

文章编号: 1007-2993(2004)04-0163-05

第六届全国岩土工程实录交流会专题报告之一

桩基础理论与技术若干进展与问题探讨

吴永红 李文春 翁鹿年
(天津市勘察院, 天津 300191)

【摘要】 介绍桩土相互作用理论若干进展和两种新桩型、新工艺; 后压浆灌注桩、挤扩灌注桩, 并对有关问题进行探讨。

【关键词】 桩基础; 桩土相互作用; 后压浆灌注桩; 挤扩灌注桩

【中图分类号】 TU 473.1

The Advance and Some Problems of Pile Foundation

Wu Yonghong Li Wenchun Wengluan

(Tianjin Institute of Geotechnical Investigation & Surveying, Tianjin 300191 China)

【Abstract】 Focusing on the advance of pile-soil interaction theory research, the techics of base grouting cast-in-situ pile and cast-in-situ pile with expanded branches and plates are introduced. Some important problems are also discussed.

【Key Words】 pile foundation; pile-soil interaction; base grouting cast-in-situ pile; cast-in-situ pile with expanded branches and plates

0 引言

基础工程在工程建设中占有非常重要的地位, 而桩基础又是经常采用的基础形式之一。国内外专家学者在桩基础理论与技术方面进行了大量的研究, 新理论与新技术发展很快, 包括各种预制桩、灌注桩在内的新桩型、新工艺层出不穷, 在工程实践中取得了显著的成效。本文主要介绍桩土相互作用理论若干进展和两种新桩型、新工艺: 后压浆灌注桩、

挤扩灌注桩, 并对有关问题进行探讨。

1 桩土相互作用理论

1.1 前期研究成果

20 世纪 70 年代至 90 年代初(简称前期)研究成果表明, 桩土相互作用在一定条件下是客观存在的, 承台可以分担一定比例的外荷载。部分典型实际工程测试成果见表 1。桩土相互作用的机理也相当复杂, 与地基土、桩长、桩径、桩距、桩数等众多因素有关。

表 1 国内外部分实测工程

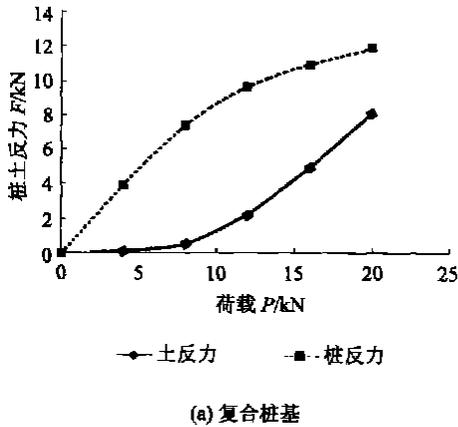
实际工程	地基土	桩基础	承台分担比/%
伦敦某高塔建筑	杂填土、砂砾土、粘土	桩径 91.0 cm 桩长 24.8 m 桩距 2.75 m	施工结束 40 六年后 37
法兰克福某高大建筑	粘土	桩径 90.0 cm 桩长 20.0 m 桩距 3~3.5 d	设计 25 75%总荷载时实测 15
天津大港某建筑	杂填土、软粘土	桩边长 40.0 cm 桩长 20.0 m 桩距 3~4 d	实测土反力约为地基容许承载力的 的 29.0~38.0
武汉外贸中心大厦	粉细砂夹软粘土、砂土	桩径 55.0 cm 桩长 22.0 m 桩距 3 d	施工结束 20
上海某 16 层建筑	粉质粘土、粉砂	桩边长 50.0 cm 桩长 26.0 m 桩距 1.65~3.3 m	结构竣工 17.5
上海某 26 层建筑	软粘土、粉质粘土	桩径 60.0 cm 桩长 53.0 m 桩距 1.9~1.95 m	基础完工 38 结构竣工 26

作者简介: 吴永红, 1967 年生, 男, 汉族, 江西乐平人, 工学博士, 教授级高工, 现任天津市勘察院总工程师, 主要从事岩土工程勘察、软土地基处理、桩基础、基坑支护工程及相关科研工作。

