

doi:10.11918/j.issn.0367-6234.2016.09.013

三塔悬索桥主缆与中塔鞍座抗滑简化计算方法

王秀兰¹, 徐岳¹, 柴生波²

(1.长安大学 公路学院, 西安 710061; 2.西安科技大学 建筑与土木工程学院, 西安 710054)

摘要: 为研究三塔悬索桥主缆与鞍座的抗滑特性,给出了三塔悬索桥主缆抗滑安全系数的简化计算方法. 考虑活载作用下塔、缆变形以及加载跨与非加载跨主缆内力的平衡关系,推导鞍座处主缆抗滑安全系数的解析计算公式;建立有限元模型对公式进行验证;研究垂跨比、塔缆刚度比、恒活载比、跨径等主要设计参数对主缆抗滑安全系数的影响. 研究表明:该公式可用于悬索桥初步设计阶段主缆抗滑安全系数的估算,能够为设计参数的合理取值提供理论依据. 主缆抗滑安全系数随着塔缆刚度比增大而减小,当塔缆刚度比小于3时,增大塔缆刚度比,主缆抗滑安全系数迅速减小,当塔缆刚度比大于3时,塔缆刚度比对主缆抗滑安全系数影响较小;垂跨比对主缆抗滑安全系数的影响取决于桥塔刚度;主缆抗滑安全系数随着恒活载比值及跨径增大而增大.

关键词: 悬索桥;三塔;解析法;抗滑;主缆

中图分类号: U448.25 **文献标志码:** A **文章编号:** 0367-6234(2016)09-0070-06

Simplified calculation method of anti-slip stability between main cable and saddle of three-tower suspension bridges

WANG Xiulan¹, XU Yue¹, CHAI Shengbo²

(1.School of Highway, Chang'an University, Xi'an 710061, China;

2.School of Architecture and Civil Engineering, Xi'an University of Science and Technology, Xi'an 710054, China)

Abstract: To study anti-slip characteristics of main cable and saddle of three-tower suspension bridges, a simplified calculation method for calculating anti-slip factor was proposed. Analytical formulas for calculating anti-slip factor were deduced and finite element models were established to verify formulas. The effects of some important design parameters on the anti-slip factor were studied. Analysis shows that the analytical method has a high accuracy, which can be used in preliminary design of three-tower suspension bridges. With the ratio of tower and cable stiffness increasing, the anti-slip factor decreases; when the ratio of tower and cable stiffness is less than 3, changing the ratio of tower and cable stiffness has a great influence on the anti-slip factor. When the ratio of tower and cable stiffness is more than 3, the anti-slip factor is not sensitive to the ratio of tower and cable stiffness. Effect of sag-to-span ratio to the anti-slip factor depends on the tower stiffness. With the increment of span length and the ratio of dead load and live load, the anti-slip factor increases.

Keywords: suspension bridge; three-tower; analytic method; anti-slip; main cable

多塔悬索桥以其强大的跨越能力成为跨越宽阔水域的理想桥型,但目前为止,世界上已建成的多塔悬索桥屈指可数. 制约多塔悬索桥发展的主要因素是“中塔效应”. 多塔悬索桥的中塔需具有一定的抗推刚度来抵抗活载引起的主缆水平力增量,减小加劲梁的下挠,但若中塔刚度过大则会造成活载作用

下塔顶两侧主缆内力相差较大,从而导致主缆滑动,因此多塔悬索桥在活载作用下的主缆抗滑安全系数是多塔悬索桥设计的关键指标之一^[1]. 目前针对多塔悬索桥主缆抗滑特性的研究主要分为两类:一类是研究主缆与鞍座间的摩擦系数. 文献[2-3]针对主缆与鞍座间摩擦特性的试验模型设计、测试方法、测点布置以及主缆与鞍座间滑移时刻的判别依据等关键问题进行了研究,并研究了主缆与鞍座间摩擦力的组成机理;文献[4-5]测定了主缆与鞍座间的摩擦系数;文献[6]研究了碳纤维增强塑料主缆在鞍座处的摩擦学性能,对主缆与鞍座间的摩擦接触

收稿日期: 2015-05-13

基金项目: 国家自然科学基金(51608440)

作者简介: 王秀兰(1986—),女,博士研究生;

