



同濟大學

TONGJI UNIVERSITY

硕士学位论文

(专业学位)

## 消能柱钢框架结构抗震性能研究

国家重点研发计划子课题  
(编号: 2017YFC0703607)

姓 名: 林庄慧

学 号: 1630649

所 在 院 系: 土木工程学院

学 科 门 类 或

专 业 学 位: 工程

专 业 领 域: 建筑与土木工程

指 导 教 师: 唐和生 副教授

二〇一九年六月





同濟大學

TONGJI UNIVERSITY

A thesis submitted to  
Tongji University in conformity with the requirements for  
the degree of Master of Engineering

**Study on Seismic Performance of Steel  
Frame Structure with Energy-dissipative  
Columns**

National Key R&D Program  
(2017YFC0703607)

Candidate: Lin Zhuanghui

Student Number: 1630649

College/Department: College of Civil Engineering

Discipline Category: Engineering

Major: Architecture and Civil Engineering

Supervisor: Associate Prof. Tang Hesheng

June, 2019





消能柱钢框架结构抗震性能研究

林庄慧

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；学校有权保留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：所提交的学位论文，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

结构耗能减震技术始终是工程振动控制的一个研究热点。考虑结构在震后的快速修复，消能柱作为一种新型耗能构件被引入并受到关注，但关于消能柱在三维结构中的减震效果还有待深入研究。基于此，本文建立了消能柱钢结构模型，分析消能柱钢框架结构的减震性能关于设计参数的变化，提出消能柱的建议设计方法。以一实际油阻尼器钢结构作为对照，分析消能柱钢框架结构的抗震性能。基于东日本大地震（311 大地震）背景，对比分析两种钢框架结构的抗震韧性。具体包括以下内容：

（1）基于实际结构建立了单向布置消能柱钢框架体系三维分析模型，采用本结构实际地震动，研究消能软钢连杆的初始刚度与屈服位移对消能柱减震效果的影响规律，得到软钢连杆设计参数的建议取值范围。

（2）通过与单向布置油阻尼器钢框架结构进行对比，分析单向消能柱钢框架结构的抗震性能，验证在其它不同类型地震动下单向消能柱钢框架结构的减震效果，总结并提出消能柱的建议设计流程。

（3）应用消能柱的建议设计方法，设计了双向消能柱钢结构模型。比较双向消能柱钢框架结构与实际油阻尼器钢框架结构的抗震性能。基于日本 311 大地震背景，综合对比分析消能柱钢框架结构和油阻尼器钢框架结构的抗震韧性。

**关键词：**消能柱，钢框架结构，抗震性能，抗震韧性





## ABSTRACT

Structural energy dissipation technology is a research hotspot in structural vibration control field. Considering the rapid restoration of structure after earthquake, energy-dissipative column(EDC) is introduced as a new energy dissipation component and receives attention. However, seismic response mitigation effect of EDC in three dimensional structures needs further study. In this thesis, steel structure model with EDCs is established. Change law of seismic mitigation effect of EDC with design parameters is studied. Under the comparison of the actual steel structure with oil damper, seismic performance of steel frame structure with EDCs is analyzed. Based on the background of the 2011 Great East Japan Earthquake (311 Earthquake), seismic resilience of two types of energy-dissipative steel frame structures is analyzed and compared. Specifically includes the following:

(1) Based on the actual structure, a three-dimensional analysis model of steel frame system with unidirectionally arranged EDCs is established. Change law of seismic mitigation effect of EDC with initial stiffness and yield displacement of energy-dissipative mild steel link is studied using the actual ground motion. Value range for design parameters of mild steel link is proposed.

(2) Under the comparison of steel frame structure with unidirectional oil dampers, seismic performance of steel frame structure with unidirectional EDCs is analyzed. Effectiveness of seismic response mitigation of EDC is tested under other different types of ground motions. Suggested design process of EDC is summarized and proposed.

(3) Using the proposed design method, steel structure model arranged with bidirectional EDCs is established. Seismic performance of steel frame structure with bidirectional EDCs and steel frame structure with bidirectional oil dampers are compared. Based on the 311 Earthquake, considering all the factors, seismic resilience of steel frame structure with EDCs and steel frame structure with oil dampers are analyzed and compared.

**Key Words:** energy-dissipative column(EDC), steel frame structure, seismic performance, seismic resilience



## 目录

摘要 .....	I
ABSTRACT.....	III
目录 .....	V
第 1 章 绪论 .....	1
1.1 研究背景及意义 .....	1
1.2 结构耗能减震技术的研究进展 .....	1
1.2.1 结构振动控制技术的分类 .....	1
1.2.2 结构耗能减震技术的研究现状与应用 .....	2
1.3 消能柱的研究进展与现状 .....	3
1.4 结构抗震韧性的研究进展 .....	9
1.4.1 韧性的概念介绍 .....	9
1.4.2 韧性的评估方法 .....	9
1.4.3 结构的抗震韧性 .....	13
1.5 本文研究内容 .....	14
第 2 章 消能柱钢结构抗震性能参数分析 .....	15
2.1 消能柱介绍 .....	15
2.1.1 消能柱的工作原理 .....	15
2.1.2 消能柱的应用效果 .....	15
2.2 研究对象的背景介绍 .....	15
2.3 实际结构动力特性识别 .....	20
2.3.1 实测地震记录 .....	20
2.3.2 结构动力特性识别 .....	22
2.4 研究对象有限元模型的建立与验证 .....	24
2.4.1 模型构建 .....	24
2.4.2 模型验证 .....	26
2.5 基础模型分析 .....	32
2.5.1 纯框架结构的动力特性 .....	32
2.5.2 纯框架结构的时程分析 .....	35
2.6 消能柱的布置安装 .....	36
2.6.1 消能柱分析模型 .....	36
2.6.2 消能柱的布置 .....	37
2.6.3 各工况的参数概况 .....	40
2.7 消能柱结构的地震响应 .....	42

2.7.1	不同工况结构的层间剪力 .....	42
2.7.2	不同工况结构的层间位移角 .....	45
2.7.3	遴选工况的减震性能分析 .....	48
2.8	消能柱的参数分析 .....	50
2.8.1	关于初始刚度的分析 .....	50
2.8.2	关于屈服位移的分析 .....	52
2.8.3	双参数取值建议 .....	54
2.9	本章小结 .....	56
第 3 章	消能柱的减震设计研究 .....	59
3.1	前言 .....	59
3.2	311 地震动下消能柱的减震性能分析 .....	59
3.2.1	对照组模型概况 .....	59
3.2.2	层间剪力对比 .....	60
3.2.3	层间位移角对比 .....	62
3.2.4	层最大位移对比 .....	63
3.2.5	消能连杆单元的力-位移曲线 .....	65
3.3	其它地震动下消能柱的减震有效性验证 .....	66
3.3.1	层间剪力 .....	69
3.3.2	层间位移角 .....	70
3.3.3	层最大位移 .....	71
3.3.4	层最大加速度 .....	73
3.4	消能柱的建议设计方法 .....	74
3.4.1	消能柱的布置假定 .....	74
3.4.2	消能柱的建议设计流程 .....	74
3.5	本章小结 .....	78
第 4 章	消能柱钢框架结构的抗震韧性分析 .....	79
4.1	双向消能柱钢结构模型 .....	79
4.1.1	双向消能柱钢结构模型建立 .....	79
4.1.2	双向消能柱钢结构模态分析 .....	80
4.2	消能柱钢结构与油阻尼器钢结构的抗震性能比较 .....	82
4.3	结构的抗震韧性 .....	84
4.4	311 地震下消能柱钢框架结构的韧性分析 .....	85
4.4.1	层间位移角 .....	85
4.4.2	消能构件的损伤分析 .....	86
4.4.3	震后结构的抗震性能 .....	87
4.4.4	消能柱钢结构的韧性曲线 .....	88
4.5	311 地震下油阻尼器钢框架结构的韧性分析 .....	90

4.5.1 层间位移角 .....	90
4.5.2 油阻尼器的损伤分析 .....	91
4.5.3 震后结构的抗震性能 .....	93
4.5.4 油阻尼器钢结构的韧性曲线 .....	94
4.6 消能柱钢结构与油阻尼器钢结构的韧性比较 .....	95
4.7 本章小结 .....	96
第 5 章 结论与展望 .....	97
5.1 结论 .....	97
5.2 展望 .....	98
致谢 .....	99
参考文献 .....	101
个人简历、在读期间发表的学术论文与研究成果 .....	107



# 第 1 章 绪论

## 1.1 研究背景及意义

作为一种极端自然灾害，地震的发生可能造成严重的人员伤亡和财产损失。21 世纪以来，地震灾害频发，例如 2008 年 5 月 2 日发生的里氏 8.0 级汶川大地震，造成 6 万余人遇难，30 万余人受伤，1 万人失踪，经济损失高达 8452 亿元人民币；2010 年 1 月 13 日，海地太子港发生里氏 7.3 级地震，大量建筑物严重受损或倒塌，造成 30 万余人遇难。地震中建筑物的大量破坏与倒塌是导致人员伤亡和财产损失的直接原因。因此，提高建筑结构的抗震性能，减轻极端地震灾害对建筑物的损害，保证人类的生命安全，减少生命财产损失，这始终是工程抗震领域的重要使命。

在此背景下，对于结构耗能减震技术的研究已经成为工程抗震技术领域的关注点。近年来，越来越多新型的耗能减震方式被学者们提出，例如摇摆墙、消能柱等，这些耗能装置的应用研究对于有效减轻建筑结构的地震灾害具有重要现实意义。本研究选择的耗能方式为消能柱，本文以消能柱钢框架结构作为研究对象，分析研究该新型耗能减震结构的抗震性能。

## 1.2 结构耗能减震技术的研究进展

### 1.2.1 结构振动控制技术的分类

为了提高结构的抗震性能，传统的抗震方法是基于结构自身进行考虑，即通过提高结构自身的抗震能力，使其满足相应的抗震设防要求。但采用传统的抗震设计方法时，结构难以实现自我调节，面对具有极大不确定性的地震灾害，结构有可能无法满足安全性要求。结构振动控制技术的引入是解决这一问题的有效方法<sup>[1]</sup>。

结构振动控制把某些控制机构安装在结构的特定部位，例如安装隔震装置、消能装置、附加子结构、施加外力或调整结构的动力特性，地震激励下由主体结构和控制机构一同抵抗外部作用，从而使得主体结构的动力响应得到有效控制，确保主体结构自身以及人员设备的安全<sup>[2]</sup>。

结构振动控制技术按照是否需要输入外部能量可大致划分成四大类：被动控制技术、主动控制技术、半主动控制技术和混合控制技术<sup>[2]</sup>，如图 1.1 所示。其中，结构被动控制技术无需外部能量的输入，从控制机理角度可将其分成隔震、耗能减震和吸能减震三大类，本文主要关注耗能减震技术。

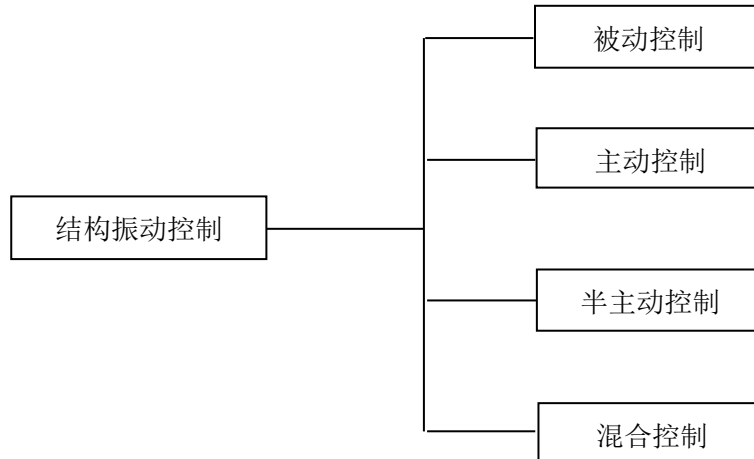


图 1.1 结构振动控制的分类

## 1.2.2 结构耗能减震技术的研究现状与应用

作为一种结构被动控制技术，耗能减震的原理是把输入结构的地震能量引向结构中特别设置的机构或构件，使能量被这些机构元件吸收和耗散，从而保护结构主体的安全。该技术具有安全合理性、经济性和适用性等优点。

对于耗能减震结构，目前比较成熟且实操性较强的设计理论主要有：**Kasai** 法<sup>[3-5]</sup>、基于能力谱设计法<sup>[6, 7]</sup>和基于位移设计法<sup>[8-10]</sup>。

**Kasai** 法由日本东京工业大学的 **Kasai** 教授提出。该方法以基频等效原则作为基础，将一个真实的多层结构简化等效为单质点体系，在弹性范围内对其实行位移和加速度反应降低的性能分析，据此配置阻尼装置<sup>[3-5]</sup>。

美国 **ATC-40** 建议使用能力谱法。能力谱法是一种静力非线性法，该方法将地震反应谱曲线和结构能力谱曲线转换成相同的坐标形式，然后获得两个曲线交点的位移，从而直观地评估结构在特定地震下的性能。近年来，能力谱法被越来越多地应用于耗能减震的设计中<sup>[6, 7]</sup>。

**Kowalsky** 在设计单自由度的桥墩时提出了一种直接基于位移的设计方法，这种方法采用了静力等效线性分析。**Lin** 随后将该方法应用于多自由度结构的设计，可以求得结构的延性比、极限位移、屈服位移和屈服弯矩，该方法之后又被用于减震结构的设计中<sup>[8-10]</sup>。



近几十年来,国内的研究者们相继开发了多种类型的耗能减震装置。按照与位移和速度的相关性,现有的耗能减震装置可以大致分成三大类:位移相关型耗能器、速度相关型耗能器以及位移和速度相关型耗能器<sup>[11-13]</sup>。此外,研究者们还研发了兼具多种耗能机制的复合型耗能器。常见的已开发应用的阻尼器包括软钢耗能器、铅阻尼器、摩擦阻尼器、粘滞阻尼器和粘弹性阻尼器<sup>[11-13]</sup>。

耗能减震技术的应用除了上述常用的耗能阻尼器外,近年来产生了越来越多形式的消能构件,例如摇摆墙、消能柱等。本研究采用的耗能构件(装置)为油阻尼器和消能柱。

### 1.3 消能柱的研究进展与现状

传统的抗侧体系(例如框架结构、带支撑框架结构等)在罕遇地震灾害下可能遭受严重的破坏,常见的是薄弱层破坏<sup>[14, 15]</sup>,例如 1985 年的墨西哥城地震和 2008 年的汶川地震。对于传统的框架结构(例如普通框架、中心或偏心支撑框架),在修复时较不方便,修理工作既昂贵又低效,因此通常在城市重建的过程中需要拆除绝大多数的受损建筑物。在震后重建的实践过程中,如何快速且经济地修复受损建筑物成为了土木工程抗震领域的一大关注问题。随着城市韧性概念的提出,近十年来,结构体系的韧性越来越受到基于性能抗震设计的关注<sup>[16, 17]</sup>。确保极端地震灾害下结构的全局失效机制已然成为结构抗震设计的基本性能目标。

基于韧性中对于快速恢复能力的要求,为实现建筑物灾后的快速修复,学者们提出了很多新型的减震构件或减震措施。实现建筑物灾后快速修复的方法之一是安装可以更换的耗能装置,例如可更换连梁等<sup>[18]</sup>。各种新的地震能量消散体系,例如屈曲约束支撑<sup>[19, 20]</sup>、后张力消能钢框架<sup>[21, 22]</sup>和耗能连接<sup>[23]</sup>等,正在被研究开发以实现易于更换和快速返回使用的目标。这类结构体系可以将损害集中于非承重构件,符合损伤控制设计的理念<sup>[24]</sup>。然而,上述大多数新型结构体系在建筑功能的灵活性(例如可能阻挡窗口)和易于施工(例如后张钢索的锚固)方面的竞争力远低于传统的框架结构。在数值分析和改造工程应用的证明下,摇摆墙和吊具柱是解决传统框架结构薄弱层破坏问题的有效方法<sup>[25-27]</sup>。然而,传统的摇摆墙和吊具柱都只能提供很小的侧向抗弯刚度和耗能能力,这限制了它们在新结构中的应用。

为了克服上述障碍,研究者将消能柱机制应用到抗震系统中。早在过去的十年间,就有国内外学者提出了耗能柱的概念,例如 Dusicka 的连接柱框架(LCF)体系、欧洲研究计划的新型耗能连接装置 FUSEIS 1、Palazzo 的消能柱(DC)和

Li 的连续消能柱（CEDC）体系。

2007 年，Dusicka<sup>[28]</sup>提出了连接柱框架（LCF）体系的概念，如图 1.2 所示。该水平抗侧体系包括了用可更换连杆连接的双柱和一个次级框架。柱子在竖向上连续贯通，在预定的水平荷载下，连接的双柱通过中间剪切连杆的屈服为体系提供非线性行为，从而消耗地震能量，保护承受重力荷载的梁和柱。在主梁屈服之前，通过替换损坏的连杆即可完成体系功能的快速恢复。Dusicka 通过静力弹塑性分析方法研究所提出的抗侧体系的性能，该体系表现出三个不同的性能水平：弹性、快速恢复使用和防止倒塌，如图 1.3 所示。弹性阶段对应 50 年内超越概率为 50% 的地震的发生，此阶段连接柱提供初始刚度，结构整体保持弹性；快速恢复使用阶段对应 50 年内超越概率为 10% 的地震的发生，连杆发生塑性变形，主体承重结构保持弹性；防倒塌阶段对应 50 年内超越概率为 2% 的地震的发生，次级框架梁出现塑性铰。

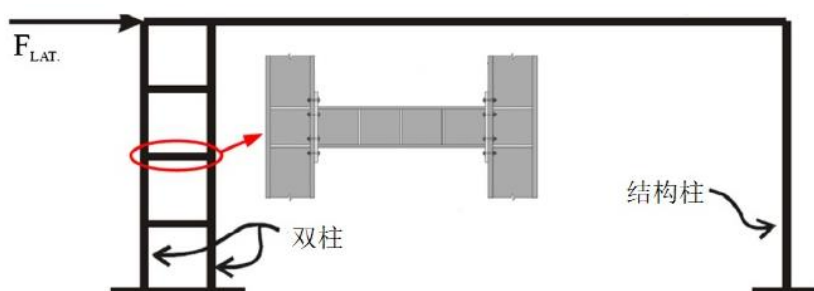
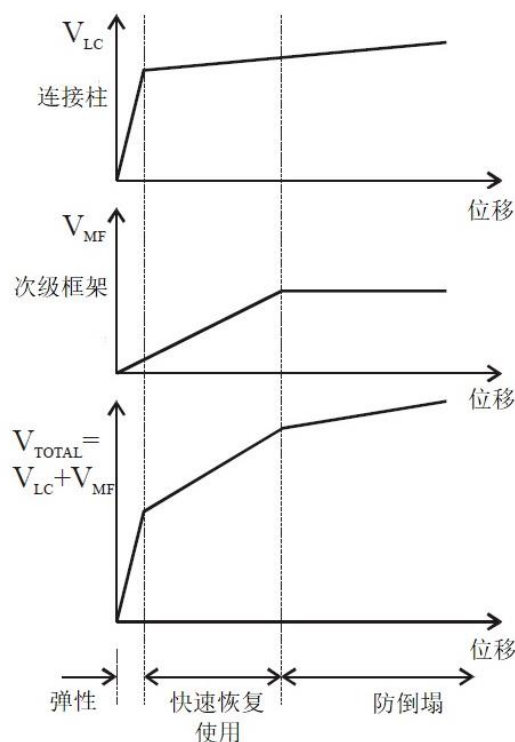


图 1.2 连接柱框架体系<sup>[28]</sup>

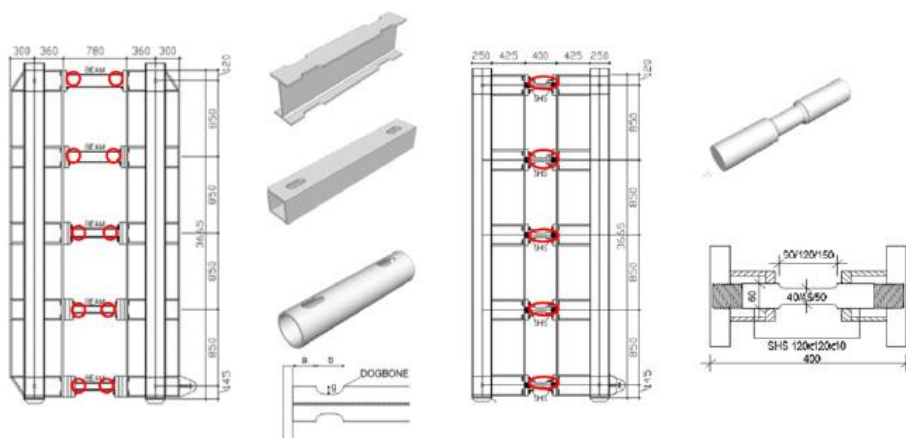
2012 年，Malakoutian<sup>[29, 30]</sup>基于连接柱框架 LCF 体系的三个性能水平目标，提出了连接柱框架体系基于性能的设计理论，并基于 OpenSees 建立了 3 层、6 层和 9 层的连接柱平面框架体系，分析这些体系在不同危险等级地震作用下的响应。研究发现，连接柱框架体系不仅具有防止倒塌的功能，而且能够减少结构损伤，震后实现使用功能的快速恢复，从而减少地震下的经济损失。

2013 年，Fussell<sup>[31]</sup>基于新西兰标准荷载下某 4 层办公楼框架的数值设计过程，概述了连接柱框架体系设计时基于性能的设计准则和静力弹塑性分析法的应用，他认为连接柱框架 LCF 体系适用于中低层建筑物。2013 年，Malakoutian<sup>[32, 33]</sup>分析研究了用于评估 LCF 体系地震响应的性能参数，包括体系超强系数、变形放大系数和响应修正系数，并给出性能参数的取值建议。

2014 年，Lopes<sup>[34, 35]</sup>设计并制作了一个原型尺寸单跨 LCF 体系试样，通过混合仿真实验研究，LCF 在往复地震荷载下表现出三种不同等级的性能水平，证明 LCF 体系是能够快速恢复使用的延性框架结构。

图 1.3 连接柱框架体系性能水平三阶段<sup>[28]</sup>

2012 年，欧洲研究计划引入并研究了一种带有耗能构件的新型系统，简称为 FUSEIS 1<sup>[36-39]</sup>，如图 1.4 所示。用于连接的栓和两端截面削减的梁在此充当能量耗散元件，使塑性铰的发生远离梁柱节点。结合实验与数值模拟，研究了不同截面和开孔形式下 FUSEIS 1 构件的力学行为。将 FUSEIS 1 应用于一个二维平面框架，对该耗能框架体系的数值研究结果表明，这类抗侧系统不仅可以减少地震对建筑物的功能损害，还可以加快震后修复。

图 1.4 FUSEIS1 体系<sup>[36]</sup>

2015 年，Palazzo<sup>[40]</sup>提出了一种新型滞回阻尼器，即消能柱（DC），如图 1.5

所示。该新型阻尼器包含两个或多个相邻的竖向钢构件，构件之间通过连续的 X 形低强度软钢连杆相连接。DC 作为耗能阻尼器的工作原理是通过 X 形钢板的非线性变形来消散地震能量，DC 可以为侧向体系提供刚度和阻尼。消能柱 DC 可作为一种阻尼装置安装在新建或已有的建筑结构中。2015 年，Castaldo<sup>[41]</sup>基于 ABAQUS 建立了消能柱 DC 的有限元模型，模拟研究消能柱的力学行为，分析消能柱的构造参数对其力学性能的影响。

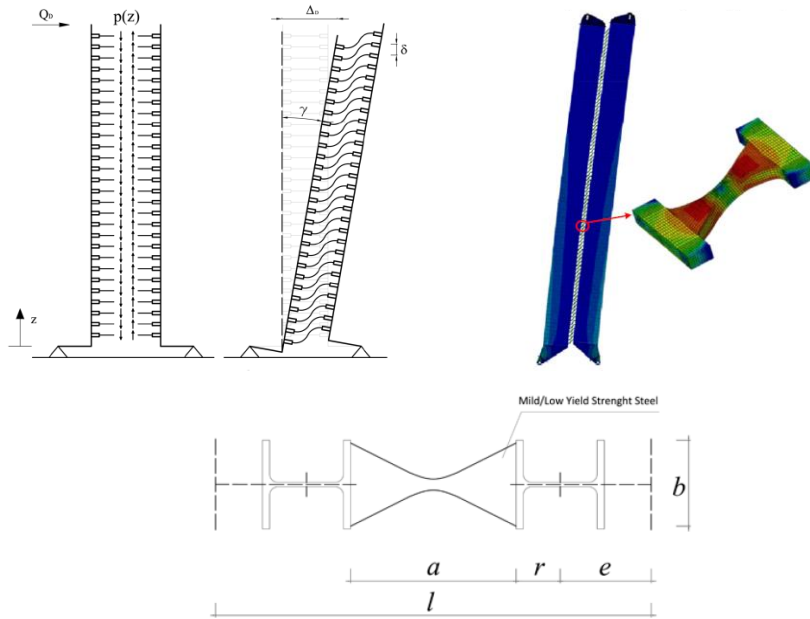


图 1.5 Palazzo 新型消能柱<sup>[40]</sup>

2016 年，Castaldo<sup>[42]</sup>基于 SAP2000，建立了 10 层平面框架安装消能柱 DC 与不安装消能柱的有限元模型，通过二者非线性时程分析结果比较，评估消能柱 DC 提供的附加阻尼。结果表明，消能柱 DC 可以改善整体框架的全局失效机制，避免结构薄弱层的发生，同时避免主框架内主体构件塑性铰的发生。

2017 年，Li<sup>[43]</sup>提出了一种新型的连续能量耗散柱系统（CEDC），如图 1.6 所示。该消能柱由两根钢柱组成，通过可更换的钢带阻尼器（RSSDs）连接。用于连接的钢带阻尼器呈哑铃形状并充当能量消耗元件。双柱铰接支撑于基座，并在每层楼层的位置处通过刚性连杆连接，刚性连杆用于传递梁端的水平侧向力，以此减少钢带阻尼器中的轴向力，并确保双柱的变形容许度。CEDC 系统具有双重功能，可以抵抗竖向荷载并消散地震能量。水平荷载作用下，CEDC 系统中分布式钢带的弯矩和剪力可以被均匀地传递到边界柱，如图 1.7 所示。这个新型系统与 LCF<sup>[28]</sup>和 FUSEIS 1<sup>[36]</sup>相比，可以降低对边界柱的刚度要求。2017 年，Li<sup>[43]</sup>设计并在循环载荷下测试了三个原型尺寸消能柱 CEDC 试样，研究该系统

的循环往复特征。同时建立有限元模型以研究边柱的轴向力对 CEDC 系统抗震性能的影响。通过实验和数值分析，证明所提出的 CEDC 系统具有良好的水平承载能力和能量耗散能力，该系统能够达到理想的性能目标。

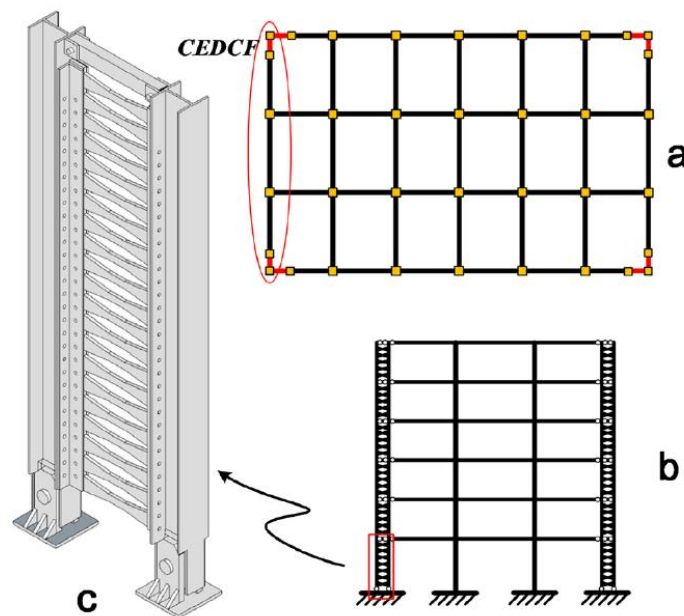


图 1.6 连续耗能柱体系<sup>[43]</sup>

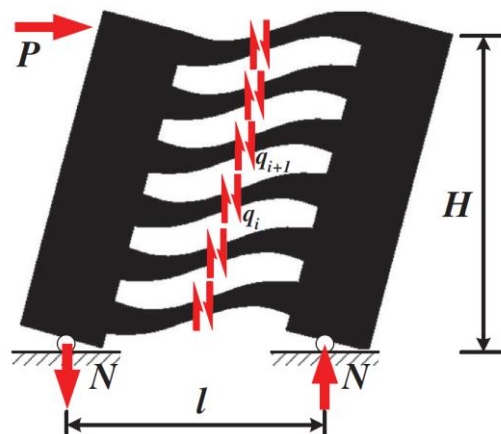


图 1.7 水平荷载下连续耗能柱体系的力学行为<sup>[43]</sup>

2017 年，Li 基于 OpenSees 提出了模拟消能柱 CEDC 滞回行为的简化模型<sup>[44]</sup>，如图 1.8 所示。该简化模型中，边界柱采用弹性梁模拟。通过中间的 0 长度单元和末端的刚性梁的组合来模拟钢带阻尼器。位于每个楼层位置处的连接通过刚性连杆约束来进行模拟，以此耦合两个边柱的水平位移。0 长度单元每个自由度的力学行为按照单轴属性分别模拟。单元的轴向行为由弹性单轴属性模拟，弹性模



量等于钢带的轴向刚度。单元的剪切行为由 Steel104 材料模拟，该材料结合了随动硬化和各向同性硬化的特性。对比简化模型得到的模拟结果和构件的实验结果，在硬化参数取值合理时，简化模型的模拟结果与实验结果能良好吻合。

2017 年，Li<sup>[45]</sup>在消能柱 EDC 的简化有限元模型的基础上，将消能柱引入钢框架内，通过有限元模拟，进行带有消能柱钢框架的设计与性能评估。建立了一个 4 层传统钢框架和一个带有消能柱的 4 层钢框架，对两框架进行非线性时程分析，对比分析的结果表明，消能柱能够控制结构的损伤并降低结构的层间位移角及位移集中，从而减少结构在地震灾害下的经济损失。2018 年，Li<sup>[46]</sup>将消能柱 EDC 引入了混凝土框架中。利用混凝土框架的集总质量剪切模型和消能柱的简化有限元模型，建立了含消能柱的混凝土框架体系（EDC-MF）的简化数值模型，如图 1.9 所示。消能柱的使用可以有效降低混凝土框架结构的最大层间位移和最大层间位移集中现象。

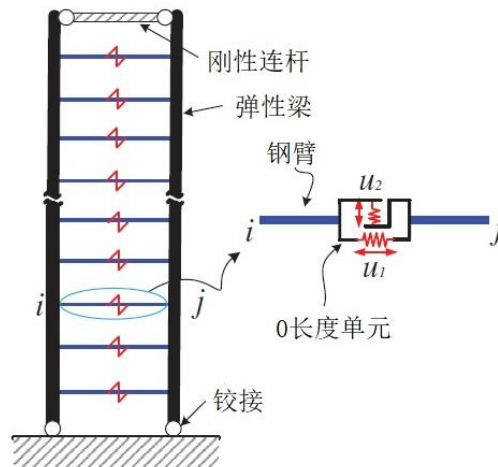


图 1.8 CEDC 体系的简化分析模型<sup>[44]</sup>

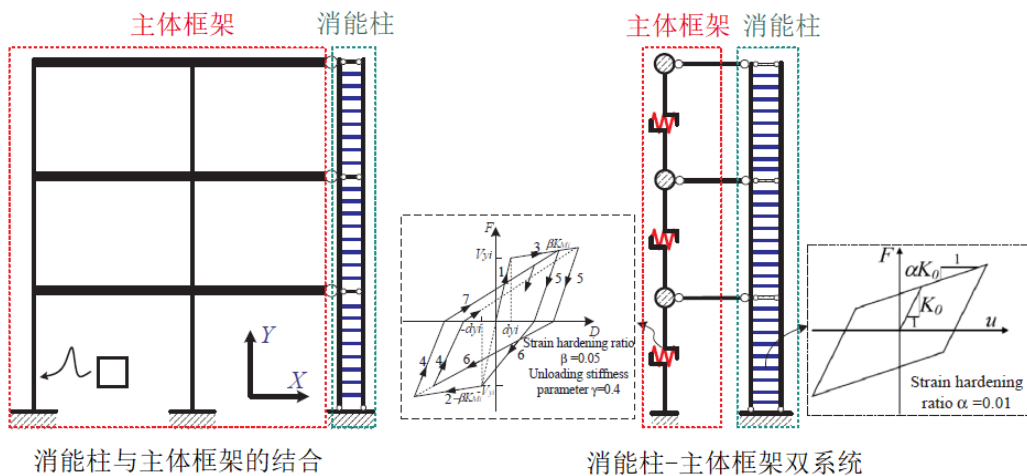


图 1.9 含消能柱框架的简化模型<sup>[46]</sup>

目前为止,关于消能柱应用层面上的数值研究仅局限于二维平面的多自由度系统,消能柱应用于平面框架的减震有效性已经得到了充分验证,但消能柱在三维结构中的应用还有待深入研究。本文将基于三维结构模型,引入消能柱,对消能柱在三维结构中的工作状态与减震效果进行分析研究。

## 1.4 结构抗震韧性的研究进展

### 1.4.1 韧性的概念介绍

生态学家是采用韧性概念来研究大规模生态学扰动的第一批人<sup>[47]</sup>。他们将韧性描述为生态系统在受到干扰后恢复到新的稳定状态过程中的重组能力<sup>[48]</sup>。目前,韧性是各个领域和学科的研究者们中最受欢迎的主题之一。现有文献的综述表明了韧性研究的重点及此概念的专业解读<sup>[49,50]</sup>。自 2000 年以来,每年以韧性为主题发表的论文数量在四年内增加了大约十倍<sup>[50]</sup>。

2015 年, Righi<sup>[51]</sup>将基于韧性进行的研究分为六个子领域,包括“理论发展”、“识别和分类”、“安全管理工具”、“事故分析”、“风险评估”和“培训”。该研究促进了这些类别及不同领域知识边界的拓展,如医疗保健、军事、建筑、配电、运输、金融服务和自然灾害。韧性在不同的领域中有不同的定义,例如社会、经济、组织和工程韧性<sup>[52-55]</sup>。Bruneau<sup>[56]</sup>提出了韧性的四个基本属性(即强健性、冗余性、资源丰富程度和快速性),同时提出了韧性的四个维度(即技术、组织、社会和经济)。目前,美国总统政策指令将韧性定义为准备、承受、并从扰动中迅速恢复的能力,以及适应不断变化的条件的能力<sup>[57]</sup>。

综上,在任何一个领域,系统的韧性都可以概括为两个维度的能力,即在外界扰动下系统的抗干扰能力和快速恢复功能的能力。

### 1.4.2 韧性的评估方法

目前,国内外学者已经提出了多个量化评估不同类型系统的韧性的公式,其中绝大多数都采用式 1.1 的形式。

$$Resilience = f[Q_1(t), Q_2(t), \dots, Q_{nc}(t)] \quad (1.1)$$

式中,  $c \in \{1, \dots, nc\}$ ,  $Q_c(t)$ 代表第  $c$  个组件随时间变化的功能,  $nc$  代表系统中的组件总数。 $f$ 反映了组件的功能对于系统韧性的贡献度。2016 年, Hosseini 对大量不同的韧性度量方法进行了回顾综述<sup>[50]</sup>。

2003 年, Bruneau<sup>[56]</sup>提出了评估城市抗震韧性的第一个概念框架, 并提出了量化韧性损失的公式, 如式 1.2 所示。

$$\bar{R} = \int_{t_0}^{t_r} [100 - Q(t)] dt \quad (1.2)$$

式中,  $\bar{R}$  表示损失的韧性,  $Q$  代表和时间变量相关的系统功能, 可以根据系统本身的特点来定义。  $t_0$  和  $t_r$  分别对应于发生扰动 (例如地震) 和系统功能全部恢复 ( $Q(t_r) = 100\%$ ) 时的时间。

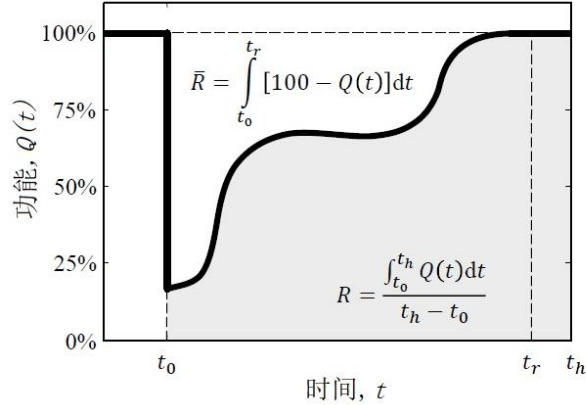


图 1.10 Bruneau 和 Reed 韧性曲线示意图<sup>[56, 58]</sup>

2009 年, Reed<sup>[58]</sup>修订了式 1.2, 并提出了新的量化韧性的公式, 见式 1.3。

$$R = \frac{\int_{t_0}^{t_h} Q(t) dt}{t_h - t_0} \quad (1.3)$$

式中,  $t_h$  是评估调查时间段的终结点。式 1.2 和 1.3 对应的韧性曲线和涉及的参数如图 1.10 所示。

2012 年, Ouyang<sup>[59]</sup>提出了一种基于时间的度量城市基础设施系统韧性的公式, 如式 1.4 所示。其对应的韧性曲线如图 1.11 所示。

$$R(t_h) = \frac{\int_0^{t_h} RP(t) dt}{\int_0^{t_h} TP(t) dt} \quad (1.4)$$

式中,  $RP(t)$  和  $TP(t)$  是系统在时间  $t$  的实际和目标性能, 如图 1.11 所示。该公式在评估韧性时考虑了调查时间段 ( $t_h$ ) 内系统性能的变化及其目标性能。



