

岩土工程参考资料

Collection of References on
Geotechnical Engineering

Vol.4 No.2

土——结构物相互作用

Geotechnical Engineering Information

Service at Tong-ji University

同济大学岩土工程情报资料站

编 者 的 话

编印《岩土工程参考资料》，是同济大学岩土工程情报资料站乘 1982 年 12 月中国建筑学会在天津开会期间，邀请与会的若干成员和非成员单位参加的第四次座谈会上大家提出的要求，现在它和大家见面了。

本刊将刊登岩土工程方面的译文、文摘、国内外文献述评、专题题录，以及准备在国内杂志发表的论文的详细摘要等；目的是为了帮助岩土工程工作者之间开展科技交流，了解国内外新的发展动向及水平；帮助大家节省查阅文献资料的时间，弥补外语语种方面的局限性和扩大视野。

本刊暂定为不定期刊物，以“专辑”的形式出版，将分别由我情报站或者有关成员单位承担选题、选文、组织翻译、审校、定稿等工作。具备条件的成员单位可以自己推荐承担某一专辑的选题、译文、出版等工作，再由我情报站发行、交流。

凡经本刊选用的文稿将酌量支付稿酬。

我们衷心希望能得到顾问委员会各位委员以及各成员单位的关心和支持；并欢迎岩土工程工作者踊跃投稿，共同办好这份刊物。

1986 年 12 月

土——结构物相互作用专辑

内 容 简 介

本专辑专门收入了澳大利亚、法国、墨西哥、美国、印度、波兰等国的七篇有关土与结构物共同作用的文章，文中都考虑了上部结构及基础板的刚度对反力分布和沉降的影响，对层状土及土的塑性性质亦有所考虑，并以实测资料为基础与理论分析作了对比，因而对该领域内的研究者提供了一定的参考。

澳大利亚 Kay 和 Cavagnaro 一文报导了三例非饱和硬粘土上筏基沉降测量的结果。其中两例与沉降预估值进行了对比。沉降预估是用各种不同的方法并由螺旋平板载荷试验获得的沉降参数计算的，预估值与实测结果十分一致。同时发现钻孔伸长仪技术用于测量各个土层的压缩量及总体沉降均颇为有效。此外，本文还介绍了另一种预估筏基沉降的简单方法，此法可考虑层状土层和筏基刚度，算出的沉降与常规方法所得结果也十分一致。

民主德国 Bohe 等一文，介绍用“变刚度法”来计算一座高层公寓房屋的基础板，计算时考虑了建筑物刚度和土的塑性性质。当基础板由于用滑动模板施工的筒蕊而加紧以后，建筑物刚度就对基础板上的荷载分布参与作用。

墨西哥 Demeneghi 一文，提出了网状连续结构的土——结构物共同作用分析和计算土的反力分布的方法。所建议的方法在于使结构分析中计算沉降的方法具体化，在此方法中将土和结构物看成是一个整体。

美国 Focht, Jr. 等一文，对休斯敦高楼片筏基础的设计考虑了超固结粘土地基与筏基的共同作用。为了提供考虑共同作用的真实资料，在筏基埋设了 27 个卡尔森土压力盒，以量测地基反力；在底部钢筋处设置了 20 只卡尔森测力计，以量测钢筋应力；另外，还对筏基在总沉降和差异沉降进行了观察。将原设计与三年施工期间以及结构框架完工后六年期间的实测资料作了比较。

印度 Dewaikar 一文，研究在弹性介质上，下卧粗糙刚性层，且在不同深宽比和不同泊桑比时的刚性条形基础地基反力的分布。同时，还对深埋在弹性介质内的刚性圆形基础，在不同的泊桑比和埋深情况下的地基反力分布作了分析。

澳大利亚 Lee 教授一文，总结了多层跨结构的筏基设计中，把上部结构、筏基和地基当作一个系统的三个协调单元的共同作用分析的方法。可以认为，子结构分析是最有效的方法。文章还对一些实例进行了研究。

波兰 Biernatowski 等一文，考虑了地基参数及荷载是随机变量，利用线性流变地基模型来研究结构物——地基体系的共同作用，并给出了结构的可靠性模型。最后，以几个数值例子来加以说明。

本专辑由同济大学岩土工程情报资料站负责组稿、编辑、出版等工作。此外，参加译校工作的尚有同济大学朱百里、赵锡宏、董建国、钱宇平，冶金部武汉勘察公司苑秩伦、胡显坦，上海城建学院费勤发、陈根媛等同志。

目 录

筏基的沉降

.....J. Neil Kay; Richard L. Cavagnaro (1)

计入建筑物刚度的基础板计算

..... R. Bobe; G. Hertwig; H. Seiffert (12)

土——结构物共同作用分析

..... A. Demeneghi (17)

独特壳体广场高楼的深埋片筏基础的测试研究

.....J. A. Focht, Jr; F. R. Khan; J. P. Gemeinhordt (22)

刚性基础地基反力分布的研究

..... D. M. Dewaikar (33)

筏基和筏—桩体系共同作用分析

..... I. K. Lee (38)

土——结构物共同作用的设计模型与可靠性理论

..... K. Biernatowski; W. Pytel (46)

筏基的沉降

〔澳〕 J. Neil Kay; Richard L. Cavagnaro

提 要

在澳大利亚南部的阿德雷德市,近年兴建的多层建筑物多采用筏基。本文作者对三座筏基建筑物的沉降进行了测量,其中两座有足够的勘察和试验资料,这些资料可用于评价预测沉降所用的各种方法。对其中的两座建筑物采用了常规的测量方法,对第三座采用英国发展起来的钻孔伸长仪。从施工期间的可达性、测试的方便程度、结果的精度等许多方面看来,伸长仪法比较优越。本文还提出另一种预测沉降的方法。经实践证实该法简单且适于多方面的应用。其结果与限制条件较多且费时较长的常规方法所得结果相似。

