

空间管桁架结构杆件节点分析研究

郑宇, 张孝轮, 周福青, 毕鲁博

(北京首钢国际工程技术有限公司, 北京 100043)

[摘要] 管桁架结构作为大跨度空间结构的一种类型,由于其形式优美,造型活泼,在火车站、航站楼、体育馆和展览馆等公共建筑中得到了广泛的应用。在工业建筑领域,国家倡导节能减排,降低污染能耗,钢铁厂需要建设储煤棚结构用来降低煤场粉尘污染,并需要足够大的空间保证堆取料机在储煤棚内流畅工作。针对某厂区空间管桁架储煤棚结构采用 MIDAS/Gen 有限元软件进行分析,按主桁架节点和辅助桁架节点的形式不同分为全部刚接、全部铰接、主桁架节点刚接和辅助桁架节点铰接三种模型进行模拟,对比分析结果,选择最为经济合理的方案供工程应用。

[关键词] 空间管桁架结构;节点形式;强度分析;屈曲分析;非线性分析;几何初始缺陷;经济性指标

中图分类号: TU323.4 **文献标识码:** A **文章编号:** 1002-848X(2015)S2-0446-05

Analysis and research on rod nodes of space tubular truss structure

Zheng Yu, Zhang Xiaolun, Zhou Fuqing, Bi Lubo

(Beijing Shougang International Engineering Technology Co., Ltd., Beijing 100043, China)

Abstract: Tubular truss structure is a type of large span space structure, because of its beautiful form, lively model, it has been widely used in the train station, the terminal building, stadium and exhibition hall and other public buildings. In the field of industrial architecture, the national advocate energy-saving and emission reduction, reduce pollution and energy consumption. Iron and steel plant need to build coal storage to reduce the coal yard dust pollution, and need plenty of space to ensure the stacker and reclaimer to work fluently in coal storage shed. MIDAS/Gen software was used to finite analysis a factory space tubular truss structure for coal storage shed according to different forms of the main truss nodes and auxiliary truss nodes, divided into three models, all rigid, all articulated and all the main truss nodes rigid and auxiliary truss nodes articulated, and then compare and analysis the results to gain the most economical and reasonable scheme for the engineering application for selection.

Keywords: space tubular truss structure; nodes form; strength analysis; buckling analysis; nonlinear analysis; initial geometric imperfections; economic index

0 前言

管桁架作为大跨度空间结构的一种形式,在建筑上造型新颖独特、灵活多变;在结构上平面内刚度大、传力途径清晰、自重轻、用钢量低、施工方便,在工业建筑领域被广泛采用。

1 工程概况

某大型空间管桁架储煤棚结构,项目位于河北唐山,基本设计参数如下:恒载:0.3kN/m²;活载:用于承重结构设计为0.3kN/m²,用于檩条设计为0.5kN/m²;雪荷载:0.4kN/m²;基本风压:0.4kN/m²;抗震设防烈度为8度(0.20g),设计地震分组为第一组,第Ⅲ类场地。

储煤棚纵向长度为330m,考虑到当地温差变化较大,且建筑不采暖,为降低温度作用对结构的不利影响,本工程在储煤棚纵向中部设置一道1.5m宽的温度缝,从而将整个结构分为两个单体,单个结构长

度为165m,沿结构纵向长度方向设置11榀倒三角形空间管桁架,管桁架每2榀间距为16m,平面布置图见图1。管桁架采用下弦支撑体系,跨度为135m,净高为37.4m,主桁架厚度为5m。为了满足堆取料机的工作安全空间,管桁架的曲线形式采用三心圆体系,单榀管桁架布置图见图2。

2 结构方案分析

2.1 模型选择

管桁架空间模型的有限元分析采用 MIDAS/Gen (8.3.6 版本) 软件进行,按主桁架节点和辅助桁架节点形式不同分为以下三种模型^[1]:模型一,主桁架节点和辅助桁架节点均为刚接;模型二:主桁架节点和辅助桁架节点均为铰接;模型三:主桁架节点刚接、辅助桁架节点铰接。

