基于 MIDAS 梁柱式桥梁防护棚架的变形稳定性

——以石龙司马河特大桥为例

郭 嘉[1]，李 辉[2]，牛 瑞[1]，牟 飞[1]，刘衍文[1]，曾建国[1]

（1. 中建铁路投资建设集团有限公司，北京 102601；2. 山东大学土建与水利学院，济南 250100）

摘要：基于 MIDAS Civil 软件建立梁柱式桥梁防护棚架模型，对梁柱式防护棚架在自重、温度荷载、外加活载及外加恒载四种不同荷载作用下的工作状态进行模拟，分析其强度、变形及稳定性情况，验证梁柱式支架方案应用在防护棚架的实用性。结果表明，梁柱式防护棚架能够及时为桥梁提供稳定防护作用，计算得到钢管立柱、横梁、分配梁等构件的强度均满足要求；支架的整体稳定性以及钢管柱的局部稳定性均能满足要求。根据研究结果提出相应的优化措施和建议，为桥梁防护棚架的设计、施工和维护提供理论支持和实践指导。

关键词：MIDAS 数值模拟；稳定性；防护棚架；荷载分析

中图分类号：U447 **文献标志码**：A **文章编号**：1671－1807(2024)16－0258－07

随着现代交通网络的快速发展，桥梁作为重要的交通枢纽，其安全性和稳定性受到了广泛关注[1]。在桥梁的建设与运营过程中，防护棚架作为一种常见的结构形式，不仅能够有效保护桥梁主体结构免受外部环境的侵蚀，还能在突发事件中起到重要的支撑和防护作用[2]。然而，防护棚架在长期的使用过程中，受到各种因素的影响，如荷载作用、材料老化、温度变化等，其变形稳定性问题逐渐凸显，成为影响桥梁整体安全性的重要因素[3]。

数值模拟是研究桥梁变形及稳定性的重要工具，MIDAS 作为一种先进的结构分析软件，具有强大的建模和分析能力，被广泛应用于建筑、桥梁及隧道等领域[4-6]。越来越多的学者和工程师开始利用 MIDAS 对桥梁结构进行深入研究，以期提高桥梁的安全性和稳定性。陈小辉[7]使用 MIDAS 对施工方案进行模拟，验算了主桥施工阶段、正常使用极限状态和桥塔及下部结构；王志远等[8]对比 MIDAS 等多种桥梁分析软件的计算差异，实现多软件协同下的桥梁结构有限元仿真；张永奎[9]基于 Midas Civil 对桥梁下部墩柱进行地震力作用下的受力分析。

桥梁梁柱式防护棚架作为桥梁结构的重要组成部分，其变形稳定性直接关系到桥梁的整体安全。如果防护棚架出现变形或失稳，可能会对整个桥梁结构产生严重影响，甚至导致桥梁坍塌，从而危及行车安全。因此，基于 MIDAS 软件对桥梁梁柱式防护棚架的变形稳定性进行深入研究。利用 MIDAS 软件建立防护棚架的精细化模型，并进行多种工况下的模拟分析。通过对比分析不同工况下防护棚架的应力、变形及稳定性情况，评估其稳定性能。最后，根据研究结果提出相应的优化措施和建议，为桥梁防护棚架的设计、施工和维护提供理论支持和实践指导。

本文不仅有助于深化对桥梁梁柱式防护棚架变形稳定性的认识，还能够为桥梁工程安全性和稳定性研究提供有益的参考和借鉴。同时，通过利用 MIDAS 软件进行结构分析，也能够推动桥梁工程领域的技术创新和进步。

1 工程概况

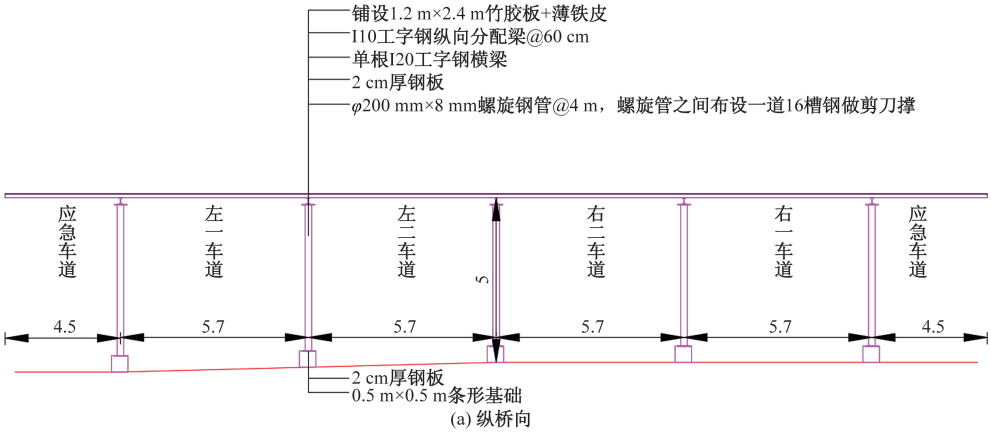
石龙司马河特大桥位于湖北省荆门市境内，桥址区位于垄岗地，地势平缓开阔，交通较为便利。

