

# MIDAS/Gen 在温度效应分析中的应用

熊爱国<sup>1</sup> 毛贵牛<sup>1</sup> 陈学伟<sup>1</sup> 李卫勇<sup>2</sup>

/1 华南理工大学土木与交通学院; 2 北京迈达斯技术有限公司广州分公司

## 0 前言

自然环境条件变化产生的温度荷载,一般可分为以下三种类型:1)日照温差:主要是太阳辐射作用导致;2)骤降温差:主要是强冷空气的侵袭作用和日落后形成室内高、室外低温差;3)季节温差:指结构闭合阶段的施工期温度与使用阶段温度之差,它由极缓慢的季节气温变化所致<sup>[1]</sup>。以上几种温度荷载,都是自然环境条件变化所造成的,是难以避免的。除上述几种温度荷载外,还有结构物在使用阶段,因使用造成的温度荷载。如文中所举算例:某造粒钢塔在竣工后的使用过程中,圆筒钢塔中的高温烟气所形成的温度荷载,这种工作状态造成的温度荷载比较稳定,而且可通过工艺措施予以控制,然后再以稳定的温差效应分析其对圆筒形钢塔结构的内力及变形影响。

主要研究日照和结构工作运营使用状态下的温度荷载作用引起的结构响应。采用结构有限元软件 MIDAS/Gen V7.30 进行建模及温度效应分析。为得到可靠稳定的分析结果,首先将 MIDAS 对该结构进行的结构模态分析结果与 PKPM, ETABS 的计算结果进行对比,以保证模型可靠性;然后再运用 MIDAS 和 ETABS 对该工程进行温度效应对比分析。

MIDAS 和 ETABS 中的两个杆系有限元模型,所有节点都是刚性节点,底部约束都是固接,其中圆钢管混凝土柱由 MIDAS 程序自带的单元模拟,而在 ETABS 程序中则由截面设计器设计截面模拟,主要构件还有空心圆钢管支撑和 H 型钢梁。

## 1 钢塔工程概况和结构温度效应性能分析

### 1.1 工程概况

造粒塔结构由圆筒形塔身及矩形电梯间组成,主要有普通层和加强环层两个标准层。圆筒形塔体高 99.18m,内径为 18m,在标高 8, 22, 42, 62m 处设置有宽为 2.05m 的水平三角形斜拉桁架加强环,水平拉压杆主要是空心圆钢管,普通层和加强环层结构平面布置见图 1。标高 81, 85, 87.5, 90, 93m 处为操作平台。结构地下室及首层地面为钢筋混凝土结构,首层以上部分为钢-混凝土组合结构,竖向构件采用圆钢管混凝土柱(Q235 钢和 C40 核心混凝土),H 型钢梁及空心圆钢管支撑,楼板为组合楼板。结构三维几何模型示意图见图 2。

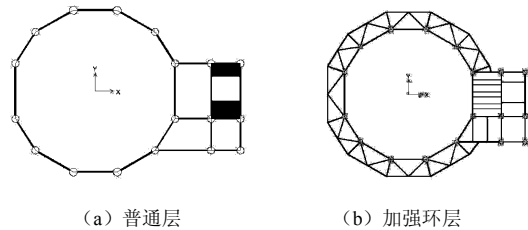


图 1 结构平面示意图

### 1.2 风荷载与地震作用

结构设计使用年限为 50 年,结构安全等级为二级。按《建筑结构荷载规范》<sup>[2]</sup>,结构所处地基本风压重现期为 100 年时  $w_0=0.95\text{kN/m}^2$ ,地面粗糙度 B 类。为了便于不同软件分析结果对比,建筑体型系数未按多面体各面分别输入,而是偏于保守地取体型系数  $\mu_s=1.3$ ;按《建筑抗震设计规范》<sup>[3]</sup>,抗震设防烈度为 8 度,设计基本地震加速度值为 0.20g,水平地震影响系数为 0.16,III 类场地土,地震分组为第一组,抗震设防类别为丙类,场地特征周期  $T_g=0.45\text{s}$ 。