1.2 近期研究成果

1.2.1 桩土相互作用理论分类

1990年代中后期开始桩土相互作用研究可以说进入了实质性的推广与应用阶段,桩土相互作用理论进一步成熟,提出了不少设计理论和方法。这些理论与方法可以归纳为以下两大类:复合桩基础理论和刚性桩复合地基理论。复合桩基础理论和刚性桩复合地基理论。复合桩基础理论,包括传统复合桩基础和减沉桩理论与疏桩基础等,属于桩基础的范畴。刚性桩复合地基桩顶不嵌入基



础,在基底与桩顶之间设置一定厚度的褥垫层,应归入地基处理的范畴。

1.2.2 桩土相互作用受力特点

复合桩基与刚性桩复合地基受力特点比较见图1。两者受力特点相同之处在于,桩与土都能共同作用承担外荷载直至达到极限荷载。不同之处在于,复合桩基桩土反力发展过程有“桩受力在先,桩间土受力滞后”的特点;而刚性桩复合地基桩土反力发展过程有“桩间土受力在先,桩受力滞后”的特点。

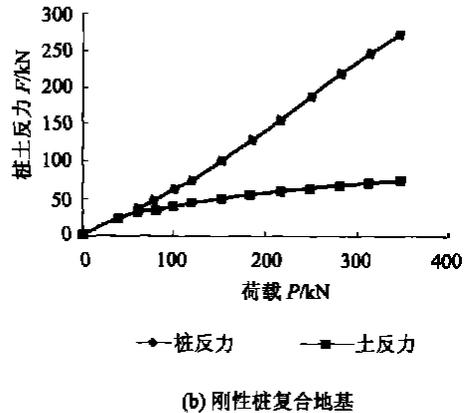


图1 复合桩基与刚性桩复合地基受力特点比较

天津地区不同工程地质条件下刚性桩复合地基的工程应用也证实了这种观点。天津市的一项典型刚性桩复合地基实例,场地工程地质条件相对较好,桩身范围内土层地基承载力特征值为95~120 kPa,压缩模量为4.4~6.0 MPa,建筑物为6层砖混结构,采用条形基础,采用素混凝土沉管灌注桩复合地基处理,复合地基承载力特征值170 kPa,桩顶大沽标高3.80 m,桩径420 mm,桩长8.0 m,单桩竖向极限承载力标准值 Q_{uk} 为530 kN,面积置换率 $m=4.6\%$,采用墙下单排布桩。本住宅楼于2000年5月竣工,竣工时实测的沉降为11.0~16.0 mm。根据经验推测,建筑物最终沉降量平均值不会超过35.0 mm,建筑物沉降相对较小。

天津滨海地区的一项典型刚性桩复合地基实例,工程地质条件相对较差,桩身范围内土层地基承载力特征值为75~105 kPa,压缩模量为2.5~5.1 MPa,建筑物为5跃6砖混结构,筏片基础,采用沉管灌注桩复合地基处理,复合地基承载力特征值为130 kPa,桩顶大沽标高1.50 m,桩径400 mm,桩长21.0 m,单桩极限承载力标准值为760 kN,面积置换率 $m=2.2\%$,采用墙下布桩。该住宅楼于2001年12月19日竣工,竣工时建筑物沉降量为61.12~85.63 mm,2002年3月5日进行最后次观测,建

筑物沉降量为67.83~89.49 mm,建筑物沉降相对较大。

1.2.3 广义桩土相互作用理论

关于桩土相互作用研究方面提出了不同的理论,但归结到一点,所有桩土相互作用理论均须要求在满足整体稳定的前提下,同时满足承载力和变形的要求,只强调承载力要求或只强调变形要求都是片面的,桩土相互作用设计中承载力要求和变形要求都必须满足。复合桩基础理论和刚性桩复合地基理论等都属于桩土相互作用理论范畴,我们可以统一称之为广义桩土相互作用理论。

不论复合桩基还是刚性桩复合地基,其桩土体系极限承载力都可以按下式统一确定:

$$R_{sp,u} = n \cdot \eta_p \cdot Q_{uk} + A_s \cdot \eta_s \cdot f_u \quad (1)$$

式中: $R_{sp,u}$ 为桩土体系极限承载力; n 为桩数; η_p 为桩极限承载力发挥系数; Q_{uk} 为单桩承载力极限值; A_s 为桩间土静面积; η_s 为地基极限承载力发挥系数; f_u 为天然地基极限承载力。