收稿日期：2024-04-04

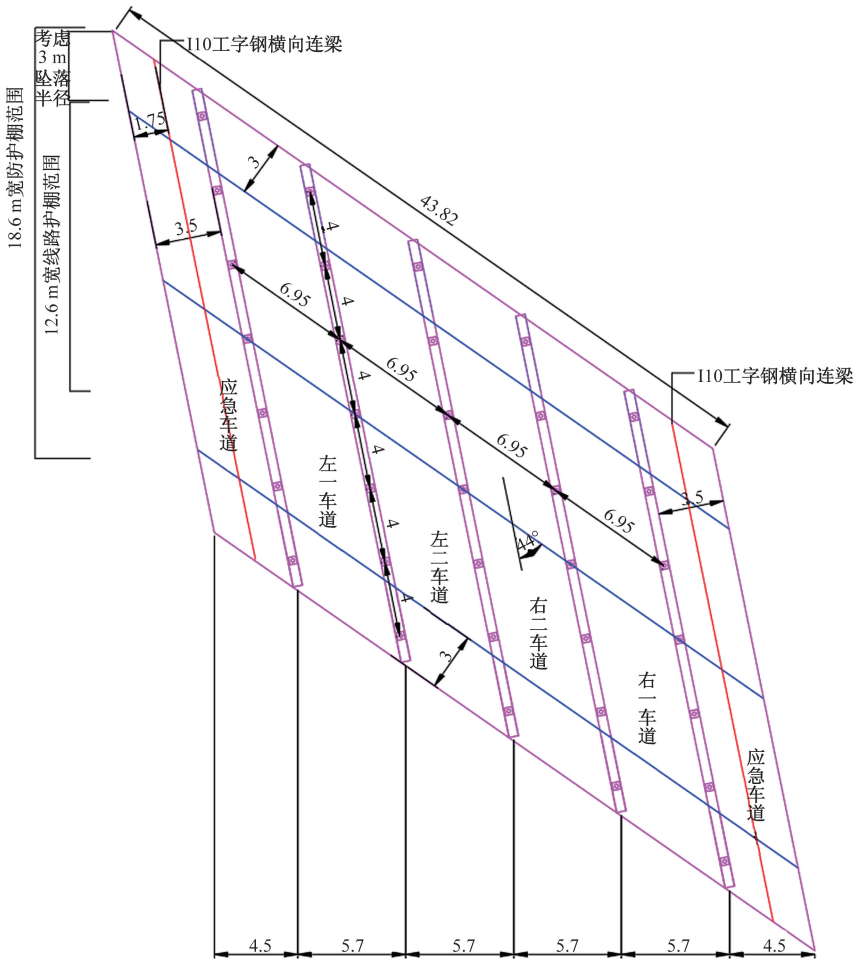
基金项目：泰山产业领军人才工程(tscy20230660)

作者简介：郭嘉(1988—)，男，山东济南人，高级工程师，研究方向为铁路土建施工；通信作者李辉(1982—)，男，山东济南人，硕士，副研究员，研究方向为地下灾害源精细化定位定量探查及定向绿色处治；牛瑞(1992—)，男，甘肃定西人，工程师，研究方向为铁路土建施工；牟飞(1994—)，男，甘肃白银人，工程师，研究方向为铁路土建施工；刘衍文(1972—)，男，广东潮州人，教授级高工，研究方向为铁路土建施工；曾建国(1980—)，男，湖南益阳人，高级工程师，研究方向为铁路土建施工。

