



建筑结构

Building Structure

ISSN 1002-848X, CN 11-2833/TU

《建筑结构》网络首发论文

题目：深圳大百汇主塔楼结构设计与分析
作者：陈学伟，黄昌靛，张梅松，黄汉华
网络首发日期：2020-12-02
引用格式：陈学伟，黄昌靛，张梅松，黄汉华. 深圳大百汇主塔楼结构设计与分析. 建筑结构. <https://kns.cnki.net/kcms/detail/11.2833.tu.20201201.1724.002.html>



网络首发：在编辑部工作流程中，稿件从录用到出版要经历录用定稿、排版定稿、整期汇编定稿等阶段。录用定稿指内容已经确定，且通过同行评议、主编终审同意刊用的稿件。排版定稿指录用定稿按照期刊特定版式（包括网络呈现版式）排版后的稿件，可暂不确定出版年、卷、期和页码。整期汇编定稿指出版年、卷、期、页码均已确定的印刷或数字出版的整期汇编稿件。录用定稿网络首发稿件内容必须符合《出版管理条例》和《期刊出版管理规定》的有关规定；学术研究成果具有创新性、科学性和先进性，符合编辑部对刊文的录用要求，不存在学术不端行为及其他侵权行为；稿件内容应基本符合国家有关书刊编辑、出版的技术标准，正确使用和统一规范语言文字、符号、数字、外文字母、法定计量单位及地图标注等。为确保录用定稿网络首发的严肃性，录用定稿一经发布，不得修改论文题目、作者、机构名称和学术内容，只可基于编辑规范进行少量文字的修改。

出版确认：纸质期刊编辑部通过与《中国学术期刊（光盘版）》电子杂志社有限公司签约，在《中国学术期刊（网络版）》出版传播平台上创办与纸质期刊内容一致的网络版，以单篇或整期出版形式，在印刷出版之前刊发论文的录用定稿、排版定稿、整期汇编定稿。因为《中国学术期刊（网络版）》是国家新闻出版广电总局批准的网络连续型出版物（ISSN 2096-4188，CN 11-6037/Z），所以签约期刊的网络版上网络首发论文视为正式出版。

深圳大百汇主塔楼结构设计与分析

陈学伟¹, 黄昌靛¹, 张梅松², 黄汉华¹

(1 WSP 科进香港有限公司, 香港 999077; 2 筑博设计股份有限公司, 深圳 518040)

[摘要] 深圳大百汇主塔楼位于深圳市福田区中心地段, 高度为 375m, 主塔楼是集办公、酒店、公寓和商业为一体的综合体。主要介绍主塔楼的结构方案的确定方法及结构设计重点。塔楼结构高度为 315.75m, 地上 72 层, 地下 4 层。结构体系采用带伸臂桁架与腰桁架的钢管混凝土-钢梁框架-核心筒混合结构体系。建筑立面呈纺锤形, 外框柱呈曲线布置而产生一系列的斜柱。重点描述了曲线布置的斜柱体系对抗侧刚度的提高效应; 伸臂桁架的选取及优化; 斜柱引起钢梁水平轴力的计算方法; 基于性能抗震思想对结构及构件进行大震性能评估; 最终通过合理的结构设计, 保证塔楼整体刚度与构件满足抗风与抗震的性能要求。

[关键词] 高层建筑; 伸臂桁架; 混合结构; 加强层; 钢管混凝土; 斜柱体系; 抗震性能设计

中图分类号: TU318

文献标识码: A

作者简介: 陈学伟, 博士, 高级工程师, Email: dinochen1983@qq.com

Structure Analysis and Design of of Shenzhen Dabaihui Main Tower

CHEN Xuewei¹, HUANG Henry¹, ZHANG Meisong², WONG Henry¹

(1 WSP Hong Kong Ltd., Hong Kong 999077, China; 2 Zhuo Design Co., Ltd., Shenzhen 518040, China)

Abstract: The 375m tower of Dabaihui center is in the center zone of Futian District of Shenzhen. This super high-rise tower is a complex building that includes offices, hotels, apartments and commerce functions. This paper introduces its structural system and structural design method. The tower has 72-storey superstructure and 4-storey basement, the total building height of tower is 338m. Structure system is a frame core-wall system with outriggers and belt trusses, and the structural frame is formed with concrete filled steel tubular columns and steel beams. The elevation of the tower is curve-shaped; the frame columns are arranged to follow the curve surface. This paper introduces the stiffening effect of the frame system due to its inclined columns, and the calculation method for the axial forces of steel beams which is induced by the inclined columns. The optimization method of outriggers is also introduced. Finally, a reasonable structural design is adopted to ensure that the overall structure and components of the tower meet the performance requirements of wind resistance and earthquake resistance.

