

房屋浅基托换及支撑沉降分析

邹 越 强

(合肥工业大学)

一、引 言

浅基托换通常分小段进行。正如斯莫尔契克(Smolczyk)教授所述^[1]：“……浅基托换一般用于承重墙底部，可分段挖槽。并砌新基础。每段槽宽不得超过1.25m，槽间距离应不小于三倍槽宽。”

分段槽宽太小在结构处理和施工过程中常会遇到很大的困难。为了克服这些困难，在合肥工业大学老中楼托换基础工程中，最大分段槽宽达44.8m。为了确保安全，必须设置支撑系统，以承受上部结构的重量。（设置支撑系统后，“分段槽宽”可以增大，故称“分段槽长”更恰当。但本文为了与“十届”会议的提法一致起见仍作“分段槽宽”。）

本工程采用二种支撑系统共同工作。即临时支撑系统（木支撑系统）和永久支撑系统（新砌的内横墙及托换后的旧内横墙）。支撑系统在施工过程中的沉降控制决定浅基托换工程的成败。木支撑的沉降过大，会引起上部结构开裂以至于倒塌。故应对沉降资料慎重分析研究，从而拟定最合理、最安全的方案。现介绍合肥工业大学老中楼工程支撑的沉降分析研究情况。

二、工 程 概 况

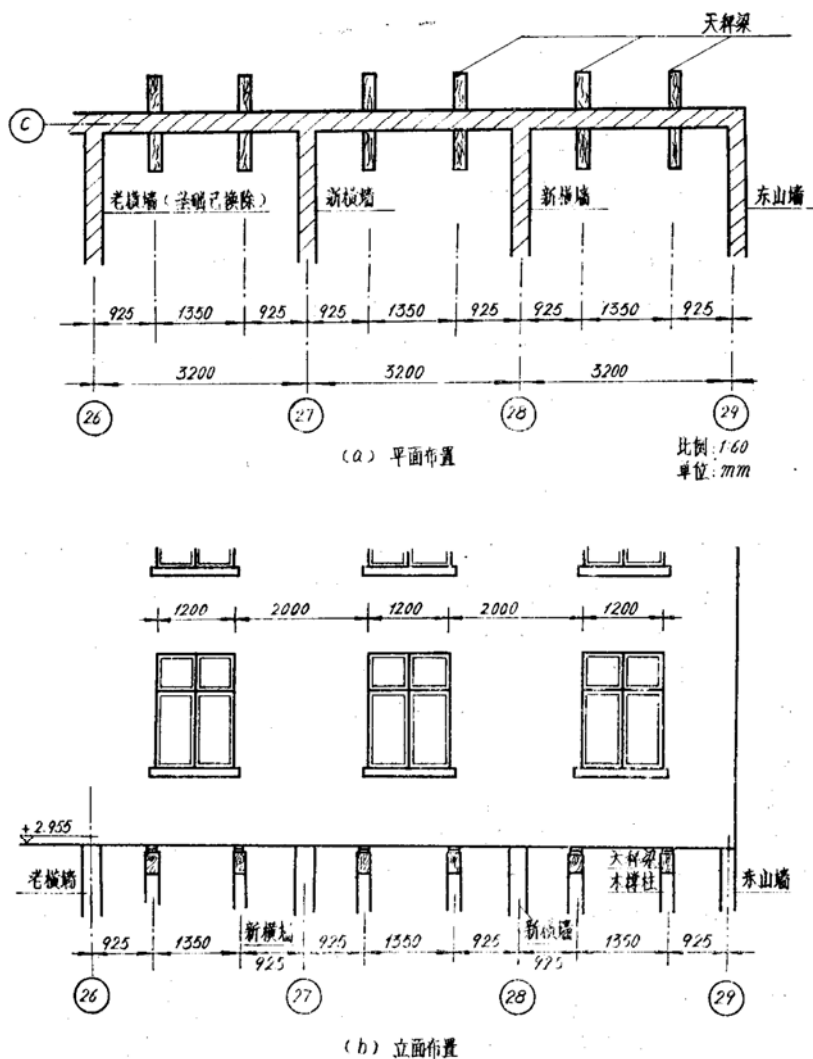
老中楼是一幢因膨胀土变形而损坏的建筑物，长89.84m，宽11.44m。原建筑面积3083m²（改造加固后为3186m²），为三层混合结构，木屋盖、现浇楼板（在中部设伸缩缝一道），纵墙承重，2/3的内墙为板条墙或半砖墙。原基底标高-1.5m（内外地平差0.45m）。该楼建于1956年。1961年开始发现裂缝，至1979年该楼的基础和底层墙体普遍开裂，最大裂缝宽度达3.5cm。原计划拆除重建，后改为对原建筑物进行加固改造。加固方案为：①将全部外墙和大部分内墙的基础加深至-2.05m~-2.45m。②在-1.20m标高处增设240×750（mm）钢筋混凝土基础梁（断面尺寸：240×750mm，200[#]水泥，配筋为6 ϕ 20）。③换除全部破碎墙体（主要是底层墙体）。④对地基含水量的变化采取控制措施。⑤增设悬挑式阳台，做到南北通透风对流。上述前三条要求进行基础和底层墙体的全面托换。为了保证钢筋混凝土基础梁的施工质量，以伸缩缝为界把楼房分为东西二部分。设法托起上部建筑物后，拆除原有基础和底层墙体。继续开挖至设计深度。然后重新做基础、基础梁和底层墙体。工程于80年9月22日开工，81年元月完成东半部结构，81年9月完成全部浅基托换的结构工程。再继续完成内地坪、散水坡、内外粉刷等工程项目，82年元月20日交付使用。竣工以来经反复检查，托换结构未出现裂缝。82年3月实测资料表明，托换后的外墙基础沉降在0.7~3.3mm之间，条形基础的最大局部倾斜为0.0008。实践证明托换工程是成功的。该楼房托换基础和底层内外墙体的人工费用为12911.57元，材料费用35045.12元，计入材料差价、管理费、付调、利润等独立费用后，托换工程总造价为77741.81元。每平方米造价为25.2元。

