测量结果用于信息化反馈,优化设计,使设计达到优质安全、经济合理、施工快捷的目的;

(3)将现场监测的结果与理论预测值相比较,用反分析法导出更接近实际的理论公式,用以指导其它工程。

2. 监测一般可分为以下部分:

(1)周围建筑、地下管线等的变形监测

现场监测一般采用水准仪、经纬仪等仪器。

①对周围建筑物监测应在建筑物上设置4~6个监测点进行变形观测,其变形的等级及精度要求见下表(表3):

每次变形观测时,宜符合下列要求:

- a. 采用相同的图形(观测路线)和观测方法;
- b. 使用同一仪器和设备;
- c. 固定观测人员;
- d. 在基本相同的环境和条件下工作。

②对打桩有影响的地下管道等,在每一边设置1~2个观测点进行变形观测,地下管道、管线的变形量不得超过10mm(包括沉降或水平位移)。

监测点变形的等级及精度要求

表 3

变形 测量 等级	垂直位移测量		水平位移测量	适用范围
	变形点的高程 中误差(mm)	相邻变形点的高 程中误差(mm)	变形点的点位 中误差(mm)	
一等	±0.3	±0.1	±1.5	变形特别敏感的高层建筑、工业建筑、高耸构筑物、重要古建筑、精密工程设施等
二等	±0.5	±0.3	±3.0	变形特别敏感的高层建筑、工业建筑、高耸构筑物、重要古建筑、精密工程设施等
三等	±1.0	±0.5	±6.0	一般性的高层建筑、工业建筑、高耸构筑物等
四等	±2.0	±1.0	±12.0	观测精度要求较低的建筑物、构筑物等

(2)地下水及孔隙水压力测量

地下水位及孔隙水压力测量主要采用水压计等设备。

对地下水位观测可设置专门的地下水观测孔,也可运用其他的应力释放孔进行观测;孔隙水压力测定孔应专门设置,一般在打桩区与周围环境之间每边设置1~2个孔,孔径为108mm,孔深与桩深相当,并根据地层变化情况调节孔隙水压力计的设置深度(一般5.0m为一个档次)。

噪音防护

1. 音源控制防护

降低音源处噪音音压是直接有效措施。锤击法沉桩可按桩型和地基条件选用冲击能量相当的低噪音冲击锤。在柴油锤锤击法沉桩施工中,可用整体消音罩装置将桩锤封闭隔绝起来,并可在罩内壁设置以消音材料制作的夹层,可显著降低桩锤锤击所产生的噪音向外传播时的噪音音压,这样可降低噪音音压15~20dB。其中桩锤式消音罩效果稍差,但使用方便经济。而整体式消音罩的效果较好,一般离打桩区30.0m处噪音音压可控制在70dB以下。

2. 遮挡防护

在打桩区和受音区之间设置遮挡壁可增大噪音传播回折路线,并能发挥消音效果,显著增大噪音传播时的衰减量。遮挡壁的消音效果不仅取决遮挡壁的高度,而且与制作遮挡壁的材料有关。当采用具有足够高度的优质消音材料制成的接合良好的遮挡壁时,可降低噪音音压达20dB。通常情况下遮挡壁高度不宜超过音源高度和受音区控制高度,一般宜为15m左右比较经济合理。

3. 保护设施防护

为了减少噪音对施工操作人员的危害影响,有时可采用消音效果良好的材料制成接合良好的操作控制室,以保护施工操作人员免受噪音长时间作用对人体健康和生产安全所产

生的危害影响。

4. 时间控制防护

为了尽可能减小对打桩区邻近住宅区的噪音危害影响,确保正常生活和休息,可控制沉桩施工时间,午休和晚上停止沉桩施工。

由此可见,在大面积混凝土预制锤击桩施工中,用来保护周围环境的措施有很多,这里就不再赘述了。在以后的实践中,我们应针对不同的混凝土预制锤击桩工程和不同的周围环境,综合运用各种不同的防治措施进行防治。但措施实施前应得到设计院和监理单位的认可,以便取得更好的预期效果。

本人在编写此篇论文的过程中,始终得到了褚克南总工程师(高级工程师)和许崇华总工程师(高级工程师)的悉心指导,在此本人表示衷心地感谢!

