



“十三五”国家重点出版物出版规划项目

重大工程的动力灾变学术著作丛书

高层建筑结构地震损伤 分析与控制

李忠献 徐龙河 著



科学出版社

国家科学技术学术著作出版基金资助出版
“十三五”国家重点出版物出版规划项目
重大工程的动力灾变学术著作丛书

高层建筑结构地震损伤 分析与控制

李忠献 徐龙河 著



科学出版社

北京

内 容 简 介

本书系统地总结和阐述了高层建筑结构地震损伤演化分析、失效模式识别与优化、基于磁流变阻尼器的非线性地震损伤控制的原理与方法等。主要内容包括高层建筑结构竖向构件地震损伤分析,高层钢框架结构、高层钢框架-混凝土核心筒结构地震损伤分析,高层钢结构基于等抗震性能的地震失效模式优化,高层钢结构基于性能的地震失效模式识别与优化,高层钢结构、高层钢-混凝土结构基于 MR 阻尼器的非线性地震损伤控制,以及钢-混凝土结构非线性地震损伤控制模型试验等。

本书可供从事土木工程、防灾减灾与防护工程、力学工程等相关领域的科学研究人员、工程技术人员参考,也可作为高等院校的教师、研究生和高级本科生的参考用书。

图书在版编目(CIP)数据

高层建筑结构地震损伤分析与控制/李忠献,徐龙河著. —北京:科学出版社,2018.3

(重大工程的动力灾变学术著作丛书)

“十三五”国家重点出版物出版规划项目

ISBN 978-7-03-056829-8

I. ①高… II. ①李…②徐… III. ①高层建筑-建筑结构-地震反应分析②高层建筑-建筑结构-抗震措施 IV. ①TU973

中国版本图书馆 CIP 数据核字(2018)第 046107 号

责任编辑:刘宝莉 乔丽维 / 责任校对:郭瑞芝

责任印制:师艳茹 / 封面设计:陈 敬

科学出版社出版

北京东黄城根北街 16 号

邮政编码:100717

<http://www.sciencep.com>

中国科学院印刷厂印刷

科学出版社发行 各地新华书店经销

*

2018 年 3 月第 一 版 开本:720×1000 1/16

2018 年 3 月第一次印刷 印张:19 1/2

字数:390 000

定价:128.00 元

(如有印装质量问题,我社负责调换)

前 言

近二十年来,我国建筑行业迅猛发展,同时,随着社会需求的提高和科学技术的进步,建筑结构的规模越来越大、造型越来越复杂,高层和高耸建筑正不断刷新最高建筑的记录。高层、超高层建筑的日益复杂化对现代结构科学和技术提出了严峻的挑战,尤其在灾害性地震作用下,对高层、超高层结构安全性提出了更新的、更复杂的要求。我国地处环太平洋地震带和欧亚地震带的交汇处,是世界上地震灾害最为严重的国家之一,地震发生区域广阔而分散,地震强度高,震源浅,发生频繁。而我国许多新建和在建的高层及超高层建筑都建设在强地震区,正面临着潜在的地震破坏威胁。

强烈的地震给世界各国人民造成了巨大的灾难,震害分析表明房屋建筑结构的破坏、倒塌是人员伤亡和经济损失的根本原因。因此,研究强震作用下高层建筑结构的损伤演化规律和破坏倒塌机制,控制结构损伤发展过程和优化失效破坏模式,避免结构发生整体倒塌,对提高高层建筑的抗震安全性、减轻或避免高层建筑的震害具有重要的理论意义和工程价值。本书着重介绍作者及研究团队多年来的相关研究成果,系统地总结和阐述高层建筑结构地震损伤演化分析、失效模式识别与优化、基于磁流变阻尼器的非线性地震损伤控制的原理与方法等。

