

# 独塔双索面斜拉桥抗震及抗风稳定性分析

沙培洲

(铁道第一勘察设计院桥隧处 西安 710043)

**摘要:**对于大跨、高塔斜拉桥,鉴于结构的重要性,对其进行抗震能力和抗风稳定性分析是十分必要的。结合工程实例,本文介绍了独塔双索面斜拉桥抗震及抗风稳定性分析。

**关键词:**独塔斜拉桥 塔、墩、梁固结体系 抗震分析 抗风稳定性分析

## 1 工程概述

工程主桥为独塔双索面预应力混凝土梁斜拉桥,跨径布置为176m+192m,总长为368m。结构体系为塔、墩、梁固结体系。

主桥主要构造设计如下:

(1) 主梁:主梁采用边纵梁+横梁+整体桥面板体系的预应力混凝土梁。梁侧高2.5m,顶宽28.2m,底宽26.2m,梁顶设2%的人字坡。主梁沿纵向每隔3~6m设一道横梁。

(2) 桥塔及基础:桥塔采用H型桥塔,塔自承台顶以上高100m;塔上设有上、下横梁,下横梁以上塔柱为空心截面,以下塔柱为实体截面,塔底截面尺寸为9m×7m。基础采用 $\phi$ 250cm钻孔灌注桩基础。

(3) 斜拉索:采用镀锌 $\phi$ 7mm低松弛高强平行钢丝束,冷铸墩头锚,双面扇形布置,梁上索距3~6m。

(4) 过渡墩及基础:过渡墩采用三柱式桥墩,L形钢筋混凝土盖梁,盖梁上设有一个单向活动盆式橡胶支座和一个双向活动盆式橡胶支座,基础采用“王”字形承台, $\phi$ 180cm钻孔灌注桩基础。

## 2 结构动力特性分析

### 2.1 计算模型

计算模型是动力特性和动力分析的关键,它应尽量与实际结构相符。为了能更真实地反映桥梁实际结构,主桥动力特性分析计算模型采用空间有限元分析模型。主梁、桥塔及过渡墩均采用空间梁单元,斜拉索采用索单元模拟,斜拉索垂度引起的非线性影响按Ernst等效弹性模量法予以

折减。边纵梁和横梁的刚度计入桥面板的有效刚度,桥面板及桥面系质量等效折算给边纵梁和横梁,边孔1/2简支梁质量堆聚于过渡墩盖梁上。成桥状态计算图式见图1。

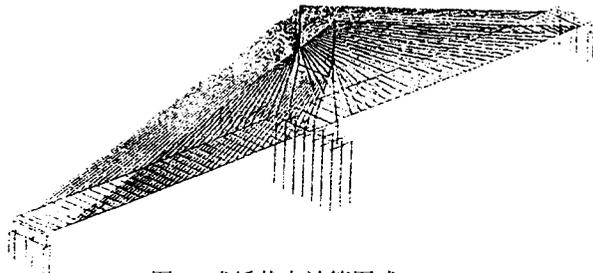


图1 成桥状态计算图式

### 2.2 边界条件

桥塔及过渡墩桩周土抗力用纵、横桥向土弹簧模拟。土弹簧的弹簧系数根据土层的物理性质由“m法”确定,结构其它边界条件见表1。

表1 成桥状态结构边界条件

| 结构部位      | dx | dy | dz | $\theta_x$ | $\theta_y$ | $\theta_z$ |
|-----------|----|----|----|------------|------------|------------|
| 桩基础嵌固点处   | 1  | 1  | 1  | 1          | 1          | 1          |
| 过渡墩与主梁交接处 | 0  | 1  | 1  | 1          | 0          | 0          |

注:表中dx、dy、dz分别表示沿纵桥向、横桥向竖向的线位移, $\theta_x$ 、 $\theta_y$ 、 $\theta_z$ 分别表示绕纵桥向、横桥向、竖向的转角位移,1—表示约束,0—表示放松。