Keywords: high-rise building; outrigger; hybrid structure; strengthened story; concrete filled tube; inclined column; seismic performance design

1 工程概况

大百汇中心项目位于深圳市福田区中心地段, 地上建筑面积约为 16.5 万 m², 其中包括一个集办公、酒店公寓及商业于一体的超高层塔楼, 并设有 4 层地下室^[1]。主塔楼的结构高度为 315.75m, 幕墙造型高度为 375.55m, 地上 72 层, 顶部有皇冠钢结构, 建筑效果图如图 1 所示。

工程结构设计使用所限 50 年, 安全等级为二级, 主塔楼抗震设防类别为重点设防类(乙类), 抗震设防烈度为 7 度, 设计基本地震加速度值为 0.10g^[2], 设计地震分组为第一组, 建筑场地类别为 II 类, 根据场地安评报告^[3], 多遇地震下水平地震影响系数最大值为 0.0956(阻尼比为 3.5%), 设计地震特征周期为 0.38s。50 年一遇基本风压为 0.75kN/m²^[4], 地面粗糙度类别为 C 类, 根据项目风洞试验报告^[5]中的结果, 表明采用 C 类场地是合理的。塔楼核心筒与外框架的抗震等级均为特一级^[6]。塔楼结构平面呈带圆弧的矩形, 标准层结构平面如图 2、图 3 所示。



图 1 深圳大百汇中心效果图

2 结构体系

工程位于强风荷载地区, 风荷载为整体性能指标(层间位移角限制)的控制因素, 结合建筑净高要求及纺锤形的立面特征, 主塔楼采用的带加强层的钢管混凝土+钢梁框架+钢筋混凝土核心筒混合结构体系, 其中钢框架由钢管混凝土柱与型钢梁组成。由于立面呈纺锤形, 每层外框柱均为不同角度的斜柱, 在重力荷载作用下, 斜柱对框架梁产生的水平轴力, 宜采用钢梁来抵抗这部分轴力。与钢筋混凝土框架相比, 采用钢结构框架施工速度快, 结构自重轻及延性好, 提高斜柱建造的准确性。

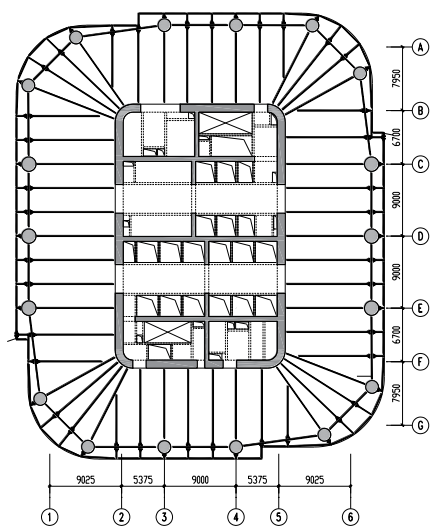


图2 塔楼标准层(中低区)结构平面图

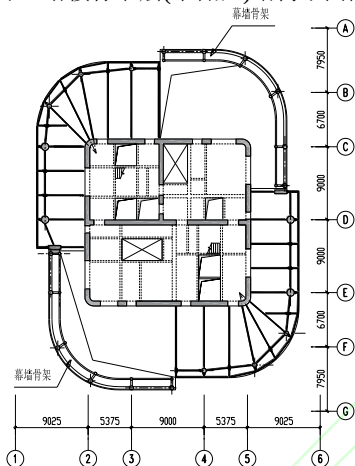


图3 塔楼高区标准层结构平面图

由于结构平面呈带圆弧的长方形形状,主楼高宽比为 X 方向8.15, Y 方向6.56,核心筒高宽比为 X 方向15.7, Y 方向10.2。由于 X 方向与 Y 方向的刚度需求不同, X 方向外框柱截面小, Y 方向的截面较大。外框柱的直径由1900mm至上部减小为750mm。钢筋混凝土核心筒外墙厚由1200mm至上部楼层减小为700mm,内部墙厚为600mm和500mm,底部加强区的剪力墙构件由于性能设计原因设置了部分内置型钢。竖向构件混凝土强度等级从C70变化至C40。竖向抗侧力体系中低区采用框架-核心筒体系,高区存在大面积楼板开洞,抗侧力基本由筒体承担,部分外框柱取消,为抵抗风荷载增设幕墙骨架。为减少地震对抗风的幕墙骨架的影响,幕墙钢骨架的底部采用铰接处理。塔楼最顶部为皇冠钢结构,立面结构布置如图4所示。

楼板体系采用钢梁+压型钢板组合楼板体系。部分连梁构件由于风荷载的承载力需要,设置成型钢筋混凝土连梁。由于需要满足结构在风荷载作用下层间位移角满足限值要求,结构需要设置加强层,加强层设置三排伸臂桁架及 X 方向的腰桁架,总共设置2个加强层,分别设置于23层与51层。加强层的桁架三维布置如图5所示。