徐岳(1958—),男,教授,博士生导师

通信作者: 徐岳, yx1958@163.com

特征进行了理论分析和静力试验. 文献[7-8]研究了提高主缆抗滑安全系数的方法. 另一类是研究各主要构件以及设计荷载等参数对主缆抗滑特性的影响. 文献[9]研究了悬索桥主鞍座的几何位移特征及与总体布置的关系;文献[10]研究了多塔悬索桥主缆滑动失稳的临界跨径. 由上可见,针对多塔悬索桥主缆抗滑特性的研究已取得了一定成果,然而对于多塔悬索桥主缆抗滑的简化计算方法研究尚不多见. 由于多塔悬索桥的力学行为较为复杂,目前多塔悬索桥的设计及分析主要依赖于数值方法. 多塔悬索桥的设计参数较多,初步设计阶段采用数值模拟来优化设计参数需要进行大量计算,降低了工作效率,通过解析方法对结构进行简化计算,既可以使设计者更好地了解其力学特性又可以提高工作效率. 因此,研究多塔悬索桥的简化计算方法十分必要^[11-12]. 本文在已有研究成果基础上,提出三塔悬索桥主缆抗滑安全系数解析计算方法,推导主缆抗滑安全系数解析公式;建立有限元模型验证本文解析公式的有效性;分析主要设计参数对多跨悬索桥主缆抗滑稳定性的影响.

1 理论分析

采用如下假定进行分析:1)恒载沿跨长为均布荷载,主缆线形为抛物线^[13-15];2)由于边跨主缆对边塔的纵向约束作用较大,边塔塔顶位移较小,假定边塔塔顶位移为0;3)采用全漂浮体系,塔梁之间未设置纵向约束;4)主缆等效弹簧刚度与垂跨比、恒载有关^[16],由于活载引起的主缆线形改变较小,假定主缆纵向约束刚度为定值.

1.1 主缆抗滑安全系数

鞍槽内主缆抗滑安全系数计算图式,如图1所示,相应的计算公式为^[7]

$$K = \frac{\mu a_s}{\ln(F_{cl}/F_{cl})}. \quad (1)$$

式中: μ 为主缆与槽底或隔板间的摩擦系数,一般取 $\mu = 0.15$ 或经试验测定; a_s 为主缆与鞍槽的包角, $\alpha_s = \theta_{cl} + \theta_{cl}$,其中 θ_{cl} 、 θ_{cl} 分别为塔顶处两侧主缆与水平线的夹角; F_{cl} 为塔顶处加载跨主缆拉力, H_{cl} 为塔顶处加载跨主缆水平力, $F_{cl} = H_{cl}/\cos \theta_{cl}$; F_{cl} 为塔顶处非加载跨主缆拉力, $F_{cl} = H_{cl}/\cos \theta_{cl}$,其中 H_{cl} 为塔顶处非加载跨主缆水平力. 由此可见,主缆抗滑安全系数 K 可以通过求解 H_{cl} 、 H_{cl} 以及 θ_{cl} 、 θ_{cl} 得到. 下标 cl、ct 分别表示非加载跨、加载跨.

三塔悬索桥主缆抗滑最不利加载工况为单跨满布、跨中加力^[17](见图2). 基于假定2),边塔塔顶视为固定端. 单跨满布均布力 p 、跨中施加集中力 Q

后,中塔塔顶产生纵向位移 δL ,加载跨与非加载跨的主缆垂度改变分别为 δf_{cl} 、 δf_{cl} .

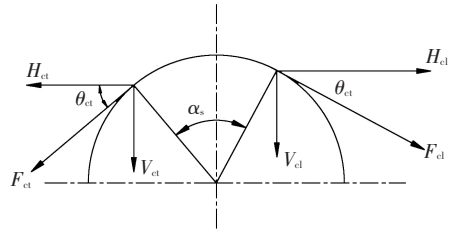


图1 主缆抗滑安全系数计算图式

Fig.1 Schematic for calculating sliding-resistance safety coefficient of main cable

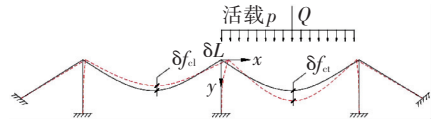


图2 三塔悬索桥变形简化示意

Fig.2 Deformation of three-tower suspension bridge

恒载作用下,各跨主缆水平力 H_0 为

$$H_0 = \frac{wL^2}{8f}. \quad (2)$$

式中: L 为跨径, f 为主缆垂度, w 为恒载集度.

