

文章编号: 0451-0712(2005)12-0009-06

中图分类号: U441.2

文献标识码: B

在最大悬臂工况下单索面索塔受横向风载的分析

程翔云

(湖南大学土木工程学院 长沙市 410082)

摘 要: 为了能够反映出拉索对索塔的弹性恢复力,在计算图式中引入了一组弹簧支承和一个用作移动式反力墙的“L”形刚臂。为了能够计算出垂重力对索塔的几何非线性效应,便应用了迭代法。文中还给出了简述本文计算步骤的算例,便于读者理解。

关键词: 单索面索塔; “L”形刚臂; 移动式反力墙; 弹性恢复力; 几何非线性效应; 迭代法

1 前言
作者曾在文献[1]中,对单索面斜拉桥的索塔受

横桥向风力时的分析问题,提出了如图1(1)所示的简化计算模型,其要点如下。

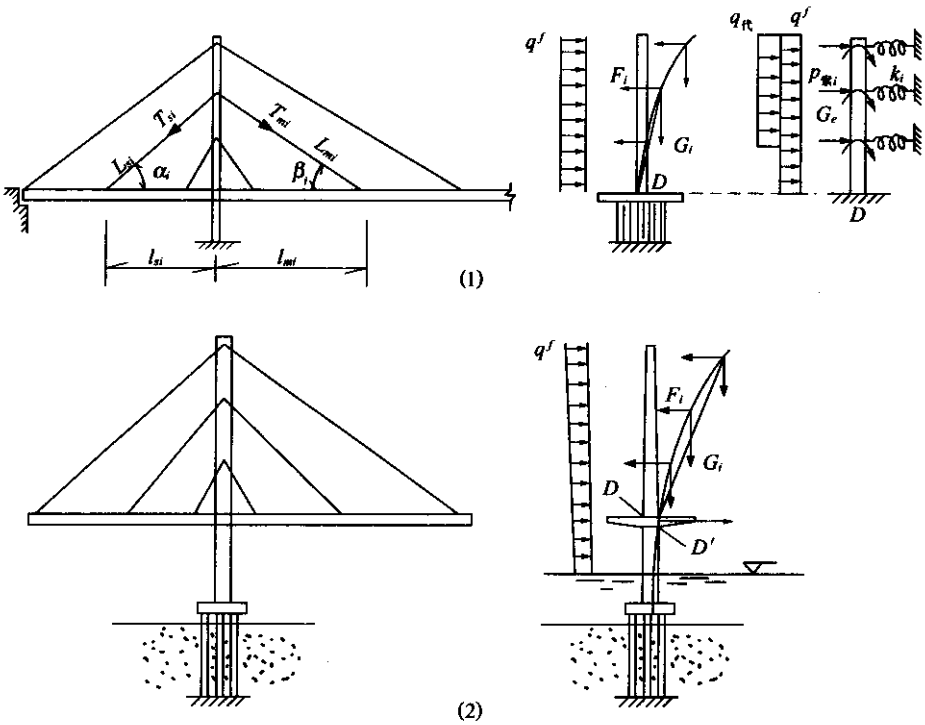


图 1

(1)近似假定桥面以下结构在横向风力作用下不产生横桥向位移,视索塔嵌固于墩梁固结点D的位置处。
(2)成桥状态下各拉索索力值在索塔变形过程

中均保持为常值,但它们的横桥向水平分力 F_i (扶正力,又称非保向力)将随塔身的横向位移变化而变化,这些均可分别用具有不同刚度 k_i 的水平弹簧支承来模拟。

(3) 拉索的竖向分力 G_i 与索塔自重对塔身变形所产生的非线性附加效应, 是用根据能量法原理所导得的等效水平分布荷载 $q_{\text{代}}$ 来等代。

现在工程上提出了一个新课题, 就是如何把文献[1]中的建模思路进一步推广应用到具有群桩基础和墩身但边跨内无辅助墩、且处在合拢之前最大双悬臂状态时的、单索面索塔的横向稳定分析上, 如图1(2)所示。具体地说, 这里面存在两个最关键问题: ①由于此时墩梁固结点 D 也要产生横桥向位移, 首先提出的一个问题是, 怎样把图1(1)中原来呈固定形式布置的一组水平弹簧支承, 改为可移动式的布置; ②由于塔、墩、桩基的截面形状和尺寸, 以及约束条件差异太大, 若用文献[1]中的能量法原理再导出另一个等效水平分布荷载 $q_{\text{代}}$ 的公式, 将会十分复杂, 不太便于设计应用, 那么, 能否寻找其他方法来反映拉索竖向分力和结构自重所带来的非线性效