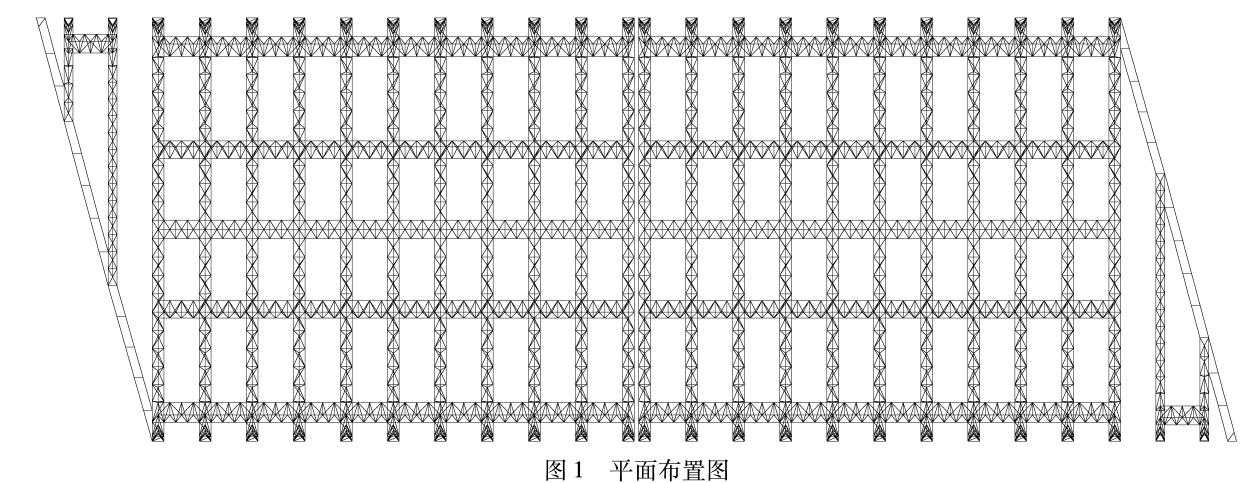


图 1 平面布置图

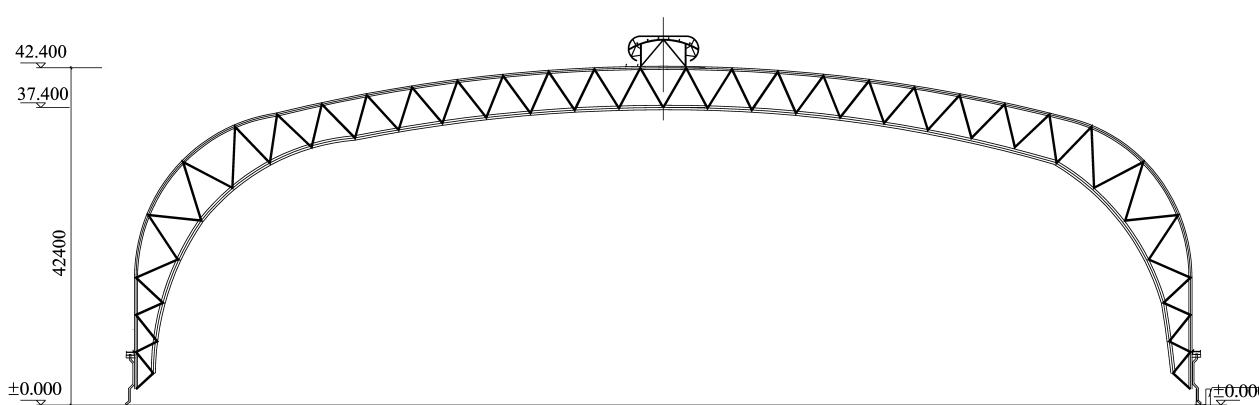


图 2 单榀管桁架布置图

2.2 强度分析

主承重结构弦杆:Q345-C;支撑、主承重结构腹杆和檩条:Q345-B;檩条间拉条:Q235-B。三种模型主要杆件截面见表 1,其中弦杆的最大应力比为 0.90,腹杆的最大应力比为 0.90,关键部位构件长细比约为 80,一般构件长细比约为 130。