由于该楼房增设了103m²新楼梯间，每户又增设阳台、壁橱，把原有的板条横墙、半砖横墙改为24砖墙（做到三楼顶），对房间布置和门窗也进行了改造装修、所以整个工程费用增加了73512.15元，土建总造价为151253.96元（以上数据摘自工程决算，不包括水电安装费用），而拆建该楼房需土建费用45万元以上（包括拆除、运送建筑垃圾、新建费用）。由此可见，该工程经托换后节省土建费用30万元左右，并节

省了大量的建筑材料。

三、施工方案

本工程先分段托换部分承重的内横墙基础(每段槽宽在内外墙交接处为0.75m,其它均为1.50m。为克服分段槽宽小,基础梁难以保证质量的困难,这部分内墙的基础梁采用夹板的形式设置)。并拆除全部非承重内横墙及其基础。开挖到设计标高后浇筑新基础、基础梁,并砌筑新内横墙到顶。然后利用木支撑系统和内横墙的支托作用,分六个施工段托换底层外墙及其基础。以伸缩缝为界,先施工东半部的北外墙、南外墙及山墙。后施工西半部的山墙、北外墙及南外墙。施工顺序由地基和结构上的特点而定。各段南北外墙的分段槽长均为44.8m,山墙的分段槽长均为11.2m。支撑系统必须安全可靠,用作永久支撑的新砌内横墙地基应给予较长的固结期。木支撑的布置可参见图1。



注: 东半部北外墙(27)~(29)轴线区间全长44.8m, 支撑系统开始设置于80年12月1日, 12月28日此段外墙及内层墙体托换完成。因版面限制仅绘出其中的(26)~(29)区间。木平撑、剪刀撑、联系板、(27)轴线处的斜撑均未画出。

图1 北外墙东部(26)~(29)区间支撑布置图

表1 各种土层的物理性指标

指标名称 土类	天然含水量 w (%)	天然容重 γ (t/m ³)	液限 w_L (%)	塑限 w_P (%)	孔隙比 e	胶粒含量 $d < 0.002$ (%)	自由膨胀率 (%)	膨胀力 P_P (kg/cm ²)	膨胀率 e_P (%)
褐黄土	22.8	1.99	39.7	22.5	0.68	26.3	52	0.54	1.32
灰黄土	24.4	1.98	48.9	24.6	0.71	29.4	83	2.01	3.83

