

张海燕, 唐久林, 于敏, 等. 土-结构动力相互作用及基础形式对超大型冷却塔结构地震反应的影响分析[J]. 华南地震, 2019, 39(3): 133-140.
[ZHANG Haiyan, TANG Jiulin, YU Min, et al. Influence of Soil-structure Interaction and Foundation Type on Seismic Response of Super Large Cooling Tower[J]. South China journal of seismology, 2019, 39(3): 133-140]

土-结构动力相互作用及基础形式对超大型冷却塔结构地震反应的影响分析

张海燕¹, 唐久林¹, 于敏¹, 刘晋超²

(1. 华南理工大学亚热带建筑科学国家重点实验室, 广州 510640; 2. 广东省电力设计研究院, 广州 510663)

摘要: 采用 ABAQUS 有限元分析软件, 分别对基于刚性地基假定的环板基础、考虑土-结构动力相互作用的环板基础和桩基础超大型冷却塔模型进行了模态分析、弹性和弹塑性时程分析, 研究了土-结构动力相互作用和基础形式对超大型冷却塔结构动力特性和地震反应的影响。结果表明: 当考虑相同阶数的振型时, 刚性地基模型的振型参与质量系数最小。地震作用下, 刚性地基模型和桩基础模型的加速度响应、支柱内力、塔壳混凝土主应力等一般比考虑土-结构动力相互作用的环板基础模型偏大, 但塔顶水平位移偏小。土-结构动力相互作用比基础形式对冷却塔动力特性以及地震反应的影响更大, 且二者对冷却塔竖向振动的影响比水平向大。三种模型计算所获得的冷却塔薄弱部位均集中于支柱, 且支柱最大侧移角相差不大。

关键词: 冷却塔; 超大型; 土-结构动力相互作用; 时程分析; 地震反应

中图分类号: U452.11

文献标志码: A

文章编号: 1001-8662(2019)03-0133-08

DOI: 10.13512/j.hndz.2019.03.020

Effect of Soil-structure Interaction and Foundation Type on Seismic Response of Super-large Cooling Tower

ZHANG Haiyan¹, TANG Jiulin¹, YU Min¹, LIU Jinchao²

(1. State Key laboratory of Subtropical Architecture Science, South China University of Technology, Guangzhou 510640, China; 2. Guangdong Electric Power Design Institute, Guangzhou 510663, China)

Abstract: Modal analysis, elastic and elastic-plastic time history analysis were carried out by ABAQUS software for three super large cooling tower models, which are the model with rigid foundation assumption, the models with annular plate foundation and pile foundation considering soil-structure interaction, to investigate the effects of soil-structure interaction and foundation type on the dynamic characteristic and seismic response of the super large cooling tower. The results showed that the modal participating mass ratio of the rigid foundation model is the minimum, compared to other models with the same amount of modals included. Under earthquake excitation,

收稿日期: 2019-03-19

基金项目: 国家重点研发计划(2017YFC0803300)

作者简介: 张海燕(1978-), 女, 教授, 博士, 主要从事混凝土结构抗火、抗震、加固和新型混凝土材料研究。

E-mail: zhanghy@scut.edu.cn.

the acceleration response, internal force in columns, concrete principle stress of the tower shell of the rigid foundation model and pile foundation model is higher than that of the annular plate foundation model considering soil-structure interaction, but the horizontal displacement at the top of the tower is smaller than that of the later. The effects of soil-structure interaction is more significant than that of foundation types on the dynamic characteristic and seismic response of the super-large cooling tower, also the two factors have greater effects on the vertical vibration than the horizontal vibration. The weak parts in the three models all concentrated on the columns, and the maximum drift angles of the columns in the three models are closed.

Keywords: Cooling tower; Super-large; Soil-structure interaction; Time-history analysis; Seismic response