引 言

对筏基设计特别有用的教科书极少。目前即使建造在密实砂层和硬粘土层上的大型多层建筑物也往往采用筏基,这种类型的土与建筑物相互作用的问题是复杂的,最终设计时,最好使用适当用户经调整的有限元程序(例如 FOCALS*)解决。可是,尤其在需要对可采用的地基进行抉择的初步设计阶段,不用如此复杂的分析作为基础,仅需使用与通常适于其他类型基础相似的那些直接手算方法。

计算筏基沉降通常采用一维方法,其有关参数由单向固结试验测出。另外,对有限层上的面荷载也使用过借助杨氏模量进行的三维解,但主要用于不排水沉降计算。最近建立的排水杨氏模量概念扩大了上述这些方法的应用范围,Poulos 与 Davis 已编辑了许多此类图表。他们证明了层状系统可直接采用 Hook 定律进行处理。

在澳大利亚南部的阿德雷德市,对三座建筑在未饱和坚硬粘土层上筏基多层建筑物的沉降进行了测量。本文将报导其结果。其中两座有充足的勘察与试验资料,这些资料可用于不同的沉降计算方法,从而为比较不同的计算方法及其可靠程度提供了依据。

关于测定土的沉降参数方法,现在的趋势是发展现场测试技术,试验结果往往用三维而不是用一维参数表示。其中一项现场试验是孔底平板载荷试验,可直接提供排水杨氏模量 E' 值,曾用该次试验在其中两个场地测定土的压缩性。

本文提出另一种沉降计算方法,较之常规方法有许多优点。该法使用简便,既能考虑多层的土系统,又可考虑确定不均匀沉降时相对筏基刚度的影响。因此法计算的结果与目前使用的各种方法计算的结果及实测结果非常一致。

* FOCALS: 横向各向异性层状系统的地质力学计算程序。

地 基 勘 察

阿得雷德市的地质概况——阿得雷德市的地基属于第四纪和第三纪大致呈水平层序的沉积层，在前寒武纪基岩之上，粘土、砂和软岩厚约 80~100 米（260~300 英尺）。在某些地区，Torrens 河对此层序有不同程度的冲刷，然后又沉积了近期冲积粘土和砾石。这些地区属半干旱的自然气候，平均年降雨量为 500 毫米，蒸发速度为 1.5 米/年。所研究的三座建筑物下面的简单地质层序示于图 1。地下水位一般深度约为 20 米（65 英尺），位于 Hallet Cove 砂岩层中。但在局部地段偶尔可遇较浅的潜水位。

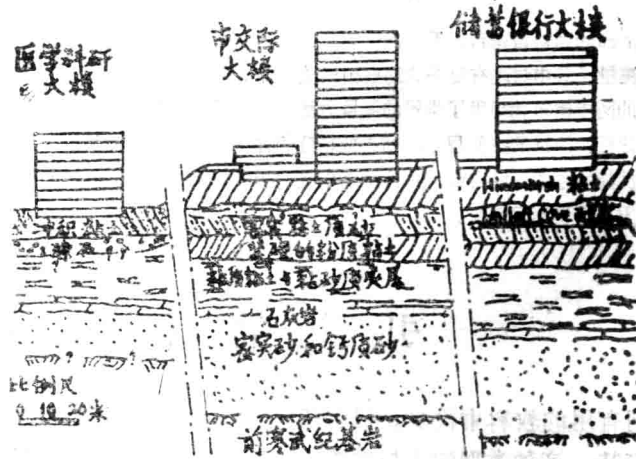


图 1 澳大利亚南部阿得雷德市三座浅基建筑物地基的简单地质剖面图

医学科研大楼建筑在近期冲积土层上，其它两座建筑物在更新世 Hindmarsh 粘土层上。Hindmarsh 粘土系极其致密而坚硬的高塑性开裂粘土（典型的液限为 80~100），由于干燥呈严重超固结状态。它是一种膨胀性粘土，也大多数大型的筏基支承的建筑物基础均在易受季节性湿度变化影响的深度以下。

Hindmarsh 粘土层下面的 Hallett Cove 砂岩是一种胶结的钙质砂。在较短的距离之内，无论是水平方向还是竖直方向，这种砂层的变化都很大，由坚硬的岩石可变为弱胶结的砂。它的上部表面原是影响地表的喀斯特，偶见由松散砂和岩屑充填的溶洞。由于 Hallett Cove 砂岩的可变性，近年来在它上面建造的大型建筑物已不再用桩基，而采用筏基结构，通常还修造一个或几个地下室。总之，采用筏基可节约资金。

过去一直认为 Hallett Cove 砂岩层下面是相当坚硬的不可压缩层，但缺乏定量的地质资料支持这种见解。

压缩性指标的测定——采用常规单向固结试验坚硬的阿得雷德粘土压缩性指标的试尝并未取得良好的结果。 $e - \log \sigma'_v$ 图（ e = 孔隙比， σ'_v = 有效重向应力）总是表明有明显的扰动。硬粘土出现的这种问题不仅仅存在于阿得雷德粘土。Wilun 与 Starzewski 曾指出，硬粘土的单向固结试验结果可出现高达百分之几百的误差。本文第二作者在 Sydney 进行硬粘土试验时也发现过类似的问题。

另一种室内试验方法是三轴试验。只要重新建立试样的原位 K_0 条件, 并进行严密的应力路径试验, 就有可能 (但并非绝对) 用三轴试验取得良好的结果。但存在三个主要困难: (1) 难于取得和制备高质量的不扰动试样; (2) 需要十分特殊的三轴设备; (3) 必须相当准确地测定原位 K_0 条件。