以侧向变形对沉降有较大的影响。而单向固结试验不能反映侧向变形,还需用一些半经验的方法进行计算^[3]。④根据1955年斯肯普顿(Skempton)等人的研究^[4],粘性土地基上建筑物的初始沉降占建筑物总沉降的相当可观部分。初始沉降在饱和土的单向固结试验中难以反映出来,而需要用弹性理论公式或考虑塑性的达普洛尼亚(D'Appolonia)方法进行计算^[5]。由于本工程的 $\frac{H}{B}$ 值很大所以用弹性理论公式计算会造成较大的误差。然而用应力路线法能较好地模拟现场的应力状况和排水情况,反映应力路线对基土压缩的影响。侧向变形、初始沉降都能方便地得到考虑。在实验室,用粘土土样制备原状土的三轴试样也很容易。因此应力路线法是该工程分析支撑沉降的较理想的方法。它的缺点是仍需用弹性理论来计算土体中的应力增量。

施工阶段的荷载与应力变化是可以估算的,并以此作为支撑设置的依据。条形墙基和叠式板基均为对称结构,中轴线下的地基应力增量较易计算出来。图3表示新横墙基底以下0.325m, 0.975m, 1.625m

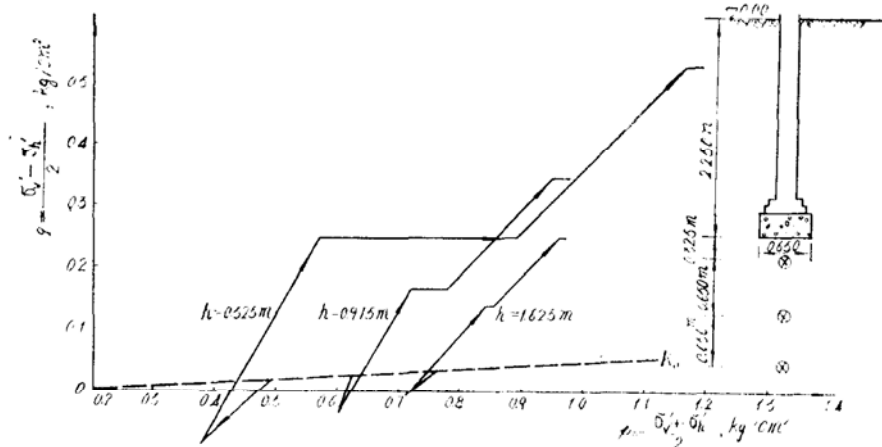


图3 新横墙基底的应力路线

处地基土层的有效应力路线,图4表示外墙支撑的基底下0.15m, 0.45m, 0.75m处地基土层的有效应力路线。以上各点的垂直应力 σ_v 与水平应力 σ_h 都是主应力。图3,图4中横座标取 $p = \frac{\sigma_v' + \sigma_h'}{2}$,竖座标取 $q = \frac{\sigma_v' - \sigma_h'}{2}$ 这样就能以应力路线与 K_0 线的相对位置来判断土样的竖向变形和横向变形。从有效应力路线图上清楚地看到,除在基坑开挖阶段,应力路线在 K_0 线之下,所以有一些竖向膨胀和侧向压缩。此外,在各种情况下侧向膨胀与竖向压缩都是较大的。而内横墙的值更大一些。