η_p 、 η_s 是两个关键参数,其物理含义是当桩土体系达到极限承载力时桩与桩间土极限承载力各自发挥的程度。

其承载力特征值可以统一表示为:

$$R_{sp,a} = R_{sp,u} / K_{sp} = (n \cdot \eta_p \cdot K_p \cdot R_a \cdot A_s \cdot \eta_s \cdot K_s \cdot f_a) / K_{sp} \quad (2)$$

式中： $R_{sp,a}$ 为桩土相互作用承载力特征值； R_a 为单桩极限承载力特征值； f_a 为天然地基承载力特征值； K_p 为桩承载力安全系数； K_s 为地基承载力安全系数； K_{sp} 为桩土体系承载力安全系数。

复合桩基与刚性桩复合地基，其桩中心距往往较大，有时甚至柱下仅一二根桩，利用天然地基与桩共同承担外荷载，在竖向荷载作用下，不仅考虑桩的承载作用，而且还应考虑地基土的承载作用，其沉降已不宜按常规桩基及柔性桩复合地基方法

进行计算，应考虑采用桩土相互作用问题。复合桩基与刚性桩复合地基均可视为桩土体系，其沉降主要由以下几个部分构成：①土承担承台底面荷载引起的基础沉降；②桩承担荷载引起的桩顶沉降；③桩—土相互作用引起的基础土压缩和桩沉降；④桩—桩相互作用引起相邻桩的桩顶沉降。如图2所示，复合桩基或刚性桩复合地基桩土相互作用系统可以离散为桩单元、土单元，只要合理地考虑桩—桩、桩—土、土—桩、土—土之间的相互影响，通过采取一定的分析方法与手段，就可以得出合理的结果。

