

Finite Element Analysis and Optimization Design of Light Modular Temporary Stand Structure

Wenfu Zheng Yalin Ren Zhigao Xiong Wei Shen Bin Hong

Zhejiang Dafeng Sports Equipment Co., Ltd., Yuyao, Zhejiang, 315400, China

Abstract

This paper conducts a finite element analysis and optimization design of the structure for a light modular temporary grandstand. Multiple load cases are analyzed to evaluate the grandstand's performance. Firstly, the geometric structure of the light modular temporary grandstand is introduced, and simulation calculations are performed based on relevant design codes and standards. Subsequently, using simulation software such as HyperWorks and Abaqus, along with high-performance hardware equipment, the responses of stress and displacement under load cases including seating and walkway loads, wind loads, seismic loads, and their combinations are analyzed, comprehensively assessing the performance of the grandstand structure. Finally, based on the analysis results, optimization design suggestions are proposed to further enhance the safety and economy of the grandstand structure. This paper provides theoretical basis and technical support for subsequent research on the design and optimization of temporary grandstands.

Keywords

light modular temporary grandstand; finite element analysis; structural optimization; load conditions; simulation calculation

轻型模块化临时看台结构有限元分析与优化设计

郑文富 任亚琳 熊之高 沈为 洪彬

浙江大丰体育设备有限公司, 中国 · 浙江 余姚 315400

摘要

本论文针对轻型模块化临时看台的结构进行有限元分析与优化设计, 采用多种荷载工况对看台结构进行分析。首先, 介绍了轻型模块化临时看台的几何结构, 并依据相关设计规范与标准进行仿真计算。其次, 通过使用Hyperworks、Abaqus等仿真软件, 并结合高性能硬件设备, 对坐席和通道荷载、风荷载、地震及其组合工况的应力、位移等响应进行分析, 全面评估看台结构的性能。最后, 结合分析结果提出了优化设计建议, 进一步提高了看台结构的安全性和经济性。本论文为后续研究临时看台的设计与优化提供了理论依据和技术支持。

关键词

轻型模块化临时看台; 有限元分析; 结构优化; 荷载工况; 仿真计算

1 引言

轻型模块化临时看台在大型公共活动中广泛应用, 尤其是在体育赛事、文艺演出等场合。由于其需要具备较高的安全性、稳定性及经济性, 传统的设计和施工方式往往面临着材料成本高、施工周期长等问题。有限元分析技术作为一种先进的结构分析工具, 能够模拟不同工况下结构的响应, 为设计优化提供重要依据。本文通过对轻型模块化临时看台进行有限元仿真分析, 探索其在多种荷载作用下的结构性能, 重点分析了坐席荷载、风荷载、地震荷载等工况对结构安全性的影响。通过仿真计算, 进一步优化了设计方案, 以提高看台结构的整体强度、稳定性和经济性。

【作者简介】郑文富 (1978-), 男, 中国浙江宁波人, 工程师, 从事轻型钢结构研究。

2 模型介绍

2.1 几何结构概述

轻型模块化临时看台的几何结构设计主要考虑易组装、拆卸以及承载性能。结构包括主桁架、次桁架、支撑杆组等基本组件, 如图 2.1 所示。主桁架设计为阶梯形结构, 通过竖向插装杆与其他桁架连接; 次桁架则通过挂耳结构安装在主桁架之间; 支撑杆组由多个竖向立柱组成, 间隔设置以提供稳定支撑^[1]。每个竖向立柱通过套筒和插接柱与主桁架连接, 保证了结构简便的装配与拆卸。整体结构布局紧凑, 避免了过度复杂的连接件, 提升了组装效率。所有连接点均通过无螺栓结构固定, 提供了额外的稳定性。通过优化结构的几何布局, 确保了看台在承受多种荷载下的稳定性与安全性。

