

文章编号: 1000-4750(2008)11-0078-08

广州新电视塔整体结构振动台试验研究

*潘汉明^{1,2}, 周福霖³, 梁 硕²

(1. 清华大学土木工程系, 北京 100084; 2. 广州新电视塔建设有限公司, 广州 510310; 3. 广州大学工程抗震研究中心, 广州 510405)

摘 要: 广州新电视塔塔高 610m, 由一座高达 454m 的主塔和一个高 156m 的天线桅杆构成, 建成后将是世界第一高电视塔。广州大学工程抗震研究中心试验室设计了一个 1/50 结构模型, 并对其进行了多种地震波的 49 种工况下的振动台试验。测试了模型结构的动力特性、阻尼比及其各种地震作用下的加速度、位移、扭转和应变反映, 分析了模型结构的破坏情况, 并根据试验结果和相似理论, 研究了原型结构的地震反应。试验及分析结果表明, 模型结构第 1 阶、第 2 阶振型频率与原型结构计算换算频率相差 15%—18% 左右, 第 3 阶、第 4 阶频率相差 30% 左右, 其对应阻尼比依次为 3.317%、2.277%、1.555% 和 1.259%, 其扭转、平动第一周期比为 0.211, 且在多遇、设防烈度和罕遇地震作用下结构最大层间位移角平均分别为 1/320、1/154 和 1/72, 显示结构在经历多遇地震, 设防烈度地震和罕遇地震作用后, 结构总体上满足设计目标的抗震设防要求。

关键词: 广州新电视塔; 高耸结构; 模拟地震振动台试验; 人工地震波; 模态分析

中图分类号: TU311.3 **文献标识码:** A

SHAKING TABLE TEST FOR THE STRUCTURAL MODEL OF GUANGZHOU NEW TV TOWER

*PAN Han-ming^{1,2}, ZHOU Fu-lin³, LIANG Shuo²

(1. Department of Civil Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China;

2. Guangzhou New TV Tower Development Co. Ltd., Guangzhou 510310, China;

3. Earthquake Engineering Research Test Centre, Guangzhou University, Guangzhou 510405, China)

Abstract: The Guangzhou New TV Tower has the height of 610m above ground, the main tower body height of 454m and an antenna height of 156m, the tallest TV tower in the world after construction. A 1/50 scale model of Guangzhou New TV Tower was tested on shaking-table under the action of 49 different earthquake ground motions in the Earthquake Engineering Research Test Centre at Guangzhou University. The model's dynamic properties, damping ratio, and responses to the acceleration and deformation at different earthquake levels have been obtained. Its cracking pattern has also been analyzed. According to the model test results, the seismic response of the prototype is discussed. It is noticed that the difference between the theoretical value and the experimental result of the frequencies is about 15%—18% for the first two modes, and about 30% for the 3rd and 4th modes, with a relative damping ratio of 3.317%, 2.277%, 1.555% and 1.259% respectively. Thus the ratio of the period of the first rotation mode and that of the first translation mode is 0.211. The maximum story drift angle of the prototype under frequent, seismic-force reduce design and rare earthquakes is 1/320, 1/154 and 1/72 respectively. This research demonstrates that the prototype can meet the requirements of aseismic design under frequent earthquakes, seismic-force reduce design earthquakes and rare earthquakes.

收稿日期: 2007-03-17; 修改日期: 2007-08-31

作者简介: *潘汉明(1972—), 男, 湖南株洲人, 高工, 博士后, 主要从事结构工程方面的研究(E-mail: hatame@gmail.com);

周福霖(1939—), 男, 广东潮阳人, 教授, 博导, 工程院院士, 主要从事结构工程方面的研究(E-mail: zhoufl@cae.cn);

梁 硕(1965—), 男, 湖南长沙人, 高工, 博士, 主要从事结构工程方面的研究(E-mail: lsnn888@126.com).

Key words: Guangzhou New TV tower; high-rise structure; shaking table test; artificial seismic wave; modal analysis

位于广州市新城市中轴线与珠江景观轴交汇处广州新电视塔结构新颖, 体形复杂。塔高 610m, 由一座高达 454m 的主塔和一个高 154m 的天线桅杆构成, 建成后将是世界第一高塔, 如图 1。塔体结构包括一个椭圆型钢结构外筒, 一个椭圆型混凝土核芯筒以及连接这两者的钢-混凝土组合结构楼面。钢结构的桅杆天线直接建于主体结构顶部。钢结构外筒是从椭圆衍生出来的“不定格”形状, 横截面沿整个建筑高度是连续变化的。钢结构外筒由 24 条斜向立柱、水平斜向环和斜撑组成, 形成不规则结构, 如图 2。底层长短轴尺寸分别为 80m 和 60m, 顶部为 50m 和 45m, 中部“纤纤细腰”为 27.5m 和 20.65m。底部和顶部轴心位置不重合, 中轴线倾



