

钢束张拉方式改变时预应力砼连续箱梁 结构力学性能研究

黎业华

(东莞市交通规划勘察设计院有限公司, 广东 东莞 523125)

摘要: 目前国内中小跨径预应力砼连续箱梁桥的施工方法一般为支架现浇法,但受征地拆迁等场地受限因素的影响,有时需对各分联预应力砼连续箱梁施工顺序进行调整,相应地预应力钢束张拉方式也需变更,从而引起结构力学性能发生变化。文中以东莞市 S357 莞惠公路金富路跨线桥工程为背景,通过建立预应力砼连续箱梁结构有限元模型,对钢束线形、张拉控制应力及用量相同的情况下分别采用两端一次张拉和逐跨单端张拉方式时的结构力学性能进行对比分析,为项目建设提供参考。

关键词: 桥梁;预应力砼连续箱梁;钢束张拉;结构力学性能

中图分类号:U441

文献标志码:B

文章编号:1671-2668(2017)02-0126-05

预应力砼(PC)连续箱梁具有受力合理、结构轻盈、线条明快等特点,在国内得到广泛应用,尤其是在跨径不太大(单跨 $<60\text{ m}$)、对桥下景观有要求(如跨越主线道路或平交口)时应用较多。目前,中小跨径 PC 连续箱梁一般采用支架现浇法施工,根据场地要求和特点,可采用整联满堂支架现浇或主跨支架现浇等方式。一方面,在场地条件允许的情况下,为减少预应力损失,提高预应力度,设计时一般考虑分段(一般为逐孔,也可两孔一段)进行支架现浇,通过在每跨反弯点处设置施工缝,相应地分段布置及张拉钢束,在施工缝处通过连接器接长钢束。但施工缝的增加会带来工序增加、工期加长及增设连接器带来的部分成本增加等问题。另一方面,对于分联较多的情况,需考虑张拉空间问题,选择单端逐跨张拉或两端张拉的方式,如从一侧桥台依次单端张拉到另一侧桥台,或为节约工期,中间一联采用两端张拉,然后依次往两侧桥台方向采用单端张拉的方式进行其他分联的施工。在保障结构受力合理的前提下选择合适的张拉方式很重要。

东莞市 S357 莞惠公路金富路跨线桥施工中,受场地条件限制导致钢束张拉方式变更。该文应用桥梁博士 V3.03 建立 PC 连续箱梁有限元模型,分析在不改变钢束线形和钢束用量的情况下采用逐孔单端张拉和全联两端张拉方式对结构受力的影响,为同类桥梁设计、施工采取科学、合理的钢束张拉方式提供借鉴和参考。

1 工程概况

东莞市 S357 莞惠公路金富路跨线桥总长为 314.96 m ,跨径组合为 $(4\times 25)\text{ m}+(25+35+25)\text{ m}+(5\times 25)\text{ m}$,宽 19 m 。其平曲线为直线,桥面系采用整体式布置,为 0.5 m 防撞墙+ 8.5 m 行车道+ 1 m 中央防撞墙+ 8.5 m 行车道+ 0.5 m 防撞墙(见图 1)。

该桥上部结构和下部结构采用整体式。其中:第一联($4\times 25\text{ m}$)和第三联($5\times 25\text{ m}$)采用等高预应力砼连续现浇箱梁,第二联采用变截面预应力砼连续现浇箱梁。采用桩柱式桥墩,桥台为一字台,均采用钻孔灌注桩基础。第二联的 35 m 主跨跨越现状被交路。

其设计荷载标准为公路—I 级;设计行车速度为 60 km/h 。箱梁主体采用 C50 砼,桥面铺装采用 10 cm 厚改性沥青砼,防撞护栏采用 C40 砼。

原设计施工顺序为:先施工第二联,全联上部结构采用满堂支架现浇施工(预应力钢束的张拉方式为两端一次张拉),然后往两侧桥台方向采用逐跨支架现浇方式(预应力钢束采取分段单端张拉)同时对第一联和第三联进行施工(见图 2)。

