



同濟大學

TONGJI UNIVERSITY

硕士学位论文

基于性能的输电塔地震易损性分析

姓名：仲 诚

学 号：0820020351

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

二〇一一年三月



同濟大學
TONGJI UNIVERSITY

A dissertation submitted to

Tongji University in conformity with the requirements for

the degree of Master of Science

**Seismic Fragility Assessment of Transmission
Tower Based on Performance Analysis**

Candidate: Zhong Cheng

Student Number: 0820020351

School/Department: Civil Engineering Department

Discipline: Engineering

Major: Civil Engineering

Supervisor: Xue Songtao

Deputy Supervisor: Xie Liyu

March, 2011

基于性能的输电塔地震易损性分析

仲
诚

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 日

摘要

地震风险分析包括地震危险性分析、结构易损性分析和地震损失评估三大部分。其中,结构易损性是指土木工程结构在地震作用下发生某种程度破坏的概率,涉及震害调查、抗震实验、地震人工模拟、结构地震反应分析、结构抗震可靠度分析等内容,是结构工程学的主要研究内容。输电塔作为一种工程结构,是生命线系统的重要组成部分,一旦在地震中发生损坏,将对社会造成巨大影响,因此,本文以高压输电塔结构为研究对象,以基于性能的分析方法为基础,对输电塔的地震易损性进行了系统的研究。本文的主要内容包括:

(1) 基于概率方法对结构的抗震性能进行了分析。选择结构的顶部位移角(RDA)作为结构的抗震性能参数,考虑实际结构的各种不确定性,采用蒙特卡罗模拟法,对结构进行 Push-over 分析,获得结构的抗震能力曲线,并据此定义结构的各个破坏状态。

(2) 对结构的地震反应进行了分析。选择结构的顶部位移角(RDA)作为地震反应参数,地震的地面峰值加速度(PGA)为地震动强度参数,考虑地震输入的不确定性,选择了 100 条不同 PGA、不同持续时间、不同频谱特性的原始地震记录曲线,对结构进行了非线性时程分析,并利用统计回归的方法得到了结构地震反应参数与地震动参数的关系。

(3) 对结构的地震易损性进行了分析。将结构的抗震性能分析和地震反应分析相结合,通过大量计算,针对结构的三种典型破坏程度(轻微、严重、倒塌)获得了结构的地震易损性曲线。

关键词: 地震, 输电塔, 时程分析, Push-over, 易损性曲线

ABSTRACT

Seismic Risk Analysis (SRA) contains three aspects, Seismic Hazard Analysis (SHA), Seismic Fragility Analysis (SFA) and Seismic Loss Assessment (SLA). Seismic fragility indicates the probability of structural damages induced by the earthquake, which involves damage survey, seismic experiments, artificial earthquake simulation, seismic response analysis, seismic reliability analysis, etc. Transmission tower, serves as an important part of lifeline system, its failure will be a tremendous impact on society once it is devastated by earthquake. In this thesis, a high-voltage transmission tower is taken as the research object. On the basis of probabilistic performance assessment, the seismic fragility of the transmission tower is systematically studied. The main contents include:

(1) The seismic capacities of the transmission tower based on probabilistic frame are analyzed. The roof displacement angle (RDA) is selected as the seismic performance index. Considering the uncertainties of the actual structure, Monte Carlo simulation of nonlinear Push-over analysis is performed to obtain the seismic capacity curves of the transmission tower, and accordingly damage state of different levels is defined.

(2) The seismic responses of the transmission tower are analyzed. The RDA is taken as the seismic response index, and the peak ground acceleration (PGA) as the intensity measure of ground motion. Given the uncertainty of seismic input, 100 different original seismic records with different PGA, different time-history, and different spectral characteristic are selected for performing nonlinear time-history analysis. The relationship between the seismic response index and the intensity measure of ground motion is retrieved by means of statistical regression.

(3) The structural seismic fragility of the transmission tower is analyzed. Combining structural reliability method with the seismic capacity analysis and the seismic response analysis, the seismic fragility curves of three typical damage levels (minor, major, collapse) of the transmission tower are established.

Key Word: seismic, transmission tower, time-history analysis, push-over, fragility curve

目录

摘要.....	I
ABSTRACT.....	III
目录.....	V
第 1 章 绪论.....	1
1.1 研究背景和意义.....	1
1.2 高压输电塔震害综述.....	2
1.2.1 国外高压输电塔震害.....	3
1.2.2 国内高压输电塔震害.....	3
1.3 结构抗震性能分析方法综述.....	6
1.4 结构地震易损性研究综述.....	7
1.5 本文所做主要工作.....	9
1.5.1 基于概率的输电塔结构抗震性能分析.....	9
1.5.2 输电塔结构的地震反应分析.....	9
1.5.3 输电塔结构的地震易损性分析.....	9
第 2 章 基于概率的输电塔结构抗震性能分析.....	11
2.1 引言.....	11
2.2 分析方法与工具简介.....	11
2.2.1 蒙特卡洛模拟法.....	11
2.2.2 Push-over 方法.....	12
2.2.3 ANSYS 软件简介.....	13
2.3 结构分析.....	13
2.3.1 结构计算模型.....	13
2.3.2 荷载取值与加载.....	15
2.3.3 确定性分析与破坏状态定义.....	20
2.3.4 概率分析.....	23
2.4 本章小结.....	32
第 3 章 输电塔结构的地震反应分析.....	34
3.1 引言.....	34
3.2 时程分析方法简介.....	34

3.3 结构分析.....	35
3.3.1 结构计算模型与地震输入选取.....	35
3.3.2 时程分析.....	37
3.3.3 统计分析.....	40
3.4 本章小结.....	44
第 4 章 输电塔结构的地震易损性分析.....	45
4.1 引言.....	45
4.2 易损性曲线建立方法.....	45
4.3 输电塔结构的地震易损性曲线.....	46
4.3.1 X 轴向易损性曲线.....	47
4.3.2 Z 轴向易损性曲线.....	49
4.4 本章小结.....	50
第 5 章 结论与展望.....	51
5.1 结论.....	51
5.2 进一步工作的方向.....	51
致谢.....	53
参考文献.....	55
个人简历、在读期间发表的学术论文与研究成果.....	59

第1章 绪论

1.1 研究背景和意义

地震是危害最大的自然灾害之一，随着现代工业化和城市化的进程，人口和财富越来越趋向于集中，一旦发生大地震，人员伤亡和财产损失将十分巨大。如 1994 年美国 Northridge 地震、1995 年日本阪神地震和 2010 年海地太子港地震都给我们带来了深刻的教训。

我国是地震多发国家，地震给我们造成了十分巨大的损失。1976 年唐山大地震，死亡 24 万余人，经济损失 100 亿元，1999 年集集大地震，伤亡 2 万人，经济损失 944 亿元，2008 年汶川大地震，死亡 6 万余人，经济损失 8451 亿元。

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^[1]。输电塔是电力系统的重要组成部分，它在地震作用下的安全性对整个电力系统来说至关重要。现代大型高压输电塔大多采用钢结构，这种结构具有强度高、重量轻、延性好的特点。尽管地震荷载并不是输电塔设计时的控制荷载，但从近期的地震情况来看，钢结构输电塔在地震中同样发生了一定程度的破坏^[2]，因此对其进行抗震研究是十分必要的。

地震风险分析包括地震危险性分析、结构易损性分析和地震灾害损失评估三方面，地震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地震的概率，由 Cornell^[3]首次提出。结构易损性分析是研究结构在一定强度的地震发生时所受到损伤或破坏的可能性。地震灾害损失评估则是在地震危险性分析和结构易损性分析的基础上，研究一定强度的地震发生时可能造成的具体损失。

地震风险分析通过对地震灾害发生的可能性和造成的后果进行定性与定量的分析及评估，其目的是为地震风险区土地的合理利用与投资、地震灾害预防与管理、地震灾害保险制度的建立、城市与工程的防震减灾以及灾害期间的快速评估与辅助决策提供科学依据。风险分析还能够为管理部门在制定城市抗震防灾政策时提供重要的参考资料；为银行、保险公司等风险投资部门的决策提供咨询意见^[4]。

结构易损性分析是结构工程学研究的主要范畴，可以预测结构在不同等级的地震作用下发生各级破坏的概率，因此对于结构的抗震设计、加固和维修决策具有重要的应用价值。正确、合理地分析建筑物的抗震性能，提高建筑物的抗震能力是减少损失的有效途径。结构地震易损性分析有利于抗震加固，灾后的响应计

划,直接经济损失评估及震后的功能评估。为了评估结构的损伤水平(轻微破坏、严重破坏、倒塌),易损性曲线是公认的有用工具。

以易损性曲线的形式研究结构地震易损性是一种广泛实践的方法。易损性曲线一般的定义为在某一特定的地震烈度作用下,结构遭受的特定状态损伤的概率曲线^[5]。具体而言,在地震工程中,易损性定义为在给定的地面运动强度下,结构构件或系统失效的条件概率。本文在大量数值模拟分析的基础上,得到案例输电塔的易损性曲线。

结构的地震易损性曲线是评定结构地震可靠性和预测结构地震损失的基础,系统地研究工程结构地震易损性分析方法,绘制各类典型工程结构的地震易损性曲线,对于评定结构的地震安全性、预测地震损失、制订防震减灾规划、建立基于可靠度的抗震设计规范和设计方法以及全生命周期费用优化理论等均具有重要的理论意义和实用价值。

1.2 高压输电塔震害综述

高压输电塔具有塔体高、柔性等特点,对地震、风、覆冰等环境荷载反应敏感,容易发生振动疲劳损伤和极端条件下的动态倒塌破坏。灾害实例分析表明,一方面,由于荷载作用机理和结构动力响应特性的复杂性,存在理论与认识上的缺陷及不足;另一方面,由于设计理论的局限性和缺陷,使得现有结构体系的防灾控制措施不尽合理,有待进行深入系统的基础性研究。因此,结合国内外的理论研究和工程背景,展开系统的防灾抗灾基础性理论研究已成为当前需要解决的重要课题。

电力在国民经济建设中具有举足轻重的地位。电力系统在地震中一旦遭到破坏,不仅会造成巨额的直接或间接经济损失,还会引发火灾等次生灾害,对地震救灾和应急恢复也会产生极大的困难,高压输电塔是电力系统输电线路部分的重要组成部分,直接关系到电力系统正常功能的实现,发生地震破坏后会造成重大经济损失和社会影响。众所周知,我国是一个多地震的国家,输电线路快速发展呈现出来的新特点以及输电线路穿越地震高烈度地区的不可避免性,要求输电线路在强烈地震灾害下要确保其运行的安全性。提高电力设施的防震减灾意识,确保输电塔线体系的抗震安全,不仅可以避免造成巨额的直接或间接经济损失,还可以确保其他基础设施如通信、交通、供水等的正常运行,避免次生灾害的发生,并有利于救灾和灾后的生产恢复^[6]。

1.2.1 国外高压输电塔震害

通常认为高压输电塔属于高耸轻柔结构,质量较轻,多由风荷载起控制作用,地震的破坏作用较小,这样的假定主要是基于已有震害经验的认识。但随着地震强度的增大,输电塔高度和档距的增加,地震导致的输电塔破坏后果严重,且震后恢复缓慢,不容忽视。

1995 年日本 Kobe 地震中,总计约有 20 座输电塔发生基础沉陷,塔身倾斜,另有部分输电塔绝缘子震坏,但基本都可维持正常的使用功能,一座结构形式与输电塔相近的通信塔构件出现受弯或受压屈服现象,虽然震害轻微,但就地震对此类结构破坏来说,具有不同寻常的预示作用^[6]。1995 年,日本阪神地区发生 7.2 级强烈地震,电力系统有四套主机破坏,减少发电能力 163 万 kW,861 个变电所中有 50 个受到破坏,1065 条架空输电线中,有 23 条破坏,11 座输电铁塔倾倒。2004 年 10 月日本新潟地震,造成 28 万户停电。在输电线路中,由于滑坡等造成 1 基输电塔倒塌、3 基倾斜,轻微倾斜有 20 基。11 个变电站受损,其中避雷器损坏 1 件,机器基础下沉有 21 件。日本电器技术标准调查委员会详细调查了日本在 20 世纪 60~70 年代地震中电力设施的破坏情况,其中,高压输电塔震害一般发生在 IV 度(日本标准,近似于我国的 VII 度)以上区,破坏率大约为 0.2%。震害主要表现为倾斜、构件损坏、断线、混线和绝缘子震坏等,场地涉及平原、沙地和山地等。

《洛马普里埃塔地震考察》介绍了美国 1971 年 San Fernando 地震和 1989 年 Loma Prieta 地震电力设施震害情况。其中,输电塔抗震性能较好,破坏的主要是一些混凝土电线杆。1994 年 Northridge 地震,几座输电塔遭到破坏,大多数输电塔破坏均由基础部分损坏引起。在这次地震中,230 kV 和 550 kV 变压器套管破坏以及由于场地液化和滑坡造成输电塔基础的损坏比较严重。另外,震害调查结果显示,输电塔的破坏程度依赖于地震地面运动强度和抗震设计因素。

土耳其西北部科贾埃利省于 1999 年 8 月 17 日发生了 7.4 级强烈地震。在极震区,混凝土输电杆、钢制路灯杆、木制通信线材和小型输电钢塔倾斜变形、架线脱落的很多。在震中附近,一座大型高压输电钢塔坐落于高差达 2m 的地震陡坎上,但钢塔仅下部个别杆件屈曲^[6]。

1.2.2 国内高压输电塔震害

随着我国经济的发展以及西电东送战略的实施,在很多地震危险性较高地区都建设了大量高压输电线路工程。我国输电塔体系的设计主要以风载为控制荷载,但近年来的震害和研究表明,在强地震区地震作用可能是控制荷载。近 30 年来,

国内所经历地震多发生在偏僻、经济落后地区，电网不够发达，但也对各级输电线路造成不同程度的损坏。

我国 1975 年海城地震，在营口、盘锦、鞍山等地的多座跨河高塔发生了震害，主要与场地不稳定和基础设计有关。震害现象表现为场地液化、基础不均匀沉降、塔身倾斜以及基础损坏，其中，低桩承台基础要好于高桩门架式承台基础。1976 年唐山大地震中，电力系统输电线路的震害较轻，主要波及 220kV 及以下高压输电线路，塔大多为钢筋混凝土双杆塔，有拉线式和自立式两种。震害主要表现为，拉线杆塔的拉线松弛；少数杆塔基础下沉、移位，杆身倾斜；导线发生混线、短路和绝缘子震坏等。

自 1993 年以来，云南地区发生了多次不同等级的地震，对电力系统造成了巨大的损失。2001 年云南省永胜县发生 6.0 级地震，震中烈度达 VII 度，供电和通信设备移位及变形、电杆倾斜、线路拉断、部分变压器烧毁；2003 年云南省大姚县发生 6.1 级地震，造成巨大的生命和财产损失；2005 年云南省会泽县发生 5.3 级地震，地震涉及云南和四川两省，极震区烈度为 VI 度，供电和通信电杆塔发生倒塌倾斜，其主要原因是基础的稳固措施不够。2006 年云南省盐津县发生 5.1 级地震，极震区烈度为 VI 度，共 73 个基杆塔受损，损失负荷 351735 万度，造成 1410 户停电。2007 年云南省宁洱县发生 6.4 级地震，其中，变压器、计电箱、基杆塔受损，输电线杆倾斜或拉断，造成供电中断。

地震对输电线路破坏最严重的是我国 1999 年台湾发生的集集地震。中辽开关站严重破坏，输电塔、线路的破坏使南电无法北送，造成台湾彰化以北地区完全断电，直接和间接经济损失难以估计。表 1.1 给出了输电线路的破坏统计。《九二一集集大地震震灾调查报告》认为，输电塔震害原因主要有两点：第一，铁塔设计通常由风荷载控制，地震作用常常被忽略；第二，因滑坡、断层地表破裂造成 345kV 高压输电塔大规模损坏。据震灾报告估计，地震破坏的输电塔完全修复或改建完毕，可能需要 2~3 年时间^[6]。

表 1.1 集集地震输电线路损失统计

超高压线路	输电塔（基）						受损线路（条）
	倒塌	倾斜	构件变形	地表断裂	地基移位	合计	
345kV	1	9	55	271	19	355	28
161kV	9	4	9	131	4	155	30
69kV	3	16	3	60	2	83	21
中港-峨嵋线	—	—	—	1	1	—	—
中辽-嘉民线	11	—	12	12	10	45	—

2008年5月12日,我国汶川发生了里氏8.0级地震,使得茂县等地4条500kV线路、59条220kV线路、122条110kV线路及795条10kV线路受影响停运。据不完全统计,地震及余震导致110kV线路倒塔20多基,局部破坏受损约16基;500kV茂谭线8基、220kV茂永线2基铁塔因为滑坡损毁,另有一通过茂县山区的220kV线路,所经地形发生了巨大变化,16基铁塔全部损毁。电力系统地震损失情况见表1.2。

表 1.2 汶川地震电力系统损失统计^[7]

省份	负荷损失	发电能力损失	变电站损失	线路损失
四川	18个市(州)的72个县(市、区)共计314万余用户停电,损失负荷322万千瓦	856座电厂 1049.73万千瓦 装机解列,停运 发电容量73.34 万千瓦;岷江干 流上的铜钟、映 秀湾、太平驿、 福堂水电站和渔 子溪支流的耿 达、渔子溪水电 站受损严重	296座35千伏及 以上变电站停运	3114条10千伏 及以上线路停 运,其中35千伏 及以上线路447 条
甘肃	8县1地区共计 79万用户停电, 损失负荷34万 千瓦	3座水电站解网	2座变电站停运	196条10千伏及 以上线路停运
陕西	共计25万余用 户停电,损失负 荷187万千瓦	7座电厂不同程 度受损	4座变电站停运	109条10千伏及 以上线路停运

综上所述,高压输电塔及导线体系的震害可归纳为以下几点:

- (1) 因山体滑坡、场地液化和不均匀沉陷引起的震害。
- (2) 因地震断层、地表破裂、地面变形引发的震害。
- (3) 因结构抗震设计不足产生的构件震害。
- (4) 因输电塔—线体系地震反应过大,导线相互接近发生短路、断线震害,绝缘子震坏^[6]。

对前两种震害,宜加强输电塔选址和基础抗震设计工作;对后两种震害宜加强抗震分析和抗震措施工作。

1.3 结构抗震性能分析方法综述

结构的抗震性能分析方法一般分为四类：线性静力分析法（linear static procedure）、非线性静力分析法（nonlinear static procedure）、线性动力分析法（linear dynamic procedure）和非线性动力分析法（nonlinear dynamic procedure）。

线性静力分析法引进了地震效应修正系数 R ，将弹性反应谱所表示的地面运动折减到构件的使用极限状态。该系数与结构强度、延性和冗余度三种因素有关，进一步研究三种因素的标定方法，可使其对各种建筑类型提供一个统一的风险水准。线性静力分析法一般适用于构件的截面设计。

非线性静力分析法又称静力弹塑性分析法，是 20 世纪 80 年代初 Saiidi 和 Sozen 提出的，该法不仅考虑了构件的弹塑性性能，而且计算简便，成为实现基于性能抗震设计思想的重要方法，是目前国内外研究的热点，欧美、日本及我国都在抗震规范中引入该法。非线性静力分析是一种简化的结构弹塑性分析方法，它的主要用途是检验新建结构及评估现有结构的性能是否满足不同强度地震下的性能目标。非线性静力分析方法有许多种，比较典型的有 ATC-40 的能力谱方法和 FEMA-273 的目标位移法。

能力谱方法最早是 Freeman 等人在 1975 年为美国海军抗震工程项目作简化评估时提出的，其实质是通过需求谱和结构能力谱曲线的叠加来评估结构在给定地震作用下的反应特性。其中，需求谱就是通常所说的单自由度弹性体系在给定地震输入下的加速度反应谱，并考虑结构非线性将地震反应谱转化为加速度-位移关系；而结构能力谱曲线是指将结构 Push-over 分析得到的力-位移关系曲线，转换为等效单自由度体系的加速度-位移关系曲线。能力谱法具有图解直观的特点，可用于评估结构的地震性能，是目前最广泛采用的分析方法。