由于阿得雷德粘土孔隙水中盐的浓度高, 使得单向固结试验和三轴试验中的上述困难更加复杂。为了避免非本质的吸附或膨胀效应, 需要特定成份的孔隙水。

在为了解土的性质而进行的基础研究中, 室内试验显示出较多的优点。这些优点与将整个试样内应力、应变、孔隙水化学成份和温度控制在特别均一条件下的灵活程度有关。然而, 就工程设计而言, 要应用上述各项试样条件进行十分粗略的估算, 所需的费用也会高得难于实施。另一方面, 用适当的现场试验就能实现上述大多数条件, 而且费用也不致太高。虽然不能获得土体的基本性质指标, 但可确定用于设计目的最有代表性的性质。

现在有一种原位测定压缩性参数的方法称螺旋平板载荷试验。该项试验是在预先钻好的孔底进行的, 其细节可参见孔底平板载荷 (DHPL) 试验。这种试验由于反应复杂, 可能受到非难, 可是它为许多地基问题提供了一种近似模型, 因而得到某些缓解。地基反应的复杂性与试验中的复杂性相似, 因此, 测定参数时各向同性与线性关系的假定所引起的误差趋于自行抵消。这种试验的另一个特点是获得排水参数比较容易, 诸如排水杨氏模量 E' 。本研究使用的刚度参数主要是根据 DHPL 试验结果取得的。

由于需要用弹性理论解释螺旋平板反应, 因而获得的土体刚度可用不排水相氏模量 E_u 或者排水杨氏模量 E' 表示。一般认为, 直接用弹性理论计算沉降较为合适。以单向固结试验测得的压缩性参数为基础的一维方法通常需要考虑膨胀效应, 可是在应力路径试验机的三维模拟试验所得结果中无疑地已考虑了上述效应。必须指出, 一维的体积压缩系数 m_v 是通过下列方程与 E' 联系起来的:

$$E' = \frac{(1 + \nu')(1 - 2\nu')}{m_v(1 - \nu')} \quad (1)$$

式中 ν' = 排水泊松比。

本法的一个明显缺点是需要估算 ν' 。现已发现阿得雷德和其他各处的硬粘土, 其 ν' 值的范围在 0.1~0.2 较为适宜。可是就上面所涉及的各种因素而言, 只要试验中使用的值与设计时使用的值相似, 估算 ν' 引起的误差就不会严重, 这也是试验条件与地基性状相似的缘故。

医学科研大楼场地的勘察资料——医学科研大楼的勘察方案包括两部分: 钻孔和取样。钻探前作了荷兰圆锥触探试验 (在 MS/1 与 MS/2 位置), 施工期间作了一组孔底平板载荷试验 (在 D_3 位置), 从图 4 可看到各试验点的位置。在 DHPL 试验期间 (1978, 1), 求排水模量的试验程序尚未完善, 仅测定了不排水模量, 试验结果示于图 2。

圆锥触探试验表明, 3—5 米为可压缩的粉质粘土, 夹有砂层, 其下是容易变化低压缩性的砂砾。在 D_3 的可压缩层进行了 DHPL 试验, 其结果与触探结果相当一致。测出的不排水模量约为 30 兆帕 (4 千磅/英寸²)。在阿得雷德地区另一场地的试验表明 $E' = 0.75E_u$ 。计算沉降时, 对测出的 E_u 值作了适当的修正。

储蓄银行大楼场地的勘察资料——在储蓄银行场地进行钻孔的目的是鉴别土质, 只作了一个钻孔的 DHPL 试验。图 3 示出地层剖面图以及根据 DHPL 试验获得的排水模量 E' 值。

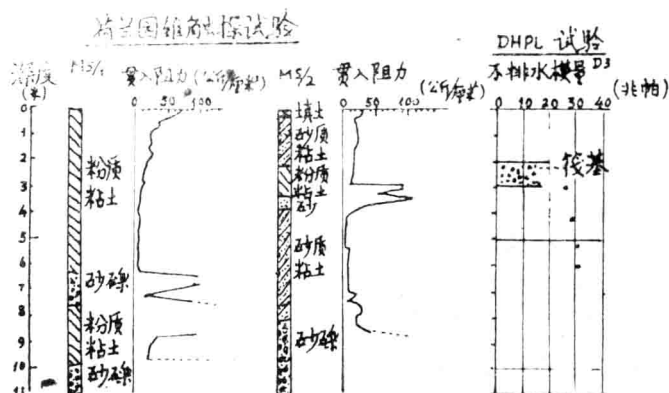


图 2 医学科研大楼的地基土层剖面荷兰国锥触探试验和平板载荷试验资料

在制订勘察方案时，由于预计 Hallett Cove 砂岩及其下卧层对建筑物沉降所起的作用很小，因而对这些层未予重视。

采用了另外两种方法描述储蓄银行下面土层的刚度剖面。第一种方法假定筏基以下10米（33英尺）的土层，其排水模量 E' 的平均值为 55 兆帕（8 千磅/英寸²）（根据 DHPL 试验结果），再深的地层为刚性的。第二种方法假定，上部 10 米（33 英尺）土层的刚度与第一种相似。可是 10 米以下至 80 米（262 英尺）的刚度为 500 兆帕（73 千磅/英寸²）。根据上述两种方法分别作出不同的沉降预测。

市交际大楼场地的勘察资料——市交际大楼筏基的设计是根据以前场地勘察资料进行的。这份资料描述了地层剖面，但对土的压缩性未提供专门的数据。附近场地的资料以及地层情况表明，筏基的沉降应在容许范围以内。