### 2.3 动力特性分析

成桥状态结构动力特性见表2,由于篇幅所限,仅给出前两阶振型图,详见图2。

图2 成桥状态结构动力特性

| No | 振型特征            | $\omega$ (rad/s) | f (Hz) | T (s)  |
|----|-----------------|------------------|--------|--------|
| 1  | 主梁竖向弯曲振动        | 2.0390           | 0.3245 | 3.0816 |
| 2  | 主梁扭转并伴有桥塔横向弯曲振动 | 4.1492           | 0.6604 | 1.5143 |
| 3  | 主梁竖向弯曲振动        | 4.1825           | 0.6657 | 1.5023 |
| 4  | 主梁扭转并伴有桥塔横向弯曲振动 | 4.1837           | 0.6659 | 1.5018 |
| 5  | 桥塔横向弯曲并伴有主梁扭转振动 | 4.8127           | 0.7660 | 1.3055 |
| 6  | 主梁横向弯曲振动        | 5.4376           | 0.8654 | 1.1555 |
| 7  | 主梁竖向弯曲振动        | 5.4652           | 0.8698 | 1.1497 |
| 8  | 主梁竖向弯曲振动        | 6.2211           | 0.9901 | 1.0100 |

扭弯频率比  $\varepsilon = f_2 / f_1 = 2.035$

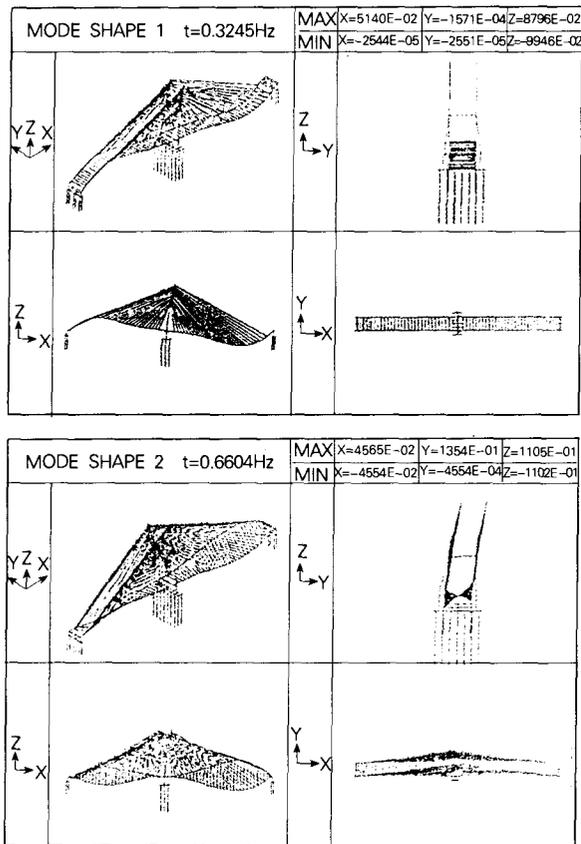


图2 成桥状态振型图

从上面动力特性分析计算结果来看:

(1) 主梁边纵梁+横梁+整体桥面板体系具有较大的横向刚度,在振型表现上,主梁的横弯在第六阶才出现。

(2) 尽管本桥桥跨较大,桥塔较高,由于采用了塔、墩、梁固结体系和双面密索的斜拉索体系,使得整个结构具有较高的竖向刚度,同时使抗扭刚度较差的主梁仍具有较高的扭转自振频率和扭弯频率比,从而为本桥的抗风稳定性打下

了良好的基础;从抗震角度来说,采用塔、墩、梁固结体系对桥面以上塔柱的抗震有利,但同时增加了桥面以下塔柱的地震力。由于本桥桥面以下塔柱较低。再加之为满足运营阶段受力及变形要求,下部塔柱截面尺寸一般较大。地震力不控制设计。

### 3 结构抗震分析

#### 3.1 抗震设防标准

对于大跨度斜拉桥的抗震问题,首先应根据桥址区的地震地质构造环境,近场区的地震活动性和近场区地震地质稳定性评价。确定一个安全、经济、合理的抗震设防标准。按《中华人民共和国防震减灾法》第十七条规定,本工程必须进行地震安全性评价。设计的地震动参数按国家标准《中国地震动参数区划图》(GB18306—2001)取值。由《中国地震动峰值加速度区划图》查得桥址区的地震动峰值加速度为0.10g;由《中国地震反应谱特征周期区划图》查得桥址区的地震动反应谱特征周期为0.4秒。

