

大跨度干煤棚项目结构分析计算



王立娟*, 余关鹏, 裴锋本

浙江中南绿建科技集团有限公司, 浙江杭州 310000

摘要: 武钢集团昆明钢铁股份有限公司推进供给侧结构性改革实施环保搬迁转型升级项目综合原料场工程矿石场 (A 改 B) 网壳结构工程位于云南省昆明市安宁市草铺镇昆钢新区, 长度 780 米, 高度 50 米, 跨度为 147m (大于 120m), 根据《建筑抗震设计规范》及《超限高层建筑工程抗震设防专项审查技术要点》的规定, 属于超限大跨空间结构, 需要进行工程抗震设防专项审查。本项目结构分析采用了 SAP2000、MST2020、MIDAS Gen 三种软件进行计算分析, 并分别建立了单体模型和整体模型两种情况进行了包络分析。通过线弹性分析、反应谱小震分析、反应谱中震分析、小震弹性时程分析、大震动力弹塑性分析来分析计算网壳变形及杆件应力情况。通过一系列的结构分析及构造措施, 来确保网壳及下部混凝土短柱各项性能指标能满足规范要求。

关键词: 钢结构网壳; 结构分析; 大震分析

DOI: [10.57237/j.cear.2023.01.002](https://doi.org/10.57237/j.cear.2023.01.002)

Analysis and Calculation of Large Span Dry-Coal Shed

Wang Lijuan*, Yu Guanpeng, Qiu Fengben

Zhejiang Zhongnan Green Construction Co., Ltd., Hangzhou 310000, China

Abstract: The project of Wuhan Group Kunming Iron and Steel Co., Ltd., Promote the supply side structural reform and implement the special upgrading project of environment comprehensive raw material yard project ore yard (A to B) reticulated shell structure Located in Kunming Steel New Area, Cao pu Town, Anning City, Kunming City, Yunnan Province, 780m long, 50m high, the span is 147m (more than 120m), According to «Code for Seismic Design of Buildings» and «Technical points of special review on seismic fortification of high-rise buildings beyond the limit», it belongs to the out of gauge large-span space structure, Special review of engineering seismic fortification is required. The structural analysis of the project adopts SAP2000, MST2020, MIDAS Gen three kinds of software for calculation and analysis, And the individual model and the whole model are established respectively, Envelope analysis is carried out for two cases. Through linear elastic analysis, response spectrum small earthquake analysis, Medium earthquake analysis of response spectrum, elastic time-history analysis of small earthquakes, dynamic elastoplastic analysis of large earthquakes to analyze and calculate the deformation of latticed shells and the stress of members. Through a series of structural analysis and structural measures, To ensure that the reticulated shell and the lower part are coagulated on the short column and all performance indicators can meet the specification requirements. Through the structural analysis of two calculation models, ensure that all performance indicators can meet the specification requirements.

Keywords: Steel Structure of Latticed Shell; Structural Analysis; Large Earthquake Analysis

*通信作者: 王立娟, 81264234@qq.com

收稿日期: 2023-01-16; 接受日期: 2023-03-07; 在线出版日期: 2023-03-28

<http://www.civilarchit.org>

1 引言

近年来,随着我国对环境保护的重视及对建设用地的严格控制,干煤棚的项目案例越来越多[4],环境污染问题也有了立竿见影的效果。另外,干煤棚可以防止雨雪使煤的含水量增加,而且干煤棚对减少因下雨造成煤的流失,降低煤的储存损耗也有积极的作用。

干煤棚项目跨度都比较大,100m左右是比较常见的跨度[11],根据《建筑抗震设计规范》及《超限高层建筑工程抗震设防专项审查技术要点》的规定[1],跨度大于120m的结构需进行专项审查。

