

曲线变宽连续钢箱梁桥的设计要点

张 君

(中国建筑东北设计研究院有限公司, 辽宁 沈阳 110000)

摘 要: 对曲线变宽连续钢箱梁采用 MIDAS 软件建立空间梁单元、空间板单元进行计算分析,优化曲梁单元计算模型更加符合实际受力情况。依据新规范对各个设计要点如:局部稳定折减、剪力滞折减、第二体系、空间腹板配比等分项阐述,总结曲线钢箱梁计算规律与设计要点,提出优化设计思路。根据梁、板单元特性与结构特点合理选择计算模型。

关键词: 曲线钢箱梁桥;有限元分析;局部稳定折减系数;剪力滞影响折减系数;刚性加劲肋;抗倾覆;抗疲劳;空间腹板恒载占比

中图分类号: U442.5

文献标志码: B

文章编号: 1009-7716(2021)03-0043-04

0 引言

城市桥梁通常要求具备造型优美、桥体结构轻薄、跨越能力大等特征,而连续钢箱梁具有强度高、抗扭刚度大、重量轻、造型优美和安装迅速等特点,因此被广泛应用于大跨度桥梁中^[1-5]。

相比于连续混凝土箱梁,连续钢箱梁的优点是:

(1)施工更加快捷迅速。在城市进行桥梁工程施工,难免会影响交通通行。连续混凝土箱梁常采用移动模架、满堂支架等方法施工,施工周期长,对交通影响较大。而连续钢箱梁桥可在建造桥梁下部结构的时候,在工厂分节段制造,待下部结构完成后将钢箱梁节段运至现场进行安装,可大大缩短工期。

(2)跨度更大。在同等梁高的情况,连续钢箱梁桥可以实现更大的桥梁跨度。

连续钢箱梁桥的缺点是:造价偏高,桥面铺装要求较高。

曲线钢桥一般位于平面线形的圆曲线或者缓和曲线上。当曲线半径较小时,则需进行曲线加宽。曲线钢桥就要根据加宽要求进行变宽设计,有时宽度变化大时会导致钢箱梁室数增加。

现以珠海濠江路立交桥一联曲线变宽连续钢箱梁为例,采用 MIDAS 软件建立空间梁单元、空间板单元进行计算分析,依据新规范对各个设计要点分项阐述,总结曲线钢箱梁计算规律与设计要点。

1 曲线钢箱梁概况

该曲线钢梁桥宽 14.22~16.75 m 宽,跨径布置为 40 m+45 m+40 m,箱形截面采用单箱五室断面,梁高(中心处)2.1 m。标准段横坡为双向 2%,曲线段为单向 2%;钢箱顶底板平行,通过整体旋转实现横坡调整。

箱梁顶板纵肋根据平面线型采用板肋,标准间距为 550 mm。顶板加劲肋在支座附近横隔板处断开,其余均连续。

为保证箱梁外形平顺,各梁段不同厚度的底板与底板或底板与侧封板对接,采取底板与底板或底板与侧封板下缘(外缘)保持平齐。

腹板纵向加劲肋采用单面扁钢加劲形式,纵向加劲肋在竖向加劲肋、横隔板处断开,其余均连续。

横隔板标准间距 2 m,其间设置腹板竖向加劲肋。在横桥向支座内侧设置钢箱限位挡块。

梁段间工地连接腹板及其加劲肋、底板及其加劲肋均采用焊接连接方式,顶板板肋采用栓接连接方式。

图 1 为曲线变宽连续钢箱梁平面图,图 2 为钢箱梁横断面图。

2 曲线钢箱梁有限元计算

2.1 总体模型计算

主梁计算模型(见图 3 所示):采用 MIDAS 梁单元进行计算分析。空间腹板配比采用空间板单元进行计算。根据设计经验与工程实例^[6],梁单元与板单元

收稿日期: 2020-07-13

作者简介:张君(1981—),男,本科,高级工程师,桥梁副总工,从事道路与桥梁工程设计与研究工作。

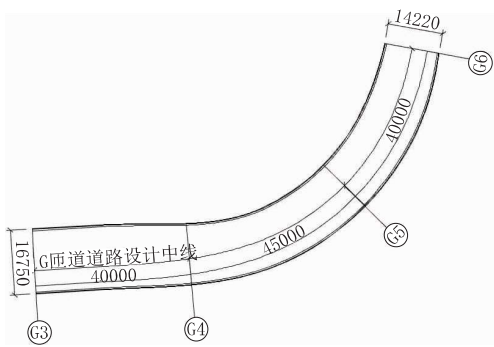


图1 曲线变宽连续钢箱梁平面图(单位:mm)

