

动力多灾害作用下工程结构 防护研究新进展

ADVANCES IN RESEARCH ON PROTECTION OF ENGINEERING
STRUCTURES SUBJECTED TO DYNAMIC MULTI-HAZARDS

郝洪 郝逸飞◎主编



中国建筑工业出版社

动力多灾害作用下工程结构防护 研究新进展

郝 洪 郝逸飞 主编



中国建筑工业出版社

图书在版编目 (CIP) 数据

动力多灾害作用下工程结构防护研究新进展/郝洪, 郝逸飞主
编. —北京: 中国建筑工业出版社, 2018. 12
ISBN 978-7-112-22920-8

I. ①动… II. ①郝… ②郝… III. ①工程结构-防护结构-研
究 IV. ①TU352

中国版本图书馆 CIP 数据核字 (2018) 第 257454 号

责任编辑: 徐晓飞 张 明 辛海丽
责任校对: 王雪竹

动力多灾害作用下工程结构防护研究新进展

郝 洪 郝逸飞 主编

*

中国建筑工业出版社出版、发行 (北京海淀三里河路 9 号)
各地新华书店、建筑书店经销
北京科地亚盟排版公司制版
广州市一丰印刷有限公司印刷

开本: 880×1230 毫米 1/16 印张: 17 字数: 485 千字

2018 年 12 月第一版 2018 年 12 月第一次印刷

定价: 300.00 元

ISBN 978-7-112-22920-8
(33031)

版权所有 翻印必究

如有印装质量问题, 可寄本社退换

(邮政编码 100037)

本书编委会

编委会（按姓氏拼音排序）：

主 编：郝 洪 郝逸飞

编 委：陈 力 金 浏 刘东滢 刘中宪 师燕超 王宏伟 王仲琦
吴 昊 姚 勇 张春巍 张锦华 周宏元 朱丽影

学术委员会（按姓氏拼音排序）：

主 席：郝 洪

委 员：蔡春声 曹万林 陈小伟 崔 杰 丁 阳 杜修力 范 峰
方 秦 高玉峰 郭安薪 韩林海 韩 森 韩庆华 浣 石
蒋丽忠 姜锡权 李爱群 李国强 李宏男 李 惠 李 杰
李庆明 李夕兵 李小军 李小珍 李永乐 李忠献 刘汉龙
刘晶波 刘伟庆 陆新征 吕西林 卢国兴 马国伟 马宏伟
梅国雄 潘 鹏 戚承志 强洪夫 乔丕忠 任凤鸣 任伟新
史才军 谭 平 滕 军 王 成 王汝恒 王景全（东南大学）
王仲琦 吴成清 吴 波 吴 刚 吴智深 肖 岩 邢 锋
徐世琅 徐赵东 薛伟辰 杨庆山 姚 勇 叶继红 叶列平
张春巍 张庆明 张勇强 赵唯坚 赵兴权 赵衍刚 周 颖
周 云 朱宏平 宗周红

序

人类发展史，也包括一部人类不断认识自然灾害、不断探索防灾减灾科学技术的发展史。1566 年的嘉靖大地震，是中国历史上破坏力最强的一次地震，山体倒塌，渭河改道，伤亡惨重；1906 年旧金山大地震是 20 世纪美国大陆遭受的最严重地震，随之而来的大火，将十平方公里的市区化为灰烬。近代以来，自然灾害更是层出不穷。2005 年热带风暴“斯坦”在危地马拉引发泥石流，1400 人为此遇难，成为拉美地区近年来最大的灾难之一；2008 年的汶川大地震，是中华人民共和国成立以来破坏力最大的地震，直接经济损失达 8452 亿人民币，近七万人遇难；近几年台风频繁登陆，特别是 2018 年 9 月的超强台风“山竹”，造成 1200 余间房屋倒塌，近 300 万人受灾，经济损失达 52 亿人民币。

土木工程基础设施与民用建筑不仅面临着地震、强台风等自然灾害，也可能遭受人为因素导致的爆炸、冲击等强动力荷载。震惊世界的“9·11”恐怖袭击事件就是动力多灾害的典型案列，世贸中心双子塔在遭受冲击荷载后，继而引发了火灾，两小时内相继倒塌，并摧毁了临近其他建筑，遇难人数高达 2996 人，直接经济损失达 2000 亿美元，间接经济损失达到一万亿美元左右；2015 年的天津滨海新区“8·12”爆炸事故，造成 165 人遇难，直接经济损失 68.66 亿元。因此，为保护人民生命安全和经济发展，基础设施和民用建筑都需要具有一定程度的抵抗多灾害作用的能力。

国家自然科学基金委工程与材料科学部将土木工程结构的多灾害问题列入“十三五”优先发展领域。动力多灾害问题，往往比单一灾害更为复杂，其破坏性也更为可怕。在地震、火灾、风灾、爆炸、冲击等单一灾害来源的工程结构性能与设计方面，学术界与工程界已经取得了丰硕的成果；但如何降低工程结构在动力多灾害作用下的损伤，提高其可恢复性，减轻灾害损失，目前仍鲜有研究，成果十分有限。如何综合有效地提高结构抵抗动力多灾害作用的能力，为国家和老百姓提供更为安全可靠的结构体系，是结构工程研究人员的初心和使命。为了加强结构工程学者之间的相互交流，广州大学、国家自然科学基金委员会工程与材料科学部、国际防护结构学会、国际生命线与基础设施地震工程学会共同主办了第一届全国动力多灾害工程结构防护学术研讨会，这是国内乃至全世界范围内首次举办的以动力多灾害为主题的学术会议。

此次会议以“动力多灾害作用下工程结构防护研究”为议题，汇集了相关领域国内外知名专家与优秀学者，是一场宏大的土木工程学术盛会。会议以特邀主题论文的方式形成本论文集，灾害来源主要针对地震、爆炸、撞击、火灾、强风、波浪等单独或联合作用。作者均为其研究领域的领军人物，在学术界久负盛名，研究成果具有很高的前瞻性和代表性。

希望《动力多灾害作用下工程结构防护研究新进展》的出版能在土木工程结构相关领域起到引领和推动作用，感谢各位论文作者，感谢会议承办及协办单位及其组织者们，感谢为大会做出贡献的各方人士。

热烈欢迎各位参会代表，祝你们身体健康，工作顺利！

周福霖

目 录

结构多灾害作用易损性研究	1
钢纤维混凝土高温动态压缩力学行为细观数值模拟	13
爆炸与火灾联合作用下混凝土材料与梁柱构件响应	23
钢管 UHPC 结构对地震、爆炸、冲击等极端荷载的抵抗作用	43
多类型动力荷载作用下悬吊结构复杂运动与振动控制	54
桥梁结构抗爆及其防护研究进展	64
超高性能混凝土动态力学性能研究进展	82
冲击爆炸作用下混凝土结构损伤破坏的高精度数值模拟	96
基于贝叶斯网络的油气设施爆炸风险评估方法	117
AP1000 核电站屏蔽厂房及辅助厂房抗大型商用飞机撞击分析	131
折纸结构的力学性能和能量吸收研究进展	146
刚性弹体侵彻研究中的几个基本问题	157
超高速侵彻/撞击的若干研究	171
结构多方向隔减振研究	188
城市抗震弹塑性分析及其工程应用	198
铅黏弹性阻尼器研究进展	216
基于行车安全性能的高速铁路轨道—桥梁系统抗震设计及安全控制	236
桁架桥上移动高速列车气动特性的风洞试验与行车安全控制	254