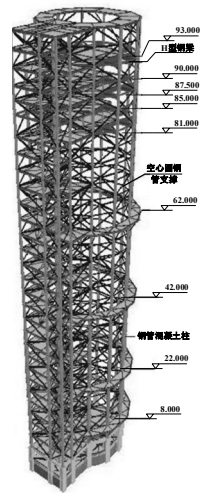


图 2 结构三维模型/m

### 1.3 结构温度效应

荷载分项系数及可变荷载组合值系数取值 表 1

恒载 $\gamma_G$	活载 $\gamma_{Q1}, \gamma_{Q2}$	风 $\gamma_W$	温度 $\gamma_T$	$\psi_L$	$\psi_W$	$\psi_T$
1.20(1.00)	1.40(0)	$\pm 1.40$	1.00	0.70	0.25	1.00

注:1) 括号内的取值为该荷载对结构受力有利时的取值;2)  $\psi_L$ ,  $\psi_W$ ,  $\psi_T$  分别为活荷载、风荷载及温度荷载组合值系数。

结构温度效应是一个复杂的过程<sup>[4]</sup>,现有技术还不能模拟每一时刻温度变化对结构产生的温度效应。在一些假定条件下,可以根据实际环境条件和施工条件来判断并选择典型的对结构产生温度效应最不利的几个温度工况或温度参与组合工况来模拟温度效应。根据温度应力分析条件,对于该工程考虑以下工况:1)非工作状态:仅考虑日照温差效应的影响;2)工作状态:考虑塔体内部构件及外围钢骨架升温引起的温差效应影响。在温度效应参与内力组合时,参考

作者简介:熊爱国,硕士研究生,Email: kp20082008@126.com。

《高耸结构设计规范》<sup>[5]</sup>, 荷载分项系数及可变荷载组合值系数取值见表 1。

## 2 钢塔结构温度效应分析

### 2.1 模态分析

在分析中, 首先将采用 MIDAS 建模得到的主要结果(总质量、周期)与 PKPM 和 ETABS 的结果进行比较(表 2)。由表可知, 主要结果比较吻合, 结构模型合理可靠。

结构主要分析结果比较 表2

分析软件	MIDAS	PKPM	ETABS	备注
总质量/t	9495	9047	9239	—
周期/s	T <sub>1</sub>	1.64	1.63	Y向平动
	T <sub>2</sub>	1.43	1.44	X向平动
	T <sub>3</sub>	1.02	0.94	扭转

### 2.2 结构非工作状态温度效应分析

结构所处场地一天内的最大日照温差一般出现在午后, 根据当地其他类似结构的设计经验, 取塔体西侧外围构件升温 20℃, 南北两侧外围构件升温 10℃, 见图 3。MIDAS/Gen 中温度荷载类型有五种, 文中结构模型施加的温度荷载类型是单元温度, 可以对每个单元施加温度荷载。温度荷载按最终温度和初始温度之差进行计算, 主要参数和界面见图 4。

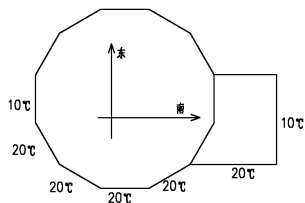


图 3 日照作用构件温差示意图



图 4 温度荷载参数示意图

在上述分析基础上用有限元软件 ETABS 和 MIDAS 分析结果如表 3 所示。由表可知, 日照温差作用在 Y 向引起最大层间位移角及顶点位移比较大, 但是, 均小于 100 年一遇风荷载作用下的计算结果, 与多遇地震作用下的结果相近, 见图 5。

日照温差效应分析结果 表3

分析软件	ETABS		MIDAS	
	X	Y	X	Y
最大层间位移角/rad	1/2610	1/601	1/2500	1/527
顶点位移/mm	4	57	2.4	65

结构的温度效应包括水平、竖向两个方向, 水平向的温度作用会导致温度裂缝的产生, 竖向温度作用会导致结构竖向变形, 特别是高耸结构在日照作用下, 向阳面和背阴面温差很大, 使得向阳面、背阴面的竖向构件的变形差较大, 会导致结构发生挠曲, 致使结构重力二阶效应的产生, P-Δ效应在结构中产生附加弯矩, 从而使得结构构件内部产生附加内力, 使结构的侧移进一步加大, 此种工况会对结构产生不利影响<sup>[6]</sup>。根据《高耸结构设计规范》的有关温度效应的规定和附加弯矩计算公式, 按工程实际经过简化后, 对竖向荷

