

某 165 m 跨预应力管桁架封闭料场力学性能分析

林 源

(中冶华天南京工程技术有限公司,江苏 南京 210019)

摘要:国家环保要求力度的日益加大,使得越来越多的工业料场都需进行环保封闭,这些料棚大多占地广、跨度大,其结构在各种载荷作用下的良好力学性能是保证料棚安全的基础。以某北方钢铁企业料棚为研究对象,对大跨度料棚的力学性能进行研究,介绍料棚设计参数的取值、料棚结构的加载方式及设计方法;采用 MIDAS 及 SAP2000 对不同工况下结构的受力、变形及反应谱进行计算,借助 ANSYS 对结构进行了整体稳定分析,并对结构关键节点进行有限元分析。计算分析表明:该设计安全可靠,满足结构相关规范的要求。文章中的相关分析计算成果可为今后类似结构的设计提供一定的技术参考。

关键词:料棚; 预应力管桁架; 静力计算; 反应谱; 稳定性; 有限元分析

中图分类号:TU399

文献标识码:A

文章编号:1673-8993(2024)02-0062-06

doi:10.13402/j.gcjs.2024.02.025

Mechanical performance analysis of a 165 m large span prestressed pipe truss closed stockyard

LIN Yuan

(MCC Huatian Engineering & Technology Corporation, Nanjing 210019, Jiangsu, China)

Abstract: With the increasing requirements of national environmental protection, more and more industrial stockyards need to be closed for environmental protection. Most of the stockyards occupy a wide area and have a large span, the good mechanical properties of its structure under various loads are the basis for ensuring the safety of the stockyard. This paper takes a northern steel enterprise stockyard as study object to study the mechanical properties of large-span stockyard, which spans 165m with a single arch prestressed pipe truss structure. The paper introduced the values of design parameters, loading mode and design method of the stockyard structure, meanwhile, MIDAS and SAP2000 were used to calculate the force, deformation and reaction spectra of the structure under different working conditions. In addition, stability analysis and finite element analysis of the monolithic structure and key nodes were carried out with the help of ANSYS software respectively. The calculation and analysis show that the design is safe and reliable and meets the relevant code requirements. The relevant analysis and calculation results in this paper have some technical reference for similar structures in the future.

Key words: stockyard; prestressed pipe truss; static calculation; reaction spectrum; stability; finite element analysis

工业料场以往都是以露天堆料的形式存在,这些料场在设备堆取料过程中会产生大量的扬尘,对环境污染较大。随着国家环保要求的日益加大,越来越多的工业露天料场都要求进行环保封闭^[1]。这些露天料场占地面积大,料场内大型运行设备,需要封闭区域跨度大。料场封闭结构形式通常可采

用网壳或管桁架结构封闭^[2]。跨度在 120 m 以下通常采用传统螺栓球网架结构可以取得较好的经济效益。当料场跨度超过 120 m 时,网架结构的造价会急剧增加,由于螺栓强度不足,结构出现较多焊接球,增大施工难度,增加施工周期,且基础水平推力也很大,增加基础成本^[4]。对于超大跨度料场封

收稿日期:2023-07-12

作者简介:林 源(1986—),高级工程师,一级注册结构工程师,从事大跨度空间结构方面的设计与研究工作。

闭,预应力管桁架结构作为解决问题的一种结构方案已经受到越来越多设计人员及业主的青睐。

张弦结构是将上弦刚性受压构件通过撑杆与下弦拉索组合在一起形成自平衡的受力体系,是一种大跨度预应力空间结构体系^[3]。张弦拱形桁架结构上弦刚性构件采用格格式管桁架。对张弦拱形桁架中的索施加一定的预拉力,增加了整个体系的刚度和稳定性,还可通过调整索与桁架之间的受力分配比例,使桁架的内力分布趋于均匀,从而达到减少桁架用钢量的目的。近年来,不少学者对预应力管桁架结构进行了相关研究,李少荣等^[4]结合风洞试验对大跨度预应力管桁架的风载参数取值进行了分析,得出了不同风向角和不同分区下的管桁架风荷载体型系数。吴碧野等^[5]对大跨度储煤结构进行了设计选型,认为预应力管桁架结构技术经济指标最优,适宜此类大跨结构。朱思宇等^[6]提出张弦结构的预应力设计可以减小基础的水平推力,降低基础造价。