图 1 广州新电视塔全景

Fig.1 Panorama of Guangzhou New TV tower

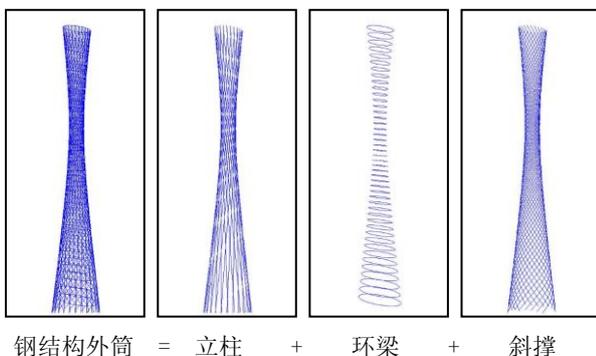


图 2 钢外筒结构示意图

Fig.2 Sketch of outer tube steel structure

斜。这种结构形式, 在世界上是独一无二的, 其抗震与安全性能如何, 将是结构设计的关键问题, 进行这方面的研究是非常必要的。一般来讲, 研究和验证广州新电视塔这种复杂高耸结构的抗震性能, 进行模拟地震振动台试验是目前最直接可靠的方法之一。

1 试验设备、模型

1.1 试验用振动台

试验是在广州大学工程抗震研究中心试验室模拟地震振动台上进行的。该振动台用电液伺服方式通过计算机进行加载控制, 可分别进行 6 个自由度的控制, 采用模拟和数字补偿技术使模型得到最佳的地震输入波形。振动台台面尺寸为 $3\text{m} \times 3\text{m} \times 1.2\text{m}$, 整个外表面用钢板包裹以提高其抗弯和抗扭刚度。振动台由 8 个作动器推动, 其中 4 个位于水平方向, 4 个位于竖向。为了尽量减少台面和模型加于竖向作动器上的静压力, 采用柔性空气弹簧作静态支承, 从而减少竖向运动的畸变。

1.2 试验模型的设计与制作

依据相似理论及试验室的实际条件, 按 1/50 比例制作振动台试验结构模型。试验对用人工质量模拟的弹塑性模型进行改进, 取 $S_a=S_g=1/0.80$, 采用与原型材料类似的材料制作模型, S_E 取 1/4.65, 采用一定的人工质量满足质量相似要求。由于电视塔结构由刚度和强度控制, 模型结构的模拟重点在保证结构刚度相似的同时, 并尽量兼顾强度相似。

在抗震设计中, 为了保证这座世界第一高塔的抗震安全性, 采用了基于性能的抗震设计方法, 对在不同水平的地震作用下的设计提出了性能指标^[1]。其抗震设计目标为: 多遇地震作用下, 结构保持弹性不破坏; 设防烈度地震作用下, 主要承力构件(柱、核芯筒、节点)保持弹性, 其他构件允许进入塑性, 控制塑性变形值; 罕遇地震作用下, 结构不倒塌, 构件允许进入塑性, 控制塑性变形值。为了更好地模拟结构在地震作用下的弹塑性变形状态, 对立柱、核芯筒和节点等关键部位除了考虑刚度相似进行模拟外, 还需要考虑强度相似问题, 以保证试验模型能成为反映结构原型弹塑性性能的模式^[2-3]。

考虑以上原因,本次试验在振动台试验模型设计时,对模型用的微粒混凝土试件和小比例钢管混凝土、钢管等构件及其连接节点等进行系列理论和试验研究,根据试验用材料的刚度和强度的相互关系,在刚度模拟的同时,尽量兼顾模型的强度相似。试验主要的相似参数见表 1。

表 1 模型与原型的相似关系

Table 1 Similitude-scaling relationship between the model and its prototype

相似系数	符号	公式	比值(模型/原型)
尺寸	S_l	模型 l /原型 l	1/50
弹性模量	S_E	模型 E /原型 E	1/4.65
加速度	S_a	模型 a /原型 a	1/0.80
质量	S_m	$S_m = S_E S_l^2 / S_a$	1/14520
时间	S_t	$S_t = \sqrt{S_l / S_a}$	0.127
频率	S_f	$S_f = 1/S_t$	7.90
速度	S_v	$S_v = \sqrt{S_l S_a}$	0.158
位移	S_u	$S_u = S_l$	1/50
应力	S_σ	$S_\sigma = S_E$	1/4.65
应变	S_ϵ	$S_\epsilon = 1$	1
力	S_F	$S_F = S_E S_l^2$	1/11625
刚度	S_K	$S_K = S_E S_l$	1/232.5
密度	S_ρ	$S_\rho = S_m / S_l^3$	8.61
能量	S_{EN}	$S_{EN} = S_E S_l^3$	1/581250

