

钢拱壳穹顶结构的有限元计算

任德斌¹,张正涛¹,杨春艳²,佟舟³

(1. 沈阳建筑大学土木工程学院,辽宁 沈阳 110168;2. 辽宁省市政工程设计研究院有限责任公司,辽宁 沈阳 110055;3. 沈阳城市建设学院土木工程系,辽宁 沈阳 110167)

摘要 目的 分析组合工况下钢拱壳穹顶结构的变形、强度以及极限承载力.方法 以广西南宁某旅游服务中心为例,运用 ABAQUS 有限元软件对钢拱壳穹顶结构在各种工况下的变形、强度进行计算,结合弧长法确定结构从稳定的平衡状态变为不稳定的平衡状态时的屈曲载荷和屈曲模态形状,对结构极限承载力进行分析.结果 不同组合工况下,结构最大应力为 50.48 MPa,最大变形为 15.35 mm,安全系数 K 均满足《空间网格结构技术规程》(JGJ7—2010)中的要求值 2.0.结论 研究表明,结构在正常使用状态下的变形和极限承载力状态下的强度均满足规范要求,具有足够的安全储备.

关键词 钢拱壳穹顶结构;有限元;变形验算;强度验算;极限承载力

中图分类号 TU61

文献标志码 A

Finite Element Calculation of Steel Arched Dome Structure

REN Debin¹, ZHANG Zhengtao¹, YANG Chunyan², TONG Zhou³

(1. School of Civil Engineering, Shenyang Jianzhu University, Shenyang, China, 110168; 2. Liaoning Municipal Engineering Design & Research Institute Co. Ltd., Shenyang, China, 110055; 3. Department of Civil Engineering, Shenyang Urban Construction University, Shenyang, China, 110167)

Abstract: The paper analyze the deformation, strength and ultimate bearing capacity of a steel arch dome under different conditions. Taking a tourism service center located in Nanning, Guangxi as an example, the deformation and strength of the steel arch dome structure under various working conditions are calculated by using ABAQUS. The buckling loads and buckling modal shapes are obtained by arc length method when the state of the structure changes from stable equilibrium to unstable equilibrium, and the ultimate bearing capacity of the structure is analyzed. The experimental results show that under different conditions, the maximum stress and deformation of the structure are 50.48 MPa and 15.35 mm, and the safety factor K meets the requirement value of 2.0 in the Technical Specification for Space Grid Structures (JGJ7—2010). The research suggests the deformation check under the normal use limit state of the structure and the strength check under the limit state of the bearing capacity could meet the limit requirements in the specification, and the structure has sufficient safety reserves

Key words: steel arch dome structure; finite element method; deformation check; strength check;

收稿日期:2018-12-18

基金项目:国家自然科学基金项目(51678373);沈阳市社会科学项目(SYSK2019-07-26)

作者简介:任德斌(1960—),男,教授,主要从事钢结构等方面研究.

ultimate bearing capacity

随着建筑物的构造及结构形式的多样化发展,穹顶结构在我国得到了广泛的应用^[1],主要以体育馆、娱乐场所以及具有民族特色的建筑居多,穹顶结构也凭借其自身优越的性能受到了行业的广泛关注^[2],相关学者也做了大量的理论分析.任德斌等^[3]借助实际工程项目,应用时程分析和谱分析两种地震反应分析理论,通过 ANASYS 软件模拟穹顶结构在地震作用下的情况,得到了地震作用下结构应力、位移的变化规律;李楠^[4]研究了集中荷载作用下钢拱壳穹顶结构应力随板壳厚度的变化趋势,发现结构的承载力及位移主要受板壳厚度及曲率的影响.

目前,穹顶结构的研究主要停留在对单一荷载作用下的结构承载力及变形的分析,对于不同组合工况下结构承载力及抵抗变形能力的研究较少.因此,笔者以广西南宁某旅游服务中心为例,借助有限元软件 ABAQUS 对不同组合工况下结构承载力及变形状况进行分析,同时结合弧长法确定结构的极限承载力,研究成果可为进一步的理论研究及实际工程的应用提供参考.

