储煤场三边支承大跨拱形钢网架顶升修复施工研究

秦 云，董嘉杰*，缪雨岐，夏跃淇
（云南大学 建筑与规划学院，昆明 650500）

摘 要： 针对某储煤场三边支承大跨拱形钢网架无法正常安装就位的问题，本文分析了施工过程中网架的位形变化，对施工过程进行了数值模拟分析，并将结果与现场实测数据对比，分析施工偏差累积程度，指出了网架无法正常安装就位的原因；提出了对已施工但偏差较大的网架增设临时支撑点进行顶升修复及校正、对后续施工网架设置临时支撑点的高空散装的施工方法，对28种临时支撑点布置方案下的顶升修复及后续安装过程进行了数值模拟研究，并确定了临时顶升支撑架的设计荷载，综合考虑多种因素后，选取了较为稳妥的临时支撑布置方案作为后续PLC控制计算机整体顶升修复施工的依据；在施工中，根据PLC系统实时反馈的信息确定了顶升控制及既有网架复位的基本原则和方法，验证了基于工程实践经验提出的在续装界面上网架竖向位移偏差控制建议值的合理性。

关键词： 拱形钢网架；临时支撑；顶升修复；施工数值模拟；施工偏差
中图分类号： TU758.11 **文献标志码：** A **文章编号：** 1671－9379(2026)08－0104－12
DOI：10.13969/j.jzgjgjz.20241220002

Research on Jacking Repair Construction for a Large-Span Arched Steel Grid Structure with Three-Sided Supports in a Coal Storage Yard

QIN Yun, *DONG Jiajie**, *MIAO Yuqi*, *XIA Yueqi*
(School of Architecture and Planning, Yunnan University, Kunming 650500, China)
*Corresponding author: 1050785042@qq.com

Abstract: For a large-span arched steel grid structure supported on three sides in a coal storage yard that could not be installed normally, this paper analyzed the changes in the position and shape of the grid structure during construction, numerically simulated the construction process, compared the results with the measured data on the site, analyzed the accumulation of construction deviations and identified the reasons for the installation difficulty, put forward the proposal of the construction of the construction. A method was proposed in which additional temporary support points were arranged for jacking repair and correction of the constructed grid structure with large deviations, and were also arranged for the subsequent high-altitude assembly of the remaining grid structure. Numerical simulations were conducted for the jacking repair and subsequent installation processes under 28 temporary support layouts, and the design load of the temporary jacking support frame was determined. After comprehensively considering multiple factors, a relatively stable temporary support layout was selected as the basis for the subsequent PLC-controlled overall jacking repair construction. During construction, the basic principles and methods for jacking control and

收稿日期：2024-12-20

作者简介：
秦 云（1970—），男，博士，教授级高级工程师，主要从事钢结构抗震加固与超限建筑技术纠偏方面的研究。E-mail：15368201676@163.com。
通信作者：
董嘉杰（1999—），男，硕士研究生，主要从事大跨钢网架施工方面的研究。E-mail：1050785042@qq.com。

resetting of the existing grid structure were determined according to real-time feedback from the PLC system, and the rationality of the proposed control value for vertical displacement deviation of the grid structure at the continuation installation interface was verified based on the engineering practice.

Keywords: arched steel grid structure; temporary support; jacking repair; construction numerical simulation; construction deviation

为满足人民日益增长的对美好生活环境的需求,《中华人民共和国大气污染防治法》第七十二条明确规定,煤炭物料应密闭储存。当前,煤炭生产及发电企业积极响应,大力推进已运行储煤场的封闭改造工作[1]。针对跨度较大的储煤场,拱形钢网架结构凭借用钢量低、自重轻、安全性好、构件制作简单和可装配式施工等优点而得到广泛应用[2-4]。

储煤场拱形钢网架与传统的平板网架相比,有下述几个特点:

(1) 自重轻、用钢量低;

(2) 网架拱以承受轴向压力为主,沿压力传递方向构件内力分布均匀,材料利用率高;

(3) 支座需提供可靠的水平约束;

(4) 拱形网架位形变化易引发施工难题。

大跨拱形网架属于高次超静定结构,且在结构几何形态设计和构件加工制造中,通常未充分考虑施工过程中网架自重引起的变形效应,易出现设计满足规范要求,但因施工方法或措施不当,导致结构实际位形与设计位形偏差过大、后续施工无法顺利开展的情况[5-7]。

本文依托某大型储煤场环保封闭改造工程,屋盖主体结构为三心圆柱面单跨拱形螺栓球节点钢网架,水平投影建筑面积为29 280 m^2,总高度为38 m,横向跨度为122 m,纵向长度为236 m,共60个轴线(间距为4 m),在中部设置结构缝将网架结构划分为两个完全相同的结构单元,杆件采用Q355B钢,球节点采用45号钢。

本文聚焦一区网架,该区纵向共计30个轴线,总长度为116 m,在①轴处设置山墙,结构支承条件为三边多点支承、一边自由。网架结构平、剖面及支座大样如图1~图3所示,网架球节点支座的中心标高为2.000 m,纵向支座间距为4 m,底部支座为钢筋混凝土结构挡土墙。

网架的初始施工方案为:将①~④轴网架在地面拼装完成之后,双机起吊就位。然后沿④轴逐轴线向⑮轴进行高空散装,在①轴至⑮轴网架安装完成后再进行①轴处山墙杆件和后续⑯~㉚轴网架的安装。高空散装顺序与文献[8-11]中所述的类似。在施工过程中,安装①~⑮轴及①轴山墙的大部分网架杆件后,出现后续杆件无法正常安装就位、与设计位形相比网架整体竖向位移过大、少量杆件屈曲和支座实际位置与设计位置存在偏差等情况(图4),实际测量得到的网架节点最大竖向位移约500 mm,其中,在①轴跨中位置实测的最大竖向位移为380 mm。

