

魏 琰◎著

魏琰建筑结构论文选

(三)

中国建筑工业出版社

魏璉建筑结构论文选

(三)

魏 璉 著

中国建筑工程工业出版社

图书在版编目 (CIP) 数据

魏琰建筑结构论文选(三)/魏琰著. — 北京: 中国建筑工业出版社, 2013. 6

ISBN 978-7-112-15297-1

I. ①魏… II. ①魏… III. ①建筑结构—文集 IV. ①TU3-53

中国版本图书馆 CIP 数据核字 (2013) 第 059323 号

责任编辑: 王 梅 杨 允

责任设计: 李志立

责任校对: 姜小莲 赵 颖

魏琰建筑结构论文选 (三)

魏 琰 著

*

中国建筑工业出版社出版、发行 (北京西郊百万庄)

各地新华书店、建筑书店经销

北京红光制版公司制版

廊坊市海涛印刷有限公司印刷

*

开本: 787×1092 毫米 1/16 印张: 23 $\frac{3}{4}$ 字数: 590 千字

2013 年 11 月第一版 2013 年 11 月第一次印刷

定价: 76.00 元

ISBN 978-7-112-15297-1

(23371)

版权所有 翻印必究

如有印装质量问题, 可寄本社退换

(邮政编码 100037)

前 言

本人从事建筑结构分析和建筑结构抗震设计及研究数十载，先后写出数百篇学术论文，大都是结合工程设计需要解决的问题进行研究得出的一些成果。一次偶然的机遇，我的一些学生们热心帮助收集和整理了自 1954 年至今的有关论文，汇编成三本论文选集，现交付中国建筑工业出版社出版。希望本论文集能够对建筑结构界的设计工程师和研究人员在他们的工作中起到一定的参考和帮助作用。

第一本论文集主要汇集了 20 世纪 50 年代至 80 年代的一些结构理论分析工作，如刚构分析，薄壳内力、温度应力及非线性弹性稳定性分析，弹性地基板和地下结构计算，高耸塔架结构分析，单层厂房考虑屋面变形影响的分析等，都是与当时的社会主义建设发展的需要相结合，对当时的工程建设和设计理论水平的提高起到一些有益的作用。

第二本论文集主要汇集了 20 世纪 70 年代至 21 世纪初围绕着总结结构地震震害，改进结构抗震设计技术和 89 抗震规范的编制所进行的研究工作，包括提出和制定了考虑小震、中震、大震作用的新的抗震设计理念和方法，更好地反映了地震随机性和对结构抗震设计带来的不同需求，并结合了建设成本符合国家经济能力的实际情况。还解决了结构扭转地震反应、地震作用下结构变形计算方法、高层建筑结构位移控制、剪重比剖析、建筑抗震设计屈服判别法、静力弹塑性分析方法、减震结构分析等，均对提高我国抗震设计规范水平及抗震设计技术，便于广大结构设计人员掌握、提高抗震设计技术有一定的帮助。

第三本论文集主要汇集了 20 世纪 90 年代至今在深圳的基本建设事业中，为解决遇到的一些结构技术问题和难题写出的论文，如地王大厦的位移控制、高层框筒结构的合理结构布置、柱型钢配置等设计技术、新世界中心底部独立角柱的设计、高层建筑转换层结构（含高位转换结构）设计方法、高层建筑结构弹塑性动力和静力分析等，都是结合具体的建筑工程项目进行，所以这些论文一方面对设计水平的提高起到一定作用，另外更是解决具体工程中的问题，做到结构可行和安全，还注意了结构设计经济性，进行了有效的优化设计，为工程明显降低了成本。深圳“龙雕”工程是另一个解决工程问题的案例，它是美术大师韩美林先生为龙城广场创作的一个标志形象，应韩

美林先生的邀请，我们帮助解决了相应的结构问题，受到了政府和广大群众的赞扬。

本论文集实际上是一本集体的创作，它是由我和我的许多学生和一些志同道合的同事共同努力合作完成的。在许多论文的写作过程中我还经常回忆起我国结构界前辈蔡方荫、钱令希、何广乾等诸位教授曾给予我的启发和谆谆教导。借此机会，我谨向他们表示由衷的感谢。