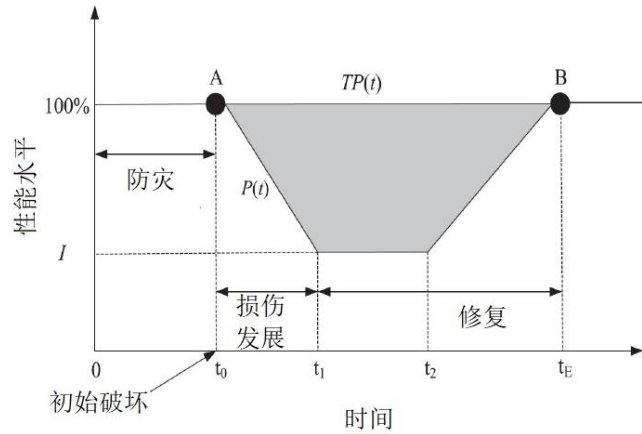


图 1.11 Ouyang 性能曲线概念图<sup>[59]</sup>

2014 年, Francis<sup>[60]</sup>提出了一种包含三种韧性能的韧性度量公式。这三种韧性能力分别为吸收能力、适应能力和恢复能力, 基于此观点, 其定义了韧性系数如式 1.5 所示。

$$\rho_i(S_p, F_r, F_d, F_0) = S_p \frac{F_r F_d}{F_0 F_0} \quad (1.5)$$

式中,  $S_p$  反映了恢复速度,  $F_0$  表示处于原始稳定状态的系统的性能水平,  $F_r$  表示新的稳态下系统的性能水平,  $F_d$  表示扰动发生后即时的性能水平, 如图 1.12 所示。恢复速度  $S_p$  按式 1.6 定义。

$$S_p = \begin{cases} (t_\delta / t_r^*) \exp[-a_d(t_r - t_r^*)] & t_r > t_r^* \\ (t_\delta / t_r^*) & t_r \leq t_r^* \end{cases} \quad (1.6)$$

式中,  $t_\delta$  表示松弛时间 (达到可接受的恢复水平所用的最长时间)。  $t_r$  和  $t_r^*$  分别代表达到最终恢复状态 (即新的平衡状态) 和完成初始恢复行动所用的时间。  $a_d$  是到达新平衡点之前控制韧性衰退的参数。

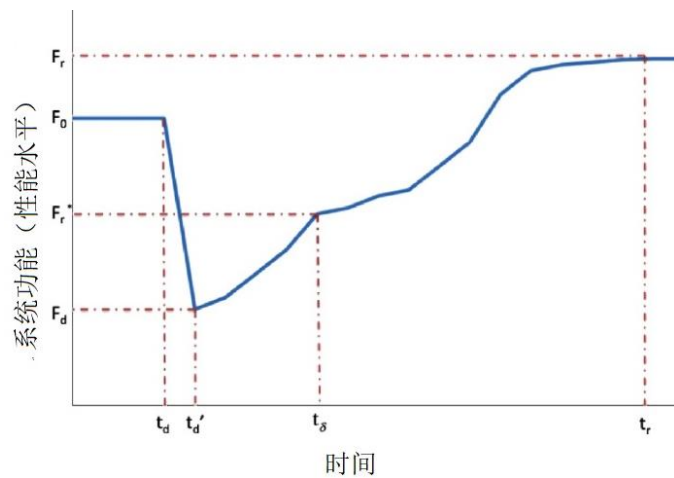


图 1.12 Francis 性能曲线图<sup>[60]</sup>

2012 年, Henry<sup>[61]</sup>将韧性表示为恢复与损失的比值, 如式 1.7。

$$R(t|e^j) = \frac{F(t|e^j) - F(t_d|e^j)}{F(t_0) - F(t_d|e^j)} \quad (1.7)$$

该定义将系统状态分为五种状态: “原始稳定状态”、“系统破坏”、“破坏中”、“系统恢复”和“恢复后稳定状态”。稳定的原始状态处于时间  $t_0$  和  $t_e$  之间, 时间  $t_0$  和  $t_e$  分别为起始时间和破坏性事件  $e^j$  发生的时间。破坏状态处于时间  $t_d$  和  $t_s$  之间, 时间  $t_d$  和  $t_s$  分别为破坏性事件影响稳定时的时间和修复过程的起始时间。最后, 当系统在恢复阶段之后达到稳定时 (时间  $t_f$ ), 新的稳定状态开始。  $F(t)$  是性能函数。性能曲线和各个系统状态如图 1.13 所示。

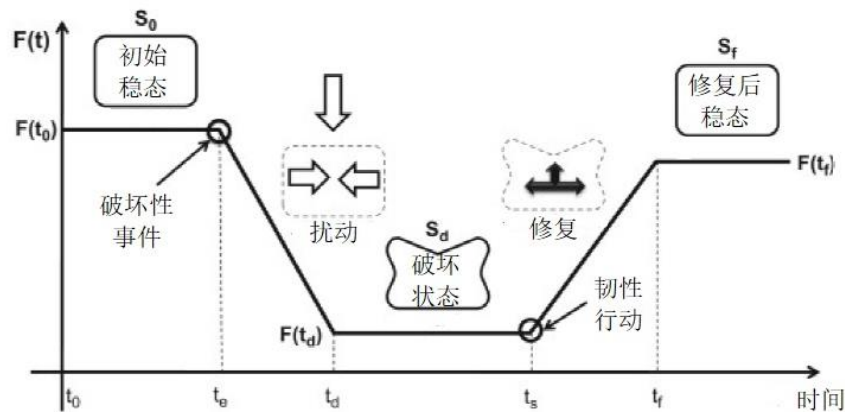


图 1.13 Henry 性能曲线和系统状态示意图<sup>[61]</sup>

除了通用公式的定义之外, 部分研究侧重于定制化制定用于评估不同结构和基础设施系统韧性的方法。Ouyang<sup>[59, 62]</sup>提出了一个三阶段韧性分析框架, 并研究了美国德克萨斯州哈里斯县输电网的韧性, 评估了不同的停电后改进措施 (情景意识的增强、需求管理和分布式发电机集成) 的影响。Cimellaro<sup>[63, 64]</sup>开发了一个全面的概念模型来量化韧性, 并将其用于评估加利福尼亚典型医院大楼以及位于美国田纳西州孟菲斯的医院网络的韧性。Omer<sup>[65, 66]</sup>提出了一种测量基础设施网络韧性的模型, 并将其应用于跨洋通讯有线网络和海上运输系统中。Piratla<sup>[67]</sup>提出了一个三目标优化模型, 用于评估配水系统的设计, 通过将可持续性和韧性作为设计目标来评估不同的优化方式。Cimellaro<sup>[68]</sup>提出了一种用于衡量天然气配送网络维持所需性能水平的能力的韧性公式, 并将其应用于意大利两个因 2009 年地震而受损的天然气分配网络中。Petrini<sup>[69]</sup>提出了一个用于评估大规模城市基础设施系统的多尺度框架, 该框架考虑了系统各组成部分之间的相互依赖性, 在电动和液压供应系统中得到了应用。

### 1.4.3 结构的抗震韧性

结构的抗震性能评估对于结构的抗震设计有着重要意义,已得到了专业人士和学术界的高度重视。基于性能的设计技术表明,不仅需要考虑到一系列的结构性能目标,同时还要考虑灾害、结构响应、结构承受能力和基础设施系统所涉及的不确定性问题。FEMA<sup>[17]</sup>提出了地震损失估计框架,如图 1.14 所示。在这种技术中,基于概率的地震需求分析(PSDA)和易损性曲线在以概率方式表征结构的响应及易损性(抵抗力)方面起到了关键作用。结构的易损性  $F_{ls}(im)$  通常表示为:在结构所在地区发生强度等级为  $im$  的事件时,与极限状态  $ls$  相关的结构失效的条件概率<sup>[70]</sup>,见式 1.8。

$$F_{ls}(im) = P[D \geq C_{ls} | IM = im] \quad (1.8)$$

式中,需求( $D$ )表示所研究系统对强度为  $im$  的事件的响应的统计特征,对于建筑物通常采用最大层间位移角作为响应参数。 $C_{ls}$  表示系统对应极限状态  $ls$  的承载力。通常情况下,极限状态与特定阈值有关,超过该阈值时结构会发生特定的物理损坏(例如屈服或开裂)。

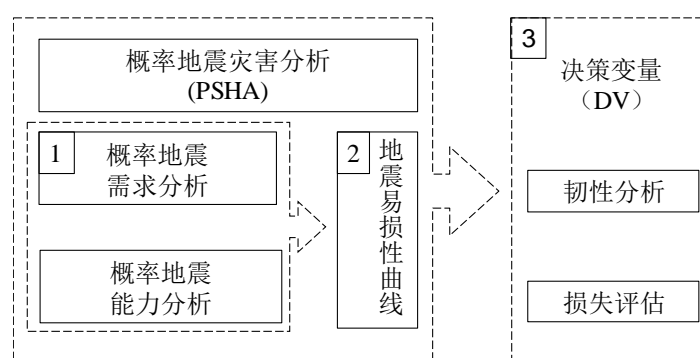


图 1.14 地震损失估计框架<sup>[17]</sup>

在韧性的概念被提出之后,其应用延伸至诸多领域。在基于性能的抗震设计中,结构的韧性也逐渐成为了一大关键问题<sup>[16]</sup>。FEMA 对一类性能评估方法(概率最大损失 PML、情景预期损失 SEL 和情景最大损失 SUL)进行了概括,这些评估方法对可能的建筑维修成本进行了量化,通常将其表达为建筑替换价值的百分比。这类方法将性能定义为地震发生时可能造成的损伤和后果。具体细化为四个维度上的量化:伤亡人数,即发生在建筑围护结构内的生命损失和需要住院治疗的严重伤害;修缮成本,将建筑物恢复到震前状态所需的成本;修复时间,修复损伤至地震前的状态所需的时间;危险告示的数量。

Bruneau<sup>[56]</sup>将结构系统的抗震韧性定义为其减少地震的发生机率、地震发生

时吸收能量和在震后快速恢复的能力。他们认为一个具有足够韧性的系统应具有以下特征：较低的破坏失效概率、破坏造成的损失较小（包括生命损失、损伤、经济损失和社会负面影响）和较短的恢复时间（一个特定系统或系统集合恢复正常的功能水准用时）。他们建议将韧性通过以下方面量化：破坏概率、破坏的后果和修复时间。

因此，结构的抗震韧性主要包括两方面内容：结构抵抗地震灾害的能力和结构震后快速恢复使用功能的能力。结构抗震韧性的有效评估对于结构抗震设计与灾后修复方案的选择具有实际指导作用。

## 1.5 本文研究内容

本文的主要内容及章节安排如下：

（1）第一章为绪论。阐述了本课题的研究背景和意义。介绍了结构耗能减震技术的研究进展与应用现状。对消能柱的研究进展进行了综述，并指出目前研究的不充分性。同时解释了韧性的概念及其评估方法。

（2）第二章为消能柱钢结构的抗震性能参数分析。根据实际结构的标准设计参数建立了油阻尼器钢结构的有限元模型，并基于实测地震数据对模型进行检验。对基础的纯框架结构模型进行模态分析，确定结构的薄弱向。在三维纯框架结构模型中布置单向消能柱，对 45 种工况的减震性能作参数分析，研究消能柱的减震效果关于消能软钢连杆的屈服位移与初始刚度的变化规律，给出软钢连杆设计参数的建议取值范围。

（3）第三章为消能柱的减震设计研究。在单向布置油阻尼器钢框架结构的对照下，分析单向布置消能柱钢框架结构的抗震性能，比较消能柱与油阻尼器的减震效果。检验单向消能柱钢框架结构在其它不同类型地震动下的减震效果。基于有效性的验证与参数分析的结果，总结并提出了消能柱的建议设计流程。

（4）第四章为消能柱钢框架结构的抗震韧性分析。采用消能柱的建议设计方法，设计了双向消能柱钢结构模型。通过与实际油阻尼器钢结构的时程分析结果进行对比，比较两种消能减震钢框架结构的抗震性能，同时验证双向消能柱钢框架结构的减震有效性。基于韧性的概念，定义结构抗震韧性的细分维度，并定义每个维度的评估指标。基于实际背景的日本 311 大地震，对比分析消能柱钢框架结构与油阻尼器钢框架结构的抗震韧性。

（5）第五章为结论与展望。归纳全文的研究成果，指出需要进一步研究的方向。

## 第2章 消能柱钢结构抗震性能参数分析

### 2.1 消能柱介绍

#### 2.1.1 消能柱的工作原理

基于结构抗震性能的提高以及震后快速恢复能力的实现,消能柱作为一种新型耗能构件被抗震学界提出和研究<sup>[28, 36, 40, 43]</sup>。消能柱主要由两部分构成:两侧的摇摆双柱和中部连接的耗能软钢连杆。消能柱用于耗能减震的工作机理是,通过软钢连杆的屈服来耗散地震能量,从而减少主体结构需要承担的地震能量,减小主体结构的地震响应。

消能柱不仅可以替代结构柱,为主体结构提供竖向承载力和侧向承载力,更重要的是,其通过耗能软钢连杆的非线性变形消耗能量,在地震作用下保护主体结构。将消能柱应用于框架结构时,耗能软钢连杆的屈服能够延迟主体结构塑性铰的发生,使得整体结构的延性得到提高。

消能柱的构造方式为,软钢连杆与两侧的边柱通过螺栓连接,因此消能连杆的可更换性易于得到保证。此外,消能柱的边侧柱肢与地面采用铰接连接方式,以此避免柱底出现塑性铰而发生破坏,同时保证软钢连杆的有效耗能。

#### 2.1.2 消能柱的应用效果

近两年,国内外学者对消能柱在二维框架结构中的应用开展了相关研究。通过数值模拟研究,消能柱能够控制二维框架体系的损伤,并有效降低结构的层间位移角及位移集中现象<sup>[29, 30, 37, 42, 45, 46]</sup>。

目前,关于消能柱在应用层面上的模拟研究仅局限于二维平面的多自由度系统,二维消能柱框架体系的减震有效性已得到验证。然而消能柱在三维结构中的应用还有待深入研究。消能柱在三维结构模型中的减震效果不仅取决于消能柱本身,还和结构本身以及地震动有关。本章将在三维结构模型中引入消能柱,研究消能柱在三维结构中的工作状态与减震性能。

### 2.2 研究对象的背景介绍

本文研究对象是日本仙台市东北工业大学校内的一栋八层钢结构行政楼<sup>[71]</sup>，如图 2.1 所示。该楼于 2003 年始建，东西向长 48 米，南北向宽 9.6 米，总高度为 34.2 米。该楼的一层为挑空层，包含了层高均为 4 米的一层和二层，形成了结构高度为 8 米的底部大空间（该合并层在下文中均用一层指代），三层至八层的结构高度均为 3.8 米。该楼的地下一层为钢筋混凝土结构，地上八层为混凝土预制楼板的钢结构<sup>[72-76]</sup>。



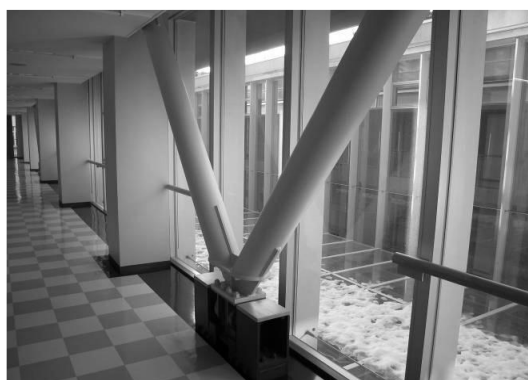
图 2.1 日本东北工业大学的钢结构行政楼

该行政楼起初按照日本的校园建筑抗震规范进行设计，未安装阻尼器装置。后来为了验证学校自主开发的一类油阻尼器的抗震性能，同时为了增强结构本身的抗震性能，在结构每层添置安装了 8 个油阻尼器，东西向和南北向各布置 4 个，总计安装了 56 个油阻尼器。安装的油阻尼器包括两种型号，第一层采用同一型号阻尼器，三至八层采用另一型号阻尼器。一层油阻尼器设计最大抵抗力为 200kN，其工作行程为 16mm (+8mm)，三至八层油阻尼器设计最大抵抗力为 100kN，其工作行程为 8mm (+5mm)，括号内为活塞的缓冲行程，利用缓冲垫来防止缸体与支座的撞击<sup>[72-76]</sup>。利用 V 型钢支撑实现油阻尼器与顶部的连接，活塞通过两端的装置固定于各层的梁上。在外界激励作用下，当建筑产生层间位移时，阻尼器的活塞发生相对运动，从而耗损外界激励的能量。为防止阻尼器发生过大的变形，同时设置了限位器装置。油阻尼器的安装实景图如图 2.2 所示。





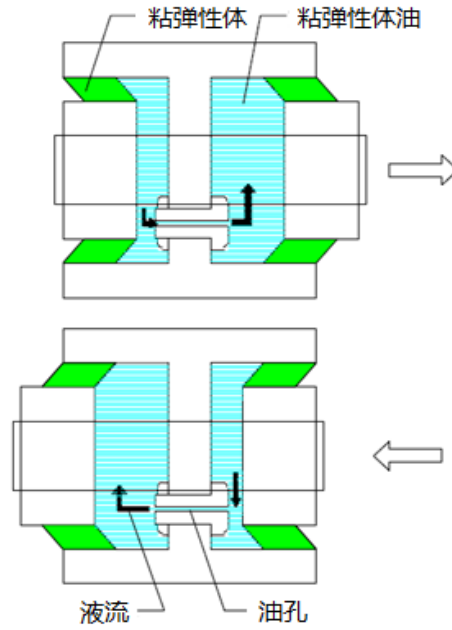
(a) 一层油阻尼器



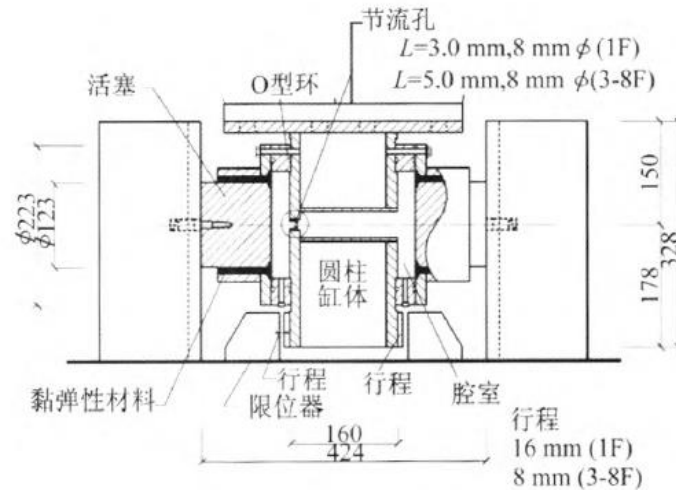
(b) 三层油阻尼器

图 2.2 油阻尼器实景图

所装的油阻尼器由日本东北工业大学的 Kawamata 和 Funaki 等人<sup>[77, 78]</sup>自主研发, 其概念设计和构造如图 2.3 所示。油阻尼器属于速度相关型阻尼器, 其构造上包含一对活塞和油腔, 容器的内部充满了粘弹性液体, 活塞和油腔之间采用了高分子材料的粘弹性体将液体密封于油腔内。在外力作用下, 阻尼器的活塞和油腔之间产生相对位移, 用于密封液体的粘弹性体即发生剪切变形。同时, 活塞一侧的油室容积变小, 迫使油液流过节流孔到达容积增大的另一侧油室, 因而产生很强的湍流效应, 以此耗散能量。油室内的压力随着活塞运动速度的增大而增大, 同时呈现出更强的非线性效应。密封材料的粘弹性恢复力和湍流效应形成的恢复力共同组成了油阻尼器的阻尼恢复力<sup>[72-76]</sup>。



(a) 油阻尼器概念设计图



(b) 油阻尼器构造图

图 2.3 油阻尼器概念设计与构造图

该楼布置有结构响应监测系统。在一层、四层和八层安装了双向的加速度传感器系统，用以获取地震作用下框架结构的响应数据以及阻尼器的响应数据。在一层和八层的两个方向的阻尼器中，均安装了力传感器和位移传感器，从而获取地震作用下油阻尼器的恢复力与位移时程。由传感器获取的结构响应数据储存于服务器内，以便于后续的相关分析。自该楼建成使用至今，监测系统记录下了多次地震动下的响应数据，为结构的抗震性能研究分析提供了珍贵的实测资料。该楼的油阻尼器与传感器的平、立面布置如图 2.4 所示。



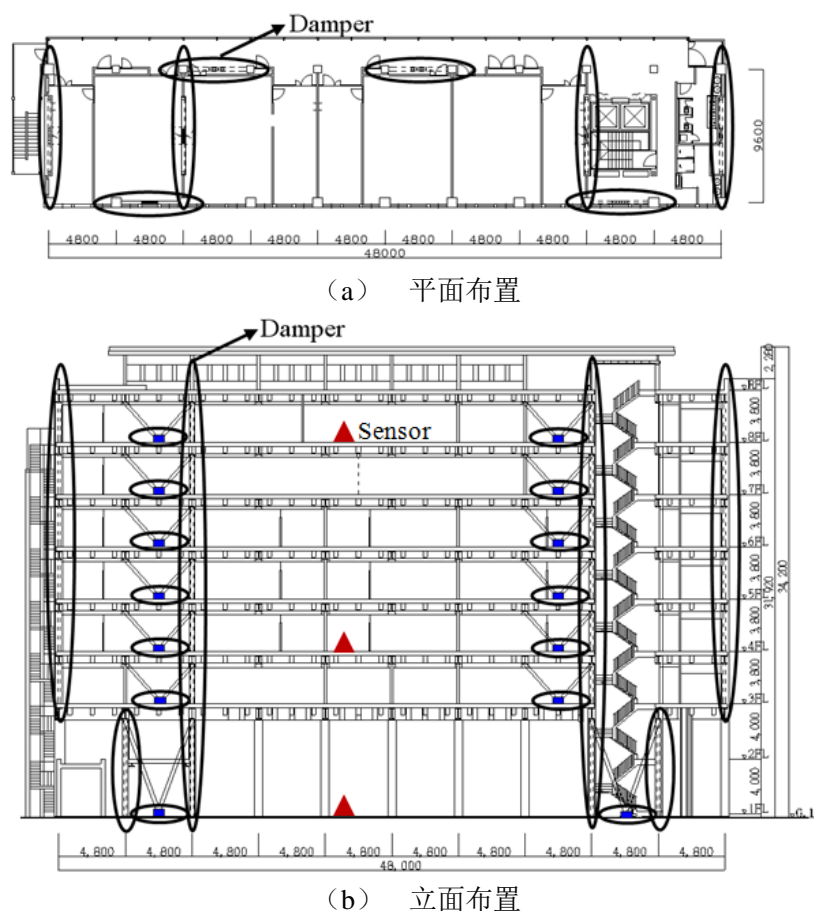
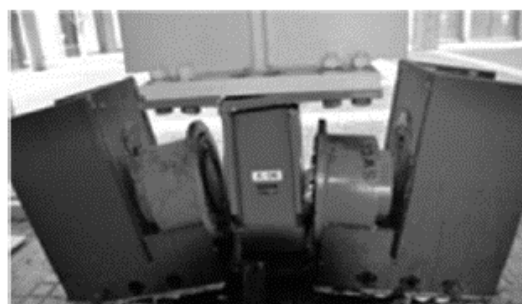


图 2.4 油阻尼器与传感器的布置图

2011 年 3 月 11 日发生了危害性极大的东日本大地震（本文简称 311 大地震或 20110311 地震），地震的震级为里氏 9.0 级，该楼承受了服役期以来的最大考验。311 地震发生后，位于结构一层的 8 个油阻尼器完全破坏；位于三、四层的油阻尼器虽无损伤，但发生油液泄漏，无法再提供阻尼恢复力；其余楼层的阻尼器仍保持良好的工作状态<sup>[72-76]</sup>。地震前后完好和破坏的油阻尼器如图 2.5 所示。311 地震期间，行政楼全楼的电力系统失效，计算机没有记录下结构在本次地震下的数据。然而距该楼 50 米的地震观测站测量记录下了当时的地震动时程数据。东日本大地震是日本继阪神大地震以来的又一次大地震，地震及其引发的海啸造成了重大的人员伤亡和财产损失，而该楼由于严格依据日本校园建筑抗规设计并建造，在本次地震中未出现主体结构损伤。2011 年 4 月 7 日仙台市发生了烈度等级与 311 地震相当的余震，余震致使了部分于 311 大震中存活下的建筑发生破坏，然而该楼依然保持安全状态。在完成快速的震后评估后，该楼重新投入使用<sup>[72-76]</sup>。



(a) 完好的油阻尼器



(b) 破坏的油阻尼器

图 2.5 311 地震前后完好和破坏的油阻尼器

对于该楼在 311 地震中损伤破坏的油阻尼器，随后进行了修复加固方案的实行。2012 年 9 月，在该楼的三层和四层重新安装了油阻尼器；5~8 层的油阻尼器由于功能完好，保持不变。截至 2013 年 2 月，完成该楼底层铅锡橡胶隔震支座的安装。加固后的结构如图 2.6 所示。



图 2.6 加固后的行政楼

## 2.3 实际结构动力特性识别

### 2.3.1 实测地震记录

该建筑自建成以来经历过数次地震，除 311 地震引发大楼停电未记录响应数据以外，监测系统记录下了历年地震动的响应数据。311 东日本大地震导致大楼的阻尼器发生损伤，从而在一定程度上改变了框架结构的动力特性<sup>[71]</sup>，本文仅对 311 地震前的结构系统进行识别。本文采用 311 东日本大地震的前震，即发生于 2011 年 3 月 9 日的地震动（本文简称 309 地震或 20110309 地震）相关数据进行结构的动力特性识别。2011 年 3 月 9 日的地震动加速度时程如图 2.7 所示，EW 向幅值为 31.98gal，NS 向幅值为 26.25gal，持续时间为 120s。监测系统同时获得了该地震下四层和八层的加速度响应数据，加速度响应时程如图 2.8 所示。

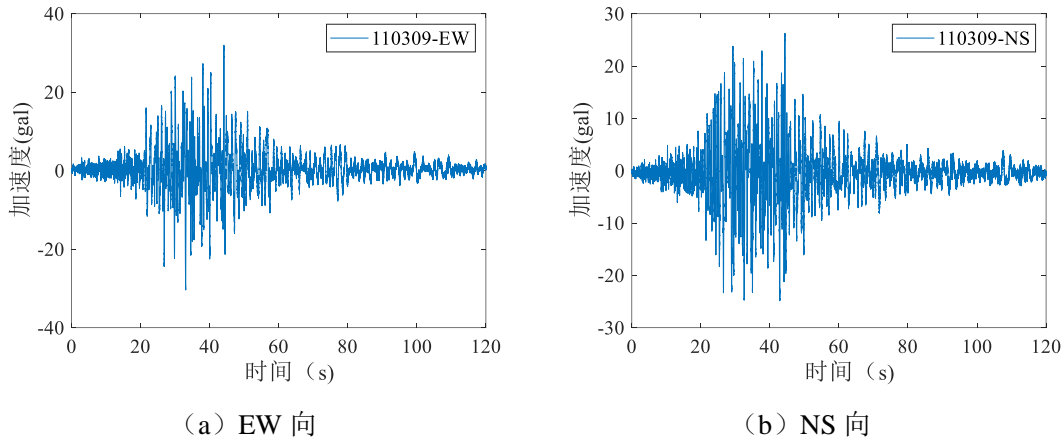
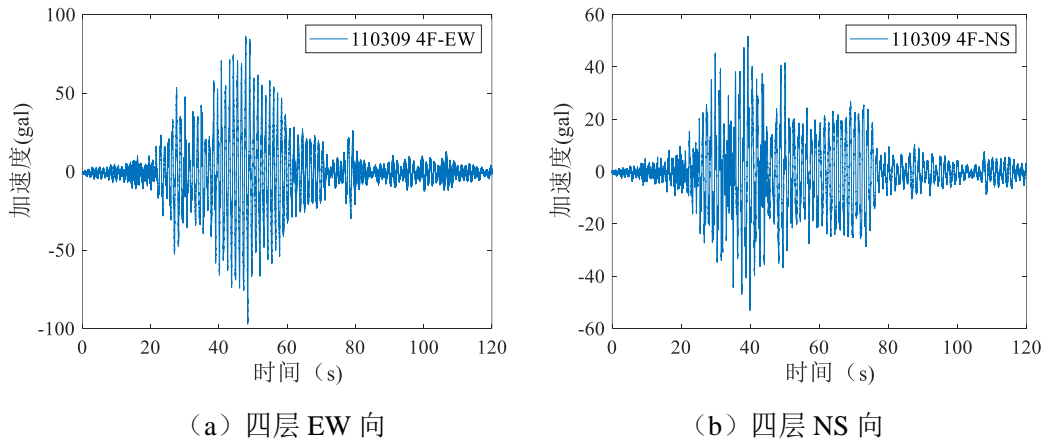


图 2.7 2011 年 3 月 9 日地震动时程



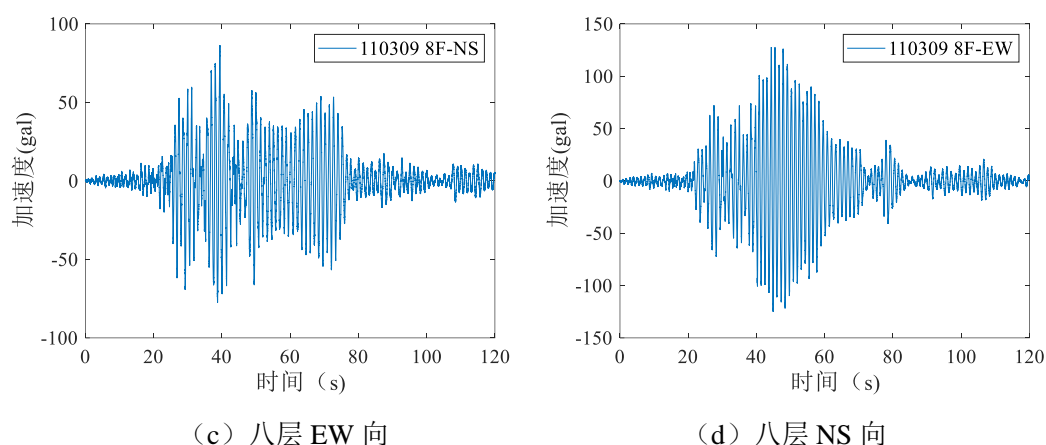


图 2.8 2011 年 3 月 9 日四层和八层加速度响应

### 2.3.2 结构动力特性识别

利用 2011 年 3 月 9 日地震动时程数据与结构响应数据对该结构进行动力特性识别。将一层传感器监测获得的加速度时程数据作为系统输入，将四层和八层传感器监测获得的加速度响应数据作为系统输出，通过加速度响应的傅里叶谱、输出与输入的传递函数识别结构在两个方向的模态信息。

图 2.9~图 2.10 为识别所得的 EW 向加速度傅里叶谱与传递函数。图 2.11~图 2.12 为识别所得的 NS 向加速度傅里叶谱与传递函数。

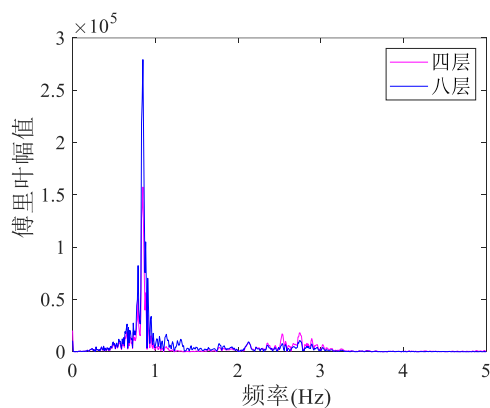


图 2.9 EW 向加速度傅里叶谱

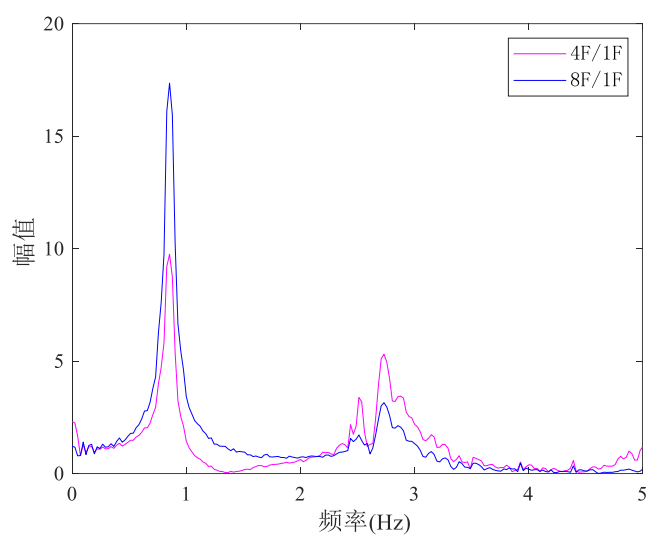


图 2.10 4F/1F 和 8F/1F EW 向传递函数

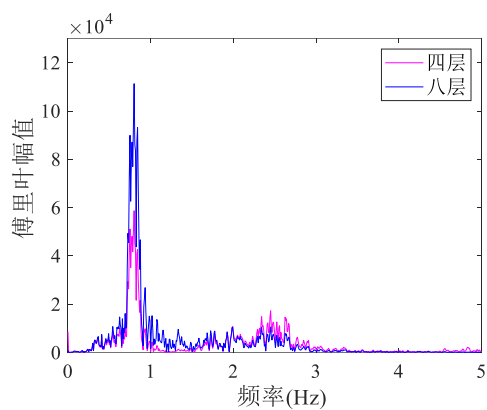


图 2.11 NS 向加速度傅里叶谱

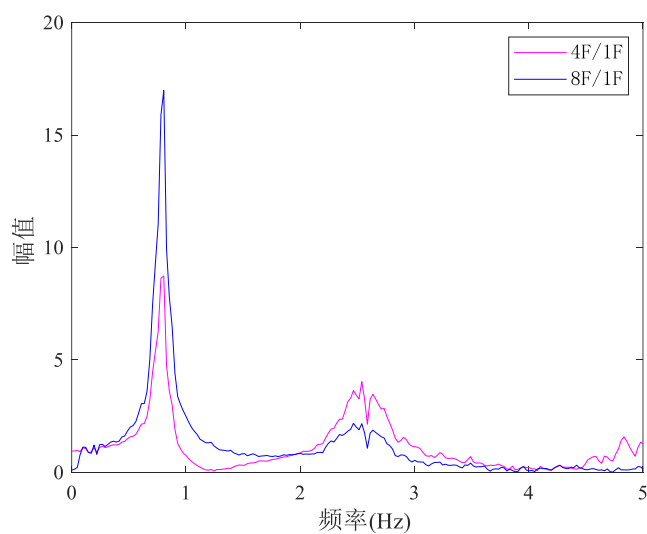


图 2.12 4F/1F 和 8F/1F NS 向传递函数

由图 2.9 可知，结构 EW 向的前两阶共振频率分布相对稳定，波动小。EW 向的 1 阶共振频率在 0.85Hz 附近，2 阶共振频率在 2.7Hz 附近。由图 2.11 可知，结构 NS 向的前两阶共振频率分布相对稳定，波动小。NS 向 1 阶共振频率在 0.8Hz 附近，2 阶共振频率在 2.45Hz 附近。

表 2.1 结构传递函数的主频率

模态	EW 向		NS 向	
	1 阶	2 阶	1 阶	2 阶
频率 (Hz)	0.855	2.734	0.806	2.539

由图 2.10、图 2.12 和表 2.1 可知，EW 向传递函数的峰值点对应频率为 0.855Hz 和 2.734Hz，NS 向传递函数的峰值点对应频率为 0.806Hz 和 2.539Hz，该结果与加速度傅里叶谱的主频率表现一致，说明结构在 EW 和 NS 方向的主共振频率集中发生于上述频率，结构动力特性的识别结果可靠。

## 2.4 研究对象有限元模型的建立与验证

### 2.4.1 模型构建

本文应用三维有限元分析软件 SAP2000 对结构进行建模与分析<sup>[79]</sup>。本文根据建筑本身的标准设计参数建立有限元模型。所建模型的 X 向（EW 向）共包含 10 跨，每跨长为 4.8m，总长度为 48m；模型的 Y 向（NS 向）共包含三跨，分别为 2.1m、5.4m、2.1m，总宽度为 9.6m；结构包含 8 层，一层（含二层）的层高设为 8m，形成了一个底部挑空的大空间层；三层至八层的层高均为 3.8m，结构的整体高度达 30.8m。

模型关键构件的参数依据实际建筑构件的标准设计参数来定义。建筑主要构件（主梁、柱、楼板、油阻尼器和支撑）的尺寸与材料属性参数如表 2.2~2.6 所示。楼板所用的混凝土材料为 C50。梁柱等构件所用钢材依照日本的工业标准《建筑结构用轧制钢》（JISG3136-2005）制造。

有限元模型中，梁柱定义为线单元中的框架单元，楼板定义为面单元中的壳单元，阻尼器定义为连接单元，通过 V 型钢支撑实现阻尼器与顶部梁的连接，各构件的尺寸与材料性能参数均按照标准设计参数定义。模型的一层底板与地面采用固接的连接形式。建立的有限元结构模型见图 2.13。

表 2.2 主梁的尺寸和材料属性

层数	主梁 (EW 向)		主梁 (NS 向)	
	尺寸 (mm)	材料	尺寸 (mm)	材料
3	I 650×250×16×25	SN490	I 800×300×16×28	SN490
4	I 450×250×12×22	SN490	I 600×300×12×25	SN490
5	I 450×250×9×19	SN490	I 600×300×12×22	SN490
6	I 450×250×9×19	SN490	I 600×300×12×22	SN490
7	I 450×250×9×19	SN490	I 600×300×12×19	SN490
8	I 450×250×9×19	SN490	I 600×300×12×19	SN490
屋顶	I 450×250×9×19	SN490	I 600×300×12×19	SN490

注：“I”代表工字钢

表 2.3 柱与楼板的尺寸和材料属性

层数	外框柱		内框柱		楼板	
	尺寸 (mm)	材料	尺寸 (mm)	材料	板厚 (mm)	材料
1	箱型 450×40	SN490	箱型 250×16	SN295	100	C50
3	箱型 450×28	SN400A	箱型 200×12	SN295	100	C50
4	箱型 450×25	SN400A	箱型 200×12	SN295	100	C50
5	箱型 450×22	SN400A	箱型 200×12	SN295	100	C50
6	箱型 450×22	SN400A	箱型 200×12	SN295	100	C50
7	箱型 450×19	SN400A	箱型 200×12	SN295	100	C50
8	箱型 450×19	SN400A	箱型 200×12	SN295	100	C50
屋顶					100	C50

