

深圳某高层塔楼的钢筋混凝土框筒方案设计

郑 宜¹, 陈学伟²

(1、广东城建达设计院有限公司 广东佛山 528200; 2、WSP 科进香港有限公司 香港 999077)

摘 要:深圳某主塔楼结构高度298 m, 结构体系采用无加强层的钢筋混凝土框架-核心筒结构体系, 低区采用圆钢管叠合柱, 低区剪力墙设置型钢进行加强。通过对结构剪力墙与外框架柱基于轴压比进行截面细化, 使减少自重并其达到一定刚度从而实现无需设置伸臂桁架与腰桁架。采用ETABS 和 SATWE 软件进行结构设计与分析, 各项指标满足规范要求。并采用 Perform-3D 对结构进行大震弹塑性时程分析与构件性能评估。最后介绍了应用于项目的2种叠合柱-混凝土梁的节点做法及相关设计方法。通过工程实例说明在7度区, 核心筒占比较大, 接近300 m的钢筋混凝土塔楼经过合理设计, 在不需要设置加强层的情况下仍能满足刚度要求。叠合柱相对于型钢混凝土具备较好的经济性, 文章对类似的工程项目具备一定的参考意义。

关键词:框架-核心筒结构; 风洞试验; 弹塑性时程分析; 叠合柱

中图分类号:TU318+2 **文献标志码:**A **文章编号:**1671-4563(2021)07-026-05

The RC Core-wall-frame Structure Design of High-rise Building in Shenzhen

ZHENG Yi¹, CHEN Xuewei²

(1、Guangdong Chengjianda Design Institute Co., Ltd. Foshan 528200, China; 2、WSP Hong Kong Ltd. Hong Kong 999077, China)

Abstract: The main tower of Shenzhen project of is 298 m high-rise building, and its structural system is a reinforced concrete frame-core wall structure system without outriggers and belt trusses. A Laminated column and SRC wall are applied in the low zone structure. In this paper, by the method optimizing the structural wall and column size to achieve the acceptable lateral stiffness, finally, avoid applying the outriggers or belt trusses on structure. ETABS and SATWE program are used for structural elasticity analysis. Structural system meets the specification requirements according to codes. Program Perform-3D is used for the nonlinear time history analysis under severe earthquake level and checking of member performance. The design and analysis method for two types of RC beam - laminated column connections are introduced in this paper. This paper shows the RC frame tube system for building in 7-degree zone with larger core, nearly 300 m height which has been reasonably designed can still meet the stiffness requirements without outriggers and belt trusses, laminated columns have better economic efficiency compare to SRC column. This paper has certain reference significance for similar projects.

Key words: frame-core tube structure; wind tunnel test; elastic-plastic time history analysis; laminated column

1 工程概况

深圳某商业中心项目位于深圳市南山区, 项目包括多栋塔楼与商业裙房^[1], 本文重点介绍高度为298.5 m主塔楼T1楼的结构设计, 如图1所示。T1塔楼设有4层地下室, 地上62层, 结构高度为276.1 m。考虑到项目存在下沉广场, 嵌固端设置在B1层, 从嵌固端起算结构高度为298.5 m。塔楼平面呈正方形, 尺寸49.5 m×49.5 m。塔楼层1~51核心筒平面尺寸为28.3 m×26.8 m, 52层以上核心筒收进20.6 m×25.8 m。塔楼5层、20层和37层为机电和避难层, 层高均为5.1 m; 办公标准层层高为4.2 m。

主塔楼建筑结构安全等级为二级, 设计使用年限及耐久性设计所限均为50年, 风荷载的基本风压按文献[2]取值为0.75 kPa, 地面粗糙度为B类。抗震设防烈度为7度, 建筑抗震的场地类别为Ⅱ类, 设计地震分组为一组。根据场地安评报告, 小震影响系数最大值为0.099(阻尼比为5%), 设计地震分组为第一组^[3], 场地土类别为Ⅱ类, 特征周期为0.35 s。

作者简介:郑宜(1977-), 男, 硕士, 工程师, 主要从事高层建筑结构设计工作。

E-mail: 13902286204@139.com

主塔楼结构高度超过钢筋混凝土结构150 m的高度限值, 平面及立面比较规则。

2 结构选型与方案对比

由于T1塔楼高度较高, 经过初步计算表明采用钢筋混凝土框架-核心筒体系难以满足结构性能要求。为保证结构整体刚度及底部竖向构件的抗震性能, 备选方案有:[方案1]圆钢管混凝土柱+钢梁+混凝土核心筒结构; [方案2]部分钢管混凝土叠合柱+混凝土梁+混凝土核心筒结构(见图1)。