大桥起讫里程为 DK130＋310.50～DK133＋181.80,中心里程为 DK131＋745.85,全桥长 2 871.30 m。其中一座(40＋72＋40) m 预应力混凝土连续梁桥下部基础均采用钻孔桩基础,上部结构为单箱单室直腹板变高度变截面箱梁,中支点截面箱梁中心线梁高为 6.232 m,跨中及边跨直线段箱梁中心线梁高为 3.632 m;梁部混凝土为 C50;采用纵向和横向双向预应力体系。采用挂篮悬臂浇筑法施工,全桥分两个 T 构对称悬浇,每个 T 构包括 0～9 共 10 个梁段,两个边跨各有 4.75 m 的现浇段,边跨合龙段为 1 m,中跨合拢段为 2 m,全桥梁段划分如图 1 所示。为减少挂篮施工对省道运营的干扰,需搭设防护棚架。防护棚架的强度和稳定性直接关系到棚架下 S247 农谷大道上车辆的正常运行安全,因此需要对防护棚架进行强度和稳定性的验算。



(a) 纵桥向



(b) 平面

单位：m

图 1　防护棚架设计

2　梁柱式防护棚架

该防护棚架采用梁柱式支架方案，其中钢管立柱高度为 4.3 m。防护棚架设计图如图 1 所示。

防护棚架方案采用下部钢管立柱和上部工字钢组合而成，材质均为 Q235 钢材，防护棚架施工时，首先在沥青路面上浇筑尺寸为 0.5 m×0.5 m×0.5 m 的基础，在基础顶面相应位置预埋钢管立柱相关预埋件，钢管立柱均采用 ϕ200 mm×8 mm 的螺旋焊管，钢管底部与预埋的定位钢板焊接牢固。

防护棚架的钢管立柱之间设置 160 mm×65 mm等边槽钢剪刀撑，采用焊接安装防护棚架剪刀撑，宽距根据立柱间距确定。

钢管立柱上铺设厚的 2 cm 钢板，钢板上放置横梁，防护棚架主横梁采用 I20 工字钢，横梁间距即钢管立柱间距，分别为 3.5 m 和 5.7 m。横梁之上设置分配梁，分配梁采用 I10 工字钢，间距为 0.6 m，分配梁悬臂端中部采用 I10 的连梁将分配梁悬臂连成整体，以提高结构稳定性。

3　防护棚架模型建立

3.1　模型建立

采用有限元软件 MIDAS Civil 建立本防护棚架的计算模型，模型共划分为 1 115 个单元、935 个节点，钢管立柱、横梁和分配梁均采用梁单元模拟，有限元模型如图 2 所示。模型中的边界条件为：钢管立柱和横梁之间采用弹性连接中的一般连接，横梁中间墩与横梁的连接仅释放 z 方向的转动，而其他墩与横梁之间释放 y 方向的平动和 z 方向的转动；横梁和分配梁之间采用弹性连接中的一般连接，最中间分配梁与横梁之间的连接仅释放 y 方向的转动，其他分配梁与横梁之间仅约束 x、y 方向的平动和 z 方向的转动；钢管立柱底部进行固接处理。模型的边界条件通过在分配梁上施加线荷载来模拟外加恒载及外加活载，温度荷载通过在软件内定义初始和最终温度模拟。

3.2　荷载组合

荷载是防护棚架设计方案的决定性因素，防护棚架系统检算主要考虑以下荷载：

(1)防护棚架自重，按照实际尺寸建立模型，定义相应的材料特性，由软件自动计算。

(2)温度荷载，湖北荆门的 7 月平均温度为 28 ℃，按照升温 20 ℃和降温 15 ℃计算。

(3)外加活载，取 1.5 kN/m^2。

(4)外加恒载，将 1.2 m×2.4 m×0.015 m 竹胶板和 0.2 cm 的薄铁皮的重量转化为线荷载加载在分配梁上。

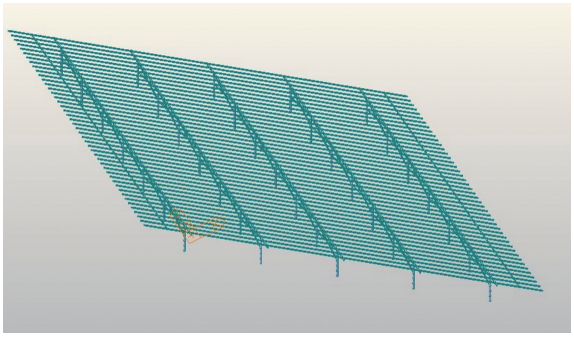


图 2　防护棚架有限元模型

竹胶板的密度为 900 kg/m^3，由此可以计算得竹胶板荷载为 $p_1 = 900 \times 9.8 \times 0.015 \times 0.6 \times 10^{-3} = 0.079$ kN/m。