表 2.4 油阻尼器的性能参数

油阻尼器的尺寸和性能参数		
楼层	阻尼系数 (kN·m/s)	刚度 (kN/m)
1	180.4	1913
3~8	102.9	1093.65

表 2.5 油阻尼器支撑的尺寸和材料属性

楼层	尺寸 (mm)	材料
1	圆管 267.4×18	SN490
3~8	圆管 216.3×12	SN490



表 2.6 钢材的材料属性

型号	钢材			
	屈服点(MPa)	张拉强度(MPa)	屈强比(%)	延伸率(%)
SN490	$\geq 325$	$\geq 490$	$\leq 80$	$\geq 17$
SN400A	$\geq 235$	$\geq 400$	$\leq 80$	$\geq 17$
SN295	$\geq 197$	$\geq 295$	$\leq 80$	$\geq 17$

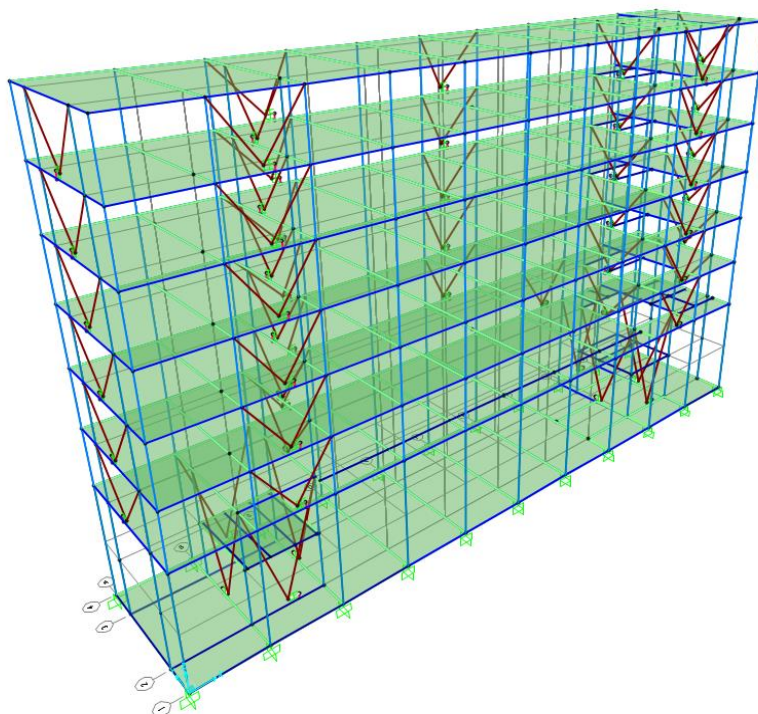


图 2.13 研究对象的有限元模型

## 2.4.2 模型验证

### 2.4.2.1 结构模型动力特性检验

应用 SAP2000 对结构模型进行模态分析，得到所建结构模型各阶模态信息。结构的前 5 阶振型频率如表 2.7 所示。结构前五阶振型如图 2.14~2.18 所示，一阶振型为沿 Y 向的平动，二阶振型为沿 X 向的平动，三阶振型为绕 Z 轴的扭转，四阶振型为绕 X、Z 轴的扭转，五阶振型为绕 Y、Z 轴的扭转。



表 2.7 结构前五阶振型基本动力特性

模态	频率 (Hz)	周期 (s)	振型质量参与系数(%)		
			X 向	Y 向	绕 Z 轴扭转
1	0.815	1.228	0	72	39
2	0.868	1.152	74.6	0	2.2
3	0.907	1.102	0	1.8	31
4	2.391	0.418	0	8.5	4.5
5	2.518	0.397	8.1	0	0.2

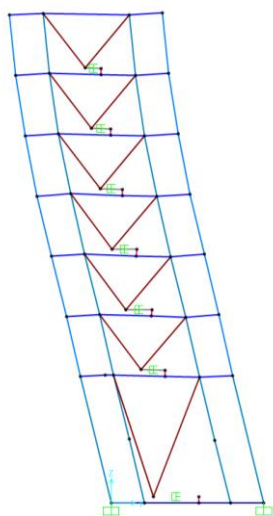


图 2.14 结构 1 阶振型 (Y 向平动)

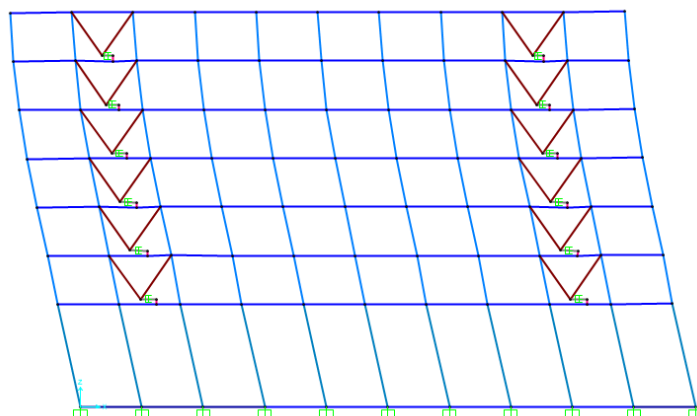


图 2.15 结构 2 阶振型 (X 向平动)

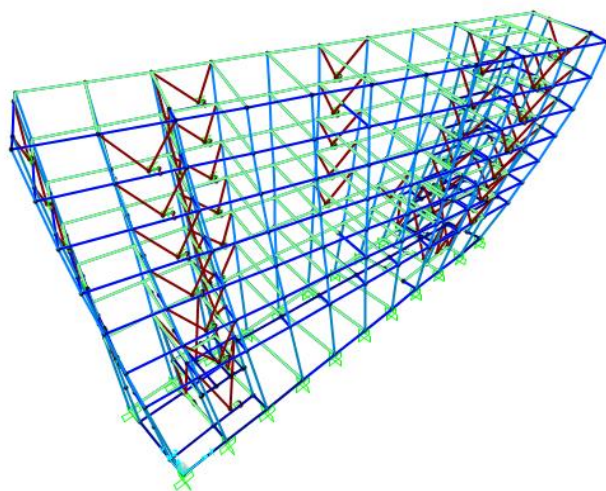


图 2.16 结构 3 阶振型（绕 Z 轴扭转）

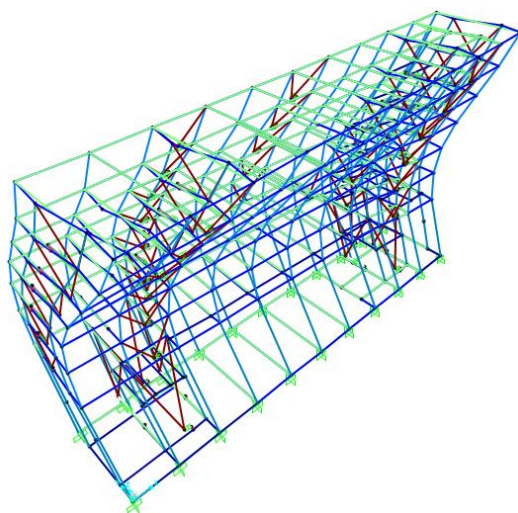


图 2.17 结构 4 阶振型（绕 X、Z 轴扭转）

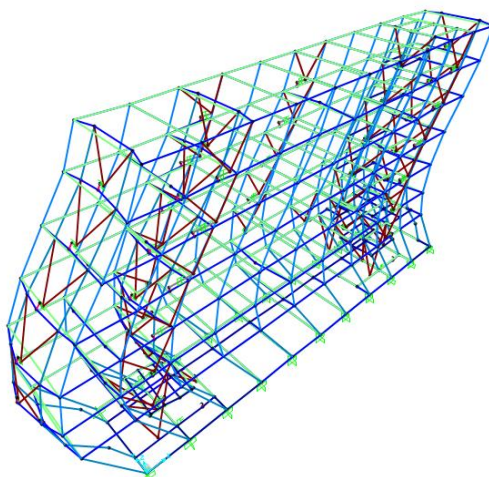


图 2.18 结构 5 阶振型（绕 Y、Z 轴扭转）

表 2.8 模型动力特性与识别结果的对比

模态		X 向		Y 向	
		1 阶	2 阶	1 阶	2 阶
频率 (Hz)	模型的共振频率	0.868	2.518	0.815	2.391
	识别的共振频率	0.855	2.734	0.806	2.539
	误差 (%)	1.5	7.9	1.1	5.8

表 2.8 为结构模型的动力特性与识别结果的对比,由表可知,模型在 Y 向(NS 向)的一阶频率为 0.815Hz,二阶频率为 2.391 Hz,主共振频率与识别结果较接近,一阶误差仅为 1.1%,二阶误差为 5.8%,误差处于可接受范围。模型在 X 向(EW 向)的一阶频率为 0.868,二阶频率为 2.518,主共振频率与识别结果较吻合,一阶误差仅为 1.5%,二阶误差为 7.9%,误差处于可接受范围。显然 SAP2000 模型的动力特性与结构识别的动力特性结果较一致,故可以认为该有限元模型较好地反映了真实结构的动力特性,模型的可靠性得到了初步验证。

#### 2.4.2.2 模拟响应与实测响应的对比

对该结构进行时程分析时,根据本文研究对象的实际情况,计算中需考虑阻尼器的非线性连接单元,故采用 SAP2000 提供的快速非线性分析法(Fast Nonlinear Analysis Method)求解,简称 FNA 法<sup>[79]</sup>。

对所建模型进行非线性动力时程分析,仍然采用 2011 年 3 月 9 日的地震动记录作为输入,地震波采用实测的 X 向(EW 向)、Y 向(NS 向)双向的输入方式,以便能准确地模拟出该地震下的结构响应。由于 20110309 的地震动时程数据为实测数据,由环境噪声等引发的高频成分会导致实测信号的偏移,需要对实测地震波进行滤波与基线校正处理。应用 SeismoSignal 软件进行滤波,采用线性基线校正和 Butterworth 巴特沃斯滤波,滤波精度设置为 4 阶,容许通过的信号频段为 0.1Hz~25Hz。该工况下结构的振型阻尼定义为常量 0.02。

在 20110309 工况下模拟获得了结构各层的加速度响应时程,将模拟响应与实测响应进行对比,从而检验模型的可靠性。由于实际结构仅在第四层和第八层安装传感监测系统,即仅有第四层和第八层的实测响应记录,因此仅对比这两层的模拟响应与实测响应。图 2.19 和图 2.20 分别为结构各层在 EW 向的模拟与实测加速度响应时程对比图,图 2.21 和图 2.22 分别为结构各层在 NS 向的模拟与实测加速度响应时程对比图,由图可知,模型在两个方向的模拟加速度响应时程与实际的吻合度很高,波形与幅值基本一致,表明在时域内模型能够较好地模拟出结构的实际响应状态。

由于频域内的响应还能反映出结构本身的特性，故对比频域内的模拟响应与实测响应。获得加速度响应时程的傅里叶谱，图 2.23 和图 2.24 分别为结构各层在 EW 向的模拟与实测加速度响应傅里叶谱对比图，图 2.25 和图 2.26 分别为结构各层在 NS 向的模拟与实测加速度响应傅里叶谱对比图。由图可知，模型在两个方向的模拟加速度傅里叶谱与实际加速度傅里叶谱的吻合度较高，傅里叶谱峰值及其对应的共振周期基本一致。

综上，通过频域响应与时域响应的双重比较，模型的模拟响应与实测记录很吻合，模型比较充分地反映了真实结构的特性，具有较高的准确性与可靠性。

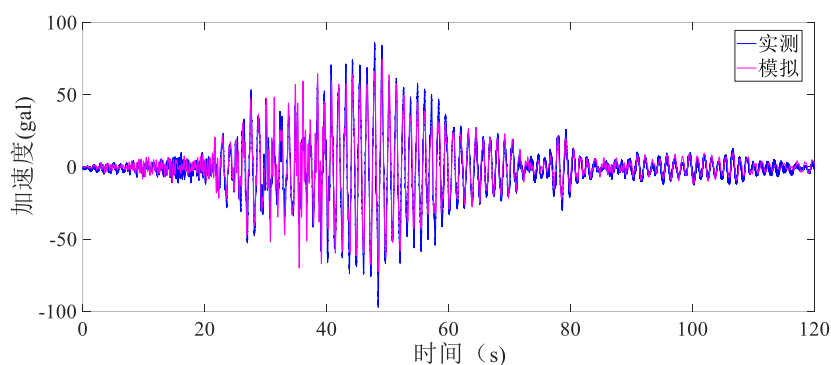


图 2.19 20110309 地震下结构四层 EW 向加速度响应时程对比

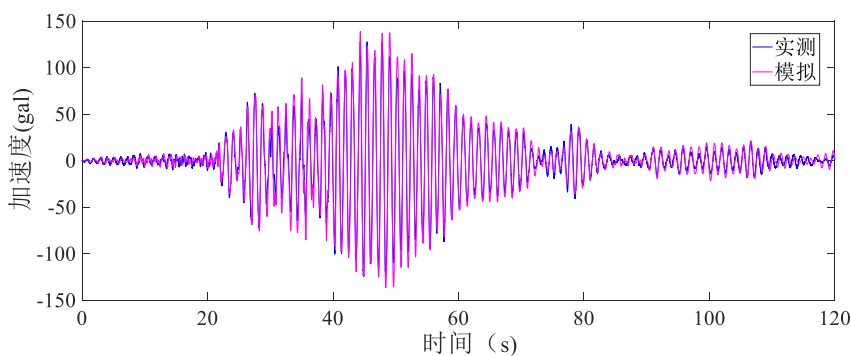


图 2.20 20110309 地震下结构八层 EW 向加速度响应时程对比

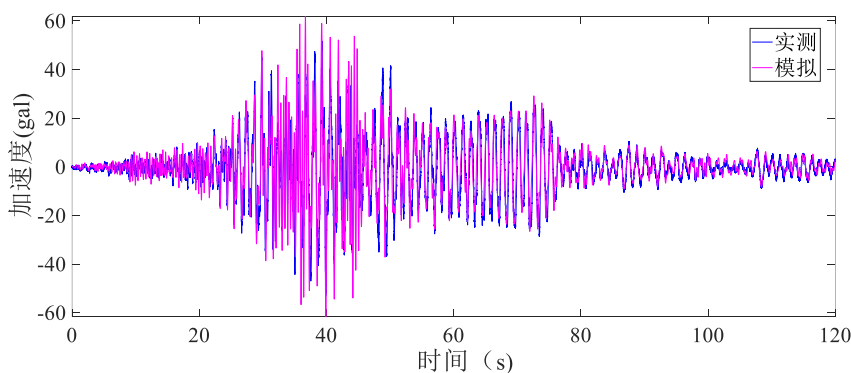


图 2.21 20110309 地震下结构四层 NS 向加速度响应时程对比

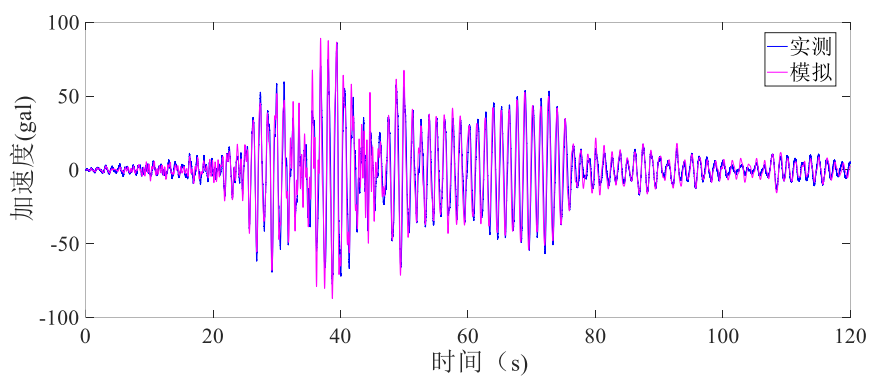


图 2.22 20110309 地震下结构八层 NS 向加速度响应时程对比

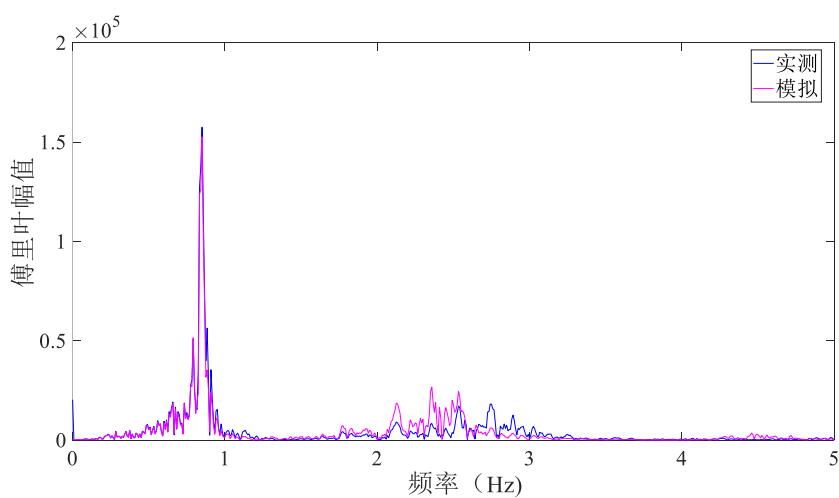


图 2.23 20110309 地震下结构四层 EW 向加速度傅里叶谱对比

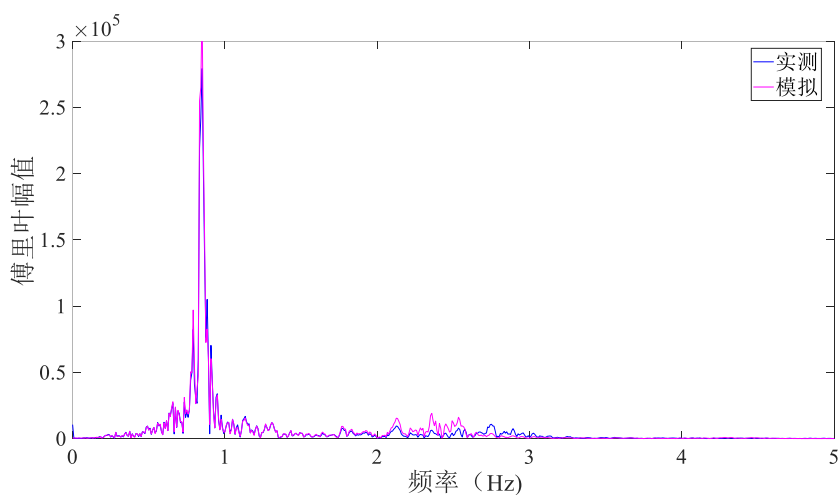


图 2.24 20110309 地震下结构八层 EW 向加速度傅里叶谱对比

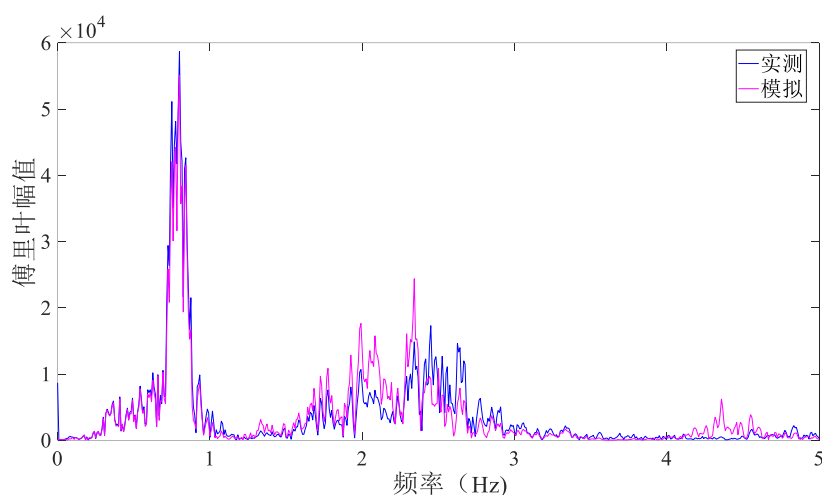


图 2.25 20110309 地震下结构四层 NS 向加速度傅里叶谱对比

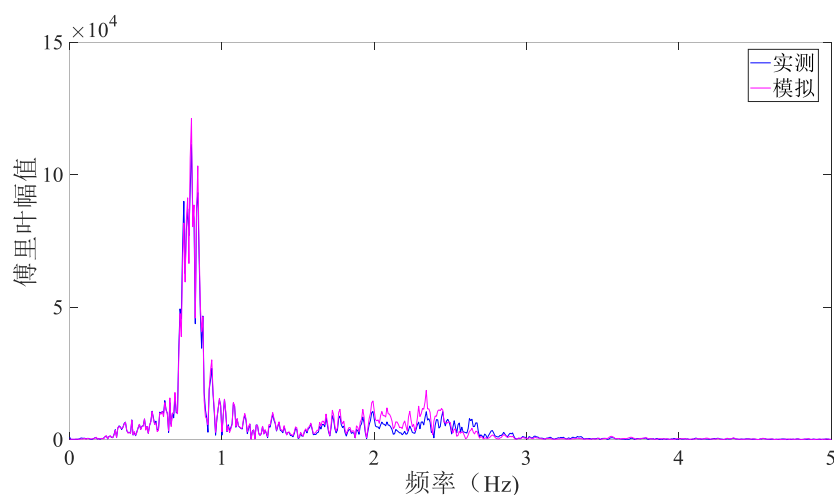


图 2.26 20110309 地震下结构八层 NS 向加速度傅里叶谱对比

## 2.5 基础模型分析

### 2.5.1 纯框架结构的动力特性

本章第四节建立了研究对象的有限元模型，本文关于消能柱的研究将基于该模型进行展开。原模型包含了油阻尼器及其支撑等消能减震构件，将这些消能器去除，得到对应的不加油阻尼器的纯框架模型，如图 2.27 所示。后续消能柱的安装布置即基于该纯框架模型，故首先需要对纯框架模型进行基础的抗震性能分析。



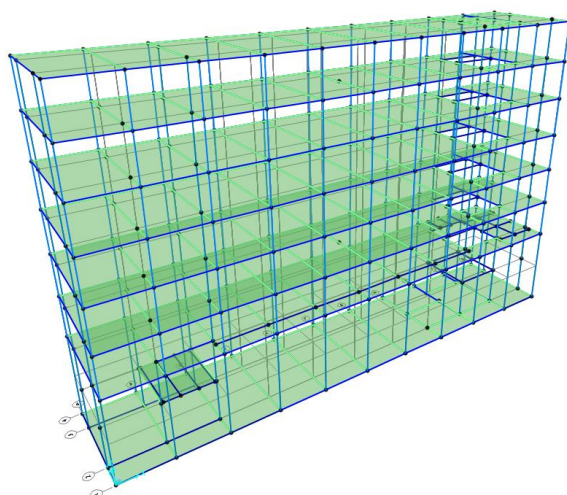


图 2.27 纯框架模型

对纯框架结构在 EW 向和 NS 向的层等效抗侧刚度进行分析。根据抗规<sup>[80]</sup>，按照层间剪力与层间位移之比的定义来求解结构各层的等效抗侧刚度，见式 2.1。由于在 2011 年 3 月 9 日发生的多遇地震作用下，结构主体处于弹性状态，故利用该地震下的结构响应来求解纯框架结构在 EW 和 NS 向的层等效抗侧刚度，如表 2.9 所示。由表可知，结构在 EW 向（纵向）的抗侧刚度高于 NS 向（横向）的抗侧刚度，NS 向的抗侧能力相对较薄弱。

$$k_i = \frac{F_i}{\Delta u_i} \quad (2.1)$$

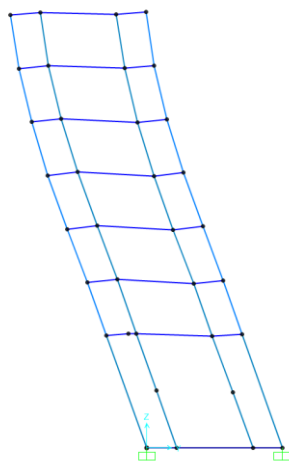
对纯框架结构模型进行模态分析，得到结构的前三阶振型，如图 2.28 和表 2.10 所示。结构的一阶振型为 Y 向（NS 向）平动，二阶振型为 X 向（EW 向）平动，三阶振型为绕 Z 轴的扭转。振型分析结果说明结构的 NS 向为薄弱向，该结论与等效抗侧刚度的分析结论一致。由于结构 NS 向的抗震性能较差，故本章中消能柱的布置与分析仅考虑薄弱的 NS 向。

表 2.9 纯框架结构各向的层等效抗侧刚度

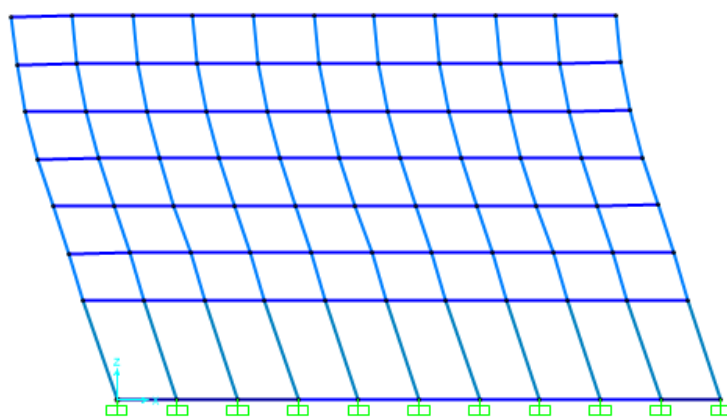
层	EW 向层等效刚度 $k_i$ (N/mm)	NS 向层等效刚度 $k_i$ (N/mm)
1	150357	132275
3	321484	255810
4	251991	210717
5	225682	190882
6	218875	179383
7	207304	164597
8	186605	136058

表 2.10 纯框架结构的前三阶振型

模态	频率 (Hz)	周期 (s)	振型质量参与系数 (%)			振型刚度 (N/mm)
			X向	Y向	绕Z轴扭转	
1	0.798	1.253	0	72.5	40	25.131
2	0.848	1.180	74.7	0	2.3	28.371
3	0.895	1.118	0	1.6	30.3	31.592

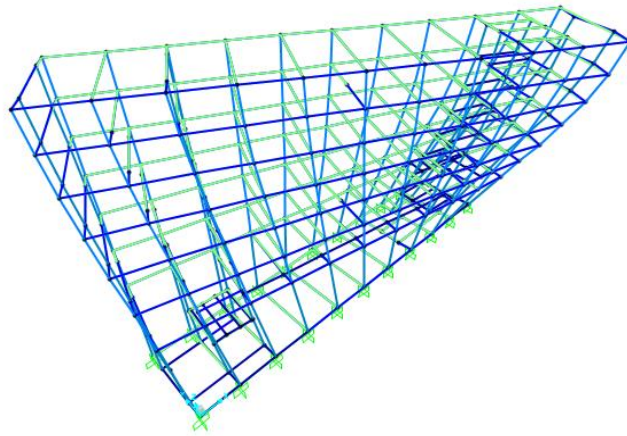


(a) 结构 1 阶振型 (Y 向平动)



(b) 结构 2 阶振型 (X 向平动)





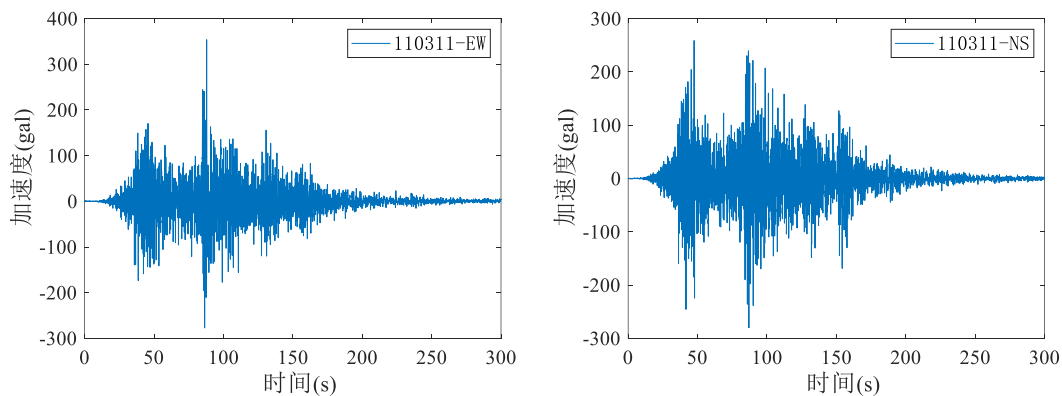
(c) 结构 3 阶振型 (绕 Z 轴扭转)

图 2.28 纯框架结构的前三阶振型

### 2.5.2 纯框架结构的时程分析

模拟纯框架结构在实际罕遇地震——311 东日本大地震下的响应，后续安装配置消能柱的模型也基于 311 地震进行模拟分析。311 地震动时程记录如图 2.29 所示，EW 向的加速度峰值为 354gal，NS 向为 258gal，地震持时长达 300s。对纯框架结构输入 311 地震 NS 向的单向地震动，对结构进行非线性动力时程分析。由于 311 地震为里氏震级 9.0 的罕遇大地震，罕遇地震下，结构可能部分进入塑性状态，塑性阶段阻尼存在增大的趋势，根据建筑抗震设计规范<sup>[80]</sup>取钢结构的振型阻尼为 0.05。

选择层间位移角与层间剪力作为输出指标，纯框架模型在 NS 向的各楼层响应包络值如表 2.11 所示。由表可知，结构的层间变形集中在底部的第一至五层，其中第四层的层间剪力较小并出现了最大的层间位移角，第四层为结构的薄弱层。



(a) 311-EW 向

(b) 311-NS 向

图 2.29 2011 年 3 月 11 日地震动时程记录

表 2.11 20110311-NS 向地震下纯框架模型的最大响应

结构在 NS 向的响应包络值			
层数	层间位移 (mm)	层间位移角	层间剪力(kN)
1	68.23	0.008529	9128
3	32.92	0.008664	8631
4	36.72	0.009663	8000
5	35.70	0.009396	7060
6	31.13	0.008192	5754
7	24.78	0.006520	4098
8	15.90	0.004185	2171

## 2.6 消能柱的布置安装

### 2.6.1 消能柱分析模型

本文采用简化分析模型模拟消能柱<sup>[46]</sup>，如图 2.30 所示。该分析模型中，边界柱肢采用柱单元进行模拟，柱底采用铰接；消能软钢连杆通过中间的 0 长度单元及其末端刚性梁的组合进行模拟；位于每个楼层位置处的刚性连杆通过梁单元进行模拟，以此耦合两个边柱的水平位移。由于该简化分析模型无需精确建立软钢连杆的壳单元模型，因而能够方便建模实操，很大程度上提高模拟工作的效率。而且该简化模型模拟所得的消能柱力-位移曲线与实验结果高度吻合<sup>[46]</sup>。基于该简化分析模型的诸多优点，本文采用此分析模型模拟消能柱。

采用随动硬化 Kinematic 力学模型定义消能连杆 0 长度单元的剪切行为，该力学模型的力-位移简图如图 2.31 所示。随动硬化 Kinematic 模型基于常见的金属动态硬化行为，其承载力与位移呈现多段线性关系，软钢连接单元屈服前，刚度为初始弹性刚度；软钢连接单元屈服后，刚度为屈服后刚度。根据软钢连杆的屈服位移和屈服承载力可以定义具体的力-位移关系，本文的屈服后刚度比取 0.05。

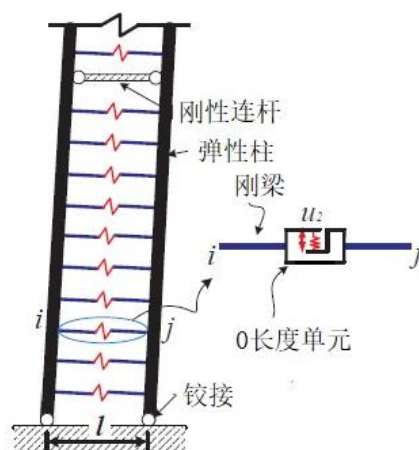


图 2.30 消能柱的分析模型

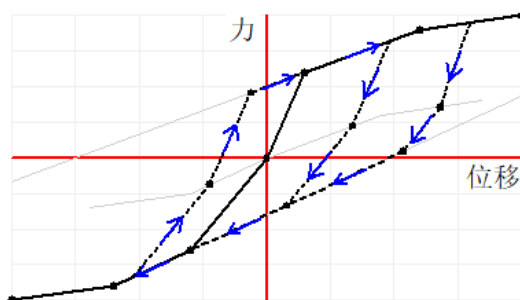


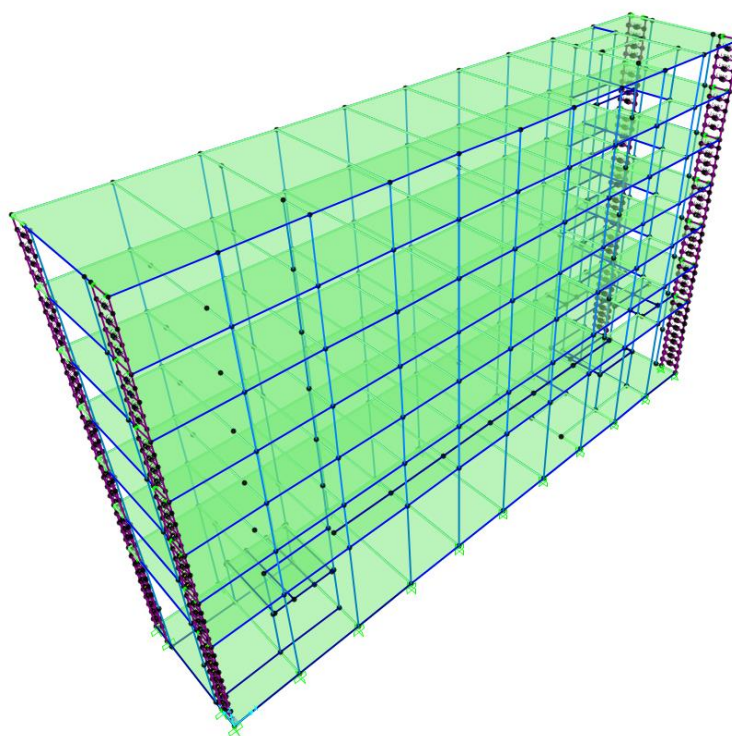
图 2.31 消能连杆单元的力学模型

## 2.6.2 消能柱的布置

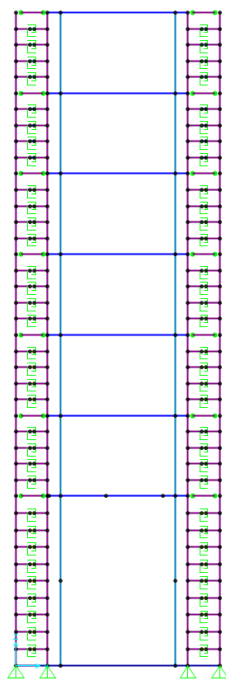
原结构为长条形结构，EW 方向长度为 48m，NS 方向长度为 9.6m，长宽比为 5。由于 NS 向为结构的薄弱方向，仅考虑在 NS 向布置消能柱。采用消能柱替代原结构柱的方式，考虑结构的整体性与工程实操的便利性，本文仅替换结构边榀框架上的 4 根角柱。原框架的结构柱采用箱型截面，用 H 型截面柱对原箱型柱进行替代，H 型截面的强轴方向沿着 X 向（EW 向）。忽略 H 型柱肢之间的距离及用于连接的消能连杆，依据替代前后柱截面的惯性矩一致原则，取箱型柱截面惯性矩的一半来确定 H 型柱的截面，替代前后各层的角柱截面尺寸和材料如表 2.12 所示。在框架结构内沿着 NS 方向布置 4 根消能柱来替代原结构角柱，如图 2.32 所示。

表 2.12 替换前角柱与替换后消能柱肢的截面尺寸和材料

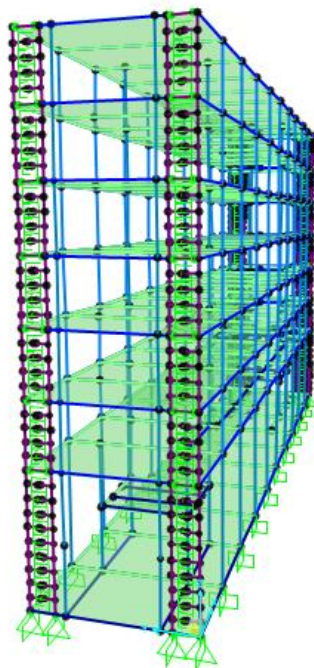
层数	框架角柱			
	替换前角柱		替换后消能柱肢	
	截面尺寸 (mm)	材料	截面尺寸 (mm)	材料
1	箱型 450×450×40×40	SN490	H 350×450×40×40	SN490
3	箱型 450×450×28×28	SN400A	H 350×450×28×28	SN400A
4	箱型 450×450×25×25	SN400A	H 350×450×25×25	SN400A
5	箱型 450×450×22×22	SN400A	H 350×450×22×22	SN400A
6	箱型 450×450×22×22	SN400A	H 350×450×22×22	SN400A
7	箱型 450×450×19×19	SN400A	H 350×450×19×19	SN400A
8	箱型 450×450×19×19	SN400A	H 350×450×19×19	SN400A



(a) 三维图



(b) 侧视图



(c) 透视图

图 2.32 布置消能柱的结构

为防止消能柱柱底出现塑性铰破坏，柱底采用铰接构造形式。消能柱的两个柱肢间距取 1.5m，保证其依靠两柱肢形成的框架效应提供足够的抗侧刚度，柱肢之间用消能连杆单元连接。同一层内的消能连杆采用等间距的布置方式，一层层高为 8m，消能连杆间距取 800mm，布置 9 根；三至八层的层高为 3.8m，消能

连杆间距取 760mm，每层布置 4 根。两柱肢在每一层的位置采用刚性连杆连接，刚性连杆的截面尺寸及材料同该层的消能柱肢，连杆两端采用铰接构造，从而实现两柱肢之间的剪力和横向力传递。消能柱柱肢间的局部构造如图 2.33 所示。

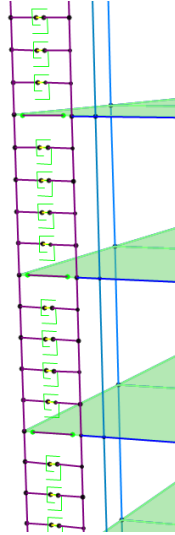


图 2.33 消能柱肢间的局部构造

### 2.6.3 各工况的参数概况

按照上一小节所述的方式在纯框架模型中布置消能柱，消能柱肢之间的消能连杆单元采用固定的布置方式。消能连杆单元的性能取决于两个关键设计参数：初始刚度（弹性刚度） $k$  和屈服位移。根据常见金属阻尼器的屈服位移<sup>[81-85]</sup>，屈服位移共设置 5 组参数：0.5mm、1mm、2mm、3mm、4mm。屈服前初始刚度  $k$  由其与结构 NS 向各层等效抗侧刚度  $k_i$  的刚度比  $k/k_i$  确定，刚度比共设置 9 组参数：0.1、0.15、0.2、0.25、0.3、0.35、0.4、0.45、0.5。因此消能连杆单元共有 45 组性能参数设置，即总计有 45 组消能柱配置工况，见表 2.13，需分析比较这 45 组工况下消能柱的减震性能。

