

# 下承式梁拱组合连续梁桥拱脚空间应力分析

关伟<sup>1</sup>, 巩应山<sup>2</sup>

(1.山西省交通科学研究院, 山西 太原 030006; 2.太原市政建设集团有限公司, 山西 太原 030002)

**摘要:** 针对下承式梁拱组合连续梁桥结构静力模型计算时拱脚处梁拱结合部应力失真的问题, 以山西运城市某省道上的一座下承式梁拱组合连续梁桥为研究对象, 采用 MIDAS/FEA 有限元软件对该区域进行三维空间有限元实体建模分析, 得出拱脚处梁拱结合部区域在成桥阶段活载作用下的应力分布状态, 确定其应力集中区域并对结构设计进行改进。

**关键词:** 桥梁; 下承式梁拱组合连续梁桥; 拱脚; 应力分布

中图分类号: U446.1

文献标志码: A

文章编号: 1671-2668(2019)01-0136-04

对下承式梁拱组合连续梁桥采用结构静力模型进行计算时, 由于该区域应力分布状态复杂, 加之结构静力计算采用平面杆系模型, 无法得到拱脚处梁拱结合部区域真实的应力分布状态, 计算结果失真, 有必要对成桥阶段拱脚处梁拱结合部区域结构应力状态进行分析。该文以山西运城市某省道上的一座下承式梁拱组合连续梁桥为背景, 采用 MIDAS/FEA 有限元软件根据实桥构造尺寸、预应力布置及边界条件对拱脚处梁拱结合部区域进行建模分析, 以反映结构的真实应力分布状态, 为同类型桥梁设计和施工提供参考。

## 1 工程概况

运城市某省道上的一座下承式梁拱组合连续梁桥全长 120 m, 跨径布置为 (27+60+27) m, 桥梁平面位于直线段上, 分左、右幅设计, 单幅桥宽 16.5 m。

桥型立面布置见图 1。上部结构主梁采用整体 3 片 T 梁断面, 主梁高 1.7 m, 中跨拱肋矢高 9 m, 矢跨比为 1:6.667, 拱肋轴线为悬链线。拱脚拱座为从主梁桥墩中心线处梁顶面凸起的 2 条边为曲线的三角形, 横桥向宽度同主梁梁肋宽度。吊杆采用单索面, 两幅拱肋间采用 3 道一字形横撑连接。桥面下层铺设 10 cm 厚 C50 钢纤维防水砼调平层, 上层铺设 10 cm 厚沥青砼, 桥面两侧设置防撞墙, 汽车荷载等级为公路—I 级。

## 2 有限元模型建立

根据桥型布置及上部结构尺寸建立图 2 所示有限元模型。主梁两伸缩端、拱脚处墩顶横桥向主梁下分别设置 3 个盆式支座, 主梁按三跨连续梁结构图式进行约束。拱脚在桥墩中心线主梁顶面处与拱座固结, 拱肋间横向连接分别与两幅拱肋固结, 吊杆

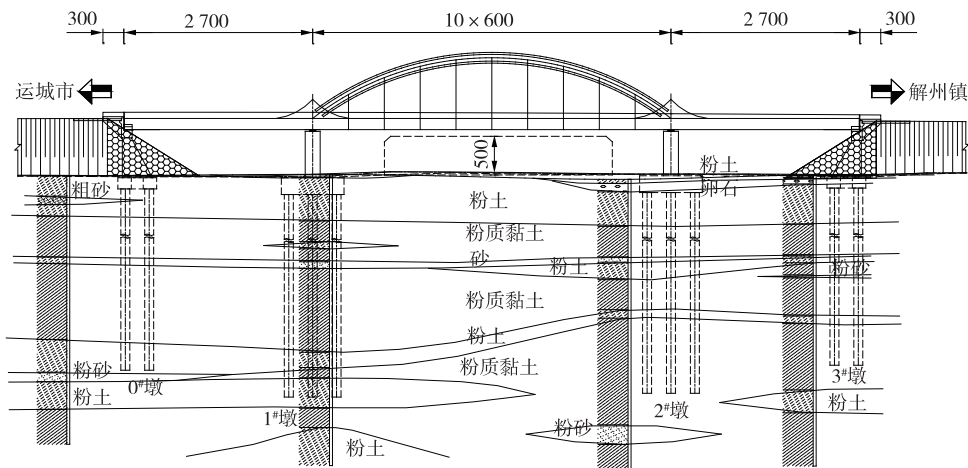


图 1 桥型立面布置(单位:cm)

