

文章编号:1671-8879(2015)02-0083-08

多塔斜拉桥拉索支承刚度系数的求解与分析

李忠三,雷俊卿

(北京交通大学 土木建筑工程学院,北京 100044)

摘要:为了深入研究多塔斜拉桥刚度过低的本质,基于多塔斜拉桥的结构力学特性,推导了单位荷载作用下多塔斜拉桥的拉索弹性支承刚度系数的解析公式,对其进行了参数敏感性分析。通过算例对推导的公式进行了验证,最后将拉索支承刚度系数公式应用于实际多塔斜拉桥的竖向挠度计算,与嘉兴—绍兴六塔斜拉桥的有限元计算的数值结果进行了对比分析。研究表明:多塔斜拉桥刚度过低的本质是主梁对中间塔提供的纵向约束较弱;推导的公式具有较高的计算精度,算例与文献[8]中的单位力作用下主梁的竖向挠度比值仅为 1.02;将其应用于嘉兴—绍兴大桥主梁挠度计算时,计算结果误差也较小;此解析公式可通用于各种塔数的斜拉桥,可用于指导多塔斜拉桥结构的概念设计和初步设计工作,有利于提高多塔斜拉桥刚度的计算分析效率。

关键词:桥梁工程;多塔斜拉桥;斜拉索支承刚度系数;弹性支承连续梁;刚度;数学解析式;有限元法

中图分类号:U448.27

文献标志码:A

Analysis and solution of cable supporting stiffness coefficient of multi-span cable-stayed bridges

LI Zhong-san, LEI Jun-qing

(School of Civil Engineering, Beijing Jiaotong University, Beijing 100044, China)

Abstract: In order to study thoroughly the low rigidity of multi-span cable-stayed bridges, this paper derived an analytic formula of cable-stayed bridges cable elastic support rigidity coefficient under unit load based on the structure features of the multi-span cable-stayed bridge and conducted parameter sensitivity analysis on it. This formula was verified by an example and was applied to actual bridge vertical deflection calculation. These calculation results were compared with those of Jiaxing—Shaoxing six pylons cable-stayed bridge based on finite element calculation. The results show that the essence of low rigidity of multi-span cable-stayed bridge is weak constraints of the middle pylon. The formula calculation accuracy is relatively high, and the ratio of vertical deflection of beam under the unit load between the example and reference 8 counts as 1.02. The error is little when the deflection of Jiaxing—Shaoxing bridge is calculated. The formula can be applied to cable-stayed bridges with various number of towers and can be used on the conceptual design and primary design of cable-stayed structure and make it efficient to

收稿日期:2014-10-20

基金项目:教育部高等学校博士点基金项目(20100009110017);交通运输部科技项目(2013315494011)

作者简介:李忠三(1985-),男,河南信阳人,工学博士研究生,E-mail:Lzhs0126@sina.com。

compute the rigidity of cable-stayed bridge.

Key words: bridge engineering; multi-span cable-stayed bridge; cable support stiffness coefficient; elastic support continuous beam; rigidity; mathematical analysis; finite element method

0 引言

当需要跨越宽阔的河流、湖泊时,多塔斜拉桥成为一个具有竞争力的桥型,从 20 世纪 70 年代丹麦 Great Belt 桥方案提出以来,多塔斜拉桥在大跨领域的应用逐渐受到桥梁工程师的青睐,但是与常规的双塔斜拉桥相比,多塔斜拉桥的结构整体刚度较小,从而限制了其推广应用,为了解决多塔斜拉桥的刚度问题,国内外学者都进行了相关研究。丹麦桥梁设计师 Gimsing 提出 2 种方法:一是增大梁或者塔的弯曲刚度以抵消缆索体系的低效率;二是修正缆索体系即采用交叉索、塔顶水平索及中塔稳定索等措施^[1]。同时为了增大弯曲刚度,建议采用三角形索塔,从而增大桥塔刚度;适当增大主梁的刚度,使其高度约为跨径的 1/40。德国设计师 Leonhardt 等提出按照 L 和 $0.8L$ (L 为跨径)进行多塔斜拉桥的跨径布置,再在短跨布置交叉索,可以有效的提高结构刚度^[2-3];Schlaich 等在汀九大桥(三塔斜拉桥)设计中,采用柔性塔,并用倾斜加劲索来提高桥梁刚度^[3];Virlogeux 在米约高架桥(七塔斜拉桥)设计过程中,研究了多塔斜拉桥结构布置和构件刚度合理匹配的问题^[4];胡建华在岳阳洞庭湖大桥(三塔斜拉桥)的设计中,采用了一套区别于以往提高多塔斜拉桥刚度的措施,即通过减小背索间距和加大背索面积,增大压重和适当增大塔梁刚度^[5];西南交通大学的喻梅等通过有限元软件广泛地分析了多塔斜拉桥的结构特性,比如各构件的刚度对多塔斜拉桥整体刚度的影响,多塔斜拉桥的桥塔形式和布置的影响,并对提高多塔斜拉桥刚度的一些方法进行了比较分析^[6]。国内外对斜拉桥的研究起步很早,斜拉桥的结构分析理论已经相当完善,在斜拉桥的解析计算中,常用的方法是将其简化为弹性地基梁,即采用经典理论——温克尔假定,将梁视为置于弹性地基上,拉索起着类似于弹性地基的作用,这种假定接近斜拉桥结构受力特点,则地基的弹性系数即为拉索的支承系数。李国豪等较多的学者都采用这种方法对斜拉桥进行了简化计算,其中对拉索弹性支承刚度系数的计算是在只考虑拉索变形,同时忽略中跨主梁和桥塔刚度的影响,将有辅助墩支承的边跨主梁视为刚性梁,认为外荷载全部由拉索承担假设条

