

目次

论 文

非匀质软夹层地基瑞利波弥散特性.....夏唐代, 陈云敏, 吴世明(1)

强夯置换加固淤泥质粉质粘土地基试验研究..... 陈友文, 张孔修(9)

复合地基引论(四)..... 龚晓南(24)

桩基动测技术系列讲座(第四讲)..... 范明均, 陈龙珠(34)

托换技术在危房加固处理中的设计与应用..... 戴长冰(39)

深基坑挖孔桩支护结构的应用..... 张弘(45)

工程实录

灌注桩和石灰桩复合地基设计实例.....周云亮(50)

调整附加应力纠正不均匀沉降.....华孝捐(57)

非匀质软夹层地基瑞利波弥散特性*

夏唐代 陈云敏 吴世明

(浙江大学土木系)

【摘要】 本文利用解析法及有限元法研究了竖向非匀质软夹层地基中Rayleigh波波速度弥散性和位移分布规律。研究表明,竖向非匀质软夹层地基Rayleigh面波弥散性不同于匀质软夹层地基Rayleigh波弥散性,前者主要以第一模态波为主,而后者在频率较高时将以多种高模态波形式出现^{[1][2]}。本文为面波法现场测试和分析提供有益的参考。

前言

面波法是一种测试过程简单,速度快,费用低以及对原结构物无破损等特点的原位测试方法,其实用价值越来越为工程界重视^{[3][4]},而面波法中又以瑞利面波法研究最多,应用也最广泛,利用其弥散特性已能分析成层地基及剪切波速度随深度逐增地基(如吉布森地基)的参数^{[4][5]},但对于工程勘测中经常遇到的竖向非匀质软夹层地基(各层为竖向非匀质土),这些方法已不能适用。文献[1][2]对匀质软夹层地基(各层为匀质土)Rayleigh面波的弥散特性进行了详细的讨论,得到了成层匀质软夹层地基中当频率较高时,地基中将出现多种高模态波出现的结论。然而实际工程中很少具有明显分层且各层为匀质的地基,地基中土参数一般是随深度而变的(如吉布森地基等),因此匀质软夹层地基得到的有关Rayleigh面波的一些性质是否适合于非匀质软夹层地基,有待于作进一步的探讨,力求使表面波谱分析法更加完善。

地基中Rayleigh波弥散性研究以往大都采用解析法,一般只适合于成层地基计算,而对于非匀质地基,由于此时需细分为若干子层(假设每一子层为匀质),层数多而难于求解。有限单元法是一种适应性广的数值方法,文献[6]已推导出了各子层聚集后的刚度矩阵和质量矩阵。对于地基中半无限层,本文将不采用文献[6]的半无限单元法,而直接应用解析法来推导计算^[1]。因此,本文所提方法兼有有限元法易于求解和解析法精度高之优点。

方法简介

由于阻尼对Rayleigh面波的弥散性影响较小^[7],本文将主要讨论无阻尼的情况。这里将引用文献[1]的方法,利用有限元法和解析法计算弥散曲线和质点位移。如图1所示,由于土体为非匀质,因此有限元法中须将土体水平分割成若干子层,每一子层近似假设为匀质

*国家自然科学基金资助项目

的,且该子层的平均弹性性质满足与子层上层下面土的弹性相差很小(如剪切波速度误差小于5%等),这样不至于影响计算精度。如果这一划分法应用于成层地基的解析法中^[3],由于子层个数较多,求解困难,精度也受到影。

文献[7]指出 Rayleigh波主要集中在一个半波长左右深度内传播,因此一个半波长外的土体可假设为匀质的(即以下提到的半无限层),这样可减少计算单元。

(一) 有限单元处理

图1所示的各子层可作为有限元法中的单元,文献[6]已详细讨论了有限元法中单元刚度矩阵聚集和质量矩阵的计算,这里不再论述。单元的刚度矩阵由下式给出(平面应变问题,取单位厚度)

$$[K]_e = \begin{bmatrix} \frac{2}{3}k^2h^2\alpha^2 + 2\beta^2 & -(3\beta^2 - \alpha^2)kh & \frac{1}{3}k^2h^2\alpha^2 - 2\beta^2 & -(\alpha^2 - \beta^2)kh \\ -(3\beta^2 - \alpha^2)kh & 2\alpha^2 + \frac{2}{3}k^2\beta^2h^2 & (\alpha^2 - \beta^2)kh & -2\alpha^2 + \frac{1}{3}\beta^2k^2h^2 \\ \frac{1}{3}k^2\alpha^2h^2 - 2\beta^2 & (\alpha^2 - \beta^2)kh & \frac{2}{3}k^2h^2\alpha^2 + 2\beta^2 & (3\beta^2 + \alpha^2)kh \\ (-\alpha^2 - \beta^2)kh & -2\alpha^2 + \frac{1}{3}\beta^2k^2h^2 & (3\beta^2 - \alpha^2)kh & 2\alpha^2 + \frac{2}{3}\beta^2k^2h^2 \end{bmatrix} \times \frac{\rho l}{2h} \quad (1)$$

式中 α 、 β 和 ρ 分别为单元的平均压缩波速度、平均剪切波速度及平均质量密度, h 为单元高度, k 为波数。质量矩阵采取集中质量法计算为

$$[M]_e = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \times \frac{\rho h l}{2} \quad (2)$$

(二) 半无限层处理

半无限层将直接利用解析法推导计算,而不再采用文献[6]的半无限单元法。下面将就此进行讨论。

图1所示地基半无限层中平面瑞利波的位移势函数可取为

$$\begin{cases} \varphi = A \exp(-akz) \cdot \exp[-ik(x-ct)] \\ \psi = B \exp(-bkz) \cdot \exp[-ik(x-ct)] \end{cases} \quad (3)$$

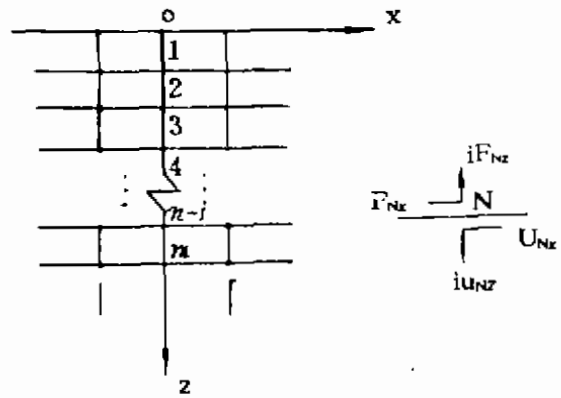


图1

式中 c 为相速度, A 和 B 为系数, $a = \sqrt{1 - c^2/\alpha^2}$, $b = \sqrt{1 - c^2/\beta^2}$ 。

半无限层中质点位移和应力由下式给出

$$\begin{cases} U_x = \frac{\partial \varphi}{\partial x} + \frac{\partial \phi}{\partial z} \\ U_z = \frac{\partial \varphi}{\partial z} + \left(-\frac{\partial \phi}{\partial x}\right) \end{cases} \quad (4a)$$

$$\begin{cases} \sigma_z = \lambda \nabla^2 \varphi + 2G \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} + \left(-2G \frac{\partial^2 \phi}{\partial x \partial z}\right) \\ \tau_{zx} = G \left(2 \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x \partial z} - \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2}\right) \end{cases} \quad (4b)$$

式中 λ 和 G 为弹性常数, 将式(3)代入式(4)得

$$\begin{Bmatrix} U_x \\ U_z \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} -ik & -bk \\ -ak & ik \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varphi \\ \phi \end{Bmatrix} \quad (5a)$$

$$\begin{Bmatrix} \tau_{zx} \\ \sigma_z \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 2Gk^2 ai & Gk^2(1+b^2) \\ k^2[\lambda(-1+a^2) + 2Ga^2] & -2Gk^2 bi \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varphi \\ \phi \end{Bmatrix} \quad (5b)$$

对式(5a)求逆并代入式(5b)得

$$\begin{Bmatrix} \tau_{zx} \\ \sigma_z \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} Ga(-1+b^2) & [2Gab - G(1+b^2)]i \\ [-\lambda + (\lambda + 2G)a^2 - 2Gba]i & (\lambda + 2G)(-1+a^2)b \end{bmatrix} \cdot \frac{k}{1-ab} \begin{Bmatrix} U_x \\ U_z \end{Bmatrix} \quad (6)$$

令式(5b)或式(6)中行列式等于零, 即得匀质半空间瑞利方程。上式表示半空间层中任一质点的应力可由该点的位移表示, 对于半无限层的边界点此力即为作用于上层土上的边界应力。由式(6)可求得图1中结点 N 的边界力

$$\begin{cases} \bar{F}_{Nx} = \frac{1}{2} \int_{-l}^l \tau_{zx} dx \\ \bar{F}_{Nz} = \frac{1}{2} \int_{-l}^l \sigma_z dx \end{cases} \quad (7)$$

半无限层边界上任一点位移与结点 N 位移有如下关系

$$\begin{Bmatrix} U_x \\ U_z \end{Bmatrix} = \exp(-ikx) \begin{Bmatrix} \bar{U}_{Nx} \\ \bar{U}_{Nz} \end{Bmatrix} \quad (8)$$

从应力表达式(6)和式(8)可知, 式(7)只需计算积分

$$F = \frac{1}{2} \int_{-l}^l \exp(-ikx) dx \quad (9)$$

对上式进行积分并令 $l \rightarrow 0$, 可得 $F = l$, 结合式(6), 式(7)可表示为

$$\begin{Bmatrix} \bar{F}_{N_x} \\ \bar{F}_{N_z} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} Ga(-1+b^2) & [2Gab-G(1+b^2)]i \\ [-\lambda+(\lambda+2G)a^2-2Gba]i & (\lambda+2G)(-1+a^2)b \end{Bmatrix} \cdot \frac{k}{1-ab} \cdot l \cdot \begin{Bmatrix} \bar{U}_{N_x} \\ \bar{U}_{N_z} \end{Bmatrix} \quad (10)$$

为了消除式(10)中的 $i(=\sqrt{-1})$ 及与式(1)相对应, 令

$$\begin{Bmatrix} \bar{F}_{N_x} \\ \bar{F}_{N_z} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_{N_x} \\ iF_{N_z} \end{Bmatrix} \quad (11a)$$

$$\begin{Bmatrix} \bar{U}_{N_x} \\ \bar{U}_{N_z} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} U_{N_x} \\ iU_{N_z} \end{Bmatrix} \quad (11b)$$

将式(11)代入式(10), 并利用等式 $a = \sqrt{1-c^2/\alpha^2}$, $b = \sqrt{1-c^2/\beta^2}$, $\lambda = (\alpha^2 - 2\beta^2)\rho$ 和 $G = \beta^2\rho$, 式(10)最后变为

$$\begin{Bmatrix} F_{N_x} \\ F_{N_z} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -C^2a & -C^2+2\beta^2(1-ab) \\ -C^2+2\beta^2(1-ab) & -C^2b \end{Bmatrix} \cdot \frac{\rho kl}{1-ab} \cdot \begin{Bmatrix} U_{N_x} \\ U_{N_z} \end{Bmatrix} \quad (12)$$

此式即为半无限层作用于有限元结点 N 的边界力。刚度矩阵式(1)及质量矩阵式(2)也已作如式(11)这样的处理。

〈三〉特征方程建立及位移计算

式(1)和式(2)给出了有限单元的刚度矩阵和质量矩阵, 结合半无限层提供的边界外力式(12), 并将此力移项最后可生成瑞利波的特征方程(消除公因子 l)。

$$|[k] - \omega^2[M]| = 0 \quad (13)$$

式(13)中的刚度矩阵和质量矩阵可分解为波数 k 的二次表达式 $k^2[A] + k[B] + [C]$ 的形式, 式(13)最后变为求解波数 k 的二次特征值问题, 求解容易。因此式(13)可计算不同相速度 C 所对应的波数 k , 得弥散曲线。

由式(13)可计算所需特征值的特征向量, 并将各结点的特征向量作如下处理即可得结点的实际位移

$$\begin{Bmatrix} \bar{U}_x \\ \bar{U}_z \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} U_x \\ iU_z \end{Bmatrix} \quad (14)$$

由式(3)及(4a), 可得到半无限层中竖向各点位移的计算表达式

$$\begin{Bmatrix} U_x \\ U_z \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \exp(-akz) - ab\exp(-bkz) & -ib\exp(-akz) + ib\exp(-bkz) \\ -ia\exp(-akz) + ia\exp(-bkz) & -ab\exp(-akz) + \exp(-bkz) \end{Bmatrix} \cdot \frac{1}{1-ab} \begin{Bmatrix} \bar{U}_{N_x} \\ \bar{U}_{N_z} \end{Bmatrix} \quad (15)$$

上式即为由边界点位移计算半无限层中竖向质点的位移公式, 此时坐标原点取在半无限层的边界上。

算例分析

文献[7]已详细讨论了阻尼和质量密度对地基中Rayleigh面波弥散性和位移分布的影响,指出土中阻尼比小于0.1及土体质量密度变化不大时,可不考虑阻尼的作用及各处土体质量密度可认为相同,而对结果影响很小。基于此,本文将对三种不同的非匀质软夹层地基进行讨论,泊松比假设为0.25。非匀质层将采用吉布森模型,结果对以下模型也适合

$$\beta = \beta_0(1 + mz)^{1/2}$$

式中 β 为剪切波速, z 为深度,原点在该层顶部(此处剪切波速为 β_0),单位为米。当 $n=2$ 时,为吉布森模型, $n=1$ 为线性模型; $m=0$ 为匀质层。为了计算方便,这里假设软夹层为匀质层,所得结果也适合软夹层为非匀质的情况。

〈一〉算例 1

结构为三层地基,如图2所示,有关参数列于表1中,分两种情况。图2同时给出了两种情况的第一模态波速度弥散曲线,从图中可知,由于软夹层的作用使得弥散曲线有明显的扭曲,这和现场测试的结果有类似的规律^{[3][9]}。从图中还可知,第一个拐点的相速度 c 并不等于第一层土底部质点的瑞利波速度,而第二个拐点 C 也不等于软夹层的瑞利波速。波长短时(小于最上层土的厚度),弥散曲线将与最上层吉布森地基的相同,因此可用文献[5]的方法进行反算。一般可认为第一个拐点的波长为1.3倍的最上层土的厚度,由此可估算软夹层所在位置,并且可利用外推法估算第一层土各点的参数,但软夹层参数却难以估算。波长长时,弥散曲线光滑,但与最下层吉布森地基的不同,因此也难以估算最下层土的参数。

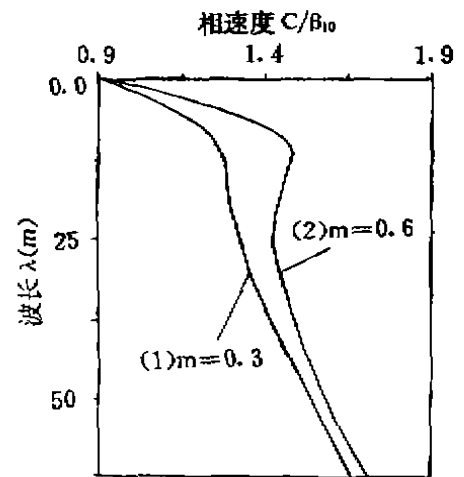


图2. 算例1瑞利波弥散曲线图

表1.

层次 i	参数		厚度 H(m)	ρ_{i0}/ρ_{10}	β_{i0}/β_{10}
	系数 m				
1	(1)	0.3	7.5	1.0	1.0
	(2)	0.6			
2	0.0		1.5	1.0	1.265
3	0.1		∞	1.0	1.265

〈二〉算例 2

算例2也为三层地基,分两种情况讨论,有关参数列于表2中。瑞利波弥散曲线绘于图3中,从图中可知,波长短时得到与算例1相同的结论,波长长时,即使最下层地基参

表2.

层次 i	参数 β_{i0}/β_{10}		系数 m	厚度 H_i (m)	ρ_{i0}/ρ_{10}
1	1.0		0.1	10.0	1.0
2	0.6		0.0	1.5	1.0
3	(1)	1.0	0.1	∞	1.0
	(2)	1.2			

数相同,但由于软夹层参数不同,使得弥散曲线大为不同,因此很难直接估算下层土参数。

图4给出了两种波长的瑞利波的第一模态的位移分布,从图中可知,当波长小于最上层土厚度时,位移分布与吉布森地基的相同^[7]。波长长时,位移在软夹层中有明显突变,其位移分布与一般成层地基类似^[7]。图5为瑞利波第二模态位移分布,形状与一般地基的也类似^[7]。各模态瑞利波的有效影响深度在一个半波长内,与一般成层地基类似^[7]。总之,非匀质软夹层地基的位移分布规律与一般成层地基相同,瑞利波主要以第一模态波出现,这与匀质软夹层地基的不同^[11]。

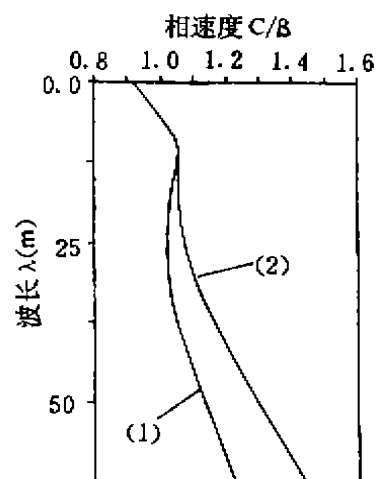


图3. 算例2瑞利波弥散曲线

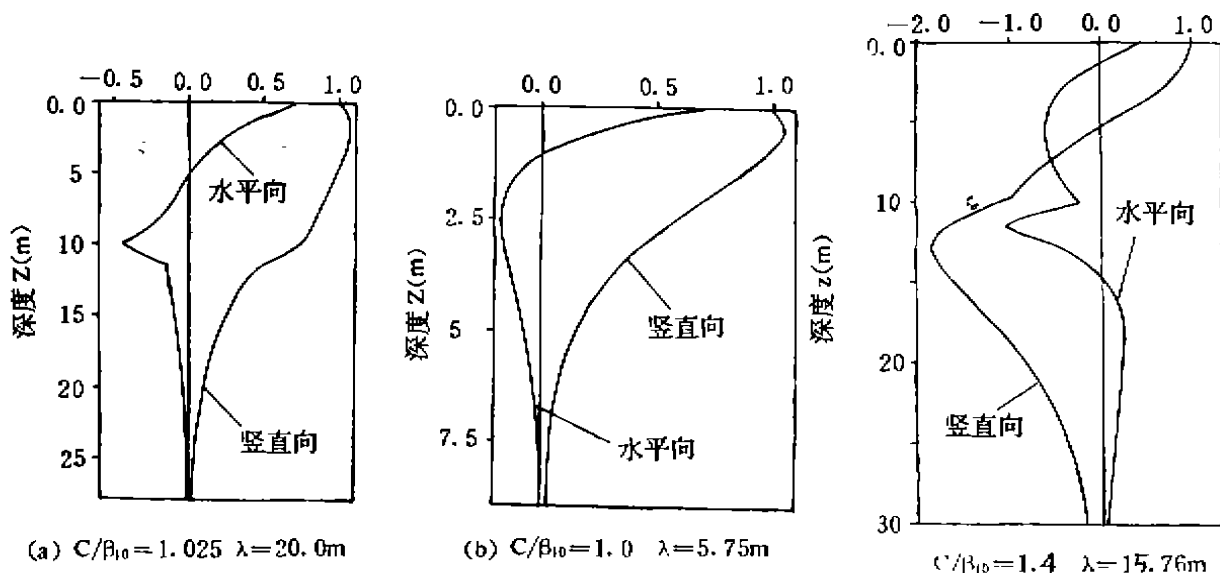


图4. 算例2瑞利波第一模态位移分布

图5. 算例2瑞利波第二模态位移分布

〈三〉算例3

前两个算例为含一个软夹层情况，这里将给出多层软夹层地基瑞利波的一些特性。如图6所示为含两个软夹层的五层地基，也分两种情况来讨论，土的有关参数列于表3中。图6给出了两种情况地基瑞利波第一模态弥散曲线，从图中可知，第一软夹层对弥散曲线的影响与前两算例相同。而第二软夹层对弥散曲线的影响，虽然也有扭曲变化，但没有第一层那么显著，部分原因是此时波长很长，而第二软夹层厚度不大，不足以对波产生大的影响。因此难以从弥散曲线上直接估算深处土的参数。

表3.

