

# 变截面构架式风力发电塔架 GA 优化

郑瑞杰, 马人乐

(同济大学 土木工程学院, 上海 200092)

**摘要:**提出了一种新型风力发电塔架结构形式: 构架式风力发电塔架, 并根据遗传算法(GA)二进制编码方法, 以实际工程为背景, 编制了变截面构架式塔架 Fortran 优化模型程序, 分别对塔架进行了截面尺寸优化、形状优化的计算和比较, 最后利用有限元软件, 采用自定义梁单元参数, 建立了传统单管塔优化模型。计算结果表明, 构架式风电塔架相对于单管塔架, 具有较高的刚度和一阶自振频率, 且该结构具有基础工程量小, 方便运输, 降低施工难度等优点。

**关键词:**塔架; 尺寸优化; 遗传算法; 二进制

**中图分类号:** TU392.2    **文献标志码:** A    **文章编号:** 1674-4764(2009)06-0001-06

## GA Optimization for Variable Cross Section frame wind turbine

MA Ren-le, ZHENG Rui-jie

(College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, P. R. China)

**Abstract:** A new type of wind turbine tower, Variable Cross-Section Frame wind turbine, was proposed. With Fortran language and binary-coding method of Genetic Algorithm (GA), calculation algorithm of varying cross-section frame wind turbine was developed base on practical project. Upon the optimization algorithm, section-size and shape optimization of wind tower was carried out. By the finite element software, with user-defined beam element parameters, an optimization model was proposed for traditional single-pipe tower. It was found that compared with single-pipe tower, frame wind turbine has quite a lot advantages such as relative higher first natural frequency and stiffness, relative lower foundation quantities, easy to be carried and constructed and so on.

**Key words:** towers; size-optimization; Genetic Algorithms; binary

随着风力发电塔的大型化, 机组塔架优化的必要性日益突出。主要表现在: 塔身弯矩以塔高的高次方增大, 使得塔筒底节半径急剧增大<sup>[1]</sup>, 用钢量随之大幅增加; 塔架基础具有承受 360° 方向重复荷载和大偏心受力的特殊性, 对地基基础的稳定性要求很高。从而导致基础混凝土用量增大<sup>[2]</sup>; 按照国家有关规定<sup>[3]</sup>, 2 MW 及以上风力发电机组的叶片长度超过 37 m, 塔筒底节直径和法兰直径超过 3 m, 在运输中属于超长、超高、超宽和超重, 而超载运输的成本是很高的; 单管塔其自身的缺点, 例如变形大、刚度较小, 导致塔架设计一般由刚度而非强度控制,

所以不能充分发挥钢材高强的特点等。

综合以上因素, 为了有效降低风场建设成本, 必须对塔架进行结构形式和截面尺寸的综合优化。

## 1 工程简介

本文以中国正在建设的最大风电塔架—3 MW 风电塔架为基础进行优化, 原塔架(如图 1)为单管塔<sup>[5]</sup>。

塔架高 82.5 m, 底部直径 4.5 m, 顶部直径 3.0 m, 材料为 Q345 钢, 塔架与塔底地基以及机舱均采用螺栓连接, 在最初设计时。塔架共分为 4 段,

收稿日期: 2009-09-24

基金项目: 国家自然科学基金资助重点项目(50638010)

作者简介: 郑瑞杰(1980-), 男, 博士生, 主要从事结构工程研究, (E-mail) zrj305@163.com。

各段间利用法兰与螺栓连接,由底部到顶部各段长度依次为:16 m、18.5 m、22.5 m、25.5 m,各段厚度均为 25 mm,塔架重量为 2 620 kN。塔架所受集中力为  $F_x=283$  kN,  $F_y=-50$  kN,  $F_z=-1 750$  kN;集中弯矩为  $M_x=5 920$  kN·m,  $M_y=-2 400$  kN·m,  $M_z=2 560$  kN·m。塔架主要成本见表 1。

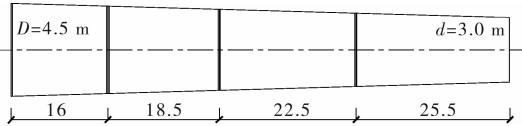


图 1 塔架几何模型

表 1 架塔成本

部 位	塔 身	基 础
工程量	230 t	565 m <sup>3</sup>
单 价	1.5 万元/t	0.12 万元/m <sup>3</sup>
合 计	345 万元	67.8 万元
总 计	413 万元	

