

文章编号:1671-8879(2011)04-0050-08

大跨径梁桥墩顶块空间应力数值分析及优化设计

李文华^{1,2}, 贺拴海¹, 翟晓亮^{1,2}, 郭楠楠²

(1. 长安大学 公路学院, 陕西 西安 710064; 2. 中交第一公路勘察设计研究院有限公司, 陕西 西安 710075)

摘 要: 为了优化大跨径连续梁桥和连续刚构桥墩顶块的分析方法, 对墩顶块几何尺寸的确定方法、预应力的模拟方法、荷载的施加方法、边界条件的选取进行了分析, 并且通过参数分析提出了有效的解决方法。在此基础上, 提出了考虑普通钢筋配筋率影响的允许应力增大系数法, 明确了墩顶块三维有限元计算结果的判断方法; 提出了墩顶块倒角优化设计方法和一种新型的墩顶块形式。研究表明: 墩顶块顶板、底板和腹板应力增大系数参考值为 1.05, 横隔板为 1.10, 倒角为 1.55; 只要墩顶块有限元模型尺寸足够大, 加载方式对墩顶块关心位置计算结果的影响可以忽略; 对连续梁墩顶块而言, 倾斜隔板墩顶块各部分应力峰值较竖直隔板墩顶块有了很大的改善。

关键词: 桥梁工程; 连续梁; 连续刚构; 墩顶块; 允许应力增大系数; 优化设计

中图分类号: U442

文献标志码: A

Numerical analysis and optimal design for block on pier top of long span beam bridge

LI Wen-hua^{1,2}, HE Shuan-hai¹, ZHAI Xiao-liang^{1,2}, GUO Nan-nan²

(1. School of Highway, Chang'an University, Xi'an 710064, Shannxi, China;

2. CCCC First Highway Consultants Co Ltd, Xi'an 710075, Shannxi, China)

Abstract: In order to optimize the analyzing method of block on the pier top of long span continuous beam bridge and continuous rigid frame bridge, the analysis method for size of geometric model, pre-stressing simulation method, loading method, boundary conditions simulation were presented. On the basis of numerical results, the effective practical analysis methods of block on pier top were obtained. Allowable stress intensification factor considering the effect of ratio of ordinary steel area to concrete was presented to further clarify the calculation results. Chamfering optimization design methods and a new form of block on pier top were proposed. The results show that: for the pier top block, the reference value of magnification factor of roof, floor and web stress is 1.05 and diaphragm is 1.10, chamfer is 1.55; as long as the finite element model of the pier top block size is large enough, the impact of calculation on the pier top block under different loading positions can be ignored; for continuous beam of the pier top block, the peak stresses of proposed bulkhead pier tilted top block of the partition part are greatly improved than the ones of vertical pier top block. 11 tabs, 4 figs, 9 refs.

收稿日期: 2010-07-10

基金项目: 国家西部交通建设科技项目(2011 318 812 970); 国家自然科学基金项目(50908017)

作者简介: 李文华(1977-), 男, 陕西蒲城人, 中交第一公路勘察设计研究院有限公司工程师, 长安大学工学博士研究生,

E-mail: liwenhua5584107@163.com.

Key words: bridge engineering; continuous beam; continuous rigid frame; block on pier top; allowable stress intensification factor; optimal design

0 引 言

墩顶块的设计是大跨变截面连续梁桥和连续刚构桥设计的关键要素之一,直接影响桥梁的使用功能和安全性能。目前,大跨径梁桥设计多采用杆系模型进行配束计算,这种方法可以反映结构的整体应力状态,把握结构的整体受力特性,但是不能反映墩顶块的实际应力状态,为此,多采用三维实体单元模型对墩顶块的空间应力进行分析^[1-5]。但是,对几何模型的确定、预应力的模拟、荷载的施加和边界条件的模拟等关键问题的处理,特别是对计算结果的判断,因分析人员的不同而存在很大的差异。以上因素导致墩顶块分析费工费时,却不能有效地指导设计。为此,本文通过有限元变参数分析,对墩顶块的几何模型选取、预应力钢束的模拟方法、外荷载的施加、边界条件的模拟和需要计算的工况等几个关键问题进行了优化处理;针对由于在墩顶块三维实体分析过程中考虑普通钢筋影响造成的计算结果判断困难的问题,提出了考虑普通钢筋配筋率影响的允许应力增大系数法。同时,针对在整体设计做完之后才采用空间有限元对墩顶块进行分析,导致一些问题发现了却不能及时得到解决,提出了墩顶块前期设计过程中的优化设计方法,并提出了一种新的墩顶块形式。研究结果对连续梁以及连续刚构墩顶块的设计有一定的指导作用。