件下进行的,这对于一般边跨有强大的锚索和辅助墩的常规双塔斜拉桥是可以适用的^[7-10]。但是对于多塔斜拉桥而言,结构特点则明显不同,其中塔一般较粗壮,刚度较大,同时中间塔两边主跨由于缺少辅助墩,通过拉索对索塔提供的支承约束降低了,因此不能认为中塔两侧的主梁通过拉索对桥塔提供的约束也趋于无穷大。因此在求解支承系数时不能像双塔斜拉桥一样,假定主塔无抗弯能力和中间塔某一侧主梁刚度无穷大。鉴于此,目前国内外对多塔斜拉桥刚度的研究绝大部分都是借助于通用有限元软件进行参数分析^[11-16],并没有对多塔结构本身受力机理进行深入的探讨。为了解决这一难题,本文推导了多塔斜拉桥弹性支承刚度系数的解析解的理论计算公式。不同于以往研究者的假定,本文在推导理论计算公式时,认为中间塔两侧主梁不同于边塔设置辅助墩的一侧主梁可以视为刚性梁,而是具有一定的柔度,只对桥塔提供一定程度的约束,同时考虑了桥塔抵抗变形的能力。理论计算公式揭示了多塔斜拉桥刚度过低的本质,可以应用于多塔斜拉桥结构的概念设计的计算分析,对改善现有设计方法,保证结构安全,具有一定的理论意义和工程应用价值。

1 拉索支承刚度系数的定义

斜拉桥是以主梁受弯压、而桥塔受压弯、斜拉索受拉来承受竖向荷载的,其主梁具有一定的刚度,斜拉索对主梁提供弹性支承,外荷载由主梁和斜拉索共同承担,再通过斜拉索传递给桥塔和地基基础。斜拉索对具有一定刚度的主梁起着加劲作用,每根拉索都为弹性支承,因此可以视斜拉桥为多点弹性支承的连续梁桥。而无论对于双塔斜拉桥还是多塔斜拉桥体系来说,主梁刚度都主要由斜拉索提供,所以需要首先求解斜拉索对主梁的支承刚度。本文只进行定性分析,根据结构力学中位移法的刚度系数概念,斜拉索提供的弹性支承刚度系数 k 的数学表达式定义为

$$k = \frac{1}{\delta} \quad (1)$$

式中: δ 为单位荷载作用下主梁产生的竖向变形。

2 计算模型的建立

一般大跨径斜拉桥都是密索体系,斜拉索对主梁起着类似于一系列弹簧支承的作用,可以将其转化为多点弹性支承的连续梁,如图 1 所示。通过求解拉索弹性支承系数 k 来求解主梁在荷载作用下产生的竖向挠度。三塔斜拉桥是多塔斜拉桥中应用最为广泛的桥型,目前国内外已建成运营的实际多塔斜拉桥工程大部分都是三塔的。本文在推导刚度系数计算式时,先以三塔斜拉桥为例,选取中塔某根拉索的模型进行理论分析。

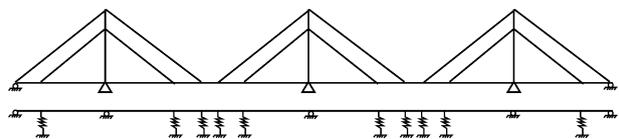


图 1 三塔斜拉桥弹性支承连续梁模型

Fig. 1 Three-tower cable-stayed bridge into elastic bearing beam model

本文在推导斜拉索支承刚度公式时考虑了以下 4 个因素:斜拉索的弹性伸长;主梁的竖向弯曲;主塔的纵向弯曲;主塔的弹性压缩。

为了便于推导分析,取多塔斜拉桥第 i 对拉索的单索模型,如图 2 所示。图中: H_b 为塔梁支承处以下塔高; H_i 为 i 号拉索塔端锚点到塔梁支撑处高度; H_t 为拉索塔端锚点到塔顶高度; l_s 为边跨长度; l_{si} 为边跨拉索梁端锚点与塔梁支撑处距离; l_{mi} 为中跨拉索梁端锚点与塔梁支撑处距离; α_{mi} 为中跨拉索倾角; α_{si} 为边跨拉索倾角。当在 A 点作用单位荷载时,其主梁产生的竖向挠度 δ 来自于 3 个方面,分别为右主跨梁上斜拉索的伸长和右主跨主梁下挠产生的 δ_1 、主塔转动产生的 δ_2 和主塔弹性压缩产生的 δ_3 ,其中 δ_2 包括主塔的纵向弯曲产生的 δ_{2-1} 和左主跨拉索伸长和左主跨主梁上挠产生的 δ_{2-2} ,即