应, 将是需要解决的第二个问题。

本文将重点针对这两个问题阐叙解题思路, 并结合一个具体桥例, 简单介绍其计算步骤和计算方法。

2 解题思路

2.1 基本假定

为了简化分析, 做了如下假定:

(1) 主梁结构受横向风力后、相对于墩梁固结点 D 的水平位移甚微, 可以忽略不计;

(2) 合拢前各拉索索力值在索塔与墩身整体变形过程中, 保持为常值;

(3) 索塔与墩身不发生水平面内的扭转位移。

2.2 “L”形刚臂的引入

这是为了解决上述存在的第一个关键问题而附加的“L”形刚臂, 如图2(3)所示, 其要点如下。

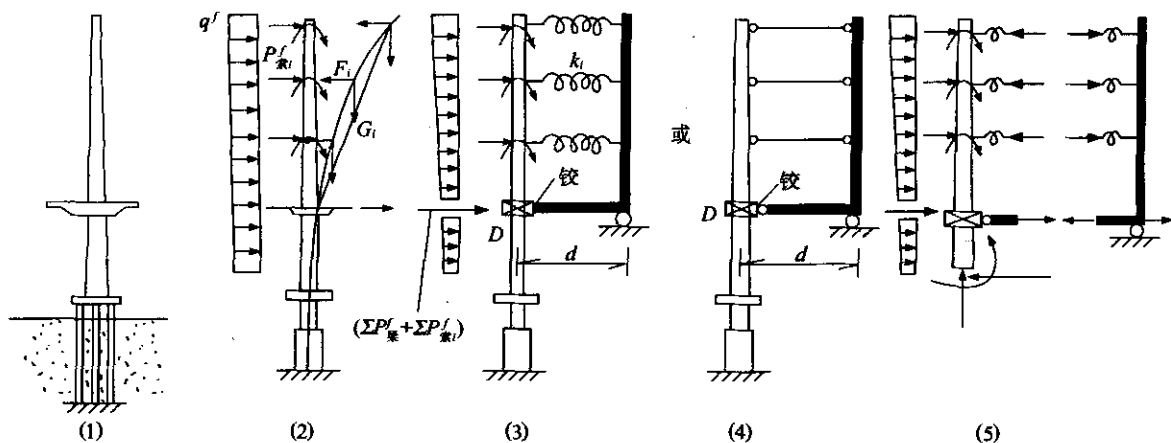


图 2

(1) “L”形刚臂的角点与墩梁的固结点 D 齐高, 其下设置水平活动支座, 刚臂的水平杆另一端与 D 点铰结, 这样, 刚臂只随 D 点产生刚性水平位移。

(2) “L”形刚臂的立杆与索塔竖直线平行, 两者的间距 d 可以任意假定。

(3) 在索塔与“L”形刚臂之间、完全仿效图1(1)来布置所有水平弹簧支承, 各个弹簧支承的刚度 k_i 公式与文献[1]中的完全相同, 即:

$$k_i = \frac{T_{si} \cos \alpha_i}{l_{si}} + \frac{T_{mi} \cos \beta_i}{l_{mi}} \quad (1)$$

该式还可以写成更简单的形式, 即:

$$k_i = \frac{T_{si}}{L_{si}} + \frac{T_{mi}}{L_{mi}} \quad (1a)$$

上式中的 T 表示拉索索力; L, l 分别表示拉索

实际长度和水平投影长度; α, β 表示倾角; 脚标 s, m 分别表示边跨和中跨之值, 其具体含义见图1。但也可以把这些弹簧支承等效铰结链杆单元(图2(4)), 链杆单元的截面积 A_{ei} 为:

$$A_{ei} = \frac{k_i d}{E_{\text{链}}} \quad (2)$$

或者截面宽度 b_{ei} 为:

$$b_{ei} = \frac{k_i d}{E_{\text{链}} \cdot t} \quad (2a)$$

式中的 $d, t, E_{\text{链}}$ 分别表示链杆长度、截面厚度及其弹性模量。这些值在满足 k_i 值不变的条件下, 相互调整。

(4) 拉索的垂直分力 G_i 亦与文献[1]中的相同, 即:

$$G_i \approx T_{si} \sin \alpha_i + T_{mi} \sin \beta_i \quad (3)$$

(5)对于群桩基础,可以按照文献[2]所述的第
一种方法、简化模拟为底端嵌固的变截面单桩形式。
这样,它便与墩身、索塔三者同处在一条竖直的轴
线上。

本计算模型的工作机理可以从图2(5)的隔离体
图得到解释:当索塔的迎风面受到横向风力后,介于
塔柱与“L”形刚臂之间的弹簧支承(或者链杆)将会
被压缩,它们的支反力向左将部分地抵消风力的作
用、向右则通过“L”刚臂(可移动式反力墙)将这些

反力传递到墩梁固结的D点。这与拉索的扶正力(非
保向力)相似,其上端阻滞塔身的横向位移,其下端
通过主梁上的锚固点将这些力最终传递到D点,从
而降低了塔、墩的变形及其截面内力。

2.3 迭代法的应用

作者曾在文献[3]里,较详细地介绍了应用迭代
法和平面杆系有限无程序,来完成高桥墩的几何非
线性分析,这里将结合本例做简单的重复,如图3
所示。

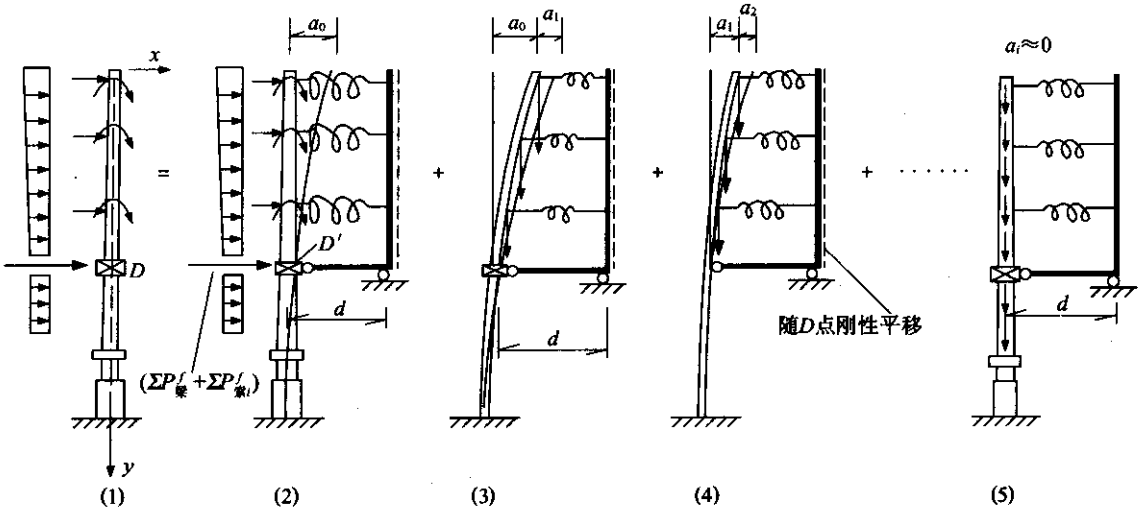


图3

2.3.1 作用荷载说明

(1)按现行桥规[4]计算塔、墩受横桥向风力的荷
载集度 $q_f(y)$;拉索所承受的风力,近似地平均分配
到上、下锚固结点位置,上端为 $P_{索i}^f$,下端则与主梁所
受风压力总和在一起,共同作用于墩、梁固结点D
处,即 $(\sum P_{梁}^f + \sum P_{索i}^f)$ 。

(2)塔、墩的自重可以用结构容重 γ 直接反映到
输入文件中;考虑到桩身周边土的摩阻力影响,故可
不计其自重的影响,即令 $\gamma_{桩} \approx D$;拉索的上端具有向
下的垂直分力 G_i ,但其下端的垂直分力方向向上,近
似地认为它与两侧主梁的自重平衡,故在计算中不
予考虑。

(3)考虑到索锚在施工中存在不可预见的误差
偏心,在没有直接测定数据的情况下,一般可取其偏
心 e 值约为 $1/1\,000$ 的塔高,并以偏心力矩 $M = G_i \cdot e$
作用于塔身的每个索锚结点处。