1 有限元模拟方法

1.1 几何模型

传统的墩顶块几何模型建立方法为:①仅取墩顶块,且利用对称性建立 1/4 或者 1/2 模型;②取墩顶块和 1 号块,利用对称性建立 1/4 或者 1/2 模型。依据圣维南原理,墩顶块的应力分布只与其附近区域的应力状态有关,距离墩顶块较远区域的应力状态对墩顶块自身的应力分布的影响可以忽略。因此,进行墩顶块有限元分析时,取墩顶块及其附近的块段进行单元划分,能够避免仅在墩顶块端部施加荷载引起的应力结果失真。大跨径梁桥墩顶块的梁高一般为 5~15 m,而与墩顶块相邻的 1 号、2 号等块段的长度为 2.0~3.5 m。按照目前的墩顶块几何模型选取方法,建立的几何模型是否能够满足圣维南原理对边界的要求,值得进一步探讨。

为了研究墩顶块实体有限元分析过程中所取节段的长度对计算结果的影响,以一主跨 165 m 的连续梁为背景进行分析。分析中对节段长度仅取墩顶块、墩顶块到 1 号块、墩顶块到 2 号块、墩顶块到 3 号块以及墩顶块到 4 号块的 5 种情况分别建立空间实体有限元模型,分别记做 0[#]、1[#]、2[#]、3[#]、4[#] 模型。表 1 为通过空间杆系程序得到的同一工况下各有限元模型端部内力值。

表 1 不同有限元模型端部内力值

模型	轴力/kN	剪力/kN	弯矩/(kN·m)
0 [#]	-368 145	-12 128	181 790
1 [#]	-351 476	-10 716	183 196
2 [#]	-335 868	-4 694	173 773
3 [#]	-319 690	-4 681	167 077
4 [#]	-317 538	-5 721	167 795

下页表 2 给出了同一工况下各有限元模型不同位置的应力计算结果。由表 2 中可以看出,若将荷载直接施加在墩顶块端面,计算得到的顶板、底板、腹板和隔板应力最大、最小值的绝对值远大于其他几种情形,下翼缘甚至出现拉压应力反号。这说明直接将荷载施加在墩顶块端面进行分析,将造成分析结果失真。同一个有限元模型隔板处的拉应力值最大,这是由于隔板处多个倒角相交,造成几何不连续,从而导致较大的应力集中。随几何模型长度的增加,不同位置的应力绝对值均逐渐减小,且减小程度随块段长度增加逐渐变小,数值趋于稳定。3[#] 与 4[#] 有限元模型计算结果非常接近,最大相差仅 8%。有限元分析时,传统的墩顶块几何模型选取方法会导致计算结果失真或者偏保守,综合考虑计算效率,取墩顶块到 3[#] 块端部就可以满足圣维南原理,保证计算精度。

连续刚构桥的桥墩也分担部分内力,进行三维实体有限元模型时,不仅要像连续梁墩顶块那样选择主梁部分几何尺寸,而且要考虑一定长度的桥墩。文献[3]将墩顶块以下 10 m 范围内的桥墩纳入分析范围。连续刚构墩顶块实体有限元分析时,如果直接在墩梁连接处设置约束,会使得此处计算结果失真,无法考察墩梁连接处的应力。为了确定需要考虑的桥墩长度,给 4[#] 有限元模型增加一段桥墩进行计算,墩高分别为 0.25、0.50、0.75、1.00、1.25、1.50 倍的墩顶块高度,模型编号分别为 4-1~4-6。

表 2 不同有限元模型的应力峰值比较

MPa

模型	横梁应力		上翼缘应力		下翼缘应力		腹板应力		横隔板应力	
	最大	最小	最大	最小	最大	最小	最大	最小	最大	最小
0 [#]	3.37	−7.19	6.46	−8.77	3.62	−18.33	13.11	−28.10	21.42	−71.89
1 [#]	−3.00	−11.02	1.27	−8.04	−0.06	−12.14	3.42	−10.13	4.64	−10.15
2 [#]	−2.95	−10.85	0.67	−7.99	−0.05	−11.33	3.10	−9.83	4.43	−8.79
3 [#]	−2.81	−10.56	0.55	−7.16	−0.04	−11.12	2.97	−9.62	4.14	−8.02
4 [#]	−2.79	−10.53	0.51	−7.12	−0.04	−11.08	2.91	−9.66	4.11	−7.96

主梁端面施加的荷载仍然同 4[#] 有限元模型,桥墩截面参考同类桥梁选用,将桥墩底面节点固结。

表 3 给出了不同桥墩长度的有限元模型应力峰值。由表 3 可以看出,当桥墩高度为 0.25 倍墩顶块高度时,计算结果较其他模型大,几乎是其他模型的 2~3 倍,使计算结果失真。随着桥墩高度增加,墩梁连接位置的计算应力值变化趋于稳定。当墩高有 1 倍墩顶块高时,墩梁连接处的应力已经不受桥墩高度的影响。因此,连续刚构墩顶块几何模型的建立,建议应至少考虑 1 倍墩顶块高度的桥墩长度。

表 3 不同桥墩长度的有限元模型的应力峰值比较

MPa

模型编号	4-1	4-2	4-3	4-4	4-5	4-6
主拉应力	3.12	1.02	−0.15	−0.16	−0.17	−0.17
主压应力	−33.12	−19.43	−15.40	−15.44	−15.43	−15.45