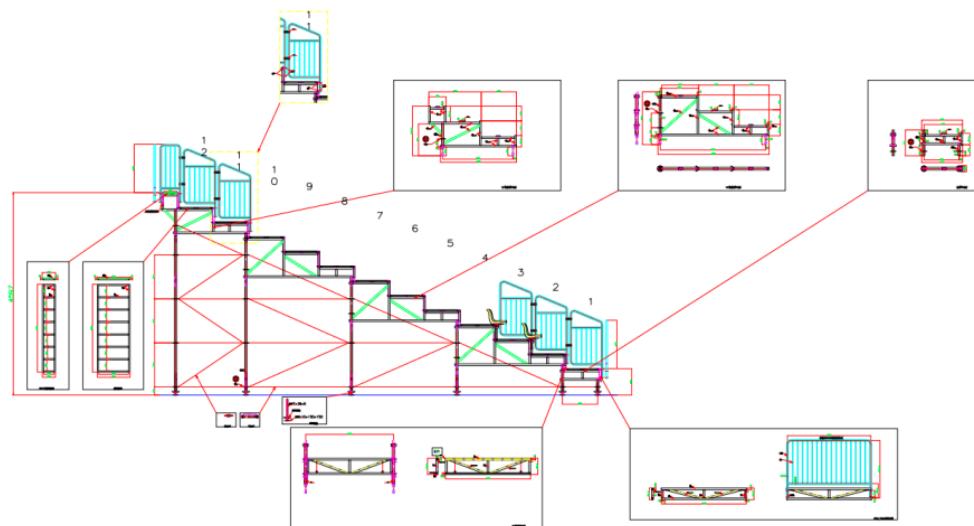


图 2.1 轻型模块化临时看台结构布局

2.2 模型介绍

看台结构件的基础信息及材料特性如下表 2.1, 表 2.2 所示。

表 2.1 构件的基础信息

名称	截面尺寸 /mm	型号
立柱	$\Phi 48.3 \times 2.75$	Q345B
横杆	$\Phi 42 \times 2.75$	Q235B
纵大梁	$\Phi 48.3 \times 2.75$ / 方管 $60 \times 40 \times 2$ 方管 $40 \times 40 \times 2$	Q345B Q235B
次桁架	方管 $40 \times 40 \times 2$ / 等边角钢 40×4	Q235B
台面板	花纹钢板 $t=2\text{mm}$ / 方管 $30 \times 30 \times 1.5$ / 方管 $25 \times 25 \times 1.5$	Q235B
栏杆	方管 $40 \times 40 \times 2$ / $\Phi 19 \times 1.5$	Q235B

表 2.2 材料特性

型号	屈服强度 / MPa	剪切模量 G/ MPa	泊松比 ν	弹性模量 E/ MPa
Q345B	300	7.9×10^4	0.3	2.06×10^5
Q235B	205	7.9×10^4	0.3	2.06×10^5

2.3 有限元模型建立

2.3.1 有限元模型的基本设置

焊接区域可以采用共节点形式和 Tie 形式的连接, 钢板平面支撑与地面之间为摩擦接触, 地面设定为刚体, 摩擦系数取 0.15。

2.3.2 网格划分

由于看台结构为薄壁结构, 因此有限元分析时除万向节连接件外, 其余网格均采用四边形网格, 如下图 2.2 所示。总体结构网格数量达到 1374556 个, 网格单元类型为 S4R, 如下表 2.3 所示。

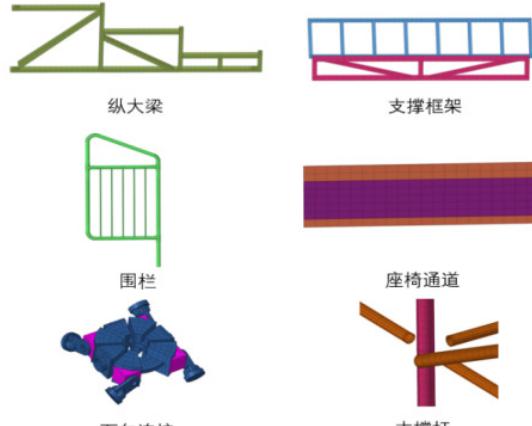


图 2.2 临时看台网格局部示意图

表 2.3 临时看台网格数量

序号	名称	单元数量
①	支撑立柱	429,694
②	万向连接	471,208
③	次横梁	129,984
④	竖挡板	68,304
⑤	纵大梁	52,528
⑥	围栏	210,838
⑦	座椅通道	12,000
Total		1,374,556