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 \quad (2)$$

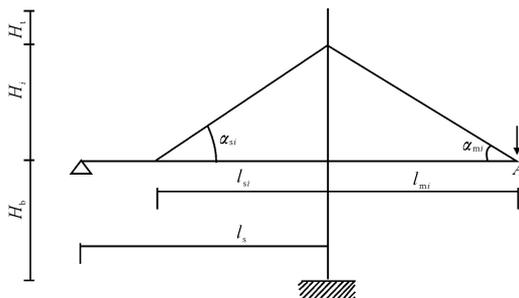


图 2 单对索模型

Fig. 2 Single cable model

3 多塔斜拉桥斜拉索支承刚度系数公式的推导分析

3.1 右主跨斜拉索弹性伸长和主梁下挠共同引起的变形

图 3 为右主跨主梁下挠变形的简化模型, δ_1 为锚点竖向位移。在单位力 $F=1$ 的作用下斜拉索受力 $T_{mi} = \frac{1}{\sin(\alpha_{mi})}$,由材料力学可知其伸长量 Δl_{si} 为

$$\Delta l_{mi} = \frac{1}{\gamma_s \sin(\alpha_{mi})} \quad (3)$$

式中: $\gamma_s = \frac{E_{mi} A_{mi} \sin(\alpha_{mi})}{H_i}$ 为右主跨拉索刚度, E_{mi} 为右主跨斜拉索的弹性模量, A_{mi} 为右主跨斜拉索的面积

此时主梁的下挠(取塔梁竖向支承)为

$$\Delta_{bi} = \frac{1}{\gamma_b} \quad (4)$$

式中: $\gamma_b = \frac{3E_b I_b l_m}{l_{mi}^2 (l_m - l_{mi})^2}$ 为右主跨主梁的刚度; l_m 为右主跨长度; E_b 为主梁的弹性模量; I_b 为主梁的惯性矩。

综合以上两项,可得主梁的竖向变形 δ_1 为

$$\delta_1 = \frac{1}{k_{mi}} = \frac{1}{\gamma_s \sin(\alpha_{mi}) + \gamma_b} \quad (5)$$

式中: k_{mi} 为右主跨斜拉索和主梁提供的支承刚度。

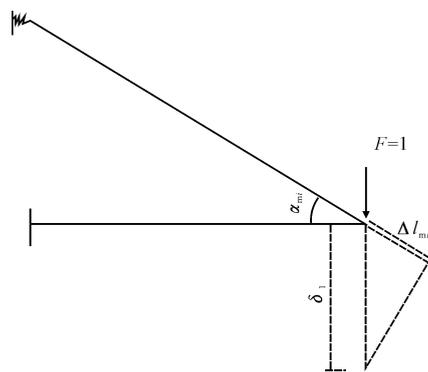


图 3 右主跨简化模型

Fig. 3 Simplified model of the right main span

3.2 主塔转动引起的主梁下挠

考虑主塔转动引起结构变形时,除了荷载作用跨的主梁在斜拉索伸长和主塔变形的情况下引起下挠外,另一跨主梁也会在同侧斜拉索作用下产生竖向弯曲,如下页图 4 所示。主梁的弯曲刚度随着边界条件的变化而变化。

如图 4 所示,将斜拉索简化为弹簧支承,主塔受力类似为一端固定,一端受弹性支承的梁,图中 Δ_t 为锚点处主塔的纵向位移; K_2 为拉索对主塔的纵向

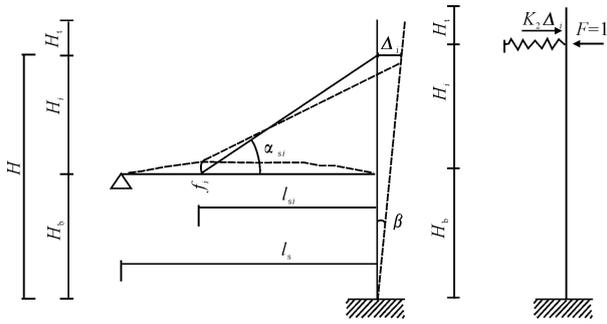


图4 左主跨的简化模型

Fig. 4 Simplified model of the left main span

支承刚度; f_i 为第 i 根拉索锚点处的竖向挠度; H 为拉索塔端锚点与塔底之间的距离; α_{si} 为拉索倾角。锚点处主塔的纵向位移 Δ_i 包括主塔纵向弯曲产生的 Δ_{i1} 以及斜拉索伸长和边跨主梁上挠变形共同引起主塔产生的 Δ_{i2} , 将弹簧支承去掉, 主塔类似于一个在端部受力的悬臂梁。根据材料力学知识可知, 在斜拉索锚固位置作用有单位荷载时, 主塔纵向弯曲产生的位移为

$$\Delta_{i1} = \frac{1}{\gamma_t} \quad (6)$$

式中: $\gamma_t = \frac{3E_t I_t}{(H_i + H_b)^2}$ 为主塔刚度, E_t 为塔弹性模量, I_t 为塔抗弯惯性矩。

此时拉索受力为 $T_{si} = \frac{1}{\cos(\alpha_{si})}$, 由拉索伸长导致的主塔纵向位移为

$$\Delta_{i2-1} = \frac{1}{\gamma_{sl} \cos^2(\alpha_{si})} \quad (7)$$

式中: $\gamma_{sl} = \frac{E_{si} A_{si} \sin(\alpha_{si})}{H_i}$ 为左主跨斜拉索刚度, E_{si} 为左主跨斜拉索的弹性模量, A_{si} 为左主跨拉索的面积。