1 大跨钢拱薄壳穹顶结构有限元模型建立方法

在进行大跨钢拱薄壳穹顶结构分析时,根据半圆拱形结构形式及其周期性轴对称的特点,采用三维模型进行处理分析,同时考虑到 ABAQUS 软件在进行 shell 运算时,简化成中性面计算,计算结果的精度一般随网格的不断细划而提高,但网格划得越细,对计算机性能的要求则越高,因此,应合理确定其计算模型的尺寸,使其在保证计算精度的同时,又不增加过多的计算量^[5-6].根据实际设计要求对底边支座采用弹性约束,壳体两侧根据梁的受力特点采用环向约束(即局部球坐标系下的 θ 方向).

大跨钢拱薄壳穹顶结构参数来自某工程

实例设计参考尺寸.计算参考点的位置如图 1 所示.

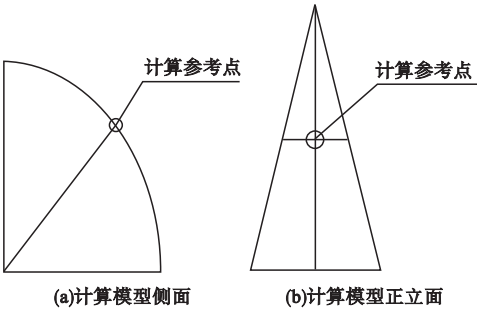


图 1 模型计算简图

Fig. 1 Calculation diagram model

2 有限元模型和分析方法

2.1 工程概况

以广西南宁某旅游服务中心为例,该服务中心结构形式采用钢拱壳穹顶结构,穹顶直径为 20.2 m,矢高 6.95 m,钢材型号选用 Q235.为了满足安全性和可靠性的要求,在结构设计过程中共设置 27 条加劲肋,结构的中部有一条周向梁,其中,加劲肋与周向梁分别采用 $\Phi 120\text{ mm} \times 15\text{ mm}$ 和 $\Phi 120\text{ mm} \times 6\text{ mm}$ 的钢管,穹顶底部通过混凝土柱支撑,底边采用弹性约束.穹顶结构顶部有一不锈钢制穹顶塔,装有避雷针,穹顶塔总重 4t.

2.2 有限元模型的构建

2.2.1 模型简化

运用有限元软件 ABAQUS,按照实际工程要求建立模型,模型主要包括 4 部分:钢制双曲拱壳板、结构钢骨架、穹顶腰部圈梁以及穹顶顶部的穹塔.在有限元建模过程中,拱壳板及翼缘板均采用 S4R 壳单元^[7],板厚取 4 mm,选择径向翼缘板与拱壳板边缘相交节点处进行约束,以此限定各节点 3 个方向的线位移,拱壳结构边界条件如图 2(a)所示.同时,笔者在研究过程中将穹顶顶部的穹塔简化为集中力进行分析.在穹顶结构有限元模型创建过程中,需要通过装配分别将加劲

肋与钢制双曲拱壳板合并,以此形成结构钢骨架与外部壳体结构,并在结构腰部设置圈梁,模型相关部件如图2(b)、(c)、(d)所示。

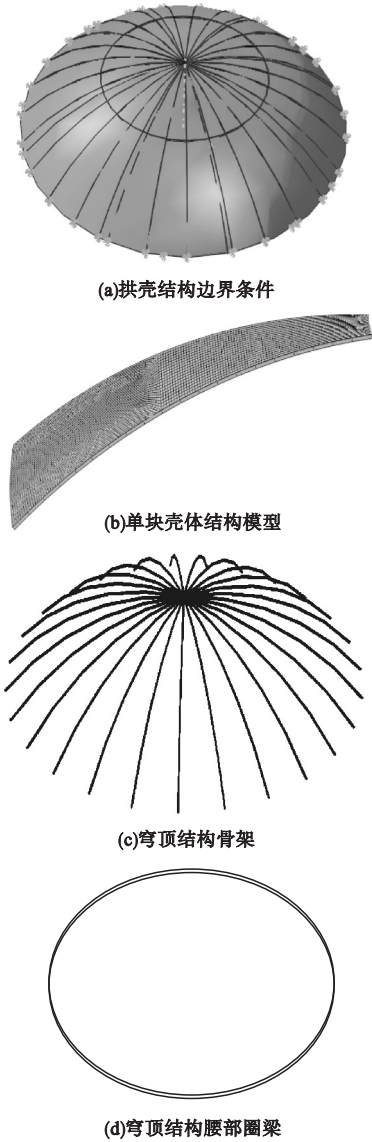


图2 穹顶结构模型

Fig. 2 Dome structure model

2.2.2 材料本构参数

实际建筑工程中穹顶结构常用的钢材为低碳软钢,钢材型号选用 Q235B,材料参数如表1所示。表中 f_y 为钢材屈服强度, f_u 为钢材极限强度, ε_y 为钢材屈服应变, ε_{st} 为钢材屈服平台末端应变, ε_u 为钢材极限应变, E 为钢材弹性模量, ν 为泊松比。

