



同濟大學  
TONGJI UNIVERSITY

**硕士学位论文**

**基于性能的输电塔一线体系  
风灾易损性分析**

资助项目：国家自然科学基金  
(编号：51208377)

教育部高等学校博士学科点专项科研基金  
(编号：20110072120036)

姓 名：唐 珏

学 号：1020020331

所在院系：土木工程学院

学科门类：工学

学科专业：土木工程

指导教师：薛松涛 教授

副指导教师：谢丽宇 讲师

二〇一三年四月





同濟大學  
TONGJI UNIVERSITY

A dissertation submitted to  
Tongji University in conformity with the requirements for  
the degree of Master of Science

**Fragility Assessment of Transmission  
Tower-Line System Subjected to Wind Loading  
Based on Performance Analysis**

Project Supported by the National Natural Science  
Foundation of China  
(Grant No: 51208377)

Project supported by the Special Research Fund for the doctoral  
program of Higher Education of Ministry of Education  
(Grant No: 20110072120036)

Candidate: Tang Jue

Student Number: 1020020331

School/Department: Civil Engineering Department

Discipline: Engineering

Major: Civil Engineering

Supervisor: Xue Songtao

Deputy Supervisor: Xie Liyu

April, 2013



基于性能的输电塔—线体系的风灾易损性分析

唐 珏

同济大学



# 学位论文版权使用授权书

本人完全了解同济大学关于收集、保存、使用学位论文的规定，同意如下各项内容：按照学校要求提交学位论文的印刷本和电子版本；学校有权保存学位论文的印刷本和电子版，并采用影印、缩印、扫描、数字化或其它手段保存论文；学校有权提供目录检索以及提供本学位论文全文或者部分的阅览服务；学校有权按有关规定向国家有关部门或者机构送交论文的复印件和电子版；在不以赢利为目的的前提下，学校可以适当复制论文的部分或全部内容用于学术活动。

学位论文作者签名：

年 月 日





## 同济大学学位论文原创性声明

本人郑重声明：所呈交的学位论文，是本人在导师指导下，进行研究工作所取得的成果。除文中已经注明引用的内容外，本学位论文的研究成果不包含任何他人创作的、已公开发表或者没有公开发表的作品的内容。对本论文所涉及的研究工作做出贡献的其他个人和集体，均已在文中以明确方式标明。本学位论文原创性声明的法律责任由本人承担。

学位论文作者签名：

年 月



## 摘要

风灾经济损失评估包含风灾危险性分析(Wind hazard analysis)、结构的易损性分析(Fragility analysis)、结构的经济损失分析(Wind-induced loss estimation)三部分内容。其中,结构易损性分析是研究结构在一定强度的风荷载作用下结构所受到损伤或破坏的可能性,这是风灾经济损失评估的核心内容,也是结构工程学的主要研究内容。输电塔一线体系作为一种工程结构,是生命线系统的重要组成部分,一旦在发生损坏,将对社会造成巨大影响。因此,本文以某特高压输电塔一线体系为研究对象,以基于性能的分析方法为基础,对输电塔一线体系的风灾易损性进行了系统的研究。本文的主要内容包括:

首先,根据风的基本特性和输电塔一线体系的几何特征,利用谐波叠加法模拟了适合输电塔一线体系动力分析的脉动风速时程。

然后,基于概率方法对结构的抗风性能进行了分析。本文选择四线三塔模型的中间输电塔的顶部位移角(RDA)作为结构的抗风性能参数,考虑实际结构存在的各种不确定性,采用蒙特卡洛模拟法,对结构进行增量动力分析并结合Budiansky-Roth 准则进行抗风性能分析,获得了结构抗风性能曲线,并据此定义结构的各个破坏状态,获得输电塔不同破坏状态界限值的统计特征。

最后,对结构的风灾易损性进行了分析并探索了采用双参数强度因子的风灾易损面分析方法。基于传统的易损性曲线的分析方法,建立了以平均风速为表征风荷载强度的单参数风灾易损性曲线。但风荷载的平均风速不足以描述输电塔结构所受到的脉动风荷载的强度,应采用多参数才能合理地表征风荷载强度。湍流强度是作为描述脉动风荷载强度的一个重要参数,因此,本文采用平均风速和湍流强度作为描述风荷载强度的双参数,通过结构非线性时程响应分析,根据风灾易损性曲线的函数形式假定了易损性曲面的函数形式,并采用微分演化算法对易损性曲面函数中的未知参数进行回归分析,建立了双参数荷载强度因子表征的输电塔一线体系风灾易损性曲面。

**关键词:** 输电塔一线体系, 时程分析, 增量动力分析, 易损性曲线, 易损性曲面



## ABSTRACT

Wind-induced loss estimation contains three aspects, Wind hazard analysis, Fragility analysis and structural loss estimation. Structural fragility analysis indicates the probability of structural damages at different levels induced by the wind loading with certain degree of intensity, which is the essential content of Wind-induced loss estimation. Overhead transmission lines play an important role in the operation of a reliable electrical power system. The failure of transmission towers can have devastating economic and social consequences. In this thesis, a UHV transmission tower-line system (TTLS) is taken as the research object. On the basis of structural performance analysis, the wind fragility of the transmission tower-line system is systematically studied. The main contents of this thesis include:

Firstly, considering the basic characteristics of wind and geometric description of the transmission tower-line system, the stochastic wind load is simulated by the harmonic wave superimposing method for the structural performance analysis.

Secondly, the finite element model of UHV transmission tower-line system (TTLS) is established, both material and geometry nonlinearities of the transmission tower-line system are considered in the dynamic analysis. The structural capacity of TTLS under wind loading is assessed by Incremental Dynamic Analysis (IDA) using the Budiansky-Roth criteria as the structural failure criteria. The roof displacement angle (RDA) of the middle tower in TTLS is taken as the parameter of the structural capacity. The structural capacity curve of TTLS is obtained; accordingly damage states of different levels are defined. Considering the uncertainties of the actual structure, statistical characteristics of performance index of different damage states are obtained by Monte Carlo simulation.

Finally, the structural fragility of the TTLS under wind loading is analyzed, with single parameter and double parameters describing the wind intensities. By the traditional method to establish fragility curves, the wind fragility curve is firstly established by taking the average wind speed at the height of 10 meter  $U_{10}$  as the intensity parameter of wind loading. However, the average wind speed can't describe the stochastic wind intensity completely, which will lead to significant discrete results in the fragility analysis. Therefore, the turbulence intensity of fluctuating wind at the height of 10 meters ( $I_{10}$ ) is taken as another parameter jointly with the average wind

speed to characterize the wind intensity, the fragility surface of transmission tower-line system is established instead of fragility curves. The distribution function of fragility surface is assumed based on the knowledge of fragility curves. According to the obtained sample data, the unknown parameters in the supposed distribution function are identified by Differential Evolution method.

**Key Word:** transmission tower-line system, time-history analysis, Incremental Dynamic Analysis (IDA), fragility curve, fragility surface

## 目录

第一章 引言 .....	1
1.1 研究背景及意义.....	1
1.2 国内外的研究现状.....	2
1.2.1 风振研究现状.....	2
1.2.2 输电塔一线体系风致动力响应、失效模式的研究.....	3
1.2.3 结构易损性分析研究现状.....	3
1.3 本文主要研究工作.....	5
1.3.1 风荷载的模拟.....	5
1.3.2 基于概率的输电塔一线体系结构抗风性能分析.....	5
1.3.3 输电塔一线体系结构的风灾易损性分析.....	6
第二章 风荷载的基本特性及其模拟 .....	7
2.1 概述.....	7
2.1.1 近地风的特性.....	7
2.1.2 平均风的描述.....	7
2.1.3 脉动风的描述.....	8
2.1.4 风对结构的作用.....	9
2.2 脉动风荷载的模拟.....	10
2.2.1 谐波叠加法.....	11
2.2.2 脉动风荷载的模拟及加载方法.....	14
2.3 本章小结.....	18
第三章 基于概率的输电塔—线体系抗风性能分析 .....	21
3.1 引言.....	21
3.2 分析方法.....	21
3.2.1 增量动力分析方法.....	21
3.2.2 输电塔线—体系失效破坏判断方法.....	22
3.2.3 蒙特卡洛模拟法.....	23
3.3 结构的抗风性能分析.....	24
3.3.1 结构计算模型.....	24
3.3.2 输电塔—线体系的模态分析.....	28
3.3.3 抗风性能分析及破坏状态定义.....	38
3.3.4 概率分析.....	43
3.4 本章小结.....	47
第四章 输电塔—线体系的风灾易损性分析 .....	49

4.1 引言.....	49
4.2 考虑风荷载不确定的输电塔时程分析方法.....	50
4.3 易损性曲线的建立.....	52
4.4 易损性曲面的建立.....	59
4.4.1 样本风荷载时程的模拟及时程响应分析.....	60
4.4.2 样本点各个破坏状态概率值的获取.....	64
4.4.3 易损面函数形式的确定.....	65
4.4.4 易损面函数参数的确定.....	68
4.4.5 易损性曲面.....	68
4.5 易损面与易损线的对比验证分析.....	69
4.6 本章小结.....	70
第五章 结论与展望.....	73
5.1 结论.....	73
5.2 进一步工作的方向.....	74
致谢.....	75
参考文献.....	77
个人简历、在读期间发表的学术论文与研究成果.....	81



# 第一章 引言

## 1.1 研究背景及意义

在现代社会中, 维系现代城市功能与区域经济功能的基础性工程设施系统, 定义为生命线工程系统, 主要包括: 电力系统、交通系统、通讯、城市供水、供热、供燃气系统。作为大型复杂生命线系统的重要组成部分, 电力系统的安全性问题直接影响国家的生产建设和人民的生活秩序。电力行业公用性和电力系统同时性的特点, 决定电网事故影响大、速度快、后果严重。高压输电塔是电力系统输电线路部分的重要基础设施, 直接关系到国家电力系统的稳定运行。而且根据以往的输电塔灾害调查, 风灾是造成高压输电塔发生破坏的主要原因, 输电线路所受的自然灾害所导致的破坏 80% 以上是由于区域性的强风暴(飏线风、龙卷风、飓风)等引起的<sup>[1,2]</sup>。谢强等<sup>[3]</sup>回顾了我国近年来电力系统的主要自然灾害情况, 阐明了开展我国电力系统风险评估工作的重要性, 提高电力系统在自然灾害下的安全性、保障电力供给是目前刻不容缓的任务, 尤其是风灾对输电线网络的危害。李宏男等<sup>[4]</sup>也对高压输电塔-线体系抗灾研究的现状与发展趋势做了概述性的描述。

对投资巨大的国家输电网系统来说, 输电塔方面投资约占整个线路投资的 40% 左右。而近年来风致倒塔事故频繁发生, 给国民生产造成巨大的经济损失。2005 年 4 月 20 日, 位于江苏盱眙的同塔双回路 500kV 双北线发生风致倒塔事故, 连续倒塌 8 基, 造成非常严重的经济损失<sup>[5]</sup>。2005 年 6 月 14 日, 江苏泗阳 500kV 任上 5237 线发生风致倒塔事故, 一次性造成 10 基输电塔失效, 造成大面积的停电事故<sup>[6]</sup>。2004 年第 14 号强台风“云娜”在浙江省温岭石塘登陆, 台州、温州电网遭到严重破坏, 造成大面积停电, 据统计, 1 条 500kV 输电线路导线落地, 5 条 220kV 输电线路的 13 基倒塔, 7 条 110kV 输电线路倒杆 8 处, 2106 条 10kV 输电线路倒杆、21532 斜杆<sup>[7]</sup>。2006 年第 8 号热带风暴“桑美”在浙江省苍南县马站镇(霞关)登陆, 浙江省温州电网遭受严重损害, 110kV 线路: 跳闸 24 回, 其中发生倒塔(杆)事故的线路有 13 条/14 回(珠钱、珠库、珠营、珠州、珠苍、垂夏、垂尾、垂凤、夏泰、洪雅、雅苍、苍荣、四方), 共倒塔(杆)98 基, 其中水泥杆 4 基、铁塔 94 基(双回路直线自立塔 4 基、单回路直线自立塔 71 基, 单回路直线拉 V 塔 17 基, 单回路耐张 2 基); 220kV 线路: 其中南垂 4370 线 21#(直线 Z3-24)、22#(耐张 GJ4-17.5)、23#(直线 Z1-26.7)倒塔, 共倒塔 3 基<sup>[8]</sup>。风灾给国民生产和

人民生活造成了如此巨大的直接和间接经济损失，因此，需要对输电网系统在未来风灾发生的可能性和风灾造成损失的大小进行定量、定性的分析，并依此建立起合理有效的防灾减灾规划和救灾应急机制，使防灾减灾工作从被动救灾转化到主动预防。

风灾经济损失评估包含 3 个方面的内容：风灾危险性分析(Wind hazard analysis)、结构的易损性分析(Fragility analysis)、结构的经济损失分析(Wind-induced loss estimation)。

风灾危险性分析是研究某一区域在未来一段时间内可能发生不同强度风灾的概率。结构易损性分析是研究结构在一定强度的风荷载作用下所受到损伤或破坏的可能性，这是风灾经济损失评估的核心内容，也是工程项目全寿命周期费用优化的关键环节。经济损失评估是在风灾危险性分析和结构易损性分析的基础上，研究结构发生不同程度的损伤会给结构造成的经济损失。本研究内容将放在风灾经济损失评估的核心内容，也就是高压输电塔-线体系的风灾易损性分析。

## 1.2 国内外的研究现状

高压输电塔—线体系是由输电杆塔结构和输电导线连接组成的一种大跨越、高柔度结构，在地震、风、雨和浮冰等荷载作用下，结构动力反应表现为明显的随机性和几何非线性特征。以往对输电塔—线体系的研究多集中于静态或准静态方面，随着结构规模的扩大与结构形式的复杂化，结构分析向动态分析转变，并综合考虑导线布置方式、塔线耦合效应、气动阻尼力和结构阻尼等因素的影响，国内外学者和科研机构以试验测试、理论分析、数值模拟等手段，对高压输电塔—线体系的动力响应特性和设计方法等问题进行了探索性的研究，以提高输电塔—线体系抗震抗风能力、结构控制和设计理论水准，实现灾害控制目标。

### 1.2.1 风振研究现状

风荷载是输电塔—线体系结构设计的关键性荷载。风荷载通常分为平均风(静力)和脉动风(动力)两部分，以往的理论研究及设计规范多集中于平均风，对脉动风的影响采用静力风荷载乘以风振系数处理。然而，由于输电线路分布地域的广泛性，经受的风荷载随线路跨越地区地形和气候条件的不同而不同。高压输电塔架一般为格构式钢塔，关于格构式塔架的动力风荷载模型，尤其是横风向与扭转风荷载模型，在国际、国内风工程界基本没有文献可以查阅。仅有的一些顺风向风振响应计算文献，也是在准稳定假设的前提下，由顺风向紊流谱直接得到

顺风向风力谱(不计气动导纳的影响)。白海峰、李宏男<sup>[9]</sup>考虑输电塔一线分布、平均风剖面变化、功率谱能量与相干性等影响因素,提出了适用于输电塔线体系的多变量脉动风场,对谐波叠加法和谱分解进行了适当修正,建立了脉动风速时程数值模拟方法。

### 1.2.2 输电塔一线体系风致动力响应、失效模式的研究

高压输电塔结构一种具有质量轻、阻尼小的高耸结构,在强风作用下,结构会产生较大的变形,甚至是由于杆件的局部失稳导致结构的失效倒塌。输电塔-线系统由高柔的输电塔和导线连接组成的一种复杂的空间耦合体系,而风荷载是具有时间和空间双重随机性,动力风荷载在使结构产生振动的同时,结构的振动又反作用于风,使风相对于结构的速度的大小和方向均产生了变化。导线在脉动风作用下发生振动,会产生变化的动张力,同一输电塔两侧导线动张力的不平衡导致输电塔发生位移;而输电塔本身在风荷载的作用下亦会产生位移,这又使得导线内的张力发生进一步变化;这样,导线与输电塔形成复杂的动力耦合体系。这种塔-线间的动力耦合作用使其结构在风荷载激励下具有非线性特性,而且, Ballio 等<sup>[10]</sup>和楼文娟等<sup>[11]</sup>的现场实测与风洞试验数据证实,格构式塔架在强风作用下的风振响应不仅发生在顺风向,在横风向会同时发生相同量级的风振响应,这些因素使得输电塔的风致响应分析十分困难、复杂,是目前急需关注且尚未完全解决的重大课题。

国内外对输电塔在风荷载作用下的失效模式都做了许多研究,腹杆斜向支撑的屈曲失稳是输电塔风致倒塌的主要原因。熊铁华等<sup>[12]</sup>研究了顺风向、横风向风荷载同时作用下输电铁塔的主要失效模式及其极限基本风压。Al-bermani 等<sup>[13]</sup>, Prasad Rao 等<sup>[14,15]</sup>也分别对输电塔单塔结构的主要失效模式做了研究。国内外对塔一线系统的做了许多的风洞实验研究<sup>[16,17]</sup>,及现场的测试<sup>[18,19]</sup>,研究塔一线系统的的风致动力响应。赵桂峰、谢强等<sup>[20]</sup>采用了基于边界层风洞气弹模型试验的方法,在风洞中重现了输电塔线体系倒塔破坏现象。在强风作用下,输电塔主材受压屈曲破坏而引起结构瞬间破坏,与实际线路在强风中输电塔的破坏特征一致<sup>[5]</sup>。

### 1.2.3 结构易损性分析研究现状

结构易损性已成为对结构的安全性和可靠程度进行定量的分析的一个非常有效工具,其目的是研究结构在一定强度的荷载作用下所受到损伤或破坏的可能性,这是结构寿命预测、维护策略的制定的重要内容,也是工程项目全寿命周期

费用优化的关键环节，同时，这也是经济损失评估的关键步骤。

根据目前国内外的研究现状，结构易损性分析已经从传统的基于灾后调查的经验方法，转向基于结构静力、动力分析获得结构性能的理论分析方法；表达形式从传统的只考虑一个荷载强度参数的易损性曲线，发展到考虑两个荷载强度参数的易损性曲面。

易损性分析最初是在地震工程领域内发展起来的，Singhal 和 Kiremidjian<sup>[21]</sup>对 84 幢在 1994 年 Northridge 地震中受到破坏的建筑物进行震害调查后，通过贝叶斯更新方法(Bayesian Updating)修正了理论分析法获得的易损性曲线。经验方法需要大量可靠的调查数据，为了能对同一结构类型的损伤程度进行统计，要求结构所处的地理环境类似，而且有各种不同强度的外部荷载所造成的结构破坏数据，而根据实际调查获得的数据往往又十分有限。而且，基于调查的经验方法受专家的经验影响较大，当缺乏数据时，对结构损伤程度的评价会有较大的偏差。理论分析法是通过结构的静力或动力响应分析计算结构的响应，建立风荷载强度和结构损坏程度之间的联系，获得结构的易损性曲线。Singhal 和 Kiremidjian<sup>[22]</sup>利用了 Monte Carlo 模拟方法对三类钢筋混凝土结构进行了非线性动力分析，计算各类结构的震害矩阵和易损性曲线。考虑到地震动的不确定性，选择了一组地面运动时程曲线作为地震输入进行结构的非线性动力分析，每次分析得到一个表示结构整体损伤程度的标量，经过统计分析获得不同损伤程度的概率分布，最后得到结构的震害矩阵和易损性曲线。理论分析法可以建立更加细化的结构模型，进行物理意义明确的理论分析，可以直接考虑不同的结构特性和地面粗糙度，也能对影响结果易损性的参数进行灵敏度分析，但是需要通过与实验模型比较，对易损性曲线的合理性、有效性进行验证。结构的动力响应分析需要大量的计算时间，因此在实际应用中，解析易损性曲线通常是作为经验易损性曲线的一种补充和修正，而不是取代，由此产生了混合法，即半经验半理论法。混合法所面对的主要问题是协调解析数据和实际的灾后数据以获得同一易损性曲线。两组数据来源不同，数据离散形式、分布方式也不同，影响解析数据不确定性的因素是可模拟的、可量化的，而经验数据的不确定性则无法控制和量化。

由于只考虑一个地震动强度参数建立的易损性曲线会有较大的离散性，近两年来，Seyedi<sup>[23]</sup>考虑了两个地震动强度参数并通过对结构进行动力时程分析提出了完整的建立易损面的方法，结果表明，荷载强度参数从一个增至两个大大减小了易损性分析中的离散性，在风险评估中易损面相比易损线能考虑第二个地震动强度参数的影响的不确定性。Koutsourelakis<sup>[24]</sup>也通过建立考虑两个地震动强度参数的易损面来评估结构在地震作用下的易损性。

现阶段针对输电塔的风致易损性分析研究还不多见，主要是对其可靠度分析

所进行的研究。例如, Dagher 等<sup>[25]</sup>考虑了几何和材料非线性效应的影响, 计算了输电塔的可靠度。张琳琳和李杰<sup>[26]</sup>采用了概率密度演化方法对风荷载作用下输电塔的动力可靠度进行了研究。可靠度是对结构在其生命周期内结构失效可能性的描述; 而易损性是在不同荷载强度的作用下, 结构不同损伤状态的超越概率, 是从另一角度来描述结构的安全性, 如果结合灾害危险性分析(Hazard analysis, 研究某一区域在未来一段时间内可能发生不同强度灾害的概率), 可以为结构灾害风险评估、结构维护策略的制定、工程项目全寿命周期费用优化提供非常有效的分析方法。

### 1.3 本文主要研究工作

输电塔一线体系是生命线系统的重要组成部分, 一旦发生损坏, 将对社会和国民生产带来巨大经济损失并造成巨大影响。因此, 本文以某特高压输电塔一线体系为研究对象, 以基于性能的分析方法为基础, 将结构地震易损性的分析方法引入到结构风灾易损性分析中, 对输电塔一线体系的风灾易损性进行了系统的研究, 并探索性地发展了一套精确进行风灾易损性分析的方法体系。本文的主要研究工作如下:

#### 1.3.1 风荷载的模拟

描述了风荷载的基本概念、性质, 并在此基础上, 讨论了脉动风荷载的模拟方法, 然后针对输电塔一线体系在风场中的结构几何特征, 选用沿高度变化的 Kaimal 风速谱, 采用谐波叠加法模拟了适合输电塔一线体系的风速时程, 从而为输电塔一线体系的风致动力响应分析创造了必要条件。

#### 1.3.2 基于概率的输电塔一线体系结构抗风性能分析

建立“三塔四线”的精细化的输电塔一线体系空间有限元模型, 考虑结构本身的不确定性(材料性能和构件几何参数), 用蒙特卡洛抽样, 进行动力增量分析(IDA)并结合 Budiansky-Roth 准则分析结构抗风性能, 获得抗风性能曲线, 并据此对输电塔一线体系结构的破坏状态进行定义和划分, 并获得各个破坏状态界限值的概率统计分布函数, 为之后的易损性分析提供结构承载力数据。

### 1.3.3 输电塔—线体系结构的风灾易损性分析

本文先参考传统的地震易损性曲线的建立方法，以 10m 高度处的平均风速  $U_{10}$  作为风荷载的强度参数，建立了单参数的风灾易损性曲线。但平均风速  $U_{10}$  不能表征结构所受到的脉动风荷载作用。因此需要将脉动风的湍流强度作为另外一个风荷载强度参数，建立两个荷载强度参数的风灾易损面。并最后对获得的风灾易损面沿着平行于坐标轴剖开得到的易损性曲线和按只考虑一个风荷载强度参数平均风速  $U_{10}$  建立的易损性曲线进行对比分析。

## 第二章 风荷载的基本特性及其模拟

### 2.1 概述

通常采用风洞试验和现场实测的方法确定风荷载，但这两种方法耗资大、周期长、适用性有限。因此，脉动风速时程的计算机模拟便具有重要意义。目前，常用脉动风速时程模拟方法主要有谐波叠加法、线性滤波法两种，均基于蒙特卡洛法，将脉动风速谱模拟成脉动风速时程，再在准定常假设的基础上将风速时程变换为风荷载时程。本文采用谐波叠加法模拟输电塔一线体系的风速时程。

#### 2.1.1 近地风的特性

风是空气相对于地面的运动。由于太阳对地球上大气加热和温度上升的不均匀性，从而在地球相同高度的两点之间产生压力差，这样，在不同压力差的地区产生了趋于平衡的空气流动，就形成了风。从实测记录可以看出，可将风速看作为由两部分组成：第一部分是长周期部分，其周期大小一般在 10min 以上，称为平均风；另一部分是短周期部分，是在平均风基础上的波动，其周期常常只有几秒至几十秒，称为脉动风。平均风的变化周期远离一般结构物的自振周期，对结构的作用属于静力作用。而脉动风的变化周期则与结构物的自振周期较为接近，对结构的作用属于随机的动力作用。风对结构的作用作为静力风和动力风的共同作用，是一个随机作用。

#### 2.1.2 平均风的描述

平均风速沿高度的变化规律常称为平均风速梯度或风剖面，由于地表与风气流的摩擦，使风速在大气边界层内随与地面高度的减少而减小，只有在大气边界层以外的地方，风才不受地表的影响，在气压梯度下自然流动，从而达到梯度速度。其高度即为梯度风高度。常用的平均风剖面<sup>[27]</sup>规律有两种，指数规律和对数规律。

##### ① 指数律

$$\frac{\bar{v}(z)}{\bar{v}_b} = \left( \frac{z}{z_b} \right)^\alpha \quad (2.1)$$

其中,  $z_b$ 、 $\bar{v}_b$ —标准参考高度和标准参考高度处的平均风速;  $z$ 、 $\bar{v}(z)$ —任一高度和任一高度处的平均风速;  $\alpha$ —地面粗糙度指数。

我国荷载规范<sup>[28]</sup>规定了按四类地面粗糙度类别和对应的梯度风高度  $Z_G$  及指数  $\alpha$  确定平均风剖面, 作为土木工程抗风设计的依据。

## ② 对数律

$$\bar{v}(z) = \frac{1}{k} \bar{v}_* \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (2.2)$$

其中,  $\bar{v}_*$ —摩擦速度

$$\bar{v}_* = k\bar{v}(10) / \ln\left(\frac{10}{z_0}\right)$$

$\bar{v}(z)$ — $z$ 高度处的平均风速

$k$ —卡曼常数,  $k \approx 0.40$

$z_0$ —地面粗糙长度 (m)

$z$ —有效高度 (m)

对数律是气象学家认为比较理想的方法来表示大气底层强风风速廓线。因此本文采用对数律来描述平均风速梯度。

### 2.1.3 脉动风的描述

脉动风实际上是三维的风紊流, 包括顺风向、横风向和垂直向的紊流。根据对脉动风大量实测样本时程曲线的统计分析, 脉动风速时程可用零均值的高斯平稳随机过程来模拟, 且具有很明显的各态历经性。即: 风的一、二阶统计量与时间  $t$  无关, 当取足够长的风速记录时, 各个样本函数的一、二阶统计量几乎相同。

脉动风是随机荷载, 它使结构产生随机振动, 因此要了解结构在脉动风作用下的随机响应, 先要分析脉动风的概率统计特性。功率谱密度函数是脉动风的最重要的统计特征之一, 它反映了某一频率域上脉动风的能量大小分布。Davenport 根据世界上不同的地点、不同高度处测得的 90 多次强风记录, 并假定水平阵风谱中的湍流积分尺度  $L$  沿高度不变, 取常值 1200, 并取脉动风速谱为不同离地高度实测值的平均值, 建立了经验的数学表达式, 谱密度可按下式计算:

$$\frac{nS_v(n)}{k\bar{v}_{10}^2} = \frac{4x^2}{(1+x^2)^{\frac{4}{3}}} \quad (2.3)$$

式中,  $x = 1200 \frac{n}{\bar{v}_{10}}$ ;  $S_v(n)$ —脉动风速功率谱 ( $m^2/s$ );  $k$ —地面粗糙度系数;



$\bar{v}_{10}$ —标准高度为 10m 处的平均风速(m/s);  $n$ —脉动风频率(Hz)。

由于 Davenport 谱简洁, 且具有普遍的代表性, 因此被许多国家风荷载规范所采用, 我国规范也采用了此谱。但 Davenport 认为风速谱是沿高度不变的, 对于高耸的输电塔宜采用沿高度变化的 Kaimal 风速谱<sup>[29]</sup>:

$$\frac{nS_v(n)}{\bar{v}_*^2} = \frac{200x}{(1+50x)^{5/3}} \quad (2.4)$$

其中,  $x = \frac{nz}{\bar{v}(z)}$ ;  $n$  为频率;  $z$  为高度坐标;  $\bar{v}(z)$  为平均风速;  $\bar{v}_*^2 = \frac{\sigma_v^2}{6}$ ,  $\sigma_v$  为

脉动风速根方差; 其余符合同前。

脉动风的相干系数也是脉动风的重要概率特性, 根据随机过程理论<sup>[30]</sup>, 在  $l$  点和  $k$  点测得的随机过程  $u_1(t)$  和  $u_2(t)$ , 也即  $l$  点和  $k$  点两个脉动分量的连续记录的数学期望为时域内的互相关函数, 可用  $R_{u_1u_2}(\tau)$  表示, 由维纳—辛钦关系可得到互谱密度函数  $S_{u_1u_2}(r, n)$ , 这样, 相干函数可定义为

$$Coh(r, n) = \frac{S_{u_1u_2}(r, n)}{\sqrt{S_{u_1}(l, n)S_{u_2}(p, n)}} \quad (2.5)$$

其中,  $S_{u_1}(l, n)$ 、 $S_{u_2}(p, n)$  分别为  $l$  点和  $p$  点的脉动风自功率谱;  $Coh(r, n)$  为相干函数。