但施工期间,由于当地电塔迁改问题尚未得到解决,第一联和第二联暂不具备施工条件。为保证工期,将施工顺序调整为:先施工第三联,并将第三联改为全联满堂支架现浇,相应地调整预应力钢束

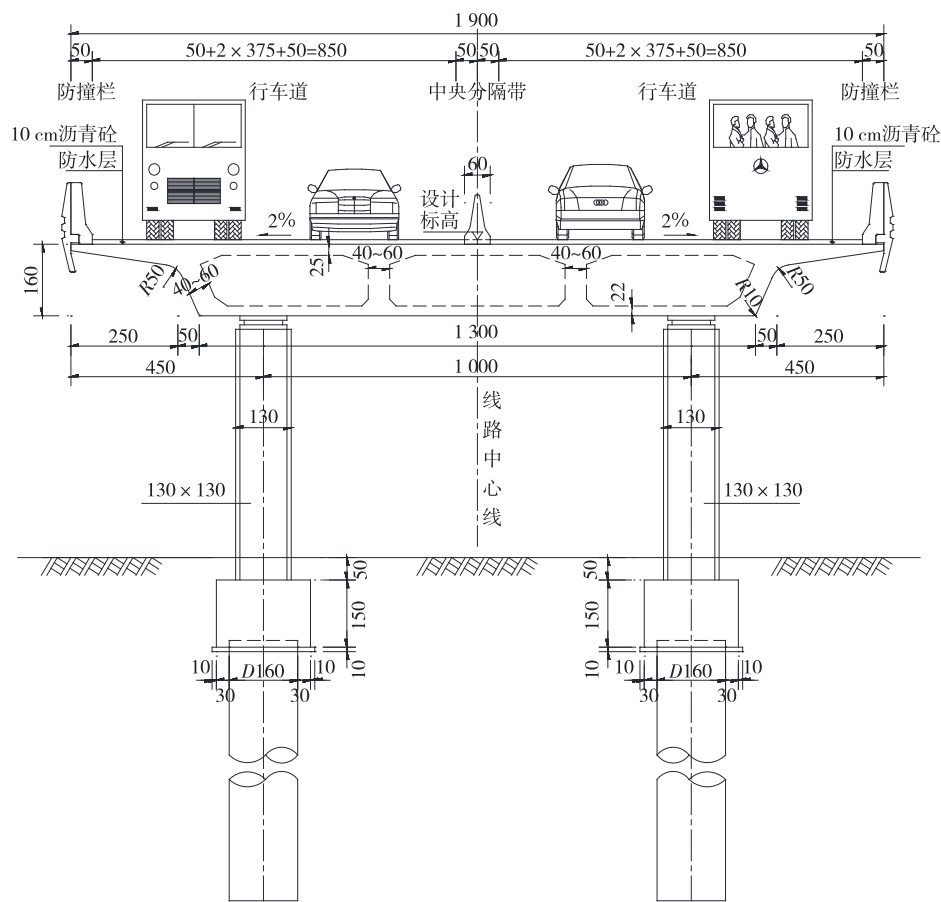


图 1 桥面系的整体布置(单位:cm)

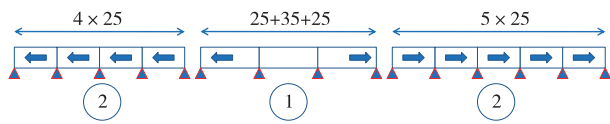


图 2 原设计施工顺序(单位:cm)

张拉方式。为减少变更及节约时间,在确保结构受力安全的前提下,暂考虑维持原钢束设计线形、张拉控制应力及用索量。下面对第三联张拉方式调整前后桥梁结构力学性能进行对比分析。