全书共 9 章,第 1 章概述高层建筑结构地震损伤模型、构件计算模型、地震损伤分析方法、地震失效模式优化理论及基于 MR 阻尼器的地震损伤控制理论的研究与发展;第 2 章介绍高层建筑结构主要竖向承重构件的地震损伤分析方法,对高层建筑结构中钢柱、钢筋混凝土柱和钢筋混凝土墙等竖向承重构件的损伤模型及地震损伤演化分析方法进行详细的阐述;第 3 章介绍高层钢框架结构强震作用下考虑损伤累积效应的倒塌全过程模拟方法;第 4 章介绍高层钢框架-混凝土核心筒结构地震损伤分析的方法,对基于等效刚度的地震损伤模型、钢-混凝土结构地震损伤演化过程振动台试验、基于贝叶斯理论的地震损伤演化分析方法等进行详细的介绍;第 5 章介绍高层钢结构基于等抗震性能的失效模式单目标、多目标优化理论与方法;第 6 章介绍高层钢结构基于性能的地震失效模式识别与多目标优化理论与方法;第 7 章介绍高层钢结构基于 MR 阻尼器的非线性地震损伤控制理论与方法,对基于 MR 阻尼器的非线性半主动控制平台、高层钢框架、高层钢板剪力墙结构非线性地震损伤控制的理论与方法进行详细的介绍;第 8 章介绍高层钢-混凝土结构基于 MR 阻尼器的非线性地震损伤控制理论与方法;第 9 章介绍钢-混凝土结构非线性地震损伤控制模型的振动台试验,包括半主动控制系统的设计、模型设

计与试验工况、试验结果与分析及试验模型结构损伤演化数值模拟等。

本书是李忠献教授及研究团队多年来相关研究成果的结晶,丁阳教授参与了第2、3、4章的部分研究工作,徐龙河教授参与了第1~9章的部分研究工作和全书的撰写工作,吕杨博士参与了第2、5、7、8、9章的部分研究工作,伍敏博士参与了第2、3、4章的部分研究工作,吴耀伟、李佩芬等参与了第4、6章的部分研究工作,他们的辛勤工作和创新成果是本书的基础,作者在此表示衷心感谢。

本书研究工作得到科技部和国家自然科学基金委员会的大力资助,包括国家重点研发计划重点专项(2016YFC0701100)、国家重大科研仪器研制项目(51427901)、重大研究计划集成项目(91315301-03)、重点项目(90715032)、优秀青年科学基金项目(51322806)、面上项目(51178034和51578058)、青年基金项目(50808013和51508373)和北京市自然科学基金面上项目(8172038),作者在此表示衷心感谢。

由于作者水平有限,书中难免存在不足之处,衷心希望读者批评、指正!

目 录

前言

第 1 章 绪论	1
1.1 引言	1
1.2 结构损伤模型研究与发展	3
1.2.1 材料层次损伤模型	3
1.2.2 构件层次损伤模型	7
1.2.3 结构层次损伤模型	8
1.3 高层建筑结构构件计算模型	9
1.3.1 梁柱构件的模拟	10
1.3.2 剪力墙的模拟	12
1.4 高层建筑结构地震损伤分析方法的研究与发展	14
1.4.1 有限单元数值计算方法	15
1.4.2 离散单元数值计算方法	15
1.4.3 有限元-离散元混合数值计算方法	16
1.5 高层建筑结构地震失效模式优化理论的研究与发展	16
1.6 高层建筑结构基于 MR 阻尼器的地震损伤控制理论研究与发展	17
参考文献	19
第 2 章 高层建筑结构竖向构件地震损伤分析	36
2.1 考虑损伤累积效应的钢柱损伤演化分析	36
2.1.1 损伤模型	36
2.1.2 损伤累积效应的影响	42
2.1.3 损伤演化规律	45
2.2 钢筋混凝土柱基于易损性的地震损伤评估	48
2.2.1 精细化分析模型	48
2.2.2 地震损伤评估	50
2.3 钢筋混凝土柱基于能量阈值的地震损伤分析	54
2.3.1 基于能量的损伤模型	55

