

vivo 全球 AI 研发中心钢结构施工关键技术研究

杨熙华*, 马洁烽, 赏莹莹, 王相阁, 吴楚桥, 张之浩

(浙江精工钢结构集团有限公司, 浙江 绍兴 312030)

摘要: vivo 全球 AI 研发中心为复杂钢框架-核心筒结构体系, 建筑内含 5 道单截面箱形大跨度巨拱, 巨拱最高 39.0 m, 最大跨度 77.6 m。项目现场施工条件复杂, 包含 5 层地下室, 顶板层高差大、洞口多, 施工最终选用了分段吊装法施工, 实际工程中大型履带吊行驶至拱外侧钢栈桥, 拱下方则搭设支撑系统, 以自内向外的顺序进行施工。本文主要介绍了巨拱施工的方案选择思路, 设计出了一种可供重型履带吊作业的钢栈桥以及以塔吊标准节为主的巨拱支撑系统, 开展了巨拱全过程施工模拟分析和施工健康监测, 二者进行对比后发现结果的吻合度较高; 此外, 本文还阐述了施工过程中工序配合等问题, 对施工中异于常规超高层钢结构项目中的技术要点(如空间塔冠、临时塔吊附着等技术)进行了分析, 可为后续同类超高层钢结构工程的实施提供一定的借鉴作用。

关键词: 箱形大跨度巨拱; 分段吊装法; 钢栈桥; 支撑系统; 施工模拟; 超高层钢结构; 临时塔吊附着

中图分类号: TU758.11, TU974

文献标志码: A

文章编号: 1671-9379(2026)02-0115-12

DOI: 10.13969/j.jzgigjz.20240903001

Key Technology for Steel Structure Construction of the vivo Global AI R&D Center

YANG Xihua*, MA Jiefeng, SHANG Yingying, WANG Xiangge,

WU Chuqiao, ZHANG Zhihao

(Zhejiang Jingong Steel Building Group Co., Ltd., Shaoxing 312030, China)

*Corresponding author: 913295352@qq.com

Abstract: The vivo Global AI R&D Center project is an intricate building, featuring a steel frame core tube structure system comprised of five individual, box-shaped, large-span mega arches. The most prominent arch boasts a maximum span of 39 m, with a maximum width of 77.6 m. The construction is complex, including rare five-story basements with significant height variations and numerous openings. To overcome these challenges, a large crawler crane mounted steel trestle, and a support system was erected beneath the arches, facilitating sectional lifting from the interior outwards. This article mainly introduces the decision-making process behind selecting the construction scheme for the mega arch. A steel trestle suitable for heavy-duty crawler crane operations and a mega arch support system with tower crane standard sections as the main components were designed. The construction simulation analysis and construction health monitoring of the entire process of the mega arch were carried out, and good agreement was observed after comparing the two. In addition, this article discusses issues such as process coordination during construction, and analyzes the technical points that are different from conventional super high-rise steel structure projects during construction, such as spatial tower crowns and temporary tower crane attachments, which can provide a reference for the implementation of similar super high-rise steel structure in the future.

Keywords: box-shaped large-span mega arch; segmented lifting method; steel trestle; support system; construction simulation; super high-rise steel structure; temporary tower crane attachment

收稿日期: 2024-09-03

作者简介:

杨熙华(1995—), 男, 硕士, 工程师, 主要从事钢结构施工方面的研究。E-mail: 913295352@qq.com。(通信作者)

1 工程概况

vivo全球AI研发中心项目位于杭州市余杭区,建筑面积320 000 m²,用钢量23 000 t,建成后主要作为vivo公司的办公用楼、科研用楼,该项目为浙江省重点工程,未来将成为杭州的地标性建筑。



图1 建筑整体效果

Fig. 1 Overall architectural effect

该项目由两栋相似的三角形大楼拼成“v”字造型,并共同坐落于下方具有5层地下室的顶板之上。5层地下室平面尺寸为202.0 m×165.0 m,顶板层不规则、高差大并存在大量洞口,结构类型主要为钢筋混凝土结构;地上两栋楼高度分别为162.0 m、138.0 m,为钢框架-核心筒结构。与常规超高层钢框架-核心筒结构相比,该建筑还包含了15.0 m跨度的悬挑,38.0 m跨度的桁架,57.0 m宽、46.0 m高的空间钢架及5道单截面箱形大跨度巨拱。巨拱截面尺寸为1 400 mm×800 mm×45 mm×45 mm,最大节点重约45 t,其中1#楼内有3道巨拱,跨度在46.3~77.6 m之间,高度在29.9~40.0 m之间;2#楼内有2道巨拱,跨度为38.3~65.9 m,高度为21.6~40.0 m,各拱均采用Q390GJC钢材。

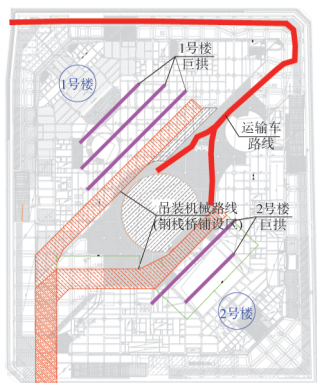


图2 地下室顶板及巨拱作业路线

Fig. 2 Basement roof and mega arch construction route

2 施工重难点及钢栈桥方案选择

因巨拱位于结构中部,需大型机械楼面作业,如前文

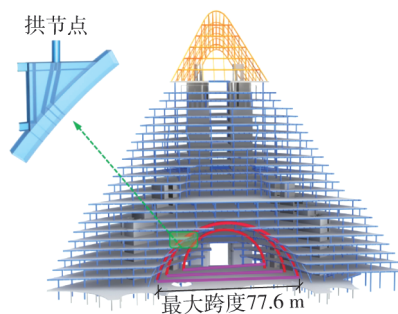


图3 巨拱示意

Fig. 3 Schematic diagram of mega arch

所述该项目包含5层地下室且顶板层洞口多、高差复杂,大型机械楼面作业为巨拱安装一大难点;此外拱结构较重,平均每米重量超过2.5 t,分段较多,合计分为51段,其施工误差、合龙精度等均需精准把控。

对于大型机械驶入楼面问题,在施工方案的选择上主要考虑了以下几种方式:

- (1) 采用固定线路,汽车吊定点吊装巨拱分段;
- (2) 履带吊驶入地下室顶板开展巨拱吊装作业,在机械行走吊装作业区域处保留土建脚手架;
- (3) 利用结构原始柱头设钢栈桥,履带吊驶入钢栈桥施工。

采用方案一汽车吊定点吊装的方式时,经过放样后发现受场地限制因素影响较大,部分区域汽车吊很难驶入或汽车吊可以驶入但吊装时支腿却无法展开,且车辆行走区域结构板无法满足强度要求,需大面积增加配筋;

采用方案二履带吊驶入地下室顶板且在顶板下方保留脚手架的方式时,因5层地下室施工时间长,需保留脚手架的体积大,且经计算原始脚手架无法满足强度要求,故需将脚手架加密至原先两倍,此外无论方案一、方案二均需解决地下室顶板极不规则、高差大、洞口多的问题,故最终选择钢栈桥方案。

当方案三采用钢栈桥施工被确定为正式方案后,钢栈桥搭设同样考虑了3种方式:(1)搭设贝雷架;(2)大截面钢梁直接设于柱头;(3)通过斜撑降低立柱间的跨度,进而采用小截面钢梁设于柱头,三种方式分析模型如图4所示。

