



土木工程结构研究新进展丛书

钢筋混凝土框架剪力墙结构 基于能量抗震设计方法研究

缪志伟◎著

中国建筑工业出版社

土木工程结构研究新进展丛书

钢筋混凝土框架剪力墙结构 基于能量抗震设计方法研究

缪志伟 著

中国建筑工业出版社

图书在版编目 (CIP) 数据

钢筋混凝土框架剪力墙结构基于能量抗震设计方法研究/
缪志伟著. —北京: 中国建筑工业出版社, 2014.10
(土木工程结构研究新进展丛书)
ISBN 978-7-112-17331-0

I. ①钢… II. ①缪… III. ①钢筋混凝土框架-框架剪力墙结构-防震设计-研究 IV. ①TU375.4②TU352.104

中国版本图书馆 CIP 数据核字 (2014) 第 221730 号

本书以现有的基于能量抗震设计和结构损伤控制设计思想为基础, 系统总结了基于能量抗震设计方法在钢筋混凝土框架剪力墙结构 (RC 框剪结构) 中的应用。主要内容包括: (1) RC 框剪结构非线性数值分析模型的开发; (2) RC 框剪结构地震位移响应的计算方法; (3) RC 框剪结构合理损伤模式的控制条件; (4) RC 框剪结构的耗能需求及分布研究; (5) RC 框剪结构基于能量抗震设计方法。

本书适合从事混凝土结构抗震性能研究的相关人员参考学习。

责任编辑: 李天虹

责任设计: 李志立

责任校对: 陈晶晶 张 颖

土木工程结构研究新进展丛书
钢筋混凝土框架剪力墙结构
基于能量抗震设计方法研究

缪志伟 著

*

中国建筑工业出版社出版、发行 (北京西郊百万庄)

各地新华书店、建筑书店经销

北京科地亚盟排版公司制版

北京圣夫亚美印刷有限公司印刷

*

开本: 787×1092 毫米 1/16 印张: 9 字数: 223 千字

2014 年 10 月第一版 2014 年 10 月第一次印刷

定价: 32.00 元

ISBN 978-7-112-17331-0
(26111)

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)



前 言

本书以现有的基于能量抗震设计和结构损伤控制设计思想为基础，系统总结了基于能量抗震设计方法在钢筋混凝土框架剪力墙结构（RC 框剪结构）中的应用。包括：

（1）RC 框剪结构非线性数值分析模型的开发。基于大型通用有限元软件 MSC. MARC 平台开发了杆系纤维模型和弹塑性分层壳模型，分别模拟 RC 框架和剪力墙结构。通过与试验结果的分析对比，验证了本书数值分析模型的合理性和有效性，为准确分析地震作用下结构的弹塑性地震响应提供了保证。

（2）RC 框剪结构地震位移响应的计算方法。讨论了静力弹塑性分析方法在使用过程中的条件。采用两个结构算例进行各种不同侧力模式的推覆分析，并以弹塑性时程计算结果为基准进行全面对比分析，表明采用 MPA 方法可准确预测 RC 框剪结构的弹塑性地震位移响应。

（3）RC 框剪结构合理损伤模式的控制条件。通过对多个不同的 RC 框剪结构算例的弹塑性时程计算及对比，分析了 RC 框剪结构的损伤模式、抗震性能和耗能分布的可控性问题，并在此基础上提出了能够保证 RC 框剪结构在强震作用下实现“可控”耗能分布的合理损伤模式。结合结构损伤控制设计和能力设计法思想，通过参数化分析确定了控制 RC 框剪结构实现合理损伤模式的设计条件。

（4）RC 框剪结构的耗能需求及分布研究。通过算例对比分析，建议采用多阶振型等效组合的方法确定 RC 框剪结构的总耗能需求。通过采用弹塑性时程计算对 RC 框剪结构进行参数化分析，提出了具有合理损伤模式的 RC 框剪结构耗能分配和分布的确定方法。

（5）RC 框剪结构基于能量抗震设计方法。结合现有基于位移抗震设计方法、考虑累积滞回耗能及变形双重破坏的构件损伤评估模型及构件变形能力设计研究成果，提出了 RC 框剪结构基于能量抗震设计方法，并通过算例说明了该设计方法的应用。采用弹塑性时程分析对所设计的结构进行性能评估，结果表明所设计结构在各水准地震作用下都能满足性能目标，具有良好的抗震性能。

本书的研究工作得到“国家自然科学基金项目（51378107）”和“国家自然科学基金项目（51008078）”的支持，特此致谢！

由于作者水平有限，本书中定有许多不足之处，敬请读者批评指正。

目 录

第 1 章 基于能量抗震设计与研究现状	1
1.1 研究背景和意义	1
1.2 结构抗震设计方法的发展	2
1.2.1 结构抗震设计方法发展概论	2
1.2.2 基于性能的结构抗震设计方法	2
1.3 基于能量抗震设计方法研究综述	5
1.3.1 基于能量抗震设计方法发展概述	5
1.3.2 地震能量分析方法基本概念	5
1.3.3 SDOF 系统的地震能量需求分析	7
1.3.4 MDOF 系统的地震能量需求分析	9
1.3.5 结构损伤评估模型与构件能力设计研究	12
1.3.6 基于能量抗震设计方法实施流程	13
1.4 基于能量抗震设计需要解决的问题	14
第 2 章 RC 结构抗震数值分析模型	16
2.1 RC 结构非线性分析模型概述	16
2.1.1 RC 框架结构的分析模型	16
2.1.2 RC 剪力墙结构的分析模型	18
2.2 本书数值分析模型介绍	19
2.2.1 基于纤维模型的杆系结构分析模型 THUFIBER	20
2.2.2 基于分层壳单元的剪力墙分析模型开发	23
2.3 本书数值分析模型的验证	26
2.3.1 基于纤维模型的杆系结构分析模型验证	26
2.3.2 基于分层壳单元的剪力墙分析模型验证	26
2.3.3 基于分层壳单元的连梁分析模型验证	30
2.3.4 RC 框剪结构整体分析模型的验证	34
2.4 小结	37
第 3 章 RC 框剪结构的地震位移响应分析	38
3.1 结构弹塑性位移响应预测概述	38
3.2 静力弹塑性分析方法	38
3.2.1 静力弹塑性法方法的发展	38