同时由于主塔转动与主梁上挠角度都较小, 因此可以近似认为转动变位角度相等, 可知主梁竖向弯曲位移 f_i 与主塔水平位移 Δ_{2-2} 有如下关系

$$\frac{f_i}{l_{si}} = \frac{\Delta_{2-2}}{H_i}$$

可得

$$\Delta_{i2-2} = \frac{f_i H_i}{l_{si}} = \frac{\tan^2(\alpha_{si})}{\gamma_{bs}} \quad (8)$$

式中: $\gamma_{bs} = \frac{3E_b I_b l_s}{l_{si}^2 (l_s - l_{si})^2}$ 为左主跨的主梁刚度。

综合以上两项可知: 斜拉索伸长和左跨主梁上挠变形共同引起主塔产生的水平位移为

$$\Delta_{i2} = \Delta_{i2-1} + \Delta_{i2-2}$$

即

$$\Delta_{i2} = \frac{1}{\gamma_{sl} \cos^2(\alpha_{si})} + \frac{\tan^2(\alpha_{si})}{\gamma_b} \quad (9)$$

则锚点处主塔纵向水平位移 Δ_i 为

$$\Delta_i = \frac{1}{K_2} = \frac{1}{1/\Delta_{i1} + 1/\Delta_{i2}} = \frac{\Delta_{i1} \Delta_{i2}}{\Delta_{i1} + \Delta_{i2}}$$

即

$$\Delta_i = \frac{\gamma_{bs} + \gamma_{sl} \sin^2(\alpha_{si})}{\gamma_{bs} \gamma_{sl} \cos^2(\alpha_{si}) + \gamma_t \gamma_{sl} \sin^2(\alpha_{si}) + \gamma_t \gamma_{bs}} \quad (10)$$

又因主塔转动的角度 β 较小, 因此可以认为 $\beta \approx \tan(\beta)$, 当 A 点作用单位力时, 则主塔端的纵向水平位移为 $\Delta_i \cot(\alpha_{mi})$, 可得

$$\beta = \frac{\Delta_i \cot(\alpha_{mi})}{H} \quad (11)$$

主塔在发生转动的同时主梁也随之转动, 由于转角也较小, 可以近似认为转动了 β , 则当右主跨索梁锚点 A 作用单位力时, 主梁的竖向位移 δ_2 为

$$\delta_2 = l_{mi} \tan(\beta) = l_{mi} \frac{\Delta_i}{H} \cot(\alpha_{mi}) \quad (12)$$

即

$$\delta_2 = \frac{l_{mi}}{H} \frac{\gamma_{bs} \cot(\alpha_{mi}) + \gamma_{sl} \sin^2(\alpha_{si}) \cot(\alpha_{mi})}{\gamma_{bs} \gamma_{sl} \cos^2(\alpha_{si}) + \gamma_t \gamma_{sl} \sin^2(\alpha_{si}) + \gamma_t \gamma_{bs}} \quad (13)$$

3.3 主塔弹性压缩引起的主梁下挠度

假定主塔为等截面, 在受到单位轴向压力时, 产生的弹性压缩 δ_3 为

$$\delta_3 = \frac{H}{E_t A_t} \quad (14)$$

式中: A_t 为主塔截面积。

将式(14)与式(5)、式(13)比较可以看出, δ_3 远小于 δ_1 和 δ_2 , 而且只受塔的高度的影响, 其变化幅度不大。为了突出结构变形的本质, 略去 δ_3 项数值, 只分析主要参数, 考虑影响权重较大的前两项挠度。

综上所述, 将式(5)、式(13)代入式(2), 可得主梁的竖向变形 δ_i 为

$$\delta_i = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 \approx \delta_1 + \delta_2 \quad (15)$$

即

$$\delta_i = \frac{1}{\gamma_s \sin(\alpha_{mi}) + \gamma_b} + \frac{l_{mi}}{H} \frac{\gamma_{bs} \cot(\alpha_{mi}) + \gamma_{sl} \sin^2(\alpha_{si}) \cot(\alpha_{mi})}{\gamma_{bs} \gamma_{sl} \cos^2(\alpha_{si}) + \gamma_t \gamma_{sl} \sin^2(\alpha_{si}) + \gamma_t \gamma_{bs}} \quad (16)$$