参考文献

- 1 刘建航、侯学渊 《基坑工程手册》 中国建筑工业出版社 1997年
- 2 《桩基工程手册》编写委员会 《桩基工程手册》 中国建筑工业出版社 1995年
- 3 《现行建筑施工规范大全》 中国建筑工业出版社 1999年
- 4 陈晓明 南京化纤股份有限公司热电改造预制桩工程竣工报告 1997年
- 5 陈晓明 上海红塔大酒店岩土工程(PHC工程桩部分)竣工报告 1999年

新 书 介 绍

《既有建筑地基基础加固工程实例应用手册》由张永钧、叶书麟主编,及其它13位国内著名专家、教授和工程技术人员合作编写,中国建筑工业出版社2001年1月出版。该手册亦是新制定的国家行业标准《既有建筑地基基础加固技术规范》JGJ123-2000的配套工具书。全书共分:概论、既有建筑地基基础的鉴定和地基计算、既有建筑地基基础事故的补救、既有建筑地基基础加固方法、既有建筑增层、既有建筑迫降纠倾、既有建筑顶升纠倾、既有建筑移位等内容,更为主要的是还编入了在各种地质条件下,各种有代表性的大量典型工程实例。该手册可供从事于勘察、设计、施工技术人员使用和参考。

用注浆法对缺陷基桩补强加固*

王 军

(烟台市牟平区东方基础技术开发有限公司 烟台 264100)

[提要] 本文通过工程实例,介绍利用注浆的方法,对几种基础桩缺陷进行加固补强的注浆工艺方法,通过注浆,使缺陷基桩得到恢复,同时节约了大量事故处理费用,缩短了工期。

注浆作为地基加固方法之一,在地质及水文地质条件复杂的地下工程及基础工程中,已成为一种经济有效的新型技术。但由于我国目前该项技术的应用尚缺乏理论依据和工程经验,因此,该技术在基础工程中,尤其是在对存在严重缺陷的基础桩的加固处理方面,应用较少。鉴于注浆法具有施工设备简单、灵活,工期短,见效快,造价低的优点,在基桩处理中与其它方案相比有着无可比拟的优势。因此笔者根据近年来,几个利用注浆工法处理缺陷基桩的工程实例作一简介,以期使该技术能在类似基础工程中发挥更大的作用。

工程实例 I (基础桩浅部缺陷静压注浆法)

某大厦是一座集商住、办公为一体的大型综合性建筑,总建筑面积 34000m²,地下一层,地上十二层。其基础设计采用人工挖孔扩底灌注桩和机械成孔扩底灌注桩两种型式,场区地层主要以填土、粘土、砂土及碎石构成,地下水以第四系孔隙潜水及承压水为主,水量丰富,径流条件好。基桩施工过程中,由于丰富的地下水尤其是承压水的影响,现场施工人员又缺乏施工经验等原因,造成了 30-40%的桩近 1/2L 桩身砼严重离析,呈胶结半胶结状态,而机械钻孔桩桩端未嵌入持力层,承载力偏低。

为此,经有关专家综合分析:拟采用注浆法对缺陷基桩进行补强加固工作。由于注浆加固对象的特殊性,类似工程又无经验可鉴,因此,在注浆方案上,在传统静压注浆工艺基础上进行了技术改进。首先,在设备选择上,我们选用了注浆压力 0-10MPa 可调,流量 0-100L/min 可控的中低压灌浆泵,利用桩身较短(8 米)的优势,在每根桩上布置 2 个注浆孔,孔深达缺陷位置下 1.0m 以上,并利用桩底承压水及泵送清水等方法,清洗孔壁后封孔,在此基础上进行了四组现场试验,采用注浆压力为:一次注浆 2-3MPa,二次注浆 3-5MPa,视桩身缺陷情况判定。注浆材料选用 525 # 普通硅酸盐早强水泥,外加剂为 3-5% 水玻璃,2‰ 三乙醇胺,水灰比为 0.6 以上,注浆流量:初期 100L/min,后期以 20L/min 为计量单位,注浆稳定标准为达到注浆压力后维持压力 30min 后,即为稳定。

* 收稿日期:2001 年 7 月

根据四组试验结果,在对试验参数优化调整的基础上,我们对其余 36 支缺陷桩进行了补强加固处理,并于施工完成后一周,抽检部分桩分别进行了小应变动测及抽芯检验,所测桩均由Ⅲ-Ⅳ类桩恢复至Ⅰ-Ⅱ类,抽芯结果表明,注浆浆液充填密实,胶结良好。