1.2 预应力的模拟

目前,预应力钢束的模拟方法主要有 3 种。方法 1 是,在建模过程中将全部的纵、横、竖向预应力采用桁架单元模拟。方法 2 是,在建模过程中采用施加集中力的方法,模拟纵、横、竖向预应力,其中,纵向预应力不包括一端或两端在实体模型范围内锚固的钢束;墩顶块位置布置了大量的纵、横和竖向预应力,如果在墩顶块有限元模型建立过程中,将所有的纵、横和竖向预应力全部采用桁架单元模拟出来,则单元划分的工作量将非常巨大;墩顶块分析时,施加到实体有限元模型端部的内力主要包括弯矩、轴力和剪力,这些内力除了不包含一端或两端在隔离体范围内锚固的钢束的作用外,其余钢束的作用都已经得到反映。方法 3 是,在模型建立过程中需要考虑有限元模型范围内的顶板横向预应力、腹板竖向预应力、横隔板和墩顶块底板的横向预应力以及一端或两端都在模型范围内锚固的纵向预应力,预应力荷载通过初拉力的方式加载到模拟钢束的桁架单元上,初拉力需要按照从杆系分析结果中得到的各钢束的有效预应力取值。

为了比较 3 种预应力模拟方法的效果,采用不同的预应力模拟方式,对一已建成的连续梁桥墩顶

块进行有限元分析。该桥主梁采用 C50 混凝土,分析结果见表 4。

表 4 不同预应力模拟方法的应力比较

MPa

方法	上翼缘应力		下翼缘应力		腹板应力		横隔板应力	
	最大	最小	最大	最小	最大	最小	最大	最小
方法 1	−2.31	−28.30	−1.94	−23.77	−3.55	−16.79	4.43	−9.55
方法 2	0.77	−13.54	1.91	−12.66	3.73	−8.65	4.49	−9.53
方法 3	0.67	−15.20	−0.59	−13.53	1.81	−10.24	4.45	−9.51

由表 4 可以看出,方法 1 得到的墩顶块顶板、底板和腹板的压应力值是方法 2 和方法 3 的 2 倍以上。原因是,方法 1 相当于将实体有限元模型端部的预应力重复施加到结构上,因此造成压应力普遍偏大,应力分析结果失真。方法 2 计算得到的墩顶块下翼缘拉应力为 1.9 MPa,腹板拉应力达 3.7 MPa,该应力水平下腹板会产生裂缝,而实际使用过程中该桥墩顶块的腹板并未出现裂缝,说明方法 2 计算得到的拉应力偏大。原因是受实体有限元模型边界的影响,预应力以集中荷载的方式施加之后,使传给计算位置的有效预应力变小。方法 3 计算得到的顶板、底板和腹板拉应力小于方法 2,压应力大于方法 2。建议采用方法 3 进行墩顶块计算过程中预应力的模拟。从表 4 可以看出,这 3 种方法计算得到的隔板应力变化不大,原因是隔板的最大、最小应力均是由隔板的几何不连续引起的应力集中,预应力对其几乎没有影响。

1.3 外荷载的施加

对墩顶块分析时,给实体有限元模型端部施加内力通常采用 3 种方法。方法 1 为,在实体有限元端部截面质心部位建立 1 个节点,然后与该面上其他受力节点耦合形成刚性区域,直接施加弯矩、轴力和剪力到该中心节点上。方法 2 为,利用虚位移原理,将截面的弯矩、轴力和剪力等效转化为截面处单元的分布面力和节点荷载;根据材料力学公式得到实体有限元模型端面上任一点的正应力,在建立模型时将几何模型前端面分割成若干小面域,认为单元表面承受着均布面力,再将各面域形心处的应力算出;找到每个面域的形心并逐个加载,这样可以真

实模拟弯矩和轴力作用下的计算截面端部的应力分布情况;箱梁截面上的竖向剪力主要由腹板承担,剪应力基本上沿腹板高度均匀分布,加载时将剪力均匀地分配到腹板的单元节点上^[6]。方法 3 基本上与方法 2 一致,只是将方法 2 中的剪力按照全截面承

担施加在加载端面的全部节点上。为了验证这 3 种外荷载施加方式对计算结果的影响,在 3[#] 模型基础上,分别按照 3 种加载方式对其进行加载,计算结果见表 5。

由表 5 可以看出,3 种加载方式计算结果接近,

表 5 不同加载方式的应力峰值比较 MPa

方法	横梁应力		上翼缘应力		下翼缘应力		腹板应力		横隔板应力	
	最大	最小	最大	最小	最大	最小	最大	最小	最大	最小
方法 1	-2.76	-10.87	0.68	-7.20	-0.05	-11.08	2.88	-9.51	4.33	-8.17
方法 2	-2.81	-10.56	0.55	-7.16	-0.04	-11.12	2.97	-9.62	4.14	-8.02
方法 3	-2.81	-10.56	0.55	-7.16	-0.04	-11.12	2.97	-9.58	4.19	-8.07

