

# 三亚市体育中心体育馆大跨弦支穹顶钢结构设计研究

王彬, 张国军, 王树, 葛家琪

(中国航空规划建设发展有限公司, 北京 100120)

[摘要] 以三亚体育中心体育馆屋盖钢结构为研究对象, 对预应力大跨度弦支穹顶钢结构进行设计研究。该屋盖弦支穹顶结构由上弦单层网壳、下弦环索与径向拉杆、竖向撑杆组成。在设计中建立屋盖钢结构有限元计算模型进行结构分析。在综合考虑结构几何力学特点、预应力损失、施工缺陷等多种因素的基础上, 对恒荷载、活荷载、风荷载、温度作用、地震作用等工况进行组合, 计算结构极限状态下的内力和工作状态下的变形, 并且重点研究了影响结构整体稳定性能的因素。

[关键词] 弦支穹顶; 屈曲模态; 几何非线性; 结构整体稳定

## Structure design and research of steel large span suspended dome of the gymnasium in Sanya Sports Centre

Wang Bin, Zhang Guojun, Wang Shu, Ge Jiaqi

(China Aviation Planning and Construction Development Co., Ltd., Beijing 100120, China)

**Abstract:** The steel structure roof of gymnasium in Sanya Sports Centre is employed for the design and research of the large span prestressed suspended dome structural system. The roof structure is comprised of the single-layer latticed shell on the top, the bottom hoop cable and radial tension bar, and the vertical stay-strut. For the design, the finite element model is established for the structural steel roof. On the basis of the consideration of structural feature of geometric mechanics, prestressing loss, and construction imperfection, the internal force and the deformation are calculated on the ultimate state and the working state respectively subject to the combination load cases from dead load, live load, wind load, temperature and earthquake load, as well as the impact on the structural overall stability is mainly analyzed.

**Keywords:** suspended dome; buckling mode; geometric nonlinearity; structural overall stability

## 1 工程概况

三亚体育中心体育馆大跨度钢结构屋盖平面呈圆形, 跨度为 76m; 立面为球冠造型, 结构矢高 8.825m。钢结构屋盖支承于 40 根混凝土柱上, 混凝土柱平面分布呈圆形。钢结构屋盖采用弦支穹顶结构体系, 由上弦单层圆形网壳、下弦环索与径向拉杆、竖向撑杆组成; 弦支穹顶的外沿部分钢结构采用悬臂桁架, 沿环向呈放射状分布, 通过混凝土柱顶环向空间桁架与弦支穹顶连接<sup>[2]</sup>。体育馆屋盖钢结构计算模型见图 1。

上弦单层网壳矢跨比为 1/8.6, 较标准网壳矢跨比 (1/8~1/10) 值偏高, 网壳由 8 圈环向杆和 9 段径向杆组成, 网壳杆件均采用无缝钢管, 钢材材质为 Q345B; 网壳节点主要采用焊接球节点, 与撑杆连接部位采用铸钢球节点, 节点与杆件的连接全部为刚性连接。

弦支穹顶下弦索撑结构由 3 圈环索和 3 圈径向拉杆, 以及 60 根受压撑杆组成, 环索采用高强度钢丝束, 极限抗拉强度大于 1 670MPa, 钢丝束外包装 PE 防腐护层。径向拉杆采用高强低合金钢, 屈服强度不小于 610MPa, 撑杆采用 Q345B 钢。

屋面钢结构外沿部分为悬挑桁架, 悬挑长度约 7m, 沿桁架长方向, 桁架高度呈线形变化, 材质为 Q345B, 桁

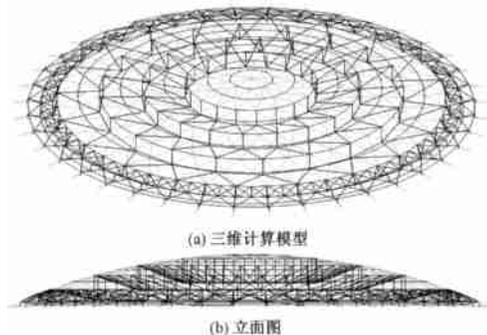


图 1 体育馆屋面钢结构计算模型

架上下弦截面尺寸  $\phi 194 \times 6$ , 腹杆  $\phi 95 \times 4$ 。

柱顶设置环形桁架, 连接弦支穹顶和悬臂桁架, 将屋面荷载传递到混凝土结构, 同时环桁架可以有效分散屋面结构产生的水平推力, 并通过约束作用增加结构的整体刚度。环桁架采用钢管相贯焊接形式的空间三角形桁架。由于悬挑桁架外端部和下部混凝土结构没有连接, 导致环桁架在外力作用下绕自身环向轴线在允许范围内转动, 所以环桁架内部上弦截面尺寸需要比较大。结构布置如图 2~5 所示。

作者简介: 王彬(1979), 男, 工程师, Email: capdi.gssd@vip.163.com.