则由式(1)可得 i 号拉索的弹性支承刚度系数为

$$k_i = \frac{1}{\delta_i} \quad (17)$$

设 i 号拉索的间距为 a_i , 则每节段主梁的弹性支承系数可以认为是斜拉索的弹性支承刚度系数在所在主梁节段长度的平均分配

$$k_i = \frac{1}{\delta_i a_i} \quad (18)$$

因此, n 段主梁的刚度系数可以取为

$$k = \frac{\sum_{i=1}^n k_i}{n} \quad (19)$$

式(16)说明斜拉桥主梁的弹性系数由桥梁构件的几何构成和材料特性所决定, 当桥梁的基本尺寸和材料确定后, 弹性系数即是常数。对于一座斜拉桥来说, 其弹性支承刚度是沿着主梁纵向变化的, 斜拉索众多, 若手算每根拉索的刚度系数显然工作量很大, 更不用说一般拥有上百根甚至更多斜拉索的多塔斜拉桥了。文献[7]认为可以取主梁 1/4 跨处的值为双塔斜拉桥的弹性支承刚度系数, 而对于多塔斜拉桥而言, 结构更加复杂, 只选取某个位置的数值, 无法保证结果精度。因此采用 Matlab、C 语言等工具编制计算拉索支承刚度系数的程序, 然后可以应用程序计算出的数值解再进一步求解主梁在活载作用下的挠度。

3.4 变截面桥塔的处理方法

前面在求解弹性支承刚度系数时, 为了便于推导, 先假定桥塔均为等截面。而在实际工程中, 桥塔大多数为变截面, 由塔顶往下的结构尺寸逐渐增大, 此时再按材料力学中集中荷载作用下的悬臂梁挠度来求解桥塔刚度, 显然是不合理的。本文采用微积分方法来求解变截面桥塔在集中荷载作用下的挠度曲线, 从而可得到变截面桥塔的横向抗弯刚度。

对于图 5 所示的变截面梁, L_0 、 L_1 为变截面桥塔的 2 个不同截面宽度。由材料力学可知, 其塔高 x 处的挠度 y 挠曲线的微分方程为

$$EI(x)y''(x) = M(x) \quad (20a)$$

即

$$y''(x) = \frac{M(x)}{EI(x)} \quad (20b)$$

对上式积分一次, 则得转角方程

$$y'(x) = \int \frac{M(x)}{EI(x)} dx + c_1 \quad (21)$$

再继续积分, 可得变截面梁的挠曲线方程为

$$y(x) = \iint \frac{M(x)}{EI(x)} dx dx + c_1 x + c_2 \quad (22)$$

式中: c_1 、 c_2 均为常数, 由边界条件确定; $EI(x)$ 为塔

x 处的抗弯刚度。

对于图 5 所示的变截面桥塔, 其塔宽假定为 b , 假定自由端受集中单位力 1 的作用, 则此处的桥塔刚度系数 $k = \frac{1}{\delta}$, 其中 δ 为桥塔纵向变形。其求解过程如下。

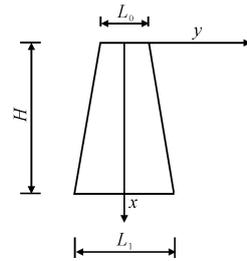


图5 斜拉桥的桥塔示意

Fig. 5 Cable-stayed bridge pylon

桥塔弯矩 $M(x)$ 和惯性矩 $I(x)$ 为

$$M(x) = -py \quad (23)$$

$$I(x) = \frac{b}{12} \left[L_0 + \frac{x}{H}(L_1 - L_0) \right] \quad (24)$$

代入式(24)进行积分, 可得

$$y(x) = A_i \left\{ \ln \left[L_0 + \frac{x}{H}(L_1 - L_0) \right] + \frac{L_0}{\left[L_0 + (x/H)(L_1 - L_0) \right]} \right\} + c_1 x + c_2 \quad (25)$$

对于图 5 所示的桥塔有边界条件 $y'|_{x=H} = 0$, $y|_{x=H} = 0$, 可求得

$$c_1 = -\frac{A_1}{L_1} + \frac{A_1 L_0}{L_1^2}, \quad (26)$$

$$c_2 = -A_1 \ln(L_1) - \frac{A_1 L_0}{L_1} + \frac{A_1 H}{L_1} - \frac{A_1 L_0}{L_1^2} \quad (27)$$

式中: $A_1 = \frac{12p l^2}{Eb(L_1 - L_0)^2}$, p 为锚点处水平分力。

将式(26)、式(27)代入式(22), 可得集中荷载作用下, 变截面桥塔挠曲线方程为

$$y(x) = A_i \left\{ \ln \left[L_0 + \frac{x}{H}(L_1 - L_0) \right] + \frac{L_0}{\left[L_0 + (x/H)(L_1 - L_0) \right]} \right\} + \left(-\frac{A_1}{L_1} + \frac{A_1 L_0}{L_1^2} \right) x - A_1 \ln(L_1) - \frac{A_1 L_0}{L_1} + \frac{A_1 H}{L_1} - \frac{A_1 L_0}{L_1^2} \quad (28)$$

当塔顶处 ($x=H$) 作用单位力 1 时, 其位移 δ 为

$$y(x) = \frac{A_1 L_0}{L_1^2} (H-1) \quad (29)$$

则桥塔塔顶处位置的横向抗弯刚度为

$$K = \frac{L_1^2}{A_1 L_0 (H-1)} \quad (30)$$

其它位置的桥塔刚度都可采用式(30)计算, 变

化相关参数即可。

4 拉索支承刚度系数的参数敏感性分析

为了便于分析,假设桥梁结构为对称结构,对拉索支承刚度系数 k 的计算式(17)进行讨论,各结构刚度参数初值均取1, α 假定为定值 45° ,将主梁刚度、主塔刚度及拉索刚度等3个参数对拉索支承刚度系数 k 的影响程度进行参数敏感性分析,在分析某个参数时,其他所有参数均保持不变。计算结果如图6所示。