2 有限元模型的建立

根据该桥设计图纸,运用桥梁博士 V3.03 分别建立两种钢束张拉方式下预应力砼连续箱梁平面杆系有限元模型,相应地设置边界条件,输入钢束信息,构件类型按照设计定义为预应力砼 A 类构件。全桥共划分为 93 个节点、92 个单元,结构有限单元模型(程序自带的显示截面的三维视图)见图 3。

在桥梁博士 V3.03 中,可以直接按照规范设置相应的公路—I 级荷载,通过输入横向分布系数反

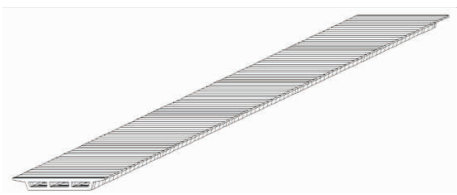


图 3 预应力砼连续箱梁有限元模型

映连续箱梁中车道及车道折减系数、偏载系数等的影响。有限元模型计算所得基频为 2.281 Hz,根据 JTG D62—2004《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》,桥梁结构的冲击系数 $\mu = 0.176 7 \times \ln 2.281 - 0.015 7 = 0.13$ 。在使用荷载模块中输入相关信息,其中横向分布系数为 $1.15 \times 4 \times 0.67 = 3.082$ (1.15 为经验偏载系数;4 为车道数;0.67 为车道折减系数)。

3 钢束张拉方式对结构的影响分析

3.1 持久状况正常使用极限状态抗裂验算

分段张拉、全联两端一次张拉两种钢束张拉方式下各控制截面最小法向正应力见图 4、表 1 和图

5、表2,最大主拉应力见图6、表3。

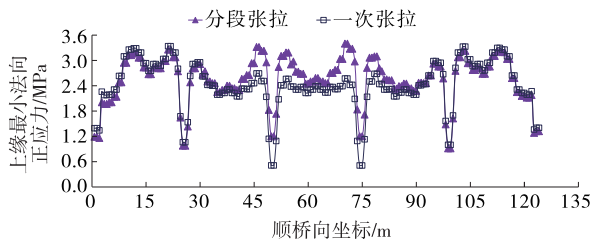


图4 作用短期效应组合时截面上缘最小法向正应力

表1 各控制截面上缘最小法向正应力计算结果 MPa

控制截面	不同张拉方式下的上缘应力		应力差
	分段张拉	一次张拉	
第1跨跨中	3.100	3.230	-0.13
2# 支点	0.969	1.050	-0.08
第2跨跨中	2.280	2.210	0.07
3# 支点	1.190	0.505	0.69
第3跨跨中	2.560	2.370	0.19
4# 支点	1.190	0.504	0.69
第4跨跨中	2.430	2.290	0.14
5# 支点	0.906	0.989	-0.08
第5跨跨中	3.190	3.270	-0.08

由图4和表1可知:分段张拉(逐孔单端张拉)、全联两端一次张拉时结构各截面上缘均没有出现拉应力;第2~4跨(即次边跨和中跨)范围内,单端张拉时截面上缘正应力比两端张拉时的稍大,最大差值出现在中支点,为0.69 MPa,其他位置的情况则相反。

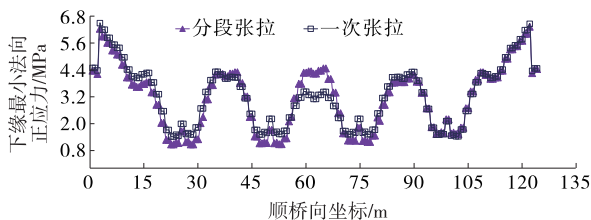


图5 作用短期效应组合时截面下缘最小法向正应力

表2 各控制截面下缘最小法向正应力计算结果 MPa

控制截面	不同张拉方式下的下缘应力		应力差
	分段张拉	一次张拉	
第1跨跨中	4.01	4.36	-0.35
2# 支点	1.63	1.96	-0.33
第2跨跨中	4.16	4.14	0.02
3# 支点	1.69	2.18	-0.49
第3跨跨中	4.18	3.06	1.12
4# 支点	1.79	2.18	-0.39
第4跨跨中	3.80	3.96	-0.16
5# 支点	2.16	2.08	0.08
第5跨跨中	4.01	4.06	-0.05

