

DOI:10.3969/j.issn.1003-5060.2024.07.019

双向非对称转体连续梁桥抗倾覆稳定性研究

李硕¹, 辛宇¹, 刘锋², 石岩³, 王佐才¹

(1. 合肥工业大学 土木与水利工程学院, 安徽 合肥 230009; 2. 中铁二十四局集团有限公司, 上海 200071; 3. 中铁四局集团有限公司设计研究院, 安徽 合肥 230023)

摘要: 文章以双向非对称连续梁桥的转体施工为研究背景, 基于精细化有限元分析方法, 研究风荷载、结构偏斜等因素对转体桥梁抗倾覆稳定性的影响, 并计算抗倾覆安全系数。结果表明: 双向非对称转体连续梁桥的纵向和横向倾覆力矩及偏心距均远大于对称转体桥梁, 需采用调整节段长度或设置偏心等方式抵消因自重产生的倾覆力矩; 在横桥向静阵风荷载作用下, 结构状态安全; 上部结构偏斜超过 1° 时撑脚与销轴构件均已失效, 偏斜角度的增大会导致抗倾覆安全系数降低。

关键词: 桥梁结构; 双向非对称; 转体施工; 抗倾覆稳定性; 安全系数

中图分类号: U448.21

文献标志码: A

文章编号: 1003-5060(2024)07-0979-07

Study on anti-overturning stability of bidirectional asymmetrical swivel continuous beam bridge

LI Shuo¹, XIN Yu¹, LIU Feng², SHI Yan³, WANG Zuocai¹

(1. School of Civil and Hydraulic Engineering, Hefei University of Technology, Hefei 230009, China; 2. China Railway 24th Bureau Group Co., Ltd., Shanghai 200071, China; 3. Design and Research Institute, China Railway Fourth Bureau Group Co., Ltd., Hefei 230023, China)

Abstract: Based on the swivel construction of bidirectional asymmetrical swivel continuous beam bridge, the influence of wind load and superstructure deflection on the anti-overturning stability of swivel bridge is studied by the refined finite element analysis method, and the anti-overturning safety factor is calculated. The results show that the longitudinal and transverse overturning moments and eccentricity of the bidirectional asymmetrical swivel continuous beam bridge are much larger than those of the symmetrical swivel bridge. It is necessary to adjust the segment length or set the eccentricity to offset the overturning moment caused by the dead weight. The structure is safe under the transverse static wind load. When the deflection of the superstructure exceeds 1° , the struts and pins have failed. The increase of deflection angle leads to the decrease of anti-overturning safety factor.

Key words: bridge structure; bidirectional asymmetry; swivel construction; anti-overturning stability; safety factor

随着我国的铁路、公路网已逐渐成型, 跨越既有线路的桥梁施工项目也愈来愈多, 为了确保工程建设的安全, 转体施工方法因其独特的优势在

此类型工程建设中得到广泛应用。

国内外专家学者围绕转体桥梁进行大量研究。文献[1]以实际工程为背景, 对大吨位 T 形

收稿日期: 2022-12-20; 修回日期: 2023-02-10

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51922036); 安徽省住房与城乡建设科学技术计划资助项目(2022-YF128)和中央高校基本科研业务费专项资金资助项目(JZ2022HGTA0334)

作者简介: 李硕(1996—), 男, 安徽淮南人, 合肥工业大学硕士生;

辛宇(1991—), 男, 安徽蚌埠人, 博士, 合肥工业大学讲师, 通信作者, E-mail: 2020800133@hfut.edu.cn;

王佐才(1982—), 男, 湖南双峰人, 博士, 合肥工业大学教授, 博士生导师。

钢构桥的失稳形式、球铰应力分布以及临界失稳力矩计算公式开展相关研究;文献[2]基于非 Hertz 接触理论,推导球铰接触应力的计算公式,并通过有限元方法研究球铰矢高、球铰半径、定位销轴半径、重心偏移等参数变化对球铰受力性能的影响;文献[3]分析转体桥梁动静特性,对球铰进行结构优化设计,提出球铰动态监测系统并实现风险预警功能;文献[4]以沪杭高速转体拱桥为工程背景,围绕转体拱桥的关键问题展开研究,介绍该工程的施工工艺及牵引系统,详细描述转体球铰的完整设计过程以及施工过程中的抗倾覆验算设计;文献[5]以自重不平衡转体桥的实际工程为背景,对转体桥称重原理进行详细分析,利用有限元软件研究转体不平衡力矩、桥梁自重、球铰摩擦因数、球铰曲率等因素对球铰应力的影响;文献[6]将超高性能混凝土(ultra-high performance concrete, UHPC)材料应用于球铰中,进行 UHPC 立方体和球铰的抗压强度试验,推导出球铰抗压强度理论公式,并研究地震作用、脉动风效应对 UHPC 球铰的影响。