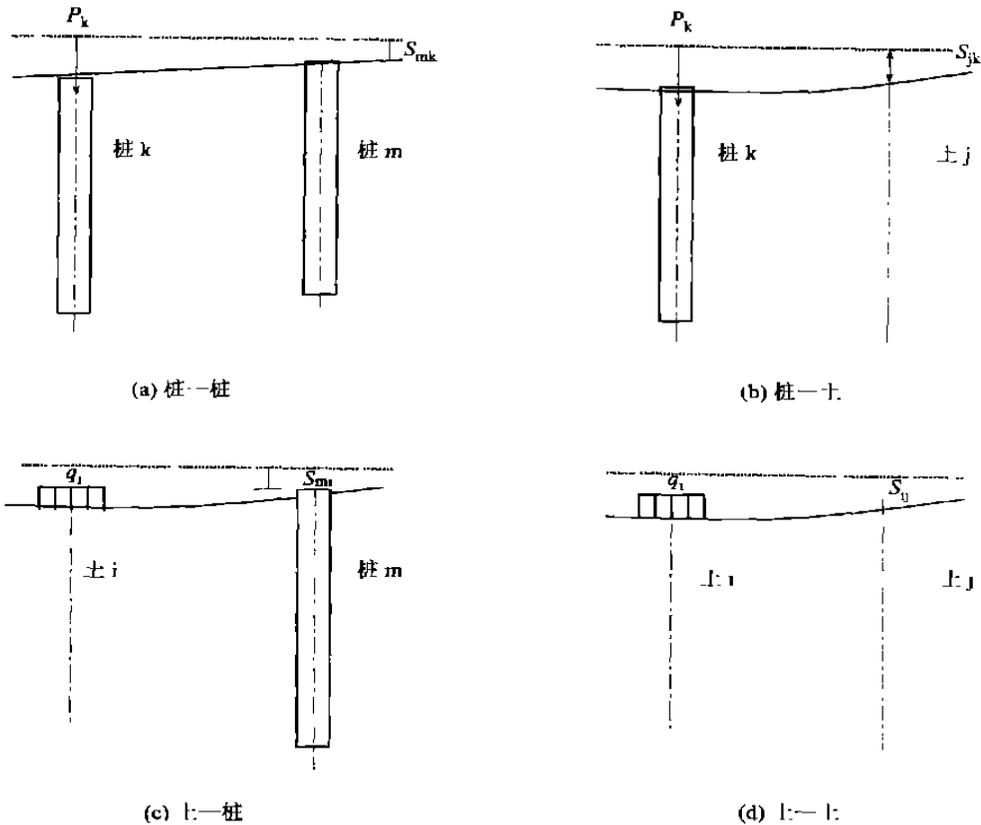


图2 桩、土相互作用

1.2.4 变刚度调平设计理念

针对高层建筑桩筏箱基础传统设计方法带来的碟形差异沉降问题和主裙房的差异沉降问题，中国建筑科学研究院等单位提出了变刚度调平设计新理念，其基本思路是：考虑地基、基础与上部结构的共同作用，对影响沉降变形场的主导因素——桩土支承刚度分布实施调整，“抑强补弱”，促使沉降趋向均匀。中国建筑科学研究院曾于2000年至2001年与河北省建筑科学研究院合作在石家庄进行了8组常规布桩、变刚度布桩和带裙房高层建筑现场大型

模型试验。试验结果较好地验证了变刚度调平设计既可最大限度控制差异沉降，又可优化桩顶反力分布，减小筏板整体弯矩和核心部位冲切力，改善筏板受力性状。

2 新桩型与新工艺——后压浆钻孔灌注桩和挤扩灌注桩

2.1 提高单桩竖向极限承载力的几种途径

提高单桩竖向极限承载力主要有以下几种途径：1)提高桩径与桩长，如在软土地区，一些工程桩长度已达60~80 m，海洋平台桩已超过100 m；2)

采取提高桩侧与桩端土层的阻力的技术措施,如钻孔灌注桩采用后压浆技术;3)采用异型桩、组合桩,充分利用较好土层的承载力能力,如挤扩灌注桩。

现有研究成果表明,超长桩承载力得不到充分的发挥,并且达到极限承载力时对应的沉降量相对较大。从施工方面考虑,桩越长,施工难度越大,并且施工质量更难控制。因此,适当提高桩径与桩长,可以提高单桩承载力,减少建筑物沉降,但盲目提高桩长是不可取的。采用灌注桩后压浆技术、挤扩支盘技术等是值得有关专家和技术人员进行深入研究和推广应用的新技术。

2.2 后压浆钻孔灌注桩

钻孔灌注桩存在桩底沉渣和桩身泥皮问题,灌注后压浆技术可以较好地解决这一问题。钻孔灌注桩后压浆是指钻孔灌注桩在成桩后,通过预埋在桩身的注浆管,利用压力作用,将能固化的浆液(一般采用水泥浆),经桩端的预留压力注浆装置(一般采用注浆阀)均匀地注入桩端、桩侧地层,从而提高单桩

承载力,并可减少建筑物沉降量。灌注桩后压浆的加固效应主要包含两个方面,一是加固桩底沉渣和桩身泥皮;二是对桩底和桩侧一定范围的土体通过渗入(粗粒土)、劈裂(细粒土)和压密(松软土)注浆起到加固作用,从而增强桩侧阻力和桩端阻力,提高单桩承载力。

后压浆桩单桩承载力提高幅度受多种因素制约:一是土层性质,对于桩底和桩侧为砂、砾、卵石及含砂砾粘性土、粉土中的桩,承载力增幅大;对于粘性土、粉土、风化岩,承载力增幅相对较小。二是与后压浆模式(桩底单压浆,桩底、桩侧双压浆)、压浆量等因素有关,采用双压浆、压浆量大,承载力增幅大;对于桩底压浆,除加固桩底沉渣和土体外,一部分浆液沿桩身侧面上扩 10~20 m,因而不仅使桩端阻力提高而且使桩侧阻力提高。国内工程实践表明,后压浆灌注桩承载力增幅约 25%~100%,由此可减少桩数或减小桩径、桩长,工程量相应减小 25%~100%。天津地区部分钻孔灌注桩后压浆工程实例见表 2。