载在塔体水平位移下引起塔体底部的结构附加倾覆弯矩 ΔM 可按式计算:

$$\Delta M = \sum_{i=1}^n G_i A_i \quad (1)$$

式中: G<sub>i</sub> 为层 i 简化集中重力; A<sub>i</sub> 为层 i 侧向位移值。

MIDAS 计算可得日照温差作用引起的结构 Y 向侧移所产生的结构底部附加倾覆弯矩为 784kN·m, 风荷载和多遇地震作用下的底部倾覆弯矩分别是 318974, 129092kN·m, 与 ETABS 结果很接近, 误差在 10% 以内。对比可知, 由日照温差引起的结构底部附加倾覆弯矩不起控制作用。

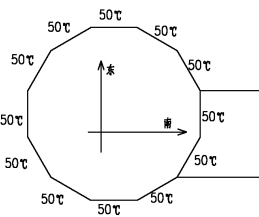
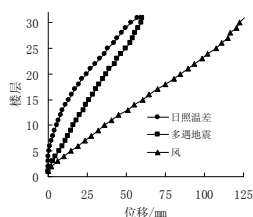


图 5 结构 Y 向楼层位移对比 图 6 工作状态构件温差示意图

### 2.3 结构工作状态温度效应分析

结构在工作状态时, 因塔体内部生产环境导致筒体内部构件(主要为筒内操作平台层)及筒体外围钢骨架升温, 导致结构因温差效应产生较大的内力变化。计算分析取升温温度为 50℃。除直接支承于筒壁上的梁与支撑构件外, 加强环层其余部位及电梯间仍保持常温, 温度变化见图 6。

(1) 在加强环层处因环板未升温, 对同层及上下相邻层约束作用较明显。该层及上下层钢梁受压, 温差效应引起的轴压力分别约 300kN (加强环层) 及 150~200kN (加强环层相邻上下层)。加强环层 H 型钢梁出现绕弱轴受压失稳情况。虽然可以考虑到加强环部分构件有一定升温作用及加强环层环板对钢梁的侧向支撑作用, 但仍对加强环层钢梁采取了加大构件截面的加强措施, 按《钢结构设计规范》<sup>[7]</sup> 验算满足构件稳定要求, 钢梁应力比见图 7。

(2) 相邻加强环层的中间层, 钢梁因钢支撑升温膨胀效应明显而受拉, 中间层受拉作用稍大于上下相邻层, 升温引起轴力变化在 50kN (中间层), 10kN (相邻层) 左右。其余层钢梁因升温变化产生轴力数值变化不超过 50kN, 温度应力基本不起控制作用。钢支撑构件在部分构件加强之后, 按《钢结构设计规范》验算满足强度要求及稳定要求, 钢支撑应力比见图 8。

(3) 验算结构竖向构件(钢管混凝土柱)的承载力, 满足温度效应参与设计的内力组合(表 1) 要求。结构底部 3 层钢管混凝土柱分析结果的双向 P-M 包络图见图 9。

## 3 结论

通过不同软件的有限元模型模态分析结果对比, 证明结

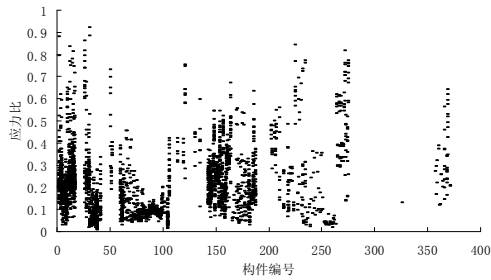


图7 钢梁应力比示意图(构件编号数由首层到顶层逐渐增大)

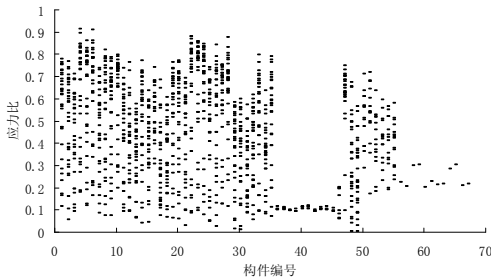
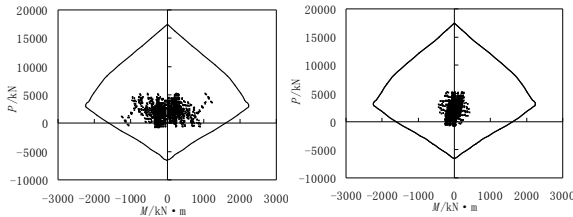


图8 钢支撑应力比示意图(构件编号数由首层到顶层逐渐增大)



(a)  $P-M_2$  包络示意 (b)  $P-M_3$  包络示意

图9 钢管混凝土柱双向  $P-M$  包络示意图 ( $M_2, M_3$  分别表示构件沿程序默认的轴 2, 3 方向弯矩)

