

文章编号:1673-9469(2014)01-0009-04

doi:10.3969/j.issn.1673-9469.2014.01.003

## 弹性索参数对三塔悬索桥抗震性能影响研究

闫聚考,李建中,彭天波

(同济大学 土木工程防灾国家重点实验室,上海 200092)

**摘要:**以一座三塔悬索桥为分析对象,采用有限元仿真分析法,研究了中塔、主梁间设置弹性索对该桥抗震性能的影响。针对不同弹性索参数,比较了结构主要构件和部位的内力及位移的地震响应结果。分析结果表明,选用合适的弹性索刚度时,可以显著减小主梁位移、主塔位移和中塔与主梁间的相对位移,减小边塔底内力,而中塔底内力增加很小。弹性索不是耗能装置,只能改变惯性力的传递途径,使结构体系惯性力分配更加合理。

**关键词:**三塔悬索桥;弹性索;抗震性能;地震响应;反应谱分析

**中图分类号:**U448.25

**文献标识码:**A

### Effects of elastic cables parameters on anti - seismic performance of three - tower suspension bridge

YAN Ju - kao, LI Jian - zhong, PENG Tian - bo

(State Key Laboratory for Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

**Abstract:** Based on the three - tower suspension bridge, the effect of elastic cable parameters on anti - seismic performance are compared by using finite element method. In the longitudinal direction, elastic cables are set between the middle tower and the main girder to restrict the longitudinal relative displacement. Different parameters of elastic cables are employed to compare and analyze the bridge response results in terms of the internal forces of the tower bottom and displacement of the girder end. The analysis results showed that the reasonable stiffness of elastic cables can obviously decrease the displacement of girder end, the top displacement of towers and the relative displacement between the middle tower and main girder. Meanwhile, it also can decrease the internal forces of the side tower bottom, but slightly increase the internal forces of the middle tower bottom. Elastic cables are introduced mainly to provide structural system with elastic stiffness other than energy dissipation. Distribution inertial forces of the structural system are more reasonable by changing the transform path of inertia forces.

**Key words:** three - tower suspension bridge; elastic cables; anti - seismic performance; seismic response; response spectrum analysis

三塔悬索桥可实现连续长大跨越,突破单一跨径的限制,是跨越宽广水域的可行方案。国外方案竞赛中曾多次提出大跨三塔或多塔悬索桥方案,但至今没有建成的实例<sup>[1-3]</sup>。2012年底,中国建成了第一座大跨三塔悬索桥,实现了超千米级三塔悬索桥连续跨越。缆索支承桥梁的塔、梁、墩之间的连接方式对桥梁的静、动力性能有很大

的影响。桥塔的受力很大程度上取决于塔、梁之间的连接方式,如果塔与梁体间采用固结,在地震作用下的梁端位移很小,但会在塔引起较大的地震力,而竖向支承体系(采用纵桥向滑动支座)可以看成是隔震体系,在地震作用下,可以减小塔柱的内力反应,但会导致相当大的位移。控制梁端位移的措施主要有在塔、梁间设弹性连接装置或

收稿日期:2013-11-02

基金项目:国家科技支撑计划资助项目(项目编号:2009BAG15B01);国家自然科学基金资助项目(项目编号:51278372)

作者简介:闫聚考(1984-),男,河北邢台人,博士研究生,从事桥梁抗震方面的研究。

阻尼器等,国内外已有一些桥梁设置了此类装置。例如,日本多多罗斜拉桥在塔、梁间设置了大型橡胶支座<sup>[4]</sup>,广东汕头海湾二桥、日本名港中大桥在塔、梁间设纵向钢铰线拉索<sup>[5]</sup>。叶爱君等<sup>[6]</sup>分析了弹性连接装置与粘滞阻尼器对某斜拉桥地震位移的影响。Tony S Vader 等<sup>[7]</sup>研究了摩擦阻尼器和非线性粘滞阻尼器对旧金山奥克兰海湾大桥的减震效果。聂利英等<sup>[8]</sup>以西堍门大桥为背景,从抗震角度对梁端自由、梁端设置粘滞阻尼器以及设置锁定装置3种梁端约束体系下的性能进行比较分析,最终选定设置粘滞阻尼器。Hosam - eddin 等<sup>[9]</sup>研究了橡胶支座和铅芯橡胶支座等减震装置对斜拉桥抗震性能的影响。本文以泰州长江公路大桥为背景,用反应谱方法,分析了弹性索参数对大跨三塔两跨悬索桥抗震性能的影响。

