

超高大跨钢混结构斜拉桥稳定性非线性拟静态建模分析

Nonlinear Quasi-static Modeling Analysis of Structural Stability of Super Tall Span Steel Concrete Cable-stayed Bridge

王 飞

(中铁十一局集团第五工程有限公司, 重庆 400037)

摘要: 为了降低超高大跨钢混结构斜拉桥极限承载力的计算相对误差, 准确分析结构的稳定状态, 提出一种非线性拟静态建模分析方法。选取反映结构稳定性的设计指标, 构建稳定控制指标向量。结合简化力学模型与最大刚度矩阵, 明确临界条件, 建立斜拉桥稳定性非线性拟静态分析模型。以某大型超高大跨斜拉桥为例, 利用该分析模型获得分析结果如下: 位于斜拉桥两侧的立柱分别处于稳定状态和失稳状态、位于桥跨之间的立柱达到临界稳定状态后逐渐失稳。该模型计算的极限承载力相对误差均在 0.50 以下, 与真实值的偏差较小, 说明构建的模型能够较准确低计算出结构极限承载力, 有效分析了结构稳定性。

关键词: 大跨度; 钢混结构; 斜拉桥结构; 非线性拟静态建模; 稳定性分析

中图分类号: TU311.4 **文献标志码:** A **文章编号:** 1005-8249 (2024) 06-0138-05

DOI: 10.19860/j.cnki.issn1005-8249.2024.06.025

WANG Fei

(China Railway 11th Bureau Group 5th Engineering Co., Ltd., Chongqing 400037, China)

Abstract: In order to reduce the relative error in the calculation of the ultimate bearing capacity of ultra high span steel-concrete cable-stayed bridges and accurately analyze the stable state of the structure, this article proposes a nonlinear quasi-static modeling analysis method. Select design indicators that reflect structural stability and construct a vector of stability control indicators. By combining a simplified mechanical model with the maximum stiffness matrix, clarifying the critical conditions, a nonlinear quasi-static analysis model for the stability of cable-stayed bridges is established. Taking a large and ultra high span cable-stayed bridge as an example, the analysis model was used to obtain the following results: Column located on both sides of the cable-stayed bridge are in stable and unstable states, respectively, and Column located between the bridge spans gradually becomes unstable after reaching the critical stable state. The relative error of the ultimate bearing capacity calculated by this model is below 0.50, and the deviation from the true value is small, indicating that the constructed model can accurately calculate the ultimate bearing capacity of the structure and effectively analyze the stability of the structure.

Keywords: large span; steel concrete structure; cable-stayed bridge structure; nonlinear quasi-static modeling; stability analysis

0 引言

大跨度钢混结构斜拉桥一般安装钢-混凝土组

合截面, 其结构相对复杂, 截面刚度变化较大, 且在车辆荷载、风荷载下局部传力和应力也比较复杂, 稳定性处于变化之中。而通过稳定性建模分析, 可以准确模拟这些应力变化, 分析稳定性情况, 为施工技术调整提供依据。

针对大跨度钢混结构斜拉桥稳定性建模受力分析, 刘振标等^[1]对高速铁路大跨度钢桁架-混凝土板组合梁斜拉桥的稳定性进行建模分析。采用 Ansys

作者简介: 王 飞 (1988—), 男, 硕士, 工程师, 研究方向:

超高大跨度桥梁耐久性能及质量控制。

收稿日期: 2023-07-14

建立钢桁架-混凝土板组合梁单元的有限元模型,开展线弹性稳定分析;董军等^[2]采用 ABAQUS 对大跨度钢管混凝土独塔双索面斜拉桥进行应力和变形数值模拟,分析桥梁稳定性;施洲等^[3]针对大跨度斜拉桥双向曲面混合桥塔钢-混结合段的应力和与传力机理进行建模,分析不同荷载工况下桥梁钢结构的稳定性变化;涂光亚等^[4]则建立 BDCMS 及 Midas/Civil 模型针对大跨度钢混组合梁斜拉桥的局部应力进行数值模拟,分析桥梁受力敏感性和稳定性。

其他工程领域的稳定性分析建模,也能为建模分析提供借鉴,如徐开进^[5]对建筑钢结构设计中的稳定性设计方法进行了分析,为钢结构建模提供了理论指导;陈大广等^[6]对孤岛综放面回采巷道围岩的稳定性进行了控制研究;张立军^[7]对山区高速公路路基边坡的稳定性进行了建模分析;雷蕾等^[8]基于现场监控量测对石岩岭隧道施工期围岩的稳定性进行了建模研究;夏雄等^[9]基于龄期影响对垃圾填埋体边坡的稳定性进行了建模分析。

