体外预应力在某连续刚构桥加固中的应用及其效果分析

李宏江，李万恒，程寿山，王岐峰，李　湛
（交通部公路科学研究所　北京　100088）

摘　要：以体外预应力在某连续刚构桥加固中的应用为例，介绍体外预应力筋在上部结构箱梁中的布置形式、锚固和转向的方式以及张拉方法。通过对箱梁结构的竖向位移和混凝土应力的监测，分析该桥体外预应力加固的效果。结果表明，体外预应力增加了结构的压应力储备，改善了箱梁混凝土的应力状态，对结构的补强起到了一定的效果。

关键词：体外预应力；连续刚构；加固

中图分类号：U441⁺.5　　**文献标识码**：B　　**文章编号**：1004－2954（2004）12－0048－03

随着我国大吨位预应力体系的生产和发展以及结构计算手段的改进，连续刚构桥在工程领域得以广泛应用。先后修建的跨径大于120 m的连续刚构桥已达25座之多[1]，其中广东虎门辅航道连续刚构桥主孔跨径达270 m，为国内同类型桥梁的跨径之最。连续刚构桥具有伸缩缝数量少、行车平顺、施工中不需体系转换、顺桥向抗弯刚度和横向抗扭刚度较大，能满足大跨径桥梁的受力要求等优点。但由于设计经验不足，特别是施工质量控制不严，导致一些连续刚构桥在运营几年后出现了不同程度的病害，如预应力损失严重、跨中下挠、混凝土腹板出现斜裂缝以及箱梁底板开裂等。这些均会影响到结构的承载力，难以保证桥梁的安全运营。

体外预应力计算理论及应用技术的发展，使得用体外预应力加固既有桥梁成为可能，并且日益在工程中得到了极广泛应用[2～3]。对于连续刚构这种大跨径桥梁而言，用体外预应力来恢复或提高结构的承载力是主要的加固方式之一[4]。本文通过一工程实例来阐明这种加固方法，并对其加固效果进行分析。

1　工程概况

某桥上部结构为5跨（162.5 m＋3×245 m＋162.5 m）预应力混凝土变截面连续刚构，如图1所示。箱梁为三向预应力混凝土结构，采用单箱单室截面，顶板宽19.6 m，底板宽10 m，墩与箱梁固结的根部断面梁高13 m，各跨跨中及边跨支架现浇段断面梁高4.1 m，梁底下缘按二次抛物线变化。下部结构主墩为钢筋混凝土矩形双薄壁墩，单壁宽10 m，厚3 m，基础为钢围堰和钻孔群桩。该桥设计荷载为汽车－超20级，挂－120，人群为35 kN/m²，于1995年建成通车。

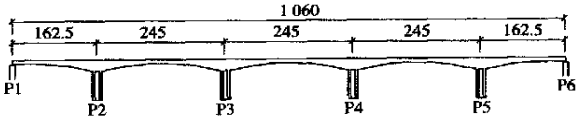


图1　预应力混凝土连续刚构桥总体布置（单位：m）

该桥在2001年9月发现明显下挠，截止2002年5月，P2墩～P3墩之间的桥跨跨中下挠累计达30.5 cm，P3墩～P4墩之间的桥跨跨中下挠达21.2 cm，P4墩～P5墩之间桥跨跨中下挠22.6 cm；在各跨跨中附近沿桥纵向50 m范围内箱梁腹板出现多条斜裂缝，多为与顶板成30°～45°夹角的斜向主拉应力裂缝；边跨现浇段箱梁底板存在贯通底板宽度的横向裂缝，并沿两侧腹板向上延伸至一定高度；纵向预应力管道压浆不密实，竖向预应力管道存有漏压浆和漏张拉现象。这些病害的产生，不仅是由于设计计算中对箱梁腹板斜截面抗剪强度的考虑不够，同时也由于该桥存有明显的施工缺陷，导致预应力损失严重。结构在荷载的长期作用下出现了非弹性变形，混凝土产生开裂。为确保大桥安全，管理部门决定对该桥进行加固，加固方法为在箱梁内施加体外预应力，以增加压应力储备；同时，提高结构的刚度，缓解跨中下挠，并改善桥面线形。

2　体外预应力加固设计

2.1　体外预应力束的布置

体外预应力束全桥共计80束。主要包括两类，腹板体外束和边跨底板体外束。腹板体外束采用下弯连续的模式设置，每个中间跨各设置8对，边跨设置4对。腹板体外束布置如图2所示。边跨底板体外束主要用于改善边跨现浇段部分下缘的应力状况，每个边

收稿日期：2004－07－20
第一作者简介：李宏江（1973—），男，助理研究员，博士。

© 1995-2005 Tsinghua Tongfang Optical Disc Co., Ltd. All rights reserved.