0 引言

随着装机容量的不断增大,超大型冷却塔的高度往往超过 200 m,远大于《工业循环水冷却设计规范》(GB/T 50102-2003)^[1]中塔高 165 m 的限制。一般的结构抗震设计通常采用刚性地基假定,然而一些震害分析及实验发现:刚性地基假定下结构的动力反应与结构实际的动力反应在很多情况下不符^[2-4],基于刚性地基假定的结构抗震计算不一定是安全的。超大型冷却塔是核电厂中与核安全有关的重要物项,损坏后可能会直接或间接造成安全事故。土-结构动力相互作用对超大型冷却塔结构的地震反应到底有多大影响,抗震分析时是否有必要考虑土-结构动力相互作用及基础形式对超大型冷却塔上部结构地震反应的影响,这些问题的研究在现有文献中比较少见。本文分别对采用刚性地基假定、考虑土-结构动力相互作用的环板基础和桩基础的超大型冷却塔模型进行模态分析、弹性时程分析和弹塑性时程分析,研究了土-结构动力相互作用和基础形式对超大型冷却塔结构动力特性和地震反应的影响,研究结果对准确把握超大型冷却塔在地震作用下的反应具有较强参考价值。

本文的研究对象是一座淋水面积为 22 000 m² 的逆流式自然通风双曲线超大型冷却塔,塔总高 235 m,底面直径 182 m,塔壳顶部直径为 111.2 m,塔壳喉部高 176.25 m,喉部直径 104.39 m,通风筒壳体最小厚度为 390 mm,最大厚度为 2000 mm,塔壳由 60 对人字形斜支柱支承,斜支柱直径 1900 mm。

1 分析方法

本文采用 ABAQUS 有限元分析软件,对三个冷却塔模型,即基于刚性地基假定的环板基础模

型(下文简称刚性地基模型)、考虑土-结构相互作用的环板基础模型和桩基础模型进行分析。三个模型的上部结构完全相同,不同之处在于刚性地基模型中没有建入地基土体单元,基础底部采用固接约束,而考虑土-结构相互作用的环板基础模型和桩基础模型中建立了地基土单元;桩基础模型在环板基础模型的环板下面还增设了 60 对直径为 1200 mm 的桩。

为节省计算量和存储空间,冷却塔塔壳采用壳单元 S4R,人字形支柱和桩采用梁单元 B31 模拟;塔壳的双层双向钢筋通过在壳单元中插入 Rebar Layer 进行模拟,而支柱和桩中的钢筋通过在梁单元中插入 Rebar 纤维进行模拟。塔壳底部与支柱顶连接的部位应力分布较为复杂,因此对塔壳底部的网格进行了局部细化处理。环板采用三维实体单元 C3D8R,环板中的钢筋通过建立面单元 SFM3D4R 来模拟。在考虑土-结构动力相互作用的冷却塔整体模型中,近场地基土体采用三维实体单元 C3D8R 模拟,土体宽度范围取为 5 倍结构物底宽^[7-8],远场地基土体采用三维无限元 CIN3D8 模拟;土体深度方向,选取剪切波速 > 1100 m/s 的微风化层作为基岩层,以该层顶面作为土体的竖向截断边界,地基土体竖向厚度为 28.3m,底部设为固定边界。环板基础和地基土体之间的接触采用面对面接触对离散算法;桩和地基土体之间的接触采用 Embedded Region 方法将桩嵌入到土体之中,土的动力反应将作为位移约束条件施加在桩的节点,实现桩-土动力耦合分析。图 1 和图 2 分别给出了本文所建立的刚性地基模型和考虑土-结构动力相互作用的环板基础模型。

建模时钢筋采用理想弹塑性模型,并根据其牌号确定屈服强度和弹性模量。塔壳和环板单元中的混凝土采用 ABAQUS 软件自带的损伤塑性模型;而支柱由于采用梁单元进行模拟,不能选用损伤塑性模型,因此本文基于 Yassin^[9]提出的混凝

土单轴滞回本构模型,开发了自定义材料属性的 FORTRAN 程序接口 (UMAT), 然后嵌入到 ABAQUS 中。混凝土单轴拉、压应力-应变关系按《混凝土结构设计规范》附录 C^[10]提供的应力-应变关系来确定,地基土体采用 ABAQUS 中的 Drucker-Prager 模型。

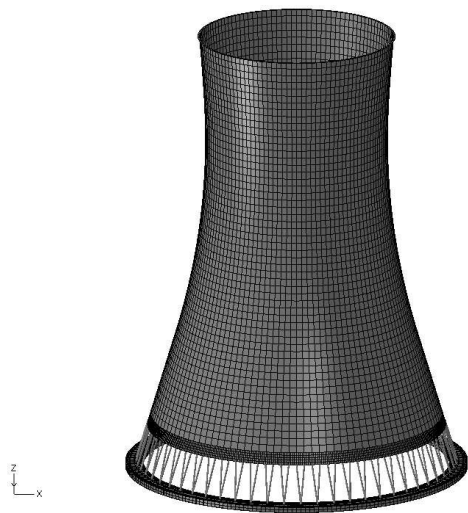


图 1 基于刚性地基假定的冷却塔有限元模型
Fig.1 Cooling tower model based on the assumption of rigid foundation

