

历史保护建筑修缮施工期间变形监测技术研究

刘云朋

上海同济检测技术有限公司 上海 200441

摘要: 历史保护建筑是祖先为我们留下的珍贵文化瑰宝,它具有历史、文化、科技、艺术等多方面价值。在一定意义上,它们是某个城市“历史记忆”,一旦破坏就再难以恢复和接续,因此保护好历史建筑成为现如今一个重要课题。本文以一个历史保护建筑修缮施工期间的变形监测项目为例,从变形参数选择、现场测点布置、测量成果分析等几个方面进行了分析和总结,对今后类似项目有一定的参考价值。

关键词: 历史保护建筑; 变形监测; 竖向位移; 倾斜; 挠度; 应变

中国具有悠久的历史,历史保护建筑是中国优秀文化的结晶,随着城市的快速发展,如何对这些建筑进行保护成为了当前一个重要课题。历史保护建筑建成时间多较为久远,受限于材料、建造工艺及长时间的维护缺失影响,同现在的建筑相比较,其结构稳定性、基础稳定性均较低。当前多对历史保护建筑进行修缮或加固施工,以对其加以保护^[1]。本文以一个历史保护建筑修缮施工期间的变形监测项目为背景,分析了在保护建筑修缮施工期间变形监测参数的选择及应用。

1 项目概况

本项目保护建筑为上海展览中心序馆,位于上海市中心静安区延安中路1000号。上海展览中心建成于1955年,原名“中苏友好大厦”,是上海的代表性建筑之一,也是50年代上海市建造的首座大型建筑,与北京展览馆一样同属俄罗斯古典主义建筑风格。上海展览中心是新中国成立后上海建成最早的会展场所。四十多年来,在这里举行过许多重大政治、外事活动,接待过党的三代领导人以及数十位外国国家元首、政府首脑,组织和举办了数百个国内外展览会。现已成为全市主要的会议中心和著名的展览场馆,是对外交流的窗口之一。1954年,上海市政府在废墟上开始建造中苏友好大厦的工程,建成后曾经多次易名,1984年正式定名为上海展览中心。上展中心座北朝南,正南为大场,有大厦音乐喷泉。主楼矗立正中,上竖镏金钢塔,与主塔相辅辉映,金光灿烂。大厦展厅及附属建筑,层层往后延伸,衬托出整个建筑巍峨雄壮的气魄。本次修缮为对上展中心主楼序馆顶部的镏金钢塔进行外观翻新处理。



图1 上展中心序馆正视图

2 项目实施

根据设计文件,本次修缮需在序馆结构上部五层局部、七层、十一层、十三层、十四层楼面处搭设约100余吨重脚手架。为确保脚手架搭设期间建筑结构安全,需对建筑主体结构进行施工期间结构变形监测^[2]。



图2 脚手架搭设示意图



图3 脚手架搭设实景图

2.1 变形参数选择

由设计文件可知,本次施工荷载为脚手架自重,属于点状集中荷载,底部只有竖向力,无弯矩,按照铰接考虑。由于楼板较薄且钢筋采用分布式配筋,混凝土强度等级、钢筋强度不高。故不建议荷载直接传递到楼板上,通过采取措施,使所有点状荷载均传于梁上。在各种计算方法里,7层输入脚手架荷载约16吨,11层输入脚手架荷载约112吨,13层输入脚手架荷载约5吨,14层输入脚手架荷载约79吨。结构主体复核共考虑脚手架荷载约212吨,包括了不同方向风荷载引起的脚手架底部轴力增大,四周均包络考虑,

故总荷载要大于脚手架自重的100吨。

因此修缮期间脚手架荷载主要集中于7层、11层、14层楼板。经综合考虑设计意见及场地情况，本项目的监测内容确定为如下6部分：（1）序馆主体结构竖向位移；（2）序馆主体结构倾斜；（3）序馆顶钢塔倾斜；（4）10层、12层顶梁挠度变形监测；（5）10层、12层、13层顶梁应变监测；（6）10层顶部楼板应变监测。

2.2 测点布置

2.2.1 序馆主体结构竖向位移监测点布置

本项目竖向位移监测点的布置主要考虑反映建筑主体结构的沉降情况。结合建筑特点和现场实际情况，及为保持监测数据的连贯性，本项目竖向位移监测点沿用前期定期监测时布置的8个监测点，编号分别为F11-1~F11-8。竖向位移监测点布置平面示意图见下图。



图4 竖向位移监测点布置图

2.2.2 序馆主体倾斜监测点布置

本项目建筑主体倾斜监测点的布置主要考虑反映建筑主体结构的倾斜情况。因序馆周边有裙房，无法在墙角处布置测点，所以结合建筑特点和现场实际情况，本项目建筑主体倾斜监测点在序馆五层以下邻近各墙角处布置了4个监测点，编号分别为QX01~QX04。主体倾斜监测点布置平面示意图见下图。