与拱肋及主梁分别固结。



图 2 桥梁结构空间有限元模型

根据弹性力学中圣维南原理,拱脚处梁拱结合部的应力分布只与其附近区域的应力状态有关,远离该区域的应力状态对其应力分布影响很小,一般可忽略不计。取拱脚处梁拱结合部区域拱脚拱座纵桥向长度分别向主梁小、大桩号延伸 0.75 m 范围及主梁延伸后竖向对应的左右侧拱肋建立梁拱结合部三维空间有限元实体模型,模型中主梁包含 3 道横梁、1 道墩顶横梁及小、大桩号侧各 1 道跨间横梁(见图 3)。

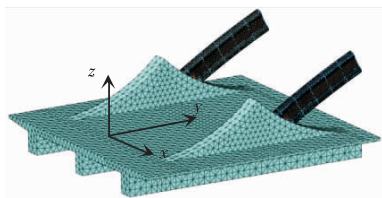


图 3 梁拱结合部有限元实体模型

该区域主梁和拱座砦采用实体单元模拟,并采用自动网格进行划分,实体单元长度按 30 cm 控制,拱肋钢管及管内砦实体单元长度按 10 cm 控制。主梁纵、横桥向预应力钢束采用钢筋梁单元模拟,并对其进行线网格划分,单元长度按 10 cm 控制。主梁预应力钢束模型见图 4。

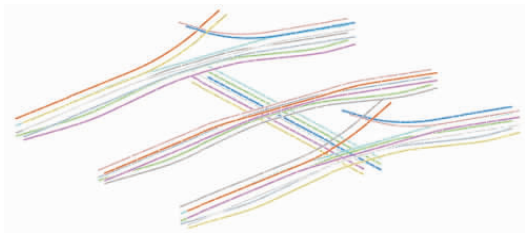


图 4 预应力钢束模型

3 荷载工况及边界截面荷载施加

3.1 荷载工况

考虑拱脚处梁拱结合部区域结构在成桥阶段中的最不利应力状态,取 4 种荷载工况进行分析(见表 1)。从结构静力计算平面杆系模型计算结果中提取施加于有限元实体模型的边界截面荷载,各荷载工况下边界截面荷载取值见表 2。

表 1 荷载工况

工况编号	阶 段	荷载效应组合	说 明
工况 I	成桥阶段有活载 (活载偏载布置)	频遇组合(在墩顶主梁产生最大负弯矩时正截面抗裂)	结构在自重、桥面二期恒载、预应力荷载、砦收缩徐变荷载、温度荷载、活载作用下
工况 II		频遇组合(在墩顶主梁产生最大负弯矩时斜截面抗裂)	
工况 III		频遇组合(在拱肋拱脚截面产生最大轴力时正截面抗裂)	
工况 IV		频遇组合(在拱肋拱脚截面产生最大轴力时斜截面抗裂)	

表 2 边界截面荷载取值

工况 编号	主梁小桩号侧截面内力			主梁大桩号侧截面内力			拱肋截面内力(单侧)		
	轴力 $N_x$ /	剪力 $Q_y$ /	弯矩 $M_z$ /	轴力 $N_x$ /	剪力 $Q_y$ /	弯矩 $M_z$ /	轴力 $N_x$ /	剪力 $Q_y$ /	弯矩 $M_z$ /
	kN	kN	(kN · m)	kN	kN	(kN · m)	kN	kN	(kN · m)
工况 I	-25 240	-1 401	-18 243	-12 673	3 033	-3 284	-4 954	-2 764	-3 500
工况 II	-25 240	-1 419	-17 896	-12 789	3 074	-2 811	-4 921	-2 746	-3 479
工况 III	-25 240	-1 761	-11 163	-13 304	3 158	-1 835	-6 773	-3 563	-2 998
工况 IV	-25 240	-1 761	-11 163	-13 328	3 144	-2 052	-6 853	-3 600	-2 999

