

# 珠江新城 D8-C3 地块超限高层住宅结构设计

李光星<sup>1</sup>, 周陈发<sup>1</sup>, 唐 觅<sup>2</sup>

(1 广州城建开发设计院有限公司, 广州 510620; 2 厦门大学建筑与土木工程学院, 厦门 363105)

[摘要] 珠江新城 D8-C3 地块住宅项目采用部分框支剪力墙结构体系, 为竖向不规则的高位转换复杂高层建筑。采用基于性能的抗震设计方法, 利用承载力与变形验证不同水准下结构的抗震性能, 包括小震弹性计算、关键构件中震弹性设计以及罕遇地震下的弹塑性时程分析。提出相应的超限设计措施, 使结构能够实现预定的性能目标。

[关键词] 超限高层; 部分框支剪力墙结构; 基于性能的抗震设计

中图分类号: TU375, TU398.2 文献标识码: A 文章编号: 1002-848X(2012)04-0056-04

## Structural design on ultra-limit high-rise building of D8-C3 block in Pearl River New Town

Li Guangxing<sup>1</sup>, Zhou Chenfa<sup>1</sup>, Tang Mi<sup>2</sup>

(1 Guangzhou City Construction & Development Design Institute Co., Ltd., Guangzhou 510620, China;

2 School of Architecture and Civil Engineering, Xiamen University, Xiamen 363105, China)

**Abstract:** Partial frame-supported shear wall structure is adopted for the resident building, which is a high-transfer high-rise building with vertical irregular in Pearl River New Town. Performance-based seismic design was proposed. Structural performance was verified based on bearing capacity and deformation under different levels, including elastic analysis under frequent earthquake, elastic design of the key components under medium earthquake, and elastic-plastic dynamic time-history analysis under rare earthquake. Series of relevant measures of ultra-structure design were suggested and the performance objective of the structure can be realized.

**Keywords:** ultra-limit high-rise building; partial frame-supported shear wall structure; performance-based seismic design

### 1 工程概况

珠江新城 D8-C3 项目(图 1)位于广州市天河区金穗路与马场路交汇处,定位为高档住宅楼。地面以上为独栋塔楼,共 37 层,底部 3 层为裙楼(首层及层 2 局部有夹层),功能为配套设施,塔楼总高度为 149.5m,裙楼总高度为 27m,总建筑面积 35 550m<sup>2</sup>,其中地下室 9 043m<sup>2</sup>,地面以上 26 507m<sup>2</sup>(含裙楼)。其平面和剖面图如图 2、3 所示。塔楼首层为架空层,层高 9.5m;层 2 为入户大堂,层高 8.5m;层 3 为架空层及屋顶花园,层高 9m;层 4~14 为住宅标准层,平面尺寸为 47.7m×16.9m,层高 3.3m;层 15 为架空层,层高 9.0m;层 16~37 为复式住宅,平面尺寸为 47.7m×15.0m,相对标准层在 Y 方向有 1.5m 的退缩,其中复式上层部分中空,层高 3.3m。设置 4 层地下室,地下室底板面标高 -15.950m,地下室为停车库和设备用房,其中地下层 4 设有平战结合的核 6 常 6 级人防。

工程结构设计使用年限为 50 年,建筑结构安全等级为二级,抗震设防烈度为 7 度,设计基本地震加速度值为 0.1g,设计地震分组为第一组,抗震设防分类为丙类,建筑场地土类别为 II 类,地面特征周期为  $T_g = 0.38s$ ,地基基础设计等级为甲级,控制结构水平位移的基本风压取 50 年重现期的风压

0.50kN/m<sup>2</sup>,控制结构强度的基本风压取 100 年重现期的风压 0.60kN/m<sup>2</sup>,结构舒适度验算的基本风压按 10 年重现期的风压 0.30kN/m<sup>2</sup>。地面粗糙度类别 C 类,体型系数取 1.4。

### 2 地基与基础设计

根据地质勘察报告,场地地处珠江一级阶地,环境类别按 II 类考虑,地层渗透性属 A 类;地下水对钢筋混凝土结构中的钢筋和混凝土结构具微腐蚀性。本工程基础采用人工挖孔灌注桩,桩端持力层为微风化粉