方法 2 和方法 3 的横梁、上翼缘和下翼缘应力完全一致,仅腹板和隔板位置应力有些差异,最大差异为 0.05 MPa。方法 1 与方法 2 相比,应力最大相差 0.19 MPa,最小相差 0.01 MPa。原因是有限元几何模型梁段较长,加载方式的不同,对关心位置的影响可以忽略,这正是圣维南原理的体现。这 3 种加载方法的计算结果基本一致,在实际计算过程中考

虑到加载的方便性,可以考虑采用在实体有限元端部截面质心部位建立 1 个节点,直接施加弯矩、轴力和剪力到该中心节点。

为了比较采用集中力(方法 1)和均布力(方法 2)2 种加载方法后不同的墩顶块节段尺寸计算结果的差异,采用 2 种加载方法分别对 0[#]、1[#]、2[#] 模型进行加载,计算结果见表 6。

表 6 集中力加载法与均布力加载法的区别 MPa

模型 编号	横梁应力		上翼缘应力		下翼缘应力		腹板应力		横隔板应力	
	最大	最小	最大	最小	最大	最小	最大	最小	最大	最小
0-1	6.88	-2.14	4.23	-5.15	4.27	-22.19	10.52	-24.61	15.23	-54.66
0-2	3.37	-7.19	6.46	-8.77	3.62	-18.33	13.11	-28.10	21.42	-71.89
1-1	-3.52	-11.36	1.15	-7.65	0.44	-12.40	3.04	-10.93	5.09	-9.61
1-2	-3.00	-11.02	1.27	-8.04	-0.06	-12.14	3.42	-10.13	4.64	-10.15
2-1	-2.89	-11.04	0.59	-7.57	-0.05	-11.11	2.96	-9.95	4.48	-8.51
2-2	-2.95	-10.85	0.67	-7.99	-0.05	-11.33	3.10	-9.83	4.43	-8.79

注:0-1 为 0[#] 模型采用方法 1 加载;0-2 为 0[#] 模型采用方法 2 加载;其他以此类推。

由表 6 可以看出,当墩顶块有限元模型尺寸比较小,并仅有墩顶块自身时,2 种加载方式计算结果差异很大,最大相差达 2.36 倍。随着墩顶块块段长度的增加,加载方法 1 与方法 2 的差值逐渐减小。这说明只要墩顶块有限元模型尺寸足够大,加载方式对墩顶块关心位置计算结果的影响可以忽略。

1.4 边界条件的模拟

连续梁墩顶块的边界模拟相对比较简单,可以直接按照支座的实际位置对墩顶块相应的节点施加约束。如果建立的几何模型为 1/4 或 1/2 模型,则还需在对称面上施加对称约束。

对于连续刚构墩顶块的几何模型,需考虑约 1 倍梁高的桥墩长度,桥墩底面如果直接固结,不能真实模拟桥墩的抗推刚度。因此可以单独建立桥墩从墩顶块底面 1 倍梁高处到墩底部分的空间杆系模型,通过加单位力求得桥墩的纵横向抗推刚度,然后采用弹簧单元模拟实体有限元模型未反映的桥墩部

分的纵横向抗推刚度。

1.5 计算工况

墩顶块计算过程中需要考虑墩顶块在施工和运营过程中最不利的应力状态,一般包括 7 种工况:①正常使用状态下轴力最大;②正常使用状态下轴力最小;③正常使用状态下弯矩最大;④正常使用状态下弯矩最小;⑤正常使用状态下剪力最大;⑥正常使用状态下剪力最小;⑦施工时的最大双悬臂状态工况。在进行墩顶块三维实体有限元分析前,先在平面杆系或空间杆系程序中读取以上工况对应的有限元模型端面位置处的内力,然后分别施加到有限元模型中进行计算。

1.6 计算结果的判断方法

墩顶块位置除了布置了大量的纵、横和竖向预应力钢束之外,还布置了大量的普通钢筋。在墩顶块有限元分析过程中,将所有的普通钢筋全部模拟出来是十分困难的。目前,墩顶块分析过程均没有

考虑普通钢筋的影响,但是分析计算结果时却按照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》的规定,实体有限元分析得到的墩顶块隔板倒角位置的拉应力往往比较大。从理论上讲,考虑普通钢筋的影响之后应力数值会有所减小,但减小的程度很难判断,导致难以根据计算结果判断倒角位置的应力是否已经超过了钢筋混凝土结构的开裂临界应力值^[7-9]。

为了判断计算得到的应力是否超过结构的开裂临界应力,可以考虑对《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》中混凝土强度标准值乘以允许应力增大系数 m ,作为墩顶块有限元分析结果的判断依据。增大系数的确定见式(1)~式(4)。

$$\sigma_c = \frac{N}{A_c}$$

(1)

$$\sigma_{cs} = \frac{N}{A_{cs}}$$

(2)

$$A_{cs} = A_c(1 - \rho) + A_s\rho\frac{E_s}{E_c}$$

(3)

$$m = \frac{\sigma_c}{\sigma_{cs}} = 1 + \rho(\frac{E_s}{E_c} - 1)$$

(4)

