黄文熙讲座

# 高层建筑厚筏反力及变形特征试验研究

Experimental study on contact pressure and deformation of thick raft foundation under tall buildings

黄 熙 龄 (中国建筑科学研究院,北京 100013)

摘 要:根据大型模型试验证明,高层框架及厚筏的刚度近似于箱型基础,当筏板厚度超过 1/6 柱跨时,用倒梁法计算与整体分析 法效果相近。利用局部荷载作用下计算筏板反力和沉降的方法按叠加原理,可近似求出多个塔楼作用下大面积厚筏基础的沉降。 关键词:模型试验;厚筏基础;反力;沉降;共同作用

中图分类号:TU 471.15 文献标识码:A 文章编号:1000-4548(2002)02-0131-06

作者简介:黄熙龄(1927-),男,湖北钟祥人,中国工程院院士,研究员,博士生导师。曾任中国建筑科学研究院地基基础研究所所 长,中国建筑学会地基基础学术委员会主任委员。现任中国建筑科学研究院顾问总工程师、中国建筑学会理事、中国土木工程学会 土力学与岩土工程学会顾问(原任四届副理事长)、中国地质学会理事、《岩土工程学报》名誉编委。20世纪50年代赴前苏联留学, 获博士学位。回国后,从事地下洞室土压力、旁压仪、软土地基、山区地基、膨胀土地基、地基抗震等研究。主编《建筑地基基础设计 规范》、《膨胀土地区建筑技术规范》等,在国内外发表论文20多篇,主持编著《地基基础设计计算》一书及大百科全书土木工程卷中 地基基础部分、唐山地震实录地基部分。参与处理云南小龙潭电厂、唐山重建、阿尔及利亚陶瓷厂、苏丹大会堂、扎伊尔体育场等工 程的地基基础问题。已培养博士生、硕士生多名。

#### HUANG Xi-ling

(China Academy of Building Research, Beijing 100013, China)

Abstract: The large scale model test proves that the rigidity of frame structure with large thick raft foundation is approximately equal to the rigidity of box foundation. When the ratio of the thickness of raft and the span of the column is bigger than 1/6, the results calculated by inverted beam method agree with that by global analysis method. Using the computation method of contact pressure and settlement acted by the local load, and then adopting the superposition principle, the settlement of the large thick raft foundation under several tall building can be obtained.

Key words: model test; thick raft foundation; contact pressure; settlement; interaction

# 1 前 言<sup>\*</sup>

自 1970 年以后, 关于高层建筑基础计算问题的讨 论较多, 问题主要集中在 3 点: ①上部结构对地基变形 的调整作用; ②基础反力分布; ③基础梁板计算方法。 自 1974 年起, 在北京、上海、西安地区对当时 10 余栋 高层建筑进行了野外实测, 包括反力、沉降、基坑回弹 等。当时, 高层建筑上部主要为剪力墙结构, 地下主要 为箱基。在编制 JGJ 6 —80《高层建筑箱形基础设计 与施工规程》过程中, 鉴于高层建筑箱影基础设计 与施工规程》过程中, 鉴于高层建筑箱基的纵向挠曲仅 为0. 1‰~0. 3‰, 经过讨论, 设计时可根据规程给出 的反力系数计算局部弯矩, 而整体弯矩可不计算。这 个规定解决了大量复杂的计算工作, 并引入了上部结



随着改革开放的不断深入,地下空间的利用使高 层建筑基础的形式和功能有了较大的变化。箱形基础 为框架一厚筏基础或厚筏一桩基础所代替,地下建筑 面积极大地超过了高层建筑投影面积。在以框架一厚 筏构成的大面积地下建筑上建造一个或多个层数不等 的塔楼和低层裙房组成的建筑群,为了保证建筑群的 整体性,各单个建筑之间不设沉降缝,因此,在设计上 提出了塔楼与裙房之间的变形协调可能性,多个高层 建筑之间的相互影响及合理距离。这些问题都涉及到 土力学中沉降计算的精确性,不同类型的上部结构承 受变形的能力,最终归结到按变形控制地基设计理论 问题。 解决上述问题的最佳方法是对实体建筑进行测 试。由于现场条件复杂,施工周期较长,现有少量实测 资料多限于沉降情况,为此,在参考已有资料及结构特 点的基础上,采用室内大型模型试验对筏板的内力,地 下部分框架一厚筏的传力性能、塔楼之间的影响、大底 盘的变形特征进行了系列试验,试验结果及分析参见 文献[1~7]。本文仅就大型模型试验所得的规律性特 征进行概述,以便研究设计的参考。