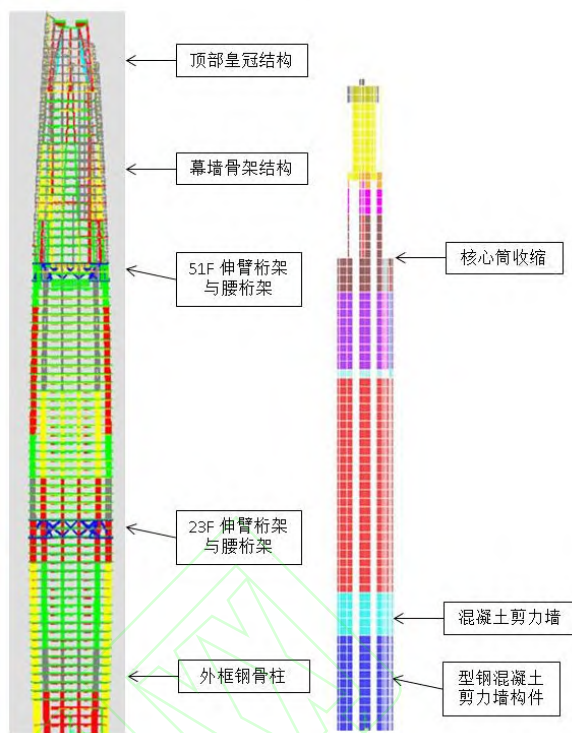


图4 结构体系立面示意图

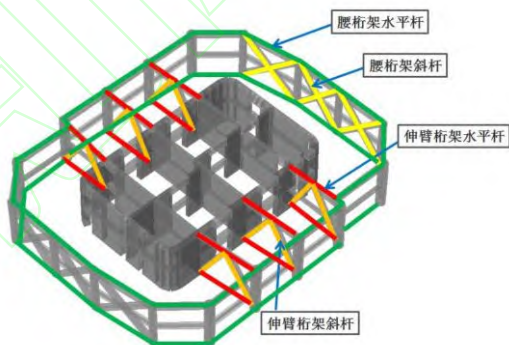


图5 加强层三维结构布置图

3 结构体系与加强层分析

3.1 外框架的斜柱方案研究

结构的幕墙外立面呈纺锤形,一般结构方案会采用直柱配合不同长度的悬臂梁组合形成外框架,但是考虑到外框柱对室内办公空间的影响,最后采用配合外立面变化的斜柱来组成外框架。经过计算发现,采用“曲线”布置的斜柱同时能提高结构的抗侧刚度。

本文基于总建筑面积相等的前提条件,构造出8种不同的曲线立面的建筑方案进行试算,外框架有16根柱,核心筒为30m×30m,楼层平面采用正方形,模型楼层数为78层,立面的曲线采用二次曲线公式表达。8种不同立面的方案描述如表1所示,立面形状如图6所示。风荷载的刚性隔板范围已考虑不同楼面宽度的影响。

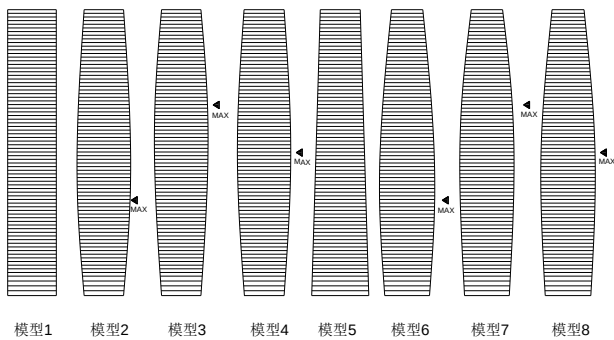


图 6 不同曲线立面布置的斜柱主案

不同外立面方案的描述

表 1

模型	底部宽度 /m	顶部宽度 /m	最大宽度 /m	二次曲线峰值位置	最大层间位移角
模型 1	60	60	60	无	1/664
模型 2	48.66	48.64	66.23	下部 1/3	1/675
模型 3	48.61	48.59	66.27	上部 1/3	1/596
模型 4	49.45	49.43	65.91	1/2	1/589
模型 5	70.42	49.3	70.42	无	1/646
模型 6	55.23	38.66	68.28	下部 1/3	1/702
模型 7	55.27	38.67	66.98	上部 1/3	1/676
模型 8	56.35	39.43	67.31	1/2	1/676