表1 材料参数

Table 1 Material properties

f_y/MPa	f_u/MPa	ε_y	ε_{st}	ε_u	E/GPa	ν
235	370	0.001	0.03	0.20	206	0.3

在有限元计算过程中,将钢材的应力-应变关系进行简化,采用弹性-强化线性模型^[8](见图3)。

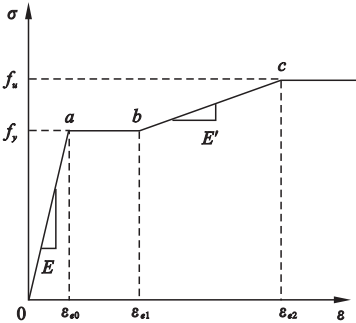


图3 简化后的钢材应力-应变关系

Fig. 3 Simplified steel stress-strain relationship

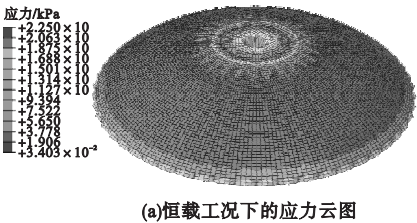
简化后的应力应变关系见式(1):

$$\sigma_i = \begin{cases} E_s \varepsilon_i, & \varepsilon_i < \varepsilon_{e0}; \\ f_y, & \varepsilon_{e0} \leq \varepsilon_i \leq \varepsilon_{e1}; \\ f_y \left[1 + 0.6 \frac{\varepsilon_i - \varepsilon_{e1}}{\varepsilon_{e2} - \varepsilon_{e1}} \right], & \varepsilon_{e1} \leq \varepsilon_i \leq \varepsilon_{e2}; \\ 1.6 f_y, & \varepsilon_{e2} < \varepsilon_i. \end{cases} \quad (1)$$

式中: σ_i 表示钢材服从 Von Mises 屈服准则的等效应力^[9]; E_s 表示钢材的弹性模量; ε_{e0} 、 ε_{e1} 、 ε_{e2} 分别表示钢材屈服时的应变、进入强化阶段时的应变、达到极限抗拉强度时的应变。同时,强化阶段的弹性模量为弹性阶段的0.01倍,即 $E' = 0.01E^{[10]}$ 。

2.2.3 数值模拟的可行性检验

根据工程实际状况建立有限元模型,选取穹顶结构自重与其顶部穹顶塔自重作用下的荷载工况进行验证分析。计算结果如图4所示。



(a)恒载工况下的应力云图

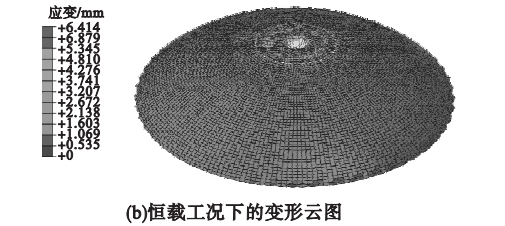


图 4 结构在恒载作用下的应力云图与变形云图

Fig. 4 Contour plot of stress and deformation of structure under constant load

笔者将实测结果与有限元分析结果进行对比,结果见表 2. 可以看出,实测结果与有限元模拟结果吻合,由此证明了有限元计算的可靠性.

表 2 计算结果对比

Table 2 Comparison of result

结果	最大应力/MPa	最大位移/mm	实测/模拟
实测	20.55	6.3	0.913
模拟计算	22.50	6.4	0.984

2.3 计算结果与分析

2.3.1 变形验算

正常使用极限状态下的荷载标准值组合工况如表 3 所示. 根据《建筑结构荷载规范》(GB50009—2012)^[11],不上人屋面均布活荷载标准值取为 0.5 kN/m²;风振系数及风压高度变化系数均取为 1,体型系数按照封闭式落地拱形屋面取值^[12-13].