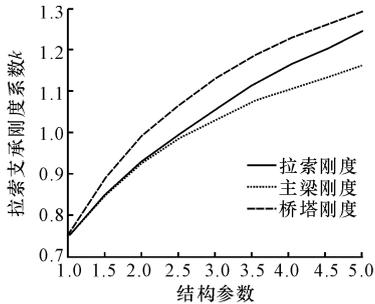


图6 结构参数变化对拉索支承刚度系数的影响
Fig. 6 Effect of stiffness of structure on cable supporting stiffness coefficient

如图6所示,当主梁刚度、斜拉索刚度和桥塔刚度等3项结构参数分别由1倍变化到5倍时,斜拉索支承刚度系数的值分别为1.15、1.22和1.34。由图6可以很直观看出,相对于主梁刚度及斜拉索刚度,支承刚度系数曲线随着主塔刚度变化更加明显。因此,对桥塔侧向位移加强约束是提高多塔斜拉桥整体刚度最行之有效的措施,其次提高斜拉索刚度也能起到一定作用,而单独提高主梁刚度的效果没有其他2种方式理想。

5 支承刚度系数求解算例

选取文献[8]中的算例天津永和大桥为模型,进行计算比较分析。永和大桥为双塔斜拉桥,其孔跨布置为(25.15+99.85+260+99.85+25.15)m,塔梁均为预应力混凝土结构,塔柱尺寸为 3.0×3.0 m的空心断面,壁厚0.6m,主梁标准梁段有2个三角形边箱组成,混凝土弹性模量 3.5×10^4 MPa,斜

拉索弹模为 2.0×10^5 MPa,中间斜拉索长为133m,倾角 22.27° ,面积为 0.0156 m²,加劲梁惯性矩为 1.9 m⁴,主梁以上塔高50.4m,其他参数可以参考文献[2]。采用不同算法计算跨中处斜拉索锚点位置处主梁的竖向挠度计算结果如表1所示。

由表1可知,本文推导的理论公式的计算结果接近于文献[8]的算法解,误差很小,考虑到本文中做的假设等造成的误差问题,推导的公式精度较高,计算结果是可信可靠的。

表1 单位力作用下主梁的竖向挠度

Tab. 1 Vertical deflection of beam under unit load

求解方法	①文献[8]	②本文算法解
竖向挠度的计算数值/m	5.68×10^{-4}	5.57×10^{-4}
①/②	1.02	

6 典型工程应用实例

求得各梁段斜拉索支承刚度系数后,依据文献[8]、文献[15-16],均可得到斜拉桥主梁跨中挠度的解析式,从而可以对斜拉桥的受力是否满足要求作出初步判断,据此调整斜拉桥设计的结构参数,提高斜拉桥结构优化的计算效率。

图7的嘉绍(嘉兴—绍兴)大桥为独柱式六塔钢箱梁斜拉桥。主桥跨度布置为(270+5×428+270)m,单幅桥为双索面,双幅桥为四索面。钢箱梁材料为Q345,标准梁段截面惯性矩 $I=3.60$ m⁴,斜拉索为1670MPa平行钢丝,弹性模量为 1.95×10^5 MPa,最外侧斜拉索型号为PES7-253,倾角为 28.31° ,圆柱式索塔采用C50混凝土,中间塔高度为174.174m,塔柱截面尺寸由 10.00 m× 8.8 m过渡到 10.826 m× 8.80 m,当在全桥布置 30 kN/m的均布荷载时,主梁变形如下页表2所示。

由表2可知,采用本文推导的理论计算公式,计算的结果接近于有限元解,误差较小。因此该理论计算公式应用于多塔斜拉桥的结构计算分析,所得到的计算数值结果是可靠的。

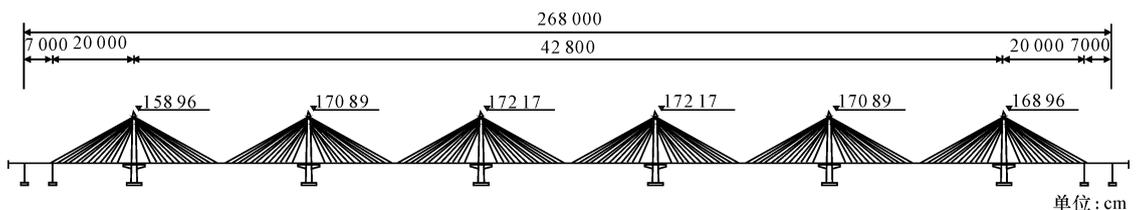


图7 嘉绍大桥桥型布置

Fig. 7 General view of Jiashao bridge

表 2 均布荷载作用下主梁的竖向挠度

Tab. 2 Vertical deflection of beam under uniform load

计算的桥梁位置	边跨跨中	次边跨跨中	中跨跨中
①本文算法/m	0.50	0.52	0.76
②有限元算法/m	0.53	0.48	0.74
①/②	0.94	1.08	1.02