由相干函数的性质可知:  $0 \leq Coh^2(r, n) \leq 1$ 。

#### 2.1.4 风对结构的作用

结构上的风力可用风压来表示, 风速越大, 风压就越大, 作用在结构上的风力也就越大。将运动的空气近似认为是不可压缩的流体, 有伯努利方程<sup>[27]</sup>可得:

$$\omega_0 + \frac{1}{2}\rho v_0^2 = \omega_1 + \frac{1}{2}\rho v_1^2 \quad (2.6)$$

其中,  $v$  为气流速度;  $\omega_0$  为对应  $v_0$  的单位面积上的静压力,  $\omega_1$  为对应  $v_1$  的单位面积上的静压力;  $\rho$  为空气密度。

当气流为  $v_0$  的气流遇到建筑物时, 气流受阻, 中心的速度  $v_1$  变为零, 这时  $\omega_1$  为最大静压力, 且结构受到气流的作用产生的压强为:

$$\omega = \omega_1 - \omega_0 = \frac{1}{2}\rho v_0^2 = \frac{1}{2} \frac{r}{g} v_0^2 \quad (2.7)$$

其中,  $w$  为净压力, 亦即所要计算的风压力;  $r$  为空气比重;  $g$  为重力加速度。

对于处在风场中的结构, 在风压的作用下, 承受风引起的静力荷载和动力荷载。风对结构的作用总体上可分为: 在结构的迎风面产生压力(气体流动产生的阻力), 包括静压力和动压力; 在横风向产生横风向干扰力(气体流动产生的升力); 空气流经结构后产生的涡流干扰力(包括背风向的吸力)。这就是结构在风场作用下产生的风荷载。这些风荷载作用在结构物上并不是均匀的, 也不是定常的, 它随着风的速度、方向、风本身的结构及作用的结构物的体型、面积、高度、作用的位置和时间不停地变化, 而结构在风荷载作用下产生的运动又会反过来影响风场的分布状况, 这种相互作用使风荷载更加复杂。总的来说, 由于风本身的非定常性, 加上结构本身的体型各有不同, 同时又考虑到气动弹性的影响, 风对结构物的作用是一个非常复杂的过程。在实际工程设计中, 一般只考虑静力风荷载。为了既反映各种因素对结构静力风荷载的影响, 又便于工程应用, 我国风荷载规范<sup>[28]</sup>规定计算静力风压的公式为:

$$\bar{w} = u_z u_s u_r w_0 \quad (2.8)$$

其中,  $w_0$  为根据建筑物所在地区基本风速由式(2.7)计算所得的基本风压;  $u_r$  为重现期调整系数, 对一般高层建筑取 1.1;  $u_s$  为结构体型系数;  $u_z$  为风压高度变化系数, 与地面粗糙度及高度有关, 是一个与高度密切相关的对基本风压的修正系数。

## 2.2 脉动风荷载的模拟

大跨越输电塔一线体系风振动力响应特性研究通常采用时域法, 时域法风振响应分析首先要得到与结构环境气候特征相适合的风速时程记录, 目前, 由于实测风速时程的缺乏和应用的局限性, 大多采用综合考虑结构几何特征和现场风谱模拟生成的脉动风速时程。风场模拟就是模拟作用于结构节点上离散的随机脉动风速时程, 为结构动力分析提供荷载激励。随机风场模拟分为平稳随机过程模拟和非平稳随机过程模拟两大类。前者包括基于线性滤波技术的线性滤波法和基于三角级数谐波叠加法; 后者一般在平稳随机过程模拟的基础上进行无记忆非线性变换得到。风场模拟方法的选用, 主要考虑结构的体型特征和动力分析方法。由于自然风在  $x$ 、 $y$ 、 $z$  三个方向上的脉动分量间的相关性较弱, 工程应用中一般不考虑三个方向上之间的相关性, 而将理论上三维相关的风场简化为  $x$ 、 $y$ 、 $z$  三个方向上独立的一维风场。对于输电塔一线体系, 输电塔部分是高耸结构, 竖向风荷载较小且只对结构轴力产生影响, 分析时可只考虑顺风向和横风向脉动分

量。导线部分属于大跨索结构，一般只考虑顺风向和垂直方向的脉动分量。本文结合大跨越输电塔一线体系在风场中的结构几何特征，将脉动风看做是具有零均值的各态历经的高斯平稳随机过程，采用平稳随机过程的谐波叠加法模拟脉动风荷载。

谐波叠加法(harmony superposition method)是由 Shinozuka 等<sup>[31,32]</sup>提出的平稳随机过程数值模拟方法，其基本思想是采用以离散谱逼近目标随机过程模型的一种离散化数值模拟方法。随机信号可以通过离散傅立叶分析变换，分解为一系列具有不同频率和幅值的正弦或其他谐波。该模型适用于模拟具有任意形状的谱密度的平稳随机过程，而且所得到的结果的样本是连续的(谱密度就等于由带宽划分的这些谐波幅值的平方)。该方法的主要缺点是计算复杂，因为每一个频率步，谱密度阵都要重复性的分解，因此，计算时间较长，但是计算精度较大。

### 2.2.1 谐波叠加法

根据分析本文采用三角级数谐波叠加法，对输电塔一线体系的随机风荷载进行模拟。设  $u_j^0(t)(j=1,2,\dots,m)$  是  $m$  个具有零均值的一维多变量高斯平稳随机过程(上标表示目标样本函数)，其互谱密度矩阵为：

$$S^0(\omega) = \begin{bmatrix} S_{11}^0(\omega) & S_{12}^0(\omega) & \dots & S_{1m}^0(\omega) \\ S_{21}^0(\omega) & S_{22}^0(\omega) & \dots & S_{2m}^0(\omega) \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ S_{m1}^0(\omega) & S_{m2}^0(\omega) & \dots & S_{mm}^0(\omega) \end{bmatrix} \quad (2.9)$$

其中， $S_{jk}(\omega)(j=1,2,\dots,m; k=1,2,\dots,m)$  为互相关函数  $R_{jk}^0(\tau)(j \neq k)$  或自相关函数  $R_{jj}^0(\tau)$  的 Fourier 变换。由互相关函数的不对称性可知，互谱密度矩阵  $S^0(\omega)$  通常具有复数形式。对  $S^0(\omega)$  进行 Cholesky 分解：

$$S^0(\omega) = H(\omega)H^{*T}(\omega) \quad (2.10)$$

其中， $H(\omega)$  是下三角矩阵， $H^{*T}(\omega)$  是复共轭转置矩阵。 $H(\omega)$  的表达式如下：

$$H(\omega) = \begin{bmatrix} H_{11}(\omega) & 0 & \dots & 0 \\ H_{21}(\omega) & H_{22}(\omega) & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ H_{m1}(\omega) & H_{m2}(\omega) & \dots & H_{mm}(\omega) \end{bmatrix} \quad (2.11)$$

对于对角线元素，由自相关函数的性质有：

$$H_{jj}(\omega) = \left[ \frac{D_j(\omega)}{D_{j-1}(\omega)} \right]^{1/2} \quad (j=1,2,\dots,m) \quad (2.12)$$

其中,  $D_i(\omega)$  是  $S(\omega)$  的  $i$  次主子式,  $D_0 = 1$ ;

$$H_{jj}(\omega) = H_{jj}(-\omega) \quad (j = 1, 2, \dots, m) \quad (2.13)$$

对于非对角线元素, 有:

$$H_{jp}(\omega) = H_{pp}(\omega) \cdot \frac{S \begin{pmatrix} 1, 2, \dots, p-1, j \\ 1, 2, \dots, p-1, p \end{pmatrix}}{D_p(\omega)} \quad (2.14)$$

其中,

$$S \begin{pmatrix} 1, 2, \dots, p-1, j \\ 1, 2, \dots, p-1, p \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} S_{11}(\omega) & \dots & S_{1,p-1}(\omega) & S_{1,p}(\omega) \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ S_{p-1,1}(\omega) & \dots & S_{p-1,p-1}(\omega) & S_{p-1,p}(\omega) \\ S_{j1}(\omega) & \dots & S_{j,p-1}(\omega) & S_{jp}(\omega) \end{bmatrix} \quad (2.15)$$

$$H_{jl}(\omega) = |H_{jl}^*(-\omega)| e^{i\theta_{jl}(\omega)} \quad (2.16)$$

其中,  $\theta_{jl}(\omega) = \tan^{-1} \left\{ \frac{\text{Im}[H_{jl}(\omega)]}{\text{Re}[H_{jl}(\omega)]} \right\}$ ,  $\text{Im}$  和  $\text{Re}$  分别表示  $H(\omega)$  的虚部和实部。

根据 Shinozuka 理论, 当  $N \rightarrow \infty$  时, 随机风场的样本时间序列可由下式来模拟:

$$u_j(t) = \sum_{l=1}^j \sum_{n=1}^N |H_{jl}(\omega_n)| \sqrt{2\Delta\omega_n} \cos[\omega_n t - \theta_{jl}(\omega_n) + \varphi_{ln}] \quad (j = 1, 2, \dots, m) \quad (2.17)$$

其中,  $N$  为频率等分数, 即频率域内的数据采样数目;  $\theta_{jl}(\omega)$  为结构上两个不同荷载作用点之间的相位角;  $\varphi_{ln}$  为介于  $0 \sim 2\pi$  之间均匀分布的独立相位角。 $\omega_u$  为上限截止频率, 可通过下式估算取值:

$$\int_0^{\omega_u} S(\omega) d\omega = (1 - \varepsilon) \int_0^{\infty} S(\omega) d\omega \quad (2.18)$$

其中,  $S(\omega)$  为概率谱密度函数,  $\varepsilon$  远小于 1;  $\Delta\omega_k$  为频率增量  $\Delta\omega_n = \omega_u / N$ 。

根据 Shinozuka 提出的双下标频率概念,  $\omega_n$  可按下式取值:

$$\omega_n = k\Delta\omega_n - \frac{N-l}{N} \Delta\omega_n = (n-1)\Delta\omega_n + \frac{l}{N} \Delta\omega_n \quad (2.19)$$

为避免式(2.18)的模拟结果失真, 采样数不小于  $2N$ , 时间增量  $\Delta t$  应满足以

下条件  $\Delta t \leq \frac{\pi}{\omega_u}$ , 由此, 时间增量  $\Delta t$  的取值可按下式计算:

$$\Delta t = \frac{T_0}{M} = \frac{2\pi}{M\Delta\omega} = \frac{2N}{M} \cdot \frac{\pi}{\omega_u} \quad (2.20)$$

其中， $M$  为不小于  $2N$  的整数。

可见，只要已知目标谱密度函数  $S^0(\omega)$ ，恰当地选择  $N$ 、 $\omega_n$  和  $\Delta t$ ，便可模拟风场的随机样本时间序列。

在自然风场中，由于湍流（大气不规则的随机运动）的不均匀性，不同高度计算点的风速和相位均不相同，出现阵风首先作用于结构的较高点，经过时差  $\tau$  后，作用于较低点的现象。即使在同一水平高度上两点，也会因相位差的不同，使脉动风时间样本序列存在相关性，由互谱密度函数表示为：

$$S_{jk}(\omega) = \sqrt{S_{jj}(\omega)S_{kk}(\omega)}Coh_{jk}(\omega)\exp[i\phi(\omega)] \quad (j, k = 1, 2, \dots, m) \quad (2.21)$$

其中， $Coh_{jk}(\omega)$  为相干函数； $\phi(\omega)$  为两个离散点之间的相位差。王之宏<sup>[33]</sup>对大量的风速相位在  $\phi-f$  坐标中进行统计分析后发现，当  $f$  从 0 到 0.1 变化时相位角近似线性增加； $f$  在 0.1 到 0.125 区间时相位角近似线性减小； $f$  大于 0.125 时相位角就互不相关，并在  $-\pi$  到  $\pi$  之间随机分布。另外，对于特别高耸的输电塔一线体系应注意的是，随着模拟位置高度的增加湍流的均匀性不断增加，当模拟的高度在约 200m 以上，对  $f$  小于 0.125 时的相位角基本上为零， $f$  大于 0.125 时仍是在  $-\pi$  到  $\pi$  之间随机分布。其建议的经验公式为：

$$\phi(\omega) = \begin{cases} 0.25\pi f & f \leq 0.1 \\ -10\pi f + 1.25 & 0.1 < f \leq 0.125 \\ random & f > 0.125 \end{cases} \quad (2.22)$$

其中， $f = \frac{nz}{v(z)}$  为 Monin 坐标， $n$  为频率，其他符号同前。

对输电塔，可仅考虑脉动风场的竖向相关性，相干函数为：

$$Coh_{jk}(\omega) = \exp\left(-\frac{2nC_z|z_k - z_j|}{\bar{U}(z_j) - \bar{U}(z_k)}\right) \quad (2.23)$$

对输电导线可分为两种情况，当输电线路位于平坦地段，导线在跨度内落差和垂度较小时，可认为导线位于同一水平高度，沿输电线路方向各离散点具有相同的平均风速和脉动风谱，即

$$S_{11}(\omega) = S_{22}(\omega) = \dots = S_{mm}(\omega) = S(\omega) \quad (2.24)$$

其中，

$$S_{jk}(\omega) = \sqrt{S_{jj}(\omega)S_{kk}(\omega)}Coh_{jk}(\omega)\exp[i\phi(\omega)] = S(\omega)Coh_{jk}(\omega)\exp[i\phi(\omega)] \quad (2.25)$$

当输电线路位于陡坡地段或杆塔不等高时，导线落差梯度较大，或由于导线跨距较大，导线垂度效应明显时，各离散点的平均风速和脉动风速谱均不相同，应同时考虑横向和竖向相关性。此时其相干系数应按二维公式计算，即

$$Coh_{jk}(\omega) = \exp\left(-\frac{2n\sqrt{C_y^2(y_k - y_j)^2 + C_z^2(z_k - z_j)^2}}{\bar{U}(z_j) + \bar{U}(z_k)}\right) \quad (2.26)$$

其中， $C_y, C_z$  为指数衰减系数，Simiu 建议<sup>[29]</sup>， $C_y = 16; C_z = 10$ 。

## 2.2.2 脉动风荷载的模拟及加载方法

本文结合输电塔在风场中的结构几何特征，根据以上介绍方法，平均风剖面采用指数律，脉动风速谱采用 Kaimal 风速谱，并通过谐波叠加法模拟脉动风场。脉动风场模拟相关的参数如下：地面粗糙长度  $Z_0 = 0.24\text{m}$ ；时程总长  $t=300\text{s}$ ，时间步长  $\Delta t = 0.1\text{s}$ ，截止频率  $\omega_u = 2\text{Hz}$ ，频率范围等分数  $N=1024$ 。为了简化计算，本文仅选取塔一线体系的代表位置处节点的风速进行模拟。只考虑输电塔的竖向相关性，从而将输电塔从下到上分为九段如图 2.1 所示，每段设置一个模拟点则输电塔共设置九个模拟点，且每个模拟点设在每段最高点处，其高度取输电塔每段的最高点离地面的高度，见表 2.1 所示。导线每 5.1m 设置一个模拟点，只考虑风速沿水平方向的相关性，并假设导线上风速时程处处均与悬挂点处风速时程相同，忽略导线各点的高度差异对风速时程的影响。每个绝缘子上的模拟点设置在与塔的连接点处。不考虑输电塔之间的相干性影响。风场脉动风速的方向取为垂直线路方向。

根据上述的方法和参数，本文对输电塔一线体系中输电塔的几个分段点以及输电线路的所有众多模拟点在不同 10 米高平均风速下的脉动风速度场进行模拟，限于篇幅，这里只列出 10 米高处平均风速为 27m/s 的输电塔的几个分段点处模拟结果，如图 2.2 所示。为了验证模拟方法的有效性和可靠性，对模拟风场的功率谱特征与目标风速谱进行了比较，考察模拟风场与目标谱函数相吻合程度，输电塔部分模拟点的脉动风速功率谱与目标谱 Kaimal 风速谱的比较如图 2.3 所示。可见，模拟风速功率谱的谱线趋势与目标谱线一致，谱线的总体均值与目标谱比较吻合，这表明模拟方法所取的参数是合理的。

由以上结果分析可见，采用谐波叠加法模拟脉动风时程曲线，保证了自然风场特征，满足结构动力响应分析的要求，该方法简便可行，得到的时程曲线与目标谱相比合理有效，可以用于输电塔一线体系的动力响应计算。

表 2.1 输电塔垂直线路方向各段高度及承受风压面积

段数	高度(m)	面积( $m^2$ )	段数	高度(m)	面积( $m^2$ )
1	12.0	25.415370	6	75.2	22.361749
2	25.2	24.554896	7	79.6	29.039637
3	37.5	20.219337	8	96.6	19.451625
4	54.0	29.038566	9	100.6	41.991560
5	58.4	25.925102	—	—	—

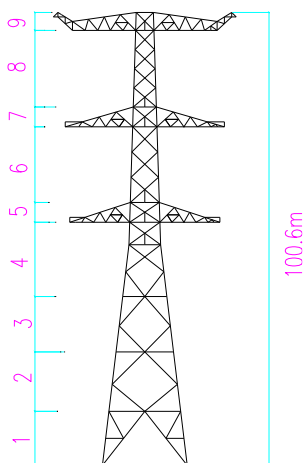
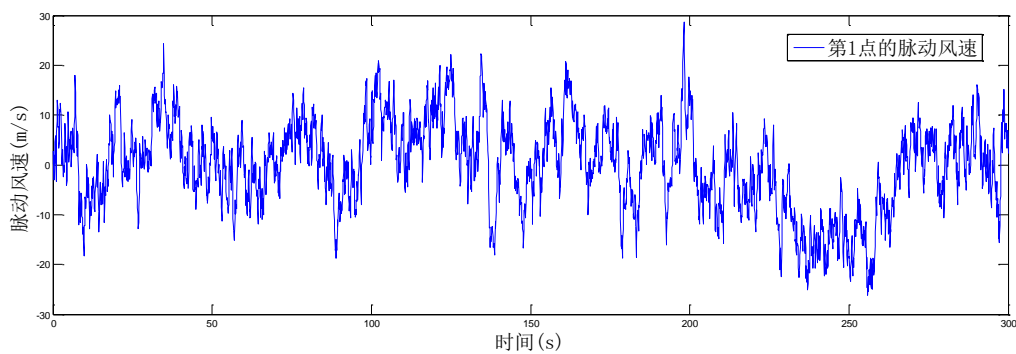
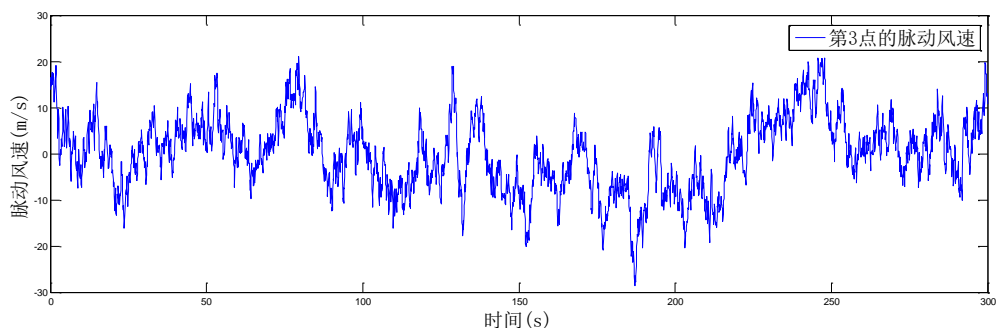


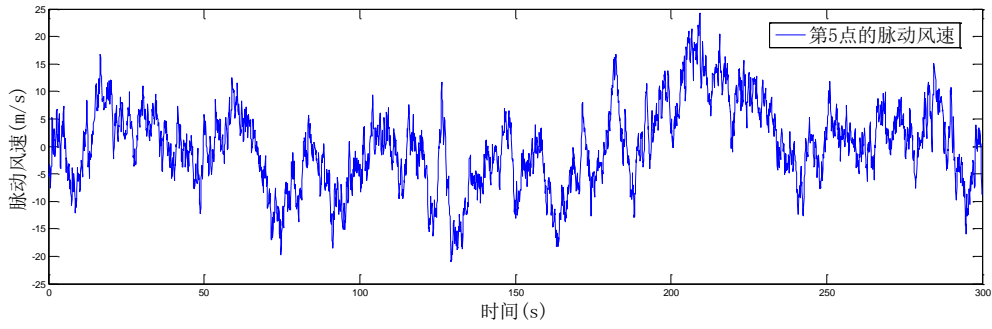
图 2.1 输电塔分段示意图



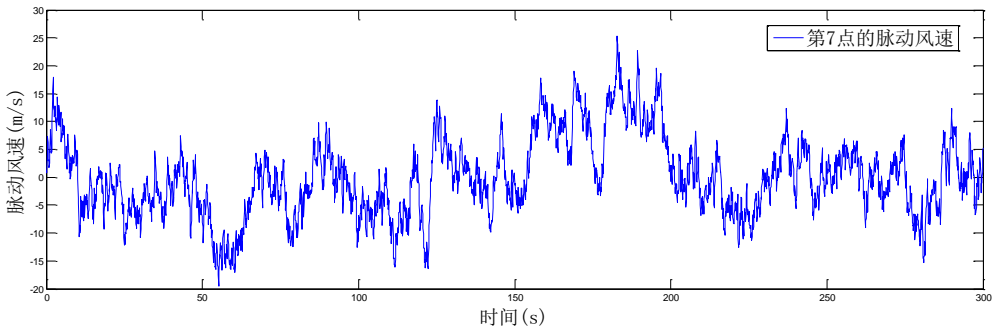
a) 第一分段点脉动风速时程



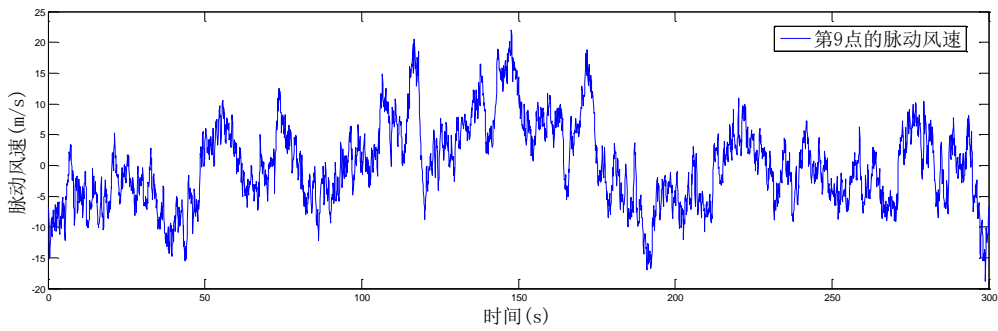
b) 第三分段点脉动风速时程



c) 第五分段点脉动风速时程

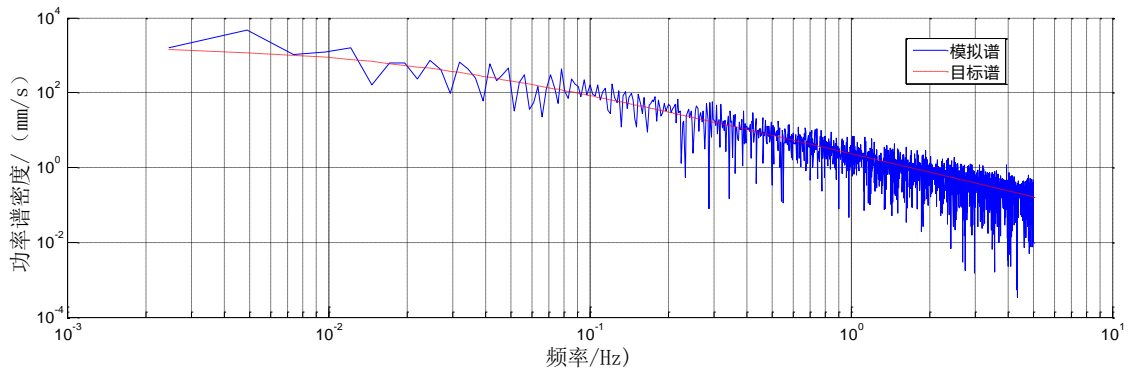


d) 第七分段点脉动风速时程



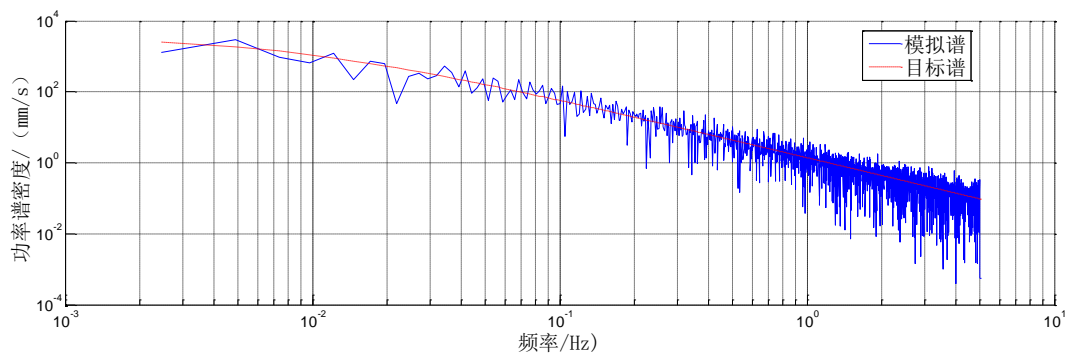
e) 第九分段点脉动风速时程

图 2.2 15m/s 平均风速下输电塔各模拟点脉动风速时程

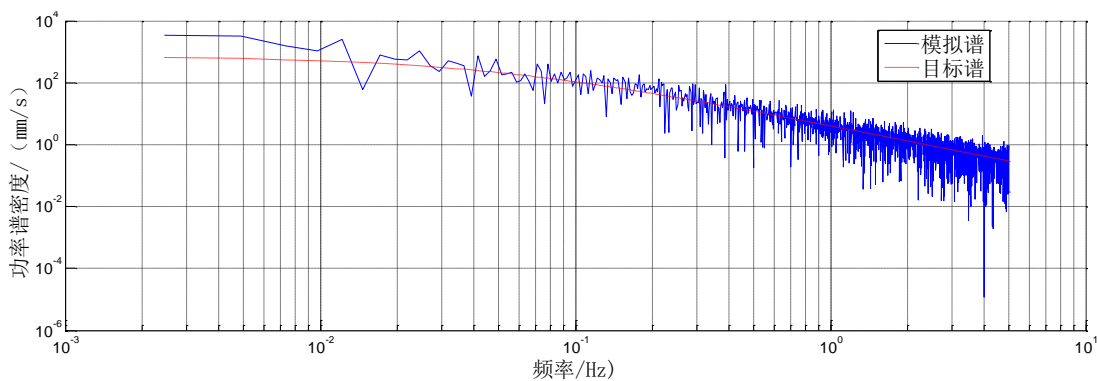


a) 第一分段点模拟谱与目标谱比较

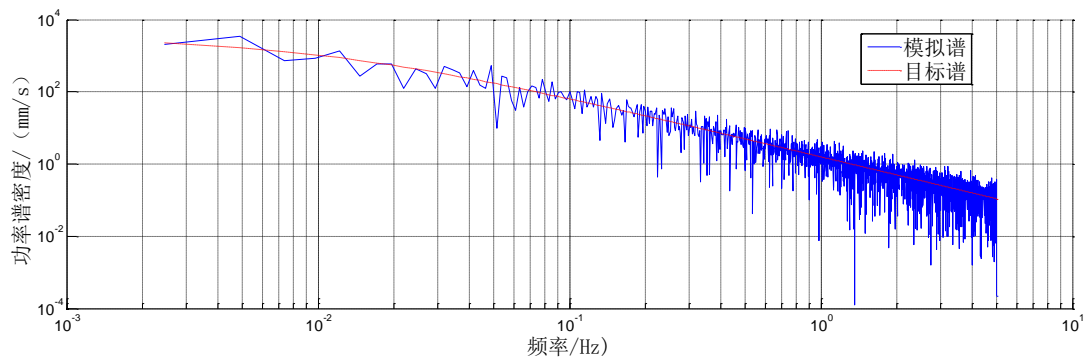




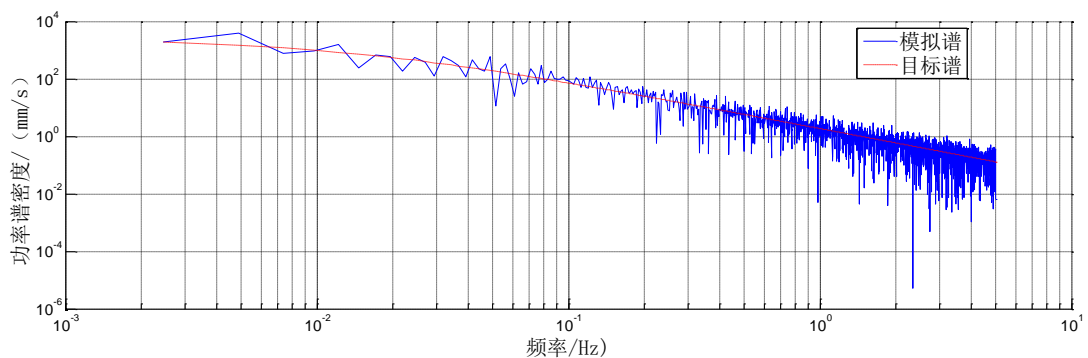
b) 第三分段点模拟谱与目标谱比较



c) 第五分段点模拟谱与目标谱比较



d) 第七分段点模拟谱与目标谱比较



e) 第九分段点模拟谱与目标谱比较

图 2.3 输电塔模拟点脉动风速的模拟谱与目标谱的比较

获取了风速之后，可根据准定常假定计算作用在结构上的总的动力风荷载  $F(t, z)$  [27]，如式 2.27 表示：

$$F(t, z) = \frac{1}{2} \rho (U(z) + u(z, t))^2 A_s C(z) \quad (2.27)$$

其中， $U(z)$ 、 $u(z, t)$  分别为高度  $z$  处的平均风速和脉动风速； $A_s$  为迎风面积，根据我国荷载规范 [28] 按照结构的实际挡风的投影面积来计算，见表 2.1 所示； $C(z)$  为结构的风荷载体型系数，其值按我国荷载规范计算，本文取 1.3。

