

文章编号: 1005-0523(2006)01-0033-04

# 大跨度桥梁非线性计算的空间梁格模型研究

文方针<sup>1</sup>, 彭可可<sup>2</sup>

(1. 广东省公路勘察规划设计院, 广东 广州 510507; 2. 中南林学院, 湖南 长沙 410075)

**摘要:**建立了某大跨度刚构梁柔性拱桥空间梁格模型, 同时考虑了几何非线性和材料非线性, 对其极限承载力进行了计算研究. 研究表明, 空间梁格模型能较好地模拟出桥梁的初始缺陷, 是一种大跨度桥梁非线性计算中较合理的建模方法.

**关键词:**非线性; 极限承载力; 空间梁格法

**中图分类号:** TU375

**文献标识码:** A

随着桥梁跨径的不断增大, 其极限承载力问题变得更为重要. 关于大跨度桥梁极限承载力平面模型分析, 国内外已进行了大量研究, 并获得了较为可靠的结果; 至于三维模型分析, 过去在这方面的研究进展较为缓慢<sup>[1]</sup>. 目前, 桥梁工程中常用大型通用有限元程序建立有限元模型进行计算分析, 这就要求有限元模型要尽可能地反映实际情况. 从理论上讲, 采用三维仿真模型失真少, 精度高, 但模型庞大, 对计算机配置要求很高; 对于宽跨比较小的桥梁结构, 可采用空间梁单元法进行分析, 但该法对桥梁结构模拟失真较大, 无法准确模拟桥梁横向荷载的作用. 本文采用空间梁格法对某大跨度预应力混凝土连续刚构+钢管混凝土柔性拱组合桥梁极限承载力进行了分析, 取得了较为满意的结论.

空间梁格法相对于常用的空间梁元能更真实的反映实际情况, 更好地模拟出桥梁的初始缺陷; 相对于三维仿真模型, 它建模方便, 计算速度快, 精度能满足工程设计要求.

## 1 工程背景

某桥为 130 m + 2 × 275 m + 130 m 预应力混凝土连续刚构+钢管混凝土柔性拱组合结构. 其跨径在同类型桥梁中居于前列.

主梁采用 C60 预应力砼, 单箱双室变高度截面, 两边腹板为斜腹板, 吊杆采用箱内锚固式, 分别锚于拱肋上平联板与主梁箱内的混凝土锚固底座. 拱轴线为二次抛物线(见图 1).

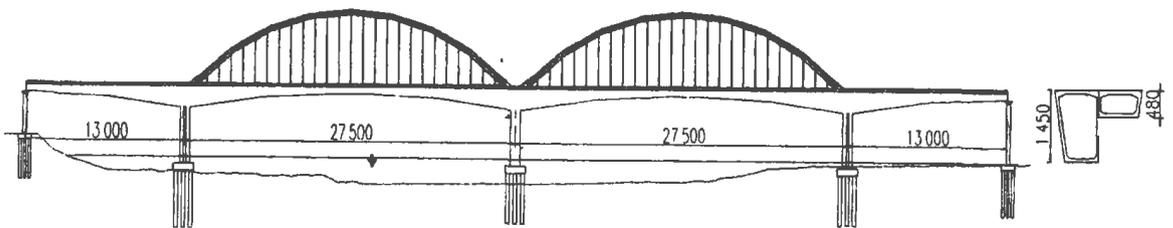


图 1 某大桥概图(单位: cm)

收稿日期: 2005-09-20

作者简介: 文方针(1976-), 男, 湖南衡东人, 2004年毕业于中南大学桥梁工程专业, 工学硕士.

## 2 计算模型

### 2.1 空间梁格模型

针对该桥结构特点和计算分析要求,本文选择“十字型空间构架梁格法”<sup>[2]</sup>来进行结构模拟.该法先将箱梁离散为薄板(图2),然后用等效的梁格(图3)模拟薄板.

