

天津大学

硕士学位论文

天津永定河斜拉桥维修加固关键技术研究

姓名：韩福前

申请学位级别：硕士

专业：建筑与土木工程

指导教师：李忠献;刘旭锴

20090801

摘 要

天津永定河斜拉桥全桥采用五孔连续梁，主孔为 260m 双塔双索面预应力混凝土斜拉桥，本文结合该桥对其维修加固关键技术进行了研究。

永定河斜拉桥维修加固需拆除中跨合龙段，使原桥整体漂浮体系发生变化，由此所导致的结构稳定性问题是必须面对并解决的难题。本文对拆除中跨合龙段前后的桥梁整体结构稳定性进行了分析，为安全顺利地完成加固工程提供了可靠的依据。

永定河斜拉桥经过近 20 年的运营，其线形与竣工时线形比较存在普遍下挠的现象，中跨的 $L/4\sim 3L/4$ 间下挠尤为严重。本文从分析线形变化的原因入手，研究了线形调整的可能性、程度及相应的实施方法，以达到改善结构内力状态的目的，为今后相似工程提供一些可供参考的经验。

新索索力控制是斜拉桥维修加固施工控制的关键环节，本文对永定河斜拉索的索力控制方法及实施进行了研究；同时还对斜拉桥换索、索力合理监控方法和优化技术进行了研究。

本文最后对加固维修后的永定河斜拉桥进行了稳定性分析和安全性评价，同时提出了桥梁防控目标和具体防控措施。

关键词： 斜拉桥，稳定性，线形，索力调控，安全防控

Abstract

Yongdinghe cable-stayed bridge in Tianjin which uses five-opening continuous beam is a pre-stressed concrete cable-plane and cable-stayed bridge with a twin towers and a double cables, and the diameter of the main bridge opening is 260m. In this paper, the key technical issues in the bridge's reinforcement and maintenance are totally studied.

The mid-span closure paragraph needs to be removed in the maintenance, and this gives the reason to the changes of the bridge's original floating system. The resulting stability problem must be faced and solved. The paper studies the stability of the bridge structure when the structure of the system changes before and after the removal of the mid-span closure paragraph, in order to provide a reliable basis for the safe and successful completion of the strengthening project.

After 19 years of operation, the actual line shape of Yongdinghe bridge has changed a lot. Torsion exists generally and especially serious between $L/4$ and $3L/4$ of the mid-span paragraph. First of all, this paper analyzes the reasons for the change of the line shape, and then studies the possibility or extent of the line shape's adjusting and the corresponding implementation methods, in order to improve the internal force of the structure and provide some experiences for future similar projects.

The cable force control is crucial to the construction control of the reinforcement and maintenance of cable-stayed bridges. This paper researches into the cable force control methods and implementation. Moreover, the replacement of cables, the reasonable optimized monitoring technology of the cable force in adjusting cables, cable-stayed bridges's maintaining evaluation and prevention and control about replacing cables are studied.

Finally, this paper gives the analysis of the stability and the evaluation of the safety to Yongdinghe cable-stayed bridge after reinforcing and maintaining. Meanwhile, the prevention and control objectives and measures for the bridge are put forward.

Key words: cable-stayed bridge, stability, line shape, cable force regulation, safety prevention and control

独创性声明

本人声明所呈交的学位论文是本人在导师指导下进行的研究工作和取得的研究成果，除了文中特别加以标注和致谢之处外，论文中不包含其他人已经发表或撰写过的研究成果，也不包含为获得 天津大学 或其他教育机构的学位或证书而使用过的材料。与我一同工作的同志对本研究所做的任何贡献均已在论文中作了明确的说明并表示了谢意。

学位论文作者签名：韩福前 签字日期：09 年 8 月 15 日

学位论文版权使用授权书

本学位论文作者完全了解 天津大学 有关保留、使用学位论文的规定。特授权 天津大学 可以将学位论文的全部或部分内容编入有关数据库进行检索，并采用影印、缩印或扫描等复制手段保存、汇编以供查阅和借阅。同意学校向国家有关部门或机构送交论文的复印件和磁盘。

(保密的学位论文在解密后适用本授权说明)

学位论文作者签名：韩福前

签字日期：09 年 8 月 15 日

导师签名：李成

签字日期：2009 年 8 月 18 日

第一章 绪论

1.1 概述

自上世纪 50 年代现代斜拉桥问世以来,斜拉桥以结构跨越能力强、外形美观的桥型异军突起,发展迅猛。上世纪 70 年代,我国开始探索和实践斜拉桥,至今已修建各种类型的斜拉桥 100 多座,其中跨径大于 200m 的有 60 多座,成为目前世界上建造斜拉桥座数最多的国家之一。现今,斜拉桥正在向更大跨度发展中,但建成的斜拉桥在运营过程会遇到斜拉索腐蚀后的维修和换索问题^[1]。

斜拉索的腐蚀主要是由于钢索与周围介质发生电化学作用,造成氧化还原反应所致。在拉索钢材中的合金元素、渗碳体及其他杂质往往构成阴极,铁元素构成阳极,当拉索表面凝结和吸附水汽而形成水膜时,构成无数微电池,拉索将被腐蚀。空气中的氧、二氧化硫、二氧化碳及氯离子等还会不断地溶解到水膜中,促进铁元素的电离,加快钢索腐蚀速度。

由于斜拉索防锈措施不当,早期修建的部分斜拉桥的即斜拉索出现了不同程度的锈蚀,给桥梁结构带来严重的安全隐患,迫切需要更换斜拉索。随跨度的不断增大,斜拉索变得越来越长,因为索的大柔度、小质量和小阻尼等特点,极易在风、风雨、地震及交通等荷载作用下发生振动。1996 年 4 月,荷兰的 Erasmus 大桥,在开通后不到 2 个月,由于索的大幅振动被迫关闭;1988 年 3 月比利时 Ben-Ahin 桥的 9 根斜拉索发生了振幅达 1m 以上的振动,同年 10 月,Wande 桥也发生了类似的现象;1995 年,美国的 Fred Hartman 桥,由于斜拉索的风雨振动致使斜拉索根部的索套疲劳开裂;日本的 Higashi 桥、Aratsu 桥、Meiko Nishi 桥在建设及运营阶段均有拉索大幅振动的报道;杨浦大桥在 1994 年、1995 年先后三次因拉索的振动而导致减振器的脱落,更为严重的是 1995 年 4 月其中的 29 号和 30 号拉索发生了由于风雨振动而相互碰撞的情况;南京长江二桥的拉索也发生过大幅振动的现象^[2]。

1.2 永定河斜拉桥运营现状及病害现象

1.2.1 永定河斜拉桥运营现状

永定河斜拉桥是津汉公路跨越永定新河的一座干线桥梁,如图 1-1 所示,全桥采用五孔连续梁,跨径布置为 25.15+99.85+260+99.85+25.15m,总长 510m,主孔为 260m 双塔双索面预应力混凝土斜拉桥,全桥共 88 对拉索,拉索为扇型

布置,主梁为全漂浮体系。桥面净宽为 $9+2\times 1\text{m}$,设计荷载等级:汽-20 级,挂-100,人群荷载为 2.5kN/m^2 。

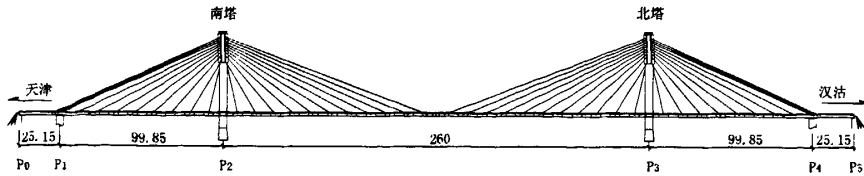


图 1-1 永定河斜拉桥立面布置示意图 (单位: m)

永定河斜拉桥的拉索采用 $\Phi 5$ 平行高强钢丝束, 每根拉索 66 根至 123 根钢丝束不等, 端头采用冷铸锚头。

主梁大部分采用 Π 形梁, 即由 2 个三角形边箱组成半封闭式断面 (如图 1-2 所示), 主梁梁高 2.0m, 包括风嘴总宽 14.5m, 三角形边箱的斜腹板坡度为 1: 2, 主梁共计 74 个预制节段, 标准预制节段长 5.8m, 每节段有两道横梁。辅助墩至岸跨为现浇箱形梁段。

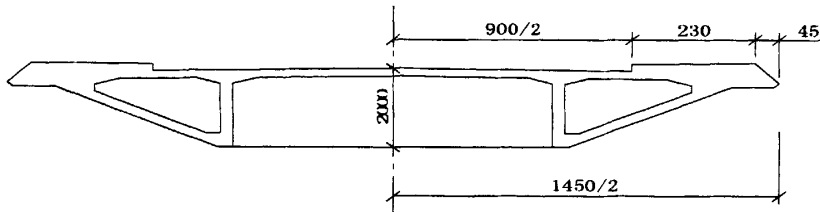


图 1-2 主梁横断面示意 (单位: cm)

主梁架设采用“长线台座匹配浇注块件及桥位处支架储梁、预制悬拼”方法拼装施工, 全桥共设三处合拢段 (跨中、两边跨), 上部结构施工是以塔柱为中心, 对称向两侧逐对悬拼并挂索, 主梁预制块件之间用环氧树脂胶接 (环氧树脂涂布厚度 1.6mm), 并接长和张拉纵向预应力筋 (预应力筋张拉加压后, 环氧树脂厚度压缩至 0.8mm), 挂完 7 对索后, 与岸跨现浇段合拢, 两半桥均挂完 11 对索后跨中合拢, 三次合拢后均同时进行支点体系转换。

1.2.2 永定河斜拉桥病害现象

永定河斜拉桥于 1987 年 12 月建成通车, 距维修加固之时已运行近 20 年。经 2005 年全桥特殊检查, 发现该桥存在以下严重病害。

1.2.2.1 跨中合拢段断裂

2005 年全桥检查发现主梁线形发生变化, 跨中合拢段下挠尤为突出, 下挠点达 26.4cm。主梁中跨现浇合拢段与南 21' 预制段的施工接缝开裂, 开裂缝上窄下宽, 为典型的正弯距裂缝形态, 下缘最大裂缝 9mm, 该处混凝土脱落宽度 10cm 左右。开裂直接导致露出预应力粗钢筋, 内锚固螺母, 纵向预应力束。中跨现浇合拢段左右两侧直腹板与肋板相交处预应力封锚处混凝土脱落, 同时露出预应力粗钢筋及内锚固锚头, 并伴有锈迹。在跨中现浇合拢段肋板与桥面板底板面交接处封锚区存在混凝土剥落并露出箍筋等缺陷。

对开裂缝活动性检查。当桥面通过重载车辆时, 开裂缝明显的活动性, 据观察并结合测量, 腹板下端最大活动幅度达到 9mm。而且在车辆行驶时加大, 过后缩小现象, 并每次检查都在逐渐加大。施工前在无外加荷载的情况下, 已经达到 15mm, 并且开裂缝处混凝土严重脱落, 预应力筋裸露, 并在连接螺母处断开。经判定部分预应力筋已经断裂, 合拢段混凝土凿除后可见预应力筋断裂痕迹。

1.2.2.2 桥面线形下挠

实测桥面线形与竣工线形比较, 中跨 $L/4$ 至 $3L/4$ 间变形明显, 见图 1-3, 跨中合拢段周围下挠较大, 最大下挠点为断裂处, 下挠 26.4cm。线形下挠是多种原因造成的, 诸如构件接缝质量、混凝土徐变及拉索松弛等因素造成。

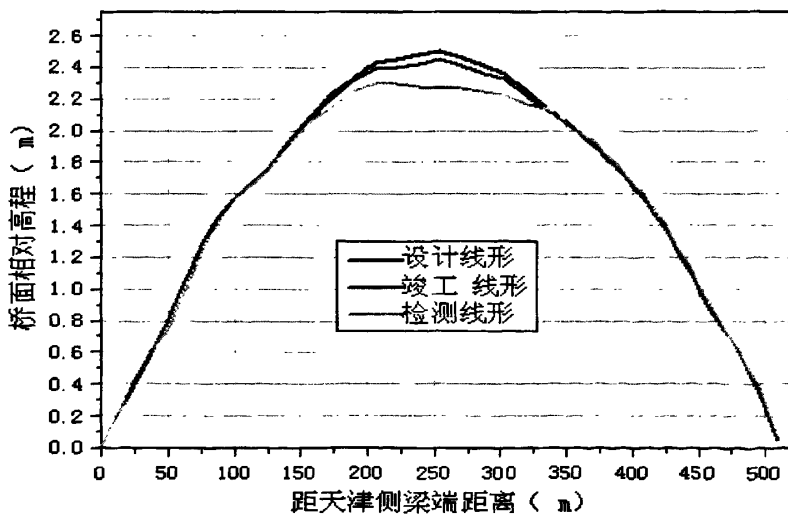


图 1-3 桥面线形

分析图 1-3 可见, 跨中合拢段周围下挠大, 说明是跨中合拢段断裂后引起的局部变化引起的。

1.2.2.3 拉索的明显病害

对主梁可检查区域的锚头齿板检查发现有 9 个主梁拉索锚头齿板底面或侧面,沿拉索方向或斜向方向存在短细裂缝,全桥约 40%的主梁拉索穿过主梁桥面附近区域存在横向或网状裂缝。

拉索锚头 40%以上发生锈蚀,在此之前发现下锚头里面存水,因此发生了钢束端头的锈蚀。拉索的 PE 防护层多处破损,钢束可能存在锈蚀现象。

索力检测结果表明,相对竣工时索力变化幅度在-9~11.4%之间,已经超过了允许范围。

1.2.2.4 主梁及桥塔混凝土的明显病害

索塔自下部实体混凝土转变为空心混凝土后向上出现了 4 条很长的竖向裂缝,这种长大裂缝为该段预埋钢板骨架与现浇混凝土不同步收缩导致的差动裂缝,此外在桥面与桥墩之间存在 188 条程度不同的竖向裂缝。

在检查中发现 7 条节间拼接处,后发展到 11 处存在渗水现象,说明有缝隙存在,造成缝隙处的钢筋锈蚀。

桥面板底面发生了 789 条纵向裂缝,多数裂缝向横梁延伸。

主梁斜腹板多处漏水,局部混凝土有腐蚀现象。

混凝土表面发生碳化,部分已经达到 2cm 以上。

1.3 国内外斜拉桥维修现状及存在问题

1.3.1 国外斜拉桥维修现状

1956 年,瑞典的 Stroumsund 桥(主跨 183m)开始了现代斜拉桥的先端。由于斜拉桥是一种自锚体系,具有不需昂贵的地锚、防腐技术要求低、整体刚度和抗风性能好等特点,再加上美观、经济以及建造相对容易,随后很快在欧洲、北美、日本、中国等世界各地迅速流行。自 90 年代初开始,斜拉桥的跨度有了大幅度的增加,至今全世界约已建成 300 余座斜拉桥,其中,日本的 Tatara 大桥(主跨 890m, 1999 年建成)和法国的 Nor-mandie 大桥(主跨 856m, 1994 年建成)第一次进入特大跨度桥梁领域。

拉索是斜拉桥的主要受力构件,如果某一根斜拉索突然断裂,则很可能导致结构遭到灾难性的突然破坏。

由于斜拉索一般布置于梁体外部,并长期处于高应力状态,其截面尺寸又小,故对腐蚀作用非常敏感,即使发生轻微的腐蚀其强度也会有较大的损失,故斜拉

桥的耐久性很大程度上取决于斜拉索的抗腐蚀能力。国外斜拉桥因拉索腐蚀而换索的工程先例亦非少数，调查情况见表 1-1^[3,4]。

表 1-1 国外斜拉桥拉索更换工程

序号	国别	桥名	桥梁概况	斜拉索 使用年限	原因及 处理	备注
1	德国	汉堡科 尔布兰 特 桥 (Kohl brand)	1974 年建成通车，拉索 为封闭索，曾作了 4 层 涂料防锈，仍有水从索 上端侵入到拉索内面。	5 年	下 部 锚 固 端 严 重 锈 蚀。	1979 年 更 换 全 部 88 根 拉 索，花费 600 万美元。
2	委内 瑞拉	马拉开 波 桥 (Mar acibo)	建于 1962 年，是世界上 著名的预应力混凝土斜 拉桥。钢索在与上锚箱 的接口处发生锈蚀。总 共 192 根钢索中有 25 根 严重锈蚀。	17 年	拉 索 腐 蚀，更换 拉索。	1979 年 2 月 21 日，1 根拉 索突然断裂， 换索 384 根。
3	英国	伍埃桥	建于 1966 年，位于英格 兰和威尔士分界的 Wye 河。	≤10 年	拉 索 腐 蚀，更换 拉索。	
4	美国	帕斯科 —肯尼 威克桥	—	≤10 年	拉 索 腐 蚀，更换 拉索。	

1.3.2 国内斜拉桥维修现状

中国已建成了 100 余座，我国的特大型斜拉桥有主跨 1018m 香港昂船洲大桥和主跨 1088m 的苏通大桥。斜拉是中、大跨桥梁的首选桥型，Fujino 等指出，斜拉桥仍在不断的发展中，二十一世纪将将会出现一个更加经济、美观和实用的斜拉桥新时代。我国的斜拉桥建设起步较晚，但发展迅速，在短短的十几年里，取得了举世瞩目的伟大成就，1993 年建成了当时世界上跨度最大的上海杨浦大桥（602m），此后又相继建成了南京长江二桥（628m）、武汉三桥（618m）、青州闽江桥（605m）等一批大跨度斜拉桥，日前还有一批跨度超过 400m 的大桥正在建设中。杭州湾跨海大桥北航道桥为主跨 448 m 的双塔斜拉桥。舟山各岛连岛工程中的金塘大桥，为主跨 620m 双塔双索斜拉桥。

随着斜拉桥的数量的增大，使用年限的增加，拉索的腐蚀更换成为摆在工程师面前的一大课题，表 1-2 例举了国内斜拉桥换索实例^[5-8]。

表 1-2 国内斜拉桥拉索更换工程

序号	桥名	桥梁概况	斜拉索使用年限	原因及处理	备注
1	济南黄河公路大桥	位于山东省济南北郊，是一座预应力混凝土斜拉桥。大桥总长 2023.44m，该桥于 1978 年 12 月动工，1982 年 7 月建成通车。	13 年	斜拉索锈蚀严重，全部更换。	
2	广州海印桥	位于广州市中心，跨珠江，主桥全长 521m。主桥孔径布置为 85.5m+175m+85.5m，双塔单索面预应力混凝土斜拉桥。塔高约 57.4m，立面呈倒“Y”型。采用扇形索布置，索距 5m，共 186 根钢索。桥于 1988 年底建成通车。	7 年	管内压浆不密实，导致钢丝锈蚀，更换所有斜拉索。	1995 年 5 月 25 日发生了 9 号索断裂事故，后来发现 15 号索也有松断现象。为防止事故的进一步发生，1996 年被迫进行全桥换索工程，耗资 2000 万元，工期半年。
3	上海恒丰北路斜拉桥	上海南北向干道之一，全长 613m，其中斜拉桥主桥长 151m，是我国第一座预应力混凝土独塔单索面斜拉桥。主桥结构为梁塔墩固结的两跨连续斜拉桥。1987 年 9 月 30 日建成通车。	16 年	管内压浆不密实，导致钢丝锈蚀，更换所有斜拉索。	拉索设计寿命为 20 年，为确保安全，提前于 2003 年 9 月至 12 月底进行了换索。
4	浙江章镇斜拉桥	位于浙江省上虞市，跨曹娥江；主桥为独塔斜拉桥，主孔为 54+72m，预应力混凝土箱梁与塔固结，1983 年 10 月 12 日竣工通车。	20 年	玻璃钢裂缝破碎，更换拉索。	建成时是当时全国第一座独塔斜拉桥。
5	重庆嘉陵江石门大桥	位于重庆市沙坪坝，跨越嘉陵江，全长 716m。主桥为 200+230m 单索面独塔预应力混凝土斜拉桥，于 1988 年建成通车。	17 年	部分斜拉索严重腐蚀，更换斜拉索。	由于斜拉索更换难度较大（更换 1 根大概需 3 天），于是在 2005 年 7 月 1 日至 12 月 30 日进行了部分（36 根）斜拉索更换。新索设计寿命为 30 年。