2.3.2 损伤演化分析	59
2.4 钢筋混凝土剪力墙损伤演化分析	63
2.4.1 损伤模型	63
2.4.2 损伤演化分析	66
参考文献	71
第3章 高层钢框架结构地震损伤分析	75
3.1 考虑损伤累积效应的地震倒塌分析	75
3.2 Benchmark 钢框架结构倒塌模拟分析	77
3.2.1 分析模型	77
3.2.2 失效极限荷载	78
3.2.3 失效路径与倒塌过程模拟	83
参考文献	86
第4章 高层钢框架-混凝土核心筒结构地震损伤分析	89
4.1 基于等效刚度的地震损伤模型	89
4.2 地震损伤演化分析	90
4.2.1 分析模型	90
4.2.2 响应分析	92
4.2.3 损伤演化规律与倒塌分析	98
4.3 钢-混凝土结构地震损伤演化过程振动台试验	102
4.3.1 试验模型	102
4.3.2 试验工况	104
4.3.3 试验结果	107
4.3.4 基于等效刚度的整体损伤模型应用	119
4.3.5 损伤演化与失效过程分析	123
4.4 基于贝叶斯理论的地震损伤演化分析	134
4.4.1 贝叶斯理论	134
4.4.2 基于贝叶斯理论的地震易损性分析方法	139
4.4.3 试验模型结构基于贝叶斯理论的地震损伤分析	141
参考文献	154
第5章 高层钢结构基于等抗震性能的地震失效模式优化	158
5.1 基于等抗震性能的优化设计	158

5.1.1 设计理论	158
5.1.2 损伤准则	159
5.1.3 抗震性能指标	162
5.1.4 优化流程	162
5.2 失效模式单目标优化设计与分析	164
5.2.1 分析模型	164
5.2.2 优化过程	167
5.2.3 优化分析	171
5.3 失效模式多目标优化设计与分析	179
5.3.1 钢板剪力墙数值模拟方法	179
5.3.2 分析模型	180
5.3.3 优化过程	181
5.3.4 优化分析	182
参考文献	188
第 6 章 高层钢结构基于性能的地震失效模式识别与优化	190
6.1 基于损伤与耗能的结构失效模式识别与多目标优化	190
6.1.1 损伤指数	191
6.1.2 能量指标	194
6.1.3 失效模式优化	194
6.1.4 算例分析	195
6.2 基于概率的结构主要失效模式识别方法	204
6.2.1 各失效模式下结构失效概率	204
6.2.2 失效模式识别步骤	205
6.2.3 算例分析	206
6.3 基于截面损伤指数的结构失效模式多目标优化	215
6.3.1 截面损伤指数	216
6.3.2 失效模式多目标优化	217
6.3.3 算例分析	217
参考文献	230
第 7 章 高层钢结构基于 MR 阻尼器的非线性地震损伤控制	232
7.1 非线性半主动控制平台	232

7.1.1	半主动控制流程	232
7.1.2	基本控制方程	234
7.1.3	MR 阻尼器的出力模型	235
7.1.4	半主动控制律	236
7.1.5	MR 阻尼器优化设计	237
7.2	高层钢框架结构非线性地震损伤控制	238
7.2.1	分析模型	238
7.2.2	损伤控制效果	239
7.3	钢板剪力墙结构非线性地震损伤控制	244
7.3.1	分析模型	244
7.3.2	动力时程响应	246
7.3.3	损伤控制效果	251
	参考文献	256
第 8 章	高层钢-混凝土结构基于 MR 阻尼器的非线性地震损伤控制	257
8.1	钢筋混凝土剪力墙损伤准则	257
8.2	算例分析	259
8.2.1	混合结构的数值模拟	259
8.2.2	分析模型	259
8.2.3	动力响应	261
8.2.4	损伤控制效果	263
	参考文献	268
第 9 章	钢-混凝土结构非线性地震损伤控制模型试验	269
9.1	半主动控制系统设计	269
9.2	模型设计与试验工况	270
9.2.1	试验模型	270
9.2.2	试验工况	273
9.2.3	MR 阻尼器	273
9.3	试验结果与分析	275
9.3.1	峰值响应控制效果	275
9.3.2	动力响应控制效果	278
9.3.3	能量耗散控制效果	282