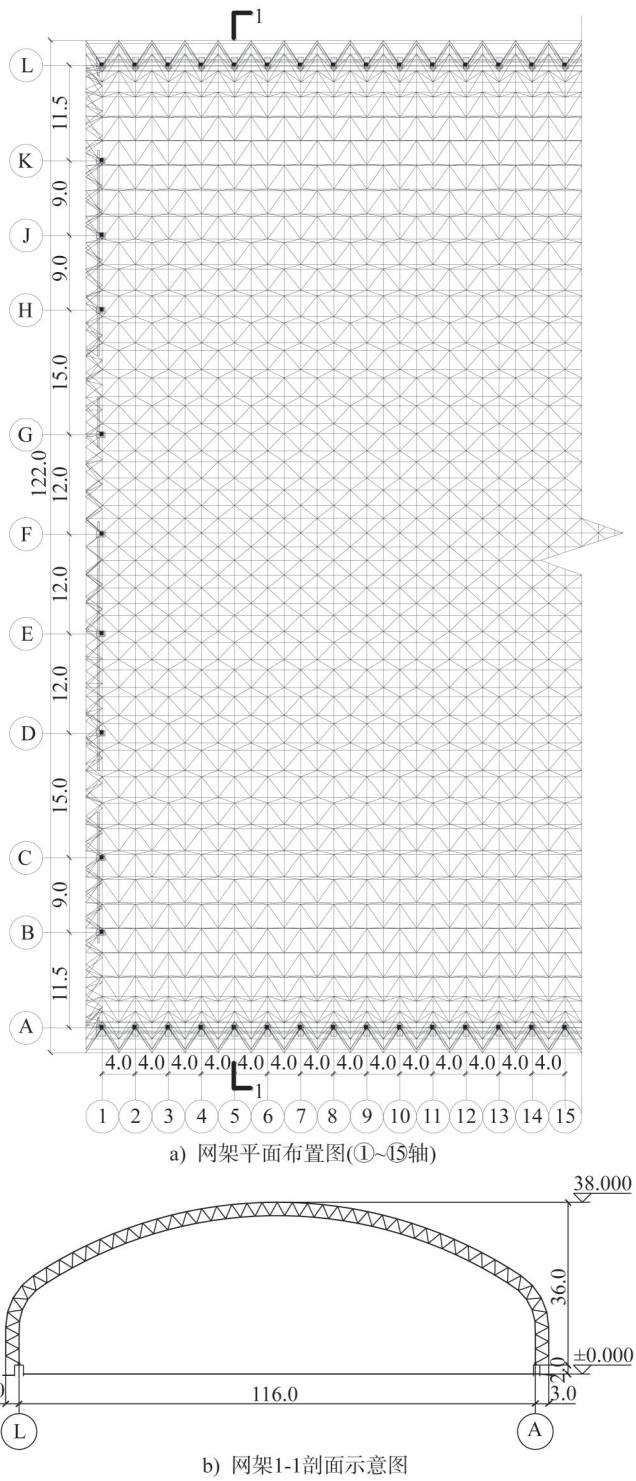


图1　网架平面及剖面图(单位:m)

Fig. 1　Plan and sectional view of grid structure(unit:m)

经多方论证采用两台汽车吊辅助提升等常规措施仍不能解决网架杆件正常就位难题,导致工期滞后近两年。

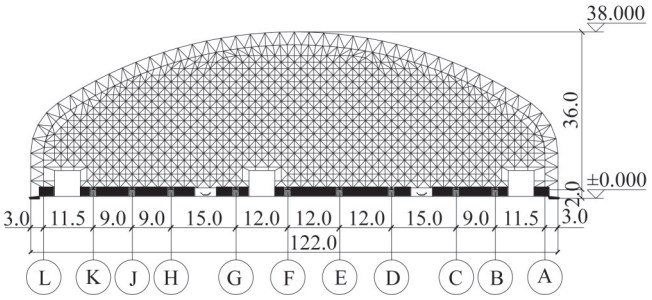


图2 网架①轴山墙立面示意图(单位:m)

Fig. 2 Grid structure ① axis gable elevation diagram (unit: m)

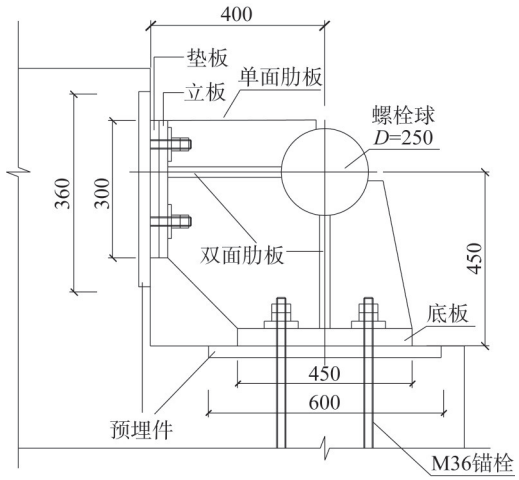
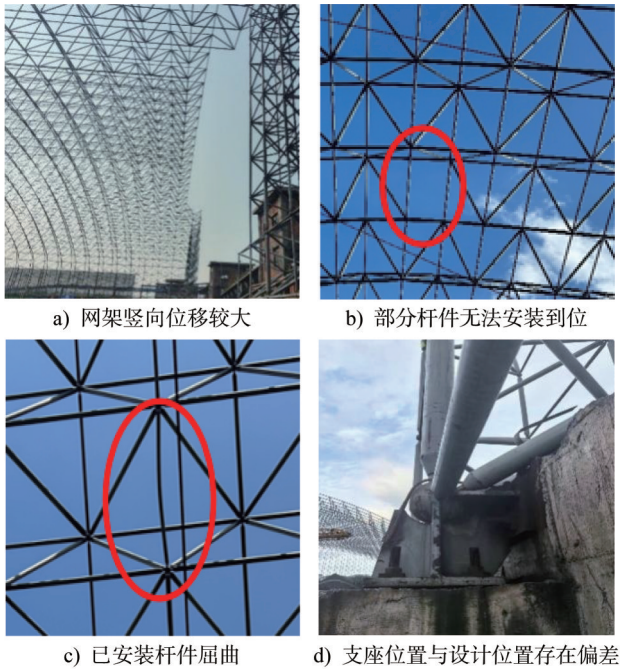


图3 网架支座大样图(单位:mm)

Fig. 3 Detailed drawing of grid support (unit: mm)



a) 网架竖向位移较大 b) 部分杆件无法安装到位

c) 已安装杆件屈曲 d) 支座位置与设计位置存在偏差

图4 现场图片

Fig. 4 On-site photos

工程相关方急需找出杆件无法正常就位的原因并提出合理可行的后续施工方案。

1 工程现状原因分析

1.1 网架位形及其变化的影响

该网架外形是端部直立三心圆柱面拱形网架,网架下弦曲线(图5)可用式(1)描述,直立段高度h为6.400 m,大圆半径R_1为96.693 m,两侧小圆半径R_2为11.707 m,下弦弧线总长度l_0为149.895 m。

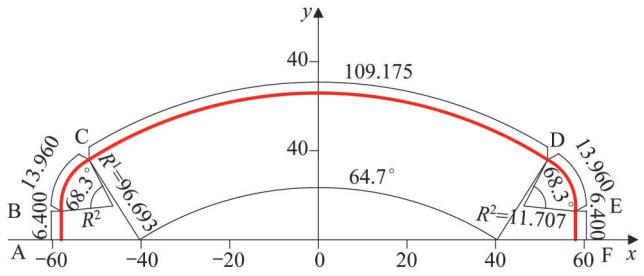


图5 网架下弦曲线(单位:m)