薄铁皮的密度为 7 800 kg/m^3，由此可以计算得薄铁皮荷载为 $p_2 = 7\ 800 \times 9.8 \times 0.002 \times 0.6 \times 10^{-3} = 0.092$ kN/m。其中，0.6 m 为分配梁间距。

因此，外加恒载为 $p = p_1 + p_2 = 0.171$ kN/m。

在进行强度和稳定性验算时，分别采用以下荷载组合：

(1)荷载组合Ⅰ(强度计算)：Q_1 = 1.2×恒载＋1.4×活载。

(2)荷载组合Ⅱ(变形计算)：Q_2 = 1.0×恒载＋1.0×活载。

(3)荷载组合Ⅲ(稳定性计算)：Q_3 = 1.2×恒载＋0.9×1.4 活载。

4　结果分析

4.1　强度结果分析

考虑混凝土梁体的湿重，在基本组合作用(1.2×恒载＋1.4×活载)下，各主要构件的组合应力云图如图 3(a)～图 3(c)所示，剪应力云图如图 4(a)～图 4(c)所示。

由图 3(a)及图 4(a)可知，钢管立柱组合应力从顶部到底部逐渐增大，到底部达到最大值 15.70 MPa，剪应力最大值为 1.78 MPa。横梁组合应力分布不均匀，各个横梁组合应力分布不同，但结果显示组合应力是从中部到某一端增大的趋势，且每个节点处有应力集中现象，组合应力最大值为 129.86 MPa，剪应力从每个过渡区到节点处应力大小呈上升趋势，最大值为中间节点处 37.82 MPa。分配梁组合应力最大值为 178.51 MPa，剪应力最大值为 16.99 MPa。所有组合应力均小于容许值 215 MPa，剪应力均小于容许 125 MPa，满足强度验算要求。