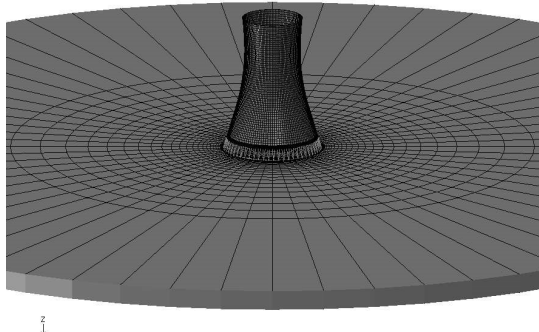


图 2 考虑土-结构动力相互作用的冷却塔有限元模型
Fig.2 Cooling tower model considering the soil-structure interaction

采用前述的建模方法和材料本构模型,对刚性地基模型、考虑土-结构动力相互作用的环板基础模型和桩基础模型进行模态分析、运行安全地震动水平下的弹性时程分析和极限安全地震动水平下的弹塑性时程分析。对于刚性地基模型,地震波从环板底面输入,采用三向 AG 地面波、RG 地面波以及常用的 ELCENTRO 地面波;而对于考虑土-结构动力相互作用的环板基础和桩基础模型,地震波从基岩底面输入,地震动加速度时程采用 EERA 软件反演上述三组地面波获得。地震波的三向峰值加速度比值均调整为 1:1:0.67,运行安全地震动水平取为 0.10 g,极限安全地震动水平取为 0.20 g。

2 土-结构动力相互作用及基础形式对结构动力特性影响分析

表 1 给出了上述三个模型的前 10 阶整体振型和周期,其中的“振型阶次”列为整体振型在全部振型中的阶次。结果表明,对同阶次、同方向的整体振动,三个模型的周期值由大到小低依次为:环板基础模型、桩基础模型、刚性地基模型。相对于环板基础模型,刚性地基模型和桩基础模型的整体水平第一阶振动周期分别缩短 9.2%和 2.5%,整体竖向第一阶振动周期分别缩短 24.2%和 15.7%,整体扭转第一阶振动周期分别缩短 6.2%和 0.3%。说明不考虑土-结构动力相互作用时,结构体系的水平抗侧刚度、竖向刚度和扭转刚度均偏大,且对竖向刚度的影响最大;由于桩基的作用,桩基础模型的水平抗侧刚度和竖向刚度相对于环板基础模型要大,而扭转刚度则相差不多。

此外,从表 1 还可以看出,对于同阶次、同

表 1 三种模型的前 10 阶整体振型和周期
Table 1 The top 10 integral vibration shapes and periods of the three models

序号	环板基础			刚性地基			桩基础		
	振型阶次	周期/s	整体振型描述	振型阶次	周期/s	整体振型描述	振型阶次	周期/s	振型描述
1	23	0.879	第一阶 Y 向	25	0.798	第一阶 Y 向	23	0.857	第一阶 Y 向
2	24	0.879	第一阶 X 向	26	0.798	第一阶 X 向	24	0.857	第一阶 X 向
3	39	0.674	第一阶扭转	43	0.632	第一阶扭转	39	0.672	第一阶扭转
4	46	0.590	第二阶 X 向	56	0.522	第二阶 X 向	54	0.550	第二阶 X 向
5	47	0.590	第二阶 Y 向	57	0.522	第二阶 Y 向	55	0.550	第二阶 Y 向
6	126	0.293	第一阶 Z 向	158	0.244	第二阶扭转	156	0.247	第一阶 Z 向

(转下表)

(接表 1)

序号	环板基础			刚性地基			桩基础		
	振型阶次	周期/s	整体振型描述	振型阶次	周期/s	整体振型描述	振型阶次	周期/s	振型描述
7	161	0.247	第二阶扭转	185	0.222	第一阶 Z 向	157	0.247	第二阶扭转
8	180	0.230	第三阶 X 向	186	0.220	第三阶 X 向	186	0.223	第三阶 X 向
9	181	0.230	第三阶 Y 向	187	0.220	第三阶 Y 向	187	0.223	第三阶 Y 向
10	246	0.183	第二阶 Z 向	278	0.169	第二阶 Z 向	258	0.177	第二阶 Z 向