注浆加固前后低应变检测成果对比表

桩号	38	39	22	23	72	71	73	75	90	91	21	26	37	53	104
加固处理前	类型	Ⅳ	Ⅳ	Ⅳ	Ⅳ	Ⅳ	Ⅳ	Ⅳ	Ⅳ	Ⅳ	Ⅳ	Ⅳ	Ⅳ	Ⅳ	Ⅳ
	缺陷程度	桩身严重离析	桩身严重离析	桩身严重离析	桩身严重离析	桩身严重离析	桩身严重离析	桩身严重离析	桩身严重离析	桩身严重离析	桩身严重离析	桩身严重离析	桩身严重离析	桩身严重离析	桩身严重离析
加固处理后	类型	Ⅰ	Ⅰ	Ⅰ	Ⅰ	Ⅰ	Ⅰ	Ⅰ	Ⅰ	Ⅰ	Ⅰ	Ⅰ	Ⅰ	Ⅰ	Ⅰ
	缺陷程度	完整	完整	0.9m轻度离析	完整	完整	完整	完整	完整	6.0m轻度离析	完整	完整	完整	完整	完整

经有关专家测算,仅此一项为建设单位节约资金 210 多万元,提前工期近一个月时间。

工程实例Ⅱ(基桩深部缺陷静压注浆法)

浙江省甬台温高速公路某江上大桥桥基设计采用灌注桩基础,设计桩径 $\Phi 1.80\text{m}$ 、桩长 85.50 米。场区水深 13.00 米,下卧 28-30m 淤泥层,其下为 57-60m 卵碎石层含量高达 60-80%,且含大量块石,属超深厚、大粒径、高含量卵碎石层中超大直径、超长桩的典型,施工中极易产生钢护筒变形、卡钻、塌孔、漏浆等现象,灌注桩施工采用冲击成孔,用膨润土搅浆护壁,在砼浇注过程中,R7-6# 桩,当砼浇注至 -62~-64m 时,产生了塌孔,造成桩身砼缩径夹泥现象严重。若要采取补桩方式,工期至少为二个月时间,而事故处理费用也在 240 万元以上。

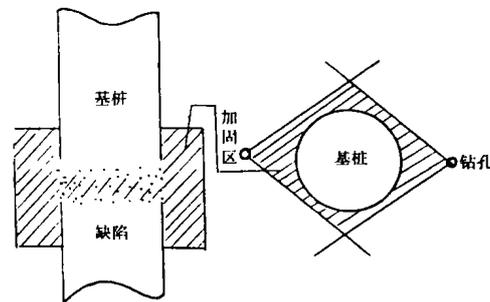
为此,经分析论证,拟采用静压注浆方式对该桩缺陷位置进行加固补强处理。根据该桩桩径大,桩身较长,缺陷位置深的特点,在注浆方案选择上,我们重点考虑了对夹泥部位的清洗工作及对注浆参数的优化选择,首先在桩顶上部正三角形均布三个注浆孔,孔深至缺陷位置以下 2.0m,三个孔各埋设一根注浆管,长度距注浆孔底 20-30cm,为彻底清洗孔壁及缺陷位置的夹泥,采用封堵一注浆管,保留一注浆管口,在第三注浆管采用中低压力送清水,再用大方量空气压缩机送压缩空气,这样循环送水、气,直至所保留注浆管喷出清水为止,再循环换注浆管送水气清洗,直至所有管喷出清水为止。然后采用分别封堵两个注浆管,从另一根注浆管实施注浆,注浆压力从 0 开始,直至达到 5-8MPa 后,维持该压力 2-3 小时,再换另一注浆管注浆,直至第三根注浆管注浆达到持续压力后,终止灌浆。利用该工艺注浆完成后,半个月,经大应变测试及抽芯检测,承载力满足设计要求,抽取岩芯表明,桩身砼胶结良好,用注浆工艺对该桩补强加固,其费用仅为 15 万元,工期仅 7 天时间,为后序施工奠定了

基础。

工程实例Ⅲ(小型桩缺陷单管摆喷工艺)

某工程为七层商住楼,地层结构为粉土、粉细砂层,中间夹淤泥层,其基础设计采用振动沉管灌注桩,桩径 $\Phi 400$,施工过程中,由于现场施工人员对地层结构的了解不够,以及对振动沉管灌注桩施工工艺的工程经验较少,施工中造成桩身上部距地表约1.5-2.0m位置上有80%桩存在夹泥及严重缩径现象,已全部作挖除处理,但有30-40%桩距地表约4-7.5m位置上仍存在该种缺陷,如要挖除或补桩处理难度大,工期也长,并由于其桩长较短,且桩径较小,取芯也较困难。因此拟采用单管摆喷注浆法,对该类缺陷桩作补强加固处理,该方案主要思路是在缺陷桩两侧对称布置两个注浆孔,孔位距桩边20-30cm,孔深较缺陷位置深1.0-1.5m,分别采用60°夹角喷嘴,摆喷60°角,摆喷位置自缺陷位置上下各1.5m自孔底开始,向上2.5-3.0m,使浆液在对桩身缺陷位置结构破坏并重新组合的同时,在桩身缺陷位置上下各1.5m范围内两侧各形成一“扇”形扩大保护区,即在改善桩身结构同时,局部桩侧面积加大,有利于提高桩承载力,详见注浆加固区平剖面图