单层网壳环向杆 Y 单层网壳径向杆

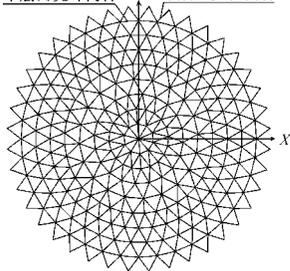


图2 上弦单层网壳结构图

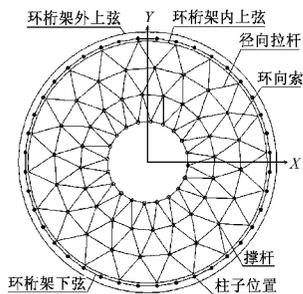


图3 下弦拉索与环桁架

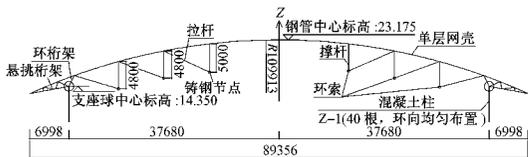


图4 钢结构剖面图

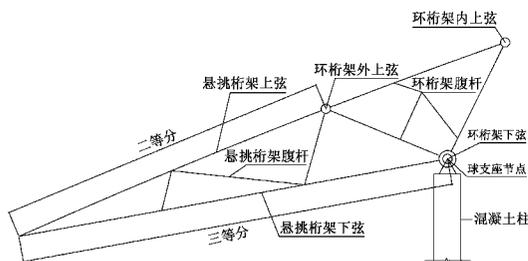


图5 悬挑桁架立面图

经过大量的计算优化,屋盖的网壳(含网壳节点、支座位点和檩条)部分用钢量约合 69kg/m<sup>2</sup>。

## 2 设计条件与计算模型

### 2.1 设计使用年限与安全等级

按照设计任务书要求和相关建筑设计规范,体育馆结构耐久性设计年限为 50 年,结构重要性系数为 1.1,根据《建筑结构可靠度设计统一标准》(GB50068—2001)第 1.0.8 条,主体结构的安全等级为一级,结构安全系数  $\gamma_0 = 1.1$ 。

### 2.2 恒荷载与活荷载

屋面恒荷载:结构自重(程序自动生成),屋面做法(含檩条) 0.85kN/m<sup>2</sup>,暖通(局部),共计 57.0kN,马道(局部) 1.0kN/m<sup>2</sup>,灯具和音像设备(局部),共计 38.2kN。

活荷载包括:屋顶维修活荷载 0.50kN/m<sup>2</sup>,马道检修活荷载(局部) 1.0kN/m<sup>2</sup>。对于弦支穹顶结构,上弦网壳构件以承担轴向力为主,外部设备仅能悬挂于节点上<sup>[5]</sup>;此外,必须考虑屋面活荷载分布不均匀性的影响,设计采用半跨活荷载考虑其不利影响。

### 2.3 风荷载

由于在三亚地区会经常遇到台风,而且轻型屋盖

本身对风的作用力很敏感,所以风压值的重现期从 50 年提高到 100 年。根据《建筑结构荷载规范》,基本风压按 100 年一遇采用,取 1.05kN/m<sup>2</sup>,地面粗糙度取 B 类。体型系数参照《建筑结构荷载规范》及风洞试验结果,取风洞试验所用风向结果的最大值。屋面压风 0.3,屋面吸风 0.6,悬挑压风 0.9,悬挑吸风 1.3。屋面风振系数 1.3,悬挑风振系数 1.6。

### 2.4 温度作用

工程屋盖钢结构隔离于室外环境,对温度作用不敏感,但在施工过程中,主体钢结构外露,因此仍属于对温度敏感结构。温度荷载根据年平均温度确定并考虑年极限温度适当调整,计算温差取 ±25℃。

### 2.5 地震作用

根据现行抗震设计规范,三亚地区抗震设防烈度为 6 度,设计基本地震加速度值为 0.05g,设计地震分组为第一组。工程建筑场地类别为 II 类,特征周期  $T_g = 0.35s$ (多遇地震)。屋面钢结构阻尼比的取值  $\xi = 0.02$ 。工程抗震设防分类的抗震设防类别为重点设防类(乙类)。