1.3.3 目前在役桥梁存在的问题

从表 1-1 和表 1-2 中可以看出,无论是国内还是国外的斜拉桥,由于斜拉索系统腐蚀失效而导致换索甚至造成桥梁垮塌的事例屡见不鲜,有的桥梁换索费用甚至比原桥梁造价还要高,比如德国科尔布兰特桥的换索费用是原桥梁总造价的 4 倍,我国的海印桥拉索更换也花费了 2000 万人民币。导致斜拉索系统失效的原因有很多,总体来说,可以分为两类:一是斜拉索系统的防护体系失效,进而导致斜拉索系统腐蚀失效,如济南黄河公路大桥、海印桥、上海恒丰北路斜拉桥、重庆嘉陵江石门大桥等;二是成品索存在初始缺陷,这种缺陷主要表现在防护体系和内部高强钢丝上。在运输和吊装过程中,如果工艺不合理,防护体系极易受到破坏,如苏州绕城公路斜拉桥和上虞人民桥就属于这种情况;另外,索体在制作过程中,钢丝表面的镀层也容易受到破坏导致先天性破损。显然,斜拉桥拉索的防腐是保证斜拉桥正常使用的关键之一。目前,用不锈钢材料制索,用环氧涂层保护以及用电极防护处理等新技术已有应用实例,但由于价格昂贵,只是在特殊环境条件下使用。拉索无论采用哪种新技术、新材料、新工艺进行防腐蚀、防老化,都经受着时间的挑战和威胁。

大部分斜拉桥拉索使用寿命在 20 年以下。我国《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60-2004)中规定的公路桥涵设计基准期为 100 年,据此推测,在桥梁的基准期内至少要换 4~6 次索。可想而知,如果不做好斜拉索的防护及安全评定,在斜拉桥全寿命周期内引起的经济费用和损失将会非常高。由此可见,相对于斜拉桥其他构件,拉索的安全可靠对于斜拉索的安全起着至关重要的作用^[9,10]。

1.4 本文研究目的及主要内容

1.4.1 研究目的

永定河斜拉桥建成时为我国斜拉桥的修建技术积累了丰富的设计、施工经验。如今永定河斜拉桥未经大修而安全运营近 20 年,又创造了中国公路混凝土斜拉桥的最高记录,此次该桥维修加固的内容之多、施工工艺之复杂显而易见。

目前斜拉桥的换索工程实例虽然不多,但从中也总结、积累出了一些成功的经验可以借鉴,但对于斜拉桥的维修加固成套技术尚缺乏工程实例。至今为止,国内外斜拉桥维修加固的工程大都只停留在换索层面上,而对斜拉桥整体结构体系维修、改善结构内力状态、调整桥面线形等方面仍没有重大突破。一方面大跨径斜拉桥的修建方兴未艾,其保持着强劲的发展势头和巨大的潜力,另一方面已投入使用的斜拉桥正面临各种病害的威胁,并存在后期维修加固的需要,所以本

文对斜拉桥的维修加固成套技术研究是非常必要的。

本文紧密结合永定河桥工程实践,以结构整体的安全稳定性贯穿始终,综合现场量测、有限元结构计算等内容,优化设计、合理安排施工工序,达到加固维修的目的。本文研究的深入开展,不仅能够正确指导现场施工实践,使之采取合理可行的施工方法,保证工程的安全顺利完成;且可以为我国今后混凝土斜拉桥的养护、维修工作达到使用寿命超过 100 年的目标,积累大量宝贵的经验。

1.4.2 研究内容

本文重点研究了永定河斜拉桥维修加固中结构体系转换逆过程的全桥稳定性问题;旧有斜拉桥线形调整的可能性程度及方法技术;斜拉桥换索过程中的索力合理监控方法和优化技术。

1.4.2.1 加固过程中的桥梁整体稳定性研究

永定河斜拉桥在维修中需要拆除中跨合龙段,使原桥整体漂浮体系发生变化,由此所导致的结构稳定性问题是必须面对并解决的难题。因此,对于永定河斜拉桥而言,无论从加固设计到现场施工,桥梁结构稳定性问题是贯穿始终的核心问题。本文主要针对拆除中跨合龙段前后、结构体系发生变化时的桥梁结构整体稳定性问题进行研究,为安全顺利完成加固工程提供可靠的依据。

1.4.2.2 线形调整和施工控制

永定河斜拉桥经过近 20 年的运营,其实际线形较竣工线形有很大变化,存在普遍下挠,中跨的 $L/4$ 和 $3L/4$ 间下挠尤为严重。造成线形变化的因素是多方面的,诸如主梁拼接结构的接缝质量、混凝土材料的徐变效应及拉索松弛等原因,而线形变化又导致了桥梁结构内力发生了重新分布,偏离了原有的设计状态。

目前国内外尚无对如此大型斜拉桥在运营多年后重新调整线形的工程先例,工程本着小心求证、大胆探索、积极实践的原则,拟从分析线形变化的原因入手,研究线形调整的可能性或程度及相应的实施方法,达到改善结构内力状态的目的,为今后相似工程提供一些可供参考的经验。

1.4.2.3 换索和索力调控

斜拉桥属高次超静定的柔性结构,斜拉索、主塔和主梁三者之间相互影响,梁体及索塔的内力和挠度对索力的敏感性很大,索力的大小关系着斜拉桥恒载状态内力;另一方面,人们可以在设计中通过计算手段来确定斜拉桥索力的理想状态,但影响实现这种理想状态的因素却极为复杂和广泛,造成施工过程中实际索

力与设计的偏差,因此索力控制也成为斜拉桥维修加固施工控制的关键环节。虽然国内外进行斜拉桥索力调控的技术发展至今已日趋成熟,但其绝大多数都是基于新建过程中的新结构、新索调控,而从换索角度考虑的索力调控技术,由于受到原有结构的影响,其难度大大增加,方法肯定不尽相同。本文立足于永定河斜拉桥的换索工程,对斜拉索的索力控制方法及实施进行研究。

1.4.2.4 永定河斜拉桥维修加固后安全评价与防控

永定河斜拉桥换索后,从几方面对原桥进行了维修加固,本文对该桥成桥后的状况进行了稳定性评价和安全性评价,同时提出了桥梁防控目标和具体防控的措施。

第二章 永定河斜拉桥合龙段拆除前后整体稳定性分析

2.1 引言

虽然斜拉桥总体上属于缆索承重结构,但其主要组成部分中的索塔以及加劲梁是以受压为主的压弯构件。对于以受压为主的桥梁结构,其设计、施工中的稳定性问题是需要解决的关键问题之一。对于新建斜拉桥,无论从设计、施工或是监控方面,结构的稳定性研究已有相当长的时间,其研究工作全面、深入,研究成果基本满足斜拉桥新建过程的需要。而对维修加固则不同,斜拉桥的发展至今仅 50 多年,对于斜拉桥后期维修加固中重新改变桥梁原有结构体系而导致的稳定性问题并未引起重视,国内外未见有相关实例报道,其研究更是一片空白。

永定河斜拉桥在维修中需要拆除中跨合龙段,使原桥整体漂浮体系发生变化,由此所导致的结构稳定性问题是必须面对并解决的难题。因此,对于永定河斜拉桥而言,无论从加固设计到现场施工,桥梁结构稳定性问题是贯穿始终的核心问题。本章主要针对拆除中跨合龙段前后,结构体系发生变化时的桥梁结构整体稳定性问题进行研究,为安全顺利的完成加固工程提供可靠的依据。

2.2 永定河桥稳定性分析

2.2.1 稳定性分析原理

结构失稳是指在外力作用下结构的平衡状态被打破,稍有扰动(实际上不可避免)则变形迅速增大,最后结构遭到破坏。斜拉桥的稳定性研究通常分为三种方法,即传统的理论分析、结构试验以及有限元方法。斜拉桥稳定计算的理论解析推导比较困难,因此,早期很多学者以斜拉桥模型试验为依据,利用试验数据得出结论。今年来,数值计算方法(较为常用的是有限元方法)的研究和计算机的应用,为斜拉桥的稳定分析提供了良好的工具。

斜拉桥一般都非常细长,外荷载作用下,梁和塔都承受很大的压力,当压力到达一定值时,斜拉桥就可能产生平面屈曲或出平面的弯扭屈曲。这类屈曲的精确分析可按空间杆系屈曲有限元法进行。在有限元计算中,考虑了结构的几何刚度,该刚度反映了结构的不稳定因素。当外力增加 λ 倍时,杆力和几何刚度矩阵也增大了 λ 倍,因而可以写出下式

$$([K]_0 + \lambda[K]_G)\{\delta\} = \lambda\{F\} \quad (2-1)$$

如果 λ 足够大, 使得结构达到随遇平衡状态, 节点位移矩阵由 $\{\delta\}$ 变为 $\{\delta\} + \{\Delta\delta\}$, 上式平衡方程也能满足, 则

$$([K]_0 + \lambda[K]_+)(\{\delta\} + \{\Delta\delta\}) = \lambda\{F\} \quad (2-2)$$

同时满足上述两式的条件是

$$([K]_D + \lambda[K]_C)\{\Delta\delta\} = 0 \quad (2-3)$$

式中, $[K]_D$ —结构刚度矩阵; $[K]_\sigma$ —几何刚度矩阵; $\{\delta\}$ —节点位移矩阵; $\{F\}$ —杆力; λ —稳定安全系数。

这就是计算稳定安全系数的特征方程式。分析该方程, λ 与 $[K]_D$ 和 $[K]_o$ 有关, $[K]_D$ 只与结构刚度有关, 而 $[K]_o$ 除了与构件几何特征有关外, 还与初始轴力有关, 也就是与结构受力有关。如果方程有 n 阶, 那么理论上存在 n 个特征值 $\lambda_1, \lambda_2 \dots \lambda_n$, 工程问题中只有最低阶特征值才有意义。本文只考虑塔和梁的一阶失稳模态^[11,12]。

2.2.2 稳定状态的界定

永定河斜拉桥的稳定性分析主要考虑维修加固前的成桥状态和合龙段拆除后的最大单悬臂状态。维修加固前,永定河斜拉桥已运营了近 20 年,未发生失稳现象,说明原设计对全桥结构稳定性的估计较为充分,其稳定安全系数较高。

合龙段拆除前(即维修加固前的成桥状态)和合龙段拆除后的结构体系转换过程如图 2-1 示意。合龙段拆除后,结构体系已施加外部锁定,合龙段重量由压重代替,压重包括施工吊篮和水箱,分别以集中荷载和局部均布荷载形式作用在主梁悬臂的一定范围内。外部锁定装置由工字钢拼接而成。

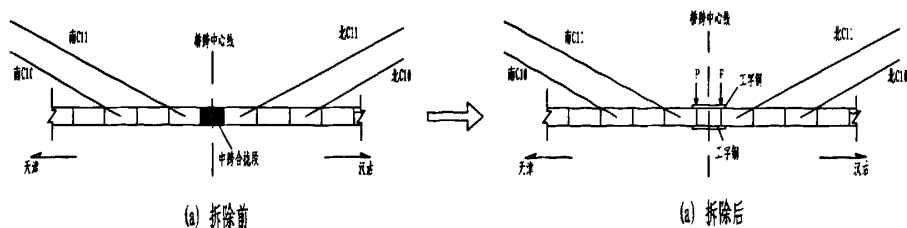


图 2-1 合龙段拆除前后的结构体系转换示意图

2.2.3 维修加固前全桥稳定性分析

斜拉桥主梁的模拟通常有单主梁（通常所说的鱼骨刺梁）、双主梁、三主梁模型，考虑到永定河斜拉桥桥面宽度相对较小（13.6m），故本文采用单主梁模型，

即鱼骨刺梁。

拉索在自重作用下,呈悬链线下垂状态,即所谓的垂度效应,程序中通常有三种处理方法,等效弹性模量法(或称恩斯特公式修正)、多段直杆单元、索单元,本文采用索单元模拟拉索。

结构空间有限元计算采用 MIDAS/CIVIL 软件,整体结构三维模型如图 2-2 所示。

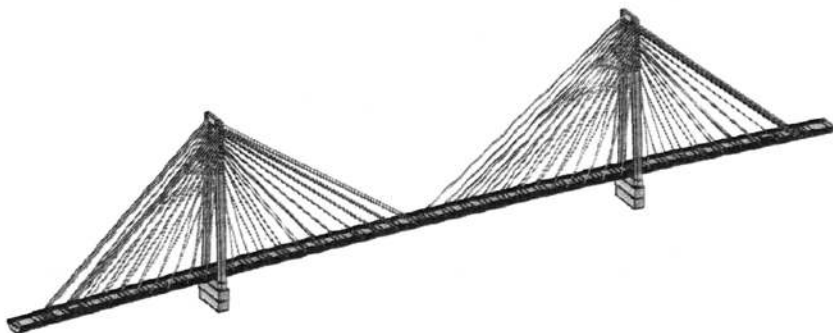


图 2-2 整体结构有限元模型

荷载包括结构自重、主梁预应力、拉索索力、二期恒载。拉索索力按维修加固前的检测值输入,得到结构的失稳模态及稳定安全系数如图 2-3~图 2-6 所示。



图 2-3 维修加固前一阶失稳模态 ($\lambda = 6.753$)



图 2-4 维修加固前二阶失稳模态 ($\lambda = 18.910$)



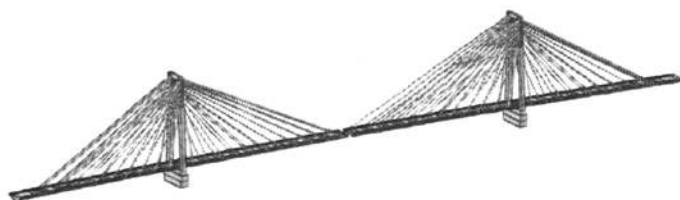
图 2-5 维修加固前三阶失稳模态 ($\lambda = 19.380$)



图 2-6 维修加固前四阶失稳模态 ($\lambda = 20.460$)

2.2.4 合龙段拆除后全桥稳定性分析

合龙段拆除后全桥稳定性分析的有限元模型如图 2-7 所示。拉索索力按合龙段拆除后的监测值输入, 计算得到结构的失稳模态及稳定安全系数如图 2-8~图 2-11 所示。



(a) 全桥

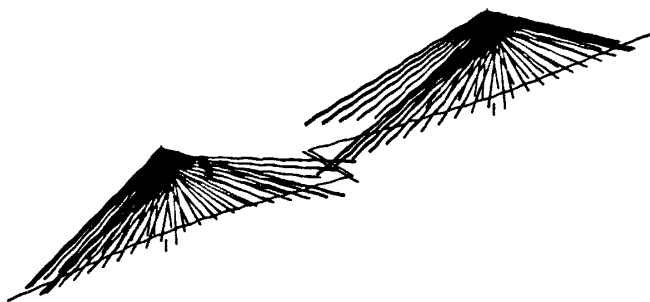


(b) 合龙段附近局部放大图

图 2-7 合龙段拆除后有限元模型图



图 2-8 合龙段拆除后一阶失稳模态 ($\lambda = 6.818$)

图 2-9 合龙段拆除后二阶失稳模态 ($\lambda=9.379$)图 2-10 合龙段拆除后三阶失稳模态 ($\lambda=19.230$)图 2-11 合龙段拆除后四阶失稳模态 ($\lambda=19.740$)

由图 2-8~图 2-11 可以看出,合龙段拆除后,全桥结构的失稳模态发生了一定变化,但第一阶失稳模态仍为索塔沿纵桥向的弯曲,其稳定安全系数为 6.818,与合龙段拆除前相比,数值基本相当。另外,第二阶失稳模态为主梁的横向弯曲,其稳定安全系数为 9.379,而维修加固前第二阶失稳模态为主梁的竖向弯曲,且稳定安全系数较高,为 18.910,数值上约为合龙段拆除后最大单悬臂状态时的 2 倍。

值得注意的是劲性骨架(即外部锁定装置)的横桥向刚度对全桥横向弯曲稳定系数影响较大,程序中简单地将构成劲性骨架的工字钢的横向刚度进行叠加,这无疑与实际情况有所出入,变化劲性骨架的刚度得到全桥横向稳定安全系数如表 2-1 所列。

表 2-1 不同劲性骨架横向刚度对应的横向弯曲稳定系数

劲性骨架横向刚度 /10 ⁻⁶ m ⁴	横向弯曲稳定安全系数
24.56	9.379
49.12	11.060
122.8	15.050

由表 2-1 可以看到，劲性骨架的刚度增加 2 倍和 5 倍时，其横向弯曲稳定安全系数分别增大 18%和 60%。

2.3 本章小结

永定河桥合龙段拆除前后 2 个状态的全桥稳定性分析表明：

- （1）对于运营多年的既有 PC 斜拉桥而言，合龙段拆除是一个结构体系逆转换的过程。
- （2）永定河斜拉桥合龙段拆除前后 2 个状态的结构稳定系数（一阶）均大于《公路斜拉桥设计规范》试行（JTJ 027-86）的限值 4，且均为索塔沿桥纵向的弯曲失稳模态。

第三章 永定河斜拉桥线形调整和施工控制

3.1 引言

永定河斜拉桥经过近 20 年的运营，其实际线形较竣工线形有很大变化，存在普遍下挠，中跨的 $L/4\sim 3L/4$ 间下挠尤为严重。造成线形变化的因素是多方面的，诸如主梁拼接结构的接缝质量、混凝土材料的徐变效应及拉索松弛等原因，而线形变化又导致了桥梁结构内力发生了重分布，偏离了原有的设计状态。目前国内外尚无对如此大型斜拉桥在运营多年后重新调整线形的工程先例，依据小心求证、大胆探索、积极实践的原则，本文从分析线形变化的原因入手，研究线形调整的可能性或程度及相应的实施方法，达到改善结构内力状态的目的，为今后相似工程提供一些可供参考的经验。

3.2 主梁线形调整

3.2.1 主梁既有状态

3.2.1.1 拉索索力

在合龙段拆除后，两侧保持压重的条件下对拉索的索力进行调整，两半桥悬臂端附近的压重和临时荷载总量超出拆除的混凝土重量（约 261.6kN）。

根据加固维修前的检测索力，永定河斜拉桥维修加固前全桥索力与原桥竣工索力之间已存在一定差异，如果以原竣工索力为基准，维修加固前索力的增量百分比分布图如图 3-1 所示。

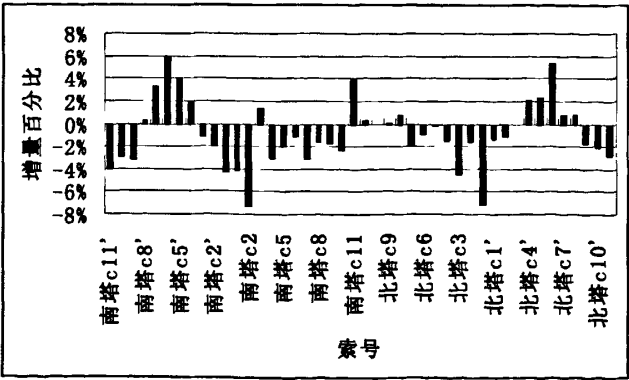


图 3-1 维修加固前索力相对于原竣工索力的增量

由图 3-1 可以看到,永定河斜拉桥经过近 20 年的运营,全桥索力相比于竣工值有所变化,岸侧长索索力减小 ($<5\%$),岸侧中长索 (4'、5'、7'、8') 索力增加 ($<6\%$),短索 (2'、1'、2、3) 索力减小 ($<8\%$),河侧除个别索索力增加外,大部分拉索的索力有所减小 ($<3\%$)。南半桥河侧 C11 索力增大 4%,分析其原因,似与合龙段与南 21' 预制节段之间的接缝开裂严重有关。总体来看,全桥索力增减变化在 $-8\sim 6\%$ 间,个别索力出现不均匀现象。

合龙段拆除前后全桥索力变化百分比分布如图 3-2 所示。

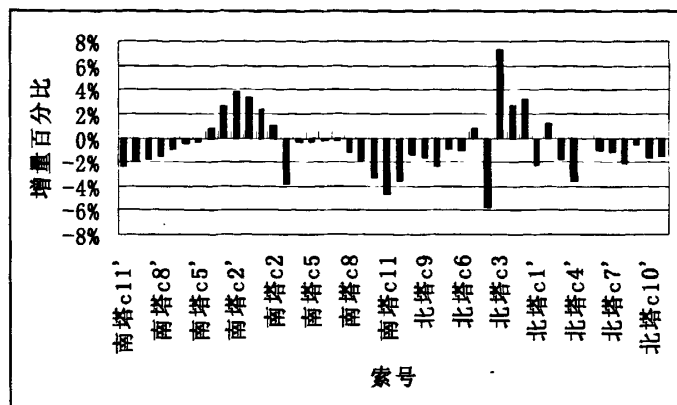


图 3-2 合龙段拆除前后索力增量百分比分布

由图 3-2 可以看出,合龙段拆除前后,索力增减百分比介于 $-6\sim 8\%$ 之间,索力变化较大的索号为北 C3 (7.3%)、北 C4 (5.8%)。总的来说,合龙段拆除采用了浮箱换重方式,全桥索力变化较小,河侧索力普遍减小是由于合龙段拆除引起主梁发生一定量的上抬。合龙段拆除后,全桥索力相比于原竣工索力的增量百分比分布如图 3-3 所示。