FEMA-273 建议采用目标位移法来确定给定结构非线性静力分析中的最大期望位移，该方法首先用 Push-over 分析得出基底剪力-顶点位移曲线，从而计算初始刚度矩阵和弹性位移反应，然后通过振型参与系数、构件滞回曲线形状对最大位移反应的影响系数、 $P-\Delta$ 效应对位移反应的影响系数等计算结构的非线性最大位移。该方法的关键是如何将多自由度体系等价为等效的单自由度体系，而其缺点是它只能衡量结构的总体抗震水准，无法提供具体楼层和主要构件的损坏情况。

非线性动力分析法就是通常所说的弹塑性时程分析法，在建立构件的恢复力模型、结构的简化计算模型，并得到与设计反应谱相匹配的地面运动加速度时程后，采用逐步积分法求出结构在第一时刻的弹塑性地震反应。该方法可以得到较为精确的分析结果，但缺点是计算量大，建立模型复杂，对分析结果的整理要求高，且结果的准确性很大程度上取决于输入地面运动的合理性，因此该方法一般

适用于重要的建筑结构^[8]。

1.4 结构地震易损性研究综述

结构地震易损性分析可以预测结构在不同等级的地震作用下发生各级破坏的概率。目前,人们常将建筑物按结构特点进行分类,然后定义一个能代表这类建筑物抗震性能的指标(如强度、变形等),根据某种方法建立建筑物抗力指标和破坏状态之间的关系,并考虑建筑物抗震设防标准、体型、构造措施、施工质量、建筑年代等因素影响,对地震作用下结构的破坏状态进行评估。为了描述地震中建筑物的震害程度和灾害损失,根据使用要求将建筑物的破坏状态分为 5 个等级(亦称为震害等级):1)基本完好;2)轻微破坏;3)中等破坏;4)严重破坏;5)倒塌^[9]。这种对地震动强度和建筑物震害之间关系的分析通常称为结构易损性分析。结构易损性分析一般分为三类:经验法、半经验半理论法和理论分析法。

经验分析法,常将建筑物按照其不同的结构类型分类,根据对震害经验的规律性认识,在已有的建筑物震害资料的基础上,运用适当的概率统计方法得到各类建筑物的易损性矩阵^[10-12]。应用这种方法时,首先需要收集大量的历史震害经验来分析不同结构的主要震害状态,在每种状态中,总结出破坏的共性和特点,针对不同的结构抽取其中的所需参数作为影响因素,统计出各影响因素的权值和影响方式,接下来对其进行统计回归。这种方法的特点是,研究结构的震害预测主要基于历史震害资料,从大量的记录数据中寻找出主要的致灾因素,然后通过数理统计的方法得出一个权值系数,也就是影响因素轻重的量化值,最终判断出结构在一定地震烈度下的震害概率。它是通过研究大量同样现象的数理统计,反映其客观性质,用于预测未来地震中结构可能发生的破坏。该方法的可靠性主要取决于所用震害资料的数量及针对性,一般不需要建筑物的设计资料,适用于对一座城市或一个地区进行灾害预测或震后损失的紧急评估。

结构反应与震害程度的关系一般可以通过两个途径来确定:1)对大量的震害资料进行统计分析;2)通过大量的理论分析和模型试验研究来分析结构的破坏机制。采用途径 1 的,是半经验半理论方法,采用途径 2 的,是理论分析法。

半经验半理论法,首先确定影响结构抗震性能的主要因素,并选择一个最能代表结构抵抗地震破坏能力的参数作为易损性指数,然后利用震害资料统计分析,建立震害矩阵^[13-15]。利用这种方法得到的易损性矩阵能反映结构的抗震性能,且既可用于单体结构,也可用于群体建筑,但进行震害预测时必须有建筑的设计图纸,工作量比较大。

理论分析法,首先要建立结构的非线性模型和合适的弹塑性反应计算方法,

选择典型的强震记录作为地震动输入计算结构的反应，然后根据结构反应指标(如层间位移角、顶点位移)的数值大小确定结构在该地震动输入时的破坏情况。目前主要有基于结构动力可靠度的分析方法和基于结构性能的分析方法^[16-19]。理论分析法是比较精确的一种方法，但该方法一方面存在非线性反应分析本身固有的缺点(如非线性模型的合理选用等)，同时确定结构反应的破坏标准是一项困难的工作，需要大量的模型试验。因此，理论分析法主要用于单体结构的易损性分析。

在对结构的地震易损性进行评估时，不同的研究者采用了不同的战略与研究方法。Huo & Hwang^[20]，Fukushima & Kai^[21]，Shinozuka^[22]，Karim & Yamazaki^[23]对各种特定的结构模型采用了蒙特卡洛模拟法来进行易损性分析。其中，Huo & Hwang 提出了一种基于结构动力行为的数值模拟的分析方法来形成易损性曲线。地震—场地—结构系统的不确定性通过把系统中的参数考虑成随机变量来定量。为了节省蒙特卡洛模拟法的计算时间，Fukushima & Kai 提出了一种利用频域内的随机振动理论来评估结构响应的易损性分析方法。

Shinozuka 采用蒙特卡洛模拟法检验桥梁的易损性曲线，结构的响应通过两种不同的方法计算得到，一种是时程分析方法，另一种是根据 ATC—40(1996)提出的能力谱方法。考虑到结构和地面运动的不确定性，采用了由 10 座名义上一致而统计不同的桥梁以及 80 个地面运动时程记录组成的独立样本。通过两种方法之间易损性曲线的比较，表明桥梁在严重破坏和倒塌这两种状态下，当非线性效应起决定作用时，易损性曲线的一致性不如轻微破坏状态下的好。Karim & Yamazaki 建议了一种用数值模拟方法建立理论易损性曲线的方法。

另一种方法，由 Singhal & Kiremidjian^[24]提出，采用贝叶斯原理分析观察到的结构系统的损伤数据，进行易损性估计。Singhal & Kiremidjian 采用 Park-Ang 地震损伤指数表示成结构能力与需求的函数形式来定量结构的损伤。随后，易损性定义为在给定的地面运动下，损伤指标超过一定阈值后的条件概率。Singhal & Kiremidjian 假设在特定的地面运动水准下，损伤指标的随机性可以表示成均值未知而对数标准差为已知常量的对数正态分布。从过去发生的地震中获得的损伤数据可以用来修正假定为对数正态分布的损伤指标其均值的分布。

Singhal 和 Kiremidjian^[24]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。震害矩阵是以修正 Mercalli 地震烈度作为地震动参数，而易损性曲线则是采用了谱加速度。

1.5 本文所做主要工作

承受地震灾害的对象统称为承灾体，随着应用的不同，承灾体的层次可以不同，将一个居民区或一座城市甚至一个地区作为一个承灾体看待，这就是一个宏观承灾体；将一个单体结构作为一个承灾体看待，则是一个微观承灾体。本文研究的是微观承灾体。

结构的性能可以通过变形（位移）来描述，而结构的性能评估实际上就是分析不同强度水平地震作用下结构的反应，然后与性能水平划分的界限值进行比较，以判断结构的破坏状态^[3]。抗震性能评估的关键就是计算结构的抗震能力以及包括变形（位移）在内的结构地震反应。本文的主要工作如下：

1.5.1 基于概率的输电塔结构抗震性能分析

考虑结构本身的不确定性，采用蒙特卡洛模拟方法，分析了结构的抗震性能的概率特性。结构的抗震性能参数采用结构的顶部位移转角（RDA）来表示。通过 Push-over 分析得到顶部位移角与基底剪力的关系图，并据此定义结构的破坏状态，考虑到输电塔结构的特殊性，将其定义了四个破坏状态^[25]：基本完好、轻微破坏、严重破坏、倒塌。同时，根据数值计算分析的结果，得到了结构抗震性能的一些概率统计特性。

1.5.2 输电塔结构的地震反应分析

考虑到结构在不同的地震动水平下有不同的性能表现，我们需要把握结构在各种地震动水平下的反应。本文选用了 100 条不同峰值地面加速度、不同频谱特性、不同持续时间的地震波原始记录作为结构输入荷载，对结构进行了非线性动力时程分析，并得到了相应的结构反应。选取峰值地面加速度（PGA）为地震动参数，结构的顶部位移角（RDA）为反应参数。通过对这些数据的回归分析，得到了地震动参数与反应参数的关系，并据此得到了结构地震反应的统计特征值。

1.5.3 输电塔结构的地震易损性分析

结构的地震易损性是指不同强度地震作用下结构反应超过破坏状态所定义的结构承载能力的条件概率。由于结构承载力和结构反应的概率函数都近似服从对数正态分布，并且其均值和标准差已由前面的步骤求得，结构的损伤概率函数

也服从对数正态分布，由此可以得到结构的易损性曲线。本文给出了以 PGA 为横坐标的结构地震易损性曲线。

第2章 基于概率的输电塔结构抗震性能分析

2.1 引言

结构的抗震性能 (Seismic Capacity) 是指结构本身具有的能够抵抗地震作用效应的一种属性, 根据衡量准则的不同, 包括承载能力、变形能力、耗能能力等。分析结构的抗震性能是为了获得结构特定破坏状态的界限值, 考虑到结构自身的不确定性, 这些界限值也应该是不确定的。基于概率方法进行抗震性能分析就是为了得到这些界限值及其概率统计特性, 这通常需要对大量的试验数据和震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 Push-over 分析方法计算结构的抗震能力曲线, 并由此确定对应于不同破坏状态的以位移为参数的界限值和其统计特性。本章首先介绍 Push-over 方法的基本原理, 然后以大型通用有限元程序 ANSYS 作为分析平台, 以结构顶部位移转角 (RDA) 为抗震性能参数, 对案例输电塔结构进行 Push-over 分析, 确定结构在不同破坏状态下的变形能力, 分析结果为第四章的地震易损性分析提供数据。

2.2 分析方法与工具简介

2.2.1 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 π 。

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。

2.2.2 Push-over 方法

Push-over 分析是在结构分析模型上按某种模式(如倒三角形, 均匀分布等)施加水平静力荷载(如图 2.1a), 以模拟地震产生的水平惯性力, 逐步增加荷载的大小, 使结构从弹性阶段开始, 经历屈服, 直至破坏。通过对这一过程中控制参数(一般是顶部位移)的分析研究, 可以对结构的抗震性能进行评估。

Push-over 方法的两个基本假定如下:

- (1) 结构的地震响应仅由结构的第一振型控制;
- (2) 在整个地震反应过程中, 不管结构变形大小, 其荷载的形状向量保持不变。

尽管上述两个假定在理论上不完全正确, 但已有的研究表明, 对于以第一振型为主的结构的最大地震反应, Push-over 方法可以得到比较合理的结果。由 Push-over 分析可以得到结构的抗震性能, 即结构的顶点位移—基底剪力曲线(如图 2.1b 所示)。

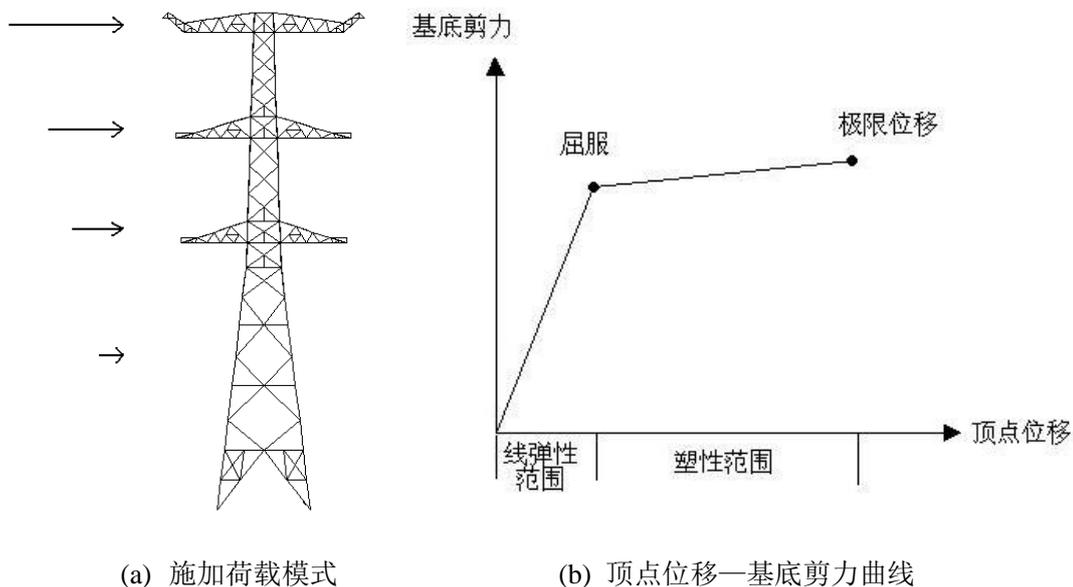


图 2.1 Push-over 分析示意图

2.2.3 ANSYS 软件简介

ANSYS 是一种应用广泛的通用有限元工程分析软件。功能完备的预处理器和后处理器（又称预处理模块和后处理模块）使 ANSYS 易学易用，强大的图形处理能力以及得心应手的实用工具使得使用者轻松愉快，奇特的多平台解决方案使用户物尽其用，且具有多种平台支持（Windows、Linux、Unix）和异种异构网络浮动能力，各种硬件平台数据库兼容，使其功能一致、界面统一。目前，ANSYS 已经广泛应用于土木工程、核工业、铁道、石化、航空航天、机械制造、能源、交通、造船、军工、水利等行业。

ANSYS 软件含有多种分析能力，包括简单线性静态分析和复杂非线性动态分析。可用来求结构、流体、电力、电磁场及碰撞等问题的解答。它包含了预处理、解题程序以及后处理和优化等模块，将有限元分析、计算机图形学和优化技术相结合，已成为解决现代工程学问题必不可少的有力工具。

本文使用的 ANSYS 软件版本为 11.0。

2.3 结构分析

2.3.1 结构计算模型

本文分析案例原型为某设计院设计的特高压输电线路中自立跨越式直线塔。该塔为鼓形塔，总高 100.6m，呼高 58.4m，根开 18.75m，主材、斜材采用 Q345 无缝钢管，支撑采用 Q235 角钢。该结构为杆系结构，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 $\rho_2=7800\text{kg/m}^3$ 。材料的本构关系如图 2.2 所示，建成的有限元模型如图 2.3 所示。本文不考虑导线对输电塔结构的影响。

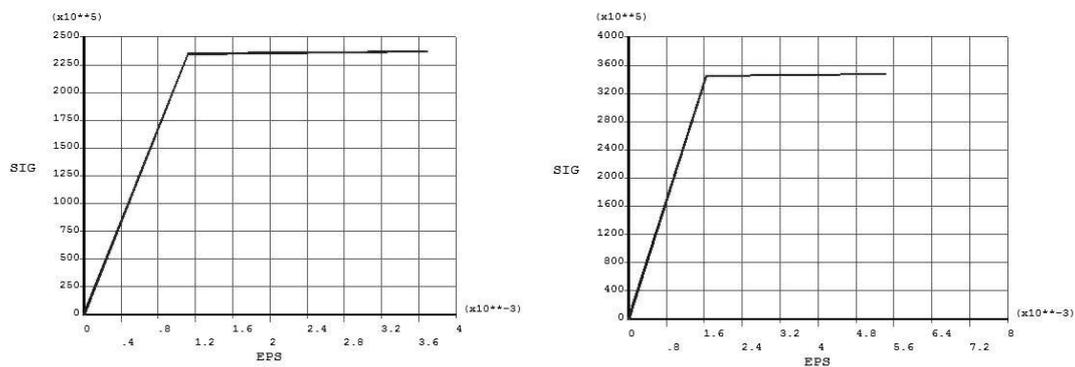


图 2.2 材料本构关系

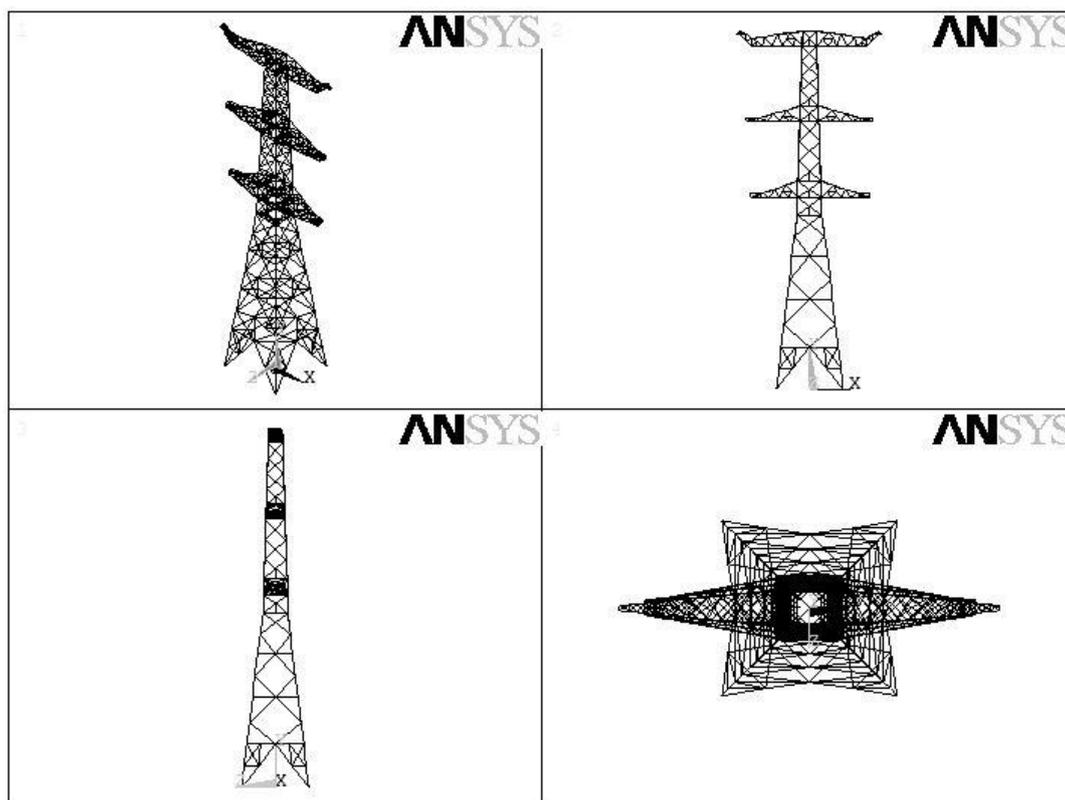


图 2.3 输电塔有限元模型

2.3.2 荷载取值与加载

Push-over 分析首先需要确定荷载, 现行的《电力设施抗震设计规范》适用范围为 110kV~500kV 输电塔, 本文结构超出其适用范围, 参考最新的《建筑抗震设计规范》, 采用简化水平地震力荷载计算公式(式 2-1)来计算水平荷载比例:

$$F_i = \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} F_{Ek} (1 - \delta_n) (i = 1, 2, \dots, n) \quad (2-1)$$

式中 F_i 为分层水平荷载, F_{Ek} 为荷载标准值, G 为集中于质点的重力荷载代表值, H 为计算高度, δ_n 为顶部附加地震作用系数。考虑到本文结构的实际情况, 将结构分为 5 段, 对结构按照倒三角形加载方式加载, 具体取值见下文。

本文研究的是结构的极限状态, 荷载的加载方式是从零开始, 逐渐加载, 直至结构破坏。本文选取的结构抗震性能参数是顶部位移转角, 极限水平荷载的数值并不是关注的重点, 而且, 研究文献^[26]表明, 输电塔的破坏多数是由杆件失稳造成的, 因此, 本文采用如下步骤来确定水平荷载:

(1) 先对结构进行模态分析, 求得结构的前三阶振型, 并由此确定结构的第一阶振型与自振周期;

(2) 考虑结构自身的特点, 将结构划分为 5 段, 并按公式 2-1 求得 $F_1 \sim F_5$ 的比例关系;