2 工程概况

本工程为B型料场网架,长度780米,跨度147米,高度50米。建筑面积114660m²。结构安全等级二级,设计正常使用年限50年,场地类别II类。

本项目地下结构设计为旋挖灌注桩,基础采用承台+地梁。柱间距为9米,柱顶预埋件标高为1.5米,混凝土柱长2米,宽1.2米,设有1*1.2米小短柱做为网壳侧向限位。山墙端为1.4*1.2*1.5米混凝土立柱,长度方向根据上部结构设置4个伸缩缝,伸缩缝柱间距为4.5m和4.75米两种。地上结构网壳节点形式为螺栓球网壳节点(网壳支座处为焊接球),下弦支承[2]。网格大小4.5米*4.5米,网壳厚度4.5米[3]。两端山墙采用网架结构形式,长度方向相邻支座之间间距9米(两个下弦网格),山墙端相邻支座间距不等,最大间距20.3米。屋面围护采用0.8mm彩钢板加2mmFRP采光带。

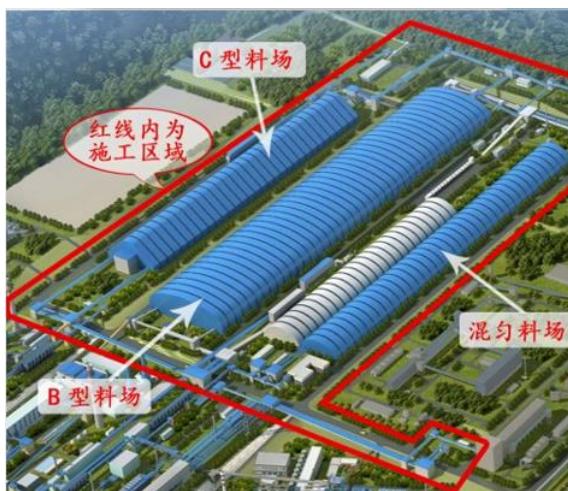


图1 B型料场效果图

3 荷载情况及结构形式

3.1 荷载情况

(1) 屋面荷载:

静荷载: 上弦层 0.25kN/m² (不含网壳自重);

下弦层 1.5kN/m² (检修马道、照明灯等)

活荷载: 上弦层 0.50kN/m² (按屋面投影面积均布);

(检修马道) 下弦层 2.0kN/m²

基本雪压: 0.35kN/m² (100年一遇, 考虑满跨和半跨雪荷载);

基本风压: 0.35kN/m² (100年一遇);

风振系数: 根据软件计算

地面粗糙度: B类

高度系数、体型系数[6]: 按荷载规范取值;

(2) 温差考虑: 升温+25℃, 降温-25℃, 合拢温度10~15℃。

(3) 支座强迫位移: 30mm。

(4) 抗震设防烈度为8度; 基本加速度值: 0.20g;

第三组, 场地类别II类, 多遇地震作用下的水平地震影响系数最大值为0.16。

3.2 结构形式

本项目采用柱面双层网壳的结构形式[5],网壳杆件截面规格φ88.5x4 [14]~φ273x14, φ159x6以下规格选用Q235B高频焊管, φ159x6(含φ159x6)以上采用Q355B无缝钢管。螺栓球选用45号钢,焊接球选用Q355B。高强螺栓选用40Cr,高强螺栓M36及以下10.9级, M39及以上9.8级。锥头材质同杆件,套筒选用45号钢。

