单层超高大跨格构式梁柱结构分析与应用

徐亚波　柳　超*
（北京中外建建筑设计有限公司，北京 100089）

摘　要　基于某单层超高大跨空间建筑结构方案的选定，提出一种格构式梁柱结构方案。给出了基础及柱脚布置详图、参数化建模流程、超高格构柱的高宽比建议、屋面横向桁架的跨高比建议、屋面及柱间支撑的设置原则，对结构体系的传力机理进行分析，提出了结构的抗震性能化设计目标。对结构进行整体稳定性研究，通过对整体模型进行线弹性屈曲分析，得到了弹性分析的屈曲因子。对关键节点进行了有限元分析，格构柱与倒三角桁架连接的分叉节点应力集中较大处采用铸钢节点，实现了“强节点弱构件”。相关计算结果表明，结构的强度、刚度及稳定性等满足设计要求。最后给出了实腹式、格构式方案可行性及用钢量对比。相关研究成果可为类似工程提供参考。

关键词　超高，空间桁架，大跨，格构式结构
中图分类号：TU393.3　　**文献标志码**：A　　**DOI**：10.15935/j.cnki.jggcs.202604.0004

Analysis and Application of Single Story Ultra-High and Large-Span Lattice Beam-Column Structure

XU Yabo　LIU Chao*
（Beijing CCI Architectural Design Co., Ltd., Beijing 100089, China）

Abstract　Based on the structural scheme of a single-story ultra-high, large-span spatial building, a lattice-type beam-column structural system is proposed. Detailed layouts of the foundation and column bases, a parametric modeling workflow, recommended height-to-width ratios for ultra-high lattice columns, span-to-depth ratios for roof transverse trusses, and principles for setting roof and inter-column bracing are presented. The load transfer mechanism of the structural system is analyzed, and seismic performance-based design objectives are proposed. A global stability study of the structure is conducted using linear elastic buckling analysis on the overall model, yielding elastic buckling factors. Finite element analysis is carried out on critical joints, and cast steel joints are employed in areas with significant stress concentrations at bifurcation nodes connecting lattice columns and inverted triangular trusses, achieving the “strong joint, weak member” design philosophy. The analysis results show that the structure meets the design requirements in terms of strength, stiffness, and stability. Finally, a feasibility and steel consumption comparison between solid-web and lattice-type structural schemes is provided. The findings can serve as a reference for similar engineering projects.

Keywords　ultra-high, spatial truss, large-span, lattice structure

收稿日期：2025-06-11
基金项目：中外建科技研发课题（2023-ZWJRD-019）
作者简介：徐亚波，工程师，一级注册结构工程师，主要研究方向为大跨空间钢结构设计。E-mail：xuyabo@163.com
* **联系作者**：柳　超，硕士，高级工程师，一级注册结构工程师，主要研究方向为大跨空间钢结构。E-mail：xioaniaodby@126.com

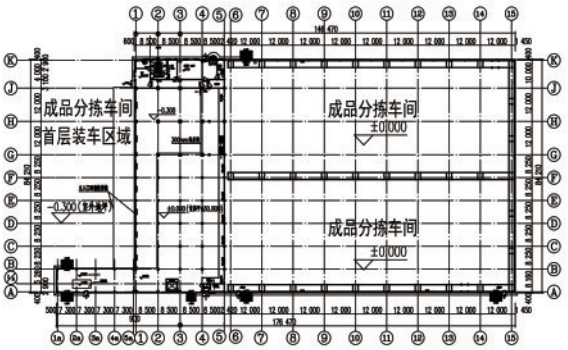
0　引　言

单层超高大跨的空间建筑多采用实腹式钢框架、门式钢架、网架、网壳等结构形式。实腹式钢框架截面大，单个构件过重，而且会导致现场运输、吊装困难，焊接作业量大；门式钢架体系所适用房屋高度不大于 18 m；大跨度网架对制造质量要求极高，所需材料往往价格昂贵，安装过程复杂且耗时，易损杆件应进行定期检查和更换，会加大日常运维的工作量[1]；网壳结构可以构成大空间，但当矢高很大时，会增加屋面面积和不必要的建筑空间，增加建筑材料和能源的消耗，杆件和节点几何尺寸的偏差以及曲面的偏离对网壳的内力、整体稳定性和施工精度影响较大，为减小初始缺陷，对杆件和节点的加工精度会提出较高的要求[1-2]。鉴于以上各结构体系的缺点，桁架结构相比之下具有较高的性价比，在机场建筑、会展中心、体育场馆、展览馆、车站、物流仓库、厂房车间等诸多大型公共建筑领域得到广泛应用。近年来大跨空间建筑向着超大层高（≥20 m）、大跨度（≥36 m）、大柱距（≥12 m）、大吨位吊车（≥50 t）的方向发展[3]。目前高度及单跨跨度超过 40 m 的工程国内较少，缺失针对性的设计标准。单层超高大跨类结构对风、雪荷载非常敏感；屋顶在风荷载及地震作用下侧移随着高度的增加有较大增幅；竖向荷载下最大挠度随着跨度的增加亦有较大增幅；如果对柱下基础的沉降差控制有较高的要求，甚至面对极端天气的超强风时，结构柱出现侧向倾覆，基础产生拉力，均需要慎重对待；如果地面有重载会对地面的强度有较高要求解决。建筑专业的地面做法显然不再符合使用要求，以上诸多技术难点需要综合考虑经济性、抗风性能及抗震性能。本项目团队经过多年的研究和技术积累，提出了“单层超高大跨格构式梁柱结构”体系。

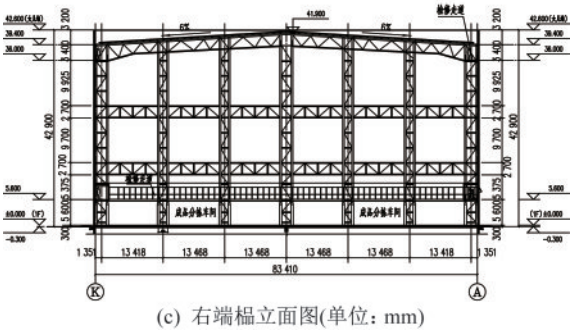
美巢武汉成品分拣车间（以下简称“分拣车间”）为上述体系的应用提供了契机。分拣车间无地下室，1—5 轴为成品装车区间，6—15 轴为成品分拣车间。成品分拣车间主要堆积及储存所生产的成品，堆积高度近 36 m，等效于地面荷载 36 t/m^2，建筑高度为 42.6 m（女儿墙顶），由两列边柱加一列中柱，坡度为 6% 的双坡屋面组成两跨单层、超高、大跨空间建筑，柱间距为 12 m。高度 37 m 左右需要设置一圈设备检修通道，同时，在高度 5 m 左右要有一圈环视整个厂区的观光通道，建筑方案如图 1 所示。