贝雷架需联系厂家定制,大小截面钢梁方案经过计算后发现,采用H800 mm×550 mm×25 mm×35 mm截面钢梁或H400 mm×400 mm×20 mm×25 mm截面钢梁+每跨2道P299 mm×12 mm斜撑可满足施工要求。

从安全性、施工便利性、经济性三个角度进行对比分析,该项目最终选择了大截面钢梁直接设于柱头的钢栈桥方案。三种方案对比如表1所示。

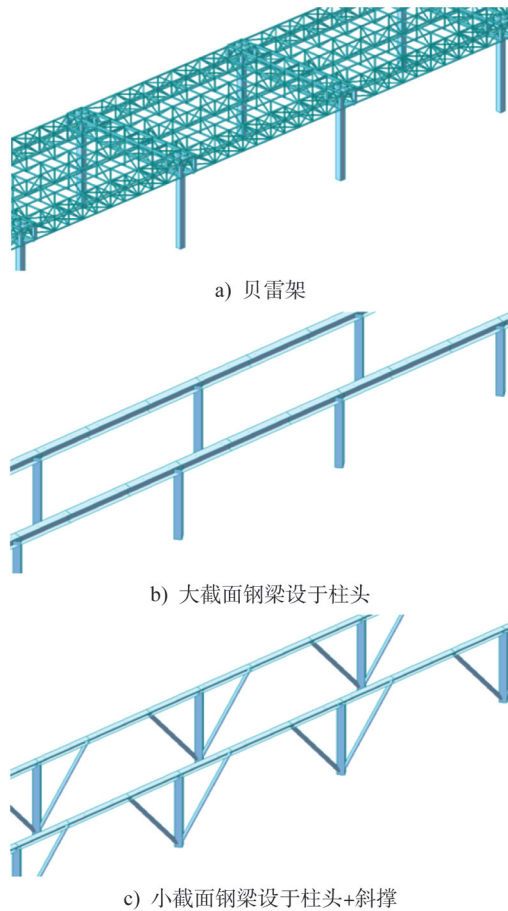


图4 三种钢栈桥方案

Fig. 4 Three types of steel trestle schemes

3 钢栈桥方案

3.1 履带吊接地荷载分析

根据拱的分段重量、吊装距离,该项目选用200 t履带吊,履带吊自重、配重、接地面积等参数见表2。

通过计算,得到行走和吊装两种情况下、每种情况履带吊大臂与履带平行或垂直,合计四种工况下各履带的轮压^[1]。以吊装工况下履带吊大臂与履带平行为例,计算方式如下:

$$G = G_0 + G_1 + G_2 + G_3 \quad (1)$$

$$P_G = \frac{G}{2LB} \quad (2)$$

$$M = G_1d_1 + G_3d_3 - G_2d_2 \quad (3)$$

式中: G 为总重; G_0 、 G_1 、 G_2 、 G_3 则分别为履带吊自身、被吊结构、履带吊配重、履带吊吊臂吊钩重量; P_G 为均布接地压力; L 、 B 分别为单条履带的接地长、宽; d_1 、 d_2 、 d_3 为被吊结构、配重、履带吊吊臂吊钩重心至履带吊自身重心的距离; M 为偏心弯矩。

计算偏心矩的计算公式见式(4):

$$e = \frac{M}{G} \quad (4)$$

若 $e > L/6$,则履带吊荷载沿三角形分布,荷载分布长度的计算公式见式(5):

$$L' = 3a = 3 \times (L/2 - e) \quad (5)$$

式中: a 为合力作用点至最大压力边缘的距离(图5c),支撑面承受最大压强^[2]为:

$$P_{1max} = \frac{2(G_0 + G_1 + G_2 + G_3)}{3aB} \times \frac{1}{2} = \frac{G}{L'B} \quad (6)$$

若 $e \leq L/6$,则履带吊轮压呈梯形分布,荷载分布长度 L' 即为履带接地长度 L ,支撑面承受最大压强为:

$$P_{2max} = P_G + \frac{M}{2\omega} \quad (7)$$

式中: ω 为单条履带截面抵抗矩,取 $BL^2/6$ ^[1]。

该项目四种工况下履带吊轮压(取履带吊两条履带中轮压较大值)分布如图5所示。

3.2 栈桥结构设计

该项目地下室顶板标高介于-1.650~-0.100 m之间且不同区域分布极不规则,顶板上方存在嵌固层按要求柱头钢筋需伸出1/3层高^[3](为2.00 m),钢栈桥需避免和柱头钢筋干涉,但若以此高度设计栈桥钢则梁底标高过高,浪费材料的同时增加安全隐患。经过与包含设计院在内的各方沟通,该项目栈桥钢梁底标高统一取0.400 m,

表1 钢栈桥方案对比

Table 1 Comparison of steel trestle schemes

方案	安全性	施工便利性	经济性
1、贝雷架方案: 在原始结构柱头上方搭设贝雷架	外部单位设计安装贝雷架,施工方过程把控,安全性适中	由专门的贝雷架厂家提供制安服务,贝雷架较轻,方便现场塔吊转运,焊接量小,施工便利性好	贝雷架需特制,租赁费用高,安装需专人操作,总成本超过大小截面钢梁方案两倍,经济性差
2、大截面钢梁方案: 在原始结构柱头上方搭设大跨钢梁	由公司技术中心进行设计施工,钢梁全部按一级焊缝要求探伤,安全性好	大跨钢梁较重需辅以部分汽车吊,结构较为简单,安拆倒用方便,焊接量适中,施工便利性适中	用钢量较大但结构比较简单,人工成本相对较低,总体经济性适中
3、小截面钢梁+斜撑方案: 通过斜撑降低钢梁跨度进而降低钢梁规格	由公司技术中心进行设计施工,钢梁全部按一级焊缝要求探伤,安全性好	钢梁较轻但结构较为复杂,焊接量大,且由于大量斜撑的存在安拆倒用的难度高,施工便利性差	用钢量较低,但由于安拆复杂性较高,人工成本较高,总体经济性适中

表2 200 t履带吊参数

Table 2 Parameters of crawler crane (200 t)

履带吊自重	76.1 t	配重半径	5.30 m
履带吊配重	80.0 t	履带中心间距	6.00 m
吊臂重量	13.9 t	履带接地长度	7.75 m
吊钩吊绳重量	2.0 t	履带接地宽度	1.10 m