表 3 正常使用极限状态下的荷载组合值系数

Table 3 Load combination coefficient under normal use limit state

工况组合	恒载 DL	活载 LL	风荷载 WL
SC1	1.0	—	—
SC2	1.0	1.0	—
SC3	1.0	—	1.0
SC4	1.0	1.0	0.6
SC5	1.0	0.7	1.0

工况 SC1 对应钢拱壳穹顶结构仅在恒荷载作用下的变形情况. 包括结构自重以及其他需要按永久荷载考虑的荷载,通过有限元分析发现结构在恒荷载作用下变形达到 15.05 mm. 变形云图如图 5 所示.

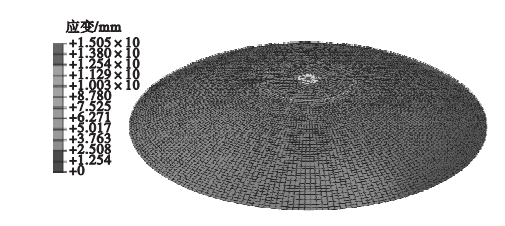


图 5 工况 SC1 变形云图

Fig. 5 Condition of SC1

工况 SC2 对应钢拱壳穹顶受恒荷载与活荷载情况下的变形情况. 在进行有限元分析时,将穹顶结构在生产使用或安装检修时,由运输工具移动产生的局部荷载以及堆放原料产生的荷载均按均布活荷载或等效均布活荷载考虑. 研究表明,穹顶在恒荷载与活荷载共同作用下,结构最大变形为 15.14 mm,变形主要集中在穹顶顶部区域. 工况 SC2 的变形云图如图 6 所示.

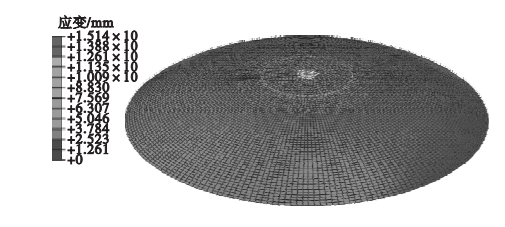


图 6 工况 SC2 变形云图

Fig. 6 Condition of SC2

工况 SC3 对应钢拱壳穹顶在恒荷载与风荷载下的变形状况. 根据文献[11]相关规定,在考虑风荷载时,基本风压不得小于 0.3 kN/m²,但考虑到穹顶结构对风荷载较为敏感,因此笔者在研究过程中风压系数取 0.4 kN/m²,其变形云图如图 7 所示.

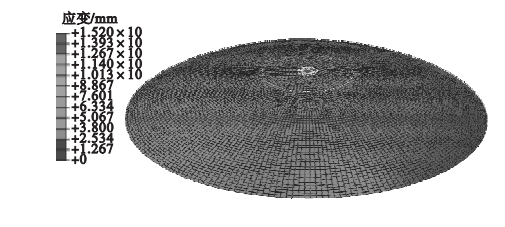


图 7 工况 SC3 变形云图

Fig. 7 Condition of SC3

工况 SC4 与工况 SC5 对应穹顶结构在恒荷载、活荷载以及风荷载共同作用下的变

形状况,不同的是风荷载与活荷载的组合值系数不同.通过有限元计算发现,工况 4 对应结构的最大变形为 15.35 mm,工况 5 对应结构最大位移为 15.05 mm,从其结构变形状况来看,其变形最大区域均发生在穹顶顶部区域,结构变形云图如图 8 和图 9 所示.

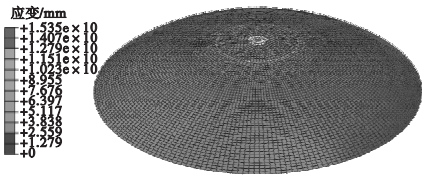


图 8 工况 SC4 变形云图
Fig. 8 Condition of SC4

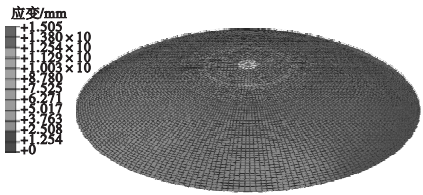


图 9 工况 SC5 变形云图
Fig. 9 Condition of SC5

在正常使用极限状态下的各种荷载组合工况中,结构最大变形结果见表 4.其中结构最大变形出现在工况 SC4 中,结构的最大挠度与跨度比均小于 1/250,满足变形要求.