本次振动台试验对用人工质量模拟的弹塑性模型进行改进,要求模型材料的弹模很小或材料密度很大,为保证模型结构与原型结构的相似性,采用与原型结构类似的模型材料制作,并采用一定的人工质量满足质量相似要求。采用 M10 微粒混凝土模拟原型 C60 混凝土。在模型制作过程中同时浇注规定数量的立方体试块和棱柱体试块以测定微粒混凝土材料的强度和弹性模量。试块和模型同时养护^[4]。

试验用薄钢板焊接模拟梁柱内不同截面的型钢。对型钢的模拟,考虑刚度相似原则,选择不同厚度的薄钢板,焊接所需钢骨截面。根据钢管混凝土构件整体刚度相似原则,尽量兼顾模型的强度相似,选择不同壁厚和直径的钢管和不同配合比的微粒混凝土。在模型制作前,先进行小比例的构件试验,确定材料刚度和强度。用成品小钢管模拟原型结构的外框筒的斜撑和环梁。模型浇筑在钢筋混凝土底座上,钢管柱和核芯筒钢筋与底座钢筋固定连接。底座上预留螺栓孔,用螺栓与振动台台面连接。图 3 为进行振动台试验时的模型照片^[5]。



图 3 进行振动台试验时的模型照片

Fig.3 The photograph of the model on shaking-table

2 试验方案^[6]

2.1 试验用地震波

《广州市新中轴线电视塔工程场地地震安全性评价》^[7]提供了场地土地震反应及设计地震动参数,可作为振动台试验的依据。

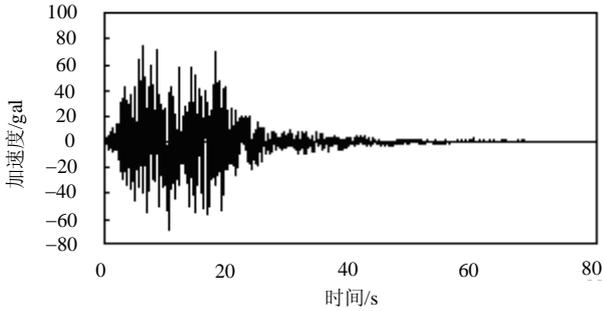
根据未来 50 年 10%超越概率烈度计算值,广州新电视塔工程场址基本烈度为 VII 度;按 100 年超越概率 5%,本场址设防烈度为 VIII 度。本工程场址覆盖土属于中软场地土,其场地类别为 II 类,场地地面脉动卓越周期约 0.33s。表 2 为地面加速度峰值的平均值及其综合设计地震系数 K 值。

表 2 不同孔位地面加速度峰值及地震系数 K 值

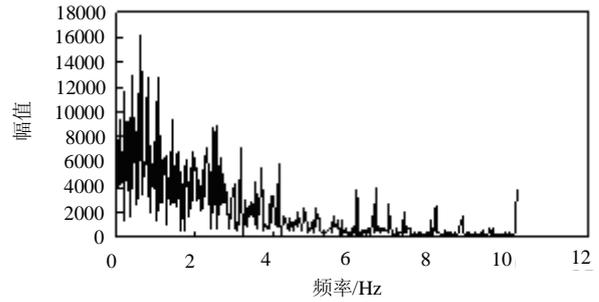
Table 2 Peak ground acceleration and earthquake coefficient K -value in various hole-sites

孔 位	多遇地震	设防烈度地震	罕遇地震	
$A_{\max} / (\text{cm/s}^2)$	DZ1	87.27	204.32	384.84
	DZ2	81.77	229.84	338.63
	DZ3	69.91	174.54	325.94
	DZ4	63.08	166.89	297.63
	平均值	75.51	193.90	336.76
K 值	0.0770	0.1979	0.3436	

为满足本工程抗震设防特别需要,文献[7]中分别给出罕遇地震(大震)、设防烈度地震(中震)和多遇地震(小震)三类地震影响下本场址一组人工地震波(水平向与竖直向)以及三组天然地震记录(天然波 1、天然波 2、天然波 3)(水平向与竖直向)。图 4 给出试验时人工波 X 向加速度时程曲线和频谱曲线。