图5 主体结构倾斜监测点布置图

主体倾斜测点，在布置时将十字反射片标志粘贴牢固于建筑结构外墙上，每个倾斜监测点在主体结构顶部与底部各粘贴1个反射片，上下两个反射片在竖向位置应保持一致，反射片与建筑外墙不允许有空隙，采用环氧树脂粘贴固定。

2.2.3 钢塔倾斜监测点布置

本项目钢塔监测点的布置主要考虑反映脚手架搭设期间

钢塔的倾斜情况。结合钢塔特点和现场实际情况，本项目钢塔倾斜监测点在钢塔上（五角星下部）、中、下（麦穗处）三个位置布设3个监测点，编号分别为QX05~QX07。钢塔倾斜监测点布设示意图见下图。



图6 钢塔倾斜监测点布置示意图

考虑到后期脚手架遮挡，且顶部无法进行人工测量，钢塔倾斜测点采用双轴倾角仪。布置时将倾角仪粘贴牢固于钢塔内侧管壁上，双轴倾角仪方向保证竖直，采用云石胶粘贴方式固定。

2.2.4 主梁挠度变形监测点布置

考虑到本项目脚手架分两段搭设，从7层至11层为第一段脚手架，从12层至110.4m钢塔五角星处为第二段脚手架。根据设计要求及现场勘查情况，在10层、12层顶部各选择了4根主梁进行下挠变形监测。具体测点位置见下图。

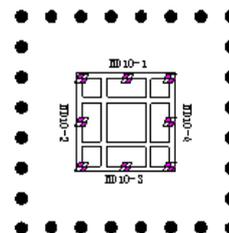


图7 第十层顶部主梁挠度测点布置图

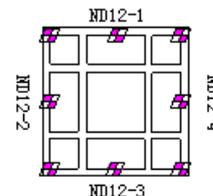


图8 第十二层顶部主梁挠度测点布置图

2.2.5 主梁及楼板应变监测点布置

参考2.2.4节。根据现场勘查情况，在10层顶部选择4根主梁和1处楼板，12层顶部选择4根主梁，13层顶部选择2根主梁进行了应变监测。采用表面应变计进行监测，将主梁/楼板结构表面粉刷层凿除后用云石胶粘贴于结构表面。具体测点位置见下图。

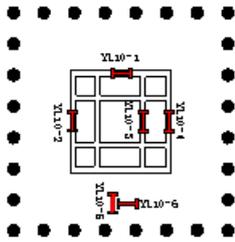


图9 第十层顶部主梁应变及楼板测点布置图

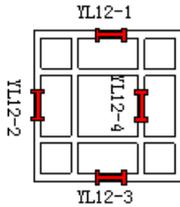


图10 第十二层顶部主梁应变测点布置图

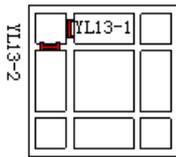


图11 第十三层顶部主梁应变测点布置图

3 主体结构竖向位移

竖向位移采用水准测量方法，经26期沉降监测，序馆主体结构在二期脚手架搭设施工期间，最大沉降在1mm左右，二期脚手架搭设完成后，最大沉降在2.6mm，总体变化较小，没有突变。下图为主体结构竖向位移时程曲线图。

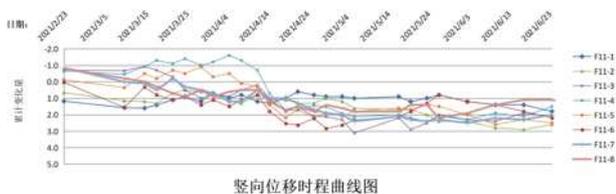


图12 竖向位移时程曲线图

3.1 主体结构倾斜

序馆主体倾斜监测采用极坐标法。每个倾斜监测点在主体结构顶部与底部各粘贴1个反射片，上下两个反射片在竖向位置保持一致。倾斜计算方法如下。

上部测点坐标为 (X上, Y上, Z上)，下部测点坐标为 (X下, Y下, Z下)；

高度： $\Delta Z = Z上 - Z下$

偏移量： $\Delta X = X上 - X下$ ， $\Delta Y = Y上 - Y下$

倾斜率：

X方向 = $\Delta X / \Delta Z$

Y方向 = $\Delta Y / \Delta Z$

下表为主体结构最终倾斜率统计。

表1 主体结构最终倾斜率统计

点号	方向	倾斜率 (%)
QX01	ΔN	0.04
	ΔE	-0.18
QX02	ΔN	0.12
	ΔE	-0.09
QX03	ΔN	0.01
	ΔE	-0.05
QX04	ΔN	0.03
	ΔE	0.00