魏 琰

2013.06.25

目 录

前言

1. 地王大厦结构设计若干问题	1
2. 深圳大中华国际交易广场中央交易大厅巨型框架预应力楼盖结构设计	11
3. 高层框筒结构底部几层无梁独立角柱抗震设计若干问题	19
4. 深圳新世界中心结构抗震设计（上）	26
5. 深圳新世界中心结构抗震设计（下）	33
6. 深圳绿景纪元大厦结构设计	40
7. 高层建筑框筒结构单向梁楼盖设计若干问题研究	48
8. 钢筋混凝土主次梁楼板体系中楼板的合理设计方法（上）	58
9. 钢筋混凝土主次梁楼板体系中楼板的合理设计方法（下）	67
10. 带局部凹槽楼板结构受力及变形的研究	75
11. 考虑钢筋混凝土梁板结构相互作用时楼板合理设计方法的研究	85
12. 冷轧双翼变形钢筋混凝土双向板受力性能试验研究	95
13. 对《钢筋混凝土异形柱设计规程》配筋计算方法的讨论	101
14. 筒中筒结构弹塑性等代角柱法地震反应分析及其工程实例	109
15. 高层建筑中水平加强层最优位置的研究	118
16. 地震区框架-剪力墙结构最优剪力墙数量的研究	124
17. 高层建筑复杂斜墙结构受力特点的研究	130
18. 风作用下高层建筑结构舒适度的评价标准和计算方法	135
19. 钢管混凝土柱-RC 环梁节点计算方法的研究	146
20. 高层建筑转换梁结构承载能力及配筋方法的试验研究	156
21. 高层建筑转换梁结构类型及计算方法的研究	173

22. 转换梁上部墙体受力特点及设计计算方法的研究 186

23. 不同高位转换层对高层建筑动力特性和地震作用影响的研究 195

24. 高位转换层高层建筑受力性能的研究 205

25. 梁式转换层设计中的一些问题探讨 211

26. 高层建筑转换层大梁内力分析及配筋设计方法探讨 217

27. 高层建筑中转换层结构的应用和发展 223

28. 梁式转换层有限元分析模型的选取 234

29. 地震作用下沿高变刚度框剪结构的计算方法 239

30. 灾难的遗产——纽约世贸双塔楼坍塌分析 247

31. 砖墙与钢筋混凝土墙组合结构设计方法的研究 255

32. 摩擦阻尼器及摩擦阻尼支撑框架 263

33. 某超限高层框支剪力墙结构的动力和静力弹塑性分析 272

34. 保利国际广场带斜撑超高层框剪结构静力弹塑性分析 280

35. 某错层剪力墙结构的弹塑性时程分析 286

36. 某复杂高层结构弹塑性时程分析和抗震性能评估 297

37. 某超限高层结构的弹塑性时程分析—Perform-3D、ABAQUS 和
LS-DYNA 的对比 306

38. 高层住宅凹槽间设建筑结构拉梁的计算分析及设计建议 320

39. 水平地震作用下高层框筒结构底层高度增大影响及设计建议 329

40. “龙雕”工程结构的有限元分析 339

41. 塔吊基础设计方法研讨 346

42. 钢筋混凝土 L 形截面双向偏压构件正截面配筋设计方法的研究 351

43. 双向地震作用下钢筋混凝土矩形截面柱配筋设计方法的研究 359

44. 任意形状截面钢筋混凝土柱的配筋计算方法 366

1. 地王大厦结构设计若干问题

魏 珽 龚兆吉 孙慧中 朱锦心

【摘 要】 深圳地王大厦是一座高达 368m, 横向高宽比为 8.78 的超高层建筑, 结构设计上遇到不少新的问题。该大厦结构系由日本新日铁株式会社设计部设计, 作为该大厦的结构设计顾问, 作者有机会与设计者就诸多重大设计技术问题进行了咨询与探讨。现就地王大厦风载的确定, 结构抗风抗震设计, 特别是怎样计算与控制结构在风和地震作用下顶点和层间位移等关键技术问题给予说明与探讨, 最后简单介绍了大厦建成后进行监测和测试的初步结果。

【关键词】 超高层建筑; 框筒结构; 风荷载; 抗展设计; 位移控制; 钢-混组合结构

On Some Problems for Di Wang Building Structure Design

Wei Lian Gong Zhaoji Sun Huizhong Zhu Jinxin

Abstract: The super-highrise structure of Di Wang Building is 368m in total height and the height-width ratio is 8.78 in transverse direction. A number of new and difficult problems were met and carefully dealt with in this building. As the structural consultant of the design firm-New Japan steel company, we had chance to study and discuss with the designers on a series of important technical problems that could not be covered in the present chinese design codes. This paper presents explanation and discussion upon some key technical problems such as wind load, earthquake and wind resistant design, displacement control under wind and earthquake action, etc. for structural design of the Di Wang building. Finally, Some preliminary results measured on the constructed building are briefly introduced.