由于消能软钢连杆的初始刚度由刚度比  $k/k_i$  确定，各层消能连杆单元的初始刚度  $k$  在不同刚度比工况下的参数设置如表 2.14 所示。

消能连杆设置为 0 长度单元，不同工况下，消能柱的消能连杆单元采用不同的性能设计参数。以工况 1 为例，屈服位移为 0.5mm，刚度比为 0.1，该工况下 1~8 层消能连杆的参数设置如表 2.15 所示。消能连杆单元采用随动硬化 Kinematic 力学模型，该力学模型的定义简图如图 2.31 所示。依据常见软钢阻尼器的延性系数<sup>[86]</sup>，假定所有工况下，消能连杆的延性系数  $\mu$  为 7。

表 2.13 消能柱 45 组工况的参数设置

45 组工况下消能连杆单元的性能参数								
工况	屈服位移 (mm)	刚度比 $k/k_i$	工况	屈服位移 (mm)	刚度比 $k/k_i$	工况	屈服位移 (mm)	刚度比 $k/k_i$
1	0.5	0.1	16	1	0.4	31	3	0.25
2	0.5	0.15	17	1	0.45	32	3	0.3
3	0.5	0.2	18	1	0.5	33	3	0.35
4	0.5	0.25	19	2	0.1	34	3	0.4
5	0.5	0.3	20	2	0.15	35	3	0.45
6	0.5	0.35	21	2	0.2	36	3	0.5
7	0.5	0.4	22	2	0.25	37	4	0.1
8	0.5	0.45	23	2	0.3	38	4	0.15
9	0.5	0.5	24	2	0.35	39	4	0.2
10	1	0.1	25	2	0.4	40	4	0.25
11	1	0.15	26	2	0.45	41	4	0.3
12	1	0.2	27	2	0.5	42	4	0.35
13	1	0.25	28	3	0.1	43	4	0.4
14	1	0.3	29	3	0.15	44	4	0.45
15	1	0.35	30	3	0.2	45	4	0.5

表 2.14 不同刚度比工况下的消能单元初始刚度

刚度比 $k/k_i$	消能单元的初始刚度 $k$ (N/mm)						
	1 层	3 层	4 层	5 层	6 层	7 层	8 层
0.1	13228	25581	21072	19088	17938	16460	13606
0.15	19841	38372	31608	28632	26907	24690	20409
0.2	26455	51162	42143	38176	35877	32919	27212
0.25	33069	63953	52679	47721	44846	41149	34015
0.3	39683	76743	63215	57265	53815	49379	40817
0.35	46296	89534	73751	66809	62784	57609	47620
0.4	52910	102324	84287	76353	71753	65839	54423
0.45	59524	115115	94823	85897	80722	74069	61226
0.5	66138	127905	105359	95441	89692	82299	68029

表 2.15 工况 1 的消能单元参数设置

工况 1					
层	屈服位移 (mm)	刚度比 $k/k_i$	初始刚度 (N/mm)	屈服力 (N)	屈服后刚度比
1	0.5	0.1	13228	6614	0.05
3	0.5	0.1	25581	12791	0.05
4	0.5	0.1	21072	10536	0.05
5	0.5	0.1	19088	9544	0.05
6	0.5	0.1	17938	8969	0.05
7	0.5	0.1	16460	8230	0.05
8	0.5	0.1	13606	6803	0.05

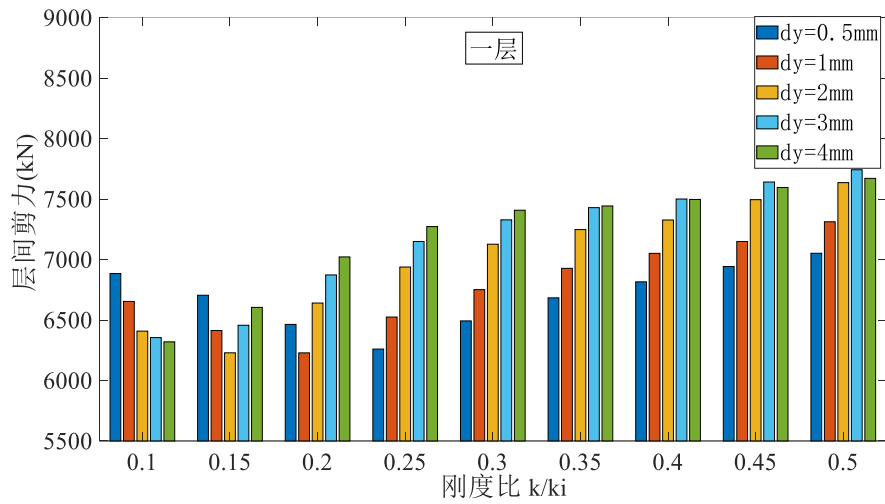
## 2.7 消能柱结构的地震响应

对 45 个工况下的消能柱模型分别输入 20110311-NS 向单向地震动，比较 45 种工况设置下，结构在 NS 方向的地震动响应，选择出抗震性能最佳的工况设置。选择层间剪力与层间位移角作为输出响应，对结果进行分析讨论。

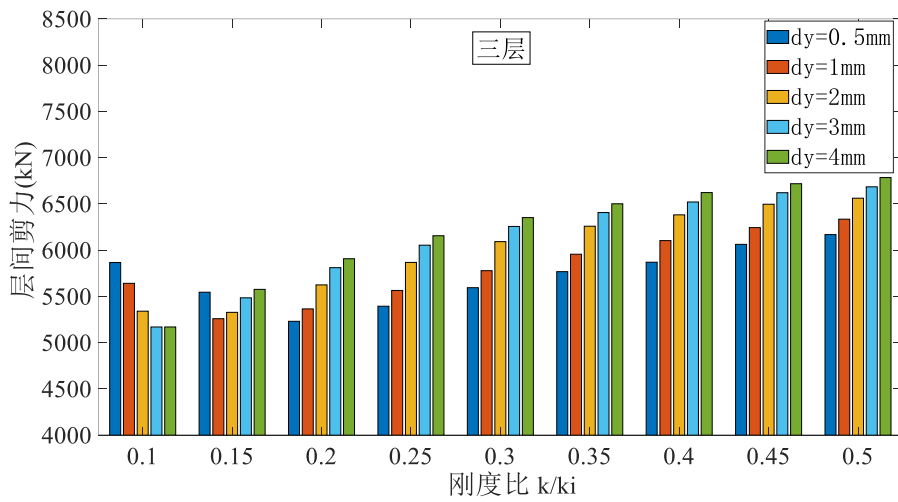
### 2.7.1 不同工况结构的层间剪力

45 种工况设置下，消能柱结构在 20110311-NS 向地震作用下 1~8 楼层各层的最大层间剪力结果如图 2.34 所示。由图可知，对于底部的一、三、四和五层，在工况 11（屈服位移 1mm，刚度比 0.15）、工况 19（屈服位移 2mm，刚度比 0.1）、工况 28（屈服位移 3mm，刚度比 0.1）和工况 37（屈服位移 4mm，刚度比 0.1）的参数设置下，楼层取得较小的层间剪力包络值。对于顶部的六至八层，在工况 28（屈服位移 3mm，刚度比 0.1）的参数设置下，楼层取得较小的层间剪力包络值。按照层间剪力包络值取得最小值的标准，遴选出抗震性能较优的工况为工况 11、19、28 和 37。

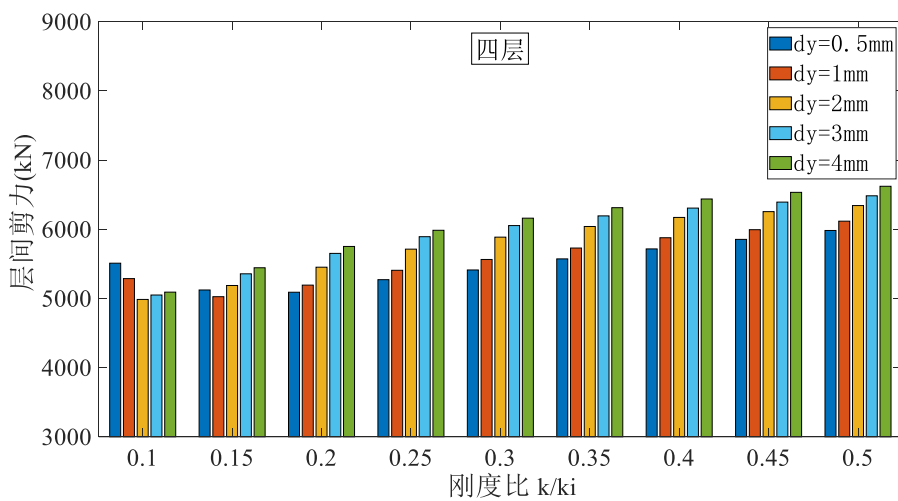




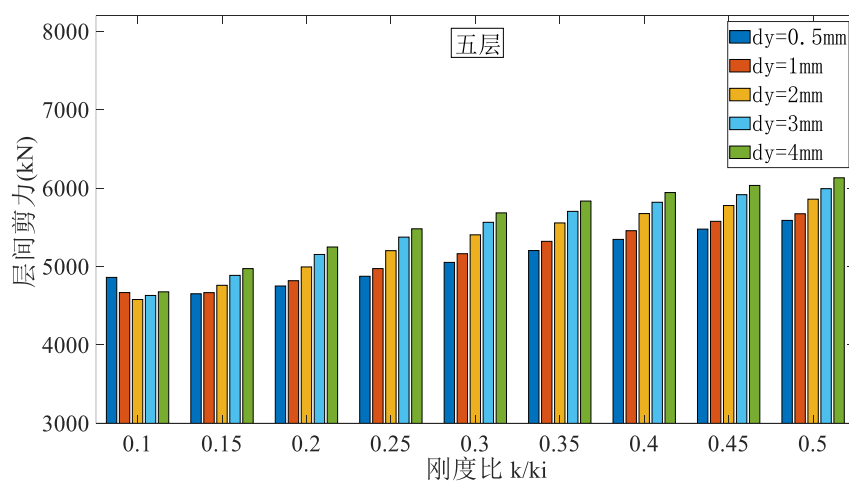
(a) 一层



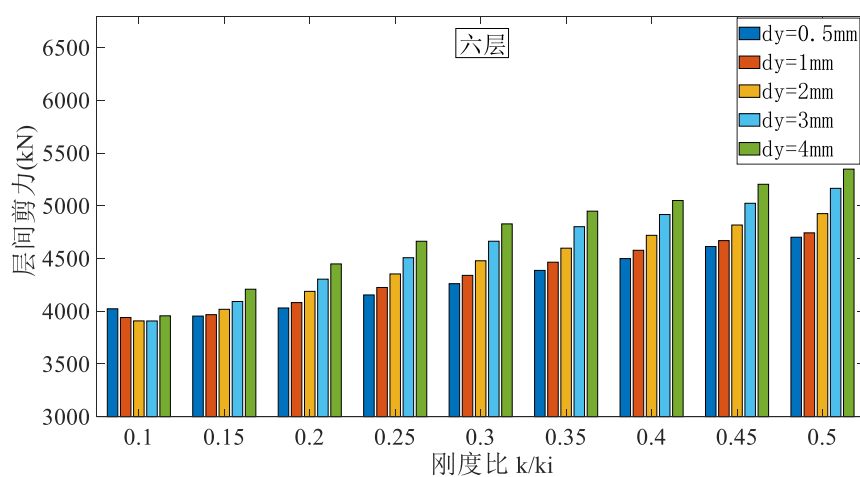
(b) 三层



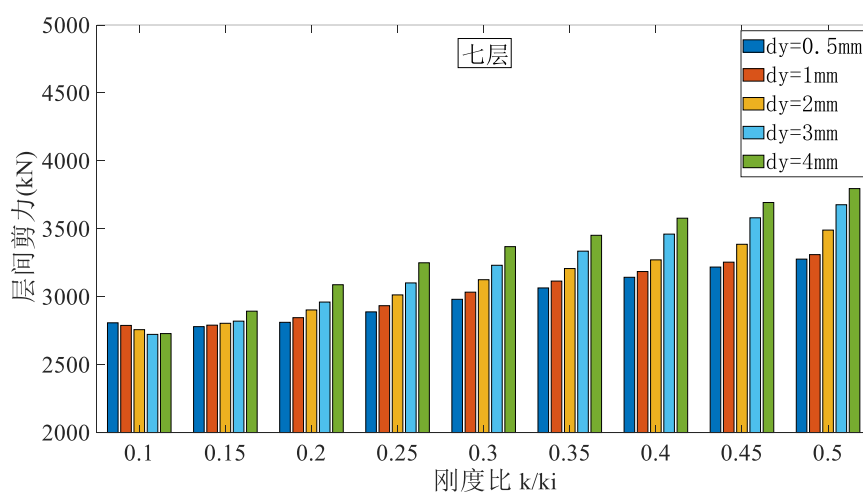
(c) 四层



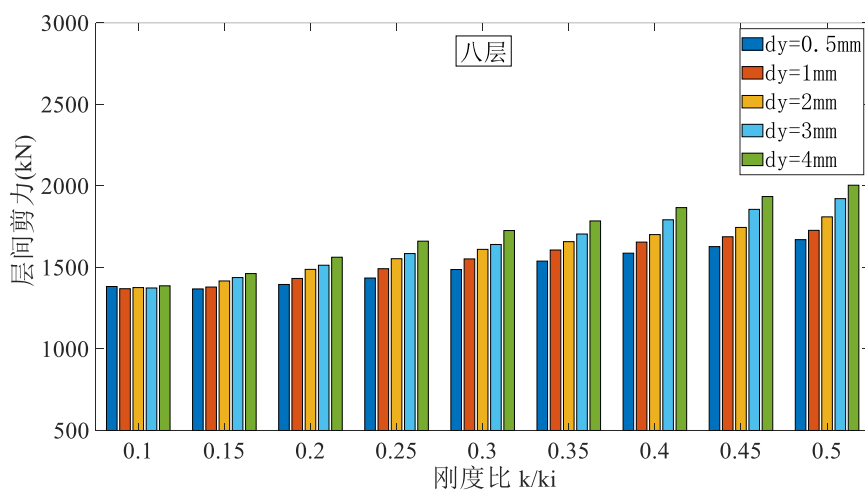
(d) 五层



(e) 六层



(f) 七层

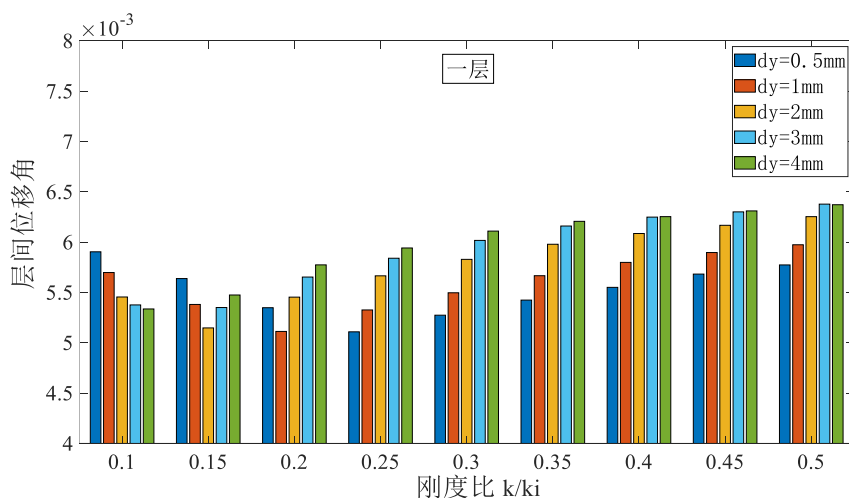


(g) 八层

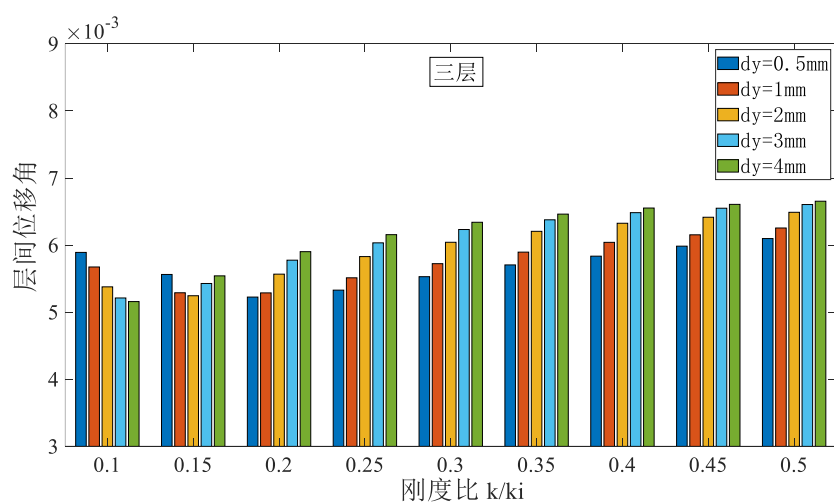
图 2.34 45 组工况下结构各层最大层间剪力

## 2.7.2 不同工况结构的层间位移角

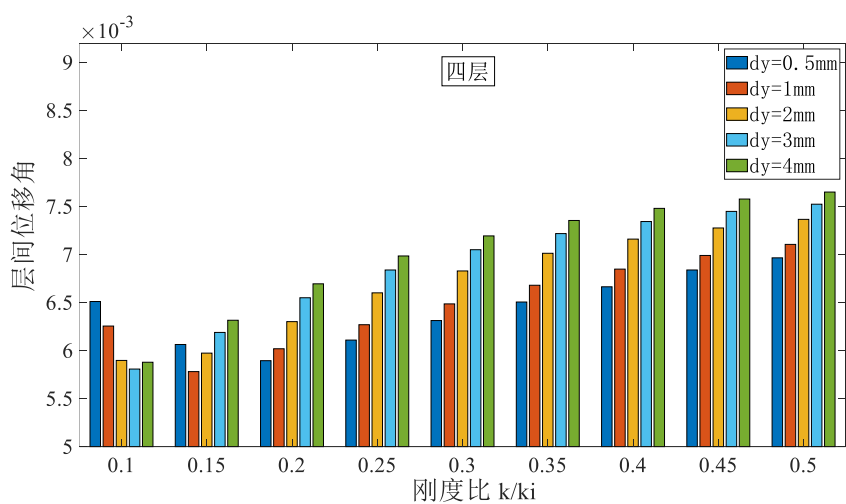
45 种工况设置下,消能柱结构在 20110311-NS 向地震作用下 1~8 楼层各层的最大层间位移角结果如图 2.35 所示。由图可知,对于底部变形集中的一、三、四和五层,在工况 11 (屈服位移 1mm,刚度比 0.15)、工况 19 (屈服位移 2mm,刚度比 0.1) 和工况 28 (屈服位移 3mm,刚度比 0.1) 的参数设置下,楼层取得较小的层间位移角包络值。对于顶部的六至八层,在工况 19 (屈服位移 2mm,刚度比 0.1) 和工况 28 (屈服位移 3mm,刚度比 0.1) 的参数设置下,楼层取得较小的层间位移角包络值。按照层间位移角包络值取得最小值的标准,遴选出抗震性能较优的工况为工况 11、19 和 28,该结论与以层间剪力为评估指标的遴选结果基本一致,故对这三个工况进行后续的减震性能分析。



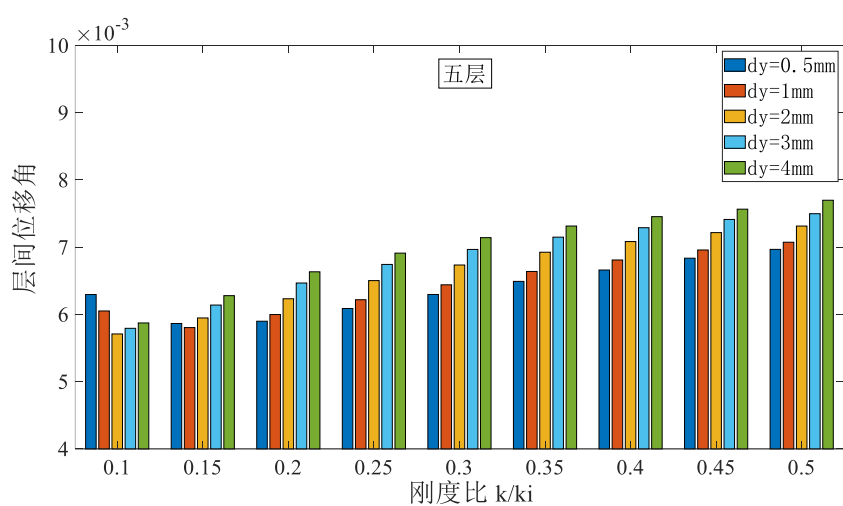
(a) 一层



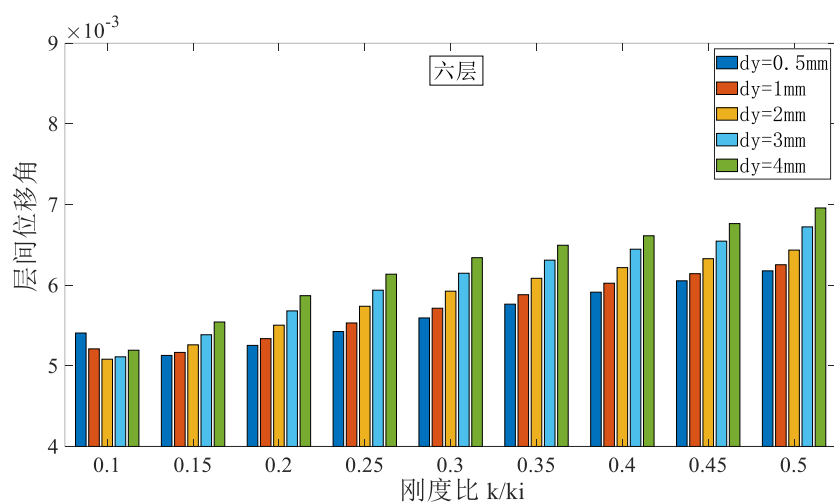
(b) 三层



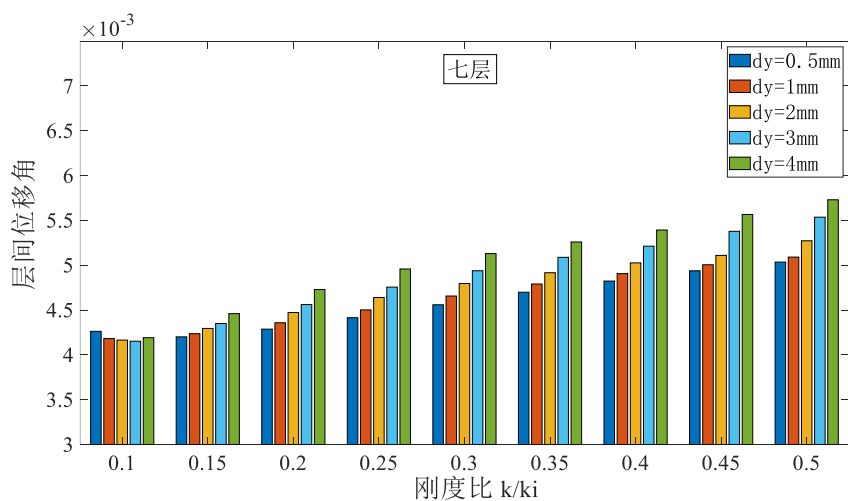
(c) 四层



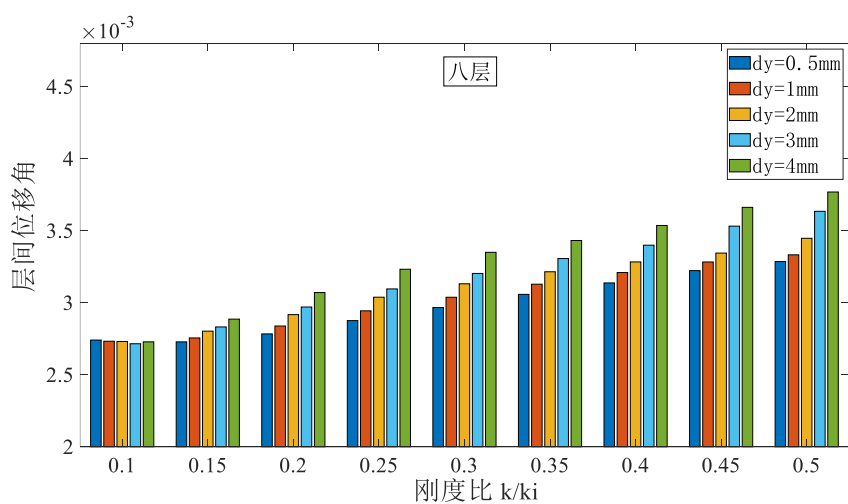
(d) 五层



(e) 六层



(f) 七层



(g) 八层

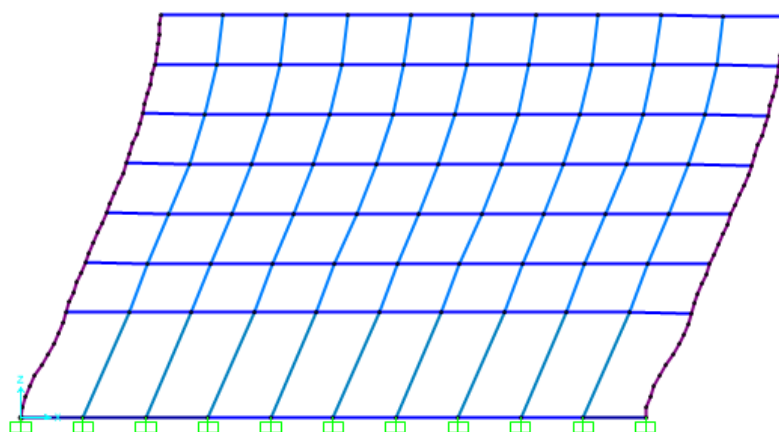
图 2.35 45 组工况下结构各层最大层间位移角

### 2.7.3 遴选工况的减震性能分析

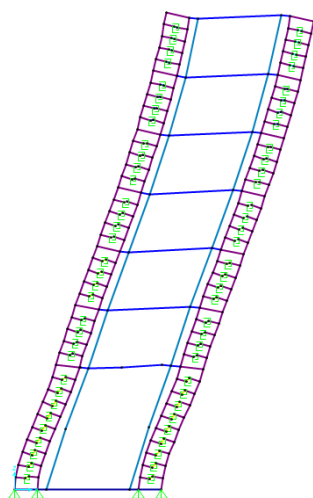
以层间剪力包络值和层间位移角包络值取得最小值作为遴选标准, 选择出抗震性能较优的工况为工况 11、工况 19 和工况 28, 比较这三种工况与原纯框架结构的基本动力特性, 如表 2.16 所示。加消能柱后结构的前三阶振型如图 2.36 所示。由图 2.36 可知, 在 NS 向布置消能柱后, 结构的一阶振型由 Y 向 (NS 向) 平动变为 X 向 (EW 向) 平动, 结构的二阶振型由 X 向平动变为 Y 向平动。由表 2.16 可知, 结构在 Y 向的基频增大, 在 X 向的基频略减小。由于消能柱本身可以提供一定的抗侧刚度, 使得结构在 Y 向的刚度增大, 因而结构 Y 向的基频增大; 由于原框架的箱型截面角柱替换成了 H 型截面消能柱肢, 且 H 型截面的弱轴设置在 Y 向 (NS 向), 该变化致使结构在 X 向的刚度减小, 导致结构 X 向的基频减小, 因此最终出现了前两阶振型调换的现象。

表 2.16 消能柱结构与纯框架结构的动力特性对比

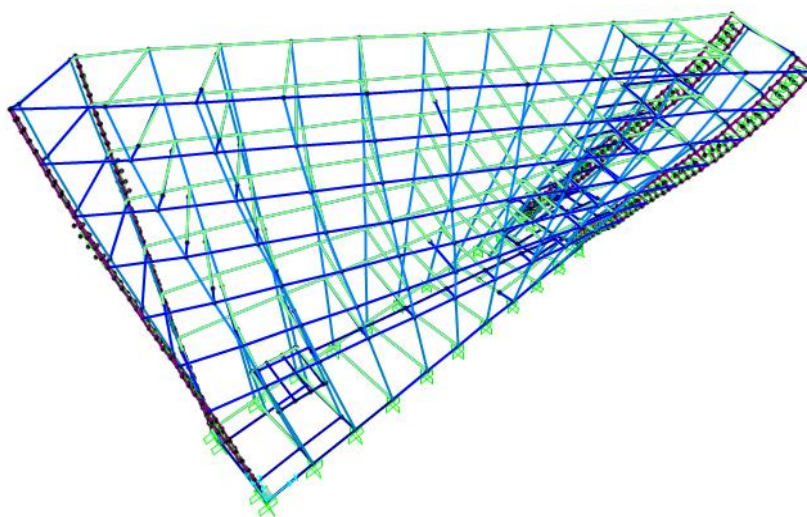
模态	结构各阶频率 (Hz)			
	纯框架结构	工况 11	工况 19	工况 28
1	0.79785	0.81061	0.81048	0.81048
2	0.84773	0.84103	0.82864	0.82864
3	0.89455	0.97940	0.95189	0.95189



(a) 一阶振型 (X 向平动)



(b) 二阶振型 (Y 向平动)



(c) 三阶振型 (绕 Z 轴扭转)

图 2.36 加消能柱结构的前三阶振型

比较工况 11、19、28 与纯框架结构的最大层间剪力，如表 2.17 所示。由表可知，相比于纯框架结构的响应结果，三种工况下，消能柱结构各层最大层间剪力的减小率可达 30% 以上，说明消能柱能够很好地减小结构在 311-NS 向地震作用下的结构内力。比较工况 11、19、28 和纯框架结构的最大层间位移角，如表 2.18 所示。由表可知，相比于纯框架结构的响应结果，三种工况下，消能柱结构各层最大层间位移角的减小率平均可达 35% 以上，第四层薄弱层的最大层间位移角减小率可达 40%，说明消能柱对于结构在 311-NS 向地震作用下的层间变形具有较好的控制效果。

表 2.17 三种工况下最大层间剪力减少率

层	20110311-NS 向地震下结构最大层间剪力 (kN)						
	纯框架结构	工况 11	减少率	工况 19	减少率	工况 28	减少率
1	9128	6413	29.7%	6408	29.8%	6408	29.8%
3	8631	5259	39.1%	5340	38.1%	5340	38.1%
4	8000	5025	37.2%	4985	37.7%	4985	37.7%
5	7060	4668	33.9%	4580	35.1%	4580	35.1%
6	5754	3968	31.0%	3909	32.1%	3909	32.1%
7	4098	2790	31.9%	2757	32.7%	2757	32.7%
8	2171	1380	36.4%	1377	36.6%	1377	36.6%

消能柱结构的减震性能评估主要以层间变形的减小率为标准, 由于结构变形集中于底部的一、三、四和五层, 其中第四层为薄弱层, 尤其需要关注薄弱层的变形下降率。以第四层薄弱层获得最大的层间位移角下降率作为评判标准, 工况 11 (屈服位移 1mm, 刚度比 0.15) 的消能柱结构具有最佳的减震性能。后续的研究分析即基于工况 11 的消能柱结构进行开展。

表 2.18 三种工况下最大层间位移角减少率

层	20110311-NS 向地震下结构最大层间位移角						
	纯框架结构	工况 11	减少率	工况 19	减少率	工况 28	减少率
1	0.008529	0.005381	36.9%	0.005455	36.0%	0.005455	36.0%
3	0.008664	0.005290	38.9%	0.005378	37.9%	0.005378	37.9%
4	0.009663	0.005781	40.2%	0.005897	39.0%	0.005897	39.0%
5	0.009396	0.005804	38.2%	0.005710	39.2%	0.005710	39.2%
6	0.008192	0.005166	36.9%	0.005082	38.0%	0.005082	38.0%
7	0.006520	0.004236	35.0%	0.004165	36.1%	0.004165	36.1%
8	0.004185	0.002755	34.2%	0.002731	34.7%	0.002731	34.7%

## 2.8 消能柱的参数分析

### 2.8.1 关于初始刚度的分析

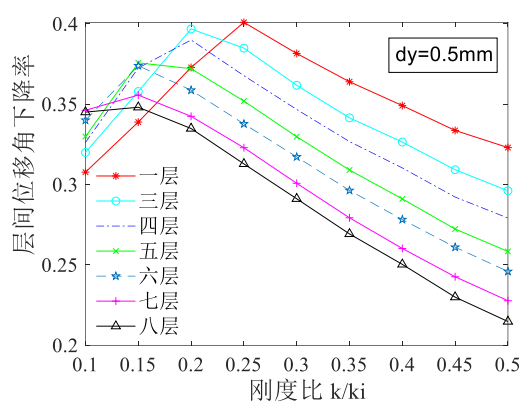
以层间位移角的减小率作为消能柱结构减震性能的评估指标, 考察减震率关于消能软钢初始刚度与结构层等效抗侧刚度之比的变化规律。在屈服位移分别为 0.5mm、1mm、2mm、3mm、4mm 的工况下, 结构层间位移角下降率关于刚度比的变化情况如图 2.37 所示。

由图 2.37 可知, 随着刚度比的增大, 层间位移角的下降率呈现先增大后减小

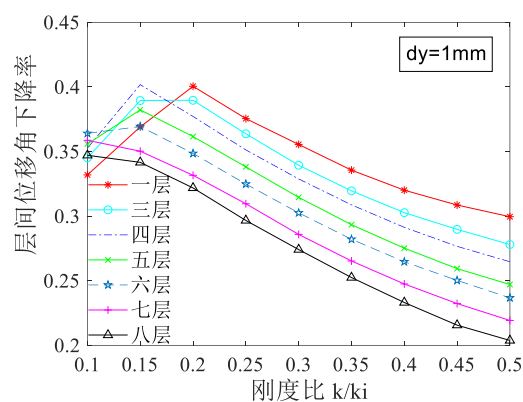


的趋势。刚度比未达到临界峰值点之前,消能软钢所能提供的屈服力较小,在等屈服位移条件下,随刚度比的增大,消能软钢提供的屈服力提高,因而主体结构传递到软钢的力增大,结构本身的层间剪力减小,变形减小,因此结构层间位移角的减小率增大;刚度比超过临界峰值点之后,层间位移角下降率随刚度比的增加而减小,这是由于初始刚度增大时,软钢的屈服力提高,地震下软钢无法尽快屈服进入塑性耗能阶段,故减震效果减弱。随着屈服位移的增大,临界峰值点对应的刚度比呈现减小的趋势,说明减震效果最佳的消能软钢的屈服力相对稳定。

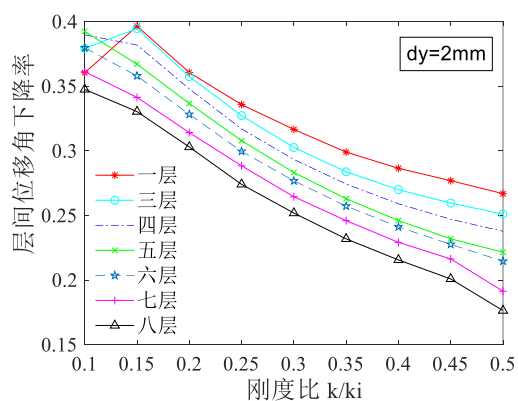
综上,消能连杆的初始刚度与结构层抗侧刚度之比不宜过大也不宜过小。建议消能软钢的初始刚度与结构层等效抗侧刚度的比值的取值范围为0.1~0.25。



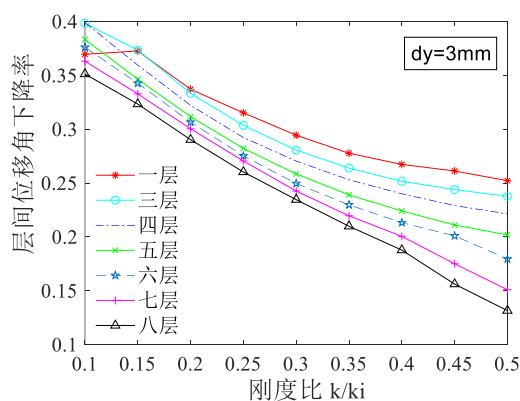
(a) 屈服位移为 0.5mm



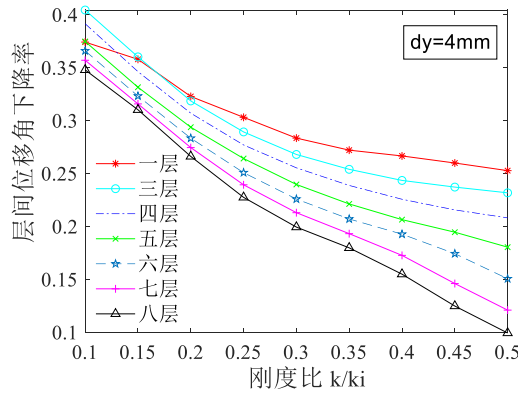
(b) 屈服位移为 1mm



(c) 屈服位移为 2mm



(d) 屈服位移为 3mm



(e) 屈服位移为 4mm

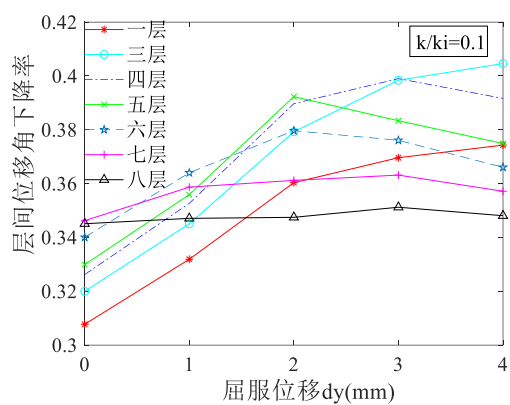
图 2.37 层间位移角下降率关于刚度比的变化

## 2.8.2 关于屈服位移的分析

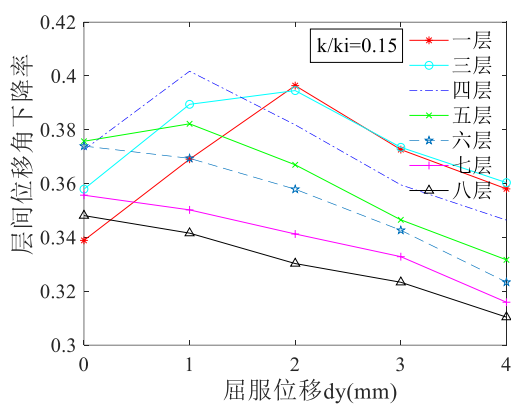
以层间位移角的减小率作为消能柱结构减震性能的评估指标，考察减震率关于消能连杆屈服位移的变化规律。在刚度比分别为 0.1、0.15、0.2、0.25、0.3、0.35、0.4、0.45 的工况设置下，结构层间位移角下降率关于消能连杆屈服位移的变化情况如图 2.38 所示。