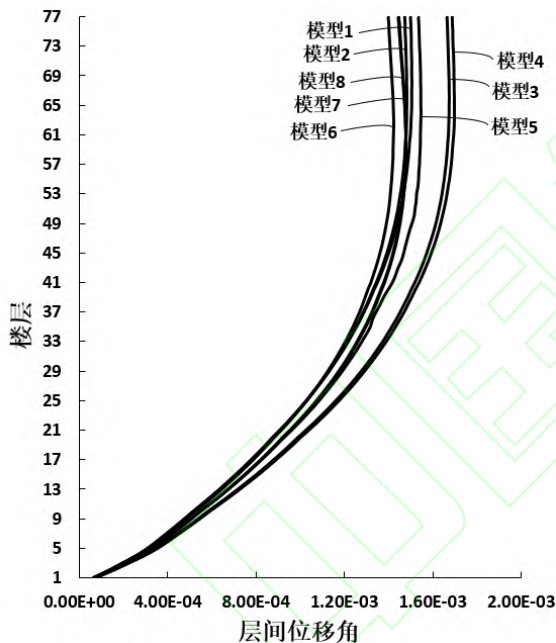


图 7 不同方案的层间位移角曲线

建立 ETABS 模型进行分析, 前提是外框柱的截面分布相同, 核心筒的墙厚情况一致的情况下, 进行风荷载作用下的层间位移角分析, 所得结果如图 7 所示。经过计算发现曲线分析的斜柱提高了结构的抗侧刚度, 通过对比发现第 6 种情况的立面形式的外框斜柱的层间位移角最小, 抗侧刚度最大。本项目建筑采用的立面属于第 6 种情况, 底部宽度大, 顶部宽度小, 二次曲线的峰值约在塔楼的 1/3 的高度。

3.2 伸臂桁架加强层的设置分析

建筑高度超过 350m, 由于风荷载较大, 结构需要满足层间位移角的变形要求, 需要提供足够的抗侧刚度, 由于建筑需要, 外框柱与剪力墙墙厚不能太大。需要通过设置伸臂桁架来提高结构抗侧刚度^[7]。考虑机电及避难层的位置可设置加强层的楼

层分别为 8 层、23 层、38 层、51 层。加强层的设置有 2 个作用: 1) 增加塔楼抗侧刚度减少层间位移角, 2) 增加外框与内筒的协调作用, 提高外框架的整体弯矩分配, 由于本项目的 X 方向层间位移角不足, 层间位移角成为敏感性分析的重要指标。

加强层位置的敏感性分析汇总

表 2

加强层数量	方案	加强层 1	加强层 2	X 方向层间位移角	1/360
1 个	1	8 层	-	0.00278	1/360
	2	23 层	-	0.00251	1/398
	3	38 层	-	0.00216	1/464
	4	51 层	-	0.00218	1/459
2 个	5	8 层	23 层	0.00249	1/401
	6	8 层	38 层	0.00228	1/439
	7	8 层	51 层	0.00215	1/465
	8	23 层	38 层	0.00210	1/477
	9	23 层	51 层	0.00210	1/476
	10	38 层	51 层	0.00223	1/448

从表 2 分析可知, 设置一个加强层时, 最有利的位罝为在 51 层, 约为建筑高度的 2/3 处。设置一个加强层未达到层间位移角的要求, 因此需要设置 2 个加强层, 综合考虑建筑及机电的影响, 最有利的位罝为 23 层+51 层。通过设置伸臂桁架, 外框与内筒也达到较好的楼层弯矩分配效果, 外框架分配到约 37% 的整体弯矩。

采用三排厚钢板焊接的伸臂桁架, 塔楼的最大层间位移角仍超出规范要求, 因此在相应避难层区设置 X 方向腰桁架, 通过对 X, Y 方向腰桁架的敏感性分析可知, X 方向在不需要加强层的情况下满足层间位移角的要求, 而 X 方向的腰桁架对 Y 方向整体刚度贡献非常小, 所以最终采用单向的腰桁架布置, 如图 8 所示。

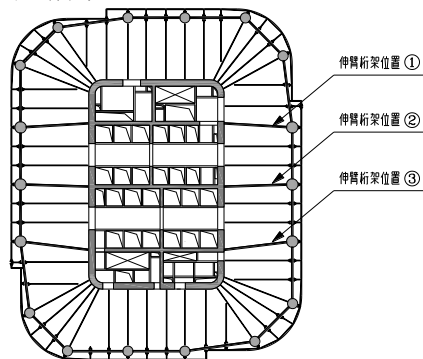


图 8 伸臂桁架的水平布置方案

每层伸臂桁架的加强层, 理论上有三种布置方案, 分别是一排(位置)、两排(位置 1 和 3)与三排桁架(位置 1, 2 和 3), 考虑桁架构件需满足大震不屈服的性能目标, 为保证施工便利性保证截面最大钢板厚度小于 90mm, 因此采用三排桁架的布置方案。

3.3 外框柱与核心筒的连接

主塔楼的结构具备外框柱截面小, 核心筒大等特点, 连接外框架与核心筒的钢梁其刚度对整体刚度的贡献不大, 而楼面梁(连系核心筒与外框柱)如果采用两端铰接的做法, 则降低施工难度且节省用钢量。