由表 1 可以看出,单个风电塔身和基础的造价为 413 万元,而塔身和基础一般占总造价的 90% 左右,由此可知单个风力发电塔的造价大约为 460 万元。因此塔身和基础是塔架优化的关键。

## 2 变截面构架式塔架

基于单管塔架的缺点,提出变截面构架式风力发电塔架模型(如图 2 所示)。

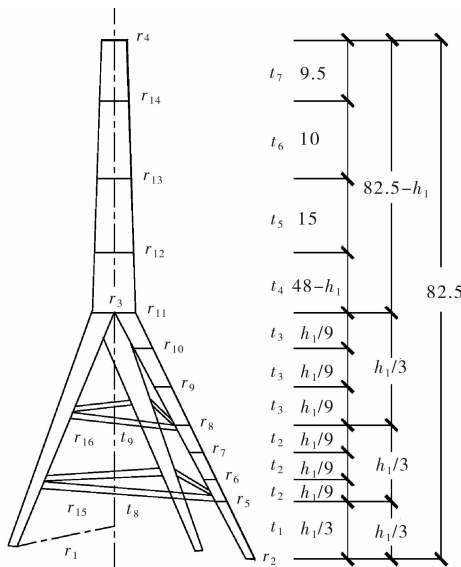


图 2 构架式塔架模型

在上面的构架式塔架优化中,其中  $t_1 \sim t_9$ 、 $r_2 \sim r_{16}$  是截面尺寸变量,  $h_1$  和  $r_1$  是形状变量,设计变量  $h_1$  的变化范围在 20~40 m 之间,  $r_1$  的变化范围在

6~25 m 之间。考虑到塔架顶部应力集中比较大,所以限制 73~82.5 之间塔筒壁厚为 18 mm,根据  $r_3$  和  $r_4$  可以推导出  $r_{12} \sim r_{14}$ ,例如  $r_{12}=r_3-(r_3-r_4)/(82.5-h_1) \times 34.5$ ,所以  $r_{12} \sim r_{14}$  是演绎变量。

## 3 变截面空间管梁单元

构架塔采用变截面钢管,为了精确优化求解,有必要先确定变截面钢管的单元刚度矩阵和等效节点荷载,单元受力如图 3 所示。

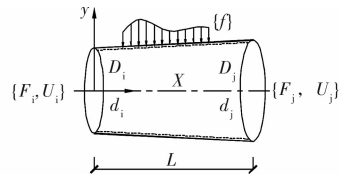


图 3 单元受力状态

其中变截面梁单元  $i, j$  节点的力和位移为

$$\begin{cases} F_i^e = \{F_{ix}, F_{iy}, F_{iz}, T_{ix}, M_{iy}, M_{iz}\} \\ u_i^e = \{u_{ix}, u_{iy}, u_{iz}, \theta_{ixy}, \theta_{iyz}, \theta_{izx}\} \end{cases} \quad (1)$$

$$\begin{cases} F_j^e = \{F_{jx}, F_{jy}, F_{jz}, T_{jx}, M_{jy}, M_{jz}\} \\ u_j^e = \{u_{jx}, u_{jy}, u_{jz}, \theta_{jxy}, \theta_{jyz}, \theta_{jzx}\} \end{cases} \quad (2)$$

设  $\{f\}$  为作用在变截面梁单元上的力,有

$$\{f\} = \{q_x, q_y, q_z, m_x, m_y, m_z, 0, 0, 0, 0, 0, 0\} \quad (3)$$

式(4)为变截面管单元刚度矩阵和等效节点荷载的通式

$$\begin{cases} \{F_i^e, F_j^e\}^T = \begin{bmatrix} -[H_3^e]^{-1}[H_4^e] & [H_3^e]^{-1} \\ [H_1^e][H_3^e]^{-1}[H_4^e] & -[H_1^e][H_3^e]^{-1} \end{bmatrix} \{u_i^e, u_j^e\}^T \\ \{F_i^e\} = [H_3^e]^{-1} \{u^e\} \\ \{F_r^e\} = \{F^e\} - [H_1^e][H_3^e]^{-1} \{u^e\} \end{cases} \quad (4)$$