式中: σ_c 为不考虑混凝土内部普通钢筋影响的混凝土应力(MPa); σ_{cs} 为考虑混凝土内部普通钢筋影响的混凝土应力(MPa); N 为计算截面对应的轴力(kN); A_c 为不考虑混凝土内部普通钢筋影响的混凝土截面面积(mm²); A_{cs} 为考虑混凝土内部普通钢筋影响的换算混凝土截面面积(mm²); ρ 为计算应力方向的混凝土截面普通钢筋配筋率; E_s 为普通钢筋弹性模量(MPa); E_c 为混凝土弹性模量(MPa)。

为了得到墩顶块各部分钢筋配筋率的参考值,对5座连续梁和5座连续刚构桥的墩顶块各部分的配筋率进行统计,得到墩顶块各部分配筋率的统计平均值见表7。从表7可以看出,顶板、底板和腹板各个方向的配筋率均比较小,最大值为0.75%;横隔板和倒角位置的配筋率相对较大,倒角处的配筋率最大值为3.98%;倒角交汇处的配筋率最大,最大值达到11.93%。由式(4)结合表7中数据可知,顶板、底板和腹板允许应力增大系数 m 为1.04;倒角

表 7 墩顶块各部分钢筋配筋率的统计值 %

计算位置	连续刚构桥				连续梁桥			
	ρ_x	ρ_y	ρ_z	ρ_s	ρ_x	ρ_y	ρ_z	ρ_s
上翼缘	0.57	0.05	0.15	0.60	0.57	0.05	0.18	0.60
下翼缘	0.73	0.13	0.15	0.75	0.73	0.13	0.09	0.74
腹板	0.03	0.50	0.09	0.51	0.03	0.50	0.14	0.52
横隔板	0.57	1.58	0.02	1.68	0.55	1.49	0.02	1.59
普通倒角	2.79	2.00	2.00	3.98	3.27	1.24	1.24	3.68
特殊倒角	8.38	6.00	6.00	11.93	9.80	3.60	3.60	11.05

注: ρ_x 为顺桥向的配筋率; ρ_y 为横桥向的配筋率; ρ_z 为竖直方向的配筋率; ρ_s 为综合配筋率, $\rho_s = \sqrt{\rho_x^2 + \rho_y^2 + \rho_z^2}$ 。

处 m 为1.20;倒角交汇处 m 为1.55。以C55混凝土为例,只要墩顶块倒角交汇处最大拉应力不超过4.25 MPa,就可认为没有裂缝出现。

实际分析墩顶块计算结果的时候,可以通过墩顶块各部分的实际钢筋配筋率,计算得到相应的允许应力增大系数,然后判断墩顶块处拉、压应力是否超标。如果在尺寸拟定阶段,没有实际配筋率,可以参考表7得到相应的允许应力增大系数。

2 墩顶块结构有限元分析

按照以上分析得到的墩顶块分析方法,对一座88 m+4×165 m+88 m的6跨预应力混凝土变截面连续刚构-连续梁组合体系桥梁的连续梁墩顶块和连续刚构墩顶块分别进行分析。该桥除在边墩墩顶设置支座外,其余桥墩墩顶均采用刚构体系。箱梁采用单箱单室截面,纵、横、竖三向预应力体系。桥宽15.9 m,箱梁根部梁高9.8 m,跨中梁高3.6 m,箱梁高度按1.8次抛物线变化,箱梁0#块长度为5.5 m。主梁混凝土标号为C50,有限元模型如下页图1所示。

2.1 连续梁墩顶块计算结果分析

表8给出了最不利工况(最大弯矩、剪力和轴力作用)下连续梁墩顶块不同位置对应的最大、最小应力计算结果。

从表8可以看出,横隔板处的主拉应力均超过了混凝土的轴心抗拉强度标准值,其他部位的应力均小于C50混凝土的轴心抗拉强度标准值2.65 MPa。

表 8 连续梁墩顶块的应力计算 MPa

项目	顶板应力		底板应力		腹板应力		横隔板应力		横梁应力	
	最大	最小	最大	最小	最大	最小	最大	最小	最大	最小
最大弯矩	1.09	-6.34	-0.67	-14.80	1.74	-16.40	3.96	-15.61	2.15	-8.65
最大剪力	1.12	-7.55	-0.22	-12.70	1.68	-15.66	4.01	-16.15	2.27	-9.04
最大轴力	0.63	-6.01	0.10	-8.86	1.70	-15.11	3.88	-14.51	2.19	-8.87

隔板的最大应力发生在倒角交汇位置,考虑受普通钢筋配筋率影响的 m 为 1.55,则应力允许值为 4.11 MPa,计算结果最大主拉应力为 4.01 MPa,因此,该连续梁墩顶块应力在合理范围内,不会发生开裂。