9.3.4 损伤控制效果·····	285
9.4 试验模型结构损伤演化数值模拟 ·····	289
9.4.1 混凝土损伤本构模型 ·····	289
9.4.2 应变反演 ·····	290
9.4.3 等效纤维单元模型 ·····	292
9.4.4 数值模拟结果·····	294
参考文献·····	297
索引·····	299

第1章 绪 论

1.1 引 言

随着社会发展和科技进步,建筑结构正向大型化、复杂化和多样化发展,高层和超高层建筑层出不穷。例如,位于上海市浦东新区的上海中心大厦,地上118层,塔顶建筑高度632m,结构高度580m;天津高银117大厦结构高度596.5m,117层,结构高度仅次于2009年建成的迪拜哈利法塔(钢筋混凝土剪力墙体系最高处为601m),为世界结构第二高楼、中国结构第一高楼;深圳平安国际金融大厦核心筒混凝土结构高度555.5m,建筑高度近600m。2009年,广州塔建成,主体高度454m;2010年,广州西塔建成,高440m;2014年,广州东塔封顶,高530m。此外,我国还将建造一批高度超过500m、600m的超高层建筑和高耸结构。建筑高度的增加伴随着人员和资产的密集,而我国地处世界两大地震带(即环太平洋地震带和欧亚地震带)的交汇处,地震活动频繁,地震灾害十分严重,由于地震灾害的复杂性和随机性,房屋建筑有可能遭受到比预估罕遇地震更大的地震,这对高层建筑结构的抗震性能提出了更高的要求。

近几十年来,建筑结构所面临的地震及其次生灾害威胁日益严重。1995年1月17日,日本7.2级阪神大地震毁坏建筑物10.8万幢,导致6434人死亡,图1.1所示为日本关西地区一座高层建筑在阪神地震中发生薄弱层破坏。1999年9月21日,中国台湾7.3级集集地震导致2.7万幢房屋全部倒塌,2.4万幢房屋半倒塌,造成2378人死亡,图1.2(a)和(b)所示为中国台湾南投县某座高楼和彰化县一座16层钢筋混凝土住宅大楼在集集地震作用下发生倒塌破坏。进入21世纪后,我国发生了多次7级以上地震。2008年5月12日发生在四川汶川的8.0级地震和2010年4月14日发生在青海玉树的7.1级地震共导致约7万人死亡、约2万人失踪、约40万人受伤,数百万间房屋倒塌,给当地人民的生命财产造成了巨大损失。而我国大部分高层建筑建设在地震多发区,意味着我国的高层建筑结构将长时间面临严重的地震灾害威胁。高层建筑大都是集商场、办公、酒店为一体的多功能建筑,其内部容纳的人数多,人员流动频繁,而且都是所在城市的标志性建筑,往往具有明显的象征意义和巨大的社会影响力。这些特殊性决定了当高层建筑遭遇地震时,一旦发生因丧失功能而导致的结构局部倒塌或整体倒塌,将会造成巨大的经济损失和人员伤亡,给社会带来难以估量的负面影响。



图 1.1 1995 年日本阪神地震中某高层建筑破坏



(a) 中国台湾南投县某高层建筑破坏



(b) 中国台湾彰化县某高层住宅倒塌

图 1.2 1999 年中国台湾集集地震中多座高层建筑发生倒塌破坏

虽然国内外学者曾致力于地震预报工作的研究,并且依据地震的长期预报做出了地震区划以指导工程设计,但对中短期及临时地震预报收效甚微,对地震灾害根本性的预防措施仍然在于采取合理的结构抗震设计方法,提高房屋的抗震能力,避免结构的倒塌和严重损害^[1]。我国高层建筑结构的建设虽然起步较晚,但在近几十年里却建设了数百栋高度超过 200m 的超高层建筑,由于高层建筑结构复杂