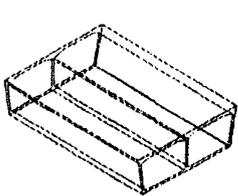


图2 原型上部结构

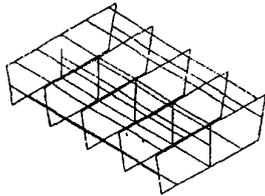


图3 等效梁格

纵向和横向的梁格构件的惯性矩,根据每根构件代表相邻平行构件间对中划分的桥面板的宽度来计算,应按板的中性轴计算惯性矩,对于各向同性板,有

$$I = \frac{bd^3}{12} \quad (1)$$

$$\text{抗扭常数为: } c = \frac{bd^3}{6} \quad (2)$$

式中,  $b$ ——梁格代表的板的宽度;  $d$ ——梁格代表的板的厚度

对于图4,十字形代表性构件  $AQ$  表示出绕局部构件轴的截面特性:

$$\text{受压面积 } A_{xx} = 2bd \quad (3)$$

$$\text{平面内受剪面积 } A_{yy} = \frac{2bd}{[1-0.4(a/b)^2]} \quad (4)$$

$$\text{平面外受剪面积 } A_{zz} = 2bd \quad (5)$$

$$\text{抗扭常数 } C_{xx} = \frac{2bd^3}{6} \quad (6)$$

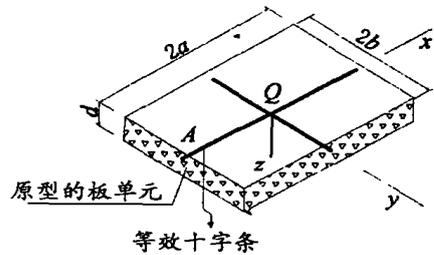


图4 十字型单元

根据上述方法建立的梁格模型共计单元 14 330 个,节点 6 824 个,如图5.

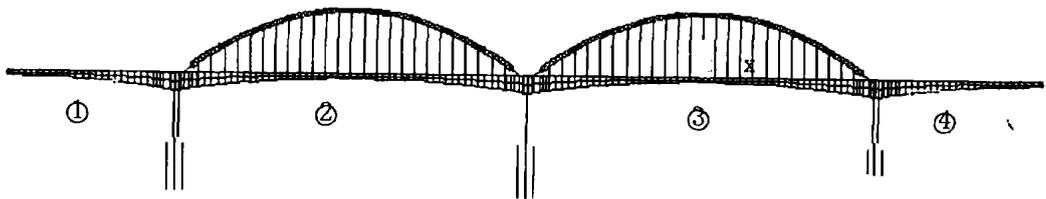


图5 空间梁格模型

## 3 计算分析

### 3.1 计算步骤<sup>[3,4]</sup>

#### 1) 特征值屈曲分析(分枝点失稳分析)

经计算,上部结构的质量为  $q_g = 103.17E10^4 \text{ N/m}$  (112.625 t/m);荷载采用相近的基本荷载  $q_h = 200 \text{ kN/m}$  (20t/m) 模拟加载,不同的加载模式会改变结构的初始应力刚度.

#### 2) 非线性弹塑性屈曲分析(极限承载力分析)

将各工况特征屈曲值,分 100 个子步加载.采用增量法和完全 Newton-Raphson 方法进行非线性求解.判断解的收敛与发散,收敛准则采用力的收敛准则.在进行非线性弹塑性屈曲分析时,考虑初始加载状态下的应力,并以一阶特征屈曲模态为基

础,将实际结构按主拱肋顶端发生横向偏移来模拟缺陷和横向风力的影响.同时考虑结构的几何、材料非线性因素,采用双重非线性有限元理论,计算不同工况下结构的力学响应,得出各工况下的极限承载力.

本文求解双重非线性问题时,采用的是混合法.用增量法考虑材料的非线性影响,将几何非线性迭代嵌入材料非线性的增量法之中,在每级荷载增量中折减刚度不变,并用 Newton-Raphson 方法考虑几何非线性问题.