由于主桥为大跨、高塔斜拉桥,为重点抗震工程,应按照“小震不坏,中震可修,大震不倒”的抗震设防原则进行抗震设计,小震应取100年超越概率63%的概率水平下的地震动参数,中、大震则分别取100年超越概率10%和100年超越概率2%~3%的概率水平下的地震动参数。本次抗震计算地震动峰值加速度取0.10g,地震动反应谱特征周期取0.4秒,按现行《公路工程抗震设计规范》(JTJ004—89)进行。

#### 3.2 结构地震反应

大跨度桥梁的地震响应应采用反应谱法和时程分析法相互校核,同时应考虑非线性效应对结构的影响。本桥在本设计阶段暂不考虑非线性效应对结构的影响,结构地震响应采用反应谱法进行,反应谱法的动力放大系数 $\beta$ 参考《城市桥梁抗震设计规范》(征求意见稿)取值, $\beta(T)$ 曲线方程如下:

$$\beta(T) = \begin{cases} 1.0+15.0T & 0.0s \leq T \leq 0.1s \\ 2.5 & 0.1s \leq T \leq 0.4s \\ 2.5(0.4/T)^{0.9} & 0.4s \leq T \leq 2.0s \\ 2.5(0.2^{0.9}+0.04-0.02T) & 2.0s \leq T \leq 8.0s \end{cases}$$

按现行《公路工程抗震设计规范》(JTJ004—89), 水平地震系数 $K_h=0.1$ , 竖向地震系数 $K_v=0.05$ , 结构重要性修正系数 $C_1=1.7$ , 结构综合影响系数 $C_2=0.5$ 。同时考虑如下两种地震组合。

地震组合 I: 纵桥向地震(0.1g)+竖向地震(0.05g)

地震组合 II: 横桥向地震(0.1g)+竖向地震(0.05g)。

在地震响应分析中, 取前200阶模态参与地震反应组合, 组合方法采用CQC法, 结构各主要部位的地震反应列于表3、表4、表5。

表3 地震组合 I 桥塔主要部位内力

| 截面位置 | 轴力<br>N (kN) | 面内弯矩M<br>(kN-m) | 面内剪力Q<br>(kN) | 面外弯矩M<br>(kN-m) | 面外剪力Q<br>(kN) | 扭矩T<br>(kN-m) |
|------|--------------|-----------------|---------------|-----------------|---------------|---------------|
| 1-1  | 499.3        | 863.9           | 291.8         | 5197.4          | 634.0         | 29.5          |
| 2-2  | 501.5        | 799.2           | 61.3          | 8389.1          | 126.9         | 29.5          |
| 3-3  | 865.7        | 2809.3          | 1141.1        | 5170.9          | 14286.7       | 17705.9       |
| 4-4  | 748.8        | 2547.2          | 89.0          | 13043.7         | 112.8         | 31.6          |
| 5-5  | 2947.9       | 44887.9         | 1446.2        | 547.2           | 82.0          | 0.0           |
| 6-6  | 3258.1       | 47303.0         | 1387.1        | 870.5           | 142.8         | 1776.1        |
| 7-7  | 3988.5       | 54024.8         | 2215.5        | 727.8           | 95.5          | 1776.1        |
| 8-8  | 4907.5       | 56531.0         | 15409.7       | 3983.1          | 372.6         | 14054.0       |
| 9-9  | 5342.5       | 172030.7        | 15873.6       | 6712.7          | 324.2         | 14054.0       |

注: 表中1-1为桥塔塔柱内侧面上横梁截面, 2-2为上横梁跨中截面, 3-3为桥塔塔柱内侧面上横梁截面, 4-4为下横梁跨中截面, 5-5为桥塔上横梁顶处的塔柱截面, 6-6为桥塔上横梁底处的塔柱截面, 7-7为桥塔下横梁顶处的塔柱截面, 8-8为桥塔下横梁底处的塔柱截面, 9-9为桥塔塔柱柱底截面。