通过上述方法计算出输电塔每段及输电线每段模拟点的风荷载后，将其平均后加到有限元模型的各个节点上，这样就可以为后续的风振响应分析提供动力风荷载激励了。李庆伟 [34] 研究了输电塔一线体系的三塔两线模型在沿着线路方向攻角和垂直于线路方向攻角两个风荷载作用工况下的结构风致响应。研究表明，在沿着线路方向攻角下，由于导线的张力限制了输电塔的变形，进而限制输电塔受压杆的内力，输电塔一线体系的中间输电塔无论从位移还是轴力均要小于单塔结构的结果；而在垂直于线路方向攻角下，虽然塔体的挡风面积有所减小，但是由于导地线挡风面积和塔一线耦合程度的增加，塔一线体系的中间输电塔的最大位移响应值和整个时程的均方根值均大于单塔结构。由此可见，垂直于线路方向攻角是输电塔一线体系的最不利工况。因此本文只考虑风荷载垂直于线路方向的工况，风荷载加载如图所示：

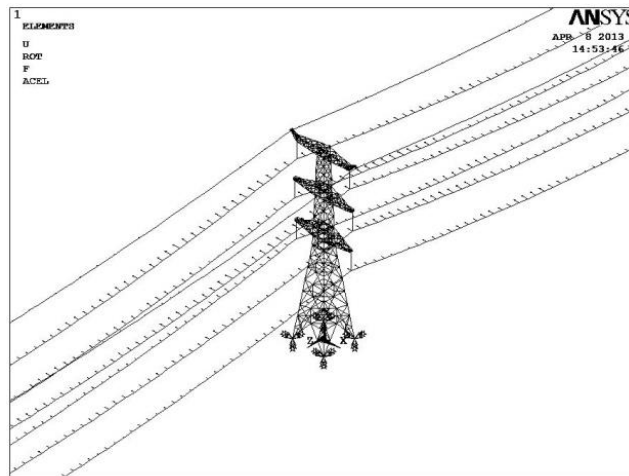


图 2.4 输电塔一线体系风荷载加载图

### 2.3 本章小结

本章讨论了脉动风荷载的模拟方法，针对输电塔一线体系在风场中的结构几何特征，选用沿高度变化的 Kaimal 风速谱，采用谐波叠加法模拟了适合输电塔

一线体系的风速时程。其中，每个输电塔设置了九个模拟点且只考虑每个输电塔的竖向相关性，不考虑三个输电塔之间的相干性影响；导地线每 5.1m 设置一个模拟点，只考虑风速沿水平方向的相关性，并假设导线上风速时程处处均与悬挂点处风速时程相同，忽略导线各点的高度差异对风速时程的影响；每个绝缘子上的模拟点设置在与塔的连接点处。由于垂直于线路方向攻角是输电塔一线体系的最不利工况，风场脉动风速的方向取为垂直线路方向。最后根据准定常假定得到了作用在结构上的总的动力风荷载，从而为后续章节中输电塔一线体系的风致动力响应分析创造了必要条件。



## 第三章 基于概率的输电塔—线体系抗风性能分析

### 3.1 引言

结构的抗风性能是指结构本身具有的能够抵抗风荷载作用效应的能力,根据衡量准则的不同,包括承载能力、变形能力、耗能能力等,分析结构的抗风性能是为了获得结构特定破坏状态的界限值。考虑到荷载及结构自身的不确定性,这些界限值也是不确定的,基于概率方法进行抗风性能分析是为了得到这些界限值及其概率统计特性。通常,这需要对大量的试验数据和灾害资料进行统计分析,当这些数据和资料缺乏时,可以采用蒙特卡洛模拟法结合非线性增量动力分析方法计算结构的抗风能力曲线,并由此确定对应于不同破坏状态的以位移角为参数的界限值和其统计特性。本章首先介绍增量动力分析方法、动力稳定性分析方法以及蒙特卡洛抽样,以大型通用有限元程序 ANSYS 作为分析平台,建立输电塔线体系的动力分析模型,以结构顶部位移转角(RDA)做为输电塔抗风性能参数,确定结构在不同破坏状态下的界限值,为第四章的输电塔—线体系的风灾易损性分析提供数据。

### 3.2 分析方法

#### 3.2.1 增量动力分析方法

目前国内外对结构的抗震性能分析常用的方法有:非线性弹塑性推覆方法(NSP)和增量动力分析法。这两种方法都已被成熟地用于地震工程中,Banik 等<sup>[35]</sup>将非线性弹塑性推覆(Nonlinear Pushover Analysis)和增量动力方法(Incremental Dynamic Analysis)<sup>[36]</sup>这两种方法应用于结构风工程,分析了高压输电塔的能力曲线。

非线性弹塑性推覆分析<sup>[37]</sup>是结构抗震性能分析的一种常用方法,可以获得结构的抗震性能曲线,但是将其应用于结构抗风性能分析的研究还十分罕见,主要有两方面的原因。其一,地面地震加速度输入基本上是均值为零的一个随机过程,而风荷载既有均值非零的平均风荷载,也有反映其随机性的脉动风荷载;其二,地震发生通常持续的时间不长,而且允许结构有永久性的塑性变形,以保证结构的延性,可在大震发生时起到耗散能量的作用。与此相对的,风荷载作用的

持续时间长，而且提高延性也不能提高结构的抗风性能。除此之外，非线性弹塑性推覆分析方法本身的理论基础也不严谨，结构沿高度的变形由单一形状向量表示的基本假设也明显不符合实际情况。基于这些情况，非线性弹塑性推覆分析是否适合于结构抗风能力曲线的分析，这还有待于进一步证实。

相比静力弹塑性推覆分析方法，动态增量法(IDA)具有一下优越性：能够真实地反映结构的动态特性、非线性特性，所得结构能力的统计特征值也具有相对的稳定性，能够反应结构的极限变形能力等。因此本文采用增量动力分析方法对输电塔的非弹性、非弹性以及倒塌破坏的全过程的性能进行分析。

增量动力方法最早是由 Bertero<sup>[38]</sup>提出的，包括了一系列的非线性分析。它通过对原始记录  $a_1$  进行调幅，并使用调幅后的记录  $a_\lambda$  对给定结构模型进行一系列分析。所选择的  $a_\lambda$  覆盖了结构可能遭受的最强烈的地震动，能够反映结构从弹性、非弹性直至整体倒塌的性能状态。每一级  $a_\lambda$  相对应的结构性能参数记录了结构的整个动态变化过程。最后将  $a_\lambda$  与其相对应的结构性能参数在二维坐标系中表示出来。一个  $a_\lambda$  值对应一条 IDA 曲线，从中可以看出结构的极限状态、变形能力以及其它的结构动态特性。这种方法具有一定的重复性，因而能够得到结构性能的统计特征。

IDA 方法是一个基于动力时程分析法的参数分析方法<sup>[36]</sup>，荷载强度水平与结构性能都可以用很多参数来表达，表达地震强度因子常用的有：峰值加速度(PGA)、峰值速度、结构基本周期对应的加速度反应谱等，而表达结构性能常用的参数有：最大基底剪力、楼层位移、破坏指数、层间位移角等。而本文以输电塔—线体系中的中间输电塔顶点的最大位移角作为结构的性能参数。

### 3.2.2 输电塔线—体系失效破坏判断方法

国内外学者对输电塔的破坏模式进行了研究。其中，印度 Prasad Rao<sup>[14]</sup>做了输电塔的原型实验并用有限元分析软件模拟，研究输电塔在风荷载下的破坏模式，研究发现，输电塔的破坏主要是由于部分受压的腿部或支撑构件的屈曲引起的，降低了输电塔的整体承载力，并最终导致倒塌。由于输电塔为高耸、柔性结构，具有较强的几何非线性，且其主要荷载为动力风荷载，在同时考虑材料和几何非线性的情况下，输电塔—线体系的稳定性为双非线性动力稳定性。非线性的动力稳定问题是一个非常复杂的问题，随着计算机技术的发展，一些根据结构显式物理量判断多自由度复杂结构动力稳定性的准则也有了很大的发展。比如：Budiansky—Roth 准则、位移相等准则和动态增量法(IDA)等。

Budiansky—Roth 准则。B—R 准则最早由 Budiansky 和 Roth 在研究球壳跳

跃屈曲问题时提出<sup>[39]</sup>。该准则可表述为：如果结构在微小荷载增量下引起剧烈响应变化，则认为结构屈曲。这个准则建立在物理直观上，在数值计算中比较容易实现。

位移相等准则。雅库勃夫在讨论爆炸波作用下的土中圆柱壳的屈曲问题时采用了该准则<sup>[40]</sup>。该准则利用静动力屈曲位形相同的基本假设，认为结构受动力作用产生的位移与相应的静力屈曲位移相等时，结构就发生屈曲。

动态增量法(IDA)。该方法通过计算不同强度动力荷载下结构的动力响应，得到相对于荷载参数的结构特征响应，研究荷载参数与结构特征响应之间的关系来判断结构的动力稳定性<sup>[41]</sup>。

李庆伟等<sup>[34]</sup>根据动态增量法(IDA)结合 Budiansky-Roth 准则对输电塔一线体系的动力稳定性进行了分析。

由于动态增量法(IDA)具有如 3.2.1 节所述的优越性，因此本文以输电塔一线体系中的中间输电塔顶点的最大位移角作为结构的性能参数，采用增量动力分析方法对输电塔的非弹性、非弹性以及倒塌破坏的全过程的性能进行分析。又由于 Budiansky-Roth 准则比较直观、在数值计算中比较容易实现。因此本文采用 Budiansky-Roth 准则来判断输电塔最终的倒塌失效破坏状态。

### 3.2.3 蒙特卡洛模拟法

蒙特卡洛模拟法，又称随机抽样方法，是一种与一般数值计算方法有本质区别的计算方法，属于试验数学的一个分支，起源于早期的用几率近似概率的数学思想，它利用随机数进行统计试验，以求得的统计特征值(如均值、概率等)作为待解问题的数值解。蒙特卡洛模拟法最著名的应用是 18 世纪的布丰投针试验，该试验向画有平行线的白纸上投针，经过多次投针，统计针与平行线相交的概率，可以计算圆周率  $\pi$ 。

蒙特卡洛模拟法是一种使用简单且应用广泛的可靠度分析方法，只要满足随机抽样的条件，也即知道设计变量的概率分布模型，且模拟的次数足够多，就可近似求得真实解。随着现代计算机技术的飞速发展，利用计算机的高速运算能力和海量存储能力来模拟求解过程，可以获得精度极高的结果。

本章运用蒙特卡洛方法，可归纳为三个基本步骤：

- (1) 随机变量的抽样：按基本随机变量的已知概率分布进行随机抽样。
- (2) 样本求解：针对每个抽得的样本，按问题的性质采用确定性的数学、物理方法求得问题解。
- (3) 统计量估计：对求得的所有解进行统计分析，按问题类型求得随机变量

的均值、标准差等概率统计特征值。

### 3.3 结构的抗风性能分析

#### 3.3.1 结构计算模型

输电塔—线体系主要由输电塔、导(地)线和绝缘子构成。我国架空输电线路规范和架空送电线路杆塔结构设计规范<sup>[42]</sup>，是将输电塔和输电线路分开考虑的，一般输电线路由电气专业的工程师设计，然后把导线荷载提供给结构工程师，当作外力加在输电塔上，对输电塔进行设计计算，该设计方法通常仅考虑导线静力荷载的作用而忽略了导线与输电塔之间的耦合作用。实际上，导(地)线在脉动风速作用下会发生振动，并将振动响应通过绝缘子传递到输电塔；而输电塔在风的激励下亦会产生振动，反过来使导(地)线的振动和张力发生改变。所以说，输电塔与导线的动力响应是一种耦合运动，输电塔—线体系是相互影响的复杂耦合体系。而且由于输电塔特别是输电线的周期较长，更接近风的卓越周期，对风荷载十分敏感，仅对输电塔单塔进行分析，输电线强烈的几何非线性行为很难反映于整个体系中，并不能真正反映输电塔—线体系的实际风振响应情况。因此，有必要建立考虑导线的输电塔—线体系的有限元模型，研究导线对输电塔—线体系动力响应的影响。本论文应用 ANSYS 软件建立了输电塔—线体系三维有限元模型，对输电塔—线体系动力响应进行分析，研究输电塔—线体系的抗风性能。

目前，国内外有关学者对输电塔—线体系的风振响应计算，较多的是采用三塔两段线，或者一塔两段线模型计算。一些学者在建立三塔两线模型时，将三个塔均按照直线塔模型建立，而工程实际应用中，直线塔并不承受线路的水平荷载，它需要和两端的耐张塔相连接来组成一个完整的受力体系，即一个完整的耐张塔；而一塔两线模型也不符合工程实际，因为一个耐张段通常由两端两个耐张塔，中间多个直线塔组成，而不是只有一个直线塔。所以，三塔两线模型和一塔两线模型均与实际不符。帅群和邓洪洲等<sup>[43]</sup>在 ANSYS 中建立了单塔、一塔两线、三塔四线及五塔四线的有限元模型，并探讨了动力特性的差异，并进行了风振响应时程计算。其中三塔四线和五塔四线模型按照一个独立的耐张端模型建立，不同的是，三塔四线没有建立两端的耐张塔，仅将输电线在耐张塔处做铰接；而五塔四线按照工程实际建立，包括两端两个耐张塔，中间三个直线塔。通过对三塔四线模型和五塔四线模型的位移和加速度响应的对比分析，两者塔身各高度处的位移响应均值，加速度方差几乎一致，最大误差亦不超过 1%，说明耐张塔虽降低了体系的刚度，但对塔线体系中间的直线塔来说，由于档距太大，加上导地线的非



线性较强，对塔的风振响应产生的影响十分小。因此，在建模时可以不建两端的耐张塔，而直接将输电线一端作为铰接处理。因此，本文建立了四线三塔有限元模型进行分析，模型包括了三个直线输电塔和四跨导(地)线。

本文分析案例原型为某设计院设计的特高压输电线路。3个输电塔为鼓形塔，总高100.6m，呼高58.4m，根开18.75m。输电线分四层，最上层为地线，下面三层为导线，每相导线是八分裂式。输电线的具体主要参数如下表所示。

表 3.1 导(地)线参数表

规格	LGJ-630/45(导线)	LBGJ-240-20AC(地线)
直径(mm)	33.6	20
线密度(g/m)	2060	1595.5
跨度(m)	510	510
垂度(m)	24	18
杨氏模量(GPa)	63	147.2
密度(kg/km)	2060	1595.5
截面积(mm <sup>2</sup> )	666.55	238.76

### 3.3.1.1 输电塔的有限元建模

输电塔为直线塔，其主材、斜材采用 Q345 无缝钢管，支撑采用 Q235 角钢。输电塔结构为杆系结构，建模单元属性采用 ANSYS 中的 BEAM188 梁单元，它的最大特点是支持梁截面形状显示，可以考虑剪切变形和翘曲，同时也支持大转动和大应变等非线性行为。结构材料为钢材，考虑材料的非线性，采用理想弹塑性假定，材料的屈服强度准则采用 Von Mises 准则，强化规则采用双线性随动强化(Bilinear Kinematic, BKIN)模型。定义 Q235 钢的初始弹性模量  $E_1=210000\text{MPa}$ ，屈服强度  $\sigma_{s1}=235\text{MPa}$ ，泊松比  $\nu_1=0.3$ ，屈服后模量  $E_{y1}=790\text{MPa}$ ，密度  $\rho_1=7800\text{kg/m}^3$ ，Q345 钢的初始弹性模量  $E_2=210000\text{MPa}$ ，屈服强度  $\sigma_{s2}=345\text{MPa}$ ，泊松比  $\nu_2=0.3$ ，屈服后模量  $E_{y2}=790\text{MPa}$ ，密度  $\rho_2=7800\text{kg/m}^3$ 。输电塔杆件有 18 种圆管钢截面和 20 种角钢截面。建成的输电塔有限元模型如图 3.1 所示。

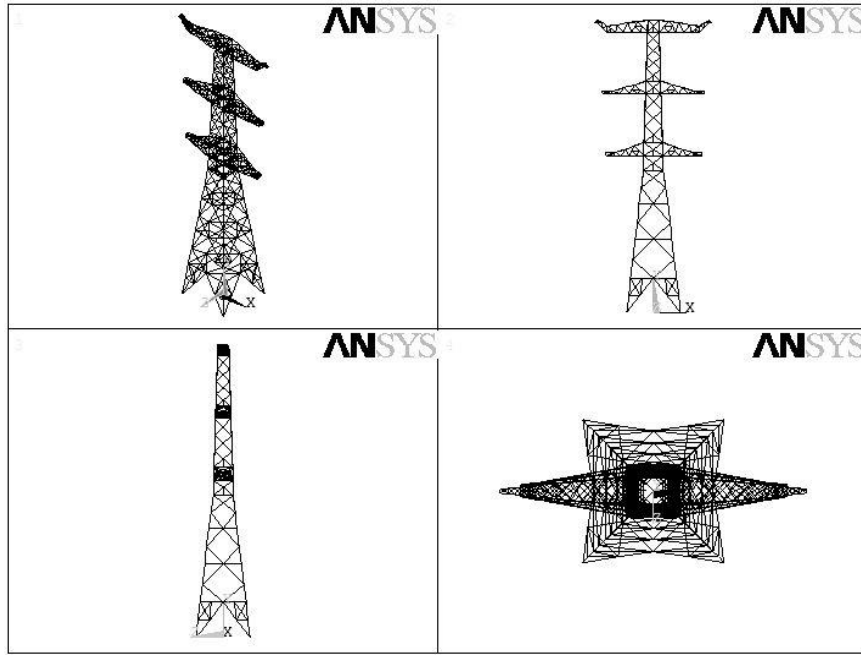


图 3.1 输电塔有限元模型

### 3.3.1.2 输电线有限元建模

输电线属于悬索结构的范畴，按单索计算理论即可得到较为精确的结果。由于输电线主要靠自身的拉伸来抵抗外荷载，在荷载作用下要产生较大的位移，因此计算中必须考虑其几何非线性问题。

在输电线的有限元建模中<sup>[44]</sup>，重要的一点是确定索的初始构型，这一方面是根据现有的悬索理论确定输电线的平衡方程和变形协调方程，以确定输电线在空间的位置分布；另一方面则是要按照一定的找形方法使输电线由初始的无应力状态达到初始荷载状态。

确定悬索平衡方程的方法主要可分为悬链线理论方法和抛物线理论方法，悬链线理论方法是悬索计算的精确理论方法，抛物线理论方法是悬索计算的近似理论方法，但是当索的垂跨比小于  $1/8$  时，后者也可以得到较为精确的解答，可以满足工程的需求。考虑到本线路最大垂跨比约为  $4/85$ ，远小于  $1/8$ ，因此本文在建模时以抛物线理论来确定输电线的初始位型。

抛物线理论假定索的竖向荷载沿跨度均匀分布，如图 3.2 所示，由此得到索的空间位型为一簇抛物线，其表达式为：

$$z = \frac{q}{2H} x(l-x) + \frac{c}{l} x \quad (3.1)$$

其中  $q$  为作用在悬索上的竖向荷载，此处仅为输电线的自重。 $H$  为悬索的初始水平张力， $l$  为索的水平跨度， $c$  为索两端的高差。根据抛物线理论，悬索的

水平张力  $H$  可由下式计算:

$$H = \frac{ql^2}{8f} \quad (3.2)$$

其中  $f$  为悬索跨中垂度。由(3.1)和(3.2)即可确定输电线的空间位型。

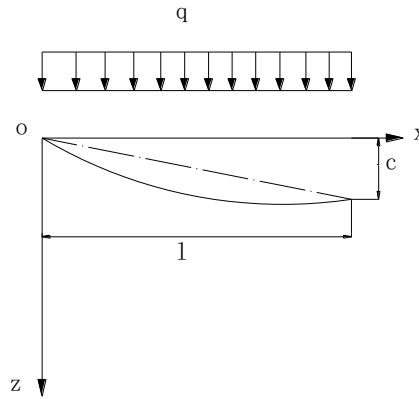
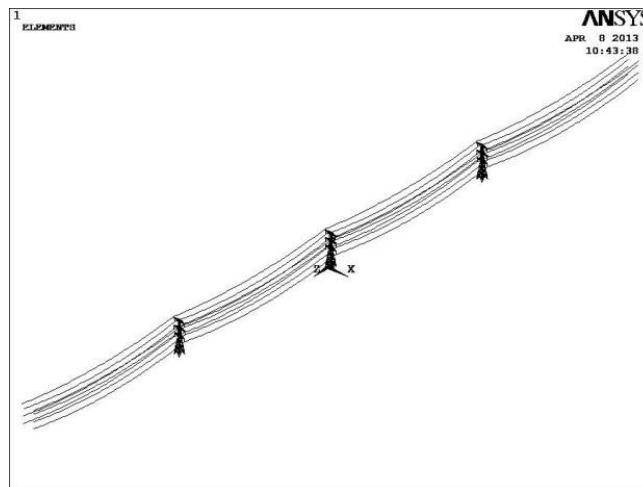


图 3.2 荷载沿跨度均匀分布时单索计算简图

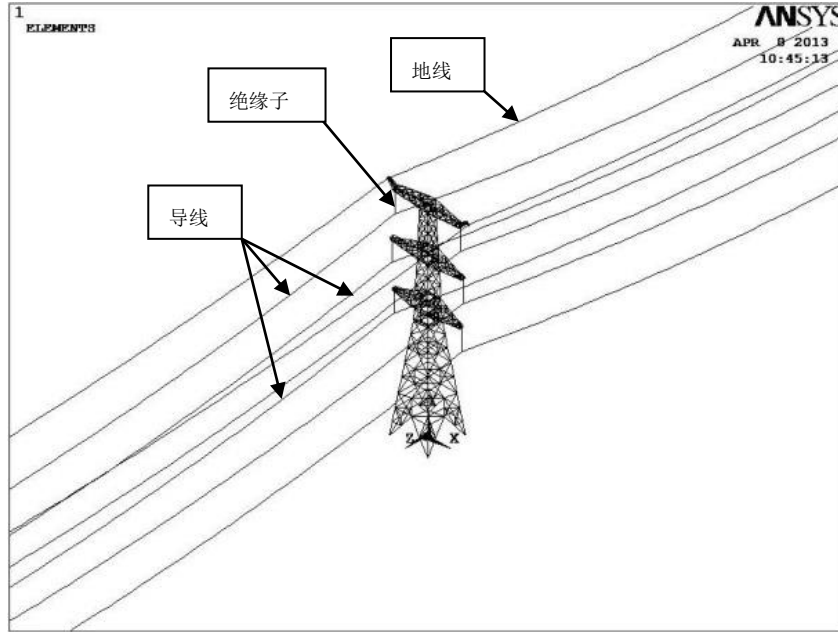
实际线路每相导线是八分裂导线, 在建模时, 为简化后续计算工作量, 将每相八根导线按承受风荷载等效的原则, 简化成一根导线来建模<sup>[44]</sup>。

采用 ANSYS 单元库中的 LINK10 单元模拟输电线, 该单元每个节点有三个自由度, 可以模拟轴向受拉或轴向受压的杆单元, 可用来模拟松弛的悬索或链状结构, 且可以考虑应力刚化和大变形分析, 因此可以满足输电线建模的要求。

综上所述, 本文建立的特高压输电线路的有限元模型如图 3.3 所示。其中, 绝缘子也采用 LINK10 单元来模拟, 其中输电线在边界处采用铰接约束, 每座输电塔底部的 4 个节点采用固定约束。该线路模型共有 7352 个单元, 4717 个节点。



a) 三塔四线有限元模型



b) 中间输电塔的有限元模型

图 3.3 输电塔线体系有限元模型

### 3.3.2 输电塔—线体系的模态分析

高压输电线路主要由高柔的塔架、细长的输电线组成，输电塔架的外形特征决定了其自身的刚度与质量分布的不均匀性，细长的输电线在振动过程中表现出明显的几何非线性，由此组成的结构系统的动力特性必然是复杂的。鉴于结构的动力特性对评估结构的动力响应以及指导工程设计起到重要的作用，因此本节从上节建立的有限元模型入手，研究从单一的输电塔、单根输电线到塔—线耦联体系的动力特性的变化特点，揭示塔—线耦联体系的振动特征，为分析高压输电线路的风致振动及抗风性能作准备。

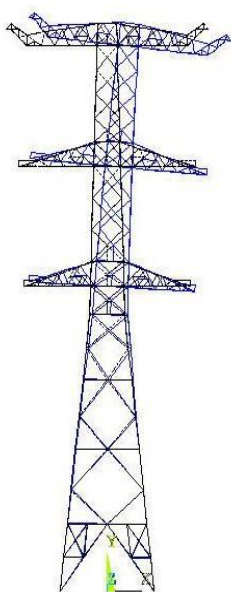
模态分析是 ANSYS 有限元软件中用于计算结构振动特性的模块，有关的计算理论和有限元软件应用技术<sup>[45]</sup>均比较成熟，在此不再做过多的赘述。

#### 3.3.2.1 输电塔模态分析

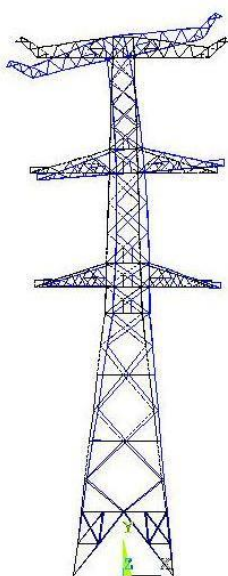
本文采用子空间迭代法在有限元软件 ANSYS 中分析输电塔的动力特性。ANSYS 的模态分析的前 9 阶结果见表 3.2，振型图见图 3.4 所示。

表 3.2 输电塔的自振频率(Hz)

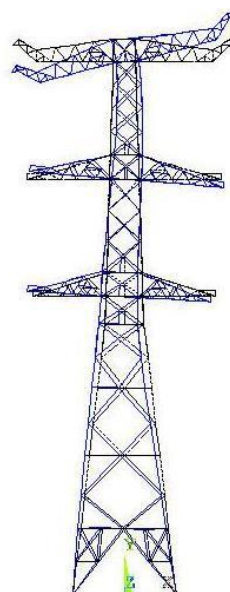
振动方向	平面内(Z 轴向)	平面外(X 轴向)	扭转方向
一阶模态	1.2071	1.1837	1.7450
二阶模态	3.6769	3.2920	4.2234
三阶模态	6.6615	5.1297	6.3088



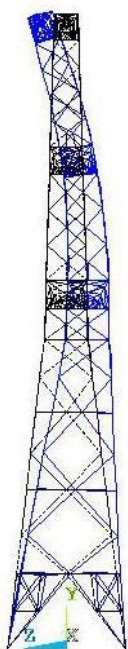
1) X 向第一阶振型



2) X 向第二阶振型



3) X 向第三阶振型



4) Z 向第一阶振型



5) Z 向第二阶振型



6) Z 向第三阶振型

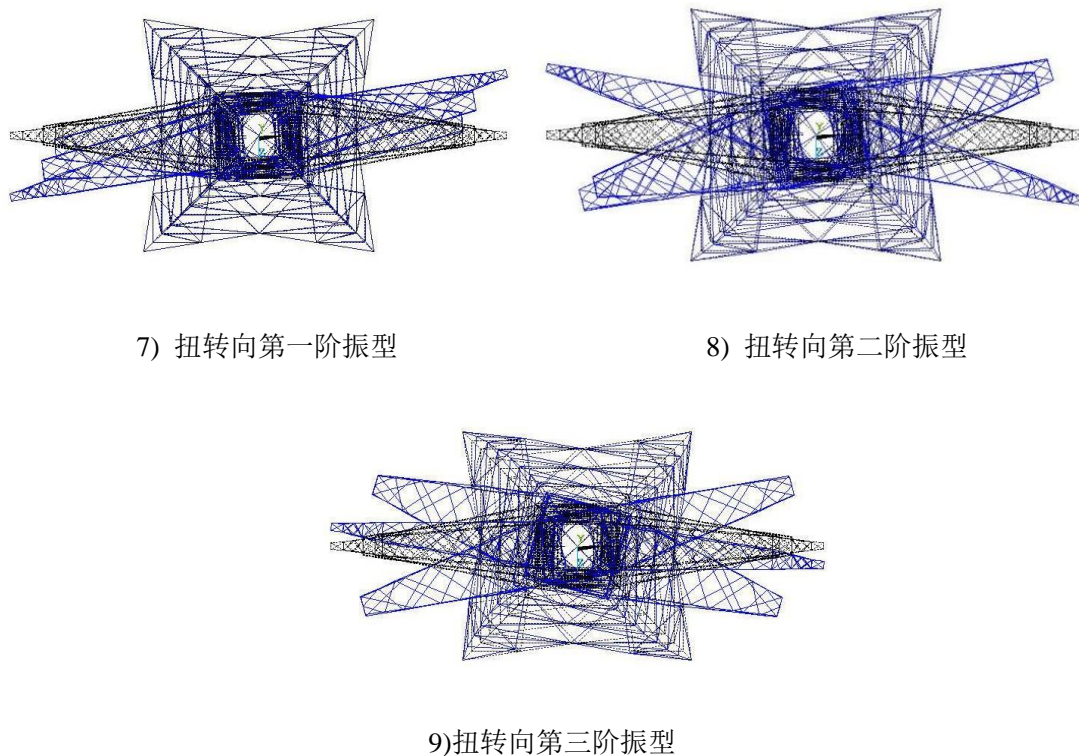


图 3.4 输电塔前 9 阶振型图

### 3.3.2.2 输电线模态分析

为了给后续研究塔—线体系的耦联模态以及塔—线耦联体系的风致动力响应特点提供参照，下面将导线的模态分析结果详细给出，自振频率见表 3.3，前 3 阶振型图见图 3.5 所示。