表 4 正常使用极限状态各工况下结构最大变形
Table 4 Maximum deformation of normally utilized limit status

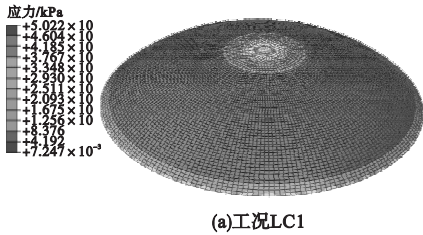
工况组合	最大变形/mm
SC1	15.05
SC2	15.14
SC3	15.20
SC4	15.35
SC5	15.05

2.3.2 强度验算

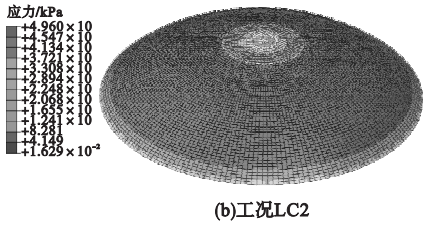
对承载能力极限状态下的各荷载组合工况进行静力计算,采用荷载设计值组合,承载力极限状态下荷载组合工况系数如表 5 所示,分析计算穹顶各板件的静力强度,应力云图如图 10 所示.

表 5 承载力极限状态下荷载组合工况
Table 5 Load combination of bearing capacity limited status

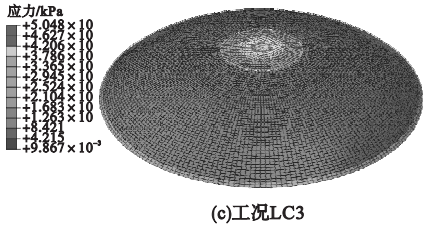
工况组合	恒载 DL	活载 LL	风荷载 WL
LC1	1.35	1.4×0.7	—
LC2	1.2	1.4	—
LC3	1.2	—	1.4
LC4	1.0	—	1.4
LC5	1.2	1.4	1.4×0.6
LC6	1.0	1.4	1.4×0.6
LC7	1.2	1.4×0.7	1.4
LC8	1.0	1.4×0.7	1.4



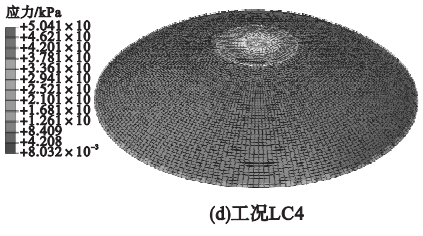
(a)工况LC1



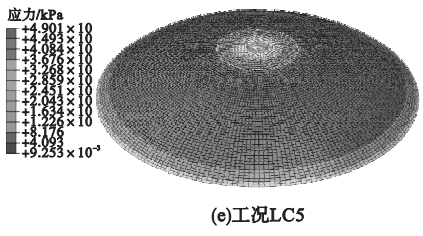
(b)工况LC2



(c)工况LC3



(d)工况LC4



(e)工况LC5

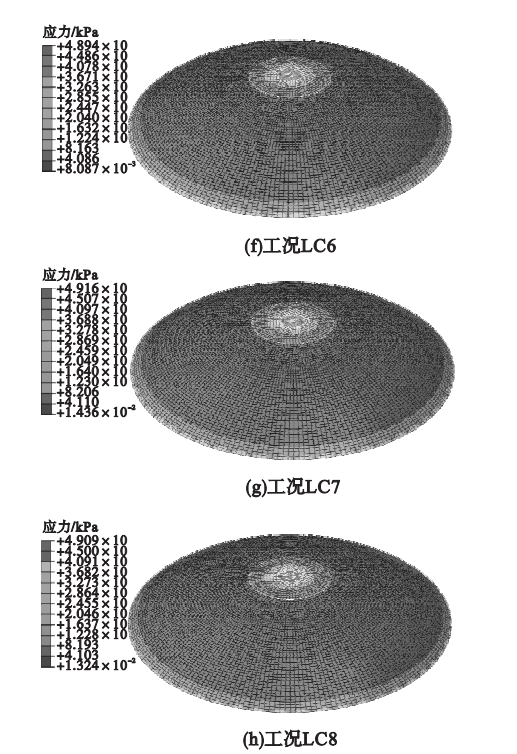


图 10 不同工况下穹顶结构应力云图

Fig. 10 Stress contour plot of dome structure under different working conditions

与结构变形验算类似,在对穹顶结构进行强度验算时,需要对不同工况下结构的应力状况进行分析,在研究过程中,恒荷载分项系数分别取 1.35、1.2、1.0,活荷载分项系数取 1.4,同时根据建筑结构荷载规范要求,活荷载与风荷载组合值系数分别取 0.7、0.6。