132

# 2 框架一筏板与地基共同工作下的力 学特征

筏板是高层框架结构的重要组成部分,具有承受 柱、墙传来的荷重,并分配到土层中去,还要与框架共 同工作以调整地基的不均匀变形,减少筏板挠度,保证 上部结构正常使用。

在解决上述问题时,目前采用的计算方法有刚性 方法、弹性板方法、有限单元法等,这些方法中都附有 集中荷载在板上传播效应范围及接触压力计算假定条 件<sup>[8]</sup>。对于高层建筑的筏板工作状态实际上按半刚性 板条件考虑,它要求基底反力呈线性分布或平面分布、 反力的重心与板上荷载的合力线重合。对半刚性设计 方法采用较多,争论也较多。

1987 年中国建筑科学研究院地基基础研究所结 合昆明某科技楼 14 层框架厚筏结构进行室内大型模 型试验,试验土层分别为粉质黏土及碎石土,变形模量 10~15 MPa。由于条件限制采取部分模拟,即按原设 计取 12 柱,按 3×4 排列(见图 1),平面尺寸 3700 mm × 2500 mm,面积 9.25 m<sup>2</sup>,厚度 150 mm,跨距 1000 mm,短柱截面 200 mm×200 mm,柱距为 1 m,均按原 型 1:8 模拟。为考虑上部框架的作用,按梅耶霍夫等 代刚度方法在三榀框架上设刚度梁,在梁与柱节点上 加载,分8 级加载共 339.2 kN,平均压力 366 kN/m<sup>2</sup>,比 原设计要求的 250 kN/m<sup>2</sup> 大 110 kN/m<sup>2</sup>。试验结果分 析如下。

2.1 整体工作效应

模型的设置对反映实际整体刚度情况影响很大。 本次试验将等代刚度梁放在地下一层顶部,形成简化 的等代框架,在柱与板、梁刚接条件下,板的抗弯能力 大大增加,整体作用及调整地基不均匀变形能力也有 很大提高。试验结果表明,整体挠曲约为 0.3‰,与高 层箱基的作用基本相同。从反力图形(见图 2)分析, 从开始加载到终止,边端反力大于中部,柱下反力比较 均匀,跨间中部反力较小。在沉降分布图上也同样反



Fig. 2 Contact pressure of model

以上测试结果表明,在上部结构、筏板及地基共同 工作下,柱的差异沉降极小,为倒梁法计算的可能性提 供了依据。

上部结构一筏板一地基相互作用的过程极为复杂。在均匀荷载作用下,不考虑上部结构作用时,地基 压缩变形计算与实测值基本相同,中点沉降与边点沉 降之比为1:0.64。如果考虑上部结构的作用,将发生 结构应力重分布。中柱荷载不断地向边柱 B4 转移 (见图3),角端反力增量大于中点反力增量,其结果使 地基变形得以均匀发展(见图4)。所以上部结构与地 基相互作用的过程是上部结构刚度克服地基不均匀变 形的过程。上部结构长高比越小,调整变形能力越大,