### 1 工程背景

泰州长江公路大桥工程位于江苏省境内长江中段,上距润扬长江公路大桥 60 km,下距江阴长江大桥 60 km,北接泰州市,南联镇江市和扬州市。泰州长江公路大桥主跨为三塔悬索桥,两个主跨的跨度均为 1 080 m,主缆的分跨为 390 + 1 080 + 1 080 + 390 m。主航道桥起止桩号 K14 + 966.000 ~ K17 + 906.000,如图 1 所示。其中,中塔为变截

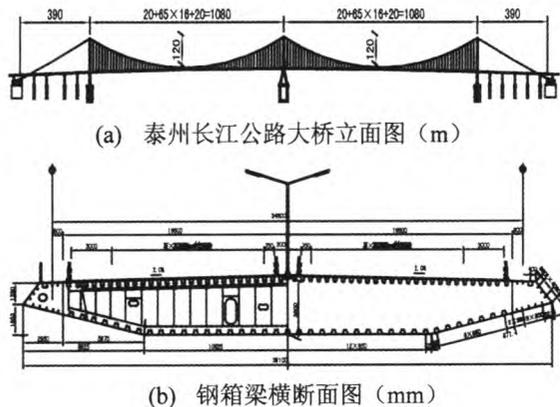


图1 泰州长江公路大桥

Fig.1 Taizhou Changjiang highway bridge

面钢塔,塔高 194 m,横桥向为门式框架结构,纵向人字型。叉开处设等截面梯形钢横梁,梁高 5 m,上横梁采用横桥向倒 K 形横梁。边塔包括上塔柱、下塔柱和上下横梁、下横梁,塔柱采用箱形断面,采用 C50 混凝土。塔柱顶高程 180 m。加劲梁采用抗风性能好、整体性强、造型美观的封闭式流线型扁平钢箱梁,加劲梁设上斜腹板及下斜腹板构成导风嘴。中塔下横梁上不设竖向支座,也不

设 0 号吊索,在塔内侧壁与主梁间安装横向抗风支座,限制主梁的横向位移,纵向设弹性索。在边塔下设置竖向和侧向支座。

### 2 有限元模型

采用脊骨梁模式建立悬索桥空间有限元分析模型,主梁、主塔和墩柱用空间梁单元模拟,主缆、吊杆采用空间杆单元模拟,主缆、主塔和吊杆均考虑恒载引起的几何刚度的影响。对于边塔,由于一般冲刷层位尚在承台底面以上,属于低桩承台基础,采用在承台底中心加 6 × 6 的土弹簧来模拟桩土相互作用。而对于中塔,在一般冲刷线处沉井部分也采用空间梁单元进行模拟,采用刚性杆模拟沉井侧边缘与形心处的变形关系,在沉井侧边缘采用弹簧单元模拟一定高度土层与沉井的相互作用,在沉井底面采用弹簧单元模拟一定范围土体与沉井的相互作用。中塔和主梁之间在纵向采用弹性索连接,通过不断改变弹性连接刚度(1 × 10<sup>0</sup> ~ 1 × 10<sup>10</sup> kN/m,共分 19 级),进行了一系列地震反应分析。三维有限元模型如图 2。