文章以实际工程为背景,结合国家现行规范和标准,对大跨度预应力管桁架料棚的力学性能进行研究,介绍料棚设计参数的取值、料棚结构的加载方式及设计方法;对料棚在常规荷载和地震荷载下的力学特征进行了展示,对设计注意要点和关键步骤进行说明,借助 ANSYS 对结构进行了整体稳定分析,并对结构关键节点进行有限元分析,以期可为同类大跨度预应力管架结构设计提供参考。

1 工程概况

北方某封闭料棚跨度为 165 m,长度为 630 m,高度约为 47 m,建筑面积为 103 950 m²。此料场原为露天料场,用于存放铁矿石和矿粉,因环保需要将其改为封闭料场。根据工艺红线的要求,采用两端铰支预应力管桁架,标准段单榀桁架宽度为 4.5 m,跨中厚度约为 4.5 m,拱脚附近最厚处约为 6 m。为减小拱脚推力,在满足斗轮机操作空间的前提下,在 26 m 标高附近处设置水平拉索,水平拉索距柱脚 23.5 m。为保证拱桁架稳定,在拱桁架面外设置了 11 道纵向桁架及刚性系杆和面内支撑系统。拱脚支座采用成品抗震球铰支座,标高为 2.5 m。东西侧抗风桁架为三管立体桁架,承担山墙重量及水平荷载。上端与主桁架连接,下端与基础短柱铰接。沿建筑纵向设 3 道抗震缝,分为

A、B、C、D 4 段, A-B 与 C-D 段对称, A 段长度为 151 m, B 段长度为 163 m, 结构平面布置图、典型断面图及三维轴测图分别如图 1~3 所示。

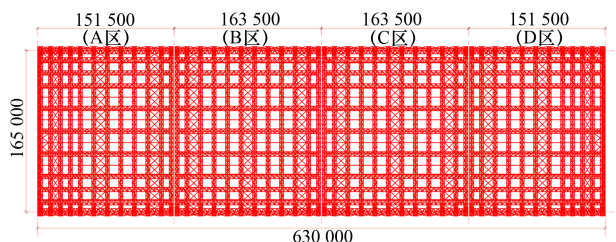


图1 结构平面布置

mm

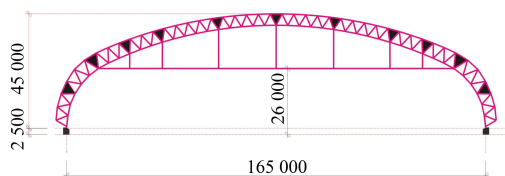


图2 结构典型断面

mm

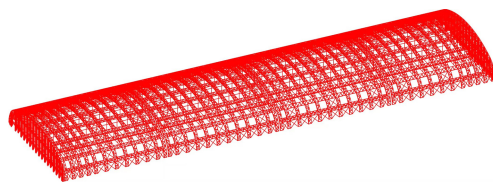


图3 三维轴测图

2 设计参数

2.1 结构材料

支座混凝土短柱采用 C30, 主体钢结构采用 Q355B。预应力拉索采用 $\varnothing 7$ mm 半平行钢丝束, 抗拉强度为 1 670 MPa 的低松弛热镀锌钢丝组成。