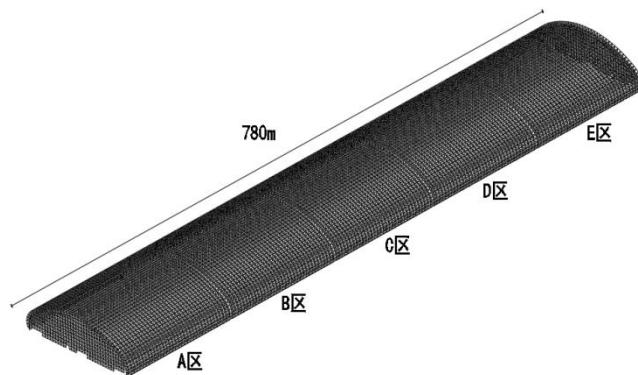


图2 三维轴侧图

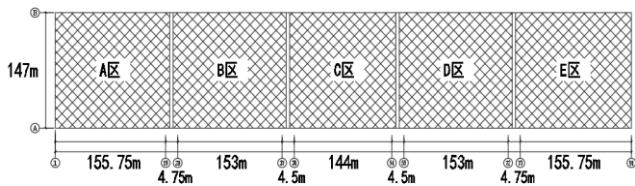


图 3 网壳平面分区图

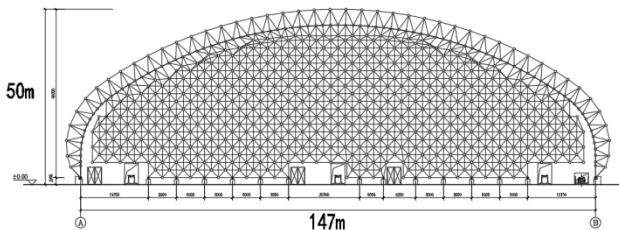


图 4 山墙结构布置图

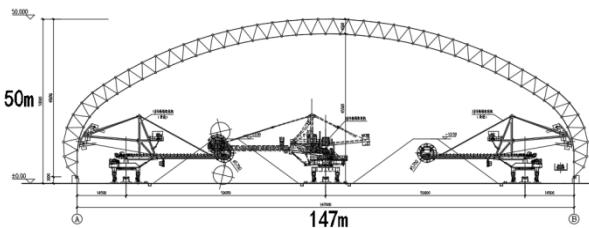


图 5 网架断面图

网壳下弦支座节点[8]详图如下:

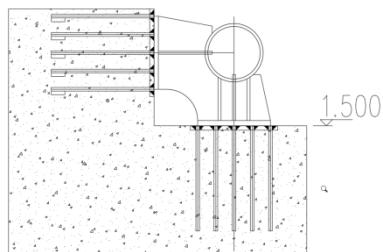


图 6 支座节点

4 结构分析

4.1 计算软件及模型

MST2020: 网壳单体模型计算

SAP2000: 网壳单体模型计算、
总装整体计算分析

屈曲分析 [10]

弹塑性分析 [9]

MIDAS Gen: 总装整体计算分析

总装整体计算模型假定:

a. 上部钢网壳与下部混凝土支承体系整体分析模型

b. 固定端为桩基础承台顶面
c. 钢网壳杆件采用 Frame 单元, 杆件采用铰接计算假定

d. 钢网壳与混凝土柱采用铰接连接
e. 整体阻尼比按 0.03。

本论文主要列出 SAP2000 的计算结果

现以 A 区、B 区 2 个区块作为分析模型介绍一下
计算结果情况。(B 区简图略)

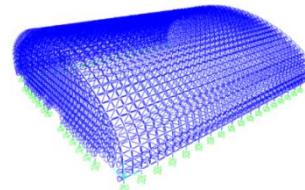


图 7 A 区网壳整体模型

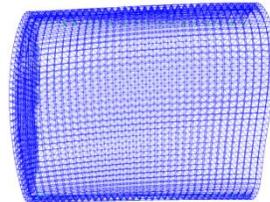


图 8 A 区第一阶振型结构 Y 向平动振型

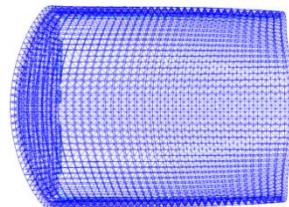


图 9 A 区第二阶振型结构 X 向平动振型

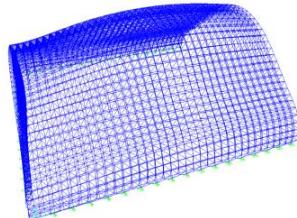


图 10 A 区第三阶振型结构竖向振型

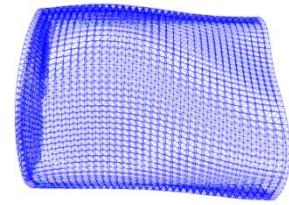


图 11 A 区第四阶振型结构扭转主振型

表 1 结构周期表

阶数	A 区		B 区	
	周期 (s) /SAP2000	周期 (s) /MIDAS	周期 (s) /SAP2000	周期 (s) /MIDAS
1	1.798	1.725	2.126	2.044
2	1.287	1.234	1.397	1.342
3	0.987	0.948	1.247	1.196
4	0.951	0.912	1.012	0.974
5	0.859	0.825	0.908	0.872
6	0.657	0.632	0.804	0.773
7	0.642	0.615	0.729	0.700
8	0.595	0.570	0.635	0.608
9	0.514	0.493	0.601	0.578

