



同濟大學

TONGJI UNIVERSITY

硕士学位论文

(专业学位)

基于拉索连接自平衡惯容系统的弯曲型
结构减震控制研究

姓 名：龚玲

学 号：1932489

所在院系：土木工程学院

专业学位类别：工程

专业领域：建筑与土木工程

指导教师：谢丽宇

二〇二二年六月



同濟大學
TONGJI UNIVERSITY

A dissertation submitted to

Tongji University in conformity with the requirements for

the degree of Master of Engineering

**Vibration reduction analysis of
self-balanced-cable-bracing inerter system applied
to bending structure**

Candidate: Gong Ling

Student Number: 1932489

School/Department: College of Civil Engineering

Discipline: Engineering

Major: Architecture and Civil Engineering

Supervisor: Xie Liyu

June, 2022

基于拉索连接自平衡惯容系统的弯曲型结构减震控制研究

龚玲

同济大学

摘要

近年来,随着对建筑结构抗震防灾性能要求的提高,对减振装置的性能需求也日益增加,相较于传统的减振系统,惯容系统由于其所具有的轻量化、质量增效以及耗能增效的优势能够为实现结构的控制提供更优的解决方案。然而,以往的研究多针对于惯容系统装置的创新,以及惯容系统参数优化方法的创新,忽略了其布置方式以及与之对应的优化方法所带来的对惯容系统减振效率方面的提升。利用纯拉力系统优势的拉索连接惯容系统,可以通过跨层连接的形式来拓展惯容系统的应用场景提升其利用效率。而目前跨层型的拉索连接惯容系统的研究多针对于剪切型的结构,采用斜向交叉拉索连接的形式,实现跨层安装布置。本文提出三种拉索连接形式,探索其应用于弯曲型结构时不同连接形式下的减震控制机理以及安装布置效率,并在此基础上提出拉索连接自平衡惯容系统应用于弯曲型结构的参数设计方法,基于模态控制的思想,实现惯容系统的多模态控制。

首先,讨论了自平衡惯容器以及拉索的支撑体系,提出本文所研究的三种拉索连接形式,引出本文所研究的拉索连接自平衡惯容系统。根据弯曲型结构的特点,建立了安装有拉索连接自平衡惯容系统的广义单自由度体系运动方程,从拉索位移转换系数的角度提出两种基于定点理论的优化设计方法,分析了相对应的减振效果,结果表明三种拉索连接形式均能实现所需要的调谐和减振效果,在这种情况下竖向拉索连接形式对参数的需求最小。

其次,介绍了三种拉索连接形式下跨层型拉索连接自平衡惯容系统的基本构成,并推导其应用于多自由度弯曲型结构的运动方程,并将广义单自由度体系与多自由度体系的定点理论优化结果以及减振效果进行对照,验证了单自由度体系的计算方法。并在此基础上针对于弯曲型结构提出了对不同连接形式下惯容系统设计参数的优化方法,并对其优化参数进行验证。结果表明,所提出的设计方法能够有效发挥惯容系统的耗能增效特性,实现对弯曲型结构的位移响应控制。

最后,根据模态控制的思想,利用模态惯质比的计算方法,根据其于等价质量之间的联系,以此确定不同模态下惯容系统的安装位置,并通过目标模态的设计方法,验证了三种拉索连接形式的惯容系统均能实现对不同阶模态的单独控制。针对弯曲型结构需要考虑多阶模态响应的特点,提出了基于调谐设计方法的多模态控制优化设计方法。验证了本文提出设计方法的有效性,在结构位移及加速度响应控制方面表现优异。

关键词: 惯容系统, 弯曲型结构, 拉索支撑, 优化设计, 安装布置

ABSTRACT

In recent years, with the improvement of seismic and risk prevention of structures, the performance requirements for vibration control devices are also increasing. Compared with traditional vibration control systems, the inerter system can provide a better solution for the control of structures due to its advantages of light weight, mass amplification and damping enhancement. However, previous studies mostly focus on the innovation of the inerter system devices and the innovation of the optimization and estimation of the inerter system parameters, ignoring the vibration efficiency improvements of the inerter system brought by the layout method and the optimization method corresponding to the layout method. The cable-bracing inerter system (CBIS) that takes advantage of the pure tension system can expand the application scenarios of the inertial system through cross-layer connections to improve its utilization efficiency of the inerter system. At present, the research on the CBIS is mostly aimed at the shear structure, and the cross-layer installation and arrangement are realized in the form of cross connection. In this paper, three cable connection forms are proposed to explore the vibration control mechanism and installation efficiency applied to bending structures. On this basis, a parametric design method of cable-bracing-self-balanced inerter system (CBSBIS) is proposed for bending structures. Based on the idea of modal control, the multi-modal control of the inerter system is realized.

Firstly, the self-balanced inerter and the cable-bracing system are discussed, and three types of cable connections are proposed in this paper. According to the characteristics of the bending structure, the generalized single-degree-of-freedom structure motion equation with the CBSBIS is established, and two optimal design methods based on the fixed-point theory are proposed from the perspective of the cable displacement transfer coefficient. Corresponding vibration reduction effects, the results show that all three cable connection forms can achieve the required tuning and vibration control effects, and in this case, the vertical cable connection form has the smallest requirements for parameters.

Secondly, the basic composition of the CBSBIS under three cable connection forms is introduced, and the motion equations of the multi-degree-of-freedom

structure is deduced. The optimization results and vibration reduction effects of the generalized SDOF system and the MDOF system are compared, and the calculation method of the generalized sdof is verified. On this basis, an optimization method for the design parameters of the inerter system under different connection forms is proposed for the MDOF structure, and the optimization parameters are verified. The analysis results show that the proposed design method can effectively exert the damping enhancement effect of the CBSBIS and realize the displacement response control of the bending structure.

Finally, based on the concept of modal control, the calculation method of the modal inerter-mass ratio is used to determine the installation position of the inerter system in different modes according to the relationship between it and the equivalent mass. The design method verifies that the inerter systems of the three cable connection forms can realize the independent control of different order modes. A multi-modal control design method for a CBSBIS is proposed for a bending structure that needs to consider multi-order modal responses. The analysis results show that the design method proposed in this paper performs well in the control of structural displacement and acceleration response.

Key Words: inerter system, bending structure, cable-bracing, optimal design, installation method

目录

第 1 章 绪论.....	1
1.1 引言.....	1
1.2 研究现状.....	2
1.2.1 惯容基本概念以及惯容器研究现状.....	3
1.2.2 惯容系统的研究现状.....	5
1.2.3 惯容系统应用于结构的研究现状.....	6
1.2.4 纯拉力系统研究现状.....	9
1.3 研究内容.....	10
1.3.1 研究目的.....	10
1.3.2 研究内容.....	11
第 2 章 拉索连接自平衡惯容系统在单自由度体系的减震机理及性能分析.....	13
2.1 拉索连接自平衡惯容系统基本组成.....	13
2.1.1 自平衡惯容器.....	13
2.1.2 惯容系统的基本组成.....	15
2.2 拉索连接形式.....	16
2.2.1 拉索支撑体系.....	17
2.2.2 拉索位移计算.....	17
2.3 拉索连接自平衡惯容系统减震机理.....	20
2.3.1 拉索连接自平衡惯容系统基本公式.....	20
2.3.2 位移转换系数.....	22
2.3.3 参数分析.....	23
2.4 单自由度体系验算.....	34
2.5 小结.....	40
第 3 章 拉索连接自平衡惯容系统在多自由度体系中的跨层安装及优化.....	42
3.1 跨层型拉索连接自平衡惯容系统的基本概念.....	42
3.1.1 多自由度结构运动方程.....	42
3.1.2 不同连接形式的拉索连接自平衡惯容系统运动方程.....	44
3.1.3 模态惯质比计算.....	48
3.2 连续模型与多自由度模型验证.....	49
3.3 拉索连接自平衡惯容系统优化设计.....	52
3.3.1 状态空间方程.....	53
3.3.2 弯曲型结构的减震比优化设计.....	55
3.3.3 优化求解算法及优化求解过程.....	56

3.3.4 优化结果.....	59
3.4 优化设计有效性验证.....	60
3.5 小结.....	69
第 4 章 拉索连接自平衡惯容系统的多模态控制及优化.....	71
4.1 模态控制概念.....	71
4.1.1 模态控制的基本思想.....	71
4.1.2 模态控制安装位置确定.....	72
4.2 模态控制验证.....	74
4.3 多模态控制优化方法.....	77
4.4 多模态优化设计有效性验证.....	80
4.5 小结.....	89
第 5 章 结论与展望.....	90
5.1 本文的主要工作及结论.....	90
5.2 研究展望.....	91
参考文献.....	93
致谢.....	100
个人简历、在读期间发表的学术成果.....	102

第 1 章 绪论

1.1 引言

随着城市防灾减灾的推进以及城镇化发展,由于建筑结构功能多样性以及形式多样性对于结构振动控制的要求进一步增高,而建筑在遭遇地震、强风等自然灾害带来的外部激励下,为了保证其结构的安全性和舒适性,前人根据土木工程结构的控制概念^[1],提出了各种振动控制技术来实现结构的减振控制^[2]。而根据外部能量输入的情况,将振动控制技术划分为:主动控制、被动控制、半主动控制以及智能和混合控制^[3-9],如图 1.1 所示。其中,主动控制技术装置在外界提供能量的基础上产生主动控制力来实现对结构宽频带范围内的振动控制,半主动控制依托主动控制,且其产生的控制力也受控制装置的制约。而不需要外界额外提供能量的来控制结构振动的被动控制,通过隔振、吸振和耗能的装置等方式吸收能量,降低结构自身需要吸收的能量来达到减振的目的,其稳定性强、构造简单、造价低、易于维护,成为了目前应用最为广泛的振动控制手段,其应用不论是针对于新建建筑的振动控制,还是针对于已有建筑加固以及震后结构的性能修复,均呈现出了良好的适用性。

依据控制原理,被动控制技术主要通过以下的方式实现:消能减振技术,动力吸振技术以及基础隔振技术。而消能减振技术的基本思想是在结构中增加耗能装置,通过黏滞阻尼装置^[10],塑性滞回装置^[11, 12]等措施,在不改变结构自身构件的条件下,实现了对结构阻尼特性的改变以及在外部激励下对输入主体结构能量的消耗,从而减小结构本身的动力响应,保证了结构的安全性、舒适性和正常使用等功能要求使其得到了广泛的应用。而动力吸振技术则是以在结构中附加质量块的方式,以调谐减振为目标,其主要的的应用方式为调谐质量阻尼器^[13]和调谐液体阻尼器^[14]等,装置的应用形式都是通过惯性力作为结构的振动控制力,能够实现结构的调谐并通过配合相应的耗能元件来吸收并耗散外部激励输入的能量。基础隔振技术通过单独支座的形式,将上部结构与基底隔离或者楼层与楼层之间相互隔离,以此减少外部激励的能量向上部输入,其主要方式是橡胶支座^[15]以及摩擦摆支座^[16, 17]等形式,来达到对结构的周期特性的改变。

而惯容作为双端质量元件的引入,给被动控制技术带来了全新的拓展和提升。在传统的力学元件中,质量元件是一种一端永远与大地相连的力学元件,由此得到的惯性力也是与相对地面绝对加速度成比例^[18],而阻尼元件和弹簧元件属于双节点力学元件,由此得到其出力与两端点之间的相对位移或相对速度成比例。传

统的单端接地元件限制了其布置形式以及安装方式，双端元件的安装明显更具有灵活性，而惯容元件在此基础上通过其质量增效的效应，能够实现在同样的质量下获得更大的控制力来满足结构振动控制的需要，使其实现装置安装的便利以及轻量化，提升控制系统的性能。

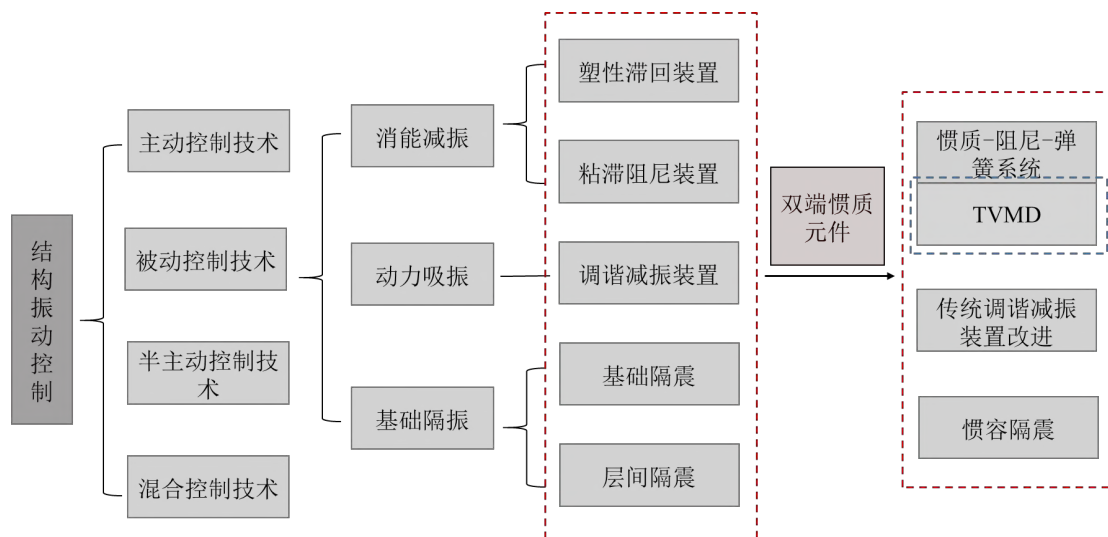


图 1.1 结构振动控制划分

对于惯容元件的发展，20 世纪 70 年代，Kawamata^[19]研了一种液体质量泵，利用流体在管道运动的方式实现液体质量惯性的封装，是首次在土木工程领域应用双端的惯性元件，该装置首次利用了流体通过管道流速差异而产生的惯性力作为辅助的质量来修正结构的固有频率来实现对于结构响应的控制，但是当时并未将利用其双端的特性作为惯容元件来进行研究。90 年代末，Arakaki^[20, 21]利用滚珠丝杠的机制用于放大阻尼器的出力，其主要是利用滚珠丝杠的平动与转动的转化机制来提高阻尼的效果，但没有刻意使用其质量增效效应。而 Ikago^[22-29]团队首次将调谐弹簧和黏滞质量阻尼器结合，通过利用滚珠丝杠的放大机制来利用其质量增效的特性，提出了调谐黏滞阻尼系统(TVMD)，这也是土木工程领域首次提出惯容系统并对其进行研究，明确了惯容系统的质量增效效应，以及耗能增效的机制。随着惯容系统概念的提出，惯容元件以及其他各种力学元件的组合，拓扑形式的变化以及在结构振动控制中的应用研究广泛进行开展^[18]，其具有轻量化、应用多样性以及安装便利等优势，应用前景广泛，目前针对于惯容系统的利用效率的提升，应用方式、布置形式的优化，在各种不同结构中的适用性、利用效率以及在结构之中的最优布置方法方面的研究还需展开。