2.3.2 迭代运算步骤

(1)先令结构自重和垂直结点力 G_i 均等于零,
悬臂结构只承受横桥向风力和偏心力矩,如图3(2)

所示, a_0 是塔顶处的最大初始水平位移。

(2)将整个悬臂结构在 x 方向的变位,在计算机
上用光标标记后,直接覆盖和拷贝到数据输入文件
中每个结点所对应的 x 坐标上,便得到一根悬臂曲
柱。此时“L”形刚臂的坐标也应按 D 点的水平位移
值用手工输入给以修正,过程也较简单。然后在此曲
柱上将塔、墩的容重 γ (不计桩身和“L”形刚臂的容重)
和拉索上端的垂直结点力 G_i 输入,同时移去上一步
骤中的所有风力及偏心力矩,于是,便得到以 a_1 为
峰值的一条新挠曲线,如图3(3)所示。

(3)再以 a_1 为峰值,且相对于上一悬臂曲柱的
新挠曲线作为一根新的悬臂曲柱轴线(图3(4)),在
计算机上的操作方法同上,再一次计算在自重和 G_i
作用时所产生的的又一新挠曲线,其峰值为 a_2 。

(4)如此重复上一步骤,逐次迭代,只要所有垂
直力未超过临界值, a_i 值将逐次减小,直至收敛。最
后,便可以计算出塔顶在横桥向总的水平位移量 a ,
它为:

$$a = a_0 + \sum_{i=1}^n a_i \quad (n \text{ 为迭代次数}) \quad (3)$$

(5) 塔柱、墩身各个截面的剪力 $Q(y)$ 和轴力 $N(y)$, 仍然应用一般《材料力学》的方法和按图 3(1) 的计算图式进行计算, 但截面弯矩 $M(y)$ 除了按《材料力学》的方法计算外 (即上述第一步骤中的输出结果 $M_0(y)$), 还需叠加在所在迭代运算过程中, 由几何非线性效应所产生的附加弯矩 $M_{\text{非}}(y)$, 从而得:

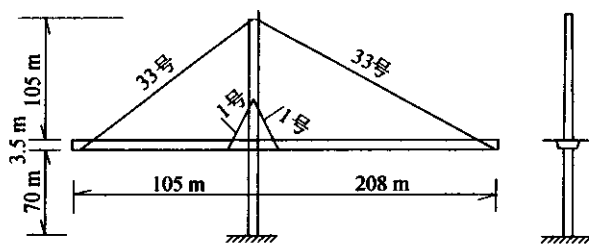
$$M(y) = M_0(y) + \sum_{i=1}^n M_{\text{非}}(y) \quad (4)$$

2.4 有关单元力学特性的说明

(1) 塔、墩单元按结构的实际尺寸和材性输入, 桩身单元按等代尺寸及相应弹性模量输入。

(2) 介于塔、墩之间的主梁单元应视作刚臂。

(3) 附加的“L”形刚臂亦应对应于拉索在塔身上的结点位置, 划分为若干单元。由于它们与塔身的间距 d , 截面尺寸以及弹性模量都是虚拟和任意地假定, 故在拟定单元截面尺寸时, 宽度可以大, 高度以不与塔身单元发生重叠, 同时其顶端相对于墩梁固结点 D 的水平位置差, 不得大于 $1/10^4 \text{ m}$ 为宜, 以



(1)



(2)

表明其刚度甚大。

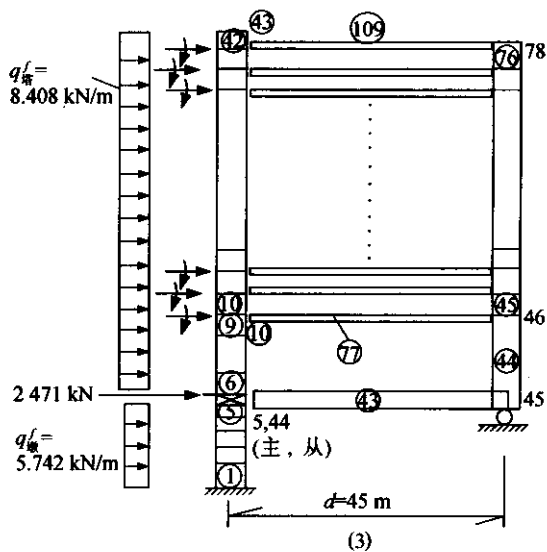
(4) 模拟为弹性支承的链杆, 可以选用十分薄但很宽的单元, 这样, 它们与塔身或与“L”形刚臂在交接面上的弯矩将很小, 相当于两端为铰接的链杆。