(a) 效果图



(b) 平面布置图(单位：mm)



(c) 右端榀立面图(单位：mm)

图 1　建筑方案

Fig.1　Architectural plan

1　结构方案

1.1　结构体系

采用双向立体桁架，四肢格构柱+屋面纵横向倒三角形桁架+柱间纵向四边形桁架支撑+平面桁架柱间交叉支撑+屋面交叉支撑。关键受力构件采用相贯焊接，焊缝等级为一级，其余构件为二级。柱顶高度为 42.075 m，边列柱顶高度为 39.45 m，横向三角形桁架间距为 12 m，总长度为 108 m，长度方向不设缝，结构体系如图 2 所示。

1.2　地基基础

场地地貌单元属剥蚀堆积垄岗，拟建场地地

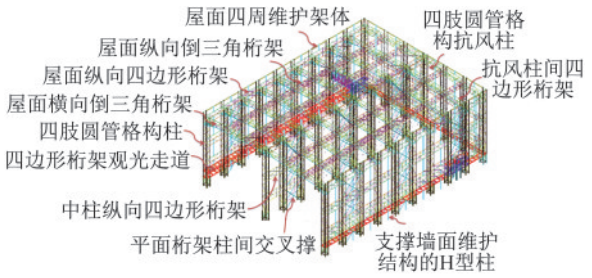


图2 结构体系

Fig.2 Structural system

势较平坦。抗浮水位为地下-5.0 m,不进行抗浮设计。场地土的类型以中软土为主,局部为中硬土。建筑场地类别为Ⅱ类,属于建筑抗震一般地段。桩端持力层为中风化岩,地基承载力特征值f_a=900 kPa。由于首层生产工艺重载的需求,为严格控制格构柱沉降及生产操作区的沉降,柱下采用桩承台基础,灌注桩D_1=800 mm,有效桩长为21 m,单桩承载力特征值为3 300 kN。堆积成品区采用桩筏基础,筏板厚h=650 mm,配筋双层双向⌀18@150。鉴于堆积成品区筏板是工艺生产需求所设,与柱下基础脱开为宜,灌注桩D_2=600 mm,桩间距为2.5 m,矩形布置,有效桩长为21 m,单桩承载力特征值为2 200 kN,满堂布桩。筏板和灌注桩的混凝土强度等级均为C35(水下)。柱下基础最大沉降为3.0 mm,操作区最大沉降为1.0 mm,基础平面布置如图3所示。在桩灌注混凝土之前,应对已成孔的中心位置、孔深、孔径、垂直度、孔底沉渣厚度进行检验。对于大直径且预估桩长较长的桩,应适当给予更严格的控制桩基垂直度控制,一般规定桩的垂直度≤1/300。桩基垂直度主要利用旋挖机驾驶室内垂直度监测控制装置修正及测量钻杆垂直度,实时控制成孔垂直度。混凝土振捣时,采用机械振捣方式,在操作过程中,要采用“快插慢拔”的方式,振捣棒上下均匀抽动,保证振动的均匀性。

2 设计参数、参数化建模及体系分析介绍

2.1 设计参数

本项目设计基准期为50年,结构安全等级为二级(结构重要性系数γ_0=1.0),抗震设防类别为标准设防类(丙类),抗震设防烈度为6度,设计基本地震加速度为0.05g,设计地震分组为一组,场

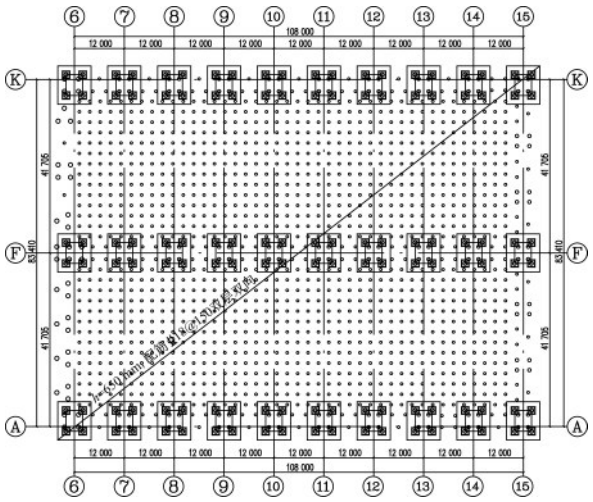


图3 基础平面布置(单位:mm)

Fig.3 Foundation layout plan (Unit: mm)

地类别为Ⅱ类,特征周期T_g=0.35 s。多遇地震水平地震影响系数最大值为0.04,周期折减系数为1.0,结构阻尼比为0.02,抗震等级为四级,基础顶面作为上部结构嵌固端。

本项目对风荷载较敏感,采用100年一遇风压0.45 kN/m^2,地面粗糙度类别为B类。风荷载体型系数取1.4(正风压取0.8,负风压取0.6,坡屋面风吸力取-0.6与-0.5),100年一遇的雪压为0.6 kN/m^2[积雪分布系数依据《建筑结构荷载规范)(GB 50009—2012)取值]。屋面附加恒载考虑铝板金属屋面、吊挂等,取0.3 kN/m^2,屋面活载取0.5 kN/m^2。由于车间纵向长度较大,应考虑温度作用,按±30 ℃取值。计算分析采用3D3S(V2021版)软件,分析时采用Frame杆单元模拟各构件,材质为Q355B,主要构件截面尺寸及类型见表1。

2.2 参数化建模

首先对建筑专业提供的建筑表皮进行空间偏移得到结构面,然后确定边榀格构柱中一肢底部的节点,以该节点为基准坐标,将已经确定的观光走道位置及检修通道位置固定后,按照不超过3 m的节间定义出格构柱高度方向屋面横向桁架下弦的各节点,将边柱节点复制得到中柱一半的柱底节点,将格构柱底部节点和中柱底部节点投影到屋架结构面,投影后的节点用光滑样条曲线相连得到格构柱及屋面横向桁架几何线条,最后,采用镜像命令得到第二跨几何模型,如图4所示。通过Grasshopper二次开发的接口自动生成3D3S

表 1　主要构件截面尺寸及类型

Table 1　The cross-sectional dimensions of the main components

构件类型	尺寸/mm	截面类型
5 m以下格构柱单肢	500×30/36	无缝圆管
5 m以下格构柱腹杆	219×10	无缝圆管
5 m以上格构柱单肢	351×14	无缝圆管
5 m以上格构柱腹杆	140×4.5	无缝圆管
横向主桁架上弦	219×10	无缝圆管
横向主桁架下弦	245×12	无缝圆管
横向主桁架腹杆	114×14	无缝圆管
屋面纵向桁架弦杆	219×10	无缝圆管
屋面纵向桁架腹杆	114×4	无缝圆管
柱中部纵向桁架弦杆	159×6	无缝圆管
柱中部纵向桁架腹杆	114×4	无缝圆管
柱间平面桁架支撑弦杆	245×12	无缝圆管
柱间平面桁架支撑腹杆	89×4	焊接圆管