(3) 按 $F_1 \sim F_5$ 的比例关系, 在相应振型的振动方向上施加荷载, 对结构进行线性屈曲分析, 并求得极限荷载;

(4) 将前步求得的线性屈曲极限荷载作为结构的暂定荷载施加于结构上, 作为后续的 Push-over 分析荷载。

本文考虑两种工况: X 轴向加载(横导线方向)与 Z 轴向加载(顺导线方向)。

2.3.2.1 模态分析

模态分析是用来确定结构的振动特性的一种技术, 这些振动特性包括: 固有频率、振型、振型参与系数等。模态分析是所有动态分析类型的最基础的内容。如果要进行瞬时动态分析, 固有频率和振型也是必要的。模态分析假定结构是线性的, 任何非线性特性将被忽略。

利用 ANSYS 中的模态分析功能, 模态提取方法采用 Block Lanczos 法, 对结构进行模态分析, 提取前三阶模态, 分析结果见表 2.1, 振型见图 2.4。

结构的第一振型沿 X 轴方向，自振周期 $T_1=0.8448s$ ，第二振型沿 Z 轴方向，自振周期 $T_2=0.8284s$ ，两个振型非常接近。

表 2.1 模态分析结果

振型	频率 (Hz)	周期 (s)
第一阶	1.1837	0.8448
第二阶	1.2071	0.8284
第三阶	1.7450	0.5731

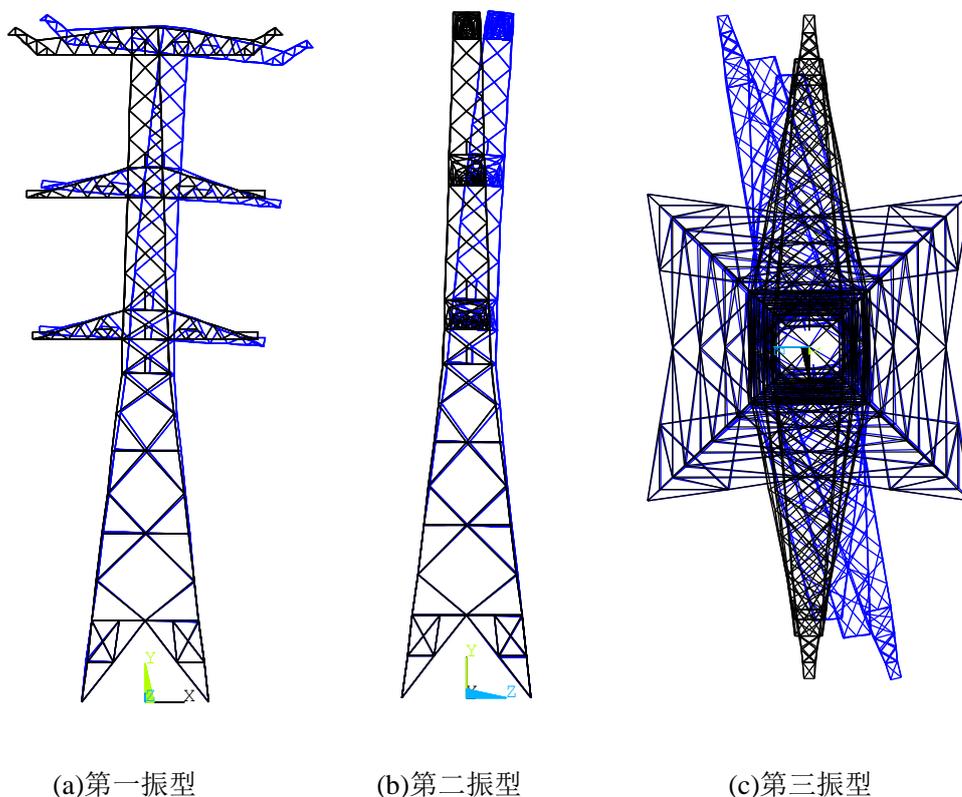


图 2.4 结构的前三阶振型图

2.3.2.2 线性屈曲分析

受一定荷载作用的结构处于稳定的平衡状态，当荷载达到某一值时，若增加一微小增量，则结构的平衡状态将发生很大变化，结构由原平衡状态经过不稳定的平衡状态而达到一个新的稳定的平衡，这一过程就是失稳或屈曲，相应的荷载称为屈曲荷载或临界荷载。

结构的屈曲一般可分为两类：分支点屈曲和极值点屈曲。

无缺陷的轴心受压构件屈曲问题属于分支点屈曲，示意图见图 2.5，其基本

特征是结构的平衡路径发生分歧^[28]。当荷载 P 小于临界荷载 P_{cr} 时，杆件仅产生压缩变形。此时若压杆受到轻微干扰而发生弯曲，则当干扰撤消后杆件仍将恢复到原始的直线平衡状态，即直线平衡状态是稳定的。但当荷载值 P 超过临界值 P_{cr} 后，杆件既可保持原始的直线平衡状态（AC），也可进入水平线 AB（AB'）所示的弯曲平衡状态。这就是说结构的平衡形式已不再是唯一的，或者说平衡路径发生了分支^[29]。

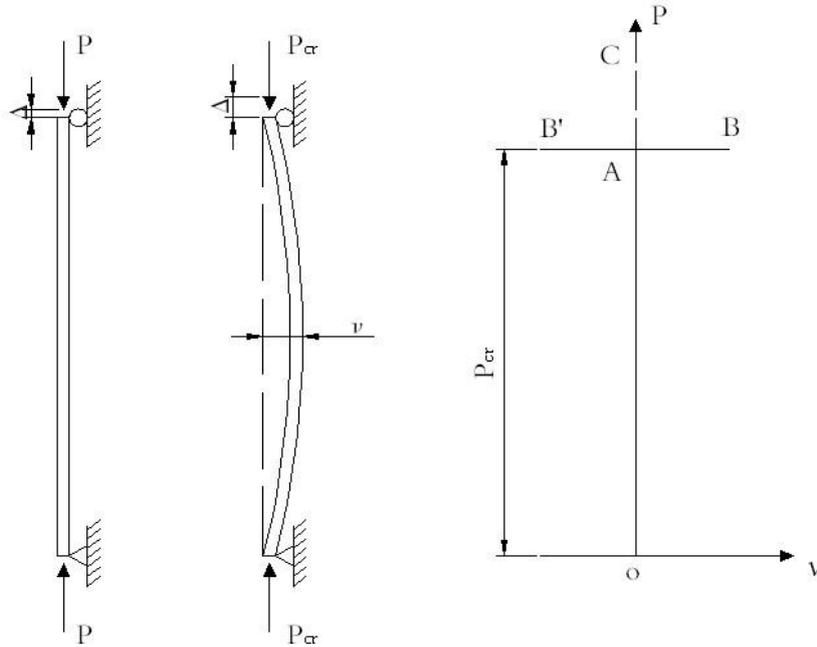


图 2.5 分支点屈曲示意图

偏心受压构件屈曲问题属于极值点屈曲，示意图见图 2.6，其基本特征是结构因荷载作用引起的变形增长使得结构内、外力增量之间的平衡失去可能^[28]。偏心受压杆从荷载一开始作用即处于弯曲平衡状态，伴有侧向挠度 v ，因为侧向挠度会引起杆件的附加弯矩，所以 v 随荷载 P 的增长呈非线性变化，当荷载达到一定数值后，增量荷载下的变形引起的截面弯矩的增量无法与外力矩增量平衡，曲线由上升转为下降，压杆便丧失承载能力，B 点的荷载被称为临界荷载^[29]。

实际的结构都不是理想的完善结构，都有初始缺陷，是偏心受压构件，因此一般都是发生极值点屈曲。本文的输电塔结构也属于此类极值点屈曲。

结构的线性屈曲分析在 ANSYS 中又称特征值屈曲分析。其以完善结构为研究对象，并以小位移线性理论假定为基础。线性屈曲分析可用于预测一个理想弹性结构的理论屈曲强度，相当于教科书中的弹性屈曲分析方法。由于初始缺陷和非线性使得实际结构的屈曲行为不是在弹性屈曲强度处发生，所以特征值屈曲分

析的结构过于保守，一般不适用于实际的工程分析中。本章用线性屈曲分析意在预测结构的屈曲形状，找出可能失稳的薄弱部位，分析得出的极限荷载只作为 Push-over 分析的暂定施加荷载，不作为结构的极限荷载。结构实际的极限荷载将通过后文的非线性 Push-over 分析得到。

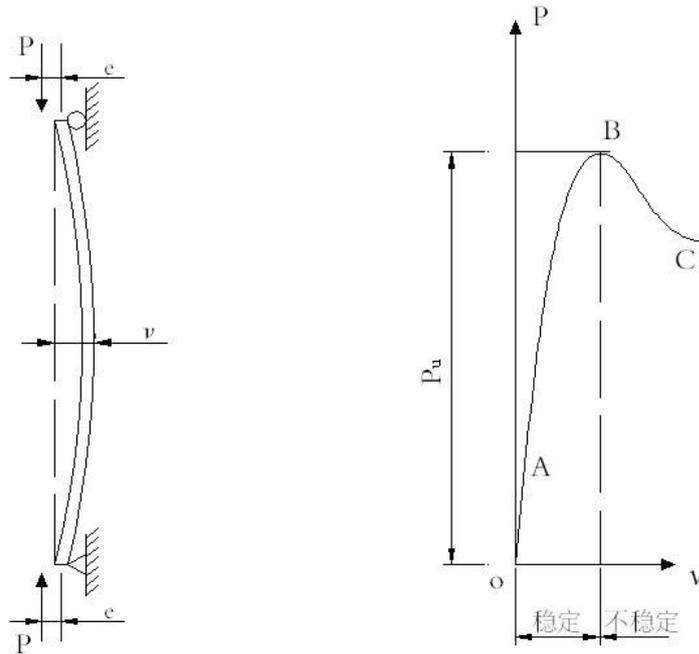


图 2.6 极值点屈曲示意图

参照相关规范规定及本文的实际工程背景，本文顶部附加地震作用系数 δ_n 的值取为 0.14，将 δ_n 的值，相应的 G 值、H 值代入式 2-1，可以求得 5 个分段荷载的比例关系，从上到下依次为， $F_5:F_4:F_3:F_2:F_1=1:0.68:0.50:0.32:0.10$ 。按比例关系加载后的示意图如图 2.7 所示。

使用 ANSYS 的屈曲分析模块对结构进行求解，其第一阶屈曲特征值即为结构的屈曲临界值。计算发现，结构屈曲的杆件位于塔身受压面的中下部和腿部，其屈曲模态如图 2.8 所示，求得的临界荷载为 $F_{5cr}=5.12 \times 10^6 \text{N}$ ，根据前文求得的荷载比例，可以求得相应的 $F_1 \sim F_4$ 的值。

按照相同的思路对结构 Z 轴向加载求解（图 2.9），求得 Z 轴向的失稳模态如图 2.10 所示，失稳临界荷载 $F_{5cr}=5.13 \times 10^6 \text{N}$ 。可以看到，结构 Z 轴向的失稳形式与 X 轴向非常相似，仍然是受压面的中下部和腿部杆件失稳，失稳临界荷载也与 X 轴向基本相等。

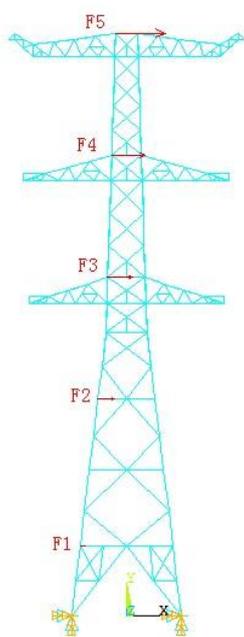


图 2.7 X 轴向加载

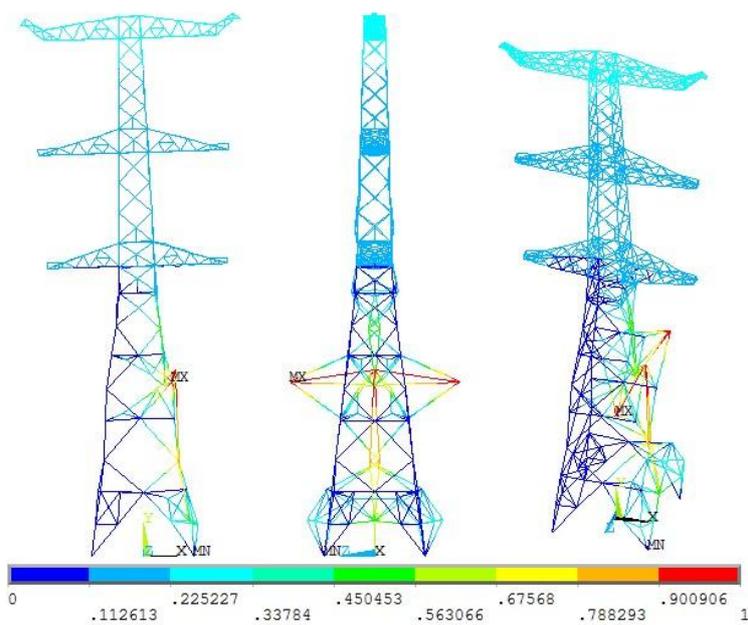


图 2.8 X 轴向失稳模态

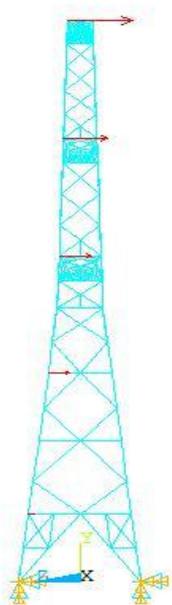


图 2.9 Z 轴向加载

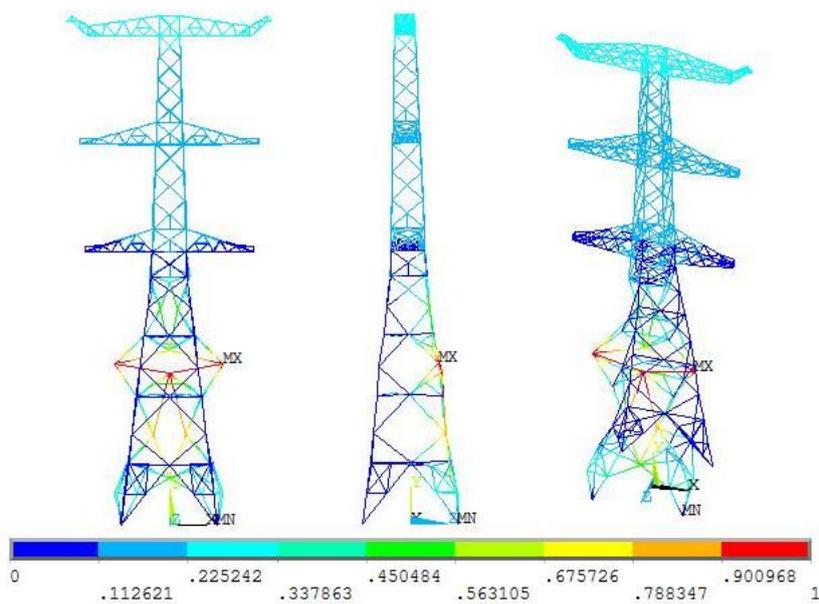


图 2.10 Z 轴向失稳模态

求得失稳临界荷载后，即可将其作为 Push-over 分析的暂定荷载。

2.3.3 确定性分析与破坏状态定义

按照前文建好的有限元模型和求得的荷载，先对结构 X 轴向进行非线性 Push-over 分析，可以得到一条结构抗震能力曲线（Push-over 曲线），即顶部位移—基底剪力曲线，如图 2.11 所示。从图中可以直观地观察到结构的弹性屈服点和极限位移。

结构顶部位移角（RDA）先是呈线性增长，到达弹性屈服点后，基底剪力几乎不再增加，而 RDA 却持续增长，直至最终求解方程不收敛，程序退出，此时结构破坏倒塌。

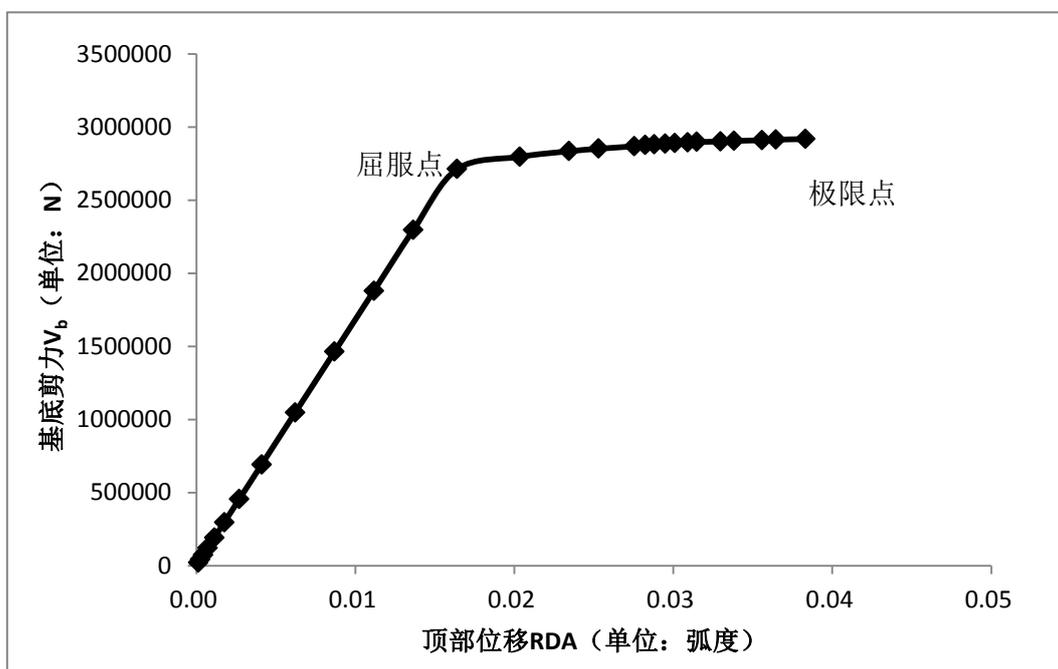


图 2.11 X 轴向 Push-over 曲线

结构倒塌时， F_5 约为 $5.6 \times 10^5 \text{N}$ ，远小于线性屈曲分析的极限值 F_{5cr} ，程序退出求解的前一刻结构应力状态如图 2.12 所示，此时结构应力与弹性屈服点（图 2.13）相比并未显著增加，而结构却突然破坏，可见结构应为非线性失稳破坏。本文将此时结构的 RDA 定义为倒塌状态（Collapse）界限值 RDA_{co} ，即认为，当结构的 $RDA \geq RDA_{co}$ 时，结构处于倒塌状态。

从 ANSYS 的通用后处理器中提取出结构在弹性屈服点时的应力状态，如图 2.13 所示。从图中可以看到，此时，结构的大部分支撑已经屈服，进入塑性状态，中部和底部的主材也已屈服，由于钢结构延性较好，同时考虑输电塔的特点，本文将中等破坏状态与严重破坏状态合并定义，将此时的 RDA 定义为严重破坏状态（Major Damage）界限值 RDA_{ma} ，即认为，当结构 $RDA_{ma} \leq RDA < RDA_{co}$ 时，

结构处于严重破坏状态。

对于轻微破坏状态来说，结构的损失比较小，不是地震损失研究的重点，当 $RDA=0.5RDA_{ma}$ 时，结构的应力状态如图 2.14 所示，主材未达到屈服强度，支撑也只有小部分屈服，本文将此时的 RDA 定义为轻微破坏状态 (Minor Damage) 界限值 RDA_{mi} 。

