# 上海某混凝土联合筒体超限高层结构设计

陈殿翔* 金 良
（同济大学建筑设计研究院（集团）有限公司，上海 200092）

**摘 要** 本文以历史建筑改建加固改造为工程背景，针对项目中力学模型建立难度大、新旧结构连接节点设计复杂、施工工况多样，以及弧形洞口引发托墙转换弧形梁设计等技术难题开展研究。研究围绕保留构件对新建结构的影响与协同受力的实现、保留筒壁作模板的设计要点、弧形跃层墙稳定性验算、弱连接安全性验证及弧形洞口设计方法等内容展开，采用线弹性、弹性时程、弹塑性分析与构件节点设计相结合的方法，通过多结构模型包络设计、环向约束体系构建、施工工况分析等手段，对关键构件采取加强措施以保障抗震性能。研究结果表明，针对加固改造项目，需建立新旧合并模型与新建结构模型做包络设计，优化连接节点实现新旧协同受力；应结合施工工序进行工况分析，验算筒壁侧压力与弧形跃层墙屈曲稳定性；对结构弱连接需进行刚度退化验算；所提出的钢骨混凝土弧形托墙转换梁的具体可操作设计方法，可为类似工程提供参考。

**关键词** 联合筒体结构，加固改造，多模型包络，施工工况分析，环向约束
**中图分类号**：TU318+.1 **文献标志码**：A **DOI**：10.15935/j.cnki.jggcs.202604.0026

# Design of a Concrete Multi-Tube Combined Over Limit High-Rise Structure in Shanghai

CHEN Dianxiang* JIN Liang
（Tongji Architectural Design（Group）Co., Ltd., Shanghai 200092, China）

**Abstract** This article takes the reconstruction and reinforcement of a historical building as the engineering background, focusing on technical challenges such as the difficulty in establishing mechanical models for the project, the complexity of designing connection nodes between old and new structures, the diversity of construction conditions, and the design of curved beam with wall-supporting conversion caused by curved openings. The research revolves around the impact of retained components on newly constructed structures and the realization of collaborative force bearing, the design points of using retained tube walls as templates, the stability calculation of curved skip-layer walls, the safety verification of weak connections, and the design method of curved openings. A method combining linear elasticity, elastic time-history, elasto-plastic analysis, and component node design is adopted. Through multi-structure model envelope design, constructional circumferential restraint system construction, and construction condition analysis, reinforcement measures are taken for key components to ensure seismic performance. The research results show that for reinforcement and reconstruction projects, it is necessary to establish an envelope design combining the old and new merged model with the newly constructed structural model, optimizing connection nodes to achieve collaborative force bearing between the old and new; construction stage analysis should be conducted in conjunction with the construction process, checking the lateral pressure on the tube wall and the buckling stability of curved skip-

**收稿日期**：2024-11-26
**基金项目**：同济大学建筑设计研究院（集团）有限公司2024年度自主课题“城市更新中外围护结构的原位保留改造技术措施研究”
* **联系作者**：陈殿翔，男，工程师，研究方向为结构研发及设计。E-mail：1014844853@qq.com

layer walls; stiffness degradation calculations should be performed for weak connections in the structure; a specific and operable design method for steel-reinforced concrete curved support wall transfer beams is proposed, providing a reference for similar projects.

**Keywords**　multi-tube combined structure, reinforcement and renovation, multi-model envelope, construction stage analysis, circumferential constraints

## 0　引　言

随着时间推移,许多建筑面临结构老化、功能需求变化等问题。建筑改建加固工程受既有建筑客观条件的严苛制约,对设计与施工均提出了更高要求,工程实践中需结合建筑实际情况科学选用加固改造方法,目前已有诸多同类工程积累了实践经验,如河南交行总部大楼通过逆向建模复核原结构配筋[1],齐齐哈尔市某历史文化建筑采用方钢管混凝土嵌入式构造柱、扁钢圈梁与拉杆组合的加固方案[2],武汉电影乐园采用“锯齿梁”“双梁换柱”以及泄压减排的创新加固方法[3];对于钢骨混凝土转换梁,其与剪力墙共同工作所承受的极限弯矩比框架梁承担的极限弯矩显著提高[4];有限元模拟分析研究结果表明,钢骨混凝土转换梁与上部剪力墙共同作用明显增强了整体结构的承载能力[5]。另外,楼板是水平抗侧力构件的重要组成部分,在承受和传递竖向力的同时把水平地震力传递和分配给竖向抗侧力构件,同时协调同一楼层中竖向构件的变形,使建筑物形成一个完整的抗侧力体系[6]。楼板应力分析宜采用基于分层壳模型的时程分析法[7]。同时对于筒仓的结构设计,仓壁截面必须具有比较大的抗拉性能[8]。

目前针对建筑改造加固及弱连接的研究仍存在诸多不足,现有研究对于明确新旧结构协同受力的实现路径与节点设计方法、验算楼板缺失后竖向构件的抗震性能变化等方面的研究较少,同时对钢骨混凝土转换弧形梁具备工程可操作性的设计方法论述较少。

历史建筑加固改造工程还面临专属技术难题,此类工程常要求保留建筑原外立面,需在保障建筑立面效果的前提下实现结构协同受力,且楼板弱连接易导致水平地震力传递失效,钢骨混凝土转换弧形梁的安全冗余度也难以得到有效保障。

针对上述同类工程研究与实践中的不足及本项目的核心技术难题,本文通过节点设计实现新旧结构协同受力并兼顾建筑立面效果,采用多种结构模型包络设计保障结构安全冗余度,结合施工顺序开展施工工况分析,对薄弱连接处梁板进行刚度退化验算,同时提出钢骨混凝土转换弧形梁的具体可操作设计方法,以期为类似工程提供参考。

