



中洲中心二期结构抗震性能分析

陈学伟¹, 韩小雷², 林生逸¹, 吴培烽¹, 何伟球¹

(1. 华南理工大学 高层建筑结构研究所, 广东广州 510640;

2. 华南理工大学 亚热带建筑科学国家重点实验室, 广东广州 510640)

摘要:中洲中心二期工程结构由相距 120m 的 2 个高 86.5m 的主塔楼和上下 2 个连廊组成, 高空连廊跨度为 120m, 低空连廊跨度为 90m。主塔楼采用带粘滞阻尼器的钢筋混凝土框架剪力墙结构, 高空连廊采用带粘滞阻尼器的钢桁架结构, 低空连廊采用纯钢桁架结构。该结构体形特殊、存在大跨度连体、刚度不连续等多项超限, 结构的地震响应复杂。在小震和中震弹性分析基础上, 采用基于纤维模型理论的 PERFORM-3D 软件对塔楼结构进行静力弹塑性分析, 对整体结构进行大震作用下弹塑性时程分析。并参考美国基于性能抗震规程 ASCE-41 制定构件变形性能指标, 对构件的变形响应进行评估。小震和中震作用下的结构弹性分析表明, 结构与构件均满足我国现行抗震规范要求。静力弹塑性分析结果与整体结构大震弹性算得的基底剪力作对比, 结果表明塔楼结构具有很好的抗侧性能。弹性分析以及弹塑性分析的计算结果对比表明分析结果合理, 设置了粘滞阻尼器以后, 构件非线性损伤减小, 整体结构及构件满足既定的变形性能目标, 且验证了设置阻尼器对结构抗震性能有着显著的提高效果。

关键词:连体结构; 纤维模型; 粘滞阻尼器; 弹塑性时程分析; 抗震性能

中图分类号: TU973.16 文献标志码: A

Performance-based seismic design of Zhongzhou Phrase II structure

CHEN Xuewei¹, HAN Xiaolei², LIN Shengyi¹, WU Peifeng¹, HE Weiqiu¹

(1. Tall Building Structure Research Institute, South China University of Technology, Guangzhou 510640, China;

2. State Key Laboratory of Subtropical Architecture Science, South China University of Technology, Guangzhou 510640, China)

Abstract: The Zhongzhou Phrase II structure is composed of two 86.5m high towers which are linked by a 120m span higher corridor at the building top, and a lower corridor at a height of 16.5m with an angle of 45-degree to the higher one. Frame-shear wall dual structure with viscous dampers is selected for the two towers. Steel structure with viscous dampers was is for the higher corridor and pure steel structure for the lower one. The seismic behavior of the structure is complex due to that several structural indexes exceed the limitation of current design code, such as long-span connected structure and abrupt change in stiffness etc. Elastic analysis under frequent and moderate earthquake action, static push-over analysis and inelastic time history analysis under rare earthquake are carried out using PERFORM-3D. To evaluate deformation performance of the components, a guideline is proposed in this paper based on ASCE-41. The elastic analyses under frequent and moderate earthquake show that, the behavior of the whole structure and the components satisfy the code requirement. The comparison between the result of static nonlinear analysis and the base shear of the whole structure under rare earthquake indicate the adequate lateral performance of the towers. The analytical result is reasonable by comparing the analysis of elastic and elasto-plasticity. It can also be concluded that the damper can effectively improve the seismic performance of structures and reduce the nonlinear damage of the components.

Keywords: connected structure; fiber model; vicious damper ;nonlinear time-history analysis; seismic performance

基金项目: 亚热带建筑科学国家重点实验室自主研究基金项目(C708086z)。

作者简介: 陈学伟(1983—), 男, 广东汕尾人, 博士研究生。E-mail: dinochen1983@yahoo.com.cn

收稿日期: 2009 年 4 月

1 工程概况

中洲中心二期项目位于广州市新轴线规划区内,其中北面观光门架为该项目中最为突出的建筑^[1]。该工程结构由相距 120m 的 2 个高 86.5m 的主塔楼和上下两个连廊组成。顶部连廊跨度为 120m,连接左右主塔;标高 16.5m 处为门架平面外的跨度 90m 连廊,一端与主塔右塔楼连接,另一端与一榀钢管混凝土框架连接。整体结构布置如图 1 所示。

由于结构造型的复杂性和特殊性,其动力特性和地震动响应异于常规的高层建筑结构,GB 50011—2001《建筑抗震设计规范》^[2](以下简称《规范》)对此类结构也没有明确的规定和要求,因此大大增加了抗震设计和分析的难度。本文参考美国基于性能抗震规程 ASCE-41^[3]对观光门架进行了基于性能的抗震设计,使其能满足不同水准的地震作用下的抗震需求,并综合应用了抗震分析理论以及数值计算方法,根据计算结果对结构和构件的性能进行评估。

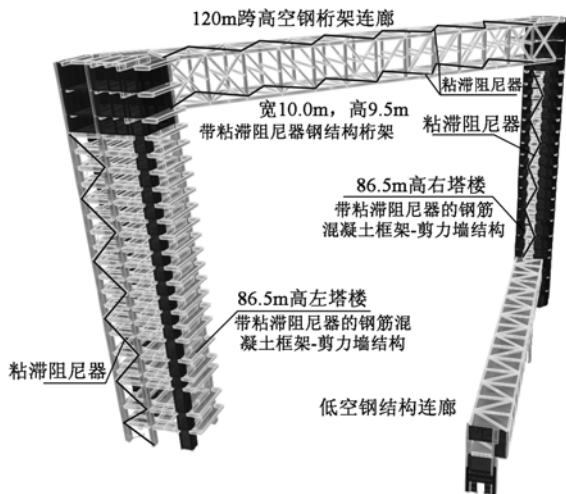


图 1 中洲二期工程结构整体示意图
Fig.1 Sketch of Zhongzhou Phase II structure

2 结构设计概况

2.1 结构体系及超限情况

为满足中洲二期工程结构的特殊造型要求以及保证结构使用的安全性和舒适度,主塔楼采用带粘滞阻尼器的钢筋混凝土框架-剪力墙结构,120m 大跨度顶部连廊采用带粘滞阻尼器的钢桁架结构,90m 长(分两跨 36m 和 54m)下部连廊采用钢桁架结构。