跨各设 4 对底板束,如图 3 所示。

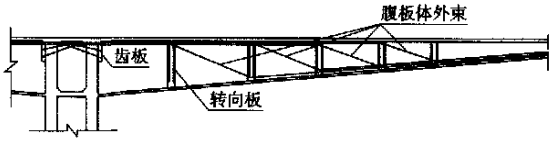


图 2 腹板体外束布置示意

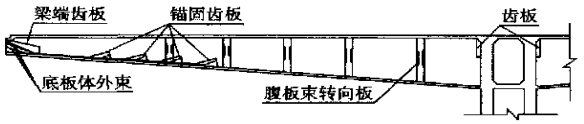


图 3 边跨底板体外束布置示意

体外预应力钢束全部采用 24ϕ_j15.2 mm 规格的无粘结镀锌钢绞线,采用 5 层防护,主要包括钢绞线镀锌、钢绞线表面油脂、钢绞线 PE 套、钢束 HDPE 套及套内灌注的防腐油脂。考虑到结构受力较为复杂,体外预应力张拉量不仅要由结构设计计算来确定,更要视实际结构的加固效果而决定是否继续增加张拉力;因此,该桥体外预应力钢束的张拉控制应力初拟为其标准强度的 30 %,单根钢束的设计张拉力为 P = 1 771.4 kN。

2.2 体外束的转向和锚固

各中间跨腹板体外束通过在主墩横隔板上设置加强段和齿板锚固,边跨腹板束在主墩顶的锚固与中间跨腹板束相同,边跨腹板束和底板束在主梁端部的锚固通过现浇混凝土斜锚块进行锚固,边跨底板束另一端的锚固通过在底板上设置混凝土齿板完成。梁端混凝土齿板是通过将箱梁腹板、端横隔板、底板与齿板交界面凿出剪力槽,通过接触面植筋来提供锚固力的。

腹板束全部采用下弯模式布置,其转向是通过设置混凝土转向板来实现,每个边跨设置 5 道转向板,每个中间跨设置 10 道转向板,转向板厚 1.2 m,并通过在顶板、底板和腹板相应位置植筋来实现与箱梁的连接。腹板束在转向板范围以外时,为防止桥面行车引起钢束过大的振动,沿纵向 4～5 m 设置一道防振限位装置。

2.3 体外预应力束的张拉

待预应力锚固齿板、转向板和加强段等新浇混凝土达到 100 %设计强度后,开始张拉体外预应力钢束。张拉按照从边跨向中跨的顺序对称地进行:张拉边跨底板束→张拉边跨腹板束→张拉次边跨腹板束→张拉中跨腹板束。为确保体外索施工对结构安全产生不利影响,体外索的张拉力分两阶段进行,第一次先张拉至 50 % P,第二次再张拉至 100 % P, P 为设计张拉力。

3 体外预应力加固的效果分析

为分析的方便,将体外预应力加固过程划分为 3 个施工阶段:(1) 浇筑体外预应力混凝土构件(包括齿板、转向板等);(2) 全部体外预应力束张拉至 50 % P;(3) 全部体外预应力束张拉至 100 % P。因原桥结构刚度难以准确推算,而且加固施工工序较为复杂,设计计算提供的应力和位移与实际情况相差很多,因而仅比较了加固前后的实测值。

为保证结构安全,在施工过程中对桥面线形和箱梁混凝土应力进行了跟踪监测。桥面线形采用二等水准测量的方法,并使用电子水准仪进行。其中,水准尺位点设置在桥跨内 8 分点的桥面防撞墙的顶面。混凝土应力监测断面及其测点布置分别如图 4 和图 5 所示,混凝土应变利用钢弦式应变计进行测试。线形测量和应力测试均在封闭交通情况下进行。