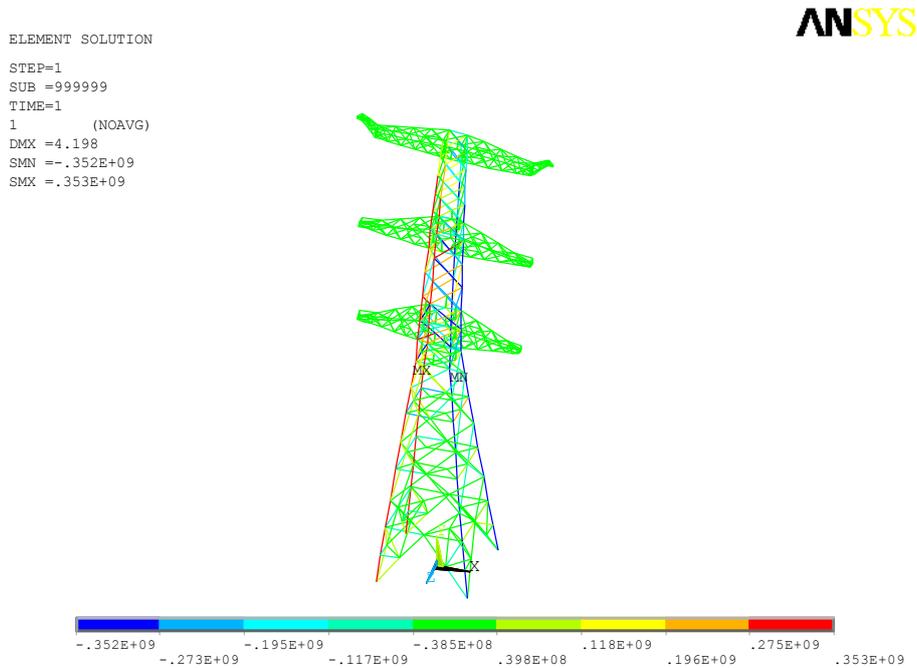


图 2.12 X 轴向作用下倒塌前应力云图

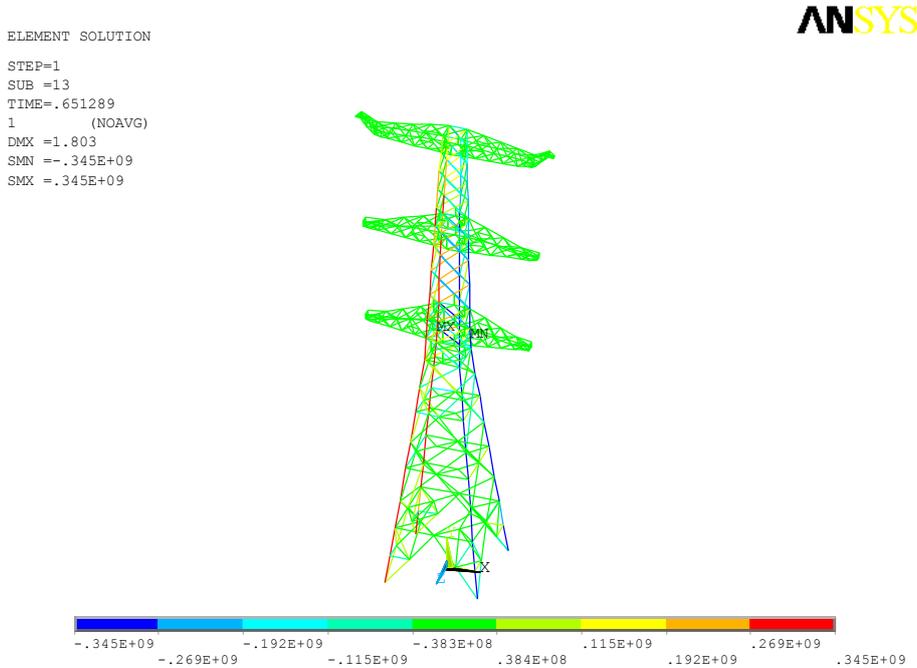


图 2.13 X 轴向作用下严重破坏状态应力云图



```

ELEMENT SOLUTION
STEP=1
SUB =10
TIME=.351289
1 (NOAVG)
DMX =.954714
SMN =-.205E+09
SMX =.206E+09
    
```

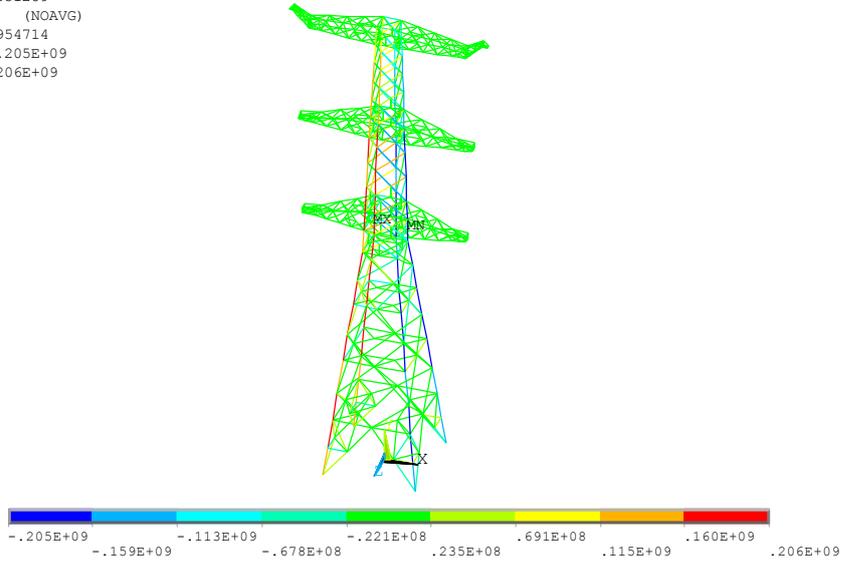


图 2.14 X 轴向作用下轻微破坏状态应力云图

按照相同的思路对结构Z轴向加载求解,得到结构Z轴向的Push-over曲线,如图 2.15 所示。

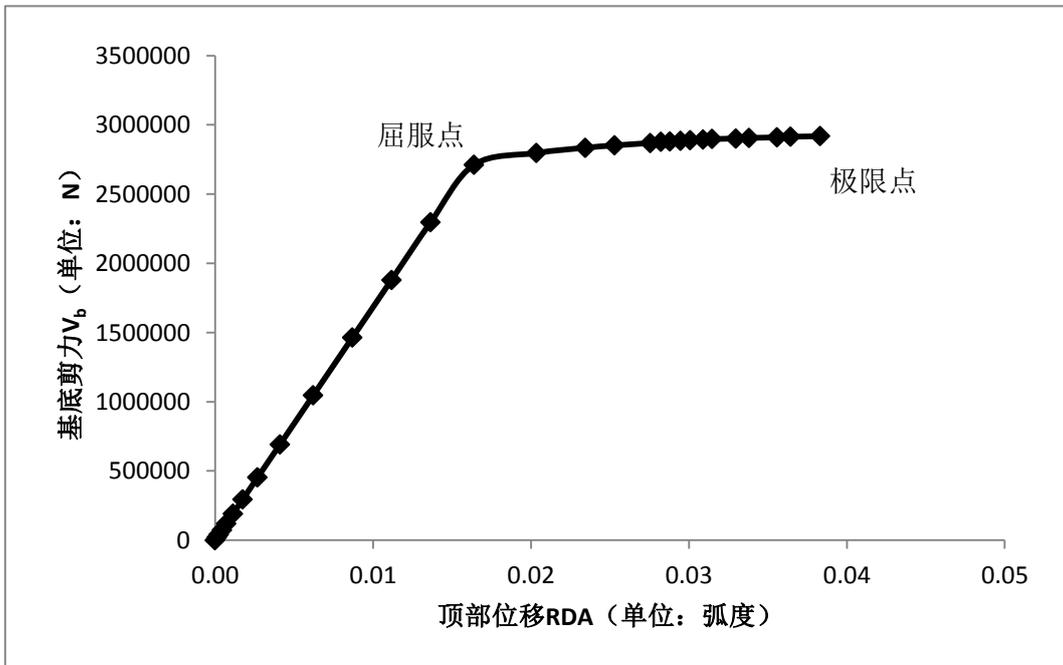


图 2.15 Z 轴向 Push-over 曲线

可以看到, 结构 Z 轴向的 Push-over 曲线, 与 X 轴向基本一致, 其破坏状态的定义参照 X 轴向, 按照相同的原则定义相关破坏状态界限值。

显然, 由于主体结构形状规则, 受力部分对称, 在不考虑导线影响的条件下, 结构 X 轴向 (横导线方向) 和 Z 轴向 (顺导线方向) 的力学性能非常接近。

2.3.4 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, 结构的抗震性能也是随机的。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^[33]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 2.16 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 2.17 所示。

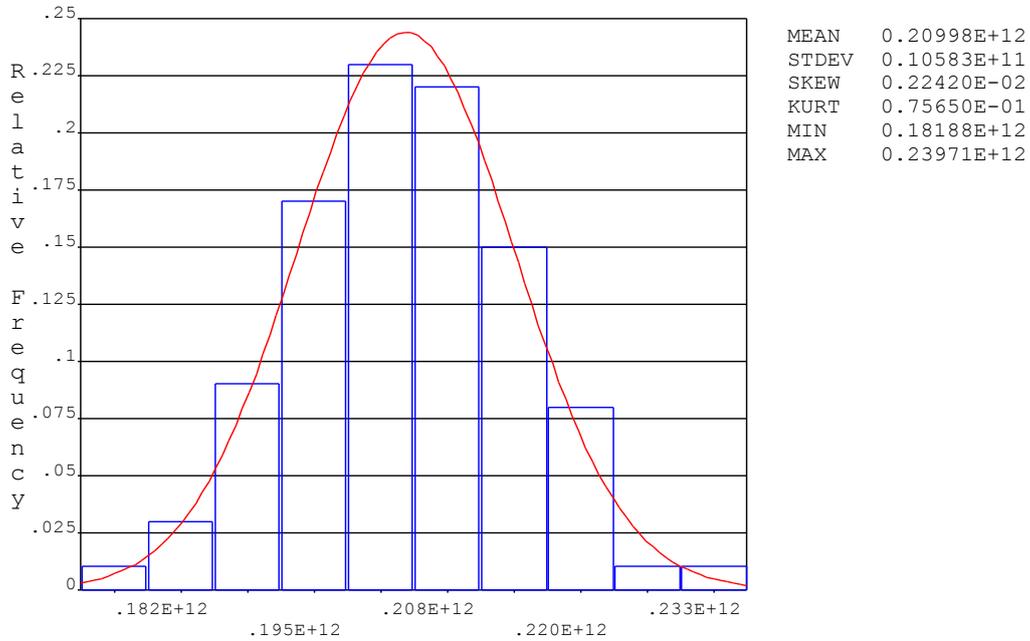


图 2.16 Q235 钢弹性模量抽样分布图

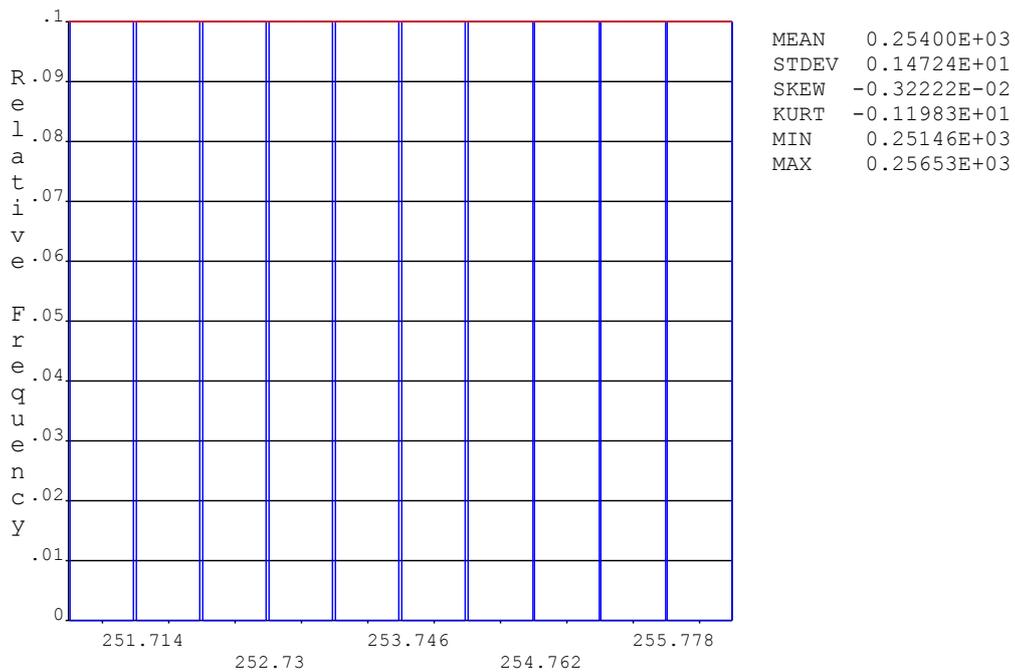


图 2.17 底部主材外半径抽样分布图

先对结构的 X 轴向（横导线方向）进行分析。

对结构进行 100 次蒙特卡洛抽样 Push-over 分析, 得到结构的 100 条 Push-over 曲线。按照 2.3.3 节对破坏状态的定义, 共获得 100 组结构轻微破坏、严重破坏及倒塌的界限值, 具体结果见表 2.2。

表 2.2 X 轴向破坏状态界限值样本 (样本单位: 弧度)

样本编号	轻微	严重	倒塌	样本编号	轻微	严重	倒塌
1	0.0082	0.0164	0.0383	51	0.0087	0.0174	0.0310
2	0.0086	0.0171	0.0405	52	0.0079	0.0158	0.0362
3	0.0086	0.0171	0.0388	53	0.0079	0.0157	0.0385
4	0.0079	0.0157	0.0374	54	0.0076	0.0152	0.0349
5	0.0081	0.0162	0.0390	55	0.0087	0.0174	0.0299
6	0.0077	0.0154	0.0337	56	0.0074	0.0148	0.0221
7	0.0063	0.0126	0.0184	57	0.0079	0.0157	0.0366
8	0.0100	0.0199	0.0272	58	0.0072	0.0143	0.0196
9	0.0082	0.0164	0.0218	59	0.0081	0.0162	0.0215
10	0.0066	0.0132	0.0373	60	0.0068	0.0135	0.0198
11	0.0080	0.0160	0.0344	61	0.0088	0.0175	0.0218
12	0.0085	0.0169	0.0313	62	0.0073	0.0146	0.0317
13	0.0075	0.0150	0.0201	63	0.0074	0.0147	0.0197
14	0.0084	0.0167	0.0230	64	0.0079	0.0157	0.0369
15	0.0077	0.0154	0.0390	65	0.0068	0.0136	0.0198
16	0.0070	0.0139	0.0364	66	0.0069	0.0137	0.0359
17	0.0090	0.0179	0.0394	67	0.0066	0.0131	0.0360
18	0.0070	0.0140	0.0319	68	0.0069	0.0137	0.0336
19	0.0081	0.0161	0.0239	69	0.0084	0.0167	0.0211
20	0.0077	0.0153	0.0220	70	0.0093	0.0185	0.0465
21	0.0078	0.0155	0.0349	71	0.0086	0.0172	0.0383
22	0.0058	0.0115	0.0383	72	0.0069	0.0138	0.0308
23	0.0073	0.0146	0.0341	73	0.0078	0.0156	0.0213
24	0.0066	0.0131	0.0321	74	0.0067	0.0134	0.0373
25	0.0083	0.0165	0.0372	75	0.0078	0.0156	0.0339
26	0.0071	0.0141	0.0367	76	0.0072	0.0143	0.0338
27	0.0096	0.0192	0.0447	77	0.0090	0.0179	0.0421
28	0.0085	0.0170	0.0207	78	0.0084	0.0167	0.0244
29	0.0075	0.0150	0.0336	79	0.0085	0.0169	0.0233
30	0.0079	0.0158	0.0227	80	0.0086	0.0171	0.0411
31	0.0085	0.0169	0.0419	81	0.0062	0.0124	0.0325
32	0.0082	0.0163	0.0387	82	0.0066	0.0131	0.0286
33	0.0080	0.0160	0.0357	83	0.0072	0.0144	0.0342

续表 2.2 X 轴向破坏状态界限值样本 (样本单位: 弧度)

样本编号	轻微	严重	倒塌	样本编号	轻微	严重	倒塌
34	0.0081	0.0162	0.0361	84	0.0081	0.0161	0.0378
35	0.0082	0.0164	0.0374	85	0.0093	0.0186	0.0430
36	0.0088	0.0176	0.0424	86	0.0077	0.0153	0.0349
37	0.0064	0.0128	0.0302	87	0.0064	0.0127	0.0173
38	0.0081	0.0162	0.0368	88	0.0079	0.0158	0.0353
39	0.0081	0.0161	0.0387	89	0.0065	0.0130	0.0338
40	0.0079	0.0158	0.0211	90	0.0086	0.0172	0.0400
41	0.0072	0.0144	0.0205	91	0.0082	0.0164	0.0394
42	0.0078	0.0155	0.0394	92	0.0083	0.0165	0.0402
43	0.0078	0.0156	0.0224	93	0.0068	0.0135	0.0312
44	0.0075	0.0150	0.0211	94	0.0073	0.0146	0.0198
45	0.0084	0.0167	0.0380	95	0.0086	0.0172	0.0318
46	0.0086	0.0171	0.0323	96	0.0060	0.0119	0.0311
47	0.0071	0.0141	0.0315	97	0.0074	0.0148	0.0203
48	0.0074	0.0147	0.0353	98	0.0080	0.0160	0.0402
49	0.0089	0.0177	0.0430	99	0.0091	0.0181	0.0416
50	0.0080	0.0160	0.0393	100	0.0089	0.0177	0.0371

利用统计软件对上述数据进行统计分析, 结果如表 2.3 所示, 对三种破坏状态界限值的频度进行统计分析并画出直方图, 结果分别如图 2.18、2.19、2.20 所示。

表 2.3 X 轴向三种破坏状态界限值统计数据

		轻微	严重	倒塌
样本数		100	100	100
均值 (单位: 弧度)		.007816	.015582	.032401
中位数 (单位: 弧度)		.007900	.015750	.034300
标准差 (单位: 弧度)		.0008331	.0016631	.0075578
最小值 (单位: 弧度)		.0058	.0115	.0173
最大值 (单位: 弧度)		.0100	.0199	.0465
分位数 (单位: 弧度)	10	.006600	.013110	.020520
	20	.007020	.014020	.022160
	30	.007400	.014700	.030380
	40	.007700	.015400	.032180
	50	.007900	.015750	.034300
	60	.008100	.016100	.036160
	70	.008270	.016470	.037370
	80	.008580	.017080	.038780
	90	.008800	.017590	.040470