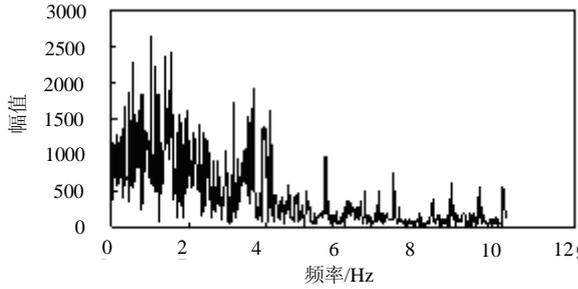
(a) 多遇地震人工波 X 向时程曲线



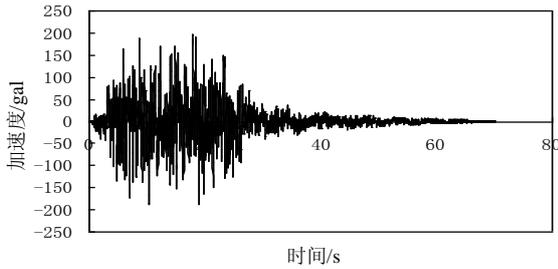
(f) 罕遇地震人工波 X 向频谱曲线

图4 试验时人工波 X 向的加速度时程曲线和频谱曲线

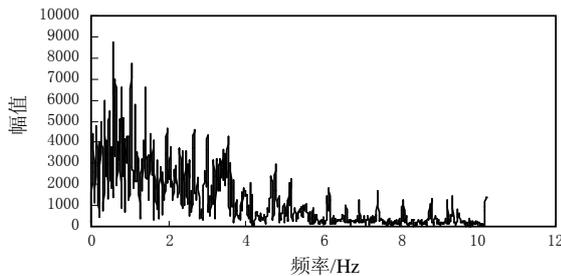
Fig.4 Time history curve of acceleration and frequency response curve of the artificial X-directional seismic waves



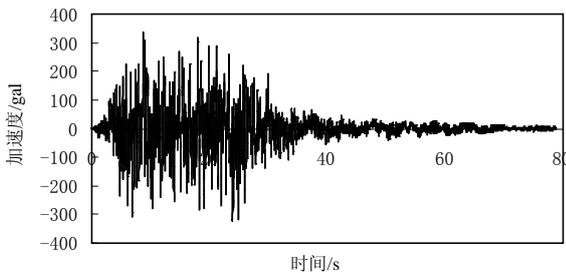
(b) 多遇地震人工波 X 向频谱曲线



(c) 设防烈度地震人工波 X 向时程曲线



(d) 设防烈度地震人工波 X 向频谱曲线



(e) 罕遇地震人工波 X 向时程曲线

振动台试验时各加速度峰值按模拟相似系数放大，持续时间按模拟相似系数压缩。分别进行 X 或 Y 或 Z 向单向输入，X、Y 双向输入及 X、Y、Z 三向输入。

2.2 试验模型方位图

结构模型放置在振动台上的方位按建筑设计的方位逆时针方向旋转 22.5°；具体方位见图 5 所示。根据计算结果，该方向为结构主振型的振动方向。结构的第一振型方向为振动台 X 向(东向)，第二振型方向为振动台的 Y 向(北向)。

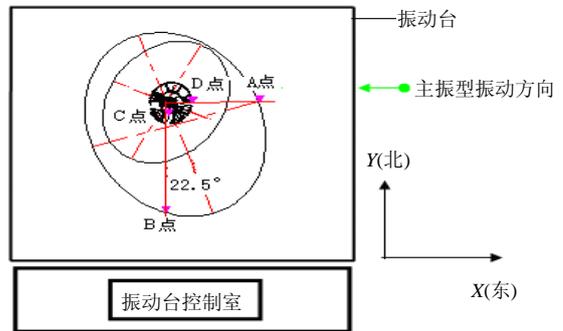


图5 结构模型在振动台上的方位图

Fig.5 Orientation image of structural model on shaking-table

2.3 试验测点布置

2.3.1 布置原则

2.3.1.1 模型动力特性测试

1) 考虑结构竖向振型对结构地震反应贡献不大，测点主要分布在结构模型两个水平主振型方向上，中间点(C点)主要用于单方向主振型的测试，外围点(D点、A点、B点)主要用于空间扭转振型的测试。

2) 由于在振型分析中只需加速度数据，在测点布置上可仅布置加速度传感器。

3) 从计算振型结果来看,结构模型高阶振型的拐点主要分布在结构腰部(竖向)附近,传感器在竖向分布上在结构腰部有所加密。

4) 桅杆顶部布置微型加速度传感器。

2.3.1.2 结构地震反应测试^[8]

1) 为了解结构模型在三个方向上的地震反应情况,加速度传感器和位移传感器均在结构模型的X、Y、Z三方向布置,测点的竖向分布间距可以全面反映结构模型整体情况。

2) 水平加速度传感器布置位置主要考虑结构模型腰部可能是一薄弱部位,因此在腰部较密,同时兼顾转换桁架所在楼层。水平位移传感器除考虑以上因素外,为了解结构的扭转反应,在结构模型的外筒布置了一定数量的位移传感器。