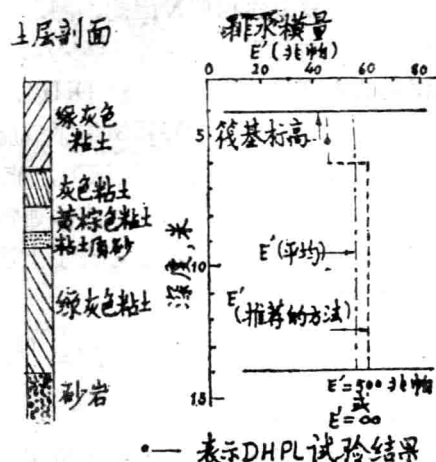


图 3 预测储蓄银行大楼沉降使用的土层剖面图以及假定的模量剖面

根据现有方法预测沉降

现在有许多方法用来预测沉降，可综述如下：

1. 根据单向固结试验结果和各层平均应力的改变进行计算的一维法；
2. 基于弹性理论导出的单一有限层图表法，包括（1）均布荷载矩形角点法；（2）均布荷载矩形中心与角点法；（3）刚性矩形法。
3. 以匀质各向同性半空间体应力分布为基础的弹性理论层系法。

过去使用最为普遍的是一维法，该法为 Skamptors 与 Bjessum 作了进一步发展，即考虑了土体的膨胀效应，这种效应在单向固结试验中没法反映出来。如前所述，对坚硬的非饱和和粘土进行单向固结试验会产生重大误差，其程度或许超过膨胀效应引起的结果。

预测的沉降 (医学科研大楼)

表 1

方 法 (1)	中心沉降 (毫米) (2)	角点沉降 (毫米) (3)	均匀沉降 (毫米) (4)
1 维 法 1	17.5	4.4	17.0
有限层法 2(a)	17.7	4.0	
2(b)		4.5	
2(c)			

注: 可压缩层厚度=3.5 米; 施加的均布荷载=128 千帕; 沉降参数 $E' = 23$ 兆帕, $\nu' = 0.2$; 假定形状, 矩形 (27 米×54 米)。

另一方面, 采用第二种和第三种方法时, 需要直接测定有代表性的排水杨氏模量值 E' 。对于在有限厚度层状土上施加矩形荷载的沉降预测采用这两种解法往往是适当的, 而 David 与 Poulos 和 Butles 所阐明的弹性理论层系法则常用于可变土层。

我们采用第一种和第二种方法预测了医学科研大楼和储蓄银行大楼的沉降。第三种方法仅用于储蓄银行大楼。一维沉降分析法中的体积压缩系数 m_v 是用 $\nu' = 0.2$ 时按方程 1 算出的。表 1—2 中列出了所得的结果。

预测的沉降 (储蓄银行大楼)

表 2

方 法 (1)	假 定 形 状 (米) (2)	中 心 沉 降 (毫米) (3)	边 缘 沉 降 (毫米) (4)	均 匀 沉 降 (毫米) (5)
1 维 法 1	33.5×39.5 矩形	22.0	5.5	19.9
有限层法 2(a)	33.5×39.5 矩形	22.7	5.7	
2(b)	33.5×39.5 矩形		5.6	
2(c)	33.5×39.5 矩形			
单 层 法 2(a)	20 (半径) 圆形	19.9		
双层法* 2(b)	20 (半径) 圆形	25.9		

* 假定 10~80 米深处 $E' = 500$ 兆帕

注: 可压缩层厚 10 米 (方法 3(b) 除外) 施加的均布荷载为 134 千帕; 沉降参数 $E' = 55$ 兆帕, $\nu' = 0.2$ 。

实 测 沉 降

医学科研大楼——在六层医学科研大楼混凝土园柱和边梁附近的钻孔中以及邻近建筑物适宜地面设置了 30 根长 50 毫米、直径 12 毫米的黄铜测针。在该场地拟建车间地段埋置了深的水准点标志。由于施工, 许多原有的水平基准面变得无法接近。

图 4 示出 7 个适用观测筏基沉降的测点。设置测点主要在两个阶段: 第一期是在铺设地面混凝土之前, 在此阶段设置的测点以后设置在建筑区内的全部测点后来便无法接近了。但 2, 8 和 9 三个测点却提供了有关早期沉降的有用数据 (图 4)。第二批测点是在地下室地板区再次可进入时在该区内设置的。测点 7, 21, 24 和 26 就属于这一批。为了绘图方便, 似乎可以任意选取第二批测点的沉降起始点, 因此, 根据第一批测点的沉降情况, 选用 4 毫米 (0.2 英寸) 的沉降作为起始点。

施加建筑荷载结束时, 平均总沉降约为 10 毫米 (0.4 英寸), 一年之后, 约为 13 毫米

(0.5 英寸)。虽然向北方向有 $\alpha=3$ 毫米 (0.08 英寸—0.12 英寸) 的倾斜, 但挠曲的不均匀沉降范围可忽略不计。可惜的是, 1979 年 6 月以后就不能再继续测量沉降了。从图 4 看来, 可能还会有数毫米的沉降。那样就可以证明预测和实测的结果非常一致。然而, 这种一致可能是偶然的, 因为可压缩层以下的土层或许已经产生了某些沉降, 而且也许低估了该可压缩层的刚度 ($E'=23$ 兆帕)。

图 4 医学科研大楼场地平面图及实测沉降

在本项研究中未设置较远的水准点标志。但采用了常规测量技术监搭邻近的一座大型建筑物——Sun Alliance 大楼的移动情况，因为储蓄银行大楼的移动与该建筑物有关。