目前针对转体桥梁的研究主要集中在对称或单向非对称桥梁,关于纵横双向非对称转体桥梁研究较少^[7-10]。双向非对称转体连续梁桥相比于传统对称转体桥梁,存在更大的双向不平衡力矩。转体过程中多种风险因素将导致结构稳定性较差,甚至出现倾覆失稳,严重影响跨线交通的通畅性和安全性。因此,本文研究双向非对称转体连续梁桥的抗倾覆稳定性,分析风荷载、结构偏斜等不同风险工况对稳定性的影响,计算抗倾覆安全系数,提出降低桥梁倾覆力矩的解决方案,为此类桥梁转体施工工程应用提供理论和技术支撑。

1 转体桥梁抗倾覆稳定性理论

转体桥梁的抗倾覆系统主要包括上下球铰、销轴、转盘、牵引索道、牵引索、承台、撑脚、滑道。上球铰下表面与下球铰上表面是互为可以紧密贴合的凸球面与凹球面,在牵引力的作用下实现相对水平转动。撑脚是转体桥梁抗倾覆的一道屏障,对称分布于滑道上,当球铰转动超过一定角度时,撑脚落地与滑道接触,提供支撑反力以抵抗倾覆失稳^[11]。

转体桥梁失稳形式主要有球铰转动失稳、撑脚支点处失稳及球铰接触面边缘处失稳 3 种类型,如图 1 所示。

1) 球铰转动失稳。转体桥梁主梁及桥墩围

绕着球铰转动倾覆失稳,此类失稳类型的抗倾覆能力由球铰的摩阻力矩提供,计算摩阻力矩的关键为球铰接触面应力的分布和大小。

2) 撑脚支点处失稳。转体桥梁主梁及桥墩围绕着撑脚支点转动倾覆失稳。此失稳类型只需考虑撑脚所能提供的最大承载力及力矩,保证其有足够的安全储备。

3) 球铰接触面边缘处失稳。转体桥梁主梁及桥墩围绕着球铰接触面边缘转动倾覆失稳。实际工程中,由于中心销轴提供的抗剪和定位作用,桥梁在球铰接触面边缘处很难发生倾覆,因此本文不考虑此类失稳形式的抗倾覆能力。

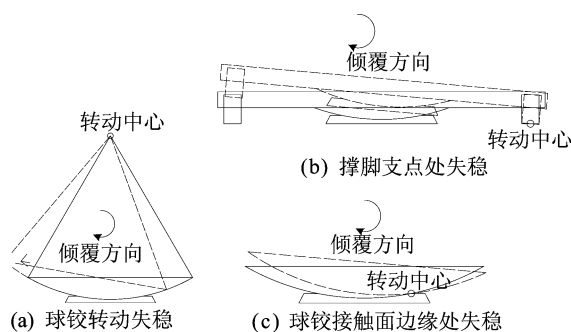


图 1 3 种主要失稳类型

1.1 球铰转动失稳临界抗倾覆力矩计算

球铰接触面受力状态如图 2 所示。由于结构本身的非对称,球铰设计制作安装精度不足等原因,转体桥梁上部结构重心相对于球铰中心线存在一定的偏心距,球铰因自重引起的倾覆力矩具有围绕 O 点转动的趋势,在任意微平面 A 上产生经过球心竖平面内与球面相切的摩擦力 f ,摩擦力 f 对球铰中心取矩即为抗倾覆力矩。若抗倾覆力矩不足以抵消倾覆力矩,则球铰就会继续围绕 O 点转动,发生球铰转动失稳破坏,在实际工程中需避免这种情况的出现^[12]。