的体型、庞大的体积以及复杂结构中多种结构体系的协同工作等因素的存在,准确分析计算高层建筑结构的动力响应存在很大的挑战。尤其是对采用多种抗震体系的复杂建筑结构来说,该类结构强震作用下各抗震分体系往往存在不同的抗震性能,并且数值分析和试验难度大,结构体系未经历实际动力与地震作用的考验,这迫切要求国内外学者对其抗震性能进行更深入、系统的理论和试验研究。

在对高层建筑结构地震作用下的动力响应进行精确求解的基础上,提高结构的抗震性能以确保结构在可能发生的地震作用下安全可靠地运行,最大限度地避免人员伤亡,减轻震害带来的经济损失,是国内外学者长期研究的重点课题。在传统的结构体系中,抗震主要是通过增强结构本身的强度来抵御地震作用,显然,单纯地加大结构构件强度不仅会提高结构的造价,结构自重和刚度的增加还可能会增大结构的地震响应。此外,结构局部抗震能力的增加意味着其他部位相对减弱而形成薄弱部位,因此,行之有效的方法是对结构各构件的抗震能力按照其重要性等因素进行精细化设计,避免结构在潜在的地震作用下损伤率先在薄弱部位处产生。另一行之有效的途径是采用结构振动控制的方法,即通过在结构上设置控制机构,由控制机构和结构共同抵御地震动等外部荷载,使结构的动力响应减小,从而提高结构的抗震和抗灾变能力。

1.2 结构损伤模型研究与发展

为分析高层建筑结构地震损伤演化规律,有必要对结构各层次的损伤模型进行深入研究。损伤模型是表征材料、构件和结构损伤程度的力学变量,是损伤力学发展 20 多年来的成果^[2]。从微观角度看,在缺陷或界面附近,微应力累积伴随着微应变的不协调,使材料产生损伤,即微裂纹或微孔洞的增长,这一阶段可通过连续介质力学和热动力学中的损伤模型加以研究^[3]。损伤模型具有无量纲性、强非线性 and 存在损伤阈值等特性:①取值范围应为 0~1,当取 0 时表示材料、构件和结构处于无损状态,当取 1 时表示其处于完全破坏状态,在 0 和 1 之间表示不同程度的损伤状态;②单调递增函数,即损伤生成后不可恢复,是不可逆的。根据研究对象不同,将损伤模型分为材料层次损伤模型、构件层次损伤模型和结构层次损伤模型。

1.2.1 材料层次损伤模型

根据材料的属性不同,材料层次损伤模型可分为钢材损伤模型和混凝土损伤模型。

1. 钢材损伤模型

钢材损伤模型种类非常繁多^[4]。其中 1958 年,Kachanov^[5]为了研究蠕变断裂

问题而提出的连续性损伤力学理论得到了国内外学者最多的重视。之后,连续性损伤力学经过不断发展完善,理论框架逐步形成,应用领域不断扩大,目前已经成为固体力学的一个重要分支。钢材的连续性损伤力学理论一般包括材料屈服准则、强化法则、加卸载准则、塑性流动法则、变形一致性条件和损伤演化法则六部分^[6]。对于钢等材质较均匀、无单边效应的材料,常采用 von Mises 材料屈服准则。强化法则主要有随动强化法则、各向同性强化法则和混合强化法则,其中随动强化法则假定材料在整个塑性变形过程中屈服面在应力空间做刚性平移而大小不发生变化,即屈服面的尺寸和形状均保持与初始屈服面相同,因此这种强化法则能很好地解释材料的 Baushinger 效应;各向同性强化法则假定初始屈服面均匀地膨胀或收缩,屈服面不随塑性流动发生畸变,因此可以考虑材料的强化效应;混合强化法则是同时考虑各向同性和随动强化法则的一种更一般的强化法则,该法则假定后继屈服面在所有方向都发生平动和膨胀或收缩,因此对 Baushinger 效应和各向同性强化过程都能在不同程度上进行模拟。塑性流动法则分为关联流动法则和非关联流动法则,其区别在于是否假定材料塑性流动的方向与材料屈服面正交,对于钢材一般采用关联流动法则,即假定塑性应变率张量与钢材屈服面正交。上述四部分结合变形一致性条件即可定义材料的弹塑性本构模型。