3) 在桅杆布置足够数量的水平向加速度和位移传感器,桅杆顶部布置微型加速度传感器。主要了解桅杆在地震反应中鞭端效应及与主体结构相互作用情况。

2.3.1.3 应变测点布置

应变测点布置在重点观测的杆件上,如底层柱底、支撑桁架、桅杆底部、外框筒节点部位、环梁、斜撑等部位,监测重点部位的受力情况和弹塑性变形状况。

2.3.2 测点布置方案

100个加速度位移传感器,沿结构高度布置,平面位置位于外框筒短轴方向(A点)、外框筒长轴方向(B点)、核芯筒中心长轴和短轴方向(C点和D点)。测点平面布置示意图见图6。

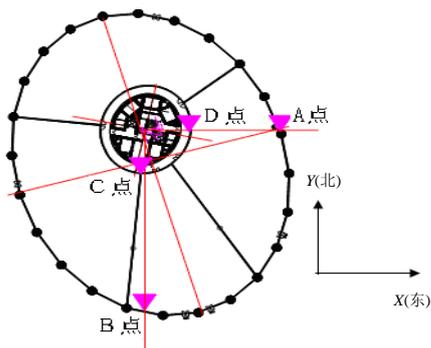


图6 传感器平面测点布置示意图

Fig.6 Distribution of plane measurement points of the sensor

2.4 试验工况及顺序

在进行结构地震反应试验之前,先进行结构的模态测试,模态测试工况见表3,分别在X、Y、Z三个方向输入白噪声,测定结构震前的动力特性。在每个地震水准试验前后,各输入一次白噪声用以

测定结构动力特性的变化情况。

表3 模态测定试验工况

Table 3 Test conditions of the determination of modality

试验序号	输入地震波	输入方向	输入加速度峰值/g
1	白噪声(0.1Hz-40Hz)	X	0.05
2	白噪声(0.1Hz-40Hz)	Y	0.05
3	白噪声(0.1Hz-40Hz)	Z	0.05

在多遇地震作用下,分别按广东省工程防震研究院提供的《广州市新中轴线电视塔工程场地地震安全性评价》^[2]中给定的人工波、天然波1、天然波2、天然波3四个地震波进行X向和Y向和Z向的单向输入,单向输入是用以与弹性计算分析结果进行比较。然后进行X+Y双方向输入,确定结构的最不利地震输入方向,最后进行X+Y+Z三向输入。试验工况见表4、表5和表6。在设防烈度地震作用下,分别进行X向和Y向单向输入,然后进行X+Y+Z三向输入。试验工况见表7和表8。在罕遇地震作用下,为体现实际地震情况,按X+Y+Z三向输入,每次地震试验完成后,均输入白噪声测定结构动力特性的变化。试验工况见表9。

表4 多遇地震单向输入试验工况

Table 4 Unidirectional test condition input of the frequent earthquakes

试验序号	输入地震波	输入方向	输入加速度峰值/g
4	人工波	X	0.096
5	天然波1	X	0.096
6	天然波2	X	0.096
7	天然波3	X	0.096
8	人工波	Y	0.096
9	天然波1	Y	0.096
10	天然波2	Y	0.096
11	天然波3	Y	0.096
12	人工波	Z	0.096
13	天然波1	Z	0.096
14	天然波2	Z	0.096
15	天然波3	Z	0.096
16	白噪声(0.1Hz-40Hz)	X, Y, Z	0.05

表5 多遇地震双向输入试验工况

Table 5 Bidirectional test condition input of the frequent earthquakes

试验序号	输入地震波	输入方向与X向的夹角 α	输入加速度峰值/g
17	天然波2	30	$0.096\cos\alpha + 0.096\sin\alpha$
18	天然波2	45	$0.096\cos\alpha + 0.096\sin\alpha$
19	天然波2	60	$0.096\cos\alpha + 0.096\sin\alpha$
20	天然波2	75	$0.096\cos\alpha + 0.096\sin\alpha$
21	白噪声(0.1Hz-40Hz)	X, Y, Z	0.05

表6 多遇地震三向输入试验工况

Table 6 Three-directional test condition input of the frequent earthquakes

试验序号	输入地震波	输入方向	输入加速度峰值/g
22	人工波 1	X+Y+Z	0.096+0.85×0.096+0.65×0.096
23	天然波 1	X+Y+Z	0.096+0.85×0.096+0.65×0.096
24	天然波 2	X+Y+Z	0.096+0.85×0.096+0.65×0.096
25	天然波 3	X+Y+Z	0.096+0.85×0.096+0.65×0.096
26	白噪声(0.1Hz-40Hz)	X, Y, Z	0.05

表7 设防烈度地震单向输入试验工况

Table 7 Unidirectional test condition input of seismic-force reduce design earthquakes