## 1　工程概况

### 1.1　项目位置及主要设计参数

本工程位于上海市张江中区,在对历史建筑物进行保护的基础上做出更新。原为水泥储存及运输的库房,由 8 个直径 10.4 m 的混凝土筒仓组成。为了在减轻现有结构负荷的同时展现出最大的视觉冲击力,通过对建筑的上部进行斜切处理,将切面作为采光的天窗,在光线充盈的圆形空间穿插进充满动感的立体流线,内部改造为展览馆和餐饮商业。改建将项目内部竖向构件及所有水平构件拆除,保留外围混凝土墙,顶面自北向南进行斜切,内侧新建竖向构件。改造后项目地上建筑面积为 3 286 $m^2$,无地下室。结构高度为 30.4 m,地上 6 层。

本项目抗震设防类别为标准设防,抗震设防烈度为 7 度(0.1$g$),特征周期为 0.9 s,设计地震分组为第二组,场地类别为Ⅱ类,多遇地震下结构阻尼比为 0.05。改建前现场实景和改造后建筑效果图如图 1、图 2 所示。



图 1　改建前现场照片

Fig.1　Site photo before renovation



图2 建筑效果图

Fig.2 The effect drawings of the building

### 1.2 结构体系

本工程原结构阴影部分均拆除，仅保留外围深色部分墙体，紧贴保留墙体在内部新建竖向构件，整体结构采用剪力墙结构体系，如图3、图4所示，结构模型如图5所示。

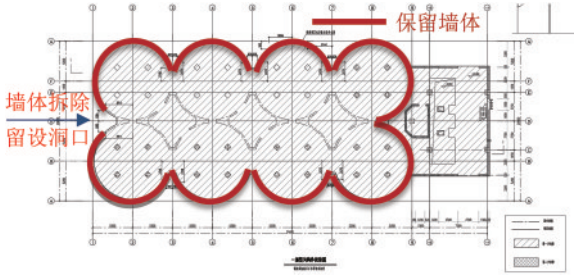



图3 结构构件拆除范围

Fig.3 Scope of demolition of structural components

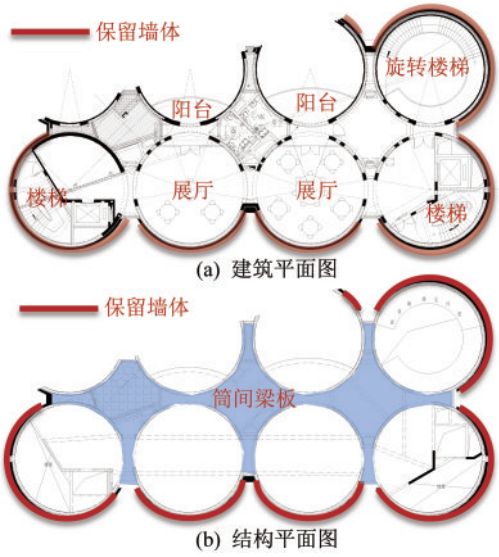



图4 典型楼层建筑结构平面图

Fig.4 Typical floor drawing of the building

原有方桩和筏板承载力均满足改造后建筑功能要求，嵌固端位于原有筏板基础顶面。本工程局部楼层因墙体设置拱形洞口和矩形洞口导致出现托墙转换弧形梁、竖向构件不连续的现象；上部形成多塔，如图6所示，筒体结构设置水平向及斜

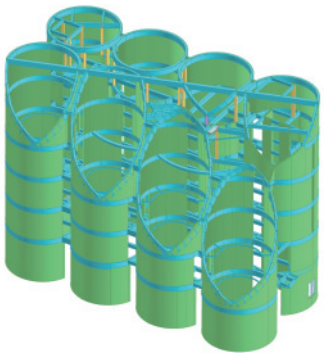


图5 结构计算模型

Fig.5 Structural calculation model

向环梁构建约束体系以保证环箍效应，增加各筒仓体的整体性，整体共同承受水平地震力；各筒依靠筒间梁板连接，连接相对较弱，如图4所示；首层等效剪切刚度小于相邻上三层平均值的80%。本工程不规则项见表1，采用性能化设计以实现中震不屈服的性能目标。

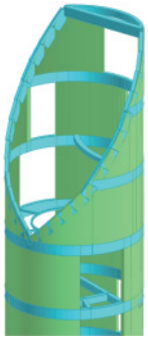


图6 筒体环梁布置

Fig.6 Layout of tube ring beams

**表1 不规则项目及针对性措施**

**Table 1 Irregular items and targeted measures**

| 不规则项目 | 不规则位置 | 针对性措施 |
|---|---|---|
| 楼板局部不连续（一般不规则） | 二层至屋顶层楼板有效宽度小于50% | 楼板应力分析；梁板刚度退化验算；双向双层配筋 |
| 侧向刚度不规则（一般不规则） | 1层层刚度变化大于70% | 1层地震剪力按照放大1.25倍考虑 |
| 局部不规则（一般不规则） | 1层存在转换 | 关键构件多种假设条件模型；托墙转换弧形梁内置钢骨；弧形洞口有限元分析；楼板剪应力专项分析 |

## 2 多种结构模型包络设计

加固改造项目一般同时存在保留部分与新建

部分，针对本项目，应考虑保留部分对于新建部分特别是抗侧力构件的影响。一方面，应保证结构模型可以使计算简便且符合实际，保证设计合理；另一方面，应关注连接节点的设计，使两部分协同受力，增加安全储备。

### 2.1　模型建立思路

本项目建立两种结构模型进行包络设计。一种是同时建立保留墙体和新建结构的模型（后文简称新旧合并模型），根据软件建模规则，合并模型在楼层处用等厚板单元对环梁进行等效替代。另一种是仅考虑新建结构的建模（后文简称新建结构模型），即假设保留墙体无结构承载能力，将本身的水平及竖向荷载传递给新建结构，由新建结构承载。重点是做好保留墙体和新建结构的节点处理，确保保留墙体作为荷载支撑在新建结构上，从而将荷载输入仅含新建结构的计算模型，以确保计算的可靠性和结构安全性，如图 7 所示。