Keywords: super-highrise structure; frame-tube structure; wind load; seismic design; displacement control; steel-concrete composite structure

1 引言

地王大厦是一座超高层建筑, 其结构设计由日本新日铁公司设计部承担, 结构的平、剖面分别如图 1, 图 2 所示。结构内筒采用钢骨混凝土结构, 在筒体关键部位加设型钢, 外柱采用矩形钢管内压送混凝土的钢管组合柱, 建筑物全高设 4 道加强层, 以增强结构之整体刚度。该建筑在横向的高宽比为 8.78, 结构的计算第一周期为 6.19s (横向) 和 5.69s (纵向), 结构横向在风作用下的顶点位移角达 $1/373$, 最大层间位移角达 $1/274$,

均超过我国高层建筑有关规范的规定。在这幢超高层建筑投入使用后，于 1996 年 7～10 月即进行了顶点风速及顶点位移的监测。

本文就地王大厦在结构设计中遇到的一些关键技术问题及解决方法和依据作一介绍。

2 风荷载取值

地王大厦的高度远远超出了我国现行规范规定的高度，又处在靠海受台风侵袭区，建筑的基本周期为 6s 左右，虽然深圳划定为地震区，除了需考虑好与抗震有关问题及构造要求外，其设计内力需按抗风控制，这在计算中得到了验证。关于地王大厦结构抗风设计，在充分论证的基础上，对现行荷载规范的规定做了一些调整。

(1) 风荷载沿高度变化公式

现行荷载规范 GBJ 9—97 对风压高度变化系数，是从风速反算的，按 $v_1=v_{10}(z/10)^{\alpha}$ 计算列出。其中， α 为与地面粗糙度有关的系数，对 C 类取值为 0.2。规范条文说明中已表示该项取值偏于保守，但该数值对超高层建筑影响很大。为此，新日铁公司设计部与国内外专家进行了研讨。根据国外部分城市系数的实测值和加拿大 RWDI (Rowan Williams Davies & Irwin Inc. Guelph, Ontario) 的资料（见表 1，表 2），一致认为 α 值可以适当提高，建议取 0.28。应该指出，这个数值随着深圳进一步的发展，超高层建筑的增多，还会有所提高。

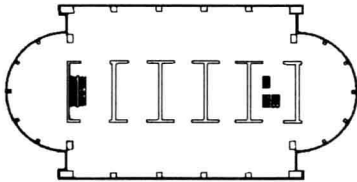


图 1 地王大厦
结构平面图

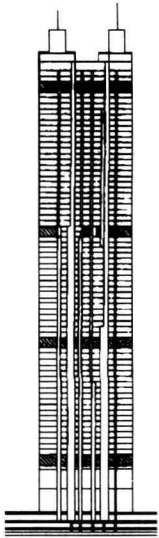


图 2 地王大厦
结构剖面图

国外部分城市的 α 取值 表 1

城市	α	城市	α	城市	α
巴 黎	0.45	莫斯科	0.37	哥本哈根	0.34
列宁格勒	0.41	伦 敦	0.36	蒙特利尔	0.28
纽 约	0.39	东 京	0.34	圣路易斯	0.25

加拿大 RWDI 的 α 值资料 表 2

地 段	α
空旷的乡村	0.14
城市郊区	0.25
有密集建筑的城市中心	0.33

表 1 中， α 值取 0.28 对应的边界为 500m，较 RWDI 提出的 600m 为小。
30 年重现期 $h=325\text{m}$ 处的风速按 GBJ 9—87 中的 $\alpha=0.2$ 计算， $v_{h=325}=58.5\text{m/s}$ ；按

$\alpha=0.28$ 计算, $v_{h=325}=54.0\text{m/s}$ 。

上两式中, 按 GBJ 9—87, 当 $\alpha=0.2$ 时, 则风压高度变化系数 $\mu_z^c=0.284z^{0.4}$, 如取 $\alpha=0.28$, 则 $\mu_z^c=0.0961z^{0.56}$ 。

加拿大风工程专家 Davenport 及美国纽约 LERA 结构顾问事务所 Robertson (纽约世界贸易中心结构设计者) 采用澳门气象资料用 Monte Carlo 方法模拟, 得出深圳地区 $v_{h=325}=42\text{m/s}$ 。

如将地王风压值与按香港现行规范计算结果作一对比 (见图 3), 则我国现行规范在顶点处取值也偏高较多。而香港现行规范 $v_{h=325}<50\text{m/s}$ 。

由此可见, 取 $v_{h=325}=54\text{m/s}$ 的数值既有依据也还留有一定余地。

在地王大厦结构设计中, 地面粗糙度取为 C 类; 基本风压 $w_0=0.7\text{kN/m}^2\times 1.1$ (重现期 50 年), 不再另乘其他增大系数; 取 $\alpha=0.28$, 高度变化试按 $\mu=0.0961z^{0.55}$ 采用。