按照抗震规范的内容和要求,对结构分别进行多遇地震、设防烈度地震和罕遇地震作用分析。工程不考虑钢结构与混凝土上下部共同作用。抗震设防目标为:多遇地震和设防烈度地震作用下钢结构弹性,罕遇地震作用下钢构件不屈服且索和钢拉杆处于弹性。

### 2.6 初拉力荷载

工程设计采用张拉环向索方案对结构进行预应力加载,并考虑张拉过程的预应力损失<sup>[4]</sup>,每圈环向索张拉时预应力损失不应大于 6%。为减少预应力损失,进行超张拉设计<sup>[6]</sup>,超张拉 3%~6%。初拉力比值从外圈到里圈为 3.6 1.7:1。

### 2.7 荷载工况组合

三亚体育中心主体育馆结构设计采用的荷载工况组合形式共计百余种,为节省篇幅,仅列出主要的荷载组合工况。验算构件承载力时,非地震设计的荷载组合工况见表 1,地震设计的荷载组合工况见表 2。

### 2.8 结构计算模型与设计软件

体育馆设计建立了屋盖钢结构计算模型,应用 MIDAS 有限元软件进行体系静动力分析、构件截面验算,并应用 ANSYS 有限元软件重点进行整体屋盖稳定

非地震设计的荷载组合工况 表 1

1.35 恒+ 0.98 活	1.20 恒+ 0.98 活+ 0.84 压风+ 1.3 温差
1.20 恒+ 1.40 活	1.20 恒+ 0.98 活+ 1.4 压风+ 0.91 温差
0.8 恒+ 1.40 吸风	1.20 恒+ 1.4 活+ 0.98 压风+ 0.91 温差
1.20 恒+ 1.40 活+ 0.84 压风	0.8 恒+ 1.40 吸风+ 0.91 温差
1.20 恒+ 0.98 活+ 1.40 压风	0.8 恒+ 0.84 吸风+ 1.3 温差

地震设计的荷载组合工况 表 2

多遇地震、设防烈度地震	$1.2(\text{恒} + 0.5\text{活}) \pm 1.3E_v \pm 0.5E_h$
	$1.2(\text{恒} + 0.5\text{活}) \pm 1.3E_h \pm 0.5E_v$
	$1.2(\text{恒} + 0.5\text{活}) \pm 1.3E_v \pm 0.5E_h + 0.28\text{风}$
	$1.2(\text{恒} + 0.5\text{活}) \pm 1.3E_h \pm 0.5E_v + 0.28\text{风}$
罕遇地震标准组合	$1.0(\text{恒} + 0.5\text{活}) \pm 1.0E_v \pm 0.5E_h$
	$1.0(\text{恒} + 0.5\text{活}) \pm 1.0E_h \pm 0.5E_v$
	$1.0(\text{恒} + 0.5\text{活}) \pm 1.0E_v \pm 0.5E_h + 0.2\text{风}$
	$1.0(\text{恒} + 0.5\text{活}) \pm 1.0E_h \pm 0.5E_v + 0.2\text{风}$

注:  $E_v, E_h$  分别为竖向、水平向(考虑  $X, Y$  双向)地震作用。

分析。屋盖网壳采用梁单元, 撑杆采用只受压杆单元, 环索和径向拉杆采用索单元。

### 3 结构强度设计

经过计算, 在非地震组合作用下、多遇地震组合作用下(反应谱分析)、设防烈度地震组合作用下(反应谱分析)和罕遇地震组合作用下, 构件应力比、下弦环索及径向拉杆的应力百分比(应力占材料极限抗拉强度的百分比)见表 3。

可以看出, 非地震组合作用下, 构件应力比和下弦环索及拉杆应力百分比均为最大, 说明非地震组合在结构强度设计时起控制作用。构件应力比见图 6, 图中最外圈网壳和环桁架连接处的应力比最大。下弦环索及拉杆应力见图 7, 图中最外圈环索的应力最大。另外, 在地震组合作用下, 设防烈度地震组合作用下的下弦环索及拉杆应力百分比均为最大; 而罕遇地震组合作用下的构件应力比最大。