上表为周期计算结果, MIDAS 结果与 SAP2000 结果基本一致。

4.2 重力荷载作用分析

表 2 恒+活下竖向挠度表

组合		位置	A 区位移最大值 (mm)	B 区位移最大值 (mm)
1	恒+活 (雪)	跨中	-361 (1/407)	-351 (1/419)
2	恒+半跨活 (雪) [12]	跨中	-266 (1/553)	-297 (1/495)

结论: 重力荷载作用下钢网壳竖向位移满足设计规范 1/250 的要求。

4.3 风荷载作用分析

表 3 风荷载下竖向挠度表

组合	位置	位移最大值(mm)SAP2000	位移最大值 (mm)MIDAS	方向
A 区				
1.0 恒+1.0 (0°风)	网壳跨中	-203.93 (1/721)	-201.29 (1/721)	竖直向下
1.0 恒+1.0 (90°风)	网壳跨中	-17.16 (1/8566)	-14.91 (1/9859)	竖直向下
1.0 恒+1.0 (180%风)	网壳跨中	-159.44 (1/922)	-156.99 (1/937)	竖直向下
1.0 恒+1.0 (270°风)	网壳跨中	-7.35 (1/20000)	-5.14 (1/28599)	竖直向下
B 区				
1.0 恒+1.0 (0°风)	网壳跨中	-163 (1/902)	-161 (1/913)	竖直向下
1.0 恒+1.0 (90°风)	网壳跨中	-36 (1/4083)	-25 (1/5880)	竖直向下
1.0 恒+1.0 (180%风)	网壳跨中	-163 (1/902)	-161 (7913)	竖直向下
1.0 恒+1.0 (270°风)	网壳跨中	-41 (1/3585)	-36 (1/4083)	竖直向下

结论: 风荷载作用下网壳竖向位移满足设计规范 1/250 的要求。

4.4 网壳结构整体线性屈曲分析

整体结构进行线性屈曲分析, 采用特征值屈曲分析得到各屈曲模态的荷载系数及对应的屈曲形态。在下述三种工况组合下

工况一: 1.0 恒+1.0 活

工况二: 1.0 恒+1.0 半跨雪

工况三: 1.0 恒+1.0 风 (90°风向角)

进行分析计算, 结果表明 A 区: 在 1.0 恒+1.0 活工

况下, 结构第 1 阶为网壳结构整体屈曲模态, 第 2、3、4 阶为网壳结构局部屈曲模态, 线弹性整体稳定屈曲荷载系数 K [7] 分别为 21.8、27.5、27.5、30.99; 在 1.0 恒+1.0 半跨雪工况下, 结构第 1 阶为网壳结构整体屈曲模态, 第 2、3、4 阶为网壳结构局部屈曲模态, 线弹性整体稳定屈曲荷载系数 K 分别为 28.3、35.3、36.9、40.6; 在 1.0 恒+1.0 风 (90°风向角) 工况下, 结构第 1 阶屈曲为网壳结构局部屈曲, 线弹性整体屈曲荷载系数 K 分别为 51.2, 均大于 4.2, 满足要求。

4.5 网壳结构整体非线性屈曲分析

网壳稳定分析考虑满跨均布荷载及半跨荷载分布两种情况, 全过程分析考虑初始几何缺陷的影响, 初始几何缺陷采用结构整体屈曲最低阶模态, 缺陷最大计算值按网壳跨距的 1/300 取值。

在恒+活荷载标准值作用下网壳结构达到稳定性极限承载力时, 对应的竖向基底总反力 $F_Z=777800\text{kN}$ (A 区), 静力计算中在恒+活荷载标准值作用下, 竖向基底总反力 $F_Z=38032\text{kN}$ (A 区)。故网壳结构稳定性极限承载力临界系数 A 区: $K=777800/38032=20.5>4.2$, 满足要求。