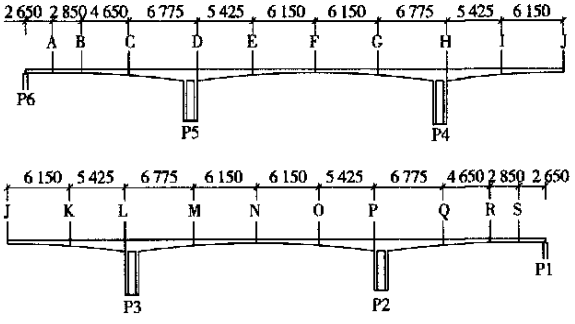


图 4 混凝土应力监测断面布置(单位:cm)



图 5 应变测点在横断面上的布置示意

3.1 加固前后桥面线形变化

以预应力混凝土构件(包括齿板、转向板等)浇筑前为结构变形的起点,图 6 示出了从体外预应力混凝土构件浇筑至体外预应力钢束张拉完毕整个过程中桥跨结构竖向变形的变化。由图 6 可以看到,由于转向板、齿板等构件增加了上部结构的恒载,使得各桥跨均

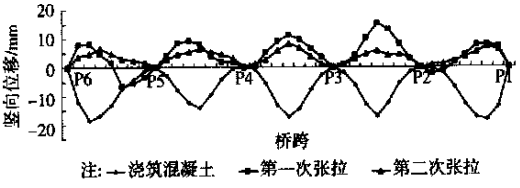


图 6 体外预应力加固过程中桥跨结构的竖向变形变化

© 1995-2005 Tsinghua Tongfang Optical Disc Co., Ltd. All rights reserved.

产生了向下的竖向变形,最大实测值达 18.4 mm。体外束张拉至 50 % *P* 时,除两侧边跨部分区段外,桥跨大部分都产生了上抬,最大实测值为 15.5 mm。当全部体外束张拉到 100 % *P* 后,桥跨结构继续上抬,最大实测值为 8 mm。

图 7 示出了前述 3 个施工阶段的累计位移。由图 7 可以看出,与加固前结构的线形相比,经体外预应力加固后,中间三跨产生了轻微的上抬,而两个边跨却出现了下挠,实测最大下挠量为 11.2 mm。总体来看,结构的变形呈现近似的对称性,竖向变形的数值相比于桥跨结构在加固前已然发生的下挠量相比较小。

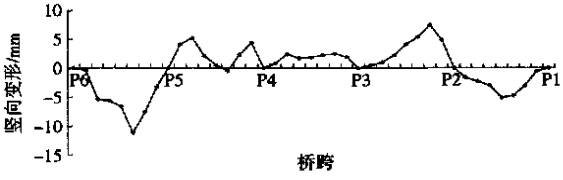


图 7 体外预应力加固后桥跨结构的竖向变形

3.2 混凝土正应力的变化

以体外预应力混凝土构件浇筑前为应力变化的起点,表 1 示出了加固过程中每个施工阶段混凝土正应力的变化及其累计值。表 1 中腹顶上缘和腹底下缘应力分别表示靠近腹板与顶板交界的角隅和靠近腹板与底板交界的角隅处测点的应力,数值为同一高度上测点的混凝土正应力的平均,负值表示压应力,正值表示拉应力。