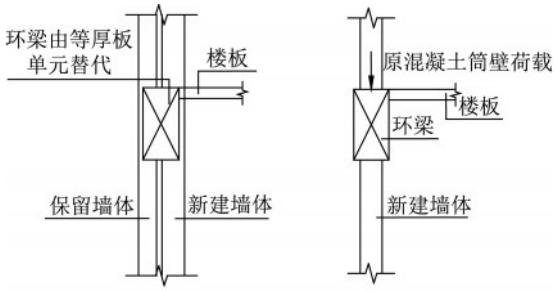



图 7　两种结构模型对比

Fig.7　Comparison of two structural models

#### 2.1.1　水平向荷载分析

在进行水平地震作用分析时，水平向的重力荷载代表值需要考虑保留墙体的影响。一方面，应加强对水平向连接的节点处理，保证保留墙体将水平荷载传递给新建结构；另一方面，新旧结构合并模型分析时，应研究新建结构基底剪力的变化，适当对新建结构模型进行基底剪力的放大。

新旧筒壁于各楼层标高处设置圈梁，圈梁内设置箍筋和拉筋，并在筒壁上使用矩形植筋方式将新旧筒壁拉结，构造如图 8、图 9 所示。

1）新旧结合连接部位植筋力学分析

由于老筒壁设计于 1983 年，竖向变形已完成，仅考虑新建结构竖向变形，故新老筒壁间竖向变形差为新建结构的最大竖向变形。采用新建结构模型计算，恒活荷载的施加模拟施工步骤采用分层刚度分层加载的方式，各层的受力和位移变形主要由该层及其以上各层的受力和刚度决定。在竖向荷载作用下（1.0$D$+0.5$L$），其筒壁最大竖向变形位于顶层，变形约 0.7 mm。新旧筒壁间采用内保温做法，两筒壁间空隙为 60 mm，不考虑楼层环梁的作用，仅考虑新老筒壁按 ⏚8@600 矩形状植筋的作用。采用 Midas Gen 模型进行分析，按单根钢筋计算，单侧考虑 0.7 mm 竖向变形，复核钢筋承载力，并通过单根钢筋的内力反算新老筒壁变形差对墙体的内力影响。

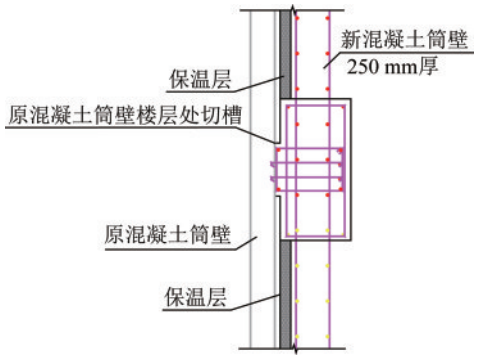



图 8　环梁做法

Fig.8　Ring beam construction method

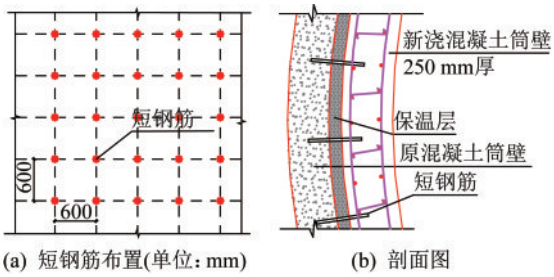



图 9　新老混凝土筒壁植筋排布方式

Fig.9　New and old concrete cylinder wall planting reinforcement arrangement method

计算简图如图 10 所示。模型按 ⏚8 直径、长度 60 mm 钢筋建模，两端采用固定支座，一个节点附加 0.7 mm 竖向位移。

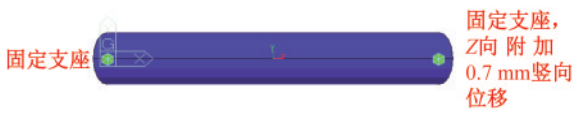



图 10　植筋计算简图

Fig.10　Calculation diagram of planting reinforcement

计算得出钢筋在 0.7 mm 竖向变形作用下，短钢筋剪力为 2.0 kN。单根 ⏚8 钢筋抗剪承载力为 18.0 kN，远大于 2.0 kN，故新老筒壁间钢筋满足承载力要求。

本项目结构高度为 30.4 m，按 1.2 m 宽度范围

剪力墙复核，计算得出约有102根钢筋，考虑竖向变形为自下而上的线性变换，计算得每1.2 m宽度剪力墙底部由于竖向变形产生的轴力约为204 kN。原剪力墙轴压比均不到0.2，考虑此部分内力后，轴压比增加不到7%，故竖向变形差对筒壁内力的影响不大。

2）新旧结合嵌固端节点设计

本项目新建墙体采用与既有基础植筋的方式进行连接，基础根部1 m高范围内采用植筋方式将新建墙体连接，并在两侧各外扩200 mm及400 mm厚混凝土，同时底部采用50 mm×100 mm的抗剪键，提高嵌固端刚度，传递水平剪力，见图11所示。通过验算嵌固端抵抗小震及中震作用下的基底剪力（此处已根据3.2节中系数对基底剪力放大，且仅考虑新建墙体的受剪承载力），以确保此节点能有效地传递地震力，满足嵌固端的要求，验算结果见表2、表3。

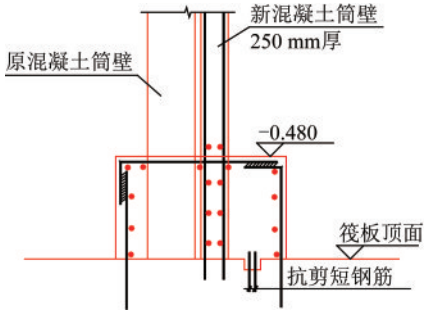



图11 嵌固端节点详图

Fig.11 Detail drawing of embedded end node

**表2 多遇地震下基底剪力验算**

**Table2 Calculation of foundation shear forces under frequent earthquakes**

| 方向 | 基底剪力/kN | 受剪承载力/kN | 承载力比 | 是否满足 |
|---|---|---|---|---|
| *X* | 6 717.0 | 28 334.8 | 0.237 | 是 |
| *Y* | 6 436.9 | 27 675.9 | 0.233 | 是 |

