

施工误差影响下的超长空间预应力束 摩阻系数识别研究

官 华¹ 陈孜伟²

(1 柳州欧维姆机械股份有限公司 广西柳州 545006 2 同济大学桥梁工程系 200092)

摘 要:预应力构件中的超长空间曲线束其预应力损失通常较大,而施工误差的存在又会增加预应力损失而降低有效预应力,对结构通常会带来不利影响。因此,在预应力结构分析中,有必要考虑施工误差的影响,对超长空间曲线束的预应力损失进行实测并对计算预应力损失的相关系数进行修正,以此考察实际预应力损失对成桥结构的影响。本文则以某连续梁桥的底板通长束为例,通过现场实测钢绞线应力以及理论分析来确定对预应力损失影响最大的摩阻系数值,再依此进行结构有限元模型修正,研究由施工误差导致的预应力损失对成桥结构的影响。

关键词:超长空间预应力束 施工误差 预应力损失 摩阻系数

DOI: 10.13211/j.cnki.pstech.2015.02.006

1 引言

当预应力构件总长度在50m以上时,其预应力通长束一般为超长空间曲线束,而这种超长空间曲线束的预应力损失一般比较大,由于实际工程中施工误差的存在,也常导致实际预应力损失与设计计算时的预应力损失有所偏差,若偏差过大,甚至会影响到成桥结构的安全。因此,在这种有超长空间曲线束的预应力结构中,通常需要对实际有效预应力进行测量以修正结构计算时的预应力损失,以重新进行结构分析。据相关规范^[1],引起预应力损失的因素较多且相互影响,而管道摩阻损失在预应力损失中占据主要部分,对它的准确估计将关系到有效预应力是否能满足桥梁的使用要求,并影响着梁体线形以及成桥质量。而摩阻损失主要受施工工艺的影响较大,超长预应力束在张拉过程的受力情况比较复杂,孔道单位长度局部偏差的摩擦系数 κ 以及预应力筋与孔道壁之间的摩擦系数 μ 难以直接通过理论计算得到确定,往往需要在现场进行摩阻实验来确定。本文则以湖南省长沙市某预应力混凝土变截面连续梁桥为例,对其底板纵向超长预应力束进行现场凿开实验,结合实验数据及理论计算,对该桥的孔道局部偏差的摩擦系数 κ 和孔道壁接触

的摩擦系数 μ 的实际值进行修正,最终研究了该桥实际预应力损失对成桥结构的影响。

2 预应力现场实测

2.1 工程概况

长沙市某桥河西岸上引桥主线“PM1~PM6”上部结构为变高、变宽预应力混凝土连续箱梁型式,如图1所示。其跨径布置为(30+32+45+32+30)m,梁高为2.0m~2.5m,PM6~PM3跨桥宽为17.5m,PM3~PM1跨桥宽则由17.5m逐渐加宽至34.0m。箱梁采用纵、横双向预应力体系设计,纵向及横向均按部分预应力A类构件进行设计。其中纵向预应力钢束均采用 $\phi^s 15.2$ 高强度低松弛钢绞线($f_{pk}=1860\text{MPa}$, $E_p=1.95 \times 10^5\text{MPa}$),钢束规格分为三种:腹板束为 $\phi^s 15.2-15$ 钢绞线,顶板束为 $\phi^s 15.2-12$ 钢绞线,底板束为 $\phi^s 15.2-12$ 及 $\phi^s 15.2-9$ 钢绞线。所有钢束管道均采用塑料波纹管成孔,并真空压浆工艺灌浆。除边跨部分底板束采用单端张拉外,其余底板束、顶板束均采用两端张拉的方式。腹板束根据逐跨施工的要求,采用两端及单端张拉的方式。在设计计算中,按照规范,预应力钢绞线孔道摩阻系数 μ 和偏差系数 κ 分别取0.155和0.0015m⁻¹。