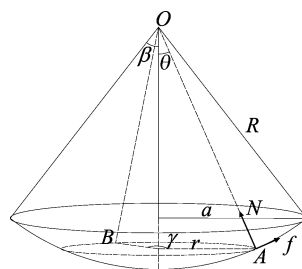


图 2 球铰接触面受力状态示意图

对球铰受力模型中临界抗倾覆力矩进行理论公式推导如下。

在球铰任意微平面 A 上的微元摩擦力 df 可以表示为:

$$df = \mu \sigma ds = \mu \sigma R^2 \sin \theta d\theta d\gamma \quad (1)$$

微平面 A 上的抗倾覆力臂 L 可以表示为:

$$L = \sqrt{(R \cos \theta)^2 + (R \sin \theta \sin \gamma)^2} \quad (2)$$

临界抗倾覆力矩为:

$$dM = Ldf = \sqrt{(R \cos \theta)^2 + (R \sin \theta \sin \gamma)^2} \times \mu \sigma R^2 \sin \theta d\theta d\gamma \quad (3)$$

对式(3)积分可得:

$$M = \int_0^\beta \int_0^{2\pi} \sqrt{(R \cos \theta)^2 + (R \sin \theta \sin \gamma)^2} \times \mu \sigma R^2 \sin \theta d\theta d\gamma \quad (4)$$

其中: M 为球铰转动失稳的临界抗倾覆力矩; β 为球铰支承圆心角; μ 为摩擦系数; σ 为微平面 A 上的应力; R 为球铰半径。

尽管式(4)的积分计算十分复杂,很难求得精确结果,但根据接触应力计算理论^[13],可将球铰转动失稳的临界抗倾覆力矩 M 简化为:

$$M = aF\mu R \quad (5)$$

其中: F 为竖向压力; a 为调整系数,与圆心角 β 有关。

实际工程中,为了保证球铰承重区域的合理性,圆心角 β 的取值范围一般在 $8^\circ \sim 18^\circ$ 之间,此时调整系数 a 与圆心角 β 成正比。当圆心角 β 为 8° 时, a 的最小值接近于 1;当圆心角 β 为 18° 时, a 的最大值接近于 1.02。球铰转动失稳的临界抗倾覆力矩 M 的上下限差异较小,因此可以对计算公式进一步简化,令调整系数 a 等于 1,即

$$M = F\mu R \quad (6)$$

1.2 撑脚支点处失稳临界抗倾覆力矩计算

在球铰发生一定程度的偏心转动后,相应侧的撑脚与滑道接触,提供支撑力。撑脚的受力特征为弹性面支撑,可以简化为撑脚中心处承受集中力作用。在此假定只有一个撑脚与滑道接触,根据刚性体力矩平衡计算公式,撑脚支点处失稳临界抗倾覆力矩计算公式为:

$$M' = R'F' \quad (7)$$

其中: M' 为撑脚支点处失稳临界抗倾覆力矩; R' 为环形滑道半径; F' 为单个撑脚提供的支撑力。

根据抗倾覆系统的构造特征,撑脚采用直径为 0.8~1.0 m 的圆形钢管混凝土组合结构。根据《钢管混凝土结构技术规范》(GB 50936—2014),单个撑脚所能提供的最大支撑力计算公式为:

$$F' = f_{sc} A_{sc},$$

$$f_{sc} = (1.212 + \eta_s \xi_0 + \eta_c \xi_0^2) f_c,$$

$$\eta_s = \frac{0.176 f_y}{213} + 0.974,$$

$$\xi_0 = \frac{\alpha_s f_0}{f_c},$$

$$\alpha_s = \frac{A_s}{A_c},$$

$$\eta_c = -\frac{0.104 f_{ck}}{14.4} + 0.031 \quad (8)$$

其中: A_{sc} 为钢管混凝土的总截面面积; f_{sc} 为钢管混凝土的组合轴压强度设计值; f_{ck} 为混凝土的轴心抗压强度标准值; f_c 为混凝土的轴心抗压强度设计值; f_0 为钢材的抗拉强度设计值; f_y 为钢材的屈服强度; α_s 为构件截面含钢率; ξ_0 为构件截面套箍系数设计值; A_s 为钢管截面面积; A_c 为混凝土的截面面积; η_s 、 η_c 分别为计算系数。

2 工程概况

合肥市文忠路上跨合肥东立交桥扩建工程位于合肥市新站区。桥梁主跨部分采用预应力混凝土双向非对称连续箱梁桥,跨径布置为(55+122+80) m,全长 257 m。45 号、46 号墩为转体桥主墩。主桥转体示意图如图 3 所示。