但上述关于工程结构稳定性建模分析的研究均未考虑结构在非线性外界荷载作用下的临界受力状态变化,极限承载力的计算误差不够理想,为此,建立一个非线性拟静态建模分析方法,为超高大跨钢混结构斜拉桥的稳定性分析提供更为精确和可靠的理论模型,为相关工程实践提供理论指导和技术支持。

1 斜拉桥结构稳定性非线性拟静态建模方法设计

1.1 结构设计指标选取

超高层跨度钢混凝土斜拉桥结构通常采用混叠结构,并在表面配有钢筋混凝土和梁段,其结构自重可达近万吨,通过钢-混凝土节点段构造上部拱塔和下部拱圈,这两部分的连接和过渡对结构的整体稳定性至关重要^[10-11]。钢结构采用混凝土浇筑,钢结构和混凝土结构通过高强度钢绞线和剪力钉连接在一起,确保钢-混凝土接头截面过渡均匀,具有足够的强度和良好的承载性能^[12]。

斜拉桥采用钢制索塔,一般要求安装钢-混凝土组合截面,其结构相对复杂,截面刚度变化较大,局部传力和应力也比较复杂^[13]。因此,选择能够反映结构稳定性的设计指标,为斜拉桥的稳定性分析奠定基础。斜拉桥的结构设计指标主要包括构件的

强度、刚度、稳定性以及荷载容许值。强度指标能够确保在最不利荷载作用下,构件应力不会超过材料的许用应力,保证结构不会发生破坏。刚度指标是衡量斜拉桥在荷载作用下变形能力的参数,以确保结构在风载或交通荷载等动力作用下的稳定性。稳定性指标评估了斜拉桥在非线形条件下的性能,如在材料屈服或结构进入弹塑性阶段后的行为。荷载容许值指标基于工程实践和严格的荷载组合分析,为斜拉桥设计提供了具体的荷载限制。

设计人员根据上述指标可以全面评估斜拉桥结构的安全性和功能性,确保结构在设计使用年限内,即使在不利条件下也能保持稳定和可靠。

1.2 结构稳定性非线性拟静态模型设计

将斜拉桥结构的局部破坏视为结构失稳破坏的第一种模式,将局部结构受外界荷载作用的力学模型简化,如图 1 所示。

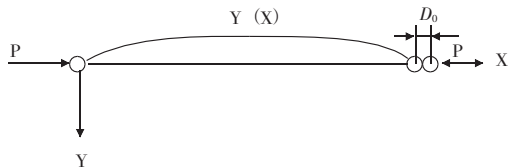


图 1 斜拉桥结构简化力学模型

Fig. 1 Simplified mechanical model of cable-stayed bridge structure

图 1 显示了一个轴向压缩的杆件,简化后,杆件的直径为上弦杆的横截面直径,长度为局部构件的总长度。 P 为外加荷载, D_0 为相邻两个构件之间的距离; $Y(X)$ 为斜拉桥整体模型。

将构件与土体接触面最小的临近尺寸 Δz 作为已知参数,可近似估算出接触面的法向接触刚度,即:

$$k_n = \max \left(\frac{K_1 + 3/4 G_1}{\Delta z \delta_i} \right) \quad (1)$$

式中: K_1 为内摩擦角; G_1 为剪切刚度。

将单元安全强度准则作为构件的临界强度值,表达式为:

$$\eta = \eta_1 + k_n (m_b + s_0)^3 \quad (2)$$

式中: η_1 为单轴抗压强度; m_b 为扰动参数; s_0 为经验参数。

作为小变形体的构件结构,通常承受轴向拉压,当其在承受轴向压缩时,构件的弯曲应变能为:

$$W_k = \frac{\eta^2 y'}{2y''I} \quad (3)$$

道桥技术

式中： y' 为微弧长度； y'' 为结构的惯性矩； I 为构件的平均弹性模量。

$$\text{令 } y' = \left(\frac{I\pi^6}{2L_0^5} \right)^{1/4}, \text{ 由突变理论可得到结构的极限}$$