两边主塔楼顶部设置了劲性钢筋混凝土筒体。因此结构在顶部出现刚度及承载力突变情况。且由

于主塔楼顶部设置劲性钢筋混凝土筒体及其大跨度钢桁架,导致其与相应下一层发生质量突变。

左塔楼最大高宽比约 8.0,右塔楼最大高宽比约 8.5,均超出《规范》规定 A 级钢筋混凝土结构高宽比 5.0 的要求。

2.2 结构抗震加强措施

中洲二期工程结构属于特殊的超限高层,国内针对此类结构的自振特性以及地震响应研究较少。为了保证满足结构的承载力和正常使用要求,在基于概念设计的基础上,对结构提出了以下抗震加强措施:

(1)左右塔楼结构平面布置图如图 2 所示。由于结构造型的特点,主塔楼必须承受大跨度顶部连廊传来的巨大弯矩,为了保证弯矩能有效均匀地传递给主塔楼,在主塔楼与顶部钢桁架交接处设置内置钢管框架的劲性钢筋混凝土筒体,仅开启适量门洞满足建筑使用要求。同时为保证塔楼顶部刚度及承载力的适当过渡,劲性钢筋混凝土筒体设置至顶部钢桁架下弦与主塔楼交接处以下一个楼层。

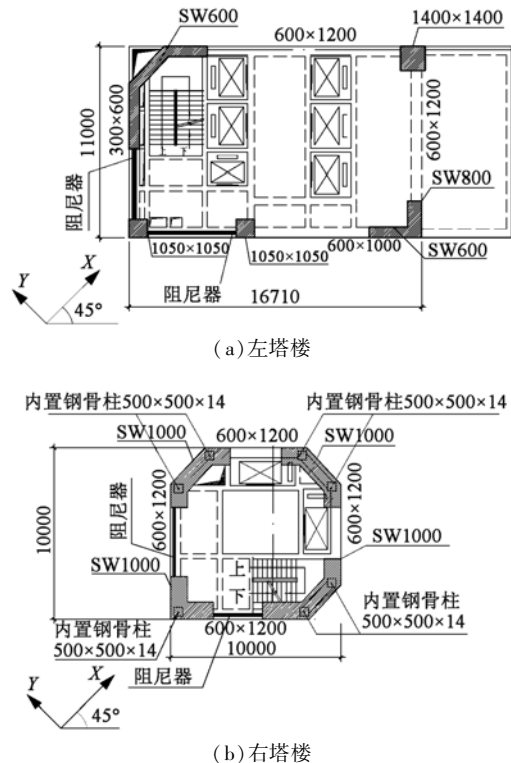


图 2 标准层结构平面布置图
Fig.2 Structural arrangement plan of standard floor

(2)为了保证结构具有良好的抗扭刚度,主塔楼平面规则,四周角部尽量全长设置墙厚为 600 ~ 800mm 的 L 形剪力墙肢,有效保证结构整体抗扭刚度。

(3)高空钢桁架端部设置 200mm 钢筋混凝土楼板加强区,双层双向配筋,配筋率不少于 0.3%,以保

证高空钢桁架与主塔楼的可靠传力。

(4) 由于高空桁架跨度达到 120m, 为了保证高空桁架在地震作用下的安全性, 在高空桁架顶面以及底面设置阻尼器, 以减少地震作用引起的振动及风振效应。结构中设置 68 个 100t 级的粘滞阻尼器提高结构在地震作用下的性能水平。阻尼器采用两种规格, 设置在高空桁架的阻尼器阻尼系数 C 取 $2500\text{kN}/(\text{m}/\text{s})^\beta$, 阻尼指数 β 取为 0.4, 而设置在塔楼上的阻尼器 C 为 $2000\text{kN}/(\text{m}/\text{s})^\beta$, β 取 0.3。

2.3 结构性能目标

针对结构超限以及不规则情况, 结构分析中采用了基于性能的抗震设计方法。根据延性(非延性)构件的性能水平的阶段(图 3), 将结构的性能水平分为以下 4 个阶段: 充分运行阶段(简称 OP)、基本运行阶段(IO)、生命安全阶段(LS)、接近倒塌阶段(CP)。

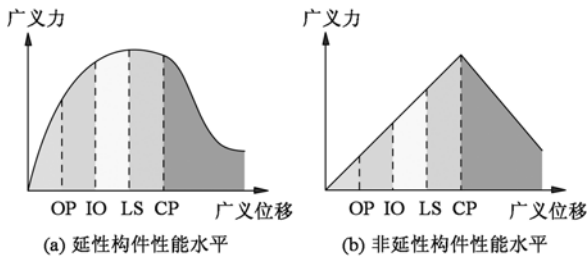


图 3 构件性能水平示意图

Fig. 3 Sketch of performance level of components

参考美国规程 ASCE-41^[3], 根据该工程结构各部位的重要程度, 如主要竖向构件比水平构件重要, 薄弱层构件比非薄弱层构件重要等原则等, 分别设定了三水准下的抗震性能目标, 见表 1。

表 1 不同构件在各阶段抗震性能目标

Table 1 Seismic performance targets of components in each level

结构区域	构件	抗震性能目标		
		小震	中震	大震
连廊钢桁架	顶部钢桁架	OP	OP	IO
	下部钢桁架	OP	OP	IO
顶部加强区 (主塔楼顶部 5 层)	剪力墙	OP	OP	IO
	框架柱	OP	OP	IO
非顶部加强区	剪力墙	受剪	OP	OP
		受弯	OP	IO
	框架柱	受剪	OP	OP
		受弯	OP	IO
框架梁	受剪	OP	IO	
	受弯	OP	LS	
全楼	阻尼器	安全工作性能范围		