2.3.3 荷载的取值

[1] 恒载与活载

根据规范规定, 考虑看台座椅横梁、看台台面板以及座椅的总重量, 在架体计算时恒荷载取 $1.0\text{KN}/\text{m}^2$; 本临时看台支撑架位有固定座椅, 因此活载按照规范在座椅区取 $4\text{KN}/\text{m}^2$, 通道区取 $7.5\text{KN}/\text{m}^2$ 。

[2] 风荷载

风荷载按照规范要求按下列公式求得： $wk = \beta z \mu s \mu z w_0$ ，式中，

wk —风荷载标准值 (kN/m^2)；

βz —高度处的风振系数，本临时看台支撑架最高为 12.5m，查表得为 1.0；

μs —一体形系数，体型系数按照四面开敞式双坡屋面取值 -1.3；

μz —风压高度变化系数，风压高度变化系数按照高度 5m 地面粗糙度 A 类取值 1.09；

w_0 —为基本风压，按照国内沿海较大值取为 $0.5 \text{kN}/\text{m}^2$ 。

由上式可得该结构风荷载为：

$$wk = \beta z \mu s \mu z w_0 = 1 \times 1.3 \times 1.09 \times 0.5 = 0.7085 \text{kN}/\text{m}^2$$

[3] 地震荷载

本项目中地震等级烈度为 7 级，取华东地区 7 级地震反应谱曲线（图 2.3）。

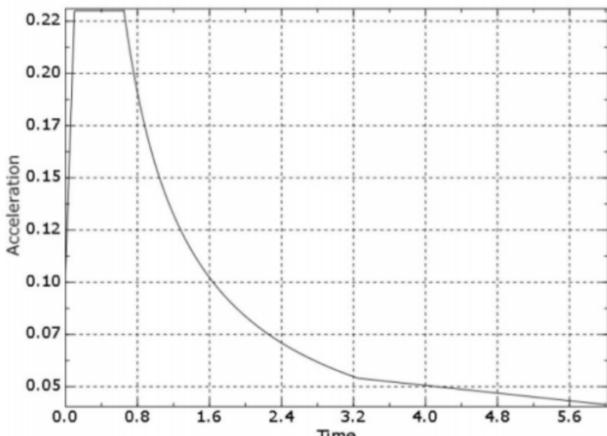


图 2.3 7 级地震反应谱曲线

2.4 工况组合

工况组合可分为：①坐席和通道荷载；②风荷载；③座椅通道荷载与风荷载；④座椅通道荷载和地震载荷。

3 有限元非线性屈曲分析

在屈曲分析中（图 3.1 所示），通过荷载位移曲线显示，结构所用的材料和型材具有足够的安全系数；并且从非线性屈曲分析得出第一阶屈曲因子为 10.625 倍，证明结构具有足够的稳定性。

该屈曲分析通过取结构的最后一跨进行荷载位移曲线分析，清晰地展示了结构在受压至失稳破坏全过程中的非线性力学响应。曲线初期荷载与位移的关系呈线性快速增长，表明结构处于线弹性稳定状态，刚度较高。随后，曲线斜率逐渐减小，进入非线性过渡阶段，刚度开始退化，表明材料已进入弹塑性状态或几何非线性效应显现。当达到 1275000 N 荷载时（纵坐标峰值附近），曲线显示极限承载力，是框架设计要求荷载值的 10.625 倍，但并未出现脆性断裂。相反，结构进入了稳定的后屈曲平衡路径，保留了一定的承载能力，展现出良好的延性性能。这一过程表明结构不仅能够承受大荷载并安全屈曲，还能有效避免因过载导致的失稳或灾难性破坏。