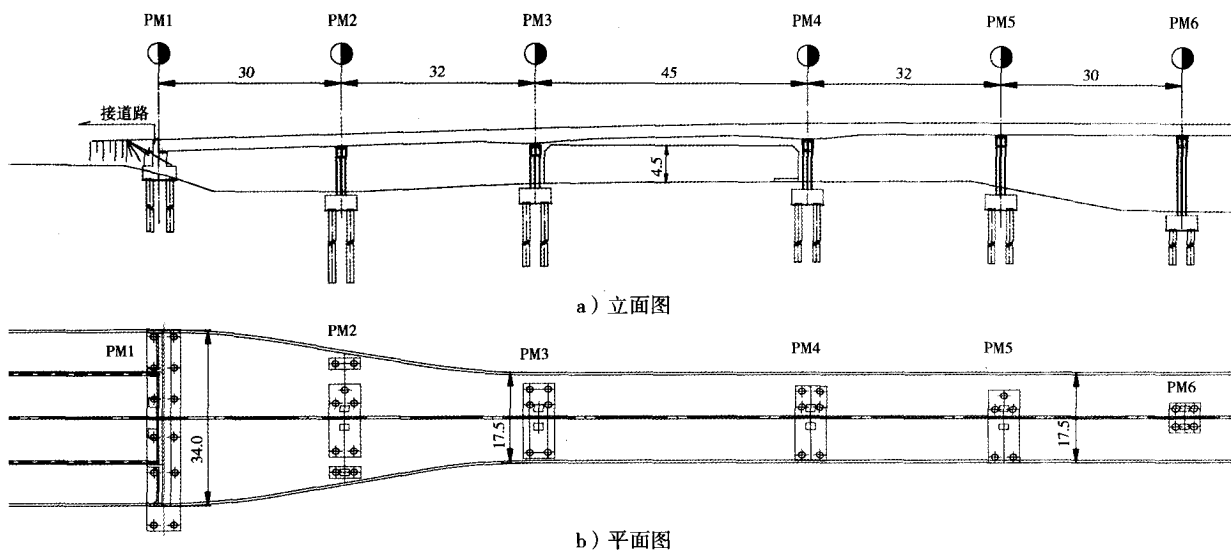


图1 桥梁总体布置图

2.2 应力测量

河西岸上引桥现浇箱梁共分5个节段，从PM6向PM1逐跨浇筑。PM1~PM6底板通长预应力钢束共有B5a、B5b、B5c、B5d四种类型共8束，均为整联通长，单根长度分别为：B5a长163.51m，B5b长163.618m，B5c长163.663m，B5d长164.09m，波纹管也根据浇筑节段的划分而分段安装，钢绞线为后穿。在五跨一联现浇箱梁浇筑完成并要进行底板通长束张拉时，发现实测伸长量与设计伸

长量相差较大，因此需要对该通长束进行现场凿开试验，以修正预应力损失偏差。

2.2.1 应力测量

应设计要求，需要掌握PM1~PM6底板纵向通长预应力钢束的应力沿程分布情况，以便确定预应力束的摩阻损失是均匀的，不会出现在局部位位置钢束被卡住，预应力无法传递的现象。下游侧的B5c钢束为检测钢束，如图2所示，为B5c钢束的竖弯和平弯大样图，具体过程如下：

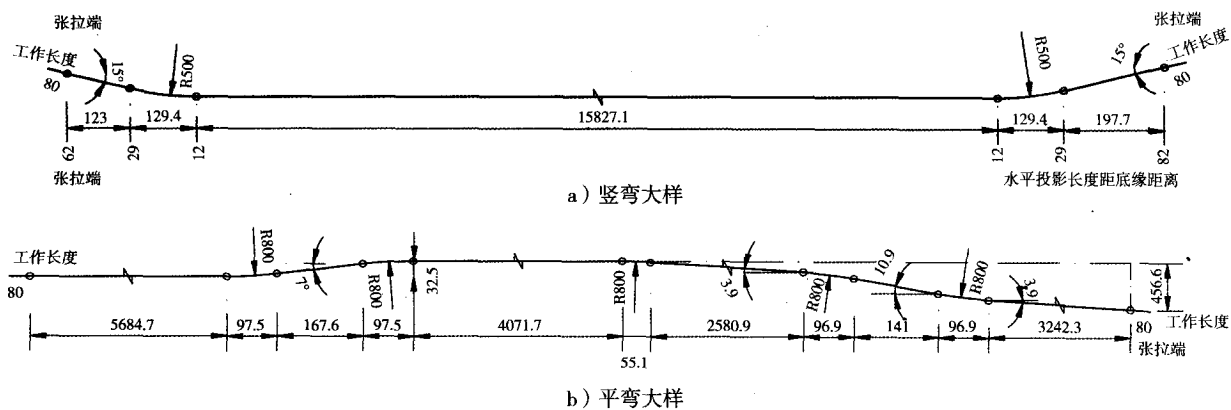


图2 B5c钢束

(1) 选取下游侧B5c为检测的预应力钢束，共布置8个检测点，其中PM1~PM2、PM5~PM6各布置1个检测点，PM2~PM5每跨各布置2个检测点。具体位置如表1所示。