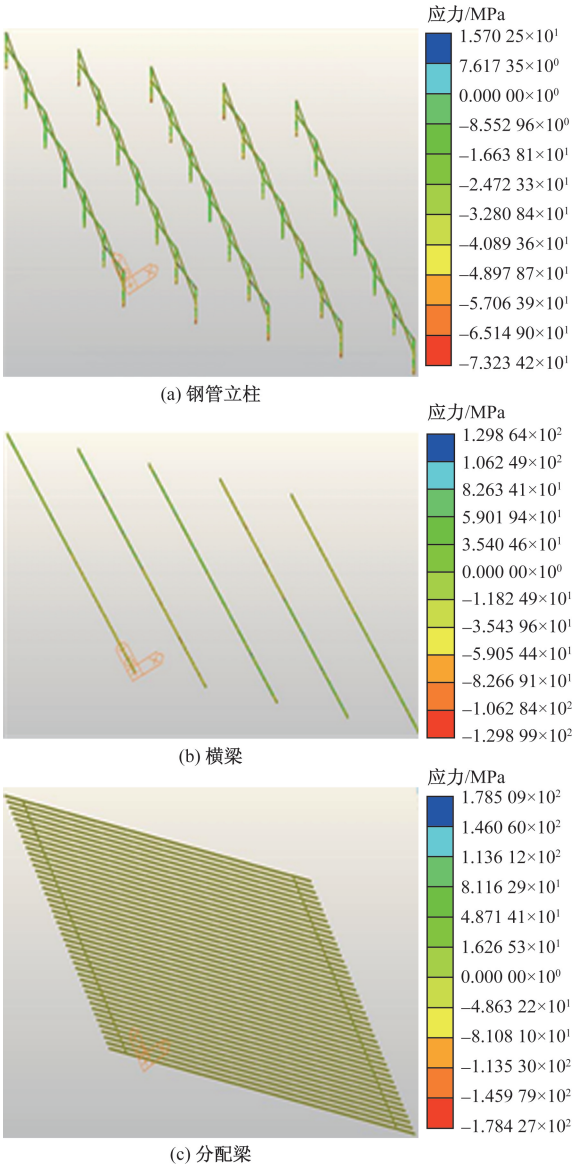


图 3　组合应力云图

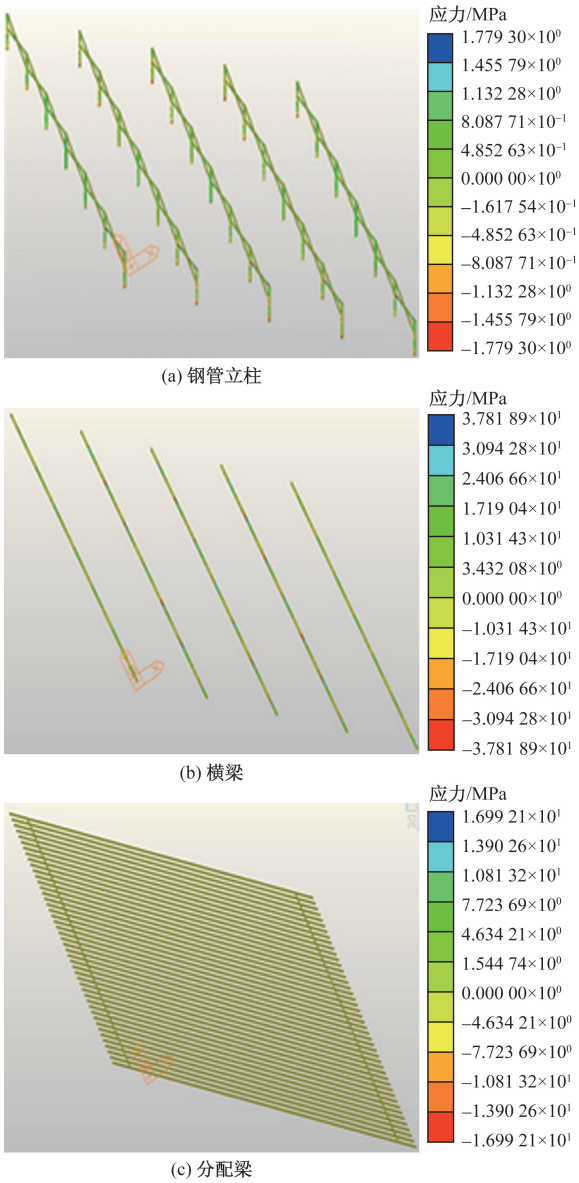


图 4　剪应力云图

4.2　变形结果分析

考虑混凝土梁体的湿重,在标准组合作用(1.0×恒载+1.0×活载)下,各主要构件的位移云图如图 5(a)~图 5(c)所示。表中钢管立柱的压缩值即为图中的最大竖向位移值,横梁和分配梁的挠度值均为图中最大位移值所在构件的最大位移减去相应最小位移值得到。

由图 5 计算可知,钢管立柱压缩值从底部到顶部逐渐增大,最大压缩值为立柱顶端 0.89 mm;横梁的最大位移为 4.05 mm,分配梁最大位移为 12.54 mm。

4.3　稳定性结果分析

4.3.1　钢管立柱稳定性检算

单肢立杆的稳定性按计算公式为

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} \leqslant f \tag{1}$$

式中:N 为不组合风荷载时立杆的轴力,N;φ 为轴心受压杆件稳定性系数,可按计算长细比 λ 查附录 F 取值;A 为立杆截面面积,mm^2;f 为立杆强度设计值,对于 Q235 钢,f=215 MPa。

钢管立柱反力如图 6 所示,最大反力为 93.5 kN。

对于 ϕ200 mm×8 mm 圆钢管截面,截面面积 A=4.825×103 mm^2,截面惯性矩 I=4.455×107 mm^4,可计算出其回转半径为 $i=\sqrt{\frac{I}{A}}$=96 mm。