架设计要求荷载值的 10.625 倍，但并未出现脆性断裂。相反，结构进入了稳定的后屈曲平衡路径，保留了一定的承载能力，展现出良好的延性性能。这一过程表明结构不仅能够承受大荷载并安全屈曲，还能有效避免因过载导致的失稳或灾难性破坏。

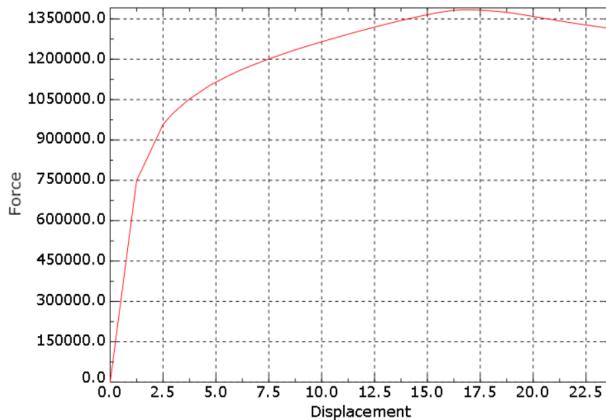


图 3.1 屈曲分析

4 模态分析

图 4.1 为活动看台一阶模态的阵型图，结构的一阶模态的频率为 7.78Hz ，从位移云图中可以看出栏杆的位移偏大，杆件支撑和框架结构的位移较小；图 4.2 为模态分析前 10 阶频率，频率 7.78Hz 以上。

人行走的频率一般在 1.5 Hz 到 2.5 Hz 之间，未与结构自振频率重合，结构不会与人行频率发生显著共振；地震的破坏性频率主要集中在 0.5 Hz 到 5 Hz 之间，结构的自振频率未落在此区间，避免承受远超静力计算的地震力。综上此看台结构可兼顾防人致振动和抗震的要求。

5 轻型模块化临时看台仿真计算结果分析

5.1 工况 1：坐席和通道荷载下的应力与位移分析

在工况 1 下，活动看台受到的坐席和通道区域荷载分别为 $4 \text{kN}/\text{m}^2$ 和 $7.5 \text{kN}/\text{m}^2$ 。分析表明，坐席区域的最大应力集中在座椅与通道交接处，最大应力值为 128.3 MPa （如图 5.1），位于纵向大梁与竖向支撑连接点，这一应力值远低于 Q235B 钢材的屈服强度（ 235 MPa ），表明在常规荷载下看台结构具有足够的承载能力。此外，通道区域的最大应力为 113.6 MPa （如图 5.2），应力分布较为均匀，主要集中在支撑立柱连接部分，该部位承受了主要的弯曲和剪切应力，但仍在安全范围内。位移方面，最大位移为 7.69 mm （如图 5.3），主要发生在通道区域，尤其是座椅区，这表明该区域的受力较大，由于最大位移远低于材料的允许变形范围，表明在给定荷载下看台结构的稳定性良好，整体变形在安全可接受的范围内。