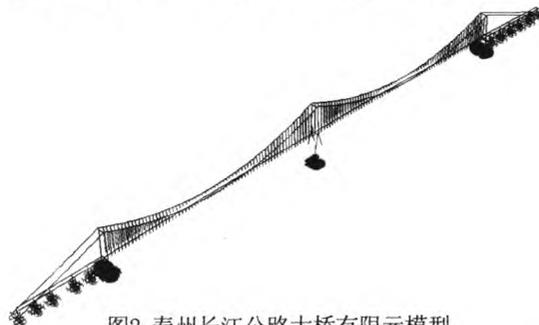


图2 泰州长江公路大桥有限元模型

Fig.2 Finite element model for Taizhou Changjiang highway bridge

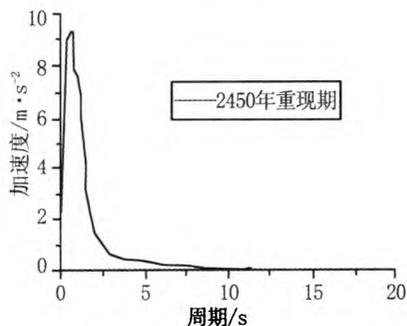


图3 场地反应谱

Fig.3 Site-specific response spectrum

分析时,输入重现期 2450 年、阻尼比为 3% 的场地加速度反应谱,对结构进行反应谱分析,取前 800 阶振型,按 CQC 法进行组合。地震输入采用纵向 + 竖向,方向组合采用 SRSS 方法。竖向加速

度反应谱的形状与水平向加速度反应谱一致(即动力放大系数谱相同),加速度峰值为水平向加速度峰值的 2/3,并取三条反应谱结果的平均值。典型的场地反应谱如图 3。

### 3 弹性索参数分析

图 4~图 9 给出了中塔、主梁之间设置纵向弹性连接时,弹性连接刚度对结构地震反应的影响。图 4 为梁端位移随  $k$  的变化曲线,图 5 为塔顶位移随  $k$  的变化曲线,图 6 为北塔底内力随  $k$  的变化曲线,图 7 为中塔底内力随  $k$  的变化曲线,图 8 为南塔底内力随  $k$  的变化曲线,图 9 为弹性索变形和

内力随  $k$  的变化曲线。从图 4 可以看出,梁端位移随着  $k$  的增大开始阶段有所波动,但当  $k$  达到  $2.5 \times 10^6$  kN/m 后迅速减小并很快趋于稳定。 $k$  在  $2.5 \times 10^5 \sim 7.5 \times 10^5$  kN/m 之间时,弹性索刚度不太大,又能有效地减小梁端位移。从图 5 可以看出,边塔(北塔和南

塔)塔顶位移随着  $k$  的增大开始阶段变化很小,当  $k$  在  $1 \times 10^5 \sim 1 \times 10^6$  kN/m 之间时,该位移随着  $k$  的增大而减小;当  $k$  在  $1 \times 10^6 \sim 1 \times 10^7$  kN/m 时,该位移随着  $k$  的增大而迅速增大并很快趋于稳定。中塔顶位移在开始阶段随着  $k$  的增大而减小,但当  $k$  大于  $1 \times 10^6$  kN/m 时,该位移随着  $k$  的增大迅速增加,直到  $k$  在  $1 \times 10^7$  kN/m 时趋于稳定。

从图 7 可以看出,随着  $k$  的增大,中塔塔底内力反应总体上不断增大。 $k$  小于  $1 \times 10^5$  kN/m 时,该内力随着  $k$  的增大变化很小;当  $k$  在  $1 \times 10^5 \sim 1 \times 10^6$  kN/m 之间时,该内力随着  $k$  的增大迅速增大;当  $k$  达到  $1 \times 10^8$  kN/m 时,该内力随着  $k$  的增大趋于稳定。从图 6 和图 8 可以看出,由于结构的对称性,边塔(南塔和北塔)的内力随  $k$  的增大有相同的变化规律。边塔底内力随着  $k$  的增大开始阶段变化很小;但  $k$  在  $1 \times 10^5 \sim 1 \times 10^6$  kN/m