3.2.2	静力弹塑性法方法的步骤	39
3.2.3	静力弹塑性分析方法存在的问题	40
3.2.4	MPA 方法	42
3.3	静力弹塑性分析方法在 RC 框剪结构中应用的准确性研究	43
3.3.1	结构分析模型参数及地震动输入参数	44
3.3.2	MPA 方法应用时的注意事项	46
3.3.3	与弹塑性时程分析结果的对比	48
3.4	小结	55
第 4 章	RC 框剪结构的损伤模式与抗震性能	56
4.1	结构损伤模式研究的必要性	56
4.2	RC 框剪结构的损伤模式与抗震性能分析	56
4.2.1	算例及参数	56
4.2.2	算例 1——无连梁 RC 框剪结构的损伤模式	59
4.2.3	算例 2——“弱”连梁 RC 框剪结构的损伤模式	61
4.2.4	算例 3——“强”连梁 RC 框剪结构的损伤模式	63
4.2.5	算例 4——改变框剪比例对 RC 框剪结构损伤模式的影响	64
4.2.6	各算例抗震性能比较	67
4.3	RC 框剪结构的合理损伤模式	72
4.3.1	RC 框剪结构的合理损伤模式	72
4.3.2	RC 框剪结构的各水准设防要求	73
4.4	RC 框剪结构合理损伤模式的控制设计思想	73
4.4.1	能力设计法介绍	73
4.4.2	能力设计法在 RC 框剪结构中的应用	73
4.5	小结	74
第 5 章	RC 框剪结构合理损伤模式控制研究	75
5.1	影响 RC 框剪结构损伤模式及耗能分布的主要参数	75
5.1.1	联肢墙整体系数 α 和轴向变形影响系数 T_z	75
5.1.2	框剪结构刚度特征值 λ	76
5.2	影响 RC 框剪结构损伤模式的参数化分析	77
5.2.1	建模概述	77
5.2.2	算例参数	78
5.2.3	α 和 T_z 的影响	79
5.2.4	λ 的影响	84
5.2.5	18 层 RC 框剪结构损伤模式控制条件	88
5.3	结构高度 H 的影响分析	89
5.3.1	建模概述	89
5.3.2	结果分析	89

5.4	通过设置水平分缝连梁实现合理损伤模式的讨论	91
5.4.1	水平分缝连梁	91
5.4.2	算例验证	92
5.5	小结	94
第6章	RC 框剪结构的耗能需求计算	96
6.1	RC 框剪结构耗能需求计算流程	96
6.2	RC 框剪结构 E_l 和 E_H 的确定	97
6.3	滞回耗能在各构件中的分配比例研究	99
6.3.1	框架梁耗能占结构总耗能的比例 E_{HF}/E_H	100
6.3.2	墙肢耗能占结构总耗能的比例 E_{HW}/E_H	101
6.3.3	连梁耗能占结构总耗能的比例 E_{HCB}/E_H	101
6.3.4	结构高度 H 的影响分析	102
6.4	滞回耗能沿楼层高度的分布研究	106
6.4.1	静力弹塑性方法确定滞回耗能竖向分布的验证	106
6.4.2	滞回耗能竖向分布的时程计算结果统计	107
6.4.3	结构高度 H 的影响分析	111
6.5	同一构件滞回耗能水平分布的研究	115
6.6	小结	116
第7章	RC 框剪结构基于能量抗震设计方法	117
7.1	基于能量抗震设计方法若干关键问题的解决方法	117
7.1.1	结构弹塑性变形需求的确定	117
7.1.2	结构耗能分布的可控性	117
7.1.3	结构各构件耗能需求的确定	118
7.1.4	结构构件能力设计	118
7.2	本书方法设计步骤	119
7.3	本书方法适用条件	122
7.4	算例分析	122
7.4.1	工程概况	122
7.4.2	结构承载力设计	123
7.4.3	大震弹塑性变形需求确定	124
7.4.4	大震累积滞回耗能需求确定	124
7.4.5	构件能力设计	125
7.4.6	验证分析	126
7.5	小结	127
参考文献		129

第 1 章 基于能量抗震设计与研究现状

1.1 研究背景和意义

地震是人类所面临的最严重的自然灾害之一。根据不完全统计,在近百年时间里,全世界范围内共有数十座城市毁于地震灾害,造成了极大的人员伤亡和财产损失。我国自古就是一个多地震的国家,地震活动频度高,强度大,范围广。近年来,我国先后发生汶川 8.0 级大地震、玉树 7.1 级地震和芦山 7.0 级地震,均造成巨大的人员伤亡和财产损失。特别是汶川地震,这是新中国成立以来波及面最广、损失最大的一次地震。正如美国科罗拉多大学的一位专家所说,“造成伤亡的是建筑物,而不是地震”,大量房屋建筑的破坏与倒塌是造成本次地震中巨大人员伤亡和财产损失的主要原因^[1,2],因此,提高建筑物的抗震能力,是增强地震区抗震防灾能力,减小地震造成损失的关键因素。