结构模型，用于分析计算。为便于及时修改，特将格构柱的长宽、格构柱间距、柱顶高度、桁架系杆的长宽、格构柱及屋面横向倒三角形桁架节间等关键数据定义成可变的参数，通过改变各参数，快速得到几何模型，便于方案阶段的试算对比。

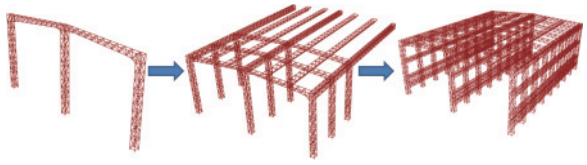


图 4　参数化建模流程

Fig.4　Parametric modeling process

2.3　格构柱抗侧力构件

钢结构柱有实腹式柱和格构柱，格构柱在制造、安装上较为费力，但当柱截面宽度超过 1 m 时，往往较实腹式柱更经济[3]。格构柱可以比实腹式柱提供更大的截面惯性矩及抗弯刚度[4-5]，可以承受更大的水平作用。结构在风荷载或水平地震作用下产生较大水平位移时，在重力荷载作用下其侧移值进一步增加并引起结构构件产生附加内力的效应称为重力 P-Δ 效应。格构柱在竖向荷载下 P-Δ 效应不明显[6]。拟静力试验又称低周反复荷载试验，是指对结构或结构构件施加多次往复循环作用的静力试验，格构柱在低周反复荷载的作用下，可以有效地起到耗能作用，具有良好的抗震性能[3]。

格构柱截面尺寸选择：为提高跨度方向的抗侧刚度，经过多方案试算，最终确定肢距为 2.0 m×2.5 m，平行跨度方向取 2.5 m。较小的高宽比（格构柱总高与格构柱跨度的比值）不利于高强钢材料的发挥，较大的高宽比不利于抗震性能目标的实现，结合本项目情况及以往设计经验，建议格构柱建筑物高度方向的长度 H 与图 5(a) 中的跨度方向的比值可取 1/12~1/17。为增强超高格构柱底部刚度及承载力，同时为减轻格构柱自重，进行一次变截面，单肢外径：标高≤5 m 时 D=500 mm，壁厚 t=30/36 mm（角部格构柱取 36 mm）；标高>5 m 时 D=351 mm，壁厚 t=14 mm。

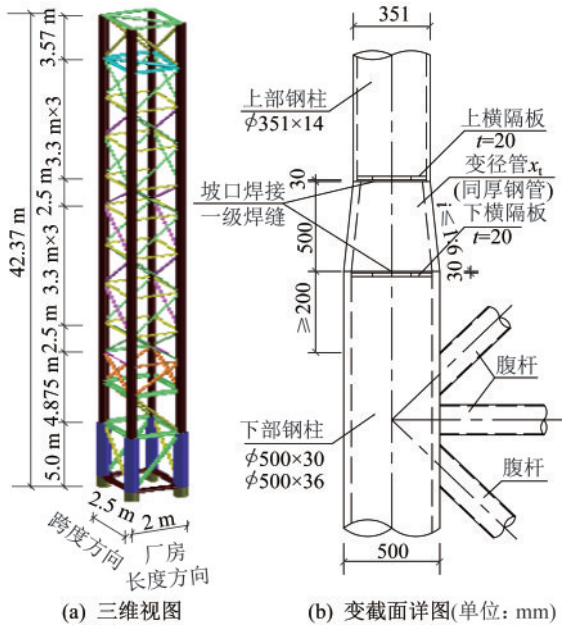
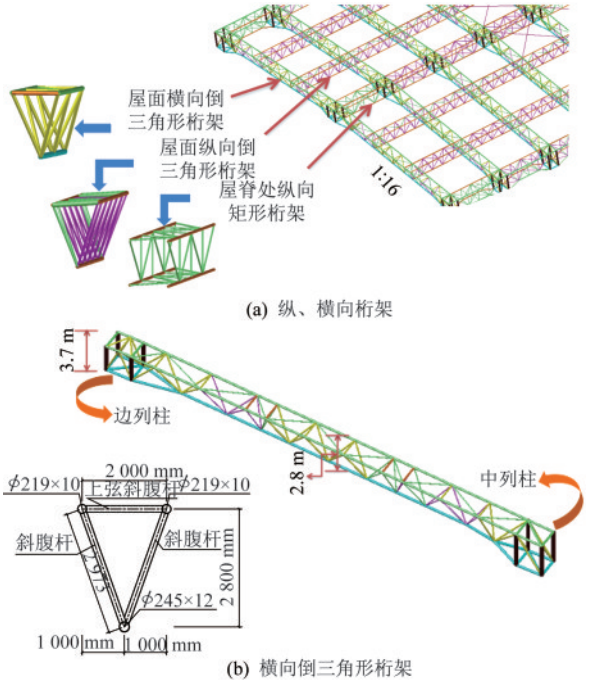


图 5　四肢格构柱

Fig.5　Four-limb lattice column

2.4　屋面纵、横向桁架

屋面横向桁架采用倒三角形桁架与格构柱刚接，中列柱位于屋架的脊部，文献[7]推荐立体桁架的高度可取跨度的 1/12~1/16，经过多次试算最终确定桁架高度取 2.8 m，约为跨度的 1/14.2，采用 1∶16 坡向边列柱的端部，过渡到 3.7 m，目的是满足 37 m 高度处检修通道净高的要求。除此之外，也可以对梁柱节点起到加强作用。各柱列顶部与屋面相交处采用高度为 2.8 m 的纵向矩形桁架。横向桁架跨中设两道纵向倒三角形等截面桁架，桁架高度为 2.8 m，三等分各跨横向桁架。纵向桁架主要增加屋面的整体性及横向桁架的面外稳定性，同时将竖向荷载传递到横向桁架上，如图 6 所示。