试验是在静三轴仪上完成的,试验结果与沉降计算的过程详见表2(举A⑤~⑥土样为例,该处的基底标高-2.25m)。

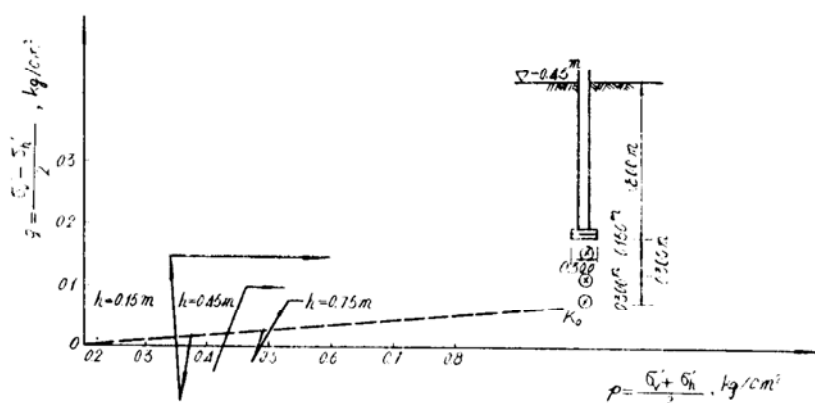


图4 外墙支撑的基底应力路线

表2中的试验方法是由实际施工情况而定的,垂直应变的相对值是根据沉降控制问题的实质而定的。由于砌筑内横墙的地基沉降基本完成后才进行外墙支撑系统的设置工作,所以在进行内横墙沉降分析时是相对砌筑内横墙后地基固结排水稳定值而言的。木支撑的沉降分析却是相对于开工前天然土层固结排水稳定值而言的(更确切地说应为相对于拆墙前木支撑体系的地基状况而言。但由于楔钢楔后造成的木撑柱、梁的变形与地基变形已纳入木支撑体系的变形,这样就可以在略去木支撑体系变形的同时简化上述说法,从而使试验分析过程简单、明确)。这样才能使分析立足于同一基准。两种相对值进行对比才能决定支撑系统的可靠程度。

做支撑托起外墙后拆换基础的施工过程较长,所以考虑了不排水和排水两种情况。在排水的情况下沉降量较大,结果偏保守。在该条件下内横墙基础在托起外墙后可能有的最大沉降量(中轴线处)为 $S_w \approx S_{0.325} + S_{0.975} + S_{1.625} = 3.561 + 1.388 + 0.576 = 5.525 \text{ mm}$ 。叠式板基在托起外墙后可能有的最大沉降量(中轴线处)为 $S_s = S_{0.15} + S_{0.45} + S_{0.75} = 2.90 + 0.776 + 0.098 = 3.774 \text{ mm}$ 。二者比值 $K_s = \frac{S_w}{S_s} = 1.46$ 。由此可见木支撑是较“硬”的,完全可以承担设计负荷。如果木支撑较“软”则需要增加叠式板基的宽度或长度,以达到减少木支撑沉降量的目的。由于天秤梁间的距离为1.85m或1.35m,所以存在砖的拱效应。除了砖拱下部一些区域外,支撑较硬对上层结构的应力不会有多大的影响。本工程的天秤梁大部分支在现浇楼板底部,搁置在原外墙上的现浇板端部,沿纵向有2 ϕ 6元钢。邻近的旧砖墙当时作为模板的一部分,所以与现浇板均有良好的结合。所以1.85m的平砖拱是安全可靠的。在天秤梁之间未采取防护措施。施工中未发生任何局部塌落现象。在原楼梯间的天秤梁之间无现浇楼板作为拱的底部。但是施工中亦未发现砖块塌落的现象。

在不排水的条件下外墙托起后内横墙的下沉量为2.616mm,与固结排水后的量值之比为0.477。不排水条件下木支撑的下沉量为0.406mm与固结排水后的量值之比为0.109。由此可见加快托换基础的施工过程,减少地基的排水固结,可以有效地减少支撑沉降。

当然,内墙与外墙、外纵墙各点之间的新增的地基变形总量都应不大于地基容许变形值^[6]。

五、现场情况

老中楼东半部北外墙的托换是在80年12月1日开始设置支撑,12月18日基本完成托换工作。该段共设置了28排支撑。支撑设置后进行了逐日观测,一般支撑的沉降量均在2mm左右,这说明了支撑与内横墙正在共同承受外墙的上部结构的重量,施工是安全的。但个别支撑的沉降达9mm(②③~②④开间)其原因是施工人员未清理干净叠式板基下的碎土所致。当时采取了应急措施,避免了事故。