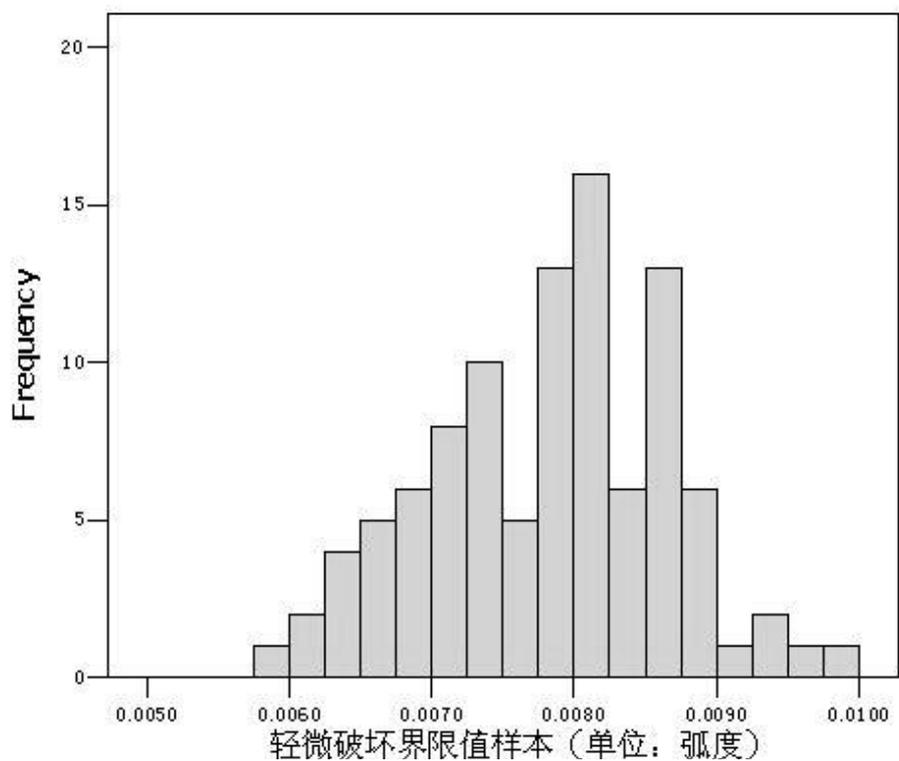


图 2.18 X 轴向轻微破坏状态界限值频度统计

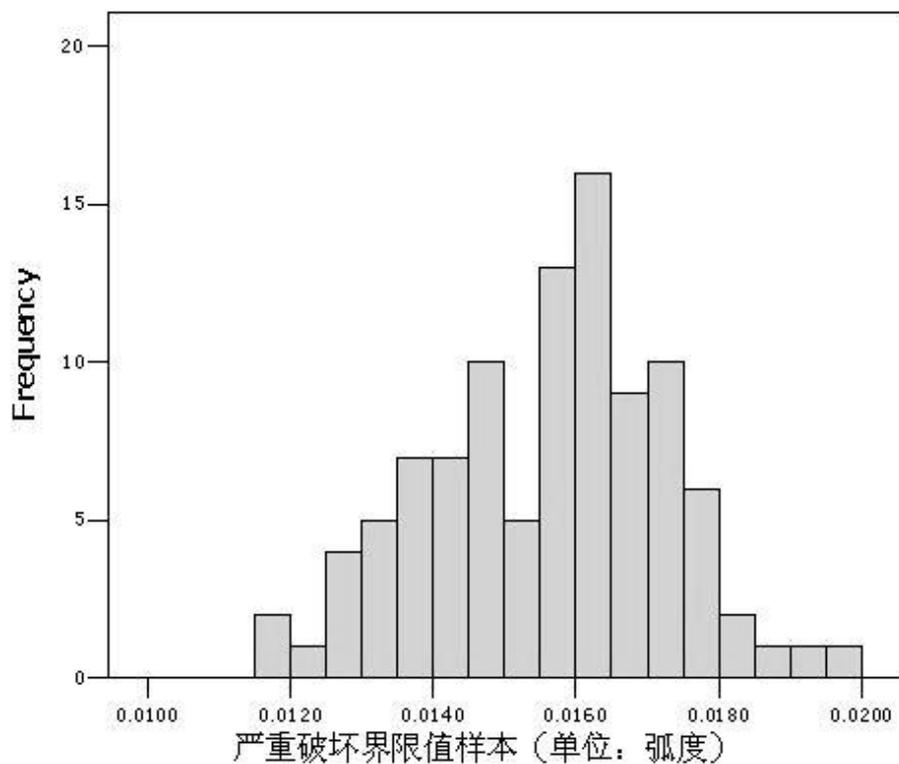


图 2.19 X 轴向严重破坏状态界限值频度统计

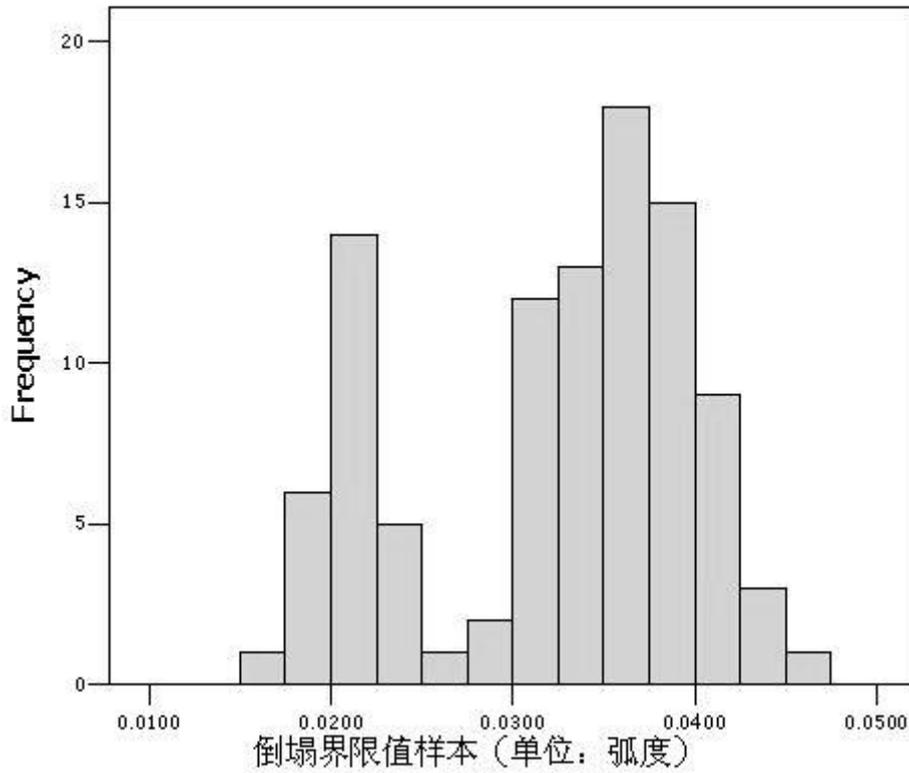


图 2.20 X 轴向倒塌状态界限值频度统计

通过对以上三幅频度统计图的观察可以发现，轻微破坏状态和严重破坏状态的界限值，频度分布形态较好，而倒塌状态的界限值，分布离散程度较大，出现了双峰，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。

综合研究文献^{[22][34]}与本文分析数据的实际情况，本文假定三个界限值均服从双参数对数正态分布，根据表 2.2 所列数据，计算出三个界限值的参数如表 2.4 所示：

表 2.4 X 轴向界限值对数正态分布参数

	轻微	严重	倒塌
均值	$\overline{RDA}_{mi}=0.0078$	$\overline{RDA}_{ma}=0.0156$	$\overline{RDA}_{co}=0.0324$
对数标准差	$\beta_{mi}=0.1085$	$\beta_{ma}=0.1085$	$\beta_{co}=0.2579$

按照同样的思路和方法对结构的 Z 轴向（顺导线方向）进行分析，得到 100 组 Z 轴向破坏状态界限值，如表 2.5 所示：

表 2.5 Z 轴向破坏状态界限值样本（样本单位：弧度）

样本编号	轻微	严重	倒塌	样本编号	轻微	严重	倒塌
1	0.0082	0.0163	0.0364	51	0.0087	0.0173	0.0295
2	0.0085	0.0170	0.0385	52	0.0079	0.0157	0.0344
3	0.0085	0.0170	0.0369	53	0.0078	0.0156	0.0366
4	0.0078	0.0156	0.0355	54	0.0076	0.0151	0.0332
5	0.0081	0.0161	0.0371	55	0.0087	0.0173	0.0284
6	0.0077	0.0153	0.0320	56	0.0074	0.0147	0.0210
7	0.0063	0.0125	0.0175	57	0.0078	0.0156	0.0348
8	0.0099	0.0198	0.0258	58	0.0071	0.0142	0.0186
9	0.0082	0.0163	0.0207	59	0.0081	0.0161	0.0204
10	0.0066	0.0131	0.0354	60	0.0067	0.0134	0.0188
11	0.0080	0.0159	0.0327	61	0.0087	0.0174	0.0207
12	0.0084	0.0168	0.0297	62	0.0073	0.0145	0.0301
13	0.0075	0.0149	0.0191	63	0.0073	0.0146	0.0187
14	0.0083	0.0166	0.0219	64	0.0078	0.0156	0.0351
15	0.0077	0.0153	0.0371	65	0.0068	0.0135	0.0188
16	0.0069	0.0138	0.0346	66	0.0068	0.0136	0.0341
17	0.0089	0.0178	0.0374	67	0.0065	0.0130	0.0342
18	0.0070	0.0139	0.0303	68	0.0068	0.0136	0.0319
19	0.0080	0.0160	0.0227	69	0.0083	0.0166	0.0200
20	0.0076	0.0152	0.0209	70	0.0092	0.0184	0.0442
21	0.0077	0.0154	0.0332	71	0.0086	0.0171	0.0364
22	0.0057	0.0114	0.0364	72	0.0069	0.0137	0.0293
23	0.0073	0.0145	0.0324	73	0.0078	0.0155	0.0202
24	0.0065	0.0130	0.0305	74	0.0067	0.0133	0.0354
25	0.0082	0.0164	0.0353	75	0.0078	0.0155	0.0322
26	0.0070	0.0140	0.0349	76	0.0071	0.0142	0.0321
27	0.0096	0.0191	0.0425	77	0.0089	0.0178	0.0400
28	0.0085	0.0169	0.0197	78	0.0083	0.0166	0.0232
29	0.0075	0.0149	0.0319	79	0.0084	0.0168	0.0221
30	0.0079	0.0157	0.0216	80	0.0085	0.0170	0.0390
31	0.0084	0.0168	0.0398	81	0.0062	0.0123	0.0309
32	0.0081	0.0162	0.0368	82	0.0065	0.0130	0.0272
33	0.0080	0.0159	0.0339	83	0.0072	0.0143	0.0325
34	0.0081	0.0161	0.0343	84	0.0080	0.0160	0.0359
35	0.0082	0.0163	0.0355	85	0.0093	0.0185	0.0409
36	0.0088	0.0175	0.0403	86	0.0076	0.0152	0.0332
37	0.0064	0.0127	0.0287	87	0.0063	0.0126	0.0164

续表 2.5 Z 轴向破坏状态界限值样本（样本单位：弧度）

样本编号	轻微	严重	倒塌	样本编号	轻微	严重	倒塌
38	0.0081	0.0161	0.0350	88	0.0079	0.0157	0.0335
39	0.0080	0.0160	0.0368	89	0.0065	0.0129	0.0321
40	0.0079	0.0157	0.0200	90	0.0086	0.0171	0.0380
41	0.0072	0.0143	0.0195	91	0.0082	0.0163	0.0374
42	0.0077	0.0154	0.0374	92	0.0082	0.0164	0.0382
43	0.0078	0.0155	0.0213	93	0.0067	0.0134	0.0296
44	0.0075	0.0149	0.0200	94	0.0073	0.0145	0.0188
45	0.0083	0.0166	0.0361	95	0.0086	0.0171	0.0302
46	0.0085	0.0170	0.0307	96	0.0059	0.0118	0.0295
47	0.0070	0.0140	0.0299	97	0.0074	0.0147	0.0193
48	0.0073	0.0146	0.0335	98	0.0080	0.0159	0.0382
49	0.0088	0.0176	0.0409	99	0.0090	0.0180	0.0395
50	0.0080	0.0159	0.0373	100	0.0088	0.0176	0.0352

利用统计软件对上述数据进行统计分析，结果如表 2.6 所示，对三种破坏状态界限值的频度进行统计分析并画出直方图，结果分别如图 2.21、2.22、2.23 所示。

表 2.6 Z 轴向三种破坏状态界限值统计数据

	轻微	严重	倒塌	
样本数	100	100	100	
均值（单位：弧度）	.007741	.015482	.030781	
中位数（单位：弧度）	.007825	.015650	.032585	
标准差（单位：弧度）	.0008316	.0016631	.0071801	
最小值（单位：弧度）	.0057	.0114	.0164	
最大值（单位：弧度）	.0099	.0198	.0442	
分位数 （单位：弧度）	10	.006505	.013010	.019494
	20	.006960	.013920	.021052
	30	.007300	.014600	.028861
	40	.007650	.015300	.030571
	50	.007825	.015650	.032585
	60	.008000	.016000	.034352
	70	.008185	.016370	.035502
	80	.008490	.016980	.036841
	90	.008745	.017490	.038447

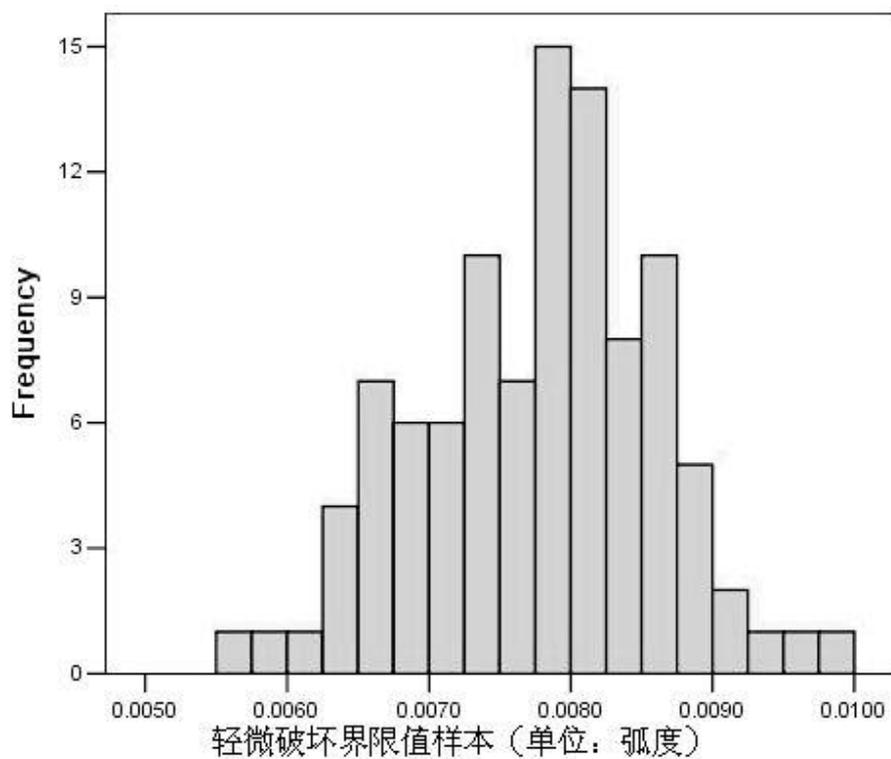


图 2.21 Z 轴向轻微破坏状态界限值频度统计

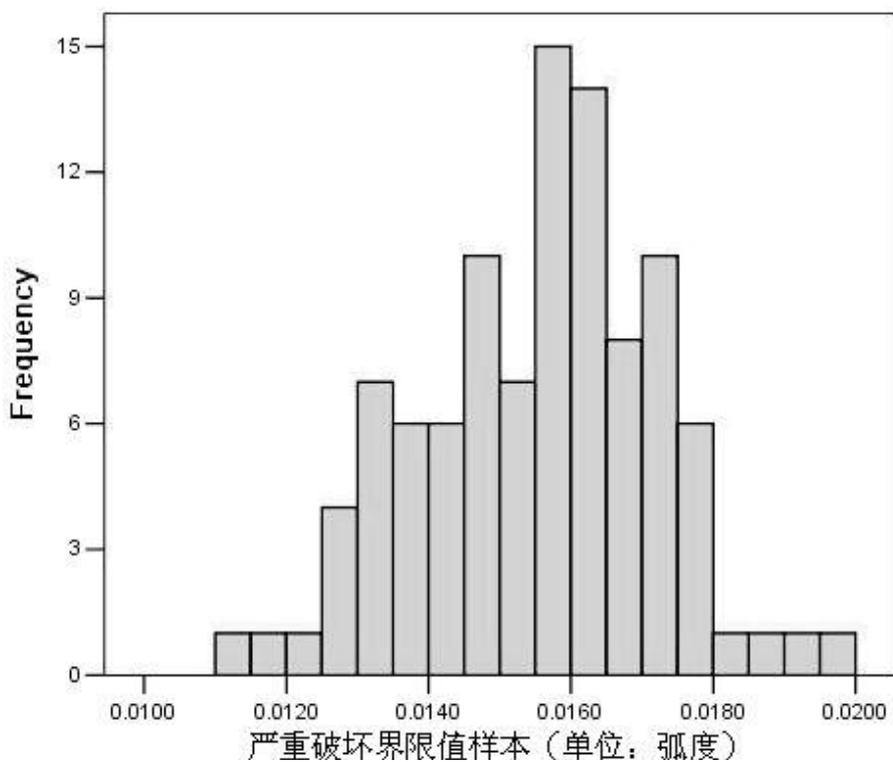


图 2.22 Z 轴向严重破坏状态界限值频度统计

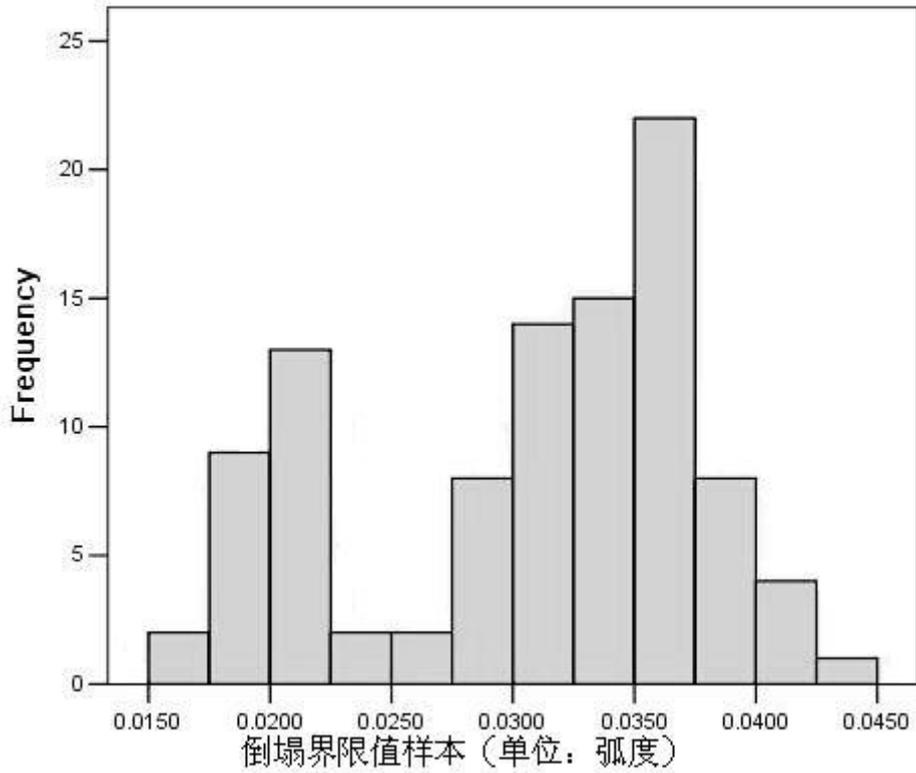


图 2.23 Z 轴向倒塌状态界限值频度统计

仍然假定 Z 轴向破坏状态界限值符合对数正态分布，根据样本计算的 Z 轴向破坏状态界限值对数正态分布参数值如表 2.7 所示：

表 2.7 Z 轴向界限值对数正态分布参数

	轻微	严重	倒塌
均值	$\overline{RDA}_{mi}=0.0077$	$\overline{RDA}_{ma}=0.0155$	$\overline{RDA}_{co}=0.0308$
对数标准差	$\beta_{mi}=0.1097$	$\beta_{ma}=0.1097$	$\beta_{co}=0.2587$

2.4 本章小结

结构的抗震性能与结构的随机性有关，本章建立了基于 Push-over 分析的结构抗震能力曲线，并定义了结构的破坏状态。结合我国现行的抗震规范与蒙特卡罗模拟方法，假设结构整体变形能力的概率分布服从对数正态分布，分别获得了

X 轴向（横导线方向）和 Z 轴向（顺导线方向）的 100 组数据，在对这些数据进行统计分析的基础上，得到了结构在两个方向上的承载力对数正态分布函数的两个统计参数：均值和对数标准差。