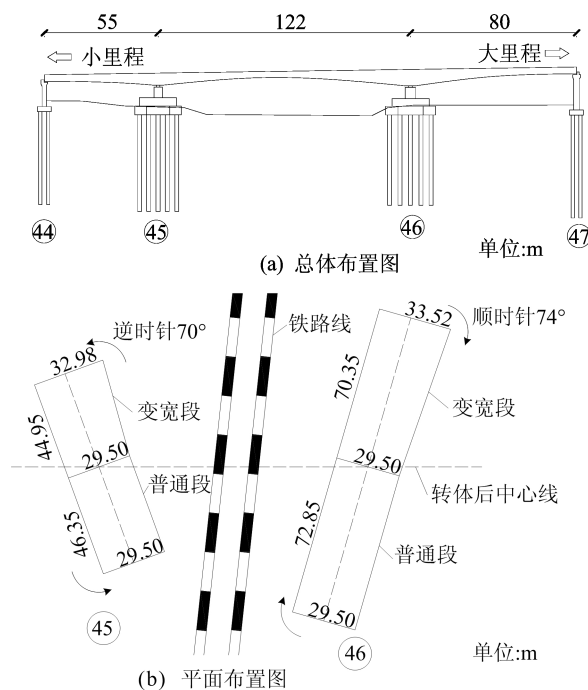


图 3 主桥转体示意图

由于该桥梁需要跨越多股铁路干线,为了保证铁路的正常运营,采用转体施工方案:首先平行铁路悬浇,然后平面转体跨越铁路,最后依此施工

边跨合龙段、中跨合龙段成桥。45 号墩转体段为 (44.95+46.35) m 悬臂结构,普通段梁面为 29.5 m 等宽,变宽段梁面为 29.50~32.98 m 线性变宽。46 号墩转体段为 (70.35+72.85) m 悬臂结构,普通段梁面为 29.50 m 等宽,变宽段梁面为 29.50~33.52 m 线性变宽。

3 转体结构精细化有限元模拟

由于 46 号墩转体段相比于 45 号墩转体段悬臂长度长、转动质量大、转体施工难度较高,因此选取 46 号墩转体段作为主要研究对象。采用 ABAQUS 有限元软件建立 46 号墩转体结构及球铰精细化模型,如图 4 所示。

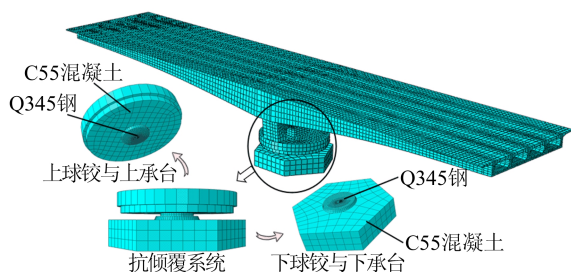


图 4 转体结构有限元模型

在有限元模型中,主梁、桥墩及上下承台采用 C55 混凝土材料,上球铰及下球铰采用 Q345 型钢材料。2 种模拟材料分别采用混凝土塑性损伤模型与弹塑性模型。在上、下球铰接触面的定义

中,法向行为设置为“硬”接触;切向行为设置为“罚”摩擦,方向为各向同性,摩擦系数取 0.1^[14]。定义接触对时,采用表面-表面的小滑移接触算法求解。

上下承台与球铰之间设置为绑定约束连接。全桥网格模型采用 C3D8R 八节点线性六面体单元划分,共划分 27 755 个单元。边界条件设置为下承台底部完全固结。待转体结构的精细化有限元模型建立后,将进一步对结构的抗倾覆稳定性开展研究。

4 多风险因素下抗倾覆稳定性分析

4.1 双向非对称对结构稳定性影响分析

双向非对称在纵桥向表现为大小里程两侧悬臂端长度不同;在横桥向表现为主梁存在横向变宽段且为单侧变宽(图 3b)。为了定量描述转体球铰的抗倾覆性能,本文进一步定义抗倾覆安全系数,计算公式为:

$$K = \frac{M_L}{M_Q} \quad (9)$$

其中: K 为抗倾覆安全系数; M_L 为临界抗倾覆力矩; M_Q 为倾覆力矩。 K 值越小,结构稳定性越低,当 $K < 1$ 时,结构将发生倾覆失稳。

当仅考虑上部结构自重时,结构的倾覆力矩及抗倾覆安全系数计算结果见表 1 所列。上、下球铰的接触应力云图分别如图 5 所示。

表 1 自重荷载下结构的倾覆力矩、抗倾覆安全系数

类型	倾覆力矩/(kN·m)	失稳类型	抗倾覆力矩/(kN·m)	安全系数	偏心距/m	是否倾覆
纵桥向	123 060.0	球铰转动失稳	191 871.9	1.56	0.698	否
	123 060.0	撑脚支点处失稳	377 507.4	3.07	0.698	否
横桥向	77 428.2	球铰转动失稳	191 871.9	2.48	0.439	否
	77 428.2	撑脚支点处失稳	377 507.4	4.88	0.439	否

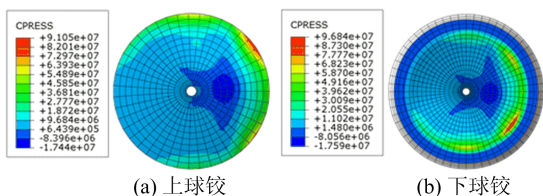


图 5 自重荷载上、下球铰构件应力云图

由表 1 可知,在自重荷载作用下,结构纵桥向和横桥向的倾覆力矩及偏心距均较大,分别为 123 060.0、77 428.2 kN·m。其中,横向倾覆力矩远超传统转体桥梁横桥向倾覆力矩的实际范围^[3]。尽管在该工况下两类失稳类型的安全系数

均大于 1,但数值偏低,表明结构的双向非对称行为是影响桥梁转体结构抗倾覆稳定性的关键因素之一。

从图 5 可以看出,球铰接触面具有对称性,上、下球铰基本呈现同样的接触应力分布规律。由于倾覆力矩较大,纵桥向倾覆力矩约为横桥向倾覆力矩的 1.6 倍,结构在自重荷载下出现重心偏移,接触应力最大处发生在球铰接触界面的外沿,且与重心偏移的方向一致。上球铰接触应力最大值为 91.05 MPa,下球铰接触应力最大值为 96.84 MPa,两者比值为 0.94。在靠近销轴中心

处的接触应力出现了负值,表示在此处球铰表面因倾覆力矩形成局部分离未接触的状态。分别在下球铰边缘处提取纵、横向轴线上的接触应力,其中,纵桥向最大接触应力为 51.70 MPa,横桥向的为 67.01 MPa,应力分析结果表明,转体构件的纵横向不平衡力矩对转体球铰的应力分布具有直接影响。

为了降低转体结构的非对称效应引起的不平衡力矩,需要对转体构件进行优化设计。其中,为降低纵向不平衡力矩的影响,可以将大里程侧末端块段的节段长度由 4.5 m 缩短至 2.0 m;横向桥可通过在桥墩底部设置 0.45 m 的横向偏心距用于消除转体构件的横向不平衡力矩。经过优化后的倾覆力矩、抗倾覆安全系数见表 2 所列。

表 2 优化后转体构件的倾覆力矩、抗倾覆安全系数

类型	倾覆力矩/(kN·m)	失稳类型	抗倾覆力矩/(kN·m)	安全系数	偏心距/m	是否倾覆
纵桥向	481.6	球铰转动失稳	191 871.9	398.43	0.003	否
	481.6	撑脚支点处失稳	377 507.4	783.90	0.003	否
横桥向	1.8	球铰转动失稳	191 871.9	106 595.00	0	否
	1.8	撑脚支点处失稳	377 507.4	209 726.00	0	否

由表 2 可知,通过对转体构件的纵横向进行优化设计,可以显著降低倾覆力矩,优化后的转体构件在纵、横向均具有较高的抗倾覆安全储备。

4.2 风荷载对结构稳定性影响分析

为了分析不同风速下的静阵风荷载对转体桥梁抗倾覆稳定性的影响,本文依据《公路桥梁抗风设计规范》(JTG/T 3360-01—2018)对风荷载进行定义,计算公式为:

$$U_g = G_v U_d, \\ U_d = k_f \left(\frac{Z}{10} \right)^\alpha U_{s10} \quad (10)$$