(2) 风压沿建筑物竖向分布和风压修正

按国家荷载规范, 作用在建筑物上的风压 $w_k=\beta_z\mu_s\mu_zw_0$, 则在建筑物顶部的风压最大。但这个表达式与风作用在建筑物顶部的实际状况不符合。因为风在建筑物中下部, 呈二维流动形式, 而在靠近顶部时, 有一部分风则会直接越过顶部呈三维流动形式 (见图 4)。也就是说, 风压值 μ_z 沿竖向达到一定高度后不再增大反而减小。国内外的风洞试验都证实了这一点, 都认为沿竖向的风压最大值一般出现在建筑物高度的大约 3/4 处。过去几年深圳不少建筑进行了建筑模型的风洞试验, 深圳规划局要求试验单位在报告中提供按测力试验所得的 Q_0 、 M_0 与按规范计算的对比, 都证实了按规范计算的剪力和倾覆力矩显然偏大。若将地王大厦按规范计算值设定为 Q_0 和 M_0 , 则试验值分别为 $0.75Q_0$ 和 $0.67M_0$, 合力作用点的高度降低了 8%。加拿大 RWD1 提交的报告亦提出: 在建筑物 2/3 高度处风压最大。

上述问题显然对超高层建筑设计 and 材料用量有直接关联。在规范对风压沿竖向分布未有新规定前, 根据已有试验研究的结果, 并考虑安全稳妥、留有余地、方便设计使用等因素, 建议在计算 w_k 时引入修正系数 γ , 即:

$$w_k = \gamma\beta_z\mu_s\mu_zw_0$$

在地王大厦的结构设计中, 建议 γ 值取 0.9。

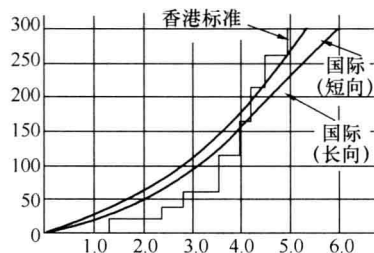


图 3 风压 w_k (kN/m^2)

3 抗震设计有关问题^[1,2]

地王大厦抗震按 7 度设防, 设计时进行的工作有:

(1) 按规范要求应进行时程分析, 要选择若干条符合场地实际地质条件的实际地震波及人工地震波, 数量不少于 5 条。宜委托专门从事这项工作有经验的单位来做。地王大厦采用了中国建筑科学研究院工程抗震研究所提供的人工地震波, 它们是根据实际场地条件和抗震参数研制的。

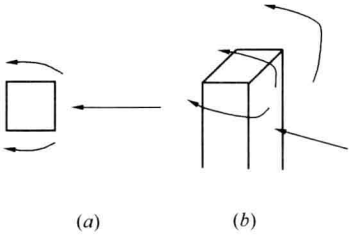


图 4

(a) 风二维流动；(b) 风三维流动

(2) 按Ⅱ类场地远震考虑，场地特征周期按勘察报告提供的数据。

(3) 当采用规范反应谱曲线进行计算时，自振周期超过 3.0s 无表达，故建议：周期超过 35s， α 按 $0.2\alpha_{\max}$ 取；第一阶段设计， $\alpha_{\max}$ 取 0.08；第二阶段设计， $\alpha_{\max}$ 取 0.5；钢-混凝土组合结构阻尼比取 0.025。

(4) 历次大地震，尤其是日本阪神地震震害表明，大批结构的倒塌是由于建筑物存在有明显的薄弱层所致。

因此，在地王大厦抗震设计中注意了判别薄弱层及其所在位置，严格防止大震作用下薄弱层导致结构倒塌。在扩初设计阶段，要满足本层剪切刚度在相邻层剪切刚度的 0.5~2.0 倍以内。在施工图设计阶段，要计算层屈服抗剪强度并进行大震下的层间变形验算。

(5) 按弹性时程分析法验算各楼层在地震作用下的剪力，地震波峰值加速度取为 35g；按弹塑性时程分析法验算薄弱楼层的层间位移时，地震波峰值加速度取为 220g。验算结果均符合规范要求。

4 位移控制问题^[3,4]

超高层建筑的设计是由位移控制而不是由强度控制的。因此，位移（层间位移与顶端位移）控制值的取用，直接关系到结构抗侧力体系的刚度、材料耗用和造价。

目前国内的《钢筋混凝土高层建筑设计规程》JGJ 3—91（简称《高规》）和高层钢结构规程对位移值虽有规定，但采用钢筋混凝土筒中筒及成束筒体系的在抗震设防 7 度区适用高度仅为 180m。且不说这些适用高度早已被一些实际已建成的超高层建筑所超过，更重要的是对位于大风地区由抗风控制的钢-混凝土组合结构体系的超高层建筑，这些数值应该如何控制，需要慎重对待。可以认为，我国现行有关规范（规程）不能覆盖像地王大厦这样高度的超高层建筑，因而十分有必要参考国外经验。