层次 i	参数	$\beta_{i,0}/\beta_{1,0}$	系数 m	厚度 H_i (m)
1		1.0	0.3	4.0
2		1.1	0.0	1.0
3		1.3	0.2	6.0
4	(1)	1.4	0.0	1.5
	(2)	1.1		
5	(1)	1.4	0.2	∞
	(2)	1.1		

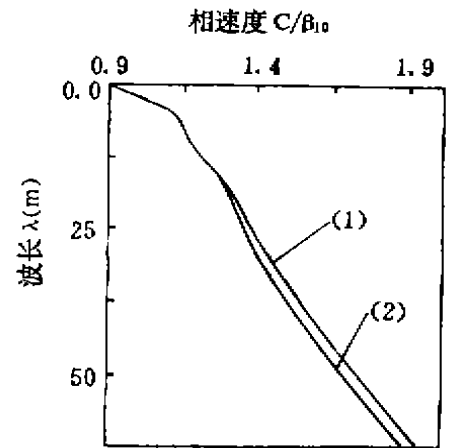


图6. 算例3瑞利波弥散曲线

结 语

本文通过对非匀质软夹层地基瑞利波弥散特性及位移分布规律进行讨论，得出如下结论：

1. 非匀质软夹层地基瑞利波具有弥散性，当波长小于最上层土厚度时，曲线与最上层土相同；曲线中第一拐点的波长为最上层土厚度的1.3倍左右，由此可计算最上层土的参数。
2. 软夹层对弥散曲线有影响。但当软夹层很深且层厚不是很大时，对弥散曲线影响很小，因此难以计算深处土参数。
3. 瑞利波位移分布规律与一般成层地基的相类似，且以第一模态波为主，这与匀质软夹层地基不同，后者波长短时将有多种高模态波出现。

参考文献

- [1] 夏唐代、陈云敏、吴世明. 匀质软夹层地基瑞利波弥散特性, 振动工程学报, 1992.
- [2] Gucunskij, N., Woods, R. d., Use of Rayleigh modes in interpretation of SASW test, Second international Conference on Recent Advances in Geotechnical Engineering and Dynamics, 1991, March, 1399-1408.

- [3] 宋裕树, 瑞利波勘探在工程勘察中的应用, 工程勘察, 1991, No.1, 67-69。
- [4] 夏唐代、陈云敏、吴世明, 利用瑞利波速度弥散特性反分析地基参数, 振动工程学报, 1991, No.4, 31-36。
- [5] 夏唐代等, Rayleigh面波的实用算法, 勘察科学技术, (待发表)。
- [6] Yunmin Chen, Tangdia Xia, Shimin Wu. A semi-infinite element method for R-wave dispersion in layered half-space, Computer Method and Advances in Geomechanics, 1991, Balkema, Rotterdam。
- [7] 夏唐代等, 地基中 Rayleigh 面波的弥散特性, 第二届华东地区岩土力学学术讨论论文集, 1992, 九江。
- [8] 陈云敏, 成层地基中的瑞利波及其谱分析测试技术, 浙江大学博士论文, 1989。
- [9] 黄嘉正等, 工程地质中瑞利波法勘探的理论初探, 物探与化探, 1991, No.4, 268-277。

中国工程建设标准化协会地基基础委员会 地基处理分委员会成立

中国工程建设标准化协会地基基础委员会地基处理分委员会成立大会于 1992年6月26日在秦皇岛市举行。该委员会是为适应我国社会主义现代化建设需要、加强地基处理标准研究与编制、协调全国地基处理标准, 促进我国地基处理标准化的发展, 提高地基处理标准的技术水平而成立的。

地基处理标准技术分委员会是全国从事地基处理标准化工作的群众性学术团体, 是政府部门联系标准化工作者的纽带和发展地基基础标准化事业的助手, 是中国工程建设标准化协会地基基础委员会的组成部分, 业务上受中国工程建设标准化协会地基基础委员会的领导。

地基处理标准技术分委员会的任务是:

1. 开展有关地基处理标准化领域的国内外学校交流和技术合作活动, 积极参加国际标准化组织的有关活动, 向有关主管部门提出制订、修订有关标准的建议;
2. 接受中国工程建设标准化协会地基基础委员会或其它有关部门的委托, 组织制订地基处理推荐性标准;
3. 组织委员会积极参与国家、行业及地方等地基处理标准的制订、修订、审查及科研工作;
4. 介绍、交流和宣传地基处理标准的基本知识和背景材料, 收集和反馈标准规范执行中的问题;
5. 开展地基处理标准方面的咨询服务;
6. 出版有关地基处理标准的学术论文;
7. 组织地基处理标准化技术培训。

第一届地基处理标准技术分委员会由来自建工、水利、冶金、铁道、交通、化工系统与各省市的科研、设计、高校、施工部门中18名地基处理专家及技术人员组成。会议推举张永钧同志为主任委员、唐业清、潘秋元同志为副主任委员, 并任命平涌潮同志为秘书长。委员(按姓氏笔划排列): 倪兴源、叶书麟、平涌潮、朱庆林、刘翼熊、李云章、张永钧、张咏梅、罗宇生、杨灿文、杨鸿贵、周国钧、唐叶清、钱焕宾、盛崇文、曾昭礼、顾晓鲁、潘秋元。

(平涌潮供稿)

强夯置换加固淤泥质粉质粘土地基 试验研究

陈友文 张孔修

(冶金部马鞍山钢铁设计研究院)

工程及场地概况

马鞍山钢铁公司2500m³高炉原料场,位于长江东南岸,紧邻马鞍山市码头,年堆存、处理和运输铁矿石和其它冶炼用原料量约615万吨。料场面积约50万m²,共有堆场8条,每条面积3.8~4.1万m²,其中矿石堆场堆料高度13m,地面荷载为325kN/m²,呈梯形分布;混匀料场堆料高度12m,地面荷载为310kN/m²,呈三角形分布。料堆之间,有大型堆取料机取料和皮带运输机进行连续作业,经过处理、分类,送到烧结厂和炼铁厂使用。

原料场原地面标高为6.5~7.0m,建成后地面整平标高为8.0m,要增加地面荷载约26kN/m²

场地属于长江河漫滩阶地,地形平坦,地层皆为第四系河流相冲积层Q₄¹,具有明显的二元结构,上部为饱和软粘土,下部为砂,越靠近长江软粘土层越厚,由于长江水流的堆积和冲刷,形成了由粘土、淤泥质粉质粘土、粉土、砂所组成的地层,其主要地层为:

1. 粘土层,黄褐色,向下渐变为灰褐色,该层厚度1.0~1.5m左右,呈湿—饱和,软塑—可塑状态,其上部为耕植层,土中孔隙肉眼可见。

2. 淤泥质粉质粘土层:灰褐—褐灰色,上部较纯,中下部常夹多层薄层粉土或粉细砂(厚度由数毫米至数厘米),越下夹层越多,为千层饼状结构,呈饱和—流塑状态,该层厚度,Ⅰ夯区约6~7m,Ⅱ夯区约7~8m,Ⅲ夯区约19m左右,在12m左右夹有一层1~5m厚的粉细砂夹层。

3. 粉土层,灰色,砂性强,含变量云母片,呈饱和—流塑状态,厚度为1~2m,主要在Ⅲ夯区。

4. 砂层,灰色,青灰色,上部以粉砂为主,而下渐变为细砂,越下面颗粒越粗,变为中粗砂,到50m左右为侏罗系(J)砂岩。砂层埋藏深度,在Ⅰ夯区为8.0m左右深度以下,Ⅱ夯区为9.0m左右深度以下,Ⅲ夯区为20.0m左右深度以下。

地基处理方案比较及选择

按照使用要求及其相应地面堆载,对场地地基进行地基强度、沉降及稳定性验算,都达不到使用要求,由此确认了地基必须处理。

在荷载大、堆载面积大，堆载速率又快、施工期限又短的条件下，该工程的地基处理在技术上是比较复杂的；又由于工程的重要性、投资相当大，处理得当与否，对于工程质量能否保证、时间上是否允许，经济上是否合理等，都是事关重大，要求必须妥善进行。

先后对碎石桩加固法、砂桩加固法及强夯加固法等进行多方案比较。

碎石桩可以提高地基承载力，减少地基沉降量，还可提高土体的抗剪强度，它的材料是碎石，但费用却很高，地区价格仅次于混凝土桩，还存在如下问题：在软粘土中是否出现不能成形问题；桩长远超过7m，施工工效低；淤泥质粉质粘土的排水固结时间长；碎石桩间距约2m左右，要承载约1300kN，如由复合地基承载，则其沉降量必大，如由桩身承受，很可能鼓形破坏。如此大的荷载殊不相宜。

砂桩法，国内有先例，从上到外，呼声很高。采用砂桩法，对设计者而言，有先例可援，即使将来也同样下沉1~2m，也能免担干系。

强夯法有如下优点：

1. 施工机具简单；
2. 工效快，效果显著；
3. 不需要建筑材料；
4. 在钢铁厂内，有大量废钢渣、废矿渣、开山废石料可供利用，变废为利；
5. 适用土质广；
6. 加固深度随着夯击能量的增大而加深；
7. 与其它地基处理方案相比，费用低廉。

强夯法的关键在于对厚度自六米到十多米的饱和淤泥质粉质粘土是否能奏效，一般资料都对强夯法加固饱和软粘土持保留态度，也有不少单位强夯失败的讯息。但也了解到有的工程加强排水系统，进行置换，增大夯击能量，使强夯取得了良好的效果。

与砂桩法进行经济比较结果，强夯法可节约四至五仟万元之巨。

强夯使地基土大面积振压密实，如果措施得当，用于大面积堆载的原料场，实为最优地基处理方案，定能大幅度提高地基承载力，大幅度降低沉降量。

地基处理方案就这样决定了，采用强夯，再辅以可靠的排水措施和矿渣置换，在实施的措施中，采取了细致周密的方案，避免在实施过程中出现差错。

强夯试验步骤及测试项目

由于原料场面积很大，先进行小面积的试验，取得所需数据及强夯效果后，再应用于大面积。

针对原料场地层及堆料的特点，确定六块试验区，分成三区，每区两块，每块面积28m×28m，试验区总面积4700m²，约占夯区总面积的1%。

试验强夯是按下列工序进行的：

进场——整平场地、铲草皮——挖排水沟、按装降水井管、插塑料排水板——按装、调试监测装置——垫层、整平、监测——单点夯、配以监测——第一遍夯，配以监测、填料整平——停歇——第二遍夯、配以监测、填料整平——停歇——第三遍夯（包括点夯和

加点夯)、配以监测、填料整平——停歇——满夯(平夯)、配以监测——清场。

测试内容主要有:

1. 最佳夯击能、夯距、夯击次序、夯击遍数及间歇时间;
2. 强夯有效影响深度;
3. 地层竖向压应力及侧向挤压应力;
4. 超孔隙水压力增长和消散情况;
5. 测定井管降水、塑料排水板排水效果;
6. 土层压缩、地面沉降及隆起;
7. 填料选用及最佳级配;
8. 夯后再进行工程地质勘探,重新取得地基土的物理力学指标,以资比较;
9. 夯前夯后各进行大压板静载试压;
10. 夯后进行大面积剪切试验;
11. 渣层置换效果;
12. 地层剪切波速;
13. 地下水与强夯的关系;
14. 强夯引起的地面振动对建筑物的影响等。

夯前夯后效果对比

对比的内容及篇幅很多,仅择要简单扼要介绍如下:

1. 夯前夯后工程地质资料对比

将试验Ⅱ区的地基土层变化对比见图1

- (1) 原来地表层的可塑、软塑粘土已消失被渣层所替代;
- (2) 原来淤泥质粉质粘土(流塑)土层,从上至下分别为渣层、粉质粘土(可塑)、粉质粘土(软塑)所替代,淤泥质土已消失;
- (3) 原来淤泥质粉质粘土中夹层的粉砂,由松散变为稍密;
- (4) 在原来淤泥质粉质粘土层底标高以下,土层性质改变不显著,这个标高在原来天然地面以下9.1m,在夯后地面以下约10.5m左右;
- (5) 从夯后地质剖面来看,夯点下和夯点间的土层改善程度与深度基本一致;
- (6) Ⅲ区改善程度不及Ⅱ区,其原因有三: i) 淤泥质粉质粘土(流塑)厚约20m左右,不能发挥双向排水固结作用; ii) 未设置排水板,对于向上竖直排水不利; iii) 强夯加固有效深度从原天然地面以下约9m,达不到淤泥质粉质粘土的下段;
- (7) 渣层置换深度,从夯后地面算起约5m;

从夯前后图1对比来看,淤泥层消失,上部形状5m厚的置换硬层,原9m以上土层都得到较大改善,其效果是理想的,结合以下的对比指标,总起来看,超过了原先预期的效果。

2. 夯前夯后大面积静载试压对比

静载的荷载板 $3\text{m} \times 3\text{m}$,用钢锭加载,夯前原状土的静载试验数据见表1。

标高 (m)	II区夯前			IIA夯后			IIB夯后		
	地层 编号	土层 名称	层底 深度 (m)	地层 编号	土层 名称	层底 深度 (m)	地层 编号	土层 名称	层底 深度 (m)
		天然地面6.90	0.00		夯后地面 8.46	0.00		夯后地面 8.50	0.00
		粘土(可塑)	0.84		渣层 (稍密)	1.38		渣层 (稍密)	1.03
5.00	1	粘土(软塑)	1.55	1'	渣层 (中密)	4.27	1'	渣层 (中密)	4.11
		淤泥质 粉质粘土 (流塑)	5.22		渣层 (稍密)	5.14	2	渣层 (稍密)	4.80
	2			2	粉质粘土 (可塑)	6.91	2	粉质粘土 (可塑)	6.79
	夹层	粉砂(松散)	5.80	夹层	粉砂(稍密)	7.76	夹层	粉砂(稍密)	7.85
0.00		淤泥质 粉质粘土 (流塑)	9.10		粉质粘土 (可塑)	8.06	2	粉质粘土 (软塑)	10.25
	2			2	粉质粘土 (软塑)	10.47			
		粉砂 (松散)	10.38		粉砂 (松散)	11.68		粉砂 (松散)	11.80
	4	粉砂 (稍密)	11.71						
-5.00		粉土 (流塑)	12.81	4	粉砂 (稍密)		4	粉砂 (稍密)	
	夹层	粉砂(稍密)	13.30						

II区夯前夯后各地基土层变化比较

图1

夯前 $3\text{m} \times 3\text{m}$ 静载试验数据表

表1

级数	加压总荷载 kN	单位面积荷载 kPa	累计沉降 mm
1	100	11.1	1.6
2	300	33.3	18.6
3	500	55.6	64.8
4	600	66.7	94.4
5	700	77.8	120.1
6	800	88.9	164.1
7	1000	111.1	220.5

加载至第7级,总荷载为1000kN时,地基土已呈破坏状态,此时单位面积111.1kPa,仅及将来使用荷载的1/3,其累计沉降量已达220.5mm,显然天然地基不能满足使用要求。遂中止试压。

夯后ⅡA区 $3\text{m} \times 3\text{m}$ 静载试验结果见表2。

夯后 $3\text{m} \times 3\text{m}$ 静载试验数据表

表2

级数	加压总荷载 kN	单位面积荷载 kPa	累计沉降 mm
1	540	60	5.20
2	810	90	6.71
3	1080	120	10.23
4	1350	150	15.11
5	1620	180	22.57
6	1890	210	25.53
7	2160	240	30.35
8	2430	270	34.48
9	2700	300	39.61
10	2970	330	44.78
11	3240	360	49.59
12	3510	390	57.33
13	3780	420	62.82
14	4050	450	72.59
15	4320	480	81.90
16	4590	510	93.78
17	4860	540	102.29

表2中的第10级,单位面积荷载330kPa,相应于将来的使用荷载,其累计沉降量只有44.78mm,而夯前在111.1kPa下已达220.5mm,预计夯后的沉降量只及夯前的5%以下,甚至夯前天然土达到第17级荷载,早已超过土的极限承载力而破坏了。

从工程上来说,有了地质勘察和静载试压这两种对比结果,问题已是解决了。原先存

在的疑虑已顿然冰释了，原先犹豫的也转变为支持。但从工程技术的角度来看，下面的许多对比结果，仍然是重要的。

限于本文篇幅，后面仅作图表对比。

3. 地基承载力及压缩模量对比见表3。

地基承载力及压缩模量对比表

表3

夯区	土壤名称		状态		承载力标准值 f_k (kPa)		E_s (MPa) $P = 100 \sim 200$ kPa	
	夯前		夯后		夯前	夯后	夯前	夯后
	土壤名称	状态	土壤名称	状态				
I	粘土	可塑	流层	稍密	117.6	220~240	3.7	13.5~15.0
		软塑		中密	98	300~320	3.0	20.5~22.0
	淤泥质粉质粘土	流塑	粉质粘土	可塑	90	160~170	3.0	5.5
				软塑		120		4.0
	粉土夹层	流塑	粉土夹层	软塑	120	140	4.5	5.5
	粉砂	松散	粉砂	松散	110	110	11.0	11.0
稍密		稍密		130	130	13.0	13.0	
II	粘土	可塑	流层	稍密	117.6	225~270	3.7	14.5~17.5
		软塑		中密	98	315~335	3.0	21.3~23.5
	淤泥质粉质粘土	流塑	粉质粘土	可塑	90	180~190	3.0	6.0~6.5
				软塑		120~130		4.0~4.5
	粉砂夹层	松散	粉砂夹层	稍密	110	130	11.0	13.0
	粉砂	松散	粉砂	松散	110	110	11.0	11.0
稍密		稍密		130	130	13.0	13.0	
III	粘土	可塑	流层	稍密	117.6	185~260	3.7	11.0~16.5
		软塑		中密	98	310~320	3.0	21.0~22.0
	淤泥质粉质粘土	流塑	粉质粘土	软塑	90	120	3.0	4.0
			淤泥质粉质粘土	流塑		90	3.0	3.0
	粉砂夹层	松散	粉砂夹层	松散	110	110	11.0	11.0
	粉土	流塑	粉土	流塑	120	120	4.5	4.5

4. 地基滑动稳定性计算对比

地基的滑动稳定性计算，用稳定安全系数

$$K = \frac{\text{抗滑力矩}}{\text{滑动力矩}} \geq 1.2$$

地基土抗剪强度标准值对比表

表6

地 层 号	土壤名称和状态				三轴剪力试验										直剪固快					
	名称	状态	名称	状态	不固结不排水 (UU)				固结不排水 (总应力)				固结不排水 (有效应力)		ϕ (°)		C(kPa)			
					ϕ_u (°)	C_u (kPa)	ϕ_u (°)	C_{cu} (kPa)	ϕ' (°)	C' (kPa)										
	夯前		夯后		夯前	夯后	夯前	夯后	夯前	夯后	夯前	夯后	夯前	夯后	夯前	夯后	夯前	夯后		
1	粘土		渣层	中密稍密												40		45		
2	淤泥质粘土	流塑	粉质粘土	可塑	6		50		20		30		30		14		22		30	
			粘土	软塑	2	4	16	35	18	18	16	25	30	30	4	10	18	20	12	20
			淤泥质粉质粘土	流塑	2		16		16		16		30		4		18		12	
粉土(夹层)	流塑	粉土(夹层)	软塑	5	6	20	20	22	24	10	12	32	32	6	10	28	30	6	10	
3	粉砂(夹层)	松散	粉砂	松散	28	0	0	30	0	0	34	0	0	0	0	30	0	0		
			粉砂	稍密	30	0	0	32	0	0	34	0	0	0	0	30	0	0		
4	粉砂	稍密	粉砂	稍密	30	30	0	0	32	32	0	0	34	34	0	0	32	32	0	0

附注：渣层的直剪固结快剪指标由现场大面积剪切试验确定

渗透系数对比表(室内)

表7

夯 区	土壤名称及状态				竖直方向 10^{-7} cm/s						水平方向 10^{-7} cm/s					
	名称	状态	名称	状态	$p=100$ kPa		$p=200$ kPa		$p=300$ kPa		$p=100$ kPa		$p=200$ kPa		$p=300$ kPa	
					夯前	夯后	夯前	夯后	夯前	夯后	夯前	夯后	夯前	夯后	夯前	夯后
IA	淤泥质粉质粘土	流塑	粉质粘土	可塑	2.51		1.69		0.91		2.71		2.68		1.45	
				软塑	2.33		1.17		0.68		2.11		1.19		0.74	
IB	淤泥质粉质粘土	流塑	粉质粘土	可塑	2.51		1.69		0.91		2.71		2.68		1.45	
				软塑	2.42		1.13		0.55		2.25		1.18		0.57	
IIA	淤泥质粉质粘土	流塑	粉质粘土	可塑	2.44		1.67		1.02		2.55		2.21		1.12	
				软塑												
IIB	淤泥质粉质粘土	流塑	粉质粘土	可塑	2.44		1.67		1.02		2.55		2.21		1.12	
				软塑	2.5		1.27		0.73		1.93		0.09		0.57	
III A	淤泥质粉质粘土	流塑	粉质粘土	可塑	3.41		1.77		1.03		2.65		2.62		1.35	
				软塑	2.32		1.34		0.82		2.62		1.48		0.96	
III B	淤泥质粉质、粘土	流塑	粉质粘土	可塑	2.28		1.52		0.89		2.93		2.48		1.49	
				软塑	3.57		1.37		0.67		2.67		1.48		0.86	