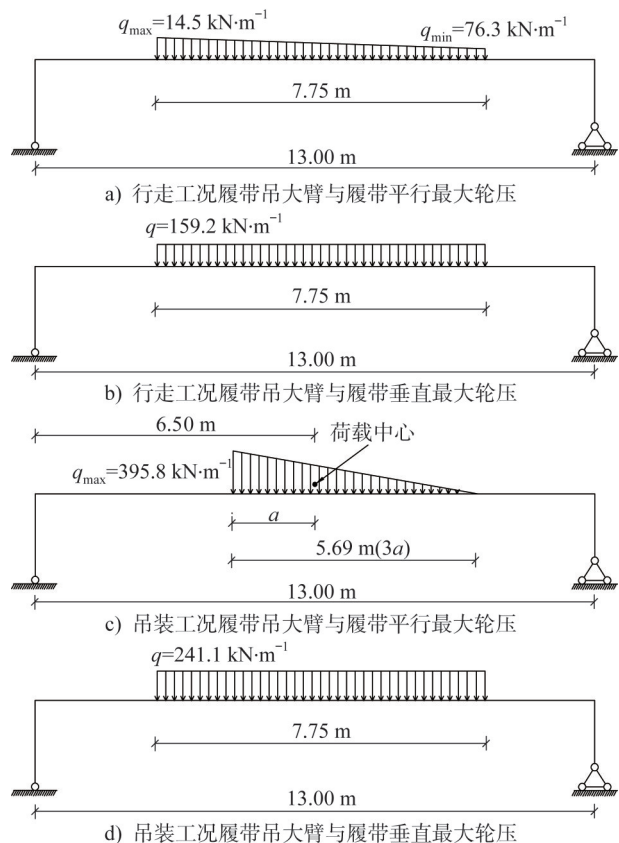


图5 履带吊轮压分布图

Fig. 5 Distribution diagram of crawler crane wheel pressure

嵌固层钢筋标高0.380 m(伸出板面最短0.48 m),并将钢筋连接套筒规格由二级套筒改为一级套筒。

钢栈桥由栈桥钢梁、用于找平的栈桥竖向支撑、栈桥斜撑、钢梁间连系槽钢、埋件、路基箱六部分构成,如图6所示。

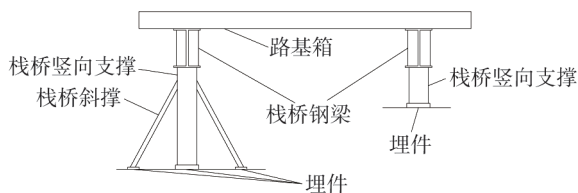


图6 钢栈桥剖面示意

Fig. 6 Profile schematic diagram of steel trestle section

基于MIDAS有限元软件进行栈桥主体结构设计,根

据施工方案规划的履带吊作业路线及结构柱分布情况建立有限元模型(图7),荷载方面,考虑恒荷载结构自重 D_F 及履带吊轮压荷载 L_F ,履带吊轮压荷载 L_F 根据前文所述通过计算获取,结构自重系数取1.3并由软件自动考虑;边界条件方面,栈桥竖向支撑底部采用刚接,栈桥竖向支撑顶部采用铰接^[4];荷载组合方面,取标准组合 $1.0D_F+1.0L_F$ 、基本组合 $1.3D_F+1.5L_F$ 两种工况;取各荷载工况计算结果包络值,应力比则控制在0.7左右,变形控制在8 cm以内(跨度的1/150),经过计算栈桥钢梁截面暂取H800 mm×550 mm×25 mm×35 mm,立柱截面尺寸暂取400 mm×20 mm,采用Q355B钢。

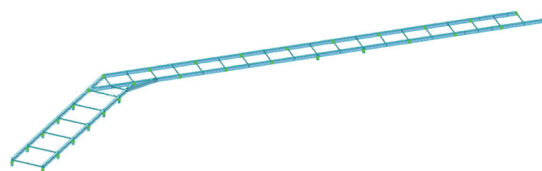


图7 钢栈桥计算模型

Fig. 7 Calculation model of steel trestle

考虑到部分路基箱跨度大于履带吊宽度,路基箱受荷变形可能导致履带吊荷载以近于线荷载的形式作用于钢梁上翼缘内侧(图8),故细分网格,对钢梁上翼缘施加单侧线荷载的情况进行计算。双倍幅值下的应力云图见图9,由图可知结构并未出现全截面屈服的情况;由图10荷载-位移曲线可知结构基本处于线弹性状态,由此可判断原设计钢栈桥截面尺寸、材质满足施工需求。



图8 单侧荷载示意

Fig. 8 Schematic diagram of unilateral load



图9 单侧荷载钢栈桥应力云图(单位:MPa)

Fig. 9 Stress contour of steel trestle under unilateral load (unit:MPa)

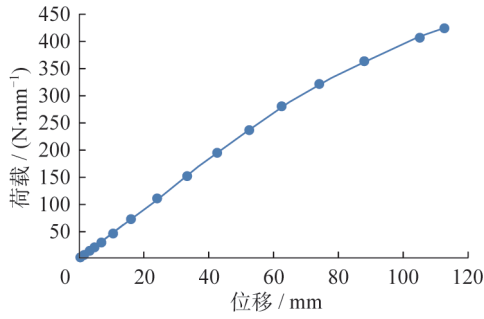


图10 钢栈桥荷载-位移曲线

Fig. 10 Load-displacement curve of steel trestle

3.3 路基箱设计及现场施工

对栈桥主结构上方的路基箱进行有限元分析,自重荷载与主结构设计方式一致,活荷载考虑履带吊的最大单条履带荷载中心位于路基箱中心、双履带荷载中心位于路基箱中心两种最不利工况;边界条件方面,约束路基箱与栈桥钢梁接触部分的 z 向位移,并在 x 、 y 向设置 $1\text{ N}\cdot\text{mm}^{-1}$ 的刚度,控制构件应力比在0.7左右及竖向位移小于 $L/150$,通过计算选择各构件路基箱的规格及尺寸,计算模型如图11所示。

此外,不同于传统路基箱采用在钢梁上下两侧各铺设整块大钢板、仅在部分外侧钢梁与钢板进行焊接的方

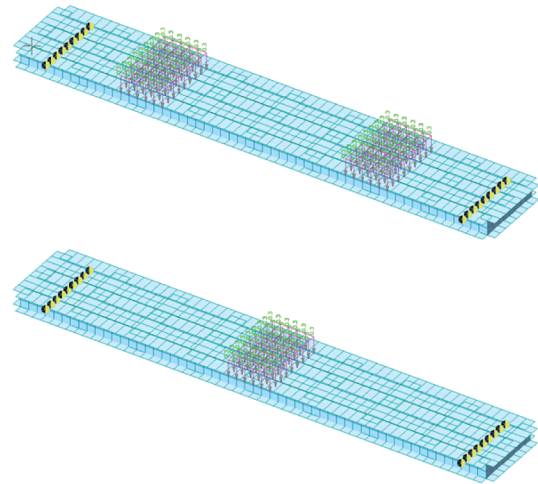


图11 路基箱计算模型

Fig. 11 Calculation model of steel subgrade mats

式,对该项目路基箱重新设计,使其由大量打好剖口的小钢板与组成路基箱的所有H型钢上下翼缘满焊而成,所有焊缝均要求一级全融透。该方式与有限元计算模型吻合且受力效果更好,可实现钢板与H型钢协同受力的作用,有效降低路基箱重量,提升经济效益的同时方便现场安装。该项目根据场地情况设计4种规格路基箱供现场倒运使用,如图12所示。

