

斜拉索张力优化研究

朱 敏¹, 李衍赫²

(1. 中铁工程设计咨询集团有限公司, 北京 100055; 2. 浙江大学 建筑工程学院, 浙江 杭州 310058)

摘要: 合理确定斜拉索的预张力是斜拉空间网格结构成败的关键, 提出一种适用于半刚性结构的静力平衡法线性迭代优化方法。通过对灵武体育中心体育场屋盖斜拉索张力优化分析, 获得 $\{N_3\} = (1 + 0.3)N$ 为优化预张力, 结构最大竖向位移为跨度的 $1/718$, 各杆件应力/强度比基本在 0.8 以内。

关键词: 体育场屋盖; 斜拉索; 预张力; 优化

中图分类号: U448 **文献标志码:** A **文章编号:** 2095-0373(2014)03-0012-06

0 引言

体育场等大型斜拉空间网格结构体系, 多为拉索与空间桁架、塔柱组成的刚柔组合体系。通过悬挂在塔柱顶部的拉索拉吊桁架网格结构, 并利用拉索的预张力, 形成桁架网格的中间弹性吊点, 使空间网格结构内力和变形得以调整, 减小结构的绝对跨度, 降低桁架杆件的内力和变形^[1]。

在斜拉网格结构中, 一般增加拉索的预张力, 部分抵消结构的外荷载作用, 桁架网格结构杆件内力降低、挠度减小; 塔柱结构的柱顶位移和塔体结构的内力加大^[2-4]。拉索的预张力过大, 钢筋混凝土材料的塔柱(又称巨柱)则需承担过大的偏心应力, 虽然混凝土塔柱多采用预应力混凝土来解决偏心应力, 这也可能导致塔柱设计不合理。因此, 合理的拉索预张力是改善结构性能、提高综合经济效益的重要技术措施, 使空间钢结构体系获得良好结构性能和经济指标的有效方法。在确定拉索预张力时要综合考虑杆件内力、结构挠度、塔柱结构位移与内力等因素, 同时须保证在温度应力、风吸力等影响下拉索正常工作。

在确定拉索的初始张力时, 常用的方法有倒退分析法和前进分析法^[5]、基于初始应变影响矩阵法和多次复形法等, 这些方法的缺点是操作复杂。因此, 结合实际工程, 提出一种基于变形控制的静力平衡法的线性迭代优化方法。

1 灵武体育中心体育场工程概况

位于灵武市新区行政中心的灵武体育中心^[6]体育场, 距银川市 38 km。体育中心由 25 401 座的体育场和约 3 000 座体育馆、服务系统与配套设施等构成。其中, 体育场底部面积 36 521 m², 总建筑面积 27 173 m²。东、西区看台固定座席 25 401 个。椭圆型屋盖的长轴跨度 214 m、短轴跨度 193.7 m。体育场挑棚高 38.76 m、挑棚长 40 m, 拉索吊点前的悬臂长 13.16 m。

体育场屋盖由斜拉桁架、拉索、斜塔柱构成受力体系。沿体育场环向共有 84 根塔柱(又称巨柱), 每根巨柱引出 1 根径向索和 2 根斜向拉索, 吊挂着空间桁架。屋盖挑篷桁架为弧形曲面, 前高后低。沿巨柱的椭圆方向为径向主桁架, 截面为 3 根钢管构成的空间倒三角型(V 型), 根部截面高度约为 2.0 m, 端部截面高度约为 1.4 m, 宽度 1.5 m。主桁架前部 1/3 处通过拉索与外斜巨柱的上端连接。各根径向桁架之间有环向桁架, 其中中间环向桁架布置在钢索位置, 端部布有提拉桁架和封边桁架, 以增加屋盖结构的整体性。

DOI: 10.13319/j.cnki.sjztdxzb.2014.03.03

收稿日期: 2014-05-04

作者简介: 朱敏 女 1988 年出生 实习工程师

斜拉钢索为耐腐蚀好的半平行钢丝束,规格根据长度分别为 $\Phi 5 \times 61$ 和 $\Phi 5 \times 121$,对应钢丝束直径分别为 45 mm 和 61 mm,截面面积分别为 $1\,198\text{ mm}^2$ 和 $2\,376\text{ mm}^2$ 。