其中  $H$  为圆截面传递系数矩阵,  $H$  的确定方法见文献 4,单元刚度度通过坐标转换矩阵可得到单元整体刚度矩阵。

## 4 目标函数的确定方法

在结构优化中,常以最经济作为优化的目标函数,而塔身重量最小是其中最常用的一种。因此本文直接以塔身重量最小为适应度函数,即<sup>[5-6]</sup>

$$\text{重量} = \min(\gamma \sum_{j=1}^n \int_0^{L_i} dx \int_0^{r+(r_j-r_i)x/L_i} r dr \int_0^{2\pi} d\theta) \quad (5)$$

重量为结构自重;  $r_i$  为第  $j$  段塔筒  $i$  端半径;  $r_j$  为第  $j$  段塔筒  $i$  端半径;  $\gamma$  为第  $j$  段塔筒重度;  $L_i$  为第  $j$  段塔筒长度。

## 5 相关约束条件

约束条件是指在结构优化设计中,为保证工程

安全和施工方便,对塔架几何变形和应力等施加的种种限制。塔架的约束条件可分为应力约束条件、最大变形条件和动约束条件。

### 5.1 塔架应力约束条件

$$\frac{\sigma_{e,k}}{\sigma_{al}} - 1.0 \leq 0.0 \quad (6)$$

$\sigma_{e,k}$  为结构最大应力;  $\sigma_{al}$  为结构允许最大应力,其中

$$\sigma_{al} = \max \left[ \sqrt{\left( \frac{|N_i|}{EA_i} + \frac{|M_{xi}| + |M_{yi}|}{EW_{yi}} \right)^2 + \left( \frac{M_{zi}}{GJ_i} \right)^2} \dots i = 1, n \right]$$

### 5.2 动约束条件

风力发电塔架多为柔性塔架,其高阶固有频率一般远远大于叶轮激励频率,不会和叶轮发生共振,但是其一阶固有频率比较接近叶轮激励频率,因此要进行自振周期控制,使其一阶固有频率避开叶轮激励频率。目前大型风力发电机组的叶轮多为三叶片,共振的主要激励源是1P和3P频率,比如,若叶轮转速为15 rpm,则1P=15/60=0.25 Hz,3P=0.75 Hz。考虑到计算结果和实际情况有一定出入,工程上一般要求塔架的固有频率大于3P的10%左右<sup>[7]</sup>。本例中的3P激励频率为0.81 Hz。因此结构动约束条件为:

$$\frac{\omega_1}{\omega_{al}} - 1 \geq 0 \quad (7)$$

$\omega_{al}$  为取1.1倍的叶轮3P激励频率,即0.89 Hz;  $\omega_1$  为结构一阶固有频率;

结构整体的运动方程为:

$$\mathbf{M}\{\ddot{\delta}_s\} + \mathbf{C}\{\dot{\delta}_s\} + \mathbf{K}\{\delta_s\} = \{R_s\} \quad (8)$$

实际工程中,由于阻尼对结构自振频率及振型影响不大,因此在计算结构的固有频率时,常不计阻尼作用。于是式(8)整理可变为:

$$\mathbf{K}\{\varphi\} = \omega^2 \mathbf{M}\{\varphi\} \quad (9)$$

根据式(9),运用向量迭代法计算求解特征向量 $\{\varphi_1\}$ ,对应的固有频率值为:

$$\omega_1 = \{\varphi_1\}^T \mathbf{K}\{\varphi_1\} / \{\varphi_1\}^T \mathbf{M}\{\varphi_1\} \quad (10)$$

式中 $\mathbf{K}$ 为变截面钢管整体刚度矩阵,由式(4)计算的单元整体刚度矩阵叠加得到。

### 5.3 塔架变形约束条件

根据工程经验,塔架最大允许的变形量为塔架高度的0.5%~0.8%,本塔架最大允许变形量取600 mm。

$$\frac{U_{\max}}{U_{al}} - 1.0 \leq 0.0 \quad (11)$$

$U_{al}$  为结构允许最大变形值;  $U_{\max}$  为结构最大位移值,其中  $U_{\max} = \max(\sqrt{(u_x)^2 + (u_y)^2 + (u_z)^2} \dots i = 1, n)$