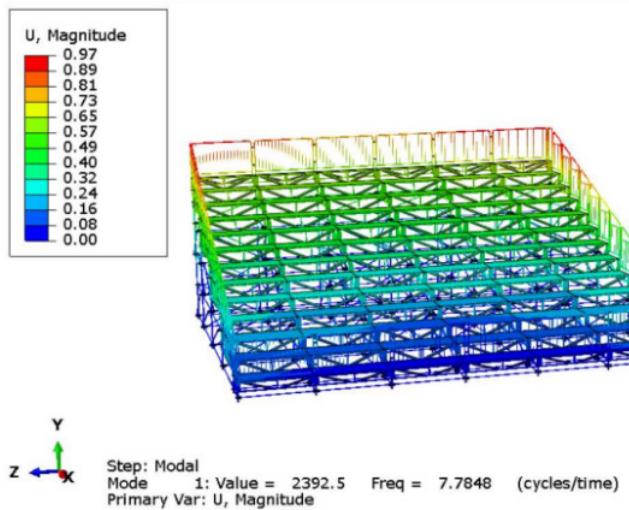


图 4.1 活动看台一阶模态的频率

序号	名称	频率(Hz)
①	第 1 阶模态	7.78
②	第 2 阶模态	8.72
③	第 3 阶模态	10.23
④	第 4 阶模态	11.04
⑤	第 5 阶模态	11.66
⑥	第 6 阶模态	12.22
⑦	第 7 阶模态	12.56
⑧	第 8 阶模态	12.63
⑨	第 9 阶模态	14.09
⑩	第 10 阶模态	14.14

图 4.2 模态前 10 阶频率

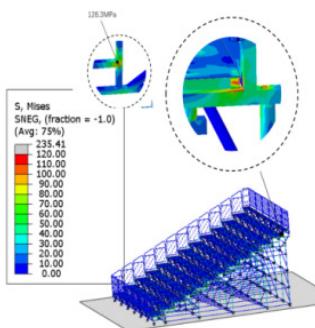


图 5.1 活动看台在工况 1 时的应力云图

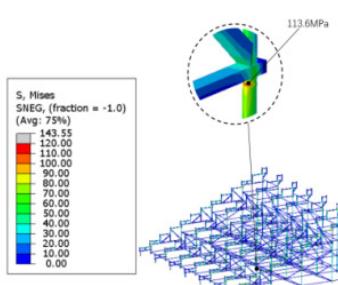


图 5.2 圆柱支撑结构的米泽斯应力

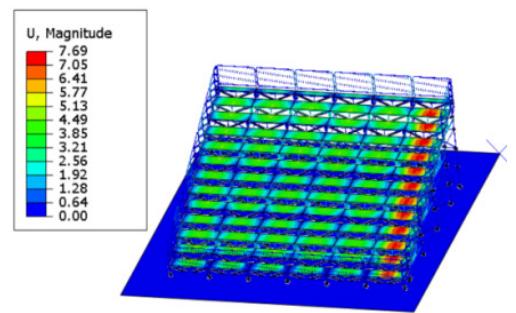


图 5.3 活动看台在仅受垂直载荷加载时的位移云图

5.2 工况 2：风荷载下的应力与位移分析

在工况 2 下，风荷载被施加于活动看台的不同区域，其中风荷载的大小为 0.3 kN/m^2 。仿真结果显示，正向迎风时，活动看台的最大应力出现在纵向大梁侧面，最大米泽斯应力为 23.2 MPa （如图 5.4），这一应力值远低于 Q235B 钢的屈服强度，表明结构未出现明显的塑性变形。在侧向迎风时，最大应力值为 23.3 MPa （如图 5.5），与正向迎风时的值相近，同样未超过材料的屈服强度。在风荷载作用下，整体结构的应力保持在安全范围内，未发生超过材料强度的风险。位移方面，最大位移为 0.88 mm （如图 5.6），主要集中在支撑拉杆上，由于风荷载对整体结构的影响相对较小，且位移非常小，说明结构的抗风能力较强。风荷载的影响并未对活动看台的整体稳定性产生显著影响，仿真结果表明看台结构在此工况下的设计是安全的，符合相关标准^[4]。

5.3 工况 3：座椅通道荷载与风荷载的组合况分析

工况 3 为座椅通道荷载与风荷载的组合工况。在此工况下，活动看台同时承受坐席区的 4 kN/m^2 荷载、通道区的 7.5 kN/m^2 荷载以及风荷载 0.3 kN/m^2 。仿真分析显示，在该组合工况下，活动看台的最大应力为 131.6 MPa （如图 5.7），