3 示例

本文通过一座桥例来阐述计算模型的建立和主要计算步骤, 供读者参考。许多细部结构尺寸及具体运算过程均从略, 以节省篇幅。

3.1 基本资料

图 4 所示是一座预应力混凝土单索面斜拉桥之一塔, 正处在合拢前的最大悬臂施工状态的立面和横断面。扩大基础奠基在坚硬的岩石上。主梁为单箱单室截面, 边跨与中跨的截面尺寸不等, 桥面全宽 25.5 m。索塔和墩身均为矩形箱, 其截面尺寸随高度变化。索塔每侧各有 33 根斜拉索, 索长、倾角和合拢前的索力值列于表 1 中。



(3)

图 4

3.2 离散图

根据本文提出的计算模型, 图 4(3) 给出了相应的、适合应用平面杆系有限元法程序来完成分析的离散图。包括附加的“L”刚臂和模拟链杆在内, 它共划分了 109 个单元和 78 个结点。这里着重对附加的单元进行说明。

(1) “L”形刚臂单元。竖直段内的单元与索塔单元的间距 d 任意选取为 45 m, 单元的截面为宽 \times 高 = 4 m \times 6 m, 共分 33 个不等长的单元, 其结点与塔上结点对应; 水平段只取一个单元, 截面的宽 \times 高 =

4 m \times 4 m。通过简单的调试得到, 当设弹性模量 $E_L = 1 \times 10^{14} \text{ kN/m}^2$ 时, 在横向风力作用下, 竖杆顶端相对于墩梁固结点 D 的相对位移量只有 $0.8 \times 10^{-4} \text{ m}$ (水平向), 表明刚度足够。水平段单元的左端, 用新增一个结点号和正交两个方向的主、从关系与 D 点连接, 以代表铰结。

(2) 模拟弹簧支承的水平链杆单元。共取 33 个单元, 与 33 对拉索的扶正力对应。在保证弹簧支承刚度 k_i 不变的前提下来确定这些链杆的截面尺寸和相应的弹性模量 $E_{\text{链}}$, 本例取链杆截面厚度 $t = 0.01 \text{ m}$, 是

表 1 本例基本数据及主要技术参数汇总

索号	边 跨			中 跨			式(1a)	式(3)	偏心力矩 $G_i \cdot e$ kN · m	索上结点风力 $\frac{P_{\text{索}}^i}{\text{kN}}$	式(2a)
	索力 T_{si} kN	索长 L_{si} m	倾角 α_i (°)	索力 T_{mi} kN	索长 L_{mi} m	倾角 β_i (°)	弹簧刚度 k_i kN/m	索垂直分力 G_i kN			链杆截面宽 b_{ei} m
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
33	6 720.2	182	35.20	5 845.0	230	25.45	62.34	6 385.47	638.55	28.6	0.012 8
32	5 344.0	177	35.49	5 321.0	224	25.75	53.95	5 414.20	541.42	27.9	0.011 0
31	5 551.6	172	35.81	5 306.8	218	26.03	56.62	5 577.08	557.71	27.1	0.011 6
30	5 697.4	167	36.11	5 158.1	212	26.35	58.45	5 647.13	564.71	26.3	0.012 0
29	5 758.8	163	36.43	5 415.4	205	26.64	61.75	5 847.98	584.80	25.6	0.012 6
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
5	4 046.5	55	58.84	3 272.3	60	50.97	128.11	6 004.67	600.47	8.0	0.026 2
4	3 999.3	51	61.63	3 077.1	54	54.56	135.40	6 025.96	602.60	7.3	0.027 7
3	3 764.1	47	64.86	2 888.9	49	58.87	139.04	5 880.42	588.04	6.7	0.028 4
2	3 568.7	43	68.62	2 470.9	44	64.07	139.15	5 545.27	554.53	6.1	0.028 5
1	4 274.9	39	72.98	3 648.1	39	70.39	203.15	7 524.18	752.42	5.4	0.041 6
Σ								190 430		551.2	