结构多灾害作用易损性研究

李宏男^{1,2}, 李 超¹, 郑晓伟¹, 刘 杨¹

(1. 大连理工大学建设工程学部, 大连 116024; 2. 沈阳建筑大学土木工程学院, 沈阳 110168)

摘 要: 发展高性能结构是我国结构工程未来发展的核心战略, 高性能结构在其全寿命期间不可避免地会遭受地震和强风等多种灾害的作用。本文首先基于采集的地震和风速数据研究并建立了多灾害联合发生概率模型; 其次, 在现有的易损性分析方法的基础上提出了一种简洁有效的多灾害易损性曲面分析方法, 并基于该方法开展了地震与风耦合作用下组合结构和超高层结构的动力反应分析及易损性分析。研究表明: 工程结构在地震与风耦合作用下的动力反应和易损性均要大于单种灾害的作用, 且和地震与风的相对强度关系密切; 考虑多灾害的耦合作用对结构的安全性能评估十分重要。

关键词: 多灾害; 地震与风耦合作用; 动力反应; 易损性

1 引言

绿色建筑是在建筑的全寿命期内, 最大限度地节约资源、保护环境和减少污染, 为人们提供健康、适用和高效的使用空间, 与自然和谐共生的建筑。“十一五”以来, 以绿色、循环、低碳为理念的绿色建筑工作取得明显成效。2013年1月1日, 国务院办公厅以国办发〔2013〕1号转发国家发展改革委、住房城乡建设部制定的《绿色建筑行动方案》。大力推广建设符合“绿色建筑”理念的高性能结构, 不仅能够满足我国对基础设施建设的重大需求, 而且有助于贯彻落实经济可持续发展的重要战略。其中, 高性能结构是指以钢—混凝土组合结构、预制装配式耗能结构以及空间大跨度结构等为代表的具有高安全性能、高使用性能、高施工性能、高环保性能、高维护性能和高耐久性能等特征的建筑结构体系。高性能结构的服役周期长, 在其全寿命期间不可避免地会遭受多种灾害的作用。开展多种灾害作用下高性能结构的性能分析与设计方法研究已成为当前的热点研究课题。在众多灾害中, 地震和强风可能是对工程结构造成破坏最为严重的两种灾害, 并且关乎高性能结构的设计及使用安全。

现有的研究中通常认为地震和强风同时发生的概率很小, 因此可不考虑二者的耦合作用。然而, 事实上地震和强风同时发生的情况时有发生。高建国和杨德勇^[1]列举了历史上我国部分的强震前伴震风(与地震相关联的突发性大风)资料和国外部分风和地震同时发生的资料。最近的来说, 2016年10月6日, 台北市发生6.1级地震, 当时台风艾利正席卷整个台湾。2018年5月28日, 在吉林松原市宁江区发生5.7级地震, 东北、华北多地区震感强烈。根据中国气象台网记录的数据显示, 地震发生前后, 松原地区风速明显提高。5月28日当天, 松原地区突发龙卷风灾害, 局部风速达30m/s(11级、暴风)以上。这些观测现象和数据记录突出了对工程结构进行性能评估时, 考虑地震和风耦合作用因

作者简介: 李宏男, 长江学者特聘教授, 大连理工大学建设工程学部、沈阳建筑大学土木工程学院教授, 博士生导师。

李 超, 大连理工大学建设工程学部博士后。

郑晓伟, 大连理工大学建设工程学部博士研究生。

刘 杨, 大连理工大学建设工程学部博士研究生。

电子邮箱: hnli@dlut.edu.cn; chao.li@mail.dlut.edu.cn

素的重要性。

地震和强风同时发生的机理较为复杂，到目前为止尚无统一的定论。我国学者研究表明^[2]：地震爆发前后产生的热能会激发大气波谱的活跃和增幅，导致空气温度梯度加大，致使我国中、强地震发生时往往伴随着强风现象。国外学者观测到地震发生时伴随着一系列大气异常现象：电离异常，大气温度、相对湿度和地表潜热通量的变化等等^[3-5]。Kozak 等^[6]研究发现，强震发生时震中地区风速明显增大。虽然对地震和强风同时发生的机理研究尚不成熟，但以上的研究在一定程度上说明了地震和风存在耦合作用。

由于地震和风耦合作用造成的结构破坏损失可能远大于两种灾害单独作用所造成损失的简单叠加。国内外已有学者研究了风力发电机结构在地震和风耦合作用下的非线性动力响应及易损性：Asareh 等^[7]分析了地震和风耦合作用下的风力发电机结构的易损性，得出地震与风耦合作用下（PGA=0.5g，V=10m/s）结构的易损性相比于地震单独作用增大了 30%左右；Mo 等^[8]研究了风力发电机结构在地震、风和海浪联合作用下的动力响应，结果表明地震与风耦合作用下（PGA=0.5g，V=12m/s）结构的动力响应比地震单独作用增大了约 50%。值得注意的是，地震和强风的联合作用属于“低概率—高风险”事件。一旦其同时发生，两种灾害的耦合作用势必会对结构造成灾难性的破坏，同时造成巨大的经济损失和人员伤亡。因此，开展地震和风耦合作用下高性能结构的性能分析及评估具有重大的意义。

2 基于 Copula 函数的 PGA 和 V 的联合概率模型

2.1 数据来源

云南大理地处云贵高原，位于我国地震比较活跃的西南地震带，地震多发；且该地区受来自孟加拉湾暖湿气流影响，风灾潜在风险大。综合考虑各类因素，本课题选取大理地区作为研究多灾害概率模型的数据来源地。其中，实测地震数据由国家强震动台网中心提供，地震震级选取 $M_s > 4$ ；风数据从中国气象数据网站上获取。

2.2 PGA 的概率分布

选用 Cornell 提出的地震动衰减关系研究该地区地震动强度的衰减规律，其计算式为^[9]

$$\ln PGA = C_1 + C_2 M + C_3 \ln(R + 25) \tag{1}$$

式中，参数 $C_1 \sim C_3$ 可由回归分析得到，分别为 0.164、0.896 和 -1.980。

本文选取极值 I 型（Gumbel）^[10]，极值 II 型（Frechet）^[11]，极值 III 型（Weibull）^[11] 和对数正态分布（Lognormal）^[10] 四种分布形式描述 PGA 的概率分布。并将各概率模型对 PGA 数据的拟合结果列于表 1，拟合曲线绘于图 1。不难看出，Frechet 分布可以更好地描述 PGA 的概率分布。