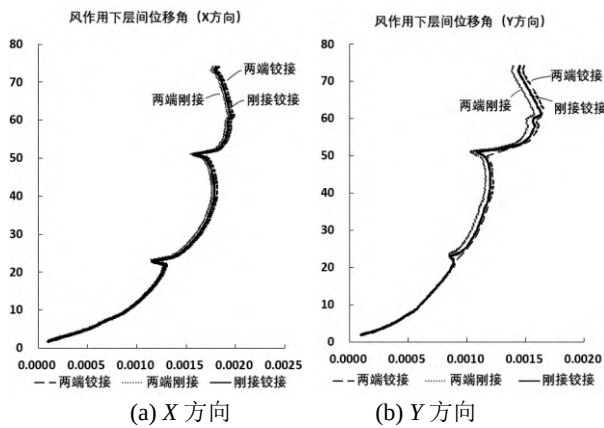


图9 不同连系梁的连接情况下的层间位移角分析

为了分析连系梁的刚铰接做法的优劣性,进行了连系梁的不同刚铰接的情况的抗风性能对比分析,所得结果如图9所示。经分析可知,即使使用两端刚接的连系梁,对整体刚度的贡献不大,因此为了节省用钢梁,连系梁采用两端铰接的做法。

4 整体弹性计算结果

结构设计及计算采用 PKPM 软件为主,并采用 ETABS 作为比较软件及专项分析,结构整体弹性计算主要结果见表所示。三维模型示意图如图 10 所示。

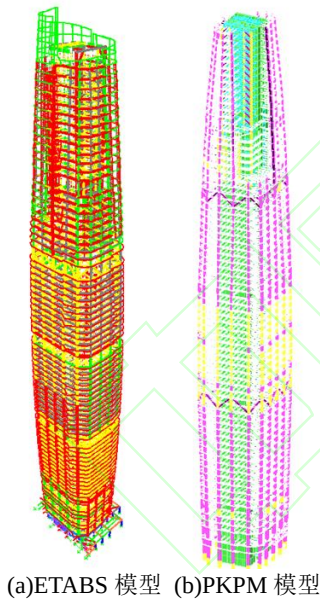


图10 结构三维模型示意图

由表 2 可知结构整体性能与特点如下:

(1) 结构扭转效应不明显,结构的层间位移角由风荷载控制,通过设置伸臂桁架与腰桁架后满足要求。

(2) 结构的侧向刚度比及抗剪承载力比不超限,无结构薄弱层,但加强层附近的刚度会突变,需要进行加强。

(3) 通过框架分担剪力比例分析可知,如图 11 所示。由于该塔楼的核心筒面积大,外框架承担的剪力比例非常小,需要严格进行 $0.2Q_0$ 的系数调整,调整后的框架剪力满足 15%总剪力的需求。

(4) 通过框架分担总弯矩的比例可知,由于设置的伸臂桁架的原因,外框承担 15%的弯矩,内

筒承担 85%,该值属于合理范围,如图 12 所示。由于剪力墙承受较大的楼层弯矩,需要重视剪力墙的抗拉验算,底部剪力墙因此设置了型钢进行加强。

(5) 由于高区的楼板大开洞,外框柱数量减少,假定地震剪力 100%由剪力墙筒体承担,而全部外框柱总共承担 15%的总剪力。

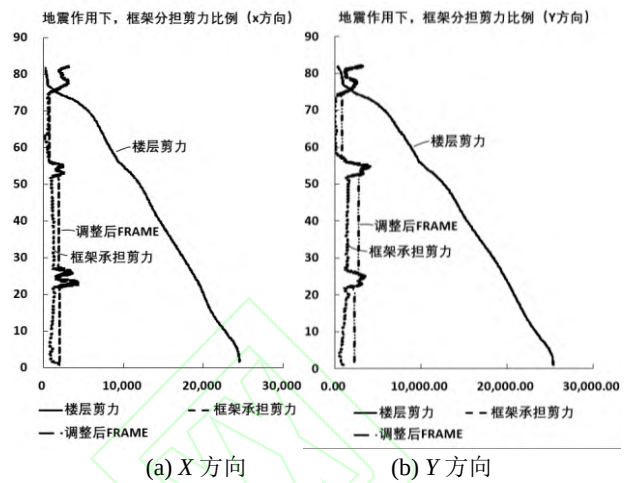


图11 核心筒与框架分担楼层剪力比例

表 3 结构弹性计算主要结果

结构总信息	参数	ETABS	PKPM	规范限值
结构周期/s	T_1	6.57	6.59	
	T_2	6.01	5.98	
	T_3	2.18	1.84	
周期比	T_3/T_1	0.33	0.28	<0.85
风荷载层间位移角	X 方向	1/504	1/508	<1/500
	Y 方向	1/571	1/579	<1/500
小震层间位移角	X 方向	1/1022	1/881	<1/500
	Y 方向	1/1060	1/943	<1/500
风荷载倾覆弯矩/(M Nm)	X 方向	9988	9934	
	Y 方向	10805	9978	
风荷载基底剪力/kN	X 方向	52945	51898	
	Y 方向	47501	46421	
小震基底弯矩/(M Nm)	X 方向	4574	4847	
	Y 方向	4322	4539	
小震基底剪力/kN	X 方向	24453	27205	
	Y 方向	25417	28574	
结构质量/t	恒载质量	216300	238087	
	活载质量	22700	18971	
	总质量	252300	256059	
剪重比/%	X 方向	1	1.06	
	Y 方向	1.11	1.12	
扭转位移比	X 方向	1.13	1.2	<1.2
	Y 方向	1.09	1.09	<1.2
嵌固端刚度比	X 方向	2.37		>2.0
	Y 方向	2.48		>2.0
框架承担弯矩比	X 方向	38.00%	37.60%	
	Y 方向	14.60%	12.60%	
稳定性验算 $DJ/(GH^2)$	X 方向	1.58	1.94	>1.4
	Y 方向	1.88	2.25	>1.4
整体倾覆验算	X 方向	4.57	5.37	>2
	Y 方向	4.22	5.04	>2
抗剪承载力比	X 方向	0.56		<0.75
	Y 方向	0.7		<0.75