1.2 研究现状

1.2.1 惯容基本概念以及惯容器研究现状

惯容用于命名两端点的惯性元件^[30],从理论的角度解释了惯容元件的基本原理^[31],用于惯容元件力学拓扑的搭建以及针对于其在控制系统的应用和分析之中。由此可知,惯容元件的出力与惯容元件左右端点之间的相对加速度成正比,即:

$$F = m_d(\ddot{u}_1 - \ddot{u}_2) = m_d\ddot{u}_d \quad (1.1)$$

其中, u_1 , u_2 分别表示惯容元件的两端点的位移, m_d 被称为该惯容元件的表观质量或者惯容系数。该惯容元件的示意图如图 1.2 所示。

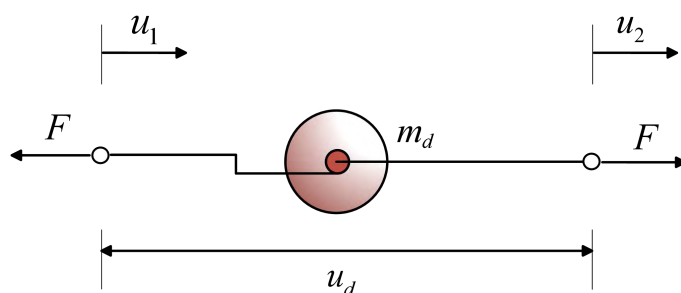


图 1.2 惯容元件示意图

与传统的质量元件相比,惯容元件具有可以产生远大于自身质量的表观质量的优势,从而可以实现装置的轻量化以及对结构控制性能的提升^[29],在此基础上突破了传统质量元件的单端连接特性,通过双端连接的方式,使其可以采用与普通消耗能装置类似的层间以及其他的连接方式,更加灵活便捷地满足结构振动控制的实际需要。目前惯容的双端惯质效应的实现,主要是通过改变装置的运动形式来实现^[32-34],其主要形式为三种:齿轮齿条式惯容^[30, 35]、滚珠丝杠式惯容以及液压式惯容。

滚珠丝杠式惯容器,首先是由 1999 年 Arakaki^[20, 21]等首次提出了一种旋转阻尼装置,利用滚珠丝杠的机制将直线运动转化为高速旋转运动提高了装置的阻尼耗能效果,由于并未使用飞轮等装置来进行质量的放大,仅使用滚珠丝杠和内部腔体来作为旋转元件,其质量增效效果未得到明确研究。在随后的研究中,在旋转阻尼装置的基础上通过设置转动飞轮的方式获得足够的表观质量。滚珠丝杠式惯容器基本原理如图 1.所示,两个受力点之间产生相对位移,而螺母和丝杠的机制能够将丝杠的直线运动转化为螺母的旋转运动,在此基础上驱动飞轮的旋转。经过研究表明,滚珠丝杠式惯容器具有显著的质量增效优势,能够以较小的实际质量获得上万倍的表观质量,是目前唯一应用于土木工程实际结构^[36]的惯容器。

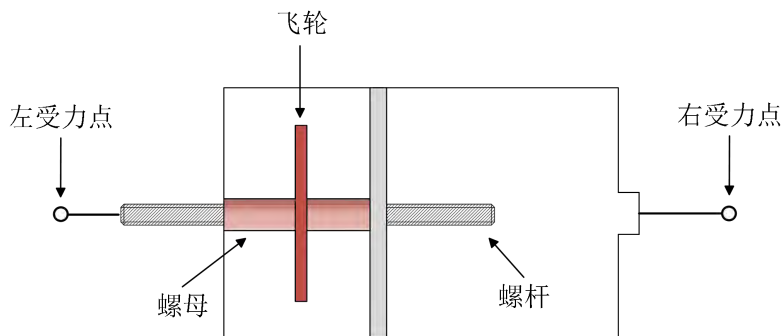


图 1.3 滚珠丝杠式惯容器示意图

2013 年, Swift 等^[37]通过在液压缸外围设置螺旋管道的方式, 提出了液压式惯容器, 该装置基本原理如图 1. 所示, 其通过两端受力点的相对运动, 带动活塞杆的运动, 从而挤压其中的液体由一个腔室运动至另一个, 根据螺旋管道的孔径变化, 改变了液体的流速, 从而实现了惯容器对于的表观质量的放大效应。

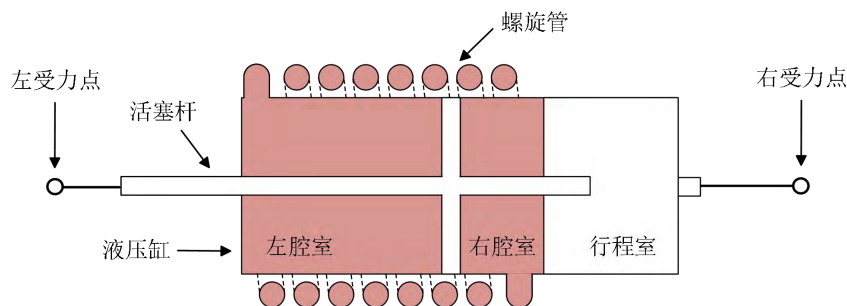


图 1.4 液压式惯容器示意图

在单自由度体系和多自由度体系的减振控制研究中, 齿轮齿条式惯容、滚珠丝杠式惯容、液压式惯容为目前最常用的三种惯容实现机制, 与此同时, 不同惯容装置实现形式的研究还在进一步开展, 以实现更小的实际质量的情况下获得更高的表观质量。张孝良^[38, 39]等通过将液力式惯容器与忆容器装置相对应提出了液力忆惯容器, 通过非线性元件的记忆功能改善系统的振动响应。张坤^[40]则提出了通过利用行星滚柱丝杠副的形式来承载更大的荷载, 引入隔振系统, 获得更好的稳定性以及更加明显的隔振效果。John 等^[41]提出了一种无摩擦的机械惯容装置, 其主要还是一种旋转飞轮惯容器但通过活动铰链代替齿轮来实现飞轮的转动, 能够实现惯容器在没有机械摩擦或者液体流动的情况下运行。在张昕宇等^[42, 43]的研究中, 通过使用正反牙丝杠的形式, 搭配导体盘和磁体盘, 提出了自平衡惯容器的形式, 实现了对惯容器丝杠两端点扭矩的释放, 为惯容器应用于纯拉力系统提供了便利。Zhang 等^[44]提出了一种具有非线性能量阱的惯容器, 根据曲轴连杆的运动特性, 在运动过程中根据其运动轨迹的几何非线性实现了惯容器表观质量的非线性, 突破了惯容器设计中表观质量的限制以此能够在更大的激励频率

带宽上进行结构的振动控制，拓宽了惯容系统的应用场景。

1.2.2 惯容系统的研究现状

惯容元件的应用主要是通过表观质量的形式实现对输入能量的转移，本身不能直接耗散能量，故一般需要惯容元件与弹簧元件、阻尼元件进行串并联的组合协同工作进行振动控制，将这样由三种元件通过拓扑形式组合协同工作的系统称为惯容系统^[45, 46]。在土木工程领域，2012 年，Takewaki 等人^[47]提出了将一种滚珠丝杠惯容元件作为惯性质量阻尼器的形式直接刚性连接于结构的层间，研究了其基本的减振性能，但并没有将惯容元件与其他力学元件组合应用于结构振动控制之中。同年，Ikago 等人^[29, 48]提出了一种包含滚珠丝杠机制的和阻尼器的调谐粘性质量阻尼器(TVMD)，该装置将阻尼元件与惯容元件并联，再与弹簧元件串联的形式来共同进行振动控制，并将其应用于地震控制系统并提出了基于定点理论的优化设计方法，利用单自由度体系的振动台试验验证了其有效性，这也是土木工程领域完整意义上提出的惯容系统。

在惯容系统提出的基础上，惯容系统的拓扑形式以及应用场景也得到研究进行拓展。2012 年，Kida 等^[49]通过在 TVMD 装置的元件前串联摩擦装置，以此来实现在保证装置减振效果的前提下，避免 TVMD 产生过大的出力。2014 年，Lazar 等^[50]提出了一种基于惯性的装置，该装置将阻尼元件与弹簧元件进行并联后再与惯容元件串联，称为调谐惯性阻尼器(TID)，在后续的研究^[51]中，证明了 TID 相对于经典的黏滞阻尼器(VD)具有更好的减振控制效果，能够用于受基底激励的土木工程结构的振动，以及对拉索的振动有较好的控制效果。此后 Pan 和 Zhang 等^[52]根据惯容元件的调谐特性，将其与阻尼元件以及弹簧元件搭配，选取各类型元件只有一个的情况来进行串并联的拓扑形式来进行研究，分析比较了常见的惯容系统形式：串联型惯容系统(SIS)、混联 I 型惯容系统(SPIS-I)以及混联 II 型惯容系统(SPIS-II)，并给出了其计算方式和优化方法。

而在惯容系统的三种常见形式的基础上，由于惯容元件的双端安装方式以及轻量化的特性，能够与其他装置进行组合，拓展惯容系统的应用场景。Garrido^[53]提出了用于土木工程结构振动控制的旋转双调谐质量阻尼器(RIDTMD)，证明了其在调谐频率附近的减震效果优于 TMD。Zhang^[54]等提出了不接地的惯容系统形式(TMIS)，使调谐质量轻量化，并抑制人为激励下的楼板振动。Marian^[55-57]等在传统调谐质量阻尼器(TMD)的基础上进行推广通过增加惯容元件的方式，提出了调谐质量阻尼惯容系统(TMDI)，证明了 TMDI 相较于传统的 TMD 有更高的性能，在实现轻型被动振动控制解决方案的同时，其抑制多自由度结构的基本振动模态方面具有优于 TMD 的有效性。Zhao^[58]使用具有两个分离惯容元件的调谐质量阻

尼器(GTMDI),对现有的调谐质量进行了改进,验证了其在输入能量降低和耗散功率增强上的优势,为轻量化控制奠定了基础。Wang^[59]通过将惯容系统于非线性能量井结合开发了 NESI 系统,验证了其有效性以及对结构频率和能量的变化都具有很强的鲁棒性。其应用还包括采用调谐液体元件和基于惯容元件的子系统构成的调谐液体惯容系统(TLIS)^[60],以及将 TID 与调谐颗粒阻尼器结合^[61]等方法。

针对于不同惯容系统参数的优化设计方法,首先是 Saito、Ikago 等人针对于 TVMD 也就是混联 II 型惯容系统依据定点理论给出了在不考虑结构阻尼情况下的参数优化方法。Lazar 等^[61]针对于 TID 也就是混联 I 型惯容系统,在此基础上分析了其非线性因素的影响以及提出了近似的参数设计方法。Hu 等^[62]在研究惯容系统隔振性能时对惯容系统的拓扑形式进行变化并对其进行分析和比较,并给出了相应的参数设计方法,证明了在相同质量比的情况下,惯容隔振的性能要优于传统的隔振阻尼器。Pan 和 Zhang^[63]提出了针对混联型系统的基于性能需求的优化设计方法,克服了基于定点理论无法考虑主结构固有阻尼的不足,通过最小化响应和成本的需求能够获得更合理更实用的设计参数。Zhao^[64]在此基础上针对于定点理论优化方法无法考虑结构自身阻尼的缺陷,提出了基于减震比的设计方法,以满足性能为前提的设计理念,通过均方随机位移来反映结构的性能,以均方力的响应来反映成本控制,以此来实现对于惯容系统参数的优化。Zhang 等^[65]通过对于惯容机理的研究,总结了惯容系统具有的耗能增效效应,给出了耗能增效方程,并在此基础上给出了基于耗能增效的惯容系统的参数设计方法。Zhao 等^[66, 67]在该研究的基础上,对惯容系统的耗能机制做了一定研究,以及基于位移响应控制的惯容系统在地震激励下的作用,并由此给出了参数优化设计方法。潘超^[68, 69]在此基础上提出了基于惯容系统的耗能增效特征,为了在结构的振动控制中实现惯容系统的耗能最大,根据结构本身的性能需求,通过自适应权重粒子群算法的方式来进行惯容系统的参数优化,在后续研究中给出了惯容系统在最大耗能增效原则下的解析设计公式,在此基础上给出了优化设计流程验证了其有效性。He 等^[70]提出了针对地震激励下主结构的加速度响应控制的 TVMD 设计方法,提出了有效阻尼比增强的概念对惯容系统参数进行优化设计。