可以看出, 由于顶部加强区落地剪力墙以及连廊钢桁架等构件的重要性, 其性能目标高于其他构件。为确保抗震性能目标的实现, 采用不同软件进行了弹性和弹塑性分析。

依据美国规程 ASCE-41 中对于基于性能的抗震设计方法关于构件变形性能指标限值的规定, 参考本工程构件的配筋构造及内力情况, 得到主要构件变形性能指标限值见表 2。

表 2 主要构件在各阶段变形性能限值

Table 2 Deformation performance limit of main components at each level

构件类型	LS 转角/rad	CP 转角/rad
剪力墙底部加强区(受弯)	0.007	—
框架柱底部加强区(受弯)	0.025	—
框架梁非底部加强区(受弯)	0.025	0.050

3 结构分析方法

3.1 结构分析软件

由于结构体形的特殊性及其设置粘滞阻尼器, 静力分析方法不能评估这种速度型阻尼器对结构的减振效果, 结构及构件的承载力与变形的验算主要采用动力时程分析方法。

结构在小震及中震作用下, 通过承载力验算可知构件处于弹性工作状态, 因此其静力分析及动力分析均采用弹性模型。采用 PKPM 系列的 2007 年版 SATWE 和美国 CSI 公司的 ETABS 9.2.0 中文版进行计算。

结构在大震作用下, 部分构件进入弹塑性工作状态, 因此计算软件采用基于纤维模型理论的结构弹塑性分析软件 PERFORM-3D V4.0.3。为了解塔楼结构的抗侧能力, 对两个塔楼进行了静力弹塑性分析。对整体结构进行动力弹塑性分析, 评估结构及构件是否满足性能指标。

为了验证阻尼器在各水准地震作用下的功效, 在动力分析中, 分别建立设置阻尼器与未设置阻尼器的模型进行分析对比。

3.2 结构模型校核

采用多个软件对结构进行综合分析, 为保证判断模型的可靠性, 提取各软件的模态分析结果、重力荷载的计算结果进行对比, 对比结果见表 3。其中 ETABS 与 PERFORM-3D 均采用 Max-well 粘滞阻尼器模型, ETABS 采用指数表达式描述阻尼力与速度的关系, PERFORM-3D 采用五折线曲线描述阻尼力与速度的关系。

由对比可知, 不同软件的计算结果吻合较好, 结构模型选取可靠。结构前 4 阶振型如图 4 所示。由于结构的体型特殊, 其动力特性不同于常规的高层结构, 因此选取其前 90 个振型进行动力分析, 各阶振型的质量参与系数见表 4。

表3 计算结果对比

Table 3 Comparison of calculated results

分析软件	总质量/t	T_1/s	T_2/s	T_3/s	T_4/s
ETABS	20531	2.465	1.877	1.672	0.885
SATWE	19900	2.638	1.924	1.767	1.177
PERFORM-3D	20531	2.409	1.776	1.589	0.959

表4 各阶振型的质量参与系数

Table 4 Mass participate factors of mode shapes

振型	周期/s	质量参与系数/%					
		X 平动	Y 平动	Z 平动	X 转动	Y 转动	Z 转动
1	2.458	0.0	57.5	0.0	74.6	0.0	18.8
2	1.873	68.1	58.0	0.0	75.6	46.9	20.3
3	1.669	71.2	69.9	0.0	94.1	49.3	71.2
4	0.885	71.3	73.0	0.0	95.6	49.5	71.7
...
90	0.126	93.7	94.8	81.4	98.2	90.2	93.7

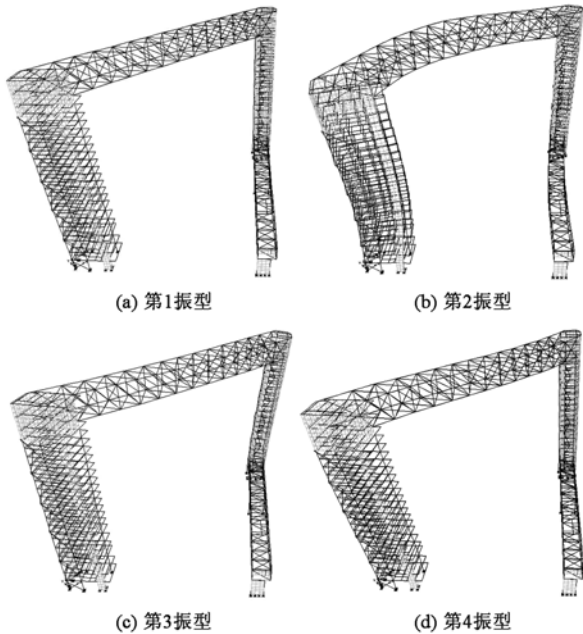


图4 结构前四阶振型

Fig. 4 First four mode shapes of structure

3.3 参数选取

根据《规范》^[2]并参考《地震安全性评价报告》^[4],地震作用下分析参数见表5。

表5 地震分析参数

Table 5 Parameters of seismic analysis

工况	重现周期/	地震影响系数	地面峰值加速度
	a	α	PGA / gal
小震	50	0.08	40
中震	475	0.23	110
大震	2475	0.50	220

根据结构缩尺 1:30 模型振动台试验结果^[5],在各水准地震作用下的阻尼比确定为 0.035。时程分析选取了 2 组人工波及 5 组天然波。建立结构 ETABS

弹性模型,采用 20 组双向天然波样本进行试算,将 40 个地震工况的基底剪力与反应谱的基底剪力进行对比,挑选出满足《规范》要求的天然波,即单个地震波时程分析得到的基底剪力结果应大于反应谱法结果的 65%,全部地震波的基底剪力结果平均值应大于反应谱法结果的 80%,基底剪力对比见表 6。