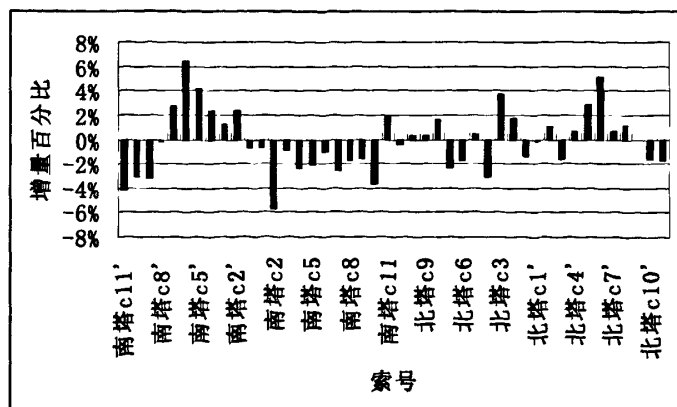


图 3-3 合龙段拆除后索力相比于原竣工索力的增量

由图 3-3 可以看出,合龙段拆除后的全桥索力相比于原竣工索力的增量百分比介于-6~7%之间,总体上,全桥索力变化不大,这给利用调整索力来改变主梁线形提供了较大的空间,合龙段拆除属中间过程,待新合龙段浇注后,大部分索力将会得以恢复,但维修加固前已然存在的索力差异需结合主梁线形调整得以改善。

3.2.1.2 桥面线形

合龙段拆除引起的桥面线形变化是暂时的,调整主梁线形主要是调整永定河斜拉桥维修加固前已存在的主梁局部下挠,因此,本文主要侧重阐述维修加固前桥面的线形变化。永定河斜拉桥的原设计线形、竣工线形、维修加固前线形比较如图 3-4 所示。

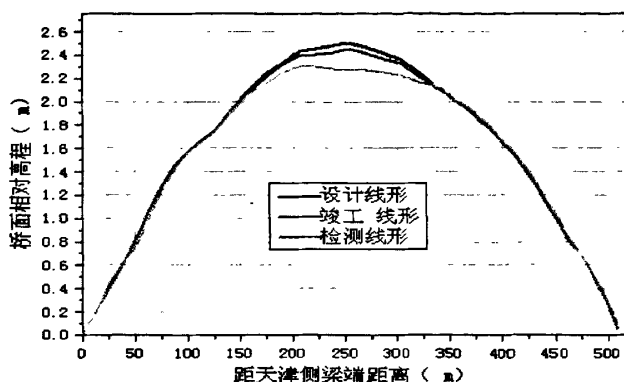


图 3-4 桥面线形比较图

由图 3-4 可以看到:

(1) 相比于设计线形,原竣工线形跨中附近已下挠 5.8cm,维修加固前检测线形相比于原竣工线形跨中附近下挠 18.3cm。

(2) 主梁线形变化属局部线形变化,斜拉桥中跨线形变化较为显著,特别是合龙段附近,出现局部下挠,其原因与合龙段损坏有关。

综合索力、桥面线形的检测结果,利用旧索调整主梁线形之前,全桥的结构性能相比于原竣工状态有所变化。从全桥索力分析,合龙段损坏造成索力重新分配,对于南半桥,合龙段与相邻预制节段之间形成铰,而对于北半桥,合龙段仍为结构的一部分,存在着一定的刚度,因而造成南北两半桥索力分配并未呈现对称性。南半桥河侧 C11 号索力增加显著,南、北两半桥岸侧 C6' 索号索力均增加,其索力变化百分比超过 5%。从桥面线形来分析,合龙段的损坏直接造成主梁局部线形 ($L/4 \sim 3L/4$ 间) 变化较为明显。

3.2.2 主梁线形调整的目标和主导思想

根据永定河斜拉桥维修加固前主梁线形的变化情况,确定线形调整的目标:在保证结构安全的前提下,使中跨下挠得以缓解,跨中上抬量为 10cm。

根据永定河斜拉桥的结构特点,并考虑到永定河斜拉桥运营已近 20 年,结构内力、应力状态很不明确;根据永定河斜拉桥的病害表现,利用旧索调整主梁线形必须具有针对性;因此,在把握了结构病害成因后,制定主梁线形调整的主导思想如下。

(1) 索力增加的索相应地减小索力,索力减小的索相应地增加索力;

(2) 索力调整幅度不宜过大,应根据维修加固前的检测索力相对竣工索力的变化量而定。通过索力调整,使索力变化均匀,即使索力增加量和减小量均控制在原桥设计索力的 $\pm 5\%$ 范围内;

(3) 使中跨局部线形得到改善,同时应兼顾避免主梁混凝土应力突变;

(4) 通过结构结算发现,岸侧拉索与河侧拉索相互影响程度较低,即调整河侧拉索并不会影响到岸侧拉索索力,因此,岸侧拉索调整量与河侧拉索调整量可以独立考虑;

(5) 桥塔刚度与主梁刚度比为 6:1,即调整拉索索力时,主梁变形并不会引起索塔塔顶位移过大变化;

(6) 调索应以不改变拉力支座的支反力为前提,恒载作用下,拉力支座处支反力方向为向上,调索应尽可能减轻拉力支座的负担;

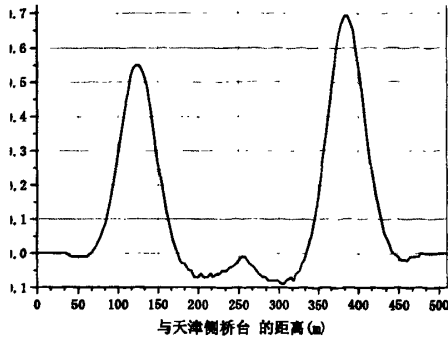
(7) 为使索力变化均匀,应尽可能地增加调索数量^[13]。

3.2.3 主梁线形调整方案

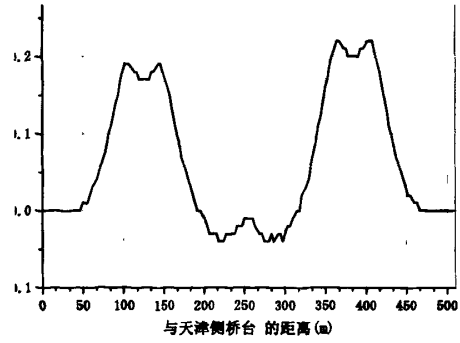
利用拉索索力的可调性来改善主梁线形既是斜拉桥的特点,也是其优点。永定河斜拉桥的主梁线形调整实际上是一个调索的过程,由于相邻拉索之间的相互影响,调索计算需要反复迭代,同时为兼顾主梁混凝土应力、塔位、外部锁定装置应力的变化,调索也是一个筛选、优化的过程。

3.2.3.1 索力敏感性分析

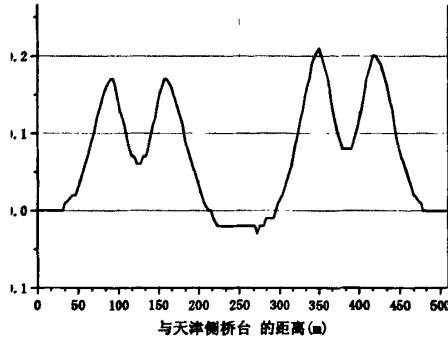
为分析拉索索力与主梁竖向位移、主梁混凝土应力之间的相互影响程度,逐一试拉单索,张拉力为 100kN,分析拉索索力变化对主梁竖向位移、主梁混凝土应力的影响。拉索索力变化对主梁线形的影响如图 3-5 所示。



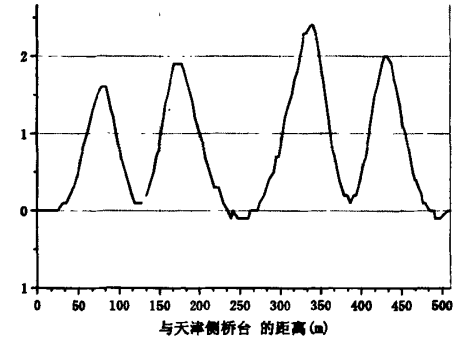
(a) 张拉 1 号索



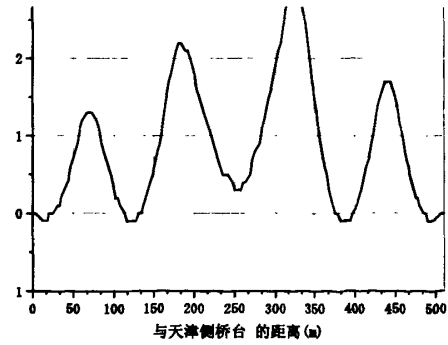
(b) 张拉 2 号索



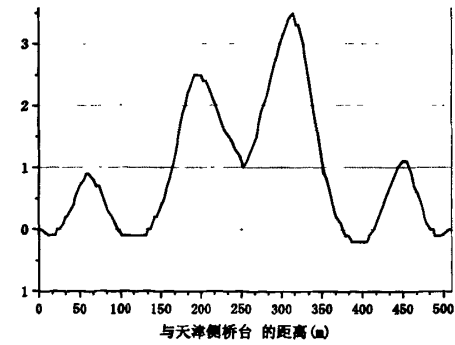
(c) 张拉 3 号索



(d) 张拉 4 号索



(e) 张拉 5 号索



(f) 张拉 6 号索

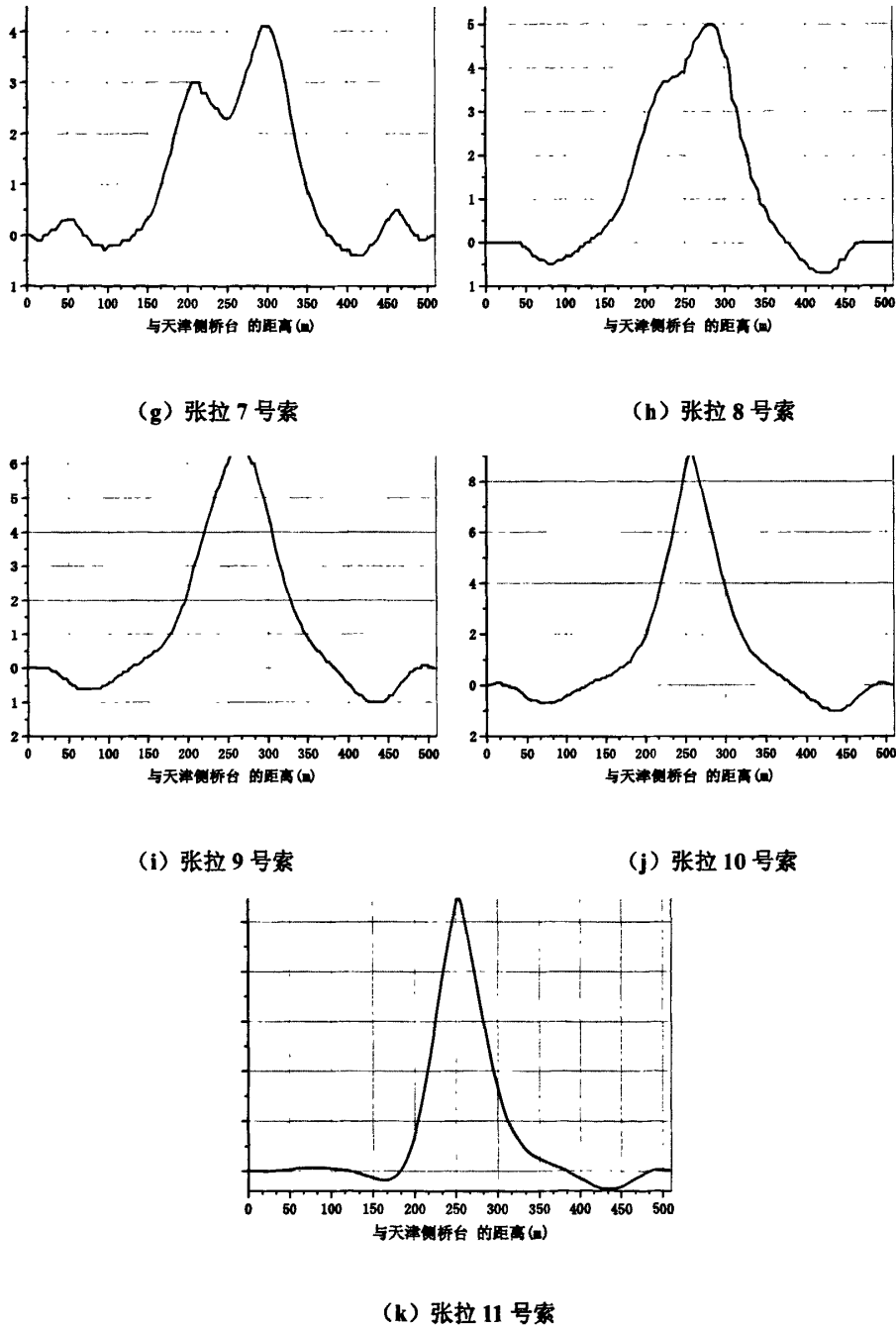


图 3-5 索力变化对主梁线形的影响

所谓张拉某一号索是指同时张拉岸侧索和河侧索,例如张拉 1 号索是指同时张拉南 C1'、南 C1、北 C1、北 C1',张拉力为 100kN。

由图 3-5 可以看出如下规律:

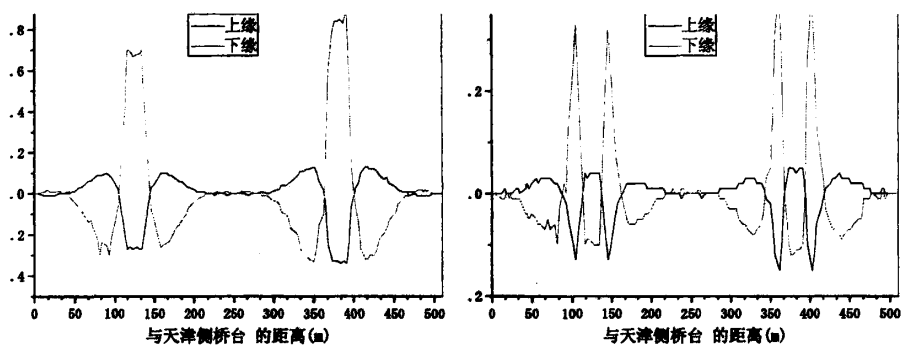
(1) 主梁在张拉索的索点处发生上拱位移,在远离该索点一定距离处发生

下挠位移，这符合主梁全漂浮的特点。

(2) 竖向位移的数值表明，各索的索力对主梁竖向位移的影响程度大小不一，除 1 号索外，越是远离塔根的索，即索越长对主梁位移的影响越大，同样张拉 100kN，张拉 2 号索，使主梁发生的上拱位移和下挠位移分别为 0.22cm 和 -0.04cm；而张拉 11 号索，使主梁发生的上拱位移和下挠位移分别为 5.55cm 和 -0.36cm。这说明对主梁竖向位移而言，长索的影响较大，也较为敏感。对于 1 号索，因为岸侧 C1' 和河侧 C1 相邻，同时张拉自然会对塔根处主梁的竖向位移产生的影响较大，而其他任一索的张拉都会受到相邻索的调节作用，使局部张拉的索力逐渐向远离所张拉索的其他索传递。

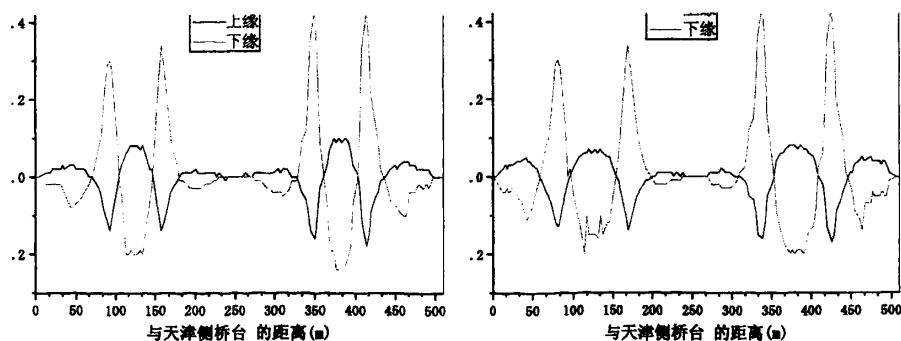
(3) 对主梁悬臂端竖向位移的影响程度，若在合龙段拆除后对主梁线形进行局部调整，调整 9~11 号索的索力最有效。

拉索索力变化对主梁混凝土应力的影响如图 3-6 所示。



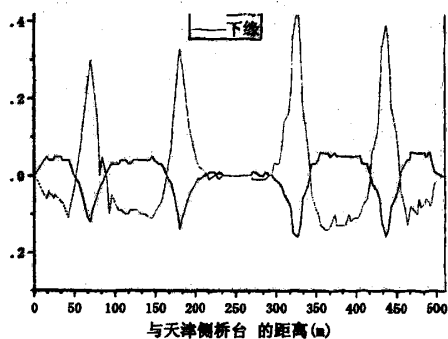
(a) 张拉 1 号索

(b) 张拉 2 号索

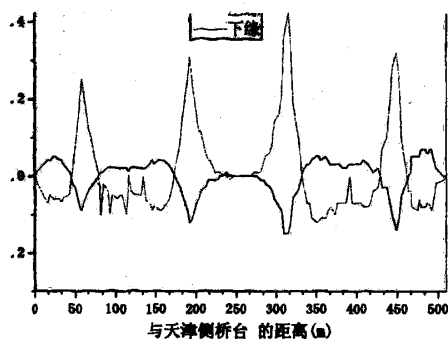


(c) 张拉 3 号索

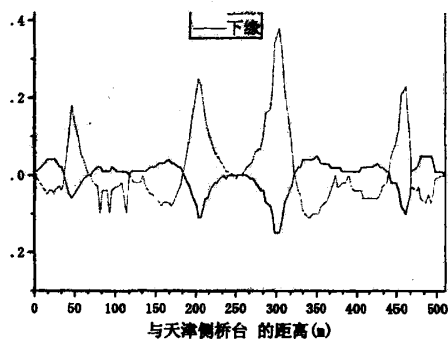
(d) 张拉 4 号索



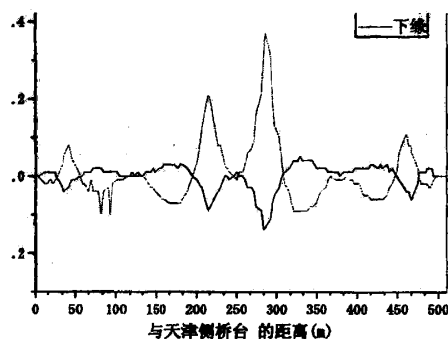
(e) 张拉 5 号索



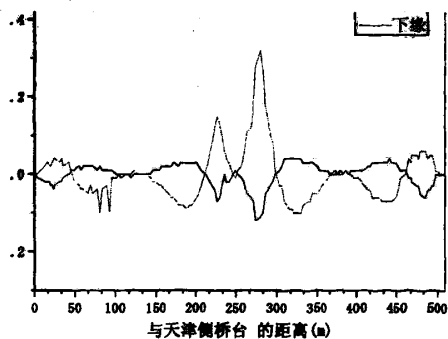
(f) 张拉 6 号索



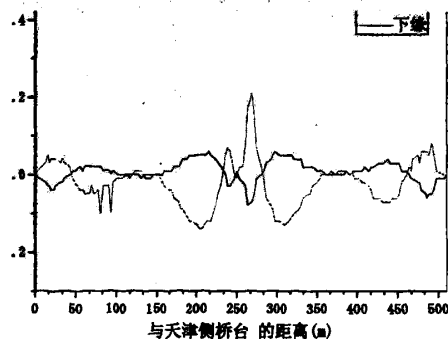
(g) 张拉 7 号索



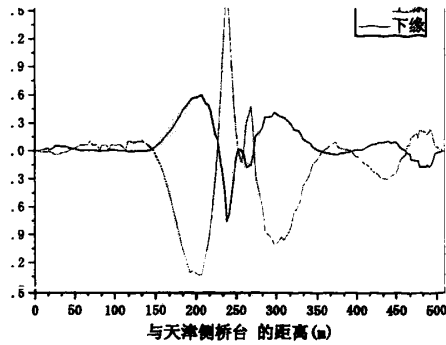
(h) 张拉 8 号索



(i) 张拉 9 号索



(j) 张拉 10 号索



(k) 张拉 11 号索

图 3-6 索力变化对主梁混凝土应力的影响

由图 3-6 可以看到:

- (1) 所张拉索的索点断面上缘产生拉应力, 下缘产生压应力;
- (2) 所张拉索的索力影响范围为该索前后的各 3 对索, 在此范围主梁断面上缘受拉、下缘受压, 但超出该范围, 主梁断面的应力分布正好相反, 即上缘受压、下缘受拉;
- (3) 从数值上来看, 索力变化对主梁混凝土应力的影响程度大致相同, 但 1 号索、11 号索除外。1 号索由于 C1 和 C1' 相邻, 张拉后对塔根断面的主梁混凝土应力影响较为显著; 11 号索其张拉引起相邻的河侧 C10 索点上缘拉应力较为明显, 张拉 100kN 引起了 0.76MPa 的拉应力, 而同时使其他几乎所有索的索点断面下缘均产生了拉应力, 张拉 100kN, C7 索点断面下缘产生了 1.33MPa 的拉应力;
- (4) 索力对主梁混凝土应力的影响程度, 长索较为敏感, 特别是 11 号索, 为使调索过程中主梁混凝土应力增量限制在一定范围内, 特别是避免产生过大的拉应力增量, 必须考虑长索对短索、中长索区段主梁混凝土应力的影响, 即张拉长索前, 应先张拉一部分短索或中长索, 使该区段主梁的混凝土下缘预先储备一定的压应力, 以抵消张拉长索而产生的拉应力增量。

3.2.3.2 主梁线形调整方案比选与分析

根据索力对主梁线形和主梁混凝土应力的影响结果以及主梁线形调整的目标, 首先张拉 9~11 号索, 使中跨跨中附近上抬量达到目标值, 然后根据主梁混凝土的应力、塔位等的变化, 再调整 5~8 号索, 经过反复调整试算, 初步确定出可选方案 I~IV, 如表 3-1 所列。

表 3-1 主梁线形调整方案

方案 I			方案 II			方案 III			方案 IV (最终方案)		
步骤	索号	索力 增量 /kN	步骤	索号	索力 增量 /kN	步骤	索号	索力 增量 /kN	步骤	索号	索力 增量 /kN
第一步	南 C5	240	第一步	南 C5'	240	第一步	南 C5	240	第一步	南 C5'	120
	北 C5	240		南 C5	240		北 C5	240		南 C5	240
第二步	南 C6	200		北 C5	240	第二步	南 C6	200		北 C5	240
	北 C6	200		北 C5'	240		北 C6	200		北 C5'	120
第三步	南 C7	280	第二步	南 C6'	120	第三步	南 C7	380	第二步	南 C6'	0
	北 C7	280		南 C6	120		北 C7	280		南 C6	120
第四步	南 C8	200		北 C6	120	第四步	南 C8	240		北 C6	120
	北 C8	200		北 C6'	120		北 C8	240		北 C6'	0
第五步	南 C9'	200	第三步	南 C7'	200	第五步	南 C9'	200	第三步	南 C7'	120
	南 C9	320		南 C7	200		南 C9	420		南 C7	240
	北 C9'	320		北 C7	200		北 C9'	200		北 C7	240
	北 C9	200		北 C7'	200		北 C9	320		北 C7'	120
第六步	南 C10'	200	第四步	南 C8'	200	第六步	南 C10'	260	第四步	南 C8'	120
	南 C10	340		南 C8	200		南 C10	420		南 C8	400
	北 C10'	340		北 C8	200		北 C10'	240		北 C8	400
	北 C10	200		北 C8'	200		北 C10	360		北 C8'	120
第七步	南 C11'	200	第五步	南 C9'	200	第七步	南 C11'	320	第五步	南 C9'	120
	南 C11	360		南 C9	200		南 C11	380		南 C9	400 (360)
	北 C11'	360		北 C9	200		北 C11'	240		北 C9	400 (360)
	北 C11	200		北 C9'	200		北 C11	380		北 C9'	120
			第六步	南 C10'	300				第六步	南 C10'	230 (300)
				南 C10	240					南 C10	320 (360)
				北 C10	240					北 C10	320 (360)
				北 C10'	300					北 C10'	230 (160)
			第七步	南 C11'	360				第七步	南 C11'	360
				南 C11	360					南 C11	300 (200)
				北 C11	360					北 C11	300 (200)
				北 C11'	360					北 C11'	360 (200)

注：表中正值表示索力增加，负值表示索力减小；括号中数值为施工实际采用值。

方案 I，经过七步调索后，半桥悬臂端上抬 9.6cm，略小于目标值 10cm。

方案 II，经过七步调索后，半桥悬臂端上抬 10.5cm，略高于原目标值，线形改善明显。但索力的增量变化欠缺针对性，个别索力原已增大的索，经过调索后，其索力继续增大；个别索力原已减小的索，经过调索后，其索力继续减小。另外，该方案使拉力支座处向上的支反减小，这样对拉力支座状态不利。

方案 III，经过七步调索后，半桥悬臂端上抬 10.7cm，略高于既定目标值，

线形改善明显,而且克服了方案Ⅱ的不足,但主梁混凝土下缘拉应力增量最大值产生在河侧 C8 索点附近,而该断面下缘压应力储备相对较低,如果考虑后期活载的作用,可能对结构安全不利。

方案Ⅳ,经过七步调索后,半桥悬臂端上抬 10.1cm,基本达到既定目标值,而且主梁混凝土应力变化更趋合理,下缘最大拉应力产生在河侧 C3 号索点断面的下缘,而根据结构计算结果,该处计算压应力储备为 6.80MPa,压应力储备较大,调索引起的该部位的拉应力增量仅为 1.09MPa。另外,若考虑汽车荷载效应,调索引起的主梁混凝土应力增量能够对汽车荷载效应产生的应力削峰的作用,即使汽车荷载作用下产生最大拉应力处因调索而发生部分压应力增量,这样使主梁混凝土的应力状态更趋合理。

3.2.3.3 调索计算结果分析

根据主梁线形调整方案比选分析结果,最终选定方案Ⅳ。下面结合结构计算结果阐述该方案的主梁线形调整效果及其对全桥结构性能(包括索力、主梁混凝土应力、塔位、工字钢锁定装置应力、支座反力、主梁纵桥向变位等)的影响。

1. 主梁线形变化

图 3-7 体现了主梁线形调整过程中条面的线形变化,经过七次调索后,中跨跨中上抬 10.1cm,次边跨 C3' 索点附近下挠了 -0.52cm。

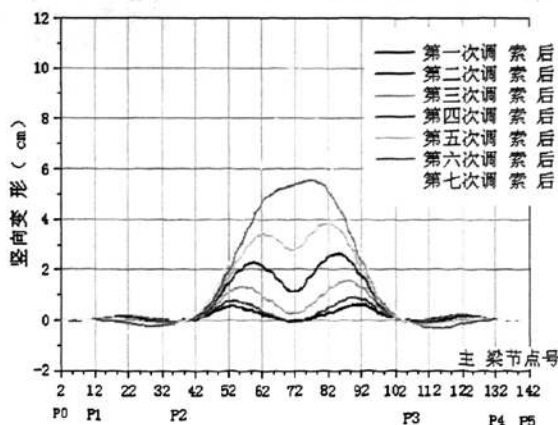


图 3-7 调索过程中桥面线形的变化

2. 主梁混凝土应力

七步调索后主梁混凝土的上、下缘应力增量分布如图 3-8 所示。

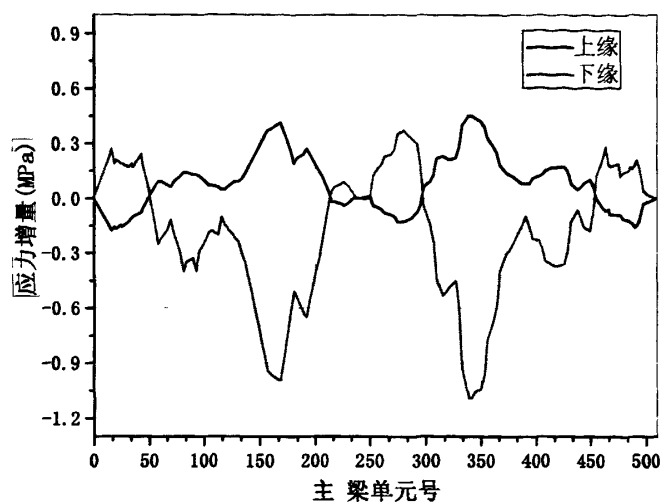


图 3-8 主梁线形调整后主梁混凝土应力增量分布

由图 3-8 可以看到，七步调索后，下缘最大拉应力增量约为 1.09MPa，产生在河侧 C3 号索点断面的下缘，而所产生的压应力增量不超过 0.6MPa。

3. 索力变化

调索引起的索力变化、竣工索力与检测索力之间的关系列于表 3-2、表 3-3 所列。结果表明，斜拉桥维修加固前已存在的、相比于竣工索力的差异，经主梁线形调整后基本有所缓解，索力增幅控制在原桥竣工索力的 $\pm 5\%$ 范围内。

表 3-2 南塔索力变化/kN

索号（单元号）	竣工	第一次调索	第一次调索	第二次调索	第四次调索	第五次调索	第六次调索	第七次调索
C11'（178）	285	6	6	23	45	71	130	-198
C10'（179）	135	6	7	23	45	70	-131	-34
C9'（180）	50	7	7	23	45	-46	10	104
C8'（181）	-81	8	8	23	-76	-57	-15	54
C7'（182）	-145	10	10	-96	-84	-73	-48	-7
C6'（183）	-328	18	18	32	42	51	69	98
C5'（184）	-139	-106	-106	-96	-89	-85	-75	-60
C4'（185）	11	21	21	27	30	32	35	40
C3'（186）	112	15	14	16	17	17	16	15
C2'（187）	-19	4	3	2	0	-2	-4	-7
C1'（188）	92	-4	-6	-11	-15	-17	-19	-21
C1（189）	16	1	0	-6	-13	-19	-24	-28
C2（190）	120	17	20	20	16	10	6	-1
C3（191）	32	39	49	58	62	58	51	40
C4（192）	218	57	75	96	113	116	110	95
C5（193）	146	-226	-201	-164	-128	-111	-112	-126
C6（194）	132	53	-53	-4	55	90	101	97
C7（195）	249	38	62	-160	-76	-15	17	35
C8（196）	79	22	38	86	-294	-209	-152	-97
C9（197）	226	10	19	54	137	-241	-154	-46
C10（198）	215	1	4	24	85	179	-118	40
C11（199）	-312	-7	-7	5	59	168	313	48

注：负号表示索力增加。

表 3-3 北塔索力变化/kN

索号 (对应单元号)	竣工	第一次调索	第二次调索	第三次调索	第四次调索	第五次调索	第六次调索	第七次调索
C11' (178)	24	8	8	28	56	91	156	-134
C10' (179)	-37	8	9	29	56	91	-168	-93
C9' (180)	49	8	8	29	57	-93	-30	43
C8' (181)	-43	10	10	29	-113	-87	-41	13
C7' (182)	-19	13	13	-123	-106	-91	-63	-31
C6' (183)	-253	23	23	41	55	67	87	110
C5' (184)	-45	-132	-132	-119	-110	-103	-92	-80
C4' (185)	-32	27	27	35	40	42	46	50
C3' (186)	48	18	18	21	22	22	21	21
C2' (187)	-37	6	5	4	2	0	-3	-5
C1' (188)	-34	-4	-7	-12	-18	-21	-23	-24
C1 (189)	123	2	-1	-7	-15	-21	-26	-30
C2 (190)	-33	18	22	22	17	11	6	-1
C3 (191)	243	44	56	67	70	67	60	47
C4 (192)	142	63	86	111	129	134	129	112
C5 (193)	81	-252	-220	-177	-136	-117	-116	-132
C6 (194)	75	58	-76	-20	45	85	98	94
C7 (195)	126	42	73	-184	-92	-24	11	31
C8 (196)	-41	24	45	100	-318	-226	-165	-104
C9 (197)	-10	11	23	62	151	-271	-180	-63
C10 (198)	-28	1	5	27	90	186	-157	14
C11 (199)	20	-8	-8	3	55	160	305	-23

注：负号表示索力增加。

4. 支座反力变化

调索引起的支座反力变化如表 3-4 所列。

表 3-4 支承反力变化值/kN

位置	第一次 调索	第二次 调索	第三次 调索	第四次 调索	第五次 调索	第六次 调索	第七次 调索
天津侧桥台	18	19	35	40	30	0	-62
天津侧辅助墩	-24	-24	-47	-54	-40	-4	70
汉沽侧辅助墩	-29	-28	-58	-74	-65	-37	7
汉沽侧桥台	22	22	42	49	35	0	-51

注：负号表示支反力减小。

经过七次调索后，天津侧拉力支座处向上的支反力有所增加，但量值与支反力绝对数值相比很小，汉沽侧拉力支座的支反力略有增幅，两侧桥台的向上的支反力均有所减小。

5. 主梁纵向变位

经过七次调索后，主梁纵桥向水平变位：天津半桥向岸侧变位 0.05cm，汉沽半桥向河侧变位 0.13cm，量值很小。

6. 桥塔纵桥向水平变位

经过七次调索后，桥塔塔顶纵桥向水平变位：天津半桥向岸侧 1.11cm，汉沽侧半桥向岸侧 0.94cm。

3.3 主梁线形调整施工控制原则

3.3.1 施工控制原则

为使主梁线形调整达到既定目标，同时也保证施工过程中全桥结构的安全，施工控制应遵循如下原则^[14]。

(1) 调索前后主梁混凝土应力变化量限定在较小的范围，主梁的上缘与下缘应力的增减应适度，避免产生过大的拉应力，并使调索过程中产生的拉应力产生在压应力储备较大处，保证主梁的安全。

(2) 调索施工中以索力和伸长量双控。

(3) 调索时过程尽可能保证河侧索和岸侧索同时张拉。

(4) 在主梁混凝土应力变化不大及主梁预制节段接缝工作状态允许的前提下，调索方案可以兼顾主梁线形的改善。如果在实际操作出现即使拉索张拉到位，桥面线形上抬量并不大的情况，不再对拉索进行调整，即以索力控制优先。

(5) 调索应兼顾塔位以及合龙段锁定装置钢构件的应力。

3.3.2 施工监测项目及手段

为确保利用旧索调整主梁线形在结构安全的前提下进行,也出于施工监控的要求,调索过程中应做好如下几个内容的监测工作^[15]。

(1) 调索前结构初始状态监测

主要包括主梁混凝土应力、所调拉索的索力、索塔塔位、桥面高程临时控制点高程、外部锁定装置工字钢应力等。

(2) 调索前后监测

调索前后主要进行如下数据采集工作:调索前所调拉索前后 5 对索的索力以及所调拉索前后 5 对索点附近桥面高程。

(3) 调索过程中结构安全监测

外部锁定装置工字钢应力及焊接部位混凝土破损状况跟踪监测;主梁梁端纵桥向水平位移跟踪监测;索塔塔位跟踪监测;主梁混凝土应力跟踪监测;中跨跨中附件临时高程控制点高程的跟踪监测。

结构安全监测频率按阶段划分如下:

第一阶段:调整 5~6 号拉索索力后;

第二阶段:调整 7~8 号拉索索力后;

第三阶段:调整 9 号索后;

第四阶段:调整 10 号索后;

第五阶段:调整 11 号索后。

3.3.3 施工监测结果及分析

3.3.3.1 桥面线形

表 3-5 列出了主跨跨中桥面临时高程控制点高程的变化。

表 3-5 临时高程控制点高程变化 /cm

索点	第一次	第二次	第四次	第五次	第六次	第七次	第八次
南塔 C9	0.64	2.01	4.74	5.21	6.77	8.27	8.94
南塔 C10	0.54	1.95	4.73	5.13	7.09	8.99	10.01
南塔 C11	0.42	1.87	4.62	4.91	7.25	9.26	10.59
北塔 C11	0.29	1.66	4.45	4.67	7.14	8.66	9.81
北塔 C10	0.63	1.95	4.71	5.00	6.98	7.68	8.87
北塔 C9	0.84	2.11	4.89	5.26	6.58	6.68	7.78

根据临时高程控制点高程的变化可以发现,相对于调索前结构线形,南北两半桥悬臂端位移上抬量分别为 10.59cm 和 9.81cm,平均 10.20cm,达到了既定目标值,因此,主梁线形调整基本上起到了缓解中跨桥面局部下挠的趋势,使中跨

跨中上抬量接近原下挠量的 50%以上,主梁线形调整效果显著。

3.3.3.2 索力

主梁线形调整后全桥索力相对于调索前的变化量值如表 3-6 所列。

表 3-6 调索后全桥索力变化

索号	检测索力与竣工索力差值/kN	调索引起索力变化/kN	索号	检测索力与竣工索力差值/kN	调索引起索力变化/kN
南 C11'	-285	456	北 C11'	-24	-26
南 C10'	-135	264	北 C10'	37	459
南 C9'	-50	-81	北 C9'	-49	801
南 C8'	81	-39	北 C8'	43	330
南 C7'	145	201	北 C7'	19	-291
南 C6'	328	-168	北 C6'	253	123
南 C5'	139	341	北 C5'	45	209
南 C4'	-11	-133	北 C4'	32	-328
南 C3'	-112	-108	北 C3'	-48	-16
南 C2'	19	-92	北 C2'	37	-152
南 C1'	-92	114	北 C1'	34	-343
南 C1	-16	10	北 C1	-123	159
南 C2	-120	1	北 C2	33	122
南 C3	-32	-53	北 C3	-243	-277
南 C4	-218	-116	北 C4	-142	142
南 C5	-146	200	北 C5	-81	219
南 C6	-132	13	北 C6	-75	-260
南 C7	-249	38	北 C7	-126	304
南 C8	-79	298	北 C8	41	13
南 C9	-226	133	北 C9	10	-84
南 C10	-215	227	北 C10	28	-168
南 C11	312	-69	北 C11	-20	151

由表 3-6 可以看出,除岸侧长索索力变化较大外,大部分拉索索力变化较小,考虑部分拉索索力在维修加固前已存在与竣工值之间的差异,调索对其大部分起到了缓解的作用,即使原增大的索力经调索后有所减小,使原减小的索力经调索后有所增大。岸侧索力增量较大,一方面出于使塔顶向岸侧倾斜的目的,另一方面也反映了主梁全漂浮的特点,要使中跨桥面线形上抬,在主梁重量一定的前提下,调整岸侧长索的索力最为有效,因为 C9'~C11'索距较小,且靠近辅助墩,调整这些拉索的索力可以使主梁线形得到改善的同时又不致于使主梁混凝土应力发生突变,通过塔顶向岸侧倾斜来调整中跨主梁的线形。

3.3.3.3 合龙段锁定装置构件应力

合龙段锁定装置钢构件的应力测点布置如图 3-9 所示。

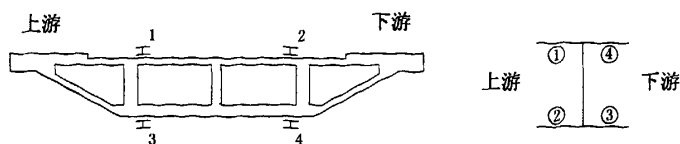


图 3-9 工字钢应力测点布置

主梁线形调整过程中合龙段锁定装置钢构件的应力变化见表 3-7。

表 3-7 合龙段锁定装置钢构件应力 /MPa

工字钢编号	测点		调 6 号索 后	调 8 号索 后	调 9 号索 后	调 10 号 索后	调 11 号 索后
1 号工字钢	①	上缘	-1.05	-1.26	-1.47	4.62	12.39
	②	下缘	-9.24	-4.2	-7.77	13.86	11.13
	④	上缘	-1.05	-2.1	-3.57	2.73	-1.68
	③	下缘	-	-	-	-	-
2 号工字钢	①	上缘	-1.26	-2.31	-2.73	-0.21	15.75
	②	下缘	-15.33	-15.75	-12.6	-0.84	-19.11
	④	上缘	-1.26	-3.78	-5.88	-0.21	-1.68
	③	下缘	-16.38	-18.69	-17.43	-1.47	-
3 号工字钢	①	上缘	-	16.8	14.7	5.88	18.48
	②	下缘	-	-4.83	-5.67	-11.76	3.36
	④	上缘	-	20.16	18.48	9.45	24.78
	③	下缘	-	-9.45	-9.24	-15.96	0.21
4 号工字钢	①	上缘	-	12.6	17.01	5.46	25.62
	②	下缘	-	-6.51	-7.56	-5.67	1.26
	④	上缘	-	13.65	18.48	6.93	26.04
	③	下缘	-	-0.63	0.42	-2.1	4.83