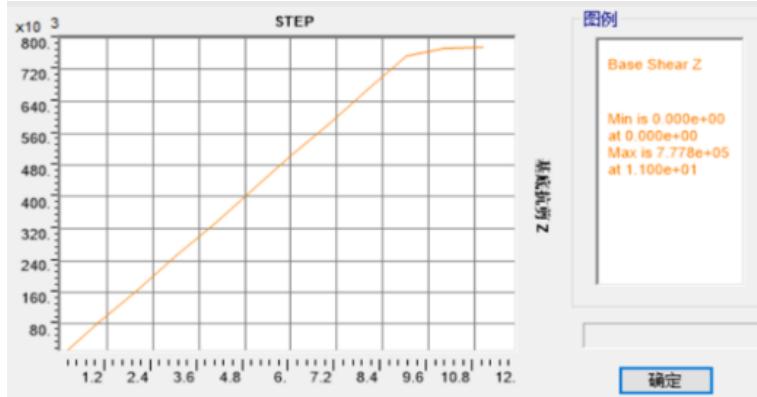


图 12 A 区荷载步-竖向基底总反力曲线 (kN)

4.6 抗震分析

4.6.1 抗震性能目标

- (1) 上部钢网壳一般杆件承载力满足规范谱中震不屈服性能指标。
- (2) 上部钢网壳关键杆件承载力满足规范谱大震不屈服性能指标。
- (3) 支承上部钢网壳、混凝土竖向构件满足规范谱大震弹性性能指标。

表 4 性能目标

地震烈度水准		小震	中震	大震
最大位移角		1/550 (混凝土框架) 1/250 (钢网壳屋盖)		1/50
关键构件	支撑上部钢网壳的框架柱	弹性	弹性	弹性
	上部钢网壳支座构件 (支座附近三个网格单元的杆件)	弹性	弹性	不屈服
	网壳与混凝土柱连接节点 (主受力方向)	弹性	弹性	不屈服
一般构件	上部钢网壳其它构件	弹性	不屈服	少量进入塑性

4.6.2 反应谱小震分析

4.6.3 反应谱中震分析

顶点	方向	反应谱工况	最大顶点位移角 (SAP2000结果)	最大顶点位移角 (MIDAS结果)
A区	X	EX	1/1386	1/1470
	Y	EY	1/1136	1/1190
B区	X	EX	1/1412	1/1488
	Y	EY	1/1000	1/1111

图 13 反应谱小震分析-最大顶点位移角

由上表可知, 小震作用下顶点最大顶点位移角均满足规范要求。



图 14 中震作用下钢网壳杆件应力比分布

钢网壳在中震作用下，地震效应显著增大，钢网壳杆件应力水平较高，但均小于 1.0，满足规范要求。

4.6.4 小震弹性时程分析

小震弹性时程法补充计算选用的天然波按照《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010)关于时程分析要求原则选定，即每条时程曲线计算所得结构底部剪力不应小于振型反应谱计算结果的 65%，不大于反应谱计算结果的 135%，多条时程计算得到的底部剪力的平均值不应小于反应谱法计算结果的 80%，不大于 120%。

此外，地震波选取还应考虑以下 4 个要素：

- (1) 地震波特征周期与场地特征周期比较接近。
- (2) 地震波最大峰值符合规范要求。
- (3) 地震波持续时间为结构第一周期的 5~10 倍，且不小于 15s。
- (4) 时程波对应的加速度反应谱在结构各周期点上与规范反应谱相差不超过 20%。

根据上述原则，选用 1 组场地人工波和 2 组天然波，对本工程进行动力时程计算分析，三向地震输入。

表 5 基底剪力比较表

A 区 基底剪力比较						
荷载工况	时程分析结果 (kN)		反应谱结果 (kN)		比值	
	X 向	Y 向	X 向	Y 向	X 向	Y 向
RG1-X	1128.5		1478	1286	0.76	
RG1-Y		1533.3				1.19
EL-X	1497				1.01	
EL-Y		1673				1.30
Sun ns w-X	965				0.65	
Sun ns w-Y		1343				1.04
平均值	1197	1516			0.81	1.17