(2) 在每个检测点处凿开混凝土和波纹管，除靠近张拉端的两个测点开槽长度取1m外，其他各处凿开的长度根据张拉时的伸长量及操作

空间而定，具体见表1。

(3) 每个检测点挑选具备检测条件的3根钢绞线，每根钢绞线选择具备检测条件的3根钢丝，在钢丝上设置传感器，每2~3个检测点的传感器数据线连接至同一台应变仪，共投入3台静态应变仪。传感器布置及静态应变仪分别如图3、图4所示。

表1 检测点布置

| 测点编号 | 距东侧起始端 | 伸长量 | 操作空间 | 开槽长度 |
|------|--------|---------|--------|---------|
| | 距离 (m) | | | |
| 1 | 7.50 | 1891.22 | 100.00 | 1000.00 |
| 2 | 40.16 | 523.96 | 100.00 | 623.96 |
| 3 | 47.66 | 372.68 | 100.00 | 472.68 |
| 4 | 66.66 | 105.43 | 100.00 | 205.43 |
| 5 | 87.16 | 19.31 | 100.00 | 119.31 |
| 6 | 117.66 | 221.88 | 100.00 | 321.88 |
| 7 | 130.16 | 455.61 | 100.00 | 555.61 |
| 8 | 157.02 | 1919.28 | 100.00 | 1000.00 |

注：测点1~8由东向西排布，B5c理论平衡点位置距东侧起始端85.344m。



图3 传感器布置



图4 静态应变仪

(4) 按照两端张拉的工况对B5c实施张拉，按15%、30%、40%、50%、70%、80%、100%分级进行，每级加载完毕持荷约5min，量测伸长量，采集应变值并记录。

(5) 根据采集的应变值，计算每个测点处每根钢丝的应力；根据钢丝的平均应力推算每根钢绞线的应力；再根据3根钢绞线的平均应力推算每个检测点处的应力。

(6) 计算各检测点的理论张拉力，将实测应力换算成拉力，与理论张拉力进行对比。详见表2。

表2 张拉理论值与实测值对比

| 测点编号 | 距东侧起始端距离 (m) | 理论张拉力 (kN) | 实测测点应力 (MPa) | 实测测点张拉力 (kN) | 理论值-实测值 (kN) |
|------|--------------|------------|--------------|--------------|--------------|
| 1 | 7.50 | 2225.03 | 1101.1 | 1849.90 | -375.13 |
| 2 | 40.16 | 2118.66 | 942.7 | 1583.74 | -534.92 |
| 3 | 47.66 | 2094.96 | 886.6 | 1489.49 | -605.47 |
| 4 | 66.66 | 1960.37 | 787.8 | 1323.42 | -636.95 |
| 5 | 87.16 | 1911.85 | 700.6 | 1177.09 | -734.76 |
| 6 | 117.66 | 2022.67 | 780.3 | 1310.95 | -711.72 |
| 7 | 130.16 | 2100.54 | 882.3 | 1482.33 | -618.21 |
| 8 | 157.02 | 2228.93 | 1150.7 | 1833.23 | -295.70 |

注：测点1~8由东向西排布。

2.2.2 误差原因分析

由于底板通长束长度较长，因车道变化造成的平弯使其成为空间曲线，因此底板通常束均属于超长预应力空间束。而预应力管道又是分五个浇筑节段分段成型，接头数量多，施工时若控制不好接头处容易出现偏差，特别是在节段之间的施工缝处，波纹管伸出部分更容易被干扰和破坏。另外，波纹管定位筋数量不够也容易造成在浇筑混凝土过程中波纹管移位，波纹管被钢筋挤瘪，造成孔道摩阻增大，甚至钢束无法穿过^[2]。

总而言之，由于施工误差影响，波纹管实际线形与设计线形相比通常有一定的偏差，这种偏差则是造成超长预应力钢束张拉后实测伸长量误差较大的主要原因，而这一点通常在钢束穿束过程中则可显现出来。

3 摩阻系数确定及结构分析

3.1 摩阻系数确定

依据实验数据，求解底板通常束的摩阻系数以对结构分析模型进行修正。依据经典摩擦理论^[3]，预应力筋与孔道间的摩擦力由两部分组成：一部

分是由于孔道位置局部偏差、内壁粗糙及预应力筋表面粗糙引起的，它与孔道长度成正比；另一部分则是由于钢筋曲线布置使得预应力筋和孔道壁之间产生的附加法向力引起的，它与法向力 p 及预应力筋与孔道之间的摩擦系数 μ 成正比。基于该理论，我国现行规范中摩擦损失的计算式为：

$$\sigma_{12} = \sigma_{con} - \sigma_x = \sigma_{con} [1 - e^{-(\mu\theta + \kappa x)}] \quad (1)$$