砂岩或微风化细砂岩。塔楼部位桩直径为 1 600, 1 800, 2 000, 2 200mm,扩底直径约加大 600~800mm。单桩竖向抗压承载力特征值为 11 000~37 000kN;桩长约 7~13.0m,桩需入微风化基岩不小于 0.5m。非塔楼部位的桩径为  $\phi 1 200$ ,主要为



图 1 效果图

作者简介:李光星,博士,高级工程师,一级注册结构工程师,Email:lg\_x@sina.com。

抗拔桩,竖向抗拔承载力特征值为5 000kN。抗拔桩以最小桩长不小于 13m(桩侧以强风化岩估算)为控制标准。

### 3 结构体系及结构超限情况

#### 3.1 结构体系

本工程塔楼和裙楼作为整体进行设计。塔楼采用现浇钢筋混凝土部分框支剪力墙结构体系,其中 3 个电梯核心筒剪力墙及两根角柱直接落地,其余剪力墙在层 3 通过梁式转换结构支承于框支柱。图 4 为转换层结构布置平面图。框支柱采用钢管柱,钢管截面形式采用钢管;转换梁采用型钢混凝土梁;落地筒体剪力墙、转换层以上 2 层的剪力墙以及架空层(层 15)剪力墙的边缘构件设置型钢。落地筒体剪力墙最大厚度为 600mm,沿高度逐渐减小至 400mm;框支柱最大截面为1 500mm × 2 500mm,型钢混凝土转换梁最大截面为1 500mm × 2 000mm。竖向构件的混凝土强度等级分 7 级逐步变化,其中层 8 及以下为 C60,层 9~14 为 C55,层 15 为 C60,层 16~37 由 C50 均匀过渡到 C30。楼盖均采用现浇

钢筋混凝土梁板式结构,首层楼板厚度为 180mm,转换层楼板厚度为 200mm,架空层及其上 1 层楼板厚度为 180mm,标准层楼板厚度为 100mm。梁板的混凝土强度等级除了转换层、架空层及其上 1 层采用 C40 外,其余均采用 C30。

#### 3.2 结构超限情况

工程主要超限情况:1)塔楼为钢筋混凝土部分框支剪力墙结构,结构主体高度为 149.5m,超过规范<sup>[1]</sup>规定 B 级高度部分框支剪力墙结构的最大适用高度限值 120.0m,超出 29.5m;2)层 3 部分剪力墙不连续,按照文[2]规定属于 II 类竖向抗侧力构件不连续;3)层 16 以上复式单元的上层平面两端楼板中空,属于楼板局部不连续;4)根据 SATWE 计算结果,平面扭转位移比最大值出现在首层,为 1.27。按照文[2]规定属于 I 类平面扭转不规则。