**表3 设防地震下基底剪力验算**

**Table3 Calculation of foundation shear forces under seismic fortification**

| 方向 | 基底剪力/kN | 受剪承载力/kN | 承载力比 | 是否满足 |
|---|---|---|---|---|
| *X* | 17 424.6 | 28 334.8 | 0.615 | 是 |
| *Y* | 18 243.2 | 27 675.9 | 0.659 | 是 |

### 2.1.2 竖向荷载分析

为保证老墙自身竖向荷载传递连贯，在拆除工作开始前先将现场存在的一些既有门窗洞口进行修补处理，洞口用植筋及灌注强度等级同新墙的微膨胀混凝土进行封堵，待混凝土强度等级达到设计值后再进行下一步拆除工作，确保既有筒壁的安全性，如图12所示。

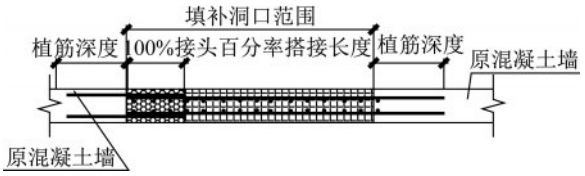



图12 填补洞口节点

Fig.12 Fill the hole node

老墙竖向荷载的传递方式有两种：①图7中分层设置圈梁凸进老墙约30 mm×300 mm；②洞口处增设过梁、吊柱。

在保留筒壁上新增部分开洞时，采用洞口周边增设暗柱过梁的形式对洞口周边进行补强，在暗梁暗柱范围内将多余老筒壁混凝土剔除，钢筋保留，将里侧新建墙体暗梁暗柱与老筒壁内钢筋搭接后浇成一体，使保留墙体开洞后的应力可以通过暗梁暗柱传递到新建墙体上，具体节点如图13所示。

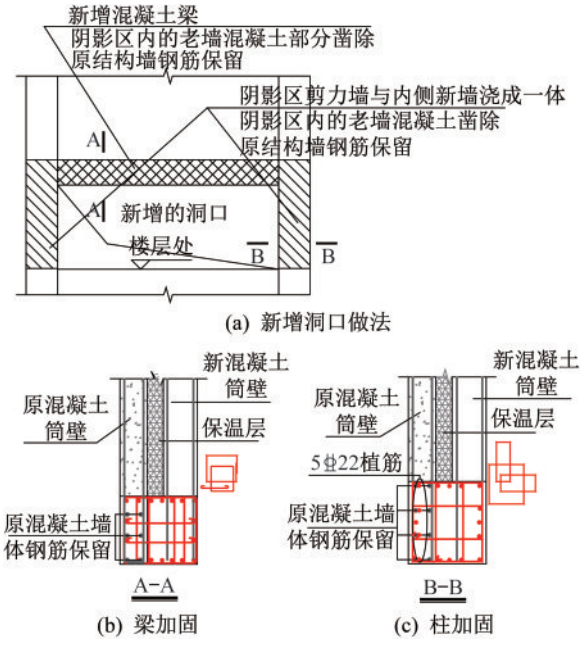



图13 保留墙体新增洞口加固节点

Fig.13 New hole reinforcement nodes added to the old tube wall

同时，筒间新增洞口处设置吊柱和吊梁，保留墙体荷载，如图14所示。

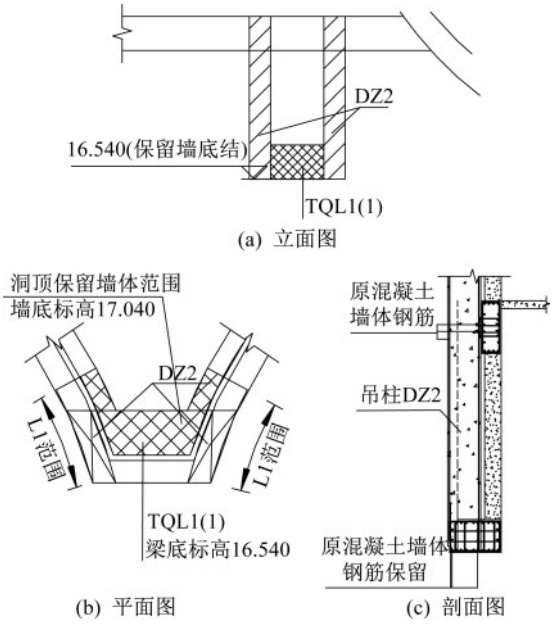



图 14　筒间吊柱连梁做法

Fig 14　Construction method of hanging column and coupling beam between cylinders

### 2.2　模型对比分析

#### 2.2.1　整体指标分析

新旧合并模型整体指标与新建结构模型基本相似。其中，通过结构自振周期可知，两模型一阶振动模态均为 $Y$ 向平动，二阶振动模态均为 $X$ 向平动，如图 15 所示。筒壁合并后周期有所减小，结合两个方向层间位移角结果，说明结构刚度有所提高。

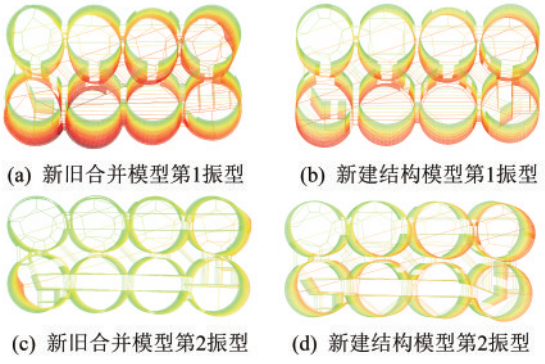



图 15　模型前 2 阶周期对比

Fig.15　Comparison of the first two orders of periodicity for the model

对比两模型基底剪力，由于本项目整体呈 $X$ 向长、$Y$ 向短的布置形式，新旧合并模型刚度增加，$Y$ 向基底剪力基本相当，$X$ 向基底剪力略有增大，约 8%，新建结构约承担总剪力的 65%。为使里侧新建墙体具有更好的安全冗余，新建结构模型小震下 $X$ 向基底剪力整体按放大 8% 考虑。