概率模型的回归分析结果 表 1

模型	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>R</i> ²	RMSE
Gumbel	1.872	2.955	—	0.6969	0.0064
Frechet	0	2.683	1.067	0.9506	0.0026
Weibull	0	5.808	1.303	0.6813	0.0065
Lognormal	1.377	0.882	—	0.8182	0.0049

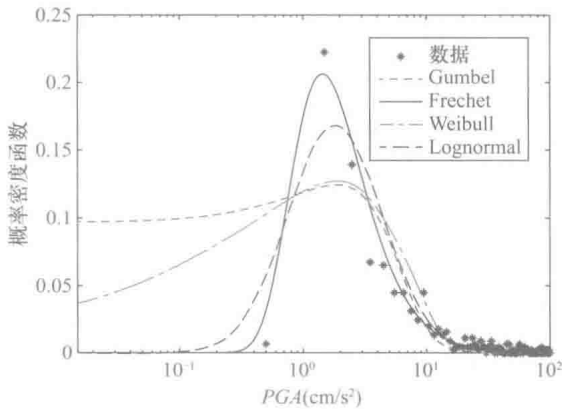


图 1 四种概率模型对 PGA 数据的拟合曲线

2.3 风速的概率分布

选取截断的极值 I、II 和 III 型分布描述风速的分布规律^[12]。通过回归分析，截断概率模型中各参数的回归值列于表 2，对实测风速数据的拟合曲线绘于图 2。其中，修正参数 m 用来保证各极值分布的概率密度函数在其定义域上积分为 1^[13]。显然，截断极值 III 型能够更好地描述风速的概率分布。

截断概率模型的回归分析结果 表 2

模型	m	a	b	c	R^2	RMSE
截断极值 I 型	1.057	11.62	1.490	—	0.845	0.0261
截断极值 II 型	1.047	9.591	2.061	1.267	0.985	0.0088
截断极值 III 型	1.0	10.0	3.040	1.174	0.996	0.0046

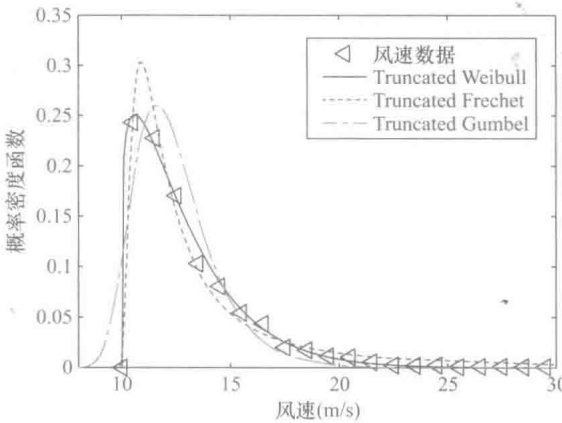


图 2 截断概率模型对风速数据的拟合曲线

2.4 PGA 和 V 的联合概率分布

由 Sklar 理论可知，当 PGA 和 V 的边缘概率分布函数确定后便可得到其联合概率分布函数^[14]。根据 Copula 函数， PGA 和 V 的联合概率分布可表示为

$$F(x,y) = C[F(x),F(y);\theta] = C(u_1,u_2;\theta) \tag{2}$$

式中， $F(x)$ 和 $F(y)$ 分别是 PGA 和 V 的边缘概率分布函数； $u_1=F(x)$ ， $u_2=F(y)$ ； $C(u_1,u_2;\theta)$ 表示 Copula 函数，参数 θ 用以描述变量 PGA 和 V 的相关性。

选取 Gumbel-Hougaard (GH)、Clayton 和 Joe^[15,16] 三种常用的阿基米德 Copula 函数来建立 PGA 和 V 的联合概率分布, 如表 3 所示。参数 θ 可由 Kendall 系数 (τ) 来确定, τ 与 θ 的关系式汇总于表 3。本文采用最小 AIC 信息准则从上述构造的 3 个 Copula 函数中选取最优模型^[17]。

$$AIC=-2\sum_{i=1}^N\ln C(u_{1i},u_{2i};\theta)+2k$$

(3)

常用的 3 类阿基米德 Copula 函数

表 3

Copulas	$C(u_1,u_2;\theta)$	Kendall's τ	θ 的取值
GH	$\exp\left\{-\left[\sum_{i=1}^2(-\ln u_i)^\theta\right]^{1/\theta}\right\}$	$1-\frac{1}{\theta}$	$[1,\infty)$
Clayton	$\left[\left(\sum_{i=1}^2u_i^{-\theta}\right)-1\right]^{-1/\theta}$	$\frac{\theta}{\theta+2}$	$(0,\infty)$
Joe	$1-\left[\frac{(1-u_1)^\theta+(1-u_2)^\theta}{(1-u_1)(1-u_2)}\right]^{1/\theta}$	$1+\frac{4}{\theta}\int_0^1\frac{D_2\ln(D_2)}{(1-t)^{\theta-1}}dt$	$[-1,\infty)$

根据 τ 和 θ 的关系以及公式 (3) 计算得到参数 θ 和 AIC 的取值, 并列于表 4。

参数 θ 、AIC 的取值

表 4

阿基米德 Copula 函数	GH	Clayton	Joe
θ	1.0156	0.0313	11.01
AIC	732	714	502

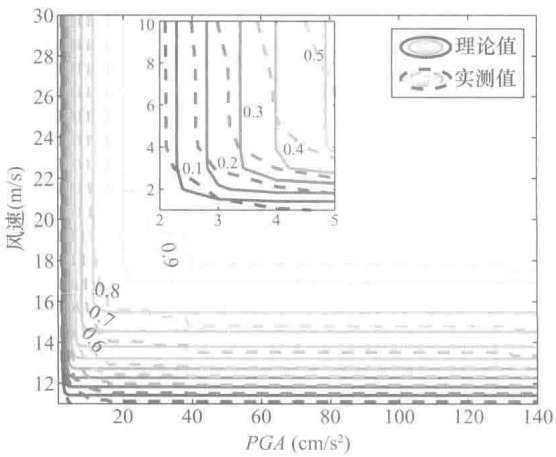


图 3 实测和理论 JCDFs 的等值线曲线

从表 4 中可以发现, Joe copula 函数具有最小的 AIC 值, 表明该 Copula 函数是描述 PGA 和 V 联合概率分布的最优模型。由 Joe copula 函数得到 PGA 和 V 的联合概率分布后, 将其等值线与实测联合概率分布的等值线绘于图 3。

由图 3 不难看出, 基于 copula 函数得到的理论联合概率分布的等值线可以很好地描述实测值的变化趋势。进一步计算了由该方法得到的 JCDF 的 R^2 和 RMSE, 分别为: $R^2=0.969$ 、 $RMSE=0.0301$ 。由此可以表明, 本文提出的方法在建立 PGA 和 V 联合概率模型上的有效性和实用性。

3 地震—风耦合作用下组合结构多灾害易损性分析

3.1 结构分析模型

按现行的抗震设计规范^[18]设计了一 15 层的钢—混凝土组合框架结构 (SCCFS) 作为本文的研究对象, 同时, 为了评估防屈曲支撑对遭受多灾害作用的结构的控制效果, 在原型结构上设计了防屈曲支