Fig. 5 Bottom chord curve of grid structure (unit: m)

$$\begin{cases} \text{AB}: 0 \leqslant y \leqslant 6.4, \\ x = -58 \\ \text{BC}: (x+46.35)^2 + (y-7.56)^2 = 11.71^2, \\ -58 \leqslant x \leqslant -51.734 \\ \text{CD}: x^2 + (y+63.73)^2 = 96.69^2, \\ -51.734 \leqslant x \leqslant 51.734 \\ \text{DE}: (x-46.35)^2 + (y-7.56)^2 = 11.71^2, \\ 51.735 \leqslant x \leqslant 58 \\ \text{EF}: 0 \leqslant y \leqslant 6.4, \\ x = 58 \end{cases} \tag{1}$$

式中:x和y分别为下弦曲线的横坐标和纵坐标,单位为m。

为定性分析拱形网架的位形变化,假定直立段(AB和EF)与小圆弧段(BC和DE)位形不变,安装变形仅发生在CD段,且变形后CD段仍保持圆弧形状。则CD段杆件总压缩量Δl与跨中竖向位移Δy_0(即设计位形坐标与实测位形坐标的差值,$\Delta y_0 = y_{\text{设计}} - y_{\text{实测}}$)间的数值对应关系如表1所示。

根据弹性理论分析可知,当CD段杆件的总压缩量Δl达到161.60 mm时(远小于按上述假定计算得到的数值),杆件将轴心受压屈服。但实际工程中并未出现杆件屈服的现象,因此网架的实际位形变化与上述假定不符。根据自重作用下网架节点的位移坐标变化量可知,图6所示情况的拱形网架下弦在CD段的压缩量为12.5 mm、在ABC段和DEF段的伸长量一共为7.5 mm,自重作用

表1　Δl与Δy_0间数值对应关系

Table 1　The numerical correspondence between Δl and Δy_0

轴线编号	Δl/mm	Δy_0/mm	轴线编号	Δl/mm	Δy_0/mm
1	284.51	383.70	8	301.78	407.30
2	279.82	377.30	9	298.42	402.70
3	289.19	390.10	10	303.24	409.30
4	288.53	389.20	11	302.51	408.30
5	285.16	384.60	12	292.05	394.00
6	292.27	394.30	13	292.56	394.70
7	288.97	389.80	14	278.50	375.50

下的位形变化会引起网架杆件长度的变化及杆件轴线方向的变化，且挠曲线的曲率存在反向情况，从而在一定程度上导致安装困难。

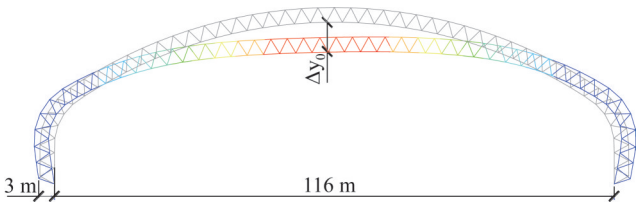


图6　拱形网架的位形改变

Fig. 6　The configuration change of the arched grid structure

1.2　网架安装偏差累积评估

自重作用下，不考虑网架安装偏差的影响，采用Midas Gen软件，对①～⑮轴已安装网架在自重作用下进行数值模拟分析，所得计算竖向位移$\Delta y'$与实测竖向位移Δy的对比如图7所示，可见，位移计算值均大幅低于实测值，约80%的竖向位移源于非受力因素，如支座约束偏差、高强螺栓未充分就位等安装偏差，这表明实际施工中网架安装偏差较为严重。

1.3　原因分析

根据上述分析及现场调查，可知网架无法正常安装就位的主要原因如下：

（1）施工过程中，各支座标高未得到严格的校准，支座水平方向的约束与设计要求存在偏差，无法对拱形网架提供与设计相符的约束作用，导致网架结构受力状态与设计状态存在一定的偏差，进一步加大网架自重作用下的位形变化。

（2）拱形网架位形变化容易导致安装困难，在无可靠保证措施的安装过程中，由自重引起的结构位形变化所伴随的安装偏差不断累积，达到一定程度后，后续杆件及节点将无法正常安装就位。

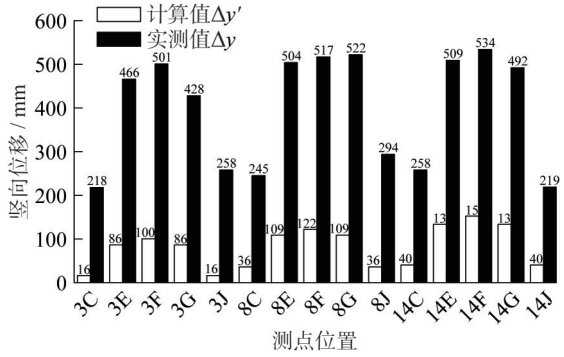


图7　①～⑮轴网架$\Delta y'$与Δy值对比

Fig. 7　Comparison between $\Delta y'$ and Δy of ①～⑮ axis grid structure

（3）工程实践表明，大跨度拱形网架在高空散装过程中对偏差累积更为敏感。因此，即使构件加工满足文献[12]规定的精度要求，也需在施工中采取必要的动态监测及施工工艺保证措施，以减小安装偏差累积，降低施工风险。

2　顶升修复及校正方案

针对净跨度L_0为116 m的该工程，根据一区网架前期施工经验和二区网架安装经验，可定性得到续装界面竖向位移Δy（网架待安装截面处的设计位形与考虑自重变形影响的位形的坐标差）对安装便利性的影响如表2所示。

表2　Δy对安装便利性的影响

Table 2　The effect of Δy on installation convenience

序号	Δy/mm	$\Delta y/L_0$	安装便利性
1	$0<\Delta y\leqslant 50$	$0<\Delta y/L_0\leqslant 1/2\,320$	安装方便
2	$50<\Delta y\leqslant 150$	$1/2\,320<\Delta y/L_0\leqslant 1/773$	可安装
3	$150<\Delta y\leqslant 300$	$1/773<\Delta y/L_0\leqslant 1/387$	安装困难
4	$\Delta y>300$	$\Delta y/L_0>1/387$	无法安装

2.1　方案比选

经综合分析，决定采用计算机控制的PLC千斤顶系统进行顶升修复，在①～⑮轴已安装网架下弦节点处选取适当位置作为临时支撑点（兼做顶升点），在临时支撑架顶部设置顶升点，分三个阶段（每一阶段分多个顶升步）将顶升位置处的网架顶升至设计标高位置。对①～⑮轴已安装网架修复后，再在⑯～㉚轴间局部增设少量临时支撑，采用高空散装法安装⑯～㉚轴网架。

鉴于网架顶升修复的目标是尽量恢复到设计位形，

故而需通过同步顶升消除安装间隙及偏差。在此过程中,随着网架安装间隙的减小或消除,网架的总体刚度会逐渐增大并趋近于设计状态,顶升力与杆件受力亦将趋近有限元模拟值。故理论上,从不利原则出发,可在不考虑网架安装偏差影响的条件下,采用Midas Gen对网架可能的顶升、修复及后续安装方案进行施工模拟,并基于现场实际,考虑网架变形和构件承载力两个控制指标初选合适的施工方案。表3给出了24种方案及相应的网架最大竖向位移计算值$\Delta y'_{max}$、最大顶升力F'_{max}和超限杆件数量。