图 15 修正后的地震组合下杆件应力比分布

结论：1、二组实际地震记录和一组人工波计算得到的结构底部剪力均满足规范的要求。

2、三组时程曲线的结构底部最大剪力为规范谱的 1.3 倍 (A 区)，应按小震时程基底剪力比修正水平地震影响系数最大值计算地震效应，即水平地震影响系数最大值取 $1.3 \times 0.16 = 0.208$ 。

3、修正后的地震效应组合下，杆件应力比均小于 1.0，满足规范要求。

4.6.5 大震动力弹塑性分析

1 大震分析-地震波

根据《抗规》5.1.2 条表 5.1.2-2，对应 8 度 (0.2g)

罕遇地震时程分析所用地震加速度最大值为 400cm/s^2 。需要对提供的地震波峰值调整，调整系数详下表。

表 6 地震波

地震波		峰值 (cm/s^2)	调整系数
A 区	人工波 1	400	1
	天然波 1	341.7	1.17
	天然波 2	970.7	0.41

波组	最大层间位移角	
	A 区	B 区
人工波1	1/285	1/285
天然波1	1/505	1/409
天然波2	1/303	1/394

图 16 X 向为主方向整体计算结果

波组	最大层间位移角	
	A 区	B 区
人工波1	1/194	1/239
天然波1	1/574	1/249
天然波2	1/299	1/365

图 17 Y 向为主方向整体计算结果

三组波动力弹塑性计算结果表明，X 向最大层间位移角为 1/285，Y 向最大层间位移角为 1/194，均远小于规范限制 1/50，满足“大震不倒”要求。

2 大震分析-塑性铰分布

集中非弹性铰的分布

- 1) 框架柱: 设置了 PMM 铰和 V 铰;
- 2) 屋盖: 所有钢杆件设置 P 铰。

将铰状态划分为 7 个不同的状态: B 表示构件刚达到屈服状态, 塑性铰刚刚生成; IO 为立即入住状态, 构件只受到轻微破坏, 无须修复即可继续使用; LS 为生命安全状态, 构件受到明显的破坏但尚能确保生命安全, 可修复继续使用但修复不一定经济; CP 为构件已不可修复使用但尚能承受重力荷载, 避免倒塌; C 为构件达到极限承载力; D 为构件已基本丧失抵抗水平力的能力, 但是仍然具备一定抵抗重力荷载的能力; E 为构件完全丧失承载力, 容易引起结构倒塌破坏。

在分析结果中对于上述 7 个状态分别以粉色(B)、蓝色(IO)、浅蓝色(LS)、绿色(CP)、黄色(C)、橙色(D) 和红色(E) 来表示。

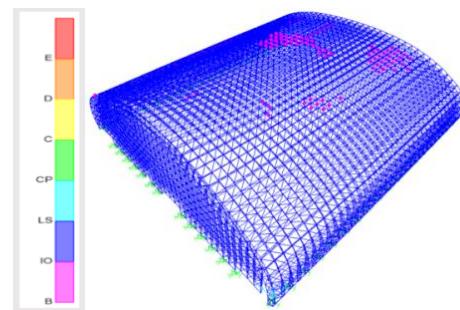


图 18 状态颜色示意图及塑性铰分布

三组波的计算结果表明, 上部钢网壳构件个别杆件出现塑性铰, 均为第一级(B)刚达到屈服状态, 极少数达到第二级(IO)发生轻微破坏, 无需修复即可继续使用, 但大部分构件均处于弹性状态。