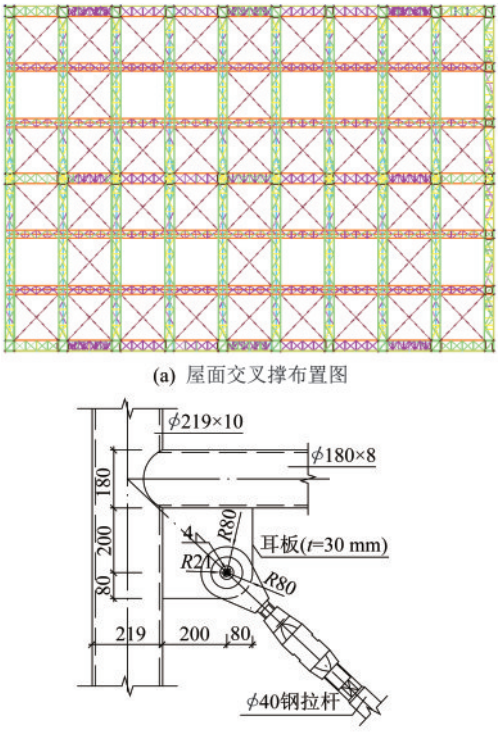


(a) 纵、横向桁架

(b) 横向倒三角形桁架

图6 屋面桁架布置

Fig.6 Roof truss layout



(a) 屋面交叉撑布置图

(b) 钢拉杆与上弦杆连接详图(单位：mm)

图7 屋面支撑体系

Fig.7 Roof support system

2.5 支撑体系

屋盖水平交叉支撑采用ϕ40钢拉杆，横向交叉撑设置于第二跨与倒数第二跨，纵向支撑设置于边跨及屋脊左右相邻跨，形成封闭的支撑系统，保证水平地震作用及风荷载可以有效地传递到周边的抗侧力格构柱上，如图7所示。在传统无吊车梁厂房排架纵向设计中，会采用直径较小的钢管作为纵向水平系杆。但在本项目中，柱间支撑沿竖向需设多道纵向水平系杆才能有效控制格构柱的平面外稳定性；而格构柱面外分肢肢距的增大也使位于内侧的钢管系杆对柱外侧分肢提供的有效面外约束贡献减弱。而采用四边形桁架作为纵向柱间支撑，更有利于增强格构柱的平面外稳定性[3]。每个柱列沿高度设置三道四边形桁架面外支撑，其中边列柱的底部桁架结合观光走道高度设置，另外两道均分格构柱余下高度；由于工艺生产设备运行具有不可逆性，导致端开间无法设置柱间交叉支撑，故在每列第二柱间、倒数第二柱间及中部柱间设置平面桁架交叉撑，如图8所示。

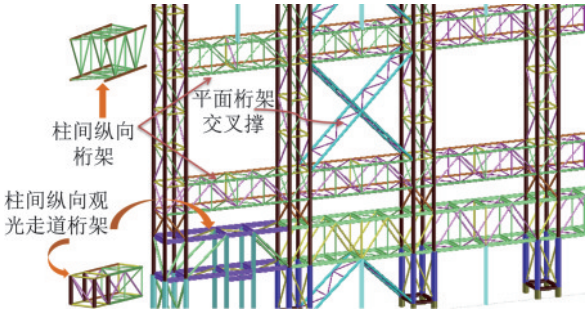


图8 柱间纵向桁架式支撑及平面交叉撑

Fig.8 Inter-column longitudinal truss-type supports and planar crossed braces

2.6 抗风柱

抗风柱高42.0 m，平面内的计算高度与层高相同，但平面外可以通过合理的支撑设置来减小计算长度。由于工艺生产的特定规划，6轴处的横向两跨须开敞以提供运输通道，故仅在右端榀布置抗风柱系统。虽然整体几何平面形状近似对称，但是抗风柱的不对称设置使整体结构呈现了一定的扭转效应。抗风柱沿高度设置三道四边形桁架水平支撑，其中底部桁架在观光通道的高度处设置，抗风柱顶部与边榀横向屋架连接，兼作横向边榀桁架的竖向支点，可以减小平面内计算长度，如图9所示。

3 体系传力机理

竖向荷载传力路径：屋面竖向荷载→屋面纵向桁架→屋面横向桁架→格构柱→基础。

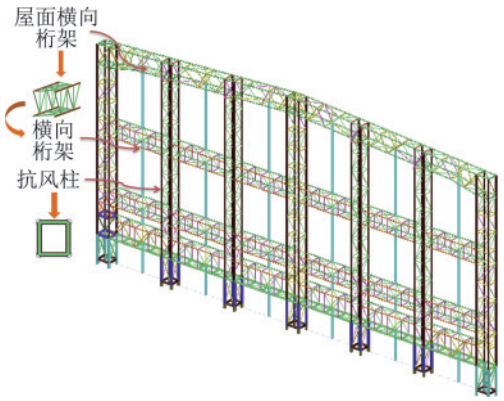


图 9　15 轴抗风柱及柱间桁架水平支撑

Fig.9　Wind-resistant c olumns at Axis 15and inter-column truss horizontal supports

X 向水平作用传力路径：围护结构→抗风柱→屋面交叉撑→纵向桁架→柱间支撑→格构柱→基础。

Y 向水平作用传力路径：围护结构→抗风柱→屋面交叉撑→屋面横向桁架→格构柱→基础。

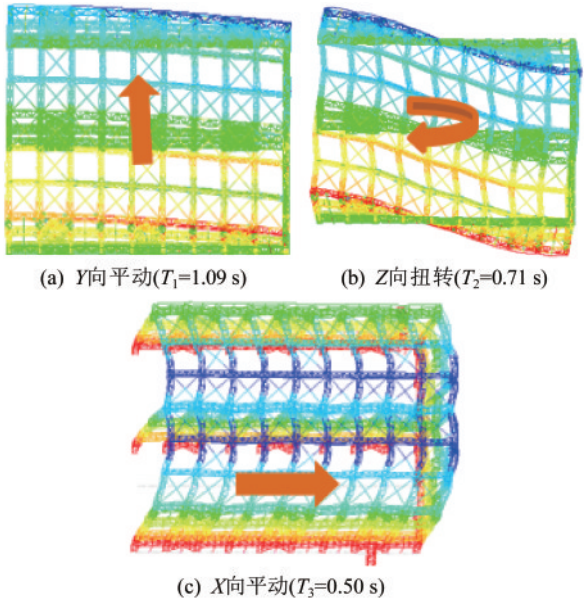
4　结构计算

4.1　周期与振型

第一振型为 Y 向水平振动，其中扭转成分为 5%；第二振型为扭转振型，是由于抗风柱布置的不对称导致扭转刚度不均匀；第三振型为 X 向平动，前三阶振型如图 10 所示。周期比为 0.71/1.09=0.65，小于《建筑抗震设计标准》[GB/T 50011—2010]（2024 年版）中 0.9 的限值。