方向的整体振型，环板基础模型出现得最早，桩基础模型次之，而刚性地基模型最晚。例如，对于第一阶整体竖向振动(Z 向)，环板基础模型、桩基础模型和刚性地基模型分别是在全部振型中的第 126 阶、156 阶和 185 阶出现。提取振型质量参与系数后发现，当环板基础模型考虑 324 阶振型，桩筏模型考虑 803 阶振型时，X、Y、Z 向的振型质量参与系数才能都大于 90%；而对于刚性地基模型，考虑 3000 阶振型时，X、Y、Z 向振型质量参与系数仍只能分别达 75.4%、75.4%和 73.8%。因此，如果采用振型分解反应谱法对刚性地基的超大型冷却塔模型进行地震反应分析，参与振型数量应该设置成尽可能大的数值。如果只考虑前十阶整体振型时，环板基础、桩基础和刚性地基模型的水平向质量参与系数可分别达到 77.6%、74.5%和 71.2%，竖向参与系数可分别达到 85.7%、63.0%和 43.0%，说明土-结构动力相互作用及基础形式对竖向振动影响更大。

3 土-结构动力相互作用及基础形式对结构地震响应影响分析

表 2 给出了AG 地震波作用下冷却塔塔壳底部(支柱顶部)、塔壳喉部、塔壳顶部的三向最大加速度反应。从表可以看出，在 0.10 g 地震动水平下，土-结构动力相互作用对塔壳底部的水平向加速度和塔壳喉部、顶部的竖向加速度影响较大，不考虑土-结构动力相互作用时塔壳底部 X、Y 向加速度分别偏大 26.6%和 13.0%，塔壳喉部和顶部的竖向加速度分别偏大 58.0%和 67.3%；而土-结构动力相互作用对塔壳底部的竖向加速度和塔壳喉部、顶部的水平向加速度影响较小(10%以内)。相对于环板基础模型，桩基础模型塔壳底部 X、Y 向加速度分别偏大 11.4%和 7.8%，而竖向加速度偏小 15.2%，两者的塔壳喉部和顶部的水平向及竖向加速度均相差不大。

表 2 塔壳典型部位最大加速度反应(单位:mm/s²)
Table 2 Maximum acceleration response of the tower shell subjected to earthquake actions (Unit: mm/s²)

结构位置	模型	0.10 g 下的最大加速度反应			0.20 g 下的最大加速度反应		
		X 向	Y 向	Z 向	X 向	Y 向	Z 向
塔壳底部	环板基础	1703.4	1727.0	1271.7	3168.2	3503.3	2108.1
	桩基础	1898.3	1861.3	1077.8	3303.4	3112.2	2117.9
	刚性地基	2156.4	1950.8	1200.7	3863.8	4243.1	2794.2
塔壳喉部	环板基础	1608.2	1532.2	1882.7	2659.5	2686.2	3412.1
	桩基础	1568.7	1530.3	2002.2	2951.8	2593.4	3993.0
	刚性地基	1597.9	1477.7	2975.1	3171.1	3856.8	6870.8
塔壳顶部	环板基础	1617.0	1553.6	2239.5	3783.6	4504.8	4221.3
	桩基础	1585.2	1454.4	2273.9	4818.1	4400.6	4781.0
	刚性地基	1607.0	1640.6	3746.9	4942.5	5744.8	8557.0

在 0.20 g 地震动水平下，土-结构动力相互作用对塔壳喉部及顶部的竖向加速度影响很大，不考虑相互作用时分别偏大 101.4%和 102.7%，对各

部位水平向加速度和塔壳底部的竖向加速度影响也较大，偏大幅度为 19.2%~43.6%。地震动水平增大后，基础形式对塔壳喉部和顶部的加速度响

应影响也增大,例如相对于环板基础模型,桩基础模型喉部和顶部的 X 向加速度分别偏大 11.0% 和 27.3%,竖向加速度分别偏大 17.0%和 13.3%。

提取三个模型的支柱内力后发现,桩基础模型和刚性地基模型的柱底轴力、剪力和弯矩相对于环板基础模型有些偏大,而三种模型的支柱扭矩相差不多。表 3 给出了三种模型在自重以及三组地震作用下(0.10 g)+X 轴线上的人字形支柱柱底最大内力。