2 相关计算参数及主要计算荷载

2.1 计算参数

钢材的弹性模量 $2.06 \times 10^5\text{ N/mm}^2$ 、泊松比 0.3、容重 $7\,850\text{ kg/m}^3$,钢材线膨胀系数取(计算温度荷载时) $1.2 \times 10^{-5}\text{ m/m}^\circ\text{C}$ 。抗拉、抗压和抗弯强度设计值为 250 N/mm^2 。

拉索钢丝束弹性模量 $1.95 \times 10^5\text{ N/mm}^2$ 、泊松比 0.3、容重 $7\,698\text{ kg/m}^3$,抗拉强度标准值为 $1\,670\text{ MPa}$,抗拉强度设计值取 930 MPa 。两种规格的钢丝束破断力分别为 $2\,000\text{ kN}$ 和 $3\,968\text{ kN}$;为保证结构的安全度,在各工况下拉索实际设计拉力应小于 $0.4N_b$ (分别为 500 kN 和 $1\,587\text{ kN}$)。

2.2 计算荷载

- (1) 钢结构自重 G 。考虑钢节点、加劲肋等增加的自重,计算中按钢材容重取 1.1 倍的放大系数。
- (2) 屋面活荷载 L 。膜屋面、檩条、雨水管道、照明设备等,按 0.5 kN/m^2 取值。
- (3) 基本雪压 S_0 。50 a 按 0.20 kN/m^2 ,100 a 按 0.25 kN/m^2 。
- (4) 合龙温度 T 。 $10 \pm 5\text{ }^\circ\text{C}$,根据当地气象资料,设计最大正温差取 $+35\text{ }^\circ\text{C}$,最大负温差取 $-25\text{ }^\circ\text{C}$ 。
- (5) 风荷载 W_L 。按照风洞实验的结果,不同部位的上吸风压值为 $-2.48 \sim 1.2\text{ kN/m}^2$ 。

3 拉索预张力静力平衡法线性迭代优化计算方法

3.1 静力平衡法计算原理

基于变形控制的静力平衡法过程如下:

- (1) 首先不施加预张力,即在屋面荷载和结构自重作用下求得各索的内力,求得的各索内力记作 $\{N\}$ 。
- (2) 调整预张力,以 $1 + i\{N\}$ ($i = 0.1, 0.2, \dots$) 进行迭代计算,使结构的整体变形控制在跨度的 $1/1\,500$ 以内。
- (3) 考虑屋盖的受风吸力,还需保证结构在最不利吸风荷载作用载下拉索不松弛。

3.2 基于静力平衡法线性迭代优化方法

3.2.1 目标函数的选取

根据灵武体育中心体育场工程的特点,目标函数选取杆件应力/强度比,表达式为

$$\sigma(\lambda_i) = (N_i/A_i)/f_i \rightarrow \min \quad (1)$$

式中, λ_i 为各杆件的截面编号; N_i 为各杆件最不利组合下的内力值; A_i 为各杆件的截面面积; f_i 为各杆件材料强度设计值。

3.2.2 优化线性插值函数的选取

由于目标函数唯一,杆件应力/强度比的优化属一维优化问题。一维优化方法第一类为试探法,第二类为线性搜索法。其中线性搜索法根据是否采用导数信息分有导数和无导数方法,无导数方法的搜索方法有直接插入法、0.618 法、Fibonacci 法等。