表 2 天津地区部分钻孔灌注桩后压浆工程实例及承载力静载对比试验

工程名称	桩持力层	桩侧土层	试桩	处理	d/mm	l/m	Q _u /kN	比较/%
天津保税 区国贸大厦	粉细砂	淤泥、粘土、粉砂	14 [#]	未注浆	600	46	4 800	100
			24 [#]	桩底注浆	600	46	6 700	140
			11 [#]	未注浆	800	65	8 000	100
			6 [#]	桩底注浆	800	65	10 000	125
天津华 信大厦	粉土、粉砂	粉质粘土	A	未注浆	800	50	10 000	100
			B	桩底注浆	800	50	12 500	125
天津鸿 吉大厦	中密粉砂	粘性土、粉砂	8 [#] 、9 [#]	未注浆	800	56	10 000	100
			7 [#]	桩底注浆	800	56	13 000	130
			10 [#]	桩底注浆	800	56	14 000	140
天津长 讯大楼	密实粉砂	粘性土	A	未注浆	800	42	9 600	100
			B	桩底注浆	800	42	12 200	127
天津海 航大厦	粉质粘土	粘性土、粉砂	8 [#]	未注浆	850	62	13 750	100
			15 [#]	邻桩注浆	850	62	15 000	109
			3 [#]	桩底注浆	850	62	17 500	127
			20 [#]	桩底注浆	850	62	17 500	127

2.3 挤扩灌注桩技术

2.3.1 挤扩灌注桩

挤扩灌注桩包括 DX 桩、支盘桩等,是在等直径钻孔中下入挤扩设备,在桩身不同部位挤压出岔腔或近似圆锥盘状的扩大腔体后,放入钢筋笼和灌注混凝土,形成由桩身和扩径体共同承载的灌注桩。其构造示意图 3。

挤扩钻孔灌注桩施工程序:钻(冲)成直孔并进行第一次孔底沉渣清理→将挤扩装置放入孔内→按设计位置自下而上依次挤扩成盘、岔腔体→将挤扩装置移出孔口→下放钢筋笼和导管→第二次清理孔底沉渣→水下灌注混凝土并随即上拔导管→拔出导

管、护筒成桩。

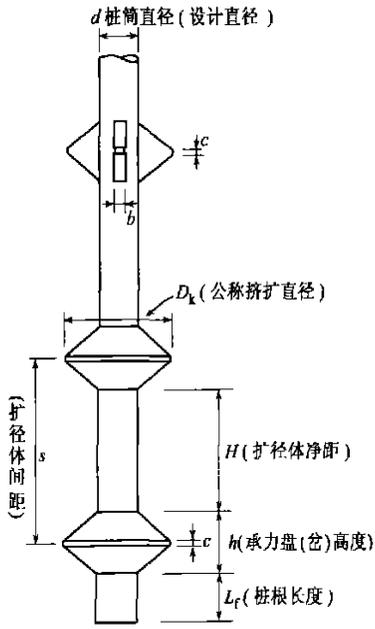
2.3.2 单桩承载力估算

挤扩灌注桩单桩竖向承载力特征值的估算可按下式进行:

$$R_a = \mu_q \sum q_{s ia} L_i + \eta \sum q_{p ja} A_{pD} + q_{pa} A \quad (3)$$

式中: $q_{s ia}$ 为第 i 层土的桩侧阻力特征值,按灌注桩侧阻力参数取值; $q_{p ja}$ 为承力盘(岔)所在第 j 层土的端阻力特征值,按灌注桩端阻力参数取值; q_{pa} 为桩端阻力特征值,按灌注桩端阻力参数取值; A_{pD} 为扣除桩身截面面积的承力盘(岔)投影面积; A 为桩身截面面积; μ_p 为桩身周长; L_i 为折减后桩周第 i 层土厚度,粘性土、粉土 $L_i = H_i - 1.2h$,砂土 $L_i =$

$H_i - (1.5 \sim 1.8)h$, 碎石类土 $L_i = H_i - 1.8h$, 其他土 $L_i = H_i(1.1 \sim 1.2)h$; H_i 为桩周第 i 层土厚度; h 为承力盘(盆)高度; η 为当承力盘(盆)总数 ≥ 3 时取 0.9, 当承力盘(盆)总数 < 3 时取 1.0。



b —承力盘(盆)宽度; c —承力盘(盆)外沿厚度

图3 挤扩灌注桩示意图

2.3.3 挤扩灌注桩沉降计算

方法 1: 桩基础最终沉降量可采用实体深基础单向压缩分层总和法按式计算, 地基内的应力分布宜采用多向同性均质线性变形体理论。

$$s = \Psi_p s' = \Psi_p \sum_{i=1}^n \frac{P_0}{E_{s_i}} (Z_i \bar{a}_i - Z_{i-1} \bar{a}_{i-1}) \quad (4)$$