电梯与测点 1 和 5 之间的沉降差分别为 7 毫米和 11 毫米。从图 5 可以看出, 紧靠筏基之下的土层, 压缩量就较大。这与勘察和试验方案中指出的土的相对压缩性指标相符。

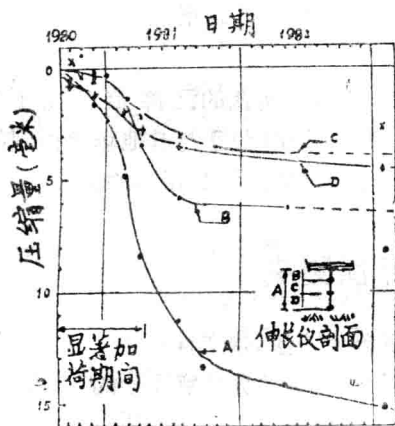


图 5 用钻孔伸长仪量测粘土层的结果
(储蓄银行大楼)

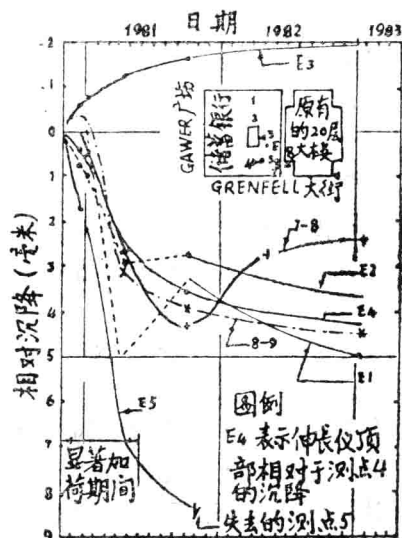


图 6 储蓄银行大楼地面的相对沉降

测。第四层楼地板混凝土工程完工后开始进行量测。四个测点设在外园柱上，两个测点设在电梯上。将设置在距场地约 50 米 (160 英尺) 的一个深置水准点标志作为参照物。

量测的沉降结果示于图 7。虽然在主要混凝土工程完工后 (平均沉降约 5 毫米) 沉降似乎停止了，但在其后的三个期间又产生了 2—3 毫米的沉降。可惜，1979 年 4 月地面平整完

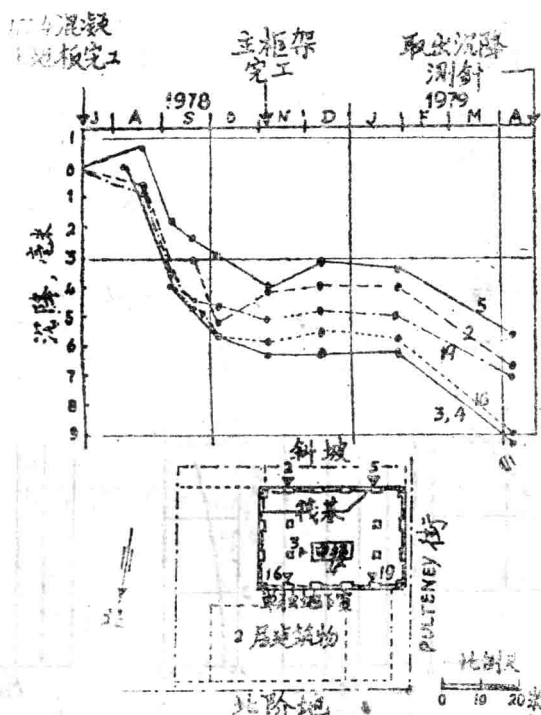


图 7 市交际大楼场地平面图及观测沉降资料

工后，这些沉降观测点被清除，无法继续进行水准测量。

筏基沉降出现了 3—4 毫米的倾斜，其原因尚未查明，可能是筏基以下土层变化的关系，另外也可能是筏基周围的埋置深度不等或筏基两边坚固的地下室档土墙增加了抗沉降阻力所致。

由于事先不可能对该场作出详细的沉降预测，因此，采用了实测的沉降值反算 Hindmarsh 粘土的排水模量 E' ，算出的结果 [54 兆帕 (8 千磅/英寸²)] 似乎与其他场地得到的结果一致，这表明，在 Hindmarsh 粘土层以下的土层所产生的沉降是极其微小的。

本文推荐的另一种沉降预测法

按照 Schmertmann 以前提出的用于预测粒状土层沉降的方法，本文推荐另一种预测沉降的方法。Schmertmann 曾决定将这种方法加以经验化，使之能够部分地解释砂的非线性特征，但这种修正被认为不适于推广使用。

使用本法时，必须采用均布荷载等积的圆形基础代替筏基。可以预计这种近似法不大适用于长条形筏基，但可证明，长宽比小于 2 时，误差通常小于 4%。Ahlvis 与 Ulery 提出了垂直弹性应变 ϵ_v 的表达式，即对半无限体表面施以圆形均布荷载时，任何一点的垂直弹性应变为：

$$\epsilon_v = p \frac{1 + \nu'}{E'} [(1 - 2\nu')A + B] \tag{2}$$

式中， p = 施加的压力； E' = 弹性模量； ν' = 泊松比； A 与 B = 常数。将上式重新排列，得出：

$$I = \frac{\epsilon_v E'}{p} = (1 - \nu') [(1 - 2\nu')A + B] \tag{3}$$

A 与 B 两者仅取决于所研究的点相对于载荷面中心与半径的具体位置，因而，不管在任何位置，对于一个任意给定的泊松比只存在唯一的 I 值， I 可以看作是一个无因次应变参数，为计算沉降，通常在载荷面以下的垂直线上绘出 I 的分布图。图 8 就是 $\nu' = 0.2$ 时，在载荷