表6 时程分析与反应谱分析的基底剪力对比

Table 6 Comparison of base shear between time history analysis and spectrum analysis

分析工况(不考虑阻尼器效应)	基底剪力/kN		
	X 向	Y 向	
地震波	GM1_人工波	1598.2	1158.8
	GM2_人工波	1999.7	1468.7
	GM3_Takatori	6112.5	3395.2
	GM4_EI Centro	2942.0	3598.8
	GM5_Hollywood	3538.5	3067.2
	GM6_Loma Prieta	2909.6	1971.3
	GM7_Taft	5176.9	2872.6
反应谱法	SPECX	3263.5	—
	SPECY	—	2761.3

各地震波主波反应谱曲线与《规范》反应谱曲线对比如图 5 所示。由图中可见,在场地卓越周期 $T_g = 0.35s$ 及结构自振周期 $T_1 = 2.46s$ 附近,《规范》反应谱与地震波反应谱平均值吻合程度高,符合《规范》对地震波选取的要求。由于结构体型的特殊性,其高空桁架须考虑竖向地震作用,因此选取的地震波均按三向地震输入。地震波分别按 0° (X 方向)、 90° (Y 方向)、 45° 、 135° 方向进行地震波输入。

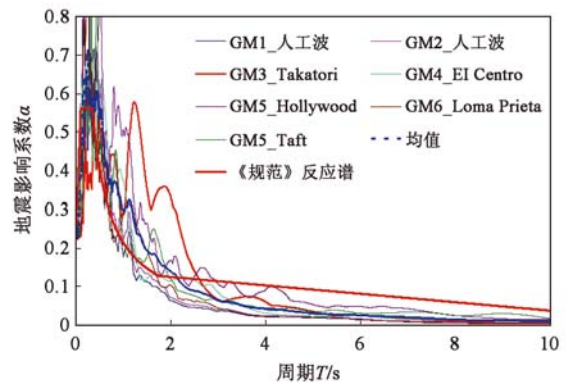


图5 各地震波主波反应谱曲线与《规范》反应谱曲线对比图

Fig. 5 Comparison of response spectrum curves of earthquake waves and code spectrum curves

4 小震及中震作用下结构动力时程分析

对未设置阻尼器和设置阻尼器的结构进行小震及中震作用下的弹性时程分析,主要对结构整体以

及构件的承载力进行评估。未设置阻尼器情况及设置阻尼器时的左塔楼的层间位移角分布图如图 6、7 所示。小震作用下结构响应结果见表 7。

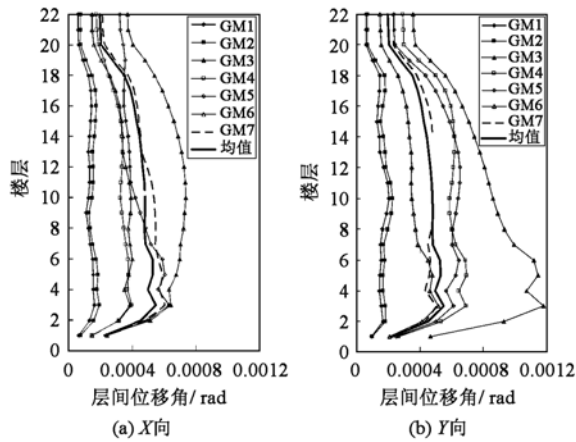


图 6 小震作用下未设置阻尼器左塔楼层间位移角分布

Fig. 6 Distribution of story drift angle of left tower without dampers under frequent earthquakes

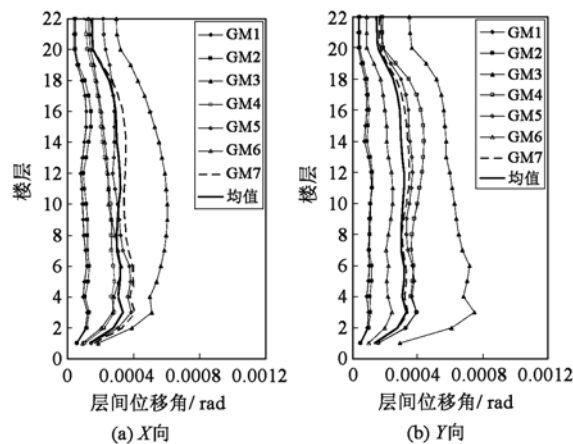


图 7 小震作用下设置阻尼器左塔楼层间位移角分布

Fig. 7 Distribution of story drift angle of left tower with dampers under frequent earthquakes

表 7 小震作用下时程分析结果

Table 7 Analysis results under frequent earthquakes

作用方向	是否设置阻尼器	层间位移角	整体位移 /mm	底部剪力 /kN	底部倾覆力矩/kN·m
X 向	是	1/3080	16.5	2624	421659
	否	1/2232	21.6	3472	508629
Y 向	是	1/2885	18.6	2057	88617
	否	1/1749	29.4	2496	114737

通过上述设置阻尼器与否的计算分析可以看出,结构基底剪力与层间位移角降低 20% 左右,表明设置了阻尼器对结构的抗震性能具有较明显的提高。

中震作用下的结构分析分别进行了中震不屈服

和中震弹性的复核。计算结果表明,处于中震作用下的结构基本上处于弹性阶段。框架柱、剪力墙和连梁未超筋,承载力满足中震弹性内力组合需求和中震弹性性能要求;顶部加强区剪力墙最大剪应力水平为 0.065(设置阻尼器的情况下),未出现受剪超限且无超筋情况,构件承载力满足中震弹性内力组合需求和中震弹性性能要求。非顶部加强区剪力墙受剪承载力方面无超筋信息,满足中震弹性性能要求而剪力墙受弯满足中震不屈服性能要求。