(1) 关于层间位移的控制

1) 发达国家都很重视对层间位移的控制，加拿大和英国规范对风荷载作用下结构层间位移角的限值规定分别为 1/500（10 年重现期），1/400~1/500。

日本规范对风荷载作用下的层间位移角未规定限值；地震作用下的层间位移角限值规定为 1/200，当要求主体结构无重大震害时为 1/120。

美国规范未明确位移控制限值，但指出结构设计需保护非结构构件，防止其受损。

以上规范都强调位移计算应考虑 $P-\Delta$ 效应。

我国高规 JGJ 3—91 对弹性层间位移角限值规定见规程表 4.9.3。高层钢结构规程限制在风荷载作用下层间质心侧移不宜超过 1/400，在地震作用下不宜超过 1/250，以钢筋混凝土结构为主要抗侧力构件的钢-混凝土组合结构侧移限值按《高规》。

从以上数值的比较可以看出，美、加、英、日等国规范的层间位移角限值比我国规范规定的要宽松得多（1/650~1/100），这是值得研究并吸取经验的。

2) 关于层间位移的确切定义，现行国内外规范均未作明确论述。目前，我国设计中一般都以层位移差当作层间位移处理。对于一般高度的钢筋混凝土高层建筑，由于柱轴压

比、规范中最小墙厚的规定和施工条件对构件尺寸的限制等,目前设计中以层位移差当作层间位移来控制,绝大部分都可以满足规范要求,但对于超高层建筑来讲则往往不能满足规范要求,带来了较大的问题。

在地王大厦结构设计中,日本新日铁公司开始也是以层位移差计算结果作为层间位移,结果在第 57 层出现层间位移角达 $1/274$ 的情况,远远超过我国规范的规定。

3) 高层建筑在横向力作用下的层位移差含有因楼层整体转动引起的非受层位移,应从中扣除,这样得出的层间位移才是受力引起的位移,其值就会比层位移差小得多。愈往上部二者的差值愈大。

可用下式表示第 i 层的层间位移 Δu

$$\Delta u = \Delta_i - \Delta_{i-1} - \theta_{i-1} h_i$$

对超高层建筑中的柱子而言,其层间位移也应从层位移差中扣除因同层两侧柱伸长缩短而造成的整体转动角引起的上层位移后求得。

4) 控制层间位移的目的是为了保证受力构件本身及非结构构件(隔墙、装修)不至于受到损坏。对于抗侧力构件应以受层间位移进行控制,但对于非结构构件,则应控制相邻两个竖向受力构件之间的层位移差,采取适应变形的构造措施,避免装修构件受损坏。

对地王大厦而言,其剪力墙等受力构件的受力层间位移角可采用现行国内规范规定的限值,而对防止非结构构件破坏则可从构造措施上处理。

5) 新日铁公司设计部对第 5 层和 57 层的受力层间变形作了以下的计算。为求出任意第 i 层的筒体受力层间变形,即由弯曲和剪切引起的变形,从层位移差中扣除由下层楼层转动引起的刚体侧移。

取图 5 所示的计算图形,从整体受力计算结果中取出作用于内筒顶部的弯矩 M 和剪力 H 。为便于阅读和理解,定义: H 为层 n 以上风荷载总和; Q 为内筒在层 n 的剪力; M 为内筒在层 n 的弯矩; h_n 为第 n 和 $n+1$ 层之间的层高; h_i 为第 i 层至 $i+1$ 层的高度; P_{i+1} 为层 $i+1$ 的风力; S_c 为层 n 各周边柱柱顶剪力之和; M_c 为层 n 各周边柱柱顶弯矩之和; D 为纵轴对称柱的中心距; A_c 为层 n 各周边柱轴力之和;混凝土的弹性模量和剪切模量取 $E_c = 3\ 250\text{ kN/cm}^2$, $G_c = 1\ 300\text{ kN/cm}$ 。

据总体电算,第 5 至 6 层间筒体剪力最大,第 57 至 58 层间层间变形差角最大 ($1/273$)。试求其受力层间变形角如下。

① 层内力的计算

$$Q = \sum_{i=n+1}^{TOP} P_i - S_c$$

$$M = \sum_{i=n+1}^{TOP} P_{i+1} h_i - D A_c - M_c$$

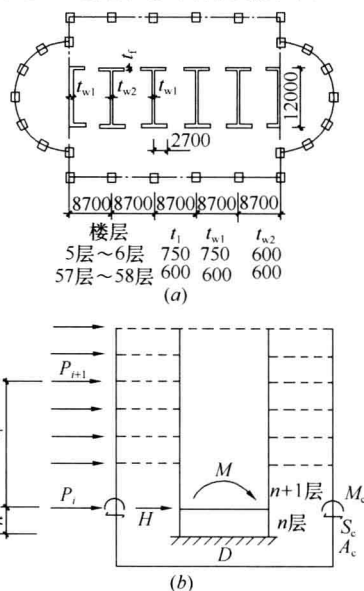


图 5 计算图形示意

第 5 至 6 层

$$Q = 61400 - [55 + (45 + 16 + 821 + 230 + 65 + 10) \times 2] \times 2 = 56\,540 \text{ kN}$$

$$\sum_{i=n+1}^{TOP} h_i P_{i+1} = 9448600 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\begin{aligned} DA_c &= [(11050 + 17480 + 68530) \times 17.5 + 15820 \times 11.75 + 2400 \\ &\quad \times 9.81 + 1290 \times 5.76] \times 2 \times 2 \\ &= 6794200 + 743540 + 94180 + 29720 \\ &= 7661640 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_c &= [(170 + 349 + 1379 + 515 + 10 + 57) \times 2 + 70] \times 2 \\ &= 10060 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M &= 9448600 - 7661640 - 10060 \\ &= 1776900 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