2.2 连续刚构墩顶块计算结果分析

同样方法得出连续刚构墩顶块的应力计算结果

表 9 连续刚构墩顶块的应力计算 MPa

项目	顶板应力		底板应力		腹板应力		横隔板应力		墩梁连接处应力	
	最大	最小	最大	最小	最大	最小	最大	最小	最大	最小
最大弯矩	0.89	−8.46	−0.90	−16.10	1.66	−15.62	4.09	−14.71	−3.21	−14.94
最大剪力	0.91	−9.11	−0.35	−14.60	1.53	−14.11	4.21	−15.32	−2.97	−15.42
最大轴力	0.79	−7.54	−0.23	−11.22	1.49	−13.93	3.99	−14.96	−3.04	−14.60

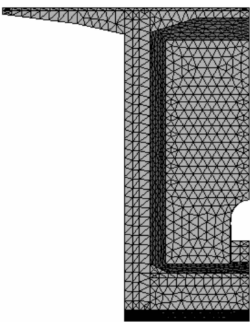
3 墩顶块设计方法

墩顶块作为连续梁和连续刚构的设计重点之一,其基本尺寸设计已经比较成熟。但是,由于墩顶块本身在桥梁施工和运营过程中处于复杂的三维受力状态,其倒角尺寸的设计经常存在一定问题,使得倒角位置,尤其是纵、横、竖 3 个倒角交汇位置应力集中明显,容易开裂。由于墩顶块实体有限元计算时须考虑的因素多、耗时长、难度大,实际设计过程中对于墩顶块的倒角多凭经验设计,或设计完成后进行简单验算;如果发现问题,为避免大规模返工,只能通过增加普通钢筋的配置来处理,导致设计效果不是很理想。如果在墩顶块尺寸拟定过程中就能够及时判断墩顶块倒角尺寸是否合理,就可以大大提高设计效率和工程质量。

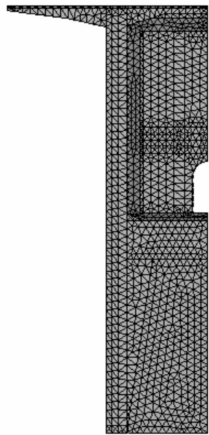
3.1 墩顶块倒角优化设计方法

应力集中程度受几何形状的影响比较大,外荷载的形式及其大小对其影响较小。在判断墩顶块计算结果时,墩顶块不同位置考虑普通钢筋配筋率影响的允许应力增大系数不同。由式(4)结合表 7 可知,倒角交汇处允许应力增大系数最大值 m_{\max} 为 1.55。因此,可以在不考虑预应力钢束的情况下,通过计算墩顶块某个工况时倒角交汇处的应力值,将其与 $1.55f_{tk}$ (f_{tk} 为混凝土轴心抗拉强度标准值)比较,若计算得到的倒角交汇处应力值小于 $1.55f_{tk}$,则可以认为墩顶块的尺寸设计合理,进而在合理范围内通过调整普通钢筋配筋率,将应力控制在允许范围内(需要说明的是,由于没有考虑预应力钢束的作用,所以倒角交汇位置的应力值有可能小于顶板、底板或者腹板应力)。据此提出墩顶块倒角优化设计方法如下。

见表 9。从表 9 可以看出:该连续刚构墩顶块顶板、底板、腹板和墩梁连接处的拉应力均小于 C50 混凝土的轴心抗拉强度标准值 2.65 MPa;最大剪力作用下隔板处的主拉应力最大值为 4.21 MPa,仍然大于考虑受普通钢筋配筋率影响的允许应力增大系数之后的允许应力值 4.11 MPa。因此,建议适当加大墩顶块倒角尺寸,使得应力峰值降低到允许范围内。



(a) 连续梁桥墩顶块有限元模型



(b) 连续刚构桥墩顶块有限元模型

图 1 墩顶块有限元模型

- (1)建立墩顶块三维实体模型,不必考虑预应力钢束,节段长度取至 3# 块。
- (2)在三维实体有限元计算端面施加一组通过杆系程序计算得到的恒载作用下墩顶块几何模型端面处内力值。
- (3)计算完成后,将倒角交汇处的主拉应力值与 $1.55f_{tk}$ 比较,如果大于 $1.55f_{tk}$,则继续增大倒角尺寸,使得应力过渡更加平滑;反之,说明倒角尺寸设计合理。

如图 2 所示,一座主跨 130 m 的变截面连续梁,主梁混凝土采用 C50,对于 C50 混凝土 $1.55f_{tk}$ 为 4.10 MPa。墩顶块在设计初期尺寸拟定时,其倒角尺寸有 3 种方案:方案 1,倒角 1 为 50 cm×50 cm,倒角 2 为 30 cm×60 cm,倒角 3 为 50 cm×100 cm;方案 2,倒角 1 为 50 cm×100 cm,倒角 2 为 50 cm×60 cm,倒角 3 为 50 cm×100 cm;方案 3,倒角 1 为 50 cm×150 cm,倒角 2 为 50 cm×60 cm,倒角 3 为 50 cm×100 cm。建立 3 种有限元模型来比较这 3 种倒角方案。图 3 为方案 1 有限元模型,计算结果见表 10。通过比较计算结果可知:方案 3 倒角交汇处最大拉应力值小于 $1.55f_{tk}$,因此,该连续梁墩顶块倒角设计采用方案 3。