8. 十字板剪力试验对比见表8

夯 区	夯 前		夯 后		原状十字板 S_u (kPa)		
	名 称	状 态	名 称	状 态	夯 前	夯 后	
						夯 点 下	夯 点 间
I	淤泥质	流塑	粉质粘土	可塑	42.90	84.7	127.6
	粉质粘土	流塑		软塑	42.90	121.33	148.23
II	淤泥质	流塑	粉质粘土	可塑	49.11	144.54	121.24
	粉质粘土	流塑		软塑	49.11	136.77	136.25
III	淤泥质	流塑	粉质粘土	软塑	50.11	77.15	108.23
	粉质粘土	流塑	淤泥质粉质粘土	流塑	50.11	71.27	84.15

9. 静力触探对比见表9。

夯 区	夯 前		夯 后		锥端阻力 q_c (MPa)			侧摩阻力 q_s (MPa)		
	名 称	状 态	名 称	状 态	夯 前	夯 后		夯 前	夯 后	
						夯 点 下	夯 点 间		夯 点 下	夯 点 间
I A	淤泥质	流塑	粉质粘土	可塑	0.53	1.1	1.16	0.013	0.029	0.025
	粉质粘土	流塑		软塑	0.53	1.08	0.98	0.013	0.028	0.023
II A	淤泥质	流塑	粉质粘土	可塑	0.44	1.33	1.42	0.013	0.028	0.030
	粉质粘土	流塑		软塑	0.44	0.96	1.16	0.013	0.023	0.028
III A	淤泥质	流塑	粉质粘土	软塑	0.53	1.05	0.81	0.016	0.027	0.026
	粉质粘土	流塑	淤泥质粉质粘土	流塑	0.53	0.86	0.85	0.016	0.019	0.019

10 标贯锤击数 $N_{63.5}$ 对比见表10

标贯锤击数 $N_{63.5}$ 对比表

表10

夯 区	夯 前		夯 后		标贯锤击数 $N_{63.5}$			
	名 称	状 态	名 称	状 态	A 区		B 区	
					夯 前	夯 后	夯 前	夯 后
I	淤泥质 粉质粘土	流塑	粉质粘土	可塑	1.4	9.0	1.4	8
		流塑		软塑	1.4	5.6	1.4	7
II	淤泥质 粉质粘土	流塑	粉质粘土	可塑	1.7	9.0	1.7	11.1
		流塑		软塑	1.7	5.5	1.7	6.6
III	淤泥质 粉质粘土	流塑	粉质粘土	软塑	1.5	2.5	1.6	3.5
		流塑	淤泥质 粉质粘土	流塑	1.5	2.8	1.5	2.5

11. 有效夯实系数 β 与击数 N 的关系见图2。

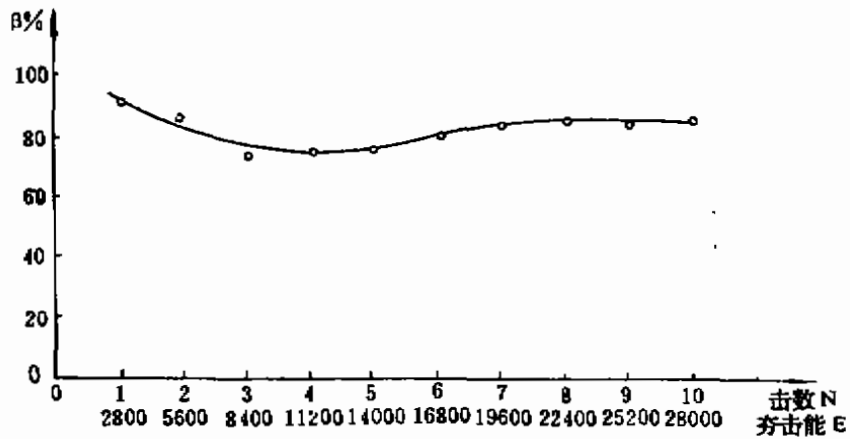


图2 IIIA区有效夯实系数 β 与击数 N 的关系图

12. 单点夯时超孔隙水压力增量与击数关系图见图 3

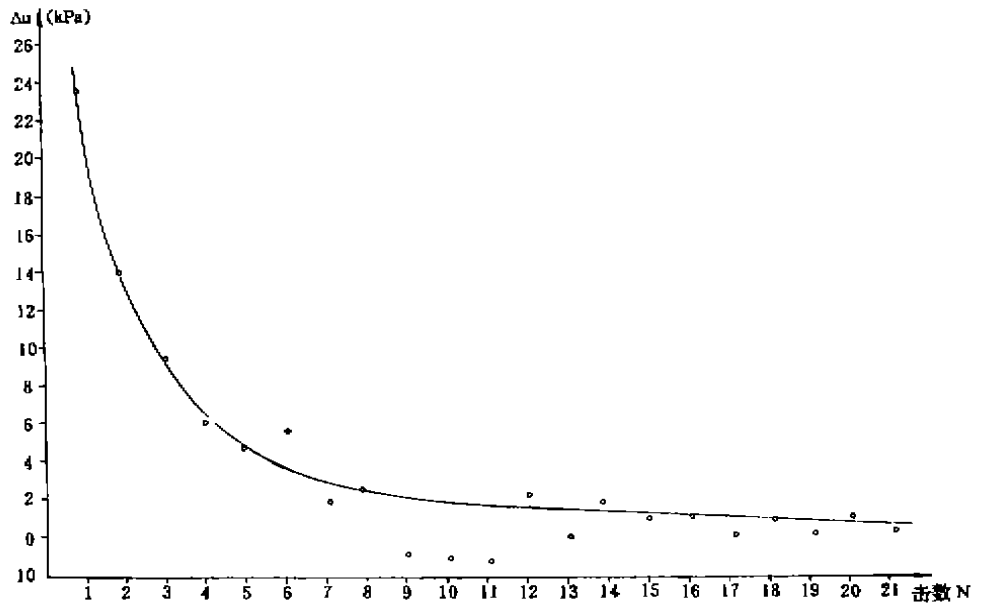


图 3 IA区单点夯时超孔隙水压力增量(ΔU)与击数(N)关系图

13. 单点夯时超孔隙水压力沿深度分布见图 4

14. 单点夯时竖向压应力与击数N关系见图 5。

15. 单点夯时竖向压应力沿深度分布见图 6。

16. 单点夯时超孔隙水压力与水平距离关系见图 7。

17. 单点夯时挤压应力、有效应力和超孔隙水压力沿深度关系见图 8。

18. 单点夯时挤压应力与击数关系见图 9。

19. 单点夯时挤压应力沿深度分布见图 10。

20. 单点夯时夯坑夯沉量与地表隆起量见图 11。

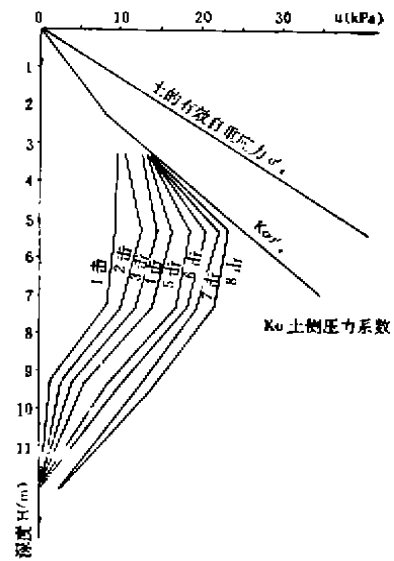


图 4 III B区单点夯时超孔隙水压力(U)沿深度(H)分布图

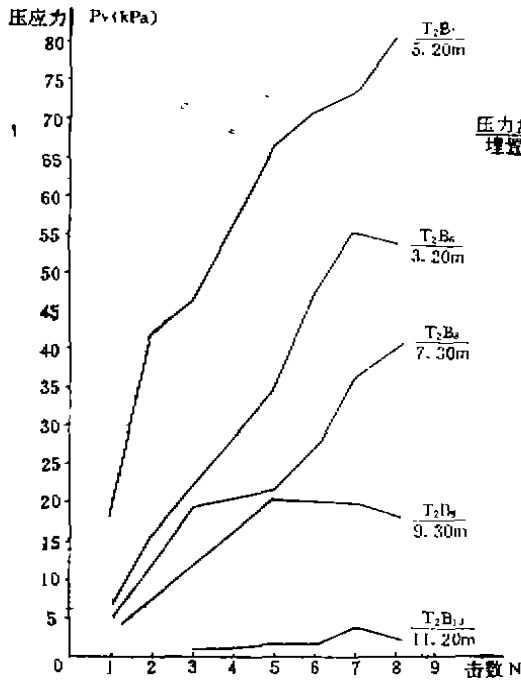


图5 III B区单点夯时竖向压应力(P_v)与击数(N)关系图

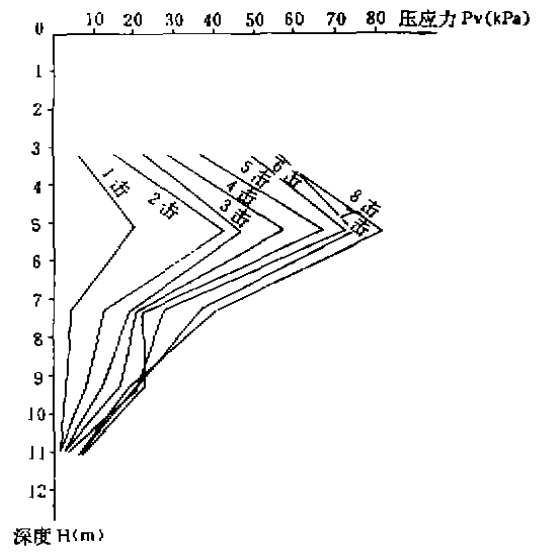


图6 II B区单点夯时竖向压应力(P_v)沿深度(H)分布图(夯区内)

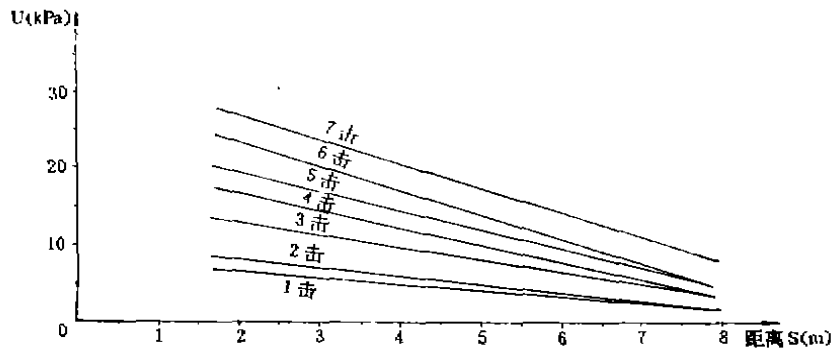


图7 II B区单点夯超孔隙水压力(U)与水平距离(S)关系图

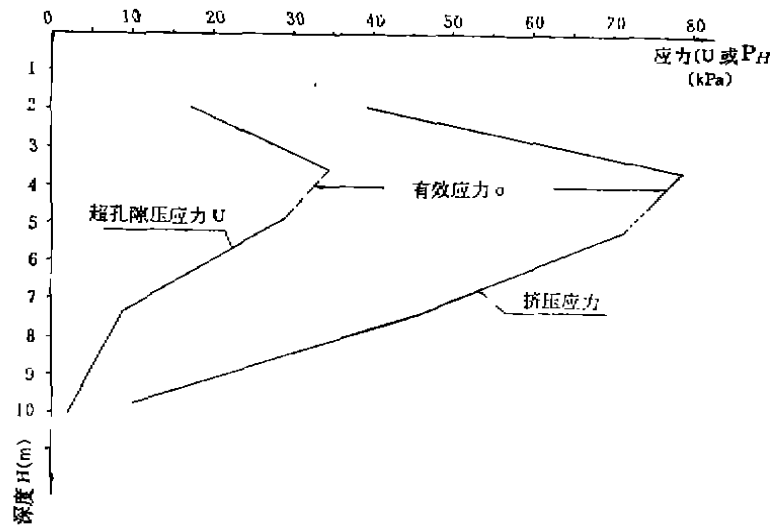


图8 II B区单点夯时挤压应力、有效应力和超孔隙水压力沿深度关系图

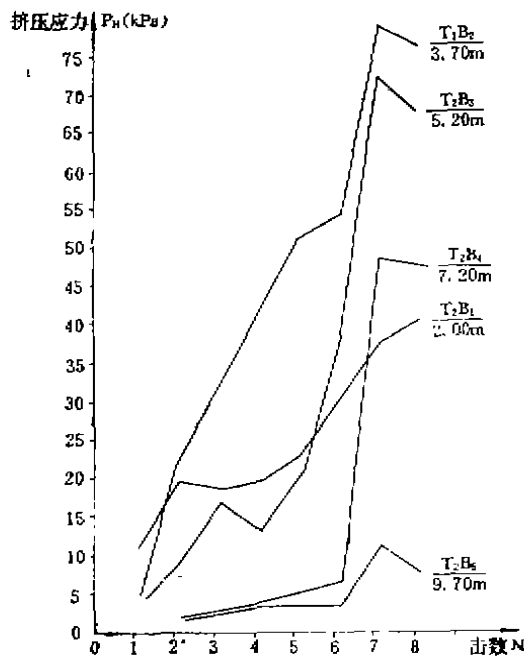


图9 II B区单点夯时挤压应力与击数关系图(夯区外)

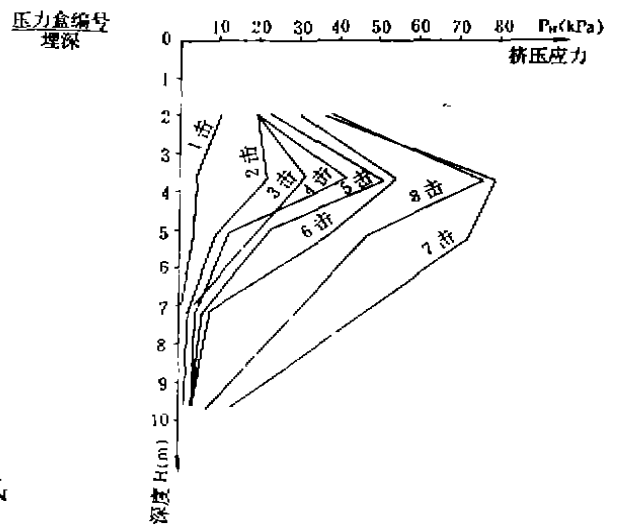


图10 单点夯时挤压应力沿深度分布图

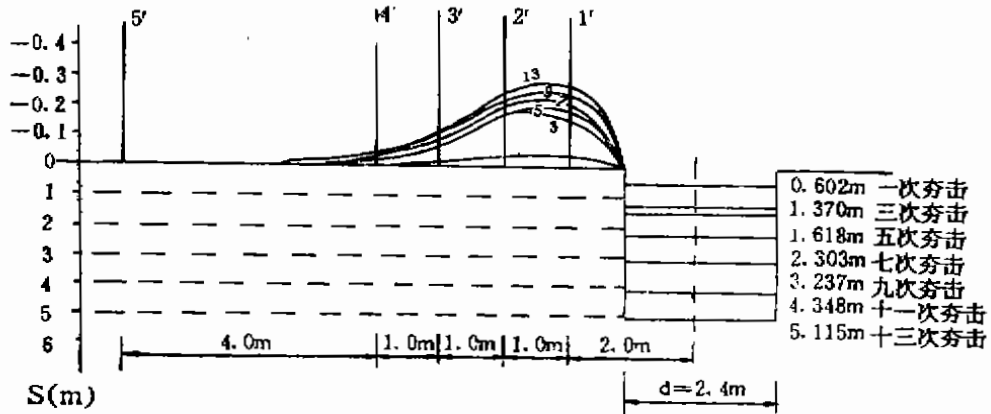


图11 单点夯坑夯沉量与地表隆起量图

21. 渣层承载力和压缩模量见表11

用 N_{120} 确定的渣层承载力和压缩模量值

表11

夯品	土壤名称	状态	N_{120}		承载力[R] (kPa)		压缩模量 E_c (MPa)	
			夯点下	夯点间	夯点下	夯点间	夯点下	夯点间
IA	渣层	稍密	3.0	3.2	220	230	14.0	14.5
		中密	8.7	6.7	310	300	21.5	20.5
IB	渣层	稍密	3.4	2.9	240	220	15.0	13.5
		中密	9.5	7.0	320	310	22.0	20.5
IIA	渣层	稍密	3.5	3.5	240	240	15.0	15.2
		中密	11.3	8.1	330	315	23.0	21.3
IIB	渣层	稍密	3.2	4.3	225	270	14.5	17.5
		中密	12.6	11.9	335	330	23.5	23.0
IIIA	渣层	稍密	2.6	2.0	210	185	12.5	11.0
		中密	9.0	7.5	320	310	22.0	21.0
IIIB	渣层	稍密	3.0	4.0	220	260	13.5	16.5
		中密	9.7	10.0	320	320	22.0	22.0

22. 夯前夯后地下水的变化

夯前夯后的地下水有三点变化:

- (1) 地下水位提高1m左右(相应地面抬高1.5m左右);
- (2) 从野外看, 夯前地下水自然澄清后为无色、透明; 夯后地下水自然澄清后为淡绿色;
- (3) 地下水的化学成份发生变化, 见表12。化学成份的变化, 可能是由大量回填矿渣、钢渣所致。

夯前、夯后地下水化学成份检验对比表

表12

对比项目		对比值					
		毫克/升		毫克当量/升		PH	
		夯前	夯后	夯前	夯后	夯前	夯后
PH值						6.9~7.1	>12
阳离子	Ca ⁺⁺	80.2~216.4	365.7~460.9	4.00~10.80	18.35~23.00		
	Mg ⁺⁺	23.1~51.7	3.0~6.1	1.90~4.25	0.25~0.50		
阴离子	Cl [']	18.0~51.4	21.0~42.6	0.50~1.45	0.60~1.20		
	SO ₄ ["]	26.0~448.0	260.0~400.0	0.54~9.33	5.41~8.33		
	HCO ₃ [']	409.0~583.0	0	6.70~9.55	0		
总碱度				6.70~9.55	21.90~28.35		
酚酞碱度				0.00~0.00	21.30~26.95		
总硬度				5.90~15.05	18.50~23.50		
碳酸盐硬度				5.90~7.55	18.50~23.50		
非碳酸盐硬度				0.00~8.35	0.00~0.00		
总矿化度				17.20~33.86	62.04~64.30		
游离CO ₂		66.0~94.0	0				
侵蚀CO ₂		0.0~0.0	0.0~19.4				

对强夯法处理淤泥质土的几点体会

1. 强夯时单击有一定的夯击能量，有可靠的排水措施，再辅以置换，在夯击能的有效深度以内，对于处理淤泥质土是可行的。
2. 本工程试验采用16t锤，单击夯击能为2800kN·m，有效加固深度约为9m左右。
3. 排水措施包括竖向排水，和水平向排水，二者配合，效果很好，在现场可以听到很响的排水声，采用塑料排水板的排水效果很好，大大缩短渗透距离，且不易被挤坏。夯而不排，对淤泥质土将难以奏效。
4. 矿渣置换能使靠近地表形成约5米厚的硬层，挤淤功能显著，对于提高承载力、减少沉降，厥功匪小；在夯坑内随夯随填，还能免于吸锤。
5. 强夯宜辅以监测，这样对工程质量有保证，心中有数。若仅着眼于解决工程问题，监测内容可仅择要进行，以节省费用。
6. 强夯场地必须离居民区有一定距离，对于破旧民房，宜事先采取必要措施，以使强夯顺利进行。

复合地基引论(四)

龚晓南

(浙江大学岩土工程研究所)

复合地基沉降计算模式

目前,复合地基沉降计算理论还不成熟,正在发展之中。不少学者结合自己的工程实践经验提出了一些实用沉降计算方法。在这些方法中,通常把复合地基沉降量分为二部分:(1)加固区土层压缩量 S_1 ; (2)加固区下卧层压缩量 S_2 。复合地基总沉降量 S 可表示为(图1)

$$S = S_1 + S_2 \quad (1)$$

在各类实用计算方法中,下卧层压缩量 S_2 大都采用分层总和法计算,加固区压缩量 S_1 则针对各类复合地基的特点采用一种或几种计算方法计算。

复合地基沉降计算也可采用有限单元法计算。在几何模型处理上大致可以分为二类:一类在单元划分上把单元分为二种,增强体单元和土体单元。增强体单元如桩体单元,土工织物单元等。并根据需要在增强体单元和土体单元之间设置或不设置界面单元。另一类是在单元划分上把单元分为加固区复合土体单元和非加固区土体单元,复合土体单元采用复合土体材料参数。