本文通过初步试算, 对比结构整体性能, 特别是结构在风荷载作用下的最大层间位移角, 即保证两模型风荷载下层间位移角小于限值1/500。结构总指标和经济指标对比结果如表1所示。基于安全性与经济性, 方案2优于方案1, 方案2较方案1可节省材料成本约2 600万元(见图2)。因此本项目采用方案2。

3 结构布置

T1塔楼结构抗侧力体系为框架-核心筒体系; 结构高宽比约为5.58, 由于本结构高宽比适中, 经验算,



图1 深圳某商业中心项目
Fig.1 Commercial Center Project in Shenzhen

表1 两方案结构总指标对比
Tab.1 Comparison of Indexes of Two Structure Schemes

结构总指标		方案1	方案2
周期	T_1	6.89(X)	6.50(X)
	T_2	6.90(Y)	6.05(Y)
	T_3	4.16	4.63
层间位移角 (风荷载)	X	1/519	1/515
	Y	1/603	1/612
层间位移角 (地震作用)	X	1/804	1/854
	Y	1/960	1/995
结构总质量/t		213 363	262 655

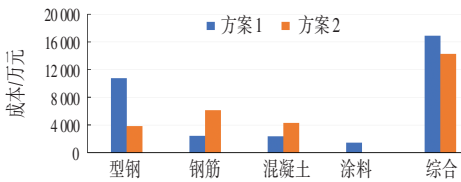


图2 结构方案经济性对比
Fig.2 Economic Comparison of Structural Schemes

不需要设置伸臂桁架或者腰桁架即可满足结构整体侧向刚度要求及底部柱构件性能要标^[4]。结构低区及高区的结构平面布置如图3所示。

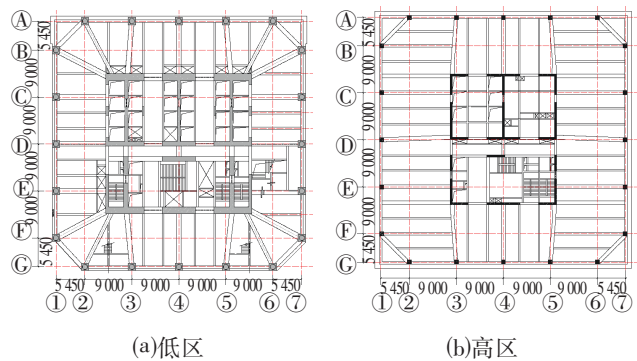


图3 结构平面布置
Fig.3 Structural Plan

低区外框柱采用圆钢管叠合柱构件,采用圆钢管叠合柱可减少柱截面尺寸,减少结构自重,提高建筑得房率。采用叠合柱使柱截面减少的原因在于管内混凝土由于钢管的约束效应增强,管内混凝土不需要

验算轴压比。钢管内混凝土强度等级为C60,钢材强度等级为Q390,从嵌固端到31层,柱截面由1.4 m×1.4 m逐步减小至1.3 m×1.3 m;高区外框柱转变为钢筋混凝土柱,从32层至顶层,混凝土强度等级由C60逐步减小至C40,柱截面由1.3 m×1.3 m逐步减小至0.8 m×0.8 m。柱构件分区按轴压比进行优化,使柱构件的自重达到较小值。

核心筒混凝土强度等级由C60逐步减小至C40,厚度由1.3 m逐步减小至0.4 m。此外,在51层以上,核心筒的尺寸由28.3 m×26.8 m缩小为20.6 m×25.8 m。底部加强部位为-1层~6层,在-1层~10层的核心筒剪力墙内设置工字型型钢,以满足轴压比及中大震受拉受剪的性能要求。剪力墙的内置型钢呈分散式^[5],布置如图4所示。