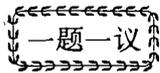
在本工程中采用单管摆喷工艺,共计施工29支桩,总造价6.5万元,单班作业制,9天完成,施工完成后经高低应变测试,桩身完整性良好,承载力满足设计要求。



结论

通过上述几个实例的工程实践,我们得到以下几个结论。

1. 采用注浆法对缺陷基桩进行补强加固,具有施工设备简便灵活,施工见效快、工期短、工程造价低的优点。多、快、好、省。
2. 采用注浆法对缺陷基桩进行注浆加固,在改善桩身结构的同时,对桩土间的关系也有所改善,使基桩的作用发挥的更充分、彻底。
3. 由于注浆工艺目前尚缺乏理论依据和工程经验,不可以盲目应用。因此,应针对不同的基桩缺陷,在查明其事故原因的基础上,通过现场试验,确定好施工参数的基础上进行施工。
4. 注浆加固工作结束后,要进行必要的加固效果的检验工作。



一题一议

主持人: 龚晓南

土钉支护适用范围和设计中应注意的几个问题*

龚晓南

(浙江大学岩土工程研究所 310027)

多数规程和参考书均注明土钉支护不适用于软粘土地基中基坑支护。而在福州、温州等地软粘土地基土成功应用工程实例已经不少。笔者认为土钉支护是否适用不在于土体类别,而在于对各类土的支护极限高度的限制。图1为一土钉支护示意图。通过加密加长土钉设置,可以防止基坑边坡产生滑弧破坏。但是当B区土体不能承受A区土体的重量而产生破坏时,再加密加长土钉也是无济于事的。因此,土钉支护的极限高度是由基坑底部土层的承载力决定的。按照这一思路可以得到各类土层土钉支护的极限高度。这样亦就回答了软粘土地基中能否采用土钉支护的争论。

土钉支护极限高度可以采用土钉墙计算模型分析得到。但土坡锚固稳定计算模型难以得到土钉支护的极限高度。

在分析土钉支护适用范围时还不能忽略土钉支护的位移对周围环境的影响。至今尚没有较好的理论能较好地预估土钉支护的位移,特别是在软土地基中的土钉支护。因此在周围环境对位移要求较严时,应重视对土钉支护位移的分析和评价。

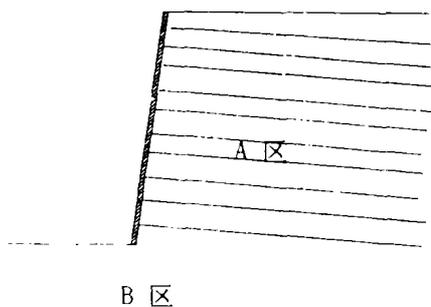


图1 土钉支护

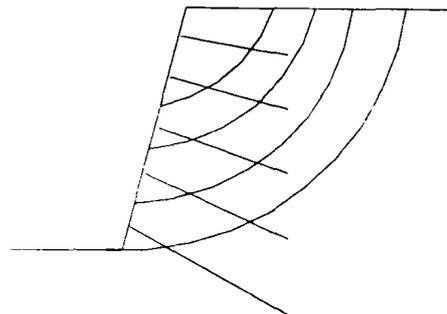


图2 土钉设置倾角

土钉支护设计中应注意下述几个问题:

土钉支护设计中要重视地下水的处理,由于地下水处理不当造成土钉支护失败的工程事故屡见不鲜。土钉支护本身是不能止水的,若地下水位高于基坑底部,要通过降低地下水位或设置止水帷幕防止渗流造成土坡失稳。