状态方程为：

$$F(x) = \frac{\pi^2}{4L_0} (W_k - P_1)^{1/2} \quad (4)$$

式中： P_1 为构件轴向力。

通常采用经典欧拉公式计算弹性状态下的临界失稳载荷：

$$P_{cr} = \frac{F(x)}{\mu I'} \quad (5)$$

式中： $F(x)$ 为结构极限状态方程； μ 为计算长度系数； I' 为对角矩阵。得到非线性弹性状态下结构的平衡状态方程为：

$$f = P_{cr}(K'U) + x' \quad (6)$$

式中： K' 为位移矩阵； U 为自然载荷向量； x' 为变量交换系数。

则几何刚度矩阵 K_U 与初始刚度矩阵 K_{U0} 存在如下线性关系，即：

$$K_U = \lambda K_{U0} \quad (7)$$

式中： λ 为屈服因子向量。

当结构第一次出现失稳时，载荷的增量方程可写作：

$$Q_n = \lambda_n F_1 \quad (8)$$

式中： Q_n 为第 n 阶失稳载荷； λ_n 为第 n 阶屈服因子向量。

综合以上计算，即可得到结构稳定性非线性拟静态模型表达式，即：

$$\Delta\psi = K_T \sum K_i (Q_n + P_{cr}) \quad (9)$$

式中： $\Delta\psi$ 为结构平衡状态； K_T 为非线性结构矩阵； K_i 为内部载荷。根据 $\Delta\psi$ 大小，即可判断当前斜拉桥结构的稳定性情况。

2 实例应用分析

2.1 工程概况

某超高大跨钢混结构斜拉桥主桥为钢-混凝土组合梁斜拉桥，跨度为1350m，设计为(58+214+547+256+47)m的PK箱型组合梁斜拉索，顶部高

程为55.63m，曲率半径为5.69m钢制弯板顶部由焊接钢板和H型钢梁组成，其中钢板由20MnDr(Q355)钢制成，厚度为4mm；径向梁和环向梁均由Q355钢制成；径向梁由窄翼缘工字钢HN100×150×8×230(半径56.33~36.45m)和HN155×200×153×20(半径15.32~22.01m)制成；环向梁采用窄翼缘工字钢HN200×160×6×15制成。整体结构如图2所示。

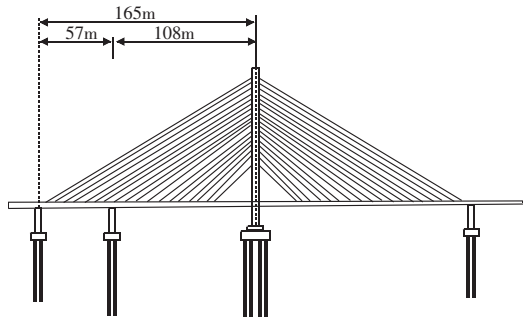


图2 超高大跨钢混结构斜拉桥结构图

Fig. 2 Structural diagram of super tall and large-span steel-concrete cable-stayed bridge

双塔钢-混凝土组合梁斜拉桥为单索面斜拉桥，采用浮式体系，边跨与中跨的比例为0.485，在边跨处设置一个辅助墩，辅助墩和侧墩之间的距离为26.65m，主塔高152m，桥面以上塔高约88m。倾斜电缆布置在中心电缆平面内，间距为18m，梁上标准电缆间距为6.5m。构件相关参数见表1。

表1 构件相关参数

Table 1 Component related parameters

参数	数值
弹性模量/Pa	3.2×10^{11}
泊松比	0.2
密度/(kg/m ³)	4500
阻尼比	0.01
屈服强度/MPa	234
切线模量/Pa	1.02×10^9
桩径/m	2.3
桩长/m	62
根数	34
上塔柱高度/m	45.6
下塔柱高度/m	33.2

桥塔分为上拱塔和下拱环两部分，拱轴线为空间样条曲线；水平桥分为左右塔柱，两个塔柱水平向内倾斜；塔顶由横梁连接，塔柱下部由三根横梁连接；上部拱塔、下部拱圈和横梁均为钢结构；上部拱塔、下部拱圈和基础底座的交叉节点为混凝土结构；在上拱塔、下拱圈的钢结构与混凝土结构之

间设置钢-混凝土连接段进行过渡。

所在地层主要由第四系影响形成的黏性土、细砂、灰岩、风化岩等组成,下伏基岩为第三系双塔寺组砾岩和二叠纪石灰岩。

2.2 试验准备

利用建立的刚体准则塑性铰空间梁单元作为基准单元,将每个构件划分为 2 个单元,共计 2 598 个。同时,对塔柱中心区域进行局部加密,内环直径和周向梁每个构件包含 16 个单元,次内环直径和周向梁每个构件包含 8 个单元,共计 8 640 个单元;设置构件材料为理想弹塑性材料,屈服强度为 345 MPa;元件的每个节点包括 7 个自由度,包括 I 形截面翘曲影响下的自由度。取初始载荷为 0,载荷增量为 1 kN/m^2 ,载荷增量因子的初始值为 1。