均布力 p 和集中力 Q 作用后,非加载跨主缆线形发生改变,主缆水平力 H_{cl} 为

$$H_{cl} = \frac{w(L + \delta L)^2}{8(f - \delta f_{cl})}. \quad (3)$$

非加载跨主缆水平力增量 δH_{cl} 为

$$\delta H_{cl} = H_{cl} - H_0. \quad (4)$$

将式(2)、(3)代入式(4),得

$$\delta H_{cl} = \frac{w(L + \delta L)^2}{8(f - \delta f_{cl})} - \frac{wL^2}{8f}. \quad (5)$$

中塔受到的不平衡水平力 H_l 为

$$H_l = K_l \delta L. \quad (6)$$

式中 K_l 为桥塔纵向抗推刚度.

根据纵向受力平衡,加载跨水平力增量 δH_{cl} 等于非加载跨水平力增量与桥塔所受不平衡水平力之和,即

$$\delta H_{cl} = \delta H_{cl} + H_l. \quad (7)$$

将式(5)、(6)代入式(7),得

$$\delta H_{cl} = \frac{w(L + \delta L)^2}{8(f - \delta f_{cl})} - \frac{wL^2}{8f} + K_l \delta L. \quad (8)$$

均布力 p 和集中力 Q 作用后加载跨主缆水平力 H_{cl} 为

$$H_{cl} = H_0 + \delta H_{cl}. \quad (9)$$

将式(2)、(8)代入式(9),得到加载跨主缆水平力 H_{cl} 为

$$H_{cl} = \frac{w(L + \delta L)^2}{8(f - \delta f_{cl})} + K_l \delta L. \quad (10)$$

中塔塔顶两侧主缆拉力的竖向分力 V_{cl} 、 V_{ct} 分别为

$$V_{cl} = \frac{wL}{2}, \quad (11)$$

$$V_{ct} = \frac{(w+p)L + Q}{2}. \quad (12)$$

因为

$$\theta_{cl} = \arctan(V_{cl}/H_{cl}), \quad (13)$$

$$\theta_{ct} = \arctan(V_{ct}/H_{ct}). \quad (14)$$

将式(3)、(11)代入式(13),式(10)、(12)代入式(14),即可求得 θ_{cl} 、 θ_{ct} 表达式。

由 $F_{cl} = H_{cl}/\cos \theta_{cl}$, $F_{ct} = H_{ct}/\cos \theta_{ct}$, 得

$$\frac{F_{ct}}{F_{cl}} = \frac{H_{ct} \cos \theta_{cl}}{H_{cl} \cos \theta_{ct}}. \quad (15)$$

将式(3)、(10)代入式(15),得

$$\frac{F_{ct}}{F_{cl}} = \frac{\cos \theta_{cl}}{\cos \theta_{ct}} + \frac{8K_t \delta L (f - \delta f_{cl}) \cos \theta_{cl}}{w(L + \delta L)^2 \cos \theta_{ct}}. \quad (16)$$

将 $\alpha_s = \theta_{cl} + \theta_{ct}$ 以及式(16)代入式(1),得到主缆抗滑安全系数 K 表达式,即

$$K = \frac{\mu(\theta_{cl} + \theta_{ct})}{\ln \left[\frac{\cos \theta_{cl}}{\cos \theta_{ct}} + \frac{8K_t \delta L (f - \delta f_{cl}) \cos \theta_{cl}}{w(L + \delta L)^2 \cos \theta_{ct}} \right]}. \quad (17)$$

由式(17)可以看出, δL 、 δf_{cl} 为未知量,求解主缆抗滑安全系数需求出 δL 、 δf_{cl} 。下面求解活载作用下的塔顶位移 δL 以及非加载跨主缆垂度改变 δf_{cl} 。

1.1.1 均布力作用下塔、缆变形

令均布力 p 引起的中塔塔顶位移为 δL_p , 加载跨主缆与非加载跨主缆垂度改变分别为 $\delta f_{cl,p}$ 、 $\delta f_{ct,p}$, 下标 p 表示均布力 p 引起的主缆缆力或位移, 下标 Q 表示集中力 Q 引起的主缆缆力或位移。由此得到均布力 p 引起的加载跨主缆水平力增量 $\delta H_{ct,p}$ 为

$$\delta H_{ct,p} = \frac{(w+p)(L - \delta L_p)^2}{8(f + \delta f_{ct,p})} - \frac{wL^2}{8f}. \quad (18)$$

根据加载跨与非加载跨主缆水平力平衡, $\delta H_{ct,p}$ 又可以表示为

$$\delta H_{ct,p} = (K_t + K_c) \delta L_p. \quad (19)$$

式中: K_c 为主缆等效弹簧刚度^[16]; n 为主缆垂跨比; K_t 为桥塔纵向抗推刚度。

由式(18)、(19),得

$$\frac{(w+p)(L - \delta L_p)^2}{8(f + \delta f_{ct,p})} - \frac{wL^2}{8f} = (K_t + K_c) \delta L_p. \quad (20)$$