对于具有较好透水性的纵向增强体形成的复合地基,如碎石桩复合地基,砂桩复合地基等,可采用常用的砂井固结理论计算复合地基的沉降与时间关系。一般情况下,复合地基固结分析可采用Biot固结理论有限单元法。

下面先介绍实用计算方法中加固区土层压缩量 S_1 的几种主要计算方法,然后介绍下卧层压缩量 S_2 的计算方法。在介绍 S_2 的计算方法时,主要介绍下卧层上作用荷载的计算。

1. 加固区土层压缩量 S_1 的计算方法

(1) 复合模量法(Ec法)

将复合地基加固区中增强体和基体两部分视为一复合土体,采用复合压缩模量 E_c 来评价其压缩性。采用分层总和法计算加固区压缩量 S_1 。其表达式为

$$S_1 = \sum_{i=1}^k \frac{\Delta p_i}{E_{cs_i}} H_i \quad (2)$$

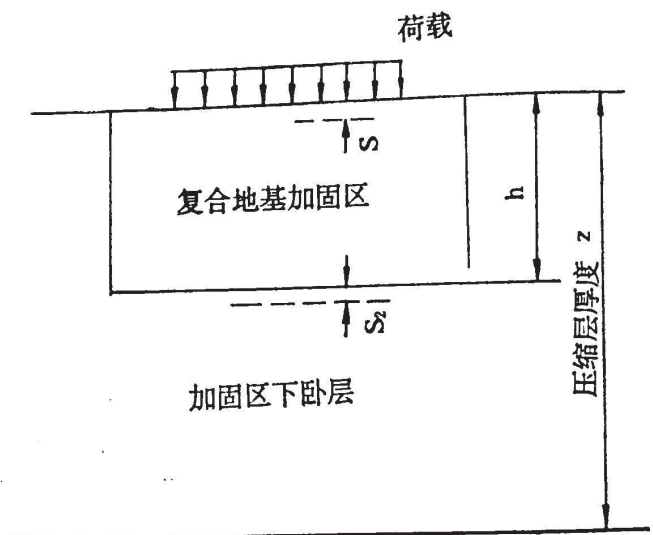


图1 复合地基沉降

式中 Δp_i ——第 i 层复合土体上附加应力增量,
 H_i ——第 i 层复合土的厚度。

纵向增强体复合地基复合土体压缩模量 E_{cs} 通常采用面积加权平均法计算, 即

$$E_{cs} = mE_{ps} + (1 - m)E_{ss} \quad (3)$$

式中 E_{ps} 、 E_{ss} ——分别为桩体和桩间土体压缩模量,
 m ——复合地基置换率。

复合模量也可以通过复合土体室内试验确定。

(2) 应力修正法 (E_s 法)

在采用应力修正法计算压缩量时, 根据桩间土分担的荷载, 按照桩间土的压缩模量, 忽略增强体的存在, 采用分层总和法计算加固区土层的压缩量。

纵向增强体复合地基中桩间土分担的荷载 p_s 为

$$p_s = \frac{p}{1 + m(n - 1)} = \mu_s p \quad (4)$$

式中 p ——复合地基平均荷载密度,
 μ_s ——应力减小系数或称应力修正系数,
 n 和 m ——分别为桩土应力比和置换率。

复合地基加固区土层压缩量 S_1 表达式为

$$S_1 = \sum_{i=1}^k \frac{\Delta p_{si}}{E_{si}} H_i = \mu_s \sum_{i=1}^k \frac{\Delta p_i}{E_{si}} H_i = \mu_s S_{1s} \quad (5)$$

式中 S_{1s} ——未加固地基在荷载 p 作用下相应厚度内的压缩量。

(3) 桩身压缩量法 (E_p 法)

在荷载作用下, 若桩体不会发生桩底端刺入下卧层的沉降变形, 则可以通过计算桩身的压缩量来计算加固区土层的压缩量。

在桩身压缩量法中根据作用在桩体上的荷载和桩体变形模量计算桩身压缩量 S_p , 并将桩身压缩量作为加固区土层压缩量 S_1 。

纵向增强体复合地基桩体分担的荷载 p_p 为

$$p_p = \frac{np}{1 + m(n - 1)} = \mu_p p \quad (6)$$

式中 μ_p ——应力集中系数, $\mu_p = \frac{n}{1 + m(n - 1)}$ 。

若桩侧摩阻力为平均分布, 桩底端端承力密度为 p_{b0} , 则桩身压缩量为

$$S_1 = S_p = \frac{(\mu_p p + p_{b0}) l}{2E_p} \quad (7)$$

式中 l ——桩身长度, 也等于加固区厚度 h ;

E_p ——桩身材料变形模量。

若桩侧摩阻力分布不是均匀分布, 则需先计算桩身应力沿深度 z 的变化情况, 再进行

积分, 可得到桩身压缩量。计算中也可考虑桩身变形模量沿桩长方向的变化。压缩量 S_1 的表达式为

$$S_1 = S_p = \int_0^l \frac{p_p(z)}{E_p(z, p)} dz \quad (8)$$

式中 $p_p(z)$ ——桩身应力沿深度 z 变化的表达式;

$E_p(z, p)$ ——桩身变形模量, 可以是深度 z 和桩身应力的函数。

2. 下卧层土层压缩量 S_2 的计算方法

下卧层土层压缩量 S_2 的计算常采用分层总和法计算, 即

$$S_2 = \sum_{i=1}^k \frac{\Delta p_i H_i}{E_{s_i}} \quad (9)$$

式中 Δp_i ——第 i 层附加应力增量。

E_{s_i} ——第 i 层土层压缩模量;

H_i ——第 i 层土层厚度。

在计算下卧层土层压缩量 S_2 时, 作用在下卧层上的荷载是比较难以精确计算的。目前在工程应用上, 常采用下述几种方法计算。

(1) 应力扩散法

将复合地基视为双层地基, 由加固区土层和下卧层土层组成。复合地基上作用荷载 p , 通过加固区土层, 应力扩散角为 β , 作用在下卧层上的荷载 p_b 计算式如下式所示

$$p_b = \frac{BDp}{(B + 2htg\beta)(D + 2htg\beta)} \quad (10)$$

式中 B 和 D ——分别为荷载作用宽度和长度;

h ——复合地基加固区厚度。

对平面应变情况, 式10可改写为

$$p_b = \frac{Bp}{(B + 2htg\beta)} \quad (11)$$

(2) 等效实体法

将复合地基加固区视为一等效实体, 作用在下卧层上的荷载作用面与作用在复合地基上的相同, 如图3所示。在等效实体四周作用有侧摩阻力, 设其密度为 f , 则下卧层上荷载密度 p_b 可用下式计算:

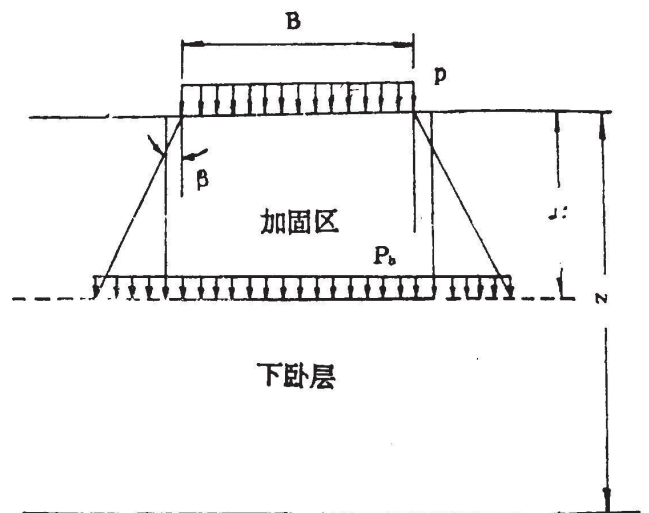


图2 应力扩散法

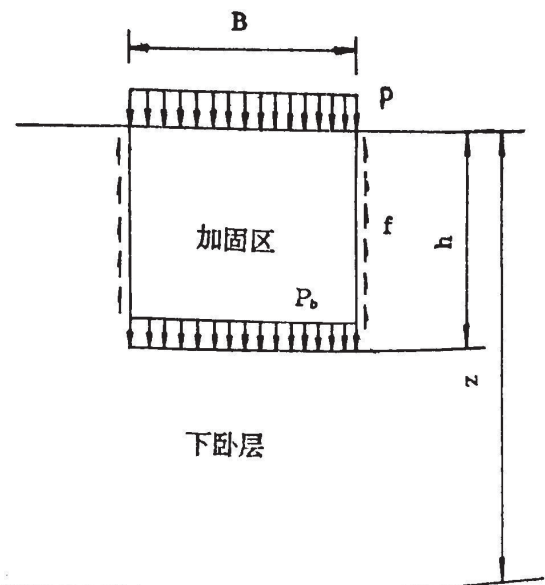


图3 等效实体法

$$p_b = \frac{BDp - (2B + 2D)hf}{BD} \tag{12}$$

式中 B 和 D ——分别为荷载作用面宽度和长度;
 h ——加固区厚度。

对平面应变情况, 式12可改写为

$$p_b = p - \frac{2hf}{B} \tag{13}$$

(3) 当层法

林孔镗(1984)建议采用Покровский当层法计算复合地基在荷载作用下地基中的附加应力。当层法原理图如图4所示。加固层复合土体模量为 E_c , 下卧层土体模量为 E_s , 则将加固层换算成与下卧层模量相同的土层时, 其相当层厚度为

$$h_1 = h\sqrt{E_c/E_s} \tag{14}$$

均质地基中, 集中力 p 作用线上距离地基表面作用点距离为 d 处的竖向应力为

$$\sigma_z = \frac{3p}{2\pi d^2} \tag{15}$$

采用当层法计算图4中A点的竖向应力为

$$\sigma_z = \frac{3p}{2\pi(z + h\sqrt{E_c/E_s})^2} \tag{16}$$

类似地可以采用当层法计算复合地基上作用矩形或条形均布荷载时地基中的附加应力。

在采用分层总和法计算下卧层土层压缩量时, 可采用当层法计算土层中附加应力。

(4) 改进Geddes法

黄绍铭等(1991)建议采用下述方法计算下卧层中应力。复合地基总荷载为 P , 桩体承担 P_p , 桩间土承担 $P_s = P - P_p$ 。桩间土承担的荷载 P_s 在地基中所产生的竖向应力 $\sigma_{z,ps}$, 其计算方法和天然地基中应力计算方法相同。桩体承担的荷载 P_p 在地基中所产生的竖向应力采用Geddes法计算。然后叠加两部分应力得到地基中总的竖向应力。再采用分层总和法计算下卧层土层压缩量 S_2 。

Geddes, S.D.(1966)将长度为 L 的单桩在荷载 Q 作用下对地基土产生的作用力, 近似地视作如图5所示的桩端集中力 Q_p , 桩侧均匀分布的摩阻力 Q_r 和桩侧随深度线性增长分布的摩阻力 Q_t 等三种形式荷载对地基产生作用力的组合。Geddes根据弹性理论半无限体中作

$$\sigma_{z,Q} = \sigma_{z,Q_p} + \sigma_{z,Q_r} + \sigma_{z,Q_t} = Q_p K_p / L^2 + Q_r K_r / L^2 + Q_t K_t / L^2 \tag{17}$$

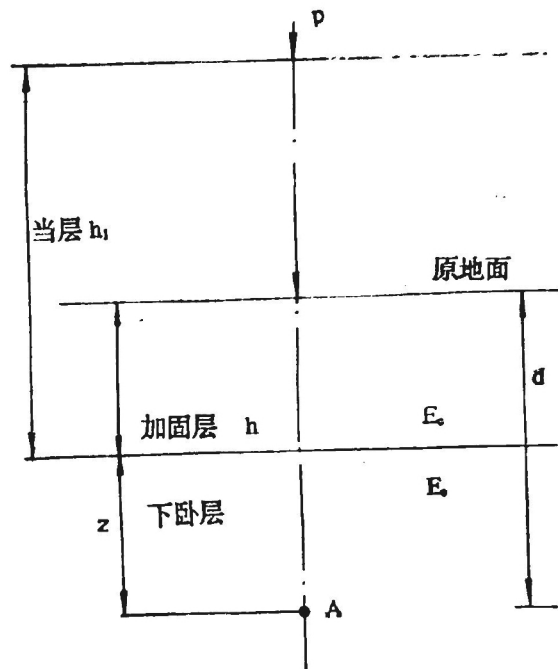


图4 当层法

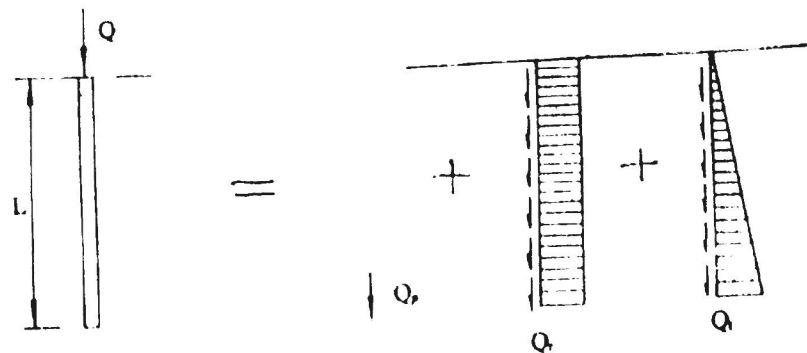


图5 单桩荷载分解为三种型式荷载的组合

式中 K_p 、 K_r 和 K_t ——竖向应力系数。其表达式较繁冗，详见文献(Geddes, 1966)
 对于由 n 根桩组成的桩群，地基中竖向应力可对这 n 个桩逐根采用式17计算后叠加求得
 由桩体荷载 P_p 和桩间土荷载 P_s 共同产生的地基中竖向应力表达式为

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^k (\sigma_{z, Q_{pi}} + \sigma_{z, Q_{ri}} + \sigma_{z, Q_{ti}}) + \sigma_{z, P_s} \quad (18)$$

刚性桩复合地基沉降计算

通常，刚性桩复合地基的置换率比较小，而桩土应力比比较高。例如疏桩复合地基桩距通常大于6倍桩径，复合地基置换率等于2%左右，桩土应力比介于20~100之间。桩体复合地基中，加固区桩间土的竖向压缩量等于桩体的轴向压缩量和桩端刺入下卧层的桩端沉降量之和。对刚性桩复合地基，桩体的轴向压缩量很小，可以忽略。于是，加固区桩间土竖向压缩量等于桩端刺入下卧层土层中的桩端沉降量。由于置换率较低，在荷载作用下，桩的承载力一般能得到充分发挥，达到极限工作状态。

刚性桩复合地基加固区压缩量 S_1 既可通过计算桩端刺入下卧层的沉降量得到，也可通过计算加固区桩间土竖向压缩量得到。

刚性桩复合地基加固区桩间土压缩量可采用前述的应力修正法(E_s 法)计算。在计算中忽略了桩侧摩阻力所传递的应力部分的作用。加固区压缩量 S_1 的表达式为

$$S_1 = \mu_s S_{1s} \quad (19)$$

式中 μ_s ——应力修正系数， $\mu_s = \frac{1}{1+m(n-1)}$ ；

S_{1s} ——未加固地基在总荷载作用下相应厚度内的压缩量。

刚性桩复合地基加固区下卧层土层压缩量 S_2 可采用分层总和法计算。下卧层土层中竖向应力可采用改进的Geddes法计算，也可采用应力扩散法或等效实体法计算下卧层上作用的荷载计算得到。

刚性桩复合地基总沉降量为

$$S = S_1 + S_2 = \mu_s \sum_{i=1}^{k_1} \frac{\Delta p_i}{E_{s_i}} H_i + \sum_{j=k_1+1}^{k_2} \frac{\Delta p_j}{E_{s_j}} H_j \quad (20)$$

在分层总和法计算中,复合地基加固区分为 k_1 层,下卧层分为 $k_2 - k_1$ 层,整个压缩层分为 k_2 层。上式右边第一项中第 i 层附加应力增量 Δp_i 由复合地基上作用总荷载计算得到,右边第二项中下卧层中第 i 层附加应力增量 Δp_i 由改进的Geddes法计算得到,也可由等效实体法,或应力扩散法计算下卧层上的作用荷载计算得到。

柔性桩复合地基沉降计算

柔性桩复合地基加固区土层压缩量根据具体工程情况可采用复合模量法(E_c 法),应力修正法(E_s 法)和桩身压缩量法(E_p 法)计算。下卧层压缩量可采用分层总和法计算。下卧层上作用的荷载可采用应力扩散法,或等效实体法计算。

采用复合模量法需要正确估计复合土体的压缩模量 E_{cs} 。 E_{cs} 值可通过面积比法求得,也可通过试验测定。由于桩体材料和桩间土的非线性,在荷载作用下桩体材料和桩间土强度发挥度是不一致的。特别是在具体工程中,采用分层总和法计算时,各层复合土体中,桩体材料和桩间土强度发挥度也是不同的。这些都会给正确估计复合土体的压缩模量带来困难。采用复合模量法计算的优点是计算比较方便。

采用复合模量法计算复合地基加固区压缩量 S_1 时,为简化计算,工程应用上常将加固区视为一层,其表达式为

$$S_1 = \frac{(p + p_b)h}{2E_{cs}} \quad (21)$$

式中 p 和 p_b ——分别为加固区上荷载和加固区底面附加应力;

h ——加固区厚度。

当复合地基置换率较低时,可采用应力修正法计算加固区压缩量。当复合地基置换率较高时,采用应力修正法计算误差较大。计算误差还与桩的相对刚度有关,相对刚度愈小,误差愈大。通常认为,在荷载作用下桩端能发生较大刺入沉降时,采用应力修正法可取得较好的效果。

若桩端刺入沉降很小或等于零,则加固区压缩量近似或等于桩体竖向压缩量。在这种情况下,采用桩身压缩量法(E_p 法)计算加固区压缩量可取得较好的效果。

散体材料桩复合地基沉降计算

散体材料桩复合地基加固区压缩量常采用复合模量法(E_c 法)计算,下卧层上荷载常采用应力扩散法计算。复合地基沉降量等于加固区压缩量 S_1 和下卧层压缩量 S_2 之和。

在计算散体材料桩复合沉降时,除了把整个压缩层分成加固区和下卧层两部分外,有时把压缩层分成三部分,即把加固区再分成二部分,一部分厚度为二倍桩体直径($2D$),另一部分厚度为($h - 2D$)。

李杰、方永凯(1989)根据室内模型试验,认为桩顶附近 $2D$ (D 为桩径)深度范围内有应力集中现象,建议复合地基沉降分三部分计算,即①深度为 $0 \sim 2D$;②深度为 $2D \sim h$, h 为加固区厚度;③深度为 $h \sim z$, z 为压缩层厚度。他们建议第2部分土层压缩量 S_{12} 采用复

合模量法(总法)计算,第3部分土层即下卧层压缩量 S_2 采用普通的分层总和法计算。第1部分土层即深度为 $0 \sim 2D$ 范围内的土层压缩量 S_{11} 计算方法如下:

在荷载作用下,桩体上竖向应力为 σ_p ,桩间土中竖向应力为 σ_s ,从而在桩土交界面上产生一径向应力差 $\Delta\sigma$,其值为

$$\Delta\sigma = K_p\sigma_p - K_s\sigma_s \quad (22)$$

式中 K_s ——桩间土侧压土系数,取值在静止土压力与被动土压力系数之间;

K_p ——桩体侧压力系数,取值在静止土压力系数与主动土压力系数之间。

由此引起桩体侧面膨胀。并假定:桩体膨胀在 $0 \sim 2D$ 范围内沿深度方向均匀变化,且桩体体积不变;桩体竖向压缩量等于地基压缩量。由示意图6(a)可以假定以 a 为半径的土体圆筒外侧处径向位移为零,于是可得到桩间土中($r_0 \leq r \leq a$)径向应力为

$$\sigma_r = \Delta\sigma \frac{2\pi r_0}{2\pi r} = \frac{r_0}{r} \Delta\sigma \quad (23)$$

式中 r_0 ——桩体半径;

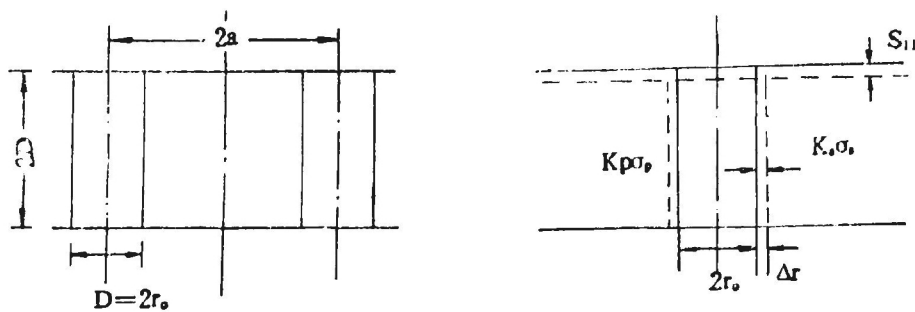


图6 $0 \sim 2D$ 范围内沉降计算示意图

$\Delta\sigma$ —— $r = r_0$ 处径向应力,由式22计算。

圆筒形土体径向压缩量为

$$\begin{aligned} \Delta r &= \int_{r_0}^a \frac{1}{E_s} \Delta\sigma \frac{r_0}{r} dr \\ &= -\frac{\Delta\sigma}{E_s} r_0 \ln\left(\frac{a}{r_0}\right) \end{aligned} \quad (24)$$