表2 各土层的垂直位移

类型	项目 基底深度 (m)	施工阶段	试验方法	应力 σ_v/σ_h (kg/cm ²)	垂直应变			土层的垂直位移	
					ε (%)	测表读数 (mm)	相对值 (mm)	绝对值 (mm)	相对值 (mm)
内横 墙 的 沉 降	0.325	开工前	固结排水	0.52/0.48	0.128	0.102 ↓	—	0.830	—
		开挖	不排水	0.23/0.40	0.099	0.079 ↑	—	0.641	—
		砌筑内墙	固结排水	1.13/0.64	0.835	0.667 ↓	0.000	0.542	0.000
		托起后	不排水	1.90/0.84	1.112	0.890 ↓	0.223	0.723	1.812
		受荷	固结排水	1.90/0.84	1.382	1.105 ↓	0.438	0.903	3.561
	0.975	开工前	固结排水	0.65/0.60	0.149	0.119 ↓	—	0.971	—
		开挖	不排水	0.51/0.59	0.137	0.110 ↑	—	0.898	—
		砌筑内墙	固结排水	0.95/0.61	0.484	0.387 ↓	0.000	3.143	0.000
		托起后	不排水	1.33/0.63	0.569	0.455 ↓	0.068	3.690	0.552
		受荷	固结排水	1.33/0.63	0.698	0.558 ↓	0.171	4.515	1.388
				0.72/0.72	0.171	0.137 ↓	—	1.112	—
外 墙 木 支 撑 的 沉 降 分 析	0.15	开工前	固结排水	0.39/0.36	0.059	0.047 ↓	0.000	0.176	0.000
		开挖	不排水	0.10/0.28	0.037	0.030 ↑	-0.071	0.113	-0.064
		托起后	不排水	0.74/0.45	0.136	0.109 ↓	0.062	0.409	0.233
		受荷	固结排水	0.74/0.45	1.023	0.820 ↓	0.773	3.076	2.900
	0.45	开工前	固结排水	0.45/0.41	0.076	0.061 ↓	0.000	0.229	0.000
		开挖	不排水	0.31/0.40	0.069	0.055 ↑	-0.006	0.206	-0.023
		托起后	不排水	0.62/0.42	0.128	0.102 ↓	0.041	0.393	0.154
		受荷	固结排水	0.62/0.42	0.334	0.268 ↓	0.207	1.006	0.776
	0.75	开工前	固结排水	0.51/0.47	0.095	0.076 ↓	0.000	0.286	0.000
		开挖	不排水	0.42/0.47	0.089	0.071 ↑	-0.005	0.266	-0.019
		托起后	不排水	0.62/0.47	0.101	0.081 ↓	0.005	0.309	0.019
		受荷	固结排水	0.62/0.47	0.128	0.102 ↓	0.026	0.393	0.098

注: 1.内横墙的分层厚度为0.65m

2.外墙木支撑的分层厚度为0.3m

托换其它墙体时都逐日进行了观测,支撑的沉降均在 $0 \sim 3 \text{ mm}$ 之间。由此看来由于现场施工速度较快,又进行了仔细的检查工作,技术措施得到落实,因而支撑的可靠性得到保证,所以工程进展比预计的顺利。(施工过程中,基坑中时有积水现象,引起膨胀土地基局部膨胀,这是部分支撑沉降近于零的主要原因之一)。

六、结 论

1. 采用支撑系统(临时的和永久的)支托上部楼层,更换下部墙体和浅基,既便于保证工程质量,又大大节省了工程费用。工程实践证明是完全可行的、合理的。

2. 本工程在支撑沉降分析中结合工程条件与土质特点采用了应力路线法。考虑的因素较全面,方法较简单。对施工具有一定的指导意义。

参 考 文 献

- [1] 参加第十届国际土力学及基础工程会议技术汇报,岩土工程学报,第3卷,第4期,1981年,第124页。
- [2] 陈世芳,理论土壤力学与实用基础工程,修订四版,文笙书店,1979年,第643页。
- [3] 华东水利学院土力学教研室主编,土工原理与计算(上册),水利出版社,1980年,第186页。
- [4] Skempton, A. W. et al., Settlement Analysis of Six Structures in Chicago and London, Proc. Institution of Civil Engineers, Vol. 4, Part I, 1955, pp. 525~544.
- [5] D'Appolonia, D. J. et al., Initial Settlement of Structures on Clay, Proc. ASCE, No. SM10, 1971.
- [6] 工业与民用建筑地基基础设计规范, TJ7-74, 中国建筑工业出版社, 1974年, 第24~26页。