式(20)中加载跨主缆垂度改变 $\delta f_{ct,p}$ 由两部分构成: 一部分是由塔顶位移 δL_p 引起的主缆垂度改变 $\delta f_{t,p}$; 另一部分是由均布力 p 导致主缆伸长引起的

垂度改变 $\delta f_{e,p}$, 故 $\delta f_{ct,p}$ 可表示为

$$\delta f_{ct,p} = \delta f_{t,p} + \delta f_{e,p}. \quad (21)$$

根据塔顶位移与主缆垂度改变的关系^[18],得

$$\delta f_{t,p} = \frac{3 - 8n^2}{16n} \delta L_p. \quad (22)$$

基于假定 1), 选取如图 2 所示坐标系, 主缆线形可表示为

$$y = \frac{4f}{L^2} x(L - x). \quad (23)$$

均布力 p 作用后, 加载跨主缆水平力增加引起的主缆弹性伸长 $\delta S_{ct,p}$ 为

$$\delta S_{ct,p} = \frac{\delta H_{ct,p} \int_0^L (1 + y'^2) dx}{E_c A_c} = \frac{\delta H_{ct,p} L \left(1 + \frac{16}{3} n^2 \right)}{E_c A_c}. \quad (24)$$

式中 E_c 、 A_c 分别为主缆弹性模量及主缆截面积。

将式(19)代入式(24),得

$$\delta S_{ct,p} = \frac{(K_c + K_t) L}{E_c A_c} \left(1 + \frac{16}{3} n^2 \right) \delta L_p. \quad (25)$$

主缆弹性伸长引起的主缆垂度改变 $\delta f_{e,p}$ 为^[18]

$$\delta f_{e,p} = \frac{3}{16} \frac{L}{f} \delta S_{ct,p}. \quad (26)$$

将式(25)代入式(26),得

$$\delta f_{e,p} = \frac{3}{16} \frac{L^2}{f} \frac{(K_c + K_t)}{E_c A_c} \left(1 + \frac{16}{3} n^2 \right) \delta L_p. \quad (27)$$

将式(22)、(27)代入式(21),得

$$\delta f_{ct,p} = \alpha_{ct,p} \delta L_p. \quad (28)$$

$$\alpha_{ct,p} = \frac{3 - 8n^2}{16n} + \frac{wL(3 + 16n^2)}{16nE_c A_c} \left(1 + \frac{K_t}{K_c} \right) \left(\frac{3 + 32n^2}{128n^3} \right).$$

将式(28)代入式(20),得

$$A(\delta L_p)^2 + B\delta L_p + C = 0. \quad (29)$$

$$A = w \left[\left(1 + \frac{p}{w} \right) - \frac{8\alpha_{ct,p}(3 + 32n^2)}{128n^3} \left(1 + \frac{K_t}{K_c} \right) \right],$$

$$B = -wL \left[2 \left(1 + \frac{p}{w} \right) + \frac{8n(3 + 32n^2)}{128n^3} \left(1 + \frac{K_t}{K_c} \right) + \frac{\alpha_{ct,p}}{n} \right],$$

$$C = pL^2.$$

式(29)是关于 δL_p 的一元二次方程, 求解式(29)并舍去负值得 δL_p 表达式为

$$\delta L_p = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}. \quad (30)$$

非加载跨主缆垂度改变 $\delta f_{cl,p}$ 主要是由塔顶位移引起, 根据塔顶位移与主缆垂度改变关系^[18],得

$$\delta f_{cl,p} = \frac{(3 - 8n^2) \delta L_p}{16n} = \frac{(3 - 8n^2)(-B - \sqrt{B^2 - 4AC})}{32An}. \quad (31)$$

1.1.2 集中力作用下塔、缆变形

令集中力 Q 引起的中塔塔顶位移为 δL_Q , 加载跨与非加载跨的主缆垂度改变分别为 $\delta f_{cl,Q}$ 、 $\delta f_{cl,Q}$. 若不考虑集中力 Q 引起的塔顶位移, 加载跨主缆水平力增量 δH_Q 为^[15]

$$\delta H_Q = \frac{6 \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{2} \left(1 + \frac{Q}{wL}\right) \frac{Q}{wL} wL^2}{1 + 3 \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{2} \times \frac{Q}{qL}} = \frac{3QL(wL + Q)}{4f(4wL + 3Q)}.$$

(32)

