# 客运专线 32 m 双线整孔

## 简支箱梁张拉应力试验研究

#### 李士元

(中铁十二局集团 第三工程有限公司 山西 太原 030024)

**摘要**:为得到力筋放张后客运专线 32 m 双线整孔简支箱梁的真实应力状态,现场进行了张 拉应力测试,主要测试跨中截面应力分布、1/4 断面顶板的剪力滞效应及端块锚下横向应力。由 于初等梁弯曲理论具有一定的局限性,故借助 ANSYS 软件计算张拉应力的精确值,并将二者的 计算结果与实测值进行分析比较,对梁体设计的安全性与可靠性进行评价,为 32 m 简支箱梁的 预应力优化设计积累技术资料。

关键词:客运专线;简支箱梁;张拉应力;试验研究;有限元;ANSYS 中图分类号:U441.17 文献标志码:A 文章编号:2095-0373(2014)01-0024-07

在高速铁路建设中大量采用了以桥代路 桥梁比例已达到线路总长度的 70% ~80 %,其中 90% 为预 应力混凝土简支梁。高速铁路对轨道的平顺性要求很高,不但要求轨道精调后的标高符合设计要求,而 且对运营期的徐变上拱度进行严格控制。在常规设计计算时,通常用初等梁弯曲理论计算预应力梁沿梁 高的应力分布,但箱梁顶板、底板的剪力滞效应不能用初等梁理论计算,这样在设计的预加力作用下,结 构的实际工作状态可能与常规设计计算结果偏差较大,通常会对运营期结构的徐变上拱度控制产生不利 影响<sup>[1]</sup>。另外,预应力是通过锚固来建立的,在锚固处,从施力处到等于一个梁高的距离内,是一个应力 过渡区段。这个区段内的应力处于多向应力状态,也不能用初等梁弯曲理论求解。一般这段应力过渡区 称为"端块"<sup>[2]</sup>。通过实测可以了解端块内应力的分布情况,掌握横向拉应力的大小,以便于控制其数值, 为同类设计积累经验数据。因此,测试客运专线 32 m 双线整孔简支箱梁的张拉应力,验证预应力设计的 可靠性是设计师密切关注的课题之一。

为了掌握客运专线 32 m 双线整孔简支箱梁在预应力张拉后的压应力储备情况 检验其施工质量及 设计的安全性 进行了现场张拉应力测试。初等梁弯曲理论虽然能计算梁截面的弯曲应力沿梁高的分 布 但不能反映箱梁顶板的剪力滞效应和梁端部锚块的局部应力 ,故借助 ANSYS 软件对其进行有限元三 维建模得到精确的应力分布 ,并将试验结果、初等梁弯曲理论计算值与 ANSYS 计算值进行比较分析。

1 工程概况

某客运专线上 32 m 双线整孔单箱单室等高度预应力混凝土箱型简支梁,梁高 2.96 m,顶板宽 12.0 m,箱底宽 5.5 m,梁长 32.60 m。该箱梁的设计荷载为 ZK 标准活载,混凝土标号为 C50。钢绞线采用标 准型高强度低松弛钢绞线:1\*7Φ15.2-4860-GB/T5224—2003。预应力束采用两端同步张拉,并左右对称 进行。一孔箱梁共布置 27 束(图 1) 其中除 N1a、N3、N5、N8 和 N10 为 12 根钢绞线,其余均为每束 13 根 钢绞线,基本数据如表 1 所示。

DOI: 10. 13319/j. cnki. sjztddxxbzrb. 2014. 01. 05 收稿日期: 2013-03-15 作者简介: 李士元 男 1959 年出生 工程师



图 1 32 m 梁截面预应力布置图(单位: mm)

张拉阶段	张拉顺序	钢束编号	锚外控制应力/MPa
预张拉	1	2N6	930
	2	2N2a	930
	3	2N1b	930
初张拉	4	2N2c	930
	5	2N3	930
	6	2N7	930
	7	2N10	930
	8	2N2d	930
终张拉	1	2N9	1 372.43
	2	2 N8	1 342.95
	3	N1a	1 339.20
	4	2N2d	1 339.20
	5	2N5	1 372.43
	6	2N4	1 342.95
	7	2N2b	1 339.20
	8	2N10	1 342.95
	9	2N7	1 372.43
	10	2N6	1 342.95
	11	2N3	1 372.43
	12	2N1b	1 339.20
	13	2N2c	1 339.20
	14	2N2a	1 339.20