为了消除扭转和轴向刚度之间的相互耦合,假设单元是具有相等横截面的双轴对称梁单元,推导过程中不考虑剪切变形的影响,外部负载集中作用在每个节点上。选择结构中的任何构件图元,并在该图元上建立局部坐标系,梁单元的两个节点分别为 i, j ,以 i, j 梁的中性轴为 X 轴,将从 i 到 j 的方向设置为正方向。

2.3 试验说明

为了验证建模方法的准确性,在项目现场设计并制造了若干个大跨度钢-混凝土结构斜拉桥的试验样品,包括 8 根立杆及其支架、5 根水平杆、10 根柱间拉杆、4 根扫地杆和 7 根斜撑。支架、立杆、扫地杆、横杆均采用 5#槽钢,规格为 $10 \times 20 \times 5.5 \text{ mm}$;斜撑采用 $\phi 15$ 钢筋,临时支撑构件接触点均采用焊接;槽钢为框架结构,长 20 cm,宽 300 cm,高 100 cm,柱间距 120 cm,呈跨斜撑纵横分布;杆件材料为 Q235 钢。

考虑施工现场对试验的干扰较大,试验采用电阻应变仪(应变仪)与振动线应变传感器(应变仪)对试样进行应变测量。

2.4 模型应用结果分析

在试件 3 个立杆 1/2 高处分别粘贴 3 个应变片与应变计,然后在试件顶端施加荷载,包括水荷载和恒荷载,模拟结构的实际工况。为减少其他因素的干扰,采用注水的方式逐渐增加自重荷载,注水速度约 30 L/min 。将模型输出的模拟数据与试验数据

进行对比,验证所提模型的可行性,并分析结构的稳定性。结果如图 3 所示。

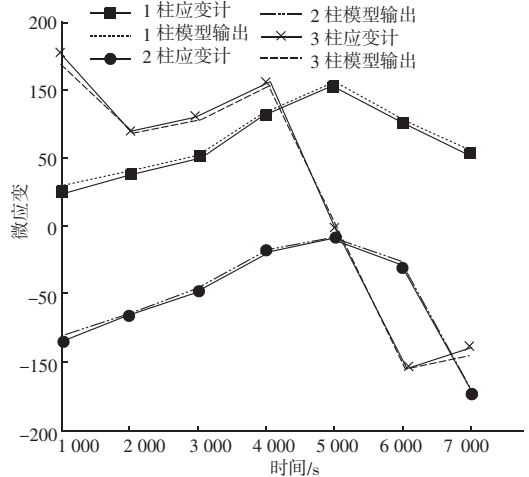


图 3 结构稳定性分析结果

Fig. 3 Results of structural stability analysis

立柱 1 的结构平衡状态始终大于 0,说明该结构的状态变化是连续的,处于稳定状态;立柱 2 的微应变值在整个试验过程中均在 0 以下,可见该结构处于失稳状态;立柱 3 的微应变在 500 s 之前大于 0,在 500 s 之后小于 0,说明该结构在 500 s 时达到临界稳定状态,而后逐渐失稳。而应用文中建立的稳定性分析模型结果与试验数据相一致,证明模型对斜拉桥结构的稳定性分析准确,应用效果良好。

2.5 结构极限承载力相对误差对比试验分析

为进一步体现本文模型在结构稳定性分析方面的优越性,采用 BIM 模型(方法 1)、灰色理论(方法 2)与模型对比,以立柱 2 为例,通过横杆上线荷载的施加方式,向试件施加 4.0 倍的施工荷载、5.6 倍的临界荷载、3.2 倍的风荷载和 6.0 倍的活荷载,将立杆破坏作为最终失稳破坏模式。统计各方法所得结果与实际值的相对误差,以评估不同方法的建模准确性。对比结果见表 2。

表 2 各方法的极限承载力计算相对误差结果对比
Table 2 Comparison of relative error results for ultimate bearing capacity calculation of various methods

荷载效应组合	相对误差/%		
	方法 1	方法 2	本文方法
施工荷载 + 临界荷载	2.95	1.67	0.22
施工荷载 + 风荷载	3.10	2.14	0.43
临界荷载 + 活荷载	2.58	2.55	0.25
风荷载 + 活荷载	3.14	1.96	0.37
施工荷载 + 活荷载	3.62	1.88	0.44
临界荷载 + 风荷载	2.89	2.01	0.10

道桥技术

方法1的计算相对误差值较大,由于该方法未对构件的屈曲模式进行预先假定,使得构件在刚体运动中的平衡状态准则的选取存在较大偏差;方法2较优于方法1,但最大相对误差为2.55,仍然处于较高水平,主要因为该方法忽略了构件初始几何缺陷对屈曲承载力的影响,故无法准确计算出结构的实际承载力大小,从而无法明确结构的稳定情况;本文方法得到的极限承载力相对误差均在0.50以下,与真实值偏差较小,说明本文构建的模型能够准确计算出结构极限承载力,准确分析出结构的稳定状态。