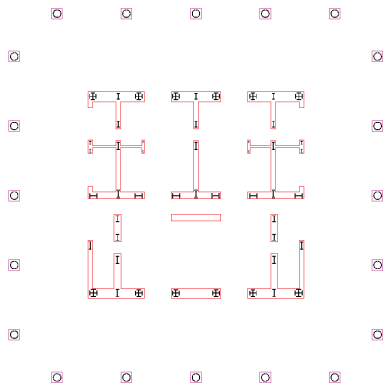


图4 底部剪力墙型钢的布置
Fig.4 Layout of the Low Zone Wall Imbedded Steel

楼盖采用钢筋混凝土梁板体系,假定框架梁与外框柱和核心筒刚接,次梁与核心筒铰接;为满足风荷载作用下承载力的要求,在部分连梁内设置型钢。塔楼结构整体模型如图5所示。

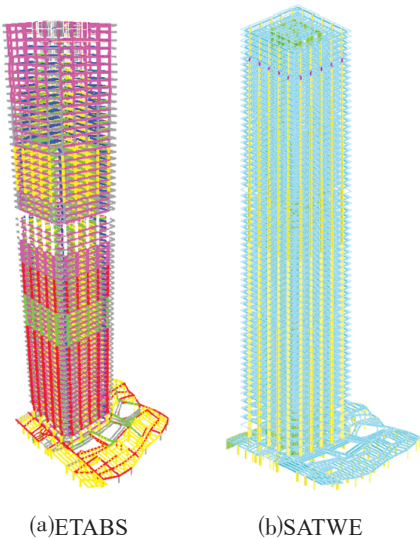


图5 整体计算结构三维模型
Fig.5 3D Model of the Structure

4 结构超限情况及抗震性能目标

根据超限审查技术要点^[6]塔楼超限内容为:①高

度超限,房屋高度为298 m,超过了钢筋混凝土框架-核心筒结构适用高度180 m;②扭转不规则,考虑偶然偏心的X向规定水平力作用下最大扭转位移比为1.24;③楼板不连续,第3、64、66层存在楼板大开洞的情况;④其它不规则,-1层~2层存在少量穿层柱。结构抗震性能目标取C级,小震、中震和大震下的性能水准分别为1、3、4。

5 弹性计算结果

采用ETABS和SATWE两种软件进行风荷载和小震分析,计算结果吻合较好。模态分析得到结构前3阶周期结果如表2所示。

表2 周期计算结果
Tab.2 Modal Calculation Result

周期	T_1	T_2	T_3	T_3/T_1
ETABS	6.50	6.05	5.03	0.77
SATWE	6.50	6.05	4.63	0.71
振型描述	X向平动	Y向平动	扭转	满足要求

结构小震计算采用规范谱和安评反应谱的包络值进行验算。小震结果如表3所示,从表3中可以看出两种软件的计算结果比较吻合。

表3 主要小震下结构性能分析结果
Tab.3 Results of Structural Performance Analysis under Frequent Earthquakes

计算软件	SATWE	ETABS
T_1	6.50	6.50
自振周期/s T_2	6.05	6.05
T_3	4.63	5.00
周期比 T_3/T_1	0.71	0.77
层间位移角 X	1/845	1/982
Y	1/995	1/1 096
基底剪力/kN X	25 494	25 424
Y	27 402	27 329

弹性时程反应分析,采用3条地震波对结构进行了小震弹性时程反应补充计算,结果如表4所示。计算表明:①通地震波的选取满足文献[3]要求。②时程分析结果中,局部楼层时程分析得到的地震力大于反应谱结果,对顶部的地震力进行适当放大处理。

表4 弹性时程分析的基底剪力对比
Tab.4 Comparison of Base Shear in Elastic Time-history Analysis

基底剪力	反应谱	GM1	GM2	GM3
VX	24 409	20 381	20 793	26 552
比例	--	83%	85%	109%
VY	26 281	23 471	20 397	24 433
比例	--	89%	78%	93%

6 风洞试验及风荷载响应分析

塔楼风洞试验在广东省建筑科学研究院集团股份有限公司建筑风洞楼完成^[7]。风洞试验考虑了24个风向角的影响,模型比例采用1:400。试验取间隔15°共24个风向下进行。通过风洞动态测压试验得到各风向角下沿塔楼高度分布的各点综合体型系数,进一步换算得到各个方向的等效静风荷载。

在50年一遇风荷载作用下,文献[2]风荷载与风洞报告提供10种不利工况下的风荷载的计算结果比较(以Y向为例)如图6所示。通过分析可知:①结构在B类风荷载作用下满足文献[2]1/500的要求;②经过风洞试验的风荷载与B类场地的风进行对比表明,B类风计算的荷载效应大于风洞提供的等效静力风荷载所计算的荷载效应,结构设计采用B类风满足文献[2]要求;由于该平面为标准的正方形平面,其风洞试验结果对于同等条件的建筑结构具有较好的参考意义。