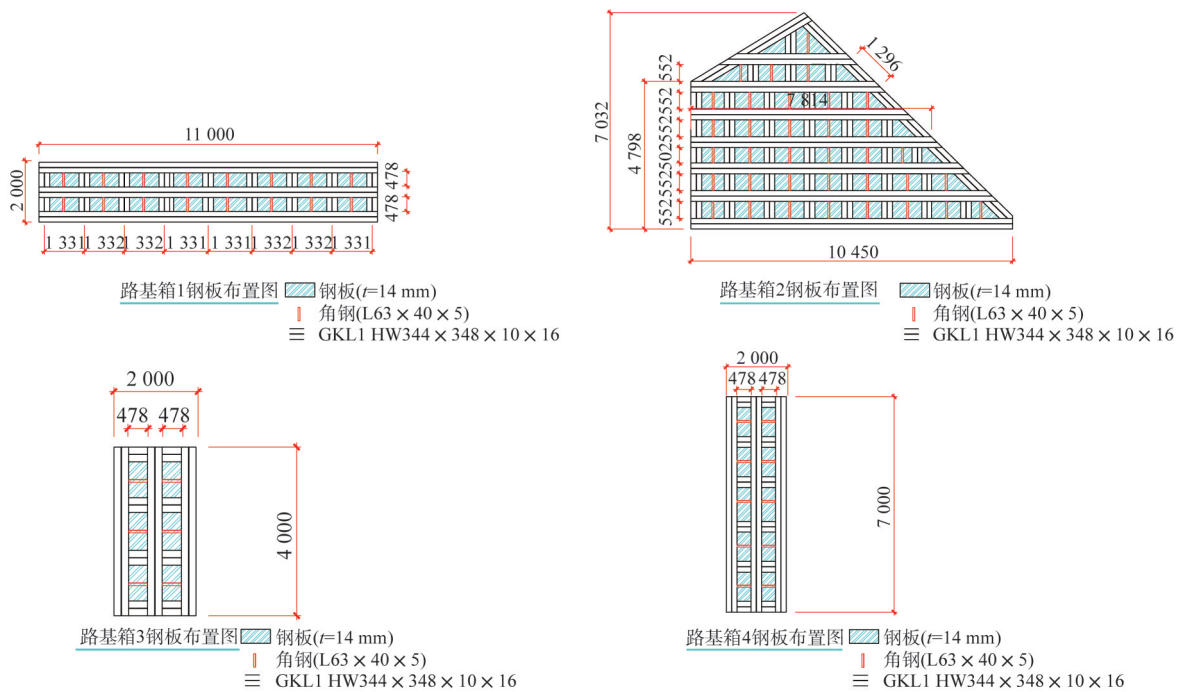


图12 路基箱设计图(单位:mm)

Fig. 12 Design drawings of steel subgrade mats (unit:mm)

钢栈桥分析过程还包括计算水平推力来判断斜撑及连系槽钢的规格和布置方式,评估路基箱变形后与连系槽钢和钢梁之间是否干涉,以及埋件、路基箱卡板设计是否合理

等,限于篇幅本文在此不展开叙述。此外,钢栈桥施工时应注意各工序的衔接与结构干涉问题,汽车吊、运输车的作业道路需通畅,需保证钢栈桥所经区域无其它结构遮挡,该项

目为此调整了部分施工工序,如回填土时间较原计划提前、卷帘梁施工延后、场内二层平台整体后做并凿除了一部分挡钢栈桥的截水沟。施工质量方面,要求所有栈桥钢梁对接处均采用一级全融透焊缝^[5],探伤通过后方可铺设路基箱。钢栈桥现场施工图如图13所示。



图13 钢栈桥现场施工

Fig. 13 Construction site of steel trestle

4 巨拱安装方案

4.1 巨拱分段及支撑系统设计

该项目含巨拱五道,每道巨拱根据机械吊重分成9~13段,最大分段长度约15 m,重量不超过46 t,分段点下方设置1.6 m×1.6 m支撑架,支撑架间安装连系桁架或连系单杆以形成稳定支撑系统,杆件规格为P180 mm×8 mm、P180 mm×5 mm或P159 mm×4 mm,分段示意如图14所示。

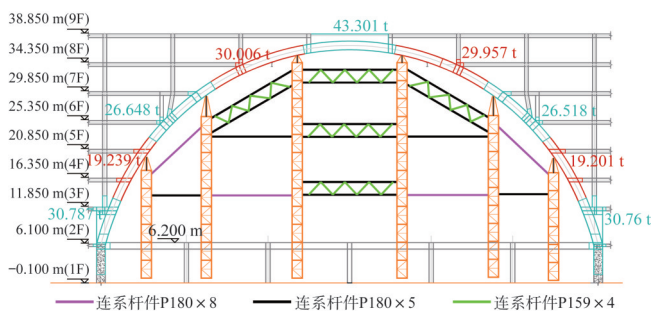


图14 巨拱分段示意

Fig. 14 Segmentation schematic of mega arch

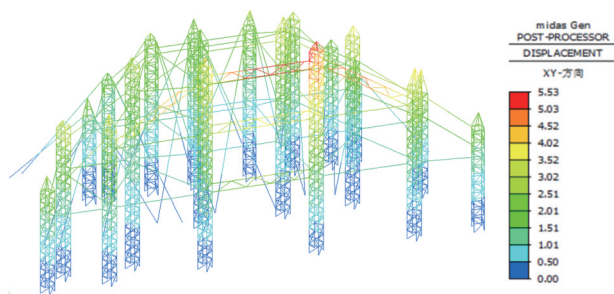
支撑架体租用塔吊标准节,顶部设H型钢梁及支撑单管用以支撑拱分段,具体规格见表3,基于MIDAS软件对整个支撑系统进行计算,最大水平位移为5.5 mm,最大竖向位移为-6.5 mm,位移较小不影响施工精度,最大应力比0.57<0.9可满足承载力要求,故此支撑系统满足施工需求。

由于拱结构的特殊性,在未合龙时存在自拱两侧向拱中部的水平推力^[6],该项目主要采用于支撑顶部设置H型钢找平结构的方式来降低此水平推力,该找平结构与拱分段一起由工厂直接加工完毕后运达现场,如图16所示。

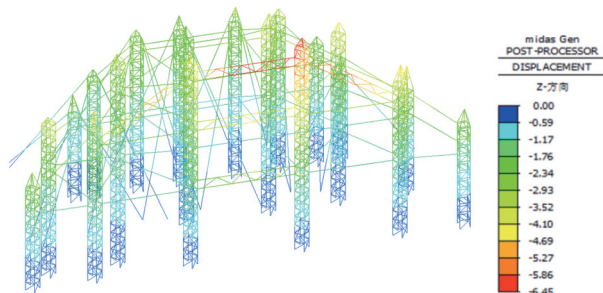
表3 支撑架参数表

Table 3 Parameters of support frame

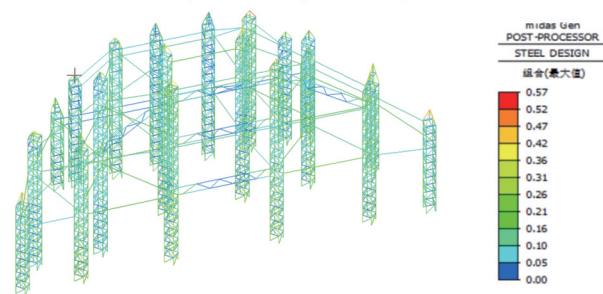
平面尺寸	1.6 m×1.6 m	立杆	B135 mm×10 mm
搭设高度	14~35 m	顶部钢梁	HM344 mm×348 mm
材质	Q235	顶部支撑	P325 mm×10 mm
腹杆	B60×5	横杆	B50 mm×5 mm



a) 水平-x、y方向中最大位移(单位: mm)



b) z方向位移(单位: mm)



c) 应力比

图15 支撑系统计算结果

Fig. 15 Calculation results of support system



图16 支撑系统顶部支撑平台

Fig. 16 Top support platform of support system

该项目选用塔吊标准节作为支撑架体相较于传统支撑架而言具有强度高、价格便宜的优势,但塔吊标准节禁

止焊接,为此设置了带螺栓孔的H型钢转换结构,转换结构一端通过标准节配套的高强螺栓及钢筋套筒(用于填补螺栓间的空隙)和支撑架体栓接,另一端则与支撑钢梁满焊,如图17所示;标准节间的连系杆件采用特制的钢板抱箍,抱箍内侧设防火棉用以保护支撑架体并增加其与标准节立杆间的摩擦,外侧焊接连系结构如图18所示。