由图5和表2可知:分段张拉、全联两端一次张拉时各截面下缘均没有出现拉应力;单端张拉时第2跨跨中、第3跨跨中及5# 支点截面下缘的正应力比两端张拉时的稍大,最大应力差为1.12 MPa,其他部位的情况则相反。

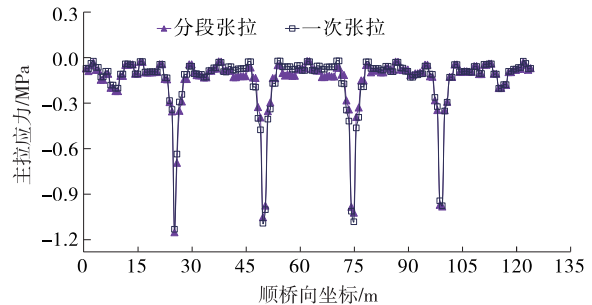


图6 作用短期效应组合时结构各截面主拉应力

表3 各控制截面的主拉应力计算结果 MPa

控制截面	不同张拉方式下的主拉应力		应力差
	分段张拉	一次张拉	
第1跨跨中	-0.12	-0.11	-0.01
2# 支点	-0.70	-0.64	-0.06
第2跨跨中	-0.07	-0.07	-0.01
3# 支点	-0.98	-1.01	0.03
第3跨跨中	-0.03	-0.03	0.00
4# 支点	-0.99	-1.02	0.03
第4跨跨中	-0.03	-0.03	0.00
5# 支点	-0.99	-0.98	-0.01
第5跨跨中	-0.04	-0.04	0.00

由图6和表3可知:分段张拉、全联两端一次张拉时结构各截面的主拉应力均没有超过规范限值(-1.33 MPa),两种情况下结构各控制截面的主拉应力差别较小;各中支点截面的主拉应力比其他截面的大,这是由于平面杆系有限元模型采用点支承模拟连续梁的支座而使局部应力集中所致。

3.2 持久状况使用阶段砼正截面压应力

分段张拉、全联两端一次张拉两种钢束张拉方式下各控制截面最大组合正应力计算结果见表4和表5,最大主压应力见表6。

由表4和表5可知:分段张拉、全联两端一次张拉方式下结构各控制截面砼的最大压应力均满足规范要求(C50 砼的最大压应力为16.2 MPa)。

由表6可知:分段张拉、全联两端一次张拉方式下结构各控制截面砼的最大主压应力均满足规范要求(C50 砼的最大压应力为19.44 MPa)。

表 4 各控制截面上缘最大法向正应力计算结果 MPa

控制截面	不同张拉方式下的应力		应力差
	分段张拉	一次张拉	
第 1 跨跨中	10.30	10.50	-0.20
2 [#] 支点	8.58	8.66	-0.08
第 2 跨跨中	10.20	10.20	0.00
3 [#] 支点	9.16	8.48	0.68
第 3 跨跨中	10.20	10.10	0.10
4 [#] 支点	9.18	8.44	0.74
第 4 跨跨中	10.40	10.30	0.10
5 [#] 支点	8.52	8.60	-0.08
第 5 跨跨中	10.40	10.50	-0.10

表 5 各控制截面下缘最大法向正应力计算结果

控制截面	不同张拉方式下的应力		应力差
	分段张拉	一次张拉	
第 1 跨跨中	6.35	6.70	-0.35
2 [#] 支点	5.89	6.22	-0.33
第 2 跨跨中	8.02	8.00	0.02
3 [#] 支点	4.74	5.19	-0.45
第 3 跨跨中	7.77	6.73	1.04
4 [#] 支点	4.82	5.18	-0.36
第 4 跨跨中	7.58	7.74	-0.16
5 [#] 支点	6.43	6.35	0.08
第 5 跨跨中	6.64	6.70	-0.06