其中: U_g 为等效静阵风速; G_v 为等效静阵风系数; U_d 为设计基准风速; k_f 为抗风风险系数; α 为地面粗糙度系数; Z 为主梁距离地面高度; U_{s10} 为桥址离开地面 10 m 高度处的风速值,考虑不同风速对转体桥梁抗倾覆稳定性的影响,采用 6 级风(强风)至 12 级风(台风)的相应最大风速取值,即 13.8~36.9 m/s。

主梁横向静阵风荷载为:

$$F_{HL} = \frac{1}{2} \rho V_g^2 C_{H1} H \quad (11)$$

其中: F_{HL} 为作用在主梁单位长度上的顺风向等效静阵风荷载; ρ 为空气密度; V_g 为静阵风风速; C_{H1} 为主梁的横向力系数; H 为主梁特征高度。

桥墩横向静阵风荷载为:

$$F_{HD} = \frac{1}{2} \rho V_g^2 C_{H2} A_n \quad (12)$$

其中: F_{HD} 为作用在桥墩单位长度上的顺风向等效静阵风荷载; C_{H2} 为构件的阻力系数; A_n 为构件单位长度上顺风向投影面积。

通过将主梁和桥墩的横向静阵风荷载对转体

球铰中心取矩,计算得到的合力矩即为倾覆力矩。由于转体结构的跨径低于 200 m,主梁纵桥向单位长度的风荷载取横桥向的 0.25 倍,因此,本研究仅对转体 T 构横桥向的风荷载稳定性进行计算。

考虑不同风速的风荷载作用,横桥向的倾覆力矩及抗倾覆安全系数见表 3 所列。

表 3 不同风荷载下横桥向的倾覆力矩及抗倾覆安全系数

风速/ (m/s)	倾覆力矩/ (kN·m)	安全系数		是否 倾覆
		球铰转动失稳	撑脚支点处失稳	
13.8	11 671.0	16.44	32.35	否
17.1	17 920.2	10.71	21.07	否
20.7	26 259.8	7.31	14.38	否
24.4	36 486.4	5.26	10.35	否
28.4	51 426.7	3.73	7.34	否
32.6	67 762.1	2.83	5.57	否
36.9	91 998.9	2.09	4.10	否

由表 3 可知,通过对该双向非对称转体桥梁进行优化设计,优化后的转体 T 构能够在 12 级风的横桥向静力风荷载下具有 2.09 的安全系数。另外,通过式(10)~(12)可以得出,转体结构的球铰失稳临界静阵风速为 53.3 m/s,换算成风级为 16 级飓风。

4.3 上部结构偏斜对结构稳定性影响分析

在桥梁转体过程中,由于结构自身的非对称、风荷载、施工误差以及球铰受力不均匀等因素,可能会导致转体结构出现偏斜。当转体构件偏斜超过一定角度时,销轴与球铰内壁之间、撑脚与滑道之间将发生接触,此时球铰接触面的摩阻力、销轴及撑脚的接触反力为结构提供抗倾覆力矩。为了

研究转体构件偏斜对转体稳定性的影响,本文分别对不同倾斜角度下的结构稳定性进行分析。本节建立具有销轴及撑脚构件的有限元模型,当偏斜角度为 1°时结构的等效应力如图 6 所示。

由图 6 可知,当上部结构偏斜 1°时,结构的最大等效应力发生在偏斜侧的撑脚和销轴处,其中撑脚顶部应力峰值为 1 677 MPa,销轴根部应力峰值为 5 482 MPa。分析结果表明,在此工况下,撑脚与滑道的接触部位以及销轴与上球铰接触部位的峰值应力均远超出钢材的屈服强度,构件发生局部破坏失效。此时转体桥梁由撑脚和销轴组合支撑结构形式转化为中心支撑结构形式,主要依靠球铰间摩阻力提供抗倾覆力矩。因此,在后续的讨论中,仅对球铰转动失稳一种情况进行分