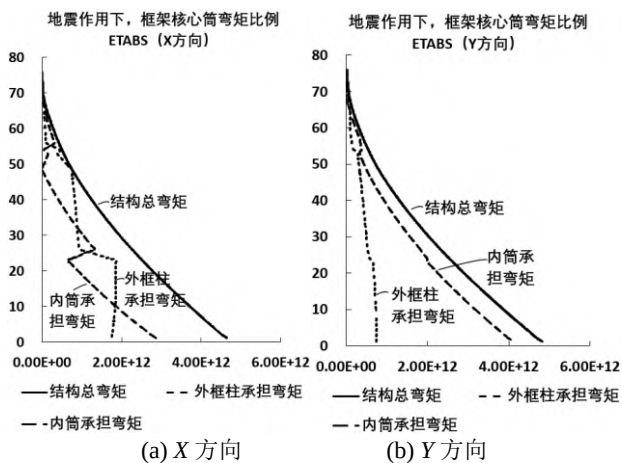


图 12 核心筒与框架分担楼层弯矩比例

5 弹性时程反应分析

采用三条地震波对结构进行了小震弹性时程反应补充计算，结果见表 3 和图 13。计算表明地震波的选取满足规范关于基底剪力的要求，即每条波作用下的基底剪力值均大于反应谱的 65%，且平均值大于反应谱的 80%。局部楼层时程分析得到的地震力大于反应谱结果，故对顶部的地震力进行放大处理，即使放大顶部地震作用，顶部的构件设计仍然以风控为主。

弹性时程分析所得基底剪力结果 表 4

分析工况	X 方向		Y 方向	
	基底剪力	比例	基底剪力	比例
反应谱结果	24453	—	25418	—
人工波 (GM1)	20349	83%	22607	89%
天然波 1 (GM2)	22186	91%	24180	95%
天然波 2 (GM3)	16644	68%	20890	95%
平均值	19726	81%	22559	89%

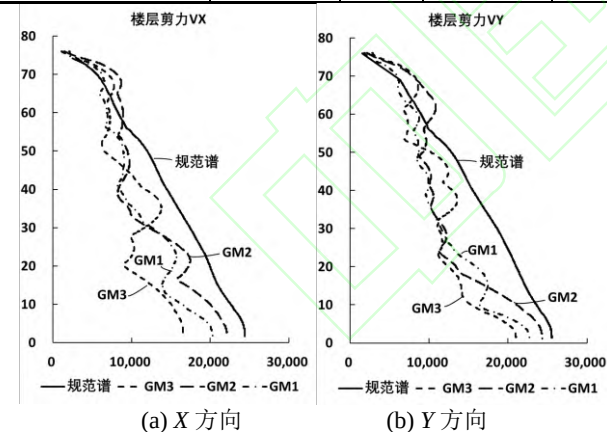


图 13 弹性时程下层剪力幅值曲线

6 大震作用下弹塑性时程分析

笔者基于 DELPHI 编制 ETP (ETABS to PERFORM-3D) 程序对结构弹塑性模型进行快速建模^[8]，基于 Perform-3D 软件^[9]对主楼进行了大震作用下弹塑性时程分析。弹塑性模型中外框架与核心筒采用两端铰接的钢梁进行连接，同时考虑加强层的斜支撑为后重力加载后安装。偏于保守考虑，钢管内的混凝土不考虑采用约束本构只采用混凝土规范中规定的材料本构。结构弹塑性分析采用双向地震输入。通过对整体结构进行两个方向的双向地震分析，共选用三条地震波，合计六个工况。三条

地震波均将峰值加速度调整为 220cm/s^2 。

6.1 整体性能评估

弹塑性时程分析结果显示，X 方向层间位移角的最大值为 $1/247$ ，Y 方向层间位移角的最大值为 $1/192$ ，满足小于规范 $1/100$ 的要求，整体变形性能满足规范要求。两个方向的地震力略小于小震地震力的 6.3 倍（等效大震弹性时程分析结果），表明该方向的地震力基本上维持弹性地震力，证明刚度下降较少，由于风控的原因，使伸臂桁架起到了维持结构总刚度的作用，X 方向较 Y 方向耗能较少。Y 方向通过较多的连梁进行耗能。