目前,按照我国《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)^[3]中基于承载力设计同时通过构造措施保证延性的方法所设计的结构,得到明确量化保证的只是结构在小震下的承载力。在更高水准的地震作用下,尤其是对人员生命安全造成严重威胁的大震或超大震水准作用下,结构将进入弹塑性阶段。震害经验和相关研究表明,此时结构的弹塑性变形能力和耗能能力是保证结构安全性的关键因素。由于设计人员对结构的弹塑性位移和耗能需求无法给出定量的评估,从而无法对结构进行定量的变形和耗能能力设计,故对进入弹塑性工作阶段后的结构抗震性能缺乏有效的把握,不能确保结构实现“大震不倒”的设防目标。因此,对现有结构抗震设计方法进行反思,并通过更先进的抗震设计思想——基于能量的抗震设计,对现有设计方法作出完善和提高是结构抗震研究中的一项重要课题,具有极大的意义。另一方面,虽然近几次发生的大地震中各类结构形式的震害统计分析显示,框架剪力墙(核心筒)结构由于具有较大的抗侧刚度和承载力,且具有多道抗震防线,相对于其他结构形式而言显示出了优越的抗震性能,震害较轻^[2,4],但值得注意的是,框架剪力墙(核心筒)结构的抗大震性能在这几次地震中尚未接受足够的考验(例如,在汶川大地震中,框架剪力墙结构主要在成都和绵阳等大城市才有采用,而这些城市在地震中的烈度并不高),故而仍然需要对这类结构进一步研究。目前,在我国的高层建筑中,RC 框剪结构这一结构形式已经得到广泛应用,因此结合基于能量的抗震设计思想,对 RC 框剪结构在大震作用下的抗震性能进行量化分析和全面评价,形成更完善的实用抗震设计方法,对于提高 RC 框剪结构的抗震性能、修订和改进我国现有结构抗震设计方法有重大意义。

1.2 结构抗震设计方法的发展

1.2.1 结构抗震设计方法发展概论

结构抗震设计理论和方法的发展，代表了人类对地震地面运动和结构地震反应特性研究的不断深入和进步，如表 1.1 所示^[5-8]。在这期间，计算结构地震作用的方法从最初不考虑结构动力效应的静力设计法，到采用反应谱和振型组合相结合的方法，最后又发展了直接进行动力计算的时程分析法。而结构设计时所采用的指标也逐渐变化，从最初的以承载力分析为主，到考虑结构延性变形而进行承载力折减，再发展到基于承载力、变形、耗能综合分析的过程，直至现在基于性能抗震设计思想的出现。

结构抗震设计理论和方法的发展 表 1.1

产生年代	抗震设计理论/方法	主要提出者
20 世纪初	静力设计理论	M. Panetti
20 世纪 40~50 年代	反应谱理论	M. Biot, G. Housner, N. M. Newmark
20 世纪 50~60 年代	承载力-延性组合设计理论	N. M. Newmark, G. W. Housner
	能量分析法	G. W. Housner
20 世纪 60~70 年代	模态和动力时程分析方法	N. M. Newmark, R. Clough
20 世纪 70~80 年代	能力设计法	T. Paulay, R. Park
	能力谱法（静力弹塑性分析）	S. A. Freeman
20 世纪 80~90 年代	基于能量抗震设计理论	H. Akiyama
	基于累积损伤的抗震设计理论	P. Fajfar
	基于性能抗震设计理论	V. V. Bertero

1.2.2 基于性能的结构抗震设计方法

1.2.2.1 基于性能的抗震设计思想的提出

基于性能的抗震设计思想的出现是结构抗震研究长期积累并发展的必然趋势。在 20 世纪八九十年代，各国抗震规范中普遍采用的是以能力设计法为基础的基于承载力设计并通过构造措施构件延性的抗震设计方法，在大震下的主要设计目标则是避免结构倒塌以保障生命安全。但是当同时期的环太平洋地区发生了几次虽然人员伤亡不大，却造成了巨大的经济损失和社会影响的大地震之后，一大批学者开始意识到当时以承载力为主要设计指标的抗震设计理论和方法存在着很大的不足，已经不能满足现代社会的需要。结构在强震作用下不仅要实现防止倒塌的最基本目标，还要考虑如何使工程结构在各种可能遇到的地震作用下的反应和损伤状态控制在设计预期要求的范围内，从而尽量减少地震造成的经济损失、保证结构使用功能的延续。在这样的背景下，基于性能的抗震设计思想应运而生，Bertero 等人首先明确提出了基于性能的抗震设计概念^[9,10]。之后，美国、日本、欧洲均在基于性能抗震设计框架下对规范进行了修订和补充^[11-15]。

基于性能抗震设计思想是把结构的使用性能目标作为结构抗震设计目标，针对结构在不同水准地震作用下所要求的性能目标来进行设计，要求所设计的建筑物在未来地震中具备预期的性能。为了明确基于性能抗震设计中的设计目标，1995 年美国加州工程师协会公布的 SEAOC Vision2000 中提出了四种结构性能水准和抗震设防水准以及三种性能目标^[16]，如图 1.1 所示。然而，这里所定义的四种结构性能水准——功能完好、可以使用、保障生命安全、接近倒塌，只是宏观概念上的描述，难以直接应用到结构设计中。因此为了使基于性能抗震设计思想能够落实，首先要建立性能水准与反映结构抗震性能的结构响应指标之间的对应关系，也就是要对不同的结构性能水准通过明确的指标进行量化。结构的承载力、刚度、位移或变形、累积滞回耗能都可以作为评估结构抗震性能的指标，根据在设计中所选取的评价指标的不同，在基于性能的抗震设计思想指导下，研究者们先后提出了基于位移和基于能量的抗震设计方法。