4.2　强度计算

结构侧移类型选择有侧移，桁架的计算长度系数：弦杆 0.9l，支座斜杆和支座竖杆 1.0l，其他腹杆 0.8l，l 为杆件节点中心距离。根据《建筑抗震设计规范》[GB 50011—2010（2024 年版）]10.2.13 条，对支座附近的关键杆件考虑内力放大，与支座相邻节间的弦杆和腹杆应力比控制在 0.8 以下。主桁架弦杆应力比控制在 0.8 以下，其他杆件应力比控制在 0.85 以下，见表 2 及图 11。各支撑体系长细比限值从严控制，并按关键杆件和一般杆件区分长细比限值，受压杆件取 150；受拉杆件：对腹杆提供平面外支点的弦杆取 250，其他杆件取 350。由于抗风柱的不对称设置使整体结构呈现了一定的扭转效应，地震作用下致使整个结构角部格构柱、屋面横向桁架端部、屋面纵向桁架端部的应力比较大，设计阶段加大了相应杆件的壁厚；恒载与活载工况下格构柱应力比最大出现在横向腹杆，是因为虽然格构柱分肢为主要受力构件，但采用了较低的应力比控制，致使最大应力比出现在截面较小的横向腹杆处。屋面横向桁架、屋面纵向桁架最大应力比出现在下弦跨中及上弦端部。



(a) Y向平动(T_1=1.09 s)　(b) Z向扭转(T_2=0.71 s)

(c) X向平动(T_3=0.50 s)

图 10　前三阶振型与周期

Fig.10　First three vibration modes

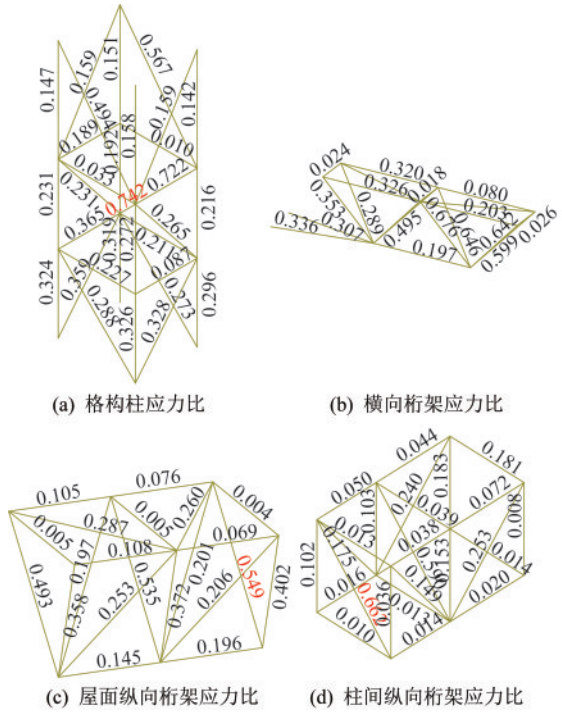
表 2　应力比

Table 2　Stress ratio

构件	应力比	控制项目	位置
格构柱	0.74	稳定	横向腹杆
屋面横向桁架	0.68	强度	斜向腹杆
屋面纵向桁架	0.55	稳定	端部斜向腹杆
柱间纵向桁架	0.66	稳定	端部斜向腹杆
柱间支撑	0.40	稳定	端部斜向腹杆

4.3　变形计算

文献[7]规定在恒载和活载标准值作用下的最大挠度不宜超过 1/250，横向桁架的竖向最大位移为 30 mm，与跨度的比值为 1/1 017，满足设计要求。1.0 恒载+0.5 活载+1.0 地震作用下 X 向柱顶最大位移为 7 mm，Y 向柱顶最大位移为 11.7 mm。$+Y$ 向风作用下柱顶最大位移为 72 mm，$-Y$ 向风作用下柱顶最大位移为 70.6 mm；$+X$ 向风作用下柱顶最大位移为 3.5 mm，$-X$ 向风作用下柱顶最大位移为 3.1 mm，均满足《钢结构设计标准》（GB 50017



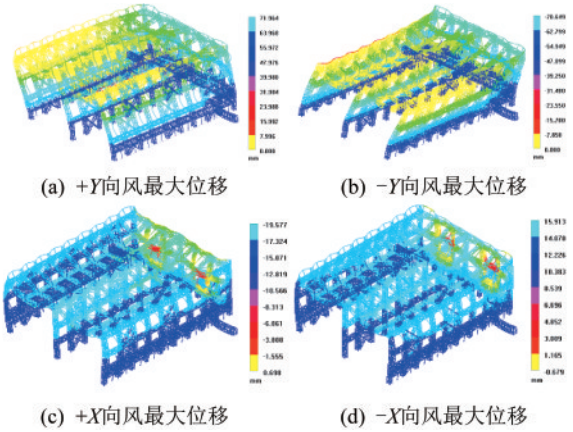
(a) 格构柱应力比 (b) 横向桁架应力比

(c) 屋面纵向桁架应力比 (d) 柱间纵向桁架应力比

图 11 多遇地震关键构件计算结果

Fig.11 Results of the strength of main components for frequent earthquakes

—2017)单层钢结构柱柱顶水平位移无桥式起重机时 $H/150$ 的限值(H 为柱顶高度),如图 12 所示。由于格构式梁柱结构自重较轻,地震作用下的变形较小,最终由风荷载控制结构侧向变形。采用 2 倍基本风压的方式近似考虑超强风对结构的瞬时冲击影响,$+Y$ 向风作用下柱顶最大位移为 135 mm,仍然满足柱顶水平位移限值要求。



(a) +Y向风最大位移 (b) −Y向风最大位移

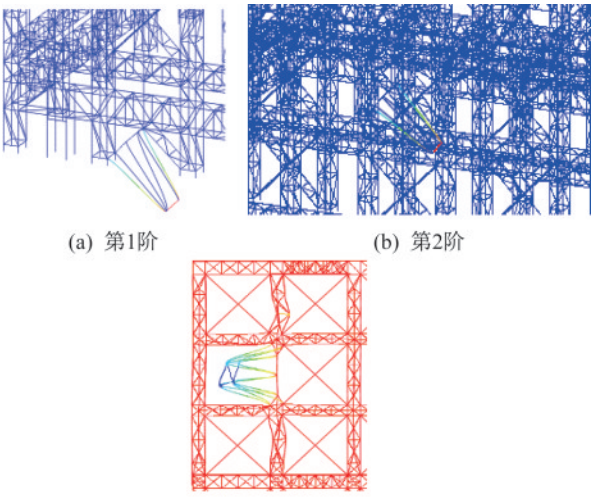
(c) +X向风最大位移 (d) −X向风最大位移

图 12 风荷载位移

Fig.12 Displacement under wind load

4.4 稳定计算

对整体结构进行弹性稳定屈曲分析,考虑整体 P-Δ 影响,构件的初始几何缺陷 P-Δ 采用分析结果的最低阶整体屈曲模态,其缺陷值按跨度的 1/300 确定。以 1.0 恒载+1.0 活载为初始工况,在荷载标准值作用下进行弹性屈曲分析。第 1、2、5 阶屈曲模态均是柱间交叉撑平面外屈曲,第 3、4、6 阶是屋面横向桁架面外屈曲,格构柱在前 50 阶均未发生屈曲,如图 13 所示,结构具有优越的整体稳定性能。第 1 阶屈曲因子为 37.0,远大于 4.2[7],即最大屈曲荷载为:37.0×(1.0 恒载+1.0 活载)。