实际上, 塔顶位移 δL_Q 使加载跨主缆水平力增量减小. 考虑塔顶位移后, δH_Q 可近似表示为

$$\delta H_Q = \frac{3QL(wL + Q)}{4f(4wL + 3Q)} - K_c \delta L_Q.$$

(33)

根据加载跨与非加载跨主缆水平力平衡, δH_Q 又可以表示为

$$\delta H_Q = (K_c + K_t) \delta L_Q.$$

(34)

由式(33)、(34)可得塔顶位移 δL_Q 表达式, 即

$$\delta L_Q = \frac{3QL \left(L + \frac{Q}{w} \right)}{4fK_c \left(4L + \frac{3Q}{w} \right) \left(2 + \frac{K_t}{K_c} \right)}.$$

(35)

非加载跨主缆垂度改变 $\delta f_{cl,Q}$ 主要由塔顶位移引起, 根据塔顶位移与主缆垂度改变关系, 得

$$\delta f_{cl,Q} = \frac{3 - 8n^2}{16n} \delta L_Q = \frac{3QL^2 \left(L + \frac{Q}{w} \right) (3 - 8n^2)}{64f^2 K_c \left(4L + 3 \frac{Q}{w} \right) \left(2 + \frac{K_t}{K_c} \right)}.$$

(36)

1.1.3 均布力与集中力作用下塔、缆变形

均布力与集中力引起的塔顶位移为

$$\delta L = \delta L_p + \delta L_Q.$$

(37)

式中 δL_p 与 δL_Q 分别由式(32)、(37)求得.

均布力与集中力引起的非加载跨主缆垂度改变为

$$\delta f_{cl} = \delta f_{cl,p} + \delta f_{cl,Q}.$$

(38)

式中 $\delta f_{cl,p}$ 、 $\delta f_{cl,Q}$ 分别由式(31)、(36)求得.

将式(37)、(38)代入式(19)即可求得主缆抗滑安全系数 K , 计算流程如图 3 所示.

1.2 实例应用及分析

为了验证本文公式有效性, 拟定三塔四跨悬索桥和三塔两跨悬索桥(见图 4), 采用全漂浮体系, 主跨跨径均为 1 000 m, 边跨跨径为 300 m, 桥塔高度为 170 m, 主缆垂跨比取 1/12~1/8, 模型其他主要参数见表 1. 采用有限元分析软件 Midas/Civil 建立空间有限元模型, 其中, 主缆线形通过软件找形获得. 主缆采用索单元模拟, 吊杆采用桁架单元模拟,

桥塔及加劲梁采用梁单元模拟. 加载工况如图 4 所示, 参照公路桥涵设计通用规范^[19]规定, 单个车道均布荷载取 $10.5 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$, 集中荷载为 360 kN, 按 8 车道加载, 考虑多车道横向折减, 采用解析公式和有限元法分别计算主缆抗滑安全系数 K .

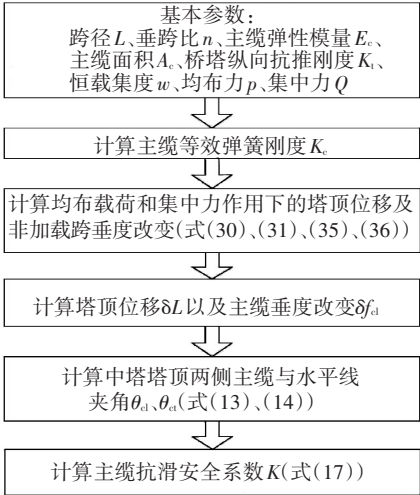


图 3 计算流程
Fig.3 Calculation flow

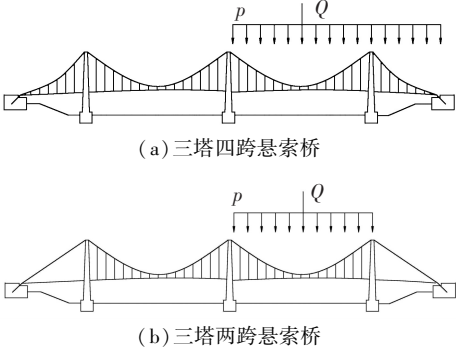


图 4 三塔悬索桥立面示意
Fig.4 Three-tower suspension bridge

表 1 主要构件参数

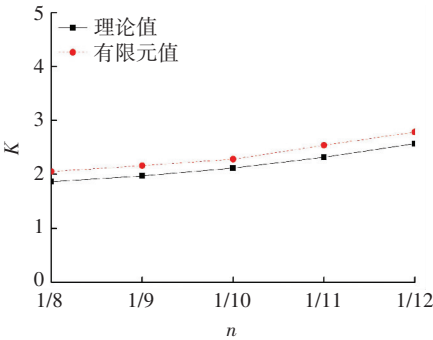
Tab.1 Structural properties				
主要构件	材料	弹性模量/ GPa	重度/ ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	截面抗弯 惯性矩/ m^4
主缆	高强钢丝	195.0	78.5	—
吊杆	高强钢丝	195.0	78.5	—
加劲梁	Q345D	206.0	77.0	2.88
桥塔	C50	34.5	26.0	250.79