线性搜索是多变量函数最优化方法的基础,在多变量函数优化中,迭代格式为

$$x_{k+1} = x_k + \partial_k d_k \quad (2)$$

式中, ∂_k 为步长因子; d_k 为搜索方向。设

$$\varphi(\partial) = f(x_k + \partial_k d_k) \quad (3)$$

从 x_k 出发,沿搜索方向 d_k ,确定步长因子 ∂_k ,使

$$\varphi(\partial_k) \leq \varphi(0) \quad (4)$$

3.2.3 优化方法

第一阶段从 $\{N_1\} = N$ 到第六 $\{N_6\}$, $N_i = N_1 + (I-1)N$, $I = 1, 2, \dots, 6$ 。

第二阶段在第一阶段数值接好的 N_i 值范围内按式(5) 进行分析

$$\{N_i\} = \{N_i\} + (\{N_{i+1}\} - \{N_i\}) / 2 \quad (5)$$

第三阶段在第二阶段数值接好的 N_i 值范围内再次线性插值分析。理论上讲,阶段次数越多,优化结果更好,但一般 2~3 次可满足设计精度要求。

选取不同预张力批次对结构进行反复计算,最终找出使得杆件应力/强度比和结构竖向位移最小的批次即为最优初始预张力。

4 灵武体育场斜拉屋盖拉索预张力优化计算分析

采用上述的基于变形控制的静力平衡法计算灵武体育场斜拉屋盖拉索预张力,借助 Midas/gen 有限元设计软件进行求解。

4.1 基本假设

未计入拉索初始缺陷,为了便于求解且满足工程简化精度要求,模拟中将巨柱简化为拉索的固定支座。斜拉网格结构中,增加拉索的预张力,桁架网格结构杆件内力降低、挠度减小;但塔柱结构的柱顶位移和塔体结构的内力加大。依据斜拉网格结构的计算结果,再分析巨柱钢筋混凝土应力和优化混凝土巨柱钢筋预应力值。再通过检验和校正屋盖拉索与张力。

4.2 计算模型

采用 Midas/gen 有限元计算程序,以西侧屋盖为对象建立有限元模型。桁架中的弦杆和腹杆采用桁架单元,拉索采用索单元,计算模型如图 1 所示。各拉索的编号及对应位置如图 2、表 1 所示。