(a) 第1阶 (b) 第2阶

(c) 第3阶

图 13 结构屈曲模态

Fig.13 Structural buckling modes

4.5 性能化设计

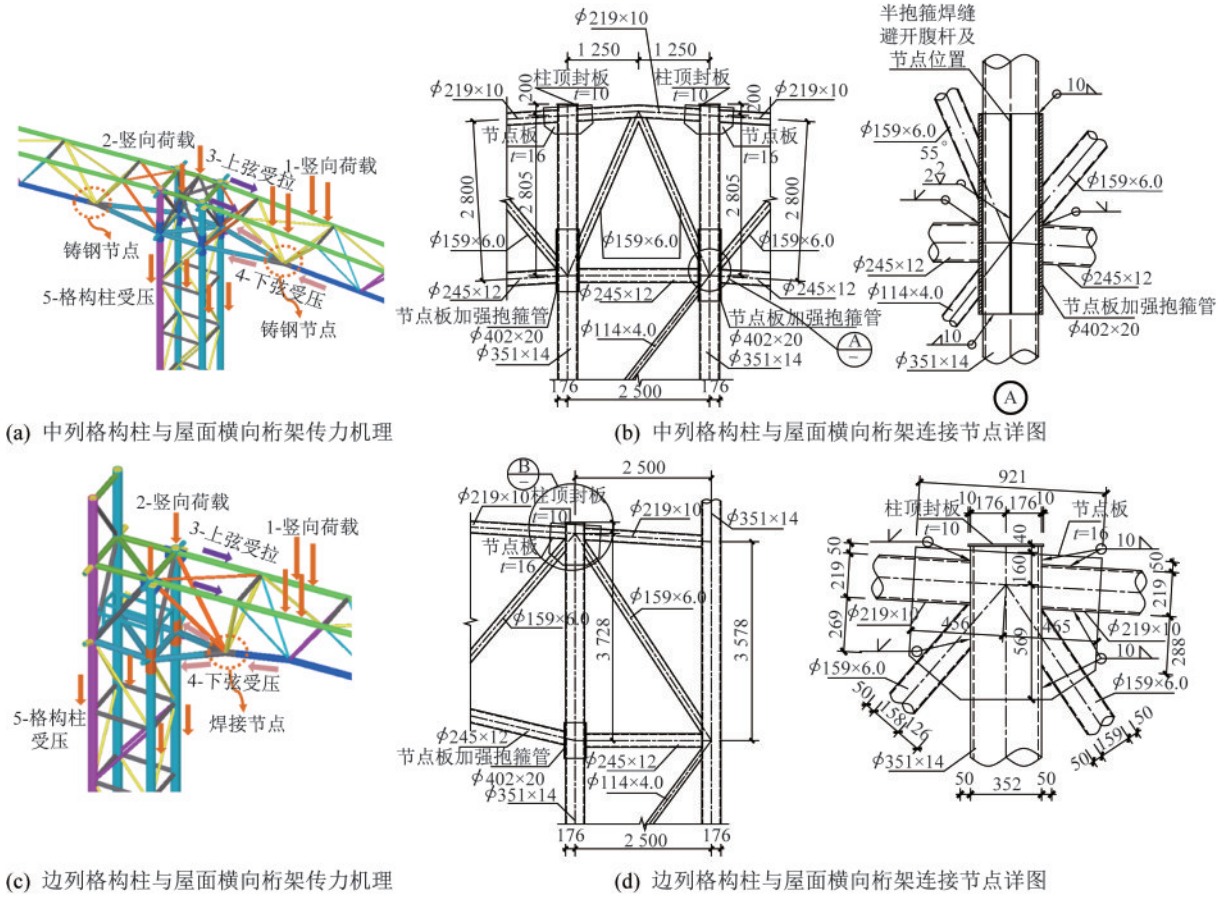
结合项目的高度、跨度及使用功能,抗震性能目标定位为中震不屈服(抗剪弹性,抗弯不屈服),采用中震反应谱,抗震等级为四级,其他设计参数与小震保持一致。中震不屈服工况计算采用等效弹性模型,结构阻尼比取 0.02,周期折减系数取 1.0。由关键构件的计算结果可以得出,关键构件承载力部分由中震不屈服控制,部分由小震控制,最大应力比出现在格构柱的横向腹杆,为 0.73,由稳定验算控制,整个结构可实现既定的抗震性能目标。

5 节点设计

5.1 典型格构柱与桁架连接节点

图 14 分析了中列柱、边列柱与横向桁架的传

力机理，可以看出格构式梁柱受力主要为拉压轴力，受力清晰，传力直接，杆件能充分发挥潜能。本项目钢管之间主要采用直接焊接的相贯节点，为了保证焊接的质量，设计时应该确定杆件相贯的顺序。一般来讲，桁架弦杆外径不应小于腹杆外径，主桁架弦杆外径不应小于次桁架弦杆外径，当交于一点的杆件较多时，主杆壁厚不应小于支杆壁厚。对受力大、汇交杆件多或特别复杂的节点，采用设置穿心节点板进行补强[1]，穿心节点板厚度取相连杆件的最大壁厚，材质及耐久性设计同相连杆件。另外，对于主桁架受拉的下弦与格构柱分肢连接处，采用圆管抱箍补强，厚度不小于格构柱的壁厚，抱箍的拼接焊缝质量等级为一级，且应避开与之相交的弦杆或腹杆。



(a) 中列格构柱与屋面横向桁架传力机理　　(b) 中列格构柱与屋面横向桁架连接节点详图

(c) 边列格构柱与屋面横向桁架传力机理　　(d) 边列格构柱与屋面横向桁架连接节点详图

图 14　典型跨格构柱与屋面横向桁架连接节点（单位：mm）

Fig.14　Typical connections between span lattice columns and roof transverse trusses (Unit: mm)

5.2　铸钢节点

计算发现中列柱与倒三角桁架连接处的分叉节点受力较大，应力集中程度明显，此处采用铸钢节点，见图 14(a)。其余部位均采用焊接节点即可满足要求。铸钢分叉节点可以将节点与构件的焊接部位转移到节点区之外，以降低施工难度，提高分叉节点的施工速度和质量。节点材质选择 ZG340-550H，铸钢件铸管末端在成型时多浇注 20 mm，再割除打磨平整，以保证焊接口铸钢质量，进一步弱化应力集中。杆件交接处采用全熔透一级焊缝，其中 t_1 为 25 mm，t_2 为 12 mm，如图 15 所示。