图17 支撑架与转换钢梁连接

Fig. 17 Connection between support frame and transfer steel beam



图18 支撑系统抱箍

Fig. 18 Clamp of support system

4.2 巨拱施工模拟分析和过程监测

设计中一般采用一次成型状态进行结构分析,但结构施工过程中,其边界条件和刚度分配在不断变化,施工时的受力情况与原设计一次成型状态区别较大^[7]。为复核结构在实际施工过程中各杆件的受力、变形情况,并获得其与设计结果的差值,需进行反复的施工模拟分析试算,最终得到一个最佳施工方案并提取支撑反力参数。此外,为评估项目实际施工方案与理论分析结果的偏离情况,并更好地进行过程把控确保巨拱的安全施工,需对巨拱开展施工过程监测。

施工模拟分析步骤(即实际施工工序)如图19所示,巨拱施工分16步进行,拱安装及支撑架搭设均为自外向内各拱逐一施工,卸载时则各拱同步施工,单次卸载2~6副支撑架,由拱两侧向拱中间卸载,经试算后发现采用此卸载方式荷载突变较小,可有效使荷载由拱两侧向拱脚传递。施工荷载方面,主要考虑结构自重 D ,自重系数根据构件深化重量取1.3~2.1倍线模重量^[8],荷载组合考虑基本组合 $1.3D$ 和标准组合 $1.0D$ 两种;边界条件方面,结

构柱底刚接,支撑点位选用节点弹性支撑,约束 z 向变形并设置 x 、 y 向水平刚度为 $1\text{ N}\cdot\text{mm}^{-1}$ 。

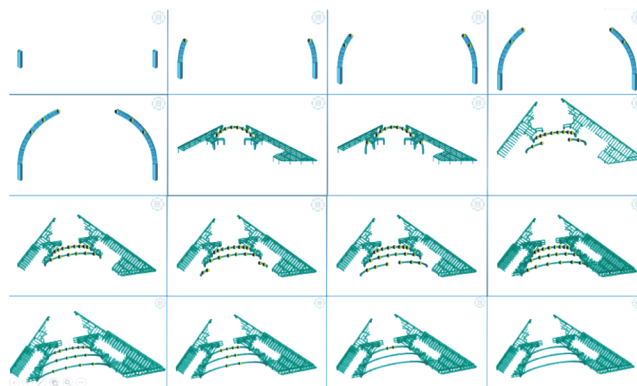
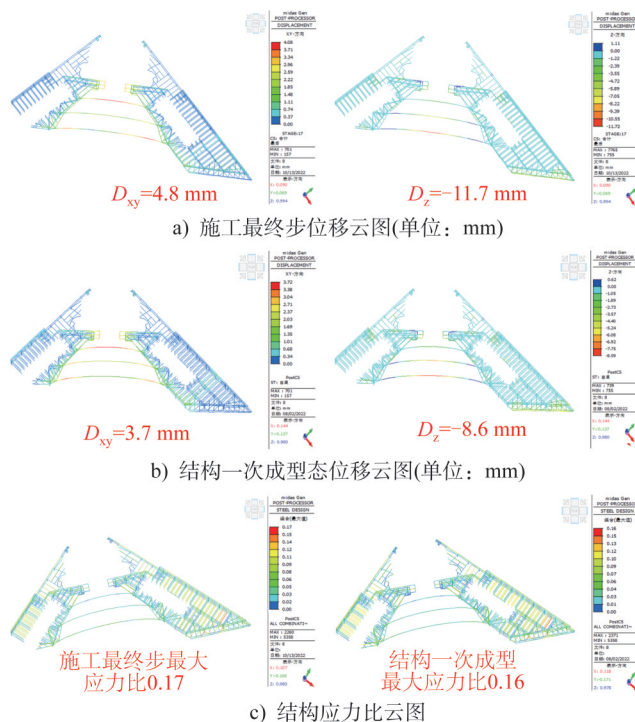


图19 巨拱施工模拟分析

Fig. 19 Construction simulation analysis of mega arch

施工模拟计算结果如图20所示,由图可知,施工最终步结构最大位移为11.7 mm,结构一次成型态最大位移为8.6 mm;施工最终步结构最大应力比为0.17,结构一次成型态最大应力比为0.16,最大位移和应力比差值较小,说明该施工方案是可行的^[9]。通过施工模拟分析,提取施工全过程各支撑点位的荷载变化情况,以此为依据设计整个支撑系统,并为支撑系统下部的土建结构加固计算提供依据。



注: D_{xy} 为水平 x 、 y 向中最大位移; D_z 为竖向最大位移。

图20 巨拱施工模拟分析云图

Fig. 20 Contour of simulation analysis for mega arch construction

该项目巨拱合计设置 166 个应力监测点, 68 个变形监测点, 以 1#楼为例, 巨拱监测点位布置见图 21, 典型监测数据与理论计算结果对比见表 4, 由此可知, 实际施工中所测数据与理论计算结果基本吻合, 这也进一步验证了施工方案的合理性。

4.3 巨拱施工现场配合工作

为保证巨拱的顺利安装, 该项目调整了整体施工工序并对部分细节做了优化, 包括:

(1) 施工道路、堆场、支撑架下方后浇带经设计允许后提前一个月浇筑并将混凝土强度等级由 C35 提升至 C40。

(2) 与拱相连的核心筒优先施工且外架提前拆除, 保证拱施工时工况与施工模拟工况保持一致, 核心筒为拱施工提供可靠的侧向约束。

(3) 部分与支撑系统发生干涉的设备基础后施工; 部分已安装的设备管道割除, 现场转角处施工道路扩宽、部分道路放坡保证巨拱运输路线通畅, 部分与支撑系统干涉的塔吊提前转换。

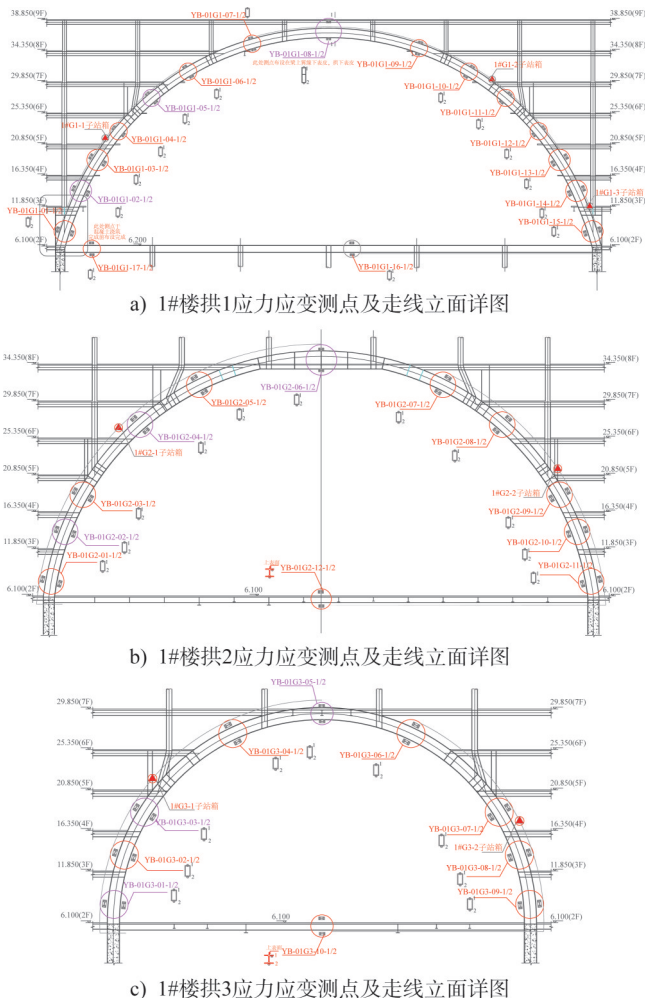
(4) 合龙段两侧深化设计时各缩短 1 cm 方便巨拱合龙; 合龙段应一端焊接完成后再焊另一侧, 禁止两侧同时焊接, 降低焊接应力。