2.2 荷载取值

结构的主体自重由设计软件自动计算, 为考虑节点、积灰、吊挂重量等额外荷载, 取自重放大系数为 1.05。屋面恒荷载取值为 0.3 kN/m² (包括檩条和屋面板)。屋面上人活荷载标准值取为 0.5 kN/m², 并考虑全跨及半跨不均匀布置情况。大棚为雪荷载敏感结构, 雪荷载取当地 100 a 一遇的雪荷载为 0.45 kN/m², 雪荷载考虑不均匀布置情况。风荷载取当地 100 a 一遇的风荷载为 0.6 kN/m², 场地类别为 B 类, 风荷载体系系数及风振系数按规范^[7]取值, 并对计算完模型用风洞试验结果进行校核。该地区基本地震加速度为 0.2 g, 抗震设防烈度为 8 度, 设防地震分组为第二组, 特征周期 T_g 为 0.75 s; 场地类别为 IV 类。温度作用, 考虑季节性温差,

升温 35 ℃，降温 -35 ℃。

结构设计使用年限为 50 a，结构安全等级为二级，抗震设防类别为标准设防类。

3 结构设计计算

结构采用 3D3S 进行加载、满应力设计及归并设计，并用 SAP2000 及 MIDAS 两种软件对结构进行静力分析及多遇地震下的弹性分析。模型中桁架主弦杆采用梁单元、桁架腹杆采用杆单元，索采用仅受拉单元，短柱采用梁单元或者用等效刚度代替。临近支座的二级杆件定义为关键杆件。荷载组合考虑恒载、活荷载、雪荷载、风荷载，温度作业的交叉组合，设计基本组合共 996 种。

3.1 结构静力计算

在所有设计工况下，所有杆件及关键杆件应力比均小于 0.8，单工况下所有杆件及关键杆件应力比均小于 0.5，表明桁架具有足够的静力承载力。A、B 段桁架设计工况下应力比云图如图 4、5 所示。

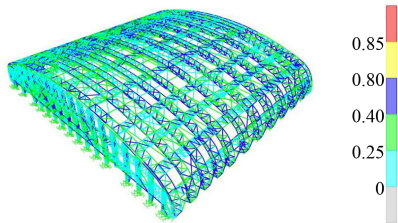


图 4 A 段桁架设计工况下应力比云图

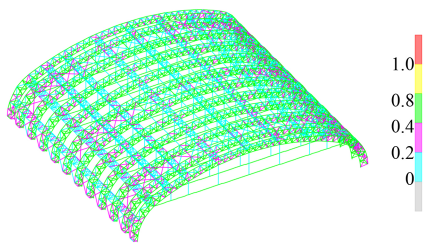


图 5 B 段桁架设计工况下应力比云图

3.2 结构变形计算

结构整体变形计算采用标准组合。该组合下，A/B 段桁架向下最大竖向挠度为 222 mm，占跨度比值 1/743 小于 1/400，A/B 段桁架向上最大位移为 320 mm，占跨度 1/515 小于 1/400；水平位移最大 239 mm，占跨度比值 1/690 小于 1/200；山墙 x 向最大位移为 171 mm，占高度比值 1/263 小于 1/250，位移值均满足规范^[8,10]限值要求。A、B 段桁架节点位移包络表如表 1 所示，标准组合工况下 A、B 段 Z 向位移包络云图如图 6、7 所示。