析。通过改变上部结构纵桥向和横桥向的偏斜角度,得到不同偏斜角度下转体桥梁倾覆力矩,并根据式(6)求得球铰转动失稳抗倾覆安全系数,见表 4 所列。

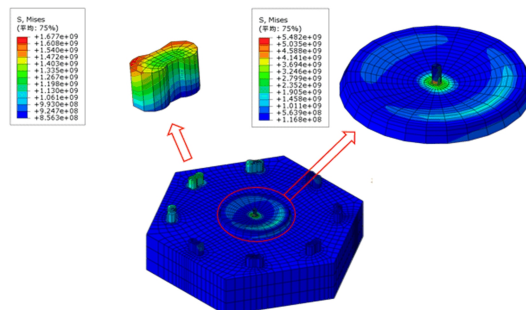


图 6 偏斜角度为 1°时结构等效应力云图

表 4 不同偏斜角度下结构的倾覆力矩及抗倾覆安全系数

类型	偏斜角度/(°)	倾覆力矩/(kN·m)	临界抗倾覆力矩/(kN·m)	球铰转动失稳安全系数	是否倾覆
纵桥向	1	33 324.2	191 842.7	5.76	否
	2	67 119.8	191 755.0	2.86	否
	3	100 895.0	191 608.9	1.90	否
	4	134 640.0	191 404.5	1.42	否
	5	168 343.0	191 141.8	1.14	否
	6	201 995.0	190 820.8	0.94	是
横桥向	1	33 795.6	191 842.7	5.68	否
	2	67 555.2	191 755.0	2.84	否
	3	101 270.0	191 608.9	1.89	否
	4	134 931.0	191 404.5	1.42	否
	5	168 526.0	191 141.8	1.13	否
	6	202 046.0	190 820.8	0.94	是

由表 4 可知:随着偏斜角度增大,转体构件的倾覆力矩逐渐增大而临界抗倾覆力矩略微减小,抗倾覆安全系数呈下降趋势;当上部结构纵向偏斜 6°或横向偏斜 6°时,桥梁均发生球铰转动失稳。依据有限元模型计算结果及抗倾覆安全系数计算公式,纵桥向偏斜角度大于 5.68°或横桥向偏斜角度大于 5.67°时,转体桥梁处于临界倾覆失稳状态。

5 结 论

1) 在自重荷载下,双向非对称转体连续梁桥的纵向和横向倾覆力矩及偏心距均远大于对称转体桥梁,安全系数较低,需采用调整节段长度或设置偏心等方式抵消因自重产生的倾覆力矩。

2) 对于采用偏心设置的双向非对称转体构件,桥梁的抗风性能得到显著提升,球铰的临界失稳风速达到 53.3 m/s。

3) 转体构件的偏斜对结构抗倾覆稳定性的

影响较为显著,当结构发生 1°偏斜时,转体装置出现局部失效破坏;经计算,转体桥梁的纵桥向和横桥向的临界倾覆角度分别为 5.68°、5.67°。

[参 考 文 献]

[1] 车晓军,张谢东.大吨位 T 形刚构桥转体过程抗倾覆性能[J].中国公路学报,2014,27(8):66-72.

[2] 刘涛.大跨径桥梁转体施工混凝土球铰关键问题研究[D].武汉:武汉理工大学,2018.

[3] 郭威.转体桥球铰结构优化设计与转体状态评估及预警系统研究[D].长春:吉林大学,2021.

[4] FENG Y, QI J A, WANG J Q. Rotation construction of heavy swivel arch bridge for high-speed railway[J]. Structures, 2020, 26(8): 755-764.

[5] 徐传昶,徐兴伟,黄俊,等.自重不平衡转体桥球铰力学性能研究[J].铁道科学与工程学报,2022,19(10):3063-3069.

[6] 王家伟.连续刚构桥 UHPC 球铰平转体系力学行为研究[D].哈尔滨:东北林业大学,2020.

[7] XIAO J H, LIU M, ZHONG T Y, et al. Seismic perform-

- ance analysis of concrete-filled steel tubular single pylon cable-stayed bridge with swivel construction[J]. IOP Conference Series (Earth and Environmental Science), 2019, 218 (1):1-6.
- [8] SHAO J H, DUAN M J, YANG W, et al. Research on the critical technique of synchronous rotation construction with large angle for T-shape curve rigid frame bridge[J]. Scientific Reports, 2022, 12(1):1-16.
- [9] 王立峰,王二强,孙永存,等.万吨级斜拉桥转体施工过程的力学特性[J]. 交通运输工程学报, 2015, 15(3):52-61.
- [10] 牛远志,李恒跃,全伟,等.超大吨位斜拉桥水平转体铰型式研究[J]. 铁道工程学报, 2015, 32(6):34-39, 56.
- [11] WANG J W, SUN Q S. Experimental research on com-

- pressive strength of UHPC spherical hinge[J]. International Journal of Structural Integrity, 2019, 11 (2): 354-378.
- [12] 许超,王常峰,窦国昆,等.桥梁转体施工临时支座的设计与抗倾覆稳定性分析[J]. 铁道建筑, 2018, 58(11):50-52, 62.
- [13] 张聪聪. 转体桥球铰稳定与施工模拟分析[D]. 武汉: 武汉理工大学, 2016.
- [14] 颜惠华,王长海,罗力军. 桥梁转体施工中球铰静摩擦系数计算方法[J]. 世界桥梁, 2015, 43(4):74-78.