3.2 边界截面荷载施加

在拱脚处梁拱结合部区域结构三维空间有限元实体模型的主梁小、大桩号外侧截面及两楹拱肋截面分别创建刚性连接,共 4 个刚性连接。4 个截面

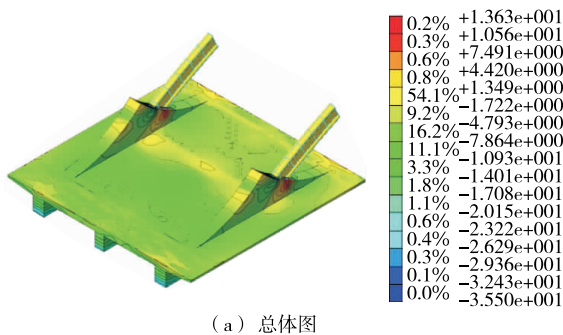
质心与截面上各实体单元节点刚性连接,依据静力等效原则将作用在结构有限元实体模型上的边界截面荷载分别对应施加在 4 个截面质心上,将边界截面荷载转化为有限元实体模型的 4 个截面单元表面

的分布面力和各节点上的节点荷载。对实体模型施加边界截面荷载时,需注意从结构静力计算平面杆系有限元模型中所提取荷载的方向,根据二者的坐标系统使其相对应。

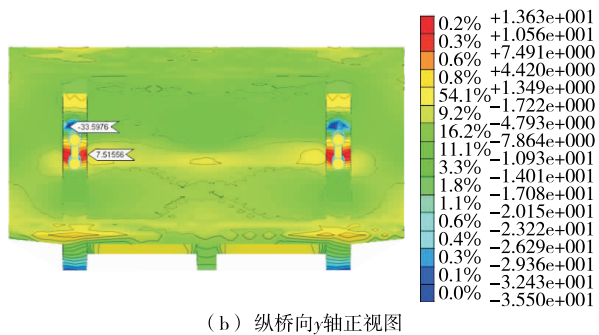
## 4 应力计算结果

### 4.1 工况Ⅰ下应力

工况Ⅰ(墩顶主梁产生最大负弯矩时正截面抗



(a) 总体图



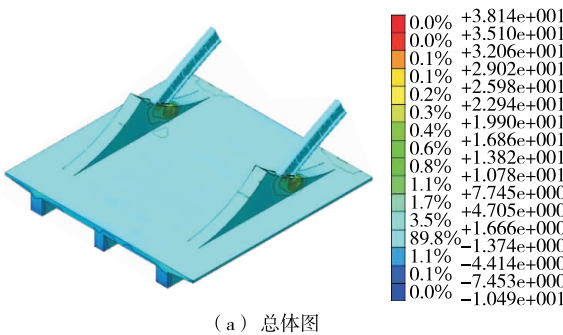
(b) 纵桥向y轴正视图

图5 工况Ⅰ下模型正应力分布等值线图(单位:MPa)

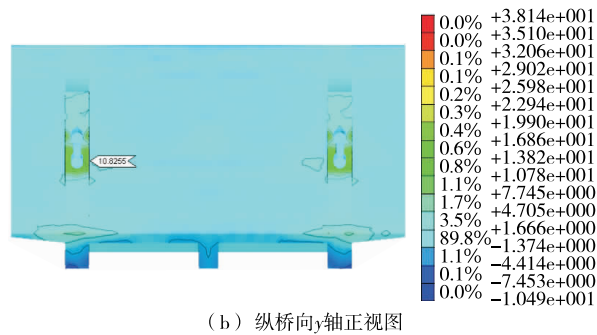
右侧出现最大拉应力。

### 4.2 工况Ⅱ下应力

工况Ⅱ(墩顶主梁产生最大负弯矩时斜截面抗裂)荷载作用下模型主拉应力分布等值线见图6。



(a) 总体图



(b) 纵桥向y轴正视图

图6 工况Ⅱ下模型主拉应力分布等值线图(单位:MPa)