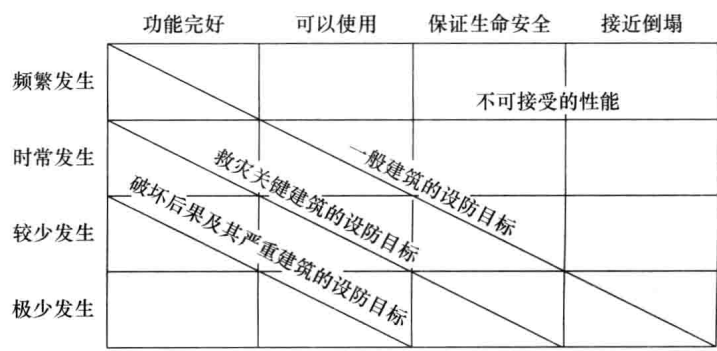


图 1.1 SEAOC Vision2000 建议的建筑物抗震性能目标矩阵

从本质上说，基于性能的抗震设计并不是一个全新的概念，而是一种具有很强兼容性和可拓展性的设计理念，随着抗震研究的深入发展其内容可以不断加以丰富。例如，目前我国抗震规范中规定的“小震不坏，中震可修，大震不倒”三水准抗震设防目标实际上也是一种基于性能抗震设计思想的体现^[3]。实际上，之前的各种抗震设计方法都是基于性能抗震设计思想在发展的不同阶段以及不同的社会经济条件下的一种体现，只是性能目标的要求随着时代的发展不断得到提高和明确化、具体化。

现在的基于性能抗震设计思想相较于传统设计方法，主要有两处提高和完善：一是不再仅以保障生命安全为主要目标，而是在防止倒塌的最低限度要求下，可以根据业主的需求对不同类别的建筑物分别设定不同的、更高的性能目标；二是通过合理的结构响应指标对结构在不同水准地震作用下的性能作出具体量化的评价，以更好地把握结构抗震性能特别是在弹塑性阶段的性能，这样在保证结构最低限度要求——“大震不倒”实现的前提下，更有利于实现所设定的使用性能目标。

1.2.2.2 基于位移的抗震设计方法

基于性能的抗震设计思想提出之后，首先在基于位移的抗震设计方法中得到落实。这是因为在长期研究中，研究者们首先意识到在结构的弹塑性阶段，变形能力对于结构的抗倒塌性能有重要影响。Priestley 指出，结构损伤状态总是与截面的变形和极限应变密切相关。截面的变形可以转化为位移，从而可以通过位移来控制结构的损伤程度^[17]。基于位

移的抗震设计方法正是将结构的性能目标转化为损伤指标和位移要求,以一定性能水准对应的目标位移为出发点,通过位移或变形来控制结构在不同强度水平地震作用下的性能和损伤程度,因而是实现基于性能的抗震设计思想的有效方式。SEAOC Vision 2000 较详细地阐述了基于位移抗震设计的概念及实施框架,1997 年美国 UBC 规范也正式引入了基于位移抗震设计思想。

目前,基于位移抗震设计方法大致可分为三类^[18-39]:

1) 保证延性设计方法。Park 和 Paulay 在 1976 年出版的《钢筋混凝土结构》里就介绍了保证构件延性的方法。这类方法实质上是建立延性与混凝土极限压应变的关系,并在塑性铰区内配置箍筋来确保混凝土能够达到所需要的极限压应变,从而使构件具有足够的延性和变形能力。

2) 性能评估方法。这一类方法是对已经进行了承载力和刚度设计的结构,通过静力弹塑性分析方法,计算确定结构的延性和位移等弹塑性响应,并以此为指标对结构进行抗震性能评价和变形能力设计。这类方法以 Freeman 在 1978 年首次提出的能力谱法为代表^[35]。

3) 直接基于位移设计方法。这类方法是直接从预先设定好的目标位移出发,反过来对结构进行刚度设计和承载力设计,并通过一定的位移解构规则将结构的位移需求落实到构件变形,再进行构件变形能力设计。

以上几类方法中,直接基于位移的抗震设计方法目前还没有在规范中广泛应用,而保证延性设计方法和以能力谱法为代表的性能评估方法已在规范和设计中得到实用,如我国抗震设计规范^[3]的总体设计思路是基于承载力设计并通过构造措施保证构件延性的方法,就属于保证延性设计方法;而美国和日本的相关规范中已经明确采用了能力谱法作为结构抗震性能评估的方法^[11,13,14]。

1.2.2.3 基于能量的抗震设计方法

虽然基于位移抗震设计将结构性能目标的设计转化为对位移指标的控制,但是在结构弹塑性范围内仅用位移指标仍不足以全面描述结构的抗震性能和破坏特征。地震地面运动有三个特性:地面运动强度、频谱、持时,采用位移指标评价结构抗震性能时,无法考虑地震持时对结构造成的累积损伤效应。大量震害经验及研究表明,结构在弹塑性阶段的破坏主要由最大塑性变形和塑性累积损伤共同导致^[40-49]。因此,在位移指标的基础上,进一步采用能量指标考虑结构累积损伤效应,综合评价结构抗震性能的基于能量抗震设计方法受到研究者的关注。

早在 20 世纪 50 年代,Housner 就基于能量平衡的观点,认为结构物在地震中的反应是一个能量输入和耗散的过程,输入结构的能量将由结构阻尼和累积滞回耗能消散,而结构的累积滞回耗能指标可以反映地震的累积损伤效应^[50,51]。后来,经过 Akiyama、Fajfar 等多位学者的研究,基于能量的抗震设计方法逐步形成^[52-59]。

在基于能量抗震设计思想中,相对于基于承载力和基于位移的抗震设计,更加注重从结构的损伤模式和耗能机制控制入手,实现对结构耗能分布的控制,这使得基于能量抗震设计能更好地从整体上把握结构的抗震性能;同时由于考虑了结构的累积损伤效应,因此基于能量抗震设计可以对结构基于承载力和位移的设计作出必要和合理补充,是目前最完善的一种结构基于性能的设计方法。