第 57 至 58 层

$$\begin{aligned} Q &= 20070.6 - [39 + 19 + 395 + 43 + 2 + 1) \times 2 + 45] \times 2 \\ &= 17984.6 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\sum_{i=n+1}^{TOP} h_i P_{i+1} = 686870 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\begin{aligned} DA_c &= [(3627 + 2155 + 2043) \times 17.5 \times 2] \times 2 + (2135 \times 11.75 \times 2) \times 2 \\ &\quad + (507 \times 9.981 \times 2) \times 2 + (439 \times 5.763 \times 2) \times 2 \\ &= 547750 + 100350 + 20240 + 10120 \\ &= 678460 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_c &= [(55 + 3 + 2 + 526 + 30 + 62) \times 2 + 7.1] \times 2 \\ &= 2854 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$M = 686870 - 678460 - 2850 = 5560 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 第 5 至 6 层受力层间变形计算

截面参数

$$A_f = 75 \times (270 \times 10 + 45 \times 2) \times 2 = 418500 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} A_w &= (1200 - 30 \times 2) \times (75 \times 4 + 60 \times 2) \\ &= 478800 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I &= (270 \times 10 + 45 \times 2) \times (1200 + 45 \times 2)^3 / 12 \\ &\quad - (225 \times 2 + 240 \times 8) \times (1200 - 30 \times 2)^3 / 12 \\ &= 206500 \times 10^6 \end{aligned}$$

由水平力 Q 引起的弯曲变形

$$\delta_b = \frac{Qh^3}{3EI} = \frac{56540 \times 375^3}{3 \times 3250 \times 206500 \times 10^6} = 0.0015 \text{ cm}$$

由 Q 引起的剪切变形

$$\delta_s = \frac{Qh}{G_c A_w} = \frac{56540 \times 375}{1300 \times 478800} = 0.0341 \text{ cm}$$

由 M 引起的弯曲变形

$$\delta_m = \frac{Mh^2}{2EI} = \frac{1776900 \times 10^2 \times 375^2}{2 \times 3250 \times 206500 \times 10^6} = 0.0145\text{cm}$$

总变形

$$\delta = 0.0015 + 0.0341 + 0.0145 = 0.0501\text{cm}$$

层间变形角

$$\delta/h = 0.0501/375 = 1/7405$$

可见受力层间变形角极微小。

③ 第 57 至 58 层受力层间变形计算

$$A_f = 60 \times (270 \times 10 + 30 \times 2) \times 2 = 331200\text{cm}^2$$

$$A_w = (1200 - 30 \times 2) \times (60 \times 6) = 410400\text{cm}^2$$

$$I = (270 \times 10 + 30 \times 2)(1200 + 30 \times 2)^3/12 - (240 \times 10)(1200 - 30 \times 2)^3/12 \\ = 16377 \times 10^6\text{cm}^4$$

$$\delta_b = \frac{Qh^3}{3EI} = \frac{17980 \times 375^3}{3 \times 3250 \times 16377 \times 10^6} = 0.0006\text{cm}$$

$$\delta_s = \frac{Qh}{G_c A_w} = \frac{17980 \times 375}{1300 \times 410400} = 0.0126\text{cm}$$

$$\delta_m = \frac{Mh^2}{2EI} = \frac{5560 \times 10^2 \times 375^2}{2 \times 3250 \times 16377 \times 10^6} = 0.0001\text{cm}$$

$$\delta = 0.0006 + 0.0126 + 0.0001 = 0.0133\text{cm}$$

层间变形角

$$\delta/h = 0.0133/375 = 1/28195$$

该层底部转角为

$$\theta_{57} = 1/275.67$$

以上计算表明,地王大厦横向在风荷载作用下,第 57 层的层位移差角虽达到 1/274,但是,筒体剪力墙的受力层间位移角只有 1/2 895,原因是层底转角 θ_{57} 引起了层顶很大的刚体位移,由此可以肯定剪力墙不但承载力足够,而且一定不会出现受力裂缝。至于层间变形对于装修构件的影响,另有专门措施考虑解决。