* 收稿日期:2002年1月

土钉设置是上长下短,还是上短下长,应视土层情况和对位移要求而定。上短下长,土钉总用量较小,而上长下短利于减小土钉支护坡顶水平位移。

土钉设置宜细而密。在土钉用量相同情况下,一层较长,一层较短,错落设置,有利于土坡稳定。

土钉设置的倾斜度应逐层增加向下倾角较好,如图2所示。其理由是土钉与潜在滑弧面相交角度较大较有利于土钉强度的发挥,有益于提高土坡的稳定性。

在土钉支护设计中要重视土钉支护的极限支护深度。超过极限支护深度在软土地基中往往引起基坑隆起,导致深层整体失稳破坏。在软土地基中土钉支护破坏大多数属于这种情况,只考虑土钉锚固力进行设计是不合理的。

采用土坡锚固稳定计算模型进行土钉支护设计,应验算基坑底部土层的承载力是否满足要求。

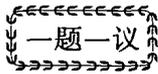
浙江大学岩土工程研究所土工实验室简介

浙江大学岩土工程研究所土工实验室长期从事土工试验的科研、教学和生产实践活动。该实验室具有高水平、素质良好的科研、实验队伍,并拥有国际先进水平的实验设备,对外该室隶属于土木工程测试中心,该中心具有建设工程一级和市政工程二级资质。

土工实验室拥有先进的多功能三轴仪、共振柱仪、大型三轴仪及全自动固结、直剪、三轴、物理性试验系统,还拥有土工合成材料的多种测试仪器,可进行如下试验项目:

1. 常规室内土工试验;
2. 应力路径试验;
3. 土的动强度、阻尼比、动模量等动力特性试验;
4. 特种土的土性指标测试,如膨胀土等;
5. 塑料排水带、土工织物、土工格栅等土工合成材料的测试;
6. 现场测试;

该实验室位于浙江大学第五教学楼内,实验室主任:王立忠教授。联系地址:310027,浙江大学土木系岩土工程研究所;联系电话:0571-87951714,0571-87952265;联系人:黄博。



主持人: 蔡晓南

亦谈复合地基载荷试验中承压板的修正*

何广讷 许景奇

(大连金波土木工程有限公司 116023)

鉴于复合地基承载力载荷试验承压板的面积,往往并不等于设计置换率所控制的面积。测得的结果需进行修正。关于这一问题,陈群生于《地基处理》第12卷第2期的一题一议中进行了探讨。笔者亦想谈谈这方面的看法供检验者参考。

1. 复合地基承载力基本值为位于地基变形限界内的数值,地基的沉降与其上的作用荷载服从沉降规律;

2. 载荷试验承压板面积的大小,不仅反映了其控制范围复合土体置换率的大小,即 $m = d^2/d_h^2$ (其中 m 为置换率; d 与 d_h 分别为桩的直径与荷载板的直径),还与相应沉降的计算深度 z_n 、承载力基本值取值所对应的沉降量 S_o (对于以粘性为主的地基 $S_o = 0.02d_h$; 对以粉土或砂土为主的地基 $S_o = 0.015d_h$) 等有关。

综上所述,若将具体载荷试验测得的复合地基承载力基本值 f_{sp} ,修正为设计单桩控制面积荷载试验下,复合地基承载力基本值 f_{sd} ,可以根据地基沉降规律分析探求。同时还应考虑上述各有关方面的影响进行修正。

对于具体荷载试验,其承载力基本值与对应的承压板的沉降关系为:

$$S_o = (0.015 \text{ 或 } 0.02) d_h = \frac{f_{sp}}{E_{mh}} \cdot Z_{nh} \quad (1)$$

相应于设计条件荷载试验,其承载力基本值与对应的承压板沉降的关系为:

$$S_{os} = (0.015 \text{ 或 } 0.02) d_s = \frac{f_{sd}}{E_{ms}} \cdot Z_{ns} \quad (2)$$

式中 S_o 与 S_{os} 分别为具体荷载试验与设计条件荷载试验,对应于承载力基本值取值的承压板沉降量; f_{sp} 、 f_{sd} 分别为对应具体荷载试验与相应设计条件荷载试验的承载力基本值; E_{mh} 、 E_{ms} 分别为具体荷载试验和相应设计条荷载试验承压板下复合土体的压缩模量,通常由下式计算:

$$E_{mh} = [1 + m_h(n-1)] E_s \quad (3)$$

$$E_{ms} = [1 + m_s(n-1)] E_s \quad (4)$$

其中 m_h 、 m_s 分别为具体荷载试验与相应设计荷载试验复合土体的置换率; n 为桩土应力

* 收稿日期:2001年8月

比; E_s 为桩间土的压缩模量; Z_{nh} 、 Z_{ns} 分别为具体荷载试验承压板与相应设计荷载试验承压板的沉降计算深度,按《建筑地基基础设计规范》中的简化公式计算,即

$$Z_{nh} = d_h(2.5 - 0.4 \ln d_h) \quad (5)$$

$$Z_{ns} = d_s(2.5 - 0.4 \ln d_s) \quad (6)$$

为探求式(1)、式(2)的关系,将式(2)写为:

$$(0.015 \text{ 或 } 0.02) \frac{d_s}{d_h} d_h = \frac{f_{sp}}{E_{ms}} Z_{ns} \quad (7)$$