2.3 变形分析

现行国家规范针对主桁架结构的变形结果限值如下:根据《空间网格结构技术规程》(JGJ 7—2010)^[2]第 3.5.1 的严格条款,大跨度立体桁架结构在恒荷载与活荷载标准值作用下的最大允许挠度为结构跨度的 1/400,本结构即为 340mm。根据《钢结构设计规范》(GB 50017—2003)^[3],在风荷载标准值作用下,无桥式吊车的单层框架的柱顶位移限值为 $H/150$,三种模型的最大水平位移均出现在 $H=26\text{m}$ 左右,经过计算,模型的水平位移限值为 173mm。三种模型变形分析结果见表 2。

2.4 支座反力计算

根据包络组合的计算结果,三种模型的支座反力见表 3。

三种模型主要杆件截面 表 1

类别	模型一	模型二	模型三
主桁架上弦杆	$\phi 325 \times 10$	$\phi 325 \times 10$	$\phi 325 \times 10; \phi 402 \times 16$
主桁架下弦杆	$\phi 377 \times 16; \phi 500 \times 16; \phi 560 \times 16$	$\phi 377 \times 16; \phi 402 \times 16; \phi 450 \times 16$	$\phi 377 \times 16; \phi 500 \times 16; \phi 560 \times 16$
主桁架腹杆	$\phi 180 \times 6.5$	$\phi 180 \times 6.5$	$\phi 180 \times 6.5$
辅助桁架上弦杆	$\phi 152 \times 6$	$\phi 152 \times 6$	$\phi 152 \times 6$
辅助桁架下弦杆	$\phi 159 \times 6$	$\phi 159 \times 6$	$\phi 159 \times 6$
辅助桁架腹杆	$\phi 83 \times 4$	$\phi 83 \times 4$	$\phi 83 \times 4$
抗风柱弦杆	$\phi 480 \times 16$	$\phi 480 \times 16$	$\phi 480 \times 16$
抗风柱腹杆	$\phi 180 \times 6.5$	$\phi 180 \times 6.5$	$\phi 180 \times 6.5$

三种模型变形分析结果 表 2

类型	限值/mm	模型一/mm	模型二/mm	模型三/mm
竖向位移	340	195.4	212.4	195.7
水平位移	173	98.6	106	103

三种模型的支座反力

表 3

模型	F_x / kN	F_y / kN	F_z / kN
模型一	1028.7	90.2	1418.9
模型二	1011.9	88.6	1407.7
模型三	1028.4	90.1	1420.4

2.5 结构自振特性分析

采用子空间迭代法对结构进行自振特性分析,各模型各方向的质量参与系数均大于 90%。三种模型的周期对比见表 4。

三种模型的周期对比

表 4

模型	模型一/s	模型二/s	模型三/s
T_1	1.9395	2.0141	1.9597
T_2	1.0702	1.1024	1.0710
T_3	0.9468	0.9755	0.9494
T_4	0.9028	0.9271	0.9079
T_5	0.7588	0.7820	0.7619
T_3/T_1	0.4882	0.4843	0.4844

由表 4 可以看出,第 1 周期均为 X 向平动周期,第 2 周期均为 Y 向平动周期,第 3 周期均为第 1 扭转周期,表明模型的整体抗扭能力较强,且 T_3/T_1 均小于 0.85^[4]。分析计算得到的结构可靠度可以接受,结构前 3 阶振型图见图 3。

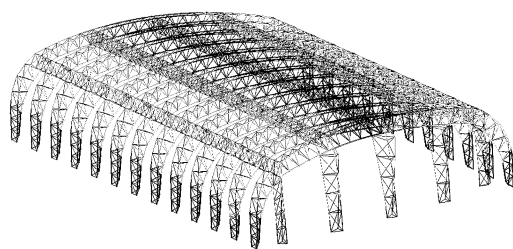
2.6 屈曲分析和非线性分析

此工程所采用的钢管桁架本质上是一种变曲率的桁架拱,同时具有钢拱和桁架结构的受力特点,其弦杆主要承受截面轴力和弯矩引起的杆件轴向力,斜腹杆以其轴向刚度承受横向剪力,因此桁架中弦杆和腹杆的稳定对其整体稳定性和失稳破坏模式有重要影响。在不同的参数(矢跨比、长细比等)下可能发生不同的失稳破坏模式:

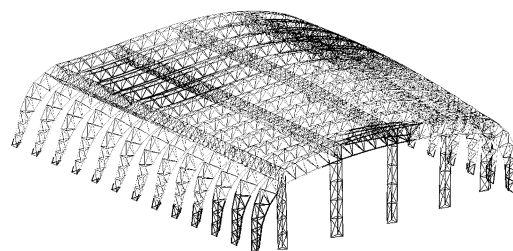
(1) 当节间弦杆及腹杆的节间长细比远小于拱的整体长细比时,桁架最终发生整体失稳破坏(可能是拱面内的整体失稳,亦可能是桁架面外的整体失稳)。

(2) 当结构整体长细比较小、节间杆件长细比较大时,易发生由弦杆或腹杆的杆件破坏控制的失稳模式。

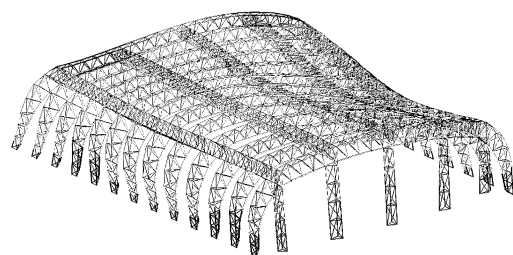
(3) 由于不可避免弦杆弯曲变形的影响,桁架拱的整体失稳总是伴随着弦杆的局部变形,此时属于相关失稳模式。在实际结构中,构件本身会存在不同程度的几何初始缺陷,如构件有初弯曲,截面的几何形状和尺寸都有可能稍有偏差等,它们对结构的稳定性都有一定的影响,其中以初弯曲和初偏心对构件的影响最具代表性^[5]。因此,对结构进行稳定分析时应考虑初始缺陷的影响。



第 1 阶振型



第 2 阶振型



第 3 阶振型

图 3 振型图

2.6.1 全跨恒 + 全跨活荷载下的稳定性分析

在全跨恒 + 全跨活荷载作用下,对结构进行考虑几何初始缺陷的几何非线性稳定分析,得到在临界点附近结构的整体屈曲变形模式,见图 4,此时结构形态正常,没有表现出整体失稳特征,全跨恒 + 全跨活荷载下结构考虑几何初始缺陷下的稳定系数曲线见图 5。

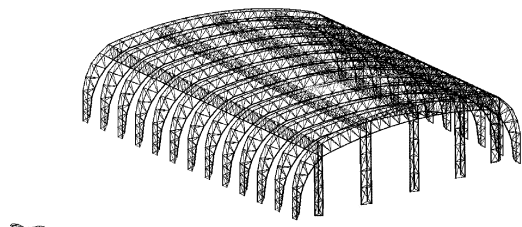


图 4 全跨恒 + 全跨活荷载作用整体屈曲变形

2.6.2 全跨恒 + 半跨活荷载下的稳定性分析

已有研究成果表明,半跨活荷载可能会对拱形结构的稳定性产生更不利的影响。储煤棚可能承受的半跨活荷载主要是积雪荷载,故需对本工程进行半跨活荷载作用下的稳定分析。在全跨恒 + 半跨活荷载

作用下,对结构进行考虑结构的几何初始缺陷的几何非线性稳定分析,得到在临界点附近结构的整体屈曲变形模式,见图 6,此时结构形态正常,没有表现出整体失稳特征,全跨恒 + 半跨活荷载下结构考虑几何初始缺陷下的稳定系数曲线见图 7。