为便于安全考虑,不考虑剪力撑对计算长度的

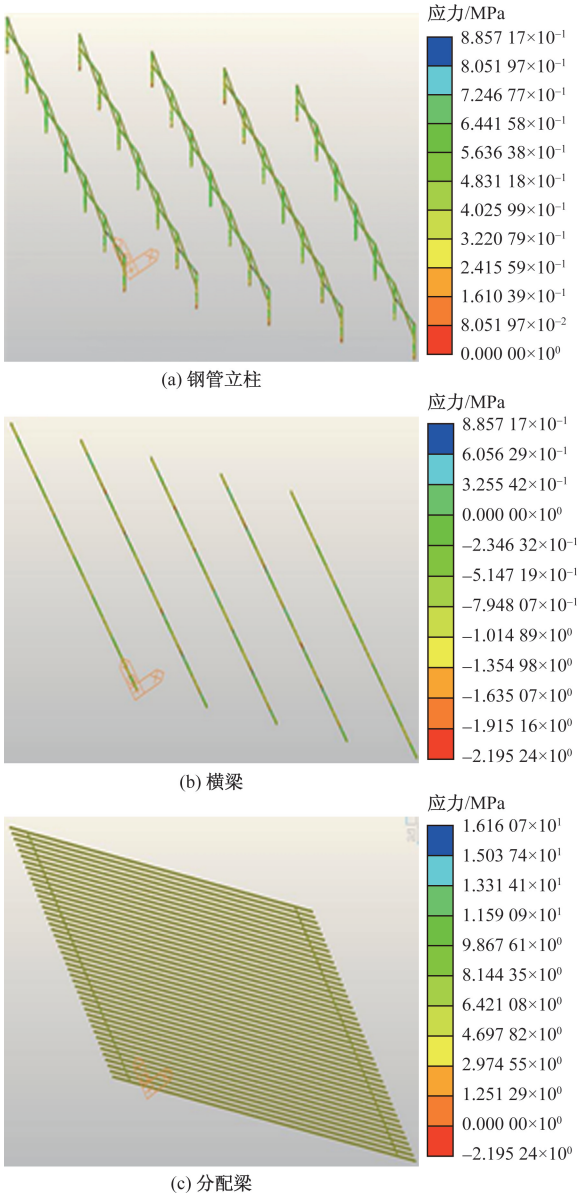


图 5　竖向变形云图

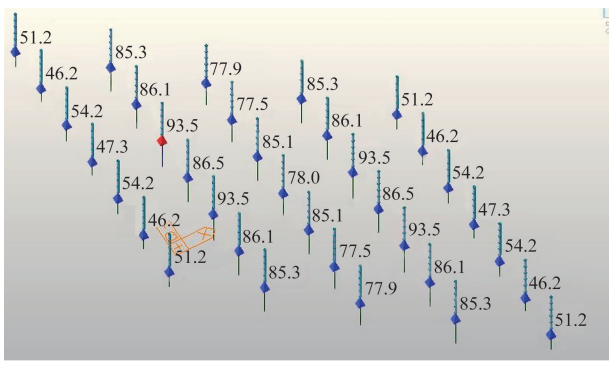


图 6　钢管立柱反力

影响，钢管立柱两端铰接，计算长度即柱长 4.3 m，由此可计算出钢管立柱的长细比为 $\lambda = \frac{i}{l} = \frac{4\,960}{30} = 45$。截面宽厚比为 $\frac{D}{t} = \frac{200}{8} = 25$。

根据《钢结构设计规范》(GB50017—201)知 $25 \leqslant 50\varepsilon_k^2$。其中，$\varepsilon_k$ 为钢号修正系数，值为 Q235 与刚才牌号中屈服点数值比值的平方根，此处为 1。因此 ϕ200 mm×8 mm 为 a 类截面。

根据《铁路混凝土梁支架法现浇施工技术规程》的附录 F. 0.1，查表可得 $\varphi = 0.926$，得 $\sigma = \frac{93\,500}{0.926 \times 4.825 \times 10^3} = 20.93$ MPa≤215 MPa。满足稳定性验算要求。

4.3.2　结构整体稳定性检算

考虑混凝土梁体的湿重，对支架结构进行以下两个工况的稳定性验算，荷载组合为 1.2×支架结构恒载＋0.9×1.4×施工活载：

工况一：对棚架结构稳定性进行计算；

工况二：对棚架的整体抗倾覆稳定性进行计算。

(1)工况一：稳定性验算。

根据 Midas 的屈曲分析模型，将结构屈曲安全系数定义为结构极限荷载与设计荷载的比值，结构极限荷载表示为 $P_{max} = P_0 + \lambda P$，其中，$P_0$ 为恒载，λ 为弹性稳定安全系数，P 为活载。

表 1　防护棚架前五阶稳定系数

变量	1	2	3	4	5
稳定安全系数	4.436	4.436	4.438	4.438	4.800

第一阶模态的稳定安全系数的值为 4.436，大于规范规定的值 4，稳定性满足规范要求，第一阶失稳模态如图 7 所示。可以观察到防护棚架的失稳模态主要表现为剪刀撑的失稳。