由图 2.38 可知，随着屈服位移的增加，结构层间位移角的下降率呈现先增大后减小的变化趋势。屈服位移未达临界峰值点之前，消能软钢所能提供的屈服力较小，在等刚度比的条件下，随着屈服位移的增大，消能软钢提供的屈服力提高，因而主体结构传递到软钢的力增大，结构本身的层间剪力减小，变形减小，因此结构层间位移角的减小率增大。屈服位移超过临界峰值点之后，在等刚度比条件下，随着屈服位移的增大，消能软钢的屈服力增大，地震下软钢无法尽快屈服进入塑性耗能阶段，故减震效果减弱。不同刚度比对应的临界峰值点屈服位移不同，随着刚度比的增大，临界峰值屈服位移呈现逐渐减小的趋势，说明减震效果最佳的消能软钢的屈服力相对稳定。

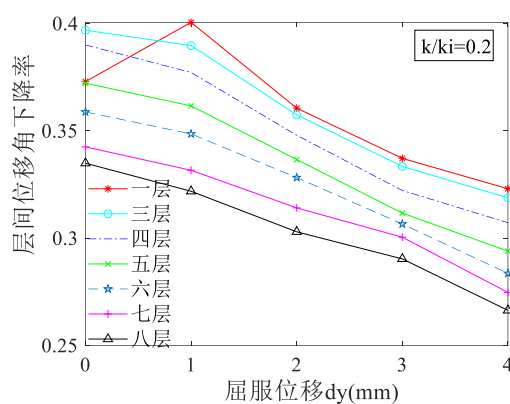
综上，消能软钢连杆的屈服位移可取常见金属阻尼器的屈服位移。当软钢的刚度取值越大时，其屈服位移值应相应取小。



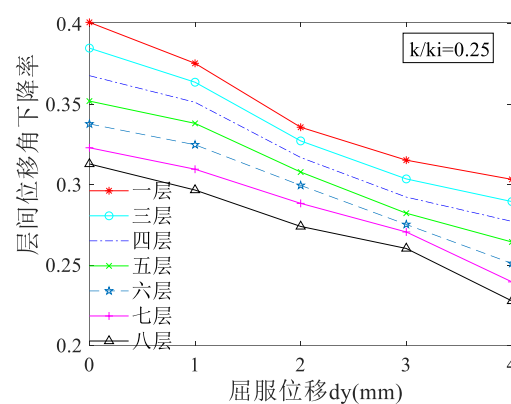
(a) 刚度比为 0.1



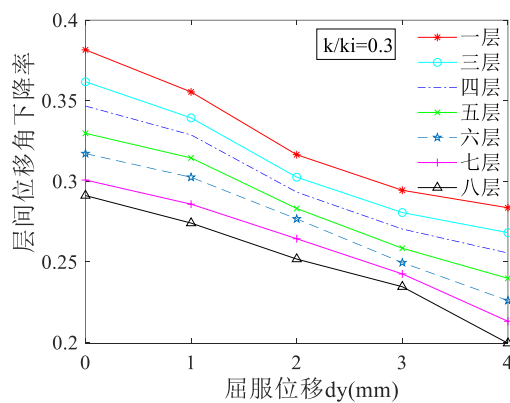
(b) 刚度比为 0.15



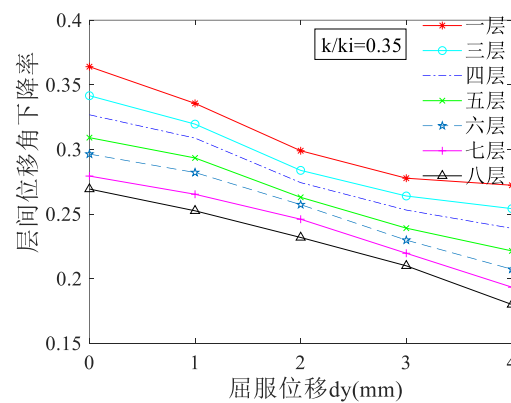
(c) 刚度比为 0.2



(d) 刚度比为 0.25



(e) 刚度比为 0.3



(f) 刚度比为 0.35

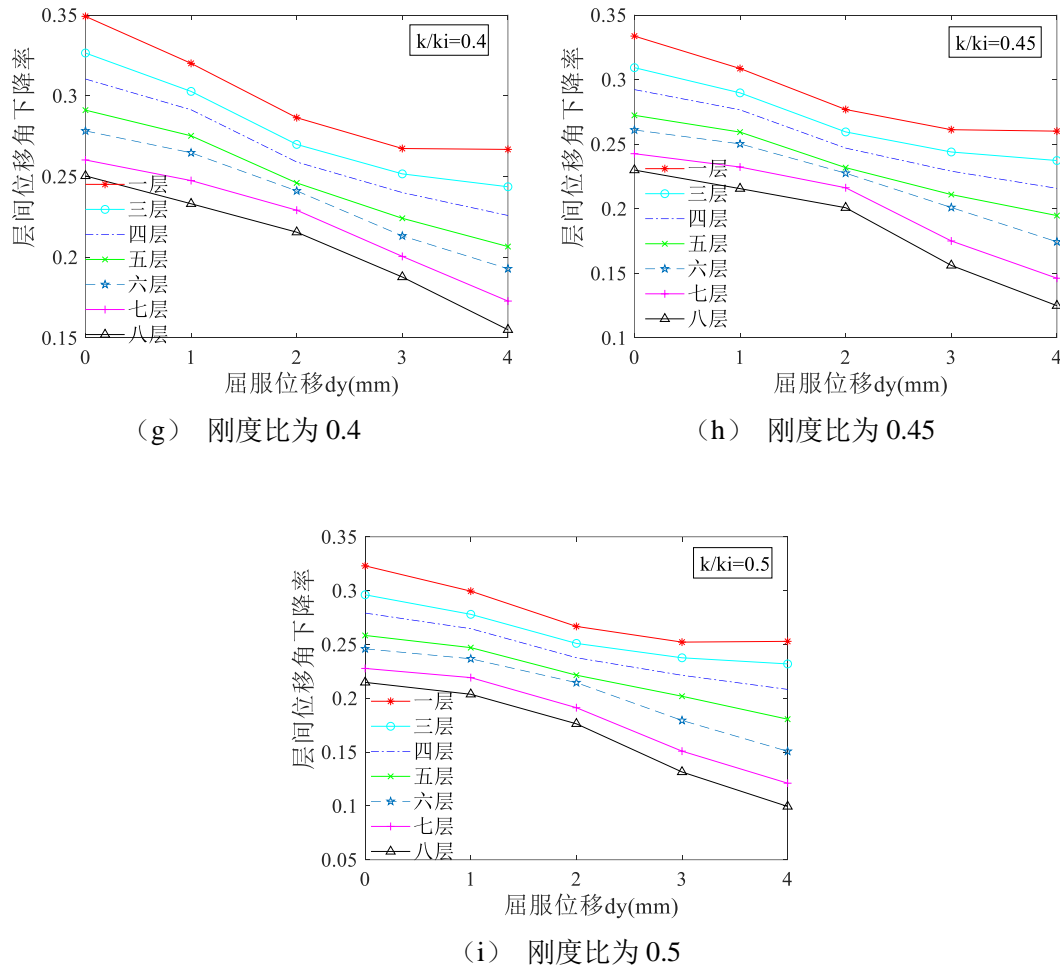


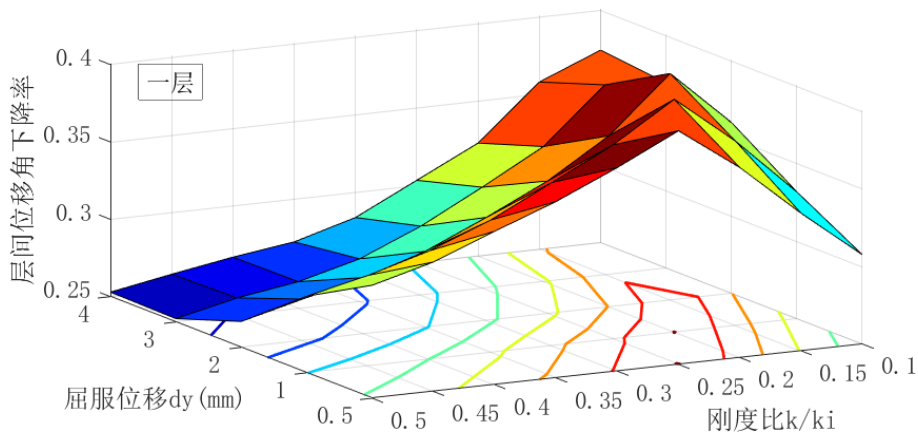
图 2.38 层间位移角下降率关于屈服位移的变化

### 2.8.3 双参数取值建议

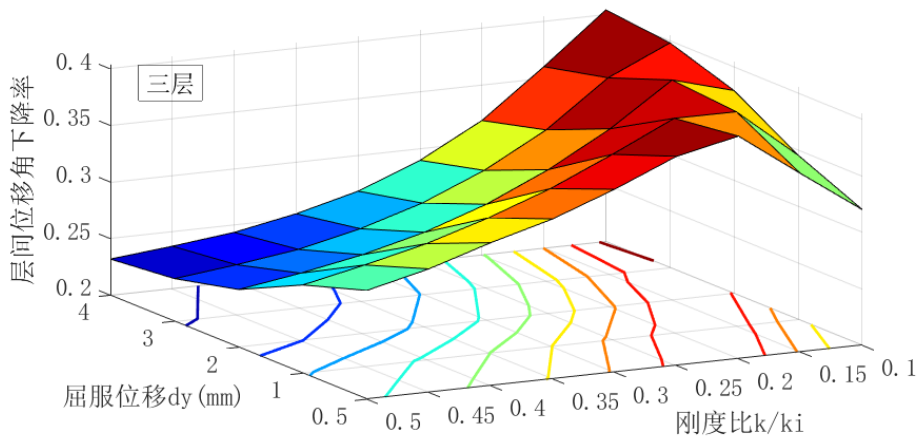
以层间位移角的减小率作为消能柱钢结构减震性能的评估指标，将 45 个工况的减震性能关于初始刚度和屈服位移的结果绘制成三维图。由于结构的第一至五层为变形集中层，主要关注变形集中层的减震效果，故此处仅列出第一至五层的三维图，如图 2.39 所示。图 2.39 中，网格图的颜色随着层间位移角下降率数值大小的变化而变，X、Y 平面上的线为等高线。

由图 2.39 中的等高线可知，红色等高线围成区域内的坐标点即为层间位移角下降率的局部峰值点，故红色等高线围成区域对应的纵横坐标取值即为双参数的建议取值。由图可知，当刚度比集中于 0.15~0.25、屈服位移集中于 0.5mm~2mm 时，消能柱钢结构的减震性能较好；当刚度比接近 0.1、屈服位移集中于 2mm~4mm 时，消能柱钢结构的减震性能较好。该现象与前述单参数分析的结论相符，当刚度比取值较小时，随着屈服位移的增大，消能软钢提供的屈服力提高，

因而主体结构传递到软钢的力增大，结构本身的层间剪力减小，变形减小，故此时代对应减震效果较优的屈服位移较大；当刚度比取值较大时，消能软钢能够提供一定的屈服承载力，随着屈服位移的增大，软钢无法尽快屈服进入塑性耗能阶段，减震效果减弱，故此时代对应减震效果较优的屈服位移较小。因此，建议消能软钢连杆的初始刚度与结构层等效抗侧刚度之比的取值范围为 0.1~0.25，屈服位移取常见金属阻尼器的屈服位移；当软钢的刚度取值越小时，屈服位移则应相应地取大。建议刚度比与屈服位移的取值组合如表 2.19 所示。



(a) 一层



(b) 三层

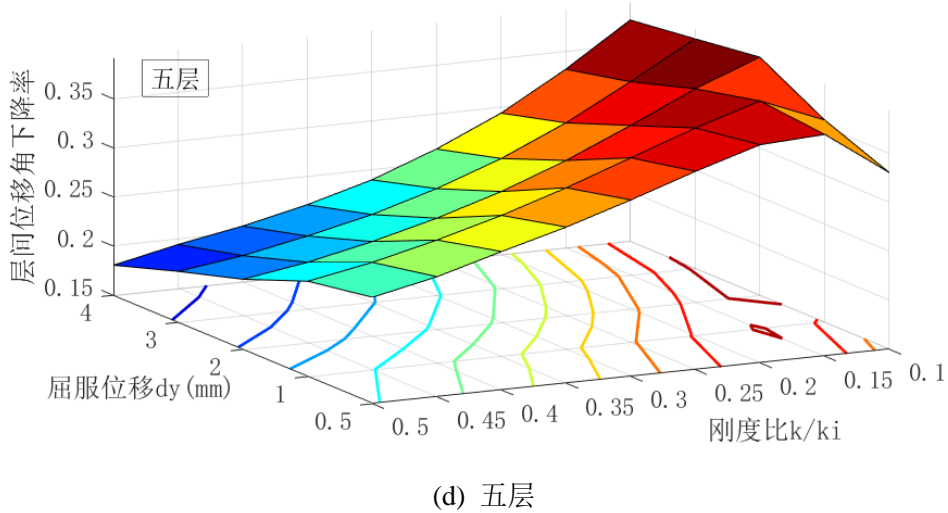
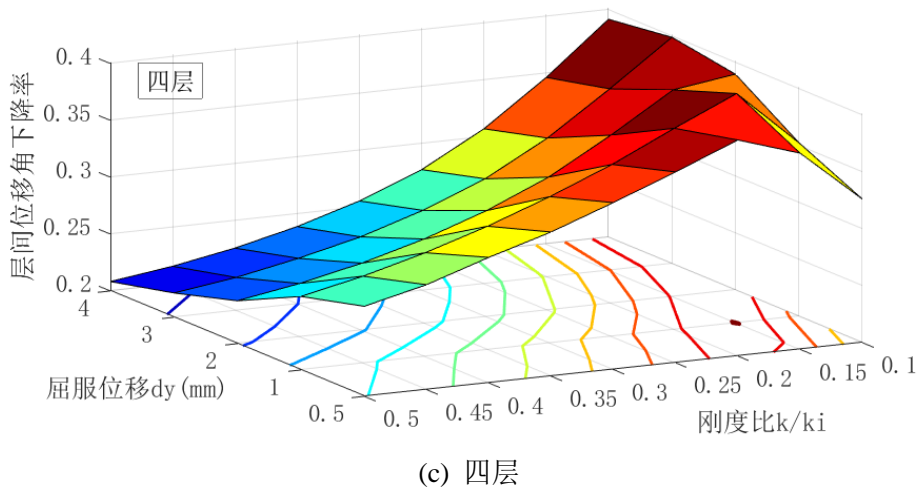


图 2.39 层间位移角下降率关于双参数的变化

表 2.19 双参数取值建议

刚度比		屈服位移(mm)
0.1~0.25	0.1	2~4
	0.15~0.25	0.5~2

## 2.9 本章小结

本章介绍了研究对象的背景。利用实测的地震动响应记录对所研究的结构进行了动力特性识别，通过传递函数识别获得结构在 EW 和 NS 方向的前两阶共振频率。本章利用有限元软件 SAP2000，根据实际结构的标准设计参数建立了有限元模型。首先对模型进行了模态分析，对比发现模型的模态信息与识别结果较吻合，初步验证了模型在动力特性方面的可靠性。然后以实际的地震动作为输入，

对模型进行非线性时程分析，对比模型的模拟结果与实测的地震动响应。从时域和频域两个方面对二者进行对比：时域内，模拟的加速度响应时程与实测的加速度响应时程很吻合，波形和幅值基本一致；频域内，模拟的加速度傅里叶谱与实测的加速度傅里叶谱较吻合，傅里叶谱峰值及其对应的共振频率基本一致，再次验证了模型的可靠性。最后根据上述的一系列对比，得出了模型能够比较充分地反映真实结构特性的结论。

本章基于纯框架有限元模型，按照特定的简便方式布置了消能柱，以消能软钢连杆的初始刚度和屈服位移作为变量，设置了 45 个消能柱工况。以 311 地震动作为输入，对 45 个消能柱结构进行非线性动力时程分析。对比各个工况下的结构响应，以层间剪力和层间位移角作为响应指标，遴选出了抗震性能最优的工况为工况 11。对比消能柱结构和纯框架结构的层间位移角，以消能柱结构相对纯框架结构的层间位移角减少率作为其减震性能的衡量指标，分析消能柱结构的减震性能关于消能连杆单元的初始刚度和屈服位移的变化规律，给出了初始刚度和屈服位移的建议取值范围。





## 第3章 消能柱的减震设计研究

### 3.1 前言

为了检验消能柱的减震有效性，本文针对第二章遴选出的消能柱结构（工况 11），研究其在双向地震波输入条件下的减震效果。基于实际背景的日本 311 大地震，对比单向安装油阻尼器结构与单向安装消能柱结构的地震响应，分析比较消能柱和原油阻尼器的减震效果。为保证消能柱减震有效性的可靠评估，选取其它地震动对单向消能柱钢框架结构进行抗震验算。由于场地实测地震动记录能够较好地反映建筑场地的卓越周期，故选择了一条场地实测地震动对结构进行抗震验算。另外选取 4 条著名典型地震动，选择的地震动记录较大范围地涵盖了不同类型地震动的频谱特性，具有一定的代表性，以此检验单向消能柱钢框架结构在不同类型地震动下的减震性能。

### 3.2 311 地震动下消能柱的减震性能分析

#### 3.2.1 对照组模型概况

第二章对 45 种工况下消能柱的减震效果进行了简单的对比分析，以结构层间位移角获得最大的下降率为标准，遴选出了减震效果较优的工况为工况 11。本章基于工况 11 的消能单元参数配置（屈服位移 1mm、刚度比 0.15），比较加消能柱结构、加油阻尼器结构与纯框架结构在地震动作用下的响应。通过与油阻尼器减震效果的对比分析，评估检验消能柱的减震有效性。

由于真实结构的油阻尼器为双向布置，而本章的消能柱仅针对薄弱的 NS 向设计布置，为了保证减震效果对比条件的一致性，将模型中布置在 EW 向的油阻尼器拆除，仅保留 NS 向的阻尼器，以此作为加消能柱结构的对照组模型，如图 3.1 所示。后续的对比较分析将基于纯框架结构、对照组油阻尼器结构与加消能柱结构三者进行开展，其中纯框架结构与加消能柱结构如图 3.2 所示。

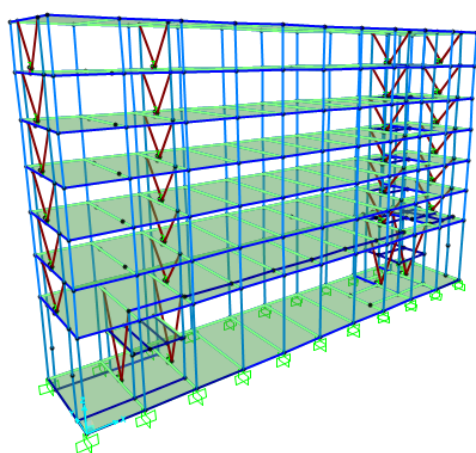
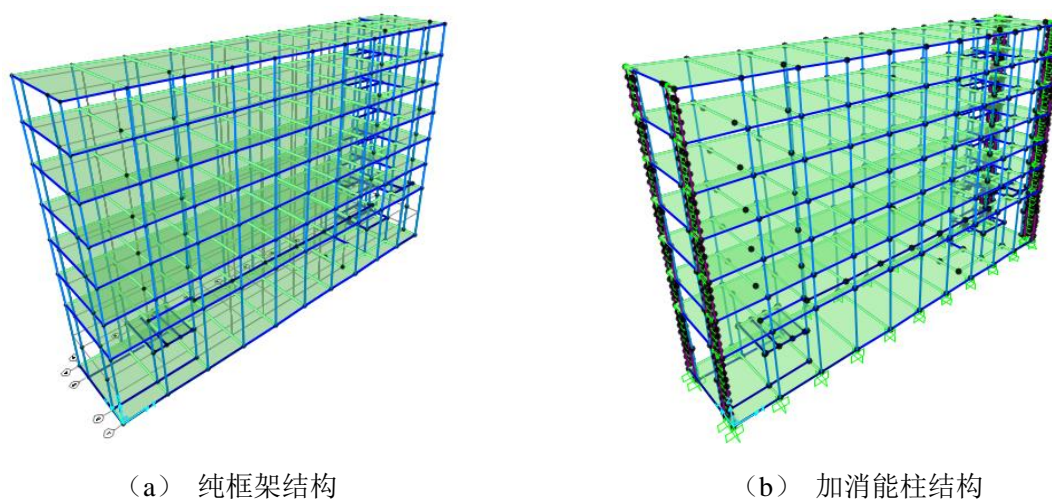


图 3.1 对照组油阻尼器结构模型



(a) 纯框架结构

(b) 加消能柱结构

图 3.2 纯框架与加消能柱结构模型

考虑到钢结构在实际地震中可能产生扭转效应，为此需要在一个相对接近真实地震的环境中对结构进行模拟，故采用双向地震动输入方式。对纯框架结构、油阻尼器结构与加消能柱结构三个结构同时输入 311 地震 EW 向和 NS 向地震动，对结构进行非线性动力时程分析，比较三个结构在 311 双向地震动下的响应。由于 311 地震为里氏震级 9.0 的罕遇大地震，地震作用下结构部分进入塑性状态，钢结构塑性阶段阻尼存在增大的趋势，根据建筑抗震设计规范<sup>[80]</sup>，取结构的振型阻尼比为 0.05。

### 3.2.2 层间剪力对比

2011 年 3 月 11 日地震作用下，三个结构在 NS 向和 EW 向的最大层间剪力如图 3.3、表 3.1 和表 3.2 所示。

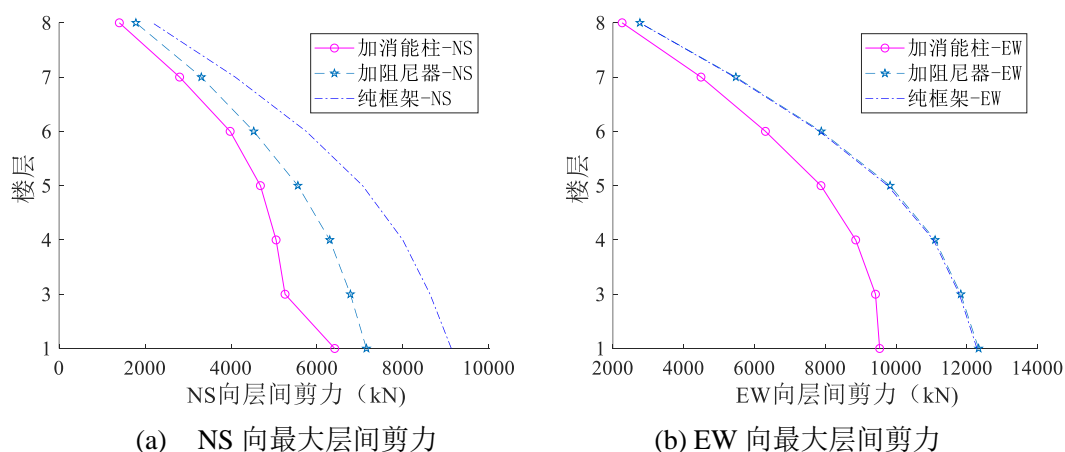


图 3.3 20110311 地震下结构最大层间剪力对比

表 3.1 20110311 地震下结构 NS 向最大层间剪力减少率

层	20110311 地震下结构 NS 向最大层间剪力 (kN)				
	纯框架结构	加阻尼器结构	减少率	加消能柱结构	减少率
1	9125	7150	21.6%	6412	29.7%
3	8630	6777	21.5%	5257	39.1%
4	7996	6297	21.2%	5049	36.9%
5	7061	5555	21.3%	4684	33.7%
6	5750	4529	21.2%	3980	30.8%
7	4098	3309	19.3%	2804	31.6%
8	2173	1786	17.8%	1402	35.5%

表 3.2 20110311 地震下结构 EW 向最大层间剪力减少率

层	20110311 地震下结构 EW 向最大层间剪力 (kN)				
	纯框架结构	加阻尼器结构	减少率	加消能柱结构	减少率
1	12287	12333	-0.4%	10610	13.6%
3	11789	11830	-0.3%	10683	9.4%
4	11060	11104	-0.4%	10004	9.5%
5	9766	9832	-0.7%	8957	8.3%
6	7840	7888	-0.6%	7119	9.2%
7	5438	5474	-0.7%	5117	5.9%
8	2758	2763	-0.2%	2617	5.1%

由图 3.3 (a) 和表 3.1 可知, 对比纯框架结构的响应, 安装油阻尼器和安装消能柱都能使结构在 311 地震作用下的层间剪力减小。加阻尼器结构的层间剪力减少率平均为 21% 左右, 而加消能柱结构的层间剪力减少率平均可达 30% 以上, 最高可达 39.1%, 加消能柱结构的层间剪力降幅显著高于加油阻尼器结构的降幅。因此相较于油阻尼器, 消能柱可以更加有效地降低结构在 311 地震作用下的

层间剪力。

由图 3.3 (b) 和表 3.2 可知, 加油阻尼器结构在 EW 向的层间剪力响应值与纯框架结构的响应值基本一致, 而加消能柱结构在 EW 向的层间剪力相比纯框架结构有一定的减小, 减少率最高可达 13.6%左右。说明沿着结构横向布置的油阻尼器无法对结构纵向上的层间剪力响应实现控制, 而沿着结构横向布置的消能柱可能对结构纵向上的层间剪力响应实现一定控制, 这主要是由于 NS 向消能柱的布置使得整体结构在 EW 方向的刚度略有降低, 结构 EW 向基本周期增长, 因而层间剪力响应有所降低, 这主要和结构本身以及消能柱的布置有关, 需根据不同情况讨论。

### 3.2.3 层间位移角对比

2011 年 3 月 11 日地震作用下, 三个结构在 NS 向和 EW 向的最大层间位移角如图 3.4、表 3.3 和表 3.4 所示。

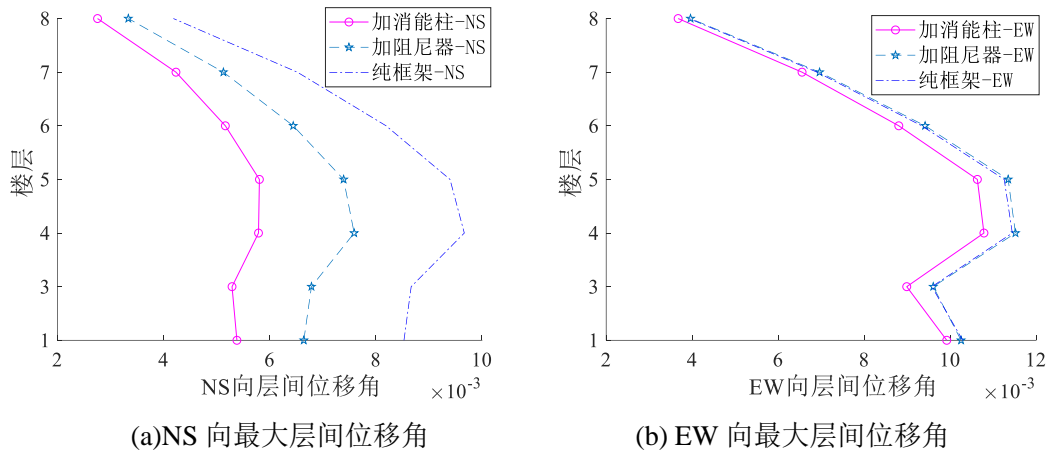


图 3.4 20110311 地震下结构最大层间位移角对比

表 3.3 20110311 地震下结构 NS 向最大层间位移角减少率

层	20110311 地震下结构 NS 向最大层间位移角				
	纯框架结构	加阻尼器结构	减少率	加消能柱结构	减少率
1	0.008530	0.006643	22.1%	0.005382	36.9%
3	0.008666	0.006787	21.7%	0.005291	38.9%
4	0.009667	0.007592	21.5%	0.005789	40.1%
5	0.009398	0.007393	21.3%	0.005807	38.2%
6	0.008193	0.006444	21.4%	0.005165	37.0%
7	0.006521	0.005128	21.4%	0.004234	35.1%
8	0.004186	0.003337	20.3%	0.002757	34.2%

表 3.4 20110311 地震下结构 EW 向最大层间位移角减少率

层	20110311 地震下结构 EW 向最大层间位移角				
	纯框架结构	加阻尼器结构	减少率	加消能柱结构	减少率
1	0.010291	0.010254047	0.4%	0.009942	3.4%
3	0.009575	0.009606773	-0.3%	0.009025	5.7%
4	0.011445	0.011518557	-0.6%	0.010811	5.5%
5	0.011257	0.011348857	-0.8%	0.010672	5.2%
6	0.009338	0.00941756	-0.8%	0.008812	5.6%
7	0.006904	0.006962774	-0.8%	0.006564	4.9%
8	0.003929	0.003961079	-0.8%	0.003664	6.7%

由图 3.4 (a) 和表 3.3 可知, 对比纯框架结构的响应, 安装油阻尼器和安装消能柱都能使结构在 311 地震作用下的层间位移角减小。加阻尼器结构的层间位移角减少率平均为 21.5% 左右, 而加消能柱结构的层间位移角减少率平均可达 35% 以上, 最高可达 40.1%, 加消能柱结构的层间位移角降幅明显高于加油阻尼器结构的降幅。因此相较于油阻尼器, 消能柱可以更加有效地降低结构在 311 地震作用下的层间位移角。

由图 3.4 (b) 和表 3.4 可知, 加油阻尼器结构在 EW 向的层间位移角响应值与纯框架结构的响应值基本一致, 而加消能柱结构在 EW 向的层间位移角相比纯框架结构有所减小, 减少率为 5% 左右。说明沿着结构横向布置的油阻尼器无法对结构纵向上的层间位移角响应实现控制, 而沿着结构横向布置的消能柱可能对结构纵向上的层间位移角响应实现一定控制, 这主要是由于结构在 EW 向的层间剪力降低引起的, 这和结构本身以及消能柱的布置形式有关。

### 3.2.4 层最大位移对比

2011 年 3 月 11 日地震作用下, 三个结构在 NS 向和 EW 向的层最大位移如图 3.5、表 3.5 和表 3.6 所示。

由图 3.5 (a) 和表 3.5 可知, 对比纯框架结构的响应, 安装油阻尼器和安装消能柱都能使结构在 311 地震作用下的层最大位移减小。加阻尼器结构的层最大位移减少率平均为 22% 左右, 而加消能柱结构的层最大位移减少率平均可达 35% 以上, 最高可达 39.9%, 加消能柱结构的层最大位移降幅明显高于加油阻尼器结构的降幅。因此相较于油阻尼器, 消能柱可以更加有效地降低结构在 311 地震作用下的层最大位移。

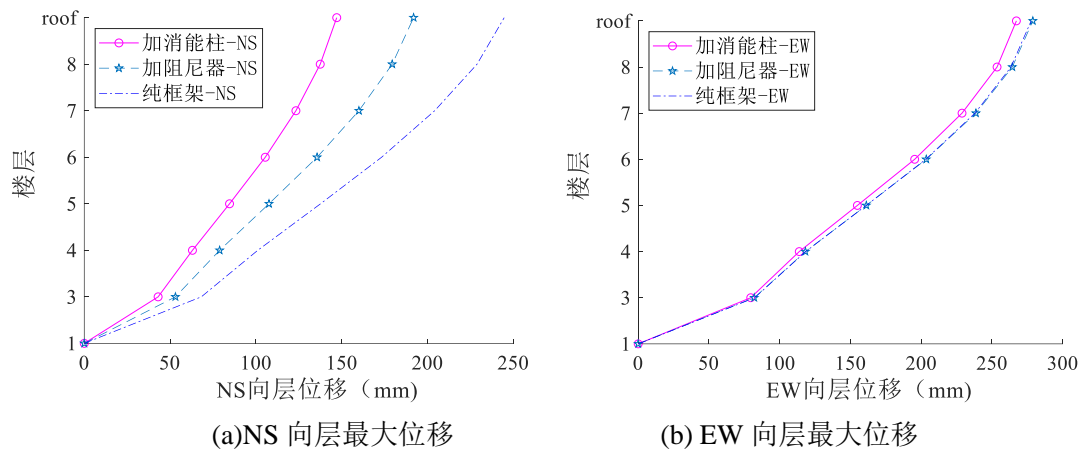


图 3.5 20110311 地震下结构层最大位移对比

表 3.5 20110311 地震下结构 NS 向层最大位移减少率

层	20110311 地震下结构 NS 向层最大位移 (mm)				
	纯框架结构	加阻尼器结构	减少率	加消能柱结构	减少率
1	0.00	0.00	0.0%	0.00	0.0%
3	68.24	53.14	22.1%	43.06	36.9%
4	101.13	78.91	22.0%	63.06	37.6%
5	137.73	107.68	21.8%	84.68	38.5%
6	173.31	135.72	21.7%	105.50	39.1%
7	204.26	160.09	21.6%	123.38	39.6%
8	228.95	179.50	21.6%	137.55	39.9%
屋面	244.79	191.97	21.6%	147.16	39.9%

表 3.6 20110311 地震下结构 EW 向层最大位移减少率

层	20110311 地震下结构 EW 向层最大位移 (mm)				
	纯框架结构	加阻尼器结构	减少率	加消能柱结构	减少率
1	0.00	0.00	0.0%	0.00	0.0%
3	82.33	82.03	0.4%	79.53	3.4%
4	118.36	118.17	0.2%	113.83	3.8%
5	161.16	161.24	0.0%	154.91	3.9%
6	203.23	203.60	-0.2%	195.41	3.8%
7	238.01	238.70	-0.3%	228.88	3.8%
8	263.47	264.42	-0.4%	253.64	3.7%
屋面	277.75	278.93	-0.4%	267.30	3.8%

由图 3.5 (b) 和表 3.6 可知, 加油阻尼器结构在 EW 向的层最大位移响应值与纯框架结构的响应值基本一致, 而加消能柱结构在 EW 向的层最大位移相比纯框架结构有略微的减小。

### 3.2.5 消能连杆单元的力-位移曲线

311地震作用下，结构在NS方向的变形主要集中于消能柱间消能连杆单元。由于底层的层间剪力和层间位移较上部的大，故底层消能连杆单元的工作效力相对更值得关注，此处主要分析底层消能连杆单元在地震下的工作情况。分别从第一层与薄弱层第四层选择消能连杆，绘制其在地震作用下的力-位移曲线，如图3.6和图3.7所示。

由图3.6和图3.7可知，在311地震作用下，消能连杆单元进入了塑性状态，单元的滞回曲线很饱满，和典型金属阻尼器的滞回曲线<sup>[87-89]</sup>相近，消能连杆很有效地发挥了耗能作用，从而使得主体结构在大地震作用下的响应减小。

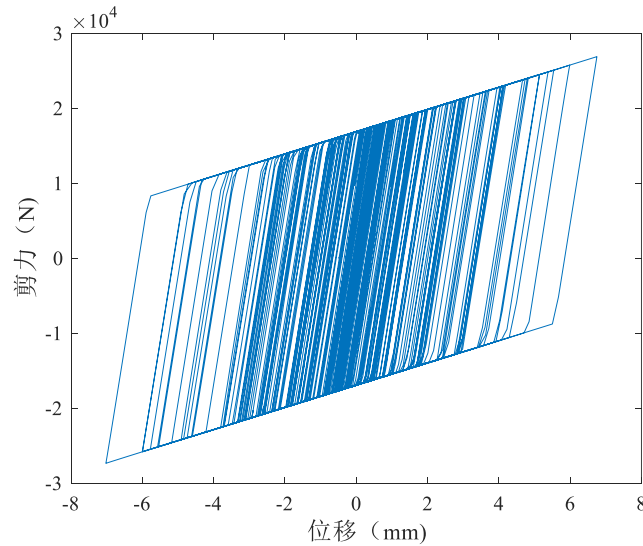


图 3.6 一层消能连杆单元的力-位移曲线

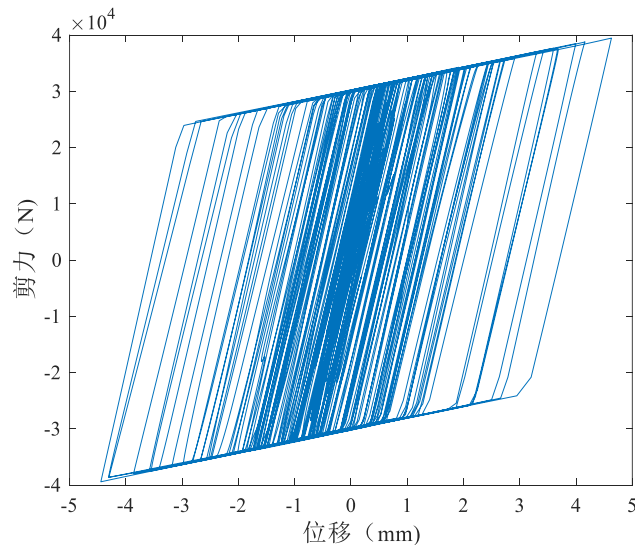


图 3.7 四层消能连杆单元的力-位移曲线



### 3.3 其它地震动下消能柱的减震有效性验证

由于地震波之间存在频谱特性的差异，对同一个有控框架结构输入不同的地震波，得到的响应控制效果不同<sup>[83]</sup>。由于工况 11 的消能柱结构是基于 311 大地震进行设计的，对于其它地震波作用，消能柱的减震效果存在很大的不确定性，故本节需要对消能柱进行其它地震动下的减震有效性检验。