高空钢桁架构件最大应力比为 0.575,满足中震弹性状态。最大长细比为 48,钢构件满足稳定性要求。中震作用下(以 GM3 地震波 Y 向工况为例),设置了阻尼器的结构能量耗散分布图如图 8 所示,可见粘滞阻尼器在结构中起到很好的耗散能量的作用,阻尼器耗能约占总输入能量的 40%。

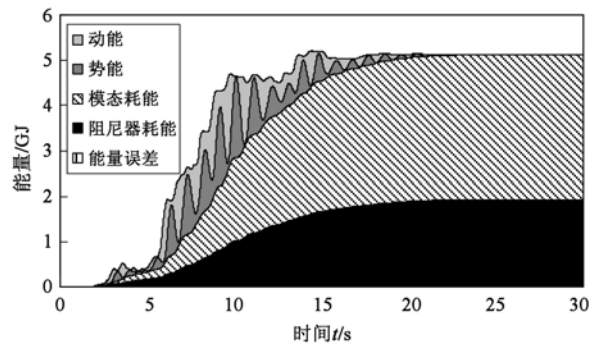


图 8 中震作用下结构能量耗散分布

Fig. 8 Energy dissipation of structural under medium earthquakes

5 大震作用下结构弹塑性分析

5.1 弹塑性分析模型

5.1.1 梁柱单元模型

PERFORM-3D 提供多种梁柱单元模型,包括塑性铰模型及纤维模型^[6]。本工程的梁柱单元均采用纤维模型,梁柱纤维截面如图 9 所示。

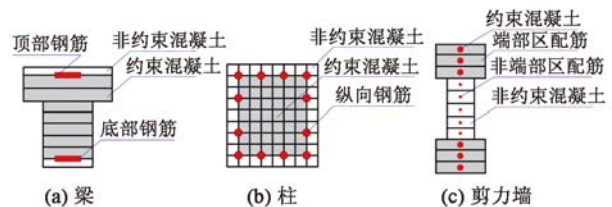


图 9 梁、柱及剪力墙纤维示意图

Fig. 9 Sketch of beam, column and shear wall elements fibre

PERFORM-3D 的梁柱构件提供构件的截面组装功能,该功能可以在不增加自由度的情况下增加梁柱单元延长度方向的积分点数,提高计算精度与效

率。基于不同的构件组装,梁柱单元分为两种模型,端部塑性铰区模型及多段塑性铰区模型,如图 10 所示。分析中采用了端部塑性区模型,既保证精度又节约计算时间。按参考文献[7]给出塑性铰长度 L_p 的计算式(1)计算。

$$L_p = 0.08H + 0.15df_y \quad (1)$$

式中: L_p 为塑性区长度, in; H 为截面高度, in; d 为纵筋直径, in; f_y 为钢筋屈服强度, kip-in。

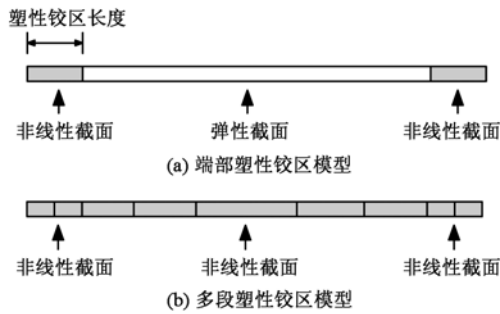


图 10 梁柱单元组装示意图

Fig. 10 Sketch of assembly of beam-column element

5.1.2 分层剪力墙单元模型

PERFORM-3D 中采用宏观分层单元来模拟剪力墙构件^[8],如图 11 所示,一维纤维单元模拟剪力墙的平面内压弯效应,非线性或线性剪切本构模拟剪力墙的平面内剪切效应,平面外弯曲、平面外剪切及扭转效应均采用弹性本构模拟。在纤维截面定义时,可以采用约束混凝土模拟端部约束区,非约束混凝土纤维来模拟非端部约束区。剪力墙与梁的刚接是采用刚臂连接,如图 12 所示。

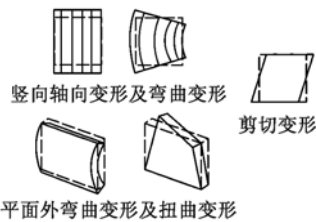


图 11 分层剪力墙单元示意图

Fig. 11 Sketch of shear wall elements

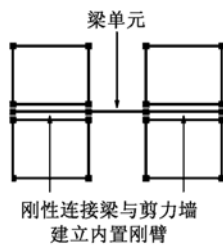


图 12 剪力墙内置刚臂

fig. 12 Imbedded rigid beam in shear wall

5.1.3 混凝土本构关系

目前在宏观模型中较常用的约束混凝土单轴受

压应力-应变关系为 Mander 应力-应变关系^[9]。该模型的混凝土应力应变关系由 5 个参数确定,与截面形状和箍筋的配置有关。根据 Mander 模型的公式、混凝土材料强度标准值及弹性模量值,可计算得到本工程所采用不同箍筋约束情况下的混凝土材料本构曲线,如图 13 所示(图中 ρ_v 为体积配箍率)。

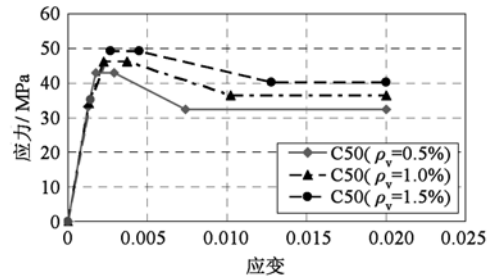


图 13 不同体积配箍率下的约束混凝土应力-应变关系

Fig. 13 Relation between stress and strain of confined concrete under different ratio of transverse reinforcement

5.1.4 钢材本构关系

PERFORM-3D 的钢材本构关系分为屈曲本构关系及非屈曲本构关系。钢筋采用非屈曲本构关系,因为结构的延性主要是依靠钢筋经历反复的大塑性应变依然能够维持较高的应力水平基础上的,并要求钢筋不发生脆性破坏。本文采用受力钢筋主要为 HRB335 和 HRB400,钢材主要采用 Q345,钢筋与钢材本构关系取值如图 14 所示。