式中， σ_{con} 为预应力筋锚下控制张拉应力（MPa）； σ_x 为对应 x 的由孔道造成的摩阻损失应力（MPa）； κ 为考虑孔道每米局部偏差的摩擦系数； X 为从张拉端至计算截面的孔道长度（m），也可近似取该孔道在纵轴上的投影长度； μ 为预应力筋与孔道壁之间的摩擦系数； θ 为从张拉端至计算截面的空间曲线孔道部分切线的夹角之和（rad）。采用式（1）结合试验结果来识别对象的管道摩擦系数时，令 $\xi = -\ln(\sigma_x/\sigma_{con})$ 可得：

$$(\mu\theta + \kappa x) - \xi = 0 \quad (2)$$

在已知 θ 、 x 和 ξ 时，需要进行计算对象的管道摩阻参数为 μ 值和 κ 值。理论上只需要两组试验结果就可以确定，但是实际的测试试验中的误差是不可避免的，利用试验结果，上式中的右边应为一个误差量 Δ_i 与之对应，即

$$(\mu\theta_i + \kappa x_i) - \xi_i = \Delta_i \quad (3)$$

本次试验对多个测点进行试验以达到减小误差的目的，对多次试验结果采用线性最小二乘法来进行摩阻系数的参数估计。根据最小二乘原理，对于同一工地的同一成孔方法和同一材质的孔道，存在一组 μ 值和 κ 值能使得式（3）中的误差的平方 Δ_i^2 和最小，即使得下式

$$\Omega = \sum_{i=1}^n \Delta_i^2 = \sum_{i=1}^n (\mu\theta_i + \kappa x_i - \xi_i)^2 \quad (4)$$

最小。此时应

$$\frac{\partial \Omega}{\partial \mu} = 0; \quad \frac{\partial \Omega}{\partial \kappa} = 0 \quad (5)$$

将式（4）代入式（5）可以得到

$$\begin{cases} \mu \sum_{i=1}^n \theta_i^2 + \kappa \sum_{i=1}^n \theta_i x_i = \sum_{i=1}^n \xi_i \theta_i \\ \mu \sum_{i=1}^n \theta_i x_i + \kappa \sum_{i=1}^n x_i^2 = \sum_{i=1}^n \xi_i x_i \end{cases} \quad (6)$$

式中， ξ_i 为第 i 个测点所对应的 $-\ln(\sigma_x/\sigma_{con})$ 值； x_i 为第 i 个测点至最近张拉端的水平投影长度； θ_i 为第 i 个测点至最近张拉端的管道曲线包角之和； n 为实测测点数目。

采用两端张拉的预应力筋，两边的预应力在其中某个位置会同时衰减到同一值，达到系统平衡，这一位置可以称其为临界点，本次试验的测点5十分靠近临界点，但仍需要根据现场情况进行求解。根据图1的B5c预应力筋束大样图可知求解方程所需要的几何参数，详见表3。

表3 预应力筋各测点的几何参数

| 测点编号 | x_i (m) | θ_i (rad) |
|------|-----------------------|--------------------|
| 1 | 7.5 | 0.26 |
| 2 | 40.16 | 0.26 |
| 3 | 47.66 | 0.26 |
| 4 | 66.66 | 0.5 |
| 5 | 76.16(距西侧)/87.16(距东侧) | 0.57(距西侧)/0.5(距东侧) |
| 6 | 45.66 | 0.5 |
| 7 | 33.16 | 0.38 |
| 8 | 6.3 | 0.26 |

利用式（6）将各个测点的实验结果转换为关于 μ 和 κ 的二元一次方程组就可以解得管道摩阻系数 μ 和管道偏差系数 κ ，其结果为：假设测点5受西的张拉力，得 $\mu_1 = 0.734$ 、 $\kappa_1 = 5.70 \times 10^{-6} \text{mm}^{-1}$ ；若测点5受东侧张拉力，得 $\mu_2 = 0.766$ 、 $\kappa_2 = 5.82 \times 10^{-6} \text{mm}^{-1}$ 。

实际底板通长束由于施工误差等因素的影响，摩阻系数 κ 值与 μ 值皆大于设计取值，实际有效预应力则小于设计理论值。为了解实际预应力损失对成桥结构的影响，本文首先采用Midas civil软件建立有限元模型^[4]（如图5所示），并分别采用上述两组 κ 值与 μ 值来进行结构分析计算，以确定更符合实际情况的摩阻系数及计算模型，之后依此有限元模型进行考虑施工过程的结构分析。如图6所示，为应力计算值与实测值比较图，不难看出，模型1计算值更符合各测点的应力实测值，故 $\mu_1 = 0.734$ 、 $\kappa_1 = 5.70 \times 10^{-6} \text{mm}^{-1}$ 、能更真实地反映预应力钢束B5c的应力损失实际情况。