此外, 方案要求拱周围钢框架随拱安装同步进行, 但需保证底部连系拉梁安装完成后再进行拱上部结构吊装, 若拱间连系拉梁未安装, 则靠近拱一圈的外侧钢框架最多安装至第四层楼面位置以防止支撑荷载过大超出支撑系统和下部土建结构的承载能力。巨拱合龙见图 22。

5 其它施工技术要点

5.1 特殊结构施工措施

如前文所述, 该项目由两栋相似三角形大楼拼成“v”字造型, 各层面积自下而上逐次递减。此外, 为满足建筑



注: 洋红色为表4中的测点。

图 21 巨拱监测点位布置图(单位:m)

Fig. 21 Arrangement of monitoring points for the mega arch (unit: m)

内部会议厅、入场厅的大跨空间功能需求, 在结构内部设置了 38.0 m 跨度的桁架+吊挂结构, 在结构尾部设置了

表 4 典型监测点位理论及实测数值

Table 4 Theoretical and measured values of typical monitoring points

测点区域	测点编号	水平向位移 D_{xy} /mm		竖向位移 D_z /mm		应力/($N \cdot mm^{-2}$)	
		理论	实测	理论	实测	理论	实测
拱1拱脚	01G1-02-1	0.9	0.7	-0.3	-0.2	-14.9	-16.1
拱1拱侧	01G1-05-1	2.7	2.9	1.2	0.7	-19.2	-19.1
拱1拱顶	01G1-08-1	3.2	3.6	-11.7	-13.0	-23.8	-25.7
拱2拱脚	01G2-02-1	0.8	0.8	-0.2	-0.2	-11.3	-17.5
拱2拱侧	01G2-04-1	2.6	2.7	0.3	0.4	-9.1	-10.2
拱2拱顶	01G2-06-1	3.1	3.3	-7.3	-7.0	-18.1	-20.3
拱3拱脚	01G3-01-1	0.8	0.6	-0.2	-0.2	-9.8	-9.6
拱3拱侧	01G3-03-1	3.2	3.1	-0.2	-0.1	-9.7	-9.6
拱3拱顶	01G3-05-1	4.8	4.4	-2.6	-2.0	-10.4	-12.1

注: 表 4 中水平向位移 D_{xy} 表示水平 x, y 向中最大位移的结果。

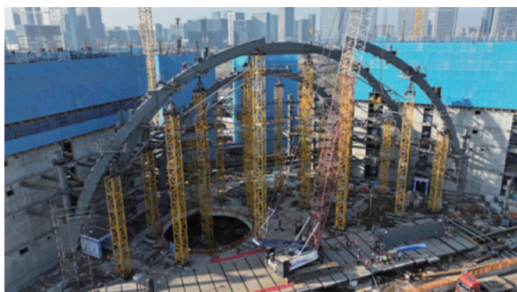


图 22 巨拱合龙

Fig. 22 Closure of mega arch

15.0 m 跨度的斜撑+吊挂+悬挑结构,顶部则为造型需要,设计了 57.0 m 宽、46.0 m 高的空间钢架塔冠,本节对以上特殊造型的施工要点进行说明。

1) 悬挑结构安装措施

入场厅高 20.2 m,外悬跨度 15.0 m,根据结构布置特点在吊柱下方搭设支撑,先安装吊柱,随后安装斜撑,最后安装钢梁。钢梁安装方面,吊柱内侧钢梁采用常规工艺,按自下而上的顺序逐根吊装;吊柱外侧钢梁的安装进度滞后于内侧钢梁三层的安装进度,其吊装工艺优化如下:将钢丝绳一端与钢梁绑扎固定,另一端与拉绳相连接,随钢梁同步起吊;吊装过程中,通过在外侧钢梁上拉结钢丝绳的方式控制其位形,并利用葫芦进行精准调平,如图 23 所示。支撑架卸载方面,根据施工模拟结果要求 3 道斜撑安装完毕后方可卸载。

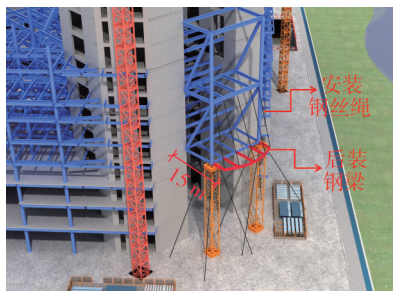


图 23 尾部悬挑施工示意

Fig. 23 Construction diagram of end cantilever

2) 桁架+吊挂结构安装措施

建筑内部会议厅高 20.2 m,跨度 38.0 m,面积约 1 000 m²。结构方面,会议厅上方 9~11 层设置截面尺寸为 800 mm×700 mm×50 mm~900 mm×1 000 mm×50 mm 的箱形桁架,5~9 层为吊挂层,吊柱规格为 P700 mm×30 mm,施工时在吊挂层下方搭设支撑,以“先吊挂,后桁架”的方式自下而上进行安装,桁架施工时则先安装下弦,随后搭设单管支撑安装上弦,最后安装中部腹杆。此外有两点应关注:

(1) 不同于设计态时吊柱受拉,施工时在支撑架卸载前,吊柱主要受压,需复核其承压稳定性。该项目通过施

工过程模拟分析进行吊柱受压承载力验算,由图 24 可知,支撑卸载前吊柱应力比为 0.27,大于结构一次成型时的应力比 0.14 但小于 0.90,可判断承压稳定性满足要求。

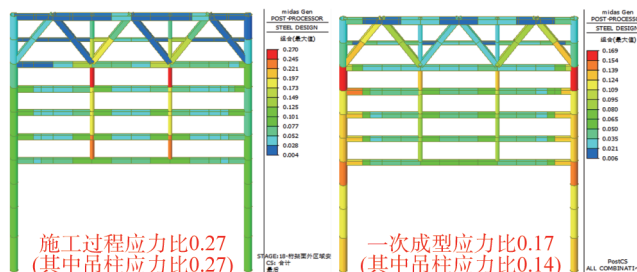


图 24 桁架和吊挂结构施工示意

Fig. 24 Construction diagram of truss and hanging structure

(2) 为降低支撑架高度及减小支撑架下方土建结构的荷载并使得结构施工态荷载更接近设计态,要求在桁架区桁架施工完毕后拆除该区域所有支撑,待支撑拆除完毕后方可浇筑吊挂层(5~9 层)混凝土。