### 4.3 工况Ⅲ下应力

工况Ⅲ(拱肋拱脚截面产生最大轴力时正截面抗裂)荷载作用下模型正应力分布等值线见图7。从图7可看出:1)模型98.7%的节点均处于受压状态,正应力较大区域为墩顶横梁上侧桥面顶缘、拱座小桩号侧三角形曲线面预应力锚固端左侧,但正应力小于0.75 MPa。2)最大正应力出现位置同工况Ⅰ,但其应力值比工况Ⅰ略小。

### 4.4 工况Ⅳ下应力

工况Ⅳ(拱肋拱脚截面产生最大轴力时斜截面

抗裂)荷载作用下模型正应力(以拉应力为正、压应力为负)分布等值线见图5。从图5可以看出:1)模型97.9%的节点均处于受压状态,正应力较大区域为墩顶横梁上侧桥面顶缘、拱座小桩号侧三角形曲线面预应力锚固端左侧,但正应力小于0.94 MPa,最大正应力出现在拱座大桩号侧三角形曲线面。2)拱座大桩号侧三角形曲线面上拱肋上钢管拱脚左侧预应力锚固端处出现最大压应力,拱肋下钢管拱脚

从图6可以看出:1)模型91%的节点均处于受压状态,但主压应力小于1.26 MPa。2)主拉应力较大区域为拱座大桩号侧三角形曲线面上拱肋上钢管拱脚处。

抗裂)荷载作用下模型主拉应力分布等值线见图8。从图8可看出:1)模型93.1%的节点均处于受压状态,但主压应力小于0.81 MPa。2)主拉应力较大区域出现的位置同工况Ⅱ,但其值比工况Ⅱ略小。

## 5 设计改进

根据图4,拱座大桩号侧三角形曲线面上拱肋上钢管拱脚左侧预应力锚固端处出现的最大压应力主要是由于施加边跨拱座预应力短钢束张拉力预应力传力所致。模型中未设置预应力钢束锚下加强钢

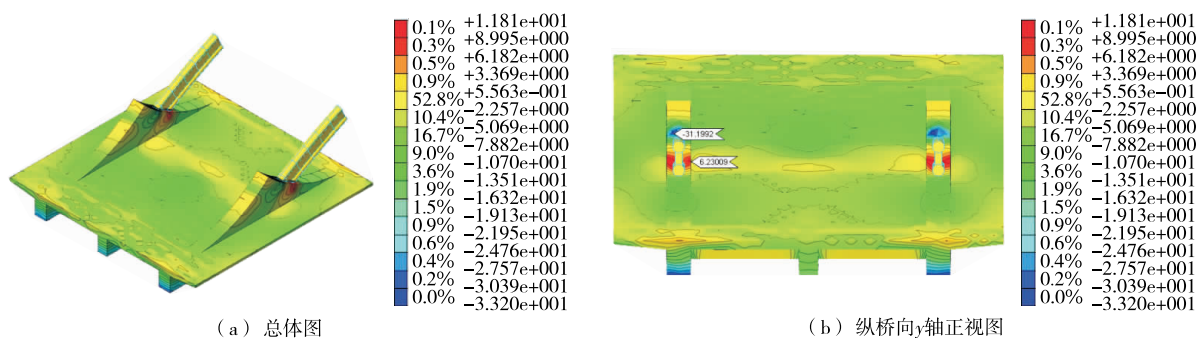


图 7 工况Ⅲ下模型正应力分布等值线图(单位:MPa)