1.2.3 惯容系统应用于结构的研究现状

在针对于结构振动控制时,主要的安装方式都是为了实现利用与结构之间的相对位移来达到阻尼器的耗能目的。

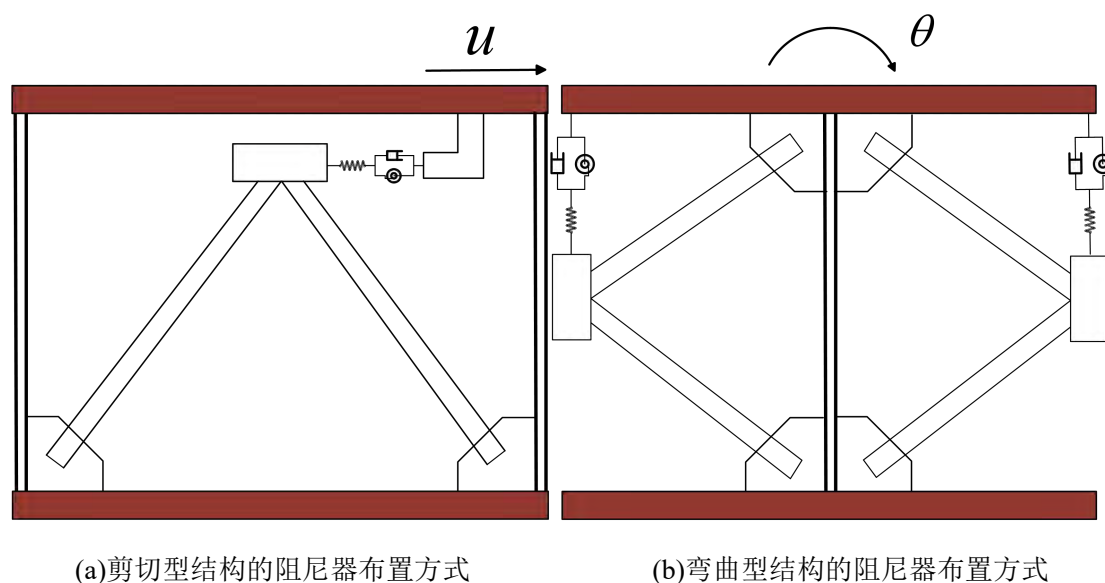


图 1.5 常见的结构阻尼器安装方式

因此由于结构本身的运动特性的不同,针对于不同的结构具有不同的连接方式,其在剪切型结构与在弯曲型结构的常用布置方式如图 1.所示,可以看到在不同结构形式的情况下,剪切型结构的阻尼器布置方式主要考虑到其耗能依托于结构的水平向相对位移,而弯曲型结构的阻尼器布置方式其耗能依托于结构楼层发生转动引起最外侧的拉压变形。

惯容系统由于其轻量化以及安装便捷等特点,研究表明惯容系统能够应用于桥梁^[71]、烟囱^[72]、拉索^[73]、隔振结构^[74]等不同的结构类型。而针对惯容系统应用于建筑结构,目前的较多研究针对于惯容系统在剪切型结构上的应用。Ikago 等^[28]分析了 TVMD 的惯容系统安装于多自由度体系,使用序列二次规划的方法,设计 TVMD 安装于多自由度体系结构的每个楼层之间,并在此基础上进一步简化设计定义了在多自由度体系下的模态惯质比计算方法,研究了惯容系统的安装分布以及参数优化,并通过时程分析方法进行验证。Lazar 等^[50]通过模态分析和数值例子研究了 TID 应用于结构上的效果,说明了其最好的安装位置在底层,并指出层间的安装方案需要获得与调谐质量阻尼器相同的结构控制性能,对于惯容系统的表观质量与阻尼系数的需求会增大。Wen 等^[75]研究了考虑在多模态抗震控制下的 TVMD 和 TID 的布置以及参数优化,验证了其多模态控制的有效性。Zhang 等^[77]为了提高惯容系统的利用效率,研究了考虑结构振动特性的不同的安装方案而不是利用连续的层间结构剪切变形来进行惯容系统设计优化。由于实现惯容系统的控制效果是在以惯容系统对建筑主体结构施加控制力的增加的情况下实现的, Taflanidis 等^[78]提出了为 TVMD、TID 以及 TMDI 等不同的惯容系统的基于多目标的优化设计方法,同时考虑振动的控制效果以及避免过度的控制力,

并评估不同惯容系统拓扑形式在相同结构中的振动控制性能。Wang^[80]提出了针对液柱惯容系统安装于结构层间以及两个相邻高层建筑之间的减振性能,通过遗传算法将结构的峰值绝对加速度和层间位移角作为性能指标进行基于性能的参数优化。

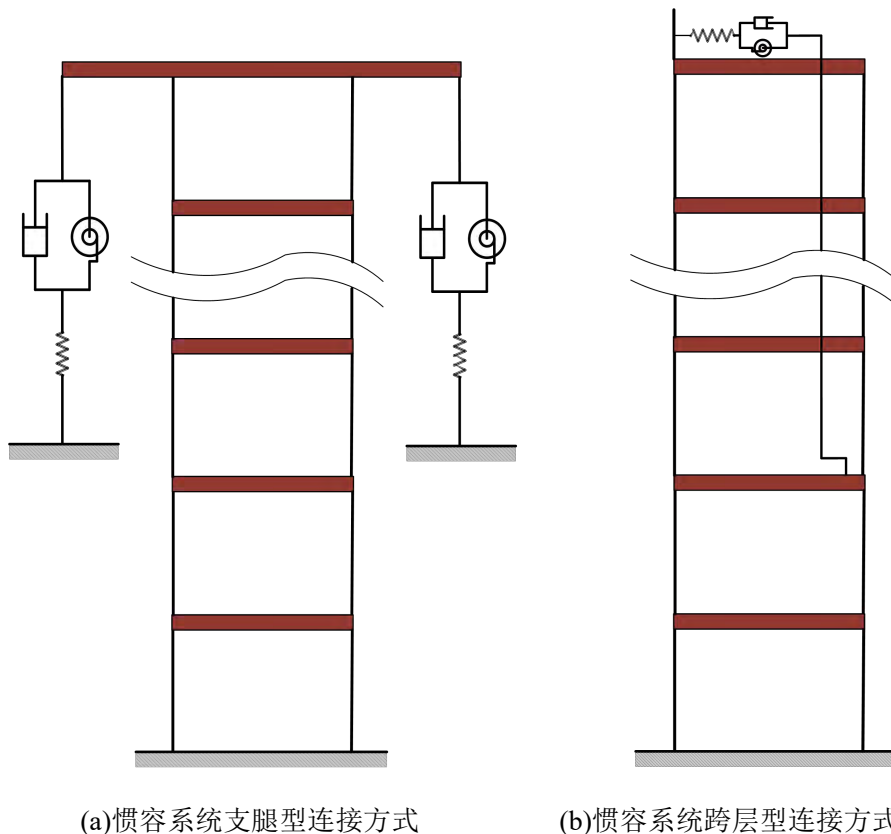


图 1.6 惯容系统常用连接方式

针对惯容系统应用于高层结构之中,与剪切型结构不同的则主要是通过改变惯容系统的连接方式来实现对结构控制的效果,其最主要的两种连接方式如图 1. 所示。第一种实现方式主要利用结构的弯曲变形,以惯容系统和支腿连接的方式来实现惯容系统的安装和对结构的振动控制,Asia 和 Ikago^[81]等首次提出将惯容系统应用于高层弯曲型结构的支腿与周边柱之间,使用 TVMD 系统由于弯曲型结构单个的层间位移不足故在高层结构中没有那么有效,因此提出了支腿调谐黏性质量阻尼系统来实现针对于弯曲型结构的耗能。Asia^[82]在此基础上使用支腿调谐惯性质量电磁换能器(TIMET)来实现对弯曲型高层建筑的消能减震,并研究长周期地震作用下该支腿系统的结构控制性能和能量收集效率。Liu^[83]利用 RID 建立了由其与均匀悬臂梁和等效弹簧组成针对于结构的转动的转动惯量阻尼支腿系统,分析了该系统针对于结构模态阻尼比的影响,由此证明了在位置和模态都相应相同的情况下,各模态均能达到最佳阻尼比,而在该位置其他模态的阻尼比会比较差,说明了模态控制中安装位置的重要性。第二种方式还是利用惯容系统对

于层间位移的减振方式,但对于弯曲型结构其单个层间位移较小无法发挥惯容系统的耗能作用,故多采用跨层连接的方式。Wang 等^[85]将 TMDI 以跨层连接的方式应用于锥形梁状的悬臂主结构,仅考虑结构的抗弯刚度,通过建立一种新的简化的两自由度的动力学模型来考虑主结构的特性,来加速惯容系统的优化和性能评估,并分析不同弯曲刚度和质量分布对惯容系统优化参数的影响。而 Su^[86]在此基础上通过滤波的方法得到了控制性能的闭环解,并将惯容系统连接位置作为优化设计参数来进行设计,证明了该惯容系统对于高层烟囱风荷载和地震荷载作用下的振动控制效果。

1.2.4 纯拉力系统研究现状

近年来,对于结构可恢复性的研究日益增加,轴向变形能力有限、构造复杂等缺点限制了自复位功能的耗能支撑的发展,而拉索的支撑形式具有构造简单,安装方便以及造价低的特点,而使用中心耗能构件配合拉索的纯拉力系统也是目前实现自复位耗能支撑的策略之一,将拉索与受压材料结合可以解决一般结构在常用安装阻尼器方式的时候支撑构件的受压屈曲问题。Pekcan 等^[87]提出了一种阻尼拉索系统,通过将阻尼器通过拉索的形式连接到主体结构,该系统重量轻易于安装,充分发挥了拉索支撑体系的优势,并且消除了传统连接方式下屈曲问题带来的影响。Hou 等^[88]首次提出一种利用钢丝绳(索)支撑对钢框架进行抗震加固的方法,证明了其作为支撑构件在大位移下的振动控制效果。Kurata 等^[89]使用拉索的张力单元来设计补充系统应用于结构上,由拉索和中央耗能装置组成了支撑系统也是现在常见的纯拉力系统组成方式,消除了对于结构上不希望出现的全局和局部屈曲。Gao 等^[90]应用了拉索的交叉支撑连接形式组成了抗侧向力系统,说明了纯拉力系统具有重新定心和能量耗散作用。针对拉索连接的阻尼系统, Sorace^[91, 92]通过预应力的拉索与底部固定在基础上的流体粘性弹簧阻尼器连接,构成阻尼索系统,并通过钢斜度器的形式与结构的各楼层进行连接,实现拉索对各楼层的力的控制,并且在进一步的试验测试之后,通过建模以及工程应用的方式分析了阻尼拉索系统应用的可能性以及减振的效果和优势。Kang 等^[93]提出了一种基于流体黏滞阻尼器的跷跷板结构振动控制系统,使用纯拉力支撑构件与结构进行连接,证明了纯拉力系统下的跷跷板耗能系统能够有效控制结构的响应。Aly 等^[94]利用了预张力棒和杠杆进行结合,开发了层间支撑和外支撑,分别将层间、地面和特定层之间的磁流变阻尼器连接,证明了柔性支撑系统在降低峰值加速度时相对于刚性支撑系统的优势,验证了控制系统的有效性。

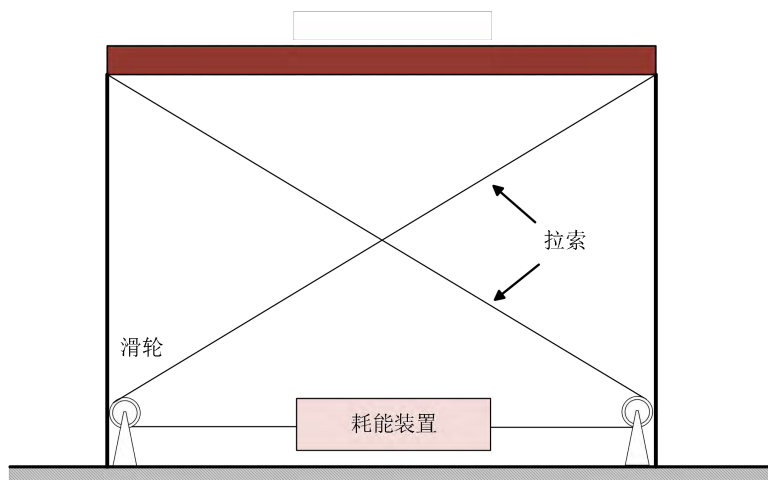


图 1.7 自复位耗能拉索支撑装置

而针对惯容系统应用于纯拉力系统之中，要满足纯拉力系统的应用特点，主要是需要惯容系统能够在双端点出力的情况下能满足自复位或者自平衡的特性，Xie 等^[95]提出了一种新型的斜拉索支撑的惯容系统称为拉索连接减震系统(CBIS)，其具有易于安装以及适用于非连续楼层布置的自适应优势，并通过单目标和多目标的优化设计方法，对该惯容系统进行了参数优化的设计并进行验证了其减振效果。Xue^[96]在此基础上对 CBIS 进行了试验研究证明了其应用于单层框架的减震效果以及耗能能力。而 Xue^[97, 98]以及康建飞^[99]在后续的研究中，将拉索连接的惯容系统跨层布置于剪切型结构中，将其命名为跨层安装索支撑惯容系统(CICBIS)，并根据其特性提出了基于需求的参数设计方法，量化了跨层安装对惯容系统利用效率的提高，并验证了该系统能够充分发挥拉索支撑系统的可调节性和惯容系统的阻尼增强效应。

1.3 研究内容

1.3.1 研究目的

由于城市中的中高层以及超高层建筑逐渐增多，高层建筑依旧是未来建设的发展方向，而随着对于惯容系统的研究深入其质量增效以及耗能增效的特性得到研究并应用，在针对惯容系统安装于多层结构中的安装方式以及参数优化问题进行研究的同时，考虑到惯容系统造价等问题，依靠帕累托前沿的最优解的方式选取合适的参数来同时考虑惯容系统的振动控制效果以及惯容系统的出力及造价问题^[78]。而在高层以及超高层结构中，主要考虑结构的位移以及加速度两个因素，高层建筑顶层在地震作用下会产生较大的位移和加速度响应，影响结构的正常使