根据材料的强度指标,针对 Q235 钢材分别限定其受拉和受压设计强度值,如表 6 所示。

表 6 杆件材料设计强度

Table 6 Design strength of bar material MPa		
钢材	抗拉设计强度	抗压设计强度
Q235	172 (0.8f)	172 (0.8f)

8 种工况下的最大拉、压应力如表 7 所示,并与表 6 中的杆件设计强度进行对比。

在各设计荷载工况中,结构最大 Mises 应力出现在荷载工况 LC3 下,为 50.48 MPa,远小于 0.8 f 的设计强度,由此表明结构满足承载力极限状况下的强度要求,具有足够的

安全储备^[14]。

表 7 各工况下杆件强度计算结果

Table 7 Results of bar strength

荷载工况	最大 Mises 应力/MPa	是否存在超限
LC1	50.22	否
LC2	49.60	否
LC3	50.48	否
LC4	50.41	否
LC5	49.01	否
LC6	48.94	否
LC7	49.16	否
LC8	49.09	否

2.3.3 极限承载力计算结果

为确定结构从稳定的平衡状态变为不稳定的平衡状态时的屈曲载荷和屈曲模态形状,对结构进行稳定性分析^[15],利用弧长法跟踪结构的平衡路径,计算方法如下:

$$\Delta\lambda = \frac{r_i - \Delta\mu_n^T \Delta\mu_i^{11}}{\beta^2 \lambda_i + \Delta\mu_n^T \Delta\mu_i^1}, \quad (2)$$

$$\mu_{i+1} = \mu_n + \Delta\mu_n + \Delta\mu_i, \quad (3)$$

$$\lambda_{i+1} = \lambda_n + \lambda_i + \Delta\lambda. \quad (4)$$

式中: $\Delta\mu_i^{11}$ 为传统 Newton - Raphson 迭代法的位移增量; β 为缩放系数; $\Delta\mu_i^1$ 为单位荷载系数对应的位移; $\Delta\lambda$ 为荷载系数 λ 的增量; λ_i 为第 i 次迭代荷载系数。

根据现行《空间网格结构技术规程》(JGJ7—2010),对结构进行稳定承载力分析时,考虑活载半跨分布时的不利影响,选取半跨活荷载进行工况组合。根据《建筑结构荷载规范》(GB50009—2012)以及表 8 荷载工况组合情况,不考虑结构重要性系数、荷载分项系数的影响,仅考虑可变荷载组合值系数,选用荷载标准值进行验算。

表 8 稳定验算荷载工况

Table 8 Stability checking of loading combination

工况组合	恒载 DL	活载 LL	半跨活载 HLL	风载 WL
BLC1	1.0	1.0	—	—
BLC2	1.0	—	1.0	—
BLC3	1.0	—	—	1.0

对结构进行稳定性分析时,以相同比例放大恒载、活载以及风载.针对各个组合工况进行计算分析,绘制结构荷载系数与控制方

向最大节点位移的曲线^[16].考虑材料弹塑性和几何非线性的双非线性全过程分析结果如图11所示.