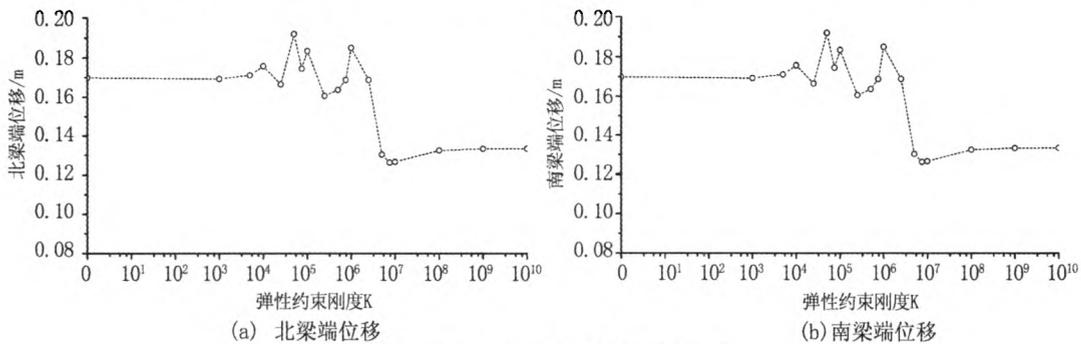


图4 k对梁端纵向位移的影响

Fig.4 Effect of different k on longitudinal displacement of the main girder

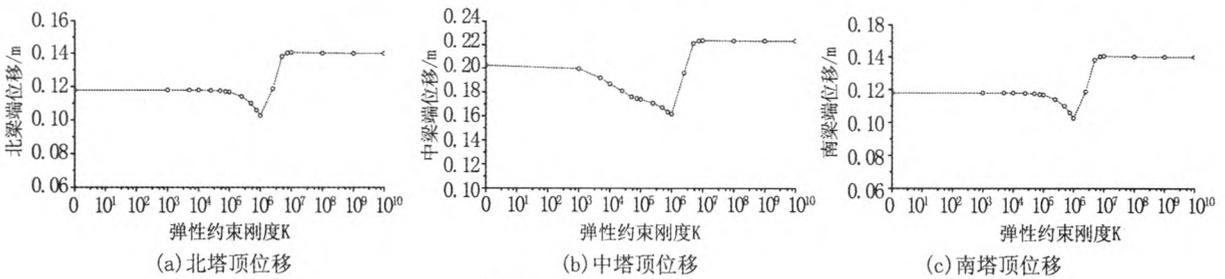


图5 k对塔顶的影响

Fig.5 Effect of different k on displacement of the tower top

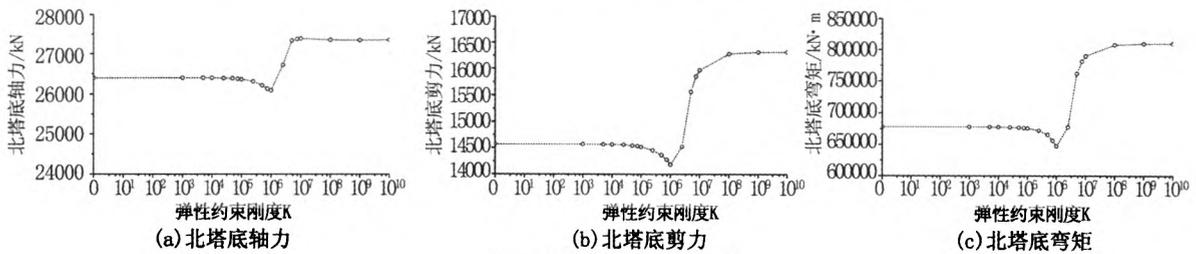


图6 k对北塔底内力的影响

Fig.6 Effect of different k on inertial force of the north tower bottom

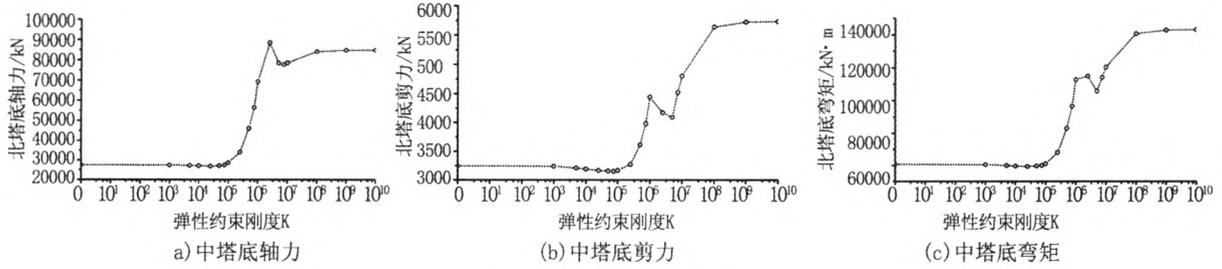


图7 k对中塔底内力的影响

Fig.7 Effect of different k on inertial force of the middle tower bottom

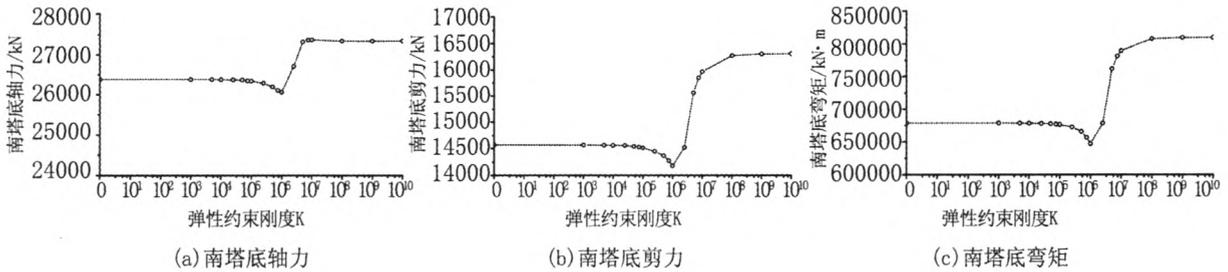


图8 k对南塔底内力的影响

Fig.8 Effect of different k on inertial force of the south tower bottom

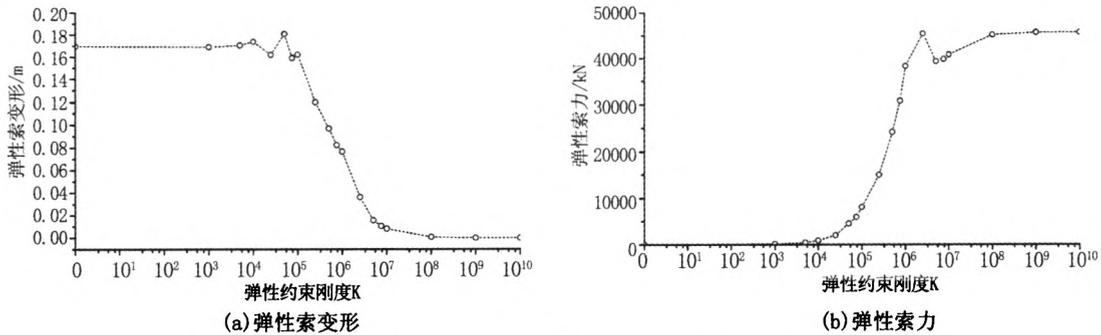