表 1 体外预应力加固过程中混凝土正应力变化 MPa

监测断面编号	腹顶上缘				腹底下缘			
	浇筑混凝土	第一次张拉	第二次张拉	累计	浇筑混凝土	第一次张拉	第二次张拉	累计
A	- 0.18	- 1.02	- 0.04	- 1.24	0.75	- 1.31	- 1.99	- 2.54
B	- 0.78	- 0.36	- 1.86	- 3.00	0.25	- 1.36	0.52	- 0.59
C	- 1.18	- 0.05	- 0.22	- 1.45	- 1.25	- 0.18	0.26	- 1.17
D	- 0.38	0.18	- 0.54	- 0.73	0.05	- 0.21	0.08	- 0.08
E	- 0.14	- 0.97	- 0.52	- 1.63	0.12	0.15	0.48	0.75
F	- 0.38	- 0.25	- 0.3	- 0.93	0.23	- 1.11	- 0.71	- 1.58
G	- 0.54	- 0.99	- 0.39	- 0.84	0.47	- 1.68	- 0.02	- 1.24
H	- 0.39	- 0.19	- 0.54	- 1.11	- 0.06	- 0.15	- 0.34	- 0.55
I	0.45	- 0.43	- 0.29	- 0.27	- 0.59	- 1.58	- 0.77	- 2.94
J	0.18	- 1.09	- 0.52	- 1.43	- 0.41	0.19	0.48	0.26
K	0.11	- 0.66	- 0.35	- 0.90	- 0.97	- 0.95	- 0.13	- 2.04
L	- 0.36	- 0.13	- 0.66	- 1.14	- 0.16	- 0.09	- 0.39	- 0.65
M	0.3	- 0.97	- 0.52	- 1.18	- 0.16	- 1.16	- 0.25	- 1.58
N	- 0.59	- 0.43	- 0.29	- 1.31	0.11	- 1.58	- 0.77	- 2.24
O	- 0.18	- 1.09	- 0.79	- 2.06	0.16	0.2	0.34	0.70
P	- 0.43	0.17	- 0.57	- 0.83	0.14	- 0.45	0.13	- 0.18
Q	- 1	- 0.07	0.35	- 0.73	- 0.9	- 0.14	0.42	- 0.62
R	- 0.77	- 0.34	- 1.04	- 2.15	0.16	- 1.67	0.39	- 1.12
S	- 0.25	- 1.33	- 0.13	- 1.70	0.82	- 1.93	- 2.14	- 3.25

从表 1 可以发现,对于腹顶上缘应力,大部分断面或者由因混凝土浇筑时产生的压应力向继续受压的状态变化,或者由因混凝土浇筑时产生的拉应力向受压的状态变化。如 F 断面混凝土浇筑时产生了 0.38 MPa 的压应力,而至体外预应力张拉 50 % *P* 时,在此基础上又继续产生了 0.25 MPa 的压应力。当体外预应力张拉到 100 % *P* 后,压应力数值继续增加了 0.30 MPa。同样,腹底下缘应力也有类似的规律。对于少数断面,出现了随施工阶段的变化,应力数值呈现按拉应力的形式不断增大的趋势,如 E、J、O 断面的腹底下缘应力,但拉应力数值相对较小。另外,从表 1 中应力累计值可以发现,当体外预应力加固完毕时,绝大部分监测断面的混凝土压应力储备有所增大,腹顶上缘压应力最大值为 3.0 MPa,腹底下缘压应力最大值为 3.25 MPa,而在张拉过程中出现的拉应力数值相对较小。

4 结论

纵观该连续刚构桥的加固过程,并通过其加固效果的分析,可以得到如下结论。

(1) 将体外预应力技术用于连续刚构桥的加固,采用现有施工手段即可实现,加固方法易于被工程所接受,为今后连续刚构桥的补强及承载潜力的提高提供了较好的途径。

(2) 该桥的体外预应力加固并未使箱梁竖向变形发生较大变化,在中间三跨发生轻微上抬的同时,边跨却发生了较大的下挠。这不仅说明了边跨体外预应力张拉量偏小,未能克服因浇筑体外预应力混凝土构件而给结构增加的恒载的影响;而且也表明,试图仅通过张拉体外预应力使桥跨结构线形全面恢复是比较困难的,必须寻找其他有效措施,如该桥通过桥面减载措施,使边跨跨中上抬了 25 mm,中跨跨中上抬了 15 mm。

(3) 体外预应力的施加,不仅减小了因浇筑混凝土增加结构自重而在桥跨一些断面上产生的拉应力,而且使箱梁断面的压应力储备有所增加,对裂缝的产生和发展起到抑制作用;同时,会提高结构的承载潜力。

(4) 用体外预应力加固连续刚构桥是一个系统工程,体外预应力混凝土构件会增加上部结构的恒载,一些部位会随着体外束的张拉产生拉应力。这是由于箱梁内缺陷和损伤的存在,其内力或应力已然发生重分配,结构的强度和刚度难以准确把握。因此,在加固施工过程中应采取有效的监测措施来确保结构的安全。

(5) 建议对该桥控制断面的挠度进行长期的观测,看其下挠量是否随时间变化或有所发展,然后再决定是否采取补张拉体外预应力措施。

© 1995-2005 Tsinghua Tongfang Optical Disc Co., Ltd. All rights reserved.