表 3.3 导线自振频率

	一阶	二阶	三阶	四阶	五阶	六阶
面外振动频率(Hz)	0.110	0.220	0.330	0.440	0.550	0.660
面内振动频率(Hz)	0.218	0.307	0.439	0.500	0.590	0.661

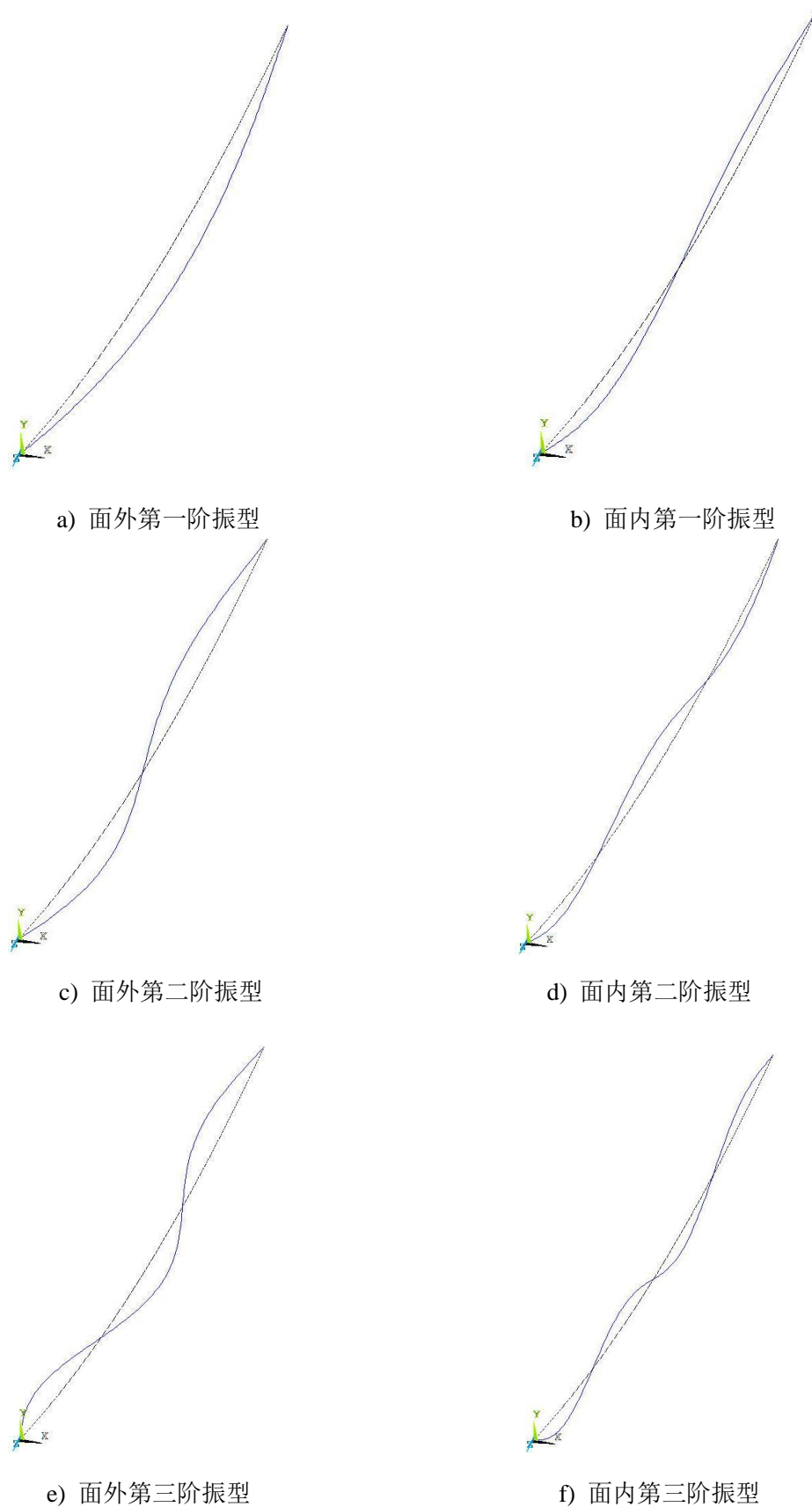


图 3.5 导线前 3 阶振型图

### 3.3.2.3 输电塔—线体系的模态分析

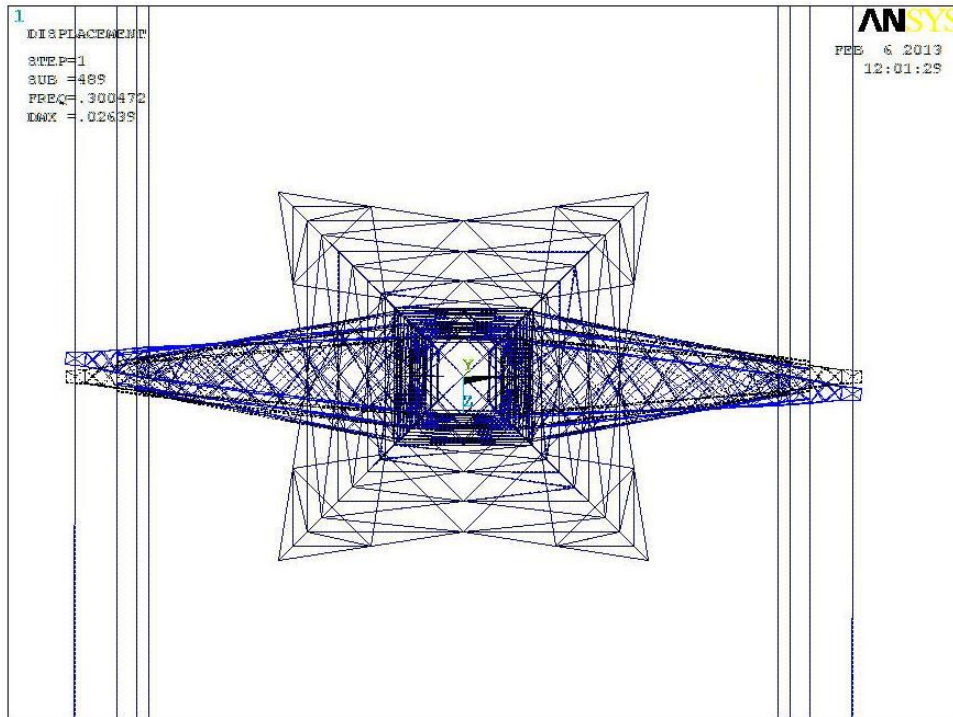
输电线与输电塔是共同工作的,准确分析塔—线耦联体系的动力特性对设计更为合理的输电塔结构以及预知塔—线耦联体系的风致响应具有重要的意义,本节采用在 3.3.1 节建立的塔—线耦联体系有限元模型,对其进行模态分析。提取塔—线耦联体系的前 3000 阶自振频率以及对应的振型,其部分主要的动力特性如表 3.4 所示,部分振型如图 3.6 所示。除此之外,当线路中主要为输电线振动时,仍可观测到输电塔构件中也有微幅的振动,但是此振动相比与塔—线整体振型中输电塔的振动幅度较小,故此未再给出这些振型。

结果分析显示,塔—线耦联体系的自振频率十分密集,塔线体系中输电塔平面外振型最容易与导地线振动耦合,在低频以导地线为主的振型中,输电塔在平面外就开始有微幅的振动,即在远低于单塔同阶振型的自振频率时,输电塔就开始平面外的振动。产生这一现象的原因是导地线增加了体系的重量,但是平面外的刚度却没有相应增加。在频率低于单塔同阶频率时,输电塔会发生多次一阶平面外振动,振幅逐渐增大,在接近单塔同阶频率时,振幅最大。相比之下,塔线体系中的输电塔扭转振型较少发生,但其频率较单塔的扭转频率低很多。这也是由于导地线增加了体系的重量,但是扭转的刚度却没有相应增加。塔线体系中的输电塔平面内振型也较少发生,它们的自振频率较单塔的扭转频率也低很多。导地线虽然也增加了体系平面内的刚度,但质量的增加对频率影响比刚度的增加对频率的影响更大。

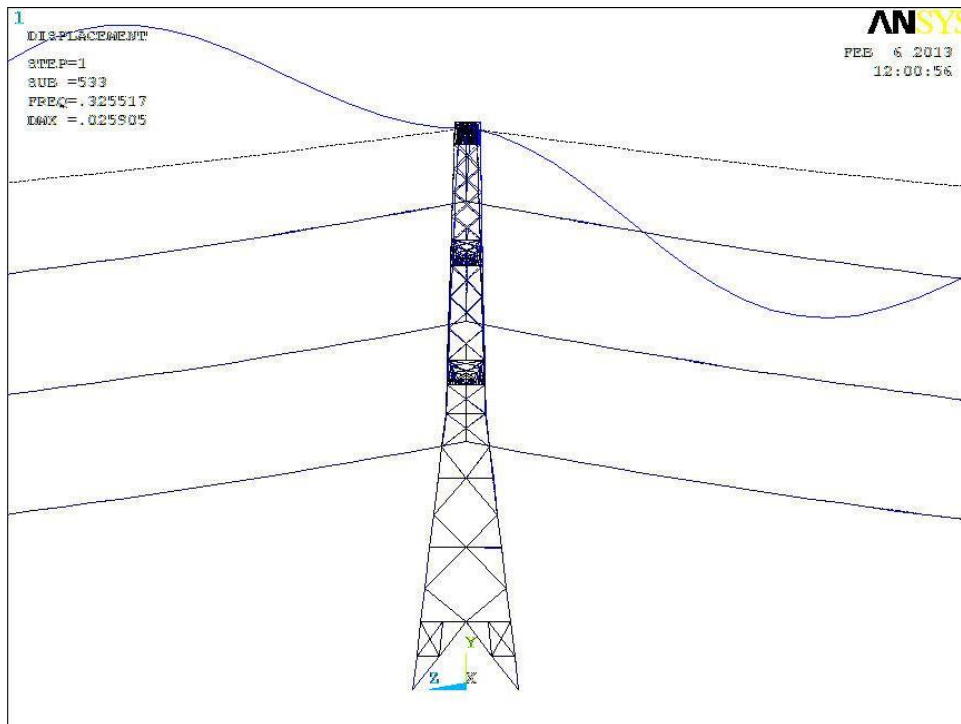
表 3.4 输电塔线体系的动力特性

阶数	频率(Hz)	振型描述
1	0.03055	导线平面外同向振动
2	0.03056	上导线与中下导线反向平面外振动
489	0.30047	地线振动,中间输电塔与两端输电塔反向小幅一阶扭转
533	0.32552	地线振动,中间输电塔与两端输电塔平面内反向一阶小幅振动
633	0.38951	地线振动,三个输电塔同向小幅一阶扭转
829	0.50143	导地线振动,三个输电塔平面外同向小幅一阶振动
1870	1.1269	导地线平面外振动,中间输电塔与两端输电塔平面外反向大幅一阶振动
1884	1.1457	导地线振动,中间输电塔平面外大幅一阶振动
1910	1.1542	导地线振动,中间输电塔与两端输电塔平面外反向大幅一阶振动
1935	1.1662	导地线平面外振动,三个输电塔平面外同向大幅一阶振动
1954	1.1863	导地线振动,三个输电塔平面外同向大幅一阶振动
1962	1.1898	导地线平面内振动,三个输电塔平面内同向大幅一阶振动
2499	1.5366	地线振动,三个输电塔同向一阶大幅扭转

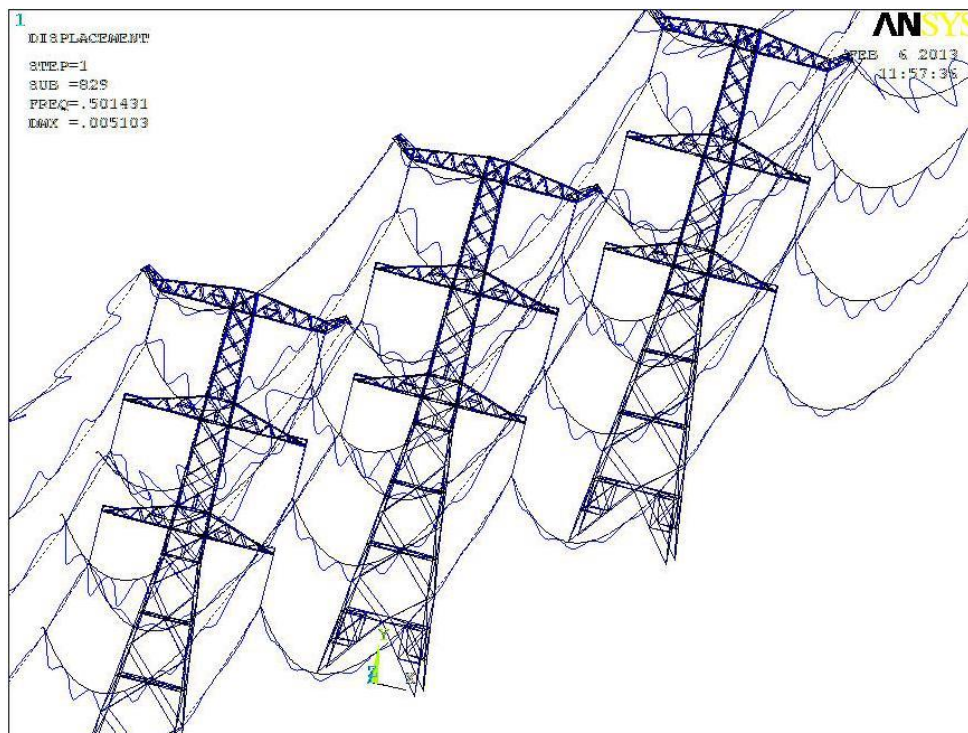




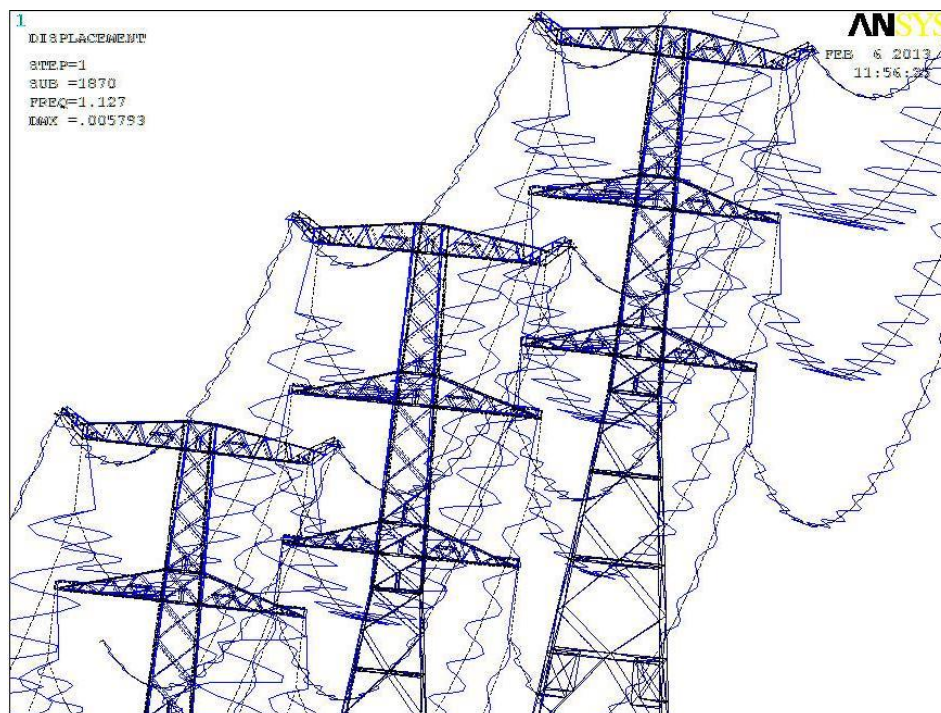
1) 塔—线体系第 489 阶振型



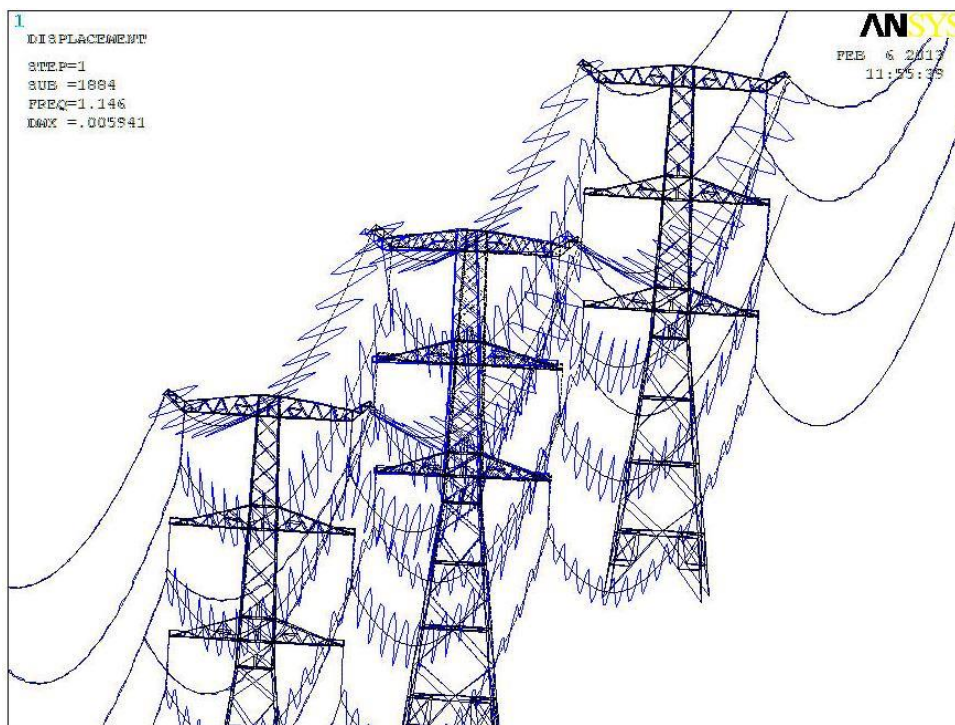
2) 塔—线体系第 533 阶振型



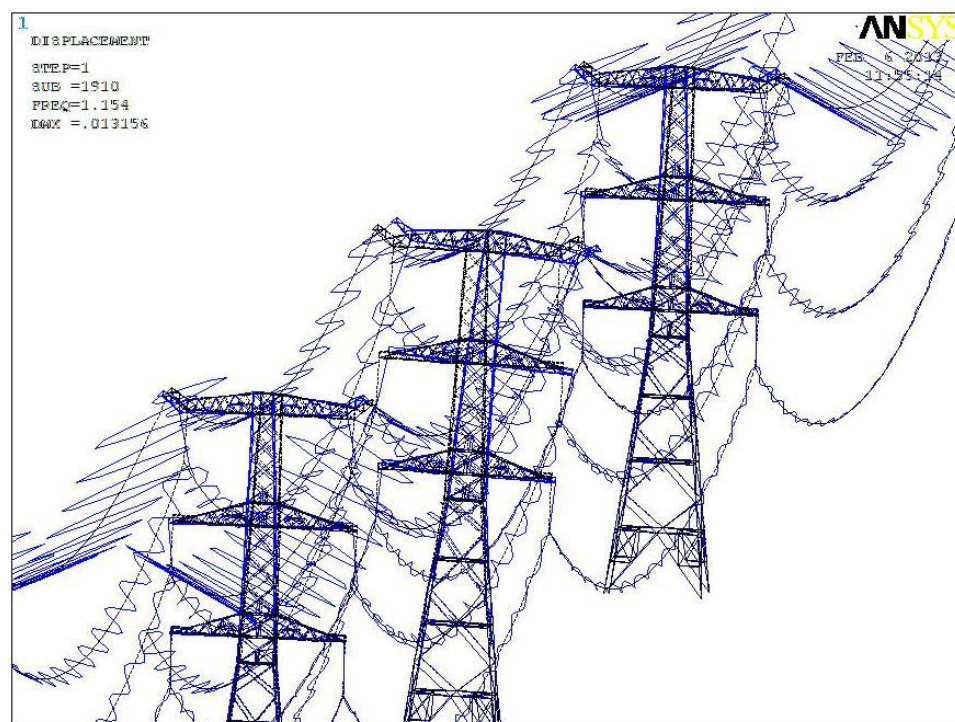
3) 塔—线体系第 829 阶振型



4) 塔—线体系第 1870 阶振

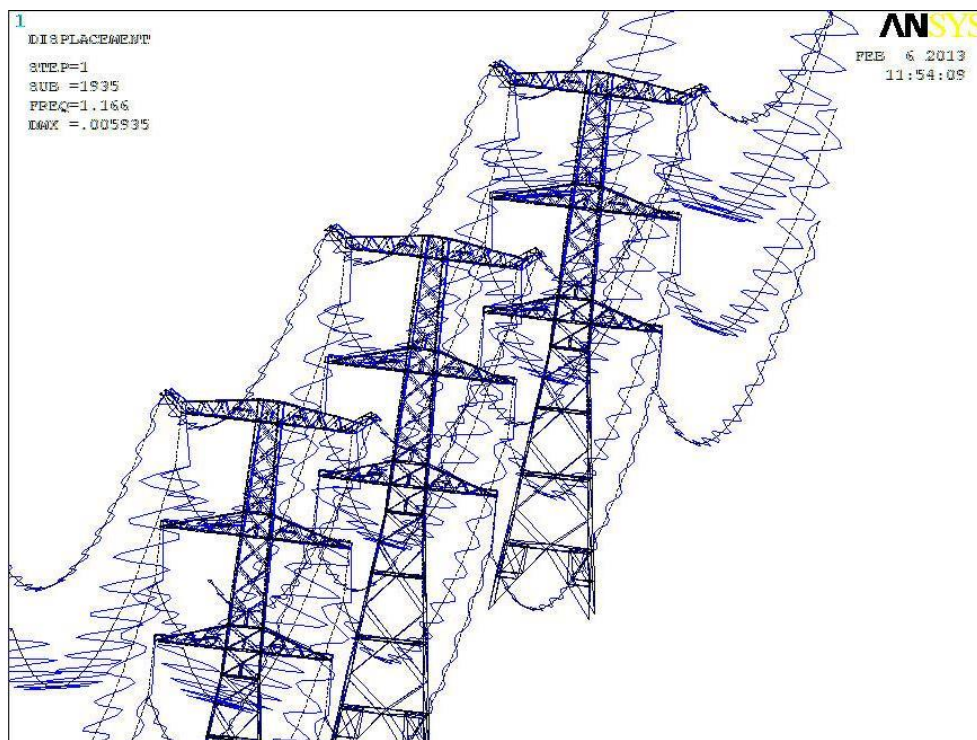


5) 塔—线体系第 1884 阶振型

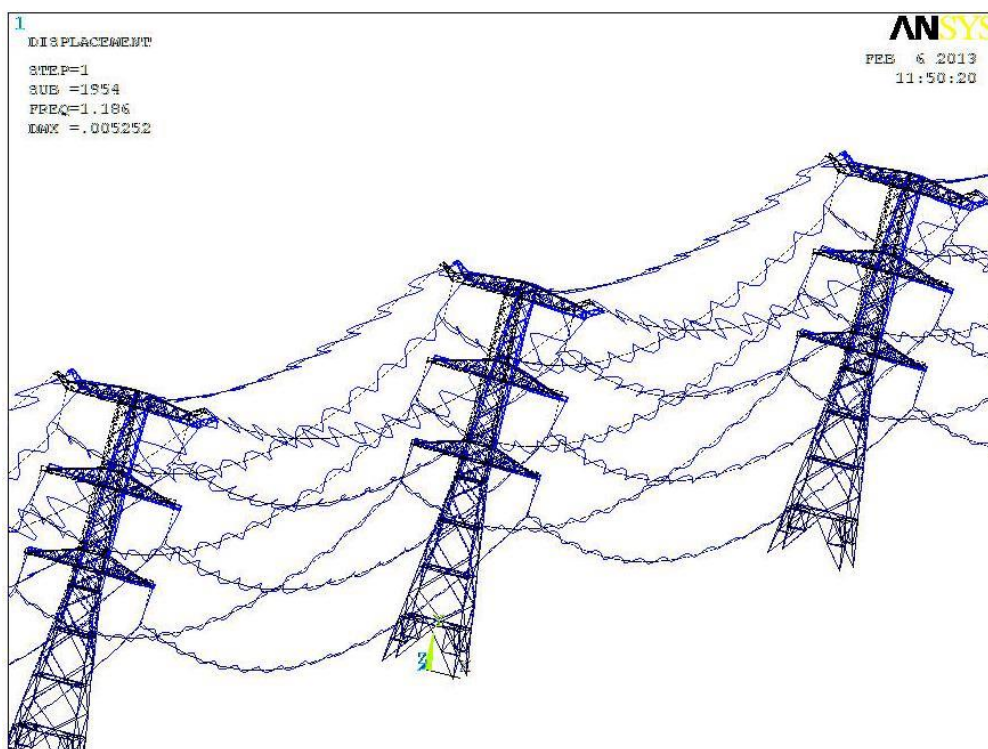


6) 塔—线体系第 1910 阶振型

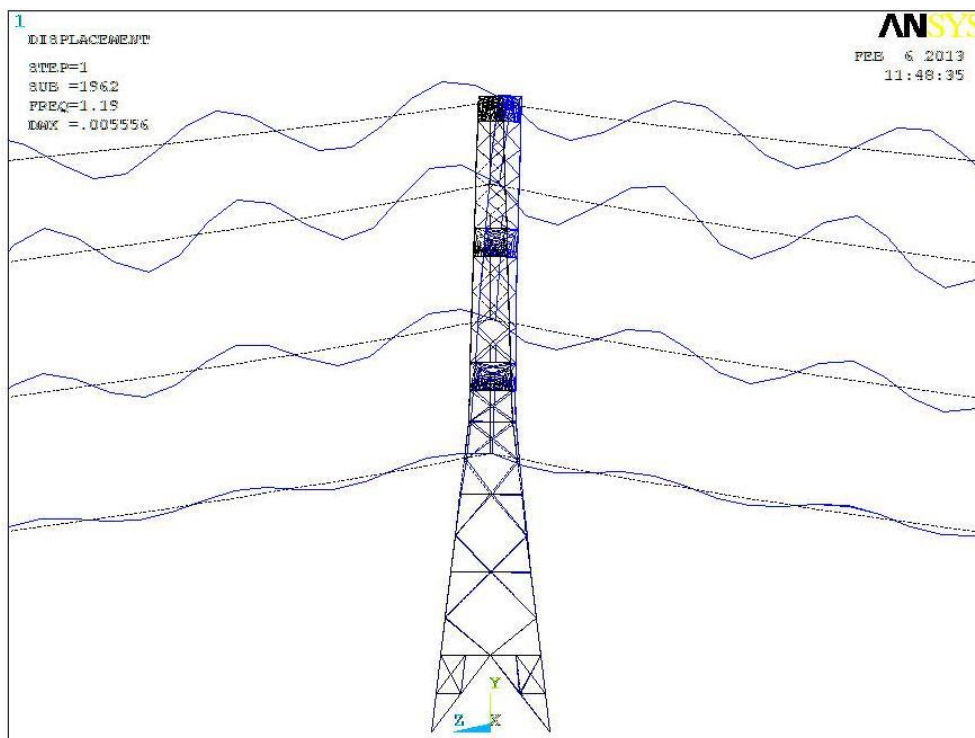




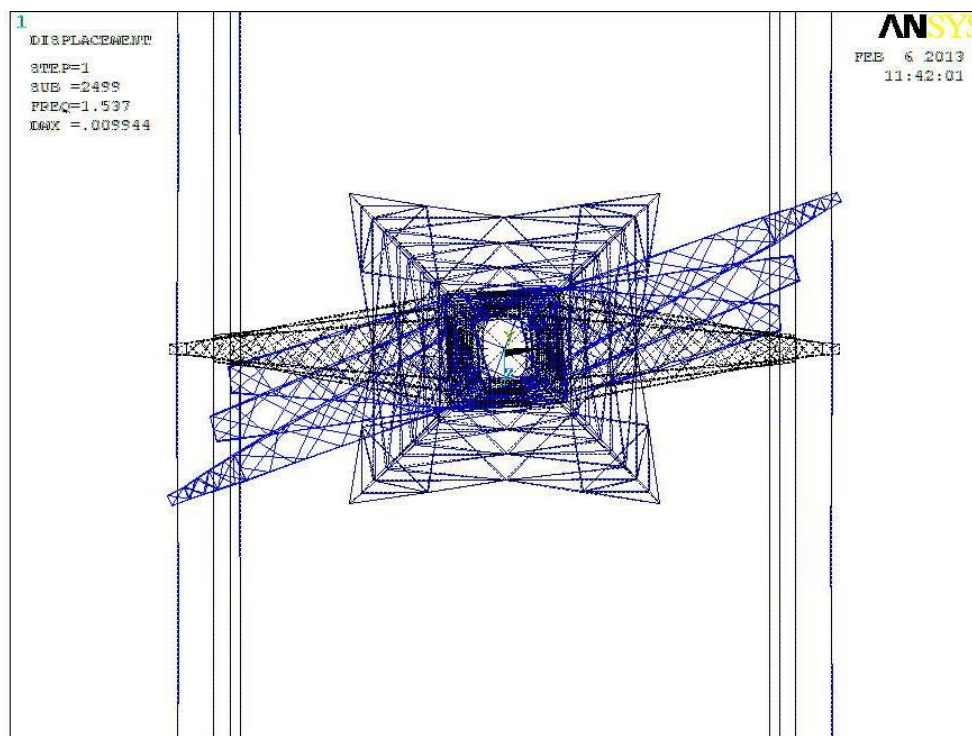
7) 塔—线体系第 1935 阶振型



8) 塔—线体系第 1954 阶振型



9) 塔—线体系第 1962 阶振型



10) 塔—线体系第 2499 阶振型

图 3.6 输电塔线体系整体振型图

### 3.3.3 抗风性能分析及破坏状态定义

如前所述, 本文将常用于地震工程的 IDA 方法用于结构风工程, 并用来评估输电塔一线体系结构从弹性响应到非线性响应、整体发生屈曲失稳的总体性能。本文采用 10m 高度处的平均风速  $U_{10}$  作为风荷载强度参数; 并采用动力时程分析过程中输电塔一线体系中的中间输电塔顶点的最大位移角作为结构性能参数。