图9 k对弹性索变形和力的影响

Fig.9 Effect of different k on displacement and force of elastic cable

之间时,边塔底内力随  $k$  的增大而减小;当  $k$  在  $1 \times 10^6 \sim 1 \times 10^7$  kN/m 之间时,边塔内力随着  $k$  的增大而变大;当  $k$  大于  $1 \times 10^7$  kN/m 时,边塔内力随着  $k$  的增大趋于稳定。

从图9可以看出:弹性索变形和内力在开始阶段随  $k$  的增大变化很小;当  $k$  在  $1 \times 10^5 \sim 1 \times 10^7$  kN/m 时,弹性索的位移随  $k$  的增大迅速变小,弹性索的内力随  $k$  的增大迅速增大;当  $k$  大于  $1 \times 10^7$  kN/m 时,弹性索位移和内力随着  $k$  的增大趋于稳定。

#### 4 结论

1)弹性索  $k$  度在  $2.5 \times 10^5 \sim 7.5 \times 10^5$  kN/m 范围内取值时,不仅可以减小梁端位移,而且还可以减小主塔的塔顶位移。

2)弹性索  $k$  度在  $1 \times 10^5 \sim 1 \times 10^6$  kN/m 范围内取值时,可以减小边塔底的内力,而较小程度上增加中塔底的内力。弹性索是一种弹性连接装置,不具备耗能能力,只是改变结构惯性力的传递途径。