注：-表示测点损坏，应力以受拉为正。

由表 3-7 可以看到，整个主梁线形调整过程中，合龙段锁定装置钢构件的应力相对于其屈服强度而言非常小，实测最大拉应力为 26.04MPa，最大压应力为 19.11MPa。工程实践亦表明，主梁线形调整过程中，劲性骨架未发生受力和变形问题，其与相邻预制节段的连接也未发生脱开现象，因此，主梁线形调整过程中，劲性骨架是安全的。

3.3.3.4 索塔塔顶位移

主梁线形调整过程中，索塔塔顶的纵向位移如表 3-8 所列。

表 3-8 索塔塔顶位移 /m

位置		调索前	调 6 号索后	调 8 号索后	调 9 号索后	调 10 号索后	调 11 号索后
		早 6: 00	早 6: 00	早 6: 50	早 6: 00	早 6: 00	早 6: 00
南塔顶	上游	0.001	-0.003	0.000	-0.001	0.001	0.000
	下游	-	-	0.000	0.000	0.001	0.000
	平均值	0.001	-0.003	0.000	-0.001	0.001	0.000
北塔顶	上游	-0.002	-0.009	-0.009	-0.012	-0.011	-0.009
	下游	-0.003	-0.010	-0.011	-0.013	-0.012	-0.010
	平均值	-0.003	-0.010	-0.010	-0.013	-0.012	-0.010

注：顺桥向河测倾斜为+，顺桥向岸侧倾斜为-。

由表 3-8 可以看到，主梁线形调整后，南塔塔顶未发生明显的变位，而北塔塔顶向岸侧倾斜 1cm，相比于主梁线形调整前塔位有所改善，这对缓解维修加固前塔顶已存在的向河侧倾斜的趋势以及后期活载作用有利。

3.3.3.5 主梁混凝土应力

调索引起的主梁混凝土应力变化如表 3-9 所列。

表 3-9 主梁混凝土应力变化 /MPa)

主梁监测断面	测点位置	点号	调索前	第二次调索后	第四次调索后	第五次调索后	第六次调索后	第七次调索后
南塔边跨中	上缘	①	-0.53	0.71	0.11	0.42	0.21	-0.73
		②	0.11	0.28	-2.18	0.52	0.7	-0.36
	下缘	④	-0.53	0.28	1.02	0.28	0.28	-0.80
		⑤	-1.05	0.7	-0.04	0.49	0.31	-0.91
		⑤	-1.05	0.7	-0.04	0.49	0.31	-0.91
南塔塔根	上缘	①	-1.68	0.28	1.50	-0.39	-0.21	-1.33
		②	-1.89	1.08	2.03	0.56	0.35	-0.98
	下缘	④	-0.81	1.23	-0.56	0.85	0.74	-0.77
		⑤	-1.68	0.42	2.42	-0.11	0.31	-0.74
		⑤	-1.68	0.42	2.42	-0.11	0.31	-0.74
南塔中跨 C9~C10	上缘	①	0.28	1.23	-0.70	0.67	0.74	-0.28
		②	0.77	0.77	-2.28	-0.42	-0.70	-1.26
	下缘	④	0.53	0.49	-1.02	0	0.38	-0.64
		⑤	-0.04	0.64	0.08	0.5	0.25	-0.77
		⑤	-0.04	0.64	0.08	0.5	0.25	-0.77
北塔中跨 L/4	上缘	①	-1.09	1.13	0.67	0.25	0.14	-0.73
		②	-0.67	-0.1	0.49	0	-0.14	-1.33
	下缘	④	-0.04	-0.1	-0.42	-0.03	0.36	-0.91
		⑤	-0.7	0.59	-0.18	0.21	-0.35	-0.98
		⑤	-0.7	0.59	-0.18	0.21	-0.35	-0.98
北塔塔根	上缘	①	-2.07	0.6	2.11	0.04	-0.49	-1.50
		②	-1.4	1.44	0.77	1.05	0.7	-0.81
	下缘	④	-1.16	1.37	-0.63	0.98	0.95	-0.77
		⑤	-1.79	0.77	1.65	-0.1	-0.42	-1.50
		⑤	-1.79	0.77	1.65	-0.1	-0.42	-1.50
北塔边跨中	上缘	①	-0.39	1.02	1.06	0.39	0.32	-0.66
		②	-1.23	0.25	1.37	-0.03	-0.31	-1.33
	下缘	④	-0.63	0.28	0.88	0.24	0.63	-0.70
		⑤	-0.63	0.74	2.07	0.52	0.35	-0.91
		⑤	-0.63	0.74	2.07	0.52	0.35	-0.91

注：应力以受拉为正。

由表 3-9 可以看到,主梁线形调整过程中,主梁各监测断面的混凝土拉应力增量较小,待全部调索完成后,各监测断面均产生了压应力增量,保证了主梁的受力安全,同时也增大了主梁的上下缘压应力储备。

3.3.3.6 主梁梁端纵向位移

主梁线形调整过程中,未见主梁梁端产生明显的纵向变位。

3.3.3.7 索塔裂缝

主梁线形调整过程中,未见索塔产生新的裂缝。

3.4 本章小结

通过合龙段拆除后主梁线形的调整可以得到如下结论:

(1) 主梁线形调整目标、原则的制定是基于永定河斜拉桥维修加固前的状态,视合龙段拆除为一中间过程,因此,主梁线形调整目标明确,其原则针对性强,符合永定河斜拉桥的实际情况。

(2) 永定河斜拉桥为主梁全漂浮体系,合龙段拆除后,两半桥变得相对独立,此时主梁线形调整变得较为容易,经过调整,主梁中跨跨中平均上抬量达 10.2cm,有效地缓解了中跨局部下挠的趋势,对改善线形效果明显。

(3) 通过调索对主梁线形进行调整实际上是一个反复迭代计算、优化筛选的过程,同时也是一个兼顾因素较多的过程。永定河斜拉桥主梁线形调整的实践表明,不仅桥面线形得到改善,同时也保证了全桥结构性能的改善,保证了结构受力关键构件的安全。

第四章 永定河斜拉桥修换索与索力调控

4.1 引言

斜拉桥属高次超静定的柔性结构,斜拉索、主塔和主梁三者之间相互影响,梁体及索塔的内力和挠度对索力的敏感性很大,索力的大小关系着斜拉桥恒载状态内力;另一方面,人们可以在设计中通过计算手段来确定斜拉桥索力的理想状态,但影响实现这种理想状态的因素却极为复杂和广泛,造成施工过程中实际索力与设计的偏差,因此索力控制也成为斜拉桥维修加固施工控制的关键环节^[16~19]。虽然国内外进行斜拉桥索力调控的技术发展至今已日趋成熟,但其绝大多数都是基于新建过程中的新结构、新索调控,而从换索角度考虑的索力调控技术,由于受到原有结构的影响,其难度大大增加,方法并不尽相同。

索计算方法主要有影响矩阵法^[20,21]、逼近法^[17]、数学规划法^[21~23]等。这些方法尽管具有各自的特点和适用性,但实际应用中,根据前述几种方法确定出的调索方案还需进一步根据 PC 斜拉桥的结构反应进行反复调整,这其中兼顾的因素较多^[24]。

本文结合天津永和本章立足于永定河斜拉桥的换索工程,对斜拉索的索力控制方法及实施进行研究。

4.2 永定河桥新索索力的确定

4.2.1 索力测定方法

斜拉桥索力测试的方法很多,经过近年来的实践,许多方法已经被淘汰,如“扭力扳手测试法”,误差较大。目前常用的有以下几种。

4.2.1.1 压力表测定法

目前,斜拉索均使用液压千斤顶张拉。该方法的原理就是根据千斤顶张拉油缸中的液压推算千斤顶的张拉力,并认为千斤顶的张拉力就等于拉索索力。所以,只要通过精密压力表或液压传感器测定油缸的液压,就可求得索力。通常使用 0.3~0.5 级的精密压力表,并应事先对液压系统进行标定,测得索力的精度可达到 1%~2%。

压力表测定法简单易行,比较直观、可靠,是施工中控制索力最适用的方法。

但该法所用仪器较笨重，移动不便，且经常有油不回零的情况，影响测试精度。并且不适合于已张拉好的斜拉索，如运营中的索力测试。

4.2.1.2 压力传感器测定法

张拉时，在张拉连杆上粘贴应变片或利用穿心式压力传感器，也可在锚头和锚座之间安装测力传感器，进而通过二次仪表的读数得到千斤顶的张拉力。选择恰当的传感器除可以满足施工控制监测要求外，还可用于桥梁使用过程中的索力测量。这种方法精度可达 0.5%~1.0%。

压力传感器测定法精度相对较高。但使用时传感器必须与千斤顶配合使用，所以该方法也只限于施工阶段的索力测试。另外，压力传感器售价相当昂贵，只能在特定场合下使用。

4.2.1.3 磁通量法

用磁通量法测定斜拉桥的索力，国外应用较多，多座实际桥梁结构的安全检测表明效果很好，但我国斜拉桥上采用此法的实例还很少，技术也不够成熟。

磁通量法是利用放置在索中的小型电磁传感器，测定磁通量变化，根据索力、温度与磁通量变化的关系，推算索力。该法所用的关键仪器是电磁传感器（E—M 传感器），这种传感器由两层线圈组成，除磁化拉索外，它不会影响拉索的力学及物理特性。对任一种铁磁材料，在实验室进行几组应力、温度下的试验，建立磁通量变化与结构应力、温度的关系后，即可用来测定由该种材料制造的拉索索力。

4.2.1.4 频率法

频率法是依据索力与索的振动频率之间存在对应关系的特点，在已知索长度、两端约束情况、分布质量等参数时，将高灵敏度的拾振器绑在斜拉索上，拾取拉索在环境振动激励下的振动信号，经过滤波、信号放大、A/D 转换和频谱分析即可测出斜拉索的自振频率，进而由索力与拉索自振频率之间的关系获得索力。这是一种间接方法。现有仪器及分析手段，测定频率精度可达到 0.005Hz。

对于张紧的斜拉索，当其垂度的影响忽略不计时，在其无阻尼时的自由振动微分方程为：

$$EI \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} - F \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} + m \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} = 0 \quad (4-1)$$

式中， x 为沿索向的坐标； $y(x, t)$ 为斜拉索在 t 时刻垂直于索向的挠度； EI 为索的抗弯刚度； t 为时间； F 为索内拉力，假定沿索均匀分布，并不随时间而变

化； m 为索单位长度的质量。

假定索的两端为铰支，则该微分方程的解为：

$$F = 4ml^2 \left(\frac{f_n}{n} \right)^2 - \frac{n^2 EI \pi^2}{l^2} \quad (4-2)$$

式中， n 为索自振频率的阶数（即拉索长度内的半波个数）； f_n 为索的第 n 阶自振频率； l 为拉索的自由或挠曲长度。

由式（4-2）可得：

$$f_n = n \sqrt{\frac{F}{4ml^2} + \frac{n^2 EI \pi^2}{4ml^4}} \quad (4-3)$$

这样，在频域里，斜拉索的频谱就是一个个间距逐渐加大的谱线。

根据索长而细的特征（长度一般都是其直径的 500 倍以上），索的抗弯刚度与索长的平方相比很小。那么，在阶次 n 不太大的情况下，根号内的第二项比第一项要小得多，对频率的影响很小，所以谱线接近等间距。大多数情况下，可以忽略不计，则（4-3）式简化为：

$$f_n = n \sqrt{\frac{F}{4ml^2}} = n f_1 \quad (4)$$

式中， f_1 为斜拉索自由振动的第一自振频率，频谱图从而完全成为等间距的谱线 [25,26]。

由谱线图可以准确地判断出哪些谱线是索的自振频率 f_n 及其自振频率的阶数 n ，再进一步求得索力。

用频率法进行索力测试，具有快速、方便、实用、可重复测试的特点，精确度较高（测试精度可以达到万分之一）。但频率法所确定的索力精度在很大程度上取决于索本身参数的可靠性（诸如索的弯曲刚度、索的计算长度、索的线密度等），各参数的偏差会影响到索力计算的精度。另外，拉索的斜度、垂度及边界条件等因素也有相应的影响。提出了综合考虑拉索斜度、垂度、弯曲刚度影响的拉索索力测试方法，该方法提高了索力测试的精度，使得频率法在实际工程中能得到更为有效的应用 [27,28]。

4.2.1.5 本文采用方法

压力表测定法和压力传感器测定法一般仅适用于正在张拉的斜拉索的索力测定，很难用于对已张拉斜拉索的索力进行测试。磁通量法是测定斜拉桥索力的非破坏性方法，可以用于已张拉斜拉索的索力测试，但我国当前无论在技术上，

还是经验上都很不完善。因此，当需要对已施工完毕的斜拉索进行索力复测时，频率法几乎是唯一的选择。

永定河斜拉桥为全飘浮体系，主梁自重、二期恒载及交通荷载均由拉索承担。拉索是特别容易产生疲劳和腐蚀损伤的构件，因此，准确并及时掌握拉索的内力及其变化特征至关重要。维修换索后，索力监测系统是监测系统中最重要的子系统，永定河斜拉桥采用了基于光纤光栅应变传感器的智能拉索。在索体加工生产时，将与拉索中的平行钢丝或钢绞线等长直径的 FRP-OFBG 筋放入索体，取代其中 1 根钢绞线。利用锚具内的环氧砂浆固定 FRP 筋的两端并安装锚具制成成品索，从而得到光纤光栅智能拉索。在索力作用下，智能筋与平行钢丝协调变形，利用光纤光栅传感器感知拉索的应变，进而得出拉索应力及索力。光纤光栅的中心波长不仅对应力敏感，对温度也相当敏感，所以需要额外的光纤光栅进行温度补偿。

4.2.2 永定河桥新索索力的确定

永定河斜拉桥索力测定采用了频率法，综合考虑拉索斜度、垂度、弯曲刚度影响的拉索索力测试方法，提高了索力测试的精度。

永定河斜拉桥在经历合龙段拆除、恢复和加固及桥面铺装翻新后，由于结构的恒载发生变化、结构的线形及内力状态也随施工过程发生改变，而对于运营多年的旧桥，其内力应力状态很不明确，这就给合理成桥状态的界定带来很大困难。合理的新索索力不仅考虑原桥竣工时的合理状态和运营期间结构状态的改变，还应考虑维修加固措施带来的结构变化。鉴于此，永定河斜拉桥换索维修中新索索力应根据结构当前的状态变化趋势而定。表 4-1 列出了桥面铺装完成后，即换索前的实测索力与原竣工值的对比。

由表 4-1 可以看到，相比于原竣工索力值，桥面铺装翻新后大部分索的实测索力增量均在 $\pm 10\%$ 范围内，个别索索力增量超出了 10%。造成索力增大的原因如下：（1）桥面荷载增加。增加的荷载主要包括中跨跨中合龙段加固部分混凝土重量和新桥面铺装增厚部分；（2）利用旧索调整主梁线形，使长索索力有所增加。

表 4-1 同时表明，尽管桥面铺装翻新后全桥索力普遍增大，但恒载作用下的其安全系数仍不小于原设计的最小值 2.5。

表 4-1 桥面铺装翻新后索力与原竣工索力的比较

索号	原竣工索力 /kN	桥面铺装翻新后索力 /kN	索力增量 百分比	桥面铺装翻新后 恒载安全系数
南塔 c11'	7838	8387	7.0%	3.1
南塔 c10'	7747	8116	4.8%	3.2
南塔 c9'	7488	7570	1.1%	3.4
南塔 c8'	6352	6609	4.0%	3.0
南塔 c7'	4988	5547	11.2%	2.5
南塔 c6'	4776	5153	7.9%	2.7
南塔 c5'	4352	5105	17.3%	2.5
南塔 c4'	3843	4018	4.6%	2.8
南塔 c3'	3315	3488	5.2%	3.0
南塔 c2'	2289	2333	1.9%	3.9
南塔 c1'	3842	4063	5.7%	2.7
南塔 c1	3716	3844	3.4%	2.9
南塔 c2	2588	2559	-1.1%	3.5
南塔 c3	3335	3310	-0.7%	3.1
南塔 c4	3823	3629	-5.1%	3.1
南塔 c5	4296	4444	3.4%	2.9
南塔 c6	4704	4758	1.2%	2.9
南塔 c7	5705	5802	1.7%	2.9
南塔 c8	6199	6650	7.3%	2.7
南塔 c9	7137	7477	4.8%	2.7
南塔 c10	7242	7599	4.9%	2.6
南塔 c11	7863	8690	10.5%	3.0
北塔 c11	8040	8577	6.7%	3.0
北塔 c10	7222	7774	7.6%	2.6
北塔 c9	6659	7095	6.5%	2.8
北塔 c8	5994	6609	10.3%	2.8
北塔 c7	5435	5517	1.5%	3.0
北塔 c6	4600	4740	3.0%	3.0
北塔 c5	4350	4751	9.2%	2.7
北塔 c4	4016	3856	-4.0%	2.9
北塔 c3	3612	3560	-1.4%	2.9
北塔 c2	2640	2752	4.3%	3.3
北塔 c1	3893	3956	1.6%	2.8
北塔 c1'	3595	3988	10.9%	2.8
北塔 c2'	2500	2664	6.6%	3.4
北塔 c3'	3730	3766	1.0%	2.8
北塔 c4'	3589	3676	2.4%	3.0
北塔 c5'	4294	4687	9.1%	2.7
北塔 c6'	4596	4839	5.3%	2.9
北塔 c7'	4948	5185	4.8%	2.7
北塔 c8'	6223	6643	6.8%	3.0
北塔 c9'	7589	7885	3.9%	3.3
北塔 c10'	7710	8035	4.2%	3.2
北塔 c11'	7924	8437	6.5%	3.1

鉴于换索前结构状态基本稳定,而对于运营多年的旧桥,结构的内力状态不宜发生过大的改变,即使改变也应当是缓慢的,以保证结构的安全。所以,换索工程中新索索力暂以桥面铺装翻新后的监测索力为基准,并考虑施工索力与监测索力之间的误差做适当调整。

为区分全桥 176 根拉索,对全桥拉索按下列方式进行编排:天津侧半桥拉索以 T 开头,汉沽侧拉索以 H 开头;上游侧拉索以 S 表示,下游侧拉索以 X 表示;从塔根往两侧拉索以数字表示;单侧(上游侧或下游侧)有 2 根拉索,靠行车道的为 c,靠河侧的为 h。如 TS11'h 表示天津半桥上流岸跨远离塔根第 11 号靠近河侧的拉索, HX8c 表示汉沽半桥下游河跨远离塔根第 8 号靠近行车道的拉索。

以 11 号索为例来说明新索索力的确定方法,见表 4-2。利用旧索调整主梁线形时的启动索力测试记录和相应施工监测索力,得到索力修正系数,即监测索力与启动索力之比。然后再根据换索前的启动索力和这个修正系数,推算得到新换拉索的修正索力,即新索索力为换索时的启动索力与这个修正系数的乘积,最后为使“同一索号”的 4 根拉索索力均匀,将 4 根新索的换索索力进行平均,即得到表 4-2 中每箱梁断面的 4 根索平均值,其与桥面铺装翻新后的索力相比,误差不超过 $\pm 5\%$ 。所谓“同一索号”,以 11 号索为例,南塔河侧 C11 号索、南塔岸侧 C11'号索、北塔河侧 C11 号索、北塔岸侧 C11'号索视为同一索号的拉索。

同样,其他索号的新索索力的确定方法与此类同。

值得注意的是因为永定河斜拉桥维修加固措施的自身特点(维修加固工序较多,而换索只是其中一个环节),换索中新索索力的确定是一个和施工监测结果以及换索工艺结合较为紧密的动态过程。