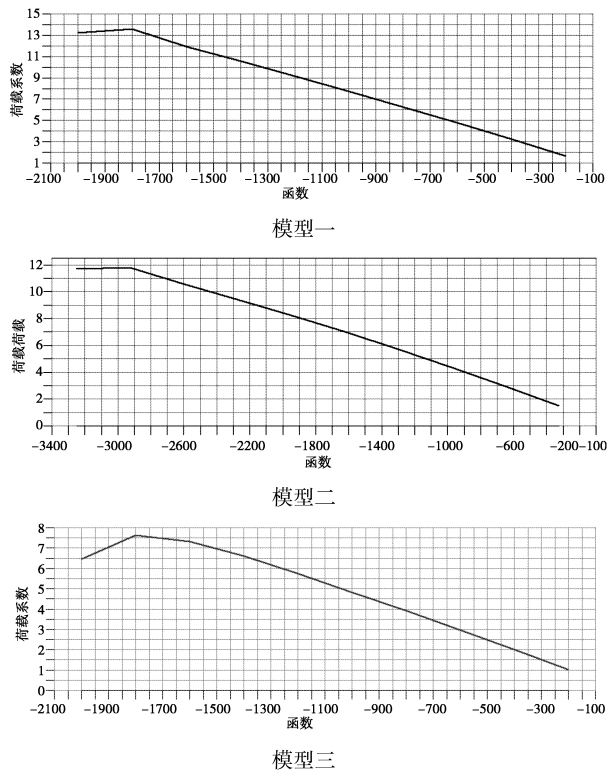


图 5 全跨恒 + 全跨活荷载稳定系数曲线

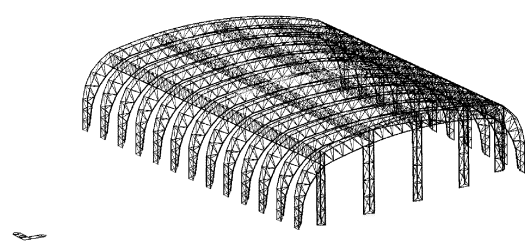


图 6 全跨恒 + 半跨活荷载作用屈曲变形

三种模型非线性分析结果见表 5。对比表 5 可知,三种模型均满足《空间网格结构技术规程》(JGJ 7—2010)规定的稳定系数需大于或等于 4.2 的要求。比较分析可知,因结构整体刚度较大,弦杆首先发生失稳破坏,最终导致整个结构的破坏。本工程全跨恒 + 半跨活荷载作用下结构的稳定系数大于全跨恒 + 全跨活荷载作用下的稳定系数,这是因为结构在半跨不对称的活荷载作用下,更容易产生非线性失稳,个别情况下次桁架的弦杆首先失稳,带动主桁架弦杆失稳,结构最终发生弦杆失稳破坏,而加载方式对弦杆失稳破坏时承载力的大小影响较小。

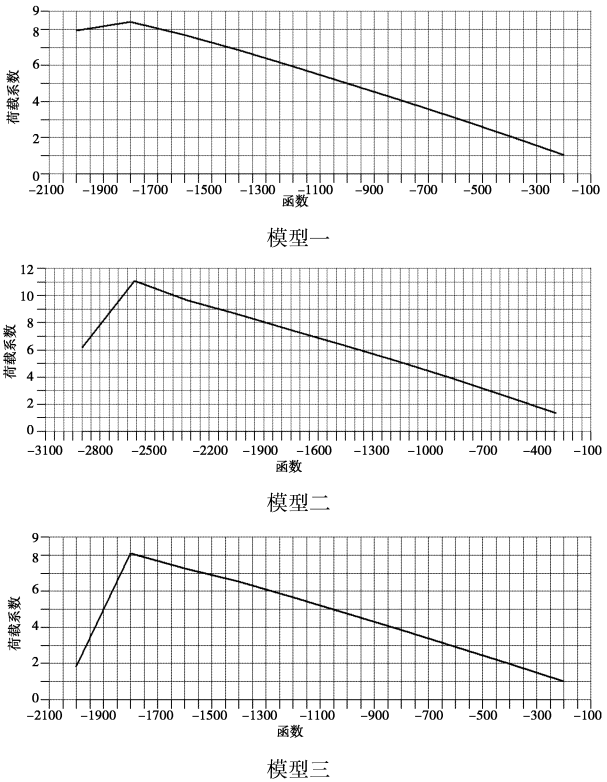


图 7 全跨恒 + 半跨活荷载稳定系数曲线

三种模型非线性分析结果			表 5
模型	限值	全跨恒 + 全跨活荷载	全跨恒 + 半跨活荷载
模型一	4.20	13.59	8.40
模型二	4.20	11.18	11.16
模型三	4.20	7.64	8.11