5.3　柱脚节点

本项目采用插入式柱脚，二次浇筑细石混凝土的方式，有利于施工安装时定位的调整及混凝土的浇筑。插入深度可根据《钢结构设计手册》计算确定，除满足计算要求外，插入深度亦不宜小于主截面高度的 2.5 倍，且不小于单肢截面高度（外径）的 2.5 倍，双肢格构柱的插入深度还需要满足两肢垂直于虚轴方向最外边距离的 50%。本项目柱脚插入深度为 1 250 mm，埋入基础长度范围内钢管柱外壁设置 D=19@200 的栓钉，在 −0.50 m 处设置厚度同柱壁厚的横向肋板加强，横向肋板中部开 ϕ200 灌浆孔，内填充 C45 自密实混凝土，就

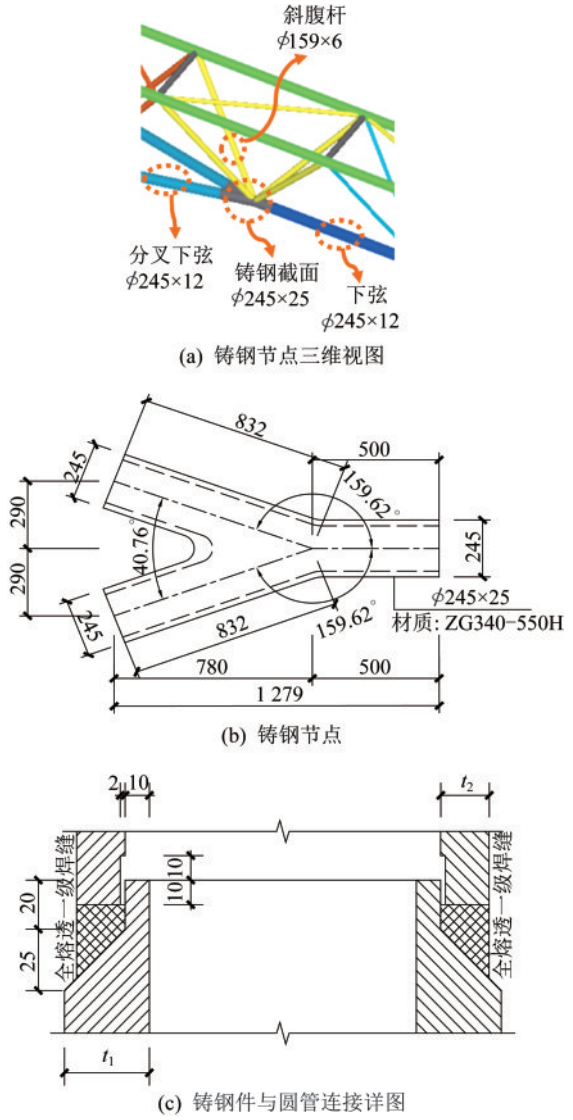


图15 屋架下弦分叉处铸钢节点(单位:mm)

Fig.15 Cast steel connection node at the bifurcation of the roof truss lower chord (Unit: mm)

位安装后分肢柱与基础间的空隙填充C40细石混凝土,基础内的钢筋遇到钢管柱时,采用1:6弯折绕过的形式,如图16所示。

5.4 关键节点有限元分析

选取横向桁架、边柱及中柱与横向桁架连接的节点利用ABAQUS进行静力计算分析,内力按照中震不屈服控制,各杆件均采用实体单元进行模拟,多支杆件汇交的节点其接触面几何形状大多极为复杂,需要用自动剖分形成网格,故采用修正的二阶四面体单元(C3D10M)进行网格的划分,设置全局网格密度为20 mm,完成网格划分。每个节点中将直径最大的杆件作为主杆件,主杆

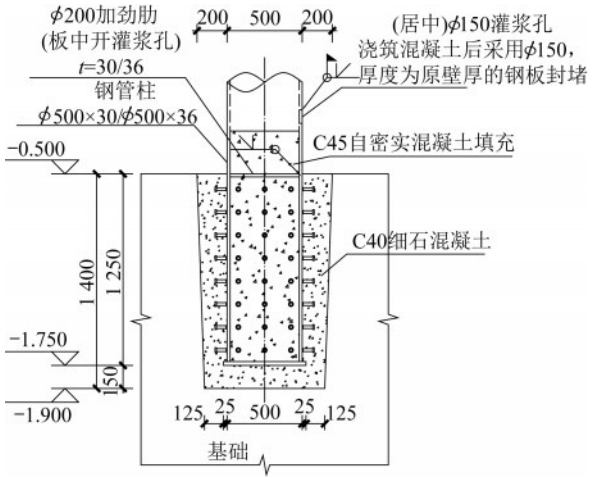


图16 格构柱分肢柱脚详图(单位:mm)

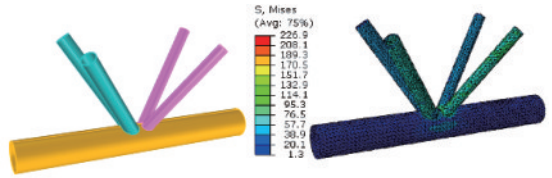
Fig.16 Detailed diagram of the bifurcated base of the lattice column (Unit: mm)

件的两端固定,即约束X、Y、Z向位移和转动(U1=U2=U3=UR1=UR2=UR3=0),在3D3S中提取支杆最不利工况的轴力、弯矩施加在支杆端部。

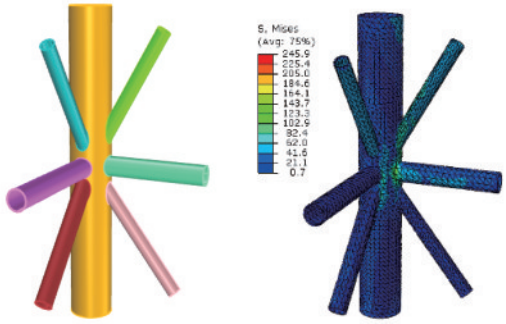
由于多杆汇交处的节点受力复杂,同时,根据强节点弱构件的原则,在主管与支管相交处增设20 mm加劲板作为加强措施。由计算结果可知各节点处于弹性状态,最大应力为274 N/mm^2,小于295 N/mm^2,满足设计要求,如图17所示。