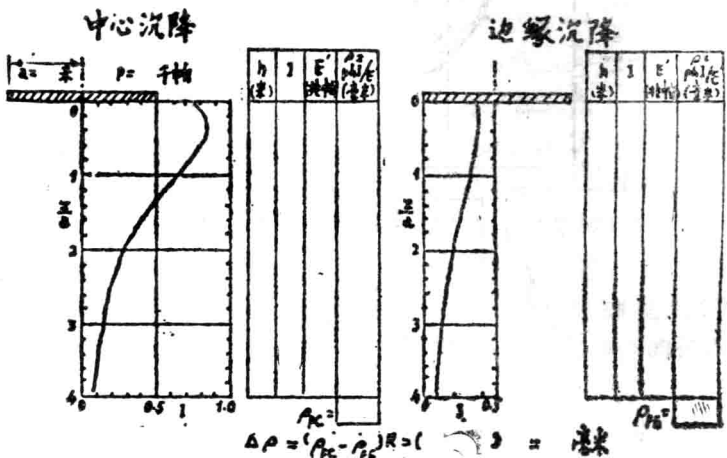


图 8 典型的沉降计算图表格式

面中心和周围以下的垂直线上绘出的 I 分布图。0.2 这一泊松比值看来适用于阿得雷德和别处的硬粘土。

用此法解决实际的土工问题时，载荷面下的不连续土层 i 可以近似地看作具有均匀的无因次应变参数 I ，等于该层中心的弹性理论值。如果同样地将该层模量 E_i 和应变 ϵ_i 看作是均匀的，该层的沉降分量 ρ_i 可从下式得出：

$$\rho_i = \frac{p I_i h_i}{E_i} \quad (4)$$

式中 h_i = 该层厚度。总沉降等于各层沉降之和。

基本概念与前述的方法 3 实质上是相同的：先计算作用在各个可压缩层上的平均应力，再求出各层的沉降。该法的依据不论是应力还是应变，均假定可变层的压缩性并不影响应力分布。Ponlos 已证明，刚性基底上部的可压缩层，当泊松比小于 0.4 时，采用该假定产生的误差不会超过 10%。在一个下层较之接近地表的土层软得多的地基系统中，上述假定并不理想，使用时必须注意。图 8 是计算用的常规格式。该图是按照 4 倍于筏基半径的影响深度计算中心沉降和边缘沉降准备的。

这种实际筏基园形近似法的另一个优点是，刚度的影响可大致按照 Brown 对均布荷载园形筏基的处理方法进行考虑。Brown 对相对刚度参数 K 所作的定义如下：

$$K = \frac{E_p}{E'} (1 - \nu')^2 \left(\frac{t}{a} \right)^3 \quad (5)$$

式中 E_p = 筏基的弹性模量； t 与 a 分别为筏基的厚度和半径，该式适用于均质下卧土层，不适用于层状下卧土层。但是，若按下列弹性半空间沉降方程计算 E' 时，则应取足够的精度：

$$E' = 2 \frac{pa(1 - \nu)^2}{\rho_{FC}} \quad (6)$$

式中 ρ_{FC} = 以前确定的柔性筏基的中心沉降。图 9 是根据 Brown 的研究成果绘制的。根据刚度系数 K ，从该图可以获得折减系数 R ，用以求部分刚性筏基的不均匀沉降。按下列公式，根据柔性筏基的不均匀沉降 $\Delta\rho_F$ 求出部分刚性筏基的不均匀沉降 $\Delta\rho$ ：

$$\Delta\rho = R \Delta\rho_F \quad (7)$$

关于筏基的埋置深度，Schmertmann 与其他人建议要规定该参数的容许值，Christian 与 Carries 采用有限元程序相当详尽地分析了埋置深度的影响，得出的结论是，在大多数情况下，完全不考虑这种影响也可获得合理的结果。

用本文推荐的方法计算储蓄银行大楼的沉降—储蓄银行大楼的筏基为长方形，其尺寸为 33.5 米 × 39.5 米（110 英尺 × 130 英尺），其等值面积园形筏基半径约为 20 米（66 英尺）。用本文推荐的方

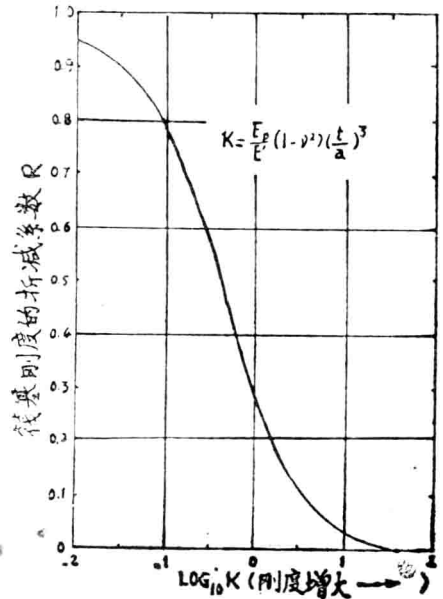


图 9 不均匀沉降折减系数与筏基刚度的关系

法可以更精确地确定粘土层的沉降。紧靠筏基下面的粘土层，上部 2 米（7 英尺）的排水模量 E 采用 44 兆帕（6 千磅/英寸²）；其下部的 8 米（26 英尺）采用 60 兆帕（9 千磅/英寸²）。再往下面是兼有土与岩土性质的 Hallett Cove 砂岩，该层的排水模量任意选取为 500 兆帕（73 千磅/英寸²）。上述的程序排列以及为便于确定无因次变因数而作的某些划分构成图四所示的计算中心沉降与边缘沉降的依据。