撑 (FBRB)。布置防屈曲支撑的组合框架结构平面布置如图 4 (a) 所示。采用 OpenSees 有限元软件对结构进行建模, FRBR 结构的三维有限元模型如图 4 (b) 所示。

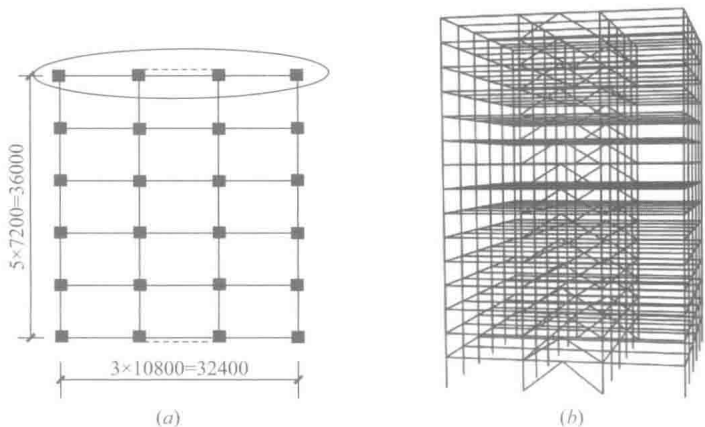


图 4 FRBR 结构平面布置及三维有限元模拟
(a) 平面图; (b) 三维视图

3.2 地震波和风荷载加载

选取 120 条实测地震波作为地震输入。以震级 M_w —断层距 R 作为划分指标, 在以下 4 个区域内随机选取地震动, 并挑选若干近场地震动作为强震数据, 使 PGA 涵盖 $0\sim1.0g$ 整个范围。大震远距 (LMLR): $6.5<M_w<7.0, 30\text{km}<R<60\text{km}$; 大震近距 (LMSR): $6.5<M_w<7.0, 13\text{km}<R<30\text{km}$; 小震远距 (SMLR): $5.8<M_w<6.5, 30\text{km}<R<60\text{km}$; 小震近距 (SMSR): $5.8<M_w<6.5, 13\text{km}<R<30\text{km}$ 。图 5 给出了地震动的震级 M_w —断层距 R 分布。

基于谐波叠加法, 考虑不同高度处脉动风速的相干损失, 采用 Kaimal 谱^[19]模拟不同高度处的风速时程。根据结构楼层数, 将结构沿高度划分为 15 个部分, 假定每个部分内的风荷载相同。根据每个部分相应的迎风面积, 每次模拟计算得到结构不同高度处对应的风荷载时程 15 条。

在 0 到 35m/s 内随机抽样得到 120 组平均风速数据, 并依此模拟生成 120 组随机风荷载时程。基于 Monte Carlo 分析方法, 将选取的 120 条地震动和模拟的 120 组风荷载时程随机匹配, 形成 120 组“风-地震”荷载对, 风和地震随机匹配方式如图 6 所示。加载时, 根据楼层数, 首先在结构每个楼层上施加相应的风荷载时程; 在第 35s 时加入对应的地震动共同作用, 所选地震动的最长时长为 40s; 模拟计算的总时长为 105s, 与风荷载时程一致。为了减小风荷载瞬时加载可能引起的结构不稳定性, 将风荷载的前 5s 时程乘以 $N(t)=t/5$, 使其从零开始逐渐到达真实值。

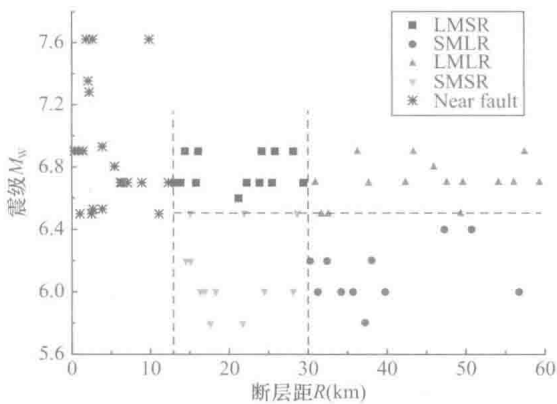


图 5 震级 M_w —断层距 R 分布

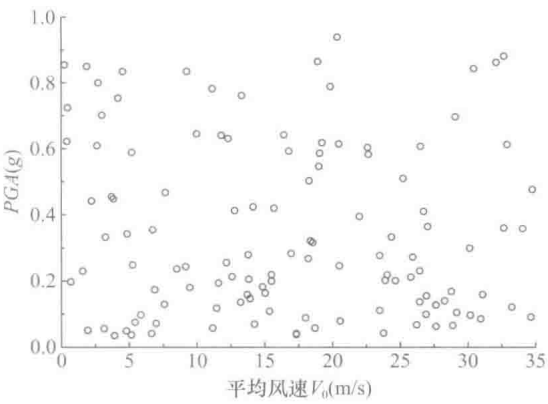


图 6 风和地震随机匹配方式

3.3 非线性动力时程分析

为了研究地震和风耦合作用下结构的动力响应以及 BRB 的控制效果, 本节对 SCCFS 和 FBRB 结构进行了多灾害作用下的非线性动力时程分析。

选取 PGA 分别为 0.063g, 0.256g, 0.468g 和 0.834g 的 4 条地震动与 10 m 处平均风速分别为 0m/s, 10m/s, 20m/s 和 30m/s 的 4 组风荷载时程相互耦合, 分别作用于两个结构上。图 7 给出了 SCCFS 结构在地震和风耦合作用下的顶层位移 (D_1) 时程曲线。以 $PGA=0.063g$ 为例, 风速分别为 0m/s, 10m/s, 20m/s 和 30m/s 时 SCCFS 结构的顶层最大位移分别为 0.054m, 0.056m, 0.061m 和 0.086m, 其中由于风荷载作用引起的结构位移增量分别为 3.70% ($v_0=10m/s$), 12.96% ($v_0=20m/s$) 和 59.26% ($v_0=30m/s$); 当 PGA 增至 0.834g 时, 4 种风速工况下 SCCFS 结构的顶层最大位移分别为 0.695m, 0.700m, 0.713m 和 0.751m, 此时风荷载引起的结构位移增量为 0.72%, 2.59% 和 8.06%。由此可知, 结构的位移响应随着 PGA 和风速的增大而增大, 尤其是 PGA 较小时, 风速影响较大; 随着地震动强度的增大, 风荷载对结构位移的影响逐渐减小。