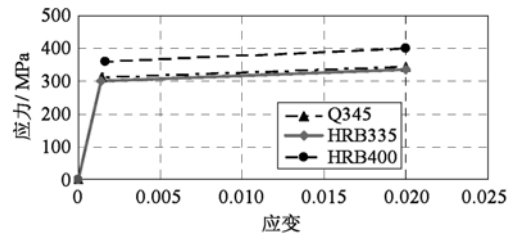


图 14 钢材应力-应变关系

Fig. 14 Stress-strain curves of steel

5.1.5 模型分析参数设定

PERFORM-3D 中能量退化参数取决于最大变形,并能自动调整卸载-加载刚度来给出要求的能量退化。阻尼采用瑞利阻尼,通过周期来确定并根据振动台试验给定的结构阻尼比 $\xi = 0.035$ 计算质量相关阻尼系数 α 及刚度相关阻尼系数 β 。分析采用时程积分算法为 CAA (Constant average acceleration) 方法。

5.1.6 弹塑性模型建模

PERFORM-3D 软件虽然分析功能强大,但是从科研性软件过渡而来,前处理输入模型非常烦琐。对于构件数量及带配筋信息的截面的数量非常巨大的复杂高层结构,运用该建模方法是非常困难的。因此本文开发了具有输入配筋的图形界面的

PERFORM-3D 软件前处理程序 ETP V1.1,能够导入结构设计软件 ETABS 模型的几何信息、荷载信息、结点质量、截面信息、刚性隔板信息及支座条件。这样既可以提高 PERFORM-3D 非线性模型的建模速度与准确性,又可以保证结构计算模型的一致性。

结构配筋信息采用 ETABS 计算的配筋量结合《规范》构造要求得到的初步配筋结果,再通过前处理的图形界面进行细化修改。前处理程序根据构件截面属性、配筋、构件长度自动归并纤维截面类型及构件组装类型,减小非线性模型的复杂性,提高计算效率。

结构弹塑性分析之前进行竖向荷载标准组合工况分析。竖向荷载采用 ETABS 导入的竖向荷载。由于建立的是非线性模型,竖向荷载分析需要采用荷载控制的静力弹塑性分析。该分析结果作为时程分析的初始状态并在时程分析中考虑 $P-\Delta$ 效应。时程分析计算步长为 $0.02s$,总时间为 $20s$,分析子步为 200 步,分 7 组 Y 方向地震波工况进行时程分析。

5.2 静力弹塑性分析结果

对两主塔楼分别进行静力弹塑性分析,分析中不考虑阻尼器的贡献,且两主塔楼均去除高空及低空钢桁架,但在主塔楼顶部施加高空桁架传递至塔楼的竖向荷载。推覆荷载分布采用倒三角分布模式,分析后得到的顶部位移与基底剪力的曲线如图 15 所示。

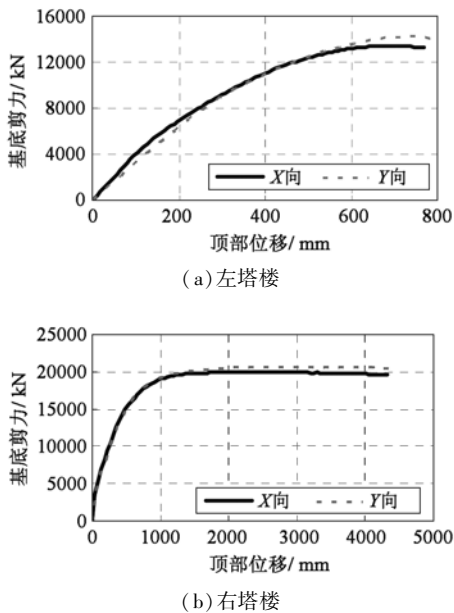


图 15 两个塔楼基底剪力与顶部位移曲线
Fig. 15 Base shear top displacement curves of towers

通过对比分析可得,左塔楼结构的屈服点的基底剪力 V_{yield} 约为 $12700kN$,大震弹性分析得到左塔楼结构的基底剪力 V_r 约为 $10301kN$ 。 $V_{yield} > V_r$ 从宏观上表明左塔楼结构具有较好的结构抗侧承载力,满

足左塔楼结构在大震作用下的抗侧需求。右塔楼结构的屈服点的基底剪力 V_{yield} 约为 $20000kN$,大震弹性分析得到右塔楼结构的基底剪 V_r 力约为 $9801kN$ 。 $V_{yield} > V_r$,表明右塔楼结构具有较好的结构抗侧承载力,满足右塔楼结构在大震作用下的抗侧需求。

5.3 动力弹塑性分析结果

动力弹塑性时程分析主要研究结构在大震作用下的整体响应以及结构关键部位,包括底部竖向构件以及顶部加强竖向构件的地震响应,连梁破坏情况以及高空连廊的地震响应等。综合分析超限情况对结构抗震性能的影响。

为了判断弹塑性分析结果的可靠性和比较结构的塑性变形,建立弹性模型(采用 ETABS 分析)与弹塑性模型,对其在相同地震作用下的响应进行对比。

在 GM2 工况下(Y向)左塔楼顶部位移如图 16a 所示。从图中可见,由于设置了粘滞阻尼器,结构弹塑性分析的顶点位移形状与弹性分析基本接近,表明结构未发生明显的弹塑性损伤。

在 GM3 工况下(Y向)左塔楼顶部位移如图 16b 所示。从图中可见,在地震作用的前 6s,弹塑性分析的顶点位移时程形状与弹性分析基本接近,表明结构处于弹性状态;地震作用 6s 以后,弹塑性分析的顶点位移曲线与弹性分析的曲线分离,表明结构发生比较大的弹塑性损伤。从曲线形状分析可知,随着时间的增加,波峰间距逐渐变大,表明结构塑性损伤