表4 地震组合 II 桥塔主要部位内力

| 截面位置 | 轴力<br>N (kN) | 面内弯矩M<br>(kN-m) | 面内剪力Q<br>(kN) | 面外弯矩M<br>(kN-m) | 面外剪力Q<br>(kN) | 扭矩T<br>(kN-m) |
|------|--------------|-----------------|---------------|-----------------|---------------|---------------|
| 1-1  | 811.0        | 76664.9         | 7574.2        | 2063.9          | 172.3         | 2179.1        |
| 2-2  | 466.5        | 798.4           | 7602.5        | 354.4           | 224.4         | 2179.1        |
| 3-3  | 6379.0       | 40463.1         | 2860.3        | 13941.7         | 2556.5        | 5986.5        |
| 4-4  | 702.2        | 5366.7          | 1244.4        | 7349.6          | 1842.6        | 1968.0        |
| 5-5  | 2611.0       | 6960.5          | 275.2         | 67448.8         | 2255.6        | 0.0           |
| 6-6  | 8199.0       | 6261.0          | 204.5         | 41640.5         | 2068.6        | 2077.8        |
| 7-7  | 8566.6       | 10482.7         | 515.8         | 52607.4         | 3107.5        | 2077.8        |
| 8-8  | 10392.5      | 10745.1         | 2481.7        | 27349.0         | 7560.8        | 12233.1       |
| 9-9  | 10683.2      | 20849.8         | 2546.5        | 85827.3         | 8356.6        | 12233.1       |

注: 表中1-1为桥塔塔柱内侧面上横梁截面, 2-2为上横梁跨中截面, 3-3为桥塔塔柱内侧面上横梁截面, 4-4为下横梁跨中截面, 5-5为桥塔上横梁顶处的塔柱截面, 6-6为桥塔上横梁底处的塔柱截面, 7-7为桥塔下横梁顶处的塔柱截面, 8-8为桥塔下横梁底处的塔柱截面, 9-9为桥塔塔柱柱底截面。

表5 结构主要部位地震位移

| 项 目           | 地 震 组 合 I | 地 震 组 合 II |
|---------------|-----------|------------|
| 塔顶纵桥位移 (cm)   | 2.75      | /          |
| 塔顶横桥位移 (cm)   | /         | 8.19       |
| 主梁梁端纵桥位移 (cm) | 1.58      | /          |

## 4 结构抗风稳定性分析

### 4.1 设计基准风速及主梁颤振检验风速的确定

设计风速按全国基本风压分布图确定。根据《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60-2004)中

的全国基本风压分布图, 桥址位于600Pa的等压线附近, 故20m高度处100年一遇的10min平均最大风速为 $U_{20}=(1.6 \times 600)^{0.5}=31.0\text{m/s}$ 。按照

(下转第35页)

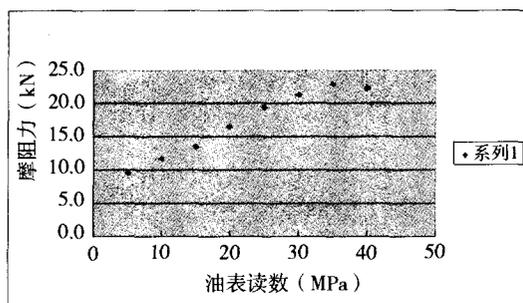


图1 摩阻力曲线图

4) 有些标定报告中出现(0, 0)点, 是否正确?

在有的检测单位的报告中, 常见到(0, 0)点。意思是: 未标定的起始状态千斤顶的作用力为0, 压力表的读数为0。实际上, 这样的理解是错误的。通过数据的回归分析得出的回归公式 $y = a + bx$ 中可以看出, 回归曲线是不通过(0, 0), 而应在直角坐标系中的该点的下方(0, a)点。

5) 有的检测单位配有专门的标定油泵供检测用, 是否合理?