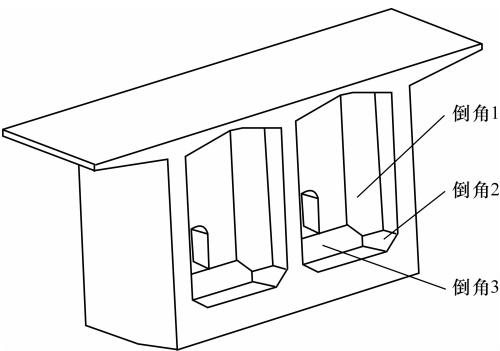


图 2 连续梁墩顶块倒角

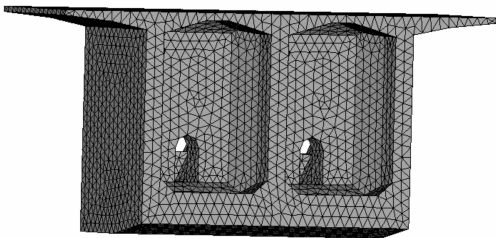


图 3 连续梁墩顶块有限元模型

表 10 各方案对应的倒角交汇处最大拉应力计算值

方案	方案 1	方案 2	方案 3
最大主拉应力/MPa	4.56	4.24	4.06

3.2 新型墩顶块构造的提出

大跨度变截面连续梁桥的墩顶块构造设计,多沿用与连续刚构桥梁相同的墩顶块构造,即在双薄壁桥墩对应位置处设置两道平行的横隔板,与腹板、顶底板组成墩顶块的构造。对于在主墩位置设置单支座的大跨变截面连续梁桥,为了克服单支座的顶升力产生的负弯矩,需在顶板、底板支座对应位置处设置预应力混凝土横梁。这种构造虽可以克服支座产生的负弯矩的局部效应,但是无法改变墩顶块的整体受力情况。

通过分析大跨变截面连续梁墩顶块的受力情况,提出采用一种墩顶块构造的改进形式,如图 4 所示。这种由斜横隔板组成的三角形横隔板的墩顶块构造的优点是,能够较好地传递支座的强大反力,使得支座反力均匀分担给主梁墩顶块的各个部位;能够有效降低墩顶块倒角处的应力峰值;主梁墩顶块的构造更加简洁,施工更加方便。

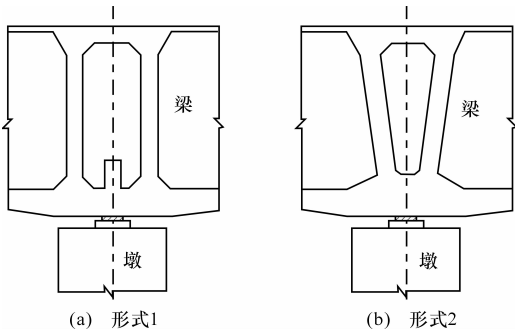


图 4 墩顶块形式的改进

自重工况下不考虑预应力钢束的影响,对垂直横隔板墩顶块和倾斜横隔板墩顶块各部分的峰值应力进行计算,计算结果见表 11。从表 11 可以看出,采用倾斜横隔板的墩顶块构造,无论顶板、底板、腹板和隔板,其应力峰值都较竖直横隔板有很大的改善,且使得应力绝对值有很大降低。因此,倾斜横隔板墩顶块对提高连续梁桥的使用性能和安全性能有积极意义。

表 11 主梁 2 种隔板构造的应力峰值比较 MPa

横隔板	顶板应力		底板应力		腹板应力		横隔板应力	
	最大	最小	最大	最小	最大	最小	最大	最小
垂直	0.33	-18.97	0.02	-22.78	5.37	-18.45	6.45	-19.69
倾斜	1.13	-17.33	0.99	-19.60	5.66	-17.97	6.30	-17.77

4 结 语

(1)墩顶块有限元分析时,传统的墩顶块几何模型选取方法会导致计算结果失真或者偏保守,几何模型应该至少取墩顶块到 3# 块端部;连续刚构墩顶块实体有限元模型必须包括部分桥墩,建议桥墩长度至少考虑 1 倍墩顶块高度,同时采用弹簧单元模拟桥墩部分的抗推刚度。

(2)墩顶块三维实体有限元计算时,需要考虑模型范围内的顶板横向预应力、腹板竖向预应力、横隔板和墩顶块底板的横向预应力以及一端或两端都在模型范围内锚固的纵向预应力,预应力宜采用桁架单元,按照初应变的形式施加。