## 6 变截面构架式塔架遗传算法模型

本例中共有20个截面设计变量,2个形状设计变量,3个演绎变量,共计25个变量,这是一个多设计变量的混合优化问题,遗传算法(Genetic Algorithms, GA)是一类模拟生物界自然选择和遗传的启发式随机搜索算法<sup>[8]</sup>。遗传算法的处理对象不是设计变量的本身,而是设计变量的编码。因此不需微分求导,用GA来求解时有独特的优势:

由于遗传算法不直接处理空间的数据,必须通过编码将它们表示成遗传空间的基因串数据。遗传算法使用染色体的二进制符号串来表示群体中的个体,其等位基因是由二值符号集{0,1}组成<sup>[9-11]</sup>。初始群体中各个体的基因位可用均匀分布的随机数来生成。在本例中,每个染色体包含22个设计变量编码,每个设计变量占10个位,所以每个染色体的编码长度为220。编码与变量的对应关系如表2所示:

表2 设计变量和编码的对应关系

变量	变化范围/m	对应染色体基因	表示意义
$t_1$	0.015~0.025	Parent(1,j)	0.0 m~ $h_1/3$ m 高度范围支撑腿壁厚
$t_2$	0.015~0.025	Parent(2,j)	$h_1/3$ m~ $2h_1/3$ m 高度范围支撑腿壁厚
$t_3$	0.015~0.025	Parent(3,j)	$2h_1/3$ m~ $h_1$ m 高度范围支撑腿壁厚
$t_4$	0.015~0.025	Parent(4,j)	$h_1$ m~40.0 m 高度范围塔筒壁厚
$t_5$	0.015~0.025	Parent(5,j)	40.0 m~55.0 m 高度范围塔筒壁厚
$t_6$	0.015~0.025	Parent(6,j)	55.0 m~65.0 m 高度范围塔筒壁厚
$t_8$	0.015~0.025	Parent(7,j)	高度为 $h_1/3$ m 处塔水平支撑壁厚
$t_9$	0.015~0.025	Parent(8,j)	高度为 $2h_1/3$ m 处塔水平支撑壁厚
$r_1$	3.0~15.0	Parent(9,j)	支撑腿在地面占地圆面积半径
$r_2$	0.3~1.5	Parent(10,j)	0.0 m 高度支撑腿半径
$r_4$	0.8~1.5	Parent(11,j)	高度为82.5 m 处塔筒半径
$r_5$	0.3~1.5	Parent(12,j)	$h_1/3$ m 高度支撑腿半径
$r_6$	0.3~1.5	Parent(13,j)	$4h_1/9$ m 高度支撑腿半径
$r_7$	0.3~1.5	Parent(14,j)	$5h_1/9$ m 高度支撑腿半径

续表 2

变量	变化范围/m	对应染色体基因	表示意义
$r_8$	0.3~1.5	Parent(15,j)	$2h_1/3$ m 高度支撑腿半径
$r_9$	0.3~1.5	Parent(16,j)	$7h_1/9$ m 高度支撑腿半径
$r_{10}$	0.3~1.5	Parent(17,j)	$8h_1/9$ m 高度支撑腿半径
$r_{11}$	0.3~1.5	Parent(18,j)	$h_1$ 高度支撑腿半径
$r_{15}$	0.3~1.5	Parent(19,j)	高度为 $h_1/3$ m 处塔水平支撑半径
$r_{16}$	0.3~1.5	Parent(20,j)	高度为 $2h_1/3$ m 处塔水平支撑半径
$h_1$	20~32	Parent(21,j)	支撑腿总高度
$r_3$	1.2~2	Parent(22,j)	高度为 $h_1$ m 处塔筒半径

表 3 演绎变量

变量	计算公式	表示意义
$r_{12}$	$r_3 - (r_3 - r_4) / (82.5 - h_1) \times 31.5$	48.0 m 高度塔筒半径
$r_{13}$	$r_3 - (r_3 - r_4) / (82.5 - h_1) \times 19.5$	63.0 m 高度塔筒半径
$r_{14}$	$r_3 - (r_3 - r_4) / (82.5 - h_1) \times 9.5$	73.0 m 高度塔筒半径

6.1 遗传算法优化计算流程图

根据上述设计变量和遗传算法思想,用 Fortran 语言编制优化程序,把染色体解码后传递给框架计算程序<sup>[12-14]</sup>,计算结果编码后再用目标函数评价,反复循环,程序流程图如图 4:

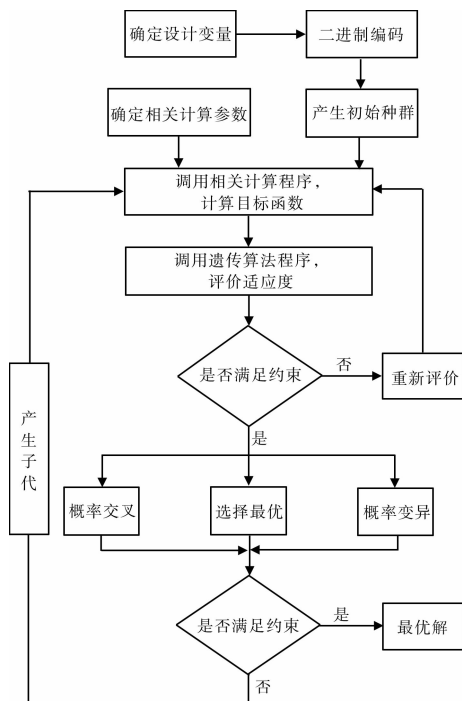


图 4 程序流程图

7 计算结果及分析

根据计算程序,对塔架进行了截面尺寸和形状优化,优化结果见图 5-13。图 5 是优化得出的重量进化曲线,可以看出,在进化初期,重量急剧下降,在 150 次后种群平均重量和最小重量趋于一致,表明优化收敛,结构优化结果为 174 t。

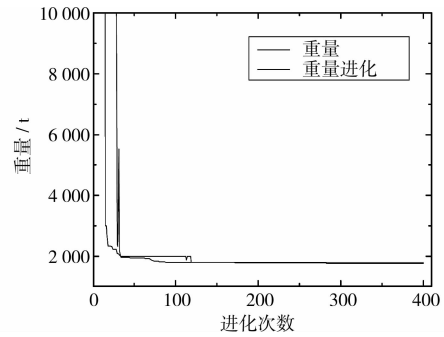


图 5 重量进化曲线

图 6 是优化得出的壁厚进化曲线 $[t_1 \sim t_9]$ ,在曲线上可以查看对应于进化平稳段各变量的最优数值,可以看出, $t_4$  较大,但都小于 20 mm。

图 7-11 是优化得出的半径进化曲线 $[r_1 \sim r_{10}, r_{15}, r_{16}]$ 。在曲线上可以查看对应于进化平稳段各变量的最优数值以及各变量的进化趋势。