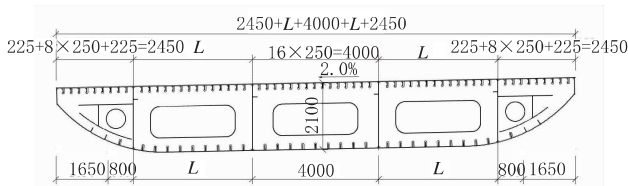


图2 钢箱梁横断面图(单位:mm)

计算结果对比略大,可以根据梁单元进行计算配板。

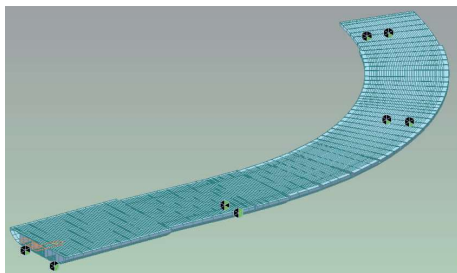


图3 空间梁单元计算模型

2.2 第二体系计算

钢箱梁计算需要考虑第二体系计算影响,与第一体系(总体计算)叠加后才是最终的计算结果^[5]。因第二体系计算需要钢箱梁顶板与加劲肋板的计算应力值,故需要建立空间板单元模型进行细部分析,一般截取跨中(支点)一段梁体进行建模。

桥梁沿纵向分别在跨中、支点取五道横隔板范围,建立板单元作为第二体系计算模型(见图4、图5所示)。

顶板第二体系跨中最大拉应力 15 MPa; 最大压应力 -33.6 MPa; 支点最大拉应力 8.5 MPa; 最大压应力 -4.4 MPa。

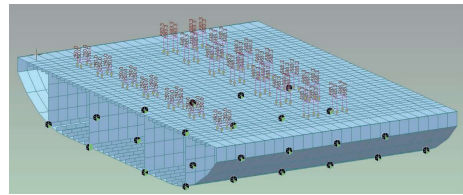


图4 第二体系跨中板单元计算模型

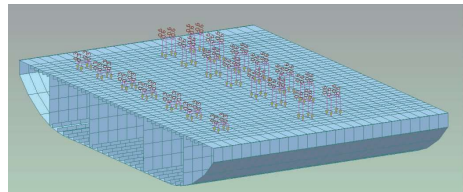


图5 第二体系支点板单元计算模型

2.3 纵向应力计算

2.3.1 局部稳定折减系数计算^[2]

受压加劲板宜采用刚性加劲肋,构造布置困难或受力较小时可用柔性加劲肋。实际上,临界刚度比与加劲肋的尺寸、数量有直接关系,但需注意与数量其实是成反比,故数量有时布置较多时,反而为柔性加劲肋,但数量 n 又直接影响局稳折减系数计算时的加劲板局部稳定计算宽度 b_p 与加劲板的弹性屈曲系数 k 。

根据计算经验可知,当加劲肋布置为刚性加劲肋时,增加加劲肋数量 n 而变为柔性加劲肋,但局部稳定折减系数依旧高于加劲肋数量未增加时,因此,加劲肋数量增加最终导致的结果还是提高了局稳折减系数;当刚性加劲肋计算局稳折减系数为 1 时,增加加劲肋数量对局稳折减系数没有影响,依旧为 1 (见表 1,表 2 所列)。

计算时,应反复调整各位置部件钢板厚度、间距、加劲肋尺寸、加劲肋间距等,以便求出最适合设计需要的板厚、加劲肋尺寸等条件。加劲肋要满足宽厚比要求。

2.3.2 剪力滞折减系数计算^[2]

根据 2015 年《公路钢结构桥梁设计规范》相关章节,剪力滞折减系数表如表 3 所列。

表 1 局稳折减系数计算表(一)

位置	α	α_0	rl	D	t 母板/mm	AS, l/mm	n	σ_l	rl*
支点纵向底板箱内	0.31	2.4	3.09	262 542 316.6	24	2 100	10	0.022	4.64
支点纵向底板悬臂	0.37	2.0	3.67	262 542 316.6	24	2 100	4	0.026	2.11
端横梁底板箱内	6.15	2.5	19.01	262 542 316.6	24	2 100	2	0.135	41.40
端横梁底板悬臂	4.00	2.3	12.36	262 542 316.6	24	2 100	2	0.087	34.78
跨中纵向顶板 U 肋箱	0.50	3.1	7.32	110 760 039.8	18	2 100	12	0.029	16.07
跨中纵向顶板 U 肋悬臂	0.71	3.0	10.39	110 760 039.8	18	2 100	8	0.041	21.17