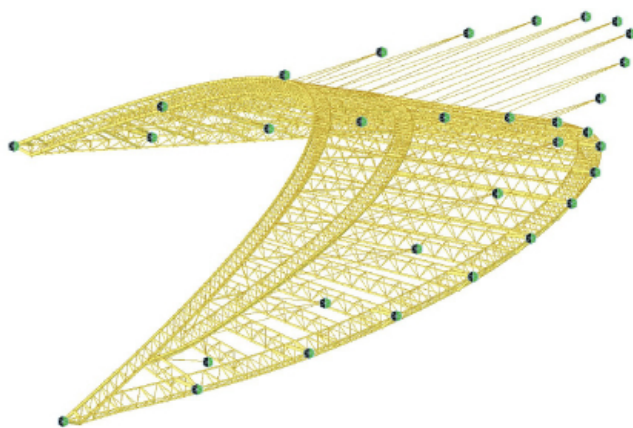


图 1 有限元网格计算模型

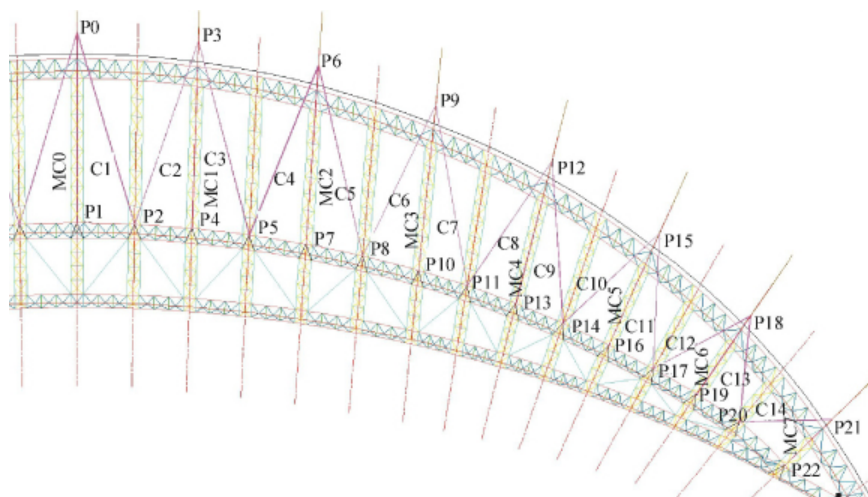


图 2 拉索分布位置示意

由于结构为左右完全对称形式,故图 2 只示意了右侧一半的拉索布置情况,另外左侧一半拉索的布置情况与此完全对称。

表 1 拉索规格及编号

编号	长度/m	直径/mm	上吊点编号	下吊点编号
MC0	24.904	Φ5 × 121	P0	P1
MC1	24.399	Φ5 × 121	P3	P4
MC2	23.246	Φ5 × 121	P6	P7
MC3	21.458	Φ5 × 121	P9	P10
MC4	18.753	Φ5 × 121	P12	P13
MC5	15.386	Φ5 × 121	P15	P16
MC6	11.821	Φ5 × 121	P18	P19
MC7	7.974	Φ5 × 121	P21	P22
C1	26.054	Φ5 × 61	P0	P2
C2	25.050	Φ5 × 61	P3	P2
C3	26.024	Φ5 × 61	P3	P5
C4	23.502	Φ5 × 61	P6	P5
C5	25.372	Φ5 × 61	P6	P8
C6	21.356	Φ5 × 61	P9	P8
C7	23.667	Φ5 × 61	P9	P11
C8	18.929	Φ5 × 61	P12	P11
C9	20.905	Φ5 × 61	P12	P14
C10	16.225	Φ5 × 61	915	P14
C11	17.205	Φ5 × 61	P15	P17
C12	13.523	Φ5 × 61	P18	P17
C13	11.303	Φ5 × 61	P18	P20
C14	10.198	Φ5 × 61	P21	P20

第一阶段首先计算 $\{N_1\} = 1.0\{N\}$ ($\{N\}$ 为屋面恒载,拉索预张力为 0.0),并分别计算 $\{N_2\} = 1.1\{N\} \sim \{N_6\} = 1.6\{N\}$ 。因 $\{N_7\}$ 对应的结构最大竖向位移大于 71 mm,超过跨度的 1/1 500。 $\{N_1\}$ 工况的计算结果如表 2 和表 3 所示,其它工况计算结果见图 3 ~ 图 5。

表 2 恒荷载作用下索力值($\{N_1\}$) kN

直索	拉力	斜索	拉力	斜索	拉力
MC0	498.737	C1	247.009	C9	82.611
MC1	463.469	C2	244.403	C10	149.063
MC2	431.023	C3	270.402	C11	163.557
MC3	416.571	C4	288.605	C12	183.36
MC4	408.487	C5	179.405	C13	72.121
MC5	423.485	C6	166.407	C14	242.682
MC6	326.076	C7	230.101	C15	78.648
MC7	354.261	C8	300.97		

表 3 恒荷载和 $\{N_1\}$ 作用下结构竖向位移值(向下为正) mm

工况	索拉点	桁架端点	桁架跨中	杆件最大应力/强度比
恒 + 预张力	-5	-8	-4	0.95
最大包络	412	532	304	

第二阶段可根据第一阶段计算结果,缩小搜索范围、即在小范围内插值优化。本文根据第一阶段拉索预张力线性分布特征,第二阶段仍然在全部范围内插值计算。 $\{N_1\}$ 、 $\{N_1\} + \{N_1 - N_2\}/2$ 、 $\{N_2\}$ 、 $\{N_2\} + \{N_2 - N_3\}/2$ 、 $\{N_3\}$ 、 $\cdots$ 、 $\{N_6\}$ 的计算结果如表 4 和图 3 ~ 图 5 所示。

由图 3 恒 + 预张力和图 4 最不利荷载组合时的桁架跨中竖向位移与拉索预张力关系可知,桁架跨中竖向位移与拉索预张力呈近似线性关系,拉索预张力越大、桁架跨中竖向位移越大。由图 4 可知,在 $\{N_6\}$ 预张力及最不利荷载组合作用时桁架跨中竖向位移变成向上的负位移(- 12.8 mm)。由图 5 可知,最不利荷载组合作用时桁架杆件应力/强度比与拉索预张力关系呈“抛物线”型,拉索预张力较小时杆件应力/强度比先随拉索预张力增大而减小,拉索预张力较大时随拉索预张力增大而快速增加。根据杆件应力/强度比的优化目标,初步判断最优预张力在 $\{N_3\}$ 附近。