用以及震后的使用功能，因此在针对高层结构的振动控制时，也会采取同时考虑加速度以及位移响应的振动控制效果来实现^[100]，由此在惯容系统应用于高层以及超高层结构中也需要对结构的振动控制采取相应的控制措施。

目前针对于惯容系统，有较多将其应用于剪切型框架结构的研究，其连接方式多采用层间的连接形式，而惯容系统应用于高层以及超高层的弯曲型结构中的布置方式和设计方法的研究还未完善。针对于大部分的高层以及超高层结构，能够用等效的方式将结构等效为悬臂梁的形式来进行结构的初步计算设计，这种时候结构的弯曲变形在结构的总变形中占了主导地位，也认为此时结构可以看作只存在弯曲变形，在这种时候结构在各楼层之间安装减震器，可能存在无法发挥其应有的减震作用的情况，由此有学者从结构的变形特征出发，使用惯容系统与周边柱共同组成伸臂式的惯容系统，纯粹利用结构的弯曲变形的形式来实现对于弯曲型结构的振动控制。而由于在高层以及超高层结构中还是存在较大的水平位移，也有学者提出使用跨层连接的形式来使用惯容系统，也能实现其对于结构振动控制的效果。而伸臂式惯容系统只能适用于核心筒体通过外伸臂连接周边柱的结构形式，对于一般的高层结构不具有适用性，而对于跨层连接惯容系统多使用传统的V型钢支撑，在结构运动的过程中会存在部分钢材受到压力产生屈曲，且会造成减振装置的笨重，以及需要考虑面外失稳的问题。故使用拉索连接的方式构成纯拉力系统，具有轻量化以及布置便捷的优势。本文的主要研究目的为：提出拉索连接自平衡惯容系统应用于结构的三种连接方式，针对于高层以及超高层的弯曲型结构，研究各连接方式的设计方法，扩展惯容系统在结构中的安装方式，为实现惯容系统应用于弯曲型结构的振动控制提供新的布置形式和设计方法，本文以促进惯容系统应用场景的扩大以及设计研究方法的进一步成熟为目标来进行展开。

1.3.2 研究内容

基于以上的研究背景和研究目的，本文开展的主要研究内容和论文章节如下：

第1章绪论部分，对振动控制技术，惯容元件的基本原理以及实现机制，惯容系统的发展以及应用进行了梳理和总结，介绍了本文的研究背景，对于惯容系统应用于剪切型结构和弯曲型结构的安装方式和布置形式进行了介绍，阐明了纯拉力系统的研究现状，以及与惯容系统结合使用的应用方式和应用前景，随后阐述了本文的研究目的及意义。

第2章研究了惯容系统应用于广义单自由度连续性模型的分析 and 推导。从惯容系统的基本概念出发，介绍拉索连接自平衡惯容系统的基本减震机理，及各参数的影响因素。根据弯曲型结构振动的特性通过简化为在广义坐标下的单自由度

体系，从惯容系统调谐减震的基本原理出发，引申到在广义坐标下拉索连接自平衡惯容系统的定点理论优化方法，在不同的设计标准下以及不同的拉索连接方式的情况下，比较了优化方法的设计效果，并通过参数分析以及时程分析比较了拉索连接自平衡惯容系统的耗能增效、吸能减震效果以及连接方式对减震效果的影响。

第3章研究了拉索连接自平衡惯容系统在多自由度体系中的应用。从多自由度体系的角度出发，对于拉索连接自平衡惯容系统在弯曲型多层结构中的应用，通过将结构和惯容系统简化为二自由度体系的推导，定义了针对弯曲型结构的拉索连接自平衡惯容系统的模态惯质比，并通过定点理论的方式计算惯容系统的控制效果与第2章的广义单自由度体系的结果进行对比验证其有效性，再在此基础上通过以结构的层间有害位移角为优化目标，以一阶模态控制的方法，实现对于拉索连接自平衡惯容系统在弯曲型多自由度系统中的应用。

第4章研究了拉索连接自平衡惯容系统针对于多自由度体系的多模态控制。由于弯曲型结构多为高层或者超高层结构，在控制一阶模态的情况下其高阶的模态响应也不可忽略。因此，在针对于一阶模态对于结构位移控制效果的基础上进一步讨论拉索连接自平衡惯容系统应用于弯曲型结构上的多模态的减震控制，利用模态控制的概念，研究在不同模态下的惯容系统合理的连接位置，并给出拉索连接自平衡惯容系统在弯曲型结构中的多模态控制设计方法，并对优化结果进行验证。

第5章为结论与展望。总结了本文的研究内容和主要结论，针对拉索连接自平衡惯容系统的应用前景以及对今后进一步的研究工作和研究方向进行了展望。

第2章 拉索连接自平衡惯容系统在单自由度体系的减震机理及性能分析

拉索与惯容系统的结合通过利用拉索纯拉力的特征,充分利用并实现了惯容系统质量增效以及耗能增效的特性,而自平衡惯容系统的设计,使拉索的特性得到充分应用,本章从自平衡惯容系统的基本概念出发,介绍拉索连接自平衡惯容系统的基本减震机理,及各参数的影响因素。而要将其应用于弯曲型结构,根据其结构振动的特性,通过将其简化为在广义坐标下的单自由度体系,从惯容系统调谐减震的基本原理出发,引申到在广义坐标下拉索连接自平衡惯容系统的定点理论优化方法,在不同的设计标准下以及不同的拉索连接方式的情况下,比较了优化方法的设计效果,并通过参数分析以及时程分析,讨论比较了拉索连接自平衡惯容系统的耗能增效、吸能减震效果,比较了各参数以及连接方式对减震效果的影响。

2.1 拉索连接自平衡惯容系统基本组成

拉索连接自平衡惯容系统由自平衡惯容系统与拉索支撑体系组成。自平衡惯容系统则是由自平衡惯容器,调谐弹簧以及附加的阻尼耗能元件组成。拉索支撑的特殊性在于,拉索作为纯拉力构件只能对体系提供轴向的约束,在不提供转动和平面外约束的条件下,可以避免多维地震作用下的应力集中,也由于其安装的方便,可以分别针对不同方向的地震进行整个惯容系统的设计。而自平衡惯容器能够达到其作用方向上端部扭矩的自平衡,使其更能充分地发挥纯拉力系统的优势。整个自平衡惯容系统的组成除了自平衡惯容器外还有调谐弹簧以及相应的阻尼耗能元件,由于自平衡的形式阻尼元件的选择也具有多样性,采用黏滞阻尼以及电磁阻尼均可满足惯容系统的需求。本文中的惯容器主要采用电磁阻尼的形式,而拉索连接自平衡惯容系统的基本组成,将在下文一一进行展开。

2.1.1 自平衡惯容器

自平衡惯容器采用具有正反牙的滚珠丝杠或者梯形丝杠的形式,将丝杠的平动转化为飞轮的转动运动的方式来获得较大的表观质量,在传统的非自平衡的惯容器的受力分析中可以知道,惯容器需要使用固定端来限制丝杠和定子的转动使惯容器发挥作用,这种连接方式导致惯容器只能有一端进行连接,限制了惯容器

在纯拉力系统中的应用,而自平衡惯容器利用丝杠的正反牙设计形式使丝杠在朝一个方向运动的时候带动两个惯性飞轮在不同方向下发生转动,由此对丝杠产生不同方向的扭矩,实现丝杠端部的扭矩为零即不需要对端部进行额外的转动约束,能达到两端进行连接,实现了其在纯拉力系统中的应用。

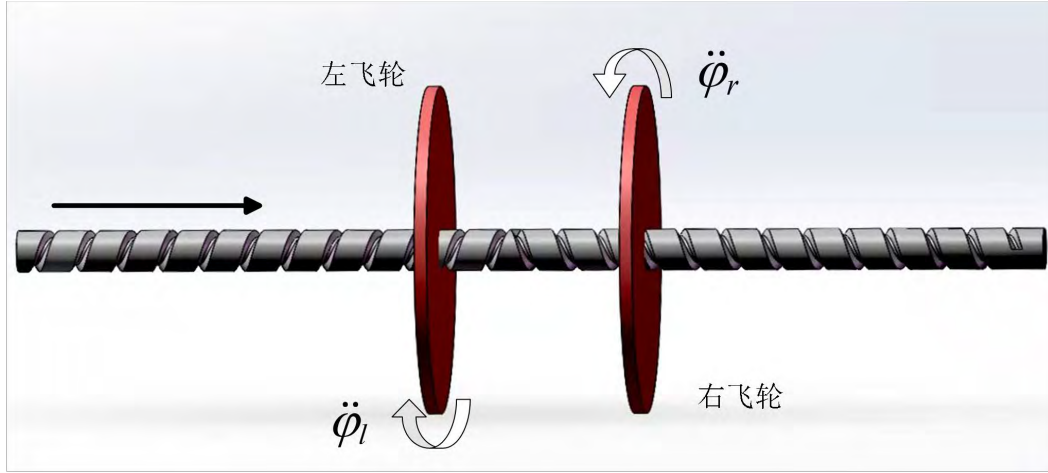


图 2.1 自平衡惯容器示意图

自平衡惯容器的基本构造如图 2.1 所示,将左右飞轮安装于具有正反牙螺纹的丝杠上,两个飞轮转动惯量相等而丝杠左右导程相等,丝杠沿着轴向平动时,左右飞轮保持原位置做绕轴转动。假定左右飞轮的转动惯量为 $J = mR^2 / 2$,可以得到两飞轮的扭矩为:

$$T_l = J\ddot{\varphi}_l, T_r = J\ddot{\varphi}_r \quad (2.1)$$

其中, T_l, T_r 分别代表左飞轮和右飞轮的扭矩, φ_l 和 φ_r 分别代表左飞轮和右飞轮的转动角度,根据丝杠的导程 L_d 计算方法,丝杠平动的位移 x_d 与转动角度的关系可以表示为:

$$\varphi_l = \frac{2\pi}{L_d} x_d, \varphi_r = -\frac{2\pi}{L_d} x_d \quad (2.2)$$

将式(2.2)带入式(2.1),可以得到左右飞轮对丝杠产生的扭矩与丝杠平动位移之间的关系为:

$$T_l = J \frac{2\pi}{L_d} \ddot{x}_d, T_r = -J \frac{2\pi}{L_d} \ddot{x}_d \quad (2.3)$$

由此可以知道,丝杠端部的力矩为:

$$T_l + T_r = J \frac{2\pi}{L_d} \ddot{x}_d - J \frac{2\pi}{L_d} \ddot{x}_d = 0 \quad (2.4)$$

公式(2.4)能够证明丝杠达到了自平衡,丝杠内部的受力示意图如图 2.2 所示,

其端部力矩为 0. 因此无需另外的固定装置来限制丝杠的转动。

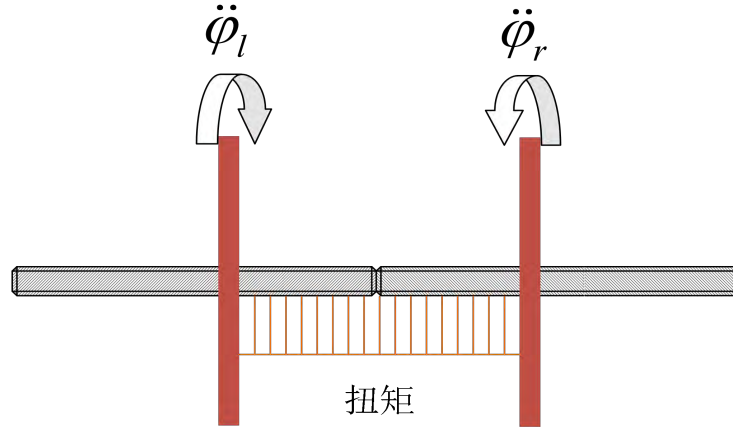


图 2.2 丝杠内力图

同时，我们可以看到在丝杠的平动过程中，丝杠上端部扭矩为零无需额外固定装置来限制丝杠时认为其达到自平衡，在这个时候自平衡惯容器提供的惯性力为左右两飞轮惯性力之和，根据丝杠的导程计算由其出力与飞轮旋转做功相等，得到公式：

$$L_d \cdot F = 2 \times (2\pi \cdot J \ddot{\phi}) \quad (2.5)$$

由此可以得到自平衡惯容器的出力为：

$$F = 2 \times J \left(\frac{2\pi}{L_d} \right)^2 \ddot{x}_d = m_d \ddot{x}_d \quad (2.6)$$

其中 m_d 为此自平衡惯容器的表观质量，可以通过丝杠导程以及左右飞轮的转动惯量计算得到。

2.1.2 惯容系统的基本组成

目前在实际结构中使用的惯容系统以 Ikago^[29]提出的 TVMD 调谐黏滞质量阻尼系统为主要的的应用方式，与调谐黏滞质量阻尼系统拓扑形式类似，本文在自平衡惯容器的基础上连接拉索支撑和弹簧元件，并在惯容器飞轮上搭载阻尼元件，构成本文所需要研究的拉索连接的自平衡惯容系统。如图 2.3 所示，根据装置的安装方式可以将该系统拓扑形式简化为由调谐弹簧元件串联上惯容器和阻尼耗能元件并联后的部分，由此可以得到其出力 F_s 表达方式可以表达为：

$$F_s = k_d (x_s - x_d) = m_d \ddot{x}_d + c_d \dot{x}_d \quad (2.7)$$

x_s 和 x_d 分别为惯容器的位移和惯容系统的位移，其分别对应的位移如图所

示， m_d 为惯容器的表观质量、 k_d 为调谐弹簧刚度和 c_d 为阻尼耗能元件的阻尼系数。

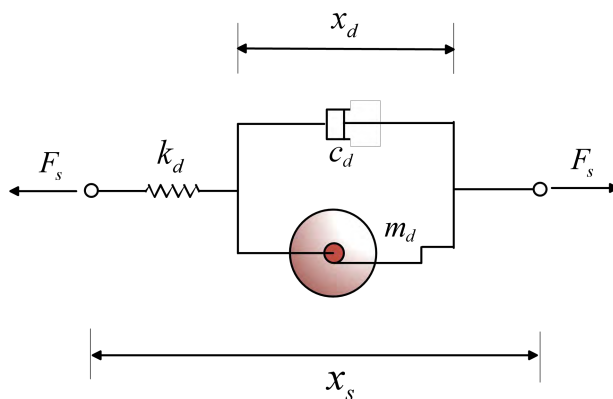


图 2.3 调谐黏滞质量阻尼系统组成示意图

2.2 拉索连接形式

本文分析自平衡惯容系统安装于弯曲型结构的应用，为了便于对惯容系统与原结构位移之间关系的分析，首先考虑在单个集中质量的系统中存在水平向位移和转角两个自由度，拉索连接自平衡惯容系统安装于该结构上，考虑三种连接形式，分别为倒 V 连接形式，竖向连接形式以及斜交连接形式，其具体连接方式如下图 2.4 所示：