本文采用 IDA 分析输电塔线体系抗风性能的步骤如下:

1、通过第二章的模拟脉动风荷载的方法, 得到输电塔线体系上的风荷载时程, 并按照第二章的加载方法加载于塔线体系节点上;

2、当地面粗糙度取一定值(这里按照实际线路设计情况取 0.24m)时, 取 10 米高度处的平均风速  $U_{10}$  作为风荷载强度参数,  $U_{10}$  分别取 15m/s、20m/s、25m/s、30m/s、35m/s、40m/s、45m/s、46m/s、47m/s、48m/s、50m/s 等, 且考虑材料及几何非线性对输电塔线体进行动力时程分析, 获得每次时程分析过程中输电塔线体系中的中间塔的顶点最大的位移角  $RDA_{\max}$ , 将  $RDA_{\max}$  作为输电塔线体系的特征响应参数。

3、如果当  $U_{10}=50\text{m/s}$  在计算时不收敛, 就停止计算, 否则  $U_{10}$  取 51m/s、52m/s、53m/s 等继续计算, 直至不收敛。通过 IDA 分析并最后结合 Budiansky—Roth 准则来判断输电塔一线体系的动力失稳。最后获得纵坐标为 10m 高度处的平均风速  $U_{10}$ , 横坐标为塔线体系的中间塔的顶点最大位移角  $RDA_{\max}$  的抗风能力曲线。

本文按照上述 IDA 分析步骤对输电塔单塔(不考虑导线的影响)和输电塔线体系进行抗风性能分析并作对比分析。采用图 2.4 的风荷载加载方式及 3.3.1 节建立的有限元模型对输电塔线体系在 ANSYS 中进行瞬态动力分析, 分析时除了考虑结构的材料非线性外, 还同时考虑线路的几何非线性。在  $U_{10}=30\text{m/s}$  时输电塔线体系的中间塔和输电塔单塔在 X 方向(垂直于塔线体系的线路方向)的顶点位移及加速度时程分别如图 3.7 和图 3.8 所示, Z 方向(沿着塔线体系的线路方向)的顶点位移及加速度时程分别如图 3.9 和图 3.10 所示, 其中数值的正负按照 ANSYS 坐标系来确定。X 方向的塔线体系及单塔加速度的功率谱如图 3.11 和图 3.12 所示, Z 方向的塔线体系加速度的功率谱如图 3.13 所示。

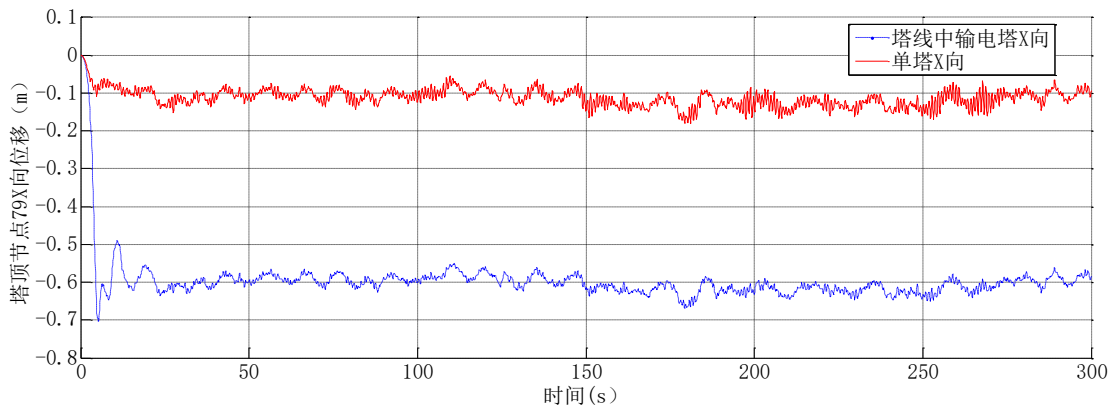


图 3.7 塔顶 79 节点 X 向位移

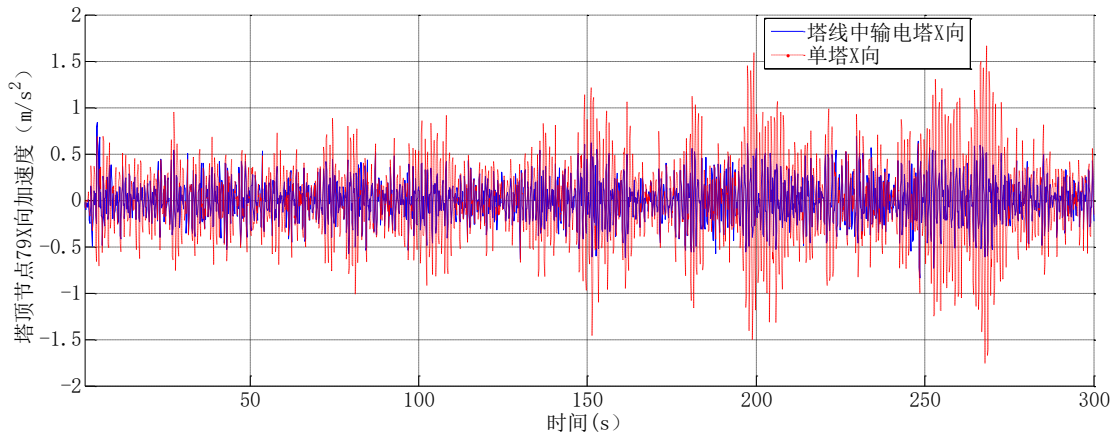


图 3.8 塔顶 79 节点 X 向加速度

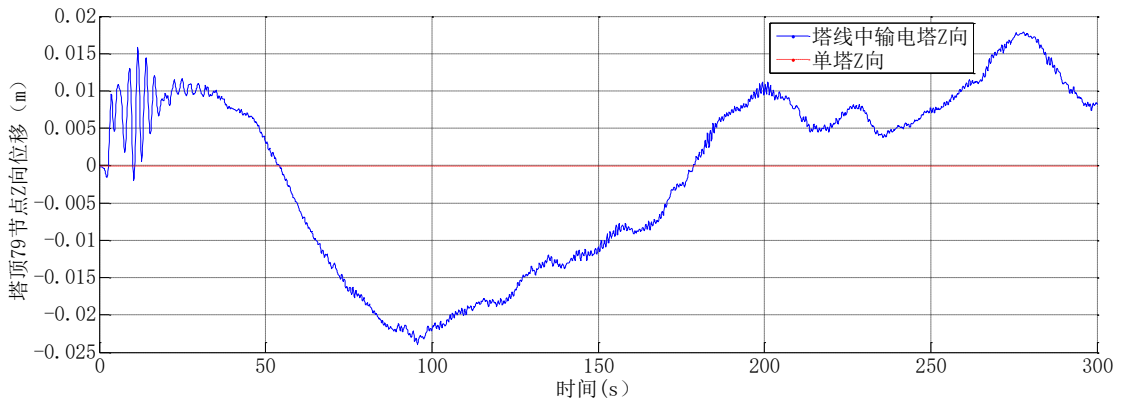


图 3.9 塔顶 79 节点 Z 向位移

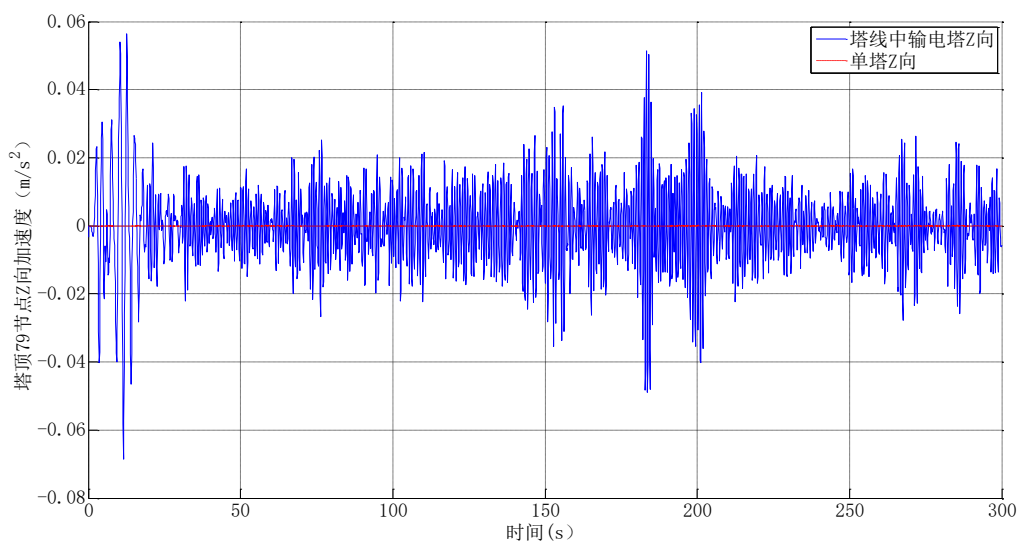


图 3.10 塔顶 79 节点 Z 向加速度

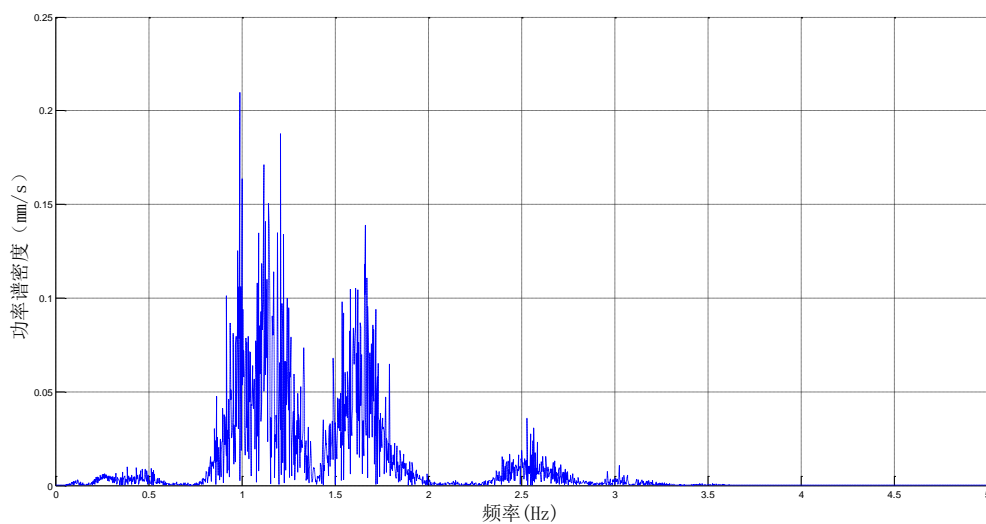


图 3.11 塔线体系中间输电塔顶点 X 向加速度功率谱

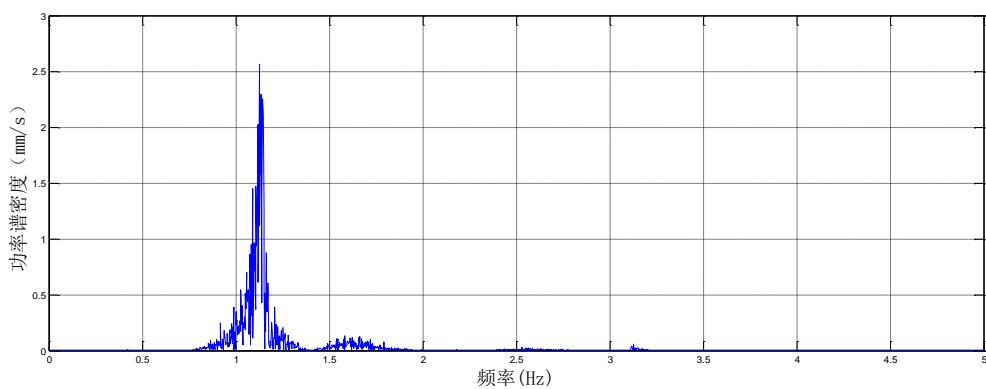


图 3.12 单塔顶点 X 向加速度功率谱



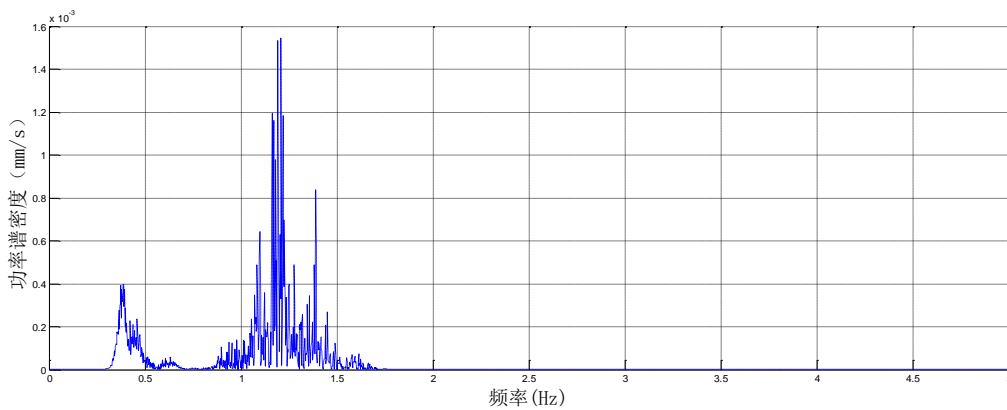


图 3.13 塔线体系中间输电塔顶点 Z 向加速度功率谱

由上面的图可知，由于塔线耦合作用及导地线的挡风面积的增大，塔线体系的中输电塔顶点侧移远大于单塔顶点的侧移；而对于 X 向的加速度塔线体系的中输电塔比输电塔单塔偏小，这是由于线的张力增大了 X 向刚度和阻尼，从而影响了塔线体系的 X 向加速度；对比输电塔线体系在 X 向(顺风向)和 Z 向(横风向)的响应(位移和加速度)可知，顺风向的响应比横风向的响应大一个数量级，一方面，这是由于本文只考虑了顺风向而没有考虑横风向的风荷载作用，另外本文没有考虑风与结构耦合作用的影响，在顺风向的湍流的作用下，不能同时激起了两个方向的抖振，也就不能产生了明显的尾流涡激振动<sup>[11]</sup>，但在相同情况下这样得到的结果与赵桂峰<sup>[44]</sup>得到的结果是相同的；对比塔线体系的塔顶 X 方向和 Z 方向的加速度功率谱与前面模态分析的结果可知，出现了多个峰值频率，这与模态分析时输电塔出现多阶振动是符合的，而且塔线体系频谱中的峰值频率(0.99Hz)与模态分析中整体振动时 X 向的大幅振动频率(1.1269Hz)比较接近，可见输电塔—线体系在风振时，输电线与输电塔振动相互耦合，成为一个整体振动的；而对于单塔，其 X 方向的风振响应的功率谱形状为单峰，卓越频率约为相应的一阶自振频率，因此对于单塔采用频域分析方法，仅考虑一阶振型有足够的精度。

最后通过上述步骤得到各个风荷载强度下输电塔顶点的最大位移角(最大位移与总高度的比值)，并作出 10m 高度处的平均风速  $U_{10}$  与时程分析过程中输电塔—线体系中间输电塔塔顶最大位移角  $RDA_{\max}$  的抗风性能曲线，如图 3.14 所示。本文根据 Budiansky—Roth 准则， $U_{10}=50\text{m/s}$  时塔线体系位移角在很小荷载增量时却发生急剧变化，软件也提示不收敛，由此判断此时体系已经发生了失稳破坏，但同等强度的风荷载下单塔结构的位移角仍然很小，近似在弹性范围内。由此可见，考虑导线影响的输电塔的动力响应的几何非线性很强，与不考虑导线影响的输电单塔相比，结构的位移响应将有显著的增加。

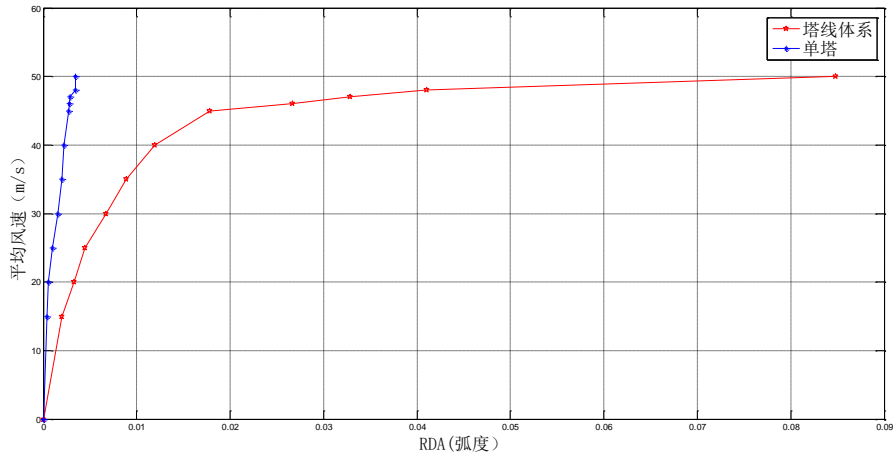


图 3.14 输电塔—线体系及输电塔单塔的抗风能力曲线

输电塔—线体系在倒塌前一刻的变形图，如图 3.15 所示。由图可见，输电塔—线体系的中间输电塔腿部构件发生了局部失稳而导致整体倒塌，这样的失效模式与前面引言所述的研究成果如 Prasad Rao 等<sup>[14,15]</sup>得到的输电塔线体系的失效模式是一致的。

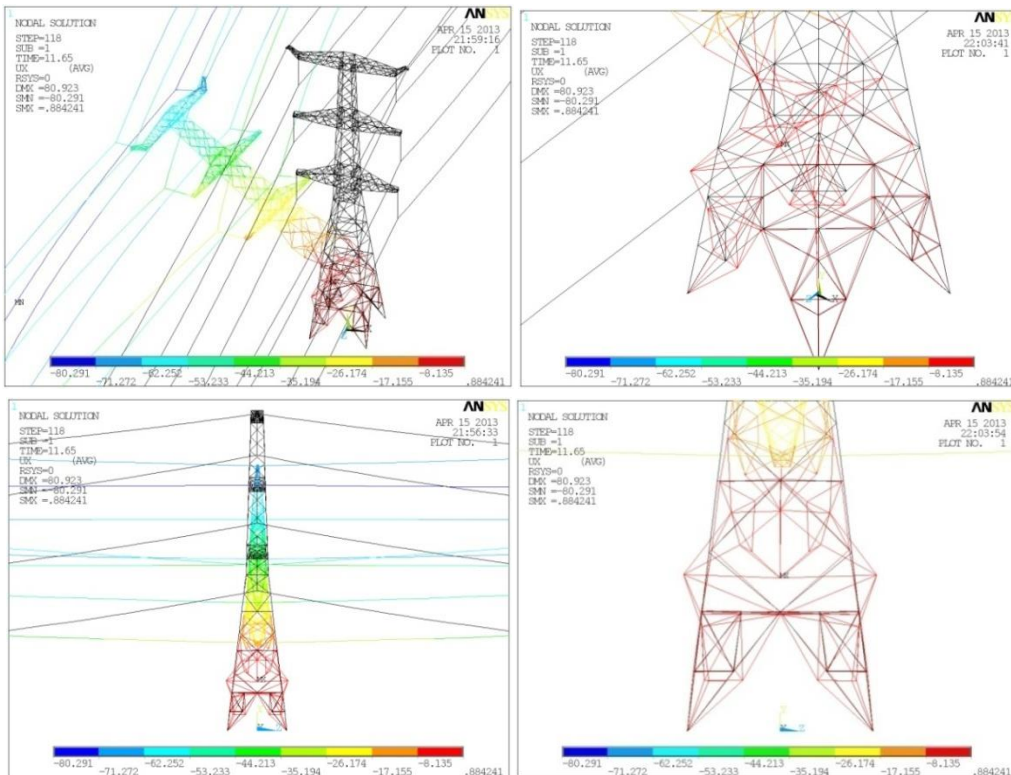


图 3.15 输电塔—线体系中输电塔的失效模式

本文只考虑倒塌状态和严重破坏状态，前面已经采用 B—R 准则来判断输电塔倒塌失稳，即能力曲线上位移计算无法收敛的状态下为输电塔倒塌状态。对于

严重状态, 本文参考地震工程中在 IDA 曲线上定义结构屈服点的极限状态的方法<sup>[46]</sup>, 即基于 IDA 曲线采用了如下的结构极限状态约定: 在曲线斜率开始发生较大变化的点, 定义为严重状态点。为了量化斜率变化的幅度, 本文观察了这 77 组 IDA 曲线, 并发现在严重状态点处前后斜率变化在 3 倍以上, 因此本文也可将严重状态点定义为: 在 IDA 曲线上, 性能点  $\Delta_i$  与其前一点  $\Delta_{i-1}$  的斜率大于  $\Delta_i$  与其后一点  $\Delta_{i+1}$  的斜率 3 倍以上, 就将性能点  $\Delta_i$  作为严重破坏状态点。在图 3.14 中  $U_{10}=45\text{m/s}$  时性能点与其前一点  $U_{10}=40\text{m/s}$  的斜率为与其后一点  $U_{10}=46\text{m/s}$  的斜率的 3.3 倍, 可见此时 IDA 曲线的斜率发生了较大的变化, 因此可以将  $U_{10}=45\text{m/s}$  作为输电塔发生严重破坏的状态点。

### 3.3.4 概率分析

在工程结构中存在着大量的不确定性(随机性和模糊性)因素, 不确定性是自然界各种事物固有的特性。由于结构本身的随机性, 事实上, 结构的抗风性能也是随机的。结构的随机性主要包括材料的性能和构件的几何参数。

材料性能是指结构中材料的强度、弹性模量、泊松比等力学性能。其随机性主要是指材料的质量以及工艺、环境等因素引起的结构材料性能的变异性。

结构几何参数是指结构的界面几何特征, 如高度、宽度、面积、面积矩、惯性矩以及由这些几何参数构成的函数等。结构几何参数的随机性主要是指制作尺寸偏差和安装偏差引起的结构几何参数的变异性, 它反映了制作安装后的实际结构构件与所设计的标准结构之间几何的差异。

在本章的随机模拟分析中, 考虑了材料的弹性模量、屈服强度、屈服后模量、泊松比、密度以及构件截面的随机变异性。

在 ANSYS 的 PDS(Probabilistic Design System)模块中, 可以方便地对前面考虑的随机变量设定概率分布函数, 进行蒙特卡洛抽样。按照 ANSYS 帮助文档<sup>[47]</sup>的建议, 一般使用高斯(正态)分布来描述材料的离散性, 因此, 本文假定材料的弹性模量、屈服强度、屈服后模量、泊松比、密度均服从正态分布; 与几何尺寸有关的参数, 有一定的加工公差范围, 使用均匀分布函数和高斯分布函数都是合理的, 考虑到其误差范围较小, 为减轻计算压力, 假定其服从均匀分布。

在 ANSYS 中提供了两种蒙特卡洛抽样方法: 直接抽样法和拉丁方抽样法。直接抽样是蒙特卡洛方法中最普通和传统的形式, 它模拟了构件在真实情况下的行为, 一个循环表示了一个构件在特定荷载序列下的情况。但直接抽样法是没有“记忆”的, 在随机参数的空间里可能有几个数据是非常接近的, 导致抽样的效率不高。拉丁方抽样(LHS)技术比直接法更加先进和有效, 它和直接法的区别在

于，LHS 有样本记忆，可以避免重复样本，通常情况下，同样问题得到同样精度的结果，拉丁方抽样比直接抽样少 20%~40%的循环。本文使用拉丁方抽样法进行蒙特卡洛模拟。

限于篇幅，本文不再将所有随机参数的抽样结果一一列举，只选取了两个代表性的例子。例如，Q235 钢的弹性模量，按照正态分布抽样，设定均值为设计值，标准差为均值的 5%(其他属于材料性能的参数按照相同原则设定)，其抽样分布情况如图 3.16 所示；底部主材无缝钢管外半径，按照均匀分布抽样，设定其变动范围为设计值 $\pm 1\%$ (其他几何参数按照相同原则设定)，其抽样分布情况如图 3.17 所示。

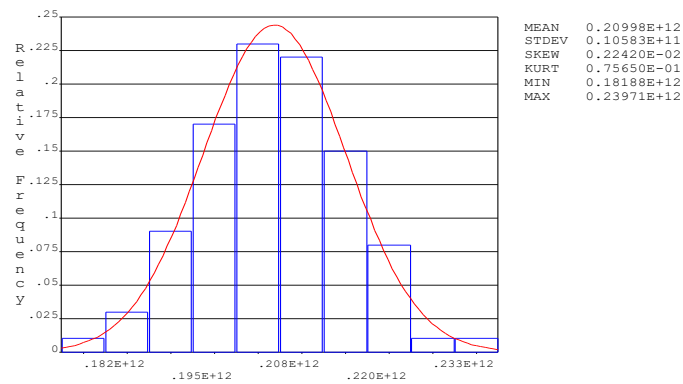


图 3.16 Q235 钢弹性模量抽样分布图

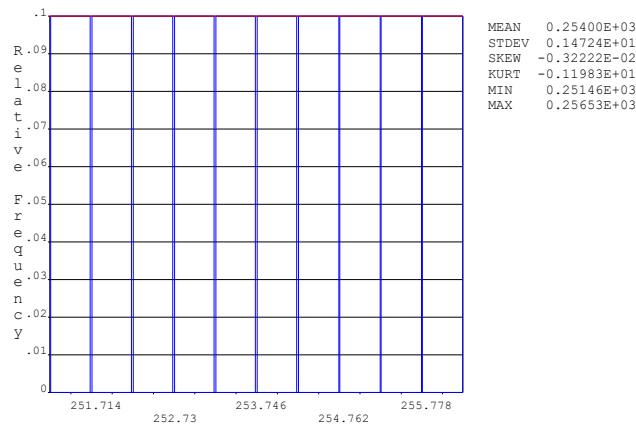


图 3.17 底部主材外半径抽样分布图

按照前面确定性的抗风性能分析方法对输电塔线体系进行概率性的抗风性能分析。

对结构进行 77 次蒙特卡洛抽样，然后进行抗风性能分析，就可得到结构的 77 条抗风能力曲线。按照上节对破坏状态的定义，共获得 77 组结构严重破坏及

倒塌的界限值，具体结果见表 3.5。

表 3.5 X 轴向破坏状态界限值样本(样本单位：弧度)

样本编号	严重	倒塌	样本编号	严重	倒塌
1	0.0156	0.1155	40	0.0511	1.2845
2	0.0170	0.0760	41	0.0410	0.5685
3	0.0156	0.0786	42	0.0154	0.1580
4	0.0150	0.1149	43	0.0152	0.1267
5	0.0223	0.1160	44	0.0147	0.1035
6	0.0173	0.1668	45	0.0154	0.1082
7	0.0144	0.1212	46	0.0253	0.4028
8	0.0150	0.1444	47	0.0148	0.1071
9	0.0163	0.1462	48	0.0169	0.0775
10	0.0187	0.1840	49	0.0174	0.6465
11	0.0172	0.1446	50	0.0215	0.2244
12	0.0169	0.1023	51	0.0153	0.0635
13	0.0205	0.1149	52	0.0181	0.0785
14	0.0146	0.0942	53	0.0202	0.1183
15	0.0859	0.4614	54	0.0195	0.1096
16	0.0147	0.1323	55	0.0171	0.1105
17	0.0154	0.1174	56	0.0143	0.0823
18	0.0147	0.0716	57	0.0136	0.0310
19	0.0165	0.0856	58	0.0161	0.1309
20	0.0161	0.0607	59	0.0135	0.0834
21	0.0146	0.1003	60	0.0160	0.1195
22	0.0158	0.1184	61	0.0168	0.1428
23	0.0165	0.0814	62	0.0174	0.1539
24	0.0231	0.1278	63	0.0157	0.0713
25	0.0159	0.0746	64	0.0148	0.0650
26	0.0766	0.7356	65	0.0200	0.1206
27	0.0296	0.5504	66	0.0141	0.1127
28	0.0141	0.0904	67	0.0161	0.1492
29	0.0167	0.0666	68	0.0166	0.0905
30	0.0204	0.5146	69	0.0158	0.1426
31	0.0166	0.1136	70	0.0248	3.1278
32	0.0183	0.1043	71	0.0155	0.1194
33	0.0189	0.1043	72	0.0286	0.1445
34	0.0143	0.0755	73	0.0155	0.0694
35	0.0152	0.0628	74	0.0181	0.0694
36	0.0197	0.1146	75	0.0151	0.1130

样本编号	严重	倒塌	样本编号	严重	倒塌
37	0.0338	0.5917	76	0.0178	0.0848
38	0.0204	0.1263	77	0.0149	0.0948
39	0.0517	0.6391	-	-	-