(3)墩顶块三维实体有限元分析过程中,可采用

按照配筋率计算得到的普通钢筋影响的允许应力增大系数,对规范中的混凝土强度标准值进行修正,从而计入普通钢筋的贡献。

(4)只要墩顶块有限元模型尺寸足够大,加载方式对墩顶块关心位置计算结果的影响可以忽略。

(5)对连续梁墩顶块而言,提出的倾斜隔板墩顶块各部分应力峰值较竖直隔板墩顶块有了很大的改善,具有实际应用价值。

参考文献:

References:

- [1] 刘润华.连续刚构桥零号块空间应力分析[J].铁道勘测与设计,2010(1):85-88.
LIU Run-hua. Analysis on stress of zero block of continuous rigid-frame bridge[J]. Railway Survey and Design, 2010(1): 85-88.
- [2] 周家新.重庆鱼洞长江大桥零号块实体分析方法[J].铁道勘测与设计,2008(1):97-99.
ZHOU Jia-xin. Analysis of zero block of continuous rigid-frame bridge[J]. Railway Survey and Design, 2008(1): 97-99.
- [3] 蒲军平,汪小超,刘鹏.多跨变截面连续梁桥在车辆通过时的振动分析[J].中国公路学报,2009,22(1):66-71.
PU Jun-ping, WANG Xiao-chao, LIU Peng. Vibration analysis of multi-span continuous beam bridges with non-uniform cross section under moving vehicles[J]. China Journal of Highway and Transport, 2009, 22(1): 66-71.

(上接第49页)

- [2] 罗喜恒,韩大章,万田保.多塔悬索桥挠度理论及其程序实现[J].桥梁建设,2008(2):41-44.
LUO Xi-heng, HAN Da-zhang, WAN Tian-bao. Deflection theory and its programming for multi-tower suspension bridges[J]. Bridge Construction, 2008(2): 41-44.
- [3] 徐岳,邹存俊,任更锋,等.自锚式悬索与斜拉组合体系桥梁使用阶段模型试验[J].长安大学学报:自然科学版,2009,29(2):46-50.
XU Yue, ZOU Cun-jun, REN Geng-feng, et al. Model test of self-anchored suspension and cable-stayed combination bridge in service stage[J]. Journal of Chang'an University: Natural Science Edition, 2009, 29(2): 46-50.
- [4] 潘永仁.悬索桥的几何非线性静力分析及工程控制[D].上海:同济大学,1996.

- [4] 陈凤山,赵国藩,王兆忠.CFRP加固损伤钢筋混凝土梁的性能试验[J].建筑科学与工程学报,2008,25(4):116-122.
CHEN Feng-shan, ZHAO Guo-fan, WANG Zhao-zhong. Test on performance of damaged RC beams strengthened with CFRP[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2008, 25(4): 116-122.
- [5] 顾兴宇,王文达.水泥混凝土桥面粘结层抗剪性能要求及简化计算[J].交通运输工程学报,2010,10(2):20-25.
GU Xing-yu, WANG Wen-da. Shear property demands of binding layer on concrete bridge pavement and simplified calculation[J]. Journal of Traffic and Transportation Engineering, 2010, 10(2): 20-25.
- [6] 武和全,杨家兴,辛勇.变截面梁的抗撞性分析及应用[J].长安大学学报:自然科学版,2010,30(1):88-94.
WU He-quan, YANG Jia-xing, XIN Yong. Analysis and application of thin-walled rail with variable section for crash worthiness[J]. Journal of Chang'an University: Natural Science Edition, 2010, 30(1): 88-94.
- [7] Jesús M M, Pablo G M, Carlos N P, et al. Behavior of harp bracings in rigid frame metallic bays[J]. Journal of Structural Engineering, 2005, 131(3): 1397-1043.
- [8] Kiang H T, Robert A. Strengthening of RC continuous beams by external prestressing[J]. Journal of Structural Engineering, 2007, 133(2): 196-204.
- [9] Edoardo C, Carlo G, Marisa P. Nonlinear design of reinforced concrete continuous beams[J]. Structural Engineering International, 2004, 91(1): 19-27.
- [5] 唐茂林.大跨度悬索桥空间几何非线性分析与软件开发[D].成都:西南交通大学,2003.
- [6] 梁鹏.超大跨度斜拉桥几何非线性及随机模拟分析[D].上海:同济大学,2004.
- [7] 梁鹏,肖汝诚,孙斌.超大跨度斜拉桥几何非线性精细化分析[J].中国公路学报,2007,20(2):57-62.
LIANG Peng, XIAO Ru-cheng, SUN Bin. Refined geometrical nonlinear analysis for super-long-span cable-stayed bridge[J]. China Journal of Highway and Transport, 2007, 20(2): 57-62.
- [8] 任伟,赵煜,栾好发.钢板加固持荷RC梁承载力数值分析方法[J].交通运输工程学报,2007,7(6):96-100.
REN Wei, ZHAO Yu, LUAN Hao-fa. Numerical method of bearing capacity for preloaded RC beam strengthened by bonding steel plates[J]. Journal of Traffic and Transportation Engineering, 2007, 7(6): 96-100.