桥面恒载集度取 230 kN/m , 按照恒载作用下跨中主缆应力为 620 MPa 原则确定主缆面积 A_c . 求得桥塔纵向抗推刚度为 $10\,526 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$, 计算主缆等效弹簧刚度 K_c , 结果见表 2. 主缆与鞍座间摩擦系数 μ 取 0.2, 根据图 3 流程计算主缆抗滑安全系数 K .

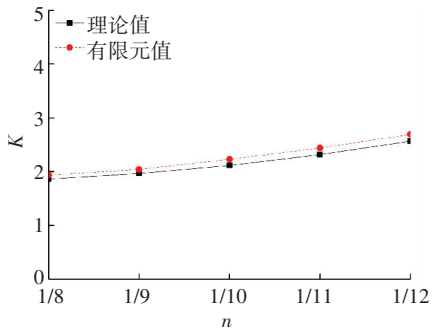
根据有限元计算获得活载作用下中塔塔顶处两侧主缆内力以及中塔塔顶位移, 从而求得主缆与鞍座的包角 α_s , 并将 α_s 以及鞍座两侧主缆内力代入式(1)求得主缆抗滑安全系数 K , 作为有限元计算结果. 理论值与有限元值如图 5 所示.

表 2 主缆等效弹簧刚度
Tab.2 Cable equivalent spring stiffness

垂跨比	主缆截面积/ m^2	恒载集度/ ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$)	主缆等效弹簧刚度/ ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$)
1/8	0.425	263.34	3 687
1/9	0.487	268.20	5 186
1/10	0.551	273.25	7 087
1/11	0.618	278.48	9 453
1/12	0.687	283.92	12 351



(a) 三塔四跨悬索桥



(b) 三塔两跨悬索桥

图 5 主缆抗滑安全系数

Fig.5 Sliding-resistance safety coefficient of main cable

由图 5 可以看出,主缆抗滑安全系数的理论值与有限元值误差较小.误差主要来自边塔塔顶的 0 位移假定.虽然边跨主缆约束作用较强,但边塔仍会发生微小位移,三塔四跨悬索桥的边跨主缆约束作用小于三塔两跨悬索桥边跨主缆的纵向约束作用,故三塔四跨悬索桥的计算误差比三塔两跨悬索桥的计算误差大.

2 影响因素及分析

由解析公式可以看出,三塔悬索桥的主缆抗滑安全系数主要与跨径、垂跨比、恒活载比值、塔缆刚度比等参数有关,下面采用图 4 三塔悬索桥研究各参数对主缆抗滑安全系数的影响.

2.1 塔缆刚度比、垂跨比

垂跨比取 1/12~1/8,改变桥塔刚度改变塔缆刚度比,其余参数保持不变,计算结果如图 6 所示.

由图 6 可以看出:1)主缆抗滑安全系数随着塔缆刚度比增大而减小,塔缆刚度比较小($K_t/K_c <$

3) 时,随着 K_t/K_c 增大,主缆抗滑安全系数迅速减小;塔缆刚度比较大($K_t/K_c \geq 3$) 时,主缆抗滑安全系数对塔缆刚度比的敏感度下降.2) 桥塔刚度较小时,垂跨比越大,主缆抗滑安全系数越小;桥塔刚度较大时,随着垂跨比的增大,主缆抗滑安全系数增大.