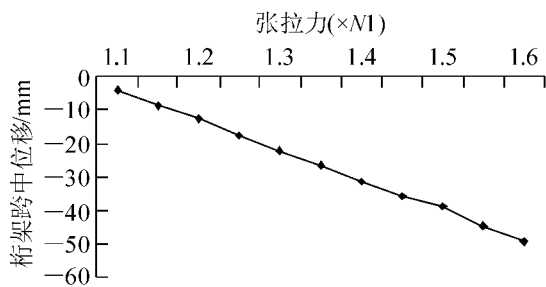


图 3 不同拉索预张力及恒荷载作用的桁架跨中竖向位移

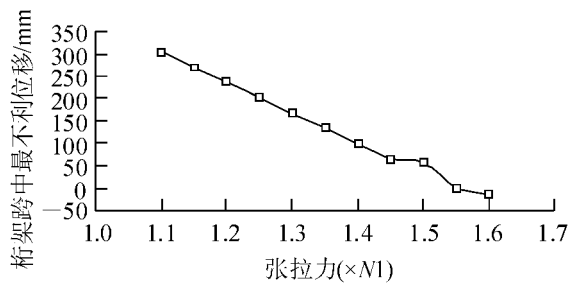


图 4 不同拉索预张力及最不利荷载组合时下桁架跨中竖向位移

表 4 拉索不同预张力时结构位移和杆件应力/强度比

预张力 $\{N_i\}$	桁架跨中竖向位移/mm		桁架杆件最大应力/强度比
	恒 + 预张力	最大包络	
$\{N_1\}$	-4	304	0.95
$(\{N_1\} + \{N_2\})/2$	-8.5	270	0.94
$\{N_2\}$	-12.6	236	0.94
$(\{N_2\} + \{N_3\})/2$	-17.5	202	0.9
$\{N_3\}$	-22	168	0.8
$(\{N_3\} + \{N_4\})/2$	-26.5	134	0.88
$\{N_4\}$	-31.4	100	0.9
$(\{N_4\} + \{N_5\})/2$	-35.5	66	0.93
$\{N_5\}$	-38.5	58	0.96
$(\{N_5\} + \{N_6\})/2$	-44.5	2	0.97
$\{N_6\}$	-49.0	-12.8	0.99

为进一步寻求优化的拉索预张力,在拉索预张力为 $\{N_3\}$ 邻近进行插值分析。在 $\{N_2\}$ 和 $\{N_3\}$ 间进行 4 分点插值: $\{N_2\}$, $\{N_2\} + \{N_2 - N_3\}/4$, $\{N_2\} + \{N_2 - N_3\}/2$, $\{N_2\} + \{N_2 - N_3\}/4$, $\{N_3\}$ 。4 分点插值分析结果与 2 分点插值分析结果规律一致,并且仍然以拉索预张力为 $\{N_3\}$ 时杆件应力/强度比最小。

综合考虑结构位移和杆件应力/强度比,拉索预张力为 $\{N_3\}$ 是本工程的优化计算结果。

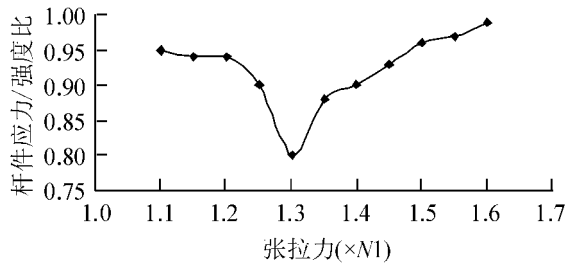


图 5 不同拉索预张力及最不利荷载组合时桁架杆件应力/强度比

5 结论

(1) 合理确定斜拉索的预张力是斜拉空间网格结构

成败的关键,随着拉索预张力的加大,网格结构杆件内力峰值降低、挠度减小,但塔柱的柱顶位移、塔体附加弯矩加大。因此,提出一种适用于半刚性结构的基于变形控制的静力平衡法基础上的线性迭代优化方法。

(2) 将不施加预张力、在屋面荷载和结构自重作用下求得各索的内力为拉索基本值,以 $N + 0.10N$ 的倍数进行一定拉力值计算,再在基本合理的拉力范围内线性插值计算,达到杆件强度/应力最小、结构变形在 1/1 500 的优化目标。

(3) 通过对灵武体育中心体育场屋盖斜拉索张力优化分析,获得 $\{N_3\} = (1 + 0.3)N$ 为优化预张力,结构最大竖向位移与初始预张力(N) 相比减小了近 1/2,数值为跨度的 1/718,各杆件应力/强度比基本均在 0.8 以内。

参 考 文 献

[1] 朱敏. 体育场柱索体系预应力优化研究 [J]. 北京: 北京交通大学土木学院, 2013.