基于不同的损伤演化法则,国内外学者定义了大量的钢材损伤模型,这些损伤模型大多将损伤增量定义为损伤势函数和能量释放率的内变量,进而在热力学理论下损伤能自动满足非减的基本准则。Chaboche^[7,8]和 Lemaitre^[9~13]提出了有效应力的概念和应变等效假定,并首次将损伤力学应用于材料延性破坏的模拟上,只是他们提出的损伤模型认为损伤与材料等效塑性应变呈线性关系,这与钢材实际受力状态吻合稍差;Tai 等^[14,15]提出的模型采用指数函数定义损伤发展过程,该模型适合低碳钢损伤的模拟;Wang^[16~18]采用与 Lemaitre^[9~13]相似的损伤演化法则,在模型中额外定义了一个参数,通过参数值的变化可以模拟线性损伤发展过程和指数形式的损伤发展过程;Chow 和 Wang^[19]考虑材料的各向异性,将损伤采用一个向量进行描述;Shen 和 Dong^[20]通过试验数据建立了一个钢材滞回损伤模型,并采用两个参数对损伤发展过程中材料的屈服应力和弹性模量进行折减。此外,Bonora^[21]和 Pirondi 等^[22,23]基于连续性损伤力学提出了一个弹塑性损伤模型,该模型采用非线性损伤演化准则,能较好地模拟多维应力状态对材料性能的影响,并且与试验对比分析表明该模型具有很高的模拟精度。

结合经典弹塑性理论的 Bonora 损伤模型为

$$\dot{D} = -d\lambda \frac{\partial f_d}{\partial Y} = \frac{(D_{cr} - D_0)^{1/a}}{\ln(\epsilon_u - \epsilon_{th})} f\left(\frac{\sigma_m}{\sigma_{eq}}\right) (D_{cr} - D)^{1-1/a} \frac{d\kappa}{\kappa} \quad (1.1)$$

式中, $\dot{D}$ 为损伤指数增量; D 为损伤指数; D_0 为初始损伤指数; D_{cr} 为临界损伤指

数; ϵ_u 为与临界损伤指数相对应的临界应变; ϵ_{th} 为开始发生损伤的阈值应变; $d\kappa$ 为等效塑性应变增量; κ 为等效塑性应变; α 为损伤参数; $d\lambda$ 为塑性乘子; $f\left(\frac{\sigma_m}{\sigma_{eq}}\right)$ 为考虑三轴应力状态时的影响因子。

根据式(1.1)中参数 α 的取值范围不同, 该模型可以描述三种基本的损伤发展过程, 如图 1.3 所示。其中, 类型 1 是指初始材料在等效塑性应变超过开始发生损伤的阈值之前新的孔隙率很少产生, 损伤主要表现为已有空隙的扩展, 材料损伤发展很慢, 几乎为常数, 当材料等效塑性应变超过阈值之后, 材料空隙进一步合并并伴随大量新的空隙产生, 空隙相互贯通产生裂纹, 随着等效塑性应变提高至超过材料断裂塑性应变临界值时, 损伤产生阶跃并超越破坏阈值发生断裂。类型 3 的损伤在材料等效塑性应变达到开始发生损伤的阈值应变之前, 主要表现为新的空隙产生, 随着等效塑性应变增加到阈值后, 材料损伤主要表现为空隙的扩展, 此时材料损伤发展不快, 材料表现出很好的塑性流动能力, 当等效塑性应变接近材料断裂塑性应变临界值时, 空隙贯穿合并发生断裂破坏。类型 2 的损伤发展过程介于类型 1 和类型 3 之间, 材料表现为空隙的扩展与新空隙的产生同时进行, 但空隙的产生速率和空隙的扩展速度都比较缓慢, 材料破坏是空隙的贯通产生裂纹进而发生断裂破坏。