表 3 支柱柱底最大内力值
Table 3 Maximum internal force of the column bottom

地震波	模型	最大轴力/(kN)	最大剪力/(kN)	最大弯矩/最大扭矩/(kN.m)	
AG 波	环板基础	-27193.4	930.8	6438.7	146.9
	刚性地基	-27850.6	997.0	7124.2	121.4
	桩基础	-28002.4	1019.2	7151.3	127.4
RG 1.60 波	环板基础	-40651.8	1613.3	12487.5	207.3
	刚性地基	-43806.9	1841.7	14216.2	208.5
	桩基础	-43274.0	1806.2	14016.3	193.9
EL CENTRO	环板基础	-25430.9	867.4	5978.2	133.1
	刚性地基	-24924.3	827.6	5597.3	100.9
	桩基础	-26318.8	899.8	6107.3	110.2

比较结构在自重以及地震作用下塔壳底部、喉部和顶部的混凝土最大主拉应力和最大主压应力发现,三种模型的塔壳混凝土最大主拉应力和最大主压应力绝对值均较小,且相差不大,塔壳基本保持弹性;仅在 0.20 g 地震动水平下,塔壳

底部局部区域混凝土受拉开裂进入塑性。
在自重作用下,刚性地基模型和桩基础模型的位移均小于环板基础模型,且前两个模型的塔壳喉部和顶部位移与环板基础模型的差异较小(15%以内),而柱顶位移差异稍大(约为 15%~25%)。

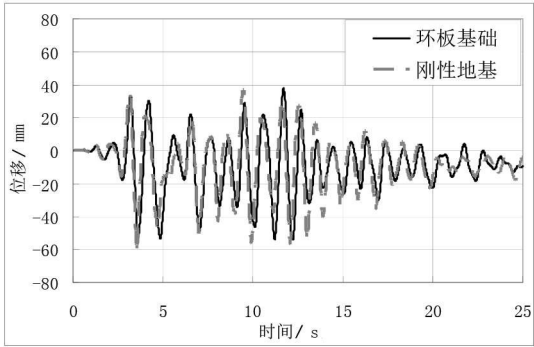
比较三个模型在三组地震波作用下的位移后发现,在 0.10g 地震动水平下,刚性地基、桩基础模型的塔壳在水平方向有着与支柱相反方向运动的趋势,塔壳水平位移沿高度递减,位移最大值出现在塔壳底部接近柱顶部位;而环板基础模型的塔壳在水平方向相对于支柱基本没有位移,支柱顶部、塔壳喉部和顶部的位移差异较小,水平向位移最大值出现在塔壳顶部。在 0.20 g 地震动水平下,三个模型计算获得的结构沿高度方向的位移分布规律基本相同,水平向位移最大值均出现在塔壳底部接近柱顶部位,塔壳水平位移沿高度从下至上基本是先减后增。相对于环板基础模型,刚性地基、桩基础模型的柱顶最大水平位移偏大,但塔顶水平位移偏小。三个模型同一位置的竖向位移从大到小依次为:刚性地基模型、桩基础模型、环板基础模型,这主要是因为各模型所受到的竖向地震作用不同。表 4 给出了 AG 地震作用下,冷却塔支柱顶部、塔壳喉部和顶部位于+X 轴线上的点的三向最大位移,表中位移值均相对于环板底面。从表可以看出,相对于环板基础模型,刚性地基、桩基础模型的柱顶 X 向最大水平位移偏大 4%和 7%,但塔顶水平位移分别偏小 27%和 18%。

表 4 AG 地震作用下冷却塔典型部位最大位移(单位:mm)
Table 4 Maximum displacement at the typical part of the cooling tower subjected to AG earthquake actions (Unit: mm)