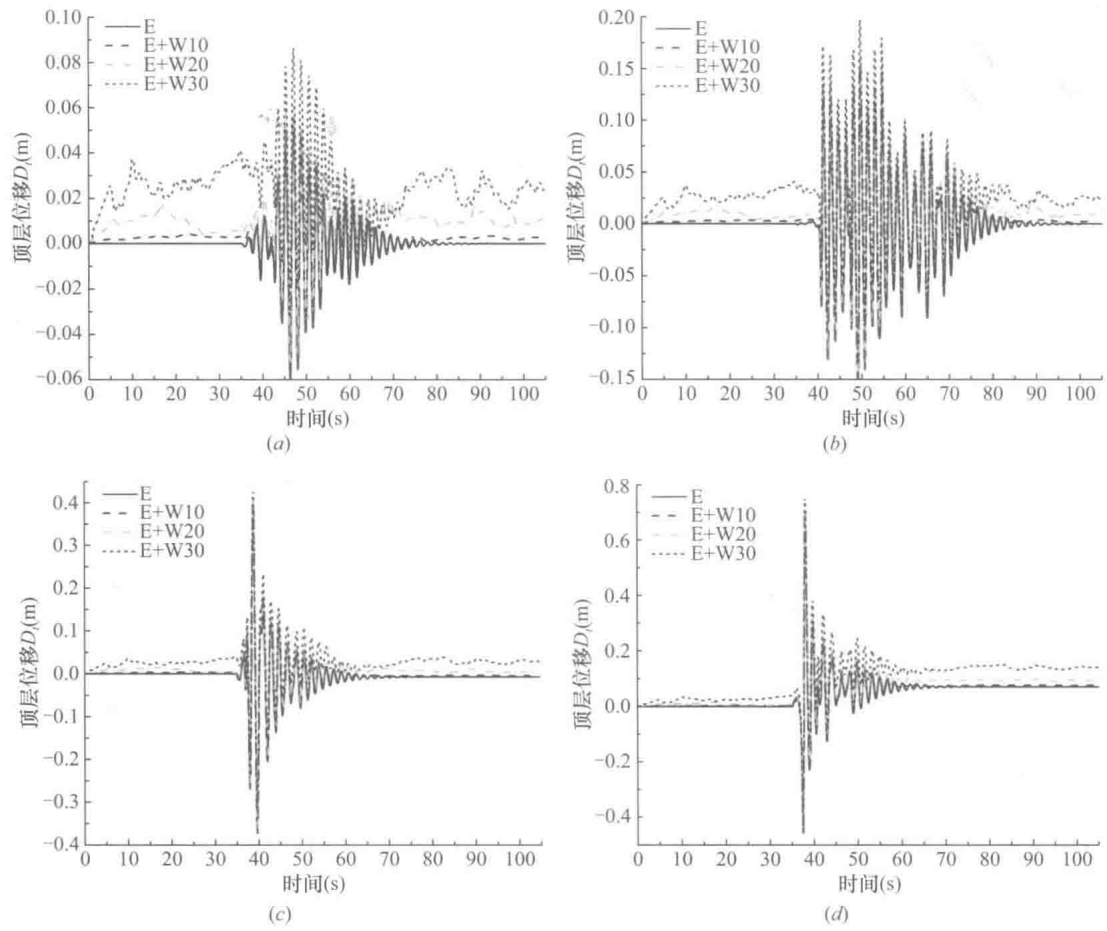


图 7 不同工况下的顶层位移时程

(a) $PGA=0.063g$; (b) $PGA=0.256g$; (c) $PGA=0.468g$; (d) $PGA=0.834g$

表 5 列出了不同工况下 SCCFS 和 FRBR 结构的顶层最大位移以及位移减小百分比。当 $PGA=0.063g$ 时, 不同风速下的 BRB 减小百分比的范围在 47.67%~66.67%; 当地震动增至 0.843g 时, 减小百分比的范围降至 6.19%~7.99%。结果表明: 当地震动强度较小时, BRB 能有效地减小结构的位移响应; 随着地震动强度增大, BRB 的作用逐渐减小。同时, 任一地震动强度下, 随着风速的增大

BRB 减小, 百分比的变化不大, 说明相比于地震动强度, BRB 的控制作用对风速的变化不敏感。图 8 给出了两个结构的层间最大位移角对比。图中可以看出, 层间最大位移角均随着风速的增大而增大; 同时, 当地震动的 PGA 较小时, BRB 对结构层间位移角的控制效果较为显著; 随着地震动强度的增大, BRB 的控制效果逐渐减小。