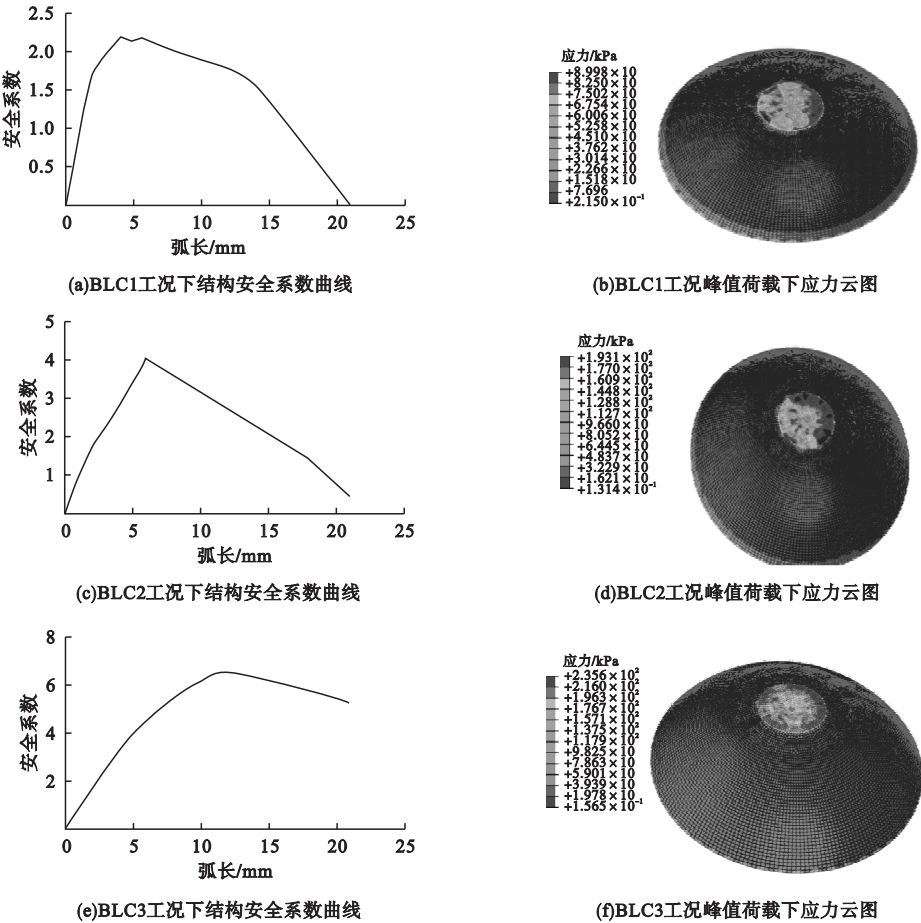


图 11 不同工况下结构极限承载力分析结果

Fig. 11 Analysis results of structural ultimate bearing capacity under different working conditions

从双非线性全过程分析结果可以得到, BLC1 组合工况下荷载安全系数为 2.182 2, 此时对应的最大竖向位移为 27.7 mm; BLC2 组合工况下荷载安全系数为 4.018 2, 此时对应的最大竖向位移为 34.4 mm; BLC3 组合工况下荷载安全系数为 6.522 4, 此时对应的最大竖向位移为 53.7 mm. 可见, 结构在全部组合工况下的安全系数 K 均满足《空间网格结构技术规程》(JGJ7—2010) 中的要求值 2.0, 充分体现了结构良好的稳定性能.

3 结 论

(1) 通过 ABAQUS 对穹顶结构在自重

作用下的应力与变形进行计算, 将计算结果与工程实测结果进行对比, 发现二者能够较好吻合, 说明了有限元计算的可靠性.

(2) 通过有限元计算, 可以发现结构在恒载、活载以及风荷载作用下的受力性能良好, 正常使用极限状态下的变形验算和承载力极限状态下的强度验算均满足规范中的限值要求, 具有足够的安全储备.

(3) 为确定结构从稳定的平衡状态变为不稳定的平衡状态时的屈曲载荷和屈曲模态形状, 对结构进行稳定性分析, 选取了三种工况进行研究, 研究发现结构在全部组合工况下的安全系数均满足规范要求, 充分体现了

结构良好的稳定性能.