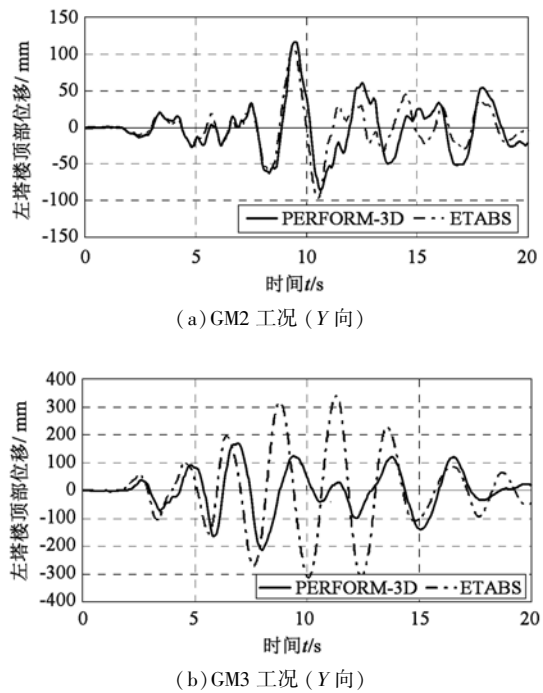


图 16 弹性分析与弹塑性分析顶点位移时程曲线对比

Fig. 16 Comparison of time histories top displacement in elastic analysis and elasto plastic analysis

增加,刚度下降引起结构周期变长。

大震作用下结构整体响应结果见表 8。设置了阻尼器后结构最大层间位移角为 1/398,同时通过设置阻尼器与否的对比可知阻尼器对结构的抗震性能有着较显著的提高。结构的大震响应满足《规范》要求。

表 8 大震作用下结构计算结果
Table 8 Calculation results of structure under severer earthquakes

作用方向 Y 向	是否设置阻尼器	
	是	否
层间位移角	1/398	1/285
整体位移/mm	147.92	175.01
底部剪力/kN	13504	17815
底部倾覆力矩/kN·m	701967	811950

通过提取构件在时程分析中的最大内力值,可以验证顶部加强区以及非顶部加强区的墙肢以及连梁,框架柱的受弯、受剪承载力分别满足性能目标。

对可屈服构件进行变形验算,以在 GM3 工况下(Y 向)为例,大震作用下结构的剪力墙肢的变形性能状态如图 17a 所示,由分析结果可以得到,剪力墙受弯薄弱部位主要集中在主塔楼的底部。左塔底层剪力墙抗弯变形处于 LS 状态,L 形墙肢处于 CP 状态,为最薄弱部位。剪力墙受弯变形性能基本处于大震有限屈服状态。

框架柱基本处于 OP 状态,与塔楼相接钢撑进入 LS 状态,低空连廊的钢柱及钢撑进入 IO 状态,如图 17b 所示。框架梁受弯薄弱部位主要集中在左塔楼中下部 3~12 层,如图 17c。框架梁受弯变形最大值接近 LS 状态限值。框架梁受弯变形性能基本处于大震有限破坏状态。可以看出可屈服构件的变形性能基本满足大震作用下设定的性能目标。

由分析结果可见,结构顶部加强剪力墙区以及以下一层,在大震作用下的地震响应均在设定的性能目标以内。关键连接部位,包括高空桁架与塔楼连接的楼板加强区,塔楼受拉剪力墙肢的损伤程度在接受的范围之内。高空钢桁架构件无应力超限,钢桁架构件承载力均满足大震不屈服工况下的内力需求,钢桁架构件处于大震不屈服状态。钢桁架未出现失稳应力超限,满足稳定性要求。

在大震作用下结构的整体耗能情况(以 GM3 工况(Y 向)为例)如图 18 所示。

从图中可以看出未设置阻尼器时,结构非线性耗能占总体耗能的 8.5%,设置阻尼器后,结构非线性耗能占总体耗能的 3.0%,阻尼器耗能占总体耗能的 23.0%,显示阻尼器对提高结构减振的作用。

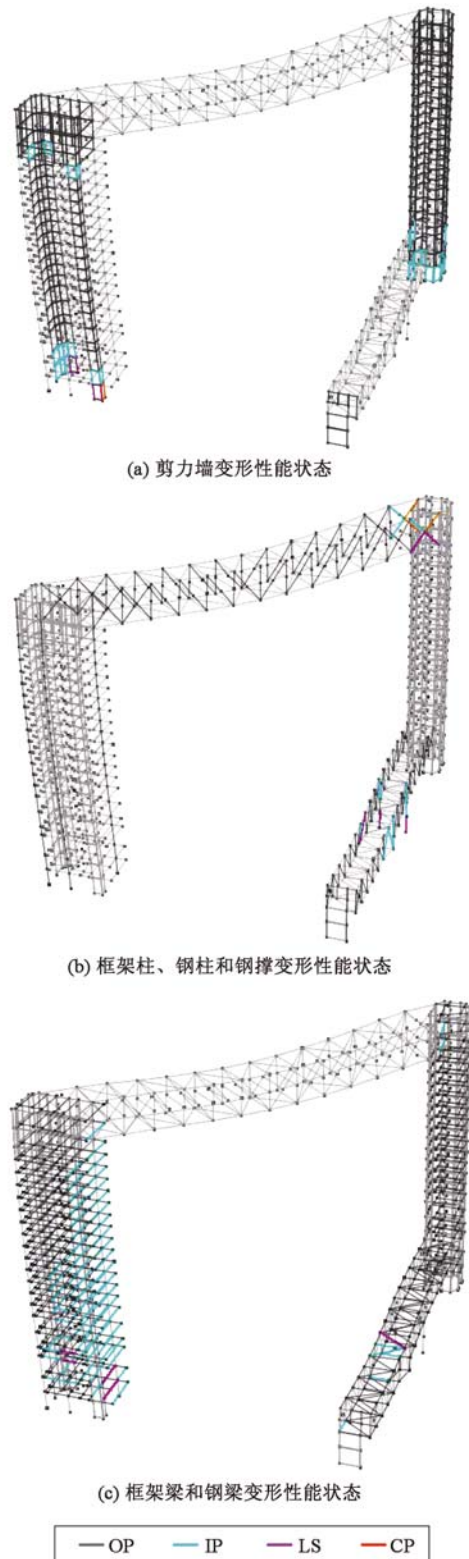


图 17 GM3 工况下(Y 向)各构件变形性能状态
Fig. 17 Deformation performance of components in GM3 case