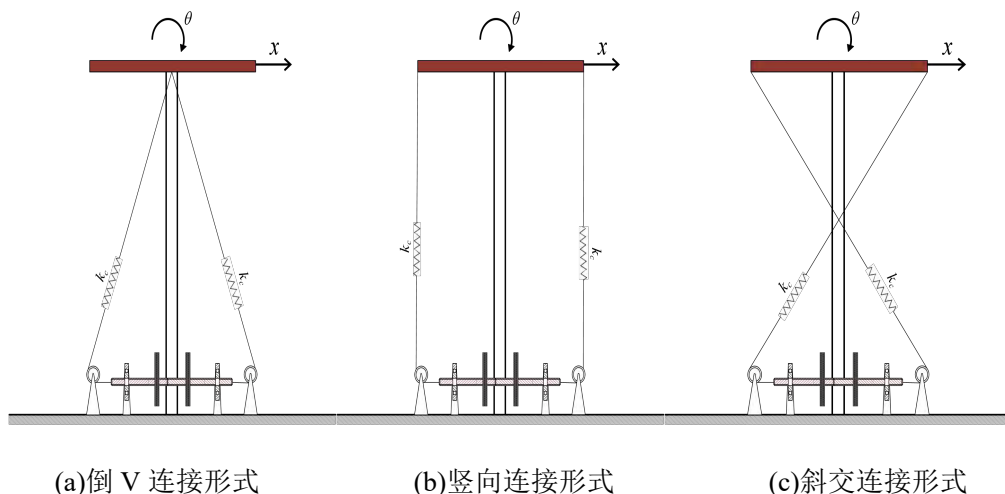


图 2.4 三种拉索连接形式示意图

2.2.1 拉索支撑体系

其中针对于拉索支撑体系,常见用于支撑阻尼器形式的拉索支撑体系多采用具体的位移放大机制来实现对拉索的安装,根据其安装方式等对安装角度进行选择,常见的是由滑轮、杠杆和跷跷板等元件组成^[98],各种拉索支撑有其相对应的适用范围,本文主要采用其中简单拉索支撑的形式,使用滑轮进行拉索的连接无需额外的辅助设备,能够保证安装的便利以及拉索的连续性,而在拉索连接的情况下,假定其体系内部的滑轮等辅助元件具有无穷刚度,此时拉索支撑的刚度仅取决于拉索本身的刚度大小:

$$k_c = \frac{E_c A_c}{l_c} \quad (2.8)$$

其中, k_c 为拉索的刚度, E_c, A_c 分别为拉索材料的弹性模量以及拉索的截面积, l_c 为拉索支撑的有效长度。

而当拉索支撑体系连接自平衡惯容系统时,拉索支撑本身是与自平衡惯容系统的调谐弹簧元件直接连接,这两者的刚度通过串联的形式来发挥作用,为了简化计算,通过等效刚度 k_s 的形式来计算调谐弹簧和拉索连接后的总刚度:

$$k_s = \frac{k_d k_c}{k_d + k_c} \quad (2.9)$$

在后续的计算和优化设计过程中,将使用等效刚度作为代替惯容系统的弹簧元件刚度的参数来进行分析计算和参数优化。

2.2.2 拉索位移计算

根据上述计算等效刚度的方法,将拉索和调谐弹簧化简为一个弹簧的形式来进行计算,本文针对弯曲型结构提出的三种不同的连接方式,其拉索位移与结构位移之间的关系通过如下的方式来进行计算,倒V连接形式仅利用结构的水平向位移来使惯容系统产生作用,而竖向连接形式仅利用结构的转角来使惯容系统产生运动,斜交连接形式则会使惯容系统在结构的水平向位移和转角的共同作用下而运动,下面对在不同拉索连接形式下,惯容系统运动与结构运动之间的关系进行研究。

由于斜交拉索的形式是在水平向位移和转角的共同作用下产生的运动,通过斜交拉索的形式来计算惯容系统的出力,拉索连接自平衡惯容系统的出力与拉索的位移相关,计算拉索的位移变化 x_c 可以认为结构在水平向位移的基础上产生转角,首先考虑在只有水平向位移的情况下拉索位移的变化与结构水平向位移的关

系如下图所示 2.5 所示：

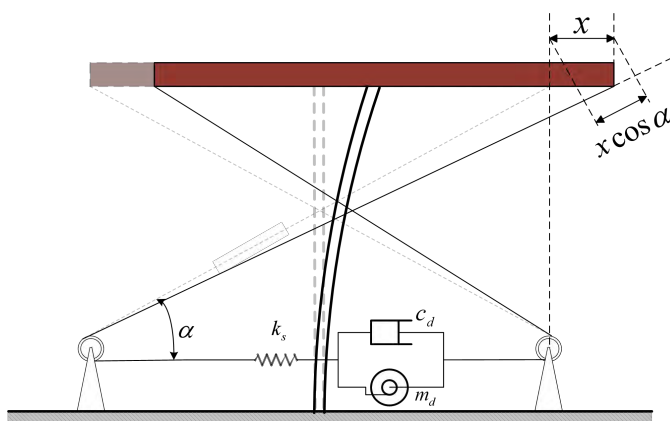


图 2.5 只有横向位移的情况下斜交连接拉索位移变化情况

在仅考虑水平向位移的情况下，拉索的位移可以计算得到为 $x \cos \alpha$ ，而在此基础上计算转角带来的位移，其结构位移与拉索位移之间的关系如图 2.6 所示：

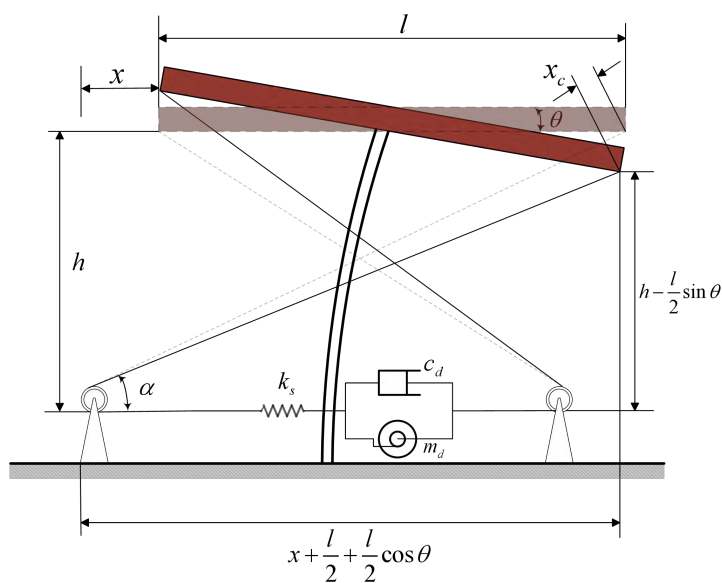


图 2.6 考虑转角位移之后斜交连接拉索位移变化情况

根据上述结构位移引起的变形，可以得到拉索的位移 x_c 与结构的水平向位移 x 和转角 θ 之间的关系可以表示为：

$$x_c = x \cos \alpha + \sqrt{\left(x + \frac{l}{2} + \frac{l}{2} \cos \theta\right)^2 + \left(h - \frac{l}{2} \sin \theta\right)^2} - \sqrt{(l+x)^2 + h^2} \quad (2.10)$$

由于拉索位移的表达式中存在非线性的部分，用泰勒级数展开，取其线性部分来进行计算，可以得到拉索位移与结构位移之间的关系可以表示为：

$$x_c = x \cos \alpha - \frac{hl}{2\sqrt{h^2 + l^2}} \theta \quad (2.11)$$

而在倒 V 连接形式的情况下，其结构的转角对惯容系统的位移不产生影响，仅存在水平向位移的作用，故其拉索位移与结构位移之间的关系如图 2.7 所示：

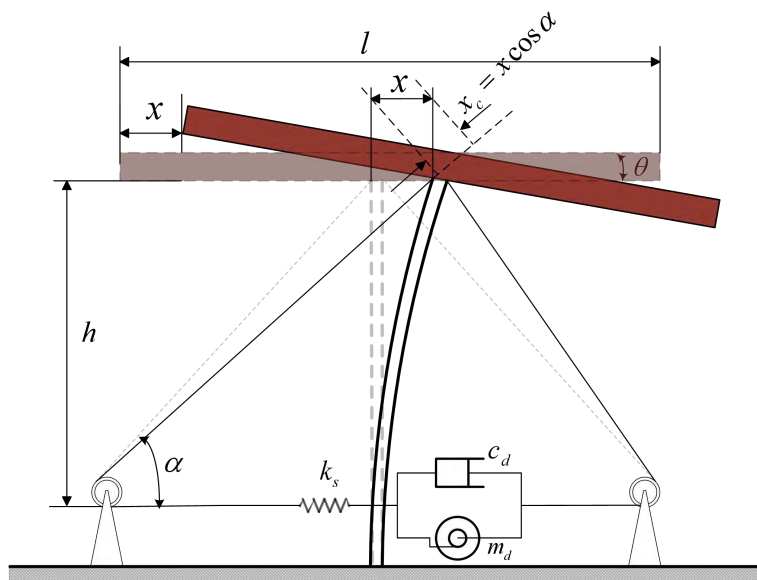


图 2.7 倒 V 连接形式拉索位移变化情况

可以在倒 V 连接形式的情况下，得到简化后拉索的位移与结构位移之间的关系式为：

$$x_c = x \cos \alpha_x \quad (2.12)$$

在竖向连接形式的情况下，由于两边拉索横向的移动相同，结构水平向位移对惯容系统不产生影响，故只考虑结构的转角对拉索位移的作用，

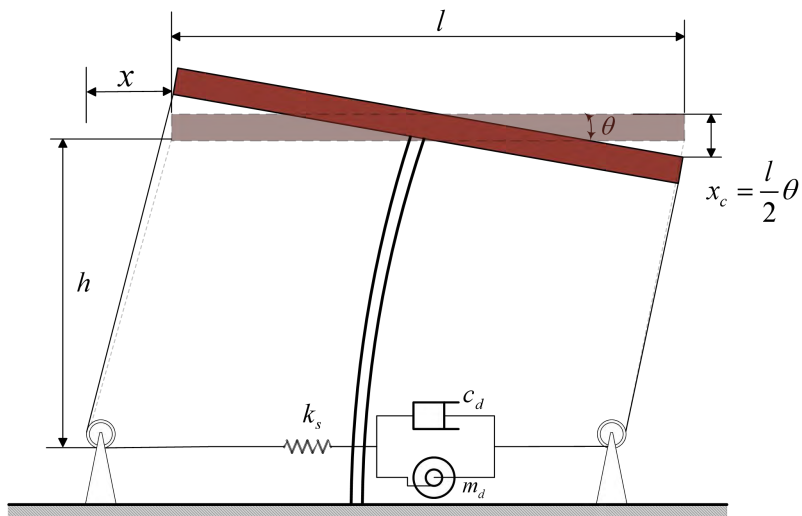


图 2.8 竖向连接形式拉索位移变化情况

其几何关系如图 2.8 所示，根据图中的几何关系，可以得到在竖向连接的情况下，结构位移与拉索位移之间的关系可以表达为：

$$x_c = \frac{l}{2}\theta \quad (2.13)$$

根据上述三种连接形式由此可以将拉索位移与结构位移之间的关系式统一表达为其横向位移和转角之间的关系，将拉索夹角 α 及悬臂部分长度 l 假定为系数，用 β_x 与 β_θ 分别代表水平向位移和转角的关系系数，可以得到简化后拉索的位移与结构位移之间的关系可以表示为：

$$x_c = \beta_x x + \beta_\theta \theta \quad (2.14)$$

由此可以得到在不同的连接情况下，其关系参数分别为：

$$\begin{cases} \beta_x = \cos \alpha, \beta_\theta = 0 & \text{倒V连接形式} \\ \beta_x = 0, \beta_\theta = \frac{l}{2} & \text{竖向连接形式} \\ \beta_x = \cos \alpha, \beta_\theta = -\frac{l}{2} \sin \alpha & \text{斜交连接形式} \end{cases} \quad (2.15)$$