式中 E_s ——桩间土变形模量;

a ——桩间距,等于单桩加固区等效圆半径。

考虑到桩体体积不变,并且略去二阶微量,可得桩体竖向压缩量,即可得到 $0 \sim 2D$ 范围内地基压缩量,其表达式为

$$S_{11} = \frac{8\Delta\sigma}{E_s} r_0 \ln\left(\frac{a}{r_0}\right) \quad (25)$$

式中符号同前。

复合地基总沉降计算表达式为

$$S = S_{11} + S_{12} + S_2 \quad (26)$$

横向增强复合地基沉降计算

横向增强体复合地基加固区一般用作垫层,如土工织物垫层、加筋土垫层等用于修筑路堤、油罐等构筑物。由横向增强体形成的复合土体垫层比一般垫层具有更多的优点,它能抵抗横向受拉破坏,保持垫层的完整性,具有较好的刚度,扩散附加应力效果好等。对横向增强体复合地基沉降计算至今研究甚少,尚无较成熟的计算方法,下面简要介绍分层总和法和文克尔地基上弹性地基梁法。

(1) 分层总和法

采用分层总和法计算横向增强体复合地基的沉降计算式如下式所示:

$$S = S_1 + S_2$$

$$= \sum_{i=1}^{k_1} \frac{\Delta p_i}{E_{cs_i}} H_i + \sum_{i=k_1+1}^{k_2} \frac{\Delta p_i}{E_{s_i}} H_i \quad (27)$$

式中 E_{cs_i} ——横向增强体复合土体压缩模量;

k_1 ——横向增强体复合土体分层数;

k_2 ——复合地基压缩层总分层数;

Δp_i ——第 i 层土层附加应力增量;

H_i ——第 i 层土层厚度。

横向增强体复合土体压缩模量可通过试验测定。

(2) 文克尔地基上弹性基础梁法

陈文华(1989)提出了一种土工织物垫层变形计算的实用方法。该法也适用于一般横向增强体复合地基的沉降计算,现加以介绍。

在计算中将横向增强体复合土体加固区即垫层视为一层具有一定刚度的无限长正交各向异性体,并假设垫层中加筋体不拉断,垫层与下卧层土体间无相对滑动,垫层竖向压缩量很小,在计算中不考虑。在计算中垫层下卧层视为均质的文克尔弹性地基。计算简图如图7所示。垫层宽度为 $2L$, 厚度为 h , 复合模量为 E_c , 垫层抗弯刚度为 $E_c I$, 地基基床系数

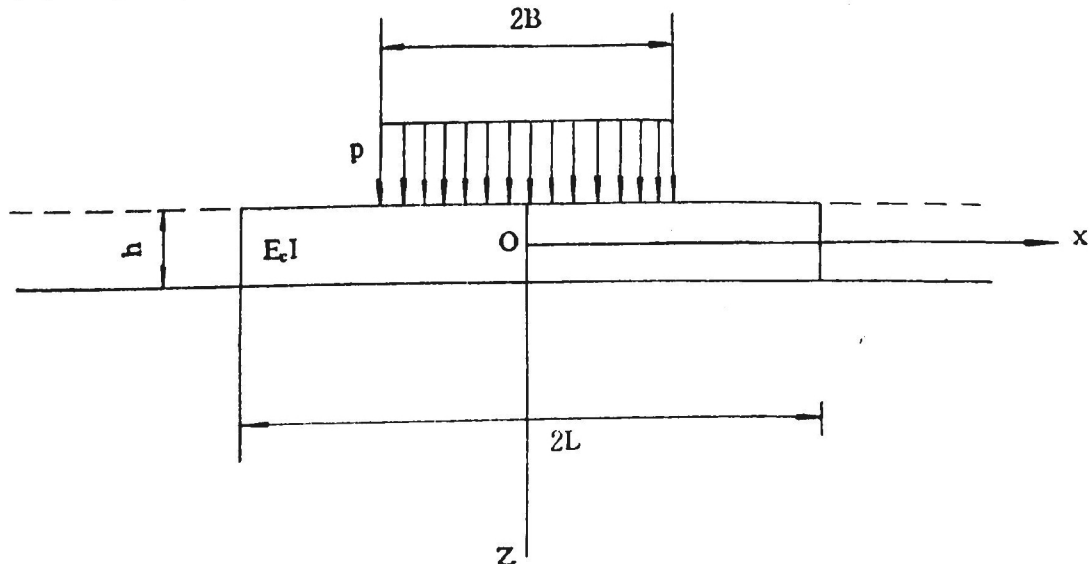


图7 计算简图

为 K ，受局部对称荷载 $p(x)$ 作用，考虑荷载的对称性，有限长弹性地基梁的弯曲变形方程为

$$E_c I \frac{d^4 w}{dx^4} + K w(x) = p(x) \quad 0 \leq x \leq B \quad (28)$$

$$E_c I \frac{d^4 w}{dx^4} + K w(x) = 0 \quad B \leq x \leq L \quad (29)$$

根据对称性， $x=0$ 时，剪力 Q_0 和转角 θ_0 均等于零，并设其弯矩等于 M_0 ，挠度为 w_0 ，则用克雷洛夫函数法可解得挠度 w 为

$$w = w_0 y_1(\beta x) - \frac{M_0}{E_c I \beta^2} y_3(\beta x) + \frac{4\beta}{K} \int_0^x p(\tilde{n}) y_4[\beta(x-\tilde{n})] d\tilde{n} \quad (30)$$

式中 $\beta = \sqrt[4]{\frac{K}{4E_c I}}$ ； $y_1(\beta x)$ 、 $y_2(\beta x)$ 、 $y_3(\beta x)$ 、 $y_4(\beta x)$ 为克雷洛夫函数。

根据边界条件，当 $x=L$ 时，剪力 Q_L 和弯矩 M_L 均等于零，即

$$\left. \frac{d^3 w(x)}{dx^3} \right|_{x=L} = 0 \quad (31)$$

$$\left. \frac{d^2 w(x)}{dx^2} \right|_{x=L} = 0 \quad (32)$$

代入式30就可以确定 w_0 和 M_0 值。确定 M_0 和 w_0 值后就可由式30计算垫层的挠度，即复合地基的沉降。

当荷载为均布荷载时，即

$$p(x) = \begin{cases} p & 0 \leq x \leq B \\ 0 & B < x \leq L \end{cases} \quad (33)$$

代入式30，可得地基沉降计算式为

$$w = w_0 y_1(\beta x) - \frac{M_0}{E_c I \beta^2} y_3(\beta x) + \frac{p}{K} [1 - y_1(\beta x)] \quad 0 \leq x \leq B \quad (34)$$

$$w = w_0 y_1(\beta x) - \frac{M_0}{E_c I \beta^2} y_3(\beta x) + \frac{p}{K} [1 - y_1(\beta x)] - \frac{p}{K} \{1 - y_1[\beta(x-B)]\} \quad B < x \leq L \quad (35)$$

式中

$$M_0 = \frac{\begin{vmatrix} B_1 & A_{12} \\ B_2 & A_{22} \end{vmatrix}}{\begin{vmatrix} A_{11} & A_{12} \\ A_{21} & A_{22} \end{vmatrix}}, \quad w_0 = \frac{\begin{vmatrix} A_{11} & B_1 \\ A_{21} & B_2 \end{vmatrix}}{\begin{vmatrix} A_{11} & A_{12} \\ A_{21} & A_{22} \end{vmatrix}}$$

$$A_{11} = \frac{4y_4(\beta L)}{E_c I}, \quad A_{12} = -4\beta^2 y_2(\beta L)$$

$$A_{21} = \frac{y_1(\beta L)}{E_c I}, \quad A_{22} = 4\beta^2 y_3(\beta L)$$

$$B_1 = \frac{4p\beta^2}{K} \{y_2[\beta(L-a)] - y_2(\beta L)\}$$

$$B_2 = -\frac{4p\beta^2}{K} \{y_3[\beta(L-a)] - y_3(\beta L)\}$$

实际的横向增强体复合土体加固区在荷载作用下会产生竖向压缩,另外在计算中假设增强体复合土体在水平方向刚度是相同的,这些都会影响计算结果的精确性。在应用时应考虑这些因素的影响。

编后语

近年来,复合地基在土木工程中得到愈来愈多的应用。然而,什么是复合地基,无论在工程界,还是学术界,尚无统一的认识。以往国内外学者对复合地基的研究多局限于某一具体工程,开展复合地基一般理论研究较少。复合地基一般理论尚在发展之中。在复合地基引论中就复合地基定义,分类,复合地基工程应用,复合地基的效用和破坏模式,复合地基承载力和沉降计算理论谈些粗浅意见,抛砖引玉,希望能得到广大读者指正。让我们共同努力,促进复合地基理论的发展、成熟。

参考文献

- 陈文华(1989),土工织物加筋复合性状及油罐地基处理的分析,浙江大学硕士学位论文。
- 黄绍铭等(1991),减少沉降量桩基的设计与初步实践,第六届土力学及基础工程学术会议论文集,同济大学出版社。
- 林孔镗(1984),碎石桩地基的承载力与沉降计算,1983年振冲加固法经验交流学术讨论会论文选编,水利电力出版社。
- 李杰、方承凯(1989),软基加固中的干振挤密碎石桩,全国地基基础新技术学术会议论文集。

(全文完)

桩基动测技术系列讲座

第四讲 动参数法和水电效应法

范明均 陈龙珠

(浙江大学土木系结构振动室)

本文拟作桩基动测技术系列讲座的最后一讲,扼要说明我国有关学者和单位提出的动参数法和水电效应法的测试和分析原理。

本系列讲座引用了许多参考文献,在此笔者谨向原作者一并表示衷心的感谢。

动参数法

(一) 动参数法的测试工作

现阶段所提的动参数法,实际已包含评价桩身质量和预估单桩承载力两方面的内容。

动参数法所用的测试仪器主要是拾振传感器、放大器、滤波器和记录仪等,其激振可通过手锤或穿心锤(如63.5kg的标贯锤)冲击桩顶或桩边地表面来实现,如图1所示。

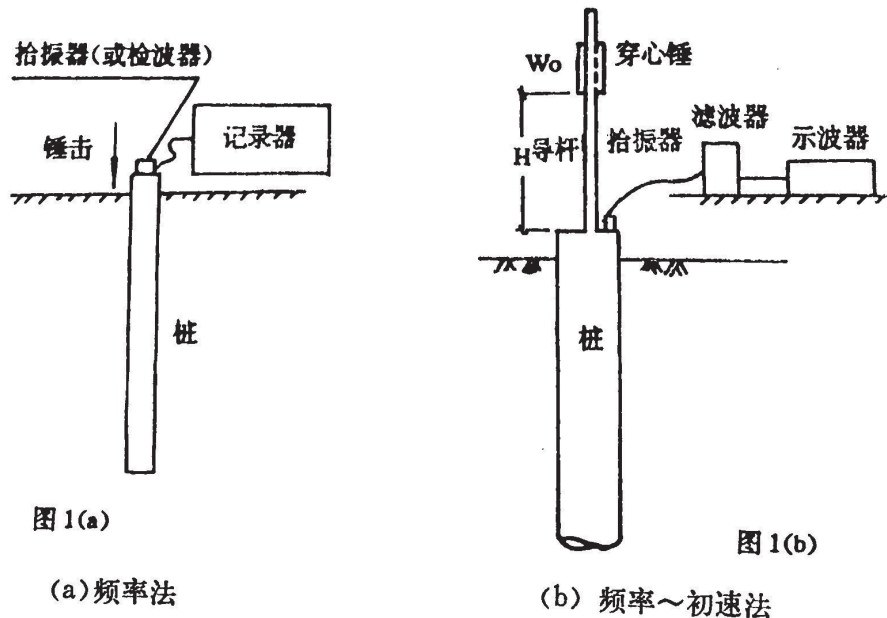


图1. 动参数法测试系统示意图

拾振传感器宜选用体积小者,以便桩顶留有敲击激振的余地。传感器固有寄生共振频率不可处于桩基自振频率附近,而且在桩基自振频率范围内的灵敏度系数应基本为常数。

根据桩实测的自振频率范围,测试中所用低通滤波器的上限频率可取为80~100Hz。

记录仪可以是光线示波器、磁带机或电子计算机等。示波器和计算机可即时显示实测

信号,对保证试验结果的可靠性相当有利。

以上仪器之间要求阻抗相互匹配、频响范围合适,整体精度符合测试要求。

试验对桩顶面的要求以及传感器安装方法与机械阻抗法的相同,在此不再赘述。

为了了解桩身质量,可用手锤敲击(竖向或水平向)桩顶,同时由记录仪记录或显示传感器所接收到的振动信号。根据这一实测信号的特点,按下文所述准则便可评价被测桩的质量。

当已有比较可靠的地质和桩的资料时,动参数法只要在现场实测桩的自振频率 f_v 便可估算桩的承载力。在这种情况下,可用手锤或其它重物敲击桩边土,如图1(a)所示,并由记录振动信号的后部分来计算 f_v ,以避免激振力对 f_v 的试验值产生明显的影响。 f_v 可由时域信号的周期或频域信号的峰频来确定。

当地质和桩的原始资料不足时,宜采用图1(b)所示的测试系统。试验中要测定的量包括穿心锤落距 H 和锤重 w_0 、锤首次撞击桩顶与回弹后再次撞击桩顶的时差 t 、锤首次撞击桩顶时的速度 v_0 和桩的自振频率 f_v 等。由于穿心锤与导杆间摩擦力对撞击力的大小及锤回弹高度均有影响,从而使桩顶运动初速度和回弹系数的测定值偏低,故应对穿心锤的中心孔壁及导杆表面用油脂润滑,并且在试验中要保持导杆竖直。采用本法时,对同一根桩,一般宜多次重复试验,在计算中取各次测试所得的初速度及回弹系数的较大值。

(二) 动参数法的分析原理

1. 桩身质量评价

桩身质量评价主要依据于动测信号的形状、周期、振幅以及衰减时间的长短等特征参数。由于桩型和地质条件对动测信号均有影响,对每一具体工程而言,宜选定一根完整桩的动测信号作为分析的参照标准。

图2是三类不同质量的桩顶动测信号,其中(a)组波形较规则,周期短,振幅小,而且衰减快,表明桩身无断裂; (b)组波形介于(a)与(c)之间,表明桩身稍有轻微缺陷,桩承载力略低于(a)类桩; (c)组波形不规则,周期长,振幅大,且振动衰减慢,表明桩身有断裂或其它较严重缺陷。若能从波形

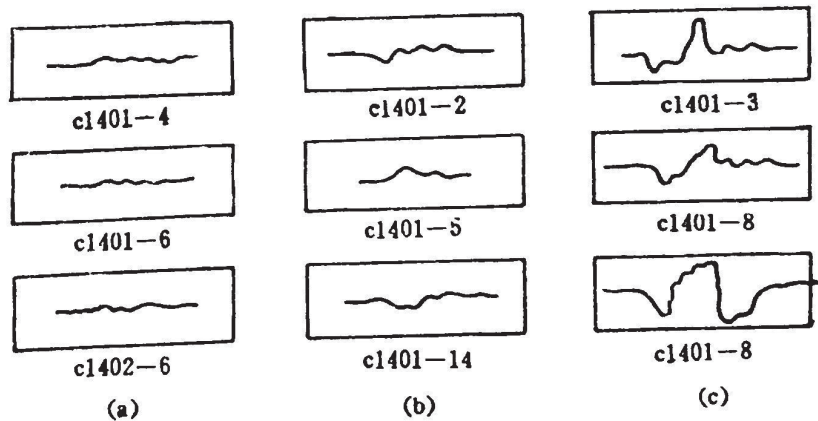


图2. 桩身质量与动测信号特征

上识别出缺陷反射波的历时和相位特征,则还可了解缺陷所在位置以及缺陷的类型。

2. 单桩承载力的估算

动参数法估算单桩承载力的步骤是先计算桩的动刚度 E_d ,再由 E_d 和动~静相关系数 η 换算出桩的静极限承载力 P_u 或容许承载力 P_0 。

在频率法中, E_d 按下式计算

$$E_d = \frac{(2\pi f_v)^2 (Q_1 + Q_2)}{2.365g}, \text{ kN/m} \quad (1)$$

式中 $Q_1 = \frac{1}{3}AL_0\gamma_1$, 是参振桩重(kN), 其中 A 和 L_0 是桩横截面积(m^2)和桩长(m), γ_1 是桩材料容重(kN/m^3); $Q_2 = \frac{1}{3}\left[\frac{\pi}{9}r^2(L+16r) - \frac{1}{3}LA\right]\gamma_2$, 是土体参振重量(kN), 其中参振土体扩散半径 $r = \frac{1}{2}\left(\frac{2}{3}L \operatorname{tg}\frac{\varphi}{2} + d\right)$ (如图3所示), 而 γ_2 和 φ 是桩下段 $L/3$ 范围内土的容重(kN/m^3)和内摩擦角, d 为桩的直径(m), L 为桩的入土深度(m)。若上述 $L/3$ 范围内土分若干层, 则 γ_2 和 φ 取层厚的加权平均值。

在频率~初速法中, 穿心锤回弹高度 $h = \frac{1}{8}gt^2$, 而回弹系数 $e = \sqrt{h/H}$, 故可按下式计算桩的动刚度 E_d

$$E_d = 0.191 \frac{(2\pi f_v)^2 (1+e)W_0 \sqrt{H}k_v}{v_0}, \text{ kN/m} \quad (2)$$

式中 k_v 是调整系数, 与仪器性能、冲击能量、桩长及桩底支承条件等有关; 其它符号意义与上文相同。

求出 E_d 后, 即可按式(3)计算单桩的静极限承载力 P_u ,

$$P_u = \eta E_d, \text{ kN} \quad (3)$$

式中 η 可取0.004。

关于单桩容许承载力 P_0 , 若桩底以下土质远较桩侧为强时, 取 $P_0 = P_u$; 若桩底以下土质较弱或桩较长时, 取 $P_0 = P_u/K$, K 为安全系数(通常取2)。

上述方法主要适用于入土深度5~40m的摩擦桩。对于支承在基岩或紧密卵石层上的端支桩, 承载力往往由桩材强度控制, 可按结构设计规程另行核算。另外, 对新填土或框架结构可适当提高安全系数 K 。

水电效应法

如图4所示, 水电效应法是通过桩顶上的水容器内的放电使桩承受一瞬态脉冲力波。由于水介质不传递剪力, 故桩只受压缩波作用而产生垂直方向的振动。由安放在容器内水中的水听器 and 容器外桩顶上的速度或加速度传感器, 即可测得放电时作用在桩顶上的脉冲压应力 σ 和桩顶速度或加速度信号, 据此进而分析桩的承载力和桩身

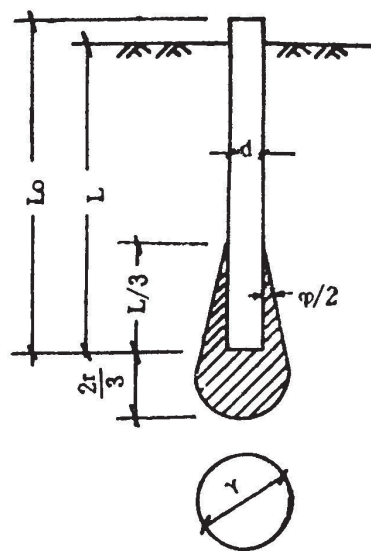


图3. 参振土体计算简图

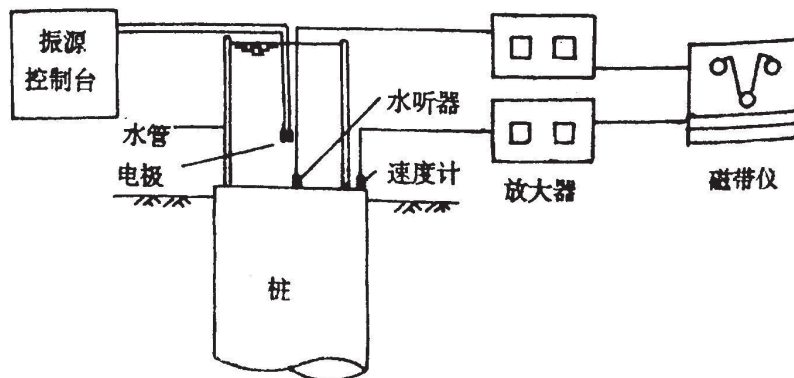


图4. 水电效应法试验布置示意图

质量。

现已有专用水电效应振源装置，其中电路主要有充电回路、放电回路和点火系统组成，所配有的定电压自动点火电路在重复激发时可使每次激发的能量基本相等。振源控制台将充电、放电及点火系统集中于一体，通过调节电位器和计数器，实行自动控制。激振装置放电时间间隔根据需要选定。