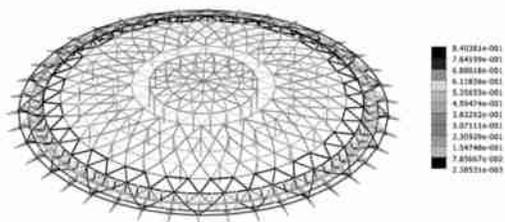


图 6 非地震组合作用下构件(网壳、环桁架及悬挑桁架)应力比

由上述结构构件强度的验算结果分析可见, 弦支穹顶结构为轻型大跨度空间结构, 地震力较小。地震组合作用对结构强度设计不起控制作用, 起控制作用的是非地震组合作用。

结构强度设计结果 表 3

荷载工况	非地震组合	多遇地震组合	设防烈度地震组合	罕遇地震组合
构件应力比	0.85 以下	0.45 以下	0.48 以下	0.55 以下
下弦环索应力 %	31	23	24	23
拉杆应力 / %	19	16	17	16

### 4 结构刚度设计

#### 4.1 标准荷载组合工况作用下的结构变形

分别计算四种标准荷载组合工况下的结构位移, 见表 4。结构变形见图 8, 结果均满足规范要求。从变形图可以看出, 四种工况下的最大位移都在内圈环索上面对应的网壳位置并且方向向上, 其中吸风组合作用下, 网壳和悬挑桁架的位移均最大。

标准荷载组合工况下的结构位移 表 4

荷载组合工况	最大位移/mm	结构计算挠度
恒+活+初拉力	屋盖网壳 48	$\sqrt{1583} < \sqrt{400}$
恒+压风+初拉力	屋盖网壳 42	$\sqrt{1810} < \sqrt{400}$
恒+吸风+初拉力	屋盖网壳 85 悬挑桁架 50	$\sqrt{894} < \sqrt{400}$ $\sqrt{140} < \sqrt{125}$
恒+0.5活+竖向地震(多遇地震)+初拉力	屋盖网壳 43 悬挑桁架 9	$\sqrt{1767} < \sqrt{400}$ $\sqrt{778} < \sqrt{125}$