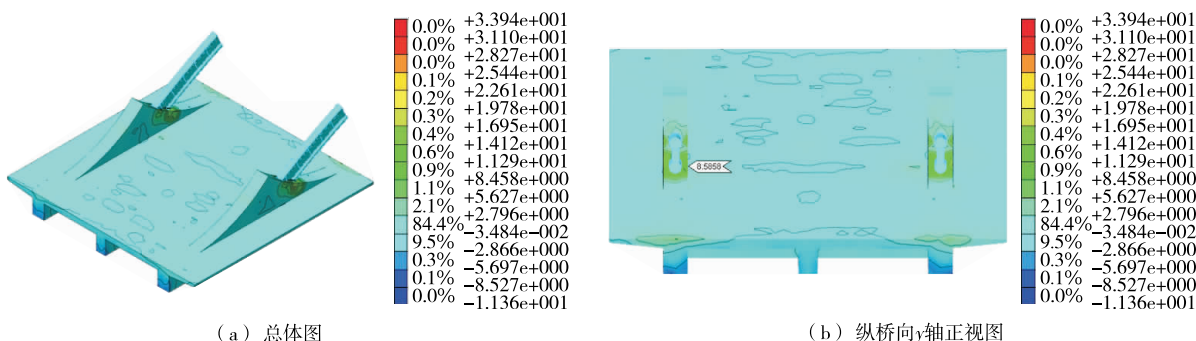


图 8 工况Ⅳ下模型主拉应力分布等值线图(单位:MPa)

筋,设计中应对拱脚处拱座锚下设置钢筋网片,并加大预应力钢束锚固端头周围钢筋布置密度,以分散预应力锚固端过大的局部应力。

对于拱座大桩号侧三角形曲面上拱肋下钢管拱脚右侧出现的最大主拉应力,可在拱肋拱脚处设置缀板,增强拱肋拱脚连接的可靠性并改善拱脚与基座连接处的应力状态,缀板应在主梁预应力钢束张拉完及主梁支架拆除后与拱肋焊接,避免缀板产生初始应力。同时在拱脚端面上设置切向钢板,在拱肋拱脚内部砼中布置一定数量钢筋伸入拱座中。

#### 参考文献:

- [1] 孙树礼.青藏铁路拉萨河大桥[M].北京:中国铁道出版社,2009.
- [2] 关伟.丞相河特大桥 0# 块空间应力分析[J].山东交通科技,2016(3).
- [3] 王志刚,王志海.三连拱主拱拱脚的局部受力分析[J].武汉理工大学学报,2011,33(10).

收稿日期:2018-07-27

(上接第 135 页)

计施工有较大的安全储备;相比于刚性横梁法,广义梁格法由于不再假定横梁刚度无穷大,转而考虑了因弯扭耦合作用产生的主梁实际挠曲变形和扭转变形,其计算结果与梁格法数值模型相差不大。

#### 参考文献:

- [1] 黄平明.混凝土斜梁桥[M].北京:人民交通出版社,1999.
- [2] Bakht B. Analysis of some skew bridges as right bridges [J]. Journal of Structural Engineering, 1988, 114(10).
- [3] Scordelis A C. Structural behavior of a skew two span reinforced concrete box girder bridge model[R]. Uni-

versity of California, Berkeley, 1980.

- [4] Mohammad A Khaleel, Rafik Y Itani. Live-load moments for continuous skew bridges [J]. Journal of Structural Engineering, 1990, 116(9).
- [5] 席振坤.横向铰结斜梁(板)桥实用算法[M].北京:人民交通出版社,1991.
- [6] 杨高中.梁桥荷载横向分布偏心受压法的统一公式及应用[A].桥梁设计计算及施工资料专集[C].1985.
- [7] 刘金玺.斜交连续小箱梁桥静力特性分析[D].西安:长安大学,2013.
- [8] 杨美良,石恩崇.先简支后连续斜交小箱梁桥荷载横向分布研究[J].中外公路,2014,34(5).

收稿日期:2018-03-14