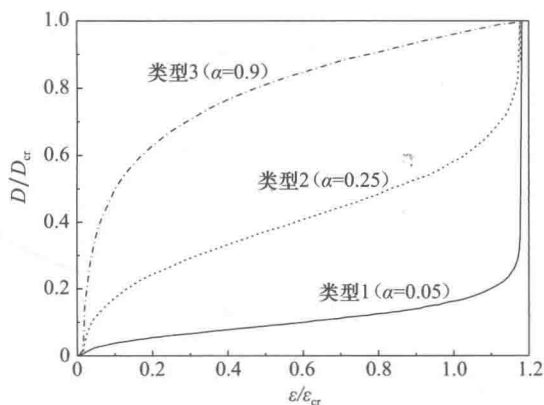


图 1.3 钢材三种损伤发展模式

2. 混凝土损伤模型

近三十年来, 损伤力学理论在混凝土材料建模中得到了非常广泛的应用, 并且已经提出了很多混凝土损伤模型。按照损伤变量是标量还是高阶张量可以分为各向同性损伤模型与各向异性损伤模型; 按照是否包含非局部修正可以分为局部模型与非局部模型; 按照是否包含塑性变形可以分为弹性损伤模型和弹塑性损伤模型。

弹性损伤模型也称纯损伤模型。这种损伤模型能够模拟大部分加载条件下混凝土材料的多种典型行为,具有模型相对简单、数值求解稳定和鲁棒性强等特点,因此适合大型工程结构的数值模拟。典型的弹性损伤模型主要有 Mazars 等的模型^[24,25]、Faria 等的模型^[26,27]、Comi 和 Perego 的模型^[28]、李正和李忠献的修正 Faria 模型^[29]等。其中,Mazars^[24]首先提出了单损伤指数的弹性损伤模型,该模型分别求解拉、压损伤指数的演化方程,再利用加权平均法将拉、压损伤指数组合成一个损伤指数,该模型适用于单轴拉、压与构件受弯等单向受力情况,但对于循环加载的情况不适合。为了克服前述模型的缺点,Mazars 和 Pijaudier-Cabot^[25]又提出了考虑单边效应的损伤模型,该模型具有拉、压两个独立的损伤指数,并且可以反映材料从受拉应力状态转变为受压时的刚度恢复现象,因此适用于地震作用和循环加载等多种受力状态下结构的动静力分析。Mazars 此后又开创性地提出了混凝土的双标量损伤模型,之后一些学者提出的模型都采用拉、压两个损伤指数,如 Faria 等^[26,27]提出的模型采用了拉、压两个独立的损伤指数,只是在损伤的演化方程和组合方式方面有所不同,与 Mazars 等的模型相比,Faria 等的模型还能体现多向应力状态下混凝土强度的提高效应与单边效应。Comi 和 Perego^[28]提出的模型也采用了拉、压两个损伤指数,并采用规则化的拉、压断裂能来消除有限元分析时的网格敏感性,同时该模型也能考虑混凝土的单边效应。

虽然考虑应变变化效应的塑性模型可以较好地描述混凝土大部分力学行为,但在描述混凝土由微裂纹增长与开合引起的刚度退化和单边效应等方面存在不足,而前述的纯损伤模型不适合描述混凝土的塑性变形与非弹性体积膨胀。弹塑性损伤模型结合了纯损伤模型与塑性模型的优点,能更全面地描述混凝土材料的行为特点,图 1.4 所示为混凝土本构模型加卸载示意图。鉴于弹塑性损伤模型优良的性能,近年来,该类模型得到国内外学者更多的研究与关注。在模型塑性和损伤耦合方面,一种方法是基于有效应力空间来描述塑性过程,有效应力定义为作用于微裂缝之间材料上的微观应力的平均值,已经有多位学者采用这种方法进行了各向同性、各向异性的损伤与弹塑性耦合^[30~45];另一种方法是在名义应力空间