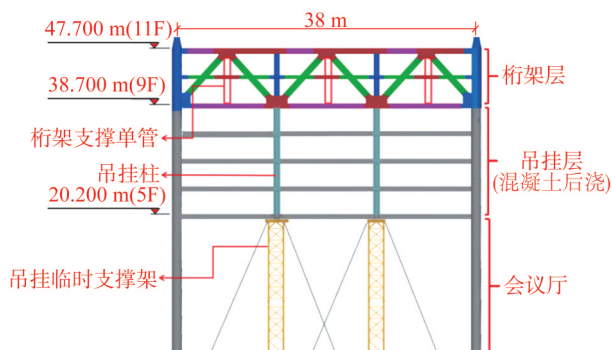


图 25 大跨桁架施工示意

Fig. 25 Construction diagram of large-span truss

3) 空间塔冠安装

空间塔冠位于建筑顶部,结构标高为 113.000~159.000 m,由 1 100 余根方管、圆管相贯焊接而成,为空间悬挑三角体钢架结构,功能上则主要起建筑装饰作用。根据塔冠结构特征,将其分为侧面板块、背拉板块、中部连系板块、顶部板块四部分(图 26)。施工方面,采用塔吊以分段吊装+散装的方式进行安装,分段时参考塔吊吊装性能,以保证安装效果为前提,尽可能降低高空作业量,减少分段。

对于背拉板块而言,因其受竖向拉力为主,分段按照斜杆贯通、水平杆断开的原则,优先保证竖向传力的连续性,将上层荷载通过背拉斜杆传递至塔冠底部混凝土屋面层;侧面板块、中部连系板块和顶部板块采用水平杆件整块拼装、竖向构件散装的分段方式,该分段有利于现场施工并可有效降低高空作业量。此外,为保证对接精度,

水平分块安装时与已安装结构的对接口数量不超过4个,部分竖向(斜向)杆件待水平分块安装完成后安装。

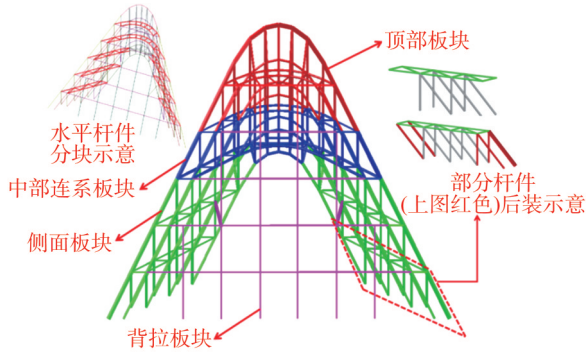


图26 塔冠分块示意

Fig. 26 Segmentation schematic of tower crown

5.2 塔吊附着施工技术

受结构各层面积自下而上逐次递减的外形限制,现场2#塔吊(ZTT-7527)施工至一定高度后无法在原结构上安装附着,为满足钢结构吊装需求,于17~19层主结构东北角外侧,增加了由钢柱、钢梁、斜撑等构件组成的临时附着结构,其中临时钢柱规格P650 mm×30 mm,钢梁H500 mm×250 mm×10 mm×16 mm,斜撑P325 mm×12 mm、P279 mm×12 mm,钢柱底部刚接于17层结构柱顶,侧面与18层封边钢梁焊接并设若干水平支撑,顶部通过钢梁和斜撑圆管连于17层、19层钢梁,如图27所示。

基于有限元软件,在原设计模型的基础上增加临时附着杆件和附着荷载进行结构分析,附着荷载根据塔吊公司提资的荷载参数(图28),取非工作工况下的附着点基座最大受力,设自重为 D_L ,西侧钢柱活荷载为 L_{L1} (对应图28中 F_{x1} 及 F_{y1}),东侧钢柱活荷载为 L_{L2} (对应图28中 F_{x2} 及 F_{y2}),考虑到塔吊工作过程中360°旋转,故验算荷载组合包括:基本组合 $1.3D_L \pm 1.5L_{L1} \pm 1.5L_{L2}$ 、标准组合 $1.0D_L \pm 1.0L_{L1} \pm 1.0L_{L2}$ 。

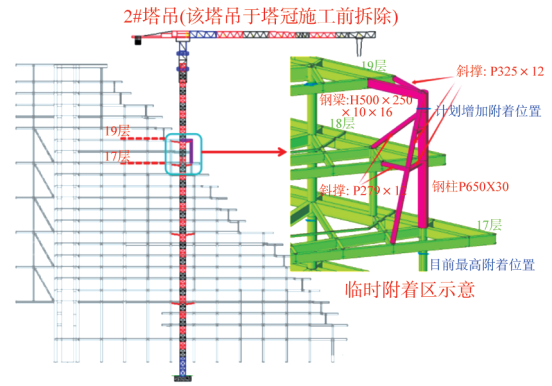
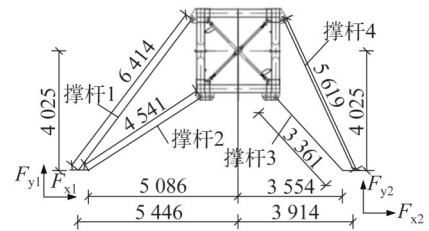


图27 塔吊临时附着

Fig. 27 Temporary attachment of tower crane



撑杆最大受力 / kN				
	撑杆1	撑杆2	撑杆3	撑杆4
工作工况	± 226	± 274	± 284	± 194
非工作工况	± 189	± 325	± 358	± 145

附着点基座最大受力 / kN				
	F_{x1}	F_{y1}	F_{x2}	F_{y2}
工作工况	± 224	± 232	± 177	± 271
非工作工况	± 369	± 308	± 292	± 374

图28 塔吊荷载

Fig. 28 Tower crane load

取各荷载工况包络值,计算结果如图29所示,可见附着结构最大竖向位移为2.0 mm,最大水平位移为 $16.0 \text{ mm} < h/250 = 22.5 \text{ mm}$ (h :附着结构层高,为5625 mm),最大应力比 $0.39 < 0.90$,因此判断附着结构可满足塔吊承载力需求且具有一定安全储备。此外,为降低附着节点处应力集中对结构的影响,在竖向钢柱外侧设置了3道外弧板和若干竖向加劲板^[10],如图30所示。