表1 预应力筋张拉顺序及控制应力

#### 2 试验研究方案

为测试跨中截面张拉后 32 m 整体箱梁在预应力和自重荷载作用下的应力分布情况,掌握箱梁在预 应力张拉后的压应力储备,在梁跨中截面顺桥向布置 16 个钢弦传感器,在与 1/4 断面布置 9 个钢弦传感器,如图 2 所示。传感器按预定的测试方向固定在主筋上,测试导线引至混凝土表面。

为了更好地了解在预应力集中荷载作用下混凝土局部承压区的横向应力分布情况,在锚下局部承压 区沿腹板内侧横向布置了三排竖向钢弦传感器,每排3个,中心与预应力筋中心一致,共布置有9个钢弦 传感器,具体布置如图3所示。采集设备采用DH3815应变数据采集仪,每张拉一束前后都进行采集,采 用增量计算。

#### 3 有限元分析

#### 3.1 计算模型

采用通用有限元软件 ANSYS 按照实际尺寸建模<sup>[3]</sup> ,坐标系的选取如图 4 所示 ,考虑到计算的准确性 ,



图 2 测点布置图(单位: cm)

采用分离式计算模型 即钢绞线用 Link8 单元模拟 ,而混凝土采用 Solid95 模拟。将混凝土和力筋划分为 不同的单元一起考虑 ,而模拟预应力可以采用初应变法 ,可以模拟力筋的摩擦损失。该梁采用在移动模 架造桥机上现场浇筑 ,梁体管道采用金属波纹管成孔 ,设计摩阻系数  $\mu = 0.23$  ,管道偏差系数 k = 0.0025。为精确考虑预应力摩阻损失 ,通过现场测试确定出实际的摩阻系数  $\mu = 0.3109$  和管道偏差系数 k = 0.00336 ,按实测的  $\mu = k$  计算预应力孔道摩阻。





图 3 端块横向拉应力测点布置(单位: cm)

图4 箱梁有限元模型

3.2 计算结果

利用 ANSYS 的 path 操作可得到腹板任意断面沿高度的应力分布,可列出不同路径的应力分布情况, 图 5、图 6 分别为纵向初张、终张应力分布云图。最内排处端块横向应力分布如图 7 所示。





(b)1/4 截面

图 5 纵向初张应力分布云图





图 7 最内排钢弦横向应力分布云图

### 4 试验与计算结果的对比分析

试验结果和计算结果的比较如表 2、表 3 所示 表 2、表 3 中初张时的应力为在预应力初张荷载和混凝 土箱梁自重共同作用下产生的 终张时的应力为在终张时的张拉力增量产生的应力增量。

	÷	表2 跨中截面	应力对比	MPa
张拉阶段	测点号	实测值	初等梁理论	ANSYS 计算值
初张拉	1	2.08	2.23	2.02
	2	2.55	2.24	2.15
	3	2.79	2.55	2.50
	4	2.92	2.75	2.72
	5	3.29	2.93	2.90
	6	3.36	3.09	3.05
	7	3.18	3.42	3.26
	8	3.48	3.42	3.39
	9	3.17	3.42	3.26
	10	3.00	3.09	3.05
	11	3.09	2.93	2.90
	12	—	2.75	2.72
	13	2.96	2.55	2.50
	14		2.23	2.02
	15	2.24	2.24	2.15
	16	2.62	2.24	2.12
终张拉	1	-0.96	-0.71	-0.85
	2	-0.95	-0.75	-0.84
	3		2.42	2.72
	4	4.29	4.45	4.72
	5	6.93	6.23	6.45
	6	7.64	7.85	8.09
	7	10.68	11.08	10.46
	8	10.41	11.08	10.72
	9	10.31	11.08	10.46
	10	7.81	7.85	8.09
	11	6.38	6.23	6.45
	12		4.45	4.72
	13	2.52	2.42	2.72
	14		-0.71	-0.85
	15	-1.05	-0.75	-0.84
	16	-1 41	-0.75	-0.84