基于式(1)和式(7) d_h 相等条件导出

$$f_{sp} = \frac{d_s}{d_h} \cdot \frac{E_{ms}}{E_{nh}} \cdot \frac{Z_{nh}}{Z_{ns}} f_{sp^h} \quad (8)$$

至此,即可基于具体荷载试验测得的复合地基承载力 f_{sp^h} ,通过式(8)求出相应设计置换率荷载试验的复合地基承载力基本值。根据复合地基承载力基本值所属地基的性态范围,及其服从的力学规律,通过沉降分析,探求荷载试验承载力的换算,是更为合理、实用的途径。

致 读 者

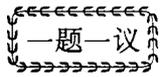
《地基处理》杂志,创刊、出版、发行已近十二年了。承蒙全国各地土木工程界,特别是地基处理专业广大同仁的大力支持、帮助和指导。使本刊不断得到充实和发展,受到广大读者的欢迎,在国内已有一定的影响力。在此,对所有本刊论文作者、读者、杂志社成员单位、各位顾问、历届编委、审稿专家学者,对所有支持,关心本刊的朋友们,表示衷心的感谢!

本刊近年来虽取得一定成绩,但随着地基处理新理论、新技术的发展要求,特别是我国参加 WTO 以后,对土木工程界的要求更高了,对办刊的要求也更高了。对此,本刊编辑部同仁决心吸取近年来办刊的经验与教训,加强学习和交流,提高办刊水平,不负众望,办好本刊。

鉴于上述,我们热诚希望广大读者,特别是请各位顾问、编委一如既往给予大力支持和帮助,积极组织、推荐、撰写大量稿件以丰富稿源,使本刊越办越好。对各位的帮助,再次表示感谢!

《地基处理》编辑部

2002年5月



一题一议

主持人: 龚晓南

浅谈碎石桩复合地基液化势的判别*

何广讷

(大连理工大学 大连 116023)

众所周知,可液化的地基土经碎石桩处理后,该疏松、结构不甚稳定的可液化土体被振挤密实,减小其后地震震密性及其相应的震动孔隙水压力,降低其液化势;复合地基中的桩、土是协调共同承担地震荷载,由于碎石桩的刚度、强度均远大于桩间土,桩体承受的地震应力亦远大于桩间土体,从而减小作用于土体震密的驱动力;又碎石桩为良好的排水通道,可加速土中振动孔隙水压力的消散,使其难以聚集高达产生土液化的量级;加以地基土于碎石桩处理过程中,经受了一定的预震作用,其抗液化能力又有所提高。故实践充分表明碎石桩复合地基抗液化的性能远优于同样性态土的天然地基。然而目前评价碎石桩复合地基的液化势时,不少工程检测单位仅仅依据桩间土的标贯击数,完全按抗震规范判别天然地基液化的途径和标准进行判定。这仅仅反映处理后桩间土振密效用结果,碎石桩复合地基的其它抗液化效用均未考虑,过于保守和浪费。鉴于目前已基于碎石桩复合地基抗液化功效的试验研究和数值分析,建立了若干不同程度考虑其抗液化功效的判定液化势的方法,并成功地用于实际工程,如文献[1]至[4]。因此,除加强继续深入研究更适用于碎石桩复合地基液化势判别的工程实用方法外,还应考虑运用已建立的碎石桩复合地基液化势判别法。

参考文献

- 1 何广讷,振冲碎石桩复合地基液化势的判别,辽宁工程结构,东北大学出版社,2000,387-392
- 2 林本海、谢定义,复合地基的液化检验理论及其应用,中国水利水电出版社,1994
- 3 刘惠珊,振冲碎石桩复合地基的抗液化效果评估,土动力学工程应用实例与分析,中国建筑工业出版社,1998,244-252
- 4 郑建国等,振冲挤密碎石桩加固粉土地基试验研究,第三届地基处理学术讨论会论文集,浙江大学出版社,1992,367-370

* 收稿日期:2001年7月