继 2011 年 3 月 11 日的东日本大地震之后，仙台市在一个月内又发生了数次余震，其中 4 月 7 日发生的余震（本文简称 407 地震或 20110407 地震）在市内的地震烈度和主震的烈度基本接近，真实结构又承受了一次大地震作用。此处采用 4 月 7 日的场地实测地震动对结构进行非线性时程分析，检验消能柱的减震效果。20110407 余震的地震动时程记录如图 3.8 所示，EW 向的加速度峰值为 176gal，NS 向为 289gal，地震动持续时间为 120s。分别对纯框架结构和加消能柱结构输入日本 20110407 地震 EW 向和 NS 向双向地震动，对结构进行非线性动力时程分析。由于余震的震级较大，结构的振型阻尼比取 0.05<sup>[80]</sup>。

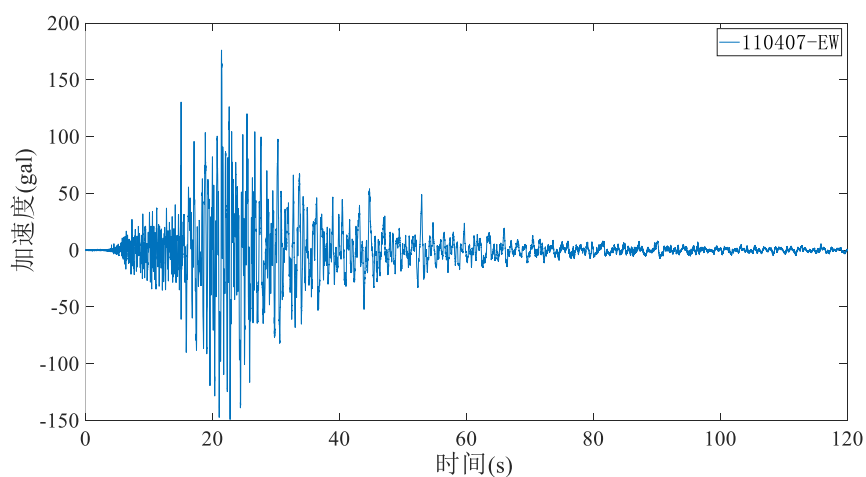
另外选择 4 条世界著名典型地震波对结构进行时程分析，选择的地震动记录较大范围地涵盖了不同类型地震动的频谱特性，具有一定的代表性，以此检验单向消能柱钢框架结构在不同类型地震动下的减震性能。从 PEER 强震数据库选择的典型地震波分别为 EI Centro 波、Kobe 波、Taft 波和 Chi-Chi 波，地震波的加速度时程如图 3.9~3.12 所示。按照建筑抗震设计规范<sup>[68]</sup>的 7 度罕遇地震标准（PGA220gal）对结构进行抗震验算。采用双向地震动输入，Y：X=1:0.85。按照 7 度罕遇地震标准对四个地震波进行调幅，经过调整后 Y 向、X 向输入的地震动幅值分别为 220gal、187gal。罕遇地震下结构的振型阻尼比取 0.05<sup>[80]</sup>。

本节总计选取 5 条地震波，1 条是场地实测地震动，另外 4 条是世界著名的典型地震波（按照 7 度罕遇地震标准调幅），均采用双向地震动输入方式，对纯框架结构和加消能柱结构进行非线性动力时程分析，对不同地震波下消能柱对结构 NS 向响应的减震效果进行分析讨论。5 个时程工况如表 3.7 所示。

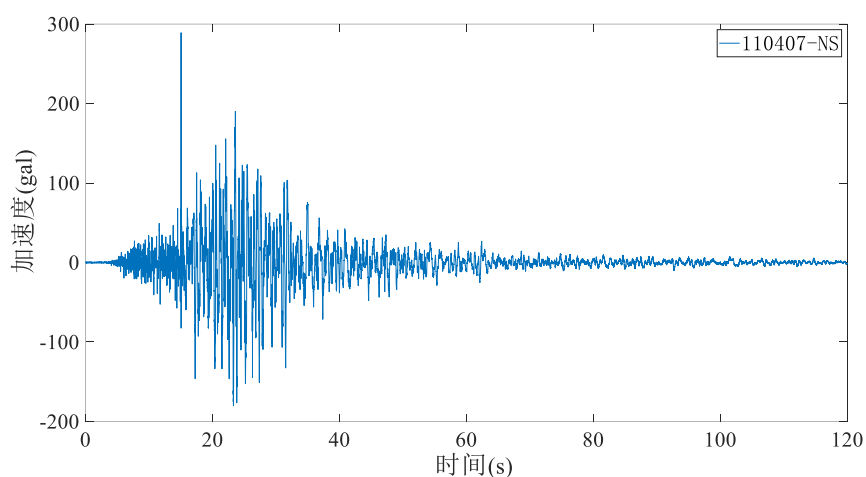
表 3.7 时程分析工况

工况	地震波	PGA (gal)	
		NS 向	EW 向
1	场地实测 20110407 余震	289	176
2	EI Centro 波	220	187
3	Kobe 波	220	187
4	Taft 波	220	187
5	Chi-Chi 波	220	187





(a) EW 向



(b) NS 向

图 3.8 2011 年 4 月 7 日场地实测地震动加速度时程

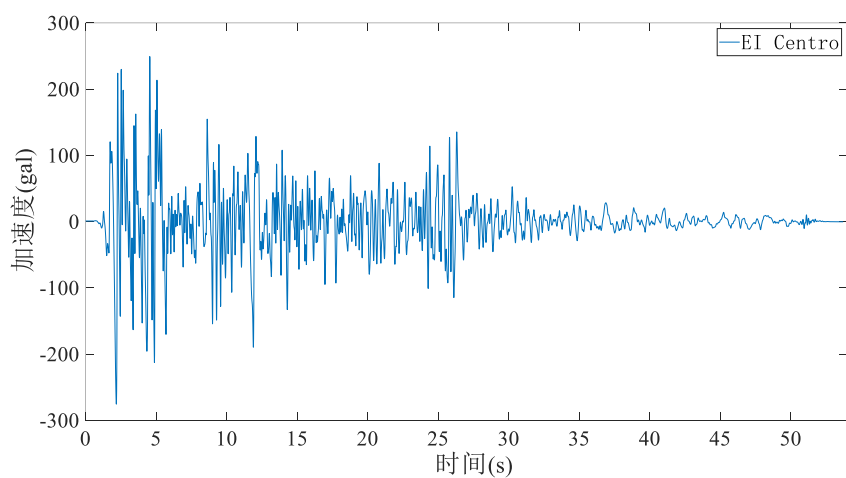


图 3.9 EI Centro 波加速度时程

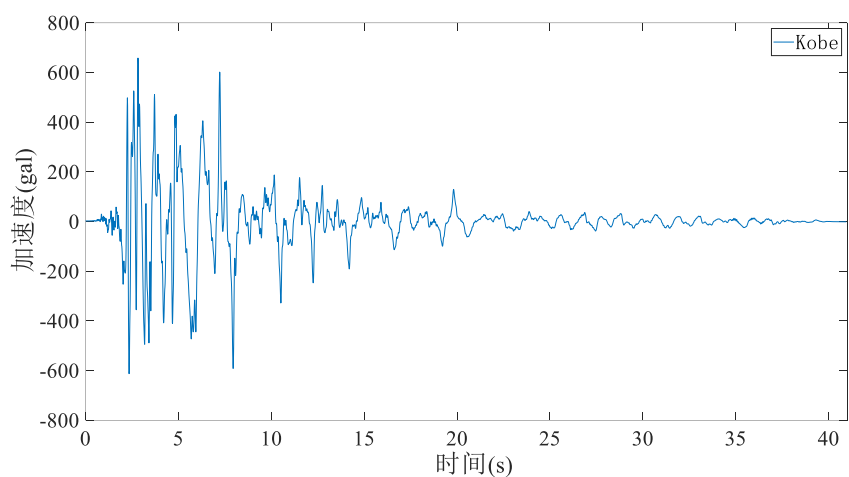


图 3.10 Kobe 波加速度时程

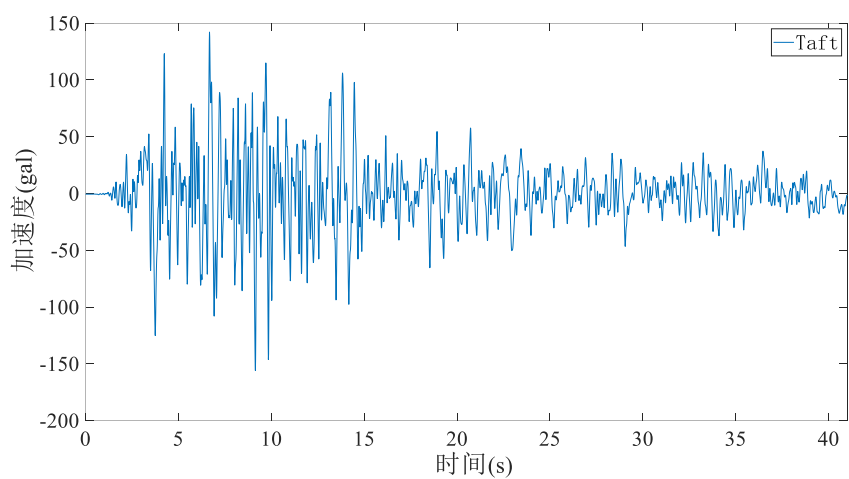


图 3.11 Taft 波加速度时程

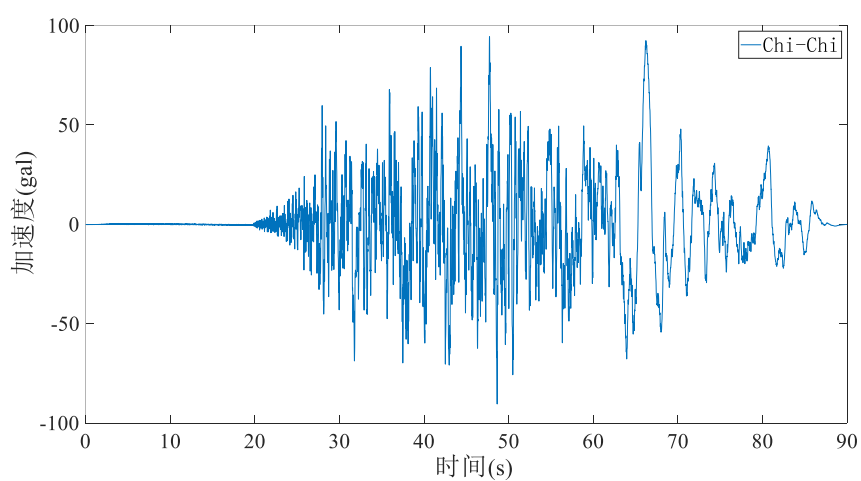


图 3.12 Chi-Chi 波加速度时程

### 3.3.1 层间剪力

五个地震波作用下，纯框架结构与加消能柱结构的 NS 向最大层间剪力如表 3.8~3.12 所示。

表 3.8 EI Centro 波作用下结构 NS 向最大层间剪力

层	EI Centro 波作用下结构 NS 向最大层间剪力 (kN)		
	纯框架结构	加消能柱结构	减少率
1	5708	3887	31.9%
3	5033	3216	36.1%
4	4658	3095	33.6%
5	4301	2854	33.7%
6	3688	2505	32.1%
7	2741	1757	35.9%
8	1457	961	34.1%

表 3.9 Kobe 波作用下结构 NS 向最大层间剪力

层	Kobe 波作用下结构 NS 向最大层间剪力 (kN)		
	纯框架结构	加消能柱结构	减少率
1	13859	10493	24.3%
3	12442	8688	30.2%
4	10945	7896	27.9%
5	9304	6710	27.9%
6	7343	5473	25.5%
7	5091	3567	29.9%
8	2595	1698	34.6%

表 3.10 Taft 波作用下结构 NS 向最大层间剪力

层	Taft 波作用下结构 NS 向最大层间剪力 (kN)		
	纯框架结构	加消能柱结构	减少率
1	4305	3489	19.0%
3	4120	2808	31.8%
4	3730	2658	28.7%
5	3366	2370	29.6%
6	3013	2122	29.6%
7	2360	1604	32.1%
8	1317	844	35.9%

表 3.11 Chi-Chi 波作用下结构 NS 向最大层间剪力

层	Chi-Chi 波作用下结构 NS 向最大层间剪力 (kN)		
	纯框架结构	加消能柱结构	减少率
1	8441	6226	26.2%
3	7026	4736	32.6%
4	5932	4214	29.0%
5	5654	4034	28.6%
6	4844	3576	26.2%
7	3556	2482	30.2%
8	1865	1255	32.7%

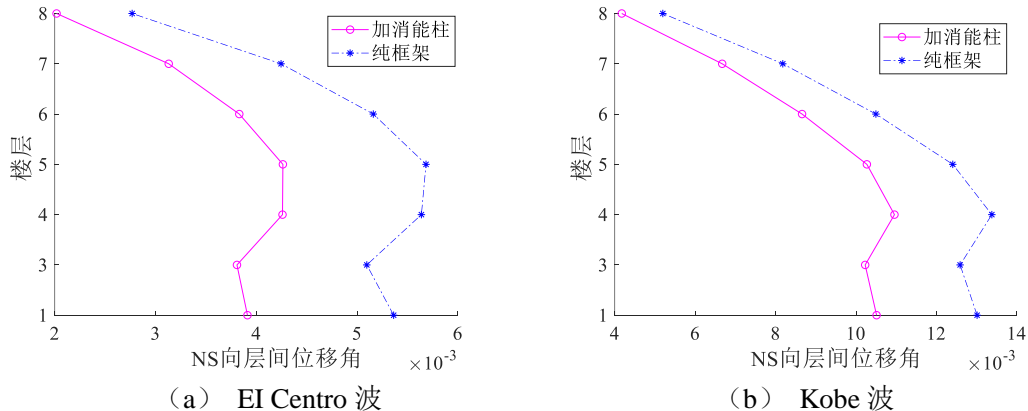
表 3.12 场地实测 407 余震作用下结构 NS 向最大层间剪力

层	场地实测 407 余震作用下结构 NS 向最大层间剪力 (kN)		
	纯框架结构	加消能柱结构	减少率
1	4453	3192	28.3%
3	4560	3013	33.9%
4	4453	2990	32.9%
5	4098	2786	32.0%
6	3428	2413	29.6%
7	2519	1667	33.8%
8	1345	832	38.1%

由表 3.8~3.12 可知，在五个地震波作用下，加消能柱结构的最大层间剪力较纯框架结构有明显的减少，各层最大层间剪力的减少率平均可达 30% 左右。说明在其它地震波作用下，消能柱对结构的层间剪力也有明显的控制作用。

### 3.3.2 层间位移角

五个地震波作用下，纯框架结构与加消能柱结构的 NS 向最大层间位移角如图 3.13 所示。



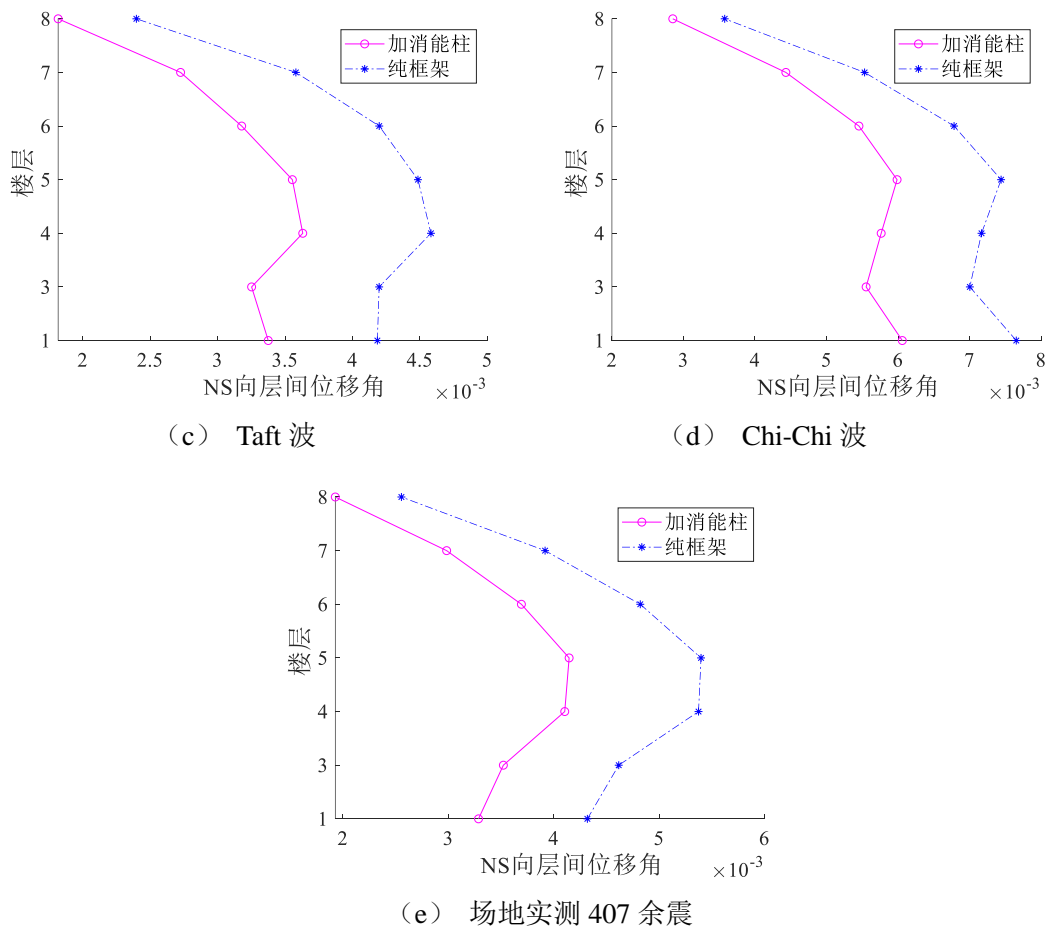


图 3.13 五个地震波作用下结构 NS 向最大层间位移角

由图 3.13 可知，在五个地震波作用下，加消能柱结构的最大层间位移角较纯框架结构有明显的减少。说明在其它地震波作用下，消能柱对结构的层间位移角也有一定的控制作用。

### 3.3.3 层最大位移

五个地震波作用下，纯框架结构与加消能柱结构的 NS 向层最大位移如图 3.14 所示。

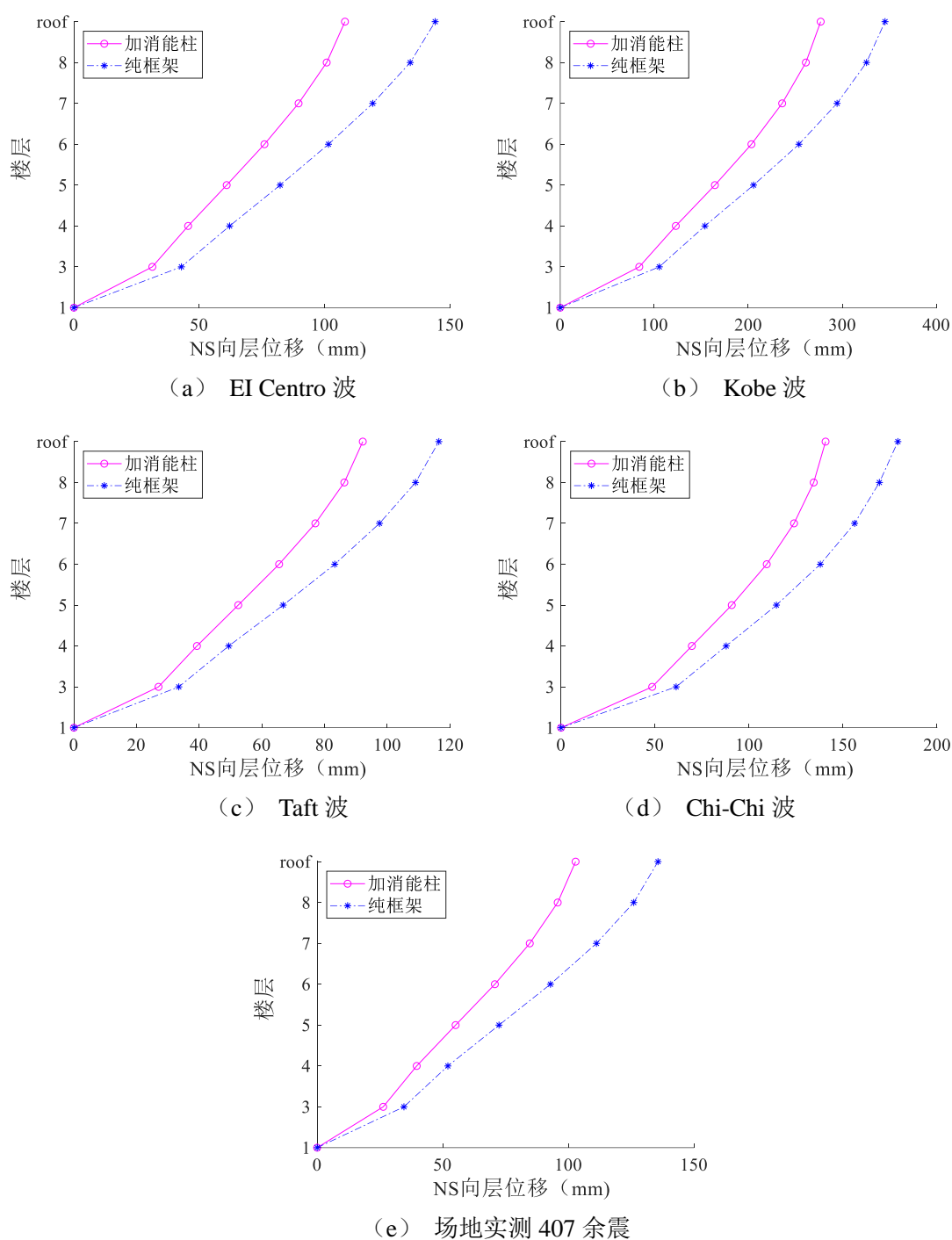


图 3.14 五个地震波作用下结构 NS 向层最大位移

由图 3.14 可知，在五个地震波作用下，加消能柱结构的层最大位移较纯框架结构有明显的降低。说明在其它地震波作用下，消能柱对结构的层位移也有一定的控制作用。

### 3.3.4 层最大加速度

五个地震波作用下，纯框架结构与加消能柱结构的 NS 向层最大加速度如图 3.15 所示。

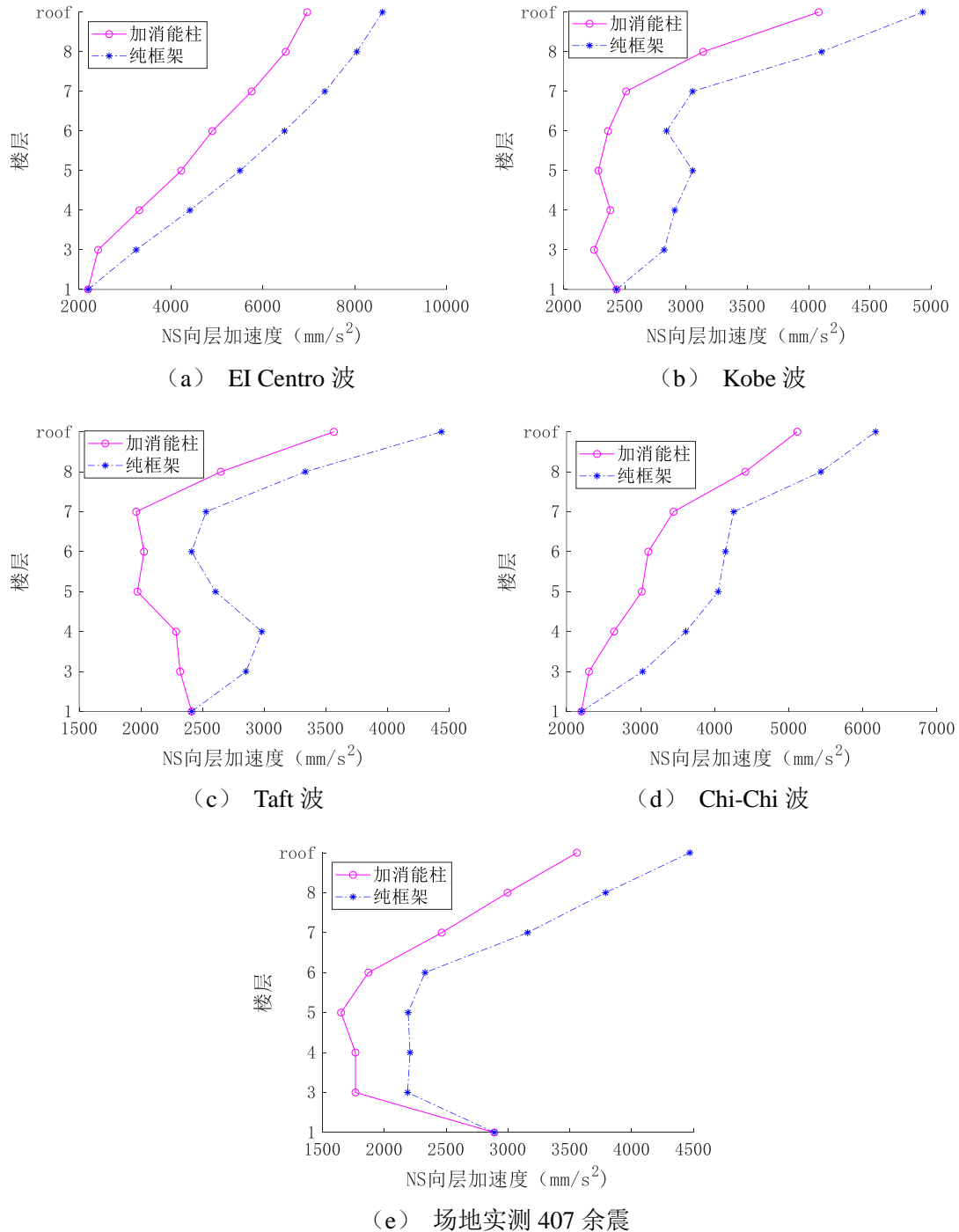


图 3.15 五个地震波作用下结构顶层 NS 向层最大加速度

由图 3.15 可知，在五个地震波作用下，加消能柱结构的最大层加速度较纯框

架结构有明显的降低。说明在其它地震波作用下，消能柱对结构的层加速度有一定的控制作用。

### 3.4 消能柱的建议设计方法

由本章前述可知，在其它不同类型的地震作用下，基于 311 地震动设计的消能柱也能够发挥可观的减震效果。本章基于前文工作，总结出消能柱的设计方法。

#### 3.4.1 消能柱的布置假定

本文建议的消能柱设计方法基于特定的消能柱布置方式。根据第二章的消能柱布置方式，给出消能柱的布置假定，如表 3.13 所示。

表 3.13 消能柱的布置假定

形式	代替结构柱
位置	角柱或边柱
柱肢截面	按惯性矩设计 取 $\frac{1}{2}$ *结构柱截面惯性矩
柱肢间距	1.5m 左右
每层消能连杆数	标准层 4 根左右
刚性连杆截面	同柱肢截面

#### 3.4.2 消能柱的建议设计流程

消能柱结构减震设计的基础是设定合理的设防目标和性能要求。减震目标的设定合理与否直接关系到减震效果和经济成本，因而在实际情景中，需要在设防目标（性能要求）与经济性之间作出权衡。在确定消能柱结构的减震目标时，既要确保结构设计满足规范要求<sup>[95]</sup>，同时要兼顾经济问题，不宜过多地配置消能柱而致使成本大幅增加。消能柱减震结构的性能指标可以参考《建筑抗震设计规范》而设定。抗规引入了性能设计内容，将结构损坏分成 5 个等级，即基本完好、轻微破坏、中等破坏、严重破坏和倒塌<sup>[80]</sup>。由于结构的变形能较好地反映结构整体的性能，尤其是弹塑性阶段的性能，抗规采用结构的最大层间相对变形作为结构的整体性能指标，得到结构的性能指标与 5 个破坏等级（性能水平）的对应关系<sup>[90-94]</sup>，如表 3.14 所示。表中， $[\Delta u_e]$ 、 $[\Delta u_p]$ 分别表示结构的弹性和弹塑性层间位移角，对于钢结构， $[\Delta u_e]$ 、 $[\Delta u_p]$ 分别取 1/250 和 1/50；对于钢筋混凝土



框架结构， $[\Delta u_e]$ 、 $[\Delta u_p]$ 分别取 1/550 和 1/50。

表 3.14 结构性能水平与最大层间位移角的对应关系

破坏等级 (性能水平)	基本完好	轻微破坏	中等破坏	严重破坏	倒塌
最大层间位移角	$<[\Delta u_e]$	$(1.5 \sim 2) [\Delta u_e]$	$(3 \sim 4) [\Delta u_e]$	$<0.9 [\Delta u_p]$	$>[\Delta u_p]$

在消能柱结构设计时，首先需要对未设置消能柱的结构进行分析计算；其次基于实际情形，综合考虑经济问题，确定合理可行的减震目标；最后根据无消能柱结构和消能柱结构的对比分析结果，不断优化调整消能柱的设计参数，使结构达到预期的性能目标<sup>[95]</sup>。消能柱结构减震设计的基本思路如图 3.16 所示。

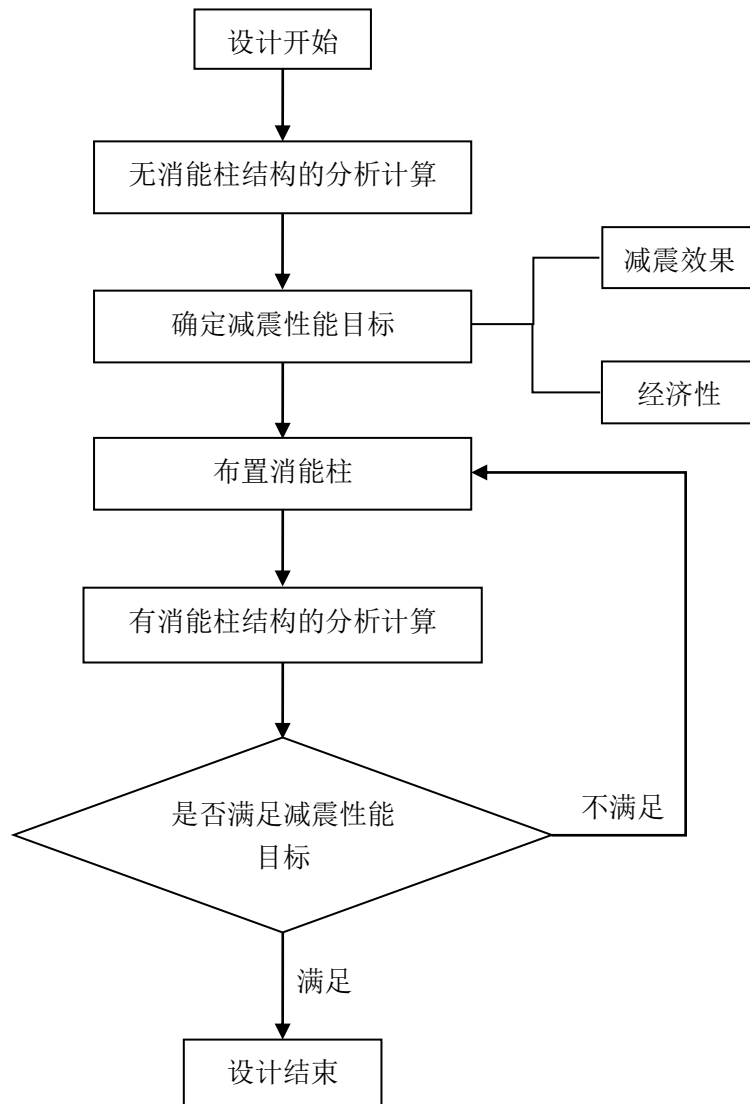


图 3.16 消能柱结构减震设计的基本思路

第二章基于特定的消能连杆布置方式,通过消能柱结构减震性能的参数分析,给出了消能软钢连杆的设计建议值,建议消能软钢初始刚度与结构层等效抗侧刚度的比值的取值范围为0.1~0.25,屈服位移可取常见软钢阻尼器的屈服位移0.5mm、1mm、2mm、3mm、4mm,且当软钢连杆的刚度取值越大时,其屈服位移值应相应地取小。

对于一个三维空间结构,基于表3.13中假定的消能柱布置方式与第二章的参数分析结论,本文给出消能柱的建议设计方法,设计流程如图3.17所示。该消能柱设计方法通过不断的迭代调整,直至获得满足减震性能目标的消能连杆设计参数。其本质是一种基于迭代的方法,迭代运算可由手工或计算机实现。第二章和本章的消能柱仅基于311地震动进行设计,由于同一减震体系在不同类型地震动作用下的减震效果有所不同,故此处给出优化建议,在设计消能柱时,可以选取多条地震波作为设计地震动,对结构进行时程分析,以各个地震动响应结果的平均值作为减震效果的评估值,如此设计出的消能柱具有更高的稳健性和更广的适用范围。

设计地震动的选择对时程分析结果是否反映结构未来最大概率承受的地震作用有很大影响,从而影响其是否满足工程抗震设计中基于安全性和性能的要求,因此地震波选取的合理与否至关重要。通常很难准确地确定建筑场地将来的地震动,但只要选取的地震波能够满足设计要求的主要参数,则时程分析所得结果能够较好地反映未来地震作用下结构的响应,从而保证工程抗震设计要求的准确性。在抗震设计中,输入地震动的选取应尽可能准确地反映建筑场地发生实际地震时的情景,因此最好能够选用场地的实测地震记录<sup>[96]</sup>。根据抗规<sup>[80]</sup>,地震波的选择主要考虑三个因素:

#### (1) 地震动的频谱特性

地震动加速度的频谱特性主要和场地类别以及震中距有关,当发生强震时,场地地面运动加速度反应谱的特征周期可以反映场地的卓越周期。所选地震波的特征周期应尽量接近建筑场地的卓越周期,所选地震波的震中距应尽可能与建筑场地的震中距一致。

#### (2) 地震动加速度峰值

选取的地震动加速度峰值应与设防烈度要求的多遇和罕遇地震的加速度峰值相当,否则需要根据设防烈度进行地震记录调幅。

#### (3) 地震动持续时间

地震动持续时间不同时,地震能量的损失也不同,这会影响地震作用下的结构响应。工程中确定持续时间的原则是:

- ① 持续时间包含地震记录的最强烈部分;

② 只对结构进行弹性反应分析时，持时可以取短；若需进行弹塑性分析或耗能过程分析，则应取长；

③ 持时应尽量取长，通常建议取  $T \geq T_1$  ( $T_1$  为结构基本周期)。

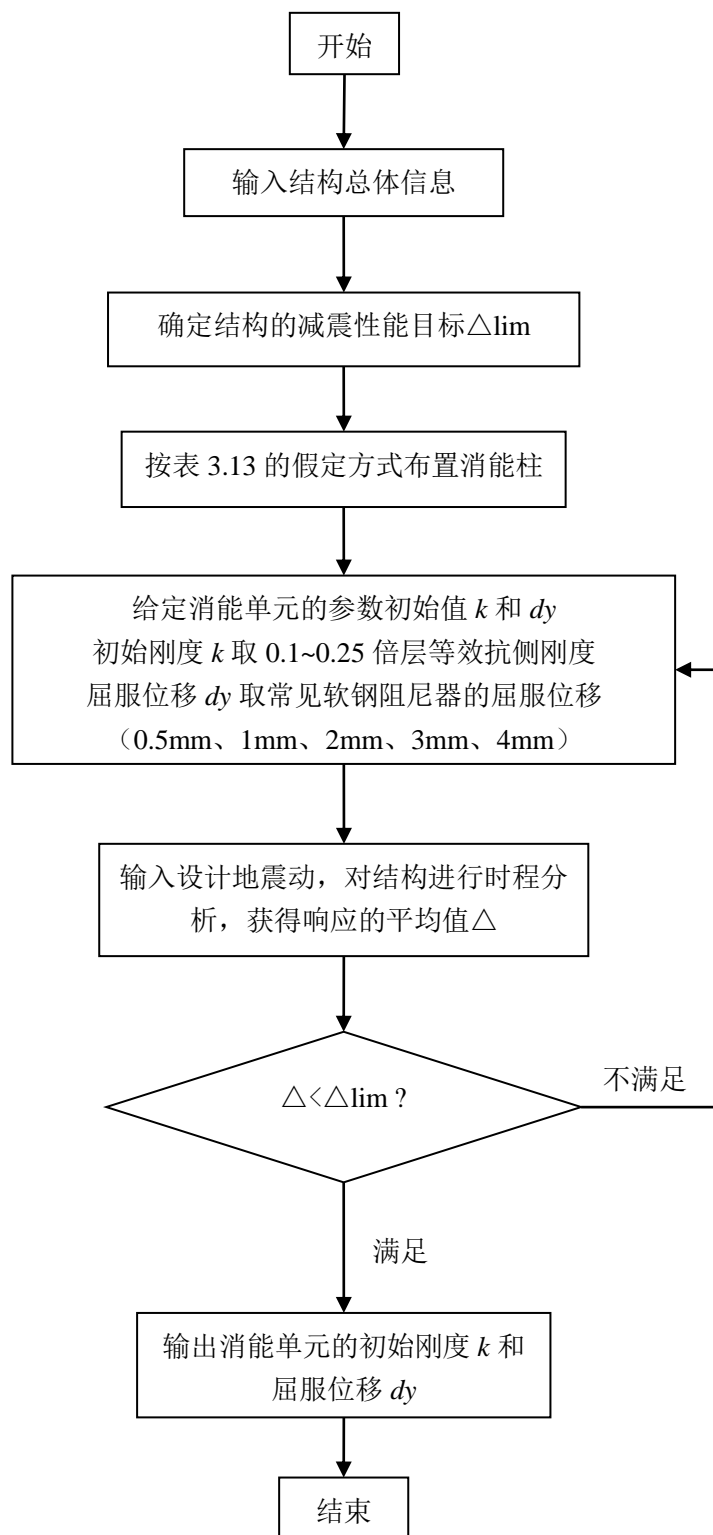


图 3.17 消能柱的建议设计流程

本方法主要以消能软钢连杆单元的初始刚度和屈服位移作为控制消能柱减震性能的设计参数。设计过程描述如下：

- (1) 给定结构的总体设计信息，确定结构的减震性能控制目标 $\Delta_{lim}$ ；
- (2) 按照表 3.13 假定的消能柱布置方式，在结构中布置一定数量的消能柱；
- (3) 基于第二章参数分析的结果，给定消能连杆设计参数（初始刚度  $k$  和屈服位移  $d_y$ ）的初始值；
- (4) 输入设计地震动，对结构进行时程分析，获得设计地震动下结构响应的平均值 $\Delta$ ；
- (5) 比较平均响应 $\Delta$ 与结构的性能控制目标 $\Delta_{lim}$ ，若 $\Delta < \Delta_{lim}$ ，认为该消能柱的设计满足减震性能目标，可以进入下一步骤；否则，需要返回步骤三中消能连杆的参数设定，给定初始值建议范围内的其余参数值，重复后续步骤，直至设计值满足减震性能目标为止；
- (6) 输出消能连杆单元的初始刚度  $k$  和屈服位移  $d_y$ 。