试验序号	输入地震波	输入方向	输入加速度峰值/g
27	白噪声(0.1Hz-40Hz)	X, Y, Z	0.05
28	人工波	X	0.247
29	天然波 1	X	0.247
30	天然波 2	X	0.247
31	天然波 3	X	0.247
32	人工波	Y	0.247
33	天然波 1	Y	0.247
34	天然波 2	Y	0.247
35	天然波 3	Y	0.247
36	白噪声(0.1 Hz-40Hz)	X, Y, Z	0.05

表8 设防烈度地震三向输入试验工况

Table 8 Three-directional test condition input of seismic fortification intensity earthquakes

试验序号	输入地震波	输入方向	输入加速度峰值/g
37	人工波	X+Y+Z	0.247+0.85×0.247+0.65×0.247
38	天然波 1	X+Y+Z	0.247+0.85×0.247+0.65×0.247
39	天然波 2	X+Y+Z	0.247+0.85×0.247+0.65×0.247
40	天然波 3	X+Y+Z	0.247+0.85×0.247+0.65×0.247
41	白噪声(0.1 Hz-40Hz)	X, Y, Z	0.05

表9 罕遇地震三向输入试验工况

Table 9 Three-directional test condition input of the rare earthquakes

试验序号	输入地震波	输入方向	输入加速度峰值/g
42	人工波	X+Y+Z	0.430+0.85×0.430+0.65×0.430
43	白噪声(0.1Hz-40Hz)	X, Y, Z	0.05
44	天然波 1	X+Y+Z	0.430+0.85×0.430+0.65×0.430
45	白噪声(0.1Hz-40Hz)	X, Y, Z	0.05
46	天然波 2	X+Y+Z	0.430+0.85×0.430+0.65×0.430
47	白噪声(0.1Hz-40Hz)	X, Y, Z	0.05
48	天然波 3	X+Y+Z	0.430+0.85×0.430+0.65×0.430
49	白噪声(0.1Hz-40Hz)	X, Y, Z	0.05

3 试验结果分析及结论

试验采用广东省工程防震研究院提供的《广州市新中轴线电视塔工程场地地震安全性评价》^[2]提

供的一条人工波和三条天然波共四种地面运动,以报告提供不同的地震加速度幅值进行 X、Y、Z 三个方向模拟地震试验。通过对试验结果的分析,得出以下结论。

3.1 结构的模态分析

1) 将试验中测得的模型结构震前的各阶频率与由原型设计计算值换算后的频率进行比较,见表 10。第 1 阶、第 2 阶频率相差 15%—18%,第 3 阶、第 4 阶频率相差 30%左右,可认为模型结构基本上模拟了原型结构的动力特性。

2) 模型在经历多遇地震作用后,结构各阶频率与震前相比变化很小,平均下降 1.76%,第 1 阶频率下降 1.11%,可认为结构处在弹性工作阶段;在经历设防烈度地震作用后,各阶频率下降平均达到 4.00%左右,第 1 阶频率下降 5.44%,核芯筒应变最大值接近混凝土开裂应变,混凝土局部部位有轻微开裂;在经历罕遇地震作用后,各阶频率平均下降达到 8.50%,第 1 阶频率下降达 10.00%,核芯筒出现可见裂缝,外框筒(近腰部区域)个别斜撑出现破坏,推测结构已进入弹塑性工作状态,但整体结构仍保持抗震承载能力。

3) 地震作用前进行的模态试验中,测得模型结构的前 5 阶模态阻尼比依次为: 3.317%、2.277%、1.555%、1.259%和 1.115%。

表 10 模型结构测试频率与原型结构计算值的比较

Table 10 Comparison of the experimental and analytical frequencies

	计算结果		实测结果		两者相对差异/(%)	振型描述
	原型结构 周期/s	换算 周期/s	换算 频率/Hz	频率/Hz 周期/s		
1	10.240	1.301	0.769	0.941	18.26	X 向 1 阶平动
2	7.105	0.902	1.108	1.304	15.01	Y 向 1 阶平动
3	2.837	0.360	2.776	4.014	30.86	X 塔体 2 阶平动, 天线 1 阶
4	2.340	0.297	3.365	4.749	29.14	Y 塔体 2 阶平动, 天线 1 阶

3.2 结构加速度反应

1) 在多种地震作用下,主体结构加速度反应沿高度分布比较均匀, Y 向的加速度放大系数略大于 X 向。桅杆结构的鞭端效应明显, X 向和 Y 向加速度放大系数基本相同。

2) 主体结构加速度最大值主要发生在结构模型标高 4.00m—6.00m(相当于原型结构标高 200m—300m)处,在多遇地震、设防烈度地震和罕遇地震作用下,最大加速度放大系数平均值分别为 1.870、