图5 Midas Civil 全桥有限元模型

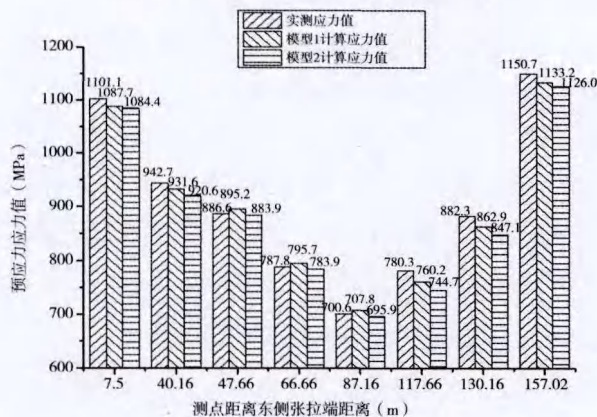


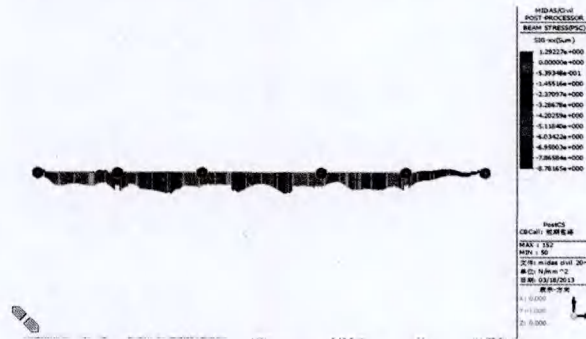
图6 应力值对比图

3.2 成桥结构计算结果分析

图7为成桥结构运营阶段截面正应力图,根据计算可知:(1)主梁顶板梁段最大拉应力为0.79MPa,发生在支座PM3~PM2四分之三跨径处,比原设计模型增大了0.49MPa;(2)主梁顶板支座PM6~PM1处的拉应力分别为1.54MPa、0.98MPa、1.72MPa、1.70MPa、2.44MPa、1.57MPa,其中PM2处顶板的拉应力最大为2.44MPa。但考虑实际情况中存在横隔板(纵向间距2.0m)可以削减支座处的应力峰值,PM2处顶板的拉应力可以取该点左右两边各1m处的拉应力值为1.6MPa;(3)主梁顶板最大压应力为11.20MPa,发生在PM4~PM3四分之一跨径处,比原计算值减小了0.66MPa;(4)主梁底板最大拉应力为1.29MPa,发生在PM2~PM1跨中处,比原计算值增大了0.17MPa;(5)主梁底板最大压应力为8.78MPa,发生在PM5~PM4三分之二跨径处,比原计算值减小了1.38MPa。



(a) 顶板应力图



(b) 底板应力图

图7 成桥运营阶段结构应力图

4 结论

本文通过对某五跨连续梁底板超长预应力筋进行现场应力实测、理论分析以及有限元建模分析,探讨了引起施工误差的原因,给出了与实际预应力损失相吻合的管道摩阻系数值,并对实际预应力值对成桥结构的影响进行了分析,可以得到以下主要结论:

(1) 摩阻损失在超长预应力损失中占主要部分。条件允许的情况下有必要结合实际测量试验计算预应力管道摩阻系数 μ 和管道偏差系数 κ ,以对设计计算中的摩阻系数进行修正。

(2) 超长预应力结构预留孔道因长度长、形状复杂,在施工过程中容易造成施工误差,包括波纹管接头错位、波纹管错位及变形均会很大程度上影响摩阻损失。

(3) 本文采用的凿开多测点试验方法和最小二乘法原理求解摩阻参数的方法可行。对两端张拉的非对称预应力束的临界点的位置正确估计影响摩阻参数的求解。

(4) 该预应力混凝土变截面连续箱梁桥虽然在考虑施工误差后满足设计要求,但很显然施工误差的影响降低了该桥的应力储备,也即降低了该桥的安全储备,应引起重视。

参考文献

- [1] JTG D62-2004, 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范[S].
- [2] JTG TF50-2011, 公路桥涵施工技术规范[S].
- [3] 莱昂哈特(著), 项海帆(译). 钢筋混凝土及预应力混凝土桥建筑原理[M]. 北京: 人民交通出版社, 1988.
- [4] 邱顺东. 桥梁工程软件midas Civil应用工程实例[M]. 北京: 人民交通出版社, 2011.