如果出现 $\Delta < \Delta_{lim}$  始终无法满足的情况，则考虑采用其它方式，例如增加设置消能柱的位置，额外安置阻尼器等。

### 3.5 本章小结

本章基于第二章遴选出的抗震性能较优的消能柱结构，进行了一系列消能柱减震有效性的验证工作。通过与实际油阻尼器的横向对比，分析其减震的有效性；通过分析结构在其它不同地震动下的响应，检验消能柱在其它地震动下的有效性与适用性。基于前述工作，总结并提出了消能柱的建议设计方法。

首先，比较 311 地震作用下，消能柱与油阻尼器的减震效果。对比发现，相较于油阻尼器，消能柱能更有效地减小结构在 311 地震动下的响应。

其次，检验消能柱在其它不同地震动下的减震效果。选取场地实测的 20110407 地震动和 4 条著名典型地震波作为地震动输入，对纯框架结构和消能柱结构进行时程分析。发现在 5 条地震动下，消能柱都发挥了可观的减震作用，验证了消能柱在其它不同地震动下的减震有效性。

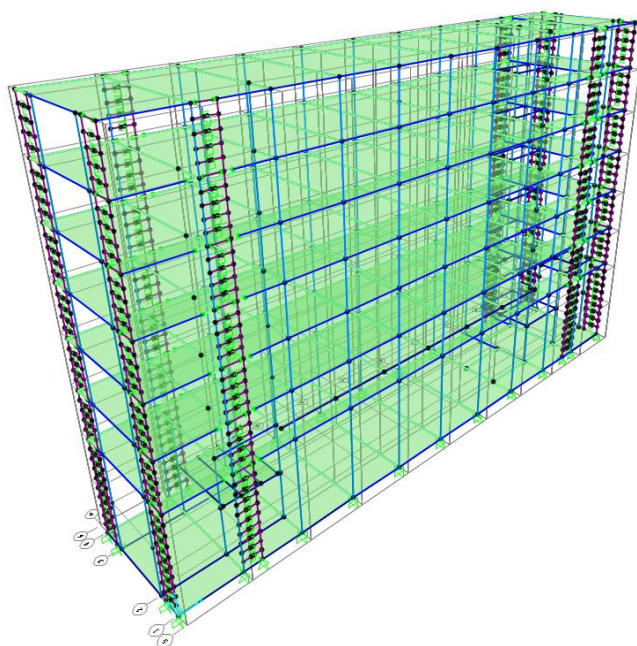
最后，总结消能柱的设计工作，以第二章参数分析的结论为基础，给出消能柱的建议设计方法。

## 第4章 消能柱钢框架结构的抗震韧性分析

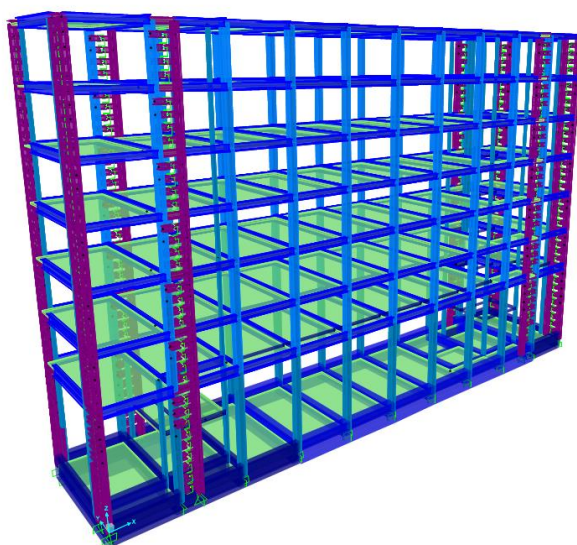
### 4.1 双向消能柱钢结构模型

#### 4.1.1 双向消能柱钢结构模型建立

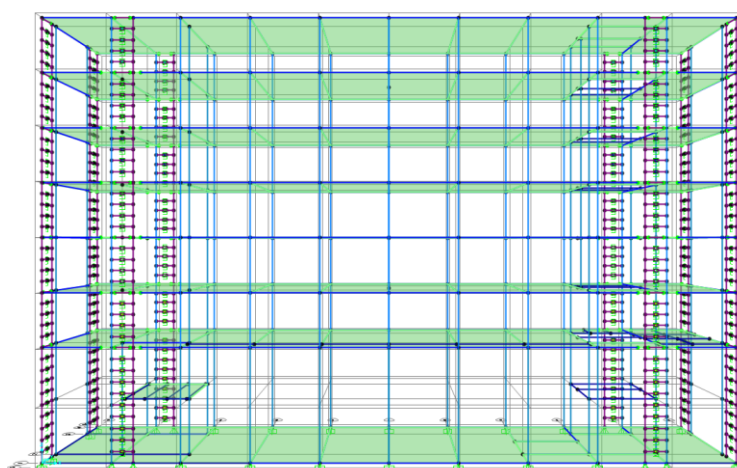
本章基于第二章的参数分析结果和第三章的消能柱建议设计方法，以311地震动作为设计地震动，以结构在地震下的最大层间位移角的减少率达30%以上为减震性能目标，设计了结构EW方向的消能柱。用4根消能柱替换结构EW向的4根边柱，消能连杆的布置方式按照假定的布置方式（同NS向的布置），即每一层布置4根消能连杆（第一层挑空层布置9根消能连杆）。消能软钢连杆的设计性能参数为屈服位移1mm，初始刚度取所在楼层等效抗侧刚度的0.15倍。建立了双向布置消能柱的结构模型，如图4.1所示，EW向和NS向各有4根消能柱，共计有8根消能柱。



(a) 三维图



(b) 三维填充图



(c) 透视图

图 4.1 双向消能柱结构

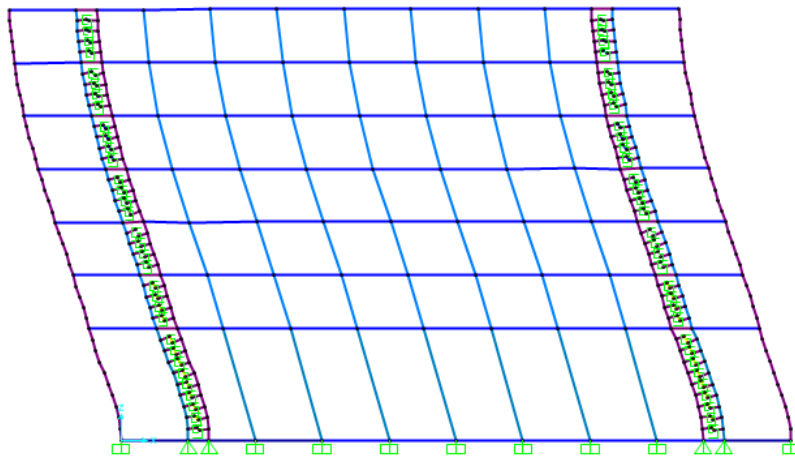
#### 4.1.2 双向消能柱钢结构模态分析

对双向消能柱钢结构模型进行模态分析，得到结构的各阶模态信息。结构前三阶振型如图 4.2 所示。由图可知，在布置双向消能柱后，结构的一阶振型由 Y 向（NS 向）平动变为 X 向（EW 向）平动，结构的二阶振型由 X 向平动变为 Y 向平动，结构的三阶振型仍然为绕 Z 轴的扭转。比较双向消能柱钢结构与纯框架结构的基本动力特性，结构的共振频率如表 4.1 所示。由表可知，相比于纯框架结构，双向消能柱钢结构在 Y 向的基频略增大，在 X 向的基频减小。这是由于双向消能柱的布置引起结构各向的刚度发生了变化，结构在 Y 向的刚度略增大，

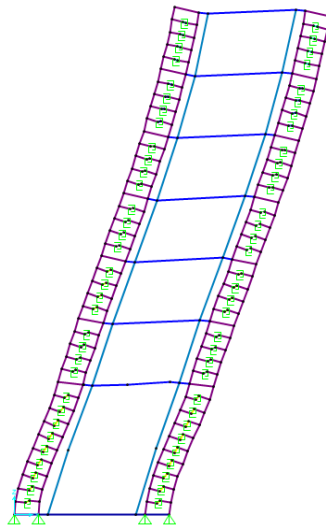
导致 Y 向基频略增大；结构在 X 向的刚度减小，导致 X 向基频减小，Y 向基频略大于 X 向基频，因此最终出现了前两阶振型调换的现象。

，表 4.1 双向消能柱钢结构与纯框架结构的动力特性对比

模态	结构各阶频率 (Hz)	
	纯框架结构	双向消能柱钢结构
1	0.79785	0.79033
2	0.84773	0.81575
3	0.89455	0.92973

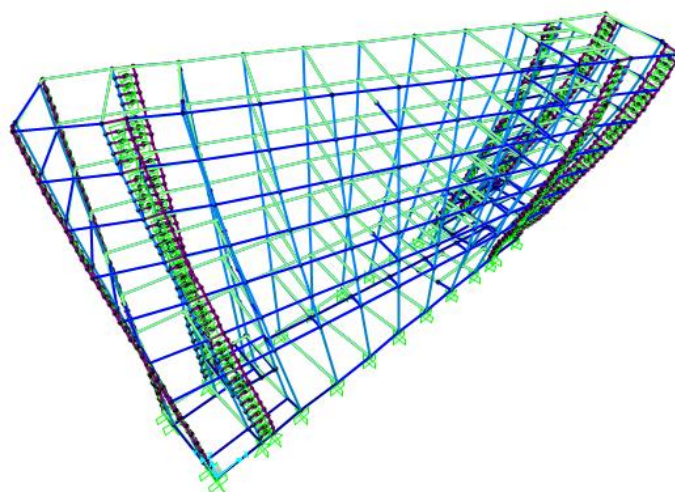


(a) 一阶振型 (X 向平动)



(b) 二阶振型 (Y 向平动)





(c) 三阶振型（绕 Z 轴扭转）

图 4.2 双向消能柱钢结构的前三阶振型

## 4.2 消能柱钢结构与油阻尼器钢结构的抗震性能比较

对比第二章建立的原油阻尼器钢框架结构和双向消能柱钢框架结构的抗震性能。两个结构模型如图 4.3 所示。后续的抗震韧性分析与对比也围绕这两个钢框架结构进行展开。

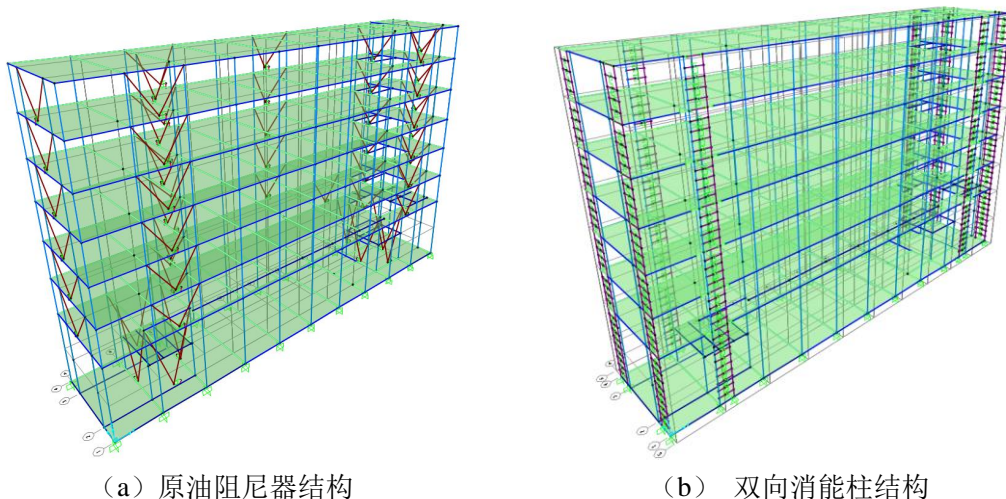


图 4.3 作性能比较的两个钢框架结构

对双向消能柱结构和原油阻尼器结构进行非线性时程分析。除了结构实际背景地震——311 地震动以外，选取结构所在场地的实测地震动 20110407 余震及适用于该场地（I 类场地）的典型地震波 EI Centro 波，对结构进行时程分析。三个时程工况均采用双向地震动输入方式，其中，311 地震和 407 地震直接采用实



测地震动作为输入；EI Centro 波按照 7 度罕遇地震标准 (PGA220gal)<sup>[80]</sup> 进行调幅，X 向和 Y 向输入的地震波幅值分别为 220gal 和 187gal。三个时程工况如表 4.2 所示。

表 4.2 时程分析工况

工况	地震波	PGA (gal)	
		NS 向	EW 向
1	311 地震	258	354
2	场地实测 20110407 余震	289	176
3	EI Centro 波	187	220

结构在地震灾害下的损伤程度可以反映结构的抗震性能，选取结构的层间位移角作为损伤指标<sup>[97, 87]</sup>，三个地震动下，油阻尼器结构和纯框架结构在 EW 向和 NS 向的楼层层间位移角包络值如图 4.4 和图 4.5 所示。由图可知，三个地震动作用下，消能柱结构 EW 向和 NS 向各层的最大层间位移角响应值均明显小于油阻尼器结构的对应值，说明消能柱结构的抗震性能优于油阻尼器结构。同时证明了消能柱在三维结构中的双向减震有效性，也验证了第三章提出的消能柱建议设计流程的可行性和有效性。

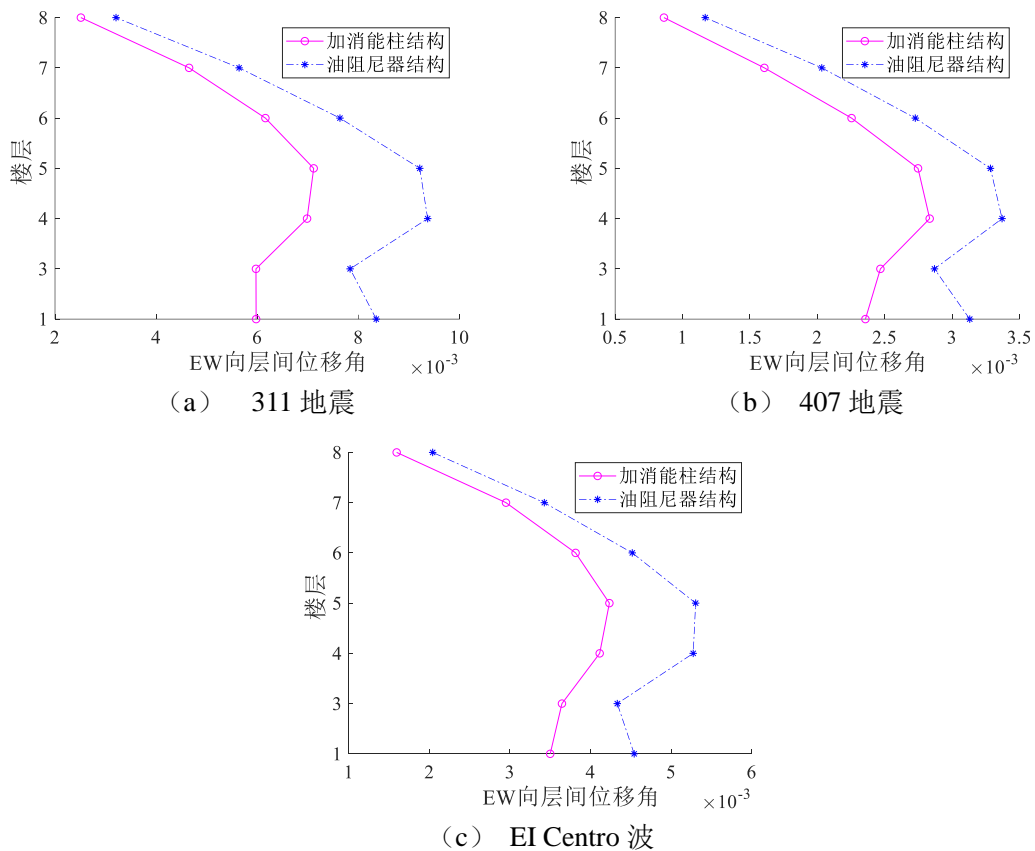


图 4.4 三个地震波作用下结构 EW 向最大层间位移角

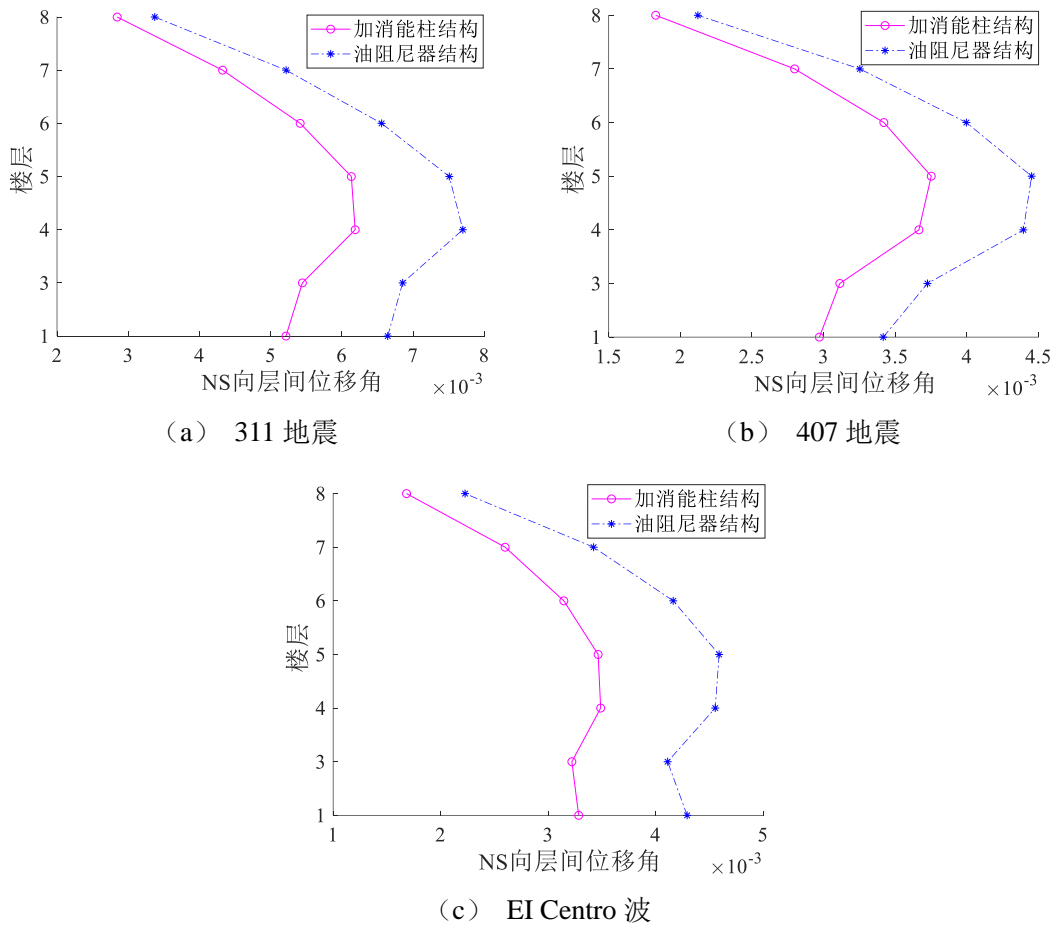


图 4.5 三个地震波作用下结构 NS 向最大层间位移角

### 4.3 结构的抗震韧性

结构的抗震韧性主要包含两部分内容，结构抵抗地震灾害的能力与结构在地震灾害后的快速恢复能力。Bruneau<sup>[56]</sup>将结构系统的抗震韧性定义为其减少地震的发生机率、地震发生时吸收能量和在震后快速恢复的能力。他们认为一个具有足够韧性的系统应具有以下特征：较低的破坏失效概率、破坏造成的损失较小（其中包括生命损失、损伤、经济损失和社会负影响），以及较短的恢复时间（一个特定系统或系统集恢复正常的功能水准）。他们建议将韧性通过以下三个方面进行量化：破坏概率、破坏的后果和修复时间。

Bruneau<sup>[56]</sup>提出了评估抗震韧性的概念框架，如图 4.6 所示。该方法基于以下的度量规则： $Q(t)$ 表示城市基础设施的性能水平，是关于时间的变量。性能  $Q(t)$  的变动范围为 0% 至 100%，其中 100% 表示服务功能没有退化，0% 表示无法提供服务。如果在时间  $t_0$  发生地震，则可能对基础设施造成较大的破坏，使性能立即降低（例如图 4.6 中所示， $Q(t)$  从 100% 降至 50%）。基础设施的恢复随着时间

的推移而展开，直到时间  $t_1$ ，完全修复达到 100% 的性能水平。Bruneau 同时提出了量化韧性损失的公式，见式 4.1。在特定地震作用下，基础设施抗震韧性的损失  $R$  可以由预期的随时间变化的性能值下降面积来衡量。

$$R = \int_{t_0}^{t_1} [100 - Q(t)] dt \quad (4.1)$$

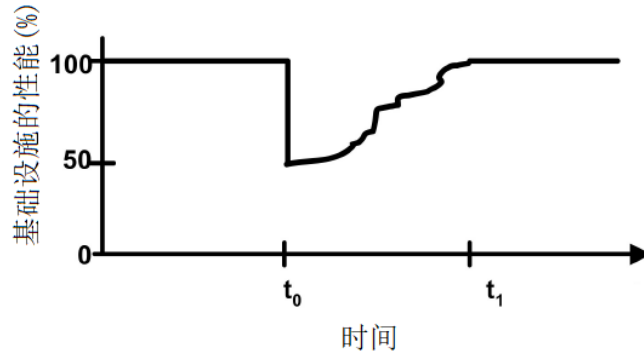


图 4.6 抗震韧性的评估概念图

#### 4.4 311 地震下消能柱钢框架结构的韧性分析

基于原型油阻尼器结构的实际背景日本 311 大地震，评估消能柱结构的抗震韧性。由于结构的抗震性能可以反映为其在地震作用下的损伤程度<sup>[97]</sup>，而结构的损伤状态常用层间变形进行衡量<sup>[98]</sup>，因此选取结构的层间位移角作为评估结构抗震性能的指标。结构的震后可恢复性主要取决于修复速度的快慢与经济成本，因此选择修复时间和修复成本作为结构震后可恢复性的评估指标。本文中，结构抗震韧性的评估将基于表 4.3 中的维度和指标展开。

关于结构抗震性能的评估，通常采用基于概率的性能评估方法<sup>[17]</sup>。由于本文的结构具有实际地震背景，经历过破坏性极大的罕遇 311 东日本大地震，因此本文重点关注结构在日本 311 大地震下的表现，本文关于结构的韧性乃至其抗震性能的评估都基于日本 311 地震动进行。

表 4.3 结构的抗震韧性

韧性的维度	维度的定义	评估指标
抗震性能	地震下结构的损伤状态	层间位移角
震后可恢复性	修复的速度与经济性	修复时间与修复成本

以日本 311 地震的实际地震动作为输入，对消能柱钢结构进行非线性动力时程分析，分析消能柱结构在日本 311 地震下的损伤状态。

##### 4.4.1 层间位移角

在日本 311 地震作用下，消能柱结构 EW 向和 NS 向的最大层间位移角如表 4.4 所示。

消能柱结构在日本 311 地震下的最大层间位移角响应值为 0.007115。依据结构的最大响应，按照表 4.5 所示的方法对结构进行抗震性能评分，根据建筑抗震设计规范<sup>[70]</sup>，当钢结构层间位移角不超过 1/250 时，认为钢结构处于弹性状态，此时给予 100 分；当钢结构层间位移角不低于 1/50 时，认为钢结构发生倒塌破坏，此时给予 0 分；当钢结构层间位移角介于 1/250 和 1/50 之间时，即钢结构处于弹塑性状态时，按照线性插值的方法给予分值。因此对消能柱钢结构给予 80.5 分的抗震性能评分。

表 4.4 消能柱结构最大层间位移角

层数	结构最大层间位移角	
	EW 向	NS 向
1	0.005977	0.005216
3	0.005974	0.005447
4	0.006984	0.006188
5	0.007115	0.006134
6	0.006160	0.005416
7	0.004651	0.004326
8	0.002512	0.002845

表 4.5 基于层间位移角的性能评分方法

结构状态	层间位移角	评分
弹性	$\leq 1/250$	100
弹塑性	1/250~1/50	线性插值
倒塌	$\geq 1/50$	0

#### 4.4.2 消能构件的损伤分析

311 地震作用下，模拟所得的消能柱结构第一、三和八层 EW 向部分消能连杆的力-位移曲线如图 4.7 所示。根据第二章中的假定，消能连杆的延性系数  $\mu$  为 7<sup>[86]</sup>，所有消能连杆的屈服位移都为 1mm，可认为连杆的极限位移为 7mm，若连杆的最大位移超过极限位移，可判定消能连杆破坏。由图 4.7(a)可知，EW 向一层某连杆的最大位移超过了极限位移 7mm，连杆破坏。统计模拟结果，仅在结构的第一、四和五层出现消能连杆的破坏，EW 向共计有 24 根连杆破坏，NS 向共计有 9 根连杆破坏，具体破坏情况如表 4.6 所示。故按照延性系数判断，结构总计有 33 根消能连杆发生破坏。

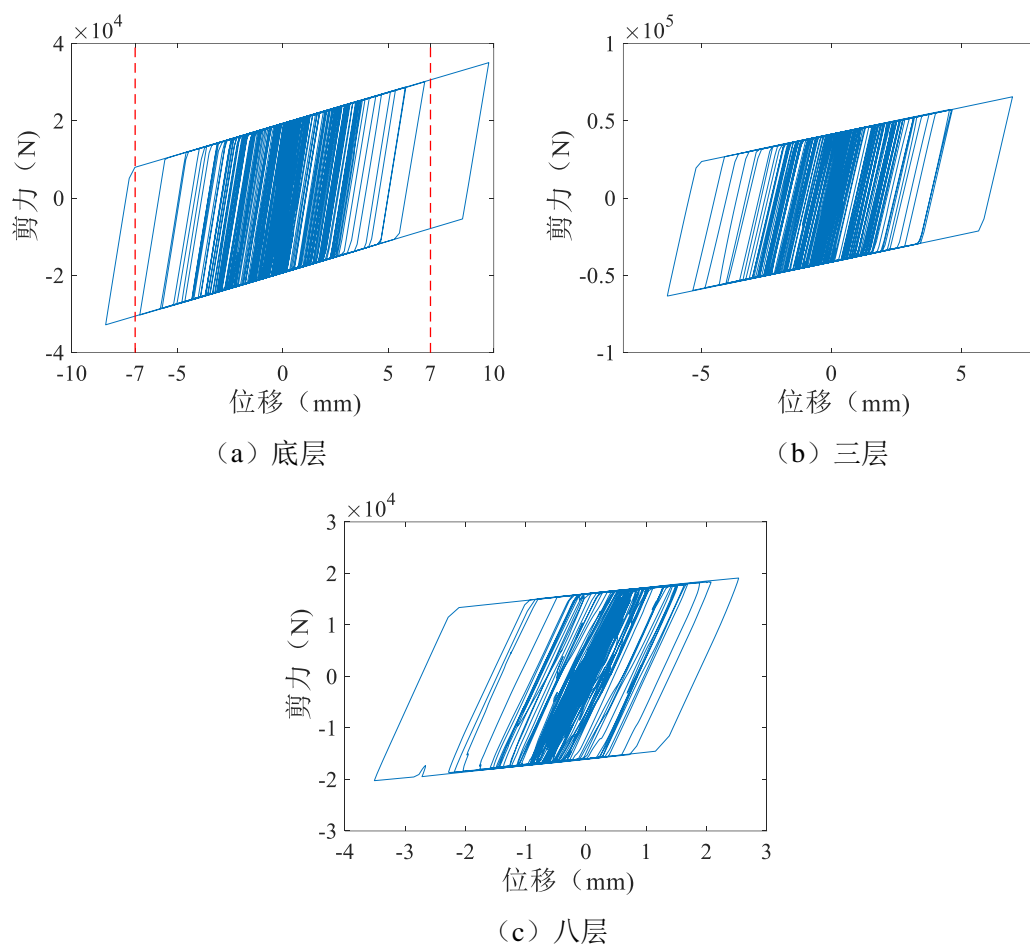


图 4.7 311 地震下典型消能连杆的力-位移曲线

表 4.6 消能连杆的损伤情况

楼层	EW 向		NS 向	
	连杆总数	失效连杆数	连杆总数	失效连杆数
1	36	9	36	3
4	16	7	16	4
5	16	8	16	2

#### 4.4.3 震后结构的抗震性能

将原消能柱结构模型中破坏失效的消能连杆拆除，模拟日本 311 地震后的结构。对震后结构输入日本 311 双向地震动，进行非线性时程分析，获得震后结构在日本 311 地震作用下的各向最大层间位移角，如表 4.7 所示。

表 4.7 震后消能柱结构的最大层间位移角

层数	结构最大层间位移角	
	EW 向	NS 向
1	0.006993	0.005614
3	0.005968	0.005587
4	0.008393	0.007367
5	0.008579	0.006947
6	0.006161	0.005545
7	0.004638	0.004408
8	0.002500	0.002835

震后消能柱结构在 311 地震作用下的最大层间位移角响应值为 0.008579。依据结构的最大响应，按照表 4.5 所示的方法对钢结构进行抗震性能评分，对震后消能柱钢结构给予 71.4 分的抗震性能评分，可认为 311 震后结构的性能降低为原结构的 89%。

#### 4.4.4 消能柱钢结构的韧性曲线

根据模拟所得结果，对 311 地震中损坏的消能连杆给出相应的修复方案。按照消能柱的构造概要，每根消能连杆独立与两端的柱肢连接，连接形式为螺栓连接，如图 4.8 所示，故修复时仅需对破坏的软钢连杆进行替换即可。

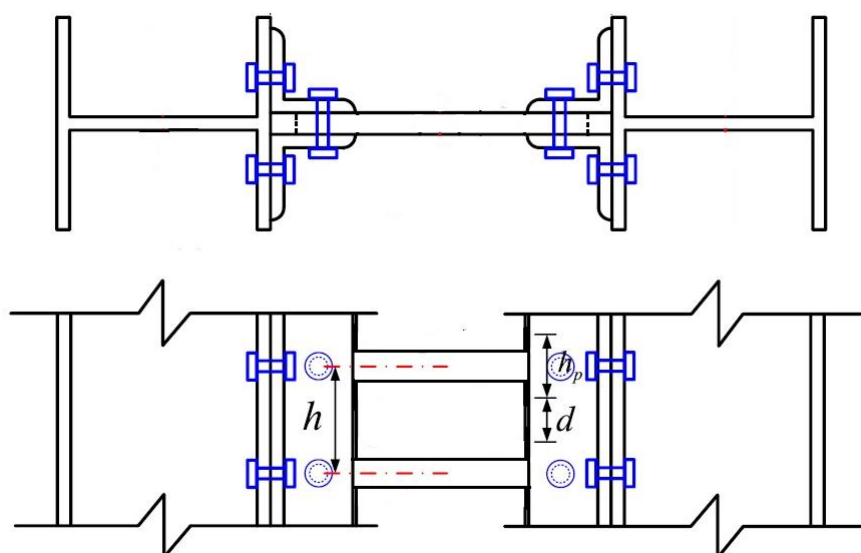


图 4.8 消能柱的构造概要图

在有限元模型中，消能连杆采用简化的 0 长度单元进行模拟，考虑其实际构

造时, 需要根据软钢连杆的性能设计参数反推其设计几何尺寸和材料参数。软钢连杆对采用的截面形式没有严格的限制, 本文采用最为简单方便的矩形截面, 如图 4.9 所示。软钢连杆的初始刚度、截面抗弯惯性矩和初始剪切屈服承载力分别表示为式 4.2、式 4.3 和式 4.4。

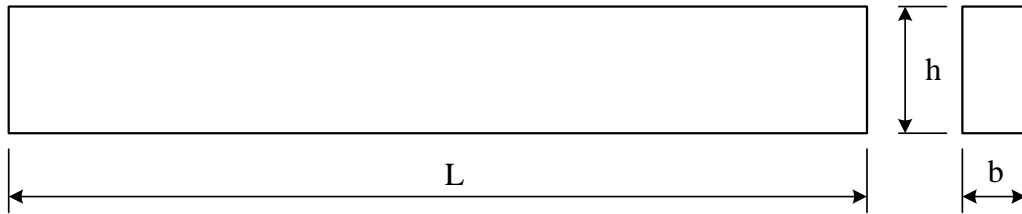


图 4.9 软钢连杆的截面形式

$$k = \frac{12EI}{L^3} \quad (4.2)$$

$$I = \frac{1}{12}bh^3 \quad (4.3)$$

$$Q_y = \frac{bh^2 f_y}{3L} \quad (4.4)$$

按照上式, 给出所需替换的软钢的几何与材料参数, 如表 4.8 所示。由于两柱肢间距为 1.5m, 扣除柱肢本身的部分尺寸与金属连接件的尺寸, 软钢连杆的长度约为 1.1m。

表 4.8 软钢连杆的几何与材料参数

方向	楼层	软钢长度 L(mm)	截面高 h(mm)	截面宽 b(mm)	材料
EW 向	1	1100	203	18	Q100
	4	1100	203	30	Q100
	5	1100	203	18	Q100
NS 向	1	1100	202	16	Q100
	4	1100	201	26	Q100
	5	1100	202	23	Q100

311 地震发生后, 需要先对结构进行损伤检测, 以制定相应的修复方案, 并进行一些基础准备工作, 检测与准备期大约需要 5 天时间。假设 311 地震发生后, 修复所需的人力、物力资源充足, 随时都可进入实际修复工作的实施。基于此假定条件, 认为对一根连杆的修复替换操作所需用时为 0.5h, 则替换 33 根连杆共需 16.5h, 按一天 8h 工作时间计算, 修复阶段用时大约为 2 天。因此修复阶段总计用时 7 天, 如表 4.9 所示。对修复所需的成本进行简单的分项与估算, 修复费用总计大约为 12631 元, 如表 4.10 所示。

表 4.9 修复阶段用时

修复阶段	用时 (天)
检测与准备期	5
修复实操	2

表 4.10 修复费用

项目	单价	数量	总价
钢材	4100 元/t	1.249t	5121 元
加工费	0.5*材料费		2560 元
人工费	300 元/h	16.5h	4950 元
总计	12631 元		

本文认为修复阶段结束后，结构的抗震性能恢复初始水平。以一个月作为评估抗震韧性的总时长，绘制消能柱结构的韧性曲线，如图 4.10 所示。根据式 4.1，消能柱钢结构在整个评估周期内损失的抗震韧性为 66。

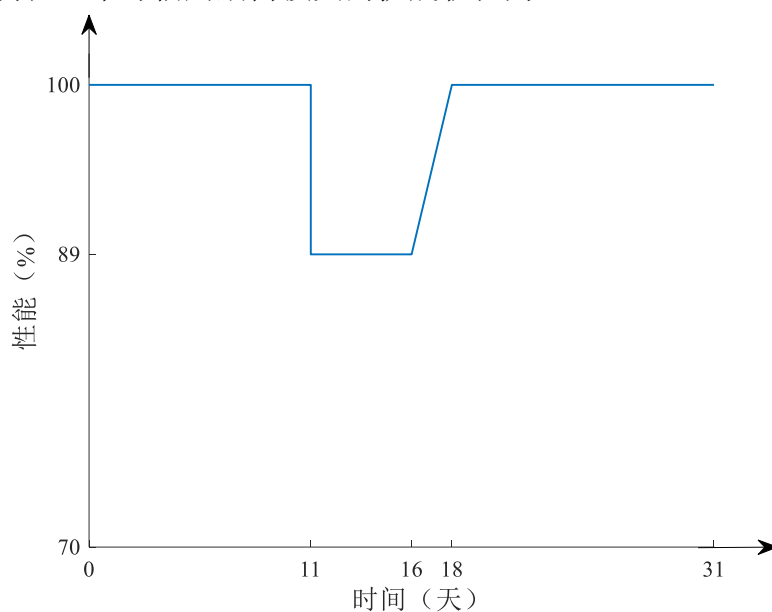


图 4.10 消能柱结构的韧性曲线

## 4.5 311 地震下油阻尼器钢框架结构的韧性分析

### 4.5.1 层间位移角

以 311 地震的实际地震动作为输入，对原型油阻尼器结构进行非线性动力时程分析，分析油阻尼器结构在 311 地震下的损伤状态。在 311 地震作用下，油阻尼器结构 EW 向和 NS 向的最大层间位移角如表 4.11 所示。



表 4.11 油阻尼器结构最大层间位移角

层数	结构最大层间位移角	
	EW 向	NS 向
1	0.008353	0.006645
3	0.007835	0.006855
4	0.009369	0.007700
5	0.009213	0.007510
6	0.007635	0.006559
7	0.005640	0.005219
8	0.003207	0.003372

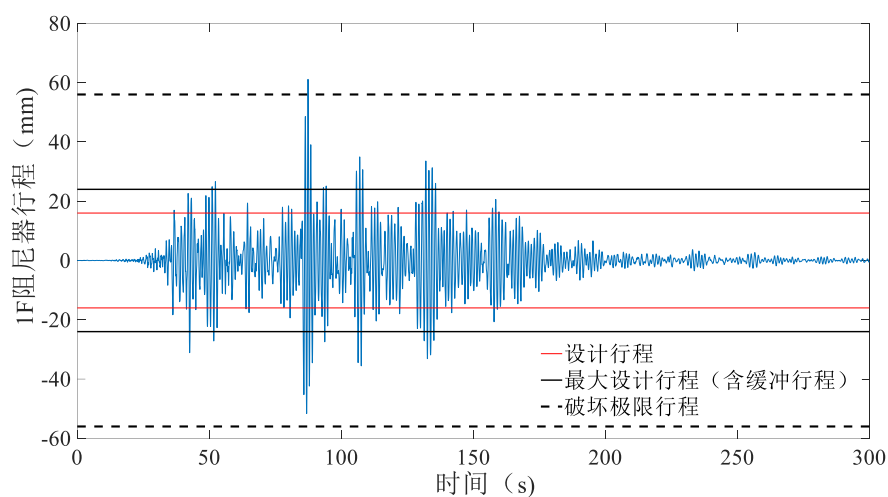
油阻尼器钢结构在 311 地震作用下的最大层间位移角响应值为 0.009369。依据结构的最大响应，按照表 4.5 所示的方法对结构进行抗震性能评分，给予油阻尼器钢结构 66.4 分的抗震性能评分。