水管是临时安装于桩顶面的圆形钢筋混凝土管或厚壁钢管。钢筋混凝土管高和壁厚约为1m、7cm，钢管和壁厚约为1m、12mm。对1.5m直径的桩，水管直径在1.2m左右；对直径0.5~1.1m的桩，水管直径略小于桩直径。安装时应使水管中心线重合，管底须粘结牢固不许渗水。管内桩顶面不要涂抹砂浆或有杂物。

水听器是压电式换能器，主要用于量测水中脉冲压应力 σ 。水听器的灵敏度可用单位力的电压输出。与水听器相配合，宜采用电压放大器。

安装在水管外桩顶上的速度或加速度传感器可与动参数法的类同。

水电效应法的记录仪器可以是多通道磁带记录仪，也可以是配有多通道A/D接口的电子计算机。若采用磁带机，则还须有专用数字信号分析仪器；若采用计算机采集和贮存信号则可通过编制软件来分析和处理测试信号。从近来的发展看，后者趋于更加普及。

水电效应法对试验结果的表示方式主要有三种：时域信号、频域曲线（振幅谱、功率谱）和瞬态机械阻抗曲线。由时域信号判断桩身质量的方法与动参数法大致相同，主要是从波形的规则性、周期、振幅以及衰减性等方面着手进行分析。由于水电效应法可同时测量激振力和桩顶速度信号，对它们作富里埃变换后按定义便可求得桩的机械阻抗或导纳曲线，再由此并按机械阻抗法的分析方法即可对桩身质量作出评价。

对桩顶信号 $x(t)$ 作富里埃变换，即

$$x(\omega) = \int_0^{\infty} x(t)e^{-i\omega t} dt, \quad (\omega = 2\pi f)$$

它是一个连续复函数，可记成 $X(\omega) = |X(\omega)|e^{-i\varphi(\omega)}$ 。|X(ω)|就是上文所指的振幅谱。用振幅谱反映桩身质量比时域波形曲线更直观，对完整性好的桩，该谱曲线以单峰为主；而对断桩或有明显缺陷的桩，谱曲线则呈多峰特征，如图5所示。

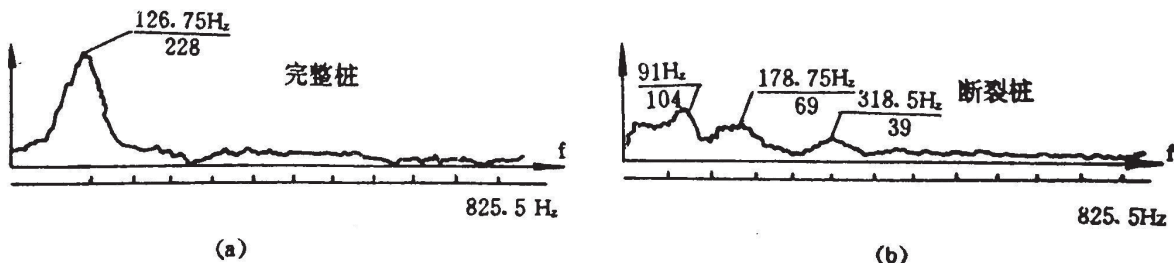


图5. 完整桩与断桩的振幅谱曲线

自功率谱的定义是 $G_x(\omega) = \int_0^{\infty} R_x(\tau)e^{-i\omega\tau} d\tau$ ，其中 $R_x(\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_{-T/2}^{T/2} x(t)x(t+\tau) dt$ 是 $x(t)$ 的自相关函数。时域信号经过自相关分析可抑制随机噪声，所得功率谱比振幅谱的毛刺少，信噪比高，突出主频成分，从而更有利于桩身质量的可靠分析。

表1是水电效应法所使用的桩完整性判据表,读者在工程中可加以参考。

桩完整性判据表(用水听器信号)

表1

序号	信息名称	桩完整性		
		完整	断裂	混凝土质量极差
1	波形	指数衰减	无规律	衰减较快
2	波幅	较大	较小	较小
3	自功率谱	单峰为主	双峰或多峰	单峰为主
4	功率谱幅值比	<0.1	>0.35	<0.1
5	基频	与理论值接近	较低	很低
6	波速(m/S)	>3300	较低	<1920

水电效应法按下式由水管中水的脉冲压应力 σ 来估算桩的承载力:

$$P_u = \alpha_i A' \sigma \quad (4)$$

式中 α_i 是换算系数,与土质条件等有关; A' 为水管中水与桩顶面的实际接触面积。

参考文献

- [1] 徐攸在主编, 桩的动测新技术, 中国建筑工业出版社, 1989。
- [2] 徐攸在, 动力测定桩承载力的方法, 岩土工程学报, Vol.14, No.1, 1992。
- [3] 首培杰, 混凝土桩的设计及检测, 地震出版社, 1990。

托换技术在危房加固处理 中的应用

戴长冰

(辽宁有色勘测工程公司)

[摘要] 本文就危房基础托换加固处理这一岩土工程课题,提出了新的“人工静力钻孔成桩加悬臂梁托换基础”的施工技术,采用它已成功地解决了多栋危房的均匀沉降和开裂问题。

前言

基础托换加固技术,在世界大型和深埋的结构物、地铁的施工以及在古建筑物基础的加固处理中,已被大量应用,发挥了它特有的作用。随着现代化城市的不断改造和发展,开发和研究下,托换技术在我国得到了突飞猛进的发展。一些具有我国特色的托换方法如锚杆静压桩、加压纠偏法,碱液加固法等先后被开发利用。在我国大规模建设事业的发展中,托换加固施工技术的进一步开发与完善,作为岩土工程的一个崭新的课题,正在被工程界和学术界所重视、探索和深化。

1991年7月,我公司在华能营口电厂危房加固处理中,利用“人工静力钻孔成桩加悬臂梁托换基础”的施工技术,用一个月的时间成功地抢救了六栋危房,托换加固危房面积达1836m²,创造了较好的经济效益和社会效益,得到了有关方面的好评。

概述

华能营口电厂厂区东北部的建筑物于1990年12月竣工,于1991年5~6月先后发现浴池、大食堂、老职工食堂、1#~4#单身楼等六栋建筑物基础发生了不均匀沉降,造成建筑物严重开裂,裂缝一般在5~10mm,裂缝最大达到240mm,致使建筑物处于危险状态中,建筑物局部已濒临倒塌的边缘,严重地影响着正常使用。

场地地质条件

施工场地位于营口市鲅鱼圈区华能营口电厂院内,地处山坡坡角处,一侧临山一侧靠海,地形起伏较大,属近海丘陵地貌。地层上部主要是电厂在开山填海整平场地时回填的素填土。该层素填土呈褐色,层厚3.0~3.5m,只进行过表面压实处理,主要以粉质粘土为主,含少量的砂、砾石及块石并有植物根须,软~硬塑,稠度变化很大,密实度不均,回填时间短,尚未完成其自重固结。下部主要是黄褐色,硬可塑~硬塑的粉质粘土及黄褐

色~红褐色,硬塑、残积形成的混砾粉质粘土。此外,在场地东北角地段素填土下面含有0.5~3.1m厚饱和的中粗砂层。含水量较大,水源主要为大气降水。

建筑物开裂原因分析

该建筑场地的原始地貌为山前二条NE、NNE向剥蚀冲沟,该建筑群恰好垂直和斜交于冲沟方向,跨座在半个冲沟之上,一侧在沟中一侧在沟外。而冲沟在回填整平时,只进行了表面压实处理。而下部的回填土结构松散,成份复杂,厚度不一,密实度变化很大,易产生不均匀沉降,开裂原因如下:

1. 该建筑场地是当年整平,当年建设施工,回填土尚未完成其自重固结过程,从而产生不均匀沉降,造成建筑物开裂。

2. 在施工过程中管道漏水,致使地基土软化,地基土承载力降低,产生不均匀沉降而造成建筑物开裂。

3. 场区内的排水设施及场区外的截洪、排洪设施均不完善,下雨后山洪流经场区,产生地基土流失,并将房基土掏空,产生不均匀沉降而造成建筑物开裂。

托换加固设计方案的选择

该加固工程的特点是,危房加固处理面积大,场区地貌单元复杂,场地地质条件不明确,因而产生建筑物开裂的因素较多,危房沉降开裂严重。根据沉降观测,裂缝每天都处在发展之中,许多建筑物部分已处于危险状态。本公司接到任务时离雨季高峰仅有一个月的时间,因此加固抢救工期也仅有一个月的时间。否则雨季一到,一场暴雨过后山洪必将会造成楼倒房塌的严重局面。为了速度快、质量好、安全程度高的作好抢救危房工作,必须保证两个条件:1.对地基土应避免扰动(挤密、卸荷、软化);2.因上部建筑物已濒临倒塌的边缘,因此对上部建筑物要尽量保持原来的应力状态,不要使其加荷或卸荷。经过仔细研究分析,认为目前最常用的几种托换加固施工方法,不论在施工技术质量上,施工安全上,还是在施工工期上,均没有把握满足该特殊工程的有关要求。为此,选择了“人工静力成桩加悬臂梁托换基础”的施工技术。

托换加固设计参数

在建筑物开裂或即将开裂的部位距基础外边缘0.4~0.6m处布置一排钻孔灌注桩。

1. 桩的设计

- (1) 桩中心距:严重部位1.0~1.5m,一般部位2.0~2.3m;
- (2) 桩径: $\phi 400\text{mm}$;
- (3) 桩长: 6.0~8.0m桩,桩端进入持力层0.5m以下;
- (4) 配筋:主筋4 $\phi 14$,箍筋 $\phi 6@300$,加强筋 $\phi 12@2000$;
- (5) 混凝土:标号C₂₀,坍落度6~8cm,掺加适量的速凝剂。

2. 悬臂梁的设计

基坑规格: 1600 × 800 × 1750mm;

悬臂梁设计: 2000 × 800 × 800mm;

悬臂梁配筋: 主筋8φ16, 箍筋φ6@150。

见图1、图2、图3。

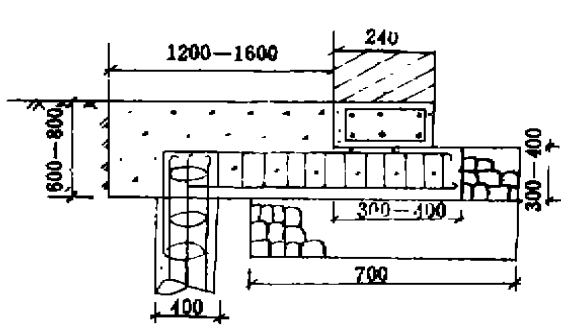


图1. 悬臂梁托换地梁

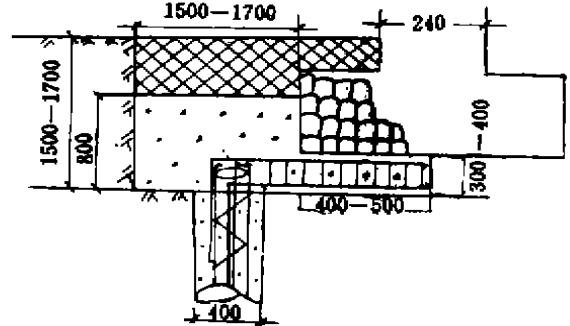


图2. 悬臂梁托换毛石基础

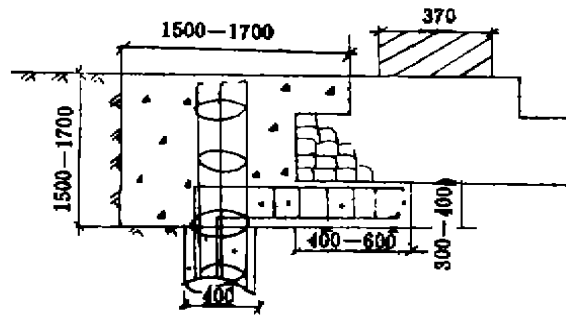


图3. 悬臂梁托换毛石基础及增加抗滑力构造

设计计算

悬臂梁的受力稳定性分析, 悬臂梁共承受三个力(见图4)。

建筑物的单位荷载: 100kN/m²

桩端承载力: $P_a = 250\text{kN}$ (根据现场测试)

桩侧面被动土压力: P_p

1. 力的分析

(1) 竖向力分析: 当桩距1.5m, 基础宽度0.7m, 条形基础单位荷载100kN/m², 则每根桩所受压力:

$$W = 1.5 \times 0.7 \times 100 = 105\text{kN}$$

∴ 每根桩的端承载力: $P_a = 250\text{kN}$

∴ $P_a > W$

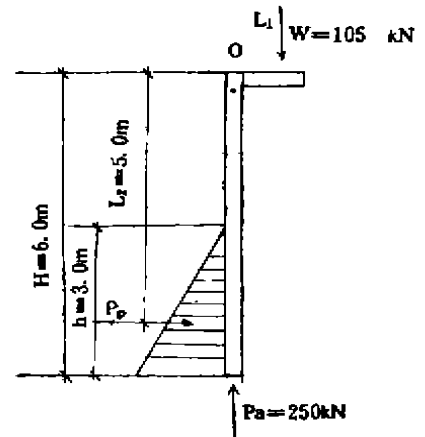


图4. 悬臂梁受力分析

$$K = \frac{P_a}{W} = \frac{250}{105} = 2.3, \text{ 安全,}$$

(2) 水平向力分析: 桩侧面单位宽度被动土压力计算:

$$P_b = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_p + 2ch\sqrt{K_p}$$

式中

P_b ——桩侧面单位宽度被动土压力, kN/m;

γ ——桩侧土的天然重度, $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$;

c ——桩侧土的内聚力, $c = 70 \text{ kPa}$

ϕ ——桩侧土的内摩擦角, $\phi = 15^\circ$;

h ——参与计算的有效桩长(扣除回填土层厚度3m) $h = 3\text{m}$;

K_p ——桩侧土的被动土压力系数, $K_p = \text{tg}^2(45^\circ + \frac{\phi}{2}) = 1.69$, 则 $\sqrt{K_p} = 1.3$

$$P_b = \frac{1}{2} \times 18 \times 3^2 \times 1.69 + 2 \times 70 \times 3 \times 1.3 = 682.89 \text{ kN/m}$$

又: 单桩所受被动土压力有效长度 L_D (单桩周长的一半) 为:

$$L_D = \frac{\pi D}{2} = \frac{1}{2} \times 3.14 \times 0.4 = 0.628 \text{ m}$$

式中: D ——桩的直径, $D = 0.4 \text{ m}$ 。

所以在桩距为1.5m的范围内, 所受的有效被动土压力:

$$P_p = L_D \cdot P_b = 0.628 \times 682.89 = 428.85 \text{ kN}$$

2. 稳定分析

以桩与梁的交点O为支点, 进行力矩分析:

1) 倾覆力矩: $M_o = W \cdot L_1$

$$W = 105 \text{ kN}$$

力臂: $L_1 = 0.4 + 0.4 + 0.2 = 1.0 \text{ m}$

$$M_o = W \cdot L_1 = 105 \times 1 = 105 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 稳定力矩: $M_p = P_p \cdot L_2$

$$P_p = 428.85 \text{ kN}$$

力臂: $L_2 = H - \frac{h}{3} = 6 - \frac{3}{3} = 5 \text{ m}$

$$M_p = P_p \cdot L_2 = 428.85 \times 5 = 2144.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3) 稳定安全系数

$$K = \frac{M_p}{M_o} = \frac{2144.25}{105} = 20.42, \text{ 安全}$$

托换基础加固施工

工艺流程

成桩工艺：定位→人工静力成孔→清孔→下钢筋笼→浇筑混凝土→混凝土振捣。

悬臂梁工艺：基坑地槽开挖→桩头和基础毛石面凿毛和冲洗→设置梁内钢筋→两笼绑扎搭接→清理残土→浇筑混凝土→混凝土振捣。

1. 成孔

采用人工静力钻孔的施工方法，确保桩孔就位及无水、无振动的要求。首先用“旋心式”钻头对准孔位，用人工静力拧下去，取出桩心土，避免对桩间土的挤压扰动。然后加上扶正器、滑道、绞车，静力无水无振动地旋转施工，终孔深度根据地层的具体情况进入持力层0.5m以下。

2. 成桩

竣孔后，洗净孔底残存物，按设计标高在孔中下入已制筑好的钢筋笼。然后进行混凝土搅拌和浇注。在浇注过程中，不断用振捣棒进行振捣，浇注到设计桩顶标高为止。

3. 悬臂梁施工

在成桩24小时后，在桩的周围进行 $1600 \times 800 \times 1750\text{mm}$ 的基坑开挖，然后沿基坑底面向基础里面掏挖 $300 \sim 500\text{mm}$ ，将桩头顶面及预留钢筋、毛石基础的底面、侧面分别凿洗干净。然后设置已绑扎好的悬臂梁钢筋笼，将桩的钢筋笼与悬臂梁钢筋笼进行绑扎搭接。清除基坑残土，进行混凝土浇注，边浇注边振捣，在悬臂梁与毛石基础接触的部位加大混凝土稠度，多次填注，反复振捣，确保毛石基础与悬臂梁的充分接触。

托换基础加固沉降观测

危房建筑群在基础托换加固的前后及施工过程中，始终进行沉降观测。危房建筑群中，沉降比较严重的1*单身楼，在基础托换加固之前，不均匀沉降极为严重，每天的不均匀沉降量很大，裂缝每天在扩展 $1 \sim 2\text{mm}$ 。该建筑物基础托换加固处理是1991年7月14日开始施工的，至1991年7月21日全部基础托换加固施工结束。于1991年7月21夜里下了一场暴雨，致使一些本来完好的未进行加固的建筑物出现了严重的不均匀沉降开裂。但1*单身楼在暴雨后隔天进行了沉

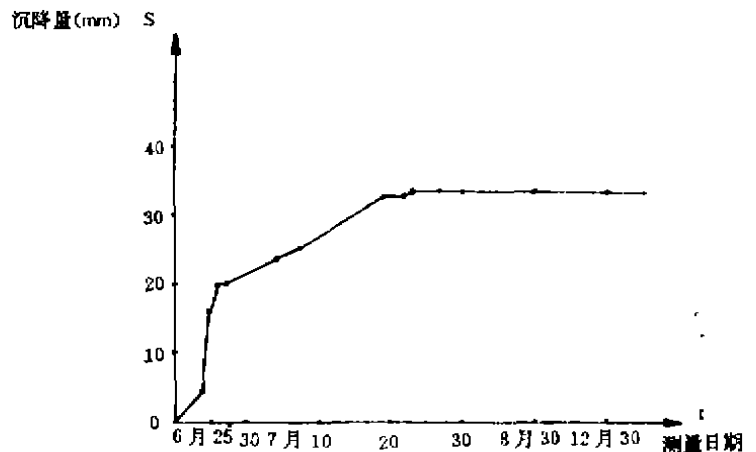


图5. 1*楼定期沉降观测曲线

降观测,只沉降了1mm。此后又进行了定期连续沉降观测,沉降趋于零(详见1#楼定期沉降观测曲线)。其他托换基础加固处理后的危房建筑物,在以后的定期沉降观测中,沉降量都趋于零。这充分说明人工静力钻孔成桩加悬臂梁托换基础加固效果显著,使危房趋于稳定。

结论

1. 在建筑物沉降开裂严重的危房基础托换加固处理工程中,利用“人工静力钻孔成桩加悬臂梁托换基础”的施工技术,施工时无水、无振动,可对危房地基土的扰动较小,开挖量小,暴露时间短,可避免对上部建筑物的不利影响,速度快,质量好,造价低,安全程度高。

2. 利用“人工静力钻孔成桩加悬臂梁托换基础”的施工技术进行危房基础托换加固处理时,应先施工排桩,以便起到抗剪挡土的作用,同时解决了工序衔接问题。然后根据现场危房的开裂情况,采取隔一挖一或隔二挖一的悬臂梁托换基础施工工序,这样可以达到安全的目的。

3. 危房基础托换工程,风险性大、条件因素多变,是一个边施工、边观察、边研究、边修改的过程,但要因地制宜,慎重施工。

4. 在危房基础托换加固处理中,技术人员要深入现场集中精力,随时发现解决在施工过程中所遇到的一切难题。

5. 经本方案加固托换后,为国家节约24.70万元的资金。

参考文献

- [1] 叶书麟,《地基处理》,中国建筑工业出版社,1988。
- [2] 陈仲颐、叶书麟主编,《基础工程学》,中国建筑工业出版社,1990。
- [3] 叶书麟、汪益基、涂光祉、程鸿鑫编著,《基础托换技术》,中国铁道出版社,1991。