#### 2.2.2　抗侧力构件配筋复核

复核新旧合并模型保留墙体计算结果，根据计算需布置水平分布筋 ⌀8@200，垂直分布筋 ⌀8@150，保留墙体配筋满足计算值，在新旧合并模型计算假定下安全可靠。保留墙体配筋如图 16 所示。

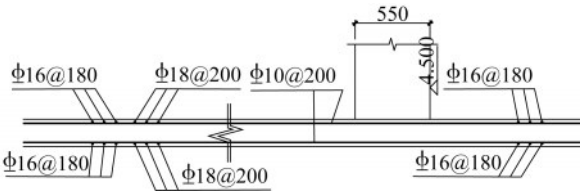



图 16　保留墙体配筋(单位：mm)

Fig.16　The original reinforcement of the cylinder wall (Unit：mm)

同时按照新旧合并模型和放大基底剪力后的新建结构模型对新建抗侧力构件进行包络设计，使其具有较好的安全性及可靠性。

## 3　施工工况分析

本项目需根据施工方案，补充分析、论证，对拆除及施工阶段旧筒壁自身安全性进行验算。

### 3.1　施工工序对结构的影响

本项目建设过程分为三个步骤：①局部老墙拆除及筒壁内侧结构构件拆除；②新建内侧结构；③拆除多余结构，完成建筑效果。

如图 17—图 18 及图 3 所示，根据施工工序分析，在拆除内侧结构后，需验算保留墙体是否能够承受自重荷载及风荷载，进行整体结构的位移验算和墙体应力分析，结构模型如图 19 所示。

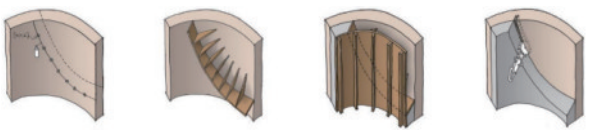


图 17　第二步：浇筑新建墙体

Fig.17　Step 2：Pour the new wall

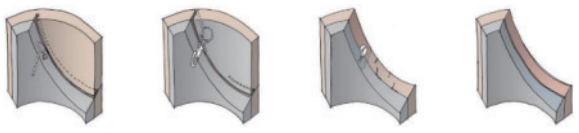


图 18　第三步：拆除多余结构

Fig.18　Step 3：Dismantle excess parts

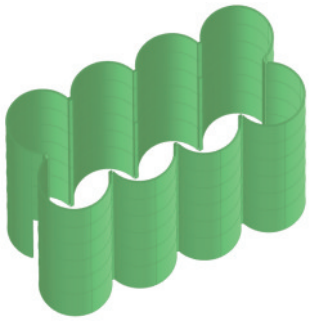
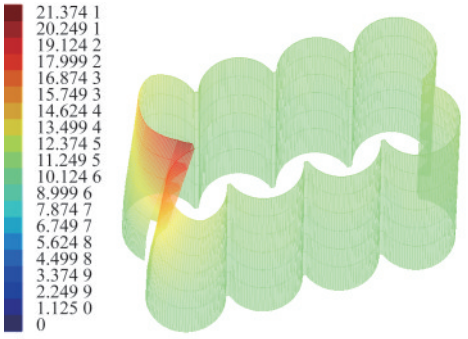


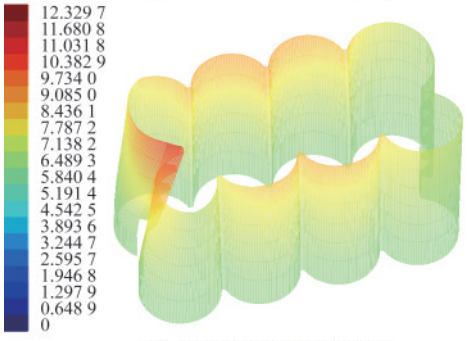
图19 结构计算模型

Fig.19 Structural calculation model

墙体位移最大为22 mm,位移角为1/1 381,小于规范中1/1 000的要求,如图20所示。




(a) 1.00恒载+1.00风载(+*X*)



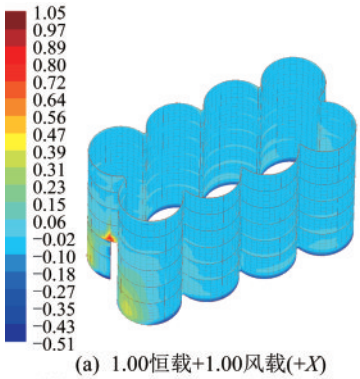

(b) 1.00恒载+1.00风载(+*Y*)

图20 墙体位移图

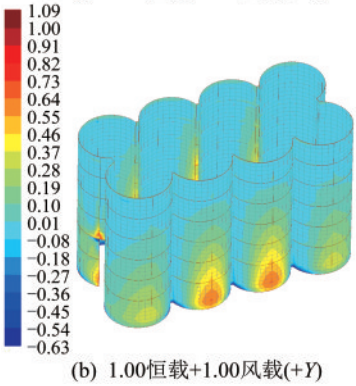
Fig.20 Wall displacement diagram

墙体主拉应力除洞口周边应力集中区域,其他均小于混凝土抗拉强度标准值。除开洞处应力集中部位存在1.09 MPa的应力外,其余部位应力均小于原#200混凝土抗拉强度设计值,如图21所示。施工过程中采用临时支撑对开洞部位进行临时加强,以确保拆除过程中的安全性。

在拆除过程中,考虑自重及风荷载工况作用下,老墙体配筋满足计算要求,根据计算需布置水平分布筋Φ8@200、垂直分布筋Φ8@150。保留墙体配筋如图16所示,以上结果证明老墙体本身具有承受自重及风荷载的能力。




(a) 1.00恒载+1.00风载(+*X*)




(b) 1.00恒载+1.00风载(+*Y*)