(上接第14页)

《公路桥梁抗风设计规范》(JTG/TD60-01-2004)关于不同高度处风速换算的方法, 桥址地区10m高度处100年一遇10min平均最大风速即基本风速为 $U_{10} = 0.836U_{20} = 25.9\text{m/s}$ 。

根据桥址附近的地貌特征, 地表粗糙度偏于安全地按II类地区取用。大桥主梁(平均高度)位于地面以上12m左右, 按《公路桥梁抗风设计规范》(JTG/TD60-01-2004)的规定, 主梁在成桥状态下的设计基准风速为:

$$U_d = K_1 U_{10} = 1.04 \times 25.9 = 26.9\text{m/s}$$

又根据《公路桥梁抗风设计规范》(JTG/TD60-01-2004)的规定, 主梁的颤振检验风速为:

$$[Ucr] = 1.2\mu_r U_d$$

其中, 1.2为综合安全系数,  $\mu_r$ 为考虑风的脉动特性以及空间相关特性影响的修正系数, 根据跨度和地表粗糙度类别应取为1.33, 故成桥状态主梁的颤振检验风速为:

$$[Ucr] = 1.2 \times 1.33 \times 26.9 = 42.9\text{m/s}$$

#### 4.2 主梁颤振临界风速估算

对于主梁的弯扭耦合颤振, 其临界风速根据

我们知道: 标定结果除了与千斤顶的活塞面积有关外, 还与密封圈的新旧松紧程度有关、液压系统中油的粘度、标定过程中的环境温度有关等。如果检测单位提供的油泵的液压油与施工中的液压油不同的话, 其响应的结果应该是不同的。

6) 预应力施工中的张拉应力的取值应采用内插法还是用回归公式取值?

预应力施工中, 张拉应力的取值应采用内插法取值, 而不应该采用回归公式取值。因为:

① 标定结果的数据整体上呈回归直线, 但对某一些点时, 其是有波动的。

② 我们知道回归公式的推导是建立在摩擦力假定为定值的情况下, 而实际上摩擦力不是定值, 而是随作用力的增加而增加, 在一定的范围内, 摩擦系数为相对定值。严格来说, 回归公式是不准确的。所以, 在预应力施工中, 张拉应力的取值应采用内插法取值, 而不应该采用回归公式取值。

工程界普遍应用的Vanderput公式进行估算。

$$U_{cr} = \eta_s \cdot \eta_a \cdot [1 + (\varepsilon - 0.5) \sqrt{0.72\mu \cdot r/b}] \cdot \omega_b \cdot b$$

式中:  $\eta_s$ 为主梁截面形状影响系数,  $\eta_a$ 为攻角效应系数,  $b$ 为半桥宽,  $r$ 为主梁截面极惯性半径,  $\varepsilon$ 为扭弯频率比;  $\mu$ 为桥面单位长度质量与空气的密度比,  $\omega_b$ 为基阶竖弯自振圆频率。

计算得:  $U_{cr} = 215.7\text{m/s}$

从以上分析可以看出, 虽然桥梁跨度较大, 桥塔较高, 但由于桥面较宽, 且梁部结构较重, 使主梁颤振临界风速大大超过了主梁颤振检验风速, 且 $\min T_b^{-1} = [Ucr] / f_1 B = 2.3 < 2.5$ , 故主梁的抗风稳定性等级为I级。不必进行风洞试验。

#### 参考文献

- [1] 林元培. 斜拉桥. 北京: 人民交通出版社, 1994年
- [2] 李国豪. 桥梁结构稳定与振动. 北京: 中国铁道出版社, 2002年
- [3] 范立础. 桥梁抗震. 上海: 同济大学出版社, 1997年
- [4] 公路桥涵设计通用规范(JTG D60-2004). 北京: 人民交通出版社, 2004年
- [5] 公路工程抗震设计规范(JTJ004-89). 北京: 人民交通出版社: 1990年
- [6] 公路桥梁抗风设计规范(JTG/D60-01-2004). 北京: 人民交通出版社, 2004