青藏铁路拉萨河特大桥铰轴滑板钢支座设计

常丽蕙
(铁道第三勘察设计院桥梁设计处　天津　300142)

摘　要:简要介绍拉萨河特大桥铰轴滑板钢支座的结构特点、工作原理、设计计算及试验结果。
关键词:拉萨河特大桥;铰轴;滑板;钢支座;设计

中图分类号:U443.36⁺2　　**文献标识码**:B　　**文章编号**:1004－2954(2004)12－0051－05

1　概述

拉萨河特大桥是新建青藏铁路进入拉萨市的特大铁路桥梁,距青藏铁路终点拉萨车站约2 km,距拉萨市中心约5 km。该桥孔跨布置为:5-3×32.7 m预应力混凝土连续箱梁+(36+72+108+72+36)m钢管混凝土拱连续梁+1-3×32.7 m预应力混凝土连续箱梁,全长928.85 m,位于8度震区。

青藏线是单线铁路,考虑到该桥位的特殊气候条件及抗震要求,固定支座采用铰轴式钢支座,活动支座选用铰轴滑板式钢支座。支座的吨位分别为25 000、17 500、6 000、3 000 kN。由于梁体的横向变位很小,活动支座不考虑预留横向位移量,仅以施工安装间隙及构造间隙满足梁体横向变位的要求。其中,铰轴滑板式钢支座是在克服传统辊轴钢支座运营病害较多的基础上,并参考国内外钢支座资料后提出的一种新型支座结构形式。它具有结构紧凑,传力途径明确,主要传力部件之间采用面接触,接触应力小,便于维护,具有良好的滑动、转动性能等优点。

2　支座的构造和工作原理

2.1　支座的构造

拉萨河特大桥铰轴滑板钢支座的主要组成部分为上摆、铰轴、下摆、衬板、聚四氟乙烯板与不锈钢板组成的摩擦副、横向限位块、下座板、锚栓等,具体结构形式见图1。

2.2　支座的工作原理

在上部竖向荷载作用下,支座的传力途径为:上摆→铰轴→下摆→衬板→聚四氟乙烯板→不锈钢板→座板→桥墩支承垫石;在横向水平荷载作用下,支座的传力途径为:上摆螺栓→上摆→铰轴→下摆→横向限位挡块→下座板→下座板螺栓→墩台支承垫石。传力途径明确,传力均匀。

在适应梁部变位方面,以上、下摆相对于铰轴的转动来满足转角位移,以聚四氟乙烯板与不锈钢板之间的相对滑动来满足纵向水平位移。因此,该支座具有良好的转动、滑动性能。

3　支座的设计及计算

3.1　材料及主要技术标准

(1)材料

①为提高强度、硬度,支座上、下摆及座板均采用ZG270－500,技术条件符合《一般工程用铸造碳钢件》(GB/T 5776)的有关规定;

②铰轴采用35号锻钢,技术条件符合《优质碳素结构钢钢号及一般技术条件》(GB699－88)的有关规定;

③精轧不锈钢板应符合《不锈钢冷轧钢板》(GB3280)的有关规定;

④聚四氟乙烯板应符合《聚四氟乙烯大型板材规

收稿日期:2004－03－03;修回日期:2004－09－23
作者简介:常丽蕙(1974—),女,工程师,1996年毕业于苏州城建环保学院道桥专业。

该桥的加固为今后将体外预应力技术用于连续刚构桥的加固积累了宝贵的经验,也是有益的探索。

参考文献:

[1] 周军生,楼庄鸿.大跨径预应力混凝土连续刚构桥的现状和发展趋势[J].中国公路学报,2000,13(1):31－37.
[2] 陈宝春,黄卿维,盛　叶,等.体外索预应力混凝土桥梁的发展[J].中外公路,2004年,24(2):34－37
[3] 张树仁,王宗林.体外预应力混凝土技术在桥梁工程中的应用与发展[J].广西交通科技,2003,28(3):1－5
[4] 郭建通,刘建焱,郭　辉,等.体外预应力技术在桥梁加固中的应用[J].工业建筑,2002年,32(9):69－70
[5] 吴力宁.梁式桥体外预应力技术几个问题的探讨[J].铁道标准设计,2002(4).

© 1995-2005 Tsinghua Tongfang Optical Disc Co., Ltd. All rights reserved.