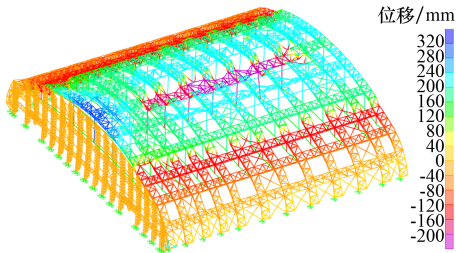


图 6 标准组合工况下 A 段 Z 向位移包络云图

表 1 A、B 段桁架节点位移包络表

位置	方向	节点编号	荷载工况号	最大位移/mm
A 段 (不含 山墙)	X	79	(B87) 1.00 恒 +0.70 活 2 +1.00 风 3 +0.60 降温	104
		2121	(B70) 1.00 恒 +0.70 活 2 +1.00 风 1 +0.60 降温	226
	Y	1964	(B116) 1.00 恒 +0.70 活 3 +1.00 风 2 +0.60 降温	-226
		79	(B37) 1.00 恒 +1.00 风 3 +0.60 升温	320
	Z	3 260	(B14) 1.00 恒 +1.00 活 1 +0.60 降温	-217
山墙	X	6075	(B42) 1.00 恒 +1.00 风 3 +0.60 降温	171
		6644	(B122) 1.00 恒 +0.70 活 3 +0.60 风 3 +1.00 升温	42
	Y	6644	(B117) 1.00 恒 +0.70 活 3 +0.60 风 2 +1.00 降温	-43
		6 644	(B122) 1.00 恒 +0.70 活 3 +0.60 风 3 +1.00 升温	20
	Z	6 615	(B125) 1.00 恒 +0.70 活 3 +0.60 风 3 +1.00 降温	-30
B 段	X	2089	(B10) 1.00 恒 +0.70 活 1 +1.00 升温	32
		24		-34
	Y	2184	(B70) 1.00 恒 +0.70 活 2 +1.00 风 1 +0.60 降温	239
		2193	(B116) 1.00 恒 +0.70 活 3 +1.00 风 2 +0.60 降温	-239
	Z	754	(B24) 1.00 恒 +1.00W2 +0.60 升温	232 - 222
		2189	(B14) 1.00 恒 +1.00 活 1 +0.60 降温	

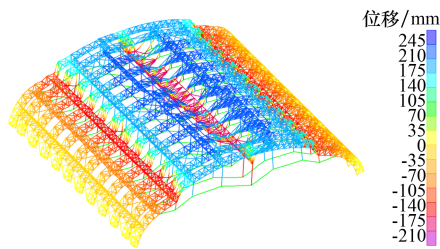


图 7 标准组合工况下 B 段 Z 向位移包络云图

3.3 索应力分析

在设计工况包络组合下：

A 段索轴力最大 1 579 kN(对应应力 $1\,579\text{ kN}/(7^2 \times \pi/4 \times 61\text{ mm}^2) = 673\text{ MPa}$)，最小 149 kN(对应应力 $149\text{ kN}/(7^2 \times \pi/4 \times 55\text{ mm}^2) = 70\text{ MPa}$)；

B 段索轴力最大 1 579 kN(对应应力 $1\,579\text{ kN}/(7^2 \times \pi/4 \times 61\text{ mm}^2) = 673\text{ MPa}$)，最小 448 kN(对应应力 $448\text{ kN}/(7^2 \times \pi/4 \times 55\text{ mm}^2) = 212\text{ MPa}$)；

索应力比最大 $673/1\,670 = 40.3\%$ ，索的安全系数为 2.5，满足规范^[11]要求；索应力最小值 70 MPa，满足张紧要求。各单工况下，索最大最小轴力如表 2 所示。

表 2 单工况下索轴力表

	工况	索最大轴力/kN	索最小轴力/kN
A 段	1.0D + 1.0L1	1 188	996
	1.0D + 1.0L2	1 110	950
	1.0D + 1.0L3	1 111	951
	1.0D + 1.0L4	1 144	969
	1.0D + 1.0L5	1 144	969
	1.0D + 1.0W1	754	652
	1.0D + 1.0W2	756	652
	1.0D + 1.0W3	791	483
	1.0D + 1.0W4	748	651
	1.0D + 1.0TH	889	775
B 段	1.0D + 1.0TL	1 159	1 016
	1.0D + 1.0L1	1 188	1 116
	1.0D + 1.0L2	1 110	1 053
	1.0D + 1.0L3	1 110	1 053
	1.0D + 1.0L4	1 144	1 081
	1.0D + 1.0L5	1 144	1 081
	1.0D + 1.0W1	717	690
	1.0D + 1.0W2	717	690
	1.0D + 1.0W3	734	717
	1.0D + 1.0W4	735	718
	1.0D + 1.0TH	889	859
	1.0D + 1.0TL	1 105	1 157