#### 4.1 底板下缘应力分布

跨中底板实测和计算应力分布如图 8 所示。

从图 8 可以看出: ANSYS 计算平均应力与实测平均应力的最大误差为 1%, 说明计算和实测都比较可靠。用初等梁理论计算的底板应力为 14.5 MPa, 与实测均值的误差为 3.2%, 与有限元均值的误差为

表3 1/4 截面实测值与数值计算值的比较

张拉阶段	测点号	实测值/MPa	ANSYS 计算值/MPa	计算/实测
初张拉	1	1.29	1.44	1.12
	2	2.11	2.05	0.97
	3	2.32	2.15	0.93
	4	2.01	2.12	1.05
	5	1.50	1.58	1.05
	6	2.22	2.12	0.95
	7	2.28	2.15	0.94
	8	—	2.05	
	9	1.24	1.44	1.16
终张拉	1	-0.58	-0.62	1.07
	2	-0.87	-0.81	0.93
	3	-1.06	-0.84	0.79
	4	-1.35	-0.84	0.62
	5	-1.07	-0.69	0.64
	6	-1.38	-0.84	0.61
	7	-1.09	-0.84	0.77
	8	-0.99	-0.81	0.82
	9	-0.52	-0.62	1.19

1.4% ,说明用初等梁理论计算底板下缘应力是可行的。

注: 表中数值受压为正 受拉为负。

4.2 腹板应力分布

跨中腹板实测应力沿梁高分布分别如图9所示。从表1和图9可以看出:跨中截面腹板应力沿截面 高度分布的线性相关系数为0.9948,截面应力沿截面呈良好的线性分布,说明截面变形基本符合平截面 假定;实测结果与有限元计算结果随着应力数值的减小,误差略有增大,其原因是当数值较小时,钢弦传 感器测试引起的误差较大。





#### 4.3 顶板应力分布

4.4 端块横向应力分布

1/4 截面顶板应力分布如图 10 所示。由图 10 可 以看出 箱梁顶板具有明显的剪力滞后效应,初等梁弯 曲理论无法反映剪力滞效应,用 ANSYS 建立实体模型 的分析结果可以反映剪力滞效应,但理论分析与实测值 误差较大,其原因是顶板应力数值较小,钢弦传感器测 试引起的误差较大,实测应力普遍较有限元计算值偏 小,说明结构具有较大的刚度。



图 9 跨中腹板实测应力沿梁高分布





端块横向应力实测与计算值的比较见表 4。表 4 中初张时的应力为在预应力初张荷载和混凝土箱梁 自重共同作用下产生的 终张时的应力为在终张时的张拉力增量产生的应力增量。

张拉阶段	测点	实测值/MPa	ANSYS 计算值/MPa	计算/实测
初张拉	最外排上	1.43	1.62	1.13
	最外排中	2.58	2.27	0.88
	最外排下	3.11	3.34	1.07
	中间排上	1.09	0.87	0.80
	中间排中	1.60	1.42	0.89
	中间排下	2.23	1.93	0.87
	最内排上	-0.29	-0.25	0.86
	最内排中	-0.21	-0.13	0.62
	最内排下	0.48	0.18	0.38
终张拉	最外排上	0.94	0.75	0.80
	最外排中	0.65	0.72	1.11
	最外排下	0.47	0.54	1.15
	中间排上	-0.43	-0.26	0.60
	中间排中	-0.19	-0.18	0.95
	中间排下	-0.08	0	0.00
	最内排上	-0.58	-0.49	0.84
	最内排中	-0.26	-0.37	1.42
	最内排下	-0.16	-0.07	0.44

表4 端块横向应力实测值与计算值比较

从图7~图9和表4可以看出:

(1) 计算最大横向拉应力为 0.74 MPa,实测最大横向拉应力为 0.87 MPa,小于规范规定值 0.7 ×
3.10 = 2.17 MPa,实测中也未发现开裂现象。