(2) 关于顶点位移的控制

1) 美、加、日等国是拥有或设计承建过全球最多超高层建筑的,但这些国家的规范并没有对顶点位移作出限制性规定。而这些国家都要求考虑结构的 $P-\Delta$ 效应以及结构混凝土的徐变影响。香港设计规范则规定结构在风作用下顶点位移不能大于 $h/500$ (h 为建筑物总高度)。香港按此规定设计的超高层建筑最高为 78 层的中环广场,其建筑总高度接近 300m。

与国外规范相比,我国规范对顶点位移角的限值为 $1/700 \sim 1/1200$,对于很高的超高层建筑而言显得偏严,用于地王大厦这样的超高层建筑,可能导致较大的材料浪费。

2) 对于层间位移控制满足要求的设计,既保证了各层抗侧力构件的安全与抗裂性,又保证了非结构构件不会损坏。从这个意义上说,除了对其有特殊要求的高层建筑外,没有必要再控制顶点位移。由此可见,美、加、日等国在设计中只控制结构的层间位移而不控制结构的顶点位移是有一定道理的。他们的许多工程师均认为,控制了层间位移实质上也就是控制了顶点的位移,相当于层间位移控制取 $1/400 \sim 1/500$ 。再则,过去认为顶点

位移的大小对顶部使用者的舒适感有影响。但实际上,近年来国际国内的研究均表明,舒适度应以结构顶部的反应加速度来衡量,而顶部位移大小并不能直接反映。

顶点位移较大的结构,结构计算中要计算 $P-\Delta$ 效应,以确保结构的安全和可靠。地王大厦的结构分析已考虑了 $P-\Delta$ 效应及其他一些不利因素的影响。

(3) 考虑配筋对刚度的影响

地王大厦超高层建筑的筒体中配置有型钢,构件中实际存在的钢筋和型钢对构件刚度的增加是应该考虑的。在考虑钢筋和型钢作用后,建议构件刚度要乘以增大系数 η 。

对剪力墙

$$\eta = 0.01(\mu - 1)E_a/E_c$$

对梁、柱

$$\eta = 1 + (0.01/EI)(\mu - 1)A\gamma^2$$

式中 μ 为含钢率。

当要求准确计算时,尚可另行推出相关的算式。

(4) 关于舒适度问题

根据国外经验,超高层建筑在风(脉动风)的作用下必然会引起振动,这种振动加速度较大时使用者会有不舒适感,因而要加以限制。目前,一般以顺风向和横风向风作用下顶点加速度来控制。

参照国外有关资料,顺风向、横风向顶点最大加速度在我国有关技术文件中建议取值如下:公寓 $\leq 20g$,公共建筑 $\leq 30g$ 。

验算时,取重现期为 10 年的风速,而不是重现期为 50 年的风速。在加拿大 Western Ontario 大学风洞试验室进行的风洞试验表明,地王大厦建筑物顶点的最大加速度考虑重现期为 10 年时为: X 方向, $23.5g$; Y 方向, $11.0g$; 径向(扭), $13.9g$ 。可以认为地王大厦结构设计能满足舒适度的要求。

5 钢管混凝土柱的设计及构造

地王大厦外框架采用矩形钢管混凝土柱(用于标高 249m 以下),其最大截面为 $2500\text{mm} \times 1500\text{mm}$,最小的为 $1000\text{mm} \times 1000\text{mm}$,柱钢管壁厚最大达 90mm,柱内混凝土为 C45。

柱子受压承载力按美国 Load & Resistance Factor Design (LRFD) 计算,稍高于中国标准。LRFD 计算步骤为: (1) 确定最小板厚, $t \geq b\sqrt{F_y/3E_s}$; (2) 修正后的屈服强度, $F_{my} = F_y + 0.85f_c[A_c/A_s]$; (3) 修正后的弹性模量, $F_m = F_s + 0.4E_c[A_c/A_s]$; (4) 回转半径, $r_{sy} = \sqrt{I_{sy}/A_s}$; (5) 柔度系数, $\lambda_c = \frac{kl}{\gamma\pi}\sqrt{E_{my}/E_m}$; (6) 临界强度, $F_{el} = 0.685\lambda_c^2 F_{my}$; (7) 额定受压承载力, $P_m = A_s F_y$ 式中: f_c 为混凝土抗压强度值; F_y 为钢材的屈服强度值; E_c 为混凝土的弹性模量; E_s 为钢材的弹性模量; A_c 为混凝土的面积; A_s 为钢管的面积。

钢管柱内的混凝土系从柱底泵入,有相当压力。为保证钢管柱侧壁的稳定和钢板与混凝土的粘结,在构造上采用在柱内设加劲肋和栓钉,其做法颇有特色,如图 6 所示。

6 关于结构检测

地王大厦结构设计在变形控制方面,由于计算结果超出我国现行规范规定较多,在验收会上一些专家提出了质疑:(1)结构计算模型与实际出入如何?(2)层间位移角达 $1/274$ 可能导致剪力墙严重开裂。(3)顶点位移角 $1/373$ 会否引起顶部人员不舒适感?(4)房屋高宽比达 8.78,在纵向风力作用下有无可能引起激振?