3 大震分析-支撑柱

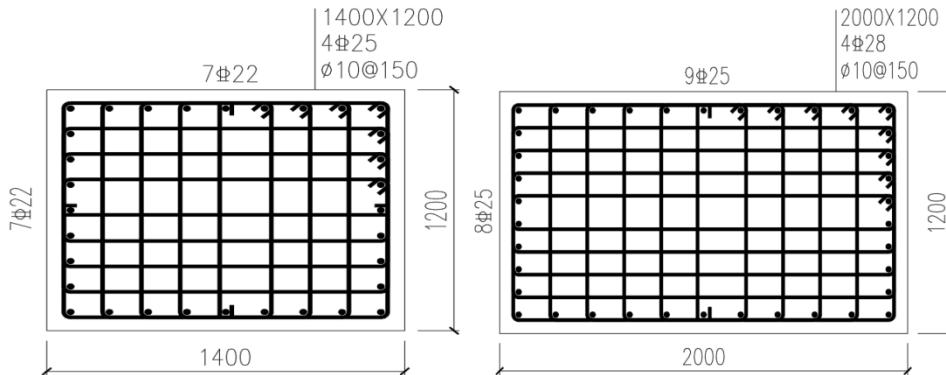


图 19 混凝土柱配筋详图

表 7 混凝土柱内力表

顶点	柱截面	组合工况	Vx (kN)	Vy (kN)	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)
A 区	1200x1400	轴力最大	119.73	-126.99	1318.48	292.07	275.38
		轴力最小	38.59	15.07	-272.14	-34.66	88.77
		弯矩最大	277.32	588.74	1287.20	-1354.10	637.83
		剪力最大	277.32	588.74	1287.20	-1354.10	637.83
B 区	1200x2000	轴力最大	51.84	653.83	2004.18	-36.08	155.52
		轴力最小	26.95	161.80	-519.50	-372.15	61.99
		弯矩最大	-440.00	56.89	647.83	-2563.05	-1320.00
		剪力最大	-446.80	-856.84	598.97	128.40	-1027.63
	1200x2000	轴力最大	-75.14	800.07	1856.62	-2400.22	-225.41
		轴力最小	-16.23	49.86	-897.50	-149.57	-48.70
		弯矩最大	307.43	860.38	1550.80	-2581.14	922.30
		剪力最大	307.43	860.38	1550.80	-2581.14	922.30

经过计算, 配筋按构造要求即可, 柱单边配筋率分别为 $0.217\% > 0.20\%$, $0.216\% > 0.20\%$, 满足规范要求;

柱配筋率分别为 $0.750\% > 0.60\%$, $0.798\% > 0.60\%$, 满足规范要求。

柱体积配箍率分别为 $0.729\% > 0.445\%$, $0.724\% > 0.445\%$, 满足规范要求。

可见, 混凝土柱满足大震弹性性能要求。

4 大震分析-结论

- 1) 整个计算过程中, 结构始终保持直立, 能够满足规范的“大震不倒”要求;
- 2) 结构最大层间位移角为 1/195 (三组波的包络值), 满足规范对于框架结构 (下部)、钢网壳 (上部) 限值 1/50 的要求;
- 3) 大震弹塑性基底剪力约为弹性大震的 95%~99%, 基底剪力没有发生明显衰减, 说明结构基本处于弹性状态, 塑性变形很轻;
- 4) 大震作用下钢网壳跨中挠跨比最大为 1/303;
- 5) 下部钢网壳构件均没有出现塑性铰, 全部处于弹性状态, 达到“大震不屈服”的性能目标[13]。此外, 下部混凝土也一直处于弹性状态, 框架柱达到“大震弹性”性能目标。

综上, 通过对结构进行三组 8 度 (0.20g) 罕遇、三向输入并轮换输入主方向的动力弹塑性分析, 本结构能实现预定的性能目标。

5 超限情况及设计对策

5.1 超限情况

本项目为双层柱面拱形网壳, 中间区域为两纵边支承, 两端区域为三边支承 (山墙处设置支座), 跨度为 147m>120m, 根据《建筑抗震设计规范》GB5011-2010 (2016 版) 10.2.1 条和《超限高层建筑工程抗震设防专项审查技术要点》(建质〔2015〕67 号), 属于屋盖超限高层建筑工程, 应进行专门研究和论证, 采取有效的加强措施。