#### 3.3 抗震性能目标及技术措施

针对以上超限情况,采用基于性能目标的抗震设计方法,在设防地震作用下结构中的关键构件处于弹性状态。对框支柱、转换梁、转换层及以下的落

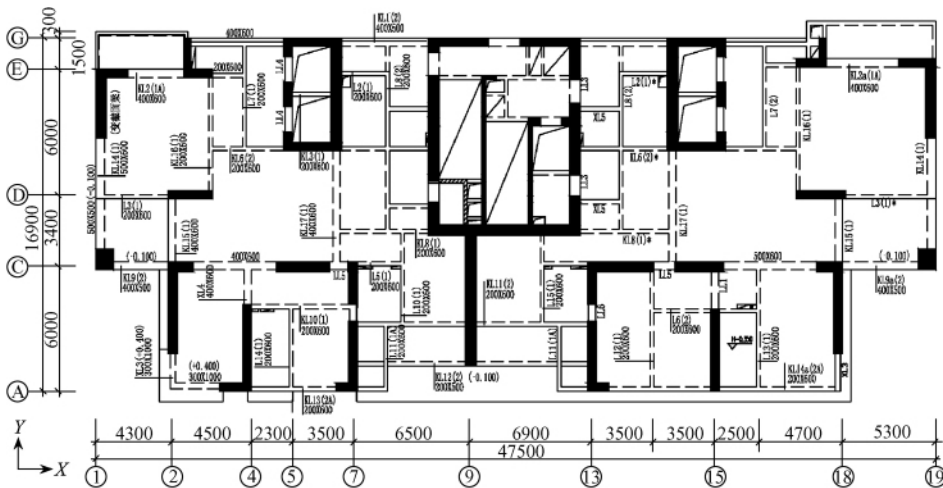


图 2 标准层结构平面图

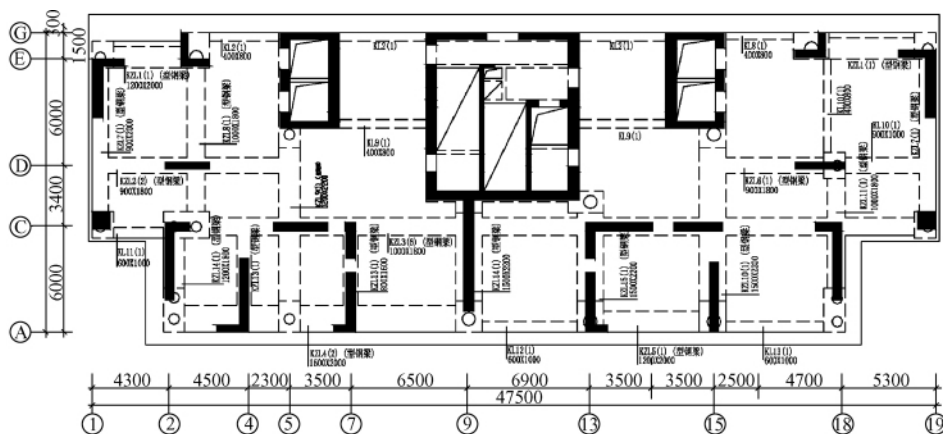


图 4 转换层结构平面图

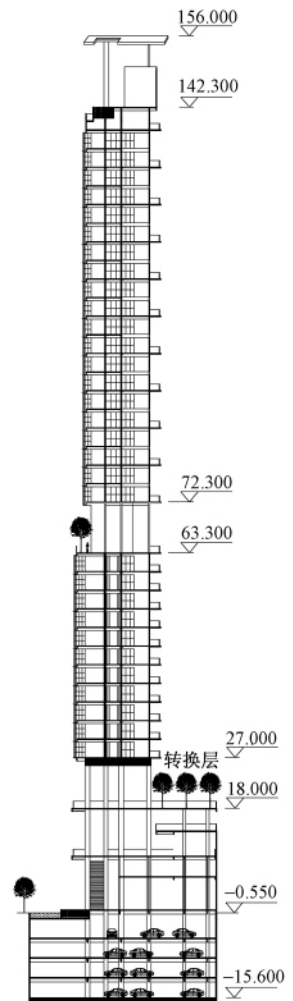


图 3 结构剖面图

地混凝土筒体、转换层以上 2 层剪力墙、架空层的剪力墙和交叉斜撑等关键构件采用中震弹性设计;地震作用下的内力按中震水平进行计算,地震作用效应组合及各分项系数均按规范<sup>[3]</sup>进行,设计内力不调整放大,构件承载力计算时的材料强度取设计值。

为了提高落地混凝土筒体的极限变形能力,在落地混凝土筒体的转角部位设置型钢,并提高剪力墙的抗震等级至特一级,适当提高底部加强区剪力墙的配筋率至 0.6%,控制落地混凝土筒体的剪力墙在中震作用下的剪应力水平不大于  $0.15f_c$ ,控制剪力墙轴压比在 0.5 以内。

### 3.4 其他关键问题及技术措施

#### 3.4.1 结构整体变形控制

塔楼属于超高层结构,且塔楼 Y 向高宽比为 8.17,超出规范<sup>[1]</sup>建议的 B 级高度钢筋混凝土高层建筑结构适用的最大高宽比 7.0。计算分析表明,整体结构弯曲变形明显,所有楼层的层间有害位移值小于层间位移值的 50%,根据文<sup>[2]</sup>放宽层间位移角限值至 1/800。结构整体侧向变形由风荷载工况控制。