3 结束语

为充分弥补当前既有方法未考虑结构在非线性外界荷载作用下的临界受力状态变化,极限承载力的计算准确性不足的问题,所提方法通过对结构进行非线性刚度分析,构建非线性拟静态分析模型。以实际斜拉桥建设工程为例,对所提模型的应用性能进行验证。结果表明,构建的模型适用于斜拉桥结构的稳定性分析,可以准确计算极限承载力,能够为超高大跨钢混结构斜拉桥的稳定性分析提供更为可靠的理论模型,同时为相关工程施工提供理论指导。

参 考 文 献

[1] 刘振标,夏正春,胡方杰,等. 高速铁路大跨度钢桁架-混凝土板组合梁斜拉桥稳定性研究[J]. 铁道标准设计, 2023, 67

(11): 68-75.

- [2] 董军,哈经纬,葛世超,等. 钢管混凝土独塔双索面斜拉桥稳定性分析[J]. 施工技术, 2022, 51(9): 60-64, 69.
- [3] 施洲,贾文涛,宁伯伟,等. 高铁大跨度斜拉桥主梁钢混结合段力学性能研究[J]. 铁道学报, 2023, 45(3): 37-46.
- [4] 涂光亚,石洋,邹磊. 大跨度钢混组合梁斜拉桥钢主梁截面参数对成桥状态主梁受力敏感性分析[J]. 中外公路, 2022, 42(1): 108-115.
- [5] 徐开进. 建筑钢结构设计中稳定性的设计方法分析[J]. 建材发展导向, 2023, 21(8): 65-67.
- [6] 陈大广,武让,左磊,等. 孤岛综放面回采巷道围岩稳定性控制研究[J]. 煤炭技术, 2023, 42(4): 83-88.
- [7] 张立军. 山区高速公路路基边坡稳定性及加固措施分析[J]. 四川水泥, 2023(4): 257-258, 261.
- [8] 雷蕾,吴洁. 基于现场监控量测的石岩岭隧道施工期围岩稳定性研究[J]. 广州航海学院学报, 2023, 31(1): 72-76.
- [9] 夏雄,仇宏勇,韩乐,等. 基于龄期影响的垃圾填埋体边坡稳定性分析[J]. 常州大学学报(自然科学版), 2023, 35(2): 59-65.
- [10] 张世春,管仲国. 山区大跨度混合梁独塔斜拉桥的合理横向减震体系[J]. 应用基础与工程科学学报, 2024, 32(1): 258-272.
- [11] 李学松,黄永辉,谭鼎融,等. 空间扭索面斜拉桥结构受力特性分析[J]. 公路, 2023, 68(2): 135-139.
- [12] 李兵,肖靖林,孙迎春,等. 钢-UHPC组合梁斜拉桥多尺度有限元分析与试验研究[J]. 公路交通科技, 2023, 40(11): 131-141.
- [13] 田引安. 大跨钢混混凝土组合梁斜拉桥施工阶段受力性能分析[J]. 建筑结构, 2022, 52(12): 121-126.

(上接第130页)

附录 B:

$$\begin{aligned} \bar{R}_{11} &= -(A_{11}\beta^2 + A_{66}\alpha_m^2); \bar{R}_{12} = -(A_{12} + A_{66})i\beta\alpha_m; \bar{R}_{13} = B_{11}i\beta^3 + (B_{12} + 2B_{66})i\beta\alpha_m^2; \\ \bar{R}_{21} &= -\bar{R}_{12}; \bar{R}_{22} = -A_{22}\alpha_m^2 - A_{66}\beta^2; \bar{R}_{23} = B_{22}\alpha_m^3 + (B_{12} + 2B_{66})\beta^2\alpha_m; \bar{R}_{31} = \bar{R}_{13}; \\ \bar{R}_{32} &= -\bar{R}_{23}; \bar{R}_{33} = D_{11}\beta^4 + 2(D_{12} + 2D_{66})\beta^2\alpha_m^2 + D_{22}\alpha_m^4; \bar{R}_{34} = m(-\omega^2 + 2c\beta\omega - c^2\beta^2) + \eta(i\omega - i\beta c) + K; \\ \bar{q}_m(\beta, \omega) &= \frac{8q_0}{B\alpha_m\beta} \sin(\alpha_m\zeta) \sin(\alpha_m b_1) \sin(\beta a_1) \end{aligned}$$