6 结论与建议

通过多个有限元软件建立弹性模型对结构进行

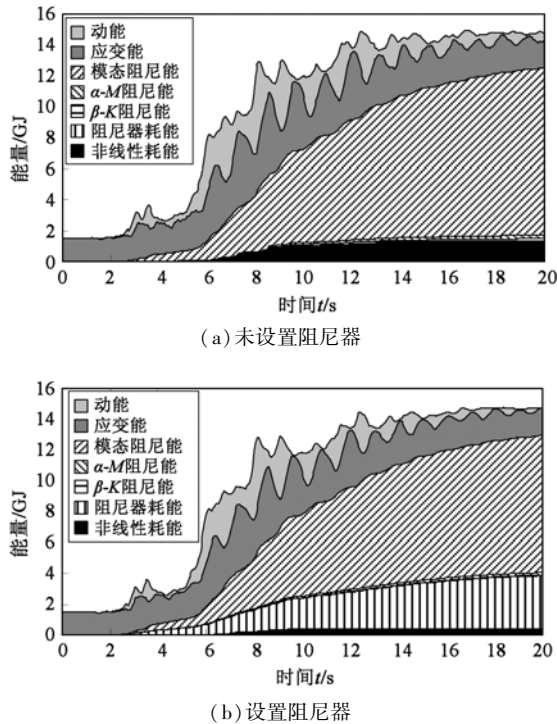


图 18 能量耗散分布

Fig. 18 Energy dissipation of structure

地震响应分析,并通过基于纤维模型的 PERFORM-3D 软件对结构进行静力及动力弹塑性分析,得到结构的地震响应以及构件的变形性能。结论如下:

(1)小震和中震作用下结构弹性分析结果表明,结构层间位移角均满足《规范》要求。竖向构件以及高空桁架满足承载力要求,钢构件没有出现失稳状态,通过中震弹性和中震不屈服的内力组合分析,认为结构能够满足既定的性能目标。

(2)进行静力弹塑性分析,得到的屈服基底剪力与整体结构大震弹性算得的基底剪力作对比,表明塔楼结构具有很好的抗侧性能,从宏观上反映塔楼满足结构大震作用下的受力与变形需求。

(3)比较弹性分析以及弹塑性分析的计算结果表明,弹塑性分析结果合理,设置了粘滞阻尼器以后,构件非线性损伤减小。结合位移和内力的分析结果,可以判断整体结构及构件满足既定的变形性能目标。

(4)在分析模型中通过设置阻尼器与未设置阻尼器的分析对比,验证了设置阻尼器对结构抗震性能有着显著的提高效果。

(5)设计建议:大跨度连体高层结构,其连接处的竖向构件在竖向荷载作用下产生拉力,在地震作

用下,出现薄弱环节,因此对该部位应进行加强,提高抗震性能水准,控制其承载力及变形。钢结构桁架与钢筋混凝土相接部位,宜采用内置型钢混凝土构件。对于上部集中大质量的连体结构,采用粘滞阻尼器进行控制,使结构的地震作用减少,在罕遇地震作用下减少构件的弹塑性损伤。

参 考 文 献

- [1] 韩小雷,郑宜,何伟球,等. 中洲二期工程观光门架结构可行性报告[R]. 广州:华南理工大学高层建筑结构研究所,2009. (HAN Xiaolei, ZHENG Yi, HE Weiqiu, et al. Feasibility report of the Zhongzhou (Phase II) Sightseeing Gate [R]. Guangzhou: Tall Building Structure Research Institute, South China University of Technology, 2009. (in Chinese))
- [2] GB 50011—2001 建筑抗震设计规范[S]. (GB 50011—2001 Code for seismic design of buildings [S]. (in Chinese))
- [3] ASCE/SEC 41-46 Seismic rehabilitation of existing buildings [S]. Reston: American Society of Civil Engineers, 2007.
- [4] 广东省地震工程实验中心. 广州市中洲广场二期工程场地地震安全性评价报告[R]. 广州:广东省地震工程实验中心,2007.
- [5] 广州大学工程抗震研究中心. 中洲中心二期项目模型模拟地震振动台试验研究报告[R]. 广州:广州大学工程抗震研究中心,2008. (Earthquake Engineering Research Technology Center. Research on shaking table seismic simulated test of Zhongzhou Center (Phrase II) model [R]. Guangzhou: Earthquake Engineering Research Technology Center, Guangzhou University, 2008. (in Chinese))
- [6] Powell G H. A state of the art educational event performance based design using nonlinear analysis[R]. Berkeley: Computers and Structures Inc., 2007.
- [7] Paulay Thomas, Priestley M J N. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings [M]. New York: Wiley-Interscience, 1992.
- [8] 韩小雷,陈学伟,吴培烽,等. OpenSees 的剪力墙宏观单元的研究[J]. 世界地震工程,2008,24(4):79-81. (HAN Xiaolei, CHEN Xuewei, WU Peifeng, et al. Research on the shear wall macro-element of OpenSees [J]. World Earthquake Engineering, 2008, 24(4): 79-81. (in Chinese))
- [9] Mander J B, Priestley M J N, Park R. Theoretical stress-strain model for confined concrete[J]. Journal of Structural Engineering, 1988, 114(8):1804-1826.