#### 3.4.2 落地剪力墙肢受拉工况设计

塔楼 Y 向的高宽比超出常规,在水平力作用下,设置于平面长向边缘的竖向构件有可能出现受拉。在中震作用下,3 个落地筒体靠近建筑边缘的剪力墙肢出现拉力,最大值为 10 400kN;框支柱最大拉力为 7 240kN。剪力墙肢拉力由设置于剪力墙约束边缘构件的型钢和剪力墙竖向分布钢筋承担,框支柱拉力由设置在柱中的型钢承担,确保受拉竖向构件在中震作用下保持弹性。

#### 3.4.3 结构楼层间的相对刚度

由于建筑使用需要,底部 3 层(包括转换层)层高远大于标准层层高,为了减少楼层刚度突变,同时保证竖向抗侧力构件不连续的楼层抗剪承载力无突变,设计中对落地剪力墙作了加厚处理,筒外墙厚度为 600mm。按规范<sup>[3]</sup>附录 E.0.2 要求,以转换层为分界面,采用了 SATWE 软件将整体结构模型分解为上下两个单元,下部取转换层及转换层以下楼层,累计高度  $H_1 = 9.5 + 8.5 + 9 = 27\text{m}$ ,上部单元取 8 个标准层,累计高度  $H_2 = 8 \times 3.3 = 26.4\text{m} < 27\text{m}$ ,分别在两个结构单元顶部作用相同的集中力,得到结构单元顶部位移,计算出 X, Y 向等效侧向刚度比分别为 0.90, 0.91,均小于 1.3,转换层上下刚度比满足规范要求。

架空层(层 15)层高突变较大,设计时为了避免层 15 同时形成较明显的软弱层和薄弱层,在该层 Y

向设置 6 道型钢 X 形支撑,保持层 15 的剪力墙墙厚与下层相同,为 500mm,层 16 的剪力墙墙厚减薄为 400mm,架空层竖向构件的混凝土强度等级提高为 C60,提高了架空层的抗侧刚度和抗震承载力。计算结果表明,设置 X 形支撑增大了架空层的楼层抗侧刚度,架空层的层间位移减小,从而有效地控制了结构整体变形。架空层的层间受剪承载力不小于相邻上一楼层的 80%,满足规范要求。

#### 3.4.4 转换层楼板应力分析

在结构体系内,转换层楼板必须有效传递和分配被转换的上部剪力墙肢承担的水平剪力,属于关键构件。采用 ETABS 软件对转换层楼板进行中震弹性有限元应力分析,并根据楼板主拉应力来确定楼板钢筋所需面积。

## 4 结构计算与分析

### 4.1 弹性分析

#### 4.1.1 结构整体分析

多遇地震下的结构整体分析采用 SATWE 和 ETABS 软件进行弹性计算。SATWE 模型中采用壳元模拟剪力墙,采用杆元模拟梁和柱,除转换层楼板采用弹性楼板模拟外,其他楼板均采用刚性楼板<sup>[4]</sup>。ETABS 模型中采用壳元模拟剪力墙和转换梁,采用杆单元模拟梁和柱,采用膜单元模拟楼板,除转换层楼板外,其余楼板均设置刚性隔板<sup>[5]</sup>。计算分析主要结果见表 1。楼层剪力和层间位移角曲线图见图 5、6。从图 6 可以看出在转换层和架空层位置有突变,表明这两处为结构的薄弱部位。