表 4-2 11 号新索索力的确定

索号		编号	旧索调整线形 时启动索力 /kN	旧索调整线形 时监测索力 /kN	修正 系数	换索时 启动索力 /kN	修正后 索力/kN	每箱梁断面 4 根索平均值 /kN (1)	桥铺完成后 /kN (2)	$\frac{(1)-(2)}{(2)} \times 100\%$
南 C11'	上游外	TS11'h	1885	1846	0.98	2081	2038	2058	2087	-1.4%
	上游内	TS11'c	1885	1831	0.97	2058	1999	2058	2028	1.5%
	下游内	TX11'c	1899	1883	0.99	2081	2063	2058	2107	-2.3%
	下游外	TX11'h	1903	1963	1.03	2067	2132	2058	2165	-4.9%
南 C11	上游外	TS11h	1900	1882	0.99	2129	2109	2160	2088	3.5%
	上游内	TS11c	1945	1961	1.01	2197	2215	2160	2204	-2.0%
	下游内	TX11c	1933	1961	1.01	2150	2181	2160	2223	-2.8%
	下游外	TX11h	1914	1917	1.00	2132	2135	2160	2175	-0.7%
北 C11	上游外	HS11h	1891	1951	1.03	2100	2167	2147	2146	0.1%
	上游内	HS11c	1859	1985	1.07	2077	2218	2147	2104	2.1%
	下游内	HX11c	1921	1867	0.97	2135	2075	2147	2166	-0.9%
	下游外	HX11h	1930	1921	1.00	2140	2130	2147	2161	-0.6%
北 C11'	上游外	HS11'h	1891	1926	1.02	2086	2125	2109	2139	-1.4%
	上游内	HS11'c	1891	1883	1.00	2050	2041	2109	2060	2.4%
	下游内	HX11'c	1886	1912	1.01	2091	2120	2109	2131	-1.0%
	下游外	HX11'h	1895	1950	1.03	2091	2152	2109	2107	0.1%

4.3 索力控制

4.3.1 索力控制目标与原则

斜拉桥主梁的内力、变形主要由拉索索力及其分布而决定。换索前永定河斜拉桥经过拆除合拢段、利用旧索调整线形、恢复和加固合拢段、桥面铺装翻新等施工阶段,经过这些施工工序后,南北两半桥的索力着一定的差异,如南半桥河侧 C11 和北半桥河侧 C11 的索力不尽相同。为避免换索后大幅度改变结构状态引起结构偏于不安全以及导致必须进行繁琐的调索工作,换索施工控制中,新索的施工索力以永定河斜拉桥换索前后各根拉索的索力尽可能相同为原则来确定,以同一主梁断面 4 根拉索索力之和因换索施工引起的误差不超过 3% 为宜。

4.3.2 索力控制分析方法

4.3.2.1 换索次序及换索工况

全桥共 176 根拉索,按照下列方式进行编排:全桥换索按双塔反对称、单塔对称同时进行,每塔 1 次更换同一索号的 1 根索,即每塔每次更换 2 根索束,南北塔每次更换合计 4 根索束。按照从长索到短索的顺序进行,换索工况共计 11 个:

- (1) 卸 11 号索,换 11 号索;
- (2) 卸 10 号索,换 10 号索;
- (3) 卸 9 号索,换 9 号索;
- (4) 卸 8 号索,换 8 号索;
- (5) 卸 7 号索,换 7 号索;
- (6) 卸 6 号索,换 6 号索;
- (7) 卸 5 号索,换 5 号索;
- (8) 卸 4 号索,换 4 号索;
- (9) 卸 3 号索,换 3 号索;
- (10) 卸 2 号索,换 2 号索;
- (11) 卸 1 号索,换 1 号索;

每工况的 16 根索卸除并更换的具体操作有先后顺序,每侧(上游侧或下游侧) 2 根索每次换 1 根,保留 1 根,待新索张拉到原索力后再换另外一根,待每箱梁断面的 4 根索全部换完后,需确认这 4 根索是否同时达到所需的索力,若未达到,应将同一断面的 4 根索的索力调匀后再进行下一索的更换施工。换索过程中必须防止同侧(上游侧或下游侧)索同时卸除。以某一索号为例,每次换索流

程如图 4-1 示意，每次换索按 A→B→C→D 的顺序进行。

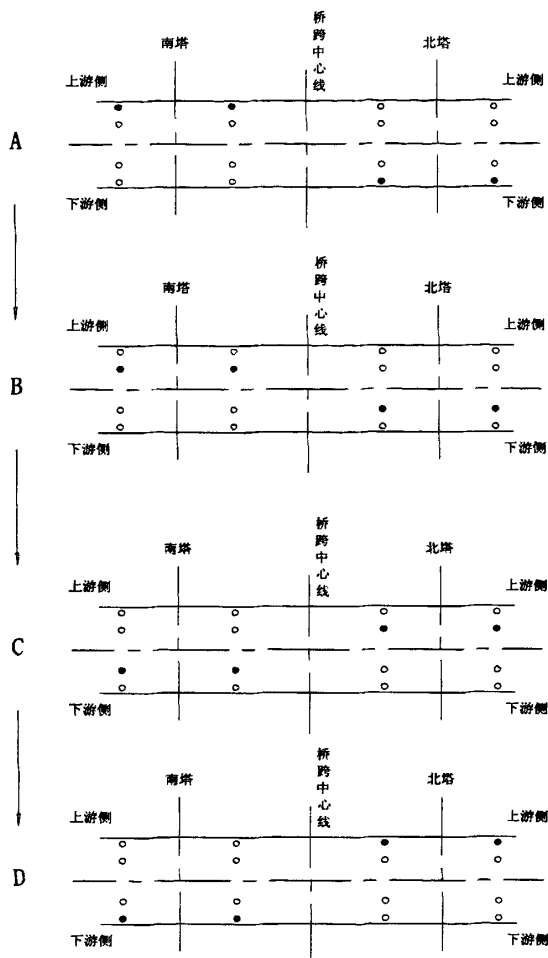


图 4-1 每工况卸索并换索的顺序示意
(图中黑点表示每步所要卸除并更换的索)

更换 11 号索的基本工序如下：

- (1) 第一步：同时同步卸除并更换 TS11'h、TS11h、HX11h、HX11'h；
- (2) 第二步：同时同步卸除并更换 TS11'c、TS11c、HX11c、HX11'h；
- (3) 第三步：同时同步卸除并更换 TX11'c、TX11c、HS11c、HS11'h；
- (4) 第四步：同时同步卸除并更换 TX11'h、TX11h、HS11h、HS11'h；

4.3.2.2 换索过程的施工监测内容

以 11 号索为例，同一索号的每一步换索施工前后，应进行如下监测项目：

- (1) 索力测试，包括 C11'、C10'、C9'，C11、C10、C9 拉索索力，南北塔合计 48 根。

(2) 桥面高程测试。

另外,对索塔塔顶位移、主梁混凝土应力采取分阶段跟踪测试的方法予以控制。测试阶段如下:

- (1) 9号索换索后;
- (2) 5号索换索后;
- (3) 全桥换索完毕。

桥面线形、索塔位移、主梁混凝土应力测试均在 6:00 进行。

4.4 调索

换索施工进行至 5 号索时,发现因索力监测部门采用的新索索重与实际情况偏差较大,导致前面已换完的一些拉索的监测索力明显偏离目标值,待全部拉索更换完毕并采用修正后的索重再次测试全桥索力后发现一些索的当前索力相比于目标索力表现出较大的不均匀性。为将全桥索力调匀,使其接近设计值,决定对新索索力进行调整。

4.4.1 调索的目标及原则

根据换索前后全桥结构性能的变化分析,索力不均匀是造成换索后桥面线形、塔位等发生变化的根本原因。对于斜拉桥而言,索力的可调性既是其特点,也是其优点,通过调索,一方面可以降低索力误差,另一方面也可以改善桥面线形和塔位,使全桥结构受力更趋合理。调索的目标:调索后全桥索力相对于目标索力的变化量控制在目标索力的 $\pm 5\%$ 范围内^[28]。

调索应兼顾主梁线形、主梁混凝土应力以及塔位的变化。与竣工线形相比,无论是换索前还是换索后,中跨局部桥面线形不合理,下挠过大,因此,调索应使这种局部下挠有所缓解,尽可能接近竣工线形。同时,索力大小及其分布变化必然引起主梁混凝土应力相应地发生变化,考虑到活载的作用,调索应使主梁上、下缘混凝土应力增减适度,避免产生过大的拉应力,并使因调索而可能产生的较大拉应力尽可能地产生在压应力储备较高的梁段,以保证主梁的安全。另外,考虑到换索使南北塔塔顶已向河侧倾斜,调索应使这种趋势有所缓解,至少应达到换索前状态。

4.4.2 调索方案

调索计算采用平面杆系有限元分析程序^[29]。主梁、索塔分别采用梁单元模拟,将主梁横断面的 4 根拉索合并按一根拉索等效,拉索采用索单元模拟。全桥共划分 221 个单元、180 个节点,计算模型如图 4-2 所示。

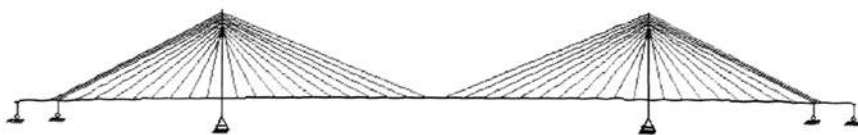


图 4-2 平面杆系有限元计算模型

计算中先采用影响矩阵法分析相邻拉索之间的相互影响程度,即对每个索号的拉索分别一次试张拉 100kN,分别计算全桥的索力,分析所调拉索的索力对其他拉索索力的影响程度。计算结果表明,所调拉索的影响范围仅为该索号前后各 3 对索,这样,根据索力影响程度确定调索索号和调索幅度,尽可能地达到一次张拉到位,避免二次张拉造成调索工序的繁琐。然后,根据索力增量分布情况进行调索试算,确定施工索力增量。最后,考虑到主梁线形、主梁混凝土应力以及塔位的变化,重新调整调索的先后工序,直至满足前述调索原则为止。根据计算结果确定的调索方案如表 4-3 所列。

表 4-3 永定河斜拉桥换索后的调索方案

调索步骤	调索索号	索力增量 /kN	调索步骤	调索索号	索力增量 /kN
第一步	南 C9'	+482	第八步	南 C11	+343
	北 C9'	+677		北 C11	+347
第二步	南 C10'	+605	第九步	南 C7	+240
	北 C10'	+836		南 C4'	+259
第三步	南 C11'	+601	第十步	南 C8'	+202
	北 C11'	+617		南 C8	+266
第四步	南 C8'	+735		北 C8	+151
	南 C8	+652		北 C8'	+186
	北 C8	+450	第十一步	南 C7'	+140
	北 C8'	+681		南 C9	+279
第五步	南 C6'	+700		北 C6	+120
	南 C6	+748	第十二步	北 C7'	+120
	北 C6	+548		南 C6'	+150
	北 C6'	+640		南 C6	+150
第六步	南 C7'	+595	第十三步	北 C6'	+150
	北 C7'	+658		北 C4'	+184
第七步	南 C5'	+400	第十四步	南 C1	+291
	南 C5	+206		南 C2	-137
	北 C5	+200			
	北 C5'	+192			

注:索力增量中,正号表示索力在已有索力基础上增加,反之表示在已有索力基础上减小。此处索力增量系指同一主梁断面的 4 根索束的总增量。

调索共分 14 步,同一步调索的索号相同,同时张拉,即在原有索力基础上再叠加一个增量。前一步调索结束后,再进行下一步,每完成一步,均要对索力、

主梁线形、塔位以及主梁混凝土应力进行监测，并与理论计算值进行比较，根据施工监测结果随时调整下一步所调拉索索号及其索力增量。

4.4.3 调索效果分析

调索过程中的监测结果表明，索力、主梁线形、主梁混凝土应力以及塔位的变化规律与理论计算结果较为吻合。下面对调索施工前后全桥结构状态的变化进行对比分析。

图 4-3 示出了换索后索力相对于目标索力的变化量（即索力增量）的分布，正值表示换索后的索力相对于目标索力有所增加，反之表示有所减小，此处的索力系指主梁横断面上 4 根索束的索力之和。

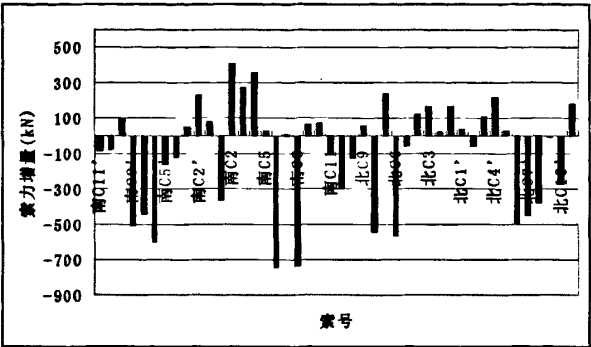


图 4-3 换索后全桥索力增量

由图 4-3 可见，相比于目标索力，中长索（C6'~C8'、C6、C8）索力减小，短索索力增大；南 C6 索力减小最多，约为 15.6%，南 C2 索力增大最明显，增大约 15.9%。

伴随着索力变化，桥面线形和塔位也都发生了一定变化。图 4-4 示出了以天津侧桥头为高程零点的桥面各测点的相对高程分布，与原桥竣工线形相比，换索前中跨跨中局部区段已然发生了一定的下挠，其中跨中下挠量最大，达 26.4cm。换索后，这种下挠趋势继续增大，跨中下挠量达 34.3cm。

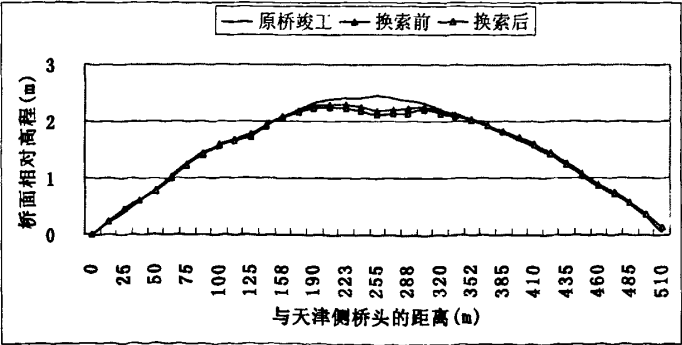


图 4-4 换索前后桥面线形变化

另外，与换索前相比，换索后南塔塔顶向河侧倾斜了 1.0cm，北塔塔顶向河侧倾斜了 2.8cm。

1. 桥面线形

调索后，桥面线形的变化如图 4-5 所示。

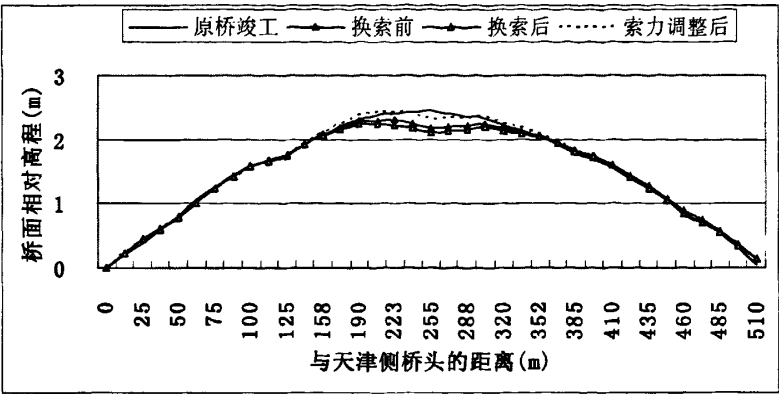


图 4-5 调索后桥面线形的变化

由图 4-5 可看到，相比于换索后，中跨跨中附近区段发生上抬，跨中上抬量最大，为 21.3cm，较为明显地缓解了中跨局部桥面下挠的趋势，调索后的桥面线形接近竣工线形，使主梁的受力更趋合理，调索对桥面线形改善显著。

2. 索力

调索后全桥索力与目标索力比较如表 4-4 所列。

由表 4-4 可以看出，与目标索力相比，调索后的全桥索力百分比偏差均在 $\pm 5\%$ 范围内，基本上接近了目标索力。

图 4-6 示出了全桥索力增量（即调索后索力与目标索力之差）的分布图。

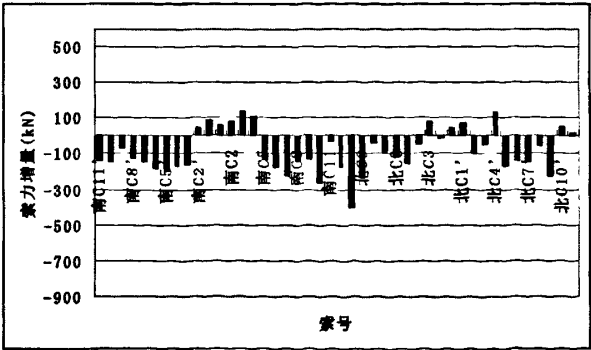


图 4-6 调索后全桥索力增量分布

对比图 4-6 和图 4-2 可以发现，全桥索力的均匀性得到明显的改善，索力分布更趋合理。

表 4-4 斜拉桥调索后索力与目标索力比较

索 号	目标索力 /kN	调索后索力 /kN	增量 百分比	索 号	目标索力 /kN	调索后索力 /kN	增量 百分比
南 C11'	8387	8251	-1.6%	北 C11'	8437	8451	0.2%
南 C10'	8116	7968	-1.8%	北 C10'	8035	8089	0.7%
南 C9'	7570	7502	-0.9%	北 C9'	7885	7663	-2.8%
南 C8'	6609	6485	-1.9%	北 C8'	6643	6586	-0.9%
南 C7'	5547	5400	-2.7%	北 C7'	5185	5040	-2.8%
南 C6'	5153	4970	-3.6%	北 C6'	4839	4697	-2.9%
南 C5'	5105	4909	-3.8%	北 C5'	4687	4517	-3.6%
南 C4'	4018	3852	-4.1%	北 C4'	3676	3807	3.6%
南 C3'	3488	3330	-4.5%	北 C3'	3766	3717	-1.3%
南 C2'	2333	2382	2.1%	北 C2'	2664	2566	-3.7%
南 C1'	4063	4148	2.1%	北 C1'	3988	4060	1.8%
南 C1	3844	3906	1.6%	北 C1	3956	3998	1.1%
南 C2	2559	2639	3.1%	北 C2	2752	2738	-0.5%
南 C3	3310	3451	4.3%	北 C3	3560	3638	2.2%
南 C4	3629	3738	3.0%	北 C4	3856	3807	-1.3%
南 C5	4444	4313	-2.9%	北 C5	4751	4601	-3.2%
南 C6	4758	4583	-3.7%	北 C6	4740	4625	-2.4%
南 C7	5802	5580	-3.8%	北 C7	5517	5428	-1.6%
南 C8	6650	6513	-2.1%	北 C8	6609	6569	-0.6%
南 C9	7477	7343	-1.8%	北 C9	7201	6969	-3.2%
南 C10	7599	7337	-3.4%	北 C10	8035	7633	-5.0%
南 C11	8690	8658	-0.4%	北 C11	8577	8402	-2.0%

注：增量百分比系指调索后索力相对于目标索力的变化量占目标索力的百分比。

3. 主梁混凝土应力

整个调索过程中均对主梁控制断面的应力进行了监测。调索引起的主梁控制断面的混凝土应力增量如表 4-5 所列。由表 4-5 可看出，调索均使各个控制截面产生的应力增量较小，其中拉应力增量不超过 1.0MPa，压应力增量不超过 1.5MPa，实测最大拉应力增量（0.91MPa）产生在北塔塔根附近（该处截面混凝土压应力储备相对较大）。

表 4-5 调索引起的主梁混凝土应力变化

主梁监测断面	测点位置	应力增量 /MPa
南半桥边跨跨中	截面上缘	0.24
	截面下缘	0.24
南塔塔根	截面上缘	0.39
	截面下缘	0.46
南半桥中跨 C9 索点	截面上缘	0.14
	截面下缘	-1.23
中跨跨中	截面上缘	0.42
	截面下缘	-1.16
北半桥中跨 1/4	截面上缘	-0.35
	截面下缘	-1.08
北塔塔根	截面上缘	-0.03
	截面下缘	0.91
北半桥边跨跨中	截面上缘	-1.33
	截面下缘	0.38

注：应力以受拉为正。

4.塔顶纵桥向水平位移

相比于换索后，调索使南塔塔顶向岸侧变位 1.3cm，北塔塔顶向岸侧变位 4.0cm，与换索引起的塔位变化方向相反，使换索造成的塔顶向河侧倾斜的趋势大为缓解，并使塔顶稍向岸侧倾斜，对抵抗活载更为有利。

4.5 本章小结

永定河斜拉桥主梁刚度较小，且为漂浮体系，在连梁状态下进行调索取得了明显的效果。可得到如下结论：

（1）对于漂浮体系斜拉桥，在主梁刚度较小的情况，连梁状态下通过调索来改善全桥结构性能是可行的。

（2）调索是一个反复迭代、反复筛选、兼顾因素较多的过程，相对较为繁琐。采用平面杆系有限元分析程序，采用试算法可以对调索方案进行优化计算，其方法实践证明是可行的。调索计算在存在多个解的前提下应在调索目标、调索原则的指导下进行，并选取一个调索幅度相对较小的调索方案，尽量避免使运营多年的旧桥结构受力状态发生突变，以保证调索过程中结构的安全。