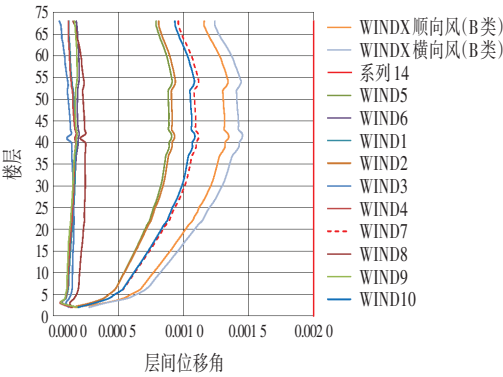


图6 风洞试验风荷载与规范风荷载结果对比
Fig.6 Result Comparison of Wind Load From Wind Tunnel Test and From Code

在10年一遇风荷载作用下,结构Y向的顶层加速度峰值为0.097 8 m/s²,符合我国规程关于办公建筑人体舒适度要求。

7 大震弹塑性时程分析

笔者通过开发了Perform-3D复杂结构建模前处理程序ETP程序^[8],该程序不但能够读取ETABS程序的几何模型、构件截面及弹性材料信息,还能够提供图形界面实现很方便的输入梁、柱及剪力墙的截面配筋与材料非线性设置,再能过数据处理导入Perform-3D程序中,从而实现复杂高层结构的非线性模型的建模。弹塑性模型如图7所示。

采用Perform-3D程序对T1塔楼进行弹塑性时程分析。通过小震弹性时程分析选取1条人工波和2条天然波(GM1~GM3),分别按0°、90°为主方向进行双向弹塑性时程分析,并以结果最大值进行结构抗震性能评估。

整体性能的评估包括结构顶点位移、层间位移

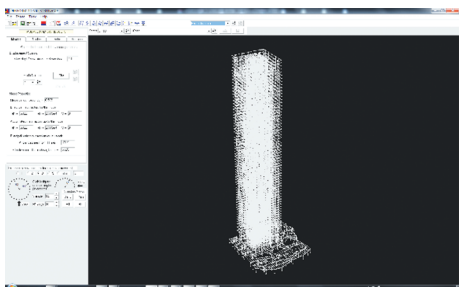


图7 结构Perform-3D模型
Fig.7 Perform-3D Structure Model

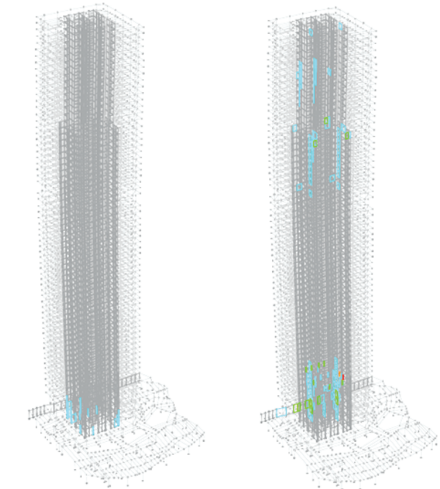
角、能量耗散情况;构件性能评估包括各种构件的塑性发展状况。结构最大弹塑性层间位移角如表5所示。层间位移角均小于限值1/100的要求。弹塑性最大基底剪力与小震弹性比值在5~6处于合理范围^[9]。以上数据表明主体结构在整体性能评价上能满足大震不倒塌的抗震性能目标。

表5 弹塑性基底剪力对比
Tab.5 Comparison of Nonlinear Analysis Base Shear Results

天然波	方向	大震弹性	弹塑性	弹塑性/大震弹性
GM1X	X	1/249	1/267	93.30%
GM1Y	Y	1/279	1/282	98.90%
GM2X	X	1/191	1/241	79.30%
GM2Y	Y	1/169	1/243	69.50%
GM3X	X	1/137	1/237	57.80%
GM3Y	Y	1/179	1/248	72.20%

构件性能评估:框架梁与连梁两者总耗能占比为56.5%,起到了主要的耗能作用。其次耗能构件是剪力墙(短墙肢为主)构件,最后时顶部的框架柱。从能量耗散角度说明了结构各个构件达到了预期的耗能顺序与比例,结构满足强柱弱梁与大震不倒的设计目标。