发生在纵向大梁的交接部位，该位置的应力受到座椅荷载与风荷载的共同作用，未超过材料屈服强度。竖向支撑杆的最大应力为 114.2 MPa （如图 5.8），仍在材料强度范围内，说明支撑结构能够有效承受组合荷载。栏杆部分的最大应力为 80.7 MPa （如图 5.9），表明栏杆结构也能承受组合荷载的影响。位移方面，最大位移为 7.69 mm （如图 5.10），主要分布在通道区域，显示出该区域的受力较大，但位移值远低于结构的允许变形范围，表明结构能够有效抵抗组合工况下的荷载作用。综合分析表明，在此组合荷载作用下，活动看台结构仍保持稳定，未出现超载或不安全现象，满足设计要求。

5.4 工况 4：座椅通道荷载和地震载荷

活动看台在 1.4 倍座椅通道荷载及华东地区 7 级地震反应谱作用下（如图 5.11），结构最大的应力分布在纵向支撑大梁结构上。纵向大梁结构最大的米泽斯应力为 235.4 MPa （如图 5.12），竖向支撑的杆件结构的最大的米泽斯应力为 235.8 MPa （如图 5.13），由于纵向大梁及竖向支撑采用 Q345 材料，这一应力值远低于 Q345 钢材的屈服强度，所以结构强度符合要求。