- [1] 董石麟. 我国大跨度空间钢结构的发展与展望 [J]. 空间结构, 2000, 6(2): 3-13.
- [2] 姜正荣, 王仕统, 魏德敏. 斜拉网格杂交结构设计中的若干问题 [J]. 工程设计, 2005, 20(7): 41-44.
- [3] 梁明, 周岱, 柳杰, 等. 斜拉空间网格结构的索系张拉和预应力控制 [J]. 上海交通大学学报, 2005, 39(5): 769-773.
- [4] 冯健, 张耀康. 预应力斜拉网格结构的静力优化分析 [J]. 东南大学学报: 自然科学版, 2003, 33(5): 583-587.

Research on Optimization of Stay Cable Tension

Zhu min¹, Li Yanhe²

(1. China Railway Engineering Consulting Group Co., Ltd, Beijing 100055, China;

2. Institute of Structural Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China)

Abstract: Reasonable determination of the pre-tension in cables is the key point to the success of cable-stayed spatial grid structure. This paper presents a linear iterative optimization method of static equilibrium method suitable for semi-rigid structure. By analyzing and optimizing the tension in the roof cables of Lingwu Sports Center Stadium, this paper obtains the conclusion that $\{N_3\} = (1 + 0.3)N$ is the optimized pretension of the cables, and under this circumstance, the maximum vertical displacement of the structure is 1/718 of the span and the stress / strength of each rod is less than 0.8.

Key words: stadium roof; cable-stayed; pretension; optimization

(责任编辑 刘宪福)

(上接第 11 页)

(3) 同一联内, 中间墩和连接墩支座的损伤在二类场地地震波下纵桥向有一定差别, 但是差别不大。三类场地地震波作用下两者基本一致。

(4) 对于一二类场地, 桥梁发生落梁破坏的可能性较小, 可以采用矩形支座, 防止横桥向支座损伤过大; 而对于三四类场地, 桥梁发生落梁破坏的可能性较大, 需要设置较长的支撑长度, 防止落梁破坏。

参 考 文 献

- [1] 范立础, 李建中. 汶川桥梁震害分析与抗震设计对策 [J]. 公路, 2009(5): 122-128.
- [2] 范立础. 桥梁抗震 [M]. 上海: 同济大学出版社, 1997.
- [3] 王军文, 杨涛, 艾庆华. 圆柱式节段空心墩抗震加固方式研究 [J]. 石家庄铁道大学学报: 自然科学版, 2013, 26(1): 1-7.
- [4] 范立础, 聂利英, 李建中. 地震作用下板式橡胶支座滑动的动力性能分析 [J]. 中国公路学报, 2003(4): 31-36.
- [5] 中交公路规划设计院. JT/T 4—2004 公路桥梁板式橡胶支座 [S]. 北京: 人民交通出版社, 2004.
- [6] Dimitrios Vamvatsikos C, Allin Cornell. Incremental dynamic analysis [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2002, 31(3): 491-514.

Bearing Damage Process Analysis of Simply-Supported Bridges with Continuous Slab-decks

Liu Cong

(Tianjin Municipal Engineering Design Institute, Tianjin 300051, China)

Abstract: The simply-supported bridge with continuous slab-decks is widely used at present as a form of bridge structure. This paper establishes the nonlinear bridge dynamic model by Sap2000 finite element software. According to the bearing damage criterion, IDA analysis method is adopted for the bridge bearing damage process analysis. The calculation results show that the connection pier bearing damage is bigger than the middle pier bearing damage, and weaker is the site, more prone is the bridge to bearing damage. It is suggested that bearing length should be increased for bridge piers at Class Three or Four sites.

Key words: simply-supported bridges with continuous slab-decks; bearing damage criterion; IDA; site

(责任编辑 车轩玉)