检查过程是否收敛采用不平衡力准则和位移准则<sup>[4,5]</sup>.对于求解极限承载力的特定问题,由于结构失稳时位移较大,使用力的收敛准则,并以位移做为参考准则.本文的计算中取  $1 \times 10^{-4} \leq \epsilon_f \leq 1 \times 10^{-3}$ ,  $1 \times 10^{-4} \leq \epsilon_p \leq 1 \times 10^{-3}$ .

表1 梁格模型特征值屈曲荷载

加载工况 — 曲屈荷载 (10 <sup>6</sup> N) — 加载跨度组成 — 模态阶数	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
	①+②	①+②+③	①+②+③+④	②+③	②
I	13.65	13.50	14.10	13.50	13.45
II	13.80	13.60	14.10	13.50	13.45
III II	15.50	14.10	14.25	13.60	13.50
IV	16.65	14.25	14.25	13.60	13.50
V	17.65	15.35	15.85	13.60	13.55

### 3.2 计算结果

#### 3.2.1 特征值屈曲分析(单位:10<sup>6</sup>N)

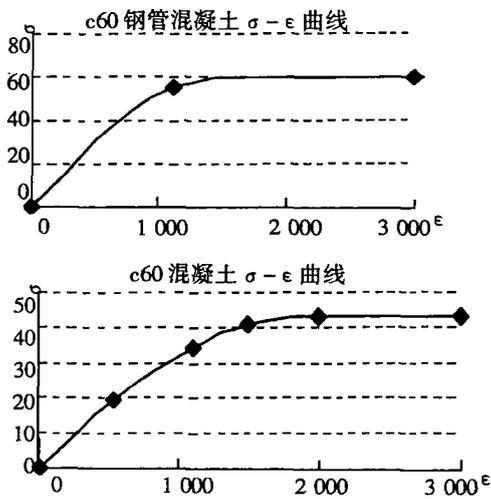


图6 主要材料的σ-ε曲线

根据上述计算,工况(5)是最不利的,同时取常见的全桥均布荷载情况即工况(3)进行计算.以下是工况(3)、(5)的一阶屈曲模态图.



图7 工况(3)的一阶屈曲模态



图8 工况(5)的一阶屈曲模态

#### 3.2.2 非线性分析

##### 1) 工况(3)

已施加恒载,全桥均布荷载加至 1.767 × 10<sup>6</sup> (N/m)求解发散,说明结构已经破坏,此即为考虑双重非线性时全桥的极限荷载值.主拱在第二跨左拱脚、第三跨右拱脚处拱肋缀板首先达到屈服强度,在荷载继续作用下,发生破坏,因此属于主拱先破坏,此时腹杆最大压应力为 13.80 MPa,尚未达屈服应力,拱肋的最大压应力为 62.27 MPa,已超过屈服

应力;对应吊杆最大拉应力为 1637.30 MPa,接近抗拉极限强度 1720 MPa,破坏时拱顶竖向位移-1.05 m,跨中竖向位移-1.36 m.

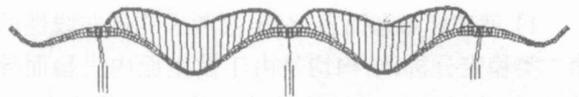


图9 工况(3)的破坏形态图

##### 2) 工况(5)

已施加恒载,第二跨均布荷载加至 1.695 × 10<sup>6</sup> (N/m)求解发散,说明结构已经破坏,此即为考虑双重非线性时全桥的极限荷载值.梁和拱部荷载一位移曲线见图12主

拱在第二跨左拱脚处拱肋首先达到屈服强度,在荷载继续作用下,发生破坏,因此属于主拱先破坏,此时腹杆最大压应力为 18.13 MPa,尚未达屈服应力;拱肋的最大压应力为 62.52 MPa,已超过屈服应力;对应吊杆最大拉应力为 1643.40 MPa,接近抗拉极限强度 1720 MPa,破坏时拱顶竖向位移-1 m,跨中竖向位移-1.29 m.