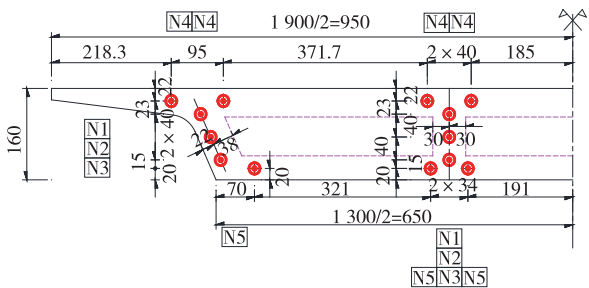
表 6 各控制截面最大主压应力计算结果 MPa

控制截面	不同张拉方式下的应力		应力差
	分段张拉	一次张拉	
第 1 跨跨中	10.69	10.74	-0.05
2 [#] 支点	8.57	8.66	-0.09
第 2 跨跨中	10.35	10.26	0.09
3 [#] 支点	8.72	8.03	0.69
第 3 跨跨中	10.35	10.16	0.19
4 [#] 支点	8.72	8.03	0.69
第 4 跨跨中	10.40	10.27	0.13
5 [#] 支点	8.51	8.60	-0.09
第 5 跨跨中	10.67	10.74	-0.07

3.3 预应力损失

钢束编号见图 7。分段张拉、全联两端一次张拉方式下各钢束预应力损失见表 7 和表 8。

由表 7 和表 8 可知:1) 采用全联一次两端张拉时腹板束 N1~N3 的预应力损失率为 29%~34%,分段张拉时各施工梁段腹板束的预应力损失率为



N1~N3 为各梁段的腹板束(17 根 15.2 mm 钢绞线为一束);N4、N5 为顶底板的通长束(10 根 15.2mm 钢绞线为一束)。

图 7 钢束编号示意图(1/2 断面,单位:cm)

表 7 分段张拉时的预应力损失

钢束部位	钢束编号	张拉控制应力/MPa	最小永存应力/MPa	预应力损失率/%
起始施工梁段	N1	1 358	1 071	21.1
	N2	1 358	1 070	21.2
	N3	1 358	1 046	23.0
中间施工梁段	N1	1 358	1 065	21.6
	N2	1 358	1 106	18.6
	N3	1 358	1 061	21.9
最后施工梁段	N1	1 358	1 014	25.3
	N2	1 358	1 053	22.5
	N3	1 358	1 028	24.3
全联	N4	1 285	1 085	15.6
	N5	1 285	1 091	15.1

表 8 全联两端一次张拉时的预应力损失

钢束编号	张拉控制应力/MPa	最小永存应力/MPa	预应力损失率/%
N1	1 358	906	33.3
N2	1 358	958	29.5
N3	1 358	899	33.8
N4	1 285	1 140	11.3
N5	1 285	1 150	10.5

19%~24%,即全联一次张拉时腹板束的预应力损失率比分段张拉时约大 10%。2) 对于顶底板的通长直线束,采用分段张拉方式时,需待全联箱梁浇筑完成后方可进行全联一次性单端张拉,钢束的有效张拉长度较大,其预应力损失(损失率约为 16%)比两端一次张拉时的损失(损失率为 11%)大,在一定程度上弥补了采用全联两端张拉所引起的腹板束预应力损失增大效应,将第三联钢束张拉方式变更为两端一次张拉可行。

计算结果表明,尽管调整张拉方式后结构的有效预应力有所下降,但结构的各项验算均满足规范要求。主要原因为:原设计的预应力度较高,结构的安全储备较大;原设计的预应力钢束较顺直,采取通长索后导致的预应力损失增加不多。因此,建议维持原钢束线形、张拉控制应力及用索量不变,以减小对工期的影响。