#### 4.5.2 油阻尼器的损伤分析

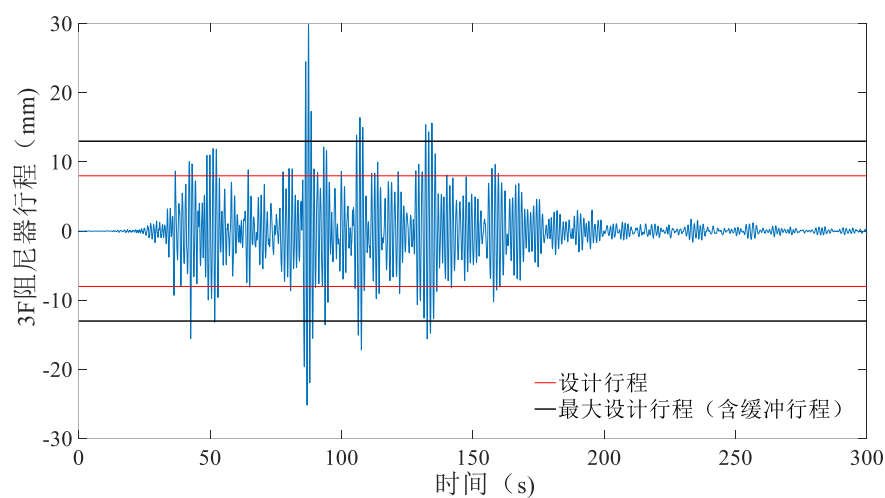
311 地震作用下，模拟所得的原型油阻尼器结构第一、三和八层 EW 向油阻尼器的位移时程如图 4.11 所示，各层油阻尼器的最大行程如表 4.12 所示。311 地震期间，位于真实结构第一层的阻尼器完全破坏失效，位于第三层的阻尼器主体无损坏，但发生了漏油。根据阻尼器的设计手册，一层阻尼器的设计行程为 16mm（图中的红色线），其余楼层阻尼器的设计行程为 8mm。为保护阻尼器，设计时额外考虑了缓冲行程，一层阻尼器的缓冲行程为 8mm（图中的黑色线），其余楼层阻尼器的缓冲行程为 5mm。实际情况下，三层阻尼器的位移超过了最大设计行程 13mm，虽然发生漏油，但其主体仍处于安全状态，故将此状态假定为阻尼器破坏的极限状态<sup>[63]</sup>。根据该假定，如果阻尼器的实际行程超过该极限行程，可认为阻尼器发生了破坏。由于结构不同楼层安装的阻尼器的尺寸大小与设计行程不同，故取第三层阻尼器的模拟最大位移与最大设计行程的比值作为极限破坏状态的标准衡量指标，并以该指标进行其余楼层阻尼器的状态评估。

三层阻尼器的模拟最大位移与最大设计行程之比为 2.3。将该标准衡量指标应用于一层阻尼器，得到一层阻尼器的破坏极限位移为 56mm，如图 4.11 (a) 中的黑色虚线所示。显然，一层阻尼器的模拟最大位移超过了破坏极限位移，可以认为一层的阻尼器破坏失效，且阻尼器大致在 311 地震作用的第 88s 发生破坏。该模拟结果和真实的破坏情况相符。按此衡量标准，结构第四、第五层的阻尼器也发生破坏，六至八层的阻尼器处于安全状态。NS 向油阻尼器的破坏情况与 EW 向相同。

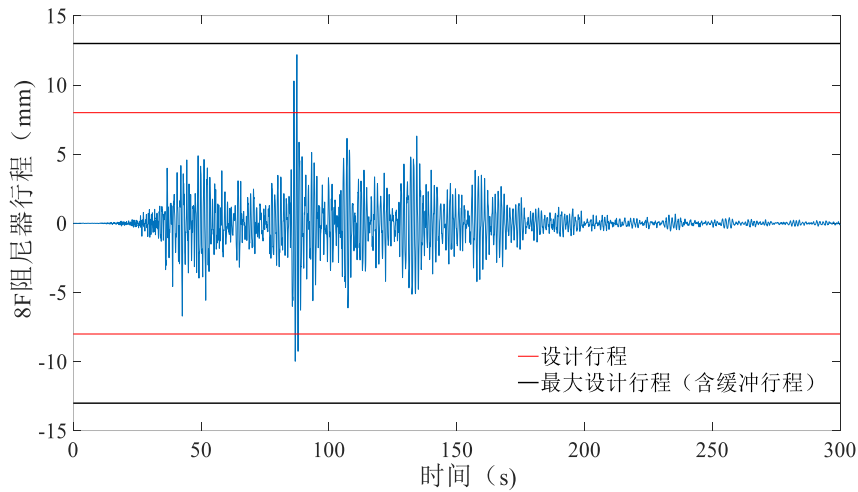
311 地震下，按照原型油阻尼器结构的模拟结果，结构第一至五层的阻尼器均发生破坏，其中第三层阻尼器判定为漏油失效，其主体仍处于安全状态。实际情景中，第一层的阻尼器完全破坏失效，第三和第四层的阻尼器漏油失效，模拟结果和实际情况存在一些差别，但总体上较符合。根据模拟结果，给出结构的震后修复方案。



(a) 一层油阻尼器



(b) 三层油阻尼器



(c) 八层油阻尼器

图 4.11 311 地震下油阻尼器的行程

表 4.12 311 地震下油阻尼器的最大行程

楼层	1	3	4	5	6	7	8
最大行程(mm)	61.10	29.93	35.95	35.36	29.27	21.54	12.19

### 4.5.3 震后结构的抗震性能

将原油阻尼器结构模型的第一至五层的阻尼器拆除,模拟 311 地震后的结构。对震后结构输入 311 双向地震动,进行非线性时程分析,获得震后结构在 311 地震作用下的各向最大层间位移角,如表 4.13 所示。

震后油阻尼器结构在 311 地震作用下的最大层间位移角响应值为 0.011422。依据结构的最大响应,按照表 4.5 所示的方法对结构进行抗震性能评分,对震后油阻尼器结构给予 53.6 分的抗震性能评分。对比震前油阻尼器结构的性能评分,可认为 311 震后结构的性能降低为原结构的 81%。

表 4.13 震后油阻尼器结构的最大层间位移角

层数	结构最大层间位移角	
	EW 向	NS 向
1	0.010323	0.008730
3	0.009568	0.008866
4	0.011422	0.009893
5	0.011226	0.009611
6	0.007959	0.007160
7	0.005883	0.005684
8	0.003345	0.003640

#### 4.5.4 油阻尼器钢结构的韧性曲线

根据模拟所得结果，对 311 地震中损坏的油阻尼器给出相应的修复方案。第三层的 8 个油阻尼器主体仍然处于安全状态，仅需灌油即可使用。第一、四和五层总计 24 个油阻尼器完全破坏，需要进行更换。

311 地震发生后，需要先对结构进行损伤检测，以制定相应的修复方案，并进行一些基础准备工作，检测与准备期大约需要 5 天时间。假设 311 地震发生后，修复所需的人力、物力资源充足，随时都可进入修复实操工作的实施。基于此假定条件，认为对一个阻尼器的修复操作所需用时为 0.5h，则修复 32 个油阻尼器共需 16h，按一天 8h 工作时间计算，修复阶段用时为 2 天。因此修复阶段总计用时 7 天，如表 4.14 所示。对修复所需的成本进行简单的分项，按照市场通行价进行估算<sup>[99]</sup>，修复费用总计大约为 125.3 万元，如表 4.15 所示。

表 4.14 修复阶段用时

修复阶段	用时（天）
检测与准备期	5
修复实操	2

表 4.15 修复费用

项目	单价	数量	总价
阻尼器	5.2 万元/个	24 个	124.8 万元
黏性油（硅油）	176 元/L	0.76L	134 元
人工费	300 元/h	16h	4800 元
总计	125.3 万元		

本文认为在修复阶段结束后，结构的抗震性能恢复初始水平。以一个月作为评估抗震韧性的总时长，绘制油阻尼器结构的韧性曲线，如图 4.12 所示。根据式 4.1，油阻尼器结构在整个评估周期内损失的抗震韧性为 114。

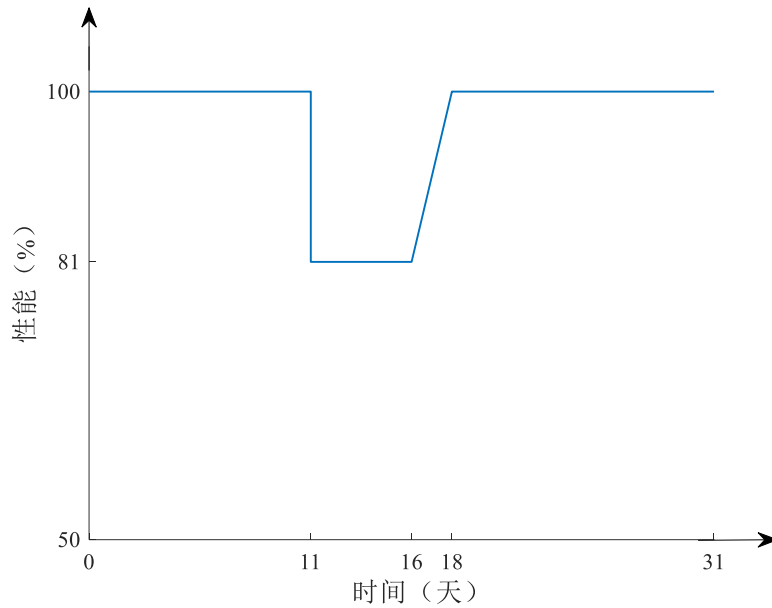


图 4.12 油阻尼器结构的韧性曲线

#### 4.6 消能柱钢结构与油阻尼器钢结构的韧性比较

对比双向消能柱钢框架结构和原油阻尼器钢框架结构的抗震韧性。比较两个钢框架结构的韧性曲线，如图 4.13 所示。由图可知，311 地震发生，消能柱钢结构的性能下降较少；在修复资源充足的前提条件下，两个钢框架结构的恢复时间大致相同，从损伤状态恢复到初始状态的速度基本相同，可认为二者的可恢复性基本一致；评估周期内，消能柱框架结构和油阻尼器框架结构的抗震韧性损失分别为 66 和 114，二者的韧性差即图中的阴影部分面积，韧性差  $\Delta R$  为 48。

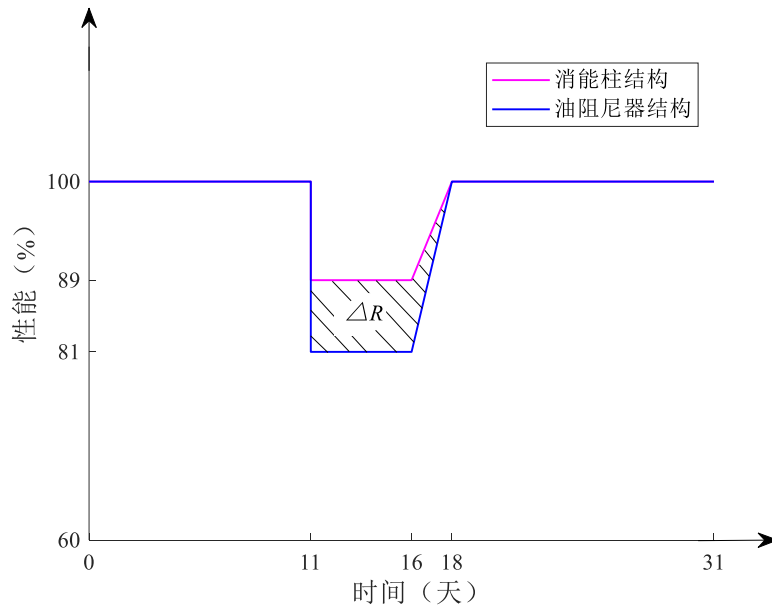


图 4.13 消能柱结构与油阻尼器结构的韧性曲线对比

根据两个钢框架结构韧性曲线对比所得的韧性差，结合前文的相关结论，即消能柱钢框架结构和油阻尼器钢框架结构的初始抗震性能评分分别为 80.5 分和 66.4 分，消能柱钢框架结构和油阻尼器钢框架结构在修复阶段的修复费用分别为 12631 元和 125.3 万元，可以得到以下结论：

- (1) 消能柱钢框架结构比油阻尼器钢框架结构的初始抗震能力强；
- (2) 311 地震后，消能柱钢框架结构的抗震性能损失比油阻尼器钢框架结构少；
- (3) 资源充足的条件下，消能柱钢框架结构的恢复速度和油阻尼器钢框架结构基本一致；
- (4) 消能柱钢框架结构的修复成本比油阻尼器钢框架结构低；
- (5) 韧性评估周期内，消能柱钢框架结构的韧性损失比油阻尼器钢框架结构少。

综上，消能柱钢框架结构相比油阻尼器钢框架结构具有更高的抗震韧性。

#### 4.7 本章小结

本章基于第二章的参数分析结果和第三章的消能柱建议设计方法，设计了双向布置消能柱的结构。比较双向消能柱结构和原型油阻尼器结构在三个不同地震动下的响应，发现消能柱结构的抗震性能优于油阻尼器结构，从而证明了消能柱在三维结构中的双向减震有效性，同时验证了第三章消能柱建议设计流程的可行性和有效性。

本章基于 311 大地震背景，对消能柱钢框架结构进行一系列的韧性评估。首先，分析 311 地震下主体结构的损伤程度与消能构件的损伤情况；其次，根据损伤指标层间位移角，比较地震发生前后，结构的抗震性能变化，评估性能的损失程度；最后，针对构件的损伤情况制定修复方案，估计所需的修复时间和修复成本，绘制消能柱结构的韧性曲线，并计算评估周期内的韧性损失。

比较消能柱钢框架结构和油阻尼器钢框架结构的韧性曲线，通过抗震韧性涉及各维度指标的对比，得到了消能柱钢框架结构的抗震韧性优于油阻尼器钢框架结构的结论。

## 第 5 章 结论与展望

### 5.1 结论

结构耗能减震技术始终是工程振动控制的一个研究热点。考虑结构在震后的快速修复,消能柱作为一种新型耗能构件被引入并受到关注,但关于消能柱在三维结构中的减震效果还有待深入研究。基于此,本文建立了消能柱钢结构模型,分析消能柱钢框架结构的减震性能关于设计参数的变化,提出消能柱的建议设计方法。以实际油阻尼器钢结构作为对照,分析消能柱钢框架结构的抗震性能。基于日本 311 大地震背景,对比分析两个钢框架结构的抗震韧性。主要的研究结论如下:

(1) 单向消能柱钢框架结构减震性能的参数分析结果表明,消能柱的减震性能和消能软钢连杆的屈服位移与初始刚度密切相关,减震性能随软钢设计参数(屈服位移和初始刚度)的增大呈现先提高后降低的规律。给出了假定的消能柱布置方式下,消能软钢连杆的屈服位移和初始刚度的建议设计值,软钢连杆初始刚度可取 0.1~0.25 倍结构层等效抗侧刚度,屈服位移可取常见软钢阻尼器的屈服位移 0.5mm、1mm、2mm、3mm 和 4mm,当软钢连杆的刚度取值越大时,其屈服位移值应相应地取小。

(2) 在单向布置油阻尼器钢结构的对照下,分析单向布置消能柱钢结构在设计地震动下的减震性能,结果表明,设计的消能柱相比油阻尼器具有更好的减震效果,且沿结构横向布置的消能柱不会对结构纵向上的抗震性能造成不利影响。检验单向消能柱结构在非设计地震动下的减震性能,结果表明,设计的消能柱在其它不同类型地震动下仍然具有可观的减震效果。单向消能柱在三维结构中能够发挥有效的单向减震作用。基于减震有效性的验证与参数分析的结果,总结并提出了消能柱的建议设计流程。

(3) 应用消能柱的建议设计方法,设计了双向消能柱钢结构模型。比较双向消能柱钢框架结构与实际油阻尼器钢框架结构的抗震性能,结果表明,消能柱钢框架结构比油阻尼器钢框架结构具有更高的抗震性能,说明了消能柱建议设计方法的有效性,同时说明双向消能柱钢结构的双向减震有效性。

(4) 基于日本 311 大地震背景,综合对比分析双向消能柱钢框架结构和油阻尼器钢框架结构的抗震韧性。结果表明,消能柱钢框架结构相比油阻尼器钢框架结构具有更高的抗震韧性。消能柱钢框架结构的初始抗震能力比油阻尼器钢框

架结构强；311 地震后，消能柱钢框架结构的抗震性能损失比油阻尼器钢框架结构少；资源充足的条件下，消能柱钢框架结构的恢复速度和油阻尼器钢框架结构基本一致；消能柱钢框架结构的修复成本比油阻尼器钢框架结构低；韧性评估周期内，消能柱钢框架结构的韧性损失比油阻尼器钢框架结构少。

## 5.2 展望

本文利用 SAP2000 有限元软件建立消能柱钢结构模型，以此展开对于消能柱钢框架结构的抗震性能研究工作。本文关于消能柱钢框架结构的研究成果对于钢结构抗震性能的提高设计具有一定借鉴意义。由于部分限制因素，本研究尚存在很多不足之处，有待进一步分析研究：

### （1）消能柱的布置位置对其减震性能的影响分析

本研究中，对于消能柱钢框架结构减震性能的参数分析是基于特定的消能柱布置位置和布置形式，并未研究消能柱的布置位置对其减震性能的影响。研究不同布置位置下，消能柱的减震效果变化规律，从而对已设计的消能柱钢框架结构进行优化，设计出减震性能更好的消能柱钢结构，完善消能柱的建议设计方法。

### （2）消能构件损伤失效后的退出机制定义研究

罕遇地震下，消能构件可能发生破坏失效，从而退出工作。本研究受限于有限元软件的基础功能，没有定义构件损伤失效后的退出机制，以此分析得到的结构响应可能会比实际的响应偏小。可以通过二次开发软件等方法，研究消能构件损伤失效后的退出机制定义。

### （3）考虑多种修复条件的韧性评估研究

本文的韧性性能研究基于资源充足的修复条件，因此韧性评估的修复阶段相对比较理想化。实际情景中，地震发生后存在很多不确定性因素，通常可能难以按照理想情况获得最快速的修复。可以综合考虑多种不确定因素，设计多种修复条件，研究评估结构在各种修复条件下的抗震韧性。



## 致谢

时节如流，经过了六道春花、秋月、夏日、冬雪的轮回，我的大学生涯也即将要画上句号。临别之际，感慨千万，谨以此文致上。

首先感谢我的导师唐和生老师。唐老师博闻强识，在学术上有着开阔的视野与超前的意识，给予了我很多的指点与启发。唐老师和蔼可亲，不仅以老师的身份传道受业解惑，更以前辈的身份教会我很多生活中的道理，指明我人生的方向。唐老师具有很强的人格魅力，为人随和，治学严谨，年轻有为，而且运动一流，是我人生的榜样。本文得以完成，从选题到研究方法的选择再到最后论文的修改定稿，每个环节都倾注了唐老师的心血。在此，对您耐心的指导和无私的帮助致以由衷的感谢与崇高的敬意！

感谢薛松涛老师。薛老师学识渊博，名扬中外，拥有广阔的国际视野。薛老师平易近人，风趣幽默，无微不至的关心着教研室的每一位同学。薛老师治学严谨，启发式的教导让我对学术问题有更深入的理解和思考，深刻地影响着我。在此，对薛老师致以由衷的感谢与崇高的敬意。

感谢谢丽宇老师，谢老师是良师也是益友，在研究生学习阶段给予我很多的帮助和指导。在此，对谢老师致以由衷的感谢。

感谢教研室的李大伟师兄在学术上给予我的指导和帮助。

同时要感谢的还有同门徐康乾，师弟赵涛涛、王云骞、管帅、陈豪、易卓然、康建飞、濮昱，师妹薛智奇、曾璟琳、冉凌霄。感谢你们为教研室营造了良好的氛围。

感谢我的父母和长辈们，永远是最坚实的后盾，在此向你们表达最深的谢意与崇高的敬意！

感谢所有帮助、关心和支持我的人，祝愿你们幸福安康、心想事成。

林庄慧

2019年4月



## 参考文献

- [1] 阎维明, 周福霖, 谭平. 土木工程结构振动控制的研究进展[J]. 世界地震工程, 1997, 13(2): 8-20.
- [2] 邱敏, 张学文, 陆中功, 等. 土木工程结构振动控制的研究现状与展望[J]. 安全与环境工程, 2013, 20(3): 14-18.
- [3] Kasai K., Kibayashi M. JSSI Manual for Building Passive Control Technology. Part-1 Manual Contents and Design/Analysis Methods[C]. 13th World Conference on Earthquake Engineering. 2004.
- [4] JSSI, 蒋通译. 被动减震结构设计 施工手册 (第二版) [M]. 中国建筑工业出版社, 2008.
- [5] Fu Y., Kasai K. Comparative Study of Frames Using Supplemental Viscoelastic and Viscous Dampers[J]. Journal of Structural Engineering, 1998, 124(5): 513-522.
- [6] ATC40. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building[R]. 1996.
- [7] Shapiro D., Rojahn C., Reaveley L. D., et al. NEHRP Guidelines and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings[J]. Earthquake Spectra, 2000, 16(1): 227-239.
- [8] Lin Y. Y., Tsai M. H., Hwang J. S., et al. Direct displacement-based design for building with passive energy dissipation systems[J]. Engineering Structures, 2003, 25(1): 25-37.
- [9] Miranda E. Approximate seismic lateral deformation demands in multistory buildings[J]. Journal of Structural Engineering-ASCE, 1999, 125(4): 417-425.
- [10] 郑久建. 粘滞阻尼减震结构分析方法及设计理论研究[D]. 中国建筑科学研究院, 2003.
- [11] 周云, 徐彤. 耗能减震技术的回顾与前瞻[J]. 力学与实践, 2000, 22(05): 1-7.
- [12] 周云, 徐彤, 俞公骅, 等. 耗能减震技术研究及应用的新进展[J]. 地震工程与工程振动, 1999(02): 122-131.
- [13] 刘季, 周云. 结构抗震控制的研究与应用状况(上)——基础隔震与耗能减震技术[J]. 哈尔滨建筑大学学报, 1995(04): 1-10.
- [14] Verde R. V. Explanation for the numerous upper floor collapses during the 1985 Mexico city earthquake[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1991, 20(3): 223-241.
- [15] Zhao B., Taucer F., Rossetto T. Field investigation on the performance of building structures during the 12 May 2008 Wenchuan earthquake in China[J]. Engineering Structures, 2009, 31(8): 1707-1723.
- [16] FEMA. FEMA P-58-1: seismic performance assessment of buildings[J]. Methodology, 2012, 1.
- [17] FEMA. FEMA-445: Next-generation performance-based seismic design guidelines[J]. Program Plan for New and Existing Buildings, 2006.
- [18] Ji X., Wang Y., Ma Q., et al. Cyclic Behavior of Replaceable Steel Coupling Beams[J]. Journal of Structural Engineering-ASCE, 2017, 143(2).
- [19] Saeki E., Iwamatu K., Wada A. Analytical study by finite element method and comparison with experiment results concerning buckling-restrained unbonded braces[J]. Journal of Structural and Construction Engineering, 1996, 61(484): 111-120.

- [20] Sabelli R., Mahin S., Chang C. Seismic demands on steel braced frame buildings with buckling-restrained braces[J]. *Engineering Structures*, 2003, 25: 655-666.
- [21] Christopoulos C., Filiatrault A., Uang C. M., et al. Posttensioned energy dissipating connections for moment-resisting steel frames[J]. *Journal of Structural Engineering*, 2002, 128: 1111-1120.
- [22] Rojas P., Ricles J. M., Sause R. Seismic performance of post-tensioned steel moment resisting frames with friction devices[J]. *Journal of Structural Engineering*, 2005, 131: 529-540.
- [23] Plumier A., Doneux C., Castiglioni C., et al. Two Innovations for Earthquake Resistant Design: The INERD Project[R]. 2006.
- [24] Connor J. J., Wada A., Iwata M., et al. Damage-controlled structures. I: Preliminary design methodology for seismically active regions[J]. *Journal of Structural Engineering*, 1997, 123: 423-431.
- [25] Akiyama H., Takahashi M. Generalization of damage-dispersing type multi-story frames[J]. *Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ)*, 1986, 365: 20-27.
- [26] Qu Z., Wada A., Motoyui S., et al. Pin-supported walls for enhancing the seismic performance of building structures[J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2012, 41(14): 2075-2091.
- [27] Qu Z., Sakata H., Midorikawa S., et al. Lessons from the Behavior of a Monitored 11-Story Building during the 2011 Tohoku Earthquake for Robustness Against Design Uncertainties[J]. *Earthquake Spectra*, 2015, 31(3): 1471-1492.
- [28] Dusicka P., Iwai R. Development of Linked Column Frame System for Seismic Lateral Loads[C]. *Research Frontiers at Structures Congress 2007*. American Society of Civil Engineers, 2007.
- [29] Malakoutian M., Berman J. W., Dusicka P., et al. Seismic Performance and Design of Linked Column Frame System (LCF)[C]. 15th WCEE. 2012.
- [30] Malakoutian M., Berman J. W., Dusicka P. Seismic response evaluation of the linked column frame system[J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2013, 42(6): 795-814.
- [31] Fussell A., Dusicka P., Clifton C., et al. Design of the Linked Column Frame Structural System - a New Zealand Application[C]. *Steel Innovations Conference*. Christchurch, New Zealand, 2013.
- [32] Malakoutian M., Berman J.W., Dusicka P., et al. Seismic Design Parameters for the Link Column Frame System[C]. *ASCE Structures Congress 2013*. Pittsburgh, Pennsylvania, United States, 2013.
- [33] Malakoutian M., Berman J. W., Dusicka P., et al. Quantification of Linked Column Frame Seismic Performance Factors for Use in Seismic Design[J]. *Journal of Earthquake Engineering*, 2016, 20(4): 535-558.
- [34] Lopes A., Dusicka P., J. B. Linked Column Frame Steel System Performance Validation Using Hybrid Simulation[C]. *Tenth U.S. National Conference on Earthquake Engineering*. 2014.
- [35] Lopes A. Seismic Behavior and Design of the Linked Column Steel Frame System for Rapid Return to Occupancy[D]. *Portland State University*, 2016.
- [36] Dougka G., Dimakogianni D., Vayas I. Innovative energy dissipation systems (FUSEIS 1-1) -

- experimental analysis[J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2014, 96: 69-80.
- [37] Dimakogianni D., Dougka G., Vayas I. Seismic behavior of frames with innovative energy dissipation systems (FUSEIS1-2) [J]. *Engineering Structures*, 2015, 90: 83-95.
- [38] Karydakis G. I. P., Vayas I. Innovative stiffness and energy dissipation system - the system is intended for multi-story steel buildings of aseismic design[J]. *EUROSTEEL 2008*, 2008: 1389-1394.
- [39] Dimakogianni D., Dougka G., Vayas I., et al. Innovative seismic-resistant steel frames (FUSEIS 1-2) - experimental analysis[J]. *Steel Construction*, 2012, 5(4): 212-221.
- [40] Palazzo B., Castaldo P., Marino I. The Dissipative Column: A New Hysteretic Damper[J]. *Buildings*, 2015, 5(1): 163-178.
- [41] Castaldo P., Palazzo B., Francesco P. Fem Simulations of a New Hysteretic Damper: the Dissipative Column[J]. *International Journal of Earthquake Engineering*, 2015.
- [42] Castaldo P., Palazzo B., Perri F., et al. Seismic Retrofit of Existing Buildings Through the Dissipative Columns[C]. *VII European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering*. Crete Island, Greece, 2016.
- [43] Li Y., Li G., Sun F., et al. Experimental study on continuous energy-dissipative steel columns under cyclic loading[J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2018, 141: 104-117.
- [44] Li Y., Li G., Jiang J., et al. Modeling of Behavior of Continuous Energy-Dissipative Steel Columns Under Cyclic Loads[J]. *Journal of Earthquake Engineering*, 2017: 1-24.
- [45] Li Y., Li G., Sun F. Seismic performance evaluation of MRFS with dissipative continuous columns[J]. *EUROSTEEL 2017*, 2017, 1(2-3): 2966-2974.
- [46] Li Y., Li G., Jiang J., et al. Mitigating seismic response of RC moment resisting frames using steel energy-dissipative columns[J]. *Engineering Structures*, 2018, 174: 586-600.
- [47] Holling C. S. Resilience and Stability of Ecological Systems[J]. *Annual Review of Ecology and Systematics*, 1973(4): 1-23.
- [48] Ludwig D., Jones D. D., Holling C. S. Qualitative Analysis of Insect Outbreak Systems: The Spruce Budworm and Forest[J]. *Journal of Animal Ecology*, 1978, 47(1): 315-332.
- [49] Bergström J., Winsen R. V., Henriqson E. On the rationale of resilience in the domain of safety: A literature review[J]. *Reliability Engineering & System Safety*, 2015, 141: 131-141.
- [50] Hosseini S., Barker K., Ramirezmarquez J. E. A review of definitions and measures of system resilience[J]. *Reliability Engineering & System Safety*, 2016, 145: 47-61.
- [51] Righi A. W., Saurin T. A., Wachs P. A systematic literature review of resilience engineering: Research areas and a research agenda proposal[J]. *Reliability Engineering & System Safety*, 2015, 141: 142-152.
- [52] Adger W. N., Hughes T. P., Carl F., et al. Social-ecological resilience to coastal disasters[J]. *Science*, 2005, 309(5737): 1036-1039.
- [53] Rose A., Liao S. Y. Modeling Regional Economic Resiliency to Earthquakes: A Computable General Equilibrium Analysis of Lifeline Disruptions[J]. *Journal of Regional Science*, 2005, 45(1): 75-112.
- [54] Vogus T. J., Sutcliffe K. M. Organizational Resilience: Towards a Theory and Research Agenda[C]. *Proceedings of the IEEE International Conference on Systems, Man and Cybernetics*. Montréal, Canada: IEEE, 2007: 3418-3422.

- [55] Hollnagel E., Woods D. D., Leveson N. Resilience engineering: Concepts and precepts[M]. Ashgate Publishing, 2007.
- [56] Bruneau M., Chang S. E., Eguchi R. T., et al. A Framework to Quantitatively Assess and Enhance the Seismic Resilience of Communities[J]. Earthquake Spectra, 2003, 19(4): 733-752.
- [57] Presidential Policy Directive. Critical Infrastructure Security and Resilience[DB/OL]. (2013-2-12). <http://www.whitehouse.gov/the-press-office/2013/02/12/presidential-policy-directive-critical-infrastructure-security-and-resil>.
- [58] Reed D. A., Kapur K. C., Christie R. D. Methodology for Assessing the Resilience of Networked Infrastructure[J]. IEEE Systems Journal, 2009, 3(2): 174-180.
- [59] Ouyang M., Dueñas-Osorio L. Time-dependent resilience assessment and improvement of urban infrastructure systems[J]. Chaos, 2012, 22(3): 1-23.
- [60] Francis R., Bekera B. A metric and frameworks for resilience analysis of engineered and infrastructure systems[J]. Reliability Engineering & System Safety, 2014, 121(1): 90-103.
- [61] Henry D., Ramirez-Marquez J. E. Generic metrics and quantitative approaches for system resilience as a function of time[J]. Reliability Engineering & System Safety, 2017, 99: 114-122.
- [62] Ouyang M., Dueñas-Osorio L., Min Xing. A three-stage resilience analysis framework for urban infrastructure systems[J]. Structural Safety, 2012, 36-37(2): 23-31.
- [63] Cimellaro G. P., Reinhorn A. M., Bruneau M. Framework for analytical quantification of disaster resilience[J]. Engineering Structures, 2010, 32(11): 3639-3649.
- [64] Cimellaro G. P., Reinhorn A., Bruneau M. Seismic resilience of a hospital system[J]. Structure & Infrastructure Engineering, 2010, 6(1-2): 127-144.
- [65] Omer M., Mostashari A., Nilchiani R., et al. A framework for assessing resiliency of maritime transportation systems[J]. Maritime Policy & Management, 2012, 39(7): 685-703.
- [66] Omer M., Nilchiani R., Mostashari A. Measuring the Resilience of the Trans-Oceanic Telecommunication Cable System[J]. IEEE Systems Journal, 2009, 3(3): 295-303.
- [67] Piratla K. R. Investigation of sustainable and resilient design alternatives for water distribution networks[J]. Urban Water Journal, 2016, 13(4): 412-425.
- [68] Cimellaro G. P., Villa O., Bruneau M. Resilience-Based Design of Natural Gas Distribution Networks[J]. Journal of Infrastructure Systems, 2014, 21(1).
- [69] Petrini F., Bontempi F., Giuliani L. RISE: a method for the design of resilient infrastructures and structures against emergencies[C]. Safety, Reliability, Risk and Life-Cycle Performance of Structures and Infrastructures. CRC Press, 2013.
- [70] Jalayer F. Direct probabilistic seismic analysis: Implementing non-linear dynamic assessments[D]. Stanford University, 2003.
- [71] Cao M., Tang H., Funaki N., et al. Study on A Real 8F Steel Building with Oil Damper Damaged During the 2011 Great East Japan Earthquake[C]. 15thWCEE. 2012.
- [72] 谢丽宇, 唐和生, 薛松涛. 首例油阻尼器破坏对结构设计的经验教训——日本 3·11 地震的启示[J]. 结构工程师, 2015, 31(02): 2-9.
- [73] 谢丽宇, 唐和生, 薛松涛. 减振高层建筑的极限破坏及性能再生的研究现状及前景[J]. 结构工程师, 2014(3):205-212.

- [74] 薛松涛, 谢丽宇, 唐和生. 强震下减振高层建筑破坏机理的研究现状及思路[J]. 地震工程与工程振动, 2014(S1):810-814.
- [75] 杨朋超, 薛松涛, 谢丽宇. 地震动作用下消能构件的动力可靠性分析[J]. 土木工程学报, 2016(S1):119-123+135.
- [76] 谢丽宇, 郝霖霏, 张瑞甫, 等. 3·11 大地震中减隔震装置的破坏及性能探讨[J]. 结构工程师, 2015, 31(2):10-20.
- [77] Funaki N., Kang J., Kawamata S. Vibration response of a three-storied full-scale test building passively controlled by liquid dampers sealed by viscoelastic material[C]. 16th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology. Washington DC, USA, 2001.
- [78] Kawamata S., Funaki N., Itoh Y. Passive control of building frames by means of liquid dampers sealed by viscoelastic material[C]. 12th World Conference on Earthquake Engineering. Auckland, New Zealand, 2000.
- [79] 中国建筑标准设计研究院, 北京金土木软件技术有限公司编著. SAP2000 中文版使用指南[M]. 人民交通出版社, 1900.
- [80] 中华人民共和国原城乡建设环境保护部. 建筑抗震设计规范[M]. 中国建筑工业出版社, 2010.
- [81] 许超, 牛永锋, 赵勇燮. 新型 T 型软钢阻尼器耗能性能研究[J]. 建筑技术开发, 2014, 41(6): 8-10.
- [82] 刘伟庆, 缪卓君, 王曙光, 等. 新型分阶段屈服型软钢阻尼器的试验研究及数值模拟[J]. 振动与冲击, 2016, 35(03): 87-92.
- [83] 邢书涛, 郭迅. 一种新型软钢阻尼器力学性能和减震效果的研究[J]. 地震工程与工程振动, 2003, 23(6): 179-186.
- [84] 朱旭东, 吕西林, 徐崇恩. 软钢阻尼器基于 Bouc-Wen 模型的参数识别研究[J]. 结构工程师, 2011, 27(05): 124-128.
- [85] 郑杰. 曲面钢板阻尼器及其结构的理论与试验研究[D]. 东南大学, 2015.
- [86] 杨悦, 施卫星. 新型 K 形软钢阻尼器的试验研究[J]. 佳木斯大学学报(自然科学版), 2015, 33(01): 5-8.
- [87] 晏晓彤, 袁波. 金属阻尼器的滞回性能分析[J]. 工业建筑, 2014, 44(1): 49-53.
- [88] 刘军, 律伟, 张小锋, 等.  $\varepsilon$  型钢阻尼器滞回疲劳性能分析及试验[J]. 铁道建筑, 2016(09): 31-34.
- [89] 朱家旺. 安装 H 形金属阻尼器的梁柱节点滞回性能研究[D]. 长安大学, 2016.
- [90] 常泽民. 钢筋混凝土结构非线性抗震可靠度及地震易损性分析[D]. 哈尔滨工业大学, 2006.
- [91] 吕大刚, 李晓鹏, 王光远. 基于可靠度和性能的结构整体地震易损性分析[J]. 自然灾害学报, 2006, 15(02):107-114.
- [92] 洪博. 按新旧规范设计的 RC 框架结构基于 IDA 的抗震研究[D]. 江苏科技大学, 2013.
- [93] 苏佳智. 矩形调频液体阻尼器三维作用研究[D]. 内蒙古科技大学, 2015.
- [94] 李永梅, 李玉占, 杨博颜. 基于性能的钢框架结构地震易损性分析[J]. 工程抗震与加固改造, 2017(4).
- [95] 高剑. 设置黏滞阻尼器的石化钢结构减震分析与设计[D]. 西南交通大学, 2015.
- [96] 张晓梅. 钢筋混凝土框架结构插入钢结构楼层后的抗震性能研究[D]. 长安大学, 2017.
- [97] 周奎, 李伟, 余金鑫. 地震易损性分析方法研究综述[J]. 地震工程与工程振动, 2011,

31(1): 106-113.

[98] 闫妍. 多重灾害下既有建筑的易损性分析[D]. 沈阳建筑大学, 2016.

[99] 陈永祁, 曹铁柱, 马良喆. 液体黏滞阻尼器在超高层结构上的抗震抗风效果和经济分析[J]. 土木工程学报, 2012, 45(03): 58-66.



## 个人简历、在读期间发表的学术论文与研究成果

### 个人简历:

林庄慧, 女, 1995 年 2 月生。

2016 年 6 月毕业于同济大学土木工程专业, 获学士学位。

2016 年 9 月入同济大学土木学院攻读硕士学位。

### 已发表论文:

林庄慧, 唐和生, 李大伟, 薛松涛. 基于神经网络的混凝土柱峰值承载力预测[J]. 结构工程师, 2019, 35(1): 174-179.