7 结 语

(1) 多塔斜拉桥有着明显区别于双塔斜拉桥的力学特性,边主塔刚度相对较大,而中间塔两侧主梁没有辅助墩提供的竖向支承。本文针对多塔斜拉桥的主要结构特点,推导了斜拉索支承刚度系数解析解的微积分方程式,得到了与精确建模分析非常接近的数值计算结果。

(2) 通过本文推导的理论计算公式可以看出,弹性支承刚度系数是由多塔斜拉桥结构的几何构成和材料性能决定的,斜拉桥的基本尺寸和材料一经确定,该数值即为常数。斜拉索对主塔提供的纵向约束的降低是导致多塔斜拉桥刚度过低的本质原因,这也是双塔斜拉桥与多塔斜拉桥竖向刚度差异的本质原因所在。所以提高多塔斜拉桥刚度行之有效的措施是控制中塔塔顶的水平位移。

(3) 通过斜拉索弹性支承刚度系数的参数敏感性分析,发现增大主塔刚度比增大斜拉索和主梁刚度对提高多塔斜拉桥整体刚度效果都显著,是最行之有效的措施。而提高主梁刚度,对提高多塔斜拉桥整体刚度意义不大。

(4) 本文推导的理论计算公式适用范围较广,不仅适用于多塔斜拉桥,还可以通用于双塔斜拉桥、单塔斜拉桥以及矮塔斜拉桥等斜拉索支承桥梁的主梁竖向刚度计算,特别是在调整斜拉桥结构设计参数的初步设计阶段,可以节省大量的有限元建模时间,提高了设计计算分析的工作效率。

(5) 斜拉桥是由塔、梁、索等基本构件组成的缆索支承体系,属于柔性高次超静定结构,在荷载作用下会产生一定的非线性行为。对于多塔斜拉桥来说也是如此,而本文推导的理论计算公式暂时未计入非线性影响。因此,本文的研究成果具有一定的局限性,如何在解析式中考虑非线性因素,是下一阶段将要进一步研究解决的问题。

参考文献:

References:

[1] 吉姆辛·尼尔. 缆索支承桥梁-概念与设计[M]. 金增

洪,译. 北京:人民交通出版社,2002.

Gimsing N. Cable supported bridges-concept and design[M]. Translated by JIN Zeng-hong. Beijing:China Communications Press,2002. (in Chinese)

[2] Leonhardt F. Bridges-aesthetics and design[M]. Deutsches Verlag sanstalt,1982.

[3] Bergerman R, Schlaich M. TingKau bridge, HongKong [J]. Structural Engineering International,1996,6(3):152-154.

[4] Virlogeux M. Bridges with multiple cable-stayed spans [J]. Structural Engineering and Mechanics,2001,11(1):61-82.

[5] 胡建华. 岳阳洞庭湖大桥方案设计[J]. 湖南交通科技,1998,24(1):24-29.

HU Jian-hua. Scheme design of Yueyang dongting lake bridge [J]. Hunan Communication Science and Technology,1998,24(1):24-29. (in Chinese)

[6] 喻梅,李乔,廖海黎. 多塔斜拉桥的刚度配置[J]. 四川建筑科学研究,2010,36(4):67-71.

YU Mei, LI Qiao, LIAO Hai-li. Stiffness configuration of multi-pylon cable-stayed bridges[J]. Sichuan Building Science,2010,36(4):67-71. (in Chinese)

[7] 李国豪. 桥梁结构稳定与振动[M]. 北京:中国铁道出版社,2002.

LI Guo-hao. Stability and vibration of bridge structures[M]. Beijing:China Railway Publishing House,2002. (in Chinese)

[8] 柳惠芬. 斜拉桥实用简化分析[D]. 上海:同济大学,1995.

LIU Hui-fen. Practically simplified analysis of cable-stayed bridges [D]. Shanghai: Tongji University,1995. (in Chinese)

[9] 张哲,万其柏. 应用弹性地基梁法计算斜拉桥无索区长度[J]. 大连海事大学学报,2010,36(2):95-99.

ZHANG Zhe, WANG Qi-bai. Calculation of non-cable-stayed length by equivalent beam on elastic foundation method[J]. Journal of Dalian Maritime University,2010,36(2):95-99. (in Chinese)

[10] 刘丰洲. 三塔斜拉桥竖向刚度解析分析[J]. 上海公路,2011,30(1):56-58.

LIU Feng-zhou. Three towers cable-stayed bridge vertical stiffness analytical analysis [J]. Shanghai Highway,2011,30(1):56-58. (in Chinese)

[11] 郑春,刘晓东. 论多塔斜拉桥的刚度[J]. 公路,2002(6):98-100.