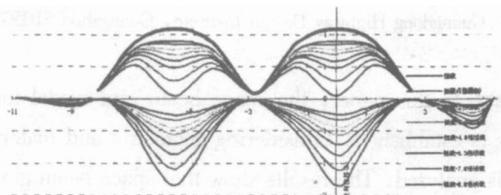


图10 工况(3)梁拱荷载-位移曲线



图11 工况(5)全桥破坏形态

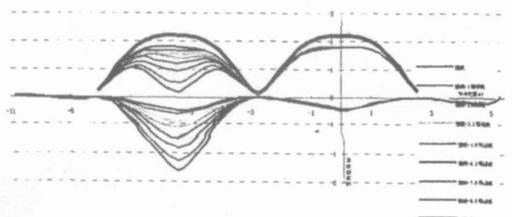


图12 工况(3)梁拱荷载-位移曲线

### 3.2.3 几何非线性与双重非线性比较

表2 仅考虑几何非线性与考虑双重非线性因素计算结果比较(单位:  $10^6\text{N}$ )

加载工况		(1)	(3)	(5)
极限荷载 非线性因素	加载跨度组成	①+②+③+②+③+④ ②		
	几何非线性	8.932	8.652	7.882
双重非线性	1.716	1.767	1.695	

## 4 结论

1) 就破坏形态而言,对于仅考虑几何非线性的第二类稳定分析,结构均是由于发生面内失稳而导致破坏,此时计算所得的承载力为稳定承载力.对于考虑双重非线性的极限承载力分析,问题由第二类失稳转化为强度问题,在拱脚处拱肋先破坏,属于拱先破坏;

2) 计算第二类稳定的极限荷载与同时考虑结构的几何、材料非线性时计算的极限荷载差异较大.前者约为后者的四到五倍.说明在材料破坏的情况下,仅考虑几何非线性计算所得的极限承载力

缺乏实际工程意义,此时材料非线性在计算极限承载力时是比几何非线性更为重要的因素.

3) 工况(5)为最不利工况,即第二跨上作用的均布荷载达到  $1.623 \times 10^6 \text{N/m}$  时,结构就破坏,若以  $F_g$  表示结构的自重,  $F_{lim}$  表示极限承载力,则极限承载力系数为:  $K = \frac{F_{lim} + F_g}{F_g} = \frac{1.623 + 1.03}{1.03} = 2.576$ . 工况(3)的极限承载力为  $1.695 \times 10^6 \text{N/m}$ , 承载力系数为  $K = \frac{F_{lim} + F_g}{F_g} = 2.64$

### 参考文献:

- [1] 程进,江见鲸,肖汝诚,项海帆.拱桥结构极限承载力的研究现状与发展[J].公路交通科技,2002,8(4):57~59.
- [2] Edmund C. Hambly. Bridge Deck Behaviour. London: Published by Chapman and Hall Ltd, 1976.
- [3] 李传习,夏桂云.大跨度桥梁结构计算理论[M].北京:人民交通出版社,2002.
- [4] Ansys5.7 技术手册和使用指南.
- [5] 张立明. Algor、Ansys 在桥梁工程中的应用方法与实例[M].北京:人民交通出版社,2003.

## Investigation on Space Beam Gird Model of Long-span Bridge Nonlinear Analysis

WEN Fang-zhen<sup>1</sup>, PENG Ke-ke<sup>2</sup>

(1. Guangdong Highway Design Institute, Guangzhou 510507, China; 2. Central South Forest University, Changsha 410075, China)

**Abstract:** In this paper, the space beam gird model for a long-span rigid-framed flexible CFST arch bridge in Yiwan railway is established. Considering geometric and material nonlinear, the ultimate load capacity of CFST arch bridge at usage is analyzed. The results show that space beam gird model is a more reasonable method, which imitate initial disfigurement of structure better.

**Key words:** nonlinear; space beam gird method; ultimate load capacity