1.3 基于能量抗震设计方法研究综述

1.3.1 基于能量抗震设计方法发展概述

基于能量的抗震设计方法从最初提出到现在,大致经历了四个发展阶段。

最初在 20 世纪 50 年代, Housner 就首先尝试用能量分析方法研究结构的地震反应,认为结构物在地震中的反应可以看作是一个地震能量输入和耗散的过程,只要结构的阻尼和滞回耗能能力大于地震输入能量,结构即可有效抵抗地震作用,不产生倒塌^[50,51]。

至 20 世纪 70 年代末 80 年代初,随着结构抗震弹塑性时程分析方法的广泛应用和计算条件的改善,基于能量分析的抗震设计方法的研究进入了一个新的时期。80 年代,日本学者 Akiyama 基于 SDOF 系统和 MDOF 系统的能量分析研究结果,提出了基于能量抗震设计的思路和方法,并部分应用于日本抗震规范中^[52]。随后,大量学者进行了基于能量抗震设计方法的理论研究,但主要研究成果集中在以能量谱为表示方法的 SDOF 系统能量输入和分配上。80 年代末到 90 年代, Fajfar 研究了基于能量的地面运动强度指标, SDOF 系统能量输入和分配关系,系统地总结了这部分研究成果^[54,55]。

1992 年 Fajfar 首先应用 Park-Ang 损伤模型^[60]将结构累积滞回耗能转化为对结构延性需求的提高,从而使得基于能量的抗震设计进入到综合考虑累积滞回耗能与变形对结构造成损伤的研究阶段^[53],很多学者都采用 Park-Ang 模型或其改进模型,分别建立了多种考虑累积损伤的钢筋混凝土结构的等损伤承载力需求谱^[59,61,62]。

1996 年 Fajfar 在之前大量研究工作的基础上,基于静力弹塑性分析方法建立了钢筋混凝土框架结构的设计和损伤评估的方法,标志着基于能量的抗震研究向实用设计流程的方向发展^[63]。2000 年以后 Chou 和 Shen 针对钢框架结构,分别建立了基于能量的抗震设计方法,提出了实用设计流程^[64-67]。

从 20 世纪 80 年代开始,我国学者也先后对基于能量抗震设计方法进行了大量的研究。陈永祁和龚思礼对变形和累积滞回耗能双重破坏准则进行了探讨研究^[48]。随后,白绍良、肖明葵等学者系统研究了 SDOF 系统和 MDOF 系统能量输入、分配和累积滞回耗能分布的规律,并进行了一系列钢筋混凝土结构和构件试验^[46,68,69];90 年代中后期,周福霖、周云、欧进萍等学者将能量分析方法推广应用到结构控制领域,进行耗能减震结构分析^[70-73]。叶列平等提出等往复振动能量准则,采用能量概念建立了 SDOF 系统最大弹塑性位移与弹性位移的关系^[74]。王亚勇采用最大瞬时输入能量指标,将地震作用下的最大变形与瞬时输入能量联系了起来^[75-79]。公茂盛根据地震动能量衰减规律,进行了输入能量谱和累积滞回耗能谱的研究^[80-82]。近年来,肖明葵、沈蒲生、刘哲锋、朱建华、史庆轩等人基于钢筋混凝土结构能量输入耗散的研究,建立了基于位移和能量的地震反应分析方法^[83-97]。程光煜总结前人的研究成果,通过采用体系能力设计法进行主、次结构体系设计控制,并结合现有基于位移抗震设计方法,建立了钢支撑框架结构基于能量抗震设计方法^[98]。

1.3.2 地震能量分析方法基本概念

基于能量抗震设计方法的最基本思想来源于能量平衡方程。

以 SDOF 系统为例, 其在地震地面运动作用下的动力方程为:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + F(x) = -m\ddot{x}_g \quad (1-1)$$

式中: m 为体系的质量; c 为体系的黏性阻尼系数; $F(x)$ 为体系的恢复力, 对于线弹性体系, $F(x) = kx$, k 为体系的刚度; x 、 $\dot{x}$ 、 $\ddot{x}$ 分别为质点相对于地面的位移、速度和加速度; $\ddot{x}_g$ 为地面运动加速度。将式(1-1)左右端各项同乘微分 dx , 并取从 $x(0)$ 到 $x(t_0)$ 的积分, 可得:

$$\int_{x(0)}^{x(t_0)} m\ddot{x} dx + \int_{x(0)}^{x(t_0)} c\dot{x} dx + \int_{x(0)}^{x(t_0)} F(x) dx = - \int_{x(0)}^{x(t_0)} m\ddot{x}_0 dx \quad (1-2)$$

上式可简记为:

$$E_K + E_D + E_F = E_I \quad (1-3)$$

其中, $E_K = \int_0^{t_0} m\dot{x}\ddot{x} dt$, 为体系相对位移的动能; $E_D = \int_{x(0)}^{x(t_0)} c\dot{x} dx = \int_0^{t_0} c\dot{x}^2 dt$, 为体系的阻尼耗能; $E_F = \int_{x(0)}^{x(t_0)} F(x) dx = \int_0^{t_0} F(x)\dot{x} dt$, 为体系变形能, 由两部分组成, 一部分是可以恢复的弹性应变能 E_E , 另一部分是不可恢复的累积滞回耗能 E_H , 即 $E_F = E_E + E_H$; $E_I = - \int_{x(0)}^{x(t_0)} m\ddot{x}_g dx = - \int_0^{t_0} m\ddot{x}_g \dot{x} dt$ 为地震输入能量。因此, 式(1-3)也可以简写为:

$$E_K + E_D + E_E + E_H = E_I \quad (1-4)$$

对于弹性 SDOF 系统, 式(2-4)中累积滞回耗能 $E_H = 0$, 则有:

$$E_K + E_D + E_E = E_I \quad (1-5)$$

式中: $E_E = \int_{x(0)}^{x(t_0)} kx dx = \int_0^{t_0} kx\dot{x} dt$, 为体系弹性变形能。

式(1-2)左右端各项同乘的 dx 是体系质点相对位移 x 的微分, 因此通常称式(1-4)为相对能量方程。若对式(1-1)左右端各项同乘体系质点绝对位移 $(x + x_g)$ 的微分 $d(x + x_g)$, 同样可得与式(1-4)类似的能量方程, 称为绝对能量方程。对于基于能量的抗震设计中所关心的结构累积滞回耗能 E_H , 两种能量方程的定义是完全相同的。而且由于在绝对能量方程中, 动能和总输入能的计算要用到地面运动的速度, 其计算结果受不同地震波处理方法的影响较大, 因此大部分研究者的研究是基于相对能量方程^[42, 47, 52, 54, 55, 57-59]。而对于 MDOF 系统, 将以上方程中的各物理量转换为矩阵形式即可获得类似的能量方程。

当地震结束后, 结构最终停止振动, 体系的动能 $E_K = 0$; 弹性变形能也恢复, 即 $E_E = 0$ 。因此, 从能量方程平衡的角度来说, 对于弹性系统, 地震输入的能量 E_I 将由阻尼耗能 E_D 全部耗散; 而对于弹塑性系统, 地震输入的能量将由累积滞回耗能 E_H 和阻尼耗能 E_D 两部分来共同耗散。由于一般的结构在地震中都会进入弹塑性阶段, 因此结构能否有效抵抗地震作用, 将取决于其累积滞回耗能和阻尼耗能能力是否大于地震输入能量。由于 E_H 将导致结构破坏, 产生累积损伤, 从结构设计的角度来说, 累积滞回耗能的需求和实际耗能能力更值得关注。基于能量抗震设计的主要思路就是通过定量的分析, 确定结构在地震作用下的 E_H 需求, 并通过合理的构件能力设计, 使得结构具备足够的耗能能力, 从而满足该耗能需求。

按此思路, 目前基于能量的抗震设计研究中主要包括结构耗能需求的确定和结构耗能能力的设计两大内容。在结构耗能需求的研究中, 研究者以计算分析为基础, 先后研究了

SDOF 系统的地震能量需求和 MDOF 系统的地震能量需求；而在结构耗能能力的研究中，主要以试验为基础，通过理论推导和试验数据统计，确定结构和构件累积滞回耗能与损伤的关系，并建立构件耗能能力与构件设计参数之间的关系。下面各小节将分别对各部分的研究状况进行综述。

1.3.3 SDOF 系统的地震能量需求分析

由于 SDOF 系统力学分析简单，概念清晰，因此目前关于 SDOF 系统的地震能量需求的研究已经比较充分，主要是建立输入能量谱（ E_I 谱）和累积滞回耗能谱（ E_H 谱）的计算方法。

1.3.3.1 SDOF 系统地震输入能量 E_I

弹性 SDOF 系统地震输入能量相对较为简单。在确定了合理的地面运动强度指标基础上，很多研究者建立了采用地面运动参数表达且与结构阻尼相关的弹性 SDOF 系统 E_I 谱计算公式。

相对于弹性 SDOF 系统，弹塑性 SDOF 系统的 E_I 谱影响因素更为复杂，除了仍然要考虑地面运动参数的影响外，还要增加结构弹塑性参数的影响。虽然在研究弹塑性 SDOF 系统 E_I 谱时，很多学者认为结构的滞回模型、延性系数等弹塑性参数对于 E_I 谱的影响较小，但是也有部分学者通过研究建立了考虑结构弹塑性参数影响的 E_I 谱。

表 1.2 列举了 15 种现有的能量谱（包括弹性和弹塑性谱）计算方法中所考虑的主要影响参数。由表 1.2 可以看出，大部分学者的研究均是基于结构参数对能量谱影响较小的结论进行的，但这一结论是能量分析研究早期通过小样本和小参数范围讨论得到的，并未全面反映能量谱的特征。只有 Zahrah^[47]、Uang^[44]、和程光煜^[98]综合考虑了地面运动和

现有能量谱计算方法汇总 表 1.2

模 型	适用系统	地震动参数		结构参数	
		持时	地震动强度	延性	阻尼
G. Housner (1956) ^[50]	弹性		★		★
T. F. Zahrah and W. J. Hall (1984) ^[47]	弹塑性	★	★	★	★
H. Akiyama (1985) ^[52]	弹塑性				★
H. Kuwamura and T. V. Galambos (1989) ^[101]	弹塑性	★	★		
P. Fajfar (1990) ^[55]	弹塑性	★	★		
C. M. Uang and V. V. Bertero (1990) ^[44]	弹塑性	★	★	★	★
H. Sucuoglu and A. Nurtug (1995) ^[57]	弹性	★	★		★
白绍良等 (1996) ^[46]	弹塑性			★	
G. Manfredi (2001) ^[42]	弹塑性	★	★		
L. D. Decanini (1998) ^[107]	弹塑性	★	★	★	
Y. H. Chai and P. Fajfar (2000) ^[112]	弹塑性	★	★		
R. Riddell and J. E. Garcia (2001) ^[62]	弹塑性	★	★		
肖明葵 (2002) ^[91]	弹塑性		★		★
刘哲锋、沈蒲生 (2006) ^[83]	弹性	★	★		
程光煜 (2007) ^[98]	弹塑性	★	★	★	★