第3章 输电塔结构的地震反应分析

3.1 引言

结构地震反应 (Seismic Response) 分析, 亦称地震需求 (Seismic Demand) 分析。结构为维持地震作用下的安全性、适用性等必须具有抵御地震作用的最小能力, 这个最小能力等于地震作用在结构上激起的最大反应。结构在不同的地震动水平下应该有不同的性能表现, 为确定结构的易损性曲线, 需要把握结构在各种地震动水平下的反应。通过结构反应的某个指标 (如位移, 延性系数、Park-Ang 破坏指标等) 与反映地震动强度的指标 (如峰值地面加速度、谱加速度等) 的关系曲线, 可以清楚地了解当地震动强度发生变化时, 结构的反应会发生怎样变化, 从而对结构在不同地震动水平下的抗震性能进行评估, 这就是结构地震反应分析的主要目的。本章以结构的顶点最大位移角(RDA)为结构的地震反应参数, 以峰值地面加速度 (PGA) 为地震动的强度参数, 选取 100 条地震原始记录, 对结构进行非线性动力时程分析, 通过对数据的回归分析, 建立了结构地震反应参数与地震动强度参数的关系。

3.2 时程分析方法简介

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, 是计算结构地震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:

$$[M]\{\ddot{X}\} + [C]\{\dot{X}\} + [K]\{X\} = \{F(t)\} \quad (3-1)$$

时程分析的求解方法主要分为振型叠加法和逐步积分法两大类。

振型叠加法是利用振型矩阵作为变换矩阵, 将多自由度系统原本相互耦合的振动方程组转化为等数量解耦的单自由度振动方程并分别求解, 以求得的单自由度解作为系数将结构的各阶模态进行叠加并求和, 最终得出结构的瞬态响应。

逐步积分法则是将原本在任意时刻 t 都需要满足的运动方程的位移矢量 $X(t)$, 代之以只要在离散时间点满足运动方程; 而在一定的时间间隔内, 对位移、速度和加速度的关系采取某种假设, 这样就可由初始条件逐步求出后续各个时间点的响应值。

用逐步积分法进行结构动力时程分析, 一般可以分为以下几个步骤:

- (1) 按照结构分析的目的, 选取地震加速度时程曲线, 作为地震波输入;
- (2) 根据结构体系的力学特性, 建立合理的结构振动模型;

(3) 根据结构材料特性、构件类型和受力状态, 选择适当的结构恢复力模型, 并确定相应于结构破坏、屈服和极限位移等特征点的恢复力特性参数以及恢复力特性曲线各折线段的刚度数值;

(4) 建立结构在地震作用下的运动微分方程;

(5) 采用逐步积分法求解方程, 求出结构反应的位移、速度和加速度, 得到结构地震反应的全过程。

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结构进行动力时程分析。

3.3 结构分析

3.3.1 结构计算模型与地震输入选取

结构计算模型仍然采用 2.3.1 节建立的有限元模型, 示意图见图 2.3。为考虑地震作用的不确定性, 从美国太平洋地震工程研究中心 (PEER) 网站选取 100 条不同场地条件、不同峰值加速度 (PGA)、不同频谱特性的原始地震记录, 作为结构的地震输入, 其中 PGA 作为选择的主要依据, 其单位 $G=9.8m/s^2$, 具体见表 3.1。

表 3.1 地震记录

编号	PGA (G)	时间步 (s)	持时 (s)	编号	PGA (G)	时间步 (s)	持时 (s)
1	0.109	0.005	60	8	0.154	0.02	44
2	0.11	0.005	10	9	0.161	0.005	40
3	0.116	0.02	44	10	0.178	0.02	44
4	0.128	0.005	7	11	0.207	0.005	39
5	0.13	0.01	40	12	0.209	0.005	40
6	0.131	0.005	10	13	0.216	0.005	90
7	0.132	0.005	10	14	0.229	0.02	36

续表 3.1 地震记录

编号	PGA(G)	时间步 (s)	持时 (s)	编号	PGA (G)	时间步 (s)	持时 (s)
15	0.234	0.005	90	53	0.611	0.01	41
16	0.248	0.005	40	54	0.612	0.005	40
17	0.252	0.005	90	55	0.616	0.01	41
18	0.272	0.005	26	56	0.639	0.005	90
19	0.278	0.005	90	57	0.644	0.005	40
20	0.285	0.005	39	58	0.653	0.005	90
21	0.302	0.005	90	59	0.622	0.02	36
22	0.313	0.005	40	60	0.682	0.01	22
23	0.321	0.005	40	61	0.711	0.005	30
24	0.337	0.005	90	62	0.712	0.005	90
25	0.343	0.005	40	63	0.718	0.005	16
26	0.348	0.005	90	64	0.721	0.005	48
27	0.353	0.005	90	65	0.728	0.01	55
28	0.361	0.005	90	66	0.733	0.005	40
29	0.385	0.02	36	67	0.742	0.005	90
30	0.388	0.005	60	68	0.753	0.02	24
31	0.4	0.005	40	69	0.775	0.005	37
32	0.413	0.005	90	70	0.785	0.005	48
33	0.423	0.005	28	71	0.814	0.005	90
34	0.431	0.005	40	72	0.82	0.02	48
35	0.447	0.005	40	73	0.821	0.005	90
36	0.462	0.005	90	74	0.822	0.01	55
37	0.463	0.005	36	75	0.838	0.005	15
38	0.473	0.005	40	76	0.84	0.005	21
39	0.485	0.005	39	77	0.843	0.02	40
40	0.489	0.005	90	78	0.852	0.02	32
41	0.503	0.005	90	79	0.866	0.005	21
42	0.515	0.005	21	80	0.883	0.02	40
43	0.529	0.005	40	81	0.902	0.005	90
44	0.535	0.005	25	82	0.921	0.005	25
45	0.549	0.02	36	83	0.939	0.02	24
46	0.555	0.005	40	84	0.958	0.005	60
47	0.566	0.005	90	85	0.968	0.005	90
48	0.576	0.005	10	86	0.97	0.01	41
49	0.587	0.01	24	87	0.978	0.005	20
50	0.59	0.02	36	88	0.99	0.02	40
51	0.602	0.005	21	89	1.01	0.005	90
52	0.608	0.005	16	90	1.039	0.02	30

续表 3.1 地震记录

编号	PGA(G)	时间步 (s)	持时 (s)	编号	PGA(G)	时间步 (s)	持时 (s)
91	1.083	0.005	21	96	1.285	0.02	40
92	1.096	0.005	20	97	1.298	0.005	30
93	1.157	0.005	90	98	1.497	0.02	30
94	1.16	0.01	41	99	1.585	0.02	40
95	1.226	0.01	41	100	1.779	0.02	40

3.3.2 时程分析

共考虑结构两个方向上的地震作用：X 轴向（横导线方向）与 Z 轴向（顺导线方向）。

先计算 X 轴向的地震作用，取结构振型阻尼比为 0.01，并按式 3-2 换算为瑞利阻尼，求得 $\alpha=0.07476$ ， $\beta=0.001338$ 。对结构进行求解，得到 100 条 X 轴向顶部位移时程曲线。限于篇幅，这些时程曲线不再一一列举，只选取其中一条作为示例。以 PGA 为 0.753G 的地震输入为例，其地面加速度时程曲线，如图 3.1 所示，结构的顶部位移时程曲线如图 3.2 所示。

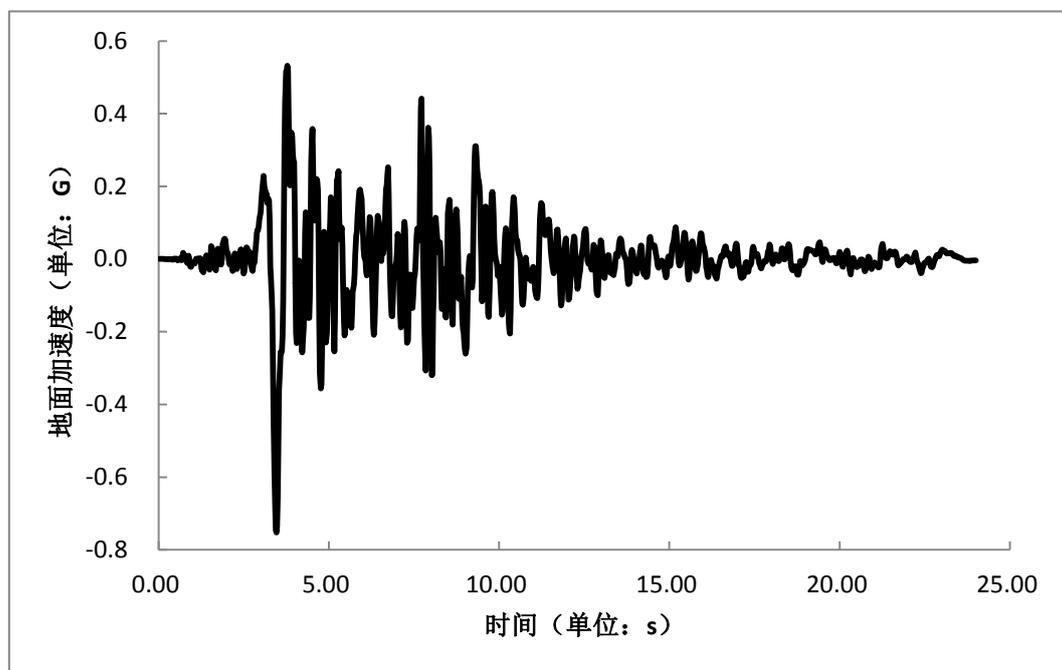


图 3.1 X 轴向地面加速度时程曲线

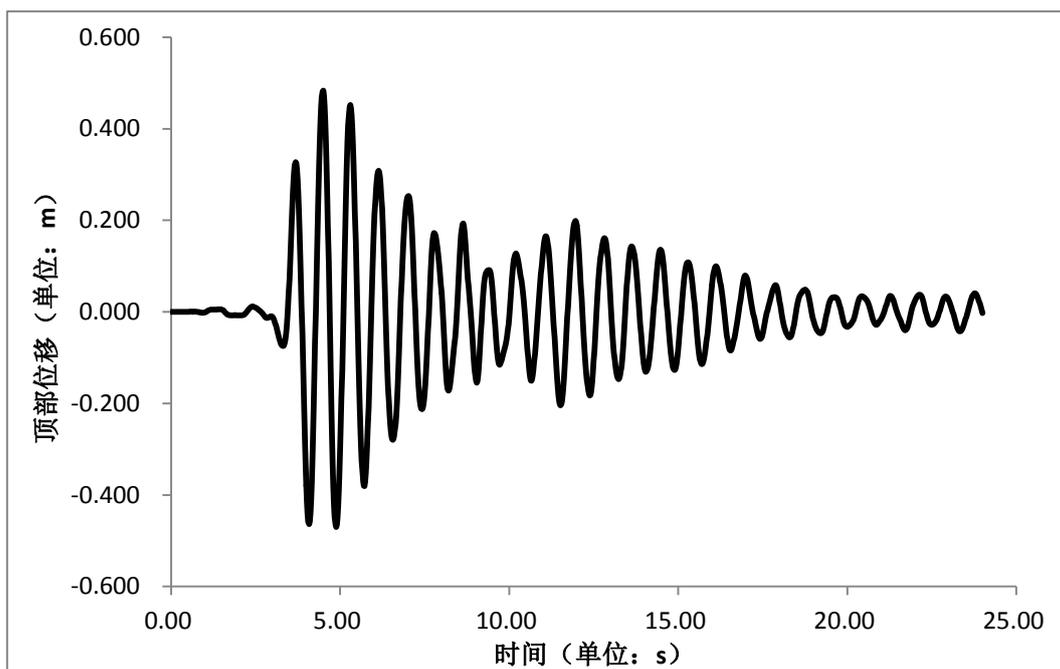


图 3.2 X 轴向结构顶部位移时程曲线

$$\alpha = \frac{2\omega_1\omega_2\xi_1}{\omega_1+\omega_2}, \quad \beta = \frac{2\xi_1}{\omega_1+\omega_2} \quad (3-2)$$

式中， α 为质量阻尼， β 为刚度阻尼， ω_1 、 ω_2 为第一、二阶振型圆频率， ξ_1 为振型阻尼比。

本文对于结构地震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 。本文以结构顶部位移转角（RDA）为反应参数，将位移按式 3-3 进行处理，即可得结构的位移转角，式中 H 代表结构高度。

$$RDA = \frac{u}{H} \quad (3-3)$$

将 100 条时程曲线最大位移转角的计算结果，整理成表 3.2。

表 3.2 X 轴向峰值加速度对应的位移转角

PGA(G)	RDA	PGA(G)	RDA	PGA(G)	RDA	PGA(G)	RDA
0.110	0.0011	0.350	0.0140	0.602	0.0020	0.840	0.0034
0.116	0.0012	0.353	0.0063	0.608	0.0047	0.843	0.0036
0.128	0.0000	0.361	0.0012	0.611	0.0056	0.852	0.0048
0.130	0.0006	0.385	0.0020	0.612	0.0074	0.866	0.0021

续表 3.2 X 轴向峰值加速度对应的位移转角

PGA(G)	RDA	PGA(G)	RDA	PGA(G)	RDA	PGA(G)	RDA
0.131	0.0001	0.388	0.0022	0.616	0.0059	0.883	0.0024
0.131	0.0002	0.400	0.0048	0.639	0.0010	0.902	0.0157
0.154	0.0010	0.413	0.0020	0.644	0.0023	0.921	0.0020
0.161	0.0027	0.423	0.0013	0.653	0.0038	0.939	0.0073
0.154	0.0010	0.431	0.0008	0.662	0.0075	0.958	0.0027
0.207	0.0007	0.447	0.0019	0.682	0.0019	0.968	0.0142
0.209	0.0011	0.462	0.0040	0.711	0.0033	0.970	0.0023
0.216	0.0022	0.463	0.0048	0.712	0.0028	0.978	0.0028
0.229	0.0002	0.473	0.0009	0.718	0.0025	0.990	0.0046
0.234	0.0030	0.485	0.0042	0.721	0.0023	1.010	0.0028
0.248	0.0021	0.489	0.0093	0.728	0.0039	1.039	0.0014
0.252	0.0048	0.503	0.0044	0.733	0.0013	1.083	0.0024
0.272	0.0016	0.515	0.0037	0.743	0.0059	1.096	0.0039
0.278	0.0027	0.529	0.0026	0.753	0.0052	1.157	0.0167
0.285	0.0014	0.535	0.0047	0.775	0.0052	1.160	0.0044
0.302	0.0014	0.549	0.0014	0.785	0.0012	1.226	0.0055
0.313	0.0002	0.555	0.0020	0.814	0.0086	1.285	0.0071
0.321	0.0010	0.566	0.0040	0.821	0.0106	1.298	0.0062
0.337	0.0019	0.576	0.0005	0.821	0.0092	1.497	0.0038
0.343	0.0004	0.587	0.0015	0.822	0.0049	1.585	0.0046
0.348	0.0020	0.590	0.0053	0.838	0.0084	1.779	0.0048

然后用同样的思路和方法对结构 Z 轴向进行加载求解, 同样会得到 100 条 Z 轴向顶部位移时程曲线, 将峰值地面加速度对应的最大顶部位移转角整理成表 3.3。

表 3.3 Z 轴向峰值加速度对应的位移转角

PGA(g)	RDA	PGA(g)	RDA	PGA(g)	RDA	PGA(g)	RDA
0.110	0.0011	0.350	0.0146	0.602	0.0022	0.840	0.0035
0.116	0.0012	0.353	0.0066	0.608	0.0049	0.843	0.0037
0.128	0.0001	0.361	0.0013	0.611	0.0058	0.852	0.0050
0.130	0.0006	0.385	0.0021	0.612	0.0076	0.866	0.0022
0.131	0.0001	0.388	0.0023	0.616	0.0061	0.883	0.0025
0.131	0.0002	0.400	0.0050	0.639	0.0012	0.902	0.0163
0.154	0.0011	0.413	0.0020	0.644	0.0025	0.921	0.0021
0.161	0.0028	0.423	0.0013	0.653	0.0040	0.939	0.0076
0.154	0.0011	0.431	0.0008	0.662	0.0077	0.958	0.0028
0.207	0.0009	0.447	0.0020	0.682	0.0021	0.968	0.0148
0.209	0.0013	0.462	0.0042	0.711	0.0035	0.970	0.0024
0.216	0.0024	0.463	0.0050	0.712	0.0029	0.978	0.0029

续表 3.3 Z 轴向峰值加速度对应的位移转角

PGA(g)	RDA	PGA(g)	RDA	PGA(g)	RDA	PGA(g)	RDA
0.229	0.0004	0.473	0.0010	0.718	0.0026	0.990	0.0047
0.234	0.0032	0.485	0.0044	0.721	0.0024	1.010	0.0029
0.248	0.0023	0.489	0.0097	0.728	0.0041	1.039	0.0014
0.252	0.0050	0.503	0.0045	0.733	0.0013	1.083	0.0024
0.272	0.0018	0.515	0.0038	0.743	0.0061	1.096	0.0040
0.278	0.0029	0.529	0.0027	0.753	0.0054	1.157	0.0174
0.285	0.0016	0.535	0.0049	0.775	0.0054	1.160	0.0046
0.302	0.0014	0.549	0.0016	0.785	0.0012	1.226	0.0057
0.313	0.0002	0.555	0.0022	0.814	0.0090	1.285	0.0074
0.321	0.0011	0.566	0.0042	0.821	0.0110	1.298	0.0064
0.337	0.0019	0.576	0.0007	0.821	0.0096	1.497	0.0039
0.343	0.0004	0.587	0.0017	0.822	0.0050	1.585	0.0048
0.348	0.0021	0.590	0.0055	0.838	0.0087	1.779	0.0049

3.3.3 统计分析

先对 X 轴向的数据进行统计分析，将表 3.2 的数据绘制成散点图，如图 3.3 所示。

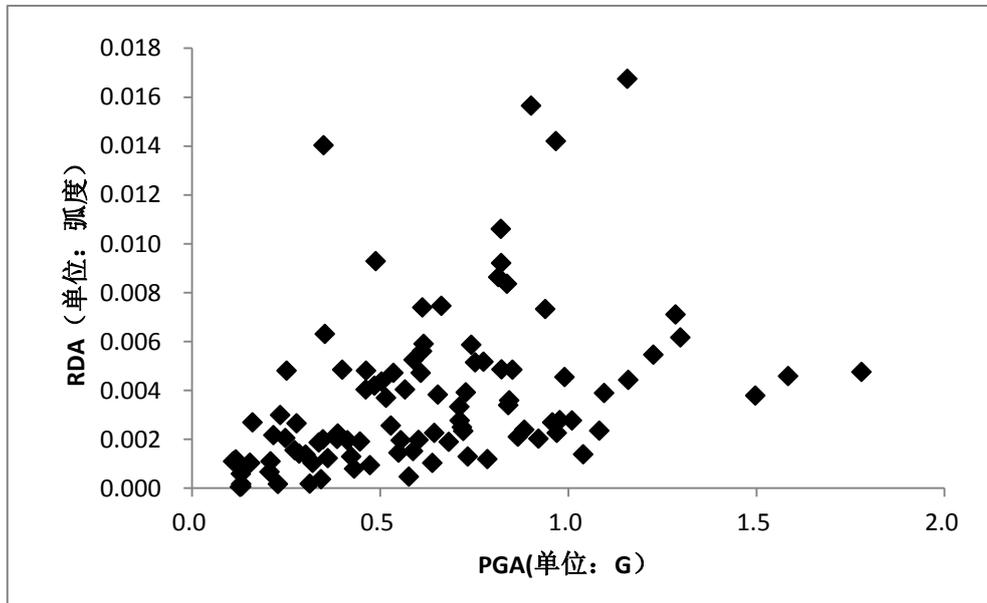


图 3.3 X 轴向 PGA-RDA 散点关系图

从图 3.3 可以看出，由于地震输入的不确定性，数据的离散性较大，但 RDA

与PGA基本上呈正相关的关系。对表3.2的数据取自然对数,然后再绘制 $\ln(\text{RDA})$ 与 $\ln(\text{PGA})$ 的散点关系图,如图3.4所示。