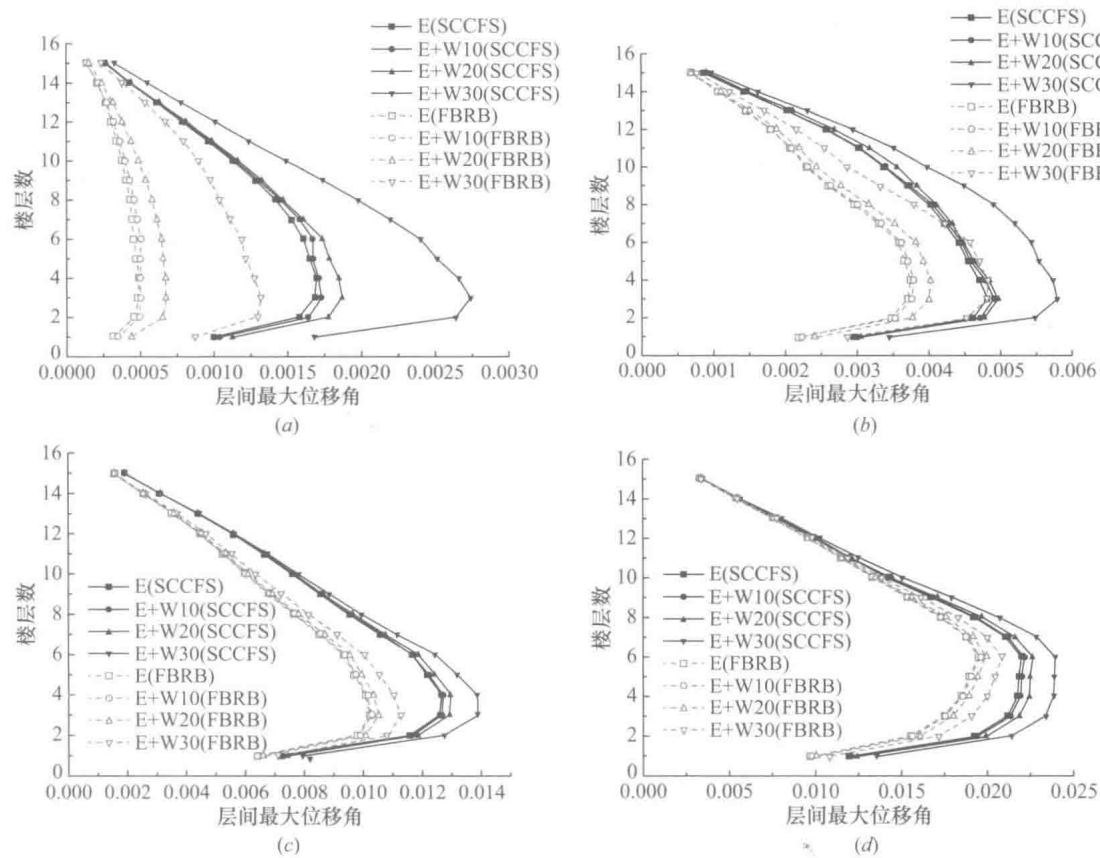


图 8 不同工况下两个结构层间最大位移角对比

(a) $PGA=0.063g$; (b) $PGA=0.256g$; (c) $PGA=0.468g$; (d) $PGA=0.834g$

SCCFS 和 FBRB 结构的顶层最大位移和减小百分比

表 5

地震	风											
	SCCFS				FBRB				减小百分比 (%)			
	0m/s	10m/s	20m/s	30m/s	0m/s	10m/s	20m/s	30m/s	0m/s	10m/s	20m/s	30m/s
0.063g	0.054	0.056	0.061	0.086	0.018	0.019	0.025	0.045	66.67	66.08	59.02	47.67
0.256g	0.158	0.16	0.163	0.197	0.125	0.127	0.134	0.16	20.89	20.63	17.79	18.78
0.468g	0.395	0.397	0.404	0.426	0.317	0.319	0.325	0.346	19.75	19.65	19.55	18.77
0.834g	0.695	0.7	0.713	0.751	0.652	0.655	0.665	0.691	6.19	6.43	6.73	7.99

3.4 多灾害易损性曲面分析方法

结构的易损性表示在遭受一定的灾害强度水平下, 结构达到或超越某种极限破坏状态的条件概率。当结构遭受多灾害作用时, 以地震和风为例, 结构的易损性必然与地震动强度和风速有关, 在三维空间中绘出为易损性曲面。若采用传统的易损性方法, 步骤如下:

(1) 根据风速将风灾划分成若干强度等级 (0m/s, 2m/s, 4m/s...), 根据式 (4) 计算结构在某一固定风速, 不同地震动下的需求中位值 S_D , 其中 IM_1 地震动强度, a 和 b 是回归系数。结构需求的对

数标准差 $\beta_{D|IM}$ 可由式 (5) 求得, 其中 D_i 是第 i 条地震动对应的结构需求, N 是计算总数。

$$\ln S_D = \ln a + b \ln IM_1 \quad (4)$$

$$\beta_{D|IM} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N [\ln(D_i) - \ln(S_D)]^2}{N-2}} \quad (5)$$

(2) 计算该固定风速下的地震易损性:

$$P(D \geq C | IM) = \Phi \left[\frac{\ln(S_D) - \ln(S_C)}{\sqrt{\beta_{D|IM}^2 + \beta_C^2}} \right] \quad (6)$$

式中, D 结构抗震需求, C 是结构抗震能力, S_C 结构抗震能力中位值, β_C 是结构抗震能力对数标准差。

(3) 增加风强度等级, 重复步骤 (1)、(2) 计算得到不同风速下的地震易损性曲线。

(4) 以地震动强度和风速为水平轴, 破坏概率为纵轴, 在三维空间中绘出不同风速下的地震易损性曲线, 并将其延伸成曲面, 形成地震和风耦合作用下的易损性曲面。

显然, 采用传统的方法计算较为繁琐, 为了简洁有效的绘出结构在地震和风耦合作用下的易损性曲面。让 IM_1 和 IM_2 分别代表地震和风强度等级, 结构的多灾害需求可以由式 (7) 求得, 其中 a, b, c 是回归系数。结构的需求对数标准差 $\beta_{D|IM_1, IM_2}$ 可由式 (8) 计算。

$$\ln S_D = \ln a + b \ln IM_1 + c \ln IM_2 \quad (7)$$

$$\beta_{D|IM_1, IM_2} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N [\ln(D_i) - \ln(S_D)]^2}{N-3}} \quad (8)$$

为了更加合理准确地拟合结构在多灾害作用下的需求, 本文采用一阶、二阶 [式 (9)] 和三阶 [式 (10)] 需求模型分别拟合了结构在地震和风耦合作用下的需求, 并采用决定系数 R^2 和均方根误差 $RMSE$ 来评估不同需求模型的拟合效果。

$$\ln S_D = \ln a + b \ln IM_1 + c \ln IM_2 + d (\ln IM_1)^2 + e (\ln IM_2)^2 + f \ln IM_1 \ln IM_2 \quad (9)$$

$$\begin{aligned} \ln S_D = \ln a + b \ln IM_1 + c \ln IM_2 + d (\ln IM_1)^2 + e (\ln IM_2)^2 + f \ln IM_1 \ln IM_2 \\ + g (\ln IM_1)^3 + h (\ln IM_2)^3 + i (\ln IM_1)^2 \ln IM_2 + j \ln IM_1 (\ln IM_2)^2 \end{aligned} \quad (10)$$

根据拟合得到的结构多灾害需求, 采用下式计算结构在地震和风耦合作用下的多灾害易损性。由此, 可直接在三维空间中绘出地震和风耦合作用下的结构多灾害易损性曲面。

$$P(D \geq C | IM_1, IM_2) = \Phi \left[\frac{\ln(S_D) - \ln(S_C)}{\sqrt{\beta_{D|IM_1, IM_2}^2 + \beta_C^2}} \right] \quad (11)$$

3.5 多灾害易损性分析

依据现有的地震和风多灾害需求分析模型, 采用一阶、二阶和三阶公式分别对结构进行需求拟合。SCCFS 和 FBRB 结构的回归系数及相应的 R^2 和 $RMSE$ 值列于表 6。通常来说, 随着模型阶次的提高, 决定系数 R^2 不断增大, 在这三个模型中, 三阶模型拥有最大的 R^2 值。然而, 三阶模型相应的均方根误差 $RMSE$ 大于二阶模型, 说明采用三阶模型时数据过度拟合。并且, 三阶模型的三次项系数的绝对值普遍较小, 表明这些三次项在公式中所占权重很小, 可以忽略。综合 R^2 和 $RMSE$ 考虑需求模型的拟合效果, 二阶模型具有较高的 R^2 和最小的 $RMSE$, 选为多灾害需求模型。

根据之前提出的多灾害易损性公式和多灾害需求二阶模型, 可以得到 SCCFS 和 FBRB 结构的多灾害易损性曲面。本文中, 将结构的最大层间位移角作为破坏指标, 参考相关规范^[18,20]定义本文的四个能力中位值为 1/400、1/200、1/100 和 1/50, 对应四个破坏状态为轻微破坏、中等破坏、严重破坏和倒塌。

SCCFS 和 FBRB 结构的回归系数及相应的 R^2 和 $RMSE$

表 6

模型		$\ln a$	b	c	d	e	f	g	h	i	j	R^2	$RMSE$
SCCFS	一阶	-4.547	0.913	0.094	—	—	—	—	—	—	—	0.656	0.599
	二阶	-4.173	1.676	0.042	0.204	-0.010	0.051	—	—	—	—	0.681	0.584
	三阶	-3.750	2.732	0.091	0.688	-0.085	-0.245	0.031	0.009	-0.136	0.053	0.691	0.586
FBRB	一阶	-4.844	0.958	0.104	—	—	—	—	—	—	—	0.704	0.563
	二阶	-4.584	1.555	0.066	0.182	0.018	-0.010	—	—	—	—	0.723	0.551
	三阶	-4.338	1.805	0.219	0.197	-0.136	0.018	-0.046	0.019	-0.093	-0.082	0.735	0.552