2.3 拉索连接自平衡惯容系统减震机理

2.3.1 拉索连接自平衡惯容系统基本公式

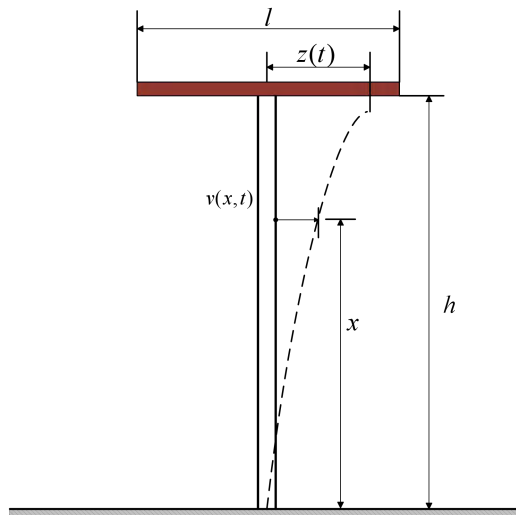


图 2.9 弯曲型结构形状变形示意图

为了研究拉索连接自平衡惯容系统的参数设计和简化计算，本文将弯曲型结构简化为悬臂的欧拉梁形式，悬臂刚架的部分假设为完全刚性并忽略其质量，仅

作为传递结构的位移和转角的悬臂部分，充当体现楼板长度的作用。

根据结构动力学，可以通过广义坐标的形式^[109]，将弯曲型结构简化为单自由度体系来进行计算，如图 2.9 所示，假设弯曲型结构通过唯一的形状变形，将形状函数记为 $\psi(x)$ ，运动振幅用广义坐标表示为 $z(t)$ ，可以得到弯曲型结构的位移的广义坐标可以表示为 $v(x,t) = \psi(x)z(t)$ ，而与之对应的转角的广义坐标可以表示为 $\theta(x,t) = \psi'(x)z(t)$ 。

由此可以得到外力虚功 δW_E 为：

$$\delta W_E = \int_0^h p \delta v(x) dx - \int_0^h f_1 \delta v(x) dx - f_k \delta v(h) - M_k \delta v'(h) \quad (2.16)$$

由于假定安装位置在结构的顶层 $x = h$ ，外力虚功的各参数可以表示为：

$$\begin{cases} p = -m(x)\ddot{v}_g(x,t) \\ f_1 = m(x)\dot{v}(x,t) \\ f_k \delta v(h) = k_d \beta_x (\beta_x \psi(h)z + \beta_0 \psi'(h)z - y) \psi(h) \delta z \\ M_k \delta v'(h) = k_d \beta_0 (\beta_x \psi(h)z + \beta_0 \psi'(h)z - y) \psi'(h) \delta z \end{cases} \quad (2.17)$$

此处， f_1 为分布的惯性力， p 为分布的外部荷载， f_k 和 M_k 分别代表惯容作用到结构上的水平向力和弯矩， $k_d(\beta_x \psi(h)z + \beta_0 \psi'(h)z - y)$ 则是由前面推导能得到拉索的位移乘上惯容的弹簧刚度所产生的力的大小，有 β_x 是由于拉索产生的力要反作用于结构，会需要将拉索的力分解为横向和竖向的分量，分别对结构施加横向力和弯矩。 z 和 y 分别为广义坐标下结构的位移和惯容系统的位移， $m(x)$ 表示每单位长度的质量，为惯容器的表观质量、 k_d 为拉索以及调谐弹簧刚度构成的等效刚度， β_x 与 β_0 分别代表水平向位移和转角的关系系数， δz 表示结构的虚位移

将公式代入，由此可以得到外力虚功：

$$\begin{aligned} \delta W_E = & [-\ddot{z} \int_0^h m(x) \psi(x)^2 dx - (k_d \beta_x \psi(h) + k_d \beta_0 \psi'(h)) (\beta_x \psi(h)z + \beta_0 \psi'(h)z - y) \\ & - \ddot{v}_g \int_0^h m(x) \psi(x) dx] \delta z \end{aligned} \quad (2.18)$$

可以计算得到内力功 δW_I 为：

$$\delta W_I = \int_0^h EI(x) [v''(x,t) + a_1 \dot{v}''(x,t)] \delta v''(x) dx \quad (2.19)$$

化简得到：

$$\delta W_I = [z \int_0^h EI(x) \psi''(x)^2 dx + a_1 \dot{z} \int_0^h EI(x) \psi''(x)^2 dx] \delta z \quad (2.20)$$

其中, $EI(x)$ 表示结构每单位长度的弯曲刚度, a_1 表示主结构固有阻尼产生的应力与应变速度的比值。

根据内力功与外力虚功相等 $\delta W_E = \delta W_1$, 根据弯曲型结构的特点, 利用其底部固定 $\psi(0) = \psi'(0) = 0$, 可以化简得到拉索连接自平衡惯容系统布置于带有悬臂的弯曲型结构的公式为:

$$\begin{cases} m^* \ddot{z} + c^* \dot{z} + k^* z + k_d (\beta_x \psi(h) + \beta_0 \psi'(h)) (\beta_x \psi(h) z + \beta_0 \psi'(h) z - y) = p^* \\ m_d \ddot{y} + c_d \dot{y} = k_d (\beta_x \psi(h) z + \beta_0 \psi'(h) z - y) \end{cases} \quad (2.21)$$

其中, m^* 代表广义质量, c^* 代表广义阻尼, k^* 代表广义刚度, p^* 代表广义力, 其计算方法分别为:

$$\begin{cases} m^* = \int_0^h m(x) \psi(x)^2 dx \\ c^* = a_1 \int_0^h EI(x) \psi''(x)^2 dx \\ k^* = \int_0^h EI(x) \psi''(x)^2 dx \\ p^* = -\ddot{v}_g \int_0^h m(x) \psi(x) dx \end{cases} \quad (2.22)$$

2.3.2 位移转换系数

根据上一节的计算方法, 定义拉索连接位移转换系数 $\beta_t = \beta_x \psi(x) + \beta_0 \psi'(x)$, 其大小表示在刚性拉索的假定下, 拉索支撑传递给惯容系统的位移与结构广义坐标下的位移之间的比值。接下来首先分析位移转换系数 β_t 对结构位移响应和惯容出力的影响。可以通过拉索各连接形式的角度关系得到在不同连接方式的情况下位移转换系数 β_t 的值, 将式(2.15)代入位移转换系数的计算能够得到:

$$\beta_t = \begin{cases} \psi(x) \cos \alpha_x & \text{倒V连接形式} \\ \frac{l}{2} \psi'(x) & \text{竖向连接形式} \\ \psi(x) \cos \alpha - \frac{l}{2} \psi'(x) \sin \alpha & \text{斜交连接形式} \end{cases} \quad (2.23)$$

虽然倒 V 连接方式与斜交连接方式的夹角不同, 但是由于两种拉索连接的角度均与弯曲型结构所连接的悬臂的长度 l 和结构的高度 h 相关, 而 $\psi'(x)$ 的值与拉索连接的位置高度有关, 因此, 我们根据悬臂部分带来的高宽比 l/h 的不同, 得到拉索连接的位移转换系数与拉索连接位置高度比 x/h 之间的关系如下图

2.10 所示:

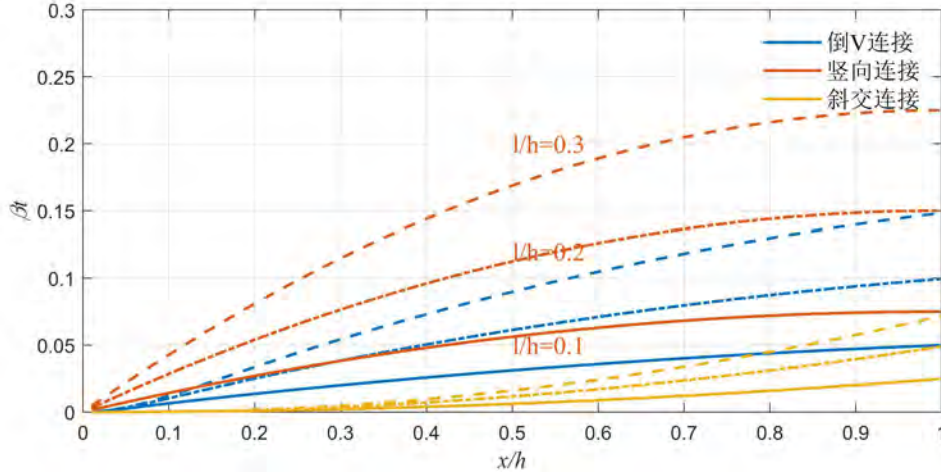


图 2.10 三种拉索连接形式的位移转换系数

可以看到, 位移转换系数其值在 0 到 1 之间, 在高宽比 $l/h=0.1, 0.2, 0.3$ 的条件下, 三种拉索连接形式的位移转换系数均随着高度比 x/h 的增加而逐渐增大, 并且能看到位移转换系数随着高宽比的增加而逐渐增大, 且竖向的连接形式优于倒 V 连接形式优于斜交连接的形式。也就代表了在考虑拉索连接自平衡惯容系统安装于弯曲型结构的情况下, 其拉索安装位置应尽可能地高, 且其安装的悬臂部分也应尽可能地长, 优先选择竖向的连接形式, 但是在实际结构中要考虑到实际结构的设计标准以及其他结构的位置, 并且需要考虑拉索的张拉的预应力以及维护, 在这种情况下来进行选择, 故本文给出三种连接形式的优化, 便于根据实际结构的情况来进行拉索连接形式以及惯容系统参数的选择。

2.3.3 参数分析

将式(2.21)写为含有拉索转换系数 β_t 的形式如下:

$$\begin{cases} m^* \ddot{z} + c^* \dot{z} + k^* z + F_c = p^* \\ F_c = \beta_t F_s \\ F_s = m_d \ddot{y} + c_d \dot{y} = k_d (\beta_t z - y) \end{cases} \quad (2.24)$$

定义参数:

$$\omega_s = \sqrt{\frac{k^*}{m^*}}, \quad \mu = \frac{m_e}{m^*}, \quad \kappa = \frac{k_e}{k^*}, \quad \xi = \frac{c_e}{2m^* \omega_s}, \quad \zeta = \frac{c^*}{2m^* \omega_s} \quad (2.25)$$

由此可以推导得到结构位移的传递函数, 惯容系统位移的传递函数以及惯容出力的传递函数分别为:

$$H_z(i\beta) = \frac{-\mu\beta^2 + 2\beta\xi i + \beta_t\kappa}{2\zeta\beta(\beta^2\mu i - \beta_t\kappa i + 2\beta\xi) + 2\xi\beta i(\beta^2 - \beta_t^2\kappa - 1) + \beta^2\beta_t^2\kappa\mu - (1 - \beta^2)(\beta_t\kappa - \mu\beta^2)} \quad (2.26)$$

$$H_{x_c}(i\beta) = \frac{\beta_t^2\kappa}{2\zeta\beta(\beta^2\mu i - \beta_t\kappa i + 2\beta\xi) + 2\xi\beta i(\beta^2 - \beta_t^2\kappa - 1) + \beta^2\beta_t^2\kappa\mu - (1 - \beta^2)(\beta_t\kappa - \mu\beta^2)} \quad (2.27)$$

$$H_F(i\beta) = \frac{-i\beta_t^2\kappa\beta(i\beta\mu + 2\xi)}{2\zeta\beta(\beta^2\mu i - \beta_t\kappa i + 2\beta\xi) + 2\xi\beta i(\beta^2 - \beta_t^2\kappa - 1) + \beta^2\beta_t^2\kappa\mu - (1 - \beta^2)(\beta_t\kappa - \mu\beta^2)} \quad (2.28)$$

在考虑结构连接参数 β_t 的情况下，令 $\beta_t = 0.1406$ ，即考虑拉索的竖向连接，当惯容系统的惯质比 μ 为定值 0.1, 0.5 和 1，而刚度比和阻尼比 $\kappa \in [0.01, 100]$ ， $\xi \in [0.01, 1]$ 时，结构最大位移响应随着参数的变化情况如下图 2.11 所示：

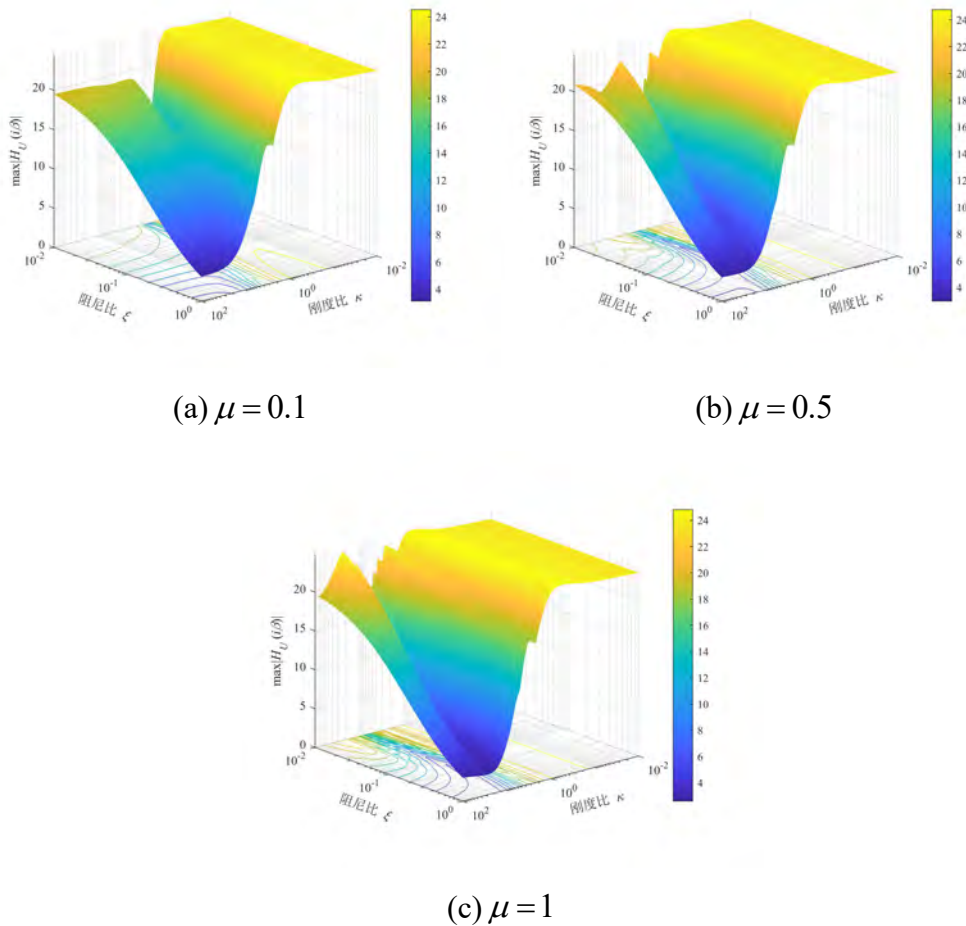


图 2.11 不同惯质比的竖向连接形式下结构最大位移响应曲面图

当惯容系统阻尼比 ξ 为定值 0.05, 0.1，而质量比和刚度比 $\mu \in [0.01, 1]$ ，

$\kappa \in [0.01, 100]$ 时, 结构最大位移响应和惯容出力的传递函数随着参数的变化如下图 2.12 和图 2.13 所示:

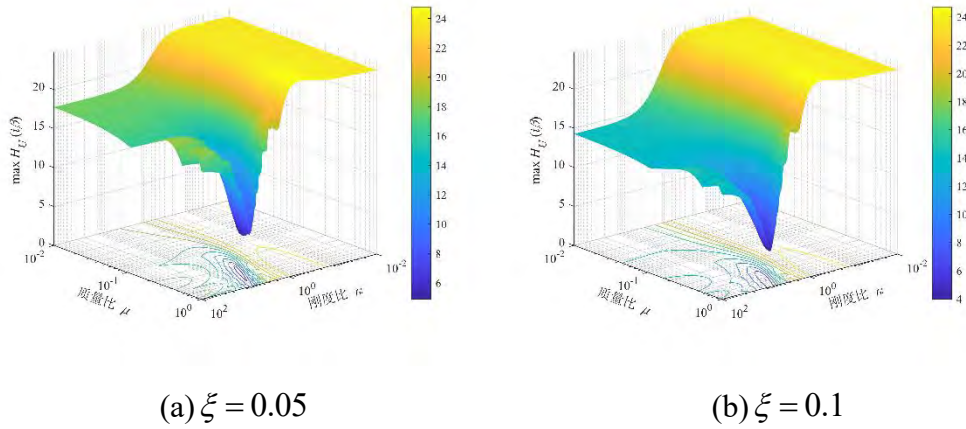


图 2.12 不同阻尼比竖向连接形式下结构最大位移响应曲面图

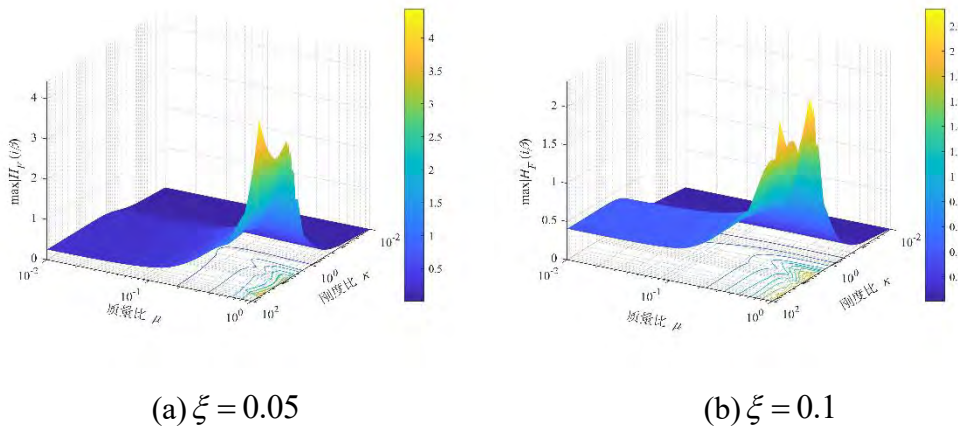


图 2.13 不同阻尼比的竖向连接形式下惯容出力曲面图

而当 $\beta_1 = 0.0933$ (在结构高宽比为 $16/3$ 的情况下, 考虑倒 V 连接的形式), 当惯容系统的惯质比 μ 为定值 $0.1, 0.5$ 和 1 , 而刚度比和阻尼比 $\kappa \in [0.01, 100]$, $\xi \in [0.01, 1]$ 时, 惯容系统的结构最大位移响应随着参数的变化情况如下图 2.14 所示, 当惯容系统阻尼比 ξ 为定值 $0.05, 0.1$, 而质量比和刚度比 $\mu \in [0.01, 1]$, $\kappa \in [0.01, 100]$ 时, 结构最大位移响应和惯容出力的传递函数随着参数的变化情况则分别如图 2.15 和图 2.16 所示。

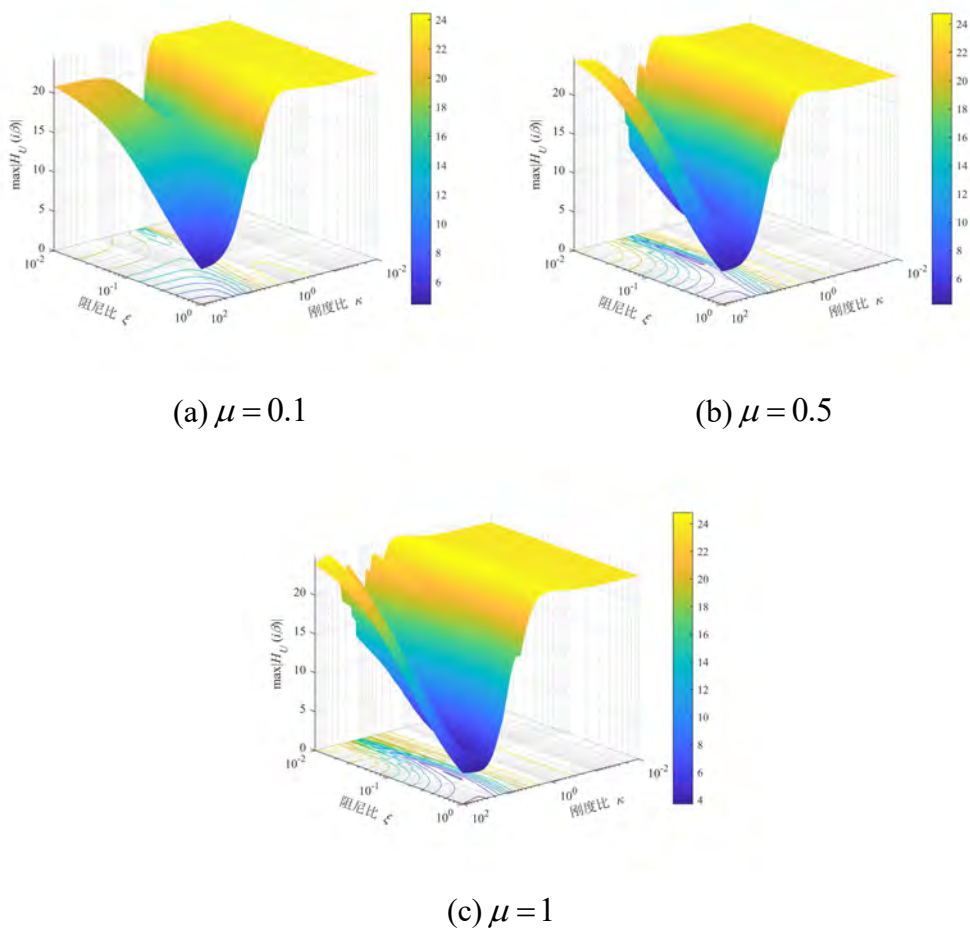


图 2.14 不同惯质比的倒 V 连接形式下结构最大位移响应曲面图

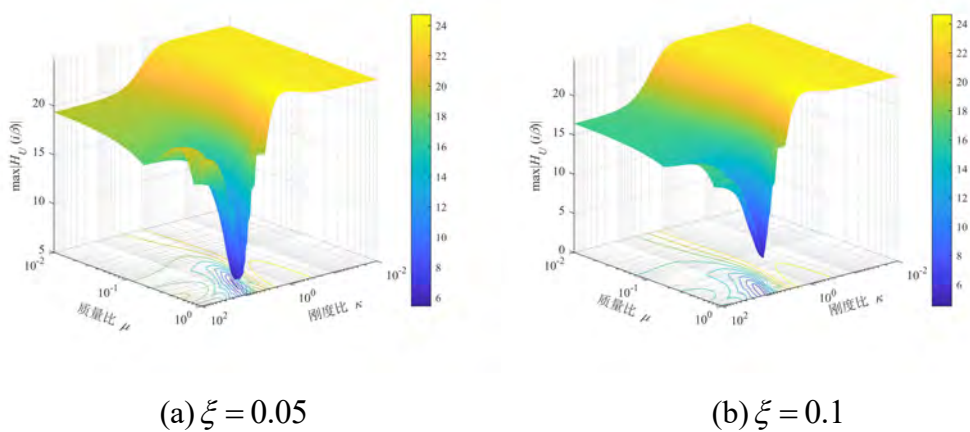


图 2.15 不同阻尼比的倒 V 连接形式下结构最大位移响应曲面图

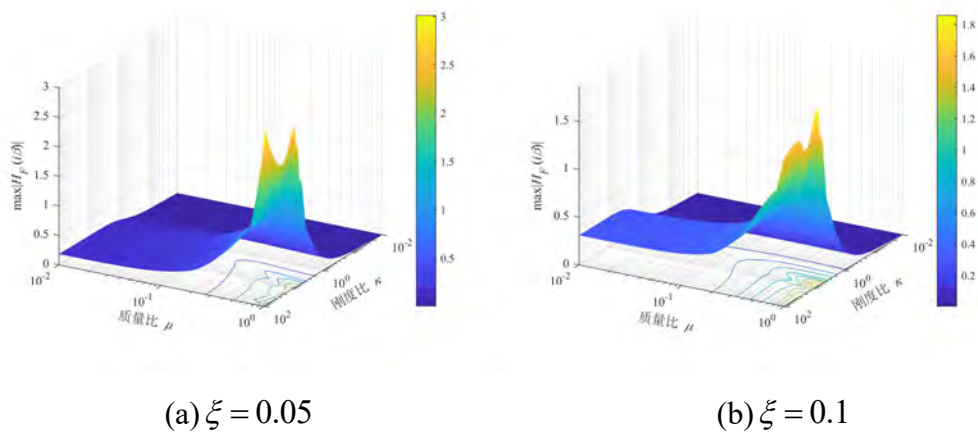


图 2.16 不同阻尼比的倒 V 连接形式下惯容出力曲面图

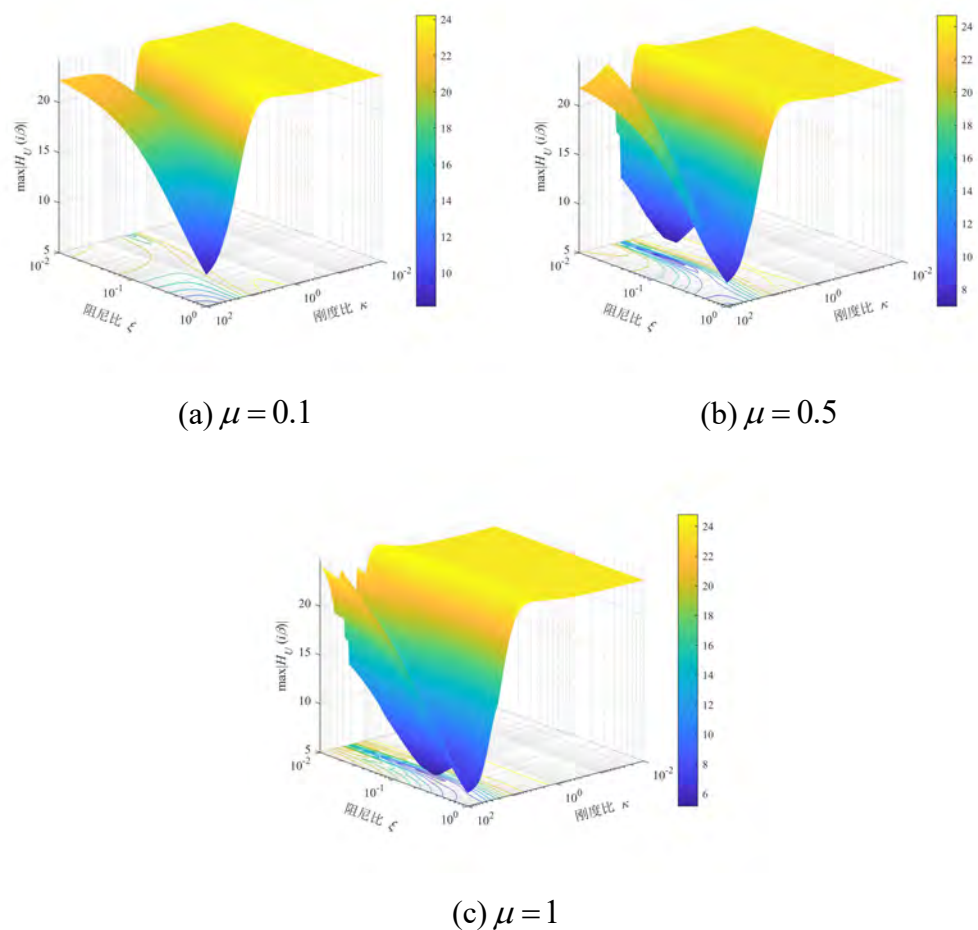


图 2.17 不同惯质比的斜交连接形式下结构最大位移响应曲面图

而当 $\beta_1 = 0.0461$ (在结构高宽比为 $16/3$ 的情况下, 考虑拉索的斜向交叉连接), 当惯容系统的惯质比 μ 为定值 $0.1, 0.5$ 和 1 , 而刚度比和阻尼比 $\kappa \in [0.01, 100]$, $\xi \in [0.01, 1]$ 时, 惯容系统的结构最大位移响应随着参数的变化情况如下图 2.17