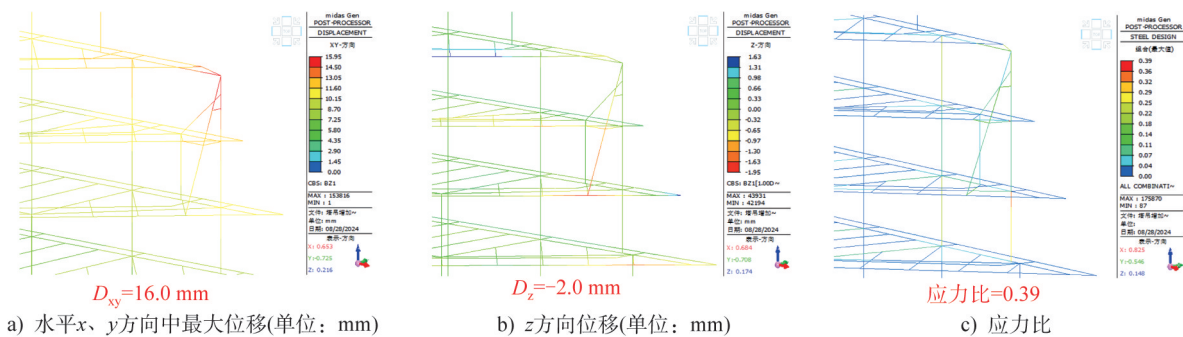


图29 塔吊附着计算结果

Fig. 29 Calculation results of tower crane attachment

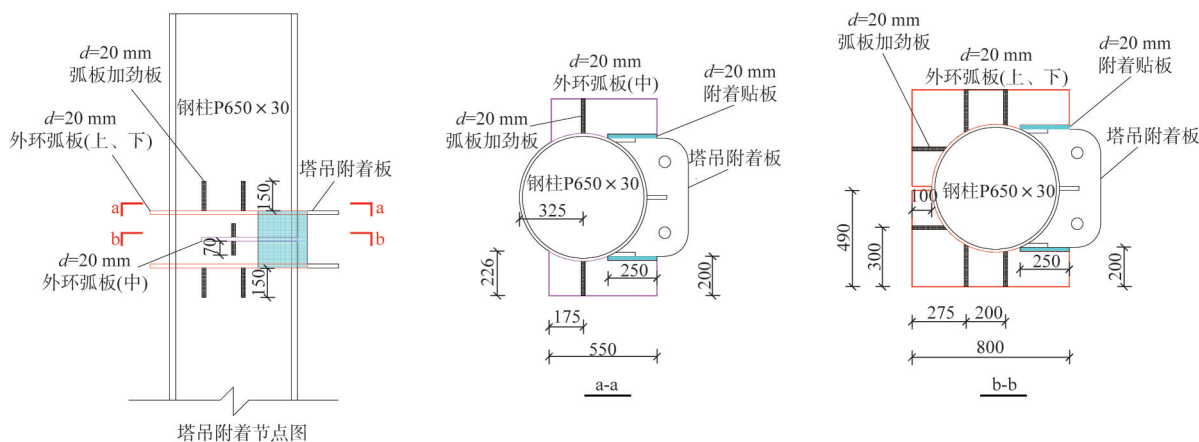


图30 塔吊附着节点

Fig. 30 Attachment joint of tower crane

6 结论

6.1 研究成果

本文对 vivo 全球 AI 研发中心项目钢结构的措施设计、施工关键要点进行了介绍,主要研究成果包括:

(1) 针对大型机械入场内施工的复杂地下室顶板作业问题进行了多种方案比选,根据工程实际情况,设计了可供重型履带吊作业的“大跨钢梁直接设于柱头式”新型钢栈桥和“小钢板与钢梁满焊式”特制路基箱。

(2) 搭设了以塔吊标准节为主的含5榀连系桁架和大量连系单杆的拱下支撑系统,采用了逐拱分段吊装、各拱自两侧向中间卸载的施工工序,并对巨拱施工过程中的细节,包括标准节的连接、现场需重点配合的工作进行了阐述,开展了施工过程监测,通过施工模拟与监测数据对比论证了巨拱方案的合理性。

(3) 对该项目尾部悬挑、大跨桁架、空间塔冠3处异于常规超高层钢框架工程的施工要点进行了说明,此外,采用了一种塔吊临时附着于钢结构的措施。

6.2 局限性和完善建议

(1) 该工程虽顶板层高差复杂、洞口多、梁板承载力偏弱,但柱网较为规整,因此钢栈桥转角少且跨度基本一致,转角少则仅需在轮压两侧布置栈桥钢梁,可节省用钢量;跨度基本一致则方便栈桥钢梁的倒运,施工比较便捷。本文所设计的“大跨钢梁直接设于柱头式”钢栈桥充分利用了柱网的规整性,该设计在顶板复杂的情况下具备良好的工程应用价值但也受限于结构柱的布置形式,如果柱网复杂则投入量大。

(2) 该项目在支撑系统的施工中涉及大量高空作业,设计时使用了圆管作为支撑间的连系杆件和支撑系统顶部单管,现场施工时发现采用该方式焊接质量较难把控,作业效率低下,尤其圆管与圆管间相贯焊较为困难,剖口不好处理,后续其他工程施工时可选用方管以避

免此类问题。

参考文献:

- [1] 贾尚瑞,李娜,邢遵胜,等.河北奥林匹克体育中心大型履带式起重机上楼面计算分析研究[J].施工技术,2016,45(2):9-12,34. DOI:10.7672/sjgs2016020009.
JIA Shangrui, LI Na, XING Zunsheng, et al. Research on the analysis of large-scale crawler crane walking on concrete floor in Hebei Olympic sports center [J]. Construction Technology, 2016, 45 (2) : 9-12, 34. DOI: 10.7672/sjgs2016020009.(in Chinese)
- [2] GB 50007—2011 建筑地基基础设计规范[S].
GB 50007—2011 Code for design of building foundation[S]. (in Chinese)
- [3] 22G101-1 混凝土结构施工图平面整体表示方法制图规则和构造详图(现浇混凝土框架、剪力墙、梁、板)[S].
22G101-1 Drawing rules and construction details for the overall representation method of concrete structure construction drawings (cast-in-place concrete frame, shear wall, beam, slab)[S]. (in Chinese)
- [4] 张俊峰,张英豪,赵俊杰,等.可拆装式箱型房屋整体受力性能研究[J].建筑钢结构进展,2023,25(3):1-13,38. DOI:10.13969/j.cnki.cn31-1893.2023.03.001.
ZHANG Junfeng, ZHANG Yinghao, ZHAO Junjie, et al. Mechanical property study on the assembled-type of light steel modular house [J]. Progress in Steel Building Structures, 2023, 25 (3) : 1-13, 38. DOI: 10.13969/j.cnki.cn31-1893.2023.03.001.(in Chinese)
- [5] GB 50017—2017 钢结构设计标准[S].
GB 50017—2017 Standard for design of steel structures[S]. (in Chinese)
- [6] GB 50009—2012 建筑结构荷载规范[S].
GB 50009—2012 Load code for the design of building structures[S]. (in Chinese)
- [7] 马洁烽,邢遵胜,吴楚桥,等.西安咸阳国际机场T5航站

- 楼钢屋盖旋转提升施工技术[J]. 施工技术(中英文), 2024, 53(2): 7-14. DOI:10.7672/sgjs2024020007.
- MA Jiefeng, XING Zunsheng, WU Chuqiao, et al. Rotating lifting construction technology of steel roof for Xi'an Xianyang international airport terminal T5 [J]. Construction Technology, 2024, 53 (2) : 7-14. DOI: 10.7672/sgjs 2024020007.(in Chinese)
- [8] 崔嘉慧, 邹海涛, 邵冰, 等. 周边支承钢屋盖滑移施工附加应力与变形控制研究[J]. 建筑钢结构进展, 2023, 25(4): 97-104. DOI:10.13969/j.cnki.cn31-1893.2023.04.010.
- CUI Jiahui, ZOU Haitao, SHAO Bing, et al. Research on the additional stress and deformation control of sliding construction of peripheral supported steel roof[J]. Progress in Steel Building Structures, 2023, 25 (4) : 97-104. DOI: 10.13969/j.cnki.cn31-1893.2023.04.010.(in Chinese)
- [9] 赏莹莹, 杨文君, 吴国松, 等. 某体育场钢屋盖功能改造加固设计与施工模拟分析[J]. 建筑钢结构进展, 2024, 26(8): 104-114. DOI:10.13969/j.cnki.cn31-1893.2024.08.012.
- SHANG Yingying, YANG Wenjun, WU Guosong, et al. Reinforcement design and construction simulation analysis for the functional renovation of a steel stadium roof[J]. Progress in Steel Building Structures, 2024, 26 (8) : 104-114. DOI: 10.13969/j.cnki.cn31-1893.2024.08.012.(in Chinese)
- [10] 张少彪. 厦门国际中心钢结构施工关键技术[J]. 建筑钢结构进展, 2016, 18(6): 72-78. DOI:10.13969/j.cnki.cn31-1893.2016.06.009.
- ZHANG Shaobiao. Key construction technology of steel structure in Xiamen international center[J]. Progress in Steel Building Structures, 2016, 18 (6) : 72-78. DOI: 10.13969/j.cnki.cn31-1893.2016.06.009.(in Chinese)