Fig. 4 Settlement curve of raft

2.2 筏板刚度评价

厚筏是高层建筑最重要的部分。上部结构的嵌固 端位于其上,所有不同结构传来的荷载都需经过厚筏 再均匀传给地基,此外,在水平荷载较大的地区,还存 在稳定性问题。因此,厚筏的厚度决定于其抗剪承载 力及筏板刚性两个主要因素。如果反力呈线性分布. 说明基础是半刚性或刚性的。换句话说,半刚性和刚 性基础具有均匀扩散荷载的能力,一般按照柔性指数 来划分。目前在国际上划分的方法是根据计算中基础 与土的相互关系假定出发作出的。例如,按温克尔模 型假定可以得出 $\lambda$ 系数;按半无限体模型得出t指数。 前者将基础与土的变形关系用基床系数 K 表述,后者 用基础材料弹性模量与土的变形模量之比来模拟。由 于两者采用变形特征参数之差别,计算得出的柔性指 数判别方法也不同。解决的方法是直接通过模型试 验,排除上述计算特征取值的差异,利用厚跨比与反力 分布特征来综合评价筏板的刚性,确定计算弯矩的方 法。

试验采用中心荷载作用下面积为 100 cm × 100 cm 的钢筋混凝土板,板厚分别为 10, 12. 5, 16 及 20 cm;中 压缩性土,变形模量约 10 MPa;加载等级相同。分别 测量基底反力、挠度,记录破坏特征,见图 5~.7。



图 7 不同厚跨比筏板相对弯曲

 从图 5、图 6 反力分布情况可以将基础刚度分为 两类:柔性筏板和刚性筏板。

(1)柔性筏板

当 *h*/*l* = 0.1 时,基础反力均为碟形。当集中荷载为 100 kN 时,挠曲达 0.8 ‰,出现开裂;继续加载,反力集中在中部,出现弯曲破坏,见图 5( c)。

当 *h* / *l* = 0.125 时,情况基本相同,但集中荷载增加约1倍时,出现开裂,破坏图形如图5(d)。

上述两种情况有三个共同点,即反力呈碟形分布, 破坏时基础板裂缝如井字形,为受弯破坏。地基承载 力没有充分发挥,亦不能采用按刚性板进行载荷试验 所得的地基承载力设计,属柔性板范围。

(2) 刚性筏板

当 h/l = 0.16 时, 反力呈直线分布(见图 6(a))。 至荷载超过地基承载力特征值后, 出现挠曲; 加荷至 260 kN, 挠度大约为 0.5‰, 筏板有轻微裂缝; 至 320 kN 时, 发生冲切破坏(图 6(c))。从反力线性分布的特点 分析, 它不具绝对刚性的特征, 但有均匀扩散基底压力 的能力, 属于有限刚度的范围。按葛尔布诺夫- 伯沙 道夫提出的柔度指数计算, 由 h/l = 0.16计算出的柔 度指数 t = 1.472, 该值大于 1, 属有限刚度板(或称半 刚度板), 在基础设计中常用作按线性分布计算基础内 力的限值。

当 h/l = 0.2 = 1/5时,在荷载作用下,边缘反力 逐渐增大,中部反力逐渐减小(见图 6(b))。这种类型 的反力分布显示出筏板具有较大的抗弯能力,使反力 从地基变形较大的中部转移到边缘,达到均匀沉降的 目的。但是当集中压力接近抗冲切承载力时,出现反 力向中部集中及冲切破坏的情况(见图 6(d)),破坏性 状呈锥形,筏板的承载能力由抗冲切承载力决定,属刚 性板范围。对比葛尔布诺夫- 伯沙道夫提出的柔度指 数 t 的判别方法,当 h/l = 0.2,钢筋混凝土板的柔度 指数 t = 0.855 < 1,属刚性板范围。

在编制地基基础设计规范过程中,曾进行梁板设 计计算调查,采用厚跨比为 1/6~ 1/5 之间者居多,厚 跨比小于 1/7 只占 1.5%。在新规范修订过程中,经讨 论,采用厚跨比等于或大于 1/6 时,可采用线性分布, 小于该值时应采用弹性地基梁计算方法计算反力和内 力。这个结论与试验结果是相符合的。

2.3 弯矩计算方法讨论

根据设计试验模型所得筏板反力按整体分析法与 倒梁法计算弯矩,其结果见图 8,两者对比发现倒梁法 稍偏于安全。对于筏板设计,若上部结构刚度较好,可 以不进行整体弯曲计算,但在荷载差异较大时,必须进 行整体弯曲计算,china Academic Journal Electronic Publishi