ZHENG Chun, LIU Xiao-dong. Rigidity of multi-tower cable-stayed bridge[J]. Highway,2002(6):98-100. (in Chinese)

- [12] 奉龙成,李鹏程,刘小明.下拉索多塔斜拉桥结构体系分析研究[J].世界桥梁,2009,37(3):29-32.
FENG Long-cheng, LI Peng-cheng, LIU Xiao-ming. Analytical study of structural system of multi-pylon cable-stayed bridge with tie-down cables [J]. World Bridge, 2009, 37(3): 29-32. (in Chinese)
- [13] 陶能迁,王福敏.提高PC三塔斜拉桥整体刚度研究[J].重庆交通学院学报,2007,26(2):14-20.
TAO Neng-qian, WANG Fu-min. Study on improving the whole rigidity of prestressed concrete three-pylon cable-stayed bridge[J]. Journal of Chongqing Jiaotong University, 2007, 26(2): 14-20. (in Chinese)
- [14] 林道锦,李忠三,王仁贵.多塔斜拉桥力学性能研究[J].公路,2013(7):317-321.
LIN Dao-jin, LI Zhong-san, WANG Ren-gui. Analysis of mechanical properties of multi-pylon cable-stayed bridges [J]. Highway, 2013 (7): 317-321. (in Chinese)
- [15] 柳惠芬,姚玲森,易建国.双塔斜拉桥的实用简化分析[J].上海公路,1997,26(2):36-38.
LIU Hui-fen, YAO Lin-sen, YI Jian-guo. Practically simplified analysis of double cable-stayed bridges[J]. Shanghai highway, 1997, 26(2): 36-38. (in Chinese)
- [16] Zordan T, Briseghella B, Liu T. Finite element model updating of a tied-arch bridge using Douglas-Reid method and rosenbrock optimization algorithm [J]. Journal of Traffic and Transportation Engineering: English Edition, 2014, 1(4): 280-292.
- [17] 贾建国,李长辉,武振亚.求变截面梁位移方法的研究[J].河北工程大学学报:自然科学版,2011,28(1):19-21.
JIA Jian-guo, LI Chang-hui, WU Zhen-ya. Study on methods for solving displacement of non-uniform beams [J]. Journal of Hebei University of Engineering: Natural Science Edition, 2011, 28(1): 19-21. (in Chinese)
- [18] 彭旺虎,邵旭东.无背索斜拉桥稳定分析的能量法[J].工程力学,2009,26(2):158-162.
PENG Wang-hu, SHAO Xu-dong. Energy method for stability analysis of cable-stayed bridge without backstays [J]. Engineering mechanics, 2009, 26(2): 158-162. (in Chinese)
- ing Materials, 2014, 64(8): 288-293.
- [10] Cao J Y, Chung D D L. Carbon fiber reinforced cement mortar improved by using acrylic dispersion as an admixture [J]. Cement and Concrete Research, 2001, 31(5): 1633-1637.
- [11] Cao J Y, Chung D D L. Improving the dispersion of steel fibers in cement mortar by the addition of silane [J]. Cement and Concrete Research, 2001, 31(3): 309-311.
- [12] Xu Y S, Chung D D L. Silane-treated carbon fiber for reinforcing cement [J]. Carbon, 2001, 39(7): 1995-2001.
- [13] Meng X H, Wan Y Z, Li Q Y, et al. The electrochemical preparation and microwave absorption properties of magnetic carbon fibers coated with Fe_3O_4 films [J]. Applied Surface Science, 2011, 257(4): 10808-10814.
- [14] Fu X L, Lu W M, Chung D D L. Improving the tensile properties of carbon fiber reinforced cement by ozone treatment of the fiber [J]. Cement Concrete Research, 1996, 26(10): 1485-1488.
- [15] Wang Z J, Gao J, Ai T, et al. Quantitative evaluation of carbon fiber dispersion in cement based composites [J]. Construction and Building Materials, 2014, 68(10): 26-30.
- [16] Mihashi H, de Barros L J P, Yamakoshi S, et al. Controlling fracture toughness of matrix with mica flake inclusions to design pseudo-ductile fiber reinforced cementitious composites [J]. Fracture of Concrete Materials and Structures, 2007, 74(1/2): 210-222.
- (上接第30页)
- sive review [J]. Journal of Traffic and Transportation Engineering: English Edition, 2014, 1(1): 39-48.
- [5] 王 闯,李克智.表面热处理碳纤维及其增强水泥基复合材料的电碳屏蔽性能[J].硅酸盐学报,2008,36(10):1348-1350.
WANG Chuang, LI Ke-zhi. Surface heat treatment and carbon fiber reinforced cement base composite material electrical carbon shielding performance [J]. Journal of Silicate, 2008, 36(10): 1348-1350. (in Chinese)
- [6] Baeza F J, Galao O, Zornoza E, et al. Effect of aspect ratio on strain sensing capacity of carbon fiber reinforced cement composites [J]. Materials & Design, 2013, 51(10): 1085-1094.
- [7] 侯作富,李卓球,王建军.融冰化雪用碳纤维导电混凝土的电阻率研究[J].长江大学学报,2005,2(7):264-267.
HOU Zuo-fu, LI Zhuo-qiu, WANG Jian-jun. Melting ice snow turn with carbon fiber conductive concrete resistivity [J]. Journal of Yangtze University, 2005, 2(7): 264-267. (in Chinese)
- [8] Petrou M F, Parler D, Harries K A. Strengthening of reinforced concrete bridge decks using carbon fiber-reinforced polymer composite materials [J]. Journal of Bridge Engineering, 2008, 13(5): 455-497.
- [9] Wang Z H, Li K Z, Wang C. Freezing-thawing effects on electromagnetic wave reflectivity of carbon fiber cement based composites [J]. Construction and Build-