3)弹性索  $k$  度在  $2.5 \times 10^5 \sim 7.5 \times 10^5$  kN/m 范围内取值时,可以有效的减小中塔、主梁间的相对位移(弹性索变形)。

综上,中塔、主梁间弹性索刚度在  $2.5 \times 10^5 \sim 7.5 \times 10^5$  kN/m 范围内取值时,可以有效控制梁端位移和中塔、主梁间的相对位移;可以减小边塔内力,而且还可以兼顾中塔的受力。泰州桥施工图中,中塔、梁弹性连接刚度采用  $6.4 \times 10^5$  kN/m,处于合理刚度取值范围内。 (下转第24页)

基坑整体变形影响中,支撑间距、土体模量、开挖深度较其它因素具有突出贡献,这是基坑设计中的主要控制指标。基坑变形是受到多种因素组合影响,正交试验很适合在基坑设计中分析多因素组合下基坑变形,但是本文也有局限性。本文仅仅通过设置一系列空白列来考虑各影响之间相互交叉作用,只能判断影响因素间相对作用大小,并没有细致考虑每个因素之间相互作用关系,这还需进一步细致研究。

#### 参考文献:

- [1] 龚晓南. 关于基坑工程的几点思考[J]. 土木工程学报, 2005, 38(9): 99-102.
- [2] 方开泰, 马长兴. 正交与均匀试验设计[M]. 北京: 科学出版社, 2001.
- [3] 刘建航, 侯学渊. 基坑工程手册[M], 北京: 中国建筑工业出版社, 2009.
- [4] HASHASH Y M A. Analysis of deep excavation in clay [D]. Cambridge, Massachusetts: Massachusetts Institute

of Technology (MIT), 1992.

- [5] 张如林, 徐奴文. 基于 PLAXIS 的深基坑支护设计的数值模拟[J]. 结构工程师, 2010, 26(2): 131-136.
- [6] 马威. 深基坑开挖对邻近建筑物影响的数值分析[J]. 施工技术, 2007, 36(10): 97-99.
- [7] 赵静毅. 深基坑开挖对周边环境的变形与技术控制研究[D]. 济南: 山东科技大学, 2011.
- [8] CLOUGH G W, SMITH EM, SWEENEY B P. Movement control of excavation support systems by iterative design [A]. Current Principles and Practices, Foundation Engineering Congress [C]. USA: American Society of Civil Engineers, 1989.
- [9] ADDENBROOKE T I. A flexibility number for the displacement controlled design of multi propped retaining walls[J]. Ground Engineering, 1994, 27(7): 41-45.
- [10] 徐中华, 王建华, 王卫东. 上海地区深基坑工程中地下连续墙的变形性状[J]. 土木工程学报, 2008, 41(8): 81-86.

(责任编辑 刘存英)

(上接第 12 页)

#### 参考文献:

- [1] FORSBERG T. Multi-span suspension bridges [J]. International Journal of Steel Structures, 2001, 1(1): 63-73.
- [2] GIMSING N J. Cable supported bridges [M]. Chichester: John Wiley & Sons, 2011.
- [3] 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.
- [4] MASASHI Y, TORU F, KAZUO S. Design of Tatara bridge [J]. Engineering Review, 2003, 25, (3): 55-62.
- [5] MANABU ITO. The cable-stayed Meiko Grand bridges,

Nagoya [J]. Structural Engineering International, 1998, 8(3): 168-171.

- [6] 叶爱君, 胡世德, 范立础. 超大跨度斜拉桥的地震位移控制[J]. 土木工程学报, 2004, 37(12): 38-43.
- [7] VADER T S, MCDANIEL C C. Influence of dampers on seismic response of cable-supported bridge towers [J]. Journal of Bridge Engineering, 2007, 12(3): 373-379.
- [8] 聂利英, 李建中, 胡世德, 等. 西堍门大桥 3 种梁端约束体系比较[J]. 桥梁建设, 2006(6): 73-78.
- [9] HOSAM-EDDIN M, AHMED M. ADBEL-GHAFFAR. Seismic energy dissipation for cable-stayed bridges using passive devices [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1994, 23(8): 877-893.

(责任编辑 刘存英)