（3）调索应在调索幅度范围内兼顾主梁线形、塔位、主梁混凝土应力等结构参数的改善。

第五章 永定河斜拉桥维修加固后安全评价与防控

5.1 引言

从几个方面对永定河斜拉桥原桥进行了维修加固,本章对成桥后的斜拉桥进行了稳定性评价和安全性评价,同时提出了桥梁防控目标和具体防控措施。

5.2 维修加固后桥梁稳定性分析

5.2.1 分析模型

斜拉桥主梁的模拟依然采用单主梁模型,拉索采用索单元模拟。
空间有限元计算采用 MIDAS/CIVIL 软件,三维模型如图 5-1 所示。

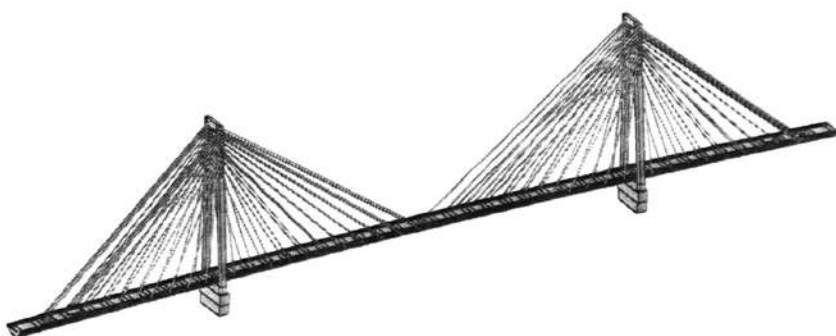


图 5-1 维修加固后结构稳定分析有限元模型

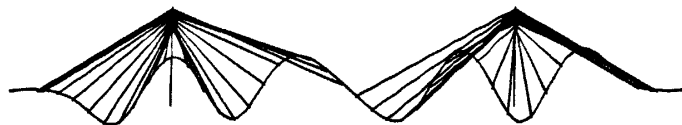
荷载包括结构自重、主梁预应力、拉索索力、二期恒载。

5.2.2 分析结果及评价

拉索索力按维修加固后的检测值输入,得到结构的失稳模态及稳定安全系数如图 5-2~图 5-5 所示。



图 5-2 维修加固后一阶失稳模态 ($\lambda=7.55$)

图 5-3 维修加固后二阶失稳模态 ($\lambda=19.21$)图 5-4 维修加固后三阶失稳模态 ($\lambda=20.23$)图 5-5 维修加固后四阶失稳模态 ($\lambda=21.26$)

由图 5-2~图 5-5 可以看出,桥梁维修加固后,全桥结构的失稳模态发生了一定变化,第一阶失稳模态为索塔沿纵桥向的弯曲,其稳定安全系数为 7.55,比维修前有所提高。第二阶失稳模态为主梁的竖向弯曲,且稳定安全系数较高,为 19.21,亦比维修前高出。永定河斜拉桥维修后的结构稳定系数均大于《公路斜拉桥设计规范》试行(JTJ 027-86)规定的限值 4,稳定性满足要求。

5.3 维修加固后永定河桥承载力安全评定

5.3.1 承载力安全评定方法及荷载试验方案

静载试验是在静力试验荷载作用下对结构内力及变形进行量测,是了解结构受力性能和使用性能最直接的方法;而在实桥上进行动力试验是评估桥梁结构真实动力特性最可靠的方法之一,这两种试验能补充和改进可用于这些结构静动力的有限元分析,对桥梁的现状进行较为有效的评定,确保永定河斜拉桥的使用安全。桥梁测点布置参见

为检验永定河桥在试验荷载下的实际工作状态,进而评定桥梁结构的施工质量和使用状况,对永定河桥进行了荷载试验。荷载试验分为两部分:(1) 静载试验(图 5-6):中跨跨中中载作用(120t)、中跨跨中偏载作用(120t)、边跨跨中中载作用(120t)、边跨跨中偏载作用(120t),静载试验时 30t、60t、90t、120t 的 4 级加载;(2) 动载试验:30t 车辆速度 10km/h、30t 车辆速度 30km/h。

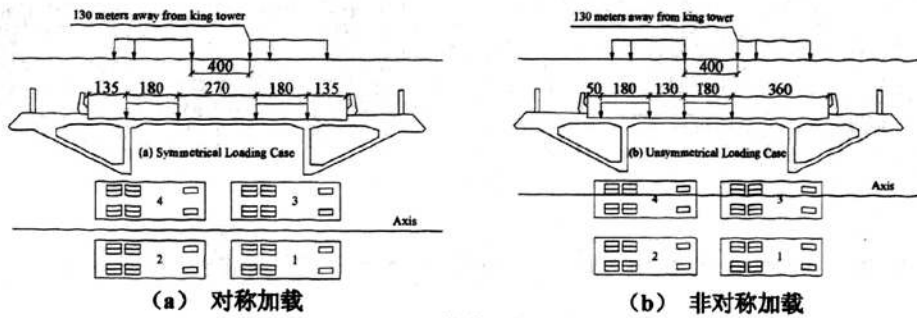


图 5-6 荷载试验工况

荷载试验时，光纤光栅系统没有集成完毕，条件限制只能采集到跨中合拢段埋入式传感器，跨中合拢段埋入式传感器在边跨跨中中载作用（120t）、边跨跨中偏载作用（120t）两个工况同样由于距离过远，测试数据无明显变化。

静荷载试验阶段中跨跨中中载作用和偏载作用下应变测试值见图 5-7

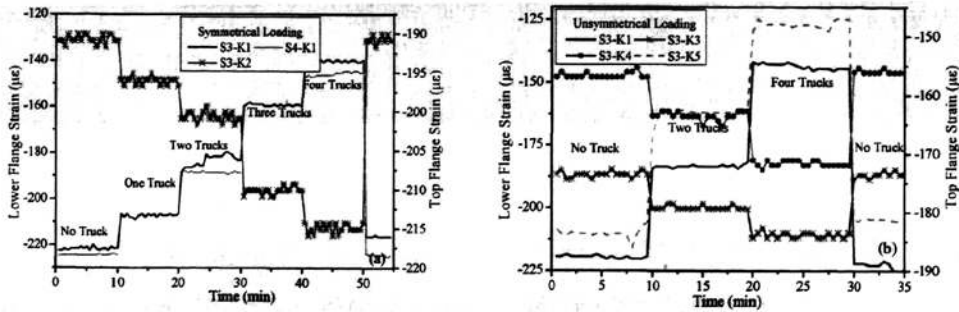
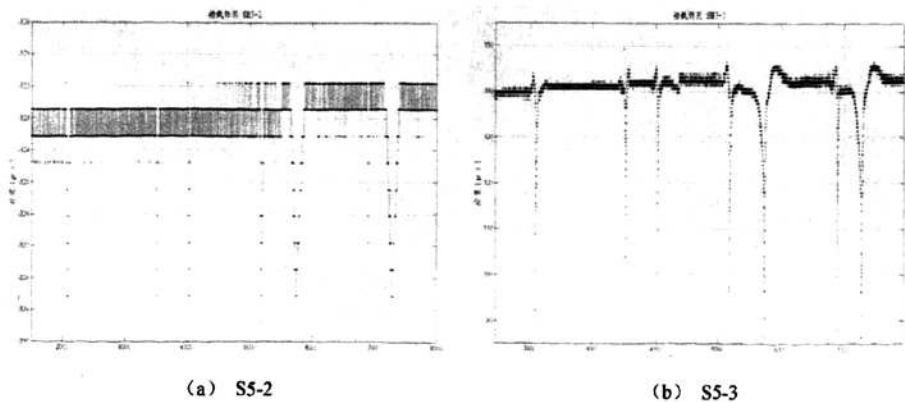


图 5-7 静荷载试验应变测试值

（‘+’为拉应变，‘-’为压应变，中跨跨中中载作用和中跨跨中偏载作用）

动荷载试验阶段应变测试值见图 5-8。



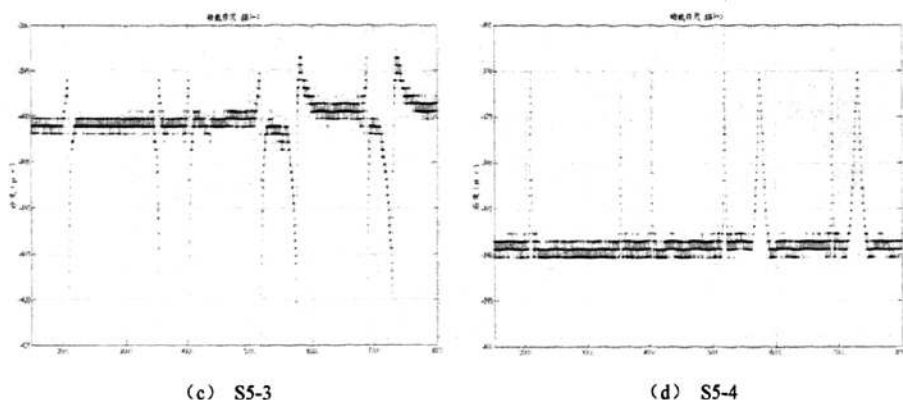


图 5-8 动荷载试验截面 5 应变测试值

合拢段截面应变、温度传感器以及预应力钢筋上的光纤传感器测试数据能明显表征各级加载过程，阶跃效应非常明显，并且分级加载后测试数据稳定，卸载后数据能够回到初始应力水平，表明变温度传感器稳定可靠，能够满足系统测试要求。

5.3.2 荷载试验结果及承载力安全评定

5.3.2.1 主梁线形测量结果及分析

在边跨跨中、辅助墩、主塔根部及跨中设置变形测点，其他按照每两根索布置 1 个测点的要求布设，全桥共 29 个测试截面，上下游共 58 个测点。测点布置详见图 5-9

为便于比较，设计线形均转换为以 1 号点为起点。桥面线形测点采用不等距精密水准测量方法施测。测量使用精密水准仪、因瓦水准尺，要求仪器 1 角 $\leq 5''$ 。实测桥面高程列于表 5-1 和表 5-2。

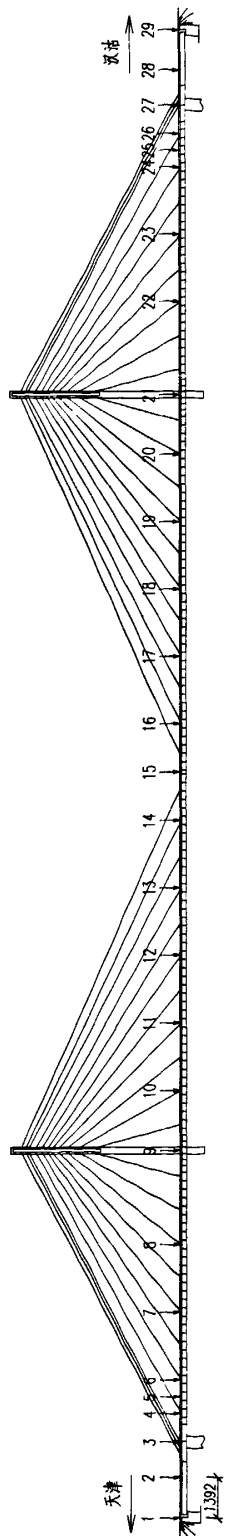


图 5-9 永定河斜拉桥桥面线形测点布置示意图

表 5-1 桥面线形设计值

测点号	序号	测点距 1 号 点距离/m	设计值	上游高程 (0810)	下游高程 (0810)	上游高程 (0811)	下游高程 (0811)
1(天津侧桥台)	1	0.00	-0.0186	0.0000	-0.0172	0.0000	-0.0175
2	2	12.92	0.1504	0.2356	0.2656	0.2293	0.2570
3(辅助墩)	3	27.38	0.3771	0.5318	0.5379	0.5207	0.5242
4	4	37.35	0.5483	0.6482	0.6662	0.6372	0.6502
5	5	42.37	0.6300	0.7043	0.7350	0.6923	0.7184
6	6	48.39	0.7407	0.7966	0.8104	0.7838	0.7941
7	7	71.24	1.1775	1.2140	1.2217	1.2020	1.2096
8	8	94.17	1.5085	1.5328	1.5468	1.5251	1.5407
9(南塔根部)	9	125.77	1.7564	1.7564	1.7636	1.7558	1.7624
10	10	145.97	1.9642	1.9497	2.0014	1.9543	2.0031
11	11	168.82	2.1845	2.1547	2.2036	2.1675	2.2067
12	12	191.72	2.3407	2.2771	2.3272	2.3001	2.3300
13	13	214.70	2.4424	2.3008	2.3965	2.3332	2.3985
14	14	237.42	2.4750	2.2647	2.3376	2.3035	2.3385
15	15	255.44	2.5043	2.2357	2.2689	2.2750	2.2683
16	16	273.89	2.4576	2.2215	2.2561	2.2583	2.2563
17	17	296.99	2.3890	2.2521	2.2554	2.2836	2.2581
18	18	319.86	2.2667	2.1890	2.1974	2.2124	2.2012
19	19	342.61	2.1041	2.1008	2.1306	2.1151	2.1344
20	20	365.53	1.9413	1.9801	2.0005	1.9870	2.0036
21(北塔根部)	21	385.83	1.7904	1.8315	1.8581	1.8332	1.8609
22	22	418.18	1.4704	1.5263	1.5405	1.5223	1.5378
23	23	440.93	1.1543	1.2149	1.2439	1.2064	1.2377
24	24	463.84	0.7901	0.8505	0.8991	0.8381	0.8887
25	25	468.79	0.7477	0.8130	0.8459	0.7999	0.8348
26	26	474.97	0.6821	0.7469	0.7452	0.7354	0.7337
27(辅助墩)	27	485.02	0.5228	0.6005	0.6163	0.5905	0.6062
28	28	499.06	0.2596	0.3814	0.3753	0.3761	0.3708
29(汉沽测桥台)	29	512.21	0.0273	0.1254	0.1368	0.1294	0.1383

表 5-2 实测桥面线形

测点号	序号	测点距 1 号 点距离/m	竣工值	上游高程 (0812)	下游高程 (0812)	上游高程 (0813)	下游高程 (0813)
1(天津侧桥台)	1	0.00	-0.0186	0.0000	-0.0172	0.0000	-0.0175
2	2	12.92	0.1504	0.2356	0.2656	0.2293	0.2570
3(辅助墩)	3	27.38	0.3771	0.5318	0.5379	0.5207	0.5242
4	4	37.35	0.5483	0.6482	0.6662	0.6372	0.6502
5	5	42.37	0.6300	0.7043	0.7350	0.6923	0.7184

6	6	48.39	0.7407	0.7966	0.8104	0.7838	0.7941
7	7	71.24	1.1775	1.2140	1.2217	1.2020	1.2096
8	8	94.17	1.5082	1.5328	1.5468	1.5251	1.5407
9 (南塔根部)	9	125.77	1.7482	1.7564	1.7636	1.7558	1.7624
10	10	145.97	1.9691	1.9497	2.0014	1.9543	2.0031
11	11	168.82	2.1598	2.1547	2.2036	2.1675	2.2067
12	12	191.72	2.3300	2.2771	2.3272	2.3001	2.3300
13	13	214.70	2.3981	2.3008	2.3965	2.3332	2.3985
14	14	237.42	2.4171	2.2647	2.3376	2.3035	2.3385
15	15	255.44	2.4485	2.2357	2.2689	2.2750	2.2683
16	16	273.89	2.4056	2.2215	2.2561	2.2583	2.2563
17	17	296.99	2.3375	2.2521	2.2554	2.2836	2.2581
18	18	319.86	2.3241	2.1890	2.1974	2.2124	2.2012
19	19	342.61	2.0883	2.1008	2.1306	2.1151	2.1344
20	20	365.53	1.9424	1.9801	2.0005	1.9870	2.0036
21 (北塔根部)	21	385.83	1.7904	1.8315	1.8581	1.8332	1.8609
22	22	418.18	1.4704	1.5263	1.5405	1.5223	1.5378
23	23	440.93	1.1543	1.2149	1.2439	1.2064	1.2377
24	24	463.84	0.7901	0.8505	0.8991	0.8381	0.8887
25	25	468.79	0.7477	0.8130	0.8459	0.7999	0.8348
26	26	474.97	0.6821	0.7469	0.7452	0.7354	0.7337
27(辅助墩)	27	485.02	0.5228	0.6005	0.6163	0.5905	0.6062
28	28	499.06	0.2596	0.3814	0.3753	0.3761	0.3708
29 (汉沽测桥台)	29	512.21	0.0273	0.1254	0.1368	0.1294	0.1383

通过比较实测桥面线形可知，中跨跨中区域桥面下挠较大，最大下挠 0.192m。距离基准点 200~350m 的测试截面为主梁跨中，测试线形较设计线形普遍下挠，而汉沽侧辅助墩附近线形上挠，最大上挠 0.126m。引起下挠的原因是多方面的，主梁预制梁段的拼接缝质量、主梁预应力损失，新浇注合拢段增加的重量、拉索松弛和索塔倾斜对主梁线形变化影响也很大。

5.3.2.2 索力测试

应用斜拉索加速度监测系统的数据，对加速度数据进行处理，所得索力如图 5-10 所示。

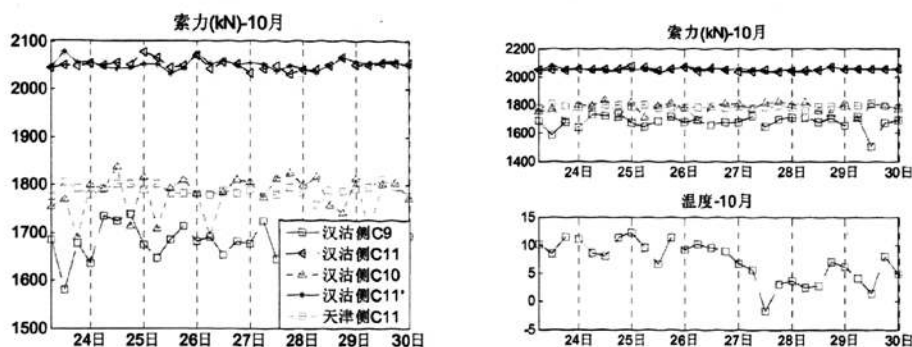


图 5-10 索力测试结果

采用 LMS 测试系统采集斜拉索横向振动时程信号, 并经过频谱分析得到拉索的横向振动频率, 计算出索力, 并与《天津永和大桥维修加固与换索施工图设计》(200604) 中的设计索力进行比较。上游和下游的 8 根索中, 只对内侧斜拉索进行测试, 通过比较可知, 全桥索力有所变化, 变化幅度-24.7~43.2%。其中 C2'、C1'、C1、C2 索由于较短, 动力测试结果与实际索力存在一定的出入, 参考健康监测系统的数据库, 将 C2'、C1'、C1、C2 的索力修正为: 555.46 kN, 998.65 kN, 1008.14 kN 和 566.2kN。索力测试结果见表 5-3。

表 5-3 索力测试结果

塔	索号	设计索力/kN	测试索力/kN		误差	
			上游	下游	上游	下游
北塔	C11'	1750.5	2053.6	2038.8	17.32%	16.47%
	C10'	1523.1	1976.4	1937.4	29.76%	27.20%
	C9'	1600.6	1899.5	1858.6	18.67%	16.12%
	C8'	1603.8	1550.7	1545.7	-3.31%	-3.62%
	C7'	1109.7	1165.9	1149.9	5.06%	3.62%
	C6'	1095	1467.3	1446.8	34.00%	32.13%
	C5'	974.7	742.5	733.2	-23.82%	-24.78%
	C4'	826.8	851.1	843.1	2.94%	1.97%
	C3'	811.5	773.5	841.9	-4.68%	3.75%
	C2'	519	578.6	623	11.48%	20.04%
	C1'	887.9	1200.4	1228.6	35.20%	38.37%
	C1	901.9	1189.8	1219.1	31.92%	35.17%
	C2	520	641.7	645.3	23.40%	24.10%
	C3	775.3	773.8	803.5	-0.19%	3.64%
	C4	855.3	862.3	786.7	0.82%	-8.02%
	C5	943.1	1022.5	1033.4	8.42%	9.57%
	C6	1061.7	1059.9	1072	-0.17%	0.97%
	C7	1262.3	1245.5	1274.2	-1.33%	0.94%