5.2 增强混凝土支承体系抗震延性的措施

- 1) 加大支承上部钢网壳支座的边柱截面, 从而提高网壳周边支撑刚度, 从严控制边柱轴压比 <0.15, 提高边柱配筋率;
- 2) 控制支承上部钢网壳支座的边柱剪压比, 抗剪按大震弹性设计;
- 3) 支承上部钢网壳支座的边柱纵筋处于弹性状态。

5.3 加强钢网壳抗震延性的技术措施

- 1) 对钢网壳关键部位和受力较大杆件配置的高强螺栓, 适当提高其安全储备, 关键杆件[15]

- 内力放大 1.15 倍设计。
- 2) 为保证强节点, 节点螺栓按大震不屈服设计, 节点内力按大震标准组合, 螺栓强度按 0.6fu 取值。
- 3) 选用了一套网壳专业软件 MST2020 和两套通用软件 SAP2000 和 MIDAS, 分别建立了单独模型和整体结构模型进行计算, 且同时考虑了弹性支座和不动铰支座包络计算, 同时从严控制关键部位杆件应力比及长细比, 提高了网壳整体安全储备。

6 结语

1. 本工程经过多模型、多工况、多程序计算分析, 多方面多角度论证了结构的抗震性能,
2. 对关键部位及薄弱部位采取了有效的抗震措施。
3. 整体结构各项抗震性能指标均满足预定的性能目标要求。

参考文献

- [1] 刘培祥, 陈宏. 某超大跨度干煤棚结构设计与研究. 钢结构, 2014 增刊: 585-590.
- [2] 聂国隽, 钱若军. 干煤棚柱面网壳结构的设计. 结构工程师, 2001; (3): 1-5.
- [3] 单鲁阳, 严慧. 大跨度双层圆柱面网壳结构的优化分析. 建筑结构学报, 1999 年 12 月: 47-55.
- [4] 杨青. 全封闭干煤棚双层柱面网壳体系与选型. 建材技术与应用, 1/2011: 22-23.
- [5] 张勇豪, 蒋永杨, 金枝, 赵雪霞. 某 233m 跨长拱形干煤棚结构设计 [J]. 浙江建筑, 2020, 37 (06): 21-24.
- [6] 张金龙, 苏宁, 彭士涛, 王晓丽. 双跨柱面干煤棚风荷载干扰效应研究. 建筑结构, 2020 增刊: 201-208.
- [7] 张相勇, 杨雨青, 马彬, 牟在根. 波浪形大跨度柱面网壳干煤棚结构设计研究. 建筑结构, 2022, 52 (S2): 571-577.
- [8] 钱刚. 大跨度干煤棚山墙起头施工方法与关键技术分析. 建筑技术开发, 2022, 49 (13): 44-46.
- [9] 方志庆, 李长春, 干梦军. 大跨度门式干煤棚网壳结构整体稳定性分析. 电力勘测设计, 2021, (09): 36-40.
- [10] 吴碧野, 武岳, 戴君武, 孙瑛. 大跨度干煤棚索拱桁架结构设计与施工分析. 建筑结构, 2021 增刊: 546-555.

- [11] 吴碧野, 武岳, 戴君武, 孙瑛. 超大跨度干煤棚结构选型研究. 建筑结构, 2021 增刊: 562-568.
- [12] 陈婷, 李竟远, 谢伟烈, 乔支昆, 尹新伟. 圆形平面干煤棚结构形式及受力性能研究. 施工技术, 2020, 49 (08): 92-96.
- [13] 王鼎, 刘航, 王娜, 梁俊松, 刘汉昆. 大跨度拱形空间桁架干煤棚的地震易损性分析. 四川建筑科学研究, 2019, 45 (05): 5-11.
- [14] 高鹏. 大气腐蚀干煤棚焊接空心球对结构承载力影响研究. 建筑结构, 2019, 49 (04): 98-102.
- [15] 朱黎明, 杜文风, 王龙轩, 贺鹏斐, 刘智健, 韩放. 某大跨度干煤棚网壳结构设计及优化研究. 建筑结构, 2019, 49 (02): 12-15+28.

作者简介

王立娟

1979 年生, 高级工程师. 研究方向为钢结构专业技术及管理.

E-mail: 81264234@qq.com