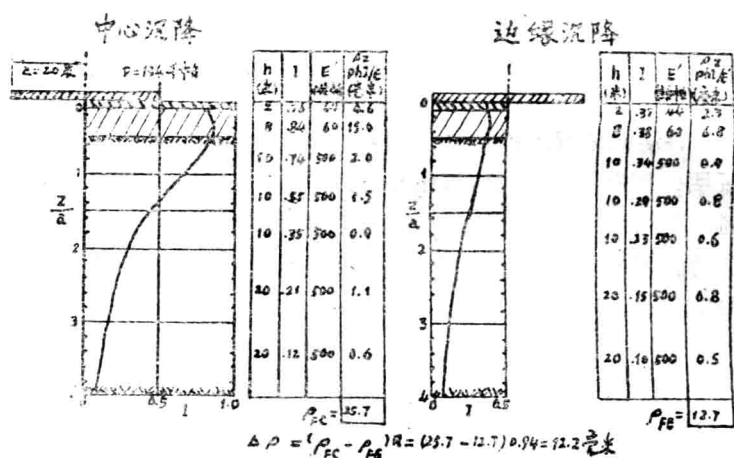


图 10 采用本文推荐的方法计算储蓄银行大楼的沉降

对于厚度 0.9 米（3 英尺）的筏基，由方程 5 得出的刚度系数 K 为 0.01，这表明筏基通常呈高度柔性状态，而几乎不减少由建筑物引起的沉降。算出的中心沉降为 26 毫米（1 英寸），边缘沉降为 13 毫米（0.5 英寸）。紧靠筏基以下厚度为 10 米的粘土层，其中心沉降与边缘沉降分别为 20 毫米（0.8 英寸）和 9 毫米（0.4 英寸）。若假定较深地层为刚性的，上面这些数据便是最终结果，与实测结果一致。表 3 将本法和目前采用的各种方法算出的沉降与实测值作了比较。

储蓄银行大楼的预测沉降与实测结果的比较 表 3

方 法 (1)	中 心 沉 降 (毫米) (2)	不均 匀 沉 降 (毫米) (3)
常规方法:		
1 维方法	22	16
有限层法	23	16
宽克定律法:		
Hallett Cove 砂岩 $E' = \infty$	20	—
Hallett Cove 砂岩 $E' = 500$ 兆帕	26	—
本文推荐的方法:		
Hallett Cove 砂岩 $E' = \infty$	20	10
Hallett Cove 砂岩 $E' = 500$ 兆帕	26	12
实测沉降	16—18	7—11

根据本文推荐的方法计算医学科研大楼的沉降——医学科研大楼的形状不规则，其等值面积的圆形筏基半径为 20 米（65 英尺），土层深度与半径比 h/r 为 0.2。根据图 8，在该层

的中部 ($h/r=0.1$), $I=0.77$ 。当 $h=4$ 米 (13 英尺), $E'=23$ 兆帕 (3.330 磅/英寸²), $p=128$ 千帕 (19 磅/英寸²) 时, $\rho=phI/E'=17$ 毫米 (0.7 英寸)。该值与各种常规方法算出的沉降基本相同, 这就有力地支持了下述的论点: 不管是用边长比为 2:1 的矩形还是用圆形荷载面粗略地代替形状不规则的荷载面, 均能使计算中心沉降偏差极小。

本文推荐的方法的优点

本法用于预测硬粘土层上筏基的沉降时, 较现有方法有明显的优点: 它允许对许多性质不同的土层作出适当的考虑, 为预测不均匀沉降提供筏基刚度效应。

本法简便的关键是, 将实际筏基用等值均布图形荷载面代替, 进行沉降计算。除长的筏基外, 计算中心沉降的误差极小。本文作出的种种比较表明, 筏基底面的长宽比至少小于 2 时, 获得的结果是令人满意的。

算出的边缘沉降可能存在问题。这类沉降虽然不十分准确, 但在预测一般不均匀沉降范围时却很重要, 因为这是设计需要考虑的主要因素。对作用在弹性系统的圆形或矩形荷载, 边缘沉降, 特别是角点沉降并不说明在建筑物边缘的土体中产生的扩展性的塑性形变。因此, 算出的等值圆形面下的不均匀沉降可能是保守的, 但这种值也许是更适于设计使用的实际值。储蓄银行大楼的情况就证实了这一点。

结 论

本文报导了三例非饱和硬粘土上筏基沉降测量的结果。对其中两例与沉降预测进行了对比。沉降预测是用各种不同的方法并由螺旋平板载荷试验获得的沉降参数计算的。用不同方法预测的沉降, 其间的差异很小, 而且预测值与实测结果十分一致。

同时也发现, 钻孔伸长仪技术用于测量各个土层的压缩量是一种极为有效的方法, 尤其是将该装置埋设得足够深时, 测量总体沉降也颇为有效。

由于用室内试验获得准确的参数极为困难, 本文所作的研究结果表明, 对于所述的各类土来说, 原位测定土的压缩参数较为适宜。

本文还介绍了另一种预测筏基沉降的简单方法, 此法可考虑层状土层和筏基刚度。算出的沉降与常规方法所得结果也十分一致。

参考文献 (略)

译自: "Journal of Geotechnical Engineering" Vol. 109, No. 11, Nov. 1983, pp. 1367—1382.