剪力墙构件抗弯屈服变形和抗剪承载力状态如图8所示,在大震作用下,全部剪力墙构件没有进入屈服状态。由于剪力墙按一级抗震进行纵筋的构造配



(a)抗弯屈服变形状态 (b)抗剪承载力状态

图8 剪力墙性能状态
Fig.8 Shear Wall Performance Status

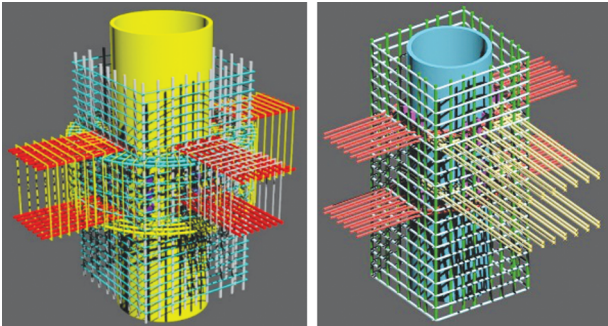
筋,其抗压弯性能存在较大的富余度,剪力墙的抗剪截面验算也没有超限,剪力墙相对薄弱部位出现在底部(未设置钢骨区)及筒体收进的部位的下一层。

框架柱构件在大震作用下,最顶部的柱部分进入屈服状态,其余柱子基本上没有出现塑性变形,由于低区柱采用了叠合柱,承载力在大震力有较大的富余,而顶部柱子由于轴力较小,在大震作用下出现较大弯矩,出现了受弯构件的抗弯屈服,由于是纯弯构件其延性性能较好,故没有做特别的加强措施处理。

8 叠合柱及期节点做法

本项目的一大特点为低区采用了叠合柱^[9],由于建筑功能的原因,项目中钢筋混凝土梁与叠合柱的梁柱节点采用如下2种节点大样做法:

- (1) 商业区存在吊顶,可在叠合柱周边设置大环形柱帽(图9(a)),通过将混凝土梁纵筋锚固在柱帽中。此做法方便施工^[10],但需要建筑空间条件允许,环形柱帽尺寸足够大,可使梁纵筋有足够的水平锚固长度。
- (2) 在办公楼层,叠合柱与混凝土梁的节点采用圆钢管穿上筋节点,在内置钢管开孔(图9(b)),将混凝土梁纵筋锚固在钢管柱内部或贯通钢管柱。为补偿钢管开孔损失,需要在钢管开孔处设置竖向与水平向的加劲肋进行补强,如图9所示。



(a)外环梁节点 (b)钢管穿筋节点

图9 2种叠合柱-混凝土梁节点做法
Fig.9 Two types of Laminate-column-concrete-beam Connections

为了验算增加竖向与水平向加劲肋以后对节点开洞后强度的补强效果,在SAP2000中采用壳单元模拟对钢管进行分析,钢管模型如图10所示,在设置了加劲肋后,在竖向力与混凝土膨胀张力的作用下,检查节点应力是否满足《钢管混凝土叠合柱结构技术规程:T/CECS 188—2019》要求。通过分析可知,周边的加劲肋减少了开洞引起的应力集中情况,从而满足钢材的强度要求。

9 结论

通过对塔楼T1塔楼进行抗风与抗震性能分析,计算结果表明,通过合理的结构布置,298 m高的钢筋

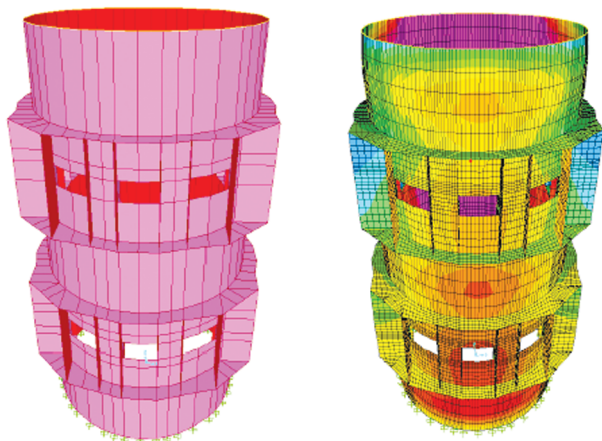


图10 SAP2000节点有限元分析

Fig.10 Finite Element Analysis of Connection by SAP2000
混凝土框架核心筒塔楼在不设置加强层的情况下,仍能满足抗震抗风的性能要求。通过分析可以得出以下结论:

(1) 在基本风压在0.75 kPa,地震烈度为7度的地区,接近300 m的塔楼,且核心筒占比较大的情况下,采用钢筋混凝土框架核心筒体系,经过合理结构布置与适当构件加强,可以不设置加强层,体系能满足文献[2-3]关于抗震抗风的要求。

(2) 叠合柱相对于型钢混凝土具备较好的经济性,管内混凝土的强度受到约束而提高,管内混凝土不需要验算轴压比,因此同等轴力下叠合柱的尺寸相对较小,提高得房率与减少结构自重。

(3) 通过在低区剪力墙设置了型钢可以减少底部剪力墙的厚度且提高剪力墙在大震作用下的性能。剪力墙与框架柱需分区进行轴压比或承载力的优化,

可使竖向构件达到最大效能。

(4) 叠合柱与混凝土梁节点可以采用外环梁节点及钢管穿筋节点2种形式,其中钢管穿筋节点需要对钢管进行双向加劲肋补强,以保证由于开洞引起的应力集中的问题得到解决。

参 考 文 献

- [1] 陈学伟,黄昌旋. T1塔楼超限高层建筑抗震设计可行性论证报告[R]. 深圳:WSP香港科进顾问有限公司,2014.
- [2] 建筑结构荷载规范:GB 50009—2012[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2012.
- [3] 建筑抗震设计规范:GB50011—2010[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2010.
- [4] 李东存. 某超高层框架-核心筒混合结构的结构设计介绍[J]. 广东土木与建筑,2012,19(12):3-8.
- [5] 韩建强,李莉,王一功,等. 试论型钢和钢板混凝土剪力墙偏心受压斜截面承载力的计算[J]. 广东土木与建筑,2014,21(7):8-12.
- [6] 超限高层建筑工程抗震设防专项审查技术要点:建设部建质[2006]220号[Z],2006.
- [7] 广东省建筑科学研究院集团股份有限公司. 深圳某中心项目新方案风振响应及等效静力风荷载研究报告[R],2014.
- [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性时程分析[J]. 建筑结构,2010,40(2):13-16.
- [9] 郭明,尧国皇,陈宜言. 钢管混凝土(叠合)柱在超高层建筑结构中的应用[J]. 广东土木与建筑,2010,17(11):10-12.
- [10] 黄昌旋,李志强,杨石,等. 华润前海中心钢管混凝土叠合柱应用探讨[J]. 建筑结构,2019,49(10):41-45.

(上接第7页)

因素。对于不同的城市区域,不同的建筑群体,设计师从城市更新的理论及经验入手,归纳设计方法开展实践,对建筑物及空间环境进行改造,同时对社会邻里网络的历史予以传承、延续及提升,体现时代性,各个城市片区整合形成城市的整体性。

我国拥有灿烂悠久的建筑文明,但近现代城市更新改造的历史不长,理论及实践需要积累。作者有幸参与过广州旧广钢地块,原南方报社等项目的更新、改造设计。在城市进化中尊重历史,勇于创新,起承传合,采用适度的建设,适合的设计,创造适宜的城市空间,在城市新更新过程中留下适时的足迹,使新建筑与旧建筑和谐共存,为城市的多样化提供可能。

参 考 文 献

- [1] 曾碧青,关瑞明,陈力. 我国城市更新进程与建筑改造设计[J]. 华中建筑,2007,25(12):53-56.

- [2] 张秀智,董进修. 在旧城改造中建立文物保护机制—洛阳市东周王城广场建设案例分析[J]. 城市开发,2006,34(3):69-71.
- [3] 于森. 城市更新视角下老建筑的空间规划与设计研究[J]. 建筑设计管理,2011,28(7):65-66.
- [4] 翟园园. 英国城市更新及其对广东“三旧”改造的启示[J]. 中国管理信息化,2012,15(6):85-86.
- [5] 章静. 南方地区东西向住宅设计研究[D]. 长沙:湖南大学,2004.
- [6] 陈雄. 传承地域文化 创作当随时代——当代岭南建筑设计的实践与思考[J]. 当代建筑,2020(1):26-28.
- [7] 郑启皓,黎家骥,王伟航. 略论岭南特色建筑基因的传承与创新[J]. 南方建筑,2019,16(6):88-95.
- [8] 薛颖,郑潇童. 岭南特色满洲窗的求新嬗变[J]. 古建园林技术,2019(2):14-17.
- [9] 李剑锋. 城市更新的模式选择及综合效益评价研究——以广州城中村改造为例[D]. 广州:华南理工大学,2019.