图 7 非地震组合作用下环索及拉杆应力/kPa

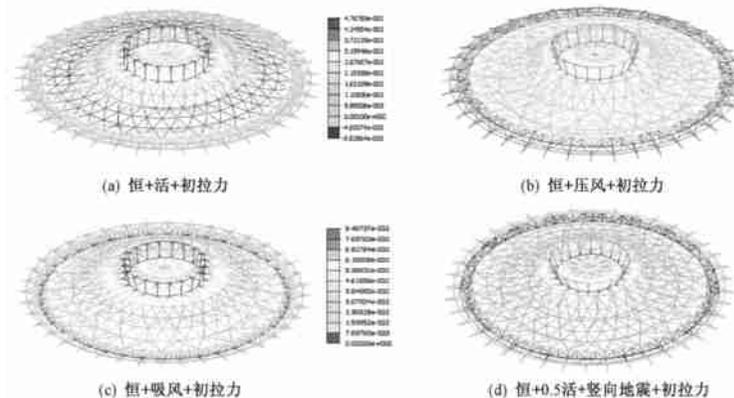


图 8 标准荷载组合工况下的结构位移图/m

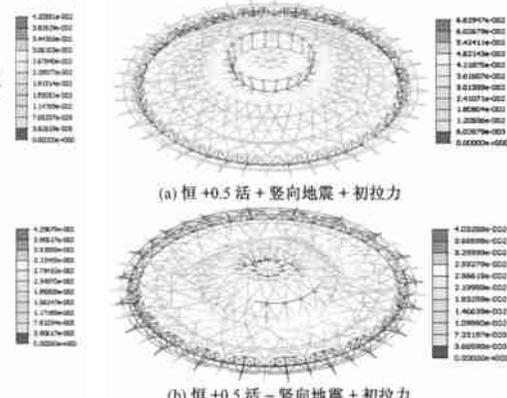


图 9 罕遇地震组合工况下的结构位移图/m

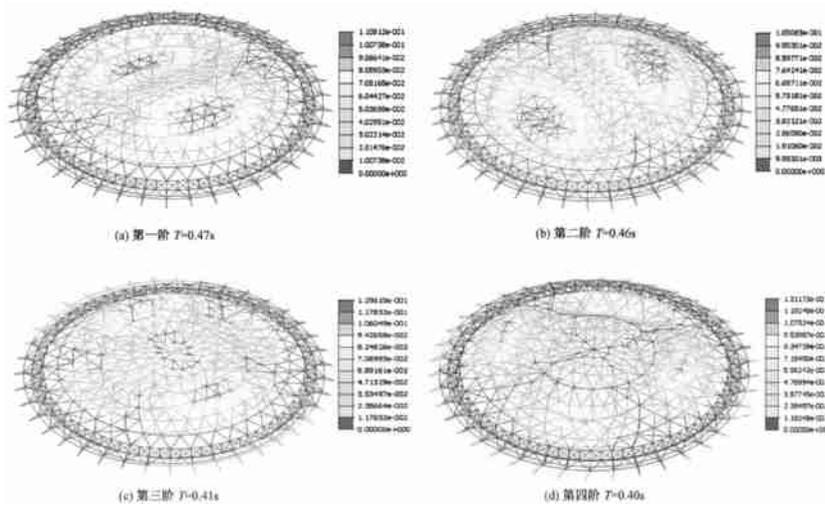


图 10 结构振型图

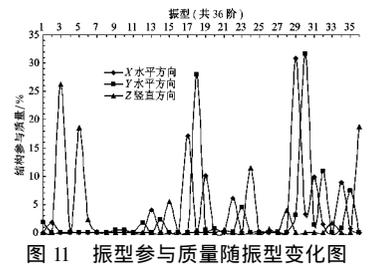


图 11 振型参与质量随振型变化图

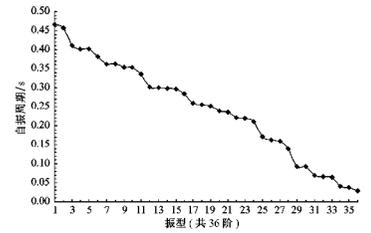


图 12 自振周期随振型变化图

## 4.2 罕遇地震组合下的结构变形

结构在罕遇地震作用下的变形见图 9。在竖向地震向上的荷载组合下(恒+0.5活+竖向地震+初拉力),最大位移在内圈环索上面对应的网壳位置并且方向向上,最大位移为 66mm,  $1/1152 (< 1/400)$ ;在竖向地震向下的荷载组合下(恒+0.5活-竖向地震+初拉力),最大位移在内圈环索位置并且方向向上,最大位移为 40mm,  $1/1900 (< 1/400)$ 。另外,上节吸风组合下的位移大于罕遇地震组合下的位移,说明地震组合作用对结构刚度设计不起控制作用,起控制作用的是吸风组合作用。

## 4.3 结构自振模态

由结构三维模型的反应谱分析得出,屋面钢结构第一自振周期为 0.47s,主振型模态为竖向振动,无扭转,前 4 阶结构振型见图 10。结构振型参与质量随振型变化见图 11,取前 36 阶振型,在 X, Y, Z 三个方向上结构振型参与总质量均达到 90% 以上。第 29 阶振型在 X 水平方向参与质量最大,第 30 阶振型在 Y 水平方向参与质量最大,第 3 阶振型在 Z 竖直方向参与质量最大,说明结构的高阶振型不能忽视,质量参与在高阶振型可能比较大。自振周期随振型变化见图 12,结构的自振周期密集,分布均匀,说明结构的刚度分布均匀,没有出现明显的刚度较弱的地方。

## 4.4 结果分析

根据上述结构刚度验算的结果分析可知:1) 地震作用对弦支穹顶结构体系刚度设计不起控制作用;2) 在标准荷载组合下,吸风时的位移最大,而在罕遇地震荷载组合下,竖向地震向上时的位移最大,但还是小于吸风时的位移;3) 在控制荷载组合工况(恒+吸风+初拉力)下,屋盖网壳位移为 85mm,方向向上,悬挑桁架位移为 50mm,方向向上;4) 结构自振模态说明结构

刚度分布均匀,竖向振动是屋面钢结构的主振方向, X, Y 方向的振型参与质量均在高阶振型上, Z 方向在低阶振型上,结构自振周期分布均匀密集,结构无明显刚度较弱位置。

## 5 结构整体稳定分析

设计采用 ANSYS 软件进行结构体系整体稳定承载力计算分析,力学模型考虑结构几何、材料非线性。整体稳定屈曲值控制标准参照《网壳结构设计规范》(JGJ61—2003),结构在材料弹性且无初始缺陷的情况下承载力系数为 5,即导致结构失稳或倒塌的临界点荷载值应大于结构正常使用状态承载力的 5 倍<sup>[3]</sup>,但当结构被施加了最不利初始缺陷时,承载力系数应该大于 4.5,当考虑材料屈服时,承载力系数应该大于 2.5。整体稳定计算考虑恒荷载与半跨活荷载(恒+半跨活+初拉力)组合荷载工况对结构的作用。