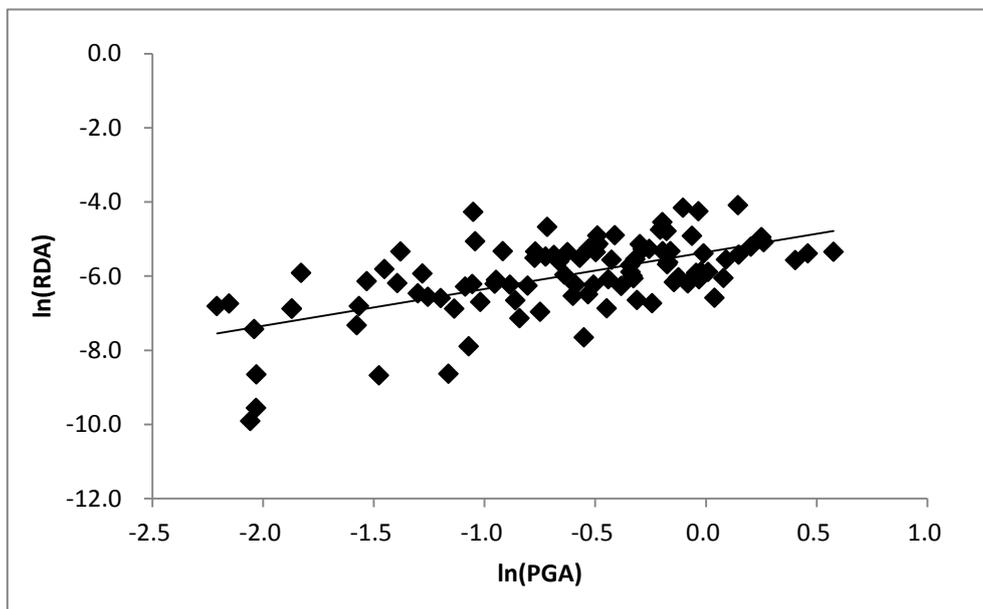


图 3.4 X 轴向 $\ln(\text{PGA})$ - $\ln(\text{RDA})$ 散点关系图

取自然对数后,数据关系明显有改善,对其进行线性回归分析,得到趋势线的方程:

$$\ln(\text{RDA})=0.993\ln(\text{PGA})-5.354 \quad (3-4)$$

对 X 轴向 RDA 数据进行频度统计分析,得到 RDA 的频度分布图,如图 3.5 所示。从频度分布图上,可以看出,结构的地震反应数据分布形态较好的符合对数正态分布,这也与研究文献^[39]的结论相吻合。

本文假定地震反应参数 RDA 服从双参数对数正态分布,根据表 3.2 的数据,求得其均值 $\overline{\text{RDA}}=0.0037$,对数标准差 $\beta=1.0555$ 。

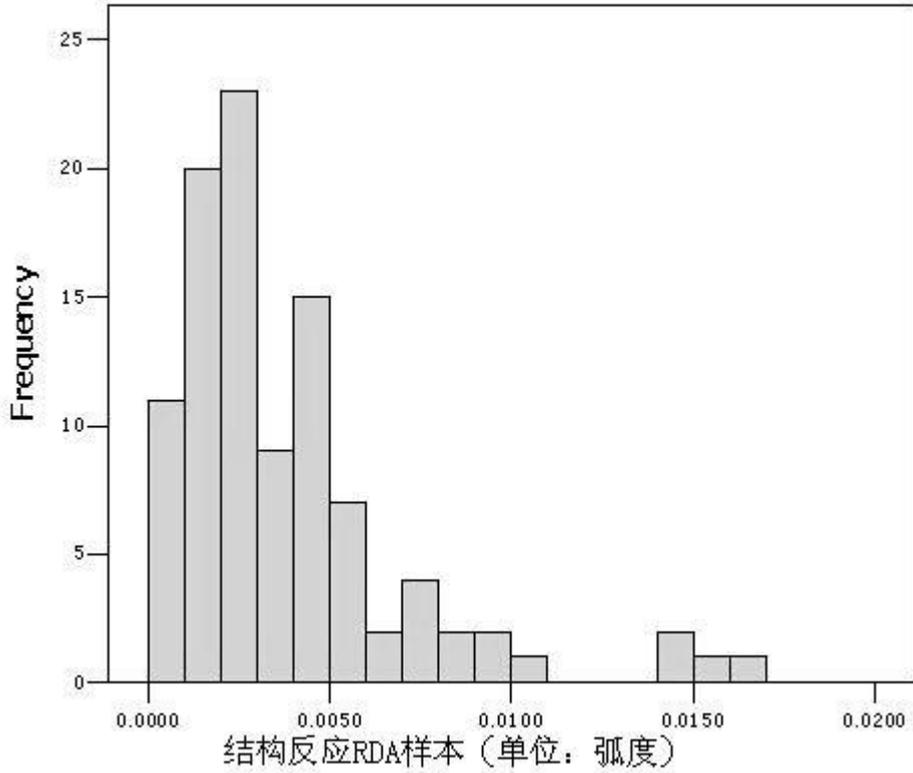


图 3.5 X 轴向反应频度统计

对 Z 轴向的数据进行统计分析。将表 3.3 的数据绘制成散点关系图，如图 3.6 所示。

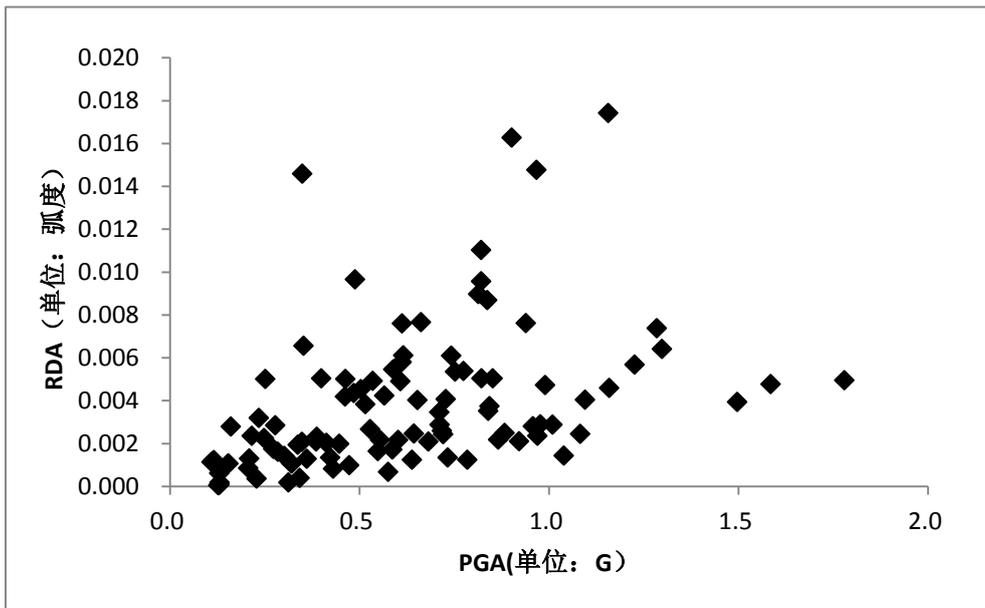


图 3.6 Z 轴向 PGA-RDA 散点关系图

对表 3.3 的数据取自然对数，绘制 $\ln(\text{PGA})$ 与 $\ln(\text{RDA})$ 的散点关系图如图 3.7 所示。

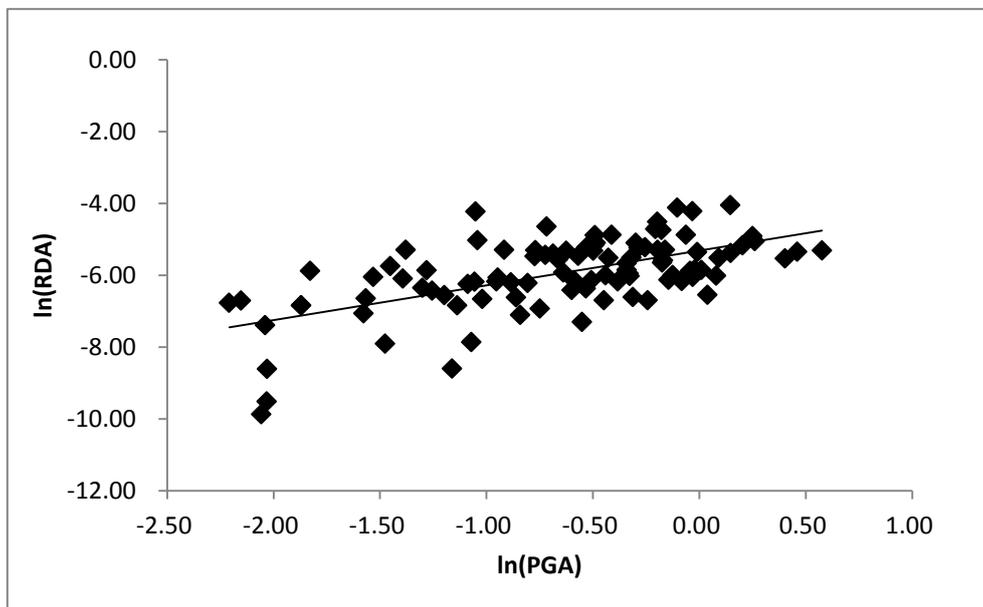


图 3.7 Z 轴向 $\ln(\text{PGA})$ - $\ln(\text{RDA})$ 散点关系图

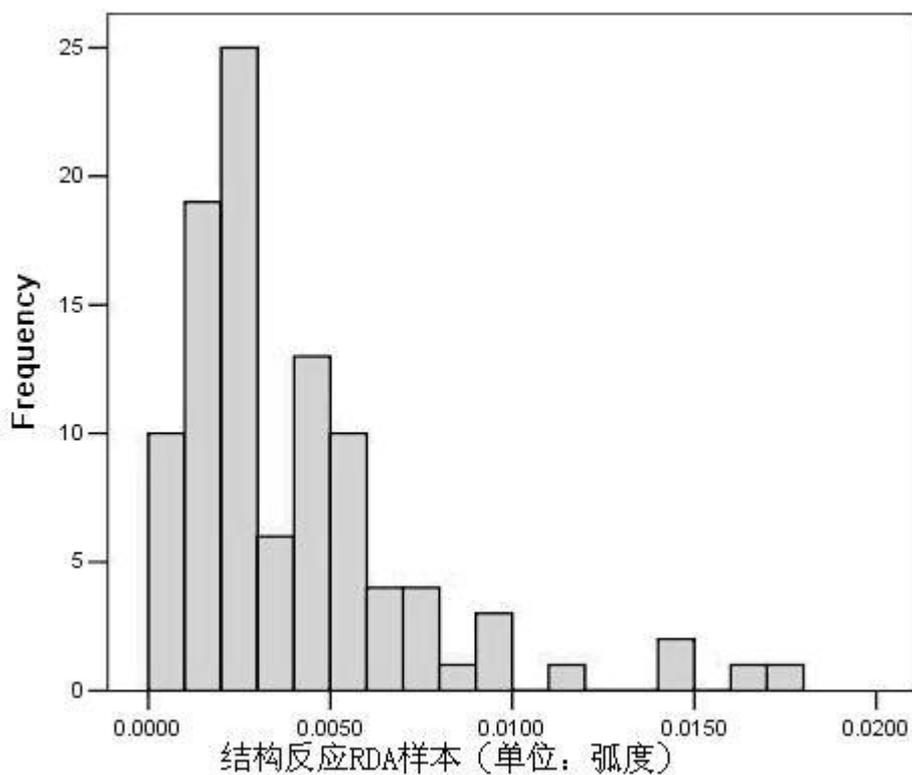


图 3.8 Z 轴向反应频度统计

对其进行线性回归分析，得到趋势线的方程：

$$\ln(\text{RDA})=0.968\ln(\text{PGA})-5.309 \quad (3-5)$$

对 Z 轴向的反应进行频度统计分析，得到其频度分布图，如图 3.8 所示。仍然假定 Z 轴向的反应符合对数正态分布，求得其均值 $\overline{\text{RDA}}=0.0039$ ，对数标准差 $\beta=1.0272$ 。

3.4 本章小结

为了考虑地震作用的不确定性，本章选取了大量的地震时程记录，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，通过回归分析，获得了地震反应参数 RDA 与地震动参数 PGA 的关系式。根据对地震反应参数 RDA 的频度统计，本文假定地震反应符合对数正态分布，并求得了该分布的两个参数：均值与对数标准差。

第4章 输电塔结构的地震易损性分析

4.1 引言

结构的地震易损性是指结构在不同强度的地震作用下,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。结构的地震易损性分析包括抗震性能分析和地震反应分析两部分的内容。

地震易损性,通俗地说,就是因发生地震而导致损失的可能性,它可以针对单个或一类结构,也可以针对一个地区。结构的地震易损性分析对评定结构的地震安全性、抗震防灾以及建立基于可靠度的抗震设计规范有重要意义。从广义上讲,结构的地震易损性分析包括建立地震动强度与结构破坏程度的关系以及结构破坏程度与经济损失的关系两方面的内容,但在结构工程中常说的地震易损性就是指地震动强度与结构破坏程度之间的关系^{[42][43]}。

结构的易损性通常采用破坏概率矩阵或地震易损性曲线来表示。破坏概率矩阵以离散性的矩阵形式表示结构地震破坏概率,一般通过经验或半经验方法得到;地震易损性曲线则是以地震动强度指标为横坐标,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。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。本章将根据上两章得到的结构性能与地震反应来进行结构易损性分析。

4.2 易损性曲线建立方法

结构易损性曲线是用条件概率描述结构发生某一破坏状态的一种方法,涉及三个参数:代表结构性能的结构反应 Y (亦称地震需求)、破坏状态界限值 LS 以及代表地震动强度的指标 X 。结构的破坏状态是与它抗力和地震作用强度有关的,绘制它的易损性曲线有两种方法,一是给出一组不同的地震强度,如过去用过的7度、8度、9度等,分别计算对应它们的易损性曲线;二是给出结构的抗力与地震作用强度之间的相对值,计算对应它的易损性曲线。

结构的地震易损性分析包括抗震性能分析和地震反应分析。本文的第2章与第3章分别就这两个问题进行了讨论,并且已经分别得到了它们的对数正态分布函数。本文建立易损性曲线的步骤如下:

- (1) 建立合理的结构非线性力学模型;

- (2) 量化用于震源、路径衰减、场地条件和结构自身参数的不确定性；
- (3) 对结构进行非线性 Push-over 分析，定义结构破坏状态，并建立相应的结构承载力概率函数；
- (4) 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；
- (5) 计算不同强度地震作用下结构反应超过某一破坏状态所定义的结构承载力的条件概率；
- (6) 绘制以所选地震动参数为变量的地震易损性曲线。

4.3 输电塔结构的地震易损性曲线

以 PGA 表征地震地面运动强度的易损性曲线假定为对数正态分布的函数形式。这些易损性曲线描述了给定地震动作用下超越某一破坏状态的概率。易损性曲线与结构本身的性质，破坏状态及地震动参数有关，图 4.1 可以形象地描述给定结构的易损性曲线与破坏状态的关系。

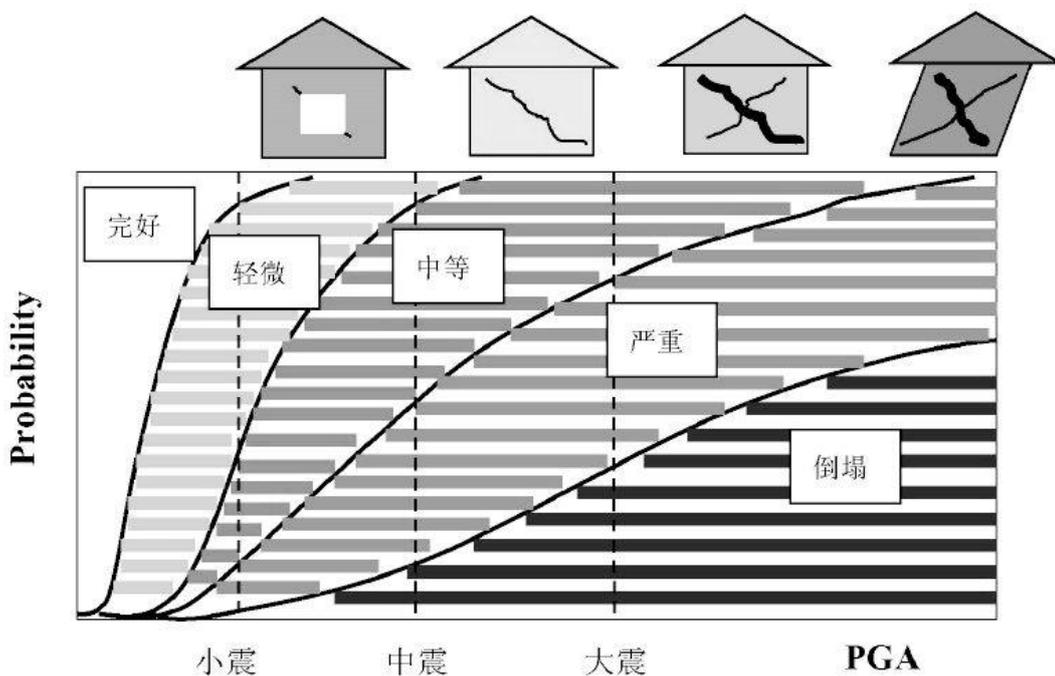


图 4.1 不同破坏状态与易损性曲线

结构的破坏曲线表示不同强度地震作用下结构反应超过结构承载力的条件概率。结构反应 S_d 超过结构承载力 R_c 的概率可计算如下：

$$P_f = P_f\left(\frac{S_d}{\tilde{R}_c} \geq 1\right) \quad (4-1)$$

根据第2章和第3章的结论， 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：

$$P_f = \Phi\left[\frac{\ln\left(\frac{S_d}{\tilde{R}_c}\right)}{\sqrt{\beta_c^2 + \beta_d^2}}\right] \quad (4-2)$$

式中 \tilde{R}_c 表示承载力均值， S_d 表示结构反应， β_c 表示承载力对数标准差， β_d 表示结构反应对数标准差。

本文通过分析可以得到输电塔在两个水平方向上的易损性曲线。

4.3.1 X 轴向易损性曲线

4.3.1.1 承载力

按照第2章的结果和定义，X轴向承载力相关取值见表4.1。

表 4.1 X 轴向承载力取值

	轻微	严重	倒塌
承载力均值	$\overline{RDA}_{mi}=0.0078$	$\overline{RDA}_{ma}=0.0156$	$\overline{RDA}_{co}=0.0324$
承载力对数标准差	$\beta_{mi}=0.1085$	$\beta_{ma}=0.1085$	$\beta_{co}=0.2579$

4.3.1.2 结构反应

按照第3章结论，X轴向结构反应与地震动参数的关系式为式(3-4)：

$$\ln(RDA)=0.993\ln(PGA)-5.354 \quad (3-4)$$

结构反应对数标准差 $\beta_d=1.0555$ 。

4.3.1.3 易损性曲线

将承载力相关取值与结构反应与地震动参数关系式(3-4)分别代入式(4-2)，可以分别得到结构X轴向轻微破坏的失效概率公式(4-3)、严重破坏的失效概率公式(4-4)和倒塌的失效概率公式(4-5)。

$$P_f(PGA) = \Phi\left[\frac{\ln\left(\frac{0.0047PGA^{0.993}}{\overline{RDA}_{mi}}\right)}{\sqrt{\beta_{mi}^2 + \beta_d^2}}\right] \quad (4-3)$$

$$P_f(\text{PGA}) = \Phi \left[\frac{\ln \left(\frac{0.0047 \text{PGA}^{0.993}}{\text{RD}\bar{A}_{\text{ma}}} \right)}{\sqrt{\beta_{\text{ma}}^2 + \beta_{\text{d}}^2}} \right] \quad (4-4)$$

$$P_f(\text{PGA}) = \Phi \left[\frac{\ln \left(\frac{0.0047 \text{PGA}^{0.993}}{\text{RD}\bar{A}_{\text{co}}} \right)}{\sqrt{\beta_{\text{co}}^2 + \beta_{\text{d}}^2}} \right] \quad (4-5)$$