表3 ①~⑮轴临时支撑方案及分析结果

Table 3 ①~⑮ axis temporary support schemes and analysis results

方案编号	临时支撑数	临时支撑位置(横轴/纵轴)	$\Delta y'_{max}$/mm	F'_{max}/kN	超限杆件数量/根
M1	15	3,8,14/B,C,F,J,K	16.97	494.89	4
M2	15	3,8,14/B,D,F,H,K	7.99	373.10	0
M3	15	3,8,14/B,E,F,G,K	13.75	331.82	0
M4	15	3,8,14/C,D,F,H,J	7.89	315.96	0
M5	15	3,8,14/C,E,F,G,J	6.52	355.61	0
M6	15	3,8,14/D,E,F,G,H	19.38	333.85	0
M7	12	3,8,14/B,C,J,K	100.41	641.89	40
M8	12	3,8,14/B,D,H,K	38.47	557.31	2
M9	12	3,8,14/B,E,G,K	13.50	373.30	0
M10	12	3,8,14/C,D,H,J	39.03	513.59	2
M11	12	3,8,14/C,E,G,J	8.03	346.26	0
M12	12	3,8,14/D,E,G,H	9.20	328.37	0
M13	9	3,8,14/B,F,K	25.53	562.19	6
M14	9	3,8,14/C,F,J	16.69	484.52	4
M15	9	3,8,14/D,F,H	9.16	410.30	0
M16	9	3,8,14/E,F,G	19.38	340.16	0
M17	6	3,8,14/B,K	151.57	362.12	44
M18	6	3,8,14/C,J	105.65	628.26	40
M19	6	3,8,14/D,H	36.74	573.98	2
M20	6	3,8,14/E,G	19.12	375.13	0
M21	4	3,14/B,K	154.79	300.92	44
M22	4	3,14/C,J	121.14	510.34	44
M23	4	3,14/D,H	54.32	587.40	8
M24	4	3,14/E,G	36.50	365.17	0

注:最大竖向位移$\Delta y'_{max}$指在施工阶段模拟中,已安装网架在自重作用下,所有节点竖向位移的最大值;最大顶升力F'_{max}指在施工阶段模拟中,网架顶升后所有顶升点反力的最大值;超限杆件指在施工过程中任一阶段(顶升、修复或续装阶段),应力比超过1.0的杆件。

对于⑯~㉚轴间拟正常继续安装的网架,表4给出了分析的4种临时支撑方案及结果。

2.2 方案确定

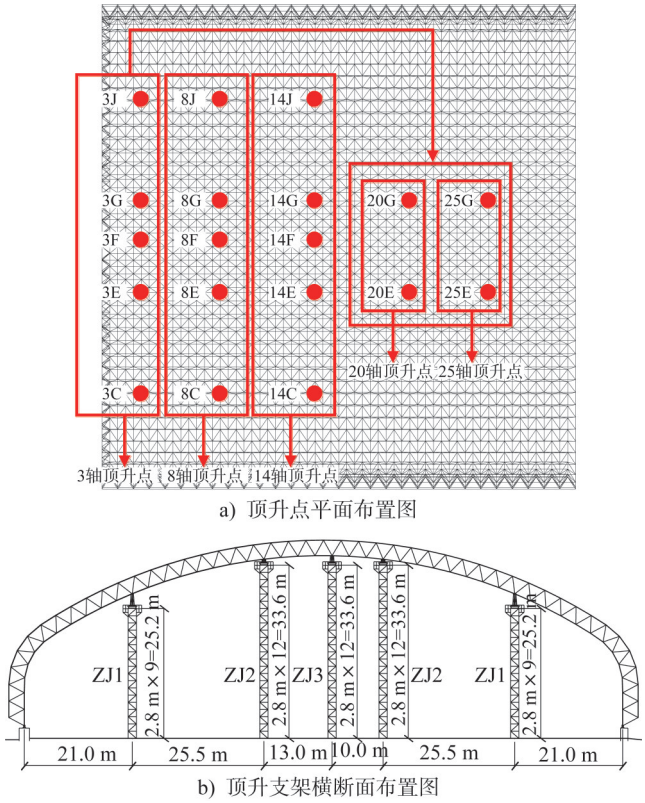
考虑到该工程存在的问题较为少见、相关经验缺乏、工期严重滞后、以及①~⑮轴网架的安装偏差较为严重等因素,最终选取了表3中顶升点数量较多、分布较均匀的M5方案和表4中的M28方案组合的施工方案,临时支撑的平面布置如图8所示。

需要说明的是,若为正常网架安装工程,在①~⑮轴间需提前预设的临时支撑数量可较M5方案大幅度减少,经计算分析最少设置6个支撑即可。

表4　⑯~㉚轴临时支撑方案及分析结果

Table 4　⑯~㉚ axis temporary support schemes and analysis results

方案编号	临时支撑数	临时支撑位置（横轴/纵轴）	$\Delta y'_{max}$/mm	F'_{max}/kN	超限杆件数量/根
M25	4	20,25/B,K	87.90	272.45	2
M26	4	20,25/C,J	72.68	439.99	2
M27	4	20,25/D,H	25.24	463.57	2
M28	4	20,25/E,G	16.37	321.25	0



a) 顶升点平面布置图

b) 顶升支架横断面布置图

图8　临时支撑位置

Fig. 8　Temporary support position

3　施工过程模拟分析

3.1　施工阶段模拟

根据所选定的M5和M28组合的施工方案，在采用Midas Gen软件模拟一区网架①~㉚轴的施工时，按照施工步骤划分为如表5所示的10个施工工况。

3.2　网架变形和承载力分析

3.2.1　变形分析

根据计算，整个施工过程中网架最大竖向位移出现在①~⑮轴安装阶段的⑮轴跨中位置，最大竖向挠度为158.25 mm，远小于文献[12]中规定的网架最大允许挠度值。

①~⑮轴网架在顶升修复和安装完成并拆除全部临时支撑后，网架跨中位移计算值$\Delta y'$与实测值Δy的对比如表6所示。由于安装偏差、支座约束条件偏差及前期安装偏差的实际存在，实测值与计算值间存在一定偏差，但网架的竖向位移已经较修复前的竖向位移大幅度减小。

表5　施工步骤划分

Table 5　Construction step division

施工步骤	模拟工况	施工步骤	模拟工况
1	①~⑮轴安装	6	⑳轴顶升
2	①~⑮轴顶升修复	7	㉑~㉕轴安装
3	山墙安装	8	㉕轴顶升
4	③轴顶升卸载	9	㉖~㉚轴安装
5	⑯~⑳轴安装	10	全部顶升卸载