3.4 结构动力特性

工程频谱密集，振型复杂，同一振型中往往同时伴随平动、扭转和竖向振动。两段结构第一振型主要表现为 Y 方向的平动；结构的第二振型主要表现为 X 方向的平动；第三振型扭转振型；结构的第四振型为 Z 向局部振型；A 段结构第一扭转周期与第一平动周期之比为 0.723，B 段结构第一扭转周期与第一平动周期之比为 0.732。A、B 段结构第一振型如图 8、9 所示。

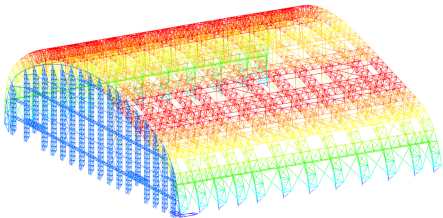


图 8 A 段结构第一振型 (T=1.520 s)

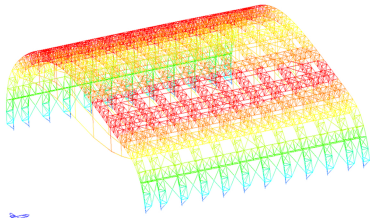


图 9 B 段结构第一振型 (T=1.571 s)

3.5 多遇地震反应谱分析

3.5.1 多遇地震下的变形控制

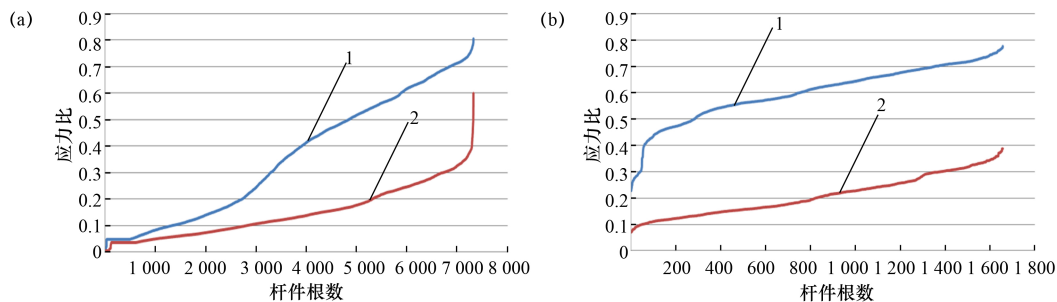
对 A、B 段进行多遇地震反应谱分析，得到在多遇地震下结构的最大位移。A 段在小震组合下，X 向最大位移为 108.0 mm，对应荷载标准组合为(1.0 SG + 0.2 × (1.0 Ez + 0.4 Ey) + 1.0 风 1 + 1.0 预拉力)，Y 向最大位移为 190.4 mm，对应荷载标准组合为(1.0 SG + 0.2 × (1.0 Ez + 0.4 Ey) + 1.0 风 1 + 1.0 预拉力)，Z 向最大位移为 197.6 mm，对应荷载标准组合为(1.0SG - 0.4Ey - 1.0Ez + 1.0 预拉力)。B 段在小震组合下，X 向最大位移为 61.6 mm，对应荷载标准组合为(1.0SG - 1.0Ex - 0.4Ez + 1.0 预拉力)，Y 向最大位移为 199.8 mm，对应荷载标准组合为(1.0SG + 0.2 × (1.0Ez + 0.4Ey) + 1.0 风 1 + 1.0 预拉力)，Z 向最大位移为 202.7 mm，对应荷载标准组合为(1.0SG - 0.4Ey - 1.0Ez + 1.0 预拉力)。该结构在小震作用下满足相关规范[9]对于位移的要求。