除对上述质疑作出本文在位移控制等节内所作的若干阐明外,深圳市建设局决定对该工程进行必要的结构检测。据现实条件和技术许可,进行了以下工作:(1)对结构自振周期、阻尼、振型进行动力实测;(2)在建筑物顶部设风速计,在大风季节进行风速实测;(3)配合风速测定,实测结构顶部变形;(4)根据以上实测结果,对结构在风及地震作用下的变形作进一步的推算判定。

中国建筑科学研究院工程抗震研究所对结构动力特性进行了测试,主要结果如下:横向基本周期 $T_{x1}=5.59s$,横向二阶周期 $T_{x2}=1.86s$,纵向基本周期 $T_{y1}=4.57s$,纵向二阶周期 $T_{y2}=1.44s$,扭转周期 $T_t=3.36s$,结构阻尼 $\mu=4.38\%$ 。结构振型如图 7 所示。

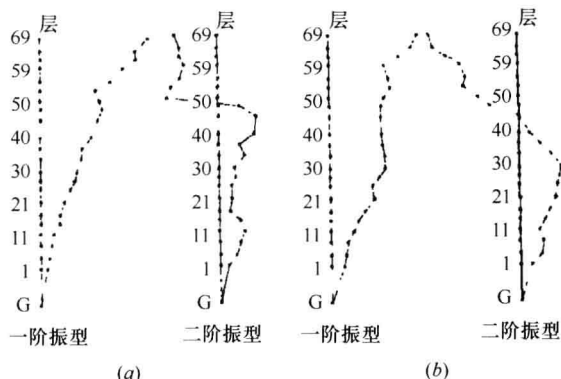


图 7 地王大厦振型示意
(a) 横向振型; (b) 纵向振型

两个方向分别为 7.42cm, 2.10cm。

在大风作用下,主楼以极低的频率摆动的时候,还以结构基本频率振动,振动幅值东西方向大于南北方向,最大分别为 1.7cm, 1.0cm, 10min 平均振幅最大值两个方向分别为 0.8cm, 0.4cm。

用加速度传感器实测了约 340m 高空, 10min 平均风速为 8.32~11.31m/s 时,主楼楼顶的加速度:东西方向比南北方向大,最大加速度分别为 $1.0g$, $0.52g$, 10min 平均幅值的最大值分别为 $0.67g$, $0.33g$ 。

用实测的振动幅值计算了 10min 平均风速为 11.42~18.65m/s 时,主楼楼顶的加速度:东西方向和南北方向的最大加速度分别为 $2.02g$, $1.66g$, 10min 平均加速度幅值的

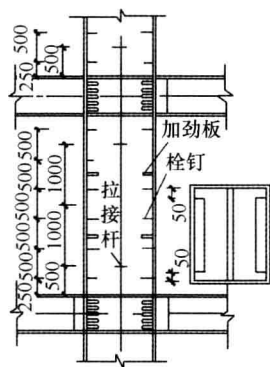


图 6 矩形钢管
混凝土柱构造

清华大学对风作用下楼顶位移和加速度进行了测试(楼顶风速则是由中国建筑科学研究院工程抗震研究所测定),其主要结果如下:

用 GPS 实测了受 16 号台风影响,深圳约 340m 高空, 10min 平均风速为 11.42~18.65m/s 时,地王大厦主楼楼顶的位移。结果表明,在 16 号台风作用下,总体上主楼的位移东西方向大,南北方向小,东西方向主楼向西摆动最大达 9.52cm,南北方向主楼向北摆动最大达 5.55cm, 10min 均位移最大值

最大值分别为 $0.95g$, $0.66g$ 。与加速度的实测结果相比可知, 计算值是合理的。

通过计算可以得到设计风速时楼顶 10min 平均位移和加速度, 结果为: 横向位移 36.28cm , $u/h=1/833$; 纵向位移 12.85cm , $u/h=1/2351$ 。楼顶加速度甚微, 平均值最大仅为 $6g$ 。

参考文献

- [1] Wei Lian. seismic Design Procedures in China Seismic Design Code for Buildings. Proceedings of 8WCEE in Tokyo, 1988.
- [2] Wei Lian Basic Principles for Sesmic Design of Building Structures. Journal of Building Structures, 1990, 11.
- [3] 魏琰. 地震作用下建筑结构变形计算方法. 建筑结构学报, 1994, 15(2).
- [4] 魏琰. 高层建筑结构位移控制研讨. 建筑结构, 2000, 30(6)

本文原载于《建筑结构》2000 年第 30 卷第 6 期。