结构弹性分析主要结果 表 1

计算程序		SATWE	ETABS
自振周期/s	$T_1$	3.41(Y 向)	3.42(Y 向)
	$T_2$	3.00(X 向)	3.31(X 向)
	$T_1$	1.75(扭转)	2.13(扭转)
周期比	$T_1/T_1$	0.513	0.623
有效质量系数	X	96.3%	99.4%
	Y	95.4%	99.3%
50 年一遇风荷载下最大层间位移角(层号)	X	1/3 423(20)	1/2 318(22)
	Y	1/834(33)	1/926(35)
地震作用下最大层间位移角(层号)	X	1/1 806(22)	1/1 718(22)
	Y	1/1 167(33)	1/1 282(33)
考虑偶然偏心最大扭转位移比(层号)	X	1.17(1)	1.14(2)
	Y	1.27(1)	1.29(2)
地震基底剪力/kN	X	8 921	7 820
	Y	9 611	8 839
剪重比(不足时已按规范要求放大)	X	1.58%	1.38%
	Y	1.70%	1.56%
结构总质量/kN		573 000	566 300

#### 4.1.2 弹性时程分析

由于工程为特别不规则结构,按照规范<sup>[3]</sup>规定

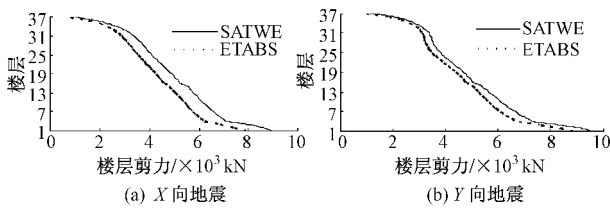


图 5 楼层地震剪力分布曲线

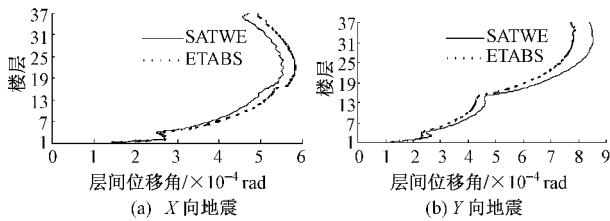


图 6 楼层层间位移角曲线

采用 SATWE 程序进行了多遇地震作用下弹性时程分析,选用 SATWE 计算程序中提供的 2 条天然波 (TH2TG035 ,RH1TG035) 及安评报告中 1 条人工模拟波 (USEE035) 的加速度时程曲线。楼层剪力分布曲线见图 7。由图可知,每条时程曲线计算所得的结构底部剪力均大于 CQC 法的 65%,3 条时程曲线计算所得的底部平均值大于 CQC 法的 80%,满足规范的规定。

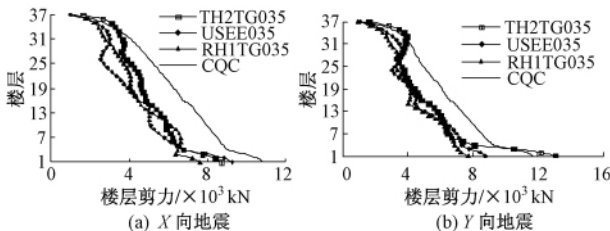


图 7 时程分析与反应谱振型分解法楼层剪力对比

在弹性时程分析中,层 1~4 及层 30~36 由 TH2TG035 时程产生的剪力大于 CQC 法计算的层间剪力。在施工图设计中,采用时程分析的剪力包络值和 CQC 法底部剪力的较大值作为小震作用水平。

#### 4.2 弹塑性分析

为了验证结构设计是否满足规范“大震不倒”和预期的“大震可修”的性能化要求,以根据上述抗震性能化目标设计的结构构件截面和配筋作为计算模型,采用 ABAQUS 软件对结构进行罕遇地震作用下的动力弹塑性时程分析<sup>[6]</sup>,计算结果如表 2 所示。限于篇幅,只列出天然波 2 作用下结构层间位移角曲线,见图 8。经过分析得到如下结论:

(1) 主体结构在 3 组地震波作用下的最大弹塑性层间位移角 X 向为 1/232, Y 向为 1/136,均小于 1/120 的规范要求,满足“大震不倒”的基本要求。