方法 2: 挤扩灌注桩沉降计算专用方法

如图 4 所示的挤扩灌注桩单桩在竖向荷载 Q_1 作用下, 第 $k=1 \sim n-1$ 桩段长度为 L_{1k} , 承担荷载为 Q_{1k} , 桩段底土面等代荷载作用面取直径为 $B_{sk} = 2L_{1k} \tan \theta_k + d$ 的圆形减去桩身截面, 则其上附加应力为:

$$\sigma_{1sk} = Q_{1k} / [0.25\pi(2L_{1k} \tan \theta_k + d)^2 - 0.25\pi d^2] \quad (5)$$

式中: Q_{1k} 为单桩第 k 桩段承担的荷载, kN; d 为主桩径, m; L_{1k} 为第 k 桩段长度, m; θ_k 为第 k 桩段范围内地基土应力扩散角, ($^\circ$)。

第 n 桩段(底段)长度为 L_{1n} , 承担荷载为 Q_{1n} , 桩段底土面等代荷载作用面取为直径为 $B_{sn} = 2L_{1n} \tan \theta_n + d$ 的圆形, 则其上附加应力为:

$$\sigma_{1sn} = Q_{1n} / [0.25\pi(2L_{1n} \tan \theta_n + d^2)] \quad (6)$$

如图 5 所示的挤扩灌注桩群桩, 桩身直径 d , 每根桩设置 n 个承力盘(相应地桩分为 n 个桩段), 承

力盘直径 D , 桩距 S_a , 桩数为 m 。类似与单桩, 地基土中应力采用 Mindlin 解计算, 挤扩灌注桩群桩中桩 j 的沉降可按分层总和法迭加计算如下:

$$s_{gj} = \sum_{i=1}^{r_{gn}} \frac{\bar{\sigma}_{z_i}}{E_{s_i}} \cdot h_i = \sum_{L=1, i=1}^m \sum_{L=1}^{r_{gn}} \frac{h_i}{E_{s_i}} (\sum_{k=1}^n \bar{\sigma}_{z_{ilk}}) \quad (7)$$

式中: s_{gj} 为挤扩灌注桩群桩中桩 j 的沉降, mm; r_{g} 为群桩沉降计算深度范围内所划分的土层数; σ_{z_i} 为第 i 层土平均附加应力, kPa; $\sigma_{z_{ilk}}$ 为桩 L 第 k 桩段引起桩 j 的第 i 层土平均附加应力, kPa; m 为群桩桩数; n 为挤扩灌注桩所划分的桩段数; 其它符号意义同前。

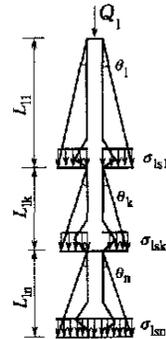


图4 单桩受力图

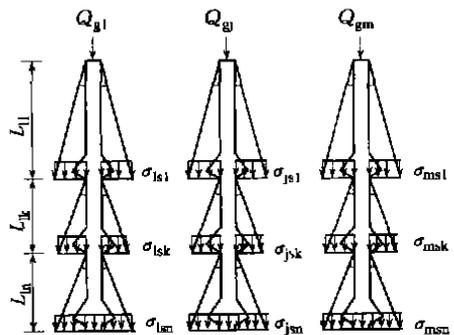


图5 群桩受力图

2.3.4 质量检查与检测

挤扩灌注桩的成桩质量检查除包括成孔及清孔、钢筋笼制作与安放、混凝土搅拌及灌注等常规灌注桩工序过程外, 还应重点检查挤扩工序过程的质量。

挤扩工序过程的质量检查是挤扩灌注桩质量检查的关键, 应确保挤扩腔体的位置和尺度达到设计要求。根据目前技术水平和实际情况, 宜采用超声测孔法和机械测孔法。超声测孔法受孔内泥浆比重等因素的影响较大, 检测时要注意识别和判断的准确性。机械测孔法受设备操作性能等因素的影响较大, 其操作应合理、可靠。