上文中：SG 表示重力荷载代表值，Ex 表示 X 向地震，Ey 表示 Y 向地震，Ez 表示 Z 向地震。

3.5.2 多遇地震杆件验算

对于 A、B 段杆件进行多遇地震作用下验算时,其地震组合内力设计值放大 1.15 倍。可以看出,在多遇地震作用下,A 段屋盖结构关键杆件应力比均小于 0.60,非关键构件应力比均小于 0.65;

B 段屋盖结构关键杆件应力比均小于 0.60,非关键构件应力比均小于 0.70。B 段桁架设计工况与小震工况应力比如图 10 所示。可以看出,该结构杆件在小震作用下处于弹性状态,满足既定抗震性能要求。



(a) B 段所有杆件应力比值; (b) B 段关键杆件应力比值

1—设计工况; 2—小震工况。

图 10 B 段桁架设计工况与小震工况应力比

3.6 整体稳定性分析

结构在三个恒活荷载组合作用下第一阶整体屈曲模态值分别为:组合(1.0 恒 + 1.0 活 1)为 29, (1.0 恒 + 1.0 活 2)和(1.0 恒 + 1.0 活 3)为 35, 可以看出满跨活荷载作用对结构整体稳定起控制作用。

拱形桁架的稳定性按考虑几何非线性的有限元法进行计算,分析中假定材料 Q355B 为理想弹塑性材料。取桁架恒荷载加活荷载标准值,按满跨均匀布置进行分析,分析时考虑初始几何缺陷的影响,初始几何缺陷分布采用结构的第一阶整体阶屈曲模态,其缺陷最大计算值按桁架跨度的 1/300 考虑,最大值为 0.55m。

在 ANSYS 中采用弧长法进行计算,在 2.3 倍(1.0 恒 + 1.0 活 1)作用下,结构整体为弹性阶段;超过 2.3 倍(1.0 恒 + 1.0 活 1)荷载作用下结构整体进入塑性(应力不变,应变变大,但应变小于 0.01);随着荷载值增加,在 3.2 倍(1.0 恒 + 1.0 活 1)荷载作用下结构计算不收敛,结构失稳。按弹塑性全过程分析,安全系数 K 值达到 3.2,满足规范 [10] 安全系数 2.0 的要求。结构的荷载位移曲线如图 11 所示。

3.7 节点分析

前叙计算是在使所有杆件满足设计要求,它的前提是连接杆件的节点是安全可靠的。因此,

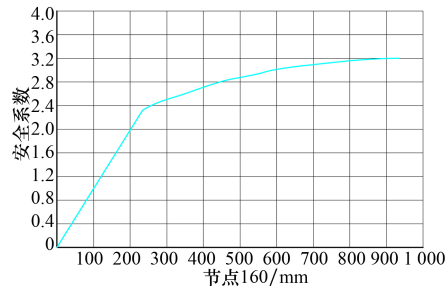


图 11 非线性稳定分析荷载-位移曲线

杆件计算完成以后,还需对杆件连接节点进行计算,可靠的节点是保证整个结构安全的至关重要。

为评估该料棚结构的节点性能,取 B 段料棚中部典型的一榀桁架,分别对其支座节点、支座上部节点以及索节点等关键节点进行有限元分析,其余常规节点可借助钢结构设计标准上公式计算。

依据 Midas 计算模型中的杆件尺寸以及桁架节点设计详图,在有限元软件中建立三个节点的有限元细部模型。考虑到待分析的节点均为圆钢管相贯节点,钢管直径远大于厚度,因此计算中采用壳体单元对圆管及加劲肋进行模拟。支座节点、支座上部节点以及索节点的有限元模型如图 12 所示。