结构整体计算结果

表 2

地震波	人工波		天然波 1		天然波 2	
	X 主方向	Y 主方向	X 主方向	Y 主方向	X 主方向	Y 主方向
前 3 阶周期/s	3.41(Y) 3.00(X) 1.75(T) (SATWE); 3.18(Y) 2.81(X) 2.16(T) (ABAQUS)					
结构总质量/kN	573 000(SATWE);586 220(ABAQUS)					
最大基底剪力/kN	X 向	47 664	40 826	47 830	38 138	49 473
	Y 向	60 289	64 594	63 566	61 749	56 991
最大剪重比	X 向	8.3%	7.1%	8.3%	6.6%	8.6%
	Y 向	10.5%	11.2%	11.1%	10.7%	9.9%
最大顶点位移/m	X 向	0.337	0.273	0.245	0.195	0.370
	Y 向	0.344	0.425	0.272	0.402	0.187
最大层间位移角(层号)	X 向	1/246(37)	1/322(37)	1/277(37)	1/425(37)	1/232(37)
	Y 向	1/174(37)	1/168(37)	1/185(37)	1/150(37)	1/220(37)

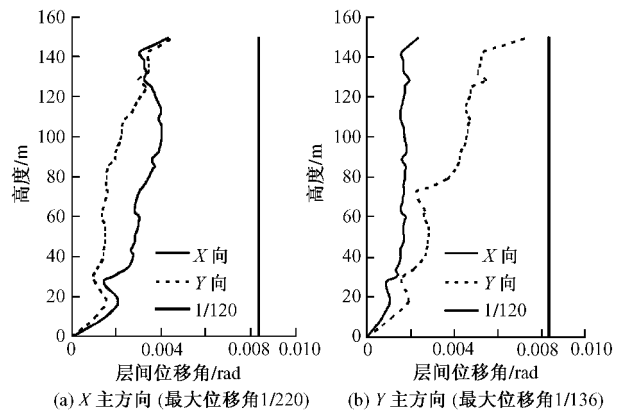


图 8 天然波 2 作用下结构层间位移角曲线

(2) 各组地震波作用下结构的层间位移角曲线在转换层及架空层处均有较明显突变,说明转换层与其上下层、层高较大的层 15 与其上下层有较明显的刚度突变,是整个结构的薄弱部位,需要适当加强该两位置的结构构件。

(3) 部分剪力墙连梁出现了损伤,起到耗能作用;部分框支柱柱底和柱顶截面边缘混凝土轻微拉裂,未出现混凝土的受压损伤和钢筋钢骨的塑性应变;转换梁仅部分梁底部混凝土轻微拉裂,未出现混凝土的受压损伤和钢筋钢骨的塑性应变;转换层及其上 1 层的个别剪力墙角部出现轻微的混凝土受压损伤,与转换梁相连的剪力墙边缘混凝土由于受转换梁变形的连带作用,出现了轻微的损伤,混凝土受压弹性模量退化约 30%~50%,需要加强剪力墙的边缘构件配筋或在其中埋设钢骨。大震下连接转换梁与落地剪力墙之间的楼板混凝土拉裂,但无混凝土受压损伤,楼板钢筋的塑性应变也很轻微;复式上层大开洞楼板在大震下仅沿着剪力墙和梁边缘混凝土出现拉裂。各标准层的楼面梁在大震下梁端混凝土均拉裂形成轻度塑性铰,部分框架梁的钢筋有 0.002 的轻微塑性应变。

(下转第 55 页)

计算结果表明: 1) 小震作用下, 竖向地震作用产生的支撑内力最大仅占重力荷载代表值的 8.4%; 2) 水平地震作用在支撑中产生的轴力比竖向地震作用下大约 50%, 水平地震作用起控制作用; 3) 顶部悬挑桁架竖向振型对应周期为 0.117 s, 顶部楼层舒适度能够得到保证。