注: 1. 第 10 栏中的偏心 e 按塔高的 1/1 000 取值, $e \approx 0.1 \text{ m}$;
2. 第 11 栏的 $P_{\text{索}}^i = (L_{mi} + L_{si})q_{\text{索}}^i/2, q_{\text{索}}^i = 0.139 \text{ kN/m}$;
3. 表中第 12 栏在按式(2a)计算时, 取 $d = 45 \text{ m}, t = 0.01 \text{ m}, E_{\text{链}} = 2.2 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$, 均为假定值, k_i 为表中第 8 栏的计算值。

为了使杆端弯矩接近为零,符合铰支链杆的条件。其相应的截面宽度 b_{ei} 计算见表1。

(3)其他。在“L”刚臂角点的下面,设置水平活动支座;位于塔墩相交处的主梁位置按刚臂单元处理。

3.3 荷载

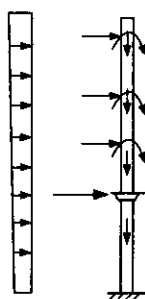
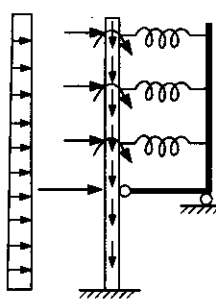
本例的基本风压 $W_0=450\text{ kPa}$,按照文献[4]的计算结果见图4和表1。为了简化分析,作用于塔身和墩身的分布风载集度均取平均值。混凝土的容重

$\gamma=26.5\text{ kN/m}^3$ 。拉索的垂直分力 G_i 及偏心力矩 $G_i\cdot e$ 亦列在表1中。

3.4 计算结果及初步结论

表2列出了按照离散图和平面杆系有限元程序来完成每一迭代运算的主要结果。为了对比,还给出了在相同条下但不计入扶正力有利影响的计算结果。从本例的计算结果对比,可以得到以下几点有益的初步结论。

表2 迭代运算中的主要计算结果汇总

计 算 图 式			不计扶正力效应			计入扶正力效应		
								
主要计算内容			塔顶横向位移 m	截面弯矩/(kN·m)		塔顶横向位移 m	截面弯矩/(kN·m)	
				塔 底	墩 底		塔 底	墩 底
迭 代 法 运 算 序 号	1	$\gamma=G_i=0$	0.282 0	-107 800	-403 200	0.238 6	-84 500	-379 400
	2	只计算结构自重 及拉索垂直分力 G_i 的作用	$0.750\ 6\times10^{-1}$	-40 930	-41 340	$0.466\ 2\times10^{-1}$	-25 940	-26 150
	3		$0.203\ 2\times10^{-1}$	-10 260	-10 320	$0.411\ 5\times10^{-2}$	-1 805	-1 762
	4		$0.547\ 2\times10^{-2}$	-2 736	-2 743	≈0	≈0	≈0
	5		$0.149\ 8\times10^{-2}$	-734.9	-734.9			
	6		$0.417\ 5\times10^{-3}$	-186.6	-186.6			
	7		≈0	≈0	≈0			
	2~7 合计		0.102 8	-54 847.5	-55 324.5	0.050 8	-27 745	-27 912
总 计		0.384 8	-162 647.5	-458 524.5	0.289 4	-112 245	-407 312	

注:塔顶位移的“+”表示向右;截面弯矩的“-”表示迎风一侧受拉。

(1)计入非保向力(扶正力)和几何非线性效应(简称“两非”)所得到的结果,无论是塔顶位移,还是截面弯矩,均比不考虑“两非”的结果约大4%。这可作为初步设计中进行估算的参考。

(2)只计入几何非线性效应的计算结果,比不考虑“两非”的结果,对于塔顶位移约大36.5%,对于塔底和墩底截面弯矩分别大50.9%和13.7%。这表明只计几何非线性影响的分析,虽属安全,但似偏大。

(3)本文提出的计算模型和计算方法,完全可以作为校核空间有限元法计算结果的方法之一。并且,

它还可推广应用到成桥以后的横向稳定分析上。因此,对于设计人员来说,具有实用价值。

参考文献:

[1] 程翔云.单索面索塔横桥向稳定分析[J].公路,1999,(5).
[2] 袁洪.桩基结构模拟方法[J].公路,2000,(4).
[3] 程翔云.桩柱式高桥墩几何非线性效应分析的迭代法[J].公路,2003,(8下).
[4] JTG D60—2004,公路桥涵设计通用规范[S].