表6　拆除临时支撑后跨中竖向位移计算值与实测值对比

Table 6　Comparison between calculated and measured vertical displacements in mid-span after removal of temporary supports

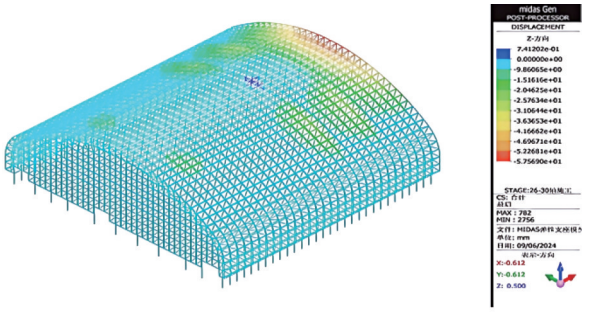
序号	测点位置	变形量/mm	
		计算值$\Delta y'$	实测值Δy
1	2F	19.69	73.00
2	4F	46.40	137.00
3	6F	69.41	176.00
4	8F	86.86	204.00
5	10F	99.27	216.00
6	12F	107.80	195.00
7	14F	112.85	169.00
8	16F	116.31	136.00
9	18F	117.69	108.00
10	20F	116.85	142.00
11	22F	114.89	130.00
12	24F	110.78	137.00
13	26F	115.28	153.00
14	28F	113.42	176.00
15	30F	110.77	192.00

注：F指纵向轴线编号。

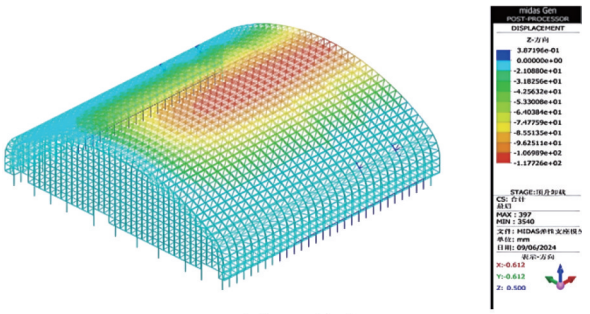
施工过程中，部分阶段的数值模拟结果如图9所示，除未设置临时支撑的阶段（工况1和工况10）外，整个施工过程中，续装界面上的竖向位移（网架待安装截面处的设计位形与考虑自重变形影响的位形的坐标差）均小于60 mm。为便于安装，在施工过程中可采取一定的超顶升措施，将续装界面上的竖向位移控制在50 mm以内。

3.2.2　承载力分析

网架顶升、修复、继续安装和拆除全部临时支撑后的



a) ㉖~㉚轴网架安装



b) 全部顶升卸载

图9 施工过程中的竖向位移(单位:mm)

Fig. 9 Vertical displacements during construction (unit:mm)

强度应力比λ和稳定应力比λ'均在文献[13]规定的容许范围内,并具有一定的安全储备,其中λ和λ'较大的杆件均分布在顶升点附近,结果分别如表7和表8所示,应力比较大杆件在整个施工过程中的应力变化情况如图10所示。由此判断,网架修复及后续安装的工程质量及安全性可达预期目标。

表7 网架安装完成阶段强度应力比最大的前5个杆单元受力情况

Table 7 Stress status of the top 5 members with the highest strength stress ratio at the completion stage of grid installation

单元号	N/kN	A/mm^2	σ/MPa	λ
7 790	81.52	845.3	96.44	0.32
7 782	81.47	845.3	96.38	0.32
7 781	77.20	845.3	91.33	0.30
7 791	77.20	845.3	91.33	0.30
3 020	89.90	1 382.0	65.05	0.21

注:σ、N、A和λ分别为杆件的应力、轴力、截面面积和强度应力比(强度设计值f=305 MPa)。

3.3 顶升支撑架的设计

3.3.1 临时支撑架方案

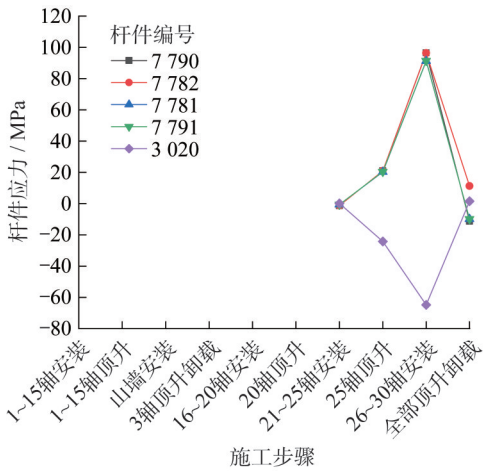
由于工期紧张、场地限制等原因,并考虑便利性,采用W6015-8A塔吊的标准件作为顶升临时支撑架的主体结构,基础节质量为1 100 kg,标准节质量为890 kg,顶升支架顶部平台的质量约3 000 kg(主要由液压千斤顶、顶凳和钢支墩等组成)。经检测,天然地基承载力为

表8 网架安装完成阶段稳定应力比最大的前5个杆单元受力情况

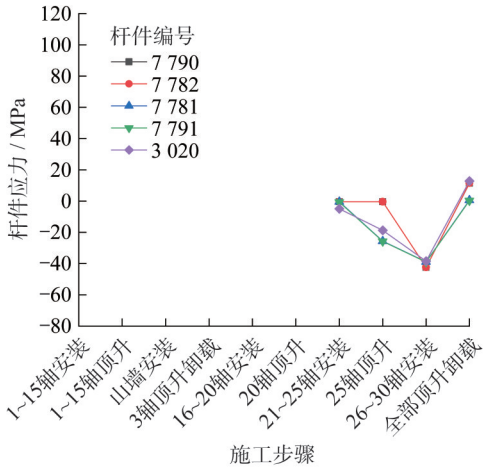
Table 8 Stress status of the top 5 members with the highest stability stress ratio at the completion stage of grid installation

单元号	N/kN	φ	A/mm^2	λ'
7 357	35.83	0.197	845.3	0.71
7 364	35.82	0.197	845.3	0.71
7 469	33.03	0.199	845.3	0.64
7 444	32.99	0.199	845.3	0.64
7 698	32.66	0.199	845.3	0.64

注:N、φ和λ'分别为受压杆件的轴力、稳定系数和稳定应力比。



a) 强度应力比最大的前5个杆单元的应力



b) 稳定应力比最大的前5个杆单元的应力

图10 应力较大杆件在施工过程中的应力变化情况

Fig. 10 Stress variation of members with high stress during construction

200 kPa，临时支撑架的独立基础为4.5 m×4.5 m×1.0 m的钢筋混凝土板，支撑架基础节与基础之间通过地脚螺栓固定。采用PLC控制的、额定荷载为100 t的液压千斤顶作为顶升设备。顶升支架、设备等应进场验收无误后使用，主要顶升装置及构配件示意如图11所示。