(2)测试和计算大部分结果吻合较好 基本规律一致。

(3) 无论实测或是有限元分析 结果都表明,端块的纵向应力和横向应力分布都比较复杂,尤其是锚 头比较分散布置时,这种情况更加突出。所以对于端块的应力计算,应该采用大型有限元软件进行详细 的分析,传统的计算手段是无法完成的。

#### 5 结语

由试验结果及计算分析可知,在预应力荷载作用下,底板实测应力与理论分析结果一致,实测与AN-SYS 有限元分析的平均应力误差在1%之内,而与初等梁理论的误差为3%,腹板实测应力分布符合平截 面假定,顶板应力实测值与理论分析误差较大,其原因与顶板应力的绝对值较小有关,说明用初等梁理论 进行预加力阶段计算是可行的;但不能反映箱梁顶板的剪力滞效应,ANSYS 实体有限元计算弥补了初等 梁理论计算的不足,可比较准确地分析整个结构的应力状态,对箱梁顶板的剪力滞效应、端块的局部应力 分析不失为一种有效的工具和手段,其结果可用于指导设计和施工。

#### 参考文献

[1]李军 范超远 杨基好 ,等. 客运专线 32 m 箱梁徐变效应研究 [J]. 石家庄铁道大学学报: 自然科学版 2012 25(3):42-47.

[2]肖飞. 大跨度预应力混凝土简支箱梁的梁端应力分析[J]. 铁道标准设计 2004 8:78-80.

[3] 王新敏. ANSYS 工程结构数值分析 [M]. 北京: 人民交通出版社, 2007.

## Tension Stress Experimental Study of 32 m Simply Supported Double–Track Box Girder in Passenger Dedicated Rail Line

#### Li Shiyuan

(The Third Engineering Company of the 12th China Railway Bureau Group ,Taiyuan 030024 ,China) Abstract: In order to acquire true stress behavior of 32 m simply supported double-track box girder in passenger dedicated rail line after releasing steel wires , a tension stress test was done on the site and the section stress distribution on midspan , the shear lag effect on a quarter of span and vertical stress under the anchor are measured. While primary beam bending theory has some limitations , a finite element model was established by using ANSYS in order to get the exact value. Structural security is evaluated by comparing and analyzing the two calculation results and measured values , which provides technical data for prestress optimization design of 32 m simply supported double-track box girder.

(上接第13页)

[3] 金飞飞, 冯鹏, 叶列平. 轻质 FRP 人行天桥的动力特性研究 [C] / /工业建筑一第六届全国 FRP 学术交流会论文集. 北京: 中国土木工程协会 2009:1-4.

[4]俄罗斯土木结构中心科学研究院. SNIP 2.05.03-84\* 桥梁设计规范[S]. 莫斯科: 交通出版社 2000.

[5]俄罗斯公路科学研究院. SGL218.017-2003 公路结构检测评估标准 [S]. 莫斯科: 交通出版社 2004.

[6]马坤全 孙云通 陈昊.上跨软土深基坑干线铁路便桥动力特性研究[J].石家庄铁道大学学报:自然科学版 2012 25 (3):10-16.

#### Study on Dynamic Characteristics of Light-weight Steel Bridges

Zhao Jian, Belytsky I. YU, Yastrua V. G

( Department of Civil Engineering , Pacific National University , Khabarovsk 901071 , Russia)

**Abstract**: Based on steel bridge constructed in Vladivostok of Russia , the dynamic characteristics of lightweight steel bridges are studied in this paper. The dynamic characteristics are studied by theoretical analysis and field test , and the calculation results are consistent with its real performance. But the vibration period of lightweight steel bridge does not accord with the requirement of the bridge design. To improve the dynamic characteristics of the light-weight steel bridge , casting concrete topping is suggested , and it is very important to take into account details of structure and to construct finite-element model for accurate estimate of dynamic characteristics. The result of this paper has certain theoretical meaning and application value in engineering practice.

Key words: light-weight steel bridge; dynamic characteristics; period of vibrate; finite-element model (责任编辑 刘宪福)