由上表可知，主体结构最终倾斜率最大为-0.18%，总体倾斜变化均较小，主体结构未发生明显不均匀沉降。

3.2 钢塔倾斜

钢塔倾斜监测采用双轴倾角仪。双轴倾角仪装有两组MEMS传感器，互成90°。仪器内部装有热敏电阻，用以测量温度。

(1) 倾角测量。如果仅用于倾角变化测量，则按照下式计算：

$$\Delta\theta = \arcsin(G \times B \times (R_1 - R_0))$$

说明：G-仪器系数，由率定表给出；B-改正系数；R₁-当前读数；R₀-初始读数。

(2) 平面位移测量。如图14所示，设倾角仪的安装高度为L，当相对于O点产生角度为θ的倾斜（转动）后，A点移动到A'点，则有倾斜量

$$D = L \times \sin\theta$$

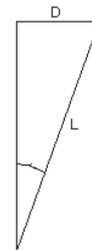


图13 平面位移换算原理

由于无法进行人工测量，钢塔倾斜采用自动化测量方式，测量间隔3小时，测量数据实时上传至云平台。

下表为主体结构最终倾斜率统计。

表2 钢塔最终倾斜率统计

点号	方向	倾斜率 (%)	备注
QX05	ΔN	0.75	下部
	ΔE	-0.04	
QX06	ΔN	0.61	中部
	ΔE	-0.52	
QX07	ΔN	1.09	上部
	ΔE	-0.09	

由上表可知，钢塔最终倾斜率最大为1.09%，位于钢塔顶部，但过程中钢塔倾斜率变化幅度较大，主要是由于钢塔

高度较高,顶部受风荷载作用影响较大。

3.3 主梁挠度

本项目修缮期间脚手架荷载主要集中于7层、11层、14层楼板。但因6层已出租不方便进入,13层为钢塔底座安装层,无法进行梁挠度测量,因此于10层及12层顶部各选择4根主梁进行挠度测量,测量结果如下表所示。

表3 主梁最终挠度变形统计

点号	初值 (mm)	累计变化 (mm)	备注
ND10-1	-3.95	0.33	10层主梁
ND10-2	14.91	1.19	10层主梁
ND10-3	-18.93	0.27	10层主梁
ND10-4	-6.84	0.28	10层主梁
ND12-1	6.11	0.24	12层主梁
ND12-2	-0.06	0.07	12层主梁
ND12-3	6.24	0.13	12层主梁
ND12-4	-7.82	0.09	12层主梁

说明:“+”表示向下;“-”表示向上

可知挠度最大变化位于10层顶部,为下挠1.19mm;12层因其主梁不直接受力,挠度变化不明显。

3.4 主梁及楼板应变

因无法确定各主梁及楼板的截面尺寸和配筋情况,且不能截断主筋安置钢筋计等原因,无法计算主梁及楼板的应力变化情况,因此选择使用表面应变计粘贴于混凝土结构表面的形式测量混凝土的应变代替应力监测。测量结果如下表所示。

表4 主梁及楼板最终应变统计

点号	累计变化 (N/mm ²)	备注
YL10-1	0.003	10层主梁
YL10-2	-0.004	10层主梁
YL10-3	-0.031	10层主梁
YL10-4	-0.015	10层主梁
YL10-5	-0.001	10层楼板
YL10-6	0.009	10层楼板
YL12-1	-0.006	12层主梁
YL12-2	-0.020	12层主梁
YL12-3	-0.002	12层主梁
YL12-4	0.016	12层主梁
YL13-1	-0.058	13层主梁
YL13-2	-0.020	13层主梁

说明:“+”表示受压;“-”表示受拉

由表可知,结构总体应变情况表现为受拉,因传感器均安装于受力结构下表面,所以符合结构受力特性。结构总体应变较小,最大值位于13层顶部主梁,为-0.058 N/mm²。

4 总结和建议

通过本此对历史保护建筑的变形监测项目可知:(1)历史保护建筑受限于当时的材料及建造工艺,结构强度较低,当自身进行修缮、加固施工或周边有工程施工时应进行

变形监测。(2)应根据历史保护建筑的结构形式及施工方案选择合理的变形监测参数^[3]。(3)当前对历史建筑的保护是一项重要课题,且很多历史保护建筑正在进行修缮加固以对外开放,因此除应进行施工期间的变形监测外,长期的运营维护监测亦相当重要。总之,历史保护建筑是历史的记忆,是文化的载体,开展历史保护建筑的保护性监测技术研究是非常迫切也是具有重要意义的工作。

参考文献:

[1]张于,邢锐,郑蓝华.对历史保护建筑的质量鉴定与加固改造探究[J].工程建设与设计,2018(19),26-28.

[2]JGJ8-2016.建筑变形测量规范[S].

[3]杨琛.中国古代建筑遗产本体监测指标体系及其适用性技术初探[D].天津大学,2017.

作者简介:刘云朋,1985年8月,汉,男,山东省无棣县,上海同济检测技术有限公司,工程师,工程师,硕士研究生,研究方向:变形监测。