(责任编辑 张 镛)

(上接第 930 页)

表 5 拟合系数及拟合优度指标

工况	系数 p	系数 q	相关系数	误差平方和
11	33.160	-0.270 3	0.997 5	0.003 2
12	187.200	-0.336 2	0.991 9	0.007 3
13	4.537	-0.174 8	0.998 8	0.001 8
14	69.910	-0.346 8	0.998 9	0.001 5

5 结 论

为不影响高速铁路正常行车条件,针对高速铁路桥梁结构服役局部损伤问题,本文提出一种改进损伤识别因子并结合遗传算法的高速铁路桥梁损伤识别方法。在遗传算法中采用锦标赛策略和保存最优策略联合选择算子,引入灾变和邻域搜索机制,通过数值算例,验证了所提方法的可行性和正确性,并得到如下结论。

1) 从整体上看,在信噪比 R_{SN} 大于 25 dB 时,识别效果好;从局部上看,极少数误判的结果大概率存在于真实损伤的附近或对称处。

2) 与单个单元损伤情况相比,多个单元中平均第 1 次出现最优解的迭代次数略高,但整体偏低,说明算法收敛较快。

3) R_{SN} 与 R_I 呈“扁 S”型 Logistic 曲线关系。开始阶段 R_I 成指数增长,到达一定程度后变得饱和,最后稳定在 1.0 时停止增长。

[参 考 文 献]

- [1] 杨永斌,王志鲁,史康,等.基于车辆响应的桥梁间接测量与监测研究综述[J]. 中国公路学报, 2021, 34(4):1-12.
- [2] ZHU J, ZHANG Y. Damage detection in bridge structures under moving vehicle loads using delay vector variance

method[J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 2019, 33(5):04019049.

- [3] 贺文字,何健,任伟新.基于间接法识别的桥梁振型的损伤定位方法[J]. 振动与冲击, 2018, 37(24):13-17.
- [4] MAO L, WENG S, LI S J, et al. Statistical damage identification method based on dynamic response sensitivity[J]. Journal of Low Frequency Noise Vibration and Active Control, 2018, 39(3):560-571.
- [5] 闫宇智,战家旺,张楠,等.基于小波相关性的简支梁桥损伤评估方法[J]. 振动与冲击, 2018, 37(12):67-74.
- [6] 孙增寿,李晓鹏,韩培琰,等.基于小波包样本熵的连续梁桥损伤识别[J]. 振动·测试与诊断, 2018, 38(5):916-921, 1077-1078.
- [7] 毛云霄,王英杰,肖军华,等.基于过桥车辆响应的遗传算法桥梁损伤识别[J]. 振动·测试与诊断, 2018, 38(4):696-703, 869.
- [8] LOU P, ZENG Q Y. Formulation of Equations of motion of finite element form for vehicle-track-bridge interaction system with two types of vehicle model[J]. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 2005, 62(3): 435-474.
- [9] 朱志辉,龚威,张磊,等.基于分离迭代和耦合时变的列车-轨道-桥梁耦合系统高效动力分析混合算法[J]. 中国铁道科学, 2018, 39(1):66-74.
- [10] 朱志辉,王力东,龚威,等.多种垂向轮轨关系的对比及改进的车-线-桥系统迭代模型的建立[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2017, 48(6):1585-1593.
- [11] 娄平,曾庆元.车辆-轨道-桥梁系统竖向运动方程的建立[J]. 铁道学报, 2004, 26(5):71-80.
- [12] YANG Y B, YAU J D. Resonance of high-speed trains moving over a series of simple or continuous beams with non-ballasted tracks[J]. Engineering Structures, 2017, 143:295-305.
- [13] 曹晖,秀萍.构损伤识别中噪声的模拟[J]. 振动与冲击, 2010(5):106-109.

(责任编辑 吴 亮)