表2 局稳折减系数计算表(二)

位置	λ	t 母板 /mm	b _p	k	ε	ρ
支点纵向底板箱内	0.436	24	4 000	269.7	0.029	0.966
支点纵向底板悬臂	0.492	24	550	4.0	0.074	0.913
端横梁底板箱内	0.344	24	650	11.4	-0.044	1.000
端横梁底板悬臂	0.557	24	1 000	10.3	0.126	0.854
跨中纵向顶板 U 肋箱	0.587	18	4 000	265.0	0.149	0.827
跨中纵向顶板 U 肋悬臂	0.596	18	2 818	127.4	0.157	0.819

表3 剪力滞折减系数计算表

底板箱内跨径位置	跨径 /m	里程桩号 /m	等效跨径 /m	b _i /l	b _{es}	ρ_s	b _i /l	b _{es}	ρ_s
第一跨	40	32	32	0.060 4	1 892	0.979	0.050 8	1 623	0.998
		40	17	0.113 6	1 457.4	0.754	0.095 6	1 293	0.795
		49	27	0.071 5	1 848	0.957	0.060 2	1 593	0.980
第二跨	45	76	17	0.113 6	1 457.4	0.754	0.095 6	1 293	0.795
		85	32	0.060 4	1 892	0.979	0.050 8	1 623	0.998
第三跨	40	93	32	0.060 4	1 892	0.979	0.050 8	1 623	0.998
		125	32	0.060 4	1 892	0.979	0.050 8	1 623	0.998

因为钢箱梁宽度为变量,为方便计算,取宽度上下限时折减系数最不利值。限于篇幅,其余箱室折减系数表略。

根据局稳与剪力滞折减计算,确定跨中、支点等处箱梁顶板、底板的有效宽度;根据 MIDAS 总体计算结果考虑有效宽度后最终算出钢箱梁正应力等结果。对总体计算与钢梁第二体系计算结果进行累计,最终总体纵向钢梁计算结果如下:

中跨跨中应力值:顶板厚 18 mm,腹板 12 mm,底板 14 mm;压应力 σ 上缘 =94.2 MPa;拉应力 σ 下缘 =89.4 MPa。

中支点处应力值:顶板厚 24 mm,腹板 16 mm,底板 24 mm;压应力 σ 下缘 =123.7 MPa;拉应力 σ 上缘 =92.5 MPa。

限于篇幅,其余计算结果略,图 6、图 7 为部分计算结果截图。

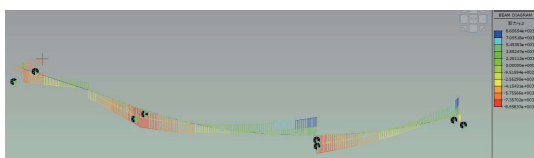


图6 承载力组合剪力计算结果截图

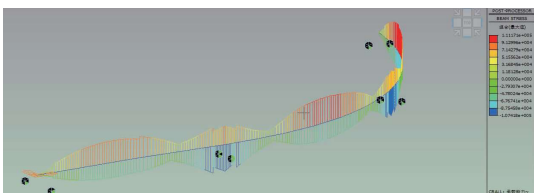


图7 承载力组合应力计算结果截图

2.4 曲线钢梁腹板恒载占比与剪应力计算

计算时,按边支点腹板平均厚度 16 mm,中支点腹板平均厚度 20 mm;最大剪应力处 $\tau=71.8$ MPa,位于 45 m 中跨中支点附近腹板厚度变化处;支点横梁处腹板剪应力分配见表 4 所列,靠近支点位置需要相应调整每道腹板厚度。全桥最大剪应力 $\tau < 110$ MPa。

表4 钢梁腹板空间恒载占比表

腹板节点号	3	6	8	10	
边支点	边支点空间内力	51.3	215.1	215.4	51.2
	恒载分配 /kN	219	920	921	219
	腹板占比	1.000	4.193	4.199	0.998
	剪应力满足要求时腹板板厚 /mm	4.2	18	18	4
中支点	中支点空间内力	61.2	460.3	459.7	61.2
	恒载分配 /kN	554	4168	4162	554
	腹板占比	1.0	7.5	7.5	1.0
	剪应力满足要求时腹板板厚 /mm	3	23	23	3