深基坑挖孔桩支护结构的应用

张 弘

(南京市建筑设计院勘察分院)

前言

随着高层建筑的不断兴建,深基础施工中常需对基坑边坡进行挡土支护。支护结构的类型有多种,具体设计时的指导思想是在安全可靠的前提下节约投资。因此,应充分考虑基坑开挖深度、场地土质条件以及周围环境等主要因素。在一定的土质条件下,人工挖孔桩作为一种支护结构具有工程进度快、施工方便、节约投资等独特的优点。目前,这种支护结构在我市多项深基坑开挖工程中得到应用。本文将通过某工程对挖孔桩支护结构的设计、施工等情况予以介绍。

支护结构设计

某工程位于南京市繁华地区,占地面积约10000m²,二十八层框筒结构,地下室建筑面积约2730m²。基坑开挖深度沿周边7~12.5m,主体部分局部最深18-21m,支护周长约300m,地形起伏较大(13.0~24.5m)。根据工程地质勘察报告,场区主要土层的物理力学指标如下表:

表1

土层 编号	指标 ω %	γ g/cm ³	e	I _p	I _L	a ₁₋₂	E _s kg/cm ²	C kg/cm ²	φ	[f _k] MPa
(1)	27	1.89	0.83	15	0.57	0.039	42.9			
(3)-1	27	1.95	0.78	15	0.57	0.054	71	0.30	15.2	0.17
(3)-2	24	2.02	0.67	16	0.28	0.016	110	0.57	19.3	0.25
(3)-3										0.35
(5)-1										0.26~0.3

场区内地下水主要为上层滞水,水位受大气降水影响。

1. 方案选用

根据勘察报告,场区内土质较好,经验表明,土体长期自然稳定坡角约40~60°,但由

于周围建筑环境的制约，难以放坡开挖，因此必须进行基坑支护。考虑到现场条件、场地土质条件等因素，最终采用人工挖孔桩作为本工程的支护体系，在桩顶部设置1.2m宽、0.4m高的钢筋混凝土通长圈梁将其连成整体。

2. 支护结构设计

a) 计算参数的选择:

为便于计算，土层参数经加权平均后取综合值:

$$\gamma = 1950 \text{kg/m}^3, c = 35 \text{kPa}, \varphi = 16^\circ$$

b) 计算模型:

本工程支护结构的计算简图均按悬臂桩考虑，如图1所示。

按 Rankine 土压力理论确定桩前、后土压力。当 $h > 5\text{m}$ ，桩间距 $D = 2.0\text{m}$ ，桩径 $d = 1.2\text{m}$ ；

当 $h \leq 5\text{m}$ ， $D = 2.5\text{m}$ ， $d = 1.0\text{m}$ ，并作如下假定:

基坑底面以上主动土压力按桩距 D 范围内考虑，基底以下则按桩径 d 范围考虑，即基底以下 $(D-d)$ 范围土体所产生的土压力不传递至桩上而扩散于土体之中，基底以下桩被动土压力仍按 d 范围计算，并认为被动土压力发挥70%。取 d 为单位宽度，则作用在桩上主动土压力合力:

$$E_A = E_{A1} + E_{A2} = \frac{1}{2} \gamma (h - z_0)^2 K_a \cdot \frac{D}{d} + \frac{1}{2} \gamma K_a (H + h - 2z_0) t_0 \quad (1)$$

其中 z_0 为临界土压力深度， $z_0 = \frac{2C}{\gamma} \text{tg}(45^\circ + \frac{\varphi}{2})$

被动土压力合力:

$$E'_p = (2ct_0 \sqrt{K_p} + \frac{1}{2} \gamma t_0^2 K_p) \times 0.7 \quad (2)$$

通过桩端前趾抗倾覆稳定验算 $K = \frac{M'_{EP}}{M_{EA}} \geq 1.2$ 来确定支护桩的入土深度 t_0 。计算时

桩本身重量所产生的抗倾覆力矩不予考虑，而作为一种安全储备。

最终计算结果为：18m桩40根，12m桩43根，11m桩49根，10m桩5根，该工程支护桩总数为137根。

c) 最大弯矩 M_{max} ，配筋计算:

① M_{max} 计算:

由材料力学可知，剪力为零处弯矩最大。令剪力为零处离基底为 y ，如图2所示。

主动土压力:

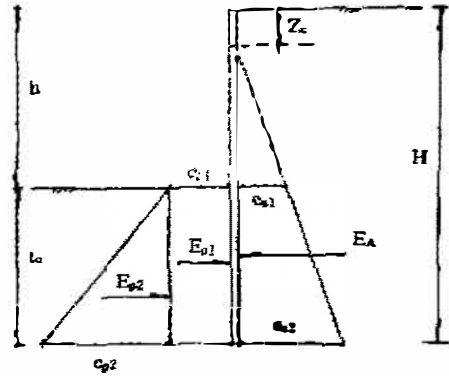


图1 计算模型

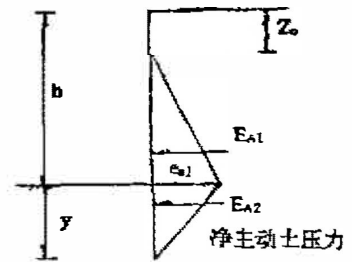


图2

$$E_{Ay} = \frac{1}{2}(h-z_0)^2 r K_a \cdot \frac{D}{d} + \frac{1}{2}(2h+y-2z_0) r K_a \cdot y \quad (3)$$

被动土压力:

$$E'_{py} = (2cy\sqrt{K_p} + \frac{1}{2}ry^2K_p) \times 0.7 \quad (4)$$

由 $E_{Ay} = E'_{py}$, 确定 y , 则最大弯矩:

$$\begin{aligned} M_{\max} &= [\frac{1}{3}(h-z_0) + y] \cdot E_{A1} + \frac{2}{3}y \cdot E_{A2} \\ &= [\frac{1}{3}(h-z_0) + y] \cdot \frac{1}{2}(h-z_0)^2 \cdot r K_a \cdot \frac{D}{d} + \frac{1}{3}r(h-z_0)K_a \cdot y^2 \quad (5) \end{aligned}$$

② 配筋计算:

根据《混凝土结构设计规范GBJ10-89》园形受弯构件进行配筋:

$$\begin{cases} M \leq \frac{2}{3} f_{cm} r^3 \sin^3 \alpha + f_y A_s r_s \frac{\sin \alpha + \sin \alpha_1}{\pi} \\ \alpha = 1 + 0.75 \frac{f_y A_s}{f_{cm} A} - \sqrt{\left(1 + 0.75 \frac{f_y A_s}{f_{cm} A}\right)^2 - 0.5 - 0.625 \frac{f_y A_s}{f_{cm} A}} \\ \alpha_1 = 1.25 - 2\alpha \end{cases} \quad (6)$$

式中: A : 受弯构件截面面积

A_s : 全部纵向钢筋截面面积

r : 园形截面半径

r_s : 纵向钢筋所在园周的半径

α : 对应于受压混凝土截面面积的圆心角与 2π 的比值

α_1 : 受拉纵向钢筋截面面积与全部纵向钢筋截面面积的比值

挖孔桩钢筋按最大弯矩 M_{\max} 进行配置, 一般在最大计算弯矩截面 y 处上下范围 ($2 \sim 3m + y + 2m$) 内按计算配筋, 其余段配筋率不应小于 0.25% , 并不少于 $8\phi 14$ 。为提高

桩身的抗剪能力, 增强钢筋笼的整体性, 箍筋以采用 $\phi 8 @ 250$ 螺旋箍, 并在钢筋骨架上每隔 $2m$ 左右设置一道 $\phi 16$ 加强箍

d. 桩间土体稳定措施:

由于挖孔桩不是连续布置, 基坑开挖后桩间土体暴露在外。本工程场地土质较好, 该部分土体在短期内不会塌落下来, 但暴露较长时间后, 受雨水、大气影响, 则有可能造成塌落, 影响基坑内施工。因此, 须对该部分土体采取保护措施, 即在桩上预留插筋, 开挖后绑扎钢筋网片, 喷射水泥砂浆面层; 也可采用砌砖墙保护措施, 但应将桩内插筋置入砖墙体内拉锚。

3. 整体稳定性验算

本工程整体稳定性验算采用圆弧滑动条分法计算, 计算图式如下:

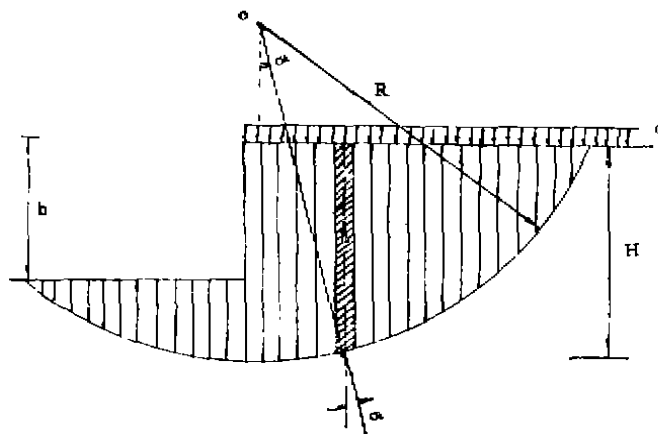


图3 圆弧法计算图

稳定安全系数

$$K = \frac{C \sum l_i + \sum (q_i b_i + w_i) \cos \alpha_i \tan \phi_i}{\sum (q_i b_i + w_i) \sin \alpha_i} \quad (7)$$

式中: c_i : 土条的粘聚力, 取常数 kg/m^2

ϕ_i : 土条的内摩擦角, 取常数

b_i : 第 i 条土条宽度(m) $b_i = 1.0\text{m}$

α_i : 第 i 条土条圆心角, 即第 i 条土条圆弧中心点与圆心 O 的连线与过 O 点铅垂线之间的夹角。

w_i : 第 i 条土条的重量(kg) $w_i = b_i h_i \gamma$

q_i : 第 i 条土条地表超载(kg/m)

验算时, $K > 1.1$ 即满足要求。

挖孔灌注桩施工

1. 施工流程

准备工作 → 场地平整 → 放线 → 定桩位 → 设置孔口护筒或砌砖护圈 → 挖第一节桩孔土方 → 砌护壁 → 第二节桩身挖土 → 核桩孔位垂度和直径 → 砌第二节护壁 → 循环作业至设计深度 → 桩孔直径、深度、持力层检查、验收 → 清孔 → 吊放钢筋笼 → 浇灌混凝土。

2. 质量控制及验收

在完成桩孔挖方后, 应对其进行检查验收, 质量标准为:

桩孔位中心线允许偏差 $\pm 10\text{mm}$

桩孔径允许偏差 $\pm 10\text{mm}$

桩孔垂直度偏差 $1\%H$ (桩长)

桩孔壁平整

桩孔底部不允许存在虚土、浮土。

同时应检查孔底持力层是否与勘察报告一致, 待验收合格后, 才可吊放钢筋笼, 钢筋

笼必须固定正位,尤其应注意受拉面钢筋应相对于开挖面。

3. 浇灌与振捣

浇灌桩身混凝土时为避免混凝土直接冲砸孔壁及混凝土下落过程中水份离析,除控制混凝土坍落度外($<10\text{cm}$)还应采用导管或串筒将混凝土轧入孔底。一般导管或串筒端口距操作面为 1.5m ,对混凝土用量应预先计划好,备料充分,从桩底到顶面一次浇灌完成。

随着混凝土面的上升,振捣次数要增加,应振捣密实,一般为每浇灌 $1\sim 1.5\text{m}$,应振捣一次。

结束语

1. 当土质条件较好,地下水位较低时,人工挖孔桩作为基坑支护结构方案,将比其它支护类型可行、经济。

2. 在进行支护方案设计时,应查明周围建筑环境、地下管线、人防洞室等情况,否则将对整个支护体系产生不良影响。本工程局部地段因人防洞室未查明,最终导致两根桩被折断,主要原因即为防空洞扰动带软土浸水所致,因此,设计时还应对坡顶面进行地面排水处理,如喷水泥砂浆、设置排水沟等措施。

3. 在配筋时除应考虑最大计算弯矩截面外,对基坑底面处向上 $2\sim 3\text{m}$ 范围内配筋也应按 M_{\max} 考虑,对局部地段内软弱土层(如防空洞扰动带)应进行处理,同时对该处的桩身配筋应验算调整,否则将引起钢筋拉断、桩脆断倒坍的事故。

4. 挖孔桩支护体系完成后应在圈梁上埋设观测点,同时对周围建筑物也应设置观测点,在基坑开挖时以及坑内结构施工过程中对上述测点进行沉降、位移观测。

5. 基坑支护方案应与基础、地下室施工方案综合考虑,尽量减少支护桩的悬臂时间。

浙江省桐乡县河山土工器材厂塑料排水带产品通过省级鉴定

浙江省首家生产用于软土地基排水固结处理的土工器材厂—桐乡县河山土工器材厂生产的 GSD-T 型塑料排水带于8月14日在杭州通过省级鉴定,参加鉴定的有:省、市、县科委领导及南京和本省的有关专家,教授和用户单位应邀出席了会议。

到会专家、教授认为该产品“纵向通水量”及“复合体抗拉强度”等主要指标,均已达到较高水平,可以满足工程要求,建议推广使用。

浙江省桐乡县河山土工器材厂业务科 李广庆

灌注桩和石灰桩复合地基设计实例

周云亮

(郑州铝厂设计处)

在现有建筑密度较高的工厂内进行技术改造,突出的难点之一是建设场地狭小,天然地基往往难以满足工程实际需要。而对那些荷载特别大的重型工程,即使采取了某种处理措施,仍不足以承受上部结构传来的巨大荷载,也不能有效排除相邻建、构筑物之间的相互影响。必须根据场地工程地质条件,因地制宜综合运用多种地基处理技术,充分挖掘地基,特别是深层地基的潜力。

本着上述指导思想,郑州铝厂在引进联邦德国大型予脱硅槽基础工程设计中,采用灌注桩和生石灰桩复合地基,较好的解决了荷重大与地基承载能力严重不足的矛盾。

工程及工程地质概况

1. 工程概况:

本工程系属‘七五’期间,国家有色重点节能技术改造项目之一。经确定,在郑州铝厂现有溶出系统区域内插建,总平面位置详见图1。工程之主体部份为两台 $\phi 10.5\text{m} \times 33\text{m}$ 脱硅槽,内盛铝酸钠溶液。单槽容积: 2500m^3 。总图限定基础外廓尺寸为 $17.50\text{m} \times 29.00\text{m}$ 。

2. 场地工程地质条件:

场地属于黄河右岸早期冲积沉积阶地。地层的岩性构成及主要力学指标,自上而下分别为:

- (1) 人工杂填土(Q^a)由杂土和素土组成。厚度为 $0.90\text{m} \sim 3.60\text{m}$,不适宜作地基。
- (2) 第四系上更新统冲积沉积(Q^3)非自重湿陷性黄土状亚粘土。黄褐~褐黄色,厚

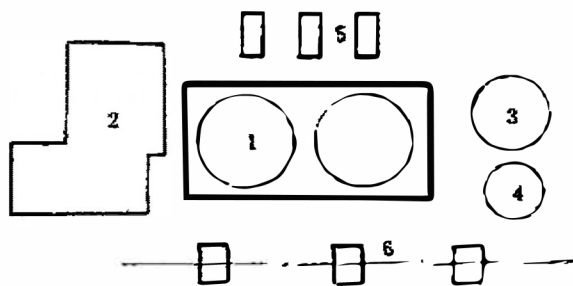


图1 总平面示意图

- 1. 予脱硅槽2台
- 2. 溶盐炉
- 3. 母液槽
- 4. 高位矿浆槽
- 5. 矿浆泵
- 6. 热交换器

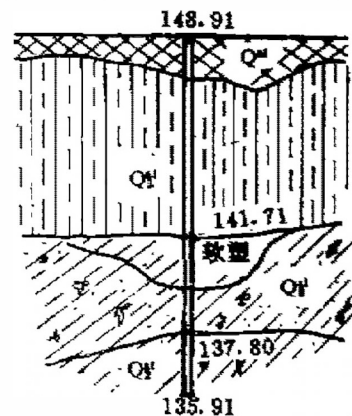


图2 工程地质柱状图

度1.35~6.90m, 呈湿状态。[R]=166.60kPa, $E_s=10.78\text{MPa}$ 。

(3) 第四系上更新统冲积沉积(Q_3^{pl})黄土状亚粘土。浅灰褐~褐黄色, 厚度2.30m~8.10m, 一般呈硬塑状态。[R]=205.80kPa, $E_s=13.72\text{MPa}$ 。局部有软塑状土, [R]=98kPa, $E_s=5.88\text{MPa}$ 。

(4) 第四系中更新统冲积沉积(Q_2^{pl})黄土状亚粘土。棕红~红褐色, 下部近褐红色厚度0.3m~3.5m, 呈湿可塑状态。[R]=186.20kPa, $E_s=11.76\text{MPa}$ 。

稳定地下水位, 为自然地面下15.00m左右。逢雨季或枯水季节, 水位约有1~2m的升降变幅。地下水对混凝土制品无侵蚀性。

设计荷载及方案比较

1. 设计荷载:

(1) 槽体及基础自重 $G=35730\text{kN}$ (其中槽体 $G_1=2100\text{kN}$)

(2) 单槽料重 $N_1=43000\text{kN}$

(3) 单槽水平风荷载及弯矩

风压强度 $W=K \cdot K_0 \cdot W_0$

$$W_1=210\text{N/m}^2$$

$$W_2=262.50\text{N/m}^2$$

$$W_3=296.10\text{N/m}^2$$

槽体各段风水平合力

$$P_{H1}=W_1 \cdot D \cdot H_1$$

$$P_{H1}=22.01\text{kN}$$

$$P_{H2}=27.82\text{kN}$$

$$P_{H3}=31.09\text{kN}$$

单槽风弯矩

$$M_H=1575.40\text{kN}\cdot\text{m}$$

(4) 单槽地震水平惯性力及弯矩

根据《工业与民用建筑抗震设计规范》的有关规定计算, 沿槽体分层水平地震惯性力及弯矩分别为:

$P_1=2.60\text{kN}$	$M_1=11.00\text{kN}\cdot\text{m}$
$P_2=18.30\text{kN}$	$M_2=128.10\text{kN}\cdot\text{m}$
$P_3=42.30\text{kN}$	$M_3=423.00\text{kN}\cdot\text{m}$
$P_4=26.00\text{kN}$	$M_4=338.00\text{kN}\cdot\text{m}$
$P_5=106.33\text{kN}$	$M_5=1701.30\text{kN}\cdot\text{m}$

$P_6=330.6\text{kN}$	$M_6=6777.30\text{kN}\cdot\text{m}$
$P_7=512.70\text{kN}$	$M_7=13587.00\text{kN}\cdot\text{m}$

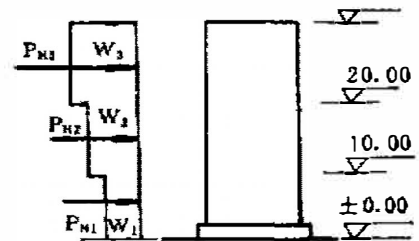


图3 槽体风荷分布图单槽风弯矩

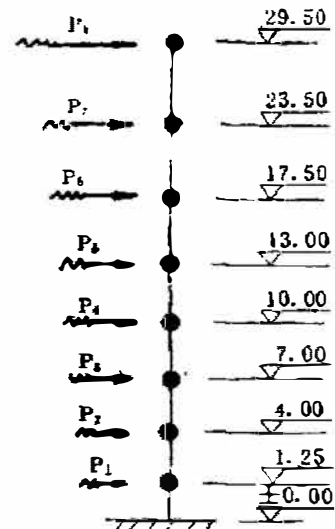


图4 地震力分布简图

$$P_7 = 745.20\text{kN} \quad M_8 = 24212.50\text{kN}\cdot\text{m}$$

(5) 空满槽组合最大偏心弯矩

$$M_9 = 268750.00\text{kN}\cdot\text{m}$$

2. 方案比较

在作初步设计时,曾考虑了以下三种地基与基础方案,分别为:

- (1) 天然地基、钢筋混凝土大板基础。
- (2) 生石灰桩复合地基,钢筋混凝土大板基础。
- (3) 灌注桩,低桩承台。

但在施工勘探和设计荷载计算完成以后,发现上列三种方案都不能满足要求。采用低承台灌注桩基础,由于周围相邻基础附加应力扩散影响,承台周边一两排桩的上部三分之一段摩阻强度将被削弱。而位于持力层的局部软塑土,也将降低部份灌注桩的摩擦阻抗能力。综合考虑以上情况,经核算后证明,仅依靠承台轮廓内排定的灌注桩仍不足以安全承载。