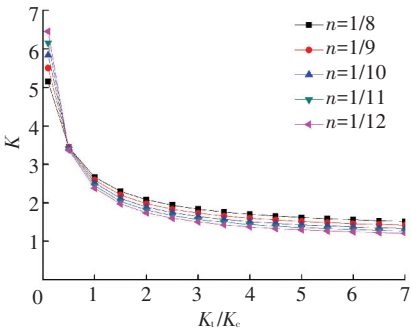


图 6 主缆抗滑安全系数与塔缆刚度比的关系

Fig.6 Influence of the ratio of tower stiffness to sliding-resistance safety coefficient of main cable

2.2 恒活载比值

改变恒载会导致主缆纵向约束刚度改变,从而导致塔缆刚度比改变,为了消除塔缆刚度比影响,保持恒载不变.引入活载系数 a ,令图 4 中活载 p 、 Q 同时乘以活载系数 a ,活载系数 a 分别取 0.4 ~ 2,计算结果如图 7 所示.可以看出,主缆抗滑安全系数随着活载系数 a 增大(恒活载比值减小)而减小.活载较小时,主缆抗滑安全系数随着活载增长下降较快;继续增大活载,主缆抗滑安全系数的下降曲线趋于平缓.也就是说,活载越小,活载变化对主缆抗滑安全系数影响越明显.

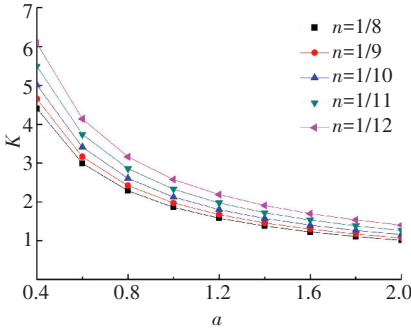


图 7 主缆抗滑安全系数与恒活载比的关系

Fig.7 Influence of the ratio of dead load and live load to sliding resistance safety coefficient of main cable

2.3 跨径

取 $L = 0.5 \sim 5 \text{ km}$,其余参数保持不变,主缆抗滑安全系数计算结果如图 8 所示.可以看出,主缆抗滑安全系数随着跨径增大而增大,当跨径增大到一定程度后(约 3 km),主缆抗滑安全系数随着跨径增大迅速增大,这主要是因为随着跨径增大,恒活载比值不断增大.

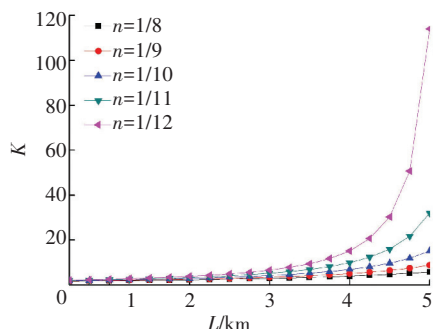


图8 主缆抗滑安全系数与跨径的关系

Fig.8 Influence of span length

3 结 论

1)提出了三塔悬索桥主缆抗滑安全系数的解析计算方法,推导了中塔处主缆抗滑安全系数解析公式,通过与有限元计算结果对比发现,该公式可用于三塔悬索桥的初步设计。

2)主缆抗滑安全系数主要与跨径、垂跨比、恒活载比值、塔缆刚度比等参数有关。主缆抗滑安全系数随着塔缆刚度比增大而减小,塔缆刚度比较小($K_t/K_c < 3$)时,主缆抗滑安全系数对塔缆刚度比值敏感;塔缆刚度比较大($K_t/K_c \geq 3$)时,塔缆刚度比对主缆抗滑安全系数影响较小。桥塔刚度较小时,垂跨比越大,主缆抗滑安全系数越小;桥塔刚度较大时,随着垂跨比的增大,主缆抗滑安全系数增大。

3)主缆抗滑安全系数随着恒活载比值增大不断增大。活载越小,活载变化对抗滑安全系数影响越明显;随着活载不断增大,抗滑系数的下降曲线趋于平缓。主缆抗滑安全系数随着跨径增大逐渐增大,当跨径增大到一定程度后(约3 000 m),主缆抗滑安全系数随着跨径增大迅速增大。

参考文献

- [1] 张劲泉,曲兆乐,宋建永,等.多塔连跨悬索桥综述[J].公路交通科技,2011,28(9):30-45,52.
ZHANG Jinquan, QU ZhaoLe, SONG Jianyong, et al. Overview of multi-pylon multi-span suspension bridge[J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development, 2011, 28(9): 30-45.
- [2] 张清华,李乔.悬索桥主缆与鞍座间摩擦特性试验研究[J].土木工程学报,2013,46(4):85-92.
ZHANG Qinghua, LI Qiao. Study on cable-saddle frictional characteristics of long-span suspension bridges[J]. China Civil Engineering Journal, 2013, 46(4): 85-92.
- [3] 张清华,李乔,周凌远.悬索桥主缆与鞍座摩擦特性理论分析方法[J].中国公路学报,2014,27(1):44-50.
ZHANG Qinghua, LI Qiao, ZHOU Lingyuan. Theoretical analysis of cable-saddle friction characteristics for suspension bridges[J]. China Journal of highway and Transport, 2014, 27(1): 44-50.
- [4] 吉林,陈策,冯兆祥.三塔悬索桥中塔主缆与鞍座间抗滑移试验研究[J].公路,2007(6):1-6.
JI Lin, CHEN Ce, FENG Zhaoxiang. A study on slip resistance between main cable and saddle on middle tower of three-tower suspension bridge[J]. Highway, 2007(6): 1-6.