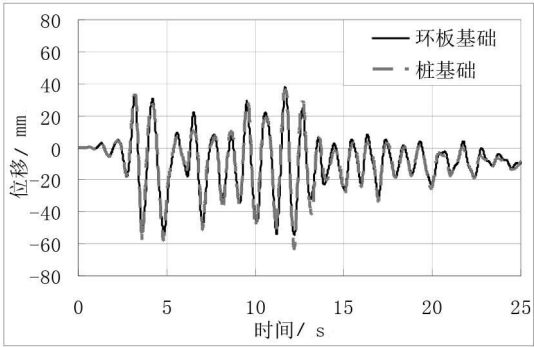
结构位置	模型	0.10 g 下的最大位移反应			0.20 g 下的最大位移反应		
		X 向	Y 向	Z 向	X 向	Y 向	Z 向
支柱顶部	环板基础	28.850	27.919	5.204	60.359	68.133	14.589
	桩基础	30.826	29.209	7.399	66.697	69.191	18.385
	刚性地基	29.823	27.979	7.691	66.344	75.930	21.880
塔壳喉部	环板基础	28.860	27.923	3.281	50.296	52.127	12.078
	桩基础	25.737	25.144	4.169	43.963	55.570	15.225
	刚性地基	23.134	21.548	5.484	41.735	60.879	22.992
塔壳顶部	环板基础	28.878	27.869	3.379	57.427	63.530	13.516
	桩基础	23.707	23.488	4.468	48.010	57.558	17.880
	刚性地基	20.877	19.790	6.047	42.246	50.317	27.164

比较三个模型的支柱顶部、塔壳喉部和顶部的位移时程曲线后发现,在结构较低部位(例如支柱顶部),三个模型的位移时程曲线的频谱基本相同,仅幅值不同;而在结构较高部位(例如塔壳喉部和顶部),三个模型位移时程曲线的幅值和频谱均出现较大差异,尤其是 Z 向位移时程曲线。比

较而言,刚性地基模型与环板基础模型同一位置位移时程曲线的差异比桩基础模型与环板基础模型的差异更大。图 4~图 7 分别给出了 AG 地震波下,三个模型+ X 轴线上的支柱顶部、塔壳顶部的水平 X 向、竖直 Z 向的弹塑性位移时程曲线。



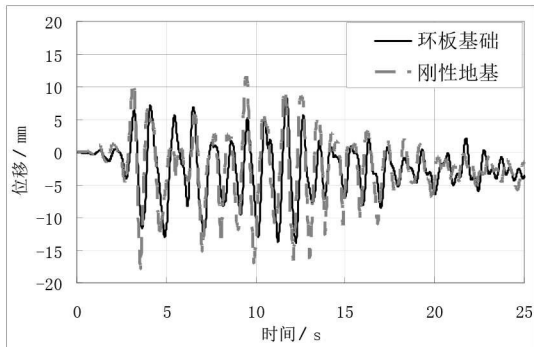
(a)环板基础与刚性地基模型比较



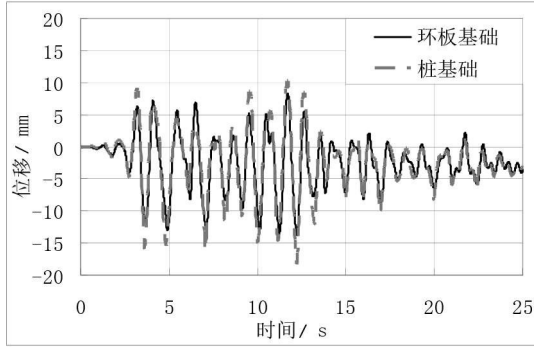
(b)环板基础与桩基础模型比较

图 3 支柱顶部 X 向位移时程曲线对比

Fig.3 Comparison on displacement time-history response in X direction at the column top



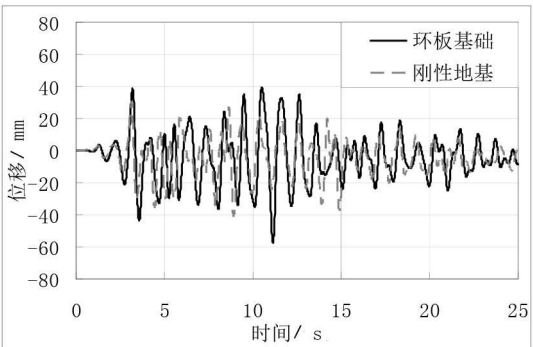
(a)环板基础与刚性地基模型比较



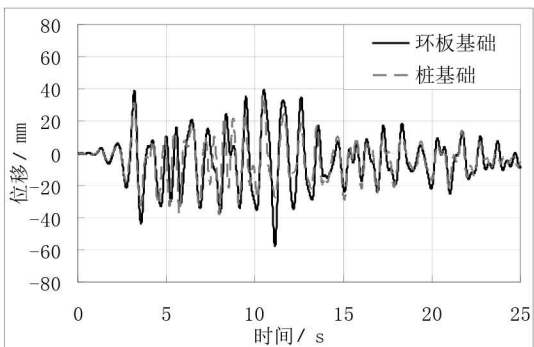
(b)环板基础与桩基础模型比较

图 4 支柱顶部 Z 向位移时程曲线对比

Fig.4 Comparison of displacement time-history response in Z direction at the column top