6.2 梁柱构件的性能评估

如图 14 示，在大震作用下，外框梁基本上处理弹性状态，核心筒设置较多连梁，连梁进入屈服状态耗散能量。柱构件由于采用了钢管混凝土柱，所以在在大震下基本上处于弹性状态，加强层往上一层有局部柱发生少量屈服，顶部皇冠的钢构件有部分进入屈服状态。加强层构件未进入屈服状态。

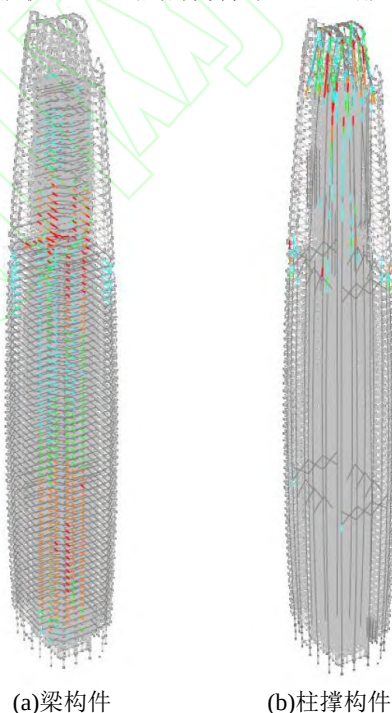


图 14 大震下梁柱构件的屈服变形状态

6.3 剪力墙构件的性能评估

由图 15 可见，在大震作用下，剪力墙构件的压弯屈服部分主要发生在底部与截面收进部位^[10]，主要发生在较薄短肢内墙，由于内墙肢属于非关键构件，因此允许出现压弯屈服。高区的抗剪屈服发生在收进部位，通过增加配置钢筋对局部剪力墙进行加强。总体上剪力墙构件的变形满足性能指标的要求。

分析结果表明结构体系在大震作用下最大层间位移角小于规范最大值 $1/100$ 的容许限值。结构在大震作用下的关键的外框柱与底部剪力墙构件等关键构件，伸臂桁架与腰桁架的构件均满足大震性能目标的要求，核心筒的连梁起到耗散能量的效果，使结构在大震下的总剪力有所降低。剪力墙核

心筒在高层出现一次收筒,该部分出现薄弱环节,在配筋设计上对该区域进行加强。

7 结构徐变分析

结构总高度超过 350m,外框架采用钢结构而内筒采用混凝土,两种不同材料在竖向荷载作用下引起的徐变不能忽略。内外筒通过楼板及铰接的钢梁连接,由于徐变原因,混凝土筒体将“荷载”转移到钢管框架,使钢管柱内力增大。

本文通过对 ETABS 进行二次开发,程序自动根据杆件轴力计算得到徐变值,再把徐变值转换为等效温度赋值给每个杆件,完成整体结构的徐变计算^[11]。

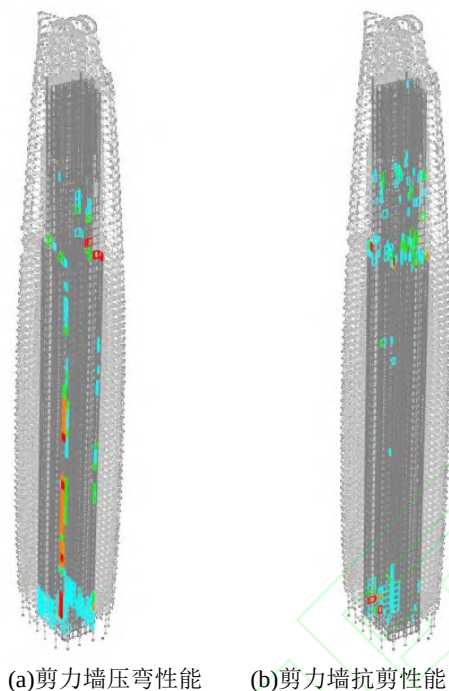


图 15 大震下剪力墙构件的屈服变形状态

本文假定外框钢管柱类同于钢结构柱没有明显的徐变变形。徐变变形集中发生在钢筋混凝土的核心筒。总竖向变形的荷载组合为 1.0 恒载+0.5 活载,徐变最大值为 80.68mm(筒体中心)及 82.50mm(筒体侧边)。徐变楼层分量最大值为 19.64mm(筒体中心),筒体边缘 20.08mm。混凝土筒体徐变收缩,通过连系钢梁向外框柱的轴力进行卸载,这个过程中,墙体的内力会减少。而外框柱的轴力相对会增加。经验算,考虑核心筒的徐变(竣工 20 年后状态),外框柱在重力工况下的内力有所增加(Y 向的柱子最底层增加 7100kN,X 方向的柱子底层增加 2000kN),由于底部柱子的轴力承载力有较大的富余,因此即使考虑徐变对柱子的增载,外框柱仍然满足承载力需求。由于连系钢梁对核心筒剪力墙及外框柱均为铰接,因此徐变产生的弯矩可以忽略。