SCCFS 和 FBRB 结构轻微破坏和倒塌状态下的易损性曲面分别如图 9 所示。从图中可以看出：不同破坏状态下结构的易损性均随着 PGA 和风速的增长而增大；然而，相比于地震动的影响，风对结构易损性的影响不敏感。

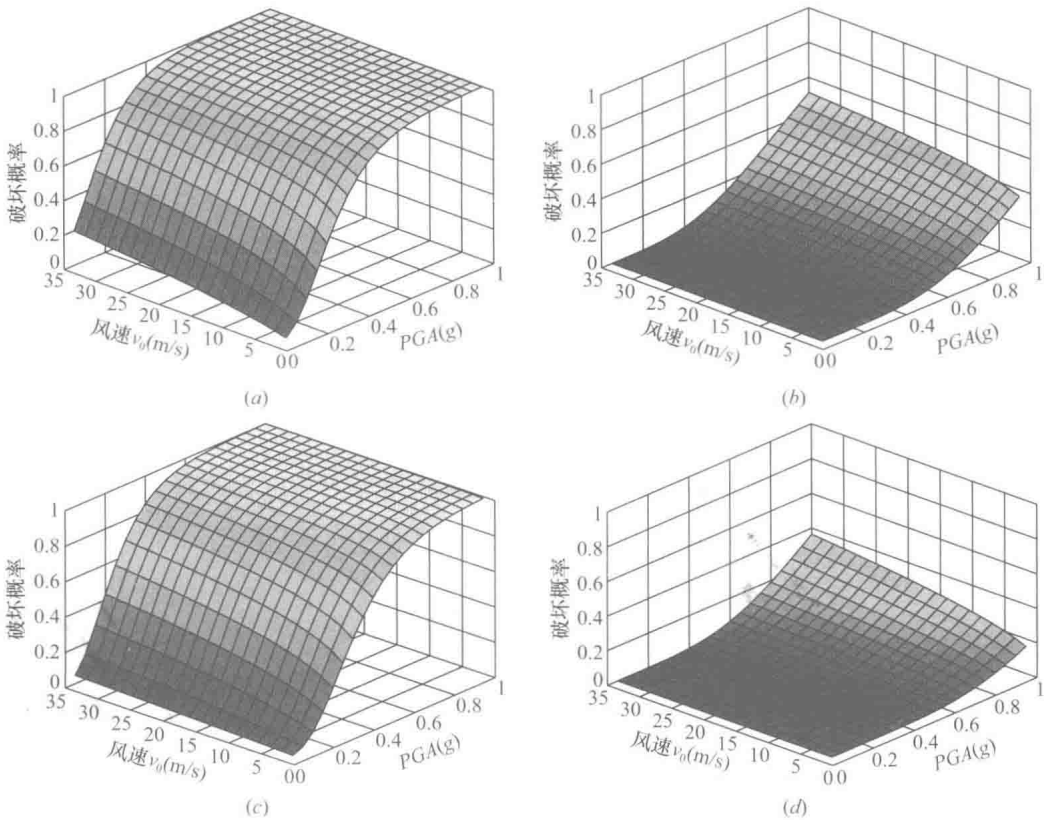


图 9 SCCFS 和 FBRB 结构易损性曲面

(a) SCCFS 轻微破坏；(b) SCCFS 倒塌；(c) FBRB 轻微破坏；(d) FBRB 倒塌

通过比较图 9 中两个结构的破坏状态可以看出 BRB 能够有效地减小结构遭受多灾害时的易损性，尤其是倒塌状态。以 $PGA=0.4g$ 、 $v_0=15\text{m/s}$ 为例，SCCFS 和 FBRB 结构达到四个破坏状态的概率分别为 0.882，0.548，0.172，0.022 和 0.775，0.360，0.070，0.005；其中，BRB 对结构易损性的减小率分别为 12.1%，34.4%，59.3%和 78.3%。

4 地震—风耦合作用下超高层建筑结构性能分析

4.1 算例概况

基于规范^[18,21]设计了一个 42 层钢框架—RC 核心筒超高层建筑用以探究超高层结构在地震和强风

联合作用下的性能表现情况，其长度、宽度和高度分别为 32.4m、30.6m 和 152.1m，如图 10 所示。该超高层建筑主要由圆钢管柱、I 字钢梁和 RC 剪力墙组成，地震和风联合作用下的动力非线性分析在 OpenSees 平台上进行^[8]。

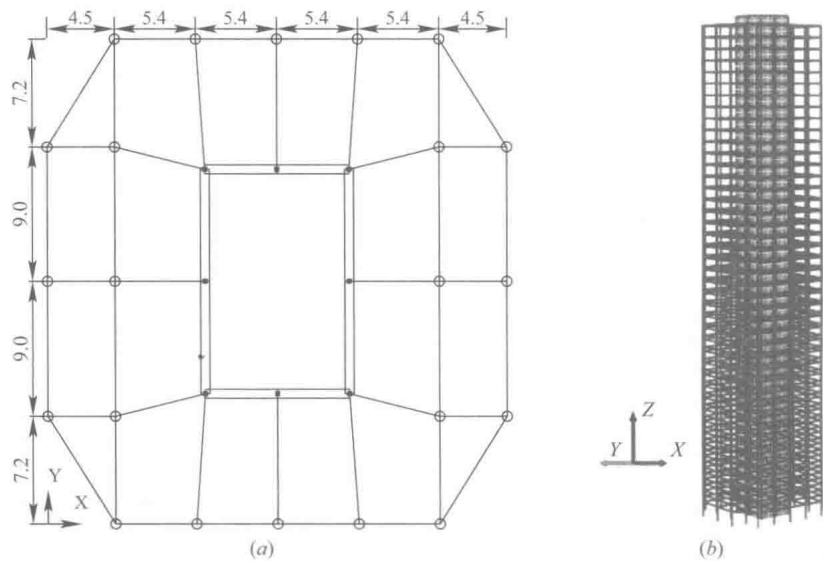


图 10 超高层建筑的布置图
(a) 平面图；(b) 三维视图

4.2 结果讨论

按规范反应谱从 PEER 网站上选取 100 条地震动记录，为充分考虑输入荷载的不确定性，确保选取的地震动在 $M \in [4.5, 8.0]$ ， $R_{jb} \in [0, 180\text{km}]$ 区间保持均匀分布，其断层距—震级分布如图 11 所示。在 $[0, 40\text{m/s}]$ 区间内均匀选取 100 个风速，并模拟 100 条风荷载时程。与 100 条地震动随机组合成 100 组“地震—风”荷载对，如图 12 所示。