2.7 经济性指标

计算模型中结构覆盖建筑面积为 22304m²。本工程桁架榀净间距 12m,按 1.5m 檩距布置檩条,经分析 Q345B: XZ280 × 80 × 20 × 2.5 (边跨)和 XZ280 × 70 × 20 × 2.5 (中间跨)的冷弯薄壁型钢檩条即可满足设计要求。檩条 + 檩条间拉条总用钢量约 196.16t,故檩条部分单位用钢量为 8.80kg/m²,三种模型经济指标如表 6 所示。

三种模型经济指标				表 6
模型	桁架主体用钢量/t	单位用钢量/(kg/m ²)	檩条用钢量/(kg/m ²)	合计 kg/m ²
一	1013	45.42	8.8	54.22
二	987	44.25	8.8	53.05
三	1008	45.19	8.8	53.99

2.8 结构分析小结

(1)管桁架经过承载能力分析和反应谱分析可知:三种模型的第 1 阶振型、第 2 阶振型均为平动,第

3 阶振型为扭转,结构整体抗扭刚度较大;结构的强度计算满足要求;结构在恒、活荷载静力工况下的变形和风荷载下的水平位移结果均满足规范要求。

(2)管桁架经过屈曲分析可知:三种模型在全跨恒+全跨活荷载和全跨恒+半跨活荷载两种条件下的各屈曲模态均为局部屈曲变形,没有出现整体的屈曲破坏。

(3)管桁架经过非线性分析可知:三种模型考虑几何初始缺陷时在全跨恒+全跨活荷载和全跨恒+半跨活荷载条件下的稳定系数均满足《空间网格结构技术规程》(JGJ 7—2010)规定需大于或等于 4.2 的要求。

(4)在强度承载力相同的情况下,从空间变形特性比较,模型一即全刚接模型的竖向和横向变形最接近限值;从稳定特性比较,模型三即主桁架刚接、次桁架铰接模型的稳定系数最接近限值;从经济特性比较,模型二即全铰接模型的用钢量最小,但三者的差别不是很大。

3 结 论

(1)管桁架结构平面内刚度大、传力途径清晰、自重轻、用钢量低、施工方便,而平面外的刚度较弱,需设置辅助桁架增加其抵抗侧向变形能力。

(2)空间管桁架储煤棚的设计内容包含很多方面,本文仅从杆件节点方式不同对计算模型的影响着

手,得出最优方案。管桁架节点选取方式不同对计算有一定的影响,可以从空间变形特性、稳定特性和经济特性三个方面进行比较。在空间变形和空间稳定均符合现行规范要求的前提下,经济特性可以作为主要的影响指标。经过本文的分析比较,主桁架和辅助桁架节点均采用铰接的模型二得到的最优结果。

(3)在对空间管桁架进行屈曲和非线性分析时,采用了一致缺陷模态法。此法对于网壳较为适用,而管桁架属于空间敏感结构,在施工和制造等环节产生的几何初始缺陷、力学缺陷和材料缺陷的共同影响不容忽视^[6],值得深入讨论。

参 考 文 献

- [1] 梁晶辉. 管桁架结构静力性能的精细化有限元分析[D]. 哈尔滨:哈尔滨工业大学, 2012.
- [2] JGJ 7—2010 空间网格结构技术规程[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2011.
- [3] GB 50017—2003 钢结构设计规范[S]. 北京:中国计划出版社, 2003.
- [4] GB 50011—2010 建筑抗震设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2010.
- [5] 高标,徐昆,朱庆东,等. 大型储煤三角形立体管桁架结构地震作用下稳定性能研究[J]. 武汉大学学报:工学版, 2010,43(8):53-57.
- [6] 贾玉涛. 基于缺陷的管桁架无盖内爆破性能分析[D]. 西安:长安大学, 2012.