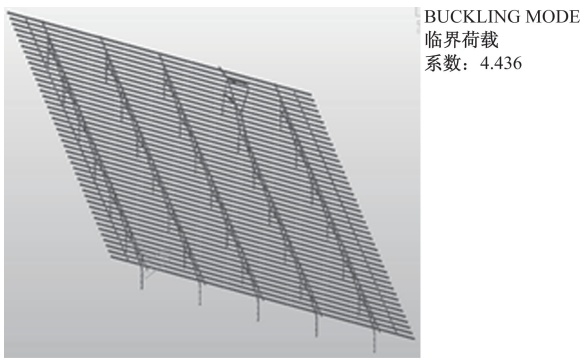


图 7　第一阶失稳模态

(2)工况二：稳定性验算。

支架结构应组合风荷载进行整体倾覆稳定性分析，宜按梁体浇筑前工况为控制工况，抗倾覆稳定性计算公式为

$$K = \frac{M_k}{M_q} \tag{2}$$

式中:K 为结构抗倾覆稳定系数,不小于 1.5;M_k 为结构抗倾覆力矩,kN·m;M_q 为结构倾覆力矩,kN·m。

风荷载标准值根据计算公式为

$$w_k = 0.7\mu_k\mu_z w_0 \tag{3}$$

式中:w_k 为风荷载标准值,kN/m²;μ_k 为风荷载体形系数,取为 1.3;μ_z 为风压高度变化系数,A 类地面(近河湖岸)且离地面高度大约为 5 m,取值为 1.17;w_0 为基本风压,kN/m²,取值为 0.2 kN/m²。

所以,风荷载标准值为 $W_k = 0.7\times1.3\times1.17\times0.2 = 0.213$ kN/m²。

考虑钢管立柱和分配梁为迎风面积,倾覆点位于外侧钢管柱底部角点处,计算公式为

$$M_k = W_k AL \tag{4}$$

式中:A 为迎风面面积,m²;L 为倾覆力臂长度,m。

立柱倾覆力矩为 $M_{q1} = W_k A_1 L_1 = 0.213\times(0.2\times4.3\times5)\times\frac{4.3}{2} = 1.969$ kN·m;

分配梁倾覆力矩为 $M_{q2} = W_k A_2 L_2 = 0.213\times0.1\times30\times\frac{4.9}{2} = 1.565$ kN·m;

整体倾覆力矩为 $M_q = M_{q1} + M_{q2} = 1.969 + 1.565 = 3.534$ kN·m;

结构抗倾覆力矩计算公式为

$$M_k = GL_k \tag{5}$$

式中:G 为支架结构重力,kN;L_k 为抗倾覆力臂长度,m。

因此有 $M_k = 339.265\times\frac{4.3}{2} = 729.42$ kN·m;

结构抗倾覆稳定系数为 $K = \frac{M_k}{M_q} = \frac{729.42}{3.534} = 206.42 > 1.5$。

抗倾覆稳定性满足要求。

4.4　钢管立柱基础承载力

防护棚架的钢管立柱均立在独立基础上,尺寸为 0.5 m×0.5 m×0.5 m。按照承载能力极限状态计算支架基础和地基承载力。当轴心荷载作用时,基础底面的压力可按下列公式确定:

$$P_k = \frac{F_k + G_k}{A} \tag{6}$$

式中:F_k 为相应作用的标准组合时上部结构传递于基础顶面的竖向力值,kN,钢管立柱的底部最大反力为 200.6 kN;G_k 为基础自重和基础上的土重,kN;A 为基础底面面积,m²。

其中,$F_k = 93.5$ kN;$G_k = 0.5\times0.5\times0.5\times26 = 3.25$ kN;$p_k = 93.5 + 3.250.5\times0.5 = 387.00$ kPa。

根据《公路沥青路面设计规范》(JTGD50—2017)中的表 3.0.3 可知,轮胎接地压强为 0.7 MPa。有 $[\sigma] = 700$ kPa$\geqslant P_k = 387.00$ kPa。

因此,基础承载力满足要求。

4.5　防护棚架检算汇总

防护棚架检算汇总如表 2 所示。

5　结论与建议

基于 MIDAS 软件,对复杂条件下梁柱式桥梁防护棚架的变形稳定性进行深入研究。针对新建沪渝蓉高速铁路武汉至宜昌段石龙司马河特大桥(40+72+40) m 连续梁桥的跨 S247 农谷大道防护棚架,进行了有限元建模及分析,得到以下结论。

(1)梁柱式支架方案是桥梁防护棚架施工的优选方案。计算得到钢管立柱、横梁、分配梁等构件的强度均满足要求;支架的整体稳定性以及钢管柱的局部稳定性均能满足要求。

(2)防护棚架的应力、稳定性和基础承载力检算结果:钢管立柱最大组合应力为 15.70 MPa,出现在外侧剪刀撑处,小于容许值 215 MPa,剪切应力最大值为 1.78 MPa,同样出现在剪刀撑处,小于容许值 125 MPa,最大压缩值为 0.89 mm;横梁组合应