	C8	1344.9	1521.6	1510.1	13.14%	12.28%
	C9	1475.7	1624.0	1533.9	10.05%	3.94%
	C10	1557.6	1812.2	1742.2	16.35%	11.85%
	C11	1728.5	2003.6	2003.6	15.92%	15.92%
南塔	C11'	1732.2	1943.9	1954.7	12.22%	12.84%
	C10'	1619.9	1898.7	1874.4	17.21%	15.71%
	C9'	1621.8	1804.8	1811.5	11.28%	11.70%
	C8'	1582.6	1553.1	1523.7	-1.86%	-3.72%
	C7'	1102.4	1165.9	1165.9	5.76%	5.76%
	C6'	1115.8	1555.6	1598.3	39.42%	43.24%
	C5'	998.7	785.3	812.5	-21.37%	-18.64%
	C4'	851.5	853.6	878	0.25%	3.11%
	C3'	785.7	759.0	699	-3.40%	-11.03%
	C2'	518.9	597.3	592.1	15.11%	14.11%
	C1'	870.6	1220.1	1199	40.14%	37.72%
	C1	912.1	1158.1	1238.9	26.97%	35.83%
	C2	526.9	643.9	648.4	22.21%	23.06%
	C3	777.9	752.0	744.7	-3.33%	-4.27%
	C4	821.8	824.9	813.9	0.38%	-0.96%
	C5	953	959.3	954	0.66%	0.10%
	C6	1081	1044.0	1062.6	-3.42%	-1.70%
	C7	1246.2	1247.3	1267	0.09%	1.67%
	C8	1354.5	1500.9	1514.7	10.81%	11.83%
	C9	1497.4	1685.4	1730.9	12.56%	15.59%
	C10	1591.2	1692.2	1710.9	6.35%	7.52%
	C11	1790.9	2058.7	2062.9	14.95%	15.19%

5.3.2.3 应变测试数据分析

应变处理结果如图 5-11 所示，从图中可以看出，应变测试结果与温度有比较强的相关关系。同时给出了各个截面在车辆荷载作用下的应变变化，从 S1 和 S6 截面的测试结果可以看出，通过理论应变与成桥试验跨中应变测试结果对比，表明永定河斜拉桥应变满足设计要求。

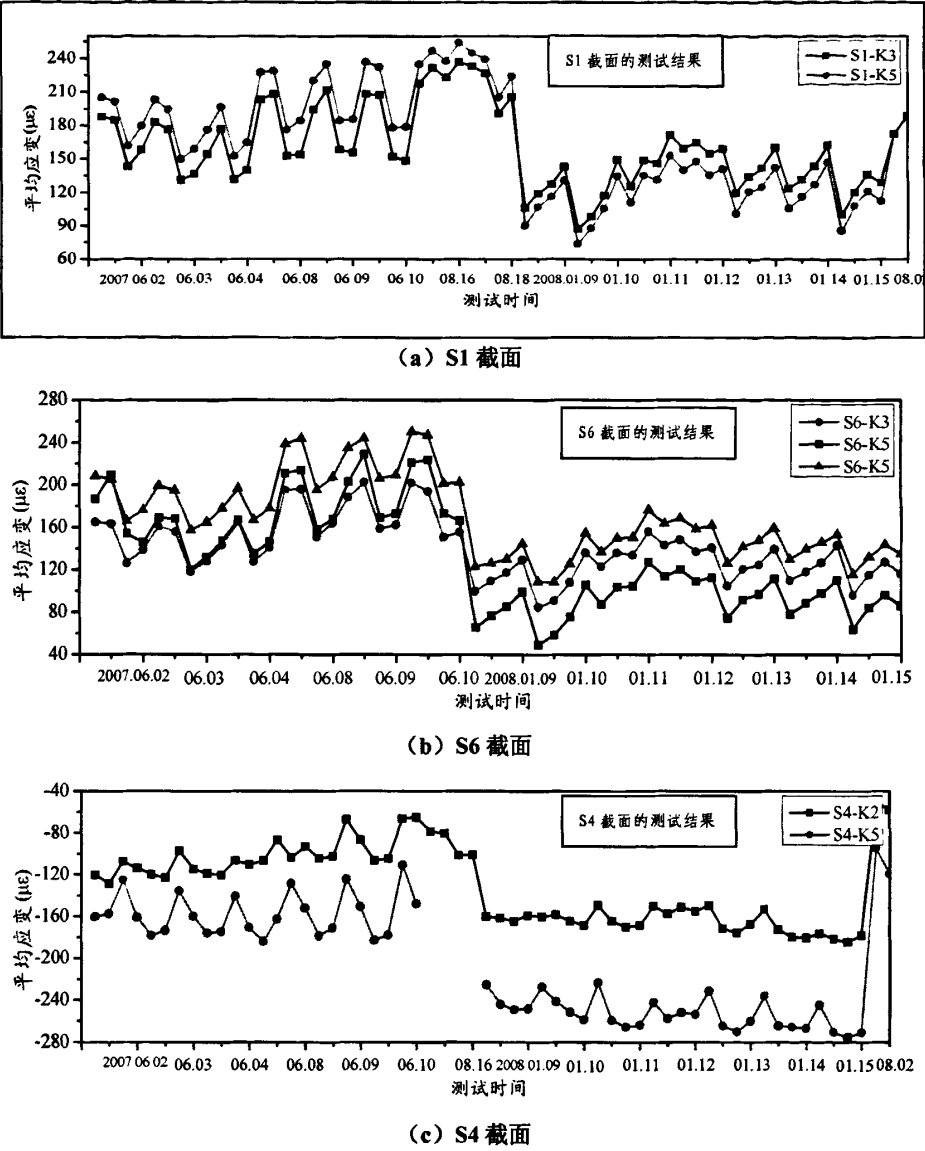


图 5-11 测试应变均值时程曲线

5.4 安全防控目标和措施

5.4.1 防控目标

针对永定河斜拉桥既有病害和潜在问题的分析,通过换索等一系列维修加固措施,使该桥满足原桥荷载标准下车辆行驶的需求,为了随时防控再次出现安全

隐患，避免造成人员财产的损失，要在该桥建立安全防控体系，目标就是在结构发生损坏之前向技术管理人员发出警报，使技术管理人员能够及时做出反应，从而减少相应的损失。

5.4.2 防控措施

为了达到上述的目标，要采取以下的防控措施。

5.4.2.1 严格运营期内的维修和定期检测

在 2005 年的检测结果中，发现主梁中跨合拢段的混凝土施工缝开裂严重，出现明显的开合现象，表明桥梁结构已经处于非常严重的病害。按照《公路桥涵养护规范》(JTG H11-2004) 规定，公路桥梁应加大检查频率，特别是对于薄弱环节的检查频率，以保证结构病害在初期便能得到有效处置，从而避免提前进入大修阶段。因此，要求加大桥梁养护过程中的检测投入和一般性养护投入。

5.4.2.2 建立桥梁的健康监测系统

桥梁的健康监测系统包括环境监测系统、索力监测子系统、变形监测子系统、结构动力响应监测子系统、主梁应力监测子系统、交通荷载监测子系统以及数据处理、采集与结构分析子系统^[30,31]。

(1) 环境监测子系统

由于桥梁的内力、位移、振动剧烈程度等强烈依赖于环境因素，所以桥梁的服役环境对桥梁的结构健康有重要的影响。对于桥梁健康监测系统而言，其环境信息包括：温度与湿度、风速与风向、交通流特征信息（车流密度、重车比例等）等。

(2) 索力监测子系统

永定河斜拉桥为全漂浮体系，主梁自重、二期恒载及交通荷载均由拉索承担。拉索是特别容易产生疲劳和腐蚀损伤的构件，其寿命往往比桥梁其他构件的寿命都要短，但拉索是桥梁中的重要构件，起着牵一发而动全身的作用，往往控制斜拉桥的失效模式。因此，准确并及时掌握拉索的内力及其变化特征至关重要。同时，斜拉桥的索力还与主梁弯矩、轴力、变形有着密切的关系，斜拉索的索力包含了斜拉桥最丰富的结构信息。因此，索力监测子系统是整个系统中最重要的子系统之一。

(3) 主梁应力监测子系统

全桥布置应变及温度场监测截面，永定河斜拉桥为全漂浮体系，在混凝土收缩徐变的影响下，主梁中跨跨中的轴力为拉力，从而将所施加预应力进行了部分

抵消。

(4) 变形监测子系统

变形监测的重点：主梁标高和主塔变形。主梁标高变化的监测采用进口连通测压管监测变化，全桥布置液压传感器，并配置一个液压标定基准站。主塔塔顶的变形安装 GPS 系统进行监测。

(5) 结构动力响应监测子系统

结构动力响应监测的目的是识别结构的动力特性，进而获得结构的损伤信息。此外，可以把握桥梁在风、车辆和地震等荷载作用下的振动水平，为桥梁管理提供信息与辅助决策意见。

(6) 交通荷载监测子系统

车辆荷载情况监测子系统对过桥车辆情况进行监测，主要包括过桥车辆数量、车型、车重（轴重）等信息，采用动态地秤监测车辆数量、车型和轴重，动态地秤采用光纤光栅智能地秤。通过对车辆载重和流量等信息的自动采集和统计分析，得到用于交通荷载谱信息^[32-34]。

5.4.2.2 加强数据采集和数据分析

要及时的对健康监测系统的数据进行采集和分析工作，及时的发现桥梁使用运行中出现的问题，及时向管理者提供决策参考意见。

5.5 本章小结

(1) 经过维修加固，永定河斜拉桥第一阶失稳模态为索塔沿纵桥向的弯曲，其稳定安全系数为 7.55，比维修前有所提高。第二阶失稳模态为主梁的竖向弯曲，稳定安全系数为 19.21，亦比维修前高出。永定河斜拉桥维修后的结构稳定系数均大于《公路斜拉桥设计规范》（试行，JTJ 027-86）规定的限值 4，稳定性满足要求。

(2) 桥梁荷载试验表明，桥梁成桥后的状态良好，满足设计荷载标准的要求。

(3) 建立防控措施，严格运营期内的维修和定期检测。建立永定河斜拉桥的健康监测系统，包括环境监测子系统、索力监测子系统、变形监测子系统、结构动力响应监测子系统、主梁应力监测子系统、交通荷载监测子系统以及数据处理、采集与结构分析子系统。加强数据采集和数据分析。

第六章 结论与展望

6.1 结论

(1) 永定河斜拉桥维修加固前和合龙段拆除后 2 个状态的结构稳定安全系数均大于《公路斜拉桥设计规范》(试行, JTJ 027-86) 规定的限值 4, 且均为索塔沿桥纵向的弯曲失稳模态。

(2) 主梁线形调整目标、原则的制定是基于永定河斜拉桥维修加固前的状态, 视合龙段拆除为一中间过程。永定河斜拉桥为主梁全漂浮体系, 合龙段拆除后, 两半桥变得相对独立, 此时主梁线形调整变得较为容易, 经过调整, 主梁中跨跨中平均上抬量达 10.2cm, 有效地缓解了中跨局部下挠的趋势, 对改善线形效果明显。

(3) 通过调整拉索索力对主梁线形进行调整是一个反复迭代计算、优化筛选的过程, 同时也是一个兼顾因素较多的过程。永定河斜拉桥主梁线形调整的实践表明, 不仅桥面线形得到改善, 同时也保证了全桥结构性能的改善, 保证了结构受力关键构件的安全。

(4) 对于漂浮体系斜拉桥, 在主梁刚度较小的情况, 连梁状态下通过调索来改善全桥结构性能是可行的。调索是一个反复迭代、反复筛选、兼顾因素较多的过程, 相对较为繁琐。借助于平面杆系有限元分析程序, 采用试算法可以对调索方案进行优化计算, 其方法实践证明是可行的。调索计算在存在多个解的前提下应在调索目标、调索原则的指导下进行, 并选取一个调索幅度相对较小的调索方案, 尽量避免使运营多年的老桥结构受力状态发生突变, 以保证调索过程中结构的安全。调索应在调索幅度范围内兼顾主梁线形、塔位、主梁混凝土应力等结构参数的改善。

(5) 经过维修加固, 永定河斜拉桥第一阶失稳模态为索塔沿纵桥向的弯曲, 其稳定安全系数为 7.55, 比维修前有所提高。第二阶失稳模态为主梁的竖向弯曲, 稳定安全系数为 19.21, 亦比维修前高出。永定河斜拉桥维修后的结构稳定系数均大于《公路斜拉桥设计规范》(试行, JTJ 027-86) 规定的限值 4, 稳定性满足要求。

(6) 桥梁荷载试验表明, 桥梁成桥后的状态良好, 满足设计荷载标准的要求。

(7) 应建立防控措施, 严格运营期内的维修和定期检测, 建立该桥梁的健康监测系统。

6.2 展望

通过本文的研究与实践,选择了适宜整体漂浮体系斜拉桥现浇合拢段的施工工艺和置换材料,填补了这项施工技术空白,在斜拉桥维修、加固技术上进行了国内首次尝试,增强了技术开发实力。

本文研究解决了桥梁结构最具风险的问题,保证了结构总体稳定性,确保了施工安全,通过本文研究与实践,为永定河斜拉桥提供了安全行车技术保障,排除了安全事故技术隐患。这一社会效益与社会影响是不可估量的。同时,采取的施工工艺研究能确保环保与文明施工,延长桥梁使用年限。

本研究课题以永定河桥为载体,紧密结合具体工程实践,以结构整体的安全性贯穿始终,综合现场量测、有限元结构计算等内容,优化设计、合理安排施工工序,达到加固维修的目的,力求使桥梁耐久延年。本研究的深入开展,不仅能够正确指导现场施工实践,使之采取合理可行的施工方法,保证工程的安全顺利完成,而且从中总结出的混凝土斜拉桥养护维修加固技术,斜拉索的更换和桥梁维修的成套技术,几个部分在该领域中是新的探索和创新,可以为我国我市今后混凝土斜拉桥的养护、维修工作达到使用寿命超过一百年的目标,积累大量宝贵的经验。在今后桥梁使用过程中,密切跟踪桥梁的使用状态,充分利用桥梁健康监测系统,及时提取相关数据,经过分析,确定桥梁的健康状态,以此来检验维修加固的成果,并且不断总结经验,为今后我国的斜拉桥换索维修技术提供技术支持。

参考文献

- [1] 朱娜, 钱永久, 我国斜拉桥的现状与展望, 工程结构, 2005, 25 (5): 82~84
- [2] 经柏林, 斜拉桥的现状与展望, 中国市政工程, 2002, 96 (1): 21~23
- [3] 陈宝奇, 桥梁世界, 北京: 科学普及出版社, 1984
- [4] 项海帆, 21世纪世界桥梁工程的展望, 土木工程学报, 2000, 33(3): 1~6.
- [5] 李豪, 张烁, 斜拉桥在日本的发展, 山西建筑, 2007, 33(25): 336~337.
- [6] 孙杰, 浅析部分斜拉桥的发展及其展望, 中国水运, 2006, 4(3): 92~93.
- [7] Walther R, Houriet B, Isler W, Cable stayed bridges, Thomas Telford House, 1999.
- [8] 雷俊卿, 大跨度桥梁结构理论与应用, 北京: 清华大学出版社, 2007, 42~43.
- [9] 林元培, 斜拉桥, 北京: 人民交通出版社, 1995, 6~8
- [10] 周孟波等, 斜拉桥手册, 人民交通出版社, 北京: 2004, 8~10
- [11] 李国豪, 桥梁结构稳定与振动(修订版), 北京: 中国铁道出版社, 2002, 36~38
- [12] JTJ 027-96, 公路斜拉桥设计规范(试行), 北京: 人民交通出版社, 1996
- [13] 王文涛, 斜拉桥换索工程(第二版), 北京: 人民交通出版社, 2006,
- [14] 贾丽君, 肖汝诚, 孙斌等, 确定斜拉桥施工张拉力的影响矩阵法, 苏州城建环保学院学报, 2000, 13 (4): 21~27
- [15] 李古暄, 邓尚瑛, 肖文等, 九江大桥斜拉桥调索计算方法, 广东公路交通, 2000, 24 (6): 176~178
- [16] 蒋伟平, 斜拉桥换索理论及其技术问题的研究, 西南交通大学学报, 2000, 18 (6): 57~59
- [17] 朱战良, 广东九江大桥换索工程研究, 西南交通大学学报, 2003, 26 (3): 26~30
- [18] 刘永刚, 犍为岷江大桥换索工程计算与分析, 西南交通大学, 2002, 25 (5): 35~37
- [19] 贾丽君, 肖汝诚, 孙斌, 等, 确定斜拉桥施工张拉力的影响矩阵法, 2000, 13(4): 21~27
- [20] 肖汝诚, 项海帆. 斜拉桥索力优化的影响矩阵法. 同济大学学报, 1998, 26 (3): 235-240
- [21] 杜蓬娟, 张哲, 谭素杰, 斜拉桥合理成桥状态索力确定的优化方法, 公路交通科技, 2005, 22 (7): 82-84
- [22] 杜鹏娟, 张哲, 刘春城等, 斜拉桥索力张拉过程的最优控制, 计算力学学

- 报, 2005, 22 (3): 326~329
- [23] 官万铁, 韩大建, 斜拉桥的索力调整, 昆明理工大学学报, 2000, 25 (1): 125~128
- [24] 王美, 红枫湖大桥成桥后索力调整及调索顺序的优化, 大连理工大学, 2005 26 (3) 35~36
- [25] 王伟锋, 韩大建, 斜拉桥的索力测试及其参数识别, 华南理工大学学报, 2001, 29 (1): 18~21
- [26] 方志, 张志勇, 斜拉桥的索力测试, 中国公路学报, 1997, 10 (1): 18~21.
- [27] 魏建东, 索力测定常用公式精度分析, 公路交通科技, 2004, 21 (2): 53~56
- [28] 方志, 汪建群, 颜江平, 基于频率法的拉索及吊杆张力测试, 振动与冲击, 2007, 26 (9) 78~82
- [29] JTG/T D65-01- 2007, 公路斜拉桥设计细则, 2007
- [30] 陈政清, 斜拉索风雨振现场观测与振动控制, 建筑科学与工程学报, 2005, 22 (4) : 5~10
- [31] 王文涛, 斜拉桥换索工程, 北京: 人民交通出版社, 1997
- [32] 李丹, 丁一峰, 高强钢丝和钢绞线拉索的分析比较, 公路交通技术, 2005, 28 (6) : 30~32
- [33] 邓年春, 欧进萍, 周智等, 一种新型平行钢丝智能拉索, 公路交通科技, 2007, 24 (3): 82~85
- [34] 欧进萍, 周智, 纤维增强塑料—光纤光栅复合筋, 中国专利: CN1484456A, 2004

发表论文和科研情况说明

发表论文

韩福前. 旧路模量对沥青稳定碎石基层路面结构力学影响分析. 河北工业大学学报, 2009, B (3): 107-109

科研情况

- [1] 中小型桥梁应用轻骨料混凝土的技术经济分析, 2005 年 1 月 11 日通过市政局验收, 第四完成者。
- [2] 天津市公路改扩建工程设计对策研究, 2005 年 1 月 11 日通过市政局鉴定, 第二完成者。
- [3] 沥青稳定碎石基层的应用研究, 2007 年 12 月 26 日, 通过市政局鉴定, 第二完成者。

致 谢

本论文的工作是在我的导师结构抗震专家、博士生导师李忠献教授和刘旭凯正高级工程师的悉心指导下完成的。

回首这几年的紧张学习，我首先要感谢天津大学建筑工程学院的授课老师们，正是他们的诲人不倦和在学术上的高深造诣使我受益匪浅，为我今后的工作打下了更坚实的基础。

特别要提到的是我的导师李忠献教授，李老师在混凝土和桥梁结构工程中有很深的造诣和研究，在我完成论文期间，向我传授了诸多结构工程的知识与思想，指导我完成了此篇论文，开阔了我的思路，对我在结构工程的工作中帮助非常大。刘旭凯正高级工程师在桥梁工程中有非常深厚的造诣，拥有非常丰富的工程实践的经验，帮助我完成了论文。感谢结构工程专家、博士生导师丁阳老师，为我悉心的修改论文，指导我完成了论文，在此特向尊敬的李忠献老师、刘旭凯老师和丁阳老师表示深深的感谢和诚挚的敬意，你们严谨的工作作风是学生今后学习和工作中的榜样。

同时也要感谢我天津公路工程设计研究院的同事，感谢我的同学杨亮和李宏祥，感谢我的家人，正是由于他们的理解和支持，我才得以顺利完成在职工程硕士研究生的学习，在此向他们一并表示深深的谢意。

韩福前

2009 年 8 月