该联钢箱梁中间两道腹板也是正对支座,内弦与外弦由于顶板、腹板等重量差约为 66 kN,即 0.74 kN/m,故对于该联弯桥来说,自重差别很小。

建立全桥空间板单元模型,根据计算结果,腹板分配占比如表 4 所列。

根据支座加劲肋计算,最后边支座板厚调整为支座处两道腹板厚度为 20 mm,悬臂侧两道腹板厚度为 16 mm。

中支座板厚调整为支座处两道腹板厚度为 24 mm,悬臂侧两道腹板厚度为 16 mm。

曲线钢梁有限元计算时,MIDAS 考虑不了局部稳定与剪力滞折减,需要人为考虑,计算结果体系一与体系二注意叠加。

对全桥建立的弯桥板单元与相同跨径、宽度相同的直线桥板单元进行恒载腹板空间分配占比结果对比,该桥计算结果误差在 5%以内,可以完美代替。这样,以后在类似工程设计时,可以直接建立直线板单元进行计算,减小建模复杂度,节约设计时间。

2.5 其它计算结果

总体模型为曲线梁单元,与曲线板单元在计算规律上还是有区别的^[6],曲线钢桥与混凝土的弯桥也有类似之处^[4]:

(1)曲线单梁计算结果与板单元计算结果相比,自重、二期恒载略小,活载略大,组合之后曲梁模型计算结果略大于板单元模型,误差在 10%以内。

(2)曲线单梁模型与板单元模型,边跨边墩支反力规律为外弦支座支反力大于内弦支座支反力。需注意与边跨比有关,一般适用边跨比大于 0.55 时。

(3)在曲线单梁模型中,一般情况下,中跨中墩支反力规律为外弦支座支反力小于内弦支座支反力。

(4)在曲线桥板单元模型中,一般情况下,中跨中墩支反力规律为外弦支座支反力大于内弦支座支反力。

(5)当桥宽较小,车道数较少时,曲线梁单元模型完全可以指导设计;而当桥宽较宽,车道数较多时,由于内外弦长度误差增加,梁单元就无法完全反馈出来,建议钢桥建立板单元模型进行分析计算。

曲线钢桥,一般情况下顶板计算结果不控制,但当中跨跨径增大,边跨比变小时,顶板计算结果开始控制计算时,还需要注意钢梁第二体系计算结果的叠加,避免计算结果取值过于极限;当然也要避免过于保守,做到充分利用钢材的性能,也保证桥梁的安全。

曲线钢箱梁挠度、抗倾覆、疲劳计算等与直线梁基本相同,不予赘述。

3 总结

(1)总体计算使用 MIDAS 空间建模计算,第二

体系与腹板恒载占比需建立空间板单元分析,腹板恒载占比模型可以近似建立直线模型。

(2)在进行结构计算时,根据《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015)的有关要求,考虑了剪力滞效应和局部稳定效应对顶底板有效宽度的影响,对顶底板的宽度进行了相应折减,横梁计算时,对横梁的顶底板宽度也进行了相应折减。MIDAS 空间梁单元无法考虑折减,需后期人为计算。

(3)受压区有效宽度计算考虑稳定折减与剪力滞折减,计算思路为判断刚性加劲肋或柔性加劲肋以确定加劲板的弹性屈曲系数 k ,计算出局部稳定折减系数,然后根据规范计算剪力滞影响折减系数,考虑局部稳定折减与剪力滞折减之后计算出有效宽度,然后进行结构计算。

(4)选用柔性加劲肋时,其局部稳定折减系数未必一定小于刚性加劲肋,计算规律如上所述,故规范写明宜采用而非必须采用。

(5)计算剪应力时,考虑空间腹板受力配比;在支座位置,腹板受力占比相差较大,跨中占比基本相同,符合圣维南原理。

(6)计算结果应力值为承载能力基本组合值,挠度计算为标准组合值。

(7)在抗疲劳设计中,先按疲劳荷载计算模型 I 验算,当不满足时,按模型 II 验算;对于市政限载限高桥梁而言,疲劳荷载计算模型 II 中,在损伤等效系数 γ 计算中,重车比率很小或根本没有,则疲劳荷载计算模型 II 很容易通过。

(8)根据曲线梁单元与曲线板单元的计算规律与区别,校核计算结果,总结计算经验,为同类工程提供参考与依据。

参考文献:

- [1] 公路桥涵设计通用规范[S].
- [2] JTG 64—2015,公路钢结构桥梁设计规范[S].
- [3] 城市桥梁设计规范[S].
- [4] 邵容光,夏淦. 混凝土弯梁桥[M].北京:人民交通出版社,1994.
- [5] 吴冲. 现代钢桥[M].北京:人民交通出版社,2006.
- [6] 张君. 曲线钢桥单梁模型与板单元模型计算比较[J].北方交通,2019(2):37-48.