6 方案对比及用钢量对比

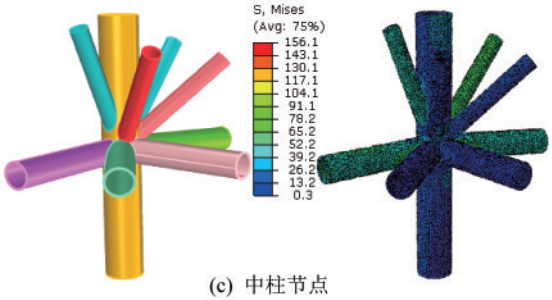
设计初期为比较不同柱距的经济性,分别采用6 m、9 m、12 m柱距作为对比方案,6 m、9 m的柱距过于密集,对比计算结果及墙面檩条跨度的可操作性,最终采用12 m柱距方案。12 m柱距的用钢量分析:实腹H型柱方案柱高度近3.0 m,横向钢架主梁高度近2.0 m;箱型梁、箱型柱方案柱高度近2.5 m,横向钢架主梁高度近1.8 m,如图18所示,用钢量见表3。实腹H型、箱型梁柱整体观感简洁通透,但对于类似文中建筑物,单肢实腹式柱往往因大偏心率或较大的长细比而存在明显的受拉区及受压区,如H型柱单侧翼缘承受过大的压力,势必为了弥补局部稳定的缺陷付出较大代价。如果采用增加构件截面尺寸提高承载力的措施,不仅会增加构件材料用量和结构自重,而且会导致现场运输、吊装困难,焊接作业量大。钢管加工便利,随着多维数控切割技术的发展,钢管的相贯线切割技术已经在国内广泛应用。杆件在工厂内切割、涂装、散件分段制作后运到现场,在现场



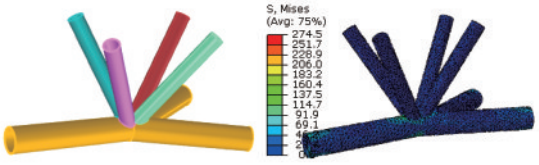
(a) 横向桁架节点



(b) 边柱桁架节点



(c) 中柱节点

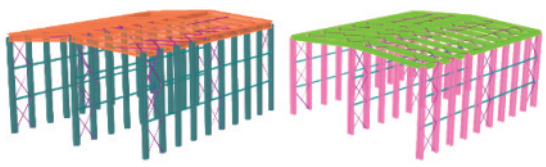


(d) 铸钢节点

图 17　节点应力云图

Fig.17　Stress distribution of the connection nodes

胎模上进行主桁架的对接拼装；其他结构均在工厂内下料制作、涂装，不仅施工周期缩短，也能提升施工质量[8-9]。格构柱相对重量轻，具有极好的变形适应能力，对基础沉降差异的敏感性较小，若格构柱下采用桩基-承台基础，加大桩的直径、桩长可进一步减小基础的沉降，进而进一步减小基础的沉降差异。



(a) H型梁柱方案　　(b) 箱型梁柱方案

图 18　方案比选

Fig.18　Comparison of schemes

表 3　用钢量

Table 3　The amount of steel used

对比方案	结构体系	用钢量/(kg·m^{-2})	增量
方案一	箱型梁柱	248.7	34.40%
方案二	H 型梁柱	225.5	21.80%
方案三	格构式梁柱	185.1	—

7　结　论

（1）本工程基于单层超高大跨建筑如何选定经济、合理的结构方案之难点及关键点，经过不断试算对比，最终选择格构式梁柱桁架式体系，即采用高宽比为 1/16.9 的四肢圆管格构柱，跨高比为 1/14.2 的横向倒三角形桁架。

（2）本工程基于可视化编程 Grasshopper 软件实现结构参数化建模，可有效提高工程师方案阶段的工作效率，让设计师的思维得到更广度的延伸。

（3）为增强超高格构柱底部刚度及承载力，同时为减轻格构柱自重，给出了变截面的原则及位置选定，屋面纵横向桁架的选型原则及形式。

（4）本项目工艺需求导致结构在端部抗风柱布置上产生不对称性，是导致结构扭转刚度较弱的主因。在保持格构柱及屋面纵横向桁架高宽比、跨高比不变的前提下，增加圆管的壁厚；在中列柱与屋面倒三角桁架连接的分叉处采用铸钢节点；同时采用性能化设计，对关键部位的复杂节点进行有限元计算。结构的抗震性能达到设计的预期目标，结构安全可靠。

参　考　文　献

[1] 陈放.网架结构与空间管桁架结构的特点分析[J].重庆建筑，2012，11(6)：14-16.
Chen Fang. Analysis on the characteristics of grid structure and space tube truss [J]. Chongqing Architecture，2012，11(6)：14-16.(in Chinese)

[2] 张月强.大跨度钢结构设计中常见问题的研究与探讨[J].结构工程师，2018，34(2)：16-22.
Zhang Yueqiang. Research and discussion on common problems in design of large span steel structures [J]. Structural Engineers，2018，34 (2)：16-22. (in Chinese)

[3] 赵宏康，陈磊，徐文希.单层大跨超高厂房结构选型研究及工程设计[J].建筑结构，2012，42(1)：21-26.
Zhao Hongkang，Chen Lei，Xu Wenxi. Choice research and structural design of single layer long span and

super high industrial building[J]. Building Structure, 2012,42(1):21-26.(in Chinese)

[4] 付宝明.超高大跨单层厂房结构选型与抗震性能研究[D].兰州:兰州大学,2012.
Fu Baoming. Study on structure selection and seismic performance of an ultrahigh and long-span single-layer factory [D]. Lanzhou: Lanzhou University, 2012. (in Chinese)

[5] 吴乐亮.格构式钢柱在单层大跨超高厂房中的设计应用[J].有色冶金设计与研究,2012,33(6):31-32.
Wu Leliang. Design and application of cancelled structure steel column in big-span super-high single-storey plant building [J]. Nonfreeous Metals Engineering & Research, 2012, 33 (6): 31-32. (in Chinese)

[6] 马志海,毛小勇,黎明,等.考虑初始几何缺陷的大跨管桁架屋盖非线性稳定性研究[J].结构工程师,2022,38(1):47-52.
Ma Zhihai, Mao Xiaoyong, Li Ming, et al. Research on nonlinear stability of long-span pipe truss roof considering initial geometric imperfections [J]. Structural Engineers, 2022, 38 (1): 47-52. (in Chinese)

[7] JGJ 7—2010 空间网格结构技术规程[S].
JGJ 7—2010 Technical specification for space frame structures[S].(in Chinese)

[8] 李洪泉,李文.大跨度空间管桁架施工技术[J].建筑技术开发,2009,36(5):36-39.
Li Hongquan, Li Wen. Construction technique of long span space pipe truss structure[J].Building Technique Development,2009,36(5):36-39.(in Chinese)

[9] 田雨华,郑江华,苏立亮,等.大跨度钢管桁架施工技术[J].钢结构,2012,27(1):64-68.
Tian Yuhua, Zheng Jianghua, Su Liliang, et al. Construction technique of large span steel tube truss [J]. Steel Construction, 2012, 27 (1): 64-68. (in Chinese)