构的模型是合理可靠的,结构的温度荷载作用合乎实际环境条件的模拟。根据分析可得以下结论:

(1) 在温度荷载作用下结构产生的整体效应为顶部变形较大,附加内力较小;底部变形较小,附加内力较大。

(2) 非工作状态下,日照温差作用对结构的变形影响较大,但由此引起的结构底部附加倾覆弯矩较小,基本不起控制作用;工作状态下,尤其是加强环层由于环板的明显约束作用,温度荷载对结构产生了较大的影响,对结构部分构件采取了加强措施,经过验算满足《钢结构设计规范》要求。

(3) 对温度比较敏感的材料和结构体系(如广州珠江新城东塔、黑龙江龙塔、河南省广播电视塔等工程)对其进行了专项分析研究,证明采用有限元软件 MIDAS/Gen 对结构在温度荷载作用下的分析计算是合理可靠的。当然以上结论是对温度敏感(底端固接、顶端自由)的高耸钢塔结构体系分析得出的,可为类似结构体系设计提供一定的参考。

参考文献

[1] 项海帆.高等桥梁结构理论[M].北京:人民交通出版社, 2000.  
 [2] GB50009—2001 建筑结构荷载规范[S].北京:中国建筑工业出版社, 2002.  
 [3] GB50011—2001 建筑抗震设计规范[S].中国建筑工业出版社, 2001.  
 [4] 徐培福.复杂高层建筑结构设计[M].北京:中国建筑工业出版社, 2005.  
 [5] GBJ135—90 高耸结构设计规范[S].北京:中国建筑工业出版社, 2000.  
 [6] 郭金根.南昌洪州宝塔竖向温度变形与二阶效应分析[D].南昌:南昌大学, 2007.  
 [7] GB50017—2003 钢结构设计规范[S].中国建筑工业出版社, 2003.

(上接第 8 页)

间框架柱成为短柱(图 8(b)); 5)将地梁下的短柱截面加大,箍筋加强,使其接近于高杯口基础的形式(图 8(c))。

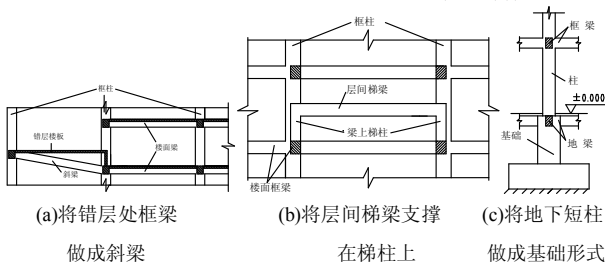


图8 避免短柱的措施

对于混凝土结构中无法避免的短柱,建议采取如下措施: 1)箍筋间距和直径必须满足抗震规范第 6.3.8 条的要求,主要受力柱的箍筋宜采用 HRB335 钢筋,直径宜不低于 10mm; 2)对于洞口边以及楼梯间的短柱,实际的地震弯矩很可能会超过程序计算值(如上述算例中所讨论),对这些短柱的纵筋面积应在程序计算结果的基础上适当超配,防止在

地震中产生受弯屈服破坏; 3)短柱纵筋应沿柱四周均匀分布,间距宜取小值,这样,纵筋与箍筋一起形成较细密的钢筋笼,能提高对混凝土的约束效果; 4)对结构关键部位的短柱,在柱内做芯柱,或在柱内配置型钢形成型钢混凝土柱; 5)重要结构底部形成“短层”时,将“短层”内所有柱做成型钢混凝土柱。

参考文献

[1] 王亚勇.汶川地震建筑震害启示[R]. 建筑工程抗震标准宣贯培训文件资料汇编, 成都, 2008.8:54-63.  
 [2] 叶列平, 曲哲, 陆新征, 等. 从汶川地震框架结构震害谈“强柱弱梁”屈服机制的实现[R]. 汶川地震震害调查及对今后工程抗震的建议报告会资料集, 南京, 2008.  
 [3] GB50011—2001 建筑抗震设计规范(2008 年版)[S].北京: 中国建筑工业出版社, 2008.  
 [4] 建筑结构设计资料集 3—混凝土结构分册 [M].北京: 中国建筑工业出版社, 2006.  
 [5] 梁启智.高层建筑结构分析与设计[M].华南理工大学出版社, 1992.