1.902、1.820；主体结构顶层加速度放大系数平均值分别为 1.547、1.664 和 1.698。

3) 在设防烈度地震和罕遇地震作用下，桅杆结构顶部与底部的加速度比的平均值分别为 24.174 和 16.902。

3.3 结构位移反应

1) 在各种地震作用下，层间位移最大值均位于结构模型标高 5.44m—8.56m(相当于原型结构标高 272m—428m)之间。

2) 多遇地震作用下，主体结构顶部位移角平均值为 1/770，层间位移角最大值的平均值为 1/320。在设防烈度地震作用下，主体结构顶部位移角平均值为 1/347，层间位移角最大值的平均值为 1/154。在罕遇地震作用下，主体结构顶部位移角平均值为 1/148，层间位移角最大值的平均值为 1/72。

3.4 结构扭转反应

试验实测结构扭转周期和平动第一周期的比值 $T_t / T_1 = 0.211$ 。结构扭转角较大的区域位于标高 5.440m—8.560m(相当于原型结构标高 272m—428m)处。在多遇地震、设防烈度地震和罕遇地震作用下，结构在四种地震波作用下平均扭转角的最大值分别为 $1.22 \times 10^{-2} \text{rad}$ ， $2.57 \times 10^{-2} \text{rad}$ 和 $5.67 \times 10^{-2} \text{rad}$ 。

3.5 结构应变和破坏情况

1) 在多遇地震作用下，各个测点的应变的时程曲线拉压应变对称，最大值远小于混凝土的开裂应变和钢结构的屈服应变。混凝土核芯筒底部、外框筒斜柱底部和桅杆的底部是结构受力较大的区域，环梁的受力较小。

2) 在设防烈度地震作用下，外框筒受力较大的构件位于结构模型标高 1.00m—5.44m(相当于原型结构标高 50m 和 272m)(结构腰部)区域的外柱和斜撑，核芯筒受力较大的区域为底部和腰部，此处混凝土应变接近开裂应变，且混凝土各测点的应变时程略有拉压应变不对称分布情况出现，说明混凝土结构可能局部出现细微裂缝，桅杆应力较大的部位为底部杆件^[9]。

3) 在罕遇地震作用下，结构受力较大的区域与设防烈度地震作用下相同，结构腰部区域斜撑应变达到钢结构的屈服应变值；混凝土核芯筒下部和腰部的应变已超过混凝土的开裂应变。观察发现结构外框筒破坏区域位于结构模型标高 4.00m—6.00m(相当于原型结构标高 200m—300m)处，主要

是斜撑破坏，混凝土开裂区域位于结构模型标高 2.00m(相当于原型结构标高 100m)附近，为混凝土核芯筒外墙与楼板交接处的水平裂缝；桅杆底部杆件的应力已接近钢结构的屈服应变值。

3.6 结构受力较大部位或结构薄弱部位

经试验分析，结构必须注意的应力较大的区域主要有以下几个部位：

1) 外框筒结构模型标高 3.00m—6.00m(相当于原型结构标高 150m—300m)处的斜撑应力较大。

2) 混凝土核芯筒结构模型标高 5.44m(相当于原型结构标高 272m)处为结构的薄弱部位。

3) 桅杆结构的底部区域杆件应力较大。

结论验证了设计时重点关注的薄弱部位，并建议对其予以加强。

3.7 结构在四种地震波作用下，经历多遇地震、设防烈度地震和罕遇地震作用后，试验宏观现象和实测数据分析表明，结构总体上满足设计目标的抗震设防要求^[10]。

参考文献：

- [1] 刘大海，扬翠如，钟锡根. 高层建筑抗震设计[M]. 北京：中国建筑工业出版社，1993.
Liu Dahai, Yang Cuiru, Zhong Xigen. Aseismic design of high-rise buildings [M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 1993. (in Chinese)
- [2] 邹昀，吕西林，卢文胜，钱江. 上海环球金融中心大厦整体结构振动台试验设计[J]. 地震工程与工程振动, 2005, 25(4): 54—59.
Zou Yun, Lu Xilin, Lu Wensheng, Qian Jiang. Shaking table model test design for Shanghai World Financial Center [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2005, 25(4): 54—59. (in Chinese)
- [3] Lu Xilin, Zhang Huiyun, Hu Zhili. Shake-table testing of a U-shaped plan building model [J]. Canadian Journal of Civil Engineering, 1999, 26: 746—759.
- [4] Lu Xilin. Application of identification methodology to shake table tests on reinforced concrete columns [J]. Engineering Structures, 1995, 17(7): 505—511.
- [5] 周福霖. 广州新电视塔结构模型模拟地震振动台试验研究报告[R]. 广州：广州大学工程抗震研究中心，2006.
Zhou Fulin. Simulated earthquake test research of the structure model of Guangzhou New TV tower on a shaking table [R]. Guangzhou: Earthquake Engineering Research Test Centre of Guangzhou University, 2006. (in Chinese)
- [6] 朱伯龙. 结构抗震试验[M]. 北京：地震出版社，1989.
Zhu Bolong. Seismic test of structure [M]. Beijing:

- Earthquake Press, 1989. (in Chinese)
- [7] 周克森. 广州市新中轴线电视塔工程场地地震安全性评价[R]. 广州: 广东省工程防震研究院, 2005.
- Zhou Kesen. Evaluation of the seismic safety for engineering sites of Guangzhou New TV tower [R]. Guangzhou: Guangdong Engineering Earthquake Resistance Institute, 2005. (in Chinese)
- [8] Lu Xilin, Zhou Qing. Dynamic analytical method of a combined energy dissipation system and its experimental verification [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2002, 31(6): 1251—1265.
- [9] 郭全全, 张文芳, 吴桂英, 刘季康, 李殊. 中国国家大剧院结构地震分析[J]. 工程力学, 2003, 20(2): 43—48.
- Guo Quanquan, Zhang Wenfang, Wu Guiying, Liu Jikang, Li Zhu. Seismic analysis of Grand National Theatre of China [J]. Engineering Mechanics, 2003, 20(2): 43—48. (in Chinese)
- [10] 朱杰江, 吕西林, 邹昀. 上海环球金融中心模型结构振动台试验与理论分析的对比研究[J]. 土木工程学报, 2005, 38(10): 18—26.
- Zhu Jiejiang, Lu Xilin, Zou Yun. Shake-table test and theoretical analysis for Shanghai World Financial Center scale model [J]. China Civil Engineering Journal, 2005, 38(10): 18—26. (in Chinese)

(上接第 36 页)

参考文献:

- [1] Freeland R E, Bilyeu G D, Veal G R. Large inflatable deployable antenna flight experiment results [J]. Acta Astronautica, 1997, 41(4-10): 267—277.
- [2] Freeland R E, Bilyeu G D, Veal G R. Development of flight hardware for a large, inflatable-deployable antenna experiment [J]. Acta Astronautica, 1996, 38(4-8): 251—260.
- [3] Murphy D, Murphey T, Gierow P. Scalable solar-sail subsystem design concept [J]. AIAA Journal of Spacecraft and Rockets, 2003, 40(4): 539—547.
- [4] Grossman G, Williams G. Inflatable concentrators for solar propulsion and dynamic space power [J]. Journal of Solar Energy Engineering, 1990, 112(4): 229—236.
- [5] Akahoshi Y, Nakamura R, Tanaka M. Development of bumper shield using low density materials [J]. International Journal of Impact Engineering, 2001, 26(1-10): 13—19.
- [6] Thomas W, Murphey, David M, Murphy. A method to quantify the thrust degradation effects of structural wrinkles in solar sails [C]. 43rd AIAA/ASME/ASCE/AHS/ASC Structures, Structural Dynamics, and Materials Conference Online Proceedings. Denver, Colorado, 2002.
- [7] Hossain N M A, Jenkins C H. Transverse vibration analysis for partly wrinkled membranes [J]. Journal of Spacecraft and Rockets, 2006, 43(3): 626—637.
- [8] 杜星文, 王长国, 万志敏. 空间薄膜结构的褶皱研究进展[J]. 力学进展, 2006, 36(2): 187—198.
- Du Xingwen, Wang Changguo, Wan Zhimin. Advances of the study on wrinkles of space membrane structures [J]. Advances in Mechanics, 2006, 36(2): 187—198. (in Chinese)
- [9] 谭锋, 杨庆山, 张建. 薄膜结构褶皱分析的有限元法[J]. 工程力学, 2006, 23(增刊 I): 62—68.
- Tan Feng, Yang Qingshan, Zhang Jian. Finite element method of Wrinkling analysis of membrane structures [J]. Engineering Mechanics, 2006, 23(Sup.I): 62—68. (in Chinese)
- [10] Roddeman D G, Drukker J, Oomens C W, Janssen J D. The Wrinkling of thin membranes: Part I—Theory [J]. Journal of Applied Mechanics, 1987, 54: 884—887.
- [11] Roddeman D G, Drukker J, Oomens C W, Janssen J D. The wrinkling of thin membranes: Part II—Numerical analysis [J]. Journal of Applied Mechanics, 1987, 54: 888—892.
- [12] Lee Eung-Shik, Youn Sung-Kie. Finite element analysis of wrinkling membrane structures with large deformations [J]. Finite Elements in Analysis and Design, 2006, 42(8-9): 780—791.