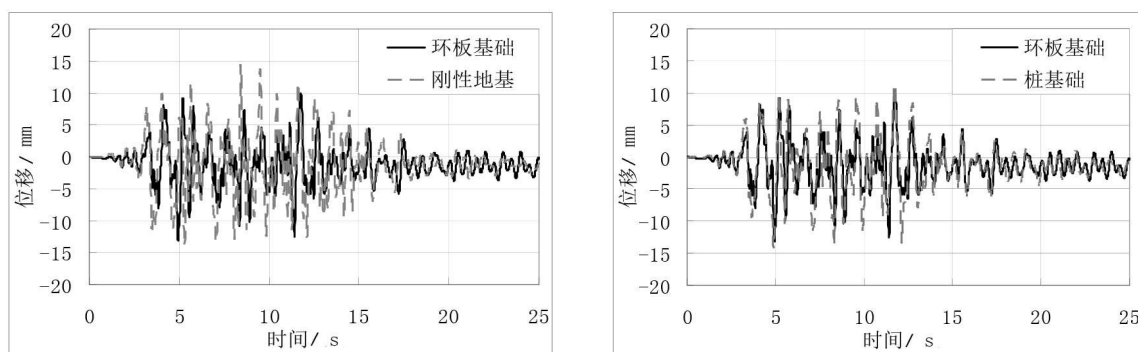
(a)环板基础与刚性地基模型比较



(b)环板基础与桩基础模型比较

图 5 塔壳顶部 X 向位移时程曲线对比

Fig.5 Comparison of displacement time-history response in X direction at the tower top



(a)环板基础与刚性地基模型比较

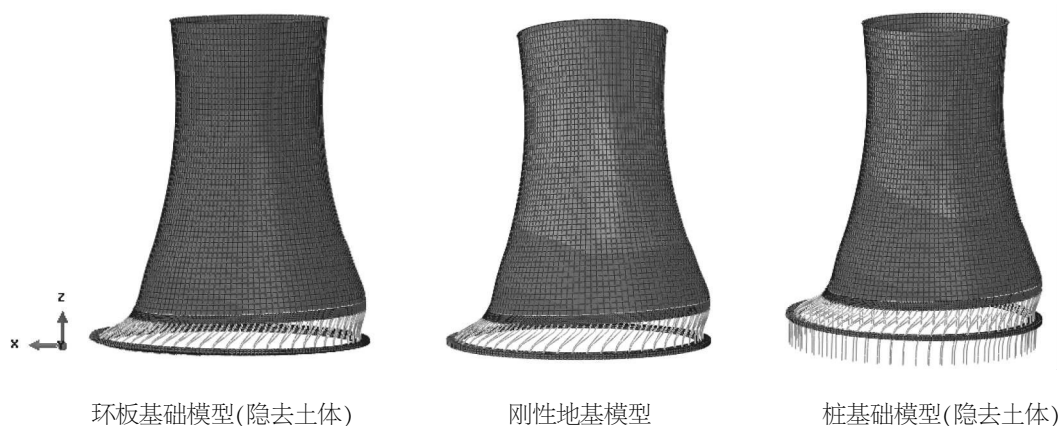
(b)环板基础与桩基础模型比较

图6 塔壳顶部Z向位移时程曲线对比

Fig.6 Comparison of displacement time-history response in Z direction at the tower top

不论是弹性时程分析还是弹塑性时程分析结果显示,三个模型在三组地震波作用下的结构薄弱部位均位于支柱,冷却塔的变形主要集中于支柱(如图7所示),且三个模型的支柱最大侧移角相差不大。例如,环板基础模型、刚性地基模型

和桩基础模型在自重和 0.10 g 的 AG 地震波作用下的支柱最大侧移角分别为 $1/702$ 、 $1/679$ 和 $1/654$,在自重和 0.20 g 的 AG 地震波作用下的最大弹塑性侧移角分别为 $1/252$ 、 $1/251$ 和 $1/238$ 。