Fig. 8 Bending moment in model test

将高层建筑上部结构的刚度按梅耶霍夫方法简化 成等代刚度梁置于地下室顶部,按整体分析方法计算 地基反力、地基变形及基础内力,这个计算模型实用简 便,还可推广用于带裙房的高层建筑地基与基础的计 算。目前城市地下建筑面积已扩大成大底盘,在大底 盘上建有多个不同建筑物的情况下,仍然可以采用简 化的整体分析模型。

## 3 多塔楼厚筏基础与地基共同工作问题

在地下空间利用得到广泛重视以后,原有的基础 形式逐渐转变为面积很大的框架厚筏基础,底面积可 达到万余平米, 筏板厚度一般为 1.5~3 m。在大面积 筏板上有多个塔楼和裙房,荷载差异很大,结构类型不 同,在塔楼与裙房之间不设沉降缝。因此,上部结构不 具有整体刚度的性能,也不具备调整地基变形的能力。 在过去相当长的时期内对上部结构与地基的共同工作 研究内容偏重沉降均匀性与沉降量的大小,目前所遇 到的问题是如何计算和减小塔楼与裙房之间的沉降 差,预估筏板的挠曲对上部结构的损坏可能性,以及长 期沉降所带来的影响。由于问题的复杂程度及计算精 度较差等原因,在工程上采用后浇带方法,以期消除各 结构单元间的差异沉降,但是它存在着一些缺点,如后 浇带的质量不易控制、施工费用加大、不能按期投入使 用等问题难于解决,建设单位提出不设后浇带的要求 日益增多,成为急需解决的重大技术问题。

下面就实际工程中所遇到的三个问题结合试验结 果加以论述。

3.1 局部荷载作用下厚筏扩散压力的作用

在大底盘上的高层建筑基础都可简化为图 9 的模 式, 其特点在于它位于扩大的地下框架一厚筏底盘之 上。厚筏的厚度与一般高层建筑基础设计相同, 按筏 板抗冲切承载力确定。因筏厚与其长度之比很小, 它 的柔度指数很大, 故属柔性板, 但在局部荷载作用下, 它受到上部结构的约束, 可能出现刚性板调整沉降的 作用。为了查清在高层建筑作用下局部受荷厚筏的变 形特征及反力分布,在室内分别对高层地下结构扩大 部分柱跨数目为一跨、二跨、三跨的情况进行了模型试 验,其规模见表 1。



图 9	简化	模型	

Fig. 9 Simplified model

表1 模型规模 Table 1 Model scale

试验 编号	<b>筏基面积</b> / (mm× mm)	主楼面积 /(mm×mm)	纵向框架柱 距 及 跨 距
No. 1	3150× 1910	1710× 1710	5@ 570
N o. 2	4290× 1910	1710× 1710	7@ 570
N o. 3	5430× 2270	1710× 1710	9@ 570
N o. 4	2000× 2000	_	

图 9 为试验模型示意图, 目的在于研究局部荷载 下压力传递最大范围。

当主楼扩大部分为一跨时,基底压力较均匀(见图 10),说明二层地下框架柱及筏板组合后有很好的传递 荷载的能力。当荷载不超过载荷试验比例界限值(图 11 中A 点)时,单位面积承受压力可按扩大一跨后的 面积平均计算。当扩大部分为三跨后,扩大部分的反 力按比例减少至零(图 10),而挠度增加到 1.84%,说 明筏板扩散压力的能力有限,它与局部荷载作用下天 然地基压缩变形的分布范围完全一致(图 12 中曲线 1,2)。曲线1与2相比证明主楼沉降减少一半以上, 主楼外天然地基第 1,2 跨区间常见的较大沉降差已被 曲率平缓的筏板所代替,证明采用连续的筏板代替后 浇带的施工方法完全可行,在数值计算中可用弹性地 基变刚度梁板方法计算。