工程结构的整体稳定和很多因素有关,这里仅介绍几个重要影响因素:环索尺寸(破断荷载大小)、初拉力的大小、初拉力环比、撑杆高度和有无初始缺陷。此外,考虑材料非线性对整体稳定承载力的影响,但在实际工作状态下,结构不允许出现材料非线性。

### 5.1 环索尺寸和初拉力大小对整体稳定的影响

首先,研究环索尺寸(破断荷载大小)、初拉力的大小、初拉力环比对整体稳定性的影响,考虑几何非线性,结构的屈曲分析采用牛顿拉普森法。分析参数条件和结果见表 5,由此可知,减小破断荷载同时初拉力不变(条件 1 变条件 2)会降低结构稳定系数;增大初拉力同时破断荷载不变(条件 1 变条件 3)使结构稳定系数略微增大;增大破断荷载同时初拉力不变(条件 1 变条件 4)反而会降低结构稳定系数;同时增大破断荷载和初拉力(条件 1 变条件 5)对结构稳定系数无影响;增大初拉力环比(条件 1 变条件 6)也会降低结构稳定系

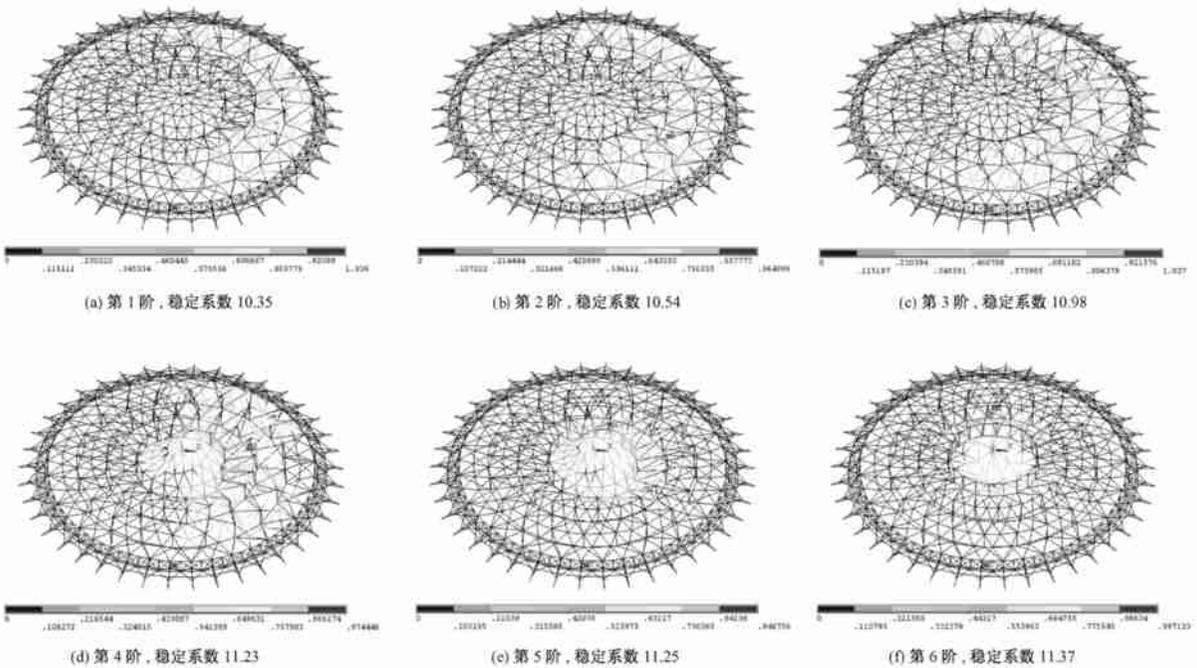


图 13 结构屈曲模态图

数。综上,条件参数 3 下结构整体稳定性最好,条件 1 和条件 5 次之,但外环初拉力的增大直接导致环桁架应力比明显增大,并且考虑到节省环索材料,所以选条件 1 作为设计参数。

分析参数条件及稳定承载力计算结果 表 5

设计条件	破断荷载/kN			初拉力/kN			初拉力环比			稳定系数
	外环	中环	内环	外环	中环	内环	外环	中环	内环	
1	9 706	4 692	2 378	2 500	1 200	700	3.6	1.7	1	6.04
2	8 935	3 921	1 993	2 500	1 200	700	3.6	1.7	1	5.91
3	9 706	4 692	2 378	2 850	1 455	810	3.6	1.8	1	6.05
4	10 477	5 464	3 535	2 500	1 200	700	3.6	1.7	1	6.03
5	10 477	5 464	3 535	2 725	1 420	1 025	2.6	1.4	1	6.04
6	9 706	4 692	2 378	2 850	1 455	700	4.1	2.1	1	6.02