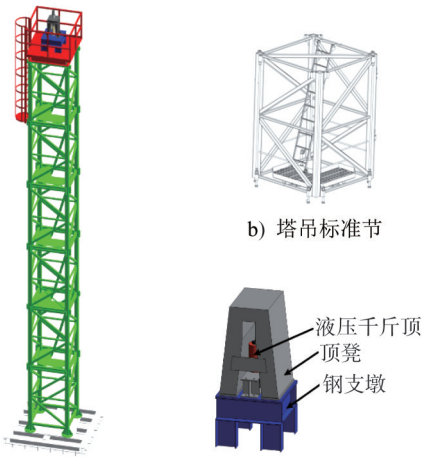


图11　顶升支撑架装置

Fig. 11　Jacking support frame device

3.3.2　顶升支架设计荷载的确定

顶升支架处于悬臂状态并承受风荷载作用时是基础设计的控制性工况，合理确定风荷载是保证支撑架及其基础安全、经济的关键。本文依据文献[14]确定支撑架所受风荷载的标准值，采用ANSYS软件建模进行结构内力分析，风荷载作用下顶升支架的计算简图如图12所示。从图中可以看出，两种高度支架的顶端水平位移分别约为11.4 mm和27.0 mm。

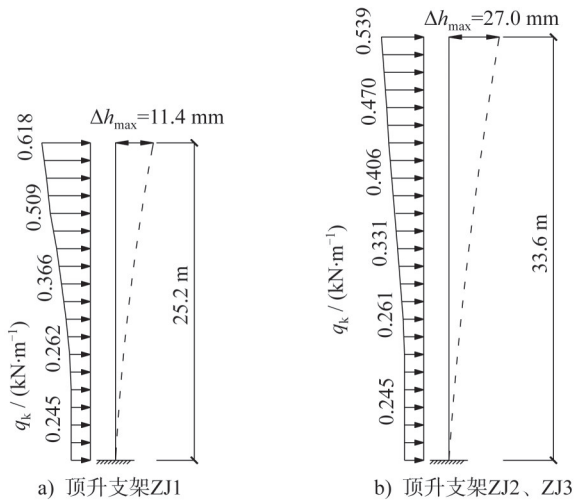


图12　顶升支架计算简图

Fig. 12　Calculation diagram of jacking bracket

在对支撑架及其基础进行设计时，考虑风荷载和竖向顶升力的同时作用，采用了下述4个偏安全的假设：

（1）支撑架顶部最大的侧向安装偏差为100 mm；

（2）顶升设备与网架相互作用导致的支撑架附加偏心距为30 mm；

（3）支撑架及其基础自重沿竖向均匀分布；

（4）顶升力按千斤顶容许的最大顶升力考虑。

当最不利因素沿塔架正方形截面的对角线方向作用时，塔架基础双向受弯，处于最不利状态，此时以高度较大的支架ZJ2及ZJ3为例，根据文献[15]进行顶升支架地基基础的设计和验算时的主要设计荷载、抗力等如表9所示，地基承载力、抗倾覆稳定性等均满足安全需要，且具有一定的冗余度。

表9　顶升支架设计荷载及抗力

Table 9　Jacking support design load and resistance

支架编号	G_k/kN	F_{km}/kN	p_{kmax}/kPa	p_{kmin}/kPa	$M_x(M_y)$/(kN·m)
ZJ2、ZJ3	624.9	1 000.0	107.20	53.31	204.5

注：G_k、F_{km}、p_{kmax}、p_{kmin}、M_x、M_y分别为支架及基础自重、最大竖向顶升力、基底最大压应力值、基底最小压应力值、沿x向和y向作用的弯矩。

后续施工实测表明，支架ZJ1和ZJ2(ZJ3)架体顶端的最大水平位移分别不大于10 mm和20 mm，证明设计阶段计算荷载取值是安全可靠的。

4　网架安装过程

4.1　施工工艺流程

网架顶升、修复及续装的主要工艺流程如图13所示。

4.2　①~⑮轴网架顶升及监测

PLC同步顶升控制系统可实现所有顶升点的同步顶升，也可以单独对某个或某几个顶升点进行精准控制。该工程最大顶升量为500 mm，总体上平均分为3个阶段进行，每个阶段又划分为若干个小的顶升步，各顶升点在各顶升步的顶升量按比例计算确定，以恢复设计标高为最终目标，通过分级顶升逐步将顶升点处的网架节点标高恢复至设计位形标高。但在每个顶升步内，应遵循“顶升力控制为主、顶升量控制为辅”的原则进行顶升，确保各顶升点荷载分布均匀，避免因个别或少数顶升点顶升量过大，导致部分杆件超限(强度或稳定应力比大于1.0)。各临时支撑点处的顶升力尽量控制在数值模拟顶升力范围内，且在任何情况下，控制最大顶升力不超过数值模拟顶升力的1.2倍，每阶段具体位移顶升量可根据实际情况作动态调整。表10为①~⑮轴网架所需顶升量的预期数据，表11为第二个顶升阶段某顶升步的实测结果，对比可见，顶升过程中各顶升点的顶升力原则上均低于预期最大顶升力。

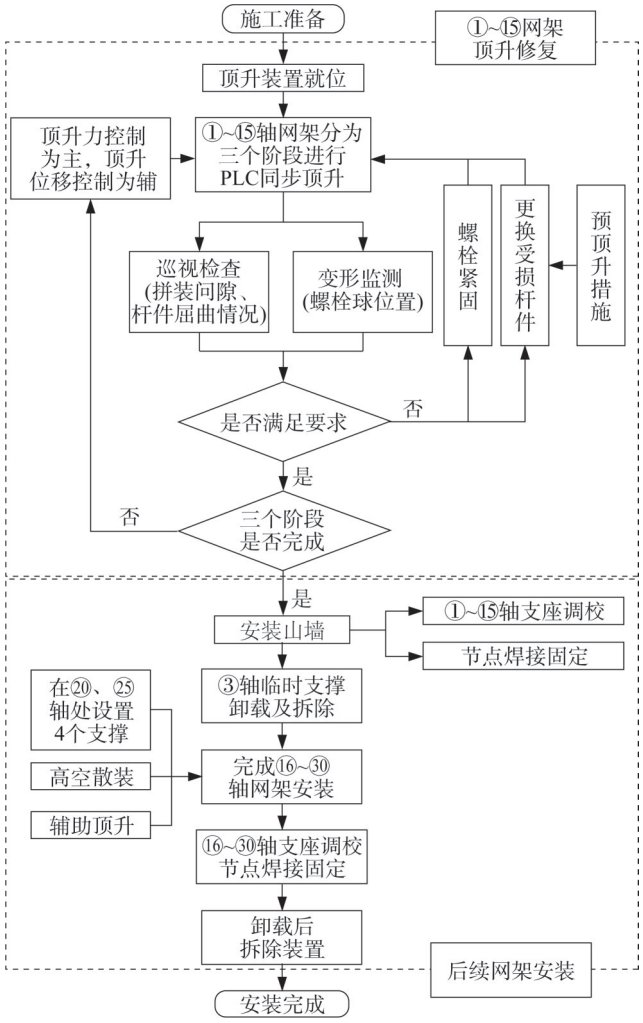


图13 施工流程

Fig. 13 Construction process

表10 ①~⑮轴网架顶升过程预期数据

Table 10 Expected data for the lifting process of the ①~⑮ axis grid structure

顶升点位置	F'_{max}/kN	h_j/mm	顶升点位置	F'_{max}/kN	h_j/mm
3C	135.57	218	8G	306.62	522
3E	128.90	466	8J	355.29	294
3F	52.05	501	14C	194.84	258
3G	120.26	428	14E	180.86	509
3J	135.73	258	14F	89.57	534
8C	355.61	245	14G	167.60	492
8E	330.80	504	14J	194.52	219
8F	179.69	517			