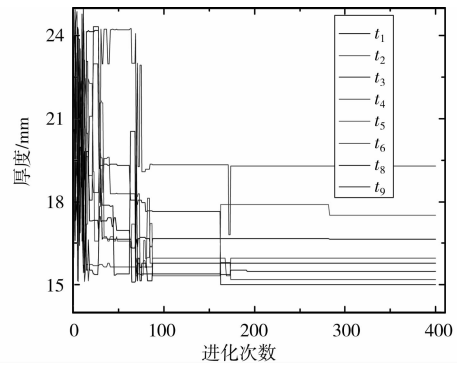


图 6  $t_1 \sim t_6, t_8 \sim t_9$  进化曲线

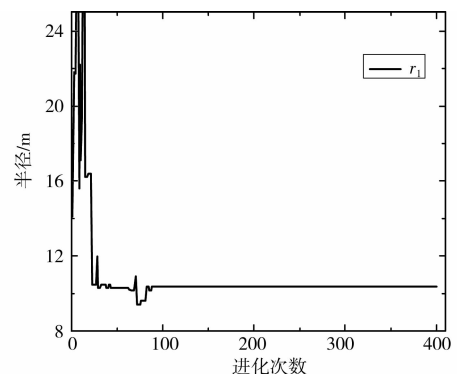


图 7  $r_1$  进化曲线

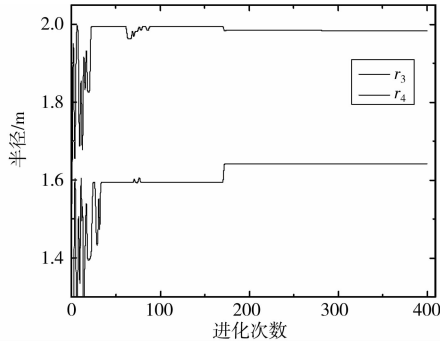


图 8  $r_3 \sim r_4$  进化曲线

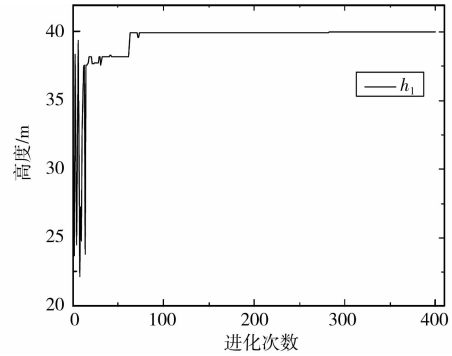


图 12  $h_1$  进化曲线

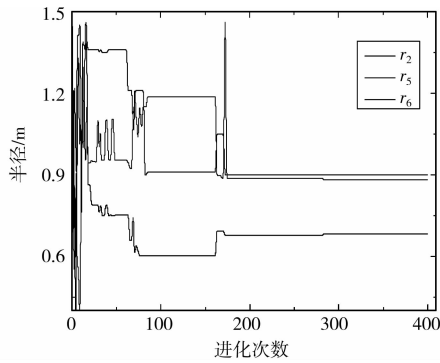


图 9  $r_2, r_5 \sim r_6$  进化曲线

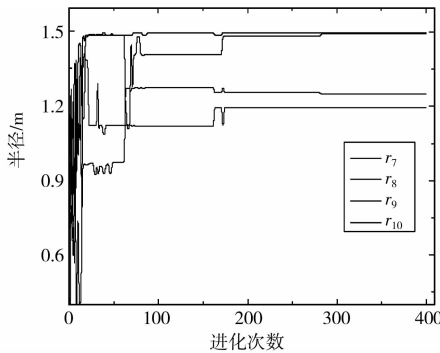


图 10  $r_7 \sim r_{10}$  进化曲线

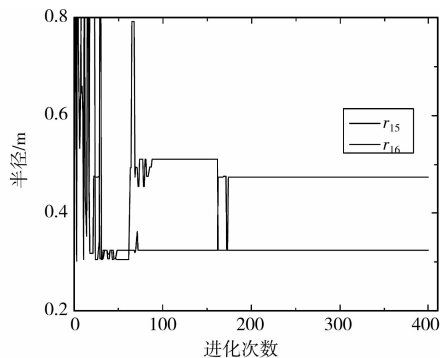


图 11  $r_{15} \sim r_{16}$  进化曲线

从以上优化曲线可以看出,在优化初期,曲线震荡激烈,但很快趋于平缓,这是由于编码的交叉变异引起的,震荡越激烈,对最优解的搜索能力就越强、越快,这是 GA 算法的特点。

图 13 是优化后的变截面构架塔模型。从图 13 可以看出,支撑腿半径由上往下逐渐变小,和起初的设计构想非常吻合,这也说明该文的优化模型是合理的。优化后塔架成本见表 4。

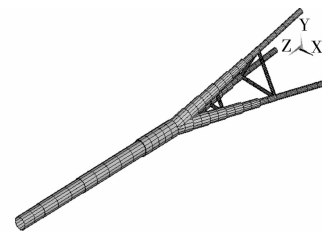


图 13 优化后结构模型

表 4 构架塔优化后成本

部 位	塔身	基础
工程量	174 t	222 m <sup>3</sup>
单 价	1.5 万元/t	0.12 万元/m <sup>3</sup>
合 计	261 万元	27 万元
比原设计节约	84 万元(24%)	41 万元(61%)
总计节约	124 万元(30%)	

## 8 采用传统单管塔优化结果

为了和构架塔优化结果对比,采用传统单管塔结构,用有限元软件优化<sup>[13-15]</sup>结果见表 5。

表 5 单管塔优化后成本

部 位	塔身	基础
工程量	192 t	450 m <sup>3</sup>
单 价	1.5 万元/t	0.12 万元/m <sup>3</sup>
合 计	288 万元	54 万元
比原设计节约	57 万元(16%)	13 万元(20%)
总计节约	70 万元(17%)	

图 12 是优化得出的  $h_1$  进化曲线,由图可知,结构最优解时  $h_1$  为 40 m。

优化前后塔架的受力状态和变形见表 6。

表 6 优化前后塔架分析结果对比

结构形式	最大应力/MPa	最大变形/mm	一阶频率/Hz
单管塔架	优化前	185	568
	优化后	205	605
构架塔架	212	598	1.28

## 9 结 论

通过优化计算可以得出如下结论:

1) 由表 6 可以看出构架式塔架满足变形要求, 一阶频率增大到 1.28, 更加偏离了叶片的挥舞频率 0.81 Hz。

2) 对比表 4 和 5, 采用构架式结构可明显节约用钢量。

3) 构架式塔架下部的支承构腿半径小、重量轻, 所以可有效降低设备运输费用, 减小提升重量, 降低施工难度。

4) 构架式塔架下部支腿主要承受压力, 弯矩较小, 支腿张开, 基础混凝土远离塔架中心, 惯性矩相应较大, 节省了基础混凝土用量。

5) 对于东南沿海等软基地区, 一般采用桩基础, 很明显, 对于底节半径为 0.7 m 的构架式桩基础, 无论基础开挖量或施工难度, 都远小于半径为 2.25 m 的单管塔桩基。

### 参考文献:

- [1] 施鹏飞. 从世界发展趋势展望我国风力发电前景[J]. 中国电力, 2003, 36(9): 54-56.  
SHI PENG-FEI. Looking forward to the prospect of wind power generation in china from the world's development trends[J]. Electric Power, 2003, 36(9): 54-56.
- [2] 中华人民共和国国家发展和改革委员会. DL/T 5383-2007 风力发电场设计技术规范[S]. 北京: 中国电力出版社, 2007.
- [3] 水利水电规划设计总院. 风电机组地基基础设计规定[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2008.
- [4] 武芳. 变截面空间梁单元刚度矩阵及等效节点荷载公示[D]. 浙江: 浙江大学建筑工程学院, 2006.
- [5] SILVESTRI S, TROMBETTI T. Optimal insertion of viscous dampers into shear-type structures; dissipative properties of the MPD system[C]//Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, 13WCEE. Canada. August 2004: 1-6.
- [6] UYS P E, FARKAS J, JARMAI K, et al. Optimisation of a steel tower for a wind turbine structure[J]. Engineering Structures, 2006, 26: 381-385.
- [7] SU YAN, WU SHAO-ZHU, LIU GUO-MING. Study on settlement prediction in soft subgrade based on realnumber encoding genetic algorithm[J]. Journal of Fuzhou University: Natural Science, 2008, 36(6): 876-879.
- [8] TROMBETTI T, SILVESTRI S. On the modal damping ratios of shear-type structures equipped with Rayleigh damping systems[J]. Journal of Sound and Vibration, 2006, 292(2): 21-58.
- [9] TROMBETTI T, SILVESTRI S. Added viscous dampers in shear-type structures; the effectiveness of mass proportional damping[J]. Journal of Earthquake Engineering, 2004, 8(2): 275-313.
- [10] 刘伟, 宋俐, 石坤. 基于拟满应力遗传算法的桁架结构形状优化设计[J]. 工业建筑, 2007, 37: 487-490.  
LIU WEI, SONG LI, SHI KUN. An imitative full-stress genetic algorithm for shape optimization of the truss with discrete variables. Industrial Construction, 2007, 37: 487-490.
- [11] 韩晓雷, 任宇涛, 李素娟. 基于遗传算法的土坡稳定性分析数值解研究[J]. 工业建筑, 2009, 39: 714-716.  
HAN XIAO-LEI, REN YU-TAO, LI SHU-JUAN. The numerical solution research of slope stability analysis based on genetic algorithms [J]. Industrial Construction, 2009, 39: 714-716.
- [12] 王大洋, 周云. 基于 GA 优化理论的高层结构风振控制研究[J]. 土木工程学报, 2008, 41(1): 41-45.  
WANG DA-YANG, ZHOU YUN. Control of wind-induced vibration of high-rise buildings based on GA optimum theory. China Civil Engineering Journal [J]. 2008, 41(1): 41-45.
- [13] SINGH M P, MORESCHI L M. Optimal placement of dampers for passive response control[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2002, 31: 955-976.
- [14] MU ZAI-GEN, LIANG JIE, SUI JUN, et al. Study of optimum design of single layer dome structures based on niche genetic algorithm [J]. Journal of Building Structures, 2006, 27(2): 115-120.

(编辑 王秀玲)