结构参数等两方面的主要影响参数，其中 Zahrah 采取时程计算方法，只给出了 Taft 波输入能量的计算谱值，而 Uang 给出的是绝对输入能量谱；程光煜则是基于大量的地震动记录和不同结构参数的系统算例，首先建立了弹性 SDOF 系统的能量输入谱，然后在详细分析了弹塑性系统中，各结构参数对于输入能量谱峰值和形状的影响之后，以弹性能量谱为基础建立了弹塑性输入能量谱的计算公式，且公式形式较为简单，适用参数范围较宽。

1. 3. 3. 2 SDOF 系统累积滞回耗能 E_H

由于只有累积滞回耗能 E_H 将导致结构产生累积损伤，因此，确定 E_H 是能量需求分析中的重要步骤。目前，一般采取在确定了结构地震总输入能量 E_I 的基础上，通过计算累积滞回耗能 E_H 与地震输入能量 E_I 的比值 E_H/E_I 来确定 E_H 的思路。

对 SDOF 系统 E_H/E_I 比谱的研究已有很多，目前大部分研究者认为影响 E_H/E_I 比谱的主要因素是结构的弹塑性参数，而地面运动参数对 E_H/E_I 比谱影响较小，也有部分学者提出了与地面运动也相关的 E_H/E_I 计算公式。表 1. 3 总结了各国学者提出的 12 种 E_H/E_I 模型的参数相关性。程光煜总结认为地面运动参数对 E_H/E_I 比谱的影响较小，结构周期和阻尼比对 E_H/E_I 比谱的影响较大；延性系数只在较小时对 E_H/E_I 比谱有所影响，当延性系数 $\mu > 3$ 时，影响可以忽略。因此弹塑性 SDOF 系统 E_H/E_I 比谱的计算模型必须包含延性系数、阻尼比和结构周期的影响。

表 1. 3 中除了肖明葵-白绍良、Teran-Gilmore、Cruz 和 Decanini 模型外，其他模型均认为 E_H/E_I 与地面运动无关。几乎所有的模型都考虑到 E_H/E_I 与结构的阻尼比和延性系数有关，也有少量学者还考虑了结构周期的影响。另外，需要注意的是，对于包含阻尼比和延性系数的 E_H/E_I 模型，理论上应该满足边界条件： $\mu=1$ 时， $E_H/E_I=0$ ；且 E_H/E_I 的最大值小于 1，但部分模型不满足这个条件。同时多数模型只给出了参数范围较窄区间内的计算方法。程光煜模型中，忽略了地面运动参数的影响，只考虑周期、阻尼比和延性系数等结构参数的影响，获得了形式简单，计算方便的公式。并且通过与其他模型的结果对比，表明其模型具有足够高的精度。

现有各种 E_H/E_I 模型汇总 表 1. 3

模型	场地	持时	周期	阻尼	延性系数	滞回模型	边界条件
Akiyama (1985) ^[52]				★			★
Kuwamura and Galambos (1989) ^[101]				★	★		
Fajfar and Vidic (1994) ^[40]				★	★	★	★
白绍良等 (1996) ^[46]	★		★		★	★	
Lawson (1996) ^[123]					★		
Teran-Gilmore (1996) ^[59]	★			★	★		
Cruz and Lopez (2000) ^[114]		★	★	★			
Manfredi (2001) ^[42]				★	★		★
Decanini (2001) ^[108]	★		★	★	★		★
Benavent-Climent et al. (2002) ^[100]				★	★		
肖明葵 (2002) ^[91]	★		★		★	★	
程光煜 (2007) ^[98]			★	★	★		

1.3.4 MDOF 系统的地震能量需求分析

1.3.4.1 MDOF 系统地震输入能量 E_I

对于弹性 MDOF 系统, 文献 [98] 通过振型分解法推导得到了其地震输入能量如下:

$$E_{\text{Imdof}} = \sum_{n=1}^N \Gamma_n^2 E_{\text{Isdof},n} \quad (1-6)$$

式中, E_{Imdof} 为弹性 MDOF 系统的地震输入能量; $E_{\text{Isdof},n}$ 为第 n 个振型所对应的弹性 SDOF 系统的地震输入能量; Γ_n 为采用质量矩阵归一化振型计算得到的第 n 阶振型参与系数。由式可以看出, 自由度数为 N 的弹性 MDOF 系统的地震输入能量等于 N 个单位质量弹性 SDOF 系统地震输入能量的线性组合, 组合系数为 Γ_n^2 , 对应的阻尼比和圆频率分别为 ξ_n 和 ω_n 。

对于弹塑性 MDOF 系统, 由于振型分解法不再适用, 因此其地震输入能量无法由 SDOF 系统的能量谱解析表达。而且影响弹塑性 MDOF 系统地震输入能量的参数较多, 还与结构参数分布和地面运动特性关系密切, 因此其计算研究相对于 SDOF 系统更为困难复杂。目前, 有的学者直接采用弹塑性时程分析的方法来确定弹塑性 MDOF 系统的 E_I 。Shen 针对不同层数的钢框架结构在不同强度的地震作用下输入能量的进行了大量的算例分析, 获得了相关输入能量计算公式^[64], 但是由于这种方法计算量很大, 而且对于研究过程中所选取的地震波, 结构形式与布置有很强的依赖性, 因此不具有通用性, 无法在其他结构形式或地震波条件下应用。

目前对于弹塑性 MDOF 系统地震输入能量的研究, 主要采取以“单”代“多”的思路, 从 SDOF 系统入手, 着重考察并建立 MDOF 系统与 SDOF 系统输入能量的相关关系, 从而在已有 SDOF 系统输入能量的基础上确定 MDOF 系统的输入能量。这方面的研究主要有以下两大类:

(1) 以 MDOF 系统的一阶自振周期所对应的 SDOF 系统来确定地震输入能量^[46,50,52,98], 简称一阶等效 SDOF 方法。在早期研究中, 由于计算条件的限制, Housner 就直接采用等能量的方法, 认为单位质量的弹塑性 MDOF 系统与相同第一周期的弹性 SDOF 系统输入能量相等, 但这种方法没有考虑弹性系统和弹塑性系统的差别, 因而精度较低, 有些情况会大大低估能量输入^[50,56]。Akiyama 在其研究中则采用增大阻尼比的方法模拟弹塑性和弹性系统的差别, 按第一周期将 MDOF 系统等效为 SDOF 系统, 用 10% 的阻尼比模拟弹性和弹塑性系统的差别^[52]。但由于采用阻尼比增大是一种等效线性化方法, Akiyama 没有同时考虑到增大阻尼比后弹性系统等效周期的变化对于能量值的影响^[98]。

肖明葵、白绍良根据大量的计算统计分析, 提出了以下弹塑性 MDOF 系统输入能量的简化计算方法^[46]:

$$E_{\text{Imdof}} = \frac{M_{\text{eq}}}{M} E_{\text{Isdof}} = \kappa E_{\text{Isdof}} \quad (1-7)$$

式中, E_{Imdof} 为弹塑性 MDOF 系统输入能; E_{Isdof} 为等效弹塑性 SDOF 系统输入能; M_{eq} 为 MDOF 系统等效质量; M 为 MDOF 系统总质量; κ 为等效质量系数, 建议为剪切型结构 0.9, 弯曲型结构 0.85, 弯剪型结构 0.8。该方法思路清晰, 应用方便, 但统计分析是在 7 度地震下得到的, 同时也只研究了结构周期小于 3s, 阻尼比为 0.05 的情况。

程光煜在其研究中通过大量不同参数的 MDOF 系统分析计算发现,对于弹塑性 MD-OF 系统,其地震输入能量可以用相同质量、初始周期、阻尼比和承载力降低系数的弹塑性 SDOF 系统输入能量来等效。即令式 (1-7) 中的参数 κ 直接取 1 进行计算。另外,程光煜还指出,对高阶振型影响比较明显的 MDOF 结构,仅以一阶等效 SDOF 系统的 E_1 来近似 MDOF 系统 E_1 ,可能会低估结构的输入能量,因此将这种简化计算方法应用范围限定于周期小于 3s 的结构,高阶振型影响较小的结构中^[98]。

(2) 根据 MDOF 系统前几阶周期所对应的弹塑性 SDOF 系统地震输入能量,采用式 (1-7) 进行组合得到,简称振型组合法,相对于第一类方法,这类方法可以近似考虑高阶振型的影响。Chou 在其研究中,首先基于 Chopra 提出的振型推覆分析方法 (Model Pushover Analysis, 简称 MPA 方法)^[118],将弹塑性 MDOF 系统等效为多个弹塑性 SDOF 系统,然后在能量谱上查得前两阶弹塑性 SDOF 系统的输入能量,并组合得到 MDOF 系统输入能量^[66,67]。Chou 建议取前两阶进行计算即可。朱建华、沈蒲生也采用了类似的方法研究钢筋混凝土框架和筒体结构的能量输入,但在对 MDOF 进行等效 SDOF 系统过程中,采用经验算法确定各阶等效 SDOF 系统的承载力降低系数^[87,88]。

以上这两种方法都是基于等效 SDOF 系统的输入能量来确定 MDOF 系统的输入能量。但第一类方法只采用一阶等效 SDOF 系统来估算,因此其使用范围受到限制,只能应用于结构高度不太高,高阶振型影响较小的结构;而第二类方法则可以考虑高阶振型的影响,因此可以应用于高层结构。本书在第 6 章中将分别采用这两类方法对 RC 框剪结构的总输入能量进行计算,并与弹塑性时程计算结果进行对比,来检验这两种方法在 RC 框剪结构中的适用性。

1.3.4.2 MDOF 系统累积滞回耗能 E_H

目前对于 MDOF 系统 E_H 的研究,与对 E_1 的研究类似,也采取以“单”代“多”的思路,建立 MDOF 系统和 SDOF 系统对应关系,从而确定 MDOF 系统的累积滞回耗能。同样,根据等效 SDOF 系统选取阶数的不同,主要有一阶等效 SDOF 方法和多阶振型组合法^[46,66,67,87,88]。

部分研究者认为,MDOF 系统能量比 E_H/E_1 主要由阻尼比 ξ 和承载力降低系数 R (或延性系数 μ) 决定,且相应参数的影响与 SDOF 系统相同。程光煜在对比研究了弹塑性 MDOF 系统和 SDOF 系统 E_H/E_1 谱后认为,对于弹塑性 MDOF 系统,当结构屈服后刚度系数 η 为 0.05 时,在周期小于 1s 范围内其 E_H/E_1 与相同初始周期、阻尼比和承载力降低系数的弹塑性 SDOF 系统 E_H/E_1 比较接近,而在中长周期和长周期范围内则 MDOF 系统的 E_H/E_1 比值高于 SDOF 系统,基本与周期无关。在此基础上,对已有的 SDOF 系统 E_H/E_1 谱修正,从而得到了 MDOF 系统 E_H/E_1 的计算公式,并进一步给出了对于 η 取其他数值时 MDOF 系统 E_H/E_1 值的修正公式^[98]。

本书在第 6 章的研究中也将分别采用一阶等效 SDOF 方法和多阶振型组合法对 RC 框剪结构的总累积滞回耗能进行计算,并与弹塑性时程计算结果进行对比,来检验这两种方法在 RC 框剪结构中的适用性。

1.3.4.3 弹塑性 MDOF 系统累积滞回耗能分布

对于弹塑性 MDOF 系统,其地震能量需求的确定与 SDOF 系统最根本的区别在于