冶金部武汉勘察公司 苑秩伦译 胡显坦校

计入建筑物刚度的基础板计算

R. Bobe 民主德国德累斯顿交通工程学院

G. Hertwig 民主德国柏林住宅设计院

H. Seiffert 民主德国柏林航运、水工结构及
基础工程研究所

提 要

在计算作用于基础板上的实际荷载时应当具备房屋-基础-土这一综合体系的应力和应变的有关知识。对已建成的建筑物进行实际量测表明, 计算沉降和反力分布与量测值均有很大的偏差。在不计入建筑物刚度而计算基础板的常规方法中过份地高估了基础内力。我们考察了这一因素并用“变刚度法”来计算一座高层公寓房屋的基础板。计算指出: 当基础板由于用滑动模板施工的筒芯而加劲以后, 建筑物的刚度就对基础板上的荷载分布参与作用。建议将本文所提出的假设和分析方法应用到类似型的结构中去。

引 论

近年来由于大型计算机的发展使三维体系的基础板计算获得了很大的进展(郭尔布诺夫·巴沙道夫/马利科娃 1973, 康尼 1974, 海尔维希 1976, 鲍勃 1977, 赛费尔特 1978)。这些新的计算方法大多建立在压缩模量理论之上。尽管该法能很好地反映土的现实情况, 然而在考虑建筑物-基础-土这一综合体系的刚度条件时, 计算得到的基础板荷载与量测值之间仍然有很大的偏差。例如在基础边缘处得出由于土的塑性变形而不可能产生的应力高峰。这也不可能得到比较符合实际情况的基础内力(赛费尔特 1978, 1979)。根据建筑物的实际量测结果, 在德意志民主共和国提出了用变刚度法计算基础板的方法, 以便通过修正土的计算模型和模拟建筑物刚度来求得作用于基础板上的荷载(海尔维希 1976)。这种方法的第一个实际成果就是用单支撑加固的谷仓基础板(鲍勃, 1977)。在下面我们将看到如何用上述方法来计算用滑动模板施工的筒芯来加劲的高层公寓房屋基础板的, 在变刚度方法中, 还考虑了建筑物刚度和土的塑性性质。

用滑动模板施工的筒芯加劲了墙板的刚度。墙板刚度的变化用迭代法来分析, 直到基础板的挠曲面与地基表面的沉降相符合为止。根据其他地方相似建筑物的量测资料对计算进行修正。

用变刚度法决定建筑物的刚度

墙板型建筑物的加劲效应可以用计算变刚度基础板的方法来加以分析, 这种方法是海尔

维希 (1976) 根据丹林格 (1964) 的理论而提出的。将弹性各向同性半空间的薄板当作数学模型。克希霍夫薄板理论就和弹性半空间理论联系在一起。板的挠曲与盆形沉降应当相容。所建立的复杂积分—微分方程用有限差分法求解。在这里, 用基础板上差分网格结点上一组差分方程取代了板的挠曲方程, 即方程式 (1) 和 (2)。

有名的布西奈斯克函数表示了弹性半空间表面一点的竖直位移与接触反力之间依存关系。

$$\begin{aligned} & \frac{\Delta^2}{\Delta x^2} \left[K \left(\frac{\Delta^2 w}{\Delta x^2} + \mu \frac{\Delta^2 w}{\Delta y^2} \right) \right] + 2(1-\mu) \frac{\Delta^2}{\Delta x \Delta y} \left[K \left(\frac{\Delta^2 w}{\Delta x \Delta y} \right) \right] \\ & + \frac{\Delta^2}{\Delta y^2} \left[K \left(\mu \frac{\Delta^2 w}{\Delta x^2} + \frac{\Delta^2 w}{\Delta y^2} \right) \right] = p_i - q_i \end{aligned} \quad (1)$$

$$\sum_1^i r \cdot a_{i,r} s_r = p_i \frac{\Delta y^3}{\Delta x K_c} - q_i \frac{\Delta y^4}{K_c} f_i \quad (2)$$

将三维接触应力函数用特定的常量接触应力, 即方程式 (3)

$$s_r = \sum_1^i s \cdot v_{r,s} q_s \quad (3)$$

来近似, 就可以将方程式 (1) 和 (2) 变换成一组总和方程。

方程组中的有关项表示在网格结点周围影响面积上有单位接触应力作用时的沉降。将基础板的挠曲差分方程与地基沉降的求和方程联系在一起, 就能解出接触应力分布, 如式 (4) 所示。

$$\left[\sum_1^i r a_{i,r} \left(\sum_1^i s v_{r,s} q_s \right) \right] + q_i \frac{\Delta y^4}{K_c} f_i = p_i \frac{\Delta y^3}{\Delta x K_c} \quad (4)$$

式中 w ——基础板平面网格结点的挠曲,

p_i, P_i ——结点 j 上的面积荷载或集中荷载,

q_i ——结点 j 的接触反力,

s_r ——结点 r 的沉降,

$v_{r,s}$ ——由于 s 点的单位接触反力作用下, 在 r 点所产生的位移,

$\Delta x, \Delta y$ ——沿 x 或 y 方向的网格边长,

K, K_c ——基础板的圆柱刚度或相对刚度,

$a_{i,r}$ ——差分方程中各点的差分系数,

f_i ——结点 j 的面积系数。

根据接触反力分布就能够计算沉降和基础板挠曲, 并进而求出内力。

使用本文提出的变刚度法可以用差分方程计算等厚度或者变厚度的, 基础平面形状不是矩形的基础板刚度变化。此外, 还提出了土的屈服矩阵, 以表示沉降和接触反力之间的关系。本文还能考虑土体在水平方向的不同特性以及由于基础板边缘地带土的塑性形变而产生的反力重分布。

可在墙板和基础板上假设未知竖直荷载作用而近似地决定墙板型建筑结构的加劲效应。由附加的平衡条件和相容条件来计算这些加劲力的大小。作用在各别墙板上的竖直力和力矩应满足平衡条件。在这里, 将弹性变形表示为墙板和基础板的抗弯刚度和抗剪强度, 加劲力的大小以及墙板刚度的函数。于是就可以通过计算来模拟预先假定的挠曲线, 例如某一量测的挠曲线, 并决定墙板在理论上的当量高度。