注：F'_{max}、h_j分别为网架顶升至设计位形标高时的预计顶升力和预计顶升高度，F'_{max}由有限元分析得到，h_j由现场实测得到。

由表11可见，该施工步满足上述顶升力控制原则，尽管实测与模拟数据存在一定误差，但在可控范围内。

表11 ①~⑮轴网架顶升第二阶段某施工步的顶升数据

Table 11 Data in the second stage of the ①~⑮ axis grid structure jacking at a certain construction step

顶升点位置	F'/kN	F/kN	h_{j1}/mm
3C	83.66	67.38	132
3E	62.58	61.25	222
3F	26.36	31.50	249
3G	64.72	67.38	226
3J	71.84	97.13	134
8C	255.90	217.00	173
8E	176.59	147.88	264
8F	93.86	119.00	265
8G	163.42	166.25	273
8J	206.90	169.75	168
14C	118.52	77.00	154
14E	91.62	27.13	253
14F	45.30	19.25	265
14G	86.44	56.88	249
14J	158.41	56.88	175

注：F'、F和h_{j1}分别为网架顶升第二阶段某施工步的理论顶升力、实际顶升力和累积顶升高度。

施工中，在顶升前、顶升过程中及顶升后，全程监测网架变形、千斤顶行程和顶升力等数据，并与模拟结果进行对比、做好记录，若发现存在安全隐患，应立即暂停顶升，对监测数据进行综合分析，找出原因并采取有效措施，再根据调整后的方案或措施进行施工。网架构配件全部安装就位后进行全面检查，尽量消除安装偏差后，在PLC控制系统的主动控制和保护下，对临时支撑系统进行同步等比例卸载。

图14清楚地显示了某顶升步刚完成时，原已安装网架的部分杆件存在高强螺栓就位不充分的情况。故每一阶段结束后，需进行已安装网架的螺栓紧固就位、受损杆件更换和支座校准及临时固定等工作。

4.3 网架修复及山墙安装

①～⑮轴网架基本顶升至设计位形后，进行已安装网架的修复工作，具体如下：

(1) 杆件更换：对屈曲杆件进行更换。

(2) 节点紧固：充分拧紧高强螺栓，以减小或消除安装间隙。

(3) 支座校准：顶升完成后，在临时支撑保持原有承载状态的情况下，采取如表12所示的措施保证约束可靠。

(4) 全面检查：对网架进行巡视检查，确保修复工作



图14　螺栓未紧固

Fig. 14　Untightened bolts

表12　支座校准措施

Table 12　Calibration measures for supports

偏差类型	校准措施
支座标高偏差	增设钢垫板，钢板间增加焊缝，保证相邻支座间的相对高差小于1/800
支座约束的水平向偏差	在支座与预埋件间增设钢垫板并焊接，消除支座与预埋件间的间隙
角度偏转	调整螺栓的松紧程度

具体内容无遗漏。

网架山墙安装采取自下向上、从两边向中间合龙的安装顺序，采用高空散装法进行后续安装，沿横向分两区相向进行施工，最后在中间合龙。在操作上，利用汽车吊将在地面拼装好的网架单元吊送至安装位置，由高空操作人员顺序安装。

4.4　⑯~㉚轴网架安装

①～⑮轴网架杆件顶升修复和山墙网架安装完成后，按照下述步骤进行⑯～㉚轴网架的安装：

（1）对已安装网架的高强螺栓进行最后一次紧固；校准并固定支座节点后，开始对③轴上的5个临时支撑架进行等比例卸载，卸载完成并对网架进行整体观测，无异常后拆除临时支撑架，按方案M28在⑳、㉕轴上各设置2个临时支撑点（共4个）。

（2）采用高空散装法，并辅以适量的超顶升，沿纵向逐段散装⑯～㉚轴网架。当⑯～⑳轴网架高空散装完成后，为确保网架后续安装过程的稳定及安全，并防止后续网架因竖向位移过大而再度出现安装困难的问题，对⑳轴截面处的网架进行适量超顶升，使其达到设计标高，并在⑳轴上增加临时支撑点（兼做顶升点）。

（3）继续高空散装⑳～㉕轴网架后，将㉕轴截面处网架顶升至设计标高。

（4）进行㉕～㉚轴网架的高空散装，安装完成后对尚存的所有顶升点进行同步卸载，卸载完成后，对网架的位形进行全面观测，经验收合格后，拆除临时支撑架，完成网架安装施工。

需要指出的是，在⑯～㉚轴网架安装的合龙区域，现场施工人员采取了更便于杆件就位及安装的超顶升措施，在没有进行同步动态跟踪监测的情况下，第一次超顶施工中采用表13所示的方案，超顶最大值为150 mm，导致超顶点附近的部分受压杆件屈曲，更换下来的部分屈曲杆件如图15所示。此后，超顶施工中采用表14所示的方案，严格将超顶值控制在50 mm以内后，避免了杆件的受压屈曲现象。

表13　第一次超顶施工方案

Table 13　The first excessive jacking construction scheme

顶升点位置	超顶值Δ_{j1}/mm	顶升力F_1/kN	顶升点位置	超顶值Δ_{j1}/mm	顶升力F_1/kN
8C	3	135.02	14F	104	104.30
8E	112	127.96	14G	181	33.76
8F	154	132.67	14J	128	56.52
8G	37	120.11	20E	80	110.69
8J	79	124.03	20G	−8	141.30
14C	98	107.55	25E	−41	81.64
14E	77	122.46	25G	89	109.90

表14　正常超顶施工方案

Table 14　Normal excessive jacking construction scheme

顶升点位置	超顶值Δ_{j2}/mm	顶升力F_2/kN	顶升点位置	超顶值Δ_{j2}/mm	顶升力F_2/kN
8C	3	135.02	14F	43	94.99
8E	42	104.41	14G	30	33.76
8F	30	82.43	14J	38	82.43
8G	27	66.73	20E	20	55.74
8J	30	76.15	20G	20	53.38
14C	43	107.55	25E	40	102.05
14E	34	88.71	25G	47	109.90