图21 墙体sig-max应力云图

Fig.21 Stress contour plot of wall sig-max

### 3.2 混凝土浇筑侧压力分析

本工程以保留墙体为施工模板,因此需考虑施工阶段浇筑混凝土时对保留筒壁侧向压力的影响,如图22所示。

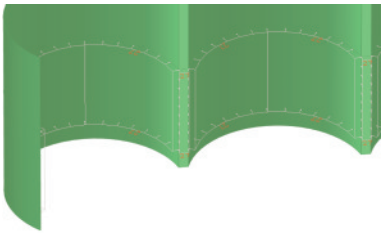


图22 结构模型中施加侧向均布荷载

Fig.22 Apply lateral uniformly distributed loads in the structural model

根据《建筑施工模板安全技术规范》[9]的第4.1.1条,计算得出混凝土侧压力取27 kN/m$^2$,模型中以整层墙体面荷载的形式施加到首层墙体上,荷载分项系数取1.0,根据计算需布置水平分布筋Φ12@200、垂直分布筋Φ10@200。

保留墙体配筋如图16所示,与图22对比,除左侧开口处墙体略有配筋不足外,其余周边墙体均满足计算值,在施工过程中应通过对左侧开洞处采取临时支撑等措施使此处墙体满足施工荷载的要求。

## 4　筒间弱连接分析

本工程筒体之间仅通过筒间梁板连接，连接较弱，且四层至屋顶层随着斜切口的范围扩大，筒间楼板面积逐渐减小，八个筒体是否可以有效组成整体以抵抗地震作用并不明确，如图 2 所示。为了解各独立筒体在罕遇地震下的性能表现，取消筒间梁板后对结构进行大震动力弹塑性分析，验算独立筒体是否满足“大震不倒”的要求。

各地震工况下地震主分量方向的最大层间位移角见表 4，参照《建筑抗震设计规范》[10] 5.5.5、M.1.1.1-2，满足罕遇地震下钢筋混凝土剪力墙结构层间位移角≤(1/120)×0.9 的要求。

**表 4　各地震工况下的主方向最大层间位移角**

**Table 4　Maximum inter story displacement angles in the main direction under various earthquake conditions**

| 地震波 | 层间位移角/rad | 平均值/rad | 地震波 | 层间位移角/rad | 平均值/rad |
|---|---|---|---|---|---|
| RH1:SHW9-X | 1/846 | 1/577 | RH1:SHW9-Y | 1/474 | 1/509 |
| TH1:SHW12-X | 1/514 | | TH1:SHW12-Y | 1/622 | |
| TH2:San Fernando_NO_51-X | 1/394 | | TH2:San Fernando_NO_51-Y | 1/457 | |

从图 23、图 24 分析结果可以看出，剪力墙在罕遇地震作用下保持较好的工作状态，剪力墙不会被压溃。破损等级图显示，部分混凝土发生轻微或中等受压损坏。但未见构件钢筋达到屈服水平，满足大震性能目标需求。

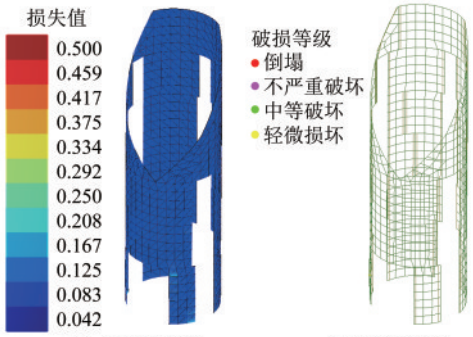



图 23　最后时刻混凝土受压损伤图及破损等级(墙体)

Fig.23　Final moment concrete compression damage diagram and damage level (wall)

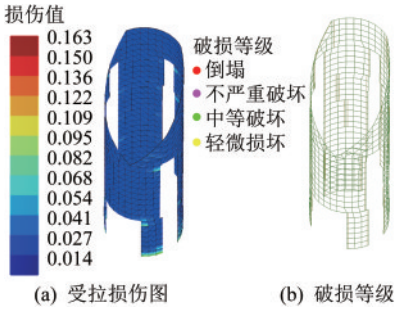



图 24　最后时刻钢筋受拉损伤图及破损等级(墙体)

Fig.24　Final moment tensile damage diagram and damage level of steel bars (wall)

从图 25、图 26 分析结果可以看出，框架梁在罕遇地震作用下保持较好的工作状态，仅少数混凝土发生轻微受压损伤。

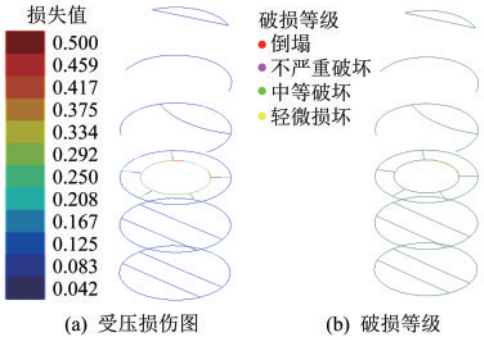



图 25　最后时刻混凝土受压损伤图及破损等级(梁)

Fig.25　Final moment concrete compression damage diagram and damage level (beam)

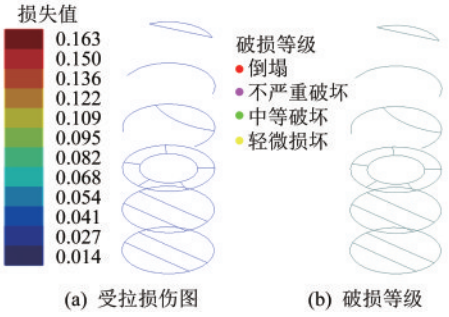



图 26　最后时刻钢筋受拉损伤图及破损等级(梁)

Fig.26　Final moment tensile damage diagram and damage level of steel bars (beam)