3.2 塔楼之间的相互影响

塔楼的沉降对相邻建筑的影响在地基设计中极为 重要,大底盘上由于厚筏的扩散压力作用,其影响性可 能减少。为进一步研究塔楼相互影响,进行了双塔楼并 列试验,加载顺序按表2进行,试验结果见表2、图13。

表 2 加载试验	
----------	--

Table 2 Loading test						
编号	加载方式	A 楼荷载/ kN	B 楼荷 载/ kN	备注		
1	同步加载	$0 \xrightarrow{\rightarrow} 800$	$0 \xrightarrow{\rightarrow} 800$	图 13 曲线 1		
2	A 楼加载	800 → 1600	—	图 13 曲线 2		
3	B 楼加载		800 → 1600	图 13 曲线 3		
$- \circ$	1994-2011	Chma Acadei	mic journal ei	ectronic Pu		



135



Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net



## 图 13 双塔楼不同加载路径反力、变形曲线

Fig. 13 Contact pressure and deformation curves of foundation under two tall buildings with the different stress path

### 试验结果表明:

(1)与加荷量、加载过程无关,在相距3跨情况下,各塔楼沉降与反力相互影响不显著;

(2) 在图 13 中, 当主楼 A 荷载自 800 kN 增加到 1600 kN 时,区间 ④~ ⑦段反力和沉降的增加面积 Sable 与主楼 B 荷载增加 800 kN 后的增加面积 Safe 基 本相等, 说明由筏板上任一作用荷载引起某点的反力 和沉降都可以采用叠加原理计算;

(3)在⑤⑥区间框架取消后,等于减少杆件拉撑作用,板的挠曲明显增加,但均未超过允许值。

3.3 简化近似计算可能性

前面已经证实了局部荷载作用下利用上部结构刚 度及图 9 的简化模型,采用弹性地基梁方法或数值计 算方法可以计算局部范围内反力与沉降。试验又证明 了局部荷载对沉降及反力的影响范围及叠加原理的适 用性,就可近似地解决复杂大底盘框架厚筏基础的反 力和沉降计算问题。文献[4]比较了试验与计算结果, 见图 14,两者之间是非常接近的,并多次在实际工程 中运用。



图 14 数值计算与试验结果比较

Fig. 14 Comparison of calculated results with experiment results

## 4 结 语

高层建筑结构与地基共同工作问题的复杂性随生 产建设的发展不断增加,解决的方法不仅要进行模型 试验,还应多做原位测试以及提高深层土的变形参数 精度。模型试验有助于对客观规律的认识,但它只能 是初步的,所以其使用也有所限制。文中第二部分的 一些结论已在实践中采用,第三部分还有一些问题尚 待解决,文中提出的一些结果仅供参考。

参考文献:

- [1] 蔡木荣. 翼形基础地基反力的实验研究[D]. 北京: 中国建 筑科学研究院, 1981.
- [2] 郭天强. 框架下筏式基础的反力及其在极限状态下的性状 [D]. 北京: 中国建筑科学研究院, 1988.
- [3] 袁 勋. 高层建筑局部竖向荷载作用下大底盘框架厚筏变形 特征及基底反力研究[D]. 北京: 中国建筑科学研究院, 1996.
- [4] 宫剑飞.多塔楼荷载作用下大底盘框筏基础反力及沉降计 算[D].北京:中国建筑科学研究院,1999.
- [5] 袁 勋. 高层建筑大底盘框架厚筏变形特征及基底反力试验研究[J]. 建筑科学, 1998, 14(1): 26-32.
- [6] 宫剑飞.并列双塔楼框架厚筏基础变形特征及基底反力分析[J].建筑科学,1999,15(3):19-24.
- [7] 宫剑飞.双塔楼框架厚筏基础变形特征及基底反力分析 [A].第八届土力学及岩土工程学术会议论文集[C].北京: 万国学术出版社,1999.231-234.
- [8] 董建国, 赵锡宏. 高层建筑地基基础-共同作用理论与实践[M]. 上海: 同济大学出版社, 1997.