图15　超顶升导致的杆件屈曲

Fig. 15　Buckling of members caused by excessive jacking

5　结论

在某储煤场三边支承大跨拱形钢网架一区的安装工程中，针对已安装网架的竖向位移较大和部分杆件无法

正常安装就位的问题，提出了合理增设临时支撑点（兼做顶升点）进行顶升修复或校正、后续网架设置少量临时支撑点的高空散装施工方法。采用Midas Gen软件进行模拟分析，优选临时支撑及顶升方案，顺利完成了该网架一区的顶升修复和后续安装工作。主要结论如下：

（1）网架无法正常安装的主要原因是位形改变引起的杆件长度或轴线方向的变化、高空散装的误差累积、实际支座条件与设计的差异和施工精度控制不足。

（2）设置临时支撑是改善拱形网架安装条件的关键。针对该工程，基于数值模拟结果及经验提出了设置不少于9个临时支撑点的建议，而实际施工中，偏安全地设置了15个临时支撑点（兼做顶升点）；后续网架安装设置了4个临时支撑点，并将安装界面上的最大竖向位移控制在50 mm以内，顺利完成了整个网架的顶升、修复和续装施工。

（3）由于场地限制等原因，本文摒弃了传统临时支撑架加缆风绳的做法，提出了使用塔吊标准件作为临时顶升支架主体结构的方案，并基于力学分析及工程实测，验证了支撑架结构及其基础设计的合理性。

（4）数值模拟结果可为计算顶升力上限提供参考，各顶升点在各顶升步的顶升量可按比例确定。以标高控制为最终目标，每个顶升步内以“顶升力控制为主、顶升量控制为辅”的原则进行顶升。在此原则下，每阶段具体顶升量可根据实际情况作动态调整。

（5）工程实践证明，一定量的超顶升有利于后续网架合龙区段构配件的安装，针对与该工程跨度及受力特征类似的大跨钢拱形网架，应将超顶位移量严格控制在50 mm范围内，否则会对网架超顶位置附近的部分受压杆件造成不可逆的损伤。

参考文献：

[1] 潘万伟. 大型露天储煤场全封闭改造设计选型分析[J]. 中国煤炭，2018，44(8)：158-162. DOI：10.19880/j.cnki.ccm.2018.08.032.
PAN Wanwei. Design and selection analysis of fully enclosed transformation for large open-pit coal storage yard[J]. China Coal，2018，44(8)：158-162. DOI：10.19880/j.cnki.ccm.2018.08.032.(in Chinese)

[2] 吴碧野，武岳，戴君武，等. 超大跨度干煤棚结构选型研究[J]. 建筑结构，2021，51(增刊1)：562-568.
WU Biye，WU Yue，DAI Junwu，et al. Study on the selection of the structure of the super-long span dry coal shed[J]. Building Structure，2021，51(Suppl.1)：562-568.(in Chinese)

[3] 张学伟，白冰，赵明，等. 大跨度拱形钢网架施工技术[J]. 城市建筑空间，2022，29(增刊2)：629-630.
ZHANG Xuewei，BAI Bing，ZHAO Ming，et al. Construction technology of large-span arched steel truss[J]. Urban Architecture Space，2022，29(Suppl.2)：629-630.(in Chinese)

[4] 侯洪杰. 超大跨度拱形网架结构高空散装施工技术[J]. 工程技术研究，2017(11)：84-85. DOI：10.19537/j.cnki.2096-2789.2017.11.039.
HOU Hongjie. High-altitude bulk construction technology of super-large-span arched grid structure[J]. Engineering and Technological Research，2017(11)：84-85. DOI：10.19537/j.cnki.2096-2789.2017.11.039.(in Chinese)

[5] 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，2024，29(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，2024，29(8)：104-114. DOI：10.13969/j.cnki.cn31-1893.2024.08.012.(in Chinese)

[6] 张胜杰，贾宝荣，陈颖. 超高重型大跨度室内滑雪场钢屋盖建造技术[J]. 建筑钢结构进展，2024，26(9)：100-106. DOI：10.13969/j.cnki.cn31-1893.2024.09.011.
ZHANG Shengjie，JIA Baorong，CHEN Ying. Construction technology of steel roof for ultra-high heavy-duty and large-span indoor ski resorts[J]. Progress in Steel Building Structures，2024，26(9)：100-106. DOI：10.13969/j.cnki.cn31-1893.2024.09.011.(in Chinese)

[7] 杨璐，王元清，袁焕鑫，等. 网架钢结构施工缺陷分析与处理[J]. 四川建筑科学研究，2014，40(2)：341-344.
YANG Lu，WANG Yuanqing，YUAN Huanxin，et al. Analysis and treatment of construction defects of steel grid structure[J]. Sichuan Building Science，2014，40(2)：341-344.(in Chinese)

[8] 裘建华，邹海涛，邹春林，等. 大跨钢桁架结构倾斜滑移施工技术研究[J]. 建筑钢结构进展，2023，25(7)：108-116. DOI：10.13969/j.cnki.cn31-1893.2023.07.011.
QIU Jianhua，ZOU Haitao，ZOU Chunlin，et al. Study on the inclined sliding construction technology for large-span steel truss structures[J]. Progress in Steel Building Structures，2023，25(7)：108-116. DOI：10.13969/j.cnki.cn31-1893.2023.07.011.(in Chinese)

[9] 晏金洲，周宏斌，吴兴明，等. 超长大跨度钢结构网架屋盖安装关键技术[J]. 施工技术(中英文)，2023，52(8)：61-67.
YAN Jinzhou，ZHOU Hongbin，WU Xingming，et al. Installation key technology of super-long and large-span steel grid roof[J]. Construction Technology，2023，52(8)：61-67.(in Chinese)

[10] 王宪刚. 大跨度双曲面钢网架屋面整体顶升施工关键技术研究[D]. 济南：山东大学，2021.
WANG Xiangang. Research on key technologies of integral jacking-up construction of large-span hyperbolical steel space truss roof[D]. Jinan：Shandong University，2021.(in Chinese)

[11] 吴兴宏. 体育馆大跨径双曲抛物面钢网架安装施工技术[J]. 施工技术, 2018, 47(增刊1): 1756-1758.
WU Xinghong. Stadium long-span hyperbolic paraboloid steel rack installation construction technology application [J]. Construction Technology, 2018, 47(Suppl.1): 1756-1758. (in Chinese)

[12] 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)

[13] GB 50017—2017 钢结构设计标准[S].
GB 50017—2017 Standard for design of steel structures[S]. (in Chinese)

[14] GB 50135—2019 高耸结构设计标准[S].
GB 50135—2019 Standard for design of high-rising structures [S]. (in Chinese)

[15] 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)