8 楼面钢梁轴力分析

由于立面原因,沿着立面每层外框柱是不同斜率的,因此在重力荷载作用下斜柱轴力的水平分量对钢梁构件产生水平力^[12],该水平力分为两部分:环向外框梁的环向膨胀轴力及连系钢梁的轴力。为了保守设计及增加结构水平抗拉及抗压的冗余度,

在计算时采用包络设计方法,具体如下:1)计算环梁的环向膨胀轴力时,不考虑楼板刚度贡献,连系钢梁不提供轴向刚度,全部水平轴力由环梁承担,用于设计环梁的截面。2)计算连系钢梁的水平轴力时,不考虑楼板刚度贡献,不考虑环向钢梁的轴向刚度,全部水平轴力由连系梁承担,用于设计连系梁的截面。

情况(1)的典型楼层的大部分的环向外框梁的轴力小于 500kN。情况(2)的分析可得知,所有斜柱轴力水平分量由连系钢梁抵抗,计算内钢梁的最大轴力。典型楼层的楼面梁轴力轴力小于 400kN。框架梁截面的设计考虑该部分因素的影响。

9 风振舒适度及减振措施

根据风洞试验所得的风振楼层加速度(顶层)为 0.19m/s^2 ,大于规范规定住宅的加速度限值 0.15m/s^2 。为了使楼层加速度满足规范要求,本项目在塔楼的顶部设置调谐质量阻尼器来减少风振加速度^[13],目前的风振阻尼器仍处于调试及施工当中。

10 结论

(1)由于建筑立面与使用功能的原因,主塔楼的外框柱整呈曲线型,由一系列的斜柱组成,本文为该类型的塔楼的提供设计提供依据,通过计算表明,曲线分布的斜柱提高了结构的整体刚度。基于总面积相等的前提,提出一种找到刚度最大的曲线立面形式的计算方法。另外由于斜柱产生的楼面的水平力,需要钢梁承担,本文介绍了外框环梁及连系梁的轴力的包络设计方法。

(2)主塔楼的结构体系为带加强层的框架-核心筒体系,建筑多功能的塔楼由于电梯的数量使筒体面积偏大,因此核心筒提供了主要抗侧刚度,而外框的框架效应对整体刚度的贡献不大,本文基于该原因将连系梁设置成两端铰接的框架梁,达到节省用钢量的方法。

(3)本文采用敏感性分析方法优化了伸臂桁架的布置位置及数量,由于 X 方向的刚度需求较大,因此腰桁架优化成单向布置的桁架形式,经分析结构满足变形要求。

(4)本文介绍了二次开发技术在结构徐变计算与弹塑性模型建模中的应用,弹塑性分析证明结构及构件承载力在大震作用下存在较大的富余度,并展示了结构的薄弱环节,主要分布于核心筒缩进的部位。

(5)工程目前已经投入使用,从实际情况看,各方面能满足各项使用要求。

致谢:感谢本项目以魏璿为超限审查组长的超限审查委员对本工程结构方案提出了许多宝贵的指导意见及建议。

参考文献

- [1] 陈学伟,黄昌靛.岗厦河园片区城中村改造项目 03-1 地块写字楼结构超限设计与分析报告[R].深圳:WSP 香港科进顾问有限公司,2014.

- [2] 建筑抗震设计规范: GB 50011—2010[S].北京:中国建筑工业出版社,2010.
- [3] 岗厦河园片区安评报告[R].广州:广东省工程防震研究院, 2010.
- [4] 建筑结构荷载规范: GB 50009—2012[S].北京:中国建筑工业出版社,2012.
- [5] 李庆祥, 许伟, 张夏萍, 等.深圳市岗厦旧改项目中区超高层写字楼风致结构荷载分析报告 [R].广州: 广东省建筑科学研究院 2012.
- [6] 高层建筑混凝土结构技术规程: JGJ 3—2010[S].北京:中国建筑工业出版社,2011.
- [7] 徐培福,黄吉锋,肖从真,等.带加强层的框架-核心筒结构抗震设计中的几个问题[J].建筑结构学报,1999(4):2-10.
- [8] 韩小雷,陈学伟,林生逸,等.基于纤维模型的超高层钢筋混凝土结构弹塑性时程分析 [J]. 建筑结构,2010,40(2):13-16.
- [9] GRAHAM H POWELL. A State of the art educational event performance based design using nonlinear analysis[R]. Computers and Structures Inc.,2007.
- [10] 肖从真,徐培福,王翠坤.体型收进对高层建筑结构抗震性能的影响[J].建筑结构,2003, 23(9):12-15.
- [11] 范峰,王化杰,支旭东,等.上海环球金融中心施工竖向变形分析[J].建筑结构学报,2010,31(7):118-124.
- [12] 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.
- [13] 丁洁民,巢斯,赵昕, 等.上海中心大厦结构分析中若干关键问题[J].建筑结构学报,2010,31(6):122-131.