由以上分析可知，本工程独立筒体在罕遇地震下满足“大震不倒”的要求。

## 5　弧形洞口对结构的影响

将弧形洞口按照矩形洞口处理，简化为转换梁结构对结构整体进行计算。以托墙转换弧形梁 KZL1 为例，对其细化计算模型并进行受力分析。布置情况如图 27 所示。

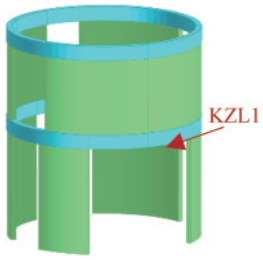



图27 转换梁KZL1布置情况

Fig.27 Layout of conversion beam KZL1

为了使转换梁具有较高的安全冗余，梁上按两种加载方式进行建模，加载方式1为按真实墙体建模；加载方式2为按剪力墙等效线荷载建模。对上述两种工况进行包络设计，见表5。

同时将托墙梁按照板单元建模，在1.3$D$+1.5$L$及中震标准组合($D$+0.5$L$+$E$)工况下的应力结果如图28所示，结果均满足要求。

**表5 中震作用典型梁KZL1验算结果**

**Table 5 Calculation results of typical beam KZL1 under moderate earthquake action**

| 序号 | $-M$/(kN·m$^{-1}$)，$+M$/(kN·m$^{-1}$)，$V$/kN | 顶底$A_s$/mm$^2$ | 抗剪承载力/kN | $A_{sv}$/(mm$^2$·m$^{-1}$) | 实配钢筋(梁顶/底/箍筋) |
|---|---|---|---|---|---|
| 加载方式1 | −61，73，−116 | 480/480 | 1 089 | 600 | 6⌀25/6⌀25 ⌀10@100(4) |
| 加载方式2 | −496，473，592 | 2 043/1 936 | 1 089 | 1180 | |

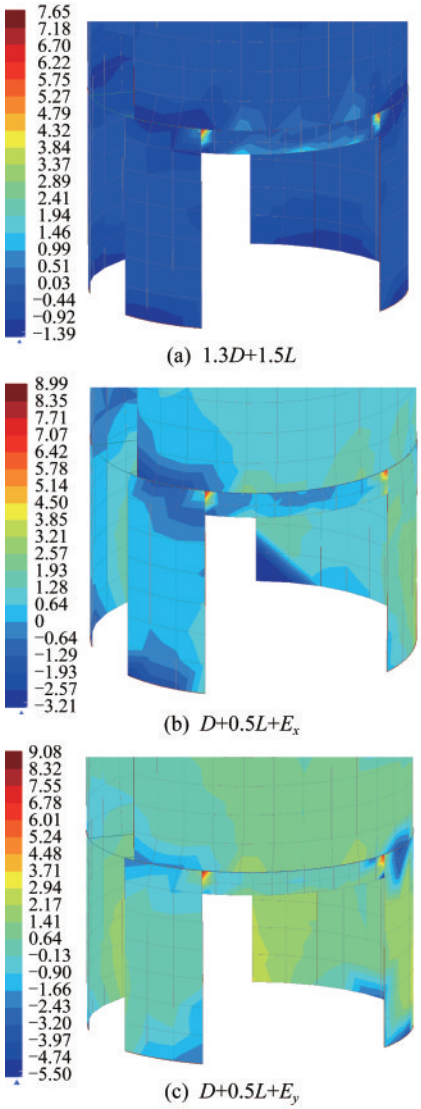



图28 托墙转换梁应力云图

Fig.28 Stress contour plots of wall support conversion beam

为使转换梁有较高的安全性，考虑在转换梁内设置钢骨，与上部剪力墙共同作用，以提高其抗剪、抗弯能力，具体节点如图29所示。

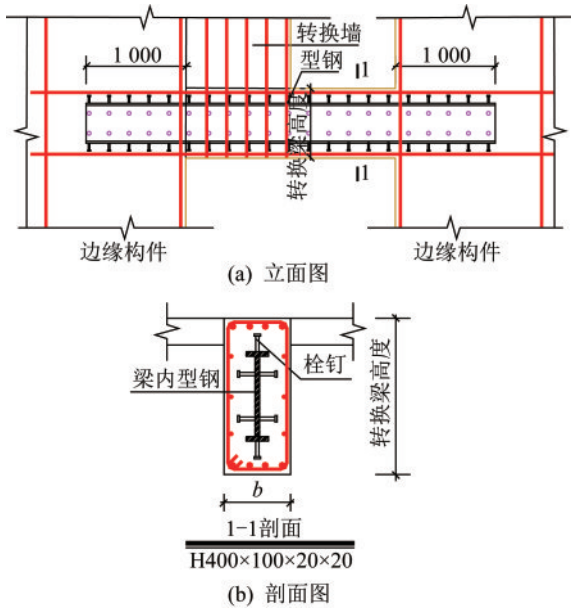
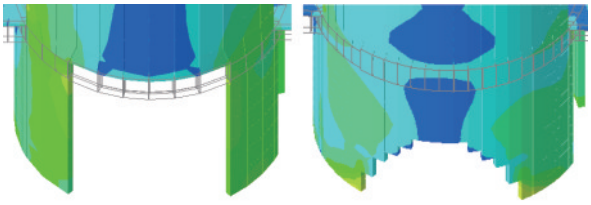



图29 转换梁内置钢板节点详图

Fig.29 Detailed drawing of steel plate nodes embedded in the conversion beam

为探究弧形洞口对双曲面墙体的影响，建立弧形洞口模型，与矩形洞口模型对比发现，弧形洞口减小了洞口周围的应力集中现象，优化了传力路径，如图30所示。因此简化为转换梁结构对结构整体计算是偏安全的。

通过墙体受力分析，明确沿洞口周边的竖向传力路径，沿应力流路径设置环形梁和暗柱，并对



(a) 矩形洞口　　(b) 弧形洞口

图 30　楼层洞口结构布置对比

Fig.30　Comparison of structural layout of floor openings

于相关部位和节点加强配筋，形成有效的结构安全储备，如图 31 所示。

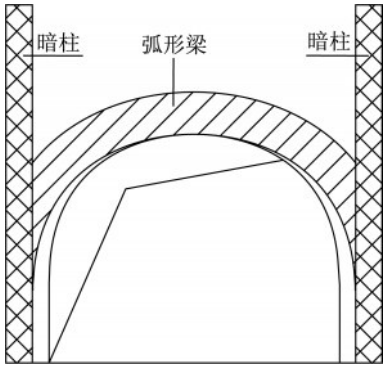
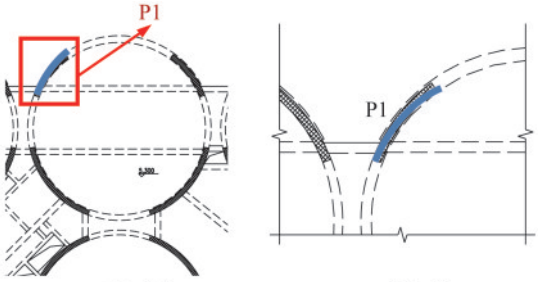