(下转第 183 页)

强,竖向变形约束增大,从而最终导致竖向变形减少,即沉降减少。

通过对邓肯模型和各向异性模型的计算结果分析,可见是否考虑由于应力状态和加荷方式引起的土体各向异性,将直接影响到土体应力变形分析的结果;建立在真三轴试验基础上的各向异性模型,能够从一定程度上反映各向异性的影响。

3 结论

偏荷载作用下的均匀地基,由于处于初始 K_0 不等向应力状态,地基中不同位置的土体单元的加荷方式不同,会产生不同程度的应力各向异性,进而影响到变形分析结果。建立在常规三轴试验基础上的各向同性模型对此表现出相对的局限性。建立在真三轴试验基础之上的各异性模型能够从一定程度上反映这种由于复杂应力状态引起的土体应力各向

异性特性。对其他一些更为复杂的土工问题,如土石坝蓄水阶段应力变形分析、基坑开挖时的荷载位移分析等,所处的应力状态和加荷路径都更加复杂,应力诱导各向异性可能对土体应力变形规律产生显著作用,应该在数值计算中考虑其影响。

参 考 文 献

- 1 殷宗泽. 土的侧膨胀性及其对土石坝应力变形的影响. 水利学报, 2000(7):49~54
- 2 Arthur, j. r. f. Induced anisotropy in a sand, Geotechnique 1977, 27(1):13~30
- 3 徐志伟. 中砂侧向变形特性的真三轴试验研究, 岩土工程技术, 1999(4):27~30
- 4 殷宗泽, 徐志伟. 土体的各向异性及近似模拟. 岩土工程学报, 2002, 24(5):547~551

收稿日期:2004-05-27

(上接第 167 页)

如图 6 所示,挤扩灌注桩专用盘径检测器检验方法是目前一种适宜的机械测孔法,其结构简单,操作合理、可靠,利用盘径检测器的测杆在盘腔处张开下滑时副绳与主绳零点(始点)的落差,与三对测杆张开角度的几何关系而测得盘腔直径。检测时,提紧主、副绳将盘径检测器缓慢放至孔内被测盘腔深度,松开副绳,三对测杆自重下落,主副绳稍作调整,测杆即张开位于挤扩盘腔内,观察并记录主、副绳零点(始点)落差,根据落差和盘径换算关系得出实际扩径腔体的直径。

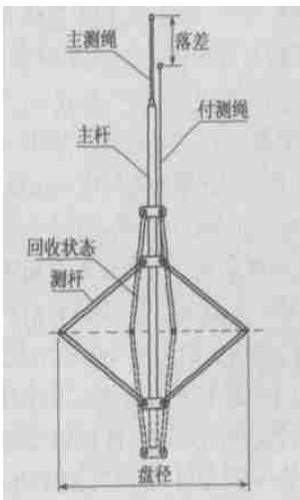


图 6 盘径检测器示意图

工程桩应进行单桩承载力和桩身完整性抽样检测。应采用静载荷试验进行单桩竖向承载力检测,必要时采用可靠的动力试验进行辅助检测。低应变法、高应变法、声波透射法和钻芯法适用于常规灌注桩的桩身完整性质量检测,适用于挤扩灌注桩桩身部分的完整性质量检测,其中低应变法是目前最常用的方法。对于成桩后的承力盘(岔)的质量检测,从目前的技术水平和实际情况,尚未有很好的单独专用方法,应采用综合分析方法进行,在桩身部分完整性质量检测的基础上,应强调成桩过程的挤扩质量检查和成桩后单桩承载力的质量检测。

3 结语

本文介绍了部分桩土相互作用理论发展、后压浆灌注桩及挤扩灌注桩的简况,对相关技术问题进行了-定的探讨。实际上,桩基础理论与实践发展都很快,问题也非常复杂,远非本文所能概括,加上篇幅和水平所限,国内外还有很多重要成果未能述及,仅供进一步研究参考。本文在写作过程中参考了大量的文献,在此不一-列出,谨向各位作者和专家表示衷心感谢!

收稿日期 2004-06-03