图7 0.10 g 的 AG 地震波作用下冷却塔 X 向位移云图(位移显示放大倍数:500)Fig.7 X direction deformation contour of the cooling tower models under AG earthquake wave with peak acceleration value being 0.10 g (Scale factor of deformation: 500)

4 结语

本文分别对采用基于刚性地基假定的环板基础、考虑土-结构动力相互作用的环板基础和桩基础的某超大型冷却塔模型进行了模态分析、弹性和弹塑性时程分析,考察了土-结构动力相互作用和基础形式对超大型冷却塔结构动力特性及地震响应的影响,得到了以下结论:

(1)在上述三种模型下冷却塔结构的振型都表现出局部振型密集,整体振型分散的特点。对同阶次、同方向的整体振动,三个模型的周期值由大到小低依次为:环板基础模型、桩基础模型、

刚性地基模型。考虑相同阶数的振型时,环板基础模型的振型参与质量系数最大,桩基础模型次之,刚性地基模型最小。因此,当采用振型分解反应谱法对刚性地基模型进行地震反应分析时,振型参与数量应该设置得尽可能大。

(2)土-结构动力相互作用对塔壳底部的水平向加速度和塔壳喉部、顶部的竖向加速度影响较大,对支柱内力、塔壳混凝土的主应力有一定影响,对冷却塔在自重作用下的支柱位移以及地震作用下的塔顶位移影响较大。不考虑土-结构动力相互作用时,结构的地震加速度响应、支柱内力、塔壳混凝土主应力和柱顶水平位移的计算结果偏

大,自重作用下的支柱和塔壳位移以及地震作用下的塔顶水平位移偏小。

(3)基础形式对冷却塔的加速度响应、支柱内力、塔壳混凝土的主应力有一定影响,对冷却塔在自重作用下的支柱位移以及地震作用下的塔顶位移影响较大。桩基础模型的地震加速度响应、支柱内力、塔壳混凝土的主应力、柱顶水平位移一般大于环板基础模型的或者两者相近,而自重作用下的支柱和塔壳位移以及地震作用下的塔顶水平位移偏小。

(4)土-结构动力相互作用及基础形式对冷却塔竖向振动的影响比水平向更大。

(5)土-结构动力相互作用对冷却塔动力特性以及地震反应的影响一般要大于基础形式对其的影响。

(6)三种模型计算所获得的冷却塔薄弱部位相同,且支柱最大侧移角相差不大。

总之,在均匀地质条件下,采用刚性地基假定,不考虑土-结构的相互作用和基础形式的不同,对超大型冷却塔结构地震响应的计算结果会造成一定误差,但对薄弱部位的确定及设计影响不大。

参考文献:

- [1] 中华人民共和国建设部. GB/T 50102-2003:工业循环水冷却设计规范[S]. 北京:中国计划出版社,2003.
- [2] T. Inaba, H. Dohi, K. Okuta, et al. Nonlinear response of surface soil and NTT building due to soil-structure interaction during the 1995 Hyogo-Ken Nanbu (Kobe) Earthquake[J]. Soil Dynamic and Earthquake Engineering, 2000, 20(5): 289-300.
- [3] 陈跃庆,吕西林,李培振,等. 分层土-基础-高层框架结构相互作用体系振动台模型试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2001(3): 104-112.
- [4] 尚守平,朱志辉,吴方伯. 土-箱基-框架结构动力相互作用大比例模型野外试验研究[J]. 工程力学, 2006, 23(10): 118-124.
- [5] 徐礼华,刘祖德,茜平一. 上部结构-桩基础-地基相互作用体系地震反应分析[J]. 岩土力学与工程学报, 2002, 21(11): 1720-1723.
- [6] 王凤霞,何政,欧进萍. 桩-土-结构动力相互作用的线弹性地震反应分析[J]. 世界地震工程, 2003, 19(2): 58-66.
- [7] Feng Z.L., Lewis R.W. Optimal estimate of in-situ ground stress from displacement measurements [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1987, 21(11): 15-20.
- [8] 武芸. 大比例土-桩基-框架模型动力相互作用试验模拟分析[D]. 湖南:湖南大学, 2005.
- [9] Yassin, M. H. M. Nonlinear analysis of prestressed concrete structures under monotonic and cyclic loads[D]. California: University of California. Berkeley, 1994.
- [10] 中华人民共和国住房和城乡建设部. GB 50010-2010:混凝土结构设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2010.