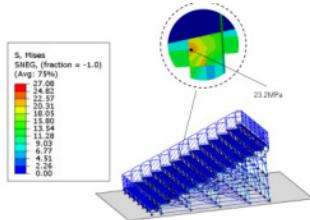


图 5.4 活动看台正向迎风加载时的米泽斯应力云图

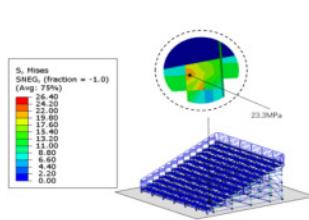


图 5.5 活动看台侧向迎风加载时的米泽斯应力云图

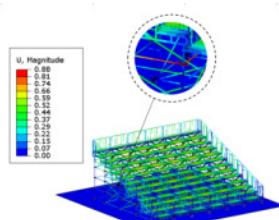


图 5.6 活动看台正向迎风加载时的位移云图

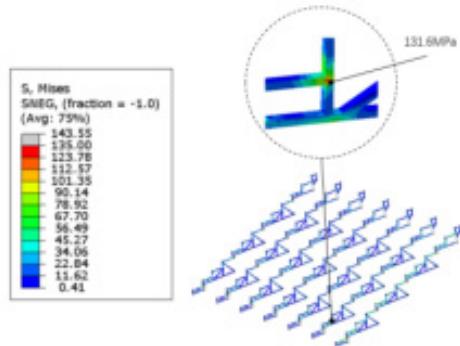


图 5.7 框架梁结构的米泽斯应力云图

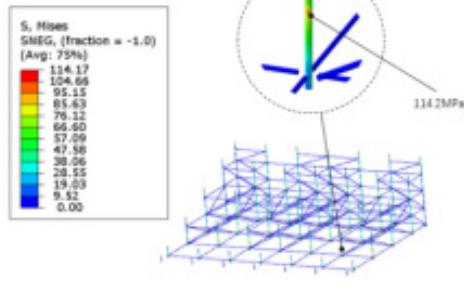


图 5.8 圆柱支撑框架结构的米泽斯应力云图

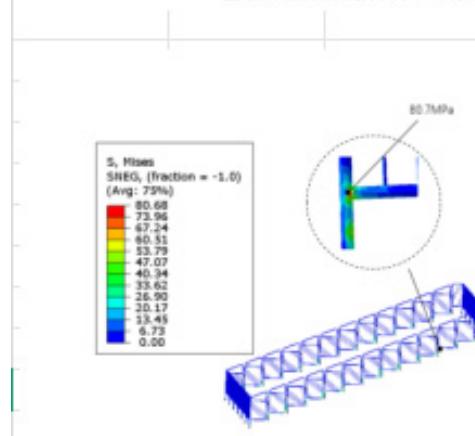


图 5.9 栏杆结构的米泽斯应力云图

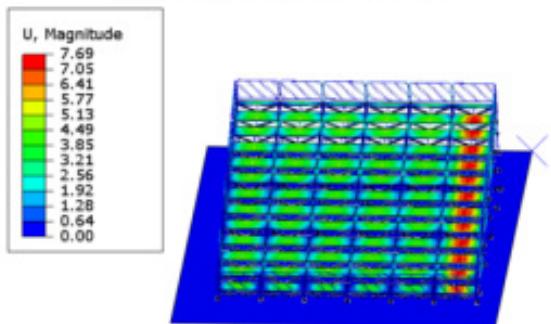


图 5.10 看台迎风受力时的组合工况的位移云图

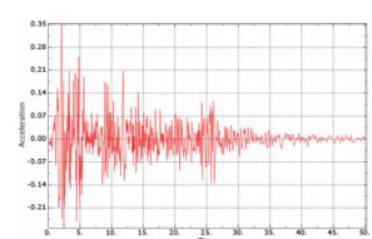


图 5.11 7 级地震作用时的加速度-时间载荷曲线

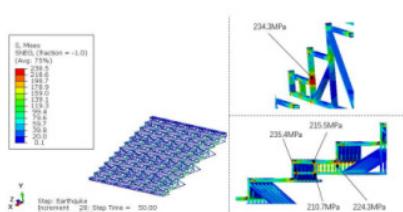


图 5.12 框架梁结构的米泽斯应力云图

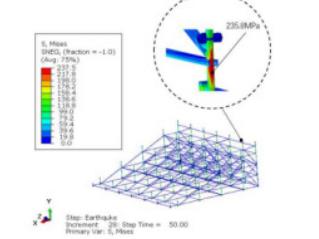


图 5.13 圆柱支撑框架结构的米泽斯应力云图

6 结论

通过有限元分析, 本文对轻型模块化临时看台在多种荷载工况下的结构响应进行了深入研究。分析结果表明, 在座椅和通道荷载、风荷载、和荷载组合工况等不同情况下, 结构的应力和位移均在安全范围内, 未超过材料的屈服强度, 保证了看台的稳定性和安全性; 同时最大应力分别出现

在纵向大梁和支撑杆连接部位, 最大位移集中在通道区域。所有工况下, 轻型模块化临时看台的设计满足强度和稳定性要求, 能够承受常规使用条件下的荷载, 符合相关设计规范的安全标准。整体而言, 本研究为轻型模块化临时看台的设计优化提供了科学依据, 确保了其在实际应用中的可靠性和安全性。

参考文献

- [1] 范重,樊泽源,柴会娟,李劲龙,潘宁,罗兴隆,王田友,张成义.厦门白鹭体育场可转换看台结构设计研究[J].建筑结构学报,2024,45(S2):22-34.
- [2] 罗苗.某大学运动场看台钢索膜结构安全性检测鉴定[J].城市建设理论研究(电子版),2024,(19):164-166.
- [3] 陈文博,郭惠勇.基于云模型和离散卡尔曼滤波的临时看台结构动荷载识别[J].振动与冲击,2023,42(18):233-240.
- [4] 吴海英,郭昭胜,雷宏刚.山西某大剧院看台屋面网架超高施工模架设计与分析[J].施工技术,2014,43(23):24-28.
- [5] 《建筑结构荷载规范》(GB50009-2012)
- [6] 《钢结构设计标准》(GB50017—2017)
- [7] 《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范》(JGJ 130-2011)
- [8] 《建筑结构可靠度设计统一标准》(GB50068-2018)
- [9] 《冷弯薄壁型钢结构技术规范》(GB50018-2002)
- [10] 《临时性建筑应用技术规程》(JGJ/T 280-2022)
- [11] 《建筑抗震设计规范》(GB 50011-2010)
- [12] 《钢结构工程施工质量验收标准》(GB 50205-2020)
- [13] 《体育场馆临时看台安全技术指南》(WH/T 92-2021)