## 5.2 撑杆高度对整体稳定的影响

研究只受压撑杆高度对整体稳定性的影响,只考虑几何非线性,采用牛顿拉普森法对结构做屈曲分析。分析参数条件和结果见表 6。数据表明,减小内环撑杆高度(条件 1 变条件 2),略微降低了整体稳定性;减小外环撑杆高度(条件 1 变条件 3),明显降低了整体稳定性;增大外环撑杆高度(条件 1 变条件 4),增强了整体稳定性。另外,考虑到外环高度过高会影响建筑效果,所以选条件 1 作为设计参数。

不同撑杆高度下结构整体稳定系数 表 6

设计条件	环向撑杆高度/m			稳定系数	设计条件	环向撑杆高度/m			稳定系数
	外环	中环	内环			外环	中环	内环	
1	4 800	4 800	5 000	6.04	3	4 600	4 800	5 000	5.90
2	4 800	4 800	4 800	6.00	4	5 000	4 800	5 000	6.08

## 5.3 初始缺陷对整体稳定的影响

由于低阶屈曲模态最可能发生,取前 6 阶屈曲模态考虑初始缺陷的影响(见图 13)。初始缺陷取结构跨度(76m)的 1/300,应用 ANSYS 有限元软件,加到结构的线性屈曲模态上,仅考虑几何非线性,采用牛顿拉普森法对结构做非线性屈曲分析。从第 1 阶到第 6 阶,稳定系数分别为 5.49, 5.37, 5.29, 6.10, 10.00, 4.76。

初始缺陷加到屋盖整体屈曲模态(第 1~3 阶)上时,稳定系数小于 6.04 但还大于 5,说明初始缺陷对这种类型的模态不敏感。初始缺陷加到屋盖中间局部屈曲模态(第 6 阶)上时,稳定系数很快下降到 4.76,最大位移达到 1.413m,当不加初始缺陷,非线性屈曲分析的最大位移只有 0.376m,图 15 的前者比后者增大了 73.4%;而且结构整体稳定系数降低了 21.2%,这说明初始缺陷对这种类型的模态非常敏感。

另外,初始缺陷加到第 4,5 阶模态上时,稳定系数反而增加,这说明初始缺陷加到了向上的方向,有利于结构稳定。综上,当仅考虑几何非线性时,初始缺陷加到第 6 阶模态上时为最不利缺陷。当几何非线性和材料非线性共同考虑时,初始缺陷对结构的影响将在下节详细叙述。

比较图 13(a)的线性屈曲分析和图 14 的非线性屈曲分析可以看出,导致结构失稳或倒塌的线性极限承载力系数(稳定系数)为 10.35,而非线性极限承载力系数降到 6.04,说明该结构具有较强的几何非线性。

## 5.4 材料非线性对整体稳定的影响

考虑几何非线性和材料非线性共同作用, Q345B

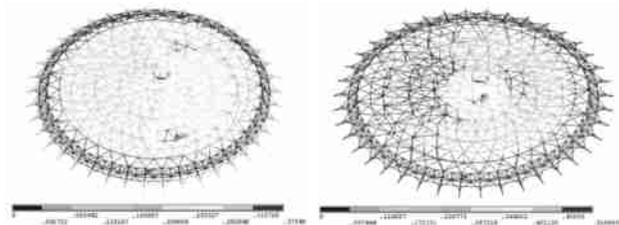


图 14 无初始缺陷材料非线性  
屈曲分析位移图 m

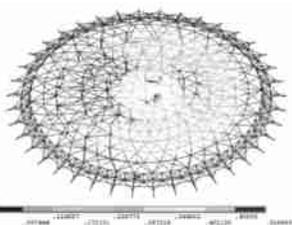


图 15 最不利初始缺陷和材料  
非线性屈曲分析位移图 m

材料屈服强度为 344MPa(厚度  $\leq 16\text{mm}$ ) 和 328MPa(厚度  $> 16\text{mm}$ ), 把上节的初始缺陷分别加到前 6 阶模态上, 采用牛顿拉普森法对结构做非线性屈曲分析。从第 1 阶到第 6 阶, 稳定系数分别为 3.14, 3.49, 3.09, 4.30, 4.89, 4.54。可以看出, 考虑几何非线性和材料非线性共同作用, 当初始缺陷加到第 3 阶模态上时为最不利缺陷, 和上节仅考虑几何非线性时相比, 最不利初始缺陷的模态位置不一样。