对上述数据进行统计分析，结果如表 3.6 所示，对这两种破坏状态界限值取对数后的频度进行统计分析，结果分别如图 3.18、3.19 所示。

表 3.6 X 轴向三种破坏状态界限值统计数据

		严重	倒塌
样本数		77	77
均值(单位: 弧度)		0.020278	0.216206
标准差(单位: 弧度)		0.0122704	0.3916627
最小值(单位: 弧度)		0.0134	0.0310
最大值(单位: 弧度)		0.0859	3.1278
分位数 (单位: 弧度)	10	0.014530	0.069420
	20	0.014930	0.078560
	30	0.015390	0.091980
	40	0.015830	0.107320
	50	0.016530	0.114900
	60	0.017104	0.119480
	70	0.018204	0.138480
	80	0.020358	0.155540
	90	0.028790	0.554020

由表 3.6 可以看出，严重破坏状态的界限值，标准差很小，波动比较小，而倒塌状态的界限值，标准差比较大，波动比较大，这说明，在结构处于濒临倒塌状态，抗力已达极限之时，结构的不确定性显著增大，这与实际情况也是吻合的。

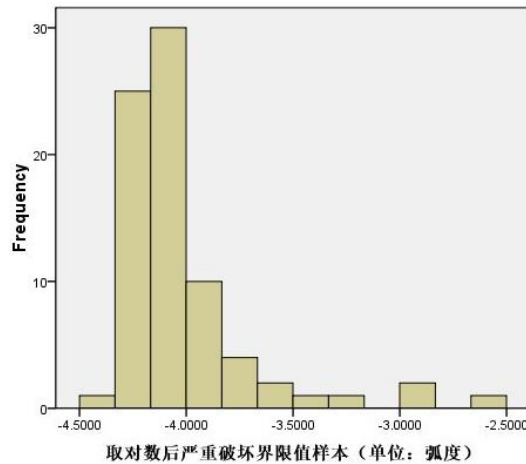


图 3.18 取对数后严重破坏界限值频度统计

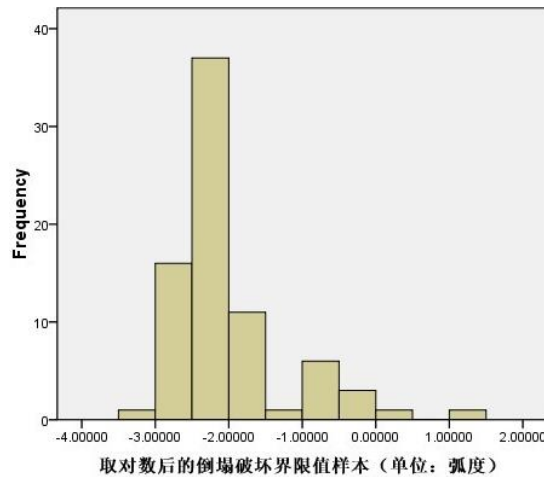


图 3.19 取对数后倒塌破坏界限值频度统计

综合研究文献<sup>[48]</sup>与图 3.18、图 3.19 的实际情况，本文假定两个界限值均服从双参数对数正态分布即两个界限值的对数服从正态分布，当  $x > 0$  时，双参数对数正态分布的概率分布函数为见公式(3.3)：

$$f(x; u, \sigma) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-(\ln x - u)^2 / 2\sigma^2} \quad (3.3)$$

其中， $u$  为变量的对数均值； $\sigma$  为变量的对数标准差。

为了给下一章的易损性分析作铺垫，根据表 3.5 所列数据，可以获得严重和倒塌状态的界限值服从的对数正态分布的分布参数，如表 3.7 所示。得到了两个破坏状态界限值的分布后就可以为下一章的易损性分析提供结构承载力的概率函数，从而获得结构发生这两种破坏的失效概率。

表 3.7 破坏状态界限值对数正态分布参数

	严重	倒塌
样本均值	$\overline{RDA}_{ma} = 0.0203$	$\overline{RDA}_{co} = 0.2162$
样本对数均值	$\overline{RDA}_{ma} = -3.9877$	$\overline{RDA}_{co} = -1.9996$
对数标准差	$\beta_{ma} = 0.3619$	$\beta_{co} = 0.7706$

### 3.4 本章小结

结构的抗风性能与结构的随机性有关，本章先建立了基于增量动力分析的确定性的输电塔一线体系的抗风能力曲线，并定义了结构的两个破坏状态：严重和倒塌。然后采用蒙特卡洛模拟方法考虑结构本身的不确定性，对蒙特卡洛抽样的每个样本进行抗风性能分析，最后获得了结构破坏状态的界限值的 77 组数据。假设结构两个破坏状态的界限值的概率分布服从对数正态分布，在对这些数据进

行统计分析的基础上，得到了结构两种状态的界限值，获得了其对数正态分布函数的两个统计参数：对数均值和对数标准差。为下一章的输电塔—线体系的易损性分析提供了基础。



## 第四章 输电塔—线体系的风灾易损性分析

### 4.1 引言

结构的风灾易损性分析的研究在结构风工程的应用较少,但是本文将发展比较成熟的结构抗震易损性分析的概念和方法引进结构风工程,以期发展一套结构风灾易损性的分析方法。

结构的风灾易损性是指结构在不同强度的风荷载作用下,发生不同程度破坏的可能性或者说是结构达到某个极限状态的概率。它是结构本身的特性。因材料、施工等因素的影响,每一个结构的易损性都是不同的。本文的风灾易损性是针对前面所建立的输电塔结构(设计风速为 27m/s,地面粗糙长度为 0.24m)来分析的。结构的风灾易损性包括风灾性能分析和风灾反应分析两部分的内容。在第三章中已经对结构进行了考虑结构本身不确定的抗风性能分析,在本章将考虑风荷载的不确定对结构进行风灾反应分析,并利用这两部分的分析结果对结构进行风灾易损性分析。

结构的易损性通常采用破坏概率矩阵或易损性曲线来表示,但在近两年 Seyedil<sup>[23]</sup>和 Koutsourelakis<sup>[24]</sup>提出了易损面的表示方法。破坏概率矩阵以离散性的矩阵形式表示结构破坏概率,一般通过经验或半经验方法得到;易损性曲线则是以单独一个荷载强度指标(如平均风速)为横坐标,以结构反应超过规定破坏极限状态的概率为纵坐标的一种曲线,一般由理论分析方法得到;易损面也是由理论分析方法得到,但是可以采用两个荷载强度参数(如平均风速和湍流强度)为  $x$ 、 $y$  坐标,以结构反应超过规定破坏极限状态的概率为  $z$  坐标的一种曲面。经验方法和半经验半理论方法需要收集大量的以往震害资料,建立起各类结构的地震损失与地表运动之间的关系。理论分析方法一般需要采用数值模拟,对结构进行多次时程反应分析。

本章将根据上一章得到的结构抗风性能分析结果,先按照传统的地震易损性的建立方法,以 10m 高度处的平均风速作为荷载强度参数,建立单参数的风灾易损线。然后,为了获得更精确的易损性分析结果,参考刚刚提出来的地震易损面的建立方法,增加 10m 高度处的湍流强度作为风荷载强度参数,建立两个荷载强度参数的风灾易损面。

## 4.2 考虑风荷载不确定的输电塔时程分析方法

风荷载是由平均风和脉动风组成，其强度可以用平均风强度和脉动风强度来表示。本文采用 10m 高度处的平均风速作为平均风强度，10m 高度处的湍流强度作为脉动风强度。

湍流强度是描述脉动风强度的重要参数，是衡量脉动风能量大小的标志。湍流强度可在三个正交方向上的瞬时风速分量分别定义，但一般大气边界中的纵向(顺风向)分量要比其他两个分量大，而且本文只考虑了顺风向的脉动风，因此本文所说的湍流强度指纵向脉动风的湍流强度。参考黄本才的教材<sup>[27]</sup>常将某一离地高度  $z$  的顺风向湍流强度  $I(z)$  定义为脉动风速的均方根  $\sigma_{vf}(z)$  与平均风速  $\bar{v}(z)$  的比值，即：

$$I(z) = \sigma_{vf}(z) / \bar{v}(z) \quad (4.1)$$

由于本文在第二章模拟风场时采用的对数律形式的平均风剖面 and 卡曼(Kaimal)脉动风速谱，根据公式(2.2)：

$$\bar{v}(z) = \frac{1}{k} \bar{v}_* \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (2.2)$$

根据公式(2.4)有：
$$\bar{v}_*^2 = \frac{\sigma_v^2}{6}$$

其中， $\sigma_v$  为脉动风速根方差，且当本文将脉动风看成是具有零均值的各态历经的高斯平稳随机过程，脉动风速的均方根  $\sigma_{vf}(z)$  与脉动风速根方差  $\sigma_v$  相等，即可推导出：

$$\sigma_{vf}(z) = \sigma_v = \sqrt{6} \cdot \bar{v}_* \quad (4.2)$$

将公式(2.2)和(4.2)代入公式(4.1)可得到，湍流强度

$$I(z) = \sqrt{6} \cdot k / \ln(z/z_0) \quad (4.3)$$

其中， $k=0.4$ ； $z_0$  为地面粗糙长度(m)。

由公式(4.3)可见，湍流强度  $I(z)$  是地面粗糙长度  $z_0$  和离地高度  $z$  的函数，地面粗糙长度  $z_0$  是由地面类型决定的，当地面类型一定时，即  $z_0$  固定， $I(z)$  随高度  $z$  的增加而降低，这与黄本才<sup>[27]</sup>关于湍流强度的描述是一致的。

地面粗糙长度  $z_0$  是地面上湍流漩涡尺寸的量度，由于局部气流的不均一性，不同测试中  $z_0$  的结果相差很大，故  $z_0$  的大小一般由经验确定，本文参考黄本才的教材<sup>[27]</sup>，地面粗糙长度  $z_0$  按照表 4.1 取值。

表 4.1 不同地面粗糙度的  $z_0$  值

地面类型	$z_0/m$	地面类型	$z_0/m$
砂地	0.0001~0.001	矮棕榈	0.10~0.30
雪地	0.001~0.006	松树林	0.90~1.00
割过的草地( $\approx 0.01m$ )	0.001~0.01	稀疏建成市郊	0.20~0.40
矮草地、空旷草原	0.01~0.04	密集建成市郊、市区	0.80~1.20
休耕地	0.02~0.03	大城市中心	2.00~3.00
高草地	0.04~0.10		

中国规范并没有直接给定湍流强度，但李波等<sup>[49]</sup>通过脉动系数推导出了湍流强度的表达式，并将得到的湍流强度与美国、澳大利亚规范的相关规定作了比较，发现中国规范推导出的湍流强度远远小于美国、澳大利亚规范的相关规定，偏于不安全。为了证明本文推导得出的湍流强度的合理性，将其与李波<sup>[49]</sup>中给出的三种湍流强度作比较，如表 4.2 所示。其中，地面类型选 B 类，相对应本文的地面粗糙度  $z_0 \in 0.20 \sim 0.40$ 。

表 4.2 规定条件下的湍流强度

	湍流强度	
	$z=10m$	$z=100m$
中国规范(李波推导)	0.1	0.07
美国规范	0.2	0.14
澳大利亚规范	0.259	0.13
本文	0.2505~0.3044	0.1577~0.1775

由表 4.2 可见，本文采用的湍流强度比美国规范和澳大利亚规范的相关规定稍微偏大，但差别不大，可以采用。

由公式(4.3)知，选取不同的地面粗糙度即可得到不同的 10m 高度处湍流强度  $I_{10}$ ，再选取 10m 高度处的平均风速  $U_{10}$ ，就可按照第二章的方法模拟不同风荷载并加载在输电塔线体系。这样就可考虑风荷载的不确定，对输电塔体一系结构进行不同风荷载下的时程分析，得到其时程响应。

时程分析方法，用于计算结构在方位或大小随时间任意变化的荷载作用下的瞬时动力响应，目的是得到结构在动态作用下的位移、应变、应力等随时间变化的解，是计算结构反应的一种相对比较“准确”的方法。时程分析求解的是一般意义的运动方程，其形式如下：

$$[M]\{\ddot{X}\} + [C]\{\dot{X}\} + [K]\{X\} = \{F(t)\} \quad (4.4)$$

在 ANSYS 程序中，时程分析又称瞬态动力学分析，共提供了三种方法：完

全法(Full)、缩减法(Reduced)和模态叠加法(Mode Superposition)。

缩减法通过选取主自由度缩减系数矩阵来减小求解规模,程序先计算出主自由度解,然后扩展到其他自由度上,而模态叠加法通过模态分析得到模态振型再乘以放大因子并求和来计算结构的响应,这两种方法原则上不适用于非线性分析。

完全法采用完整的系统矩阵计算瞬态响应,功能最为强大,可以包含各种非线性特性(如塑性、大变形、大应变等),它容易使用,不必关心选择主自由度或振型;采用完整的系统矩阵,无质量矩阵近似;一次分析就能得到所有位移和应力;可施加所有类型荷载(节点力、强制位移和单元荷载),因此本文使用完全法对前面建立好的考虑材料非线性的输电塔线体系结构进行动力时程分析,并打开几何大变形开关以考虑几何非线性。

另外在模拟风荷载并进行时程分析时一个值得注意的是风荷载的时长,经计算可知,当特征响应选输电塔线体系的中间输电塔的顶点最大位移角时,特征响应的值与持时无关,这一结论与 Banik<sup>[35]</sup>所得的输电塔抗风性能(其性能参数选择的是塔顶位移)与动力风荷载的时长影响很小或者无影响是一致的。因此本文模拟的风荷载的时长均为 30s。

### 4.3 易损性曲线的建立

本文先采用传统的地震易损性曲线的步骤来建立风灾易损性曲线,步骤如下:

- (1) 建立合理的结构非线性力学模型;
- (2) 对结构进行抗风性能分析,定义结构破坏状态,并考虑结构自身参数的不确定性建立相应的结构承载力概率函数;
- (3) 考虑风荷载的不确定性,对结构进行非线性时程分析,从而获得一系列结构相关反应数据,对这些数据进行统计分析;
- (4) 计算不同风荷载强度下结构反应超过某一破坏状态界限值的条件概率;
- (5) 绘制以所选风荷载强度参数为变量的风灾易损性曲线。

其中,第一步和第二步已经在第三章完成,现在按照第三步至第五步的步骤来获得易损性曲线。

结构计算模型仍然采用 3.3.1 节建立的有限元模型,示意图见图 3.3。为了考虑风荷载的不确定性,按照第二章风场模拟方法模拟了表 4.1 所列的九种地面类型在 10m 高度处平均风速  $U_{10}$  (单位为 m/s) 分别为 15、20、25、30、35、40、45、50m/s 的风荷载时程曲线。考虑的地面类型及相对应的地面粗糙度见表 4.3。其中由于割过的草地的取值在雪地类型能取到就没有再另外考虑,而大城市中心这

种地面类型输电塔—线体系很少出现亦没有考虑这种地面类型。

表 4.3 地面类型及地面粗糙度

编号	地面类型	地面粗糙度	10m 高度处湍流强度
1	砂地	0.0005	0.0989
2	雪地	0.003	0.1208
3	矮草地, 空旷草原	0.0127	0.1469
4	休耕地	0.025	0.1635
5	高草地	0.07	0.1975
6	矮棕榈	0.15	0.2333
7	稀疏市郊	0.3567	0.2939
8	松树林	0.95	0.4162
9	密集建成市郊、市区	1.0837	0.4409

这样考虑 8 个平均风速, 9 个地面类型即总共模拟 72 条风荷载时程进行时程响应分析。与第三章相同, 本文对于结构反应的研究不关心每个时间点的位移, 而只关心整个时程中最大的位移  $u$ 。本文将最大的位移  $u$  与结构高度的比值即输电塔线体系的中间输电塔塔顶在时程分析中的最大位移角  $RDA_{\max}$  作为结构的特征反应参数, 这里用变量  $\theta$  表示最大位移角  $RDA_{\max}$ 。72 条时程曲线最大位移角  $\theta$  的计算结果见表 4.4。其中,  $U_{10}$  表示 10m 高度处平均风速,  $I_{10}$  表示 10m 高度处脉动风的湍流强度。符号“-”表示输电塔已经发生了倒塌。

表 4.4 所有时程样本及对应的最大位移角  $\theta$

$U_{10}$ (m/s)	$I_{10}$								
	0.0989	0.1208	0.1469	0.1635	0.1975	0.2333	0.2939	0.4162	0.4409
15	0.00087	0.00094	0.00103	0.00108	0.00120	0.00133	0.00156	0.00216	0.00225
20	0.00152	0.00164	0.00177	0.00186	0.00207	0.00228	0.00270	0.00354	0.00379
25	0.00231	0.00248	0.00267	0.00286	0.00313	0.00347	0.00415	0.00590	0.00640
30	0.00321	0.00342	0.00378	0.00398	0.00442	0.00519	0.00627	0.00900	0.00943
35	0.00439	0.00479	0.00520	0.00553	0.00651	0.00749	0.00890	0.01220	0.01288
40	0.00599	0.00637	0.00717	0.00780	0.00884	0.00948	0.01114	0.02377	0.02195
45	0.00776	0.00850	0.00953	0.00974	0.01170	0.01234	0.01593	0.08723	-
50	0.00977	0.01058	0.01200	0.01207	0.01440	0.01511	0.03462	-	-

从表 4.4 中可以看出, 当湍流强度  $I_{10}$  确定时, 最大位移角  $\theta$  随着平均风速  $U_{10}$  的增大而增大, 反之, 当平均风速  $U_{10}$  固定时, 最大位移角  $\theta$  也随着湍流强度  $I_{10}$  的增大而增大, 但相比之下,  $\theta$  随着  $I_{10}$  增大的幅度比随着  $U_{10}$  增大的幅度要小很多。但是当平均风速  $U_{10}$  很大时如达到 45m/s 时湍流强度  $I_{10}$  对最大位移角  $\theta$  的影响是很明显的。现在对表中数据进行统计分析, 参考建立地震易损性曲线的方法, 对表 4.4 的数据取自然对数。然后分别以取对数后的平均风速  $\ln(U_{10})$  和取对数后

的湍流强度  $\ln(I_{10})$  为横坐标，以取对数后的最大位移角  $\ln(\theta)$  为纵坐标，绘制成散点关系图并对散点图进行线性回归分析得到回归直线，如图 4.1、图 4.2 所示：

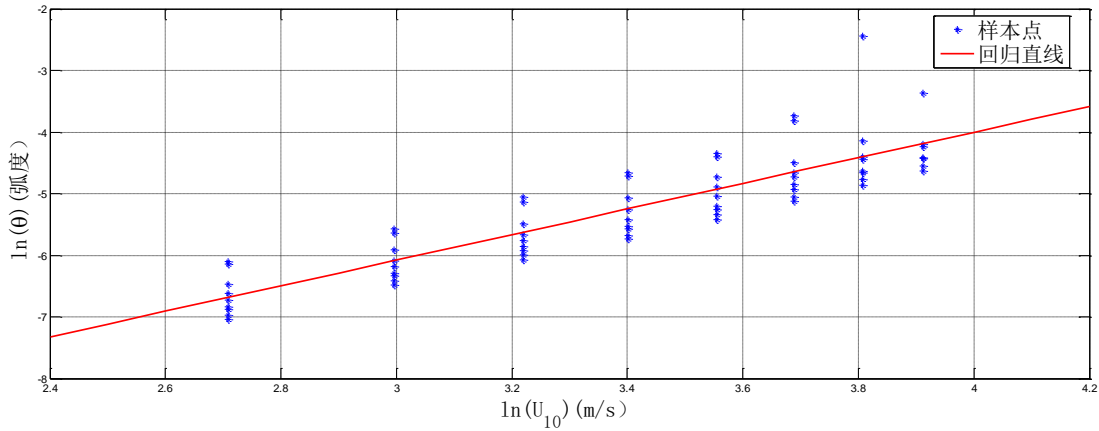


图 4.1  $\ln(U_{10})$  VS  $\ln(\theta)$  散点关系图

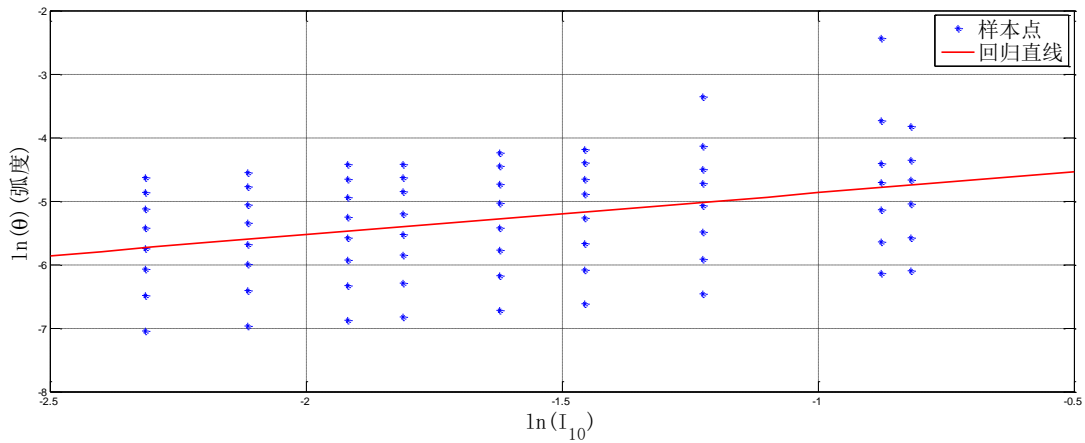


图 4.2  $\ln(I_{10})$  VS  $\ln(\theta)$  散点关系图

得到回归的趋势线的方程分别如公式(4.5)和公式(4.6)所示：

$$\ln(\theta) = 2.0781\ln(U_{10}) - 12.3141 \quad (4.5)$$

$$\ln(\theta) = 0.6593\ln(I_{10}) - 4.2101 \quad (4.6)$$

从图 4.1 和图 4.2 的散点关系图也可以看出，最大位移角  $\theta$  随着平均风速  $U_{10}$  增大的幅度要比随着湍流强度  $I_{10}$  增大的幅度要大很多。又求  $\ln(\theta)$  与  $\ln(U_{10})$  的线性相关系数为 0.8782， $\ln(\theta)$  与  $\ln(I_{10})$  的线性相关系数为 0.3487。由此可见，相比湍流强度，平均风速  $U_{10}$  对输电塔一线体系结构的最大位移角  $\theta$  的影响更大，是主导的荷载因素。因此在建立风灾易损性曲线时本文用平均风速  $U_{10}$  描述风荷

载强度。

对表 4.4 的数据取自然对数然后进行频度统计分析，得到最大位移角的对数  $\ln(\theta)$  的频度分布图，如图 4.3 所示。

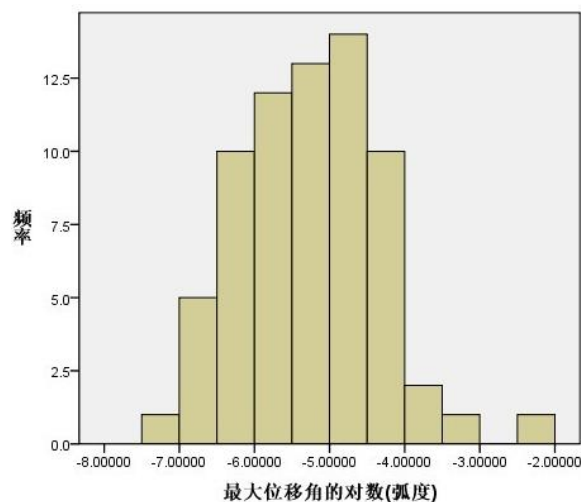


图 4.3  $\ln(\theta)$  反应频度统计

从图 4.3 的  $\ln(\theta)$  频度统计图中可以看出，结构的风致响应  $\ln(\theta)$  数据分布形态较好的符合正态分布，即最大位移角  $\theta$  符合对数正态分布。这与建立地震易损性曲线的分析中的地震反应的分布是一样的，这也说明我们将地震易损性分析方法引入到风灾易损性分析中是合理的。

本文假定风致响应最大位移角  $\theta$  服从双参数对数正态分布，根据表 4.4 的数据，求得其均值  $\overline{RDA}=0.0055$ ，对数标准差  $\beta_d=0.9163$ 。

本文根据传统的地震易损性曲线的建立方法<sup>[50,51]</sup>，即结构的破坏曲线表示不同强度荷载作用下结构反应超过结构破坏状态界限值的条件概率。结构反应  $S_d$  超过结构破坏状态界限值  $\tilde{R}_c$  的概率可计算如下：

$$P_f = P_f \left( \frac{S_d}{\tilde{R}_c} \geq 1 \right) \quad (4.7)$$

根据第 3 章和本章的结论， $\tilde{R}_c$  和  $S_d$  都服从对数正态分布，所以特定阶段的失效概率  $P_f$  可由下式确定：

$$P_f = \Phi \left( \frac{\ln \left( \frac{S_d}{\tilde{R}_c} \right)}{\sqrt{\beta_c^2 + \beta_d^2}} \right) \quad (4.8)$$

式中  $\tilde{R}_c$  表示承载力均值， $S_d$  表示结构反应均值， $\beta_c$  表示结构破坏状态界限

值对数标准差， $\beta_d$  表示结构反应对数标准差。

按照第三章的结果和定义，考虑材料不确定性的输电塔一线体系的破坏状态界限值相关取值见表 4.5。

表 4.5 输电塔抗风承载力取值

	严重	倒塌
样本均值	$\overline{RDA}_{ma} = 0.0203$	$\overline{RDA}_{co} = 0.2162$
样本对数均值	$\overline{RDA}_{ma} = -3.9877$	$\overline{RDA}_{co} = -1.9996$
对数标准差	$\beta_{ma} = 0.3619$	$\beta_{co} = 0.7706$

将结构破坏状态界限值相关取值和结构风致反应与平均风速强度参数的关系式(4.5)分别代入式(4.8)，可以分别得到结构严重破坏的失效概率公式(4.9)和倒塌的失效概率公式(4.10)。

$$P_f(U_{10}) = \Phi \left[ \frac{\ln \left( \frac{e^{(-12.3141)} (U_{10})^{2.0781}}{RDA_{ma}} \right)}{\sqrt{\beta_{ma}^2 + \beta_d^2}} \right] \quad (4.9)$$

$$P_f(U_{10}) = \Phi \left[ \frac{\ln \left( \frac{e^{(-12.3141)} (U_{10})^{2.0781}}{RDA_{co}} \right)}{\sqrt{\beta_{co}^2 + \beta_d^2}} \right] \quad (4.10)$$

而  $\Phi(\cdot)$  为标准正态分布函数，计算公式为：

$$\Phi(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x \exp\left(-\frac{t^2}{2}\right) dt \quad (4.11)$$

将对应于不同的  $U_{10}$  时，结构各个破坏状态的失效概率计算出来，并绘制成易损性曲线，如图 4.4 所示。图中横坐标  $U_{10}$  表示 10m 高度处的平均风速的大小，纵坐标表示风荷载作用下结构反应超越不同破坏状态的概率。



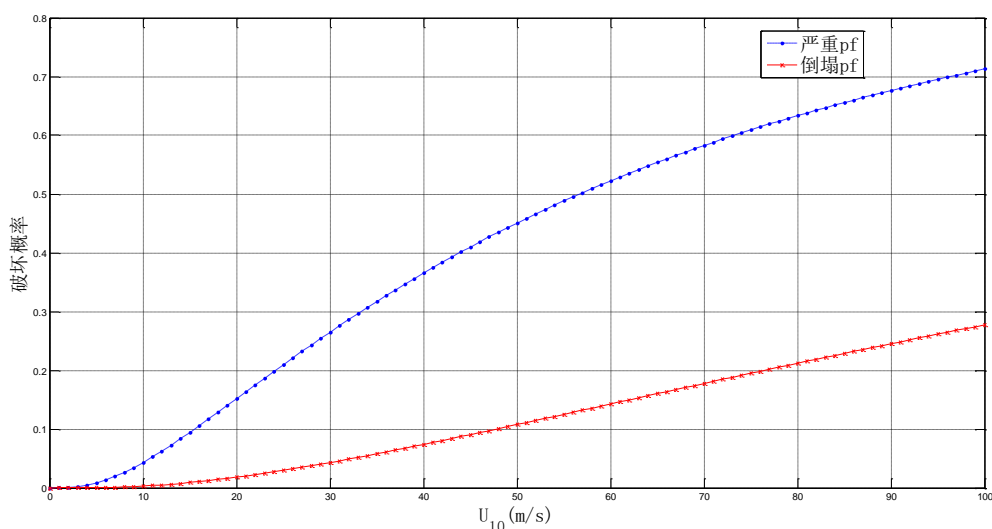


图 4.4 输电塔—线体系在  $U_{10}$  的风荷载下的易损性曲线

由图 4.4 我们就可以很直观地得到该输电塔—线体系在各个强度参数平均风速  $U_{10}$  的风荷载作用下，发生倒塌和严重破坏状态的失效概率。

以上得到的风灾易损性曲线是以平均风速  $U_{10}$  为荷载强度参数，但在模拟风荷载样本时考虑了各种地面类型的风荷载，包含了各种湍流强度的风荷载。即在风灾易损性曲线分析中湍流强度是不确定的。为了研究湍流强度对风灾易损性曲线的影响，本文按照前面所述的建立风灾易损性的方法，对  $I_{10}=0.1113$ 、 $I_{10}=0.1121$ 、 $I_{10}=0.2031$ 、 $I_{10}=0.2964$ 、 $I_{10}=0.3361$ 、 $I_{10}=0.3833$ 、 $I_{10}=0.4316$  时建立以平均风速  $U_{10}$  为荷载强度参数风灾易损性曲线，其过程不再赘述。最后得到的这七种湍流强度下以  $U_{10}$  为荷载强度参数的不同破坏状态的风灾易损性曲线如图 4.5、图 4.6 所示。