3.4 变更钢束张拉方式对其他分联施工的影响

调整全桥施工顺序(先进行第三联 5×25 m 预应力砼连续箱梁施工)后,第一联、第二联箱梁的施工顺序也需进行相应调整。若接着施工第一联,则第二联两端均不具备张拉空间,必须采用顶板张拉锚固的配束方案。一方面,这种方案的施工难度较大,预应力效果不如两端张拉锚固;另一方面,由于顶板张拉锚固的配束方案与两端张拉锚固相差较远,无法保证批量化、工厂化的科学设计标准。因此,不推荐采用顶板张拉的配束方式。建议优先第二联预应力砼连续箱梁的张拉方式,改用单端逐跨张拉方式进行施工,待第二联施工完成后,再施工第一联,则第一联可维持原设计方案的单端张拉方式,仅对第二联施工工序进行相应调整(见图8),以减少变更规模和工作量。

4 结论与建议

(1) 由于分段现浇箱梁腹板束的预应力损失比

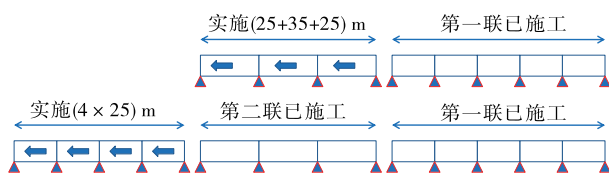


图8 其他分联的施工流程示意图

采用全联通长束略小,逐孔单端张拉的预应力度比全联两端张拉的稍大。

(2) 不可定性地认为逐孔张拉的预应力损失肯定比全联一次张拉的小,如该工程的顶底板通长钢束,而应根据计算结果具体问题具体分析。

(3) 条件允许时,分联跨数不多(3~6跨)的预应力砼连续箱梁宜尽量采用逐跨单端张拉,以提高结构预应力度及安全储备。

(4) 当条件约束导致需调整钢束张拉方式时,应在确保结构安全的前提下对调整方案进行专题讨论,避免出现预应力度过低及其他不利影响。

参考文献:

- [1] JTG D60—2015,公路桥涵设计通用规范[S].
- [2] JTG D62—2004,公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范[S].
- [3] JTG B01—2014,公路工程技术标准[S].

收稿日期:2016—09—28

(上接第125页)

从表9可知:汽车荷载作用下跨中截面的预应力钢筋用量,新规范比旧规范多16.94%。

4 结论

(1) 对于该30m跨径简支梁,新规范汽车荷载产生的汽车荷载效应比旧规范大得多。

(2) 新规范汽车荷载对结构的材料用量比旧规范的要求高。

(3) 桥梁设计汽车荷载应与交通量、运输情况、公路交通流特征及发展动态相适应,对于二级公路上的老桥应验算其能否满足新规范的设计要求,不满足的应采取加固措施。

参考文献:

- [1] 范立础.桥梁工程(上册)[M].北京:人民交通出版社,

2004.

- [2] JTG D60—2004,公路桥涵设计通用规范[S].
- [3] JTG D60—2015,公路桥涵设计通用规范[S].
- [4] 张树仁,郑绍珪,黄侨,等.钢筋混凝土及预应力混凝土桥梁结构设计原理[M].北京:人民交通出版社,2004.
- [5] 张树仁.桥梁设计规范学习与应用讲评[M].北京:人民交通出版社,2005.
- [6] 叶见曙.结构设计原理[M].第2版.北京:人民交通出版社,2005.
- [7] 李廉锴.结构力学(上册)[M].第5版.北京:高等教育出版社,2010.
- [8] 吴腾,葛耀君,熊洁.现行国内外公路桥梁汽车荷载及其响应的比较[J].结构工程师,2008,24(5).
- [9] 樊平,程寿山,张劲泉,等.关于公路桥梁汽车荷载的讨论[J].公路交通科技:应用技术版,2011(7).

收稿日期:2016—09—14