- [5] TAKENA K, SASAKI M, HATA K, et al. Slip behaviour of cable against saddle in suspension bridges [J]. Journal of Structural Engineering, 1992, 118(2): 377-391.
- [6] 侯苏伟,诸葛萍,强士中,等.悬索桥 CFRP 主缆与鞍座间摩擦学性能试验研究[J].西南交通大学学报,2011,46(3):391-397.
HOU Suwei, ZHUGE Ping, QIANG Shizhong, et al. Experimental investigation of friction properties between CFRP main cable and saddle of suspension bridge[J]. Journal of Southwest Jiaotong University, 2011, 46(3): 391-397.
- [7] HASEGAWA K, KOJIMA H, SASAKI M, et al. Frictional resistance between cable and saddle equipped with friction plate. [J]. Journal of Structural Engineering, 1995, 121(1): 1-14.
- [8] FORSBERG T. Multi-span suspension bridges [J]. International Journal of Steel Structures, 2001(1): 63-73.
- [9] 万田保.悬索桥主鞍座的几何位移特征及与总体布置的关系[J].桥梁建设,2003(3):28-31.
WAN Tianbao. Relationship between geometric displacement and overall layout of suspension bridge tower saddles [J]. Bridge Construction, 2003 (3): 28-31.
- [10] 姜洋,肖汝诚,李扬,等.多塔悬索桥主缆与鞍座滑动失稳临界跨径[J].同济大学学报(自然科学版),2012,40(3):331-337.
JIANG Yang, XIAO Rucheng, LI Yang. Critical span for anti-slip stability between main cable and saddle of multi-span suspension bridges[J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2012, 40(3): 331-337.
- [11] WOLLMAN G P. Preliminary analysis of suspension bridge [J]. Journal of Bridge Engineering, 2001, 6(4): 227-233.
- [12] CHOID, GWON S, NA H. Simplified analysis for preliminary design of towers in suspension bridge [J]. Journal of Bridge Engineering, 2014, 19(3): 0000551.
- [13] YOSHIDA O, OKUDA M, MORIYA T. Structural characteristics and applicability of four-span suspension bridge [J]. Journal of Bridge Engineering, 2004, 9(5): 453-463.
- [14] WOLLMANN G P. Preliminary analysis of suspension bridge [J]. Journal of Bridge Engineering, 2001, 6(4): 227-233.
- [15] 刘钊,刘厚军.悬索桥主缆变形及重力刚度新算法[J].工程力学,2009,26(6):127-132.
LIU Zhao, LIU Houjun. New arithmetic for cable deflection and gravity stiffness of suspension bridges [J]. Engineering Mechanics, 2009, 26(6): 127-132.
- [16] 柴生波,肖汝诚,张学义,等.多跨悬索桥中塔纵向刚度研究[J].中国公路学报,2012,25(2):67-71.
CHAI Shengbo, XIAO Rucheng, ZHANG Xueyi, et al. Study of longitudinal stiffness of middle pylon in multi-span suspension bridge [J]. China Journal of Highway and Transport, 2012, 25(2): 67-71.
- [17] 张劲泉,曲兆乐,宋建永,等.多塔悬索桥的两个主要控制指标及其计算工况[J].公路交通科技,2011,28(8):95-99.
ZHANG Jinquan, QU ZhaoLe, SONG Jianyong, et al. Two principal control indexes of multi-pylon suspension bridge and related calculation cases [J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development, 2011, 28(8): 95-99.
- [18] 柴生波,肖汝诚,孙斌.活载下悬索桥主缆变形特性[J].同济大学学报(自然科学版),2012,40(10):1452-1457.
CHAI Shengbo, XIAO Rucheng, SUN Bin. Deformation characteristics of main cable in suspension bridge caused by live load [J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2012, 40(10): 1452-1457.
- [19] 中交公路规划设计院有限公司.公路桥涵设计通用规范:JTG/D60—2015[S].北京:人民交通出版社,2015.
CCCC Highway Consultants Co., Ltd.. Genral specifications for design of highway bridges and culverts: JTG/D60—2015 [S]. Beijing: China Communications Press, 2015.