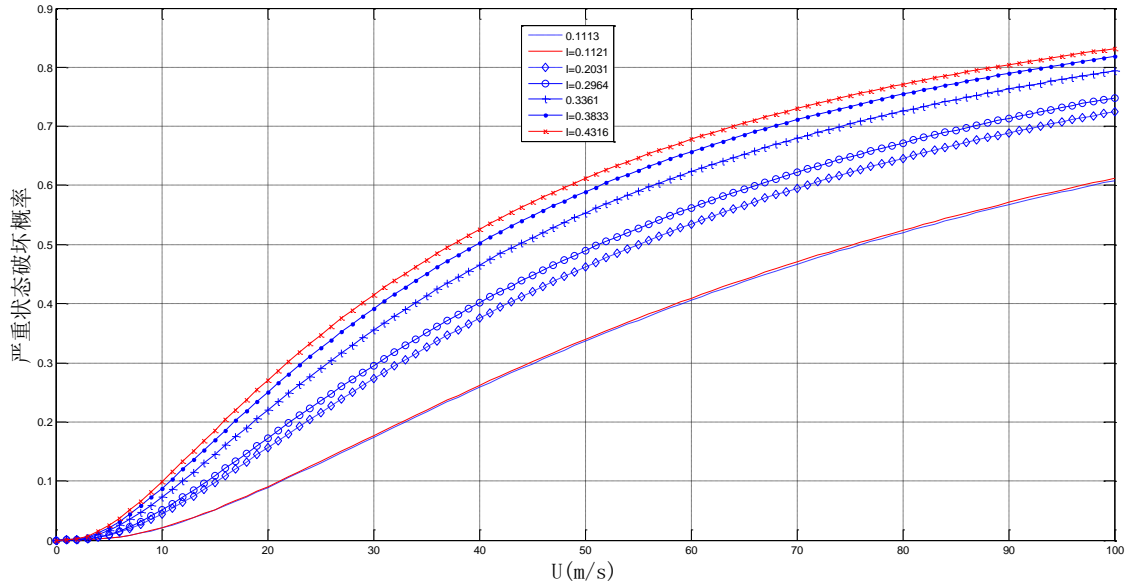


图 4.5 体系在  $U_{10}$  的风荷载下的严重破坏状态的易损性曲线

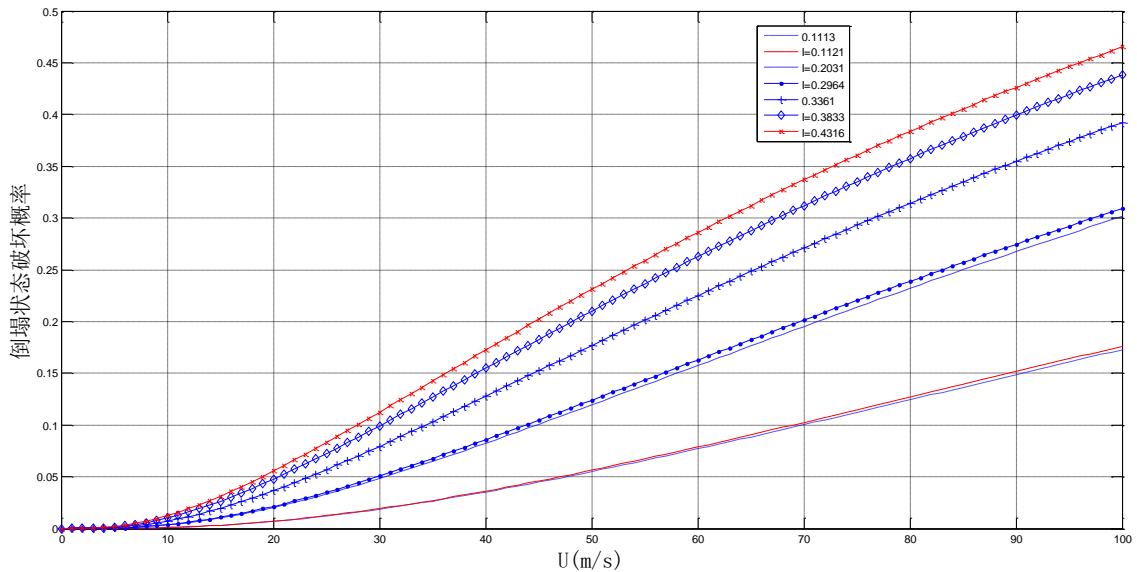


图 4.6 体系在  $U_{10}$  的风荷载下的倒塌破坏状态的易损性曲线

由图 4.5 和图 4.6 可知，在七个不同的湍流强度  $I_{10}$  下，仅仅以  $U_{10}$  为风荷载强度参数得到的易损性曲线之间有一定的差距。可见，在风灾易损性分析中，湍流强度  $I_{10}$  也是一个很重要的影响因素，而且根据风荷载对结构作用的特点，平均风速  $U_{10}$  无法描述结构受到的脉动风荷载的强度。因此，为了进行更精确的风灾易损性分析，本文除了将平均风速  $U_{10}$  作为风荷载强度参数外还考虑湍流强度  $I_{10}$  的影响，建立两个荷载强度参数的风灾易损性曲面。

## 4.4 易损性曲面的建立

按照传统的建立抗震易损性曲线的方法建立的风灾易损性曲线只能考虑一个风荷载强度参数,然而在实际中,风荷载往往由多个荷载参数来决定,单独一个风荷载参数不能精确表征结构受到的风荷载作用。为了更精确地获得输电塔线体系结构在一定强度风荷载作用下达到某种破坏状态的失效概率,本文将引进Seyedi<sup>[23]</sup>采用的钢筋混凝土建筑抗震易损面的建立方法来建立输电塔线体系的风灾易损面。

Seyedi<sup>[24]</sup>通过非线性数值分析提出了一套完整的建立地震易损面的方法。其中,选择第一谱位移 $SD(T_1)$ 和第二谱位移 $SD(T_2)$ 为地震动强度参数,并按照实际情况挑选了740条地震波时程进行模拟计算分析。并在以 $SD(T_1)$ 为 $x$ 轴和 $SD(T_2)$ 为 $y$ 轴的使用的740条地震波时程分布图中,选取了25个节点即25对坐标值 $(x_i, y_i)$ 来覆盖整个样本分布平面。并对使用的这740条地震波在分布的网格图上寻找最近的节点 $(x_i, y_i)$ 。在各个破坏状态界限值已知的情况下,对每个节点即每对地震动强度参数,结构地震响应 $d$ 超越 $D_k$ 破坏状态的概率可使用公式(4.13)来计算:

$$P(d > D_k | (x_i, y_i)) = N(D_k, (x_i, y_i)) / N_{tot}(x_i, y_i) \quad (4.13)$$

其中, $N_{tot}(x_i, y_i)$ 是离节点 $(x_i, y_i)$ 最近的地震波的总数; $N(D_k, (x_i, y_i))$ 是离节点 $(x_i, y_i)$ 最近的地震波中响应超越了 $D_k$ 破坏状态界限值的数目。

使用这样的方法,对每个破坏状态就可以得到25个概率值。如果25个点中有的点周围的地震波数少于5条的话就将被舍弃掉。这样可以得到少于25个的可以使用的概率值点。然后对这些点之间进行线性插值就可以得到一个面。最后对这个面进行光滑的处理:沿着 $x$ 、 $y$ 轴进行多次剖切,对得到的线按照常用的易损性曲线的分布函数进行回归分析。最后便可获得光滑的易损面。

本文参考Seyedi<sup>[23]</sup>提出的易损面建立方法并稍加改变。大致的步骤分为:

- 1) 先选取36个样本点即36对风荷载强度参数,在这些样本点附近模拟很多条风荷载时程,并对建立好的输电塔线体系模型进行时程响应分析,通过确定的各个破坏状态的界限值得到各个样本点在各个破坏状态的概率值;
- 2) 通过对36个样本点之间进行简单的线性插值获得更多的样本点的各个破坏状态的概率值;
- 3) 假定合适的易损面的函数形式;
- 4) 对假定的易损面的函数形式中的未知参数进行确定;

5) 获得光滑的易损面。

#### 4.4.1 样本风荷载时程的模拟及时程响应分析

本文选取前面提到的 10m 高度处的平均风速  $U_{10}$  和 10m 高度处的湍流强度  $I_{10}$  作为两个风荷载强度参数。虽然 4.3 节我们已经知道，输电塔线体系的风致响应最大位移角  $\theta$  主要是由平均风速起主导作用，湍流强度对其的影响很小，但是当平均风速很大时这种影响却很大是不能忽略的。

然后关于样本风荷载时程的模拟，本文考虑到后续的结果处理方法，先在以平均风速  $U_{10}$  和湍流强度  $I_{10}$  为变量的平面选取 36 个坐标点，然后在每个坐标点附近区间随机抽样。并使这 36 个节点在平均风速  $U_{10}$  和湍流强度  $I_{10}$  平面分布范围广，每个可能的值都可以取到，而且节点附近抽样的总的风荷载时程总数要超过 5 条，这样每个样本时程都能被用到而不会被舍弃掉。于是，本文选取由  $U_{10}$  取值为 5 m/s、15 m/s、25 m/s、35 m/s、45 m/s、55 m/s， $I_{10}$  取值为 0.0980、0.1470、0.1960、0.2449、0.2939、0.4409，然后  $U_{10}$  和  $I_{10}$  两两组合成的 36 个节点。然后分别在  $U_{10}$  取值为 5 m/s、15 m/s、25 m/s、35 m/s、45 m/s、55 m/s 的附近区间，对应的每个附近区间为 [0, 10]、[10, 20]、[20, 30]、[30, 40]、[40, 50]、[50, 60] 中随机抽样 6 个值。为了使每个值出现的概率相同，假设随机变量服从均匀分布。又分别在  $I_{10}$  取值为 0.0980、0.1470、0.1960、0.2449、0.2939、0.4409 的附近区间，对应的每个附近区间为 [0.0735, 0.1225]、[0.1225, 0.1715]、[0.1715, 0.2205]、[0.2205, 0.2694]、[0.2694, 0.3674]、[0.3674, 0.4654] 中随机抽样 2 个值。这样平均风速取样 6 个区间，每个区间 6 个值，总共  $6 \times 6 = 36$  个值，湍流强度取样 6 个区间，每个区间 2 个值，总共  $6 \times 2 = 12$  值，总共模拟了  $36 \times 12 = 432$  条风荷载时程进行数值计算。本文模拟的所有风荷载时程在  $U_{10} - I_{10}$  平面分布如图 4.7 所示：

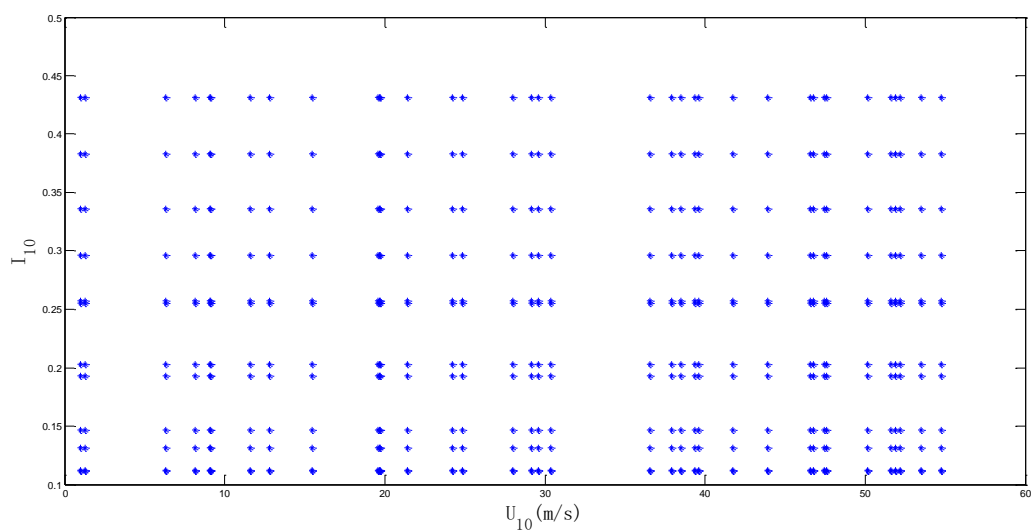


图 4.7 风荷载时程样本分布图

采用第二章的风荷载模拟方法模拟了 432 条风荷载时程, 然后对第三章建立的输电塔线体系的有限元模型进行非线性时程分析。与上一节相同, 选取输电塔线体系的中间输电塔塔顶在时程分析中的最大位移角  $RDA_{\max}$  作为结构的特征反应参数, 这里同前用  $\theta$  表示。这样 432 条时程曲线最大位移角  $\theta$  的计算结果见表 4.6。其中, 所有的符号同前。

表 4.6 样本的最大位移角  $\theta$

序号	$U_{10}(m/s)$	10m 处湍流强度 $I_{10}$											
		0.1113	0.1121	0.1315	0.1464	0.1932	0.2031	0.2552	0.2574	0.2964	0.3361	0.3833	0.4316
1	0.9754	0.00001	0.00001	0.00001	0.00001	0.00001	0.00001	0.00001	0.00001	0.00001	0.00001	0.00001	0.00001
2	1.2699	0.00001	0.00001	0.00001	0.00001	0.00001	0.00001	0.00002	0.00002	0.00002	0.00002	0.00002	0.00002
3	6.3236	0.00017	0.00017	0.00018	0.00019	0.00022	0.00022	0.00026	0.00026	0.00029	0.00032	0.00036	0.00040
4	8.1472	0.00027	0.00027	0.00029	0.00031	0.00036	0.00037	0.00042	0.00043	0.00047	0.00053	0.00059	0.00067
5	9.0579	0.00034	0.00034	0.00036	0.00038	0.00044	0.00045	0.00053	0.00053	0.00059	0.00066	0.00074	0.00082
6	9.1338	0.00034	0.00034	0.00036	0.00038	0.00044	0.00046	0.00053	0.00054	0.00060	0.00066	0.00074	0.00084
7	11.5761	0.00055	0.00055	0.00059	0.00061	0.00071	0.00073	0.00085	0.00085	0.00095	0.00105	0.00118	0.00133
8	12.7850	0.00066	0.00067	0.00071	0.00075	0.00086	0.00088	0.00103	0.00104	0.00114	0.00127	0.00145	0.00164
9	15.4688	0.00097	0.00097	0.00104	0.00109	0.00125	0.00128	0.00151	0.00151	0.00164	0.00184	0.00211	0.00232
10	19.5751	0.00152	0.00152	0.00163	0.00171	0.00198	0.00202	0.00233	0.00235	0.00260	0.00284	0.00331	0.00348
11	19.6489	0.00153	0.00154	0.00164	0.00172	0.00198	0.00204	0.00236	0.00237	0.00262	0.00286	0.00329	0.00360
12	19.7059	0.00154	0.00155	0.00164	0.00173	0.00199	0.00205	0.00238	0.00241	0.00264	0.00291	0.00338	0.00362
13	21.4189	0.00181	0.00181	0.00194	0.00201	0.00232	0.00240	0.00275	0.00276	0.00305	0.00340	0.00378	0.00439
14	24.2176	0.00227	0.00228	0.00243	0.00253	0.00290	0.00304	0.00343	0.00348	0.00390	0.00434	0.00499	0.00578
15	24.8538	0.00238	0.00239	0.00253	0.00267	0.00303	0.00314	0.00358	0.00360	0.00401	0.00455	0.00529	0.00607
16	28.0028	0.00295	0.00296	0.00314	0.00332	0.00376	0.00392	0.00470	0.00472	0.00542	0.00602	0.00700	0.00797
17	29.1574	0.00318	0.00320	0.00343	0.00355	0.00413	0.00424	0.00513	0.00520	0.00590	0.00650	0.00747	0.00849
18	29.5717	0.00324	0.00330	0.00347	0.00364	0.00423	0.00447	0.00519	0.00530	0.00593	0.00702	0.00788	0.00887
19	30.3571	0.00343	0.00344	0.00366	0.00384	0.00449	0.00477	0.00567	0.00572	0.00633	0.00720	0.00817	0.00951

序号	$U_{10}(m/s)$	10m 处湍流强度 $I_{10}$											
		0.1113	0.1121	0.1315	0.1464	0.1932	0.2031	0.2552	0.2574	0.2964	0.3361	0.3833	0.4316
20	36.5574	0.00511	0.00512	0.00562	0.00596	0.00690	0.00715	0.00843	0.00850	0.00937	0.01133	0.01218	0.01361
21	37.9221	0.00558	0.00564	0.00595	0.00645	0.00776	0.00787	0.00921	0.00972	0.01047	0.01160	0.01339	0.01636
22	38.4913	0.00575	0.00581	0.00618	0.00661	0.00774	0.00787	0.00959	0.00987	0.01128	0.01162	0.01403	0.01557
23	39.3399	0.00593	0.00613	0.00657	0.00683	0.00826	0.00834	0.01006	0.01040	0.01132	0.01250	0.01493	0.01604
24	39.5949	0.00606	0.00612	0.00653	0.00709	0.00830	0.00992	0.01010	0.01051	0.01170	0.01253	0.01421	0.02099
25	41.7119	0.00684	0.00698	0.00737	0.00774	0.00920	0.01098	0.01139	0.01159	0.01226	0.01416	0.01559	0.03333
26	43.9223	0.00768	0.00772	0.00843	0.00909	0.01030	0.01237	0.01253	0.01289	0.01415	0.01735	0.03586	0.06892
27	46.5548	0.00878	0.00880	0.00931	0.01017	0.01134	0.01412	0.01430	0.01434	0.01561	0.04323	0.09415	0.17102
28	46.7874	0.00889	0.00899	0.00983	0.01012	0.01217	0.01404	0.01462	0.01480	0.01751	0.03099	0.06700	0.16718
29	47.4313	0.00902	0.00918	0.01013	0.01033	0.01266	0.01413	0.01605	0.01694	0.02101	0.03522	0.11099	-
30	47.5774	0.00921	0.00931	0.00990	0.01061	0.01199	0.01476	0.01518	0.01566	0.01913	0.03362	0.10984	-
31	50.9754	0.01055	0.01073	0.01165	0.01181	0.01388	0.01483	0.01738	0.02247	0.05520	0.09942	-	-
32	51.2699	0.01065	0.01074	0.01163	0.01199	0.01413	0.01466	0.02898	0.02970	0.04331	0.13420	-	-
33	56.3236	0.01293	0.01329	0.01369	0.01441	0.02097	0.03269	0.09600	-	-	-	-	-
34	58.1472	0.01359	0.01444	0.01550	0.01738	0.04581	0.05262	0.15624	-	-	-	-	-
35	59.0579	0.01436	0.01506	0.01545	0.02079	0.04790	0.07251	0.17162	-	-	-	-	-
36	59.1338	0.01445	0.01450	0.01500	0.01975	0.04987	0.06250	-	-	-	-	-	-

#### 4.4.2 样本点各个破坏状态概率值的获取

根据表 4.6 中的样本数据，按照 Seyedi<sup>[23]</sup>提出的公式(4.13)就可以得到在 36 个节点的风荷载下输电塔线体系超越各个破坏状态的界限值的概率。这里本文将从第三章得到的各个破坏状态界限值的均值作为界限值。即认为当  $0.0203 \leq RDA < 0.2162$  时，结构发生严重破坏； $RDA \geq 0.2162$  时，结构发生倒塌破坏。36 个节点的样本的严重状态破坏概率如表 4.7，倒塌破坏概率如表 4.8 所示：

表 4.7 样本严重破坏概率

严重破坏概率	$I_{10}$					
$U_{10}(m/s)$	0.098	0.147	0.196	0.2449	0.2939	0.4409
5	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
15	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
25	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
35	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0833
45	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.4167	0.9167
55	0.0000	0.0833	0.6667	0.9167	1.0000	1.0000

表 4.8 样本倒塌破坏概率

倒塌破坏概率	$I_{10}$					
$U_{10}(m/s)$	0.098	0.147	0.196	0.2449	0.2939	0.4409
5	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
15	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
25	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
35	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
45	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.1667
55	0.0000	0.0000	0.0000	0.4167	0.6667	1.0000

得到 36 个样本点的各个破坏概率值后，就可以在这些点之间通过简单的线性插值获得各个破坏状态的易损面了。但是这样获得的易损面是粗糙的不光滑的。为了得到光滑的易损面，本文先选取 2500 个通过线性插值获得的样本点，选取的严重破坏概率的样本点三维散点图如图 4.8 所示，倒塌破坏概率的样本点三维散点图如图 4.9 所示：



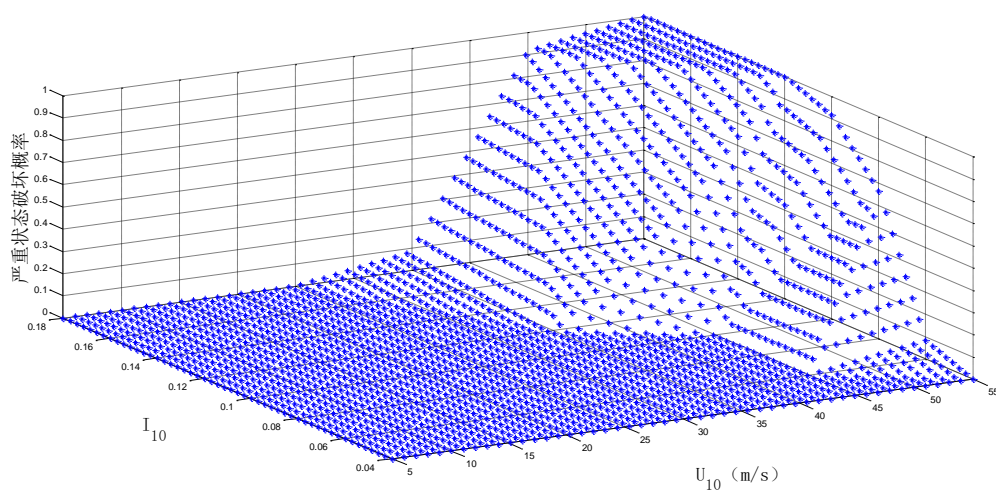


图 4.8 选取的严重状态破坏概率样本点

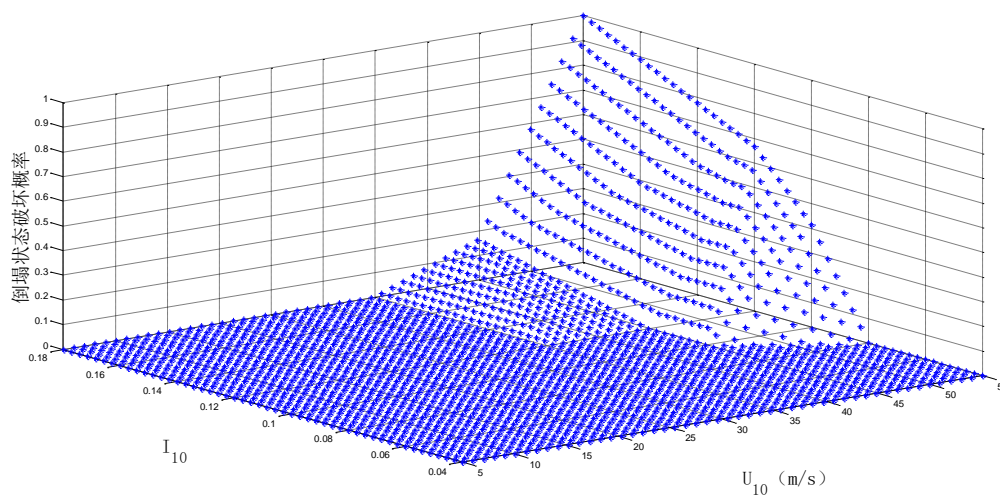


图 4.9 选取的倒塌状态破坏概率的样本点

#### 4.4.3 易损面函数形式的确定

观察表 4.6 中的数据，可以看出，最大位移角  $\theta$  随着  $U_{10}$  的增大而增大，也随着  $I_{10}$  的增大而增大，而随着  $U_{10}$  增大的幅度要远大于随着  $I_{10}$  增大的幅度。这与 4.3 节中得出的结论相同。

为了更形象地观察这些样本值，并考虑数据的离散性，将其取自然对数后，在三维的坐标系中画出散点图，如图 4.10 所示。

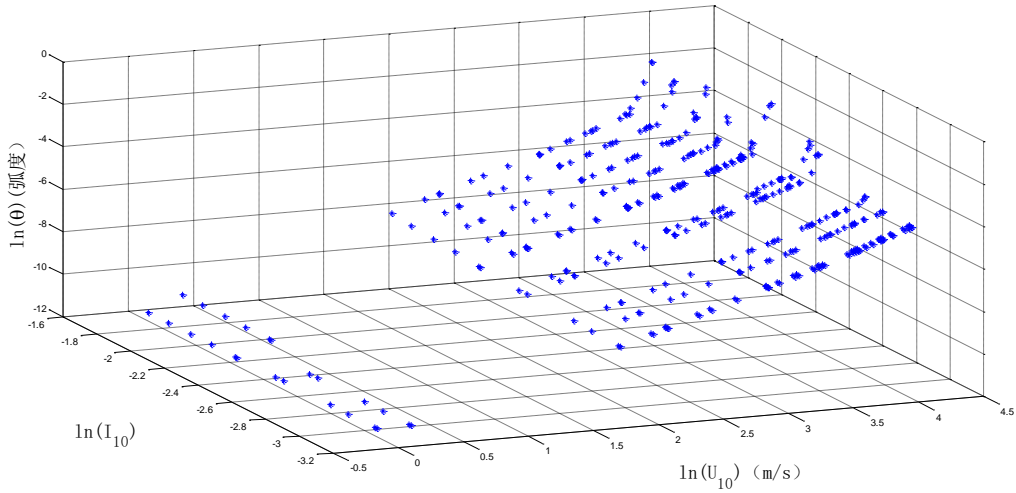


图 4.10 样本  $\ln(\theta)$  的三维散点图

由图 4.8 可知,  $\ln(\theta)$  与  $\ln(U_{10})$  及  $\ln(I_{10})$  呈正相关, 在二维的坐标系中将  $\ln(\theta)$  与  $\ln(U_{10})$  的散点关系图和  $\ln(\theta)$  与  $\ln(I_{10})$  的散点关系图画出, 分别如图 4.11、图 4.12 所示。

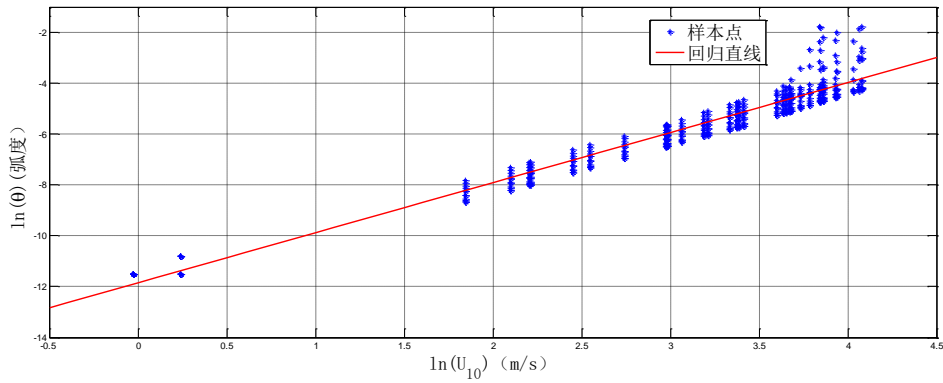


图 4.11 样本  $\ln(\theta)$  与  $\ln(U_{10})$  的关系图

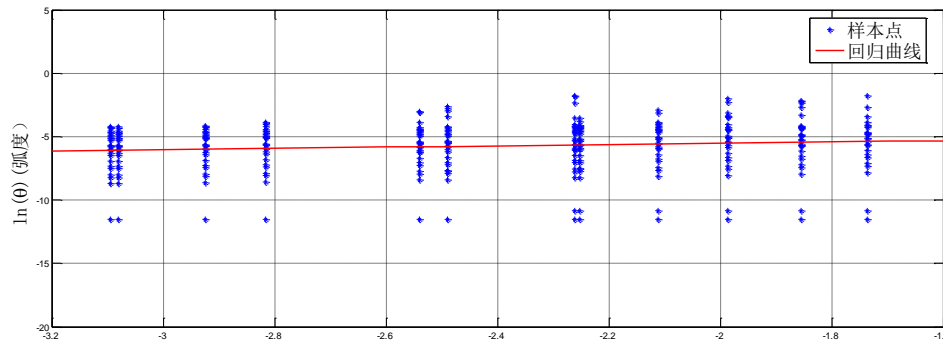


图 4.12 样本  $\ln(\theta)$  与  $\ln(I_{10})$  的关系图

观察图 4.11 与图 4.12，可以发现最大位移角的对数  $\ln(\theta)$  与平均风速的对数  $\ln(U_{10})$  及湍流强度的对数  $\ln(I_{10})$  近似呈线性关系，而且  $\ln(\theta)$  主要是由  $\ln(U_{10})$  来决定，这与上一节所得的结论一样。

对表 4.6 的数据取自然对数然后进行频度统计分析，得到最大位移角对数  $\ln(\theta)$  的频度分布图，如图 4.13 所示。

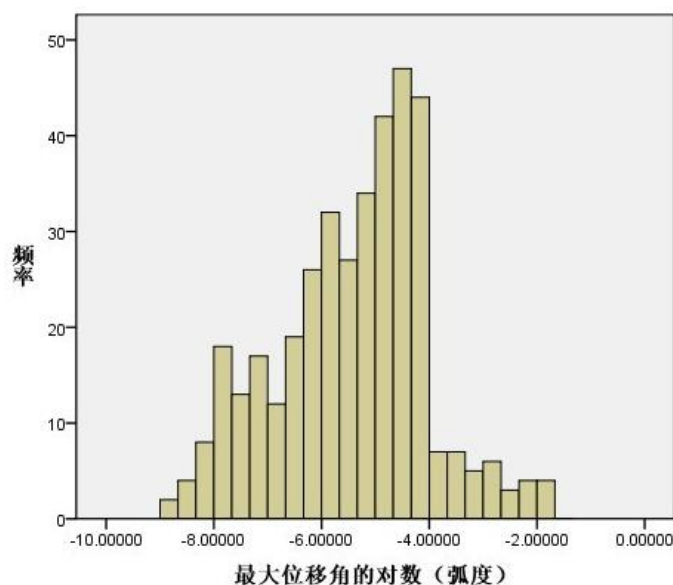


图 4.13 样本最大位移角对数的频度分布图

从图 4.13 的最大位移角对数  $\ln(\theta)$  的频度分布图可以看出， $\ln(\theta)$  数据分布形态大致符合正态分布，即最大位移角符合对数正态分布。本文假设最大位移角对数服从双参数的对数正态分布。这与 4.3 节的假设也相同。