图 31　楼层洞口结构布置对比

Fig.31　Comparison of structural layout of floor openings

## 6　结构稳定性验算

由于本项目存在转换弧墙，约束条件复杂，无法适用常规简单边界条件的规范简化方法，因此对结构进行整体屈曲分析，首层 P1 处发生失稳，平面位置如图 32 所示。




(a) 平面图　　(b) 放大图

图 32　转换墙 P1 位置

Fig.32　Conversion position of wall P1

把考虑了初始缺陷的模型进行计算，结构的临界荷载系数约为 54，考虑几何非线性分析之后，得到临界荷载系数约为 28，可以保证结构安全，如图 33、表 6 所示。

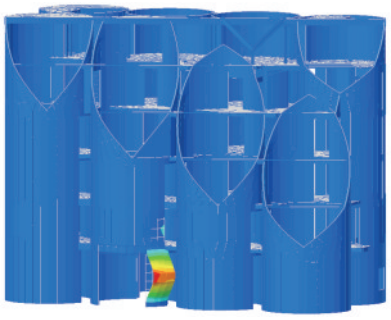


图 33　屈曲模态

Fig.33　Buckling mode

**表 6　屈曲特征值**

**Table 6　Buckling eigenvalue**

| 模态 | 特征值 | 容许误差 |
|---|---|---|
| 1 | 53.981 268 | $3.358\ 5\times10^{-31}$ |
| 2 | 60.832 704 | $1.916\ 4\times10^{-27}$ |
| 3 | 69.119 125 | $1.556\ 2\times10^{-21}$ |
| 4 | 73.024 964 | $2.696\ 5\times10^{-18}$ |
| 5 | 80.335 943 | $4.691\ 3\times10^{-15}$ |
| 6 | 92.018 392 | $6.357\ 5\times10^{-8}$ |

## 7　结　论

（1）改建加固项目需考虑保留结构对新建结构的力学影响，建立新旧合并模型与新建结构模型，进行力学分析并采用包络设计，通过优化连接节点设计，以保障新旧结构协同受力。

（2）设计阶段应结合施工工序开展工况分析；以原有筒壁为施工模板时，需重点分析混凝土浇筑产生的侧压力以保障模板安全。

（3）对于结构弱连接处，需对梁板做刚度退化验算，结合独立筒体弹塑性分析以确保弱连接体系安全；弧形跃层墙体的稳定性校核应采用屈曲分析进行专项验算。

（4）墙体中弧形洞口可按矩形洞口设计，托墙转换弧形梁等关键构件需做多工况包络设计，可采用 H 型钢骨梁提升安全冗余度。

## 参　考　文　献

[1] 李虎林，李亚民．混凝土结构加固改造技术在高层建筑中的应用[J]．建筑结构，2023，53(S2)：1549-1553.

Li Hulin，Li Yamin. Research and application on key technology of the resistant low temperature materialwelling[J]. Building Structure，2023，53(S2)：1549-1553.(in Chinese)

[2] 李厂,吴善能,杨小草.某历史文化建筑的加固设计[J].结构工程师,2018,34(5):7-12.
Li Chang, Wu Shanneng, Yang Xiaocao. Strengthening design for the historical and cultural building [J]. Structural Engineers, 2018, 34(5): 7-12. (in Chinese)

[3] 马洪步,刘征,冷冬梅,等.武汉电影乐园结构加固改造设计和技术创新[J].建筑结构,2025,55(20):62-69.
Ma Hongbu, Liu Zheng, Leng Dongmei, et al. Structural reinforcement and renovation design and technological innovation for Wuhan Film Park [J]. Building Structure, 2025, 55(20): 62-69. (in Chinese)

[4] 孟凡深.钢骨混凝土转换梁与上部剪力墙共同作用的分析研究[D].上海:同济大学,2002.
Meng Fanshen. The research on steel reinforced concretetransfer beam and upper shear wall cooperated together [D]. Shanghai: Tongii University, 2002. (in Chinese)

[5] 李凤霞,宁怀明,王新武.钢骨混凝土转换梁与剪力墙作用的非线性分析[J].武汉理工大学学报,2010,32(1):162-165.
Li Fengxia, Ning Huaiming, Wang Xinwu. Nonlinear analysis on SRC transfer beam and the combined action with upper shear wall [J]. Journal of Wuhan University of Technology, 2010, 32(1): 162-165. (in Chinese)

[6] 扶长生,刘春明,李永双,等.高层建筑薄弱连接混凝土楼板应力分析及抗震设计[J].建筑结构,2008,38(3):106-110,37.
Fu Changsheng, Liu Chunming, Li Yongshuang, et al. Structural seismic design and analysis of linking RC slab in tall-building [J]. Building Structure, 2008, 38(3): 106-110, 37. (in Chinese)

[7] 赵攀宇,吴勇,战祖弘,等.带薄弱连体的超高层结构抗震性能设计[J].建筑结构,2021,51(15):68-75.
Zhao Panyu, Wu Yong, Zhan Zuhong, et al. Seismie performance design of super highrise structure with weak connection [J]. Building Structure, 2021, 51(15): 68-75. (in Chinese)

[8] 王泽.混凝土筒仓仓壁受力分析研究[D]. 邯郸:河北工程大学,2017.
Wang Ze. The analysis and research of stress of concrete silo wall [D]. Handan: Hebei University of Engineering, 2017. (in Chinese)

[9] JGJ 162—2008 建筑施工模板安全技术规范[S].
JGJ 162—2008 Technical code for safety of forms in construction[S]. (in Chinese)

[10] GB 50011—2010 建筑抗震设计规范[S].
GB 50011—2010 Code for seismic design of buildings [S]. (in Chinese)