经过反复比较,我们决定采用把方案(2)和方案(3)结合在一起灌注桩—石灰桩复合地基方案。即在灌注桩间空档中布置石灰桩。

灌注桩-石灰桩复合地基计算

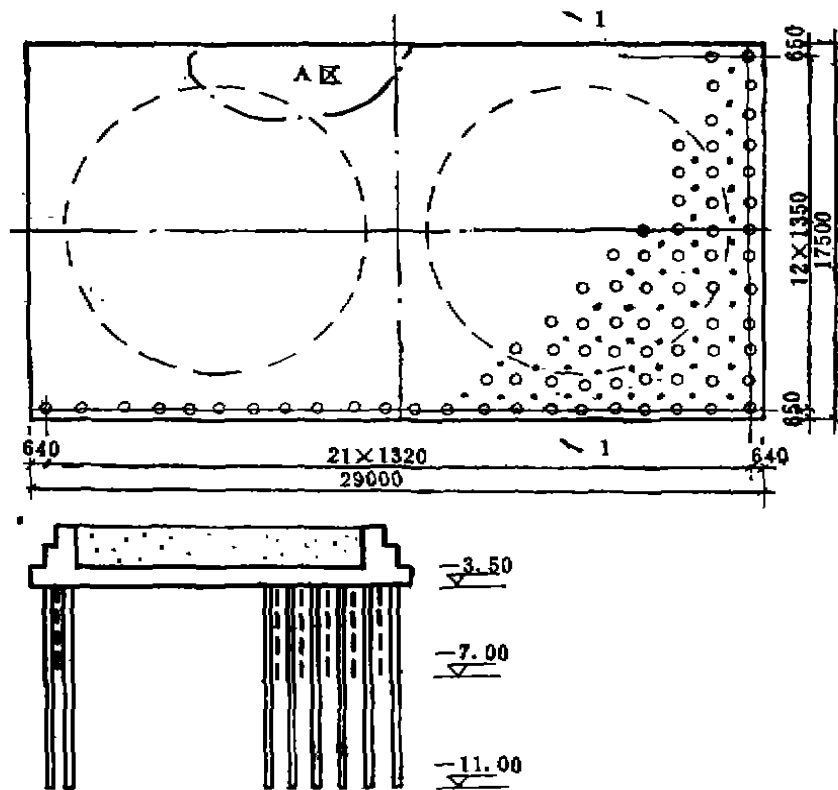


图5 桩位平面图

1. 桩位布置:

根据现场条件, 灌注桩采用‘洛阳铲’掏孔。桩径 $d_1 = 450\text{mm}$, 桩长 $L_1 = 8\text{m}$ (稳定地下水位以上可能利用的最大长度), 桩距取 $3d_1$ 。

石灰桩插布置在灌注桩间的空档上。桩径 $d_2 = 150\text{mm}$, 桩长 $L_2 = 3.50\text{m}$ 。但在桩位平面图上圈定的含有软塑土夹层的A区范围内, 石灰桩长度要延伸至软塑土层下至少 300mm 。

如图5所示, 承台下共布置灌注桩(图中圆圈)286根, 生石灰桩(图中圆点)252根。

上述规格的灌注桩和生石灰桩复合地基, 均委托中国建筑科学研究院地基基础研究所进行了现场载荷试验, 为设计计算提供了必要的各项数据。

2. 复合地基容许承载力

(1) 灌注桩单桩承载力

根据JGJ4-80《工业与民用建筑灌注桩基础设计与施工规程》式(2.3.4)计算, 单桩容许承载力

$$\begin{aligned} P_a &= \pi d_1 \sum l_i f_i + A \cdot R_i \\ &= 294.50\text{kN} \end{aligned}$$

当按偏心受压计算并考虑地震荷载时, 根据有关规范的规定, 单桩容许承载力尚可分别提高20%和30%。因此单桩容许承载力的最后计算值是:

$$[P_a] = 441.75\text{kN}$$

(2) 石灰桩复合地基承载力

结合本工程地基与基础型式的构成特点, 石灰与土组成的复合地基即为‘桩间土’。经现场载荷试验, 在刚性桩与桩间土同步沉降条件下, 实测地基土分担荷载的平均比例为23%。按此值推算, 复合地基应分担的荷载值:

$$\begin{aligned} N_{SP1} &= (G + \sum N) \cdot 0.23 \\ &= 27997.90\text{kN} \end{aligned}$$

根据JGJ4-80《工业与民用建筑灌注桩基础设计与施工规程》第2.3.6条的规定, 对于低桩承台, 在确保无自重固结和湿陷的可能性时, 可考虑由承台底地基土承受承台及其上填土重。按此规定, 复合地基分担的荷载值应取:

$$\begin{aligned} N_{SP2} &= G - G_1 \\ &= 33630.00\text{kN} \end{aligned}$$

对以上两种计算方法, 经充分比较后我们认为: 现场复合地基载荷板试验, 其实测桩土荷载分担比例的产生条件与工程实体有一定差距。经石灰桩二次挤密后的桩间土, 完全符合规程要求达到的条件, 因此, 确定以 N_{SP2} 为复合地基承载力计算值。

3. 不利荷载组合下, 单桩最大承载力

根据TJ 11-74《工业与民用建筑抗震设计规范》的规定, 考虑地震荷载时, 其荷载组合原则应该是:

恒载, 取全部。

雪荷载, 取50%。

风荷载, 验算高耸构筑物时, 取25%。

第一种偏心受压:

沿基础长方向料空、满槽组合, 风及地震沿基础短方向作用。

$$Q_{1i} = \frac{G_1 + N}{n} \pm \frac{M_x y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y \cdot x_i}{\sum x_i^2}$$

$$= 373.66 \text{ kN}$$

$$= -58.28 \text{ kN}$$

第二种偏心受压:

两个槽均盛满料, 风及地震仍沿基础短方向作用。

$$Q_{2i} = \frac{G_1 + \sum N}{286} \pm 0 \pm \frac{M_y \cdot x_i}{\sum x_i^2}$$

$$= 413.65 \text{ kN}$$

$$= 202.43 \text{ kN}$$

以上两种可能出现的单桩最大承载力, 均小于单桩容许承载力。

4. 实体深基验算

根据 GBJ7-88《建筑地基基础设计规范》(报批稿)第5.1.3条的规定, 地基承载力按下式计算

$$f = f_k + n_b \cdot r(b-3) + n_d r_0(d-0.50)$$

$$= 500.70 \text{ kPa}$$

深基计算剖面见图6, 其中:

$$A = 539.58 \text{ m}^2$$

$$W = \frac{29.68 \cdot 18.18^2}{5} \quad (\text{沿短方向})$$

$$= 1634.90 \text{ m}^3$$

深基荷载

$$\sum G + \sum N = 199429.50 \text{ kN}$$

$$\sum M = \frac{1}{4} [M_H + (\sum p_H \cdot 8)] + 2[M_0 + (\sum p \cdot 8)]$$

$$= 123849.70 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

基底压力

$$p_{max} = \frac{\sum G + \sum N}{A} \pm \frac{\sum M}{W}$$

$$= \frac{445.35}{293.85} \frac{\text{kPa}}{\text{kPa}} < 1.2f = 1.2 \cdot 500.70 = 600.84 \text{ kPa}$$

5. 地基变形计算

根据 GBJ7-88 公式(5.2.5)

$$S = \phi_s \cdot S' = \phi_s \sum_{i=1}^{i=n} \frac{p_0}{E_{s_i}} (z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1})$$

$$p_0 = 163.37 \text{ kPa}, \quad E_s = 11.76 \text{ MPa}$$

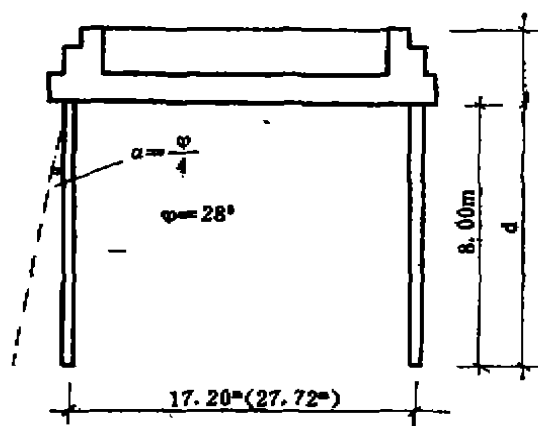


图6 深基计算剖面

自 -11.50m 起各层地基变形见下表:

层位	深度 (m)	$\frac{z}{B}$	$\bar{\alpha}$	$\Delta S'$ (m/m)
1	2	0.11	0.997	27.69
2	4	0.22	0.983	26.91
3	6	0.32	0.968	26.05
4	8	0.44	0.937	23.44
5	10	0.55	0.913	22.69
6	15	0.82	0.818	43.61
7	20	1.10	0.738	34.58
8	25	1.38	0.653	21.73
9	35	1.93	0.525	28.40
10	45	2.48	0.448	24.00
11	55	3.02	0.379	9.51
12	65	3.57	0.335	9.30

$$S' = \sum_{i=1}^{12} \Delta S = 297.91\text{mm}$$

查表(5.2.5)得 $\phi_s = 0.643$

则最终计算沉降量

$$S = 0.643 \cdot 297.91\text{m/m}$$

$$191.50\text{m/m} < [S] = 200\text{m/m}$$

问题讨论

1. 灌注桩与石灰桩复合地基共同工作机理。

一般刚性桩与地基土, 通过桩周摩阻及桩尖端承而共同工作, 已为大量的试验和工程实践所证明。在群桩间, 均匀插布石灰桩。在基础承台下一定深度范围内, 形成刚性桩、柔性桩和桩间土共同工作体系。经过石灰桩的二次挤密作用, 以及石桩与地基土间的一系列物理、化学变化, 改变了一般刚性桩与桩周土的简单摩擦接触形式。桩间土在被固化、强化过程中, 对灌注桩“预加”可能压力, 如图7所示。此压力大小, 可经现场原土固

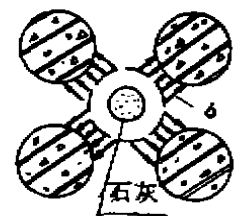


图7 桩间压力分布图

结试验, 从 e - $\log P$ 曲线上截取。

石灰桩在其吸水膨胀过程中, 因受到灌注桩强有力的侧限约束, 其二次挤密效应, 会获得大幅度提高。在增加复合地基强度的同时, 使地基土的均匀性得到改善。还可以克服一般石灰桩在无约束条件下, 吸水膨胀后易形成‘软心’的现象。

2. 桩土共同工作效应

对由灌注桩和低桩承台组成的基础型式, 桩土共同工作的基本条件之一, 是承台底面与土不脱空。本工程桩间土, 为石灰桩复合地基。生石灰注入桩孔后, 其吸水、消化及膨胀挤密的反应过程, 一般约需1~4周时间。现在此期间内, 尽快完成承台混凝土的浇注工作, 则灰桩向上的‘膨胀力’, 将使桩间土与承台底面紧密贴合。经石灰桩挤密、固化后的湿陷性黄土地基, 即使偶然浸水, 也不再会发生固结下沉。可以保证工程在全部使用期间, 承台、桩及桩间土, 三者同步沉降。形成以桩底地基土压缩沉降为主要变形区的附加应力场。实现低承台灌注群桩, 如同实体基础一样的工作条件。

3. 桩与复合地基的荷载分担作用

由石灰桩和土组成的复合地基, 无论其基本结构性状, 还是主要物理力学指标, 都与土质天然地基极为相近。因此在考虑刚性桩和柔性复合地基间荷载分担作用时, 可把复合地基统一视为桩间土。我们通过现场载荷试验揭示, 由各种不同材料组成的复合地基, 桩土间荷载分担比例, 将主要随它们之间强度、刚度比差大小而变化。一般是当二者强度、刚度比差越小, 桩间土的荷载比例越大。这个规律告诉我们, 采用复合地基的方法, 处理、强化桩间土, 是提高低承台群桩承载能力的一条主要途径。

调整附加应力纠正不均匀沉降

华孝捐
(玉环县城建局)

[提要] 本文介绍在软土地基上, 采用调整室内填土及加压短桩, 以纠正严重不均匀沉降。

工程概况

某工程建筑面积1045m², 其中甲单元宿舍兼车库二层, 进深11m, 长27.30m, 高9.4m, 长高比2.9; 乙单元住宅兼其他用房三层, 进深9.8m; 长11.1m, 高11.2m, 长高比1.0。均系砖混结构, 底层以柱承重; 钢筋混凝土带基, 轴④柱下基础局部扩大用偏心带基相连, 前后柱基1.7×1.7m², 底板中心偏④轴0.85m, 中柱基2.8×1.8m², 中心偏④轴0.9m。平面布置简单见图1, 设沉降缝一道, 墙体之间缝宽80mm, 相邻基础作法详

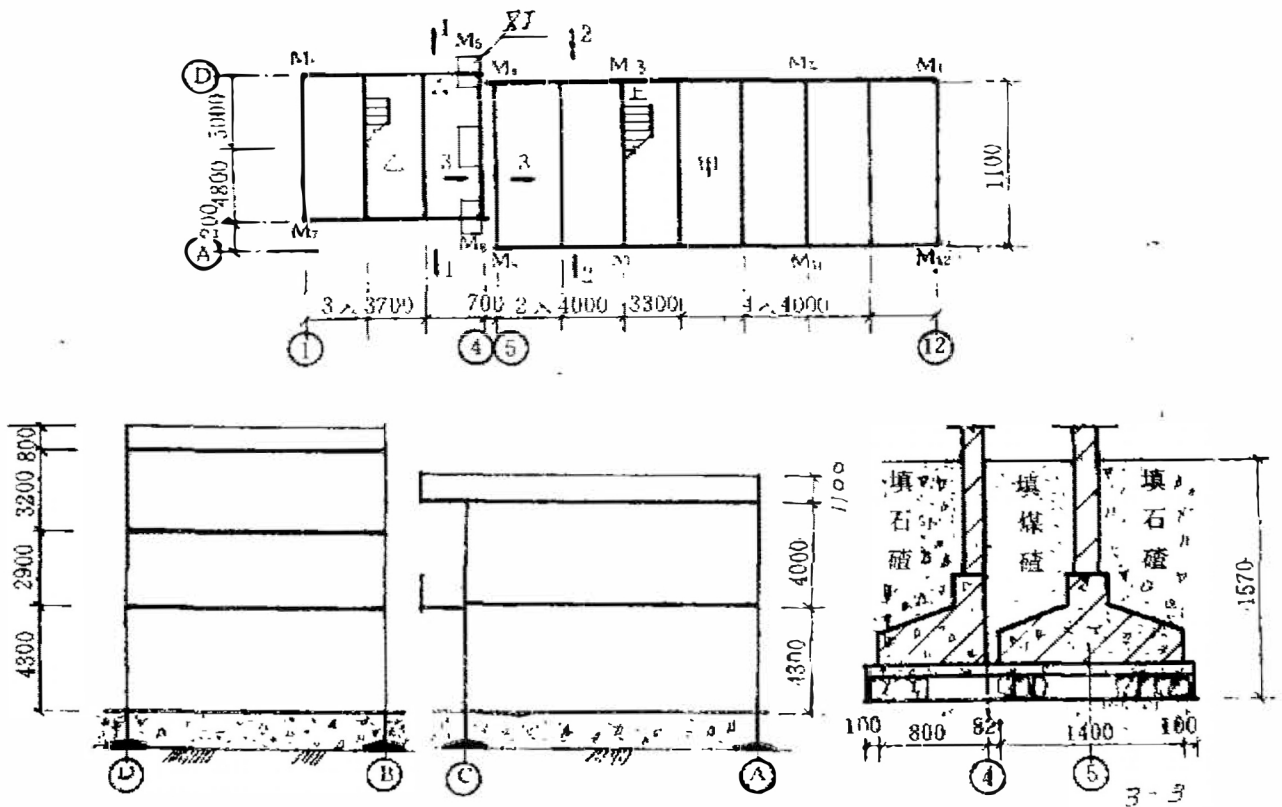


图1

剖面3-3。室内回填土深1.6m(实际回填约2.0m),地基接触压力不大。自1989年9月开工至1990年1月,累计沉降量差较大(详表1)。甲单元测点 M_1 与 M_4 沉降差195mm,倾斜率7.14%,测点 $M_{1,2}$ 与 M_9 沉降差179mm,倾斜率6.56%;乙单元测点 M_7 与 M_8 沉降差95mm,倾斜率8.56%;测点 M_5 与 M_6 沉降差90mm,倾斜率8.11%。肉眼明显可见二单元向沉降缝侧倾斜,且顶部出现相接触,其他部位墙体均未出现裂缝。

沉降量累计表

表1

时 间	进 度	测 点												
		M_1	M_2	M_3	M_4	M_5	M_6	M_7	M_8	M_9	M_{10}	M_{11}	M_{12}	
89年10月8日	一层完成	0	22	35	62	64	12	8	50	50	36	1	0	
12月5日	二层完成	27	80	93	140	150	85	94	146	121	102	54	22	
12月16日	三层完成	32	98	117	161	166	107	94	152	138	114	58	22	
90年1月9日		45	141	171	240	250	140	118	213	204	169	80	25	
1月16日	挖加室内填土	77	161	182	243	253	168	143	217	206	174	99	53	
2月20日		172	215	226	267	277	233	204	240	214	192	159	138	
3月21日	桩封顶浇混凝土	200	237	250	287	297	255	222	256	229	213	183	163	
4月6日		209	249	257	292	304	265	226	260	232	215	187	167	

工程地质及倾斜主要原因

本工程地层属冲积和海相沉积。上部除耕土外,亚粘土层厚1.5~2.0m,地耐力建议值 $[R]=100\text{kN/m}^2$,中部夹有一层8m的淤泥层,呈流塑状态,平均含水量 $\omega=76.8\%$,地耐力建议值 $[R]=45\text{kN/m}^2$ 。地下水位在自然地面下0.2m。

该工程由于基底压力不大,上部硬壳层承载力又较高,因而沉降缝两侧基底应力的迭加,和中部低强度高压缩性淤泥土层均未引起人们高度重视。主体工程完工后,沉降缝两侧基础沉降速率明显加快,测点 M_4 平均每天沉降3.4mm, M_5 平均每天沉降3.65mm,沉降差已大量超出规范容许值。经分析验算该处淤泥层顶面的应力超出地耐力容许值,以致出现大量的沉降和不均匀沉降。

纠倾措施及处理结果

据沉降观测资料,认为调整附加应力是本工程控制不均匀沉降的主要措施。即于1990年1月13日采取调整室内填土荷载,和对沉降缝两侧的基础进行加固,在相邻基础压入梢

径150mm短木桩，桩长2m左右。主要施工方法：

1. 将轴③~⑦的室内填土挖深至自然地面，在轴①~③和轴⑩⑫室内均匀加压，促使两端部沉降。

2. 轴⑤沉降缝侧基础板间隔4倍桩径凿作桩孔，用油压千斤顶将短桩压入地基(图2)。

3. 当木桩施工完毕，即在桩顶灌混凝土然后顺④、⑤之间的沉降缝浇混凝土板，在板上每隔1.6m设现浇短梁，承担轴④⑤的基梁、梁板均一次浇成。

4. 浇钢筋混凝土封桩顶，使短梁将④、⑤轴基础连挑在一起。

5. 卸去反压载土，作轴③~⑦间架空层。

1990年4月6日进行观测(详表1)，测点 M_1 与 M_4 沉降差83mm，倾斜率3‰，测点 M_7 与 M_{12} 沉降差65mm，倾斜率2.4‰；测点 M_6 与 M_8 沉降差39mm，倾斜率3.06‰。综观察调整附加应力前、后的沉降量，已说明调整后沉降大致趋向均匀。还可以从荷载—时间—沉降关系曲线上直观，室内卸土和封桩后沉降曲线上明显趋于二个平缓线段。证实卸荷加土反压、加压短桩而仅用3个月时间，已起到调整不均匀沉降的作用。

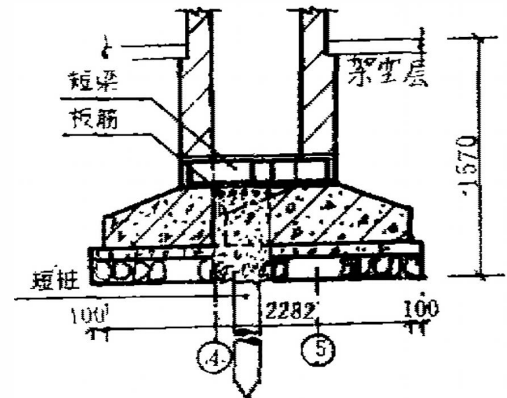


图2 基础加固

参考文献

- 1 《地基基础设计与施工规范》，中国建筑工业出版社，1985年
- 2 《地基处理手册》，建筑工业出版社