可以推导出，如果按照第 4.3 节建立易损性曲线的方法，可以分别得到以  $U_{10}$  和  $I_{10}$  为荷载强度参数的易损性曲线，而且从 4.3 节的公式(4.9)、(4.10)、(4.11)、(4.12)得知，易损性曲线的函数形式是双参数的对数正态分布函数，这与 Shinozuka<sup>[48]</sup> 提到的传统的建立地震易损性曲线所采用的函数形式

$F(a) = \Phi\left[\frac{\ln(a/c)}{\zeta}\right]$  是相符合的。其中， $a$  为地震动参数 PGA； $c$  和  $\zeta$  是均值和对数标准差； $\Phi[\cdot]$  是标准正态分布函数。

本文假设各个破坏状态关于  $U_{10}$  和  $I_{10}$  的失效概率服从双参数的对数正态分

布函数，即  $F(U_{10}) = \Phi\left[\frac{\ln(U_{10}/c_1)}{\zeta_1}\right]$ ； $F(I_{10}) = \Phi\left[\frac{\ln(I_{10}/c_2)}{\zeta_2}\right]$ 。当使用  $U_{10}$  和  $I_{10}$  为荷载

强度参数来描述各个破坏状态概率时，也假定  $F(U_{10})$  和  $F(I_{10})$  是相互独立的，这样可以得到联合分布概率  $F(U_{10}, I_{10}) = F(U_{10}) \cdot F(I_{10})$ ，则有易损面的各个破坏状态的失效概率如公式：

$$F(U_{10}, I_{10}) = \Phi\left[\frac{\ln(U_{10}/c_1)}{\zeta_1}\right] \cdot \Phi\left[\frac{\ln(I_{10}/c_2)}{\zeta_2}\right] \quad (4.14)$$

#### 4.4.4 易损面函数参数的确定

获得了易损面的函数分布形式后，本文引进微分演化 (Differential Evolution, 简称 DE) 算法<sup>[52]</sup>来寻找公式 (4.14) 中  $c_1$ 、 $\zeta_1$ 、 $c_2$ 、 $\zeta_2$  的最优解。其中寻找过程中目标函数为图 4.6 及图 4.7 中选取 2500 个的样本点处的样本概率值与通过公式 (4.14) 求得的概率值的差的平方和。对于严重破坏状态，求得的  $c_1$ 、 $\zeta_1$ 、 $c_2$ 、 $\zeta_2$  的最优解分别为 42.0973、0.1222、0.096、0.2909。对于倒塌破坏状态，求得  $c_1$ 、 $\zeta_1$ 、 $c_2$ 、 $\zeta_2$  的最优解分别为 49.9151、0.0861、0.1078、0.2129。

#### 4.4.5 易损性曲面

将获得的四个参数的最优解代入公式 (4.14)，然后对于每对  $(U_{10}, I_{10})$  都可确定一个破坏概率，最后获得的严重状态易损面如图 4.14 所示，倒塌状态易损面如图 4.15 所示：

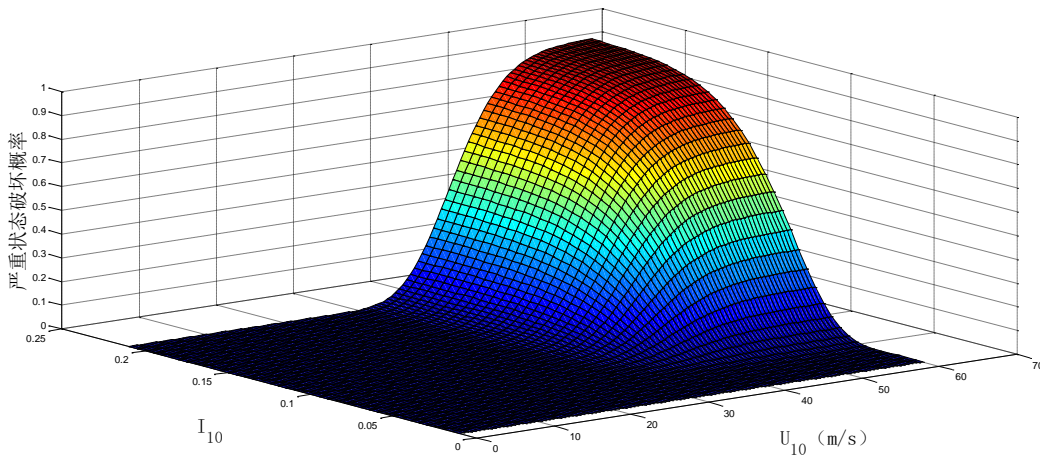


图 4.14 严重状态易损面

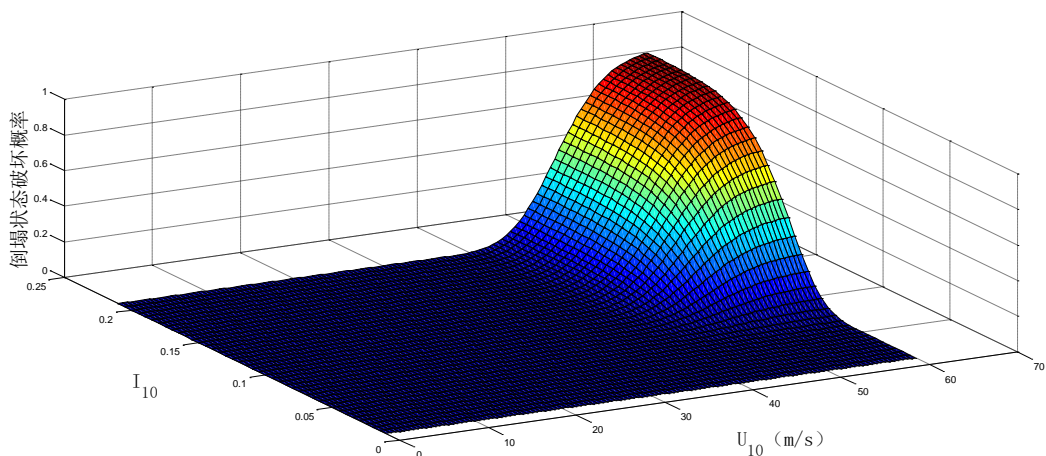
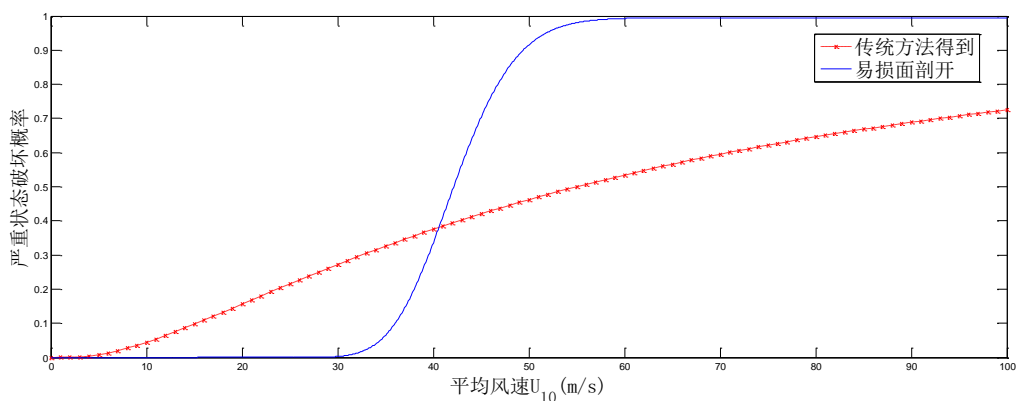


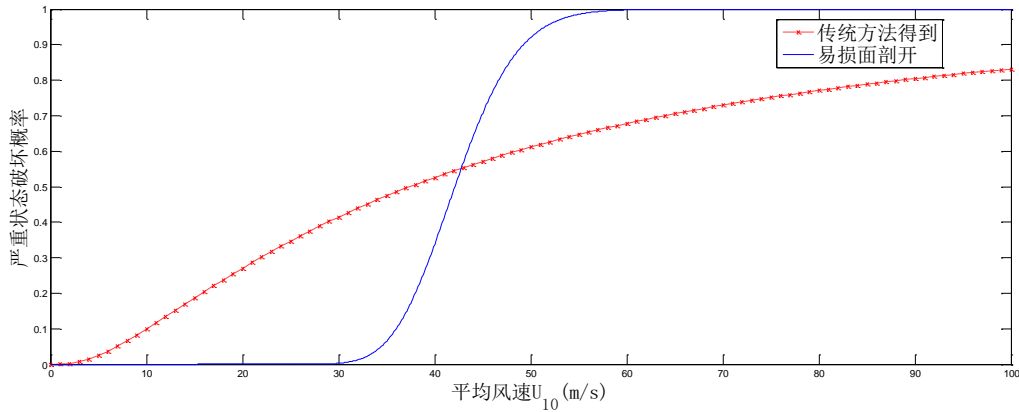
图 4.15 倒塌状态易损面

#### 4.5 易损面与易损线的对比验证分析

本文为了探究传统的只以平均风速 $U_{10}$ 为荷载强度参数建立的易损性曲线和除了考虑平均风速 $U_{10}$ 之外还考虑了湍流强度 $I_{10}$ 作为风荷载强度参数而建立的易损性曲面描述的结构各个破坏状态失效概率的关系，将两者作一个对比分析。

本文将 4.3 节得到的 $I_{10}=0.2031$ 、 $I_{10}=0.2964$ 时以平均风速 $U_{10}$ 为荷载强度参数的风灾易损性曲线，与 4.4 节得到的易损性曲面沿着 $I_{10}=0.2031$ 、 $I_{10}=0.2964$ 的平面剖开得到的易损线进行比较， $I_{10}=0.2031$ 时严重状态易损性曲线及 $I_{10}=0.2964$ 时严重状态易损性曲线对比图分别如图 4.16、图 4.17 所示：

图 4.16  $I_{10}=0.2031$  的严重状态易损性曲线对比


 图 4.17  $I_{10}=0.4316$  的严重状态易损性曲线对比

由图 4.16、图 4.17 可以看出，通过只考虑一个风荷载强度参数建立易损性曲线与考虑两个风荷载强度参数建立的易损性曲面对结构各种破坏状态失效概率有一定的差距。当平均风速  $U_{10}$  为 42m/s 左右时，传统方法得到的易损线描述的严重状态的失效概率与易损面描述严重状态的失效概率相同；当平均风速  $U_{10}$  小于 42m/s 时，传统方法得到的易损线描述的严重状态的失效概率大于易损面得到严重状态的失效概率；当平均风速  $U_{10}$  大于 42m/s 时，传统方法得到的易损线描述的严重状态的失效概率小于易损面得到严重状态的失效概率。对于本文研究的输电塔—线体系结构，其设计风速为 27m/s。因此，当  $U_{10}$  不是很大，如小于 42m/s 时结构的发生严重破坏概率是比较小的，此时易损面得到失效概率比易损线得到失效概率要更准确；当  $U_{10}$  很大，如大于 42m/s 时结构的发生严重破坏概率是比较大的，此时易损面得到失效概率比易损线得到失效概率也要更准确。总体来说，只考虑一个荷载强度参数建立易损线得到的在相同风荷载强度下的失效概率比同时考虑两个荷载强度参数建立的易损面得到的失效概率要偏保守。而由于易损面考虑了第二个风荷载强度参数  $I_{10}$  影响的不确定，从而得到失效概率比易损线得到失效概率要更准确。

## 4.6 本章小结

本章选取 10m 处的平均风速  $U_{10}$  和湍流强度  $I_{10}$  作为风荷载强度参数，考虑风荷载作用的不确定性，模拟了各种地面类型的风荷载，对结构进行了大量的非线性时程分析。在这些分析的基础上，将传统的地震易损性曲线建立的方法及近两年由 Seyed<sup>[23]</sup>提出的地震易损性曲面的建立方法引入结构风工程，先建立只考虑一个风荷载强度参数  $U_{10}$  的风灾易损性曲线，然后根据已经获得的风灾易损性

曲线的函数形式假定了易损面的函数形式, 并采用微分演化算法确定易损面的分布函数中的未知参数, 最后建立了考虑两个风荷载强度参数  $U_{10}$  和  $I_{10}$  的风灾易损面。从而发展了一套完整的结构风灾易损性分析的方法。最后, 对获得的风灾易损面沿着平行于坐标轴剖开得到的易损性曲线和按只考虑一个风荷载强度参数  $U_{10}$  建立的易损性曲线进行了对比分析。研究表明, 荷载强度参数从一个增加至两个大大减小了易损性分析的离散性, 并在风灾评估中考虑了第二个风荷载强度参数的影响从而得到的结果亦更加准确。





## 第五章 结论与展望

### 5.1 结论

本文的目标是对输电塔线体系结构进行风灾易损性分析。为了这一目的本文先提出了模拟风场的方法,为后面的动力时程分析提供荷载激励。然后以某鼓形输电塔结构为例,建立了四线三塔的有限元模型,考虑了结构本身的随机性,通过蒙特卡洛抽样并利用增量动力分析方法获得结构的抗风性能及两个破坏状态界限值的概率分布。考虑风荷载作用的随机性,模拟了各种风荷载时程样本,并利用非线性动力时程分析方法分析了结构的风致反应。并将传统的地震易损性曲线的建立方法稍加修改引进结构风工程,建立了只考虑 10m 高度处平均风速  $U_{10}$  的风灾易损性曲线。但由于只考虑一个荷载强度参数  $U_{10}$  得到的易损线具有很大的离散性,因此本文参考了近两年刚刚提出的地震易损面的建立方法,稍加改进后建立了考虑 10m 高度处平均风速  $U_{10}$  和湍流强度  $I_{10}$  两个风荷载强度参数的风灾易损面。

通过以上的分析和研究,可以得到以下结论:

(1) 对输电塔一线体系结构的抗风性能和风致反应进行了分析,采用蒙特卡洛模拟法、增量动力分析、非线性动力时程分析和统计回归分析,得到了抗风能力界限值的统计参数,建立了结构的顶部最大位移角与风荷载强度  $U_{10}$  及  $I_{10}$  之间的关系,以及风荷载反应的统计参数。研究表明,风荷载反应随着风荷载强度平均风速  $U_{10}$  及湍流强度  $I_{10}$  的增大而增大,但主要由  $U_{10}$  来控制,  $U_{10}$  是主导荷载,当  $U_{10}$  很大时,  $I_{10}$  对于结构的风致反应最大位移角有着一定的影响。

(2) 本文采用传统的地震易损性曲线建立方法,针对结构的两个破坏状态,建立单独以平均风速  $U_{10}$  为荷载强度参数的风灾易损性曲线。风灾易损性曲线形式同地震易损性曲线一样,均可以用双参数的对数正态分布函数表示。但在不同的湍流强度下,只以平均风速  $U_{10}$  为风荷载强度参数建立的风灾易损性曲线之间具有一定的差距,可见湍流强度也是很重要的荷载强度参数,只以平均风速  $U_{10}$  为风荷载强度参数还不足以描述风荷载对结构的作用。

(3) 本文参考近两年提出的地震易损面的建立方法,建立了同时以平均风速  $U_{10}$  和湍流强度  $I_{10}$  为荷载强度参数的风灾易损性曲面。通过对比分析可知,由于考虑了第二个风荷载强度参数湍流强度  $I_{10}$  的影响,易损性曲面得到的各个破坏状态的失效概率要比只考虑一个风荷载强度参数  $U_{10}$  得到的破坏概率要更准确。

## 5.2 进一步工作的方向

结合本文研究过程中的一些体会,笔者认为以下一些问题有待作更进一步的深入分析与研究:

(1) 本文模拟的风场是良态风,而输电塔线体系的破坏在异常风下发生的情况更多。而对于我国经常会发生台风的模拟方法以及台风下的风灾易损性分析有待于进一步的研究。

(2) 本文由于没有考虑风与结构耦合作用的影响,因此只考虑了输电塔一线体系结构在顺风向的风振响应,横方向的振动没有涉及,而由研究表明,考虑风与结构耦合作用下横风向下的风振响应与顺风向响应是属于同一数量级,不可忽略。考虑风与结构耦合作用的数值模拟风场的方法还有待进一步研究。

(3) 关于结构的风致反应分析以及易损性分析,目前的理论分析方法主要是以大量时程分析为基础,它们的计算量都很大,在结构有限元模型相对简单时,这种方法的时间与成本尚可接受,如果是超大型复杂结构或者整个地区的风灾易损性分析,则很难采用这种方法,因此,这方面的研究迫切需要简化分析方法。

(4) 输电塔线体系结构本身由于风荷载损坏的资料比较少,这对于风荷载作用下结构破坏状态的定义有不小的影响,进一步的研究还需要更多的实验与进一步的风致灾害资料收集。

## 致谢

时光飞逝，岁月如梭，两年多的同济时光转眼即逝。回首自己这两两年来的硕士生活，有刚考上研究生的兴奋和欢畅，也有面对人生抉择的彷徨和迷茫。但更多的时间，我都脚踏实地地在为各个小目标奋斗努力。这段不长不短的时光书写着我更美好的人生画卷，也必将成为我生命中一段特别而又难忘的记忆。

本文是在以下三个基金的资助下完成的：基于在线监测数据的高压输电塔风致易损性研究（自然科学基金）、考虑滞回非线性隔震结构的系统识别方法研究（教育部留学回国人员科研启动基金）、高压输电塔高压输电塔-线系统的风灾风险评估方法研究（教育部高等学校博士学科点专项科研基金 新教师资助项目）。

本文能得以完成，首先感谢我的导师薛松涛教授与副导师谢丽宇讲师，论文的选题、撰写到定稿，都渗透着两位导师的悉心指导。薛老师性格洒脱、学识渊博，广阔的国际视野、严谨的治学态度、勤奋的工作作风以及低调的处事风格都给我留下了非常深刻的印象。更值得一提的是薛老师一流的厨艺，现在想想薛老师在日本仙台的家中亲自下厨为我们烹饪的红烧猪蹄、可口的红烧肉、色香味俱全的卤蛋我都会流口水。在此，再次为薛老师在仙台对我们热情的款待和悉心的照顾表示诚挚的感谢。谢丽宇老师年轻有为，思维活跃，视野开阔，知识渊博，工作勤奋，时刻关注学子的研究进展，对于学生的指导更是毫无保留。而本文从论文选题到研究方法的选择以及最后的修改定稿都是在副导师谢丽宇讲师的悉心指导下完成的。同时我也从谢老师那里学到了很多宝贵的研究思路与方法。这两年多来如果没有谢老师对我研究工作的指导和帮助，我定将走很多弯路。在这里我想对谢老师说：“谢谢您，您是一个非常称职与合格的副导师。”

此外，研究室的唐和生教授和陈榕教授在我的研究生学习阶段也给予了很大的指点和鼓励，在此也发自内心的感谢。尤其是唐老师，作为研究室主任无论在生活还是学习上对我们都很关心和照顾。

感谢研究室的博士生白杰师兄，在他的帮助和指导下，本文的 ANSYS 建模及程序调试都节省了许多时间，同时，与白师兄的讨论也给了我很多启发。

同时要感谢的还有：我的同门邓立新、王娇、汪洁、裘亦文，感谢他们两年多的相伴，以及在日常生活、学习中给予我的帮助，与他们的友谊将成为人生的又一笔财富；以及博士后师姐张毅捷，她对学术的虔诚、积极向上的人生态度都无时无刻在激励着我；以及博士生苏瑜师姐，感谢她在 MATLAB 程序调试中给予的莫大帮助；还要感谢研二的谢丽君师妹、李晶晶师妹、姚雯师妹和研一的宋琛琛师弟、王航航师弟、李大伟师弟、牟晓彤师妹、陈微师妹，与他们的相处非常

融洽，整个研究室的氛围始终是团结、活泼、快乐的。

还要感谢男朋友韩赞，感谢他陪伴我七年，在我遇到挫折的时候鼓励我，心情低谷的时候开导我，也要感谢他七年来对我在生活上无微不至的关怀和贴心的照顾。

最后，要感谢是远方的父母，谢谢他们的养育之恩。辛苦工作的父母，永远都是我努力学习的动力和精神支柱，希望他们能身体健康、开心幸福。

2013年4月

## 参考文献

- [1] Shehata A. Y., El Damatty A. A., Savory E, Finite element modeling of transmission line under downburst wind loading. *Finite Elements in Analysis and Design*, 2005, Vol.42(1): 71~89
- [2] Li C. Q, Stochastic model of severe thunderstorms for transmission line design. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 2000, Vol.15(4): 359~364
- [3] 谢强与李杰. 电力系统自然灾害的现状与对策. *自然灾害学报*, 2006, Vol.15(4) : 126~131
- [4] 李宏男与白海峰. 高压输电塔-线体系抗灾研究的现状与发展趋势. *土木工程学报*, 2007, Vol.40(2) : 39~46
- [5] 谢强, 钱摇琨, 何涛. 华东电网输电线路风致倒塔事故调查研究, 2005, 同济大学现代混凝土结构与生命线工程研究所: 上海
- [6] 谢强, 张勇, 李杰. 华东电网 500 kV 任上 5237 线爬线风致倒塔事故调查分析. *电网技术*, 2006, Vol.30(10) : 59~63
- [7] 龚坚刚, “云娜”台风对浙江输电线路的危害分析与对策. *浙江电力*, 2005, Vol.18(3): 17~19
- [8] 吴明祥等. 超强台风“桑美”引起温州电网输电线路事故的分析. *电力建设*, 2007, Vol.28(9): 39~41
- [9] 白海峰, 李宏男. 大跨越输电塔线体系随机脉动风场模拟研究. *工程力学*, 2007, Vol.24(7): 146~151
- [10] Ballio G., Maberini F., Solari G, Limit states under wind actions. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 1992, Vol.43(3): 2089~2100
- [11] 楼文娟, 孙炳楠. 高耸格构式结构风振数值分析及风洞试验. *振动工程学报*, 1996, Vol.9(3): 318~322
- [12] 熊铁华, 梁枢果, 邹良浩. 风荷载下输电铁塔的失效模式及其极限荷载. *工程力学*, 2009(12): 100~104
- [13] Al-Bermani F. G. A., Kitipornchai S, Nonlinear analysis of transmission towers. *Engineering Structure*, 2009, Vol.16(6): 1922~1928
- [14] Prasad Rao N., Knight G. M. S., Lakshmanan N., etc, Investigation of transmission line tower failures. *Engineering Failure Analysis*, 2010, Vol.17(5): 1127~1141
- [15] Prasad Rao N., Samuel Knight G. M., Mohan S. J., etc, Studies on failure of transmission line towers in testing. *Engineering Structures*, 2012, Vol.35: 55~70
- [16] 邓洪洲, 朱松晔, 陈晓明, 等. 大跨越输电塔线体系气弹模型风洞试验. *同济大学学报: 自然科学版*, 2003, Vol.31(2): 132~137
- [17] 梁枢果, 邹良浩, 韩银全, 等. 输电塔-线体系完全气弹模型风洞试验研究. *土木工程学报*, 2010, Vol.43(5): 70~78
- [18] Okamura T., Ohkuma T., Hongo E., etc, Wind response analysis of a transmission tower in a mountainous area. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 2003, Vol. 91(1-2): 53~63
- [19] 闫祥梅, 何敏娟, 马人乐. 高压输电塔同步环境脉动实测分析与对比. *振动与冲击*, 2010, Vol.29(3): 77~80

- [20] 赵桂峰,谢强,梁枢果,等.高压输电塔线体系风致非线性振动气弹模型风洞试验. 同济大学学报(自然科学版), 2009, Vol.37(9): 1157~1164
- [21] Singhal A., Kiremidjian A. S, Bayesian updating of fragilities with application to RC frames. Journal of structural engineering, 1998,Vol.124(8): 922~929
- [22] Singhal A., Kiremidjian A. S, Method for probabilistic evaluation of seismic structural damage. Journal of structural engineering, 1996,Vol.122(12): 1459~1467
- [23] Seyedi D. M., Gehl P., Douglas J., etc, Development of seismic fragility surfaces for reinforced concrete buildings by means of nonlinear time-history analysis. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2010,Vol.39(1): 91~108
- [24] Koutsourelakis P. S, Assessing structural vulnerability against earthquakes using multi-dimensional fragility surfaces: A Bayesian framework. Probabilistic Engineering Mechanics, 2010,Vol. 25(1): 49~60
- [25] Dagher H. J., Lu Q., Peyrot A. H, Reliability of transmission structures including nonlinear effects. Journal of structural engineering, 1998,Vol.124(8): 966~973
- [26] 张琳琳,李杰.风荷载作用下输电塔结构动力可靠度分析. 福州大学学报(自然科学版), 2005, Vol.33(z1):36~41
- [27] 黄本才,汪丛军.结构抗风分析原理及应用.上海: 同济大学出版社, 2008 年
- [28] 中国建筑科学研究院. GB 50009-2001. 《建筑结构荷载规范》.北京: 中国建筑工业出版社, 2006
- [29] Simiu E., Scanlan R. H. Wind effects on structures. New York: John Wiley and Sons, 1996
- [30] 尼格姆 N. C. 著, 何成慧等译. 随机振动理论. 上海: 上海交通大学出版社, 1985
- [31] Shinozuka M, Simulation of multivariate and multidimensional random processes. Acoust. Soc. Am, 1971,Vol.49(1): 357~368
- [32] Shinozuka M. , Jan C. M, Digital simulation of random processes and its applications. J. Sound and Vibr. 1972,Vol.25(1): 111~128
- [33] 王之宏. 风荷载的模拟研究. 建筑结构学报. 1994, Vol.15(1) :44~52
- [34] 李庆伟. 输电塔-线体系的风致动力稳定性分析: [硕士学位论文]. 大连: 大连理工大学, 2008
- [35] Banik S. S., Hong H. P. & Kopp G. A, Assessment of capacity curves for transmission line towers under wind loading. Wind and Structures, 2010,Vol.13(1): 1~20
- [36] Vamvatsikos D, Incremental dynamic analysis. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2002,Vol.31(3): 491~514
- [37] Fragiadakis M, Vamvatsikos D., Fast performance uncertainty estimation via pushover and approximate IDA. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2010,Vol.39(6): 683~703
- [38] Bertero V. V, Strength and deformation capacities of buildings under extreme environments. Structural Engineering and Structural Mechanics, 1977,Vol.53(I): 29~79
- [39] Budiansky, Roth, Axisymmetric dynamic buckling of clamped shallow spherical shells. Instability of Shell Structures, NASA TND-1510,1962: 597~606
- [40] 严东晋, 宋启根. 结构冲击屈曲准则讨论. 工程力学, 1997, Vol.14(4): 18~27
- [41] 徐艳, 胡世德. 钢管混凝土拱桥的动力稳定极限承载力研究. 土木工程学报, 2006, Vol.39(9): 68~73

- [42] 中国电力工程顾问集团公司, 华北电力设计院.GB 50545-2010. 《110kv~750kv 架空输电线路设计规范》. 北京: 中国计划出版社, 2010
- [43] 帅群,邓洪洲,朱海维. 输电塔线体系动力特性及其风振响应的分析. 特种结构, 2010, Vol.27(3):15~17
- [44] 赵桂峰. 高压输电塔一线耦联体系风致非线性振动研究: [博士学位论文]. 上海: 同济大学土木工程学院, 2009
- [45] 王新敏. ANSYS 工程结构数值分析.北京: 人民交通出版社, 2007 年
- [46] 汪梦甫, 曹秀娟, 孙文林. 增量动力分析方法的改进及其在高层混合结构地震危害性评估中的应用. 工程抗震与加固改建, 2010, Vol.32(1):104~109
- [47] ANSYS Inc. ANSYS Help Documentation. 2007
- [48] Shinozuka M., Feng M. Q., Lee J., etc, Statistical Analysis of Fragility Curves. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 2000,Vol.126(2): 1224~1231
- [49] 李波, 杨庆山与黄韬颖. 中、美、澳荷载规范关于脉动风特征的规定. 建筑科学与工程学报, 2008, Vol.25(3): 22~25,72
- [50] 仲诚. 基于性能的输电塔地震易损性分析: [硕士学位论文]. 上海: 同济大学土木工程学院, 2011
- [51] 韩淼与那国坤. 基于增量动力法的剪力墙结构地震易损性分析. 世界地震工程, 2011, Vol.27(3): 108~113
- [52] 王兆亮. 基于微分演化算法的桁架结构优化设计: [硕士学位论文].上海: 同济大学土木工程学院, 2010





## 个人简历、在读期间发表的学术论文与研究成果

### 个人简历:

唐珏, 女, 1988 年 5 月生。

2010 年 7 月毕业于青岛理工大学土木工程专业, 获学士学位。

2010 年 9 月入同济大学攻读硕士学位。

### 已发表论文:

[1] Liyu Xie, Jue Tang, Hesheng Tang, etc, Seismic Fragility Assessment of Transmission Towers via Performance-based Analysis. 15WCEE, 2012, Lisbon, Portugal

[2] 唐珏, 谢丽宇.特高压输电塔一线体系的抗风性能分析.中国科技论文在线