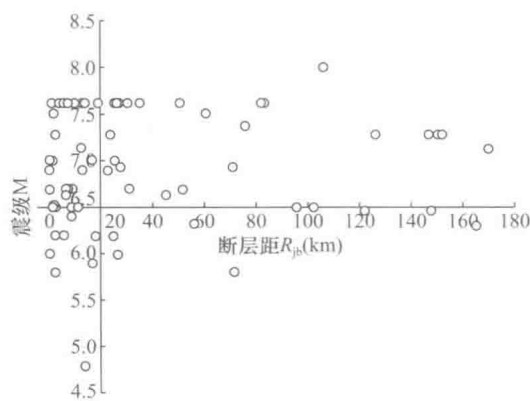


图 11 断层距—震级分布图

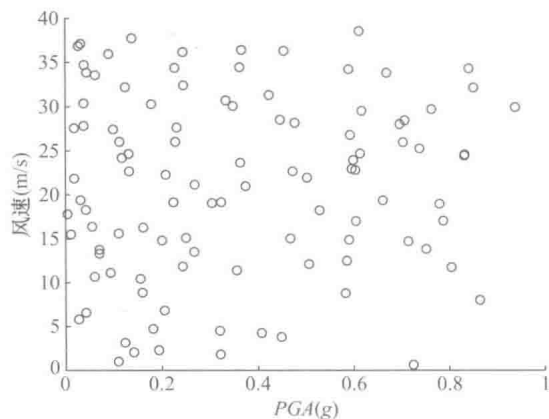


图 12 PGA-V 数据对

选取一阶需求模型对地震和强风作用下的超高层建筑需求进行分析，其可表示为

$$\ln EDP = a + b \ln(PGA) + c \ln(V) \tag{12}$$

式中，模型参数 a 、 b 和 c 可由回归分析得到，分别为 -5.425 、 0.406 和 0.2305 。基于一阶需求模型的拟合曲面绘于图 13。

得到结构在地震和风联合作用下的需求模型后，便可根据本文提出的多灾害易损性分析方法得到该超高层建筑在不同极限状态的易损性曲面，如图 14 所示。

超高层建筑结构的易损性随着 PGA 和风速的增大而增大。在地震单独作用下，该超高层建筑几乎不会发生倒塌 ($P=0.0055$)，但随着风速的增加，该结构的倒塌概率增加到 $P=0.1295$ ，与地震单独作用相比倒塌率增加了 2254.5%，即增加了 22.5 倍。因此，地震和风对结构的耦合效应不容忽视。由四种破坏状态的易损性曲面不难看出，风对该超高层结构易损性的影响较为敏感。

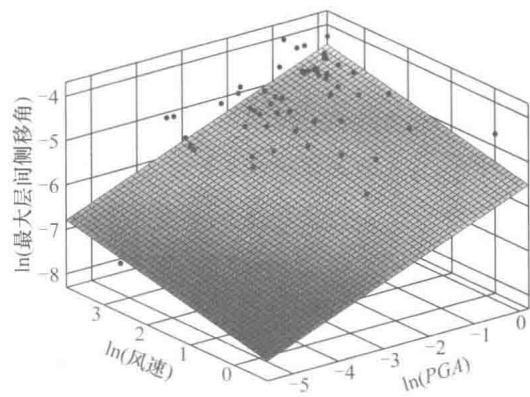


图 13 需求拟合曲面

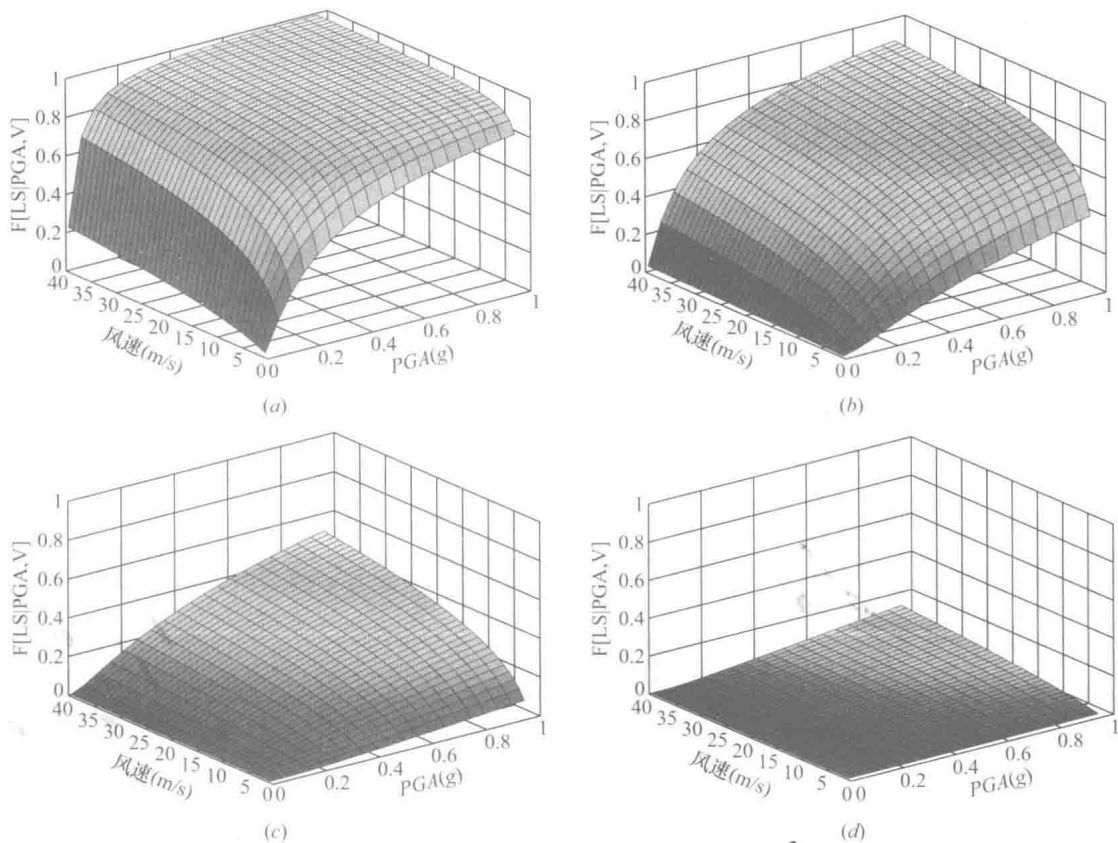


图 14 超高层建筑的易损性曲面

(a) 轻微破坏；(b) 中等破坏；(c) 严重破坏；(d) 倒塌

5 结论

本文研究了结构多灾害中的地震与风的耦合效应，包括地震与风的联合发生概率和其耦合作用下结构的响应。首先，通过气象和地震数据建立了地震和风联合发生概率模型；其次，提出了一种新的多灾害易损性曲面分析方法；最后，对组合结构和超高层结构分别进行了非线性动力时程分析及易损性分析，详细讨论了地震与风耦合作用中地震与风的相对强度对结构动力响应及易损性的影响。研究中主要得出以下结论：

- (1) 基于 Copula 函数的联合概率模型分析方法能够有效地建立地震与风（或其他灾害）的多灾害联合发生概率模型。
- (2) 所提出的多灾害易损性曲面分析方法能够高效、合理地评价地震与风耦合作用下结构的性能。