当无初始缺陷, 考虑几何非线性和材料非线性共同作用, 屈曲分析位移见图 14, 稳定系数为 5.35, 最大位移点荷载-位移曲线见图 16, 最大位移为 0.285m, 满足大变形控制指标 (1/50), 和只考虑几何非线性稳定

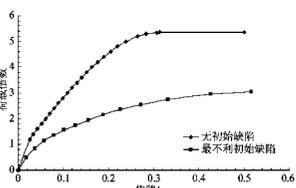


图 16 考虑材料非线性  
荷载-位移曲线图

系数 6.04 相比降低了 11.4%。当施加最不利初始缺陷, 结构位移见图 15, 稳定系数为 3.09, 最大位移点荷载-位移曲线见图 16, 和只考虑几何非线性稳定系数 5.29 相比降低了 41.6%。从图中可以看出, 最大位移为 0.520m, 满足大变形控制指标 (1/50)。综上, 材料非线性对结构整体稳定性有明显的影

响。最后, 在几何非线性和材料非线性共同作用下, 当不考虑初始缺陷时, 结构整体失稳前索的最大应力为 839MPa, 为极限抗拉强度的 50%; 当考虑最不利初始缺陷时, 结构整体失稳前索的最大应力为 317MPa, 为极限抗拉强度的 19%。可以看出, 当考虑最不利初始缺陷时, 索应力迅速减小, 结构提前退出工作。

### 5.5 结果分析

根据上述结构整体稳定分析结果分析可知: 1) 当上部网壳尺寸、下部索撑体系确定后, 单纯小范围改变环索尺寸(破断荷载大小)、初拉力的大小、初拉力环比对结构整体稳定性影响不大; 2) 撑杆长度对结构整体稳定有明显的影

响; 3) 几何非线性对结构整体稳定影响比较大, 结构具有较明显的几何非线性; 5) 材料非线性对结构整体稳定性影响比较大, 索应力在失稳之前仍处于弹性; 6) 当考虑几何初始缺陷、几何非线性、材料非线性共同作用时, 对轻型屋盖结构的整体稳定性最为不利。

## 6 结论

通过对三亚体育馆工程的研究, 在设计研究方面的主要结论如下: 弦支穹顶支撑体系(下弦索系统)的设置是设计的关键, 需综合结构体系与节点受力特点、体系整体稳定性、钢网壳受力的均匀性、建筑室内美学效果等多方面因素, 进行综合优化设计<sup>[1]</sup>。

(1) 结构体系的整体稳定是弦支穹顶结构安全的控制因素, 在设计时必须重点进行分析。弦支穹顶为风敏感结构, 风振响应大, 风荷载组合是结构强度和刚度安全控制因素。地震组合作用对于结构体系和构件安全设计往往不起控制作用。

(2) 工程室内跨度为 76m, 在考虑了建筑对结构构件规格统一、室内美观等要求, 并充分考虑到结构体系的创新性, 而留有较大安全度的情况下, 总体钢结构用量为 542.588t, 平均 81.9kg/m<sup>2</sup>, 证明了弦支穹顶结构体系具有优良的技术经济性, 但由于工程地处沿海, 风荷载比较大, 而且结构本身外部为悬挑结构, 所以用钢量还是有所增加。

## 参 考 文 献

- [1] 陆赐麟, 尹思明, 刘锡良. 现代预应力钢结构[M]. 北京: 人民交通出版社, 2003.
- [2] 葛家琪, 王树, 梁海彤, 等. 2008 奥运会羽毛球馆新型弦支穹顶预应力大跨度钢结构设计研究[J]. 建筑结构学报, 2007, 28(6): 10-21.
- [3] 葛家琪, 张国军, 王树, 等. 2008 奥运会羽毛球馆弦支穹顶结构整体稳定性分析研究[J]. 建筑结构学报, 2007, 28(6).
- [4] 王树, 张国军, 葛家琪, 等. 2008 奥运会羽毛球馆预应力损失对结构体系影响分析[J]. 建筑结构学报, 2007, 28(6).
- [5] MAKOWSK Z S. Analysis, design and construction of braced domes [M]. Nanjing Jiangsu Science Technology Press, 1992.
- [6] 张志宏, 董石麟. 张拉结构中连续索滑移问题的研究[J]. 空间结构, 2001, 7(3): 26-32.

《建筑结构》网上投稿已开通,  
登陆 [www. buildingstructure. cn](http://www.buildingstructure.cn), 点  
击“远程投稿”即可。