分别读取结构在静力荷载、多遇地震作用下节点处杆件在各个荷载组合下的内力,通过比较选择出节点在这几种作用下的最不利荷载组合,将对应内力施加在相应杆件处。

通过计算分析可知,在静力及多遇地震作用下,结构整体内力较小,支座节点、支座上部节

点和索节点各处均处于弹性受力状态,节点设计合理,节点强度满足设计要求。静力荷载作用下

三节点的应力云图如图13所示。



图12 关键节点有限元模型

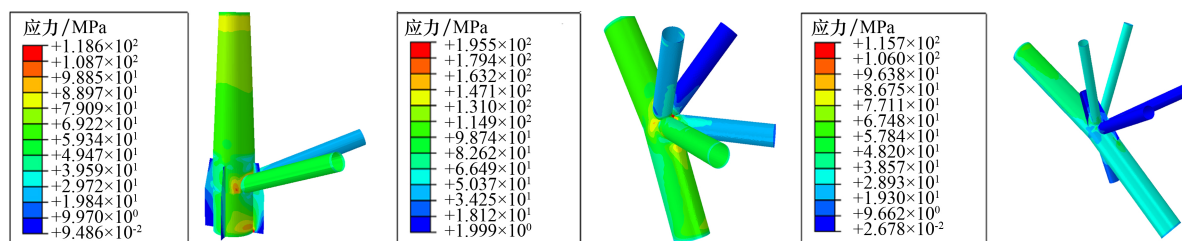


图13 静力荷载作用下关键节点应力云图

如遇节点强度不满足时,可调整节点连接形式,如设置加劲或调整相关杆件壁厚等,重新计算直至满足设计要求。

对比分析等补充计算,确保结构安全。

4 结论

(1) 在工业料场封闭领域,采用预应力管桁架结构形式可以实现更大跨度的料场封闭,为业主使用大空间提供更多选择。

(2) 整体稳定性分析表明,考虑几何和材料双非线性,结构屈曲稳定安全系数 K 大于 2.0,拱形料棚具有良好的整体稳定性能。

(3) 对结构进行多遇地震作用下的反应谱分析,构件在小震作用下均处于弹性状态,关键构件应力比小于 0.85,关键节点处于弹性状态,地震不起控制作用,满足既定性能目标要求。

(4) 管桁架中的普通节点可借助规范公式进行计算,对关键节点,如拉索节点和支座节点等,可通过有限元实体建模分析验证节点设计的合理性。

(5) 通过建立整体模型,考虑上部钢结构和下部混凝土支座的共同作用,可以更准确的模拟料棚的实际受力情况,并更加方便的对混凝土短柱进行后续设计。

(6) 按规范要求,跨度超过 120 m 料棚属于超限结构,除常规分析外,还应对结构进行地震时程分析、抗连续倒塌分析、两种有限元软件的

参考文献:

- [1] 康兴东,邱实,郭鹏等. 智能环保原料场设计[J]. 工程建设,2019,51(5):68-70.
- [2] 罗尧治. 大跨度储煤结构设计与施工[M]. 北京:中国电力出版社,2007.
- [3] 川口卫,阿部优,松谷宥彦,等. 建筑结构的奥秘:力的传递与形式[M]. 北京:清华大学出版社,2012:94-96.
- [4] 李少荣,杨小军,赵文浩,等. 大跨度预应力管桁架结构风载参数与选型分析[J/OL]. 工业建筑. <https://link.cnki.net/urlid/11.2068.TU.20231008.1123.002>.
- [5] 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(S1):562-568.
- [6] 朱思宇,梁存之,张建新. 某大跨度煤棚结构方案选型与计算[J]. 建筑钢结构进展,2018,20(5):70-75.
- [7] 建筑结构荷载设计规范:GB 50009—2012[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2012.
- [8] 钢结构设计标准:GB 50017—2017[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2017.
- [9] 建筑抗震设计规范:GB 50011—2016[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2016.
- [10] 空间网格结构技术规程:JGJ 7—2010[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2011.
- [11] 索结构技术规程:JGJ 257—2012[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2012.