参考文献

- [1] 董石麟. 中国空间结构的发展与展望[J]. 建筑结构学报, 2010(6): 38–51.
(DONG Shilin. The development and prospect of China's spatial structure [J]. Journal of building structure, 2010(6): 38–51.)
- [2] ZHANG Zhihong, DONG Shilin, FU Xueyi. Structure design of lotus a rena: a large-span suspen-dome roof [J]. International journal of space structures, 2009, 24(3): 129–142.
- [3] 任德斌, 赵文婷. 大跨钢拱薄壳穹顶结构地震响应分析[J]. 工程力学, 2014, 31(增刊1): 166–170.
(REN Debin, ZHAO Wenting. Seismic response analysis of large-span steel arch thin-shell dome structure [J]. Engineering mechanics, 2014, 31(S1): 166–170.)
- [4] 任德斌, 李楠, 杨丽丽, 等. 钢拱壳穹顶结构在集中荷载作用下随厚度变化应力趋势预测[J]. 沈阳建筑大学学报(自然科学版), 2010, 26(2): 286–291.
(REN Debin, LI Nan, YANG Lili, et al. Prediction of stress trend of steel arch dome structure with thickness under concentrated load [J]. Journal of Shenyang jianzhu university (natural science), 2010, 26(2): 286–291.)
- [5] 赵文婷. 大跨钢拱薄壳穹顶结构地震响应分析[D]. 沈阳: 沈阳建筑大学, 2013.
(ZHAO Wenting. Analysis on seismic response of long-span arch shell dome structure [D]. Shenyang: Shenyang Jianzhu University, 2013.)
- [6] 丁涛, 文明, 徐坚, 等. 基于 Maple 的网壳结构 Ansys 快速建模方法[J]. 南昌大学学报(工科版), 2011(2): 165–168.
(DING Tao, WEN Ming, XU Jian, et al. Ansys rapid modeling method based on Maple [J]. Journal of Nanchang university (engineering edition), 2011(2): 165–168.)
- [7] 段有恒. 索膜结构张拉及加载全过程仿真分析研究[D]. 北京: 北京交通大学, 2012.
(DUAN Youheng. Cable-membrane structure stretching and loading whole course simulating computation [D]. Beijing: Beijing Jiaotong University, 2012.)
- [8] 李兵, 张齐, 孟爽. 圆钢管再生混凝土柱短柱轴压承载力有限元分析[J]. 沈阳建筑大学学报(自然科学版), 2014, 30(6): 1037–1043.
(LI Bing, ZHANG Qi, MENG Shuang. Finite element analysis of recycled concrete filled circular steel tubular stub columns under compressive loading [J]. Journal of Shenyang jianzhu university (natural science), 2014, 30(6): 1037–1043.)
- [9] 李兵, 孟爽, 嵇凤颖. 不同取代率方钢管再生混凝土柱抗震性能的研究[J]. 广西大学学报(自然科学版), 2017, 42(1): 78–85.
(LI Bing, MENG Shuang, JI Fengying. Finite element analysis of seismic performance of recycled concrete filled square steel tubular columns [J]. Journal of Guangxi university (natural science), 2017, 42(1): 78–85.)
- [10] 韩林海. 钢管混凝土结构理论与实践[M]. 3版. 北京: 科学出版社, 2016.
(HAN Linhai. Concrete filled Steel tubular structures theory and practice [M]. 3rd ed. Beijing: Science Press, 2016.)
- [11] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑结构荷载规范: GB50009—2012 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012.
(Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Load code for the design of building structure: GB50009—2012 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2012.)
- [12] 丁义平. 空间网壳结构风荷载体型系数的数值研究[D]. 上海: 上海交通大学, 2009.
(DING Yiping. Numerical research of wind load shape coefficient about space reticulated shell [D]. Shanghai: Shanghai Jiaotong University, 2009.)
- [13] 刘锡良. 现代空间结构[M]. 天津: 天津大学出版社, 2003.
(LIU Xiliang. Modern spatial structure [M]. Tianjin: Tianjin University Press, 2003.)
- [14] ZHANG Ailin, SUN Chao, JIANG Ziqin. Experimental study on the construction shape-forming process and static behaviour of a double strut cable dome [J]. Journal of Zhejiang university-science A, 2018, 19(3): 225–239.
- [15] 王晨广. 椭球形弦支穹顶结构的静力性能、稳定性及动力特性分析与研究[D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2011.
(WANG Chenguang. Analysis and research on static, dynamic and stability performance of elliptic suspendome structure [D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture and Technology, 2011.)
- [16] 韩庆华, 刘锡良, 陈志华. 周边双层中部单层球面网壳结构的特征值屈曲分析及其极限承载力[J]. 建筑结构学报, 2002, 23(3): 69–74.
(HAN Qinghua, LIU Xiliang, CHEN Zhihua. Eigen-buckling analysis and ultimate bearing capacity of the central-single-layer and peripheral-double-layer reticulated dome [J]. Journal of building structure, 2002, 23(3): 69–74.)
(责任编辑: 杨永生 英文审校: 刘永军)