而 $\Phi(\cdot)$ 为标准正态分布函数，计算公式为：

$$\Phi(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x \exp\left(-\frac{t^2}{2}\right) dt \quad (4-6)$$

将对应于不同的 PGA 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 4.2 所示。图中横坐标表示地震动的大小，纵坐标表示地震作用下结构反应超越不同破坏状态的概率。

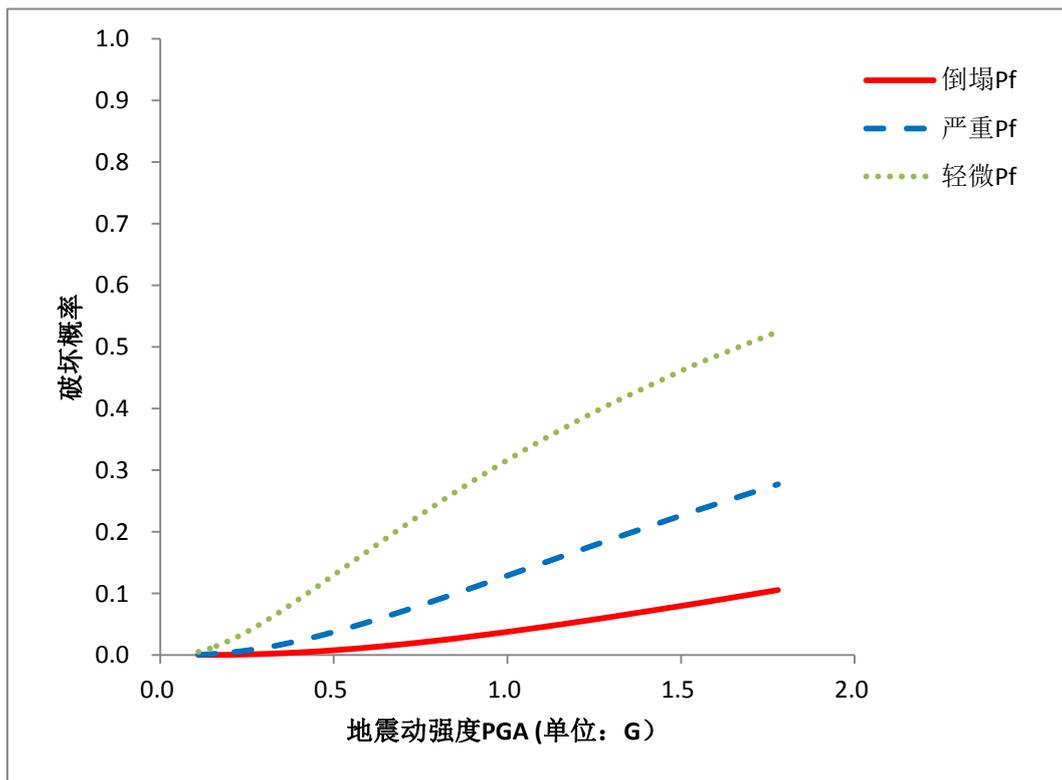


图 4.2 输电塔结构 X 轴向易损性曲线

从图 4.2 中我们可以看到，该输电塔在 PGA=1.0G 的强震作用下，倒塌的概率不到 5%，严重破坏的概率 12%，轻微破坏的概率 31%，这说明该输电塔结构本身的抗震能力是很强的，在地震作用下不容易发生破坏，这与实际情况也是相

吻合的^[1]。

4.3.2 Z 轴向易损性曲线

按照相同的思路和方法同样可以建立结构 Z 轴向的易损性曲线。

4.3.2.1 承载力

按照第 2 章的结果和定义，Z 轴向承载力相关取值见表 4.2。

表 4.2 Z 轴向承载力取值

	轻微	严重	倒塌
均值	$\overline{RDA}_{mi}=0.0077$	$\overline{RDA}_{ma}=0.0155$	$\overline{RDA}_{co}=0.0308$
对数标准差	$\beta_{mi}=0.1097$	$\beta_{ma}=0.1097$	$\beta_{co}=0.2587$

4.3.2.2 结构反应

按照第 3 章结论，Z 轴向结构反应与地震动参数的关系式为式 (3-5)：

$$\ln(RDA)=0.968\ln(PGA)-5.309 \quad (3-5)$$

结构反应对数标准差 $\beta_d=1.0272$ 。

4.3.2.3 易损性曲线

将承载力相关取值与结构反应与地震动参数关系式 (3-5) 分别代入式 (4-2)，可以分别得到结构 Z 轴向轻微破坏的失效概率公式 (4-6)、严重破坏的失效概率公式 (4-7) 和倒塌的失效概率公式 (4-8)。

$$P_f(PGA) = \Phi \left[\frac{\ln\left(\frac{0.0049PGA^{0.963}}{\overline{RDA}_{mi}}\right)}{\sqrt{\beta_{mi}^2 + \beta_d^2}} \right] \quad (4-6)$$

$$P_f(PGA) = \Phi \left[\frac{\ln\left(\frac{0.0049PGA^{0.963}}{\overline{RDA}_{ma}}\right)}{\sqrt{\beta_{ma}^2 + \beta_d^2}} \right] \quad (4-7)$$

$$P_f(PGA) = \Phi \left[\frac{\ln\left(\frac{0.0049PGA^{0.963}}{\overline{RDA}_{co}}\right)}{\sqrt{\beta_{co}^2 + \beta_d^2}} \right] \quad (4-8)$$

将对应于不同的 PGA 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 4.3 所示。

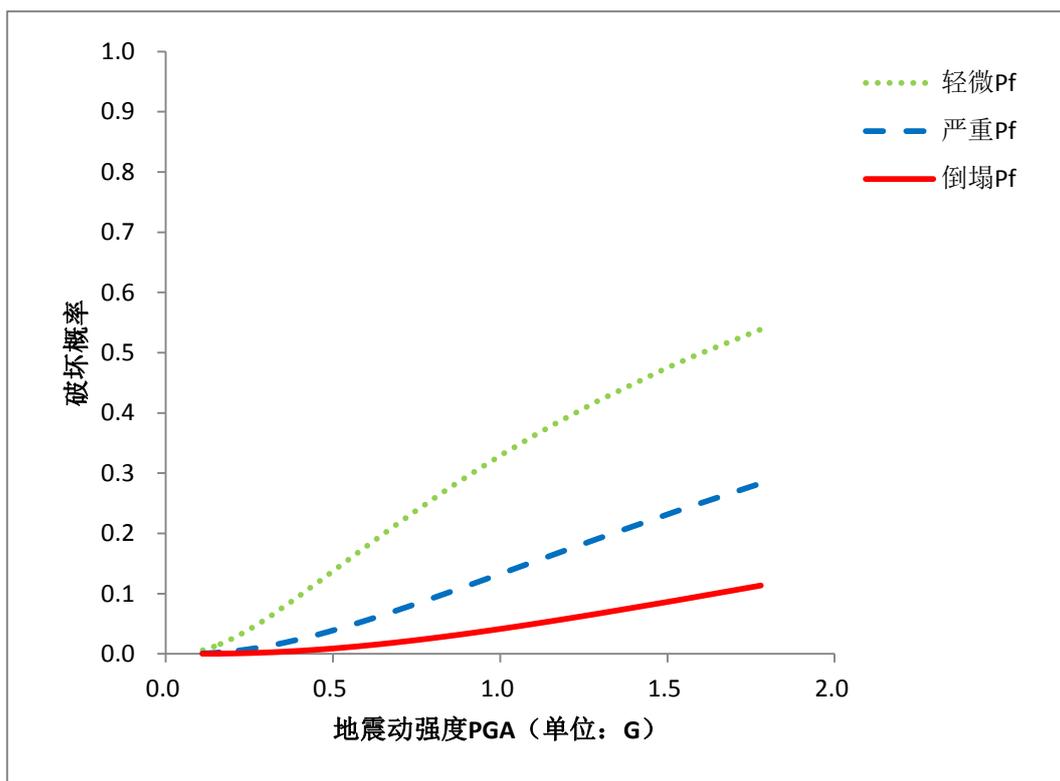


图 4.3 输电塔结构 Z 轴向易损性曲线

从图 4.3 可以看到，Z 轴向的情况与 X 轴向类似，结构在地震作用下破坏的概率仍然比较低，就单体结构而言，输电塔的抗震性能是符合要求的。

4.4 本章小结

本章介绍了获得地震易损性曲线的方法、步骤，并利用前两章的结论，对结构进行了易损性分析，得到了输电塔结构两个水平方向上的易损性曲线。根据所获得的易损性曲线，发现输电塔结构在地震作用下发生破坏的概率较低，抗震性能优良。通过易损性曲线，对该输电塔结构的地震易损性进行了初步的预测。

第5章 结论与展望

5.1 结论

本文的目标是确定输电塔结构的地震易损性曲线。为了这一目的本文以某鼓形输电塔结构为例，考虑了结构本身的随机性和地震作用的随机性，利用 Push-over 方法分析了结构的抗震性能，利用非线性动力时程分析方法分析了结构的地震反应，在 ANSYS 有限元计算平台上，对结构进行了数值模拟。

通过以上的分析和研究，可以得到以下结论：

(1) 对输电塔结构的抗震性能和地震反应进行了分析，采用蒙特卡洛模拟法、Push-over 分析、非线性动力时程分析和统计回归分析，建立了结构的顶部位移角与地震动峰值加速度之间的关系，以及相应抗震能力界限的统计参数。研究表明，基于概率方法对结构进行抗震性能分析和地震反应分析是结构地震易损性分析的基础。

(2) 针对结构的三个破坏状态，计算了不同强度地震动作用下结构地震反应超过相应抗震能力的条件失效概率，得到了结构的地震易损性曲线。研究表明，通过结构的地震易损性曲线可以比较直观地预测结构在地震作用下的损伤概率。

(3) 分析表明，该输电塔结构由于自身的结构特点，在地震作用下是不容易损坏的，抗震性能较好。

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) 关于结构的地震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的增量动力分析以及蒙特卡洛模拟方法，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地震易损性分析，则很难采用这种方法，因此，这方面的研究迫切需要结构在不同地震动水平下反应的简化分析方法。

(2) 地震动特性有三要素：振幅、频谱和持时。由于时间原因，本文只针对地震动的振幅（也即 PGA）与结构反应的关系做了研究，对于另外两个地震动特性（频谱、持时）与结构反应的关系未深入涉及，这两方面对于结构地震反应的影响还有待进一步的研究。

(3) 由于输电塔结构本身的特点，在实际地震灾害中，大部分输电塔的损

坏是由地基失稳引起的塔身整体倾覆造成的,结构本身由于地震作用损坏的资料比较少,这对于地震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震害资料收集。

(4) 本文只研究了输电塔结构本身,而忽略了导线对输电塔的影响,在大跨越输电线路中,塔-线耦联体系在地震作用下的反应及动力特性还有待进一步的研究。

致谢

两年多的心血，有了这么薄薄的一本，心中感慨良多。想要感谢的人很多，忽然之间，却又不知从何说起了……

导师薛松涛教授对于我的工作给予了莫大帮助，使我能够专心学业与研究工
作，同时薛老师对学生无言的关怀更令我感动，在此向薛老师致以深深的谢意。
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，没有谢老师对我这生性慵懒之人的督促，这篇论文大
约还会再拖一段时间，谢谢谢老师。研究室的唐和生老师对于本文也提出了许多
宝贵的意见和建议，在此一并致谢。

感谢研究室的白杰师兄，在他的帮助下，本文的 ANSYS 建模节省了许多时
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：我的两位同门柴林峰、石家武以及申道明师兄、许锐师
兄、范德伟师兄、胡长远师兄、赵伟屹师弟、王泽兴师弟、于骁勇师弟、郭海超
师弟、王兰斌师弟和研一的师弟师妹们，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。

最后，感谢远方的父母，父母的生育养育之恩无以为报，谨以此篇文献给
他们。

2011 年 3 月

参考文献

- [1] 谢强, 李杰. 电力系统自然灾害的现状与对策. 自然灾害学报. 2006, 15 (4): 126~131
- [2] 尹荣华, 李东亮等. 高压输电塔震害及抗震研究. 世界地震工程. 2005, 21 (1): 51~54
- [3] C.A. Cornell. Engineering seismic risk analysis. Bulletin of the Seismological Society of America, 1968, 58(5): 1583~1606
- [4] 楼思展, 叶志明等. 框架结构房屋地震灾害风险评估. 自然灾害学报. 2005, 14(5): 99~105
- [5] 王丹. 钢框架结构的地震易损性及概率风险分析. 哈尔滨工业大学, 硕士学位论文. 2006
- [6] 李宏男. 高压输电塔抗震分析与设计. 北京: 中国电力出版社. 2009
- [7] 电力系统防灾网. www.epsdp.org
- [8] 谢礼立, 马玉宏等. 基于性态的抗震设防与设计地震动. 北京: 科学出版社, 2009
- [9] 杨新华. 基于结构动力可靠性的工业建筑物的地震保险. 四川建筑科学研究. 1996, (4): 45~47
- [10] R.V. Whitman, J.W. Reed, and S.T. Hong. Earthquake Damage Probability Matrices. In Proceedings of the Fifth World Conference on Earthquake Engineering. 1973. Rome, Italy
- [11] 胡少卿, 孙柏涛等. 经验震害矩阵的完善方法研究. 地震工程与振动. 2007, 27(6): 46~50
- [12] 尹之潜. 地震灾害与损失预测方法. 中国地震灾害损失预测研究专辑(四). 北京: 地震出版社, 1995
- [13] 尹之潜. 地震灾害损失预测研究. 中国地震工程研究进展. 北京: 地震出版社, 1992
- [14] 李树桢, 李冀龙. 房屋建筑震害矩阵计算与设防投资比确定. 自然灾害学报. 1998, 7(4): 106~113
- [15] 高小旺, 陈德彬等. 西安市钢筋混凝土框架房屋的震害预测. 世界地震工程. 1991, 1: 32~36
- [16] 王悦, 刘晶波. 建筑物地震损失估计方法对比分析. 自然灾害学报. 2005, 14(4): 121~126
- [17] 姜锐, 苏小卒. 震害损失估计方法研究. 中国交通土建工程学术论文集. 2006: 905~908
- [18] 马宏旺, 吕西林等. 建筑结构地震直接经济损失估计方法. 土木工程学报. 2005, 38(3): 38~43
- [19] M.J.N. Priestly, M.J. Kowalsky. Direct Displacement-based Seismic Design of Concrete Buildings. Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, 2000, 33(4).
- [20] J. R. Huo, H. Hwang. Fragility of Memphis Buildings. Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, 1996, No. 1298
- [21] S. Fukushima, Y. Kai. Study on the Fragility of System. Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, 1996, No. 333
- [22] M. Shinozuka, H. Member, M.Q. Feng, etc. Statistical Analysis of Fragility Curves. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 2000, 126(2): 1224~1231
- [23] K. R. Karim, F. Yamazaki. Effect of Earthquake Ground Motions on Fragility Curves of Highway Bridges piers Based on Numerical Simulation. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2001, 30(12): 1839~1856

- [24] A. Singhal, A. Kiremidjian. Bayesian Updating of Fragilities with Application to RC frames, 1998,124(8):922~929
- [25] 袁一凡主编. 地震现场工作 第四部分 灾害直接损失评估 (GT/T18208.4-2005).北京:地震出版社, 2007.
- [26] 李宏男, 胡大柱等. 地震作用下输电塔体系塑性极限状态分析. 中国电机工程学报.2006, 26 (24) :192~199
- [27] 陈伏立. Push-over 法评估已建建筑结构抗震性能. 福州大学, 硕士学位论文. 2003.
- [28] 陈骥. 钢结构稳定理论与设计 (第三版). 北京: 科学出版社. 2006
- [29] 朱慈勉. 结构力学 (下册). 北京: 高等教育出版社. 2004
- [30] 李黎明. ANSYS 有限元分析实用教程. 北京: 清华大学出版社, 2005.
- [31] 王呼佳, 陈洪军. ANSYS 工程分析进阶实例. 北京: 中国水利水电出版社, 2006.
- [32] 小飒工作室. 最新经典 ANSYS 及 Workbench 教程. 北京: 电子工业出版社, 2004.
- [33] ANSYS Inc. ANSYS Help Documentation. 2007.
- [34] 李刚, 程耿东. 基于性能的结构抗震设计—理论、方法与应用. 北京: 科学出版社, 2004.
- [35] 陈平雁主编. SPSS13.0 统计软件应用教程. 北京: 人民卫生出版社, 2005.
- [36] 吕大刚, 于晓辉, 王光远. 单地震动记录随机增量动力分析. 第 18 届全国结构工程学术会议. 2009: 145~149
- [37] 汪梦甫, 曹秀娟等. 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. 工程抗震与加固改进. 2010, 32 (1): 104~121
- [38] D. Vamvatsikos, C. A. Cornell. Incremental Dynamic Analysis. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 2002, 31:491~514
- [39] K. Kinali, B. R. Ellingwood. Seismic Fragility Assessment of Steel Frames for Consequence-based Engineering: A case study for Memphis,TN. Engineering Structures. 2006:1115~1127
- [40] 谢宇. 回归分析. 北京: 社会科学文献出版社. 2010
- [41] 马军. Excel 统计分析典型实例. 北京: 清华大学出版社. 2009.
- [42] S. H. Kim. Fragility Analysis of Bridges Under Ground Motion with Spatial Variation:[Dissertation]. University of California, Irvine, 2002:1~191
- [43] V. Saxena, G. Deodatis. Development of Fragility Curves for Multi-span Reinforced Concrete Bridges. In 11th Meeting of SC1. New York: Columbia University, 2002:1~7
- [44] F. Albermani, S. Kitipornchai, R. W. K. Chan. Failure Analysis of Transmission Towers. Engineering Failure Analysis. Engineering Failure Analysis,2008,16:1922~1928
- [45] N. P. Rao, G. M. Samuel Knight, etc. Investigation of Transmission Line Tower failures. Engineering Failure Analysis. 2010,17:1127~1141
- [46] 侯爽, 郭安薪等. 城市典型建筑的地震损失预测方法 I: 结构易损性分析. 地震工程与工程振动. 2007, 27 (6): 64~69
- [47] 郭安薪, 侯爽等. 城市典型建筑地震损失预测方法 II: 地震损失估计. 地震工程与工程振动. 2007, 27 (6): 70~74
- [48] 林均岐, 钟江荣. 区域地震间接经济损失评估. 自然灾害学报. 2007, 16 (4) .139~142
- [49] 孙伟, 牛津津. 关于我国地震灾害损失分布函数的研究. 统计与决策. 2008, 13: 4~5
- [50] 吕红山. 基于地震动参数的灾害风险分析. 中国地震局地球物理研究所, 博士学位论文.2005
- [51] 李文中, 张玉红. 论建立中国地震保险制度. 首都经济贸易大学学报. 2008, (4): 56~

60

- [52] 李国强, 李杰, 苏小卒. 建筑结构抗震设计. 北京: 中国建筑工业出版社. 2002
- [53] M. Lane. *Alternative Risk Strategies*. London: Risk Waters Group. 2002
- [54] 中华人民共和国建设部. GB 50011-2010. 建筑抗震设计规范. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010
- [55] 中国电力企业联合会. 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
- [56] 中华人民共和国建设部. GB 50260-1996. 电力设施抗震设计规范. 北京: 中国标准出版社, 1996
- [57] R. 克拉夫, J. 彭津著. 王光远等译. 结构动力学 (第二版). 北京: 高等教育出版社. 2006

个人简历、在读期间发表的学术论文与研究成果

个人简历:

仲诚, 男, 1983 年 6 月生。

2005 年 7 月毕业于同济大学土木工程专业, 获学士学位。

2008 年 9 月入同济大学攻读硕士学位。

已发表论文:

仲诚, 谢丽宇. 考虑不确定性的某输电塔地震反应分析. 佳木斯大学学报(自然科学版).
2010, 28 (6): 832~834