表 2　防护棚架检算汇总

序号	名称	规格/m	最大组合应力/MPa	抗弯强度设计值/MPa	最大剪切应力/MPa	抗剪强度设计值/MPa	最大变形值/mm	验算结论
1	钢管柱	φ200×8	15.70	215	1.78	125	0.89	满足要求
2	横梁	I20	129.86	215	37.82	125	4.05	满足要求
3	分配梁	I10	178.51	215	16.99	125	12.54	满足要求
4	钢管柱稳定性	φ200×8	σ=20.93 MPa≤215 MPa					满足要求
5	结构整体稳定性	第 1 阶模态特征值为 4.44>4						满足要求
		结构抗倾覆稳定系数为 206.42>1.5						
6	钢管柱地基承载力	$[\sigma]$=700 kPa≥P_k=387.00 kPa						满足要求

力最大值为 129.86 MPa，出现在横梁与钢管柱的连接位置，小于容许值 215 MPa，剪切应力最大值为 37.82 MPa，出现位置与组合应力最大值位置基本相同，小于容许值 125 MPa，最大位移为 4.05 mm；分配梁组合应力最大值为 178.51 MPa，出现在贴近桥墩的分配梁处，小于容许值 215 MPa，剪切应力最大值为 16.99 MPa，出现位置大约在腹板下方，小于容许值 125 MPa，分配梁最大位移为 12.54 mm。

据此，提出以下建议：①分析中防护棚架上的外加荷载是按 1.5 kN/m^2 考虑的，实际施工中应尽量避免防护棚架承受过大的荷载作用；②为防止分配梁两端悬臂端的应力过大，应尽量避免在分配梁的悬臂端施加其他荷载。

参考文献

[1] 郭汝凯. 运营铁路移动防护棚架的稳定性及其作用效应研究[D]. 重庆：重庆交通大学，2022.

[2] 宁锋，邓年春. 基于 ANSYS 的简支梁车-桥-支座耦合动力响应分析[J]. 科技和产业，2024，24(6)：287-294.

[3] 黄剑涛. 南京长江大桥维修改造工程施工防护棚架的抗冲击可靠性研究[D]. 成都：西南交通大学，2020.

[4] 朱佳宁，王建新，冯成明. 基于 Midas GTS/NX 的新疆沙漠输水明渠风积土岸坡稳定性分析[J]. 科学技术与工程，2024，24(5)：2036-2044.

[5] 谢从珍，卢伟民，马康，等. 结合 MIDAS 仿真和 BP 神经网络的输电杆塔基础滑坡风险评估[J]. 科学技术与工程，2023，23(16)：6923-6930.

[6] 郭隆基，何满潮，瞿定军，等. 基于 MIDAS Gen 的多层钢筋混凝土框架结构倒塌数值模拟分析[J]. 科学技术与工程，2023，23(14)：6139-6147.

[7] 陈小辉. 基于 Midas 的矮塔斜拉桥主桥结构施工安全模拟研究[J]. 智能城市，2024，10(2)：120-122.

[8] 王志远，赵人达，赵成功，等. 基于多软件对比-协同下的预应力混凝土连续梁拱组合桥分析研究[J]. 公路，2023，68(6)：210-217.

[9] 张永奎. 基于 Midas Civil 的桥梁下部构造抗震计算分析及应用[J]. 科学技术创新，2023(13)：205-208.

Deformation Stability of Protective Scaffolding Based on MIDAS: Taking the Shilong Sima River Bridge as an Example

GUO Jia[1], LI Hui[2], NIU Rui[1], MOU Fei[1], LIU Yanwen[1], ZENG Jianguo[1]

(1. China State Construction Railway Investment and Engineering Group Co. LTD., Beijing 102601, China;
2. School of Civil Engineering, Jinan 250100, China)

Abstract: Based on MIDAS Civil software, the model of protective scaffolding of beam-column bridge was established, and the working state of the protective scaffolding was simulated under four different loads including dead weight, temperature load, live load and dead load, the strength, deformation and stability were analyzed, and the practicability of the beam-column support scheme applied to the protective scaffolding was verified. The results show that the beam-column type protective scaffolding can provide stability protection for the bridge in time, and the strength of the steel tubular column, beam and distribution beam can meet the requirements The overall stability of the support and the local stability of the steel pipe column can meet the requirements. According to the research results, the corresponding optimization measures and suggestions are put forward to provide theoretical support and practical guidance for the design, construction and maintenance of the bridge protective scaffolding.

Keywords: MIDAS numerical simulation; stability; protective scaffolding; load analysis