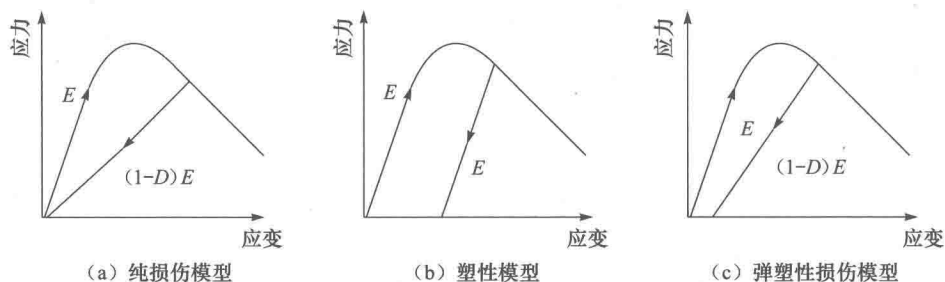


图 1.4 混凝土本构模型加卸载示意图

进行塑性过程的描述,名义应力定义为作用于损伤后材料上的表观应力^[26,46~51]。研究表明,有效应力的耦合方法提供了一个简单的方式来分离损伤与塑性应变,数值实现更加容易,并且数值求解稳定性更高,同时,这种耦合方式能扩展应用于非力学原因导致的损伤描述上,因此,比基于名义应力空间的塑性和损伤分离方法得到更多学者的关注和应用。

1.2.2 构件层次损伤模型

目前,国内外学者在构件层次损伤模型的研究上开展了许多工作,通过定义有明确物理意义的损伤参数,并加以试验和实际损伤状态来验证,按其定义的损伤参数可分为单参数损伤模型和双参数损伤模型。早期为研究地震作用下结构构件的强度、变形、延性和刚度等参数超过某一允许值而发生的损伤破坏,学者提出以单参数损伤模型来描述这一过程。Newmark^[52]提出用延性损伤模型来度量结构构件超过弹性阶段的损伤程度,然而构件的损伤破坏是一个弹塑性发展过程,仅考虑其弹性阶段是不全面的;Powell 和 Allahabadi^[53]提出采用变形参数的损伤模型,其中变形包括应变、位移、不可恢复塑性变形、层间位移角和杆端转角等,虽然该模型简单易用,但是未能反映构件的累积损伤;Krawinkler 和 Zohrei^[54]通过对悬臂钢构件进行循环加载试验,提出基于累积塑性变形的损伤模型。Shiata 和 Sezoen^[55]提出基于破坏比(即初始切线刚度与最大位移处割线刚度之比)的损伤模型,然而对于构件在地震作用下出现负刚度的情况,破坏比的损伤模型难以给出较准确的结果;Housner^[56]提出从能量的角度研究结构构件地震响应的非线性行为,认为构件的损伤破坏是由累积耗能引起的;Gosain 等^[57]提出基于累积功的损伤模型。随后,Darwin 和 Nmai^[58]提出基于能量耗散的损伤模型。McCabe 和 Hall^[59]将基于能量耗散的损伤模型进一步修正,提出基于等效滞回耗能的损伤模型。国内一些学者也相继提出基于累积滞回耗能的损伤模型,这些模型虽然反映了构件强度、刚度和能量的退化,但仅用单一参数描述损伤模型,并未能考虑构件在地震作用下最大响应和累积损伤之间的关系^[60,61]。

大量震害表明,构件在地震作用下最大响应和累积损伤的界限是相互影响的,随着累积损伤的增加,其最大响应的控制界限不断降低,随着构件在地震作用下的最大响应的增加,其累积损伤的控制界限不断下降。针对这两者的相关关系,Lai 和 Biggs^[62]首次提出基于变形和能量累积双控的概念。Banon^[63]更明确提出基于最大变形和累积耗能的双参数损伤模型,Park 等^[64,65]提出基于变形和能量线性组合形式的损伤模型:

$$D = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \beta \frac{\int dE}{Q_y \delta_u} \quad (1.2)$$