#### 4 超限抗震构造措施

根据前述超限内容以及计算分析成果, 采取如下抗震构造措施: 1) 结合规范要求 and 工程底部有 31m 高大空间的特点, 底部加强部位提高至层 6 顶部, 即 31m 标高; 2) 框架和筒体在底部加强部位、加强层及相邻上下层、体形收进处层 43~45 按特一级抗震构造措施处理, 其他一般部位按一级抗震构造措施处理; 3) 核心筒四角、纵横墙交接处、底部加强区约束边缘构件设置型钢, 型钢含钢率 2.5%; 4) 增大加强层区域的楼板厚度: 加强层上下楼板厚度 150mm, 相邻上下层楼板厚度 130mm, 配筋双层双向拉通; 5) 加强层的上下弦杆在核心筒剪力墙内贯通; 6) 高区层 42 东侧体形收进处楼板加强至 120mm 厚(标准层板厚 110mm); 7) 适当控制层 49 悬挑桁架杆件应力比; 8) 根据中震和大震计算结果对结构有针对性加强。

#### 5 结语

(1) 尽管工程存在超高、楼板不连续、加强层、超长跨层柱、体形收进、顶部悬挑桁架等多项超限和复杂内容, 但通过对结构在地震作用三个阶段的分析, 可以发现结构的薄弱部位, 并采取有针对性加

强, 使之满足预定的抗震设防性能水准。

(2) 中震分析有助于提前发现结构的薄弱部位, 为大震分析做准备。

(3) 大震下加强层部位(尤其是上部区域)的剪应力比较集中, 在结构上开适当的洞口有助于降低地震反应, 使剪力墙受剪损伤得到改善。

(4) 对结构的重要部位如传递水平力的楼板、底部剪力墙等应进行专门的应力分析评估, 防止结构刚度严重退化。对于明显超出常规的结构, 如超长跨层柱、顶部悬挑桁架等部位要仔细分析, 以保证结构安全。

致谢: 本工程的超限高层建筑抗震设防专项审查于 2009 年 12 月一次通过, 各位超限审查专家对工程的设计工作给予肯定, 同时对今后的施工图设计提出了宝贵的建议, 特此表示感谢。

#### 参 考 文 献

- [1] JGJ 3—2002 高层建筑混凝土结构技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- [2] DBJ/T 15-46—2005 广东省实施《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ 3—2002) 补充规定[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2005.
- [3] GB 50011—2001 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2001.
- [4] 魏琏, 王森. 建筑抗震设计的屈服判别法及其工程应用[J]. 建筑结构, 2006, 36( S1 ): 644-648.
- [5] 傅学怡, 吴兵, 陈贤川, 等. 卡塔尔某超高层建筑结构设计研究综述[J]. 建筑结构学报, 2008, 29( 1 ): 1-9.

(上接第 59 页)

(4) Y 向最大基底剪力与弹性时程分析最大基底剪力比值为 5~5.5 左右, 与设计反应谱弹性分析最大基底剪力比值为 6.6~7.0 左右, 一方面与进行弹性时程分析所选的地震波数量有关系, 另一方面也说明整个结构在大震下基本处于弹性, 属于侧向位移控制的结构。

#### 5 结语

本工程属于超限高层结构, 针对工程高宽比较大、竖向不规则及高位转换等特点, 结构设计中采用了基于性能的抗震设计方法, 通过对结构进行弹性、弹塑性时程分析, 从控制结构整体变形入手, 进而解决转换层和架空层楼层高度突变引起的侧向刚度和承载力突变的问题。对关键构件和受力复杂的部位作了适当加强, 满足“三个水准”的抗震基本要求并达到了预期的性能目标。

#### 参 考 文 献

- [1] JGJ 3—2002 高层建筑混凝土结构技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- [2] DBJ/T 15-46—2005 广东省实施《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ 3—2002) 补充规定[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2005.
- [3] GB 50011—2001 建筑抗震设计规范[S]. 2008 年版. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008.
- [4] 中国建筑科学研究院 PKPM CAD 工程部. SATWE 用户手册及技术条件 S-3[M]. 北京: 2005.
- [5] 北京金土木软件技术有限公司, 中国建筑标准设计研究院. ETABS 中文版使用指南[M]. 北京: 2005.
- [6] 广州数力工程顾问有限公司, 广州城建开发设计院有限公司. 广州珠江新城 D8-C3 地块项目罕遇地震弹塑性时程分析报告[R]. 2010.