所示。

当惯容系统阻尼比 ξ 为定值 0.05, 0.1, 而质量比和刚度比 $\mu \in [0.01, 1]$, $\kappa \in [0.01, 100]$ 时, 结构最大位移响应和惯容出力的传递函数随着参数的变化情况则分别如图 2.18 和图 2.19 所示

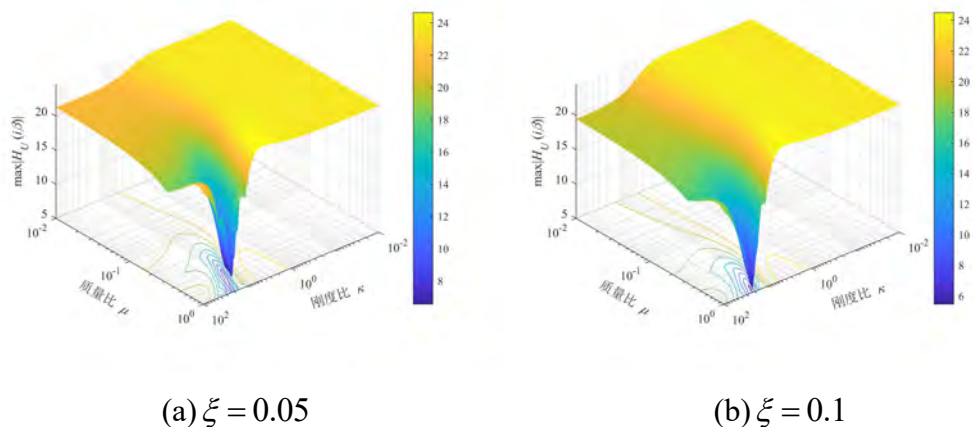


图 2.18 不同阻尼比的斜交连接形式下结构最大位移响应曲面图

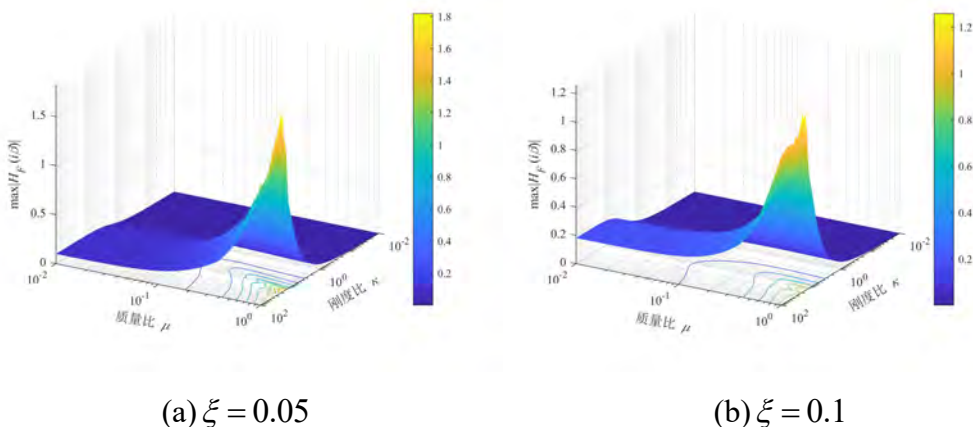


图 2.19 不同阻尼比的斜交连接形式下惯容出力曲面图

可以看到在上面三种情况下, 结构的最大位移响应最低点出现的位置会随着 β_1 的变化而变化, 并且在斜交的连接情况下, 随着惯质比的定值发生变化的时候, 位移的最大响应最低点的趋势发生了明显的变化, 这种情况也是说明了连接形式的不同对结构的最大位移响应会有比较明显的影响, 也会影响实际的惯容系统参数优化的结果。

而在惯容出力的最大值和结构最大位移响应也随着惯容系统阻尼比的变化也发生了变化, 可以看到位移转换系数 β_1 对最大位移响应最低点以及惯容出力最大值的位置有一定影响, 为了考虑 β_1 对于惯容系统参数的影响, 针对公式

(2.26), 根据定点理论的计算方法, 可以得到拉索连接自平衡惯容系统的优化设计参数。

根据公式(2.26), 忽略结构阻尼时, 将 $\zeta = 0$ 带入可以得到:

$$H_z(i\beta) = \frac{-\mu\beta^2 + 2\beta\xi i + \beta_t\kappa}{2\xi\beta i(\beta^2 - \beta_t^2\kappa - 1) + \beta_t^2\beta^2\kappa\mu - (1 - \beta^2)(\beta_t\kappa - \mu\beta^2)} \quad (2.29)$$

根据定点理论可以知道, 传递函数曲线上存在与阻尼比不相关的固定点, 因此可以在 $\xi = 0$ 与 $\xi = \infty$ 时可以得到其传递函数值分别为:

$$\begin{aligned} |H_z(i\beta)|_{\xi=0} &= \left| \frac{1}{\beta_t^2\kappa - \beta^2 + 1} \right| \\ |H_z(i\beta)|_{\xi=\infty} &= \left| \frac{\mu\beta^2 - \beta_t\kappa}{\mu\beta^4 - \beta_t^2\kappa\mu\beta^2 - \beta_t\kappa\beta^2 - \mu\beta^2 + \beta_t\kappa} \right| \end{aligned} \quad (2.30)$$

利用两定点高度相等的条件, 通过求解方程获得 β 的两个实数解得到结构的最优刚度比为:

$$\kappa^{\text{opt}} = \frac{\mu}{\beta_t(1 - \beta_t\mu)} \quad (2.31)$$

并根据定点理论的原则在定点处传递函数达到局部峰值, 定点处频率变化的导数为 0, 由此求得最优的附加阻尼比为:

$$\xi^{\text{opt}} = \frac{\beta_t\mu}{2} \sqrt{\frac{3\mu}{(1 - \beta_t\mu)(2\beta_t - \beta_t^2\mu)}} \quad (2.32)$$

将上述求得的最优刚度比和附加阻尼比带入结构位移的传递函数, 可以得到两定点位置的传递函数峰值为:

$$|H_z(i\beta)|_{\text{max}} = \frac{\sqrt{2}(1 - \beta_t\mu)}{\sqrt{\beta_t\mu}} \quad (2.33)$$

其中 $\beta_t \in (0, 1]$, 其大小表示了拉索传递位移的有效性, 而选取在 $\beta_t = 1$ 的情况下也就是拉索对位移传递不产生影响的情况下验证定点理论的结果, $\xi = 0$ 与 $\xi = \infty$ 的传递函数曲线以及定点理论优化后的传递函数曲线如下图 2.20 所示, 可以看到在附加阻尼比不同的情况下, 任意一条传递函数曲线都经过两个固定点且两个定点对应的传递函数峰值等高, 由此能够通过参数的设计使其峰值最小来实现定点理论参数优化。

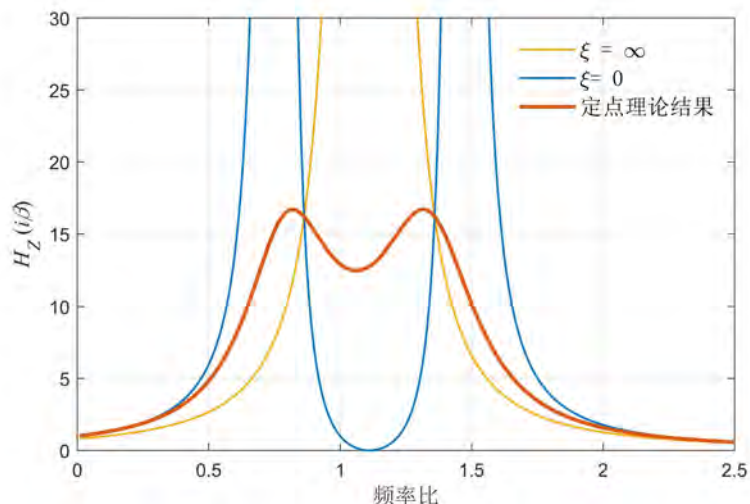


图 2.20 在不同阻尼比的参数下结构位移传递函数对比图

由于不同的连接形式，其 β_1 的值有所不同对于固定点的峰值有一定的影响，根据固定点峰值的计算，考虑拉索连接方式不同的情况下得到主结构传递函数固定点峰值与惯质比的关系如下图 2.21 所示，能看到当 β_1 越小时，传递函数固定点峰值越大，而在拉索连接方式确定的情况下，结构的最佳的减震效果只与惯容系统的惯质比有关，并且在这种情况下主结构传递函数的峰值随着惯质比的增大而减小。

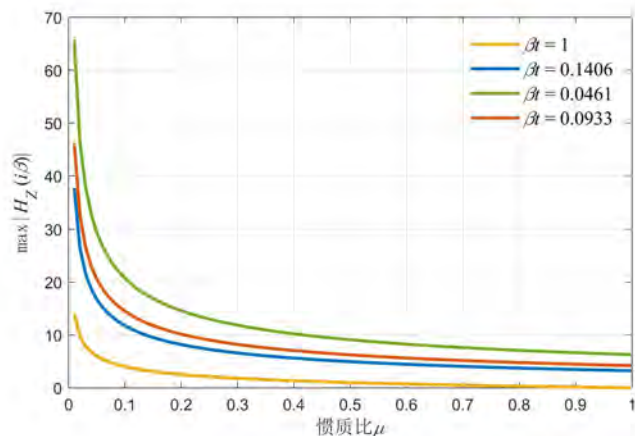


图 2.21 不同惯质比的情况下结构位移传递函数峰值

而考虑连接方式的不同，对自平衡惯容系统最优阻尼比有一定的影响，针对于连接方式的不同得到最优阻尼比与惯质比的关系如下图 2.22 所示，可以看到在连接方式确定的情况下，随着惯质比的增加，所需的最优阻尼比也增大，而可以看到在惯质比相等的情况下， β_1 越小，所需的最优阻尼比也越小，会导致其主结构传递函数固定点峰值偏大。

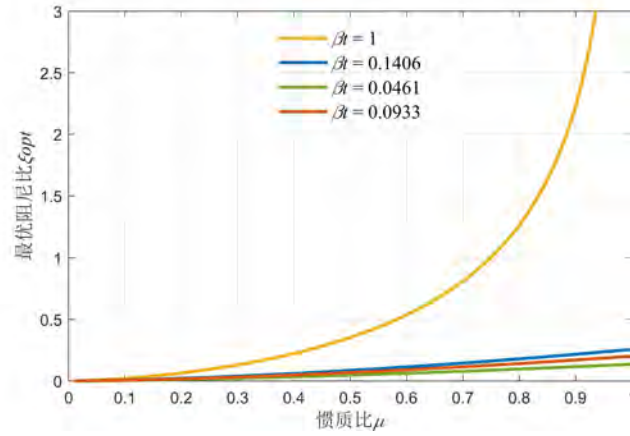


图 2.22 不同惯质比的情况下设计最优阻尼比

本文讨论的情况为，拉索连接自平衡惯容系统安装于结构的悬臂位置，其高度 h 假设为已知，定义等效惯容位移 $x_e = y / \beta_t$ ，由此可以将公式化简为：

$$\begin{cases} m^* \ddot{z} + c^* \dot{z} + k^* z + k_e(z - x_e) = p^* \\ m_e \ddot{x}_e + c_e \dot{x}_e = k_e(z - x_e) \end{cases} \quad (2.34)$$

其中，

$$\begin{cases} m_e = \beta_t^2 m_d \\ c_e = \beta_t^2 c_d \\ k_e = \beta_t^2 k_d \end{cases} \quad (2.35)$$

根据式可以将上述公式，简化为：

$$\begin{cases} \ddot{z} + 2\zeta\omega_s \dot{z} + \omega_s^2 z + \kappa\omega_s^2(z - x_e) = a_0 \\ \mu \ddot{x}_e + 2\xi\omega_s \dot{x}_e = \kappa\omega_s^2(z - x_e) \end{cases} \quad (2.36)$$

其中， $a_0 = p^* / m^*$ 。

将上述公式两边进行拉普拉斯变换，可以得到结构位移的传递函数以及惯容位移的传递函数分别为：

$$\begin{aligned} H_z(i\beta) &= \frac{-\mu\beta^2 + 2\beta\xi i + \kappa}{2\zeta\beta(\beta^2\mu i - \kappa i + 2\beta\xi) + 2\xi\beta i(\beta^2 - \kappa - 1) + \beta^2\kappa\mu - (1 - \beta^2)(\kappa - \mu\beta^2)} \\ H_{x_e}(i\beta) &= \frac{\kappa}{2\zeta\beta(\beta^2\mu i - \kappa i + 2\beta\xi) + 2\xi\beta i(\beta^2 - \kappa - 1) + \beta^2\kappa\mu - (1 - \beta^2)(\kappa - \mu\beta^2)} \end{aligned} \quad (2.37)$$

其中 $\beta = \omega / \omega_s$ 。

考虑到惯容的恢复力可以得到， $f_{in} = k_e(z - x_e) / m$ ，由自平衡惯容系统的惯质元件和阻尼元件提供，由此可以得到惯容系统出力的传递函数为：

$$H_F(i\beta) = \frac{-i\kappa\beta(i\beta\mu + 2\xi)}{2\zeta\beta(\beta^2\mu i - \kappa i + 2\beta\xi) + 2\xi\beta i(\beta^2 - \kappa - 1) + \beta^2\kappa\mu - (1 - \beta^2)(\kappa - \mu\beta^2)} \quad (2.38)$$

根据拉索连接自平衡惯容系统安装于弯曲型结构的公式推导，我们可以看到其公式通过转化之后与传统惯容系统类似，根据振动控制原理，关注系统响应的峰值，可以知道在共振的情况下能得到结构的最大响应，为了求出结构最大位移响应，可以定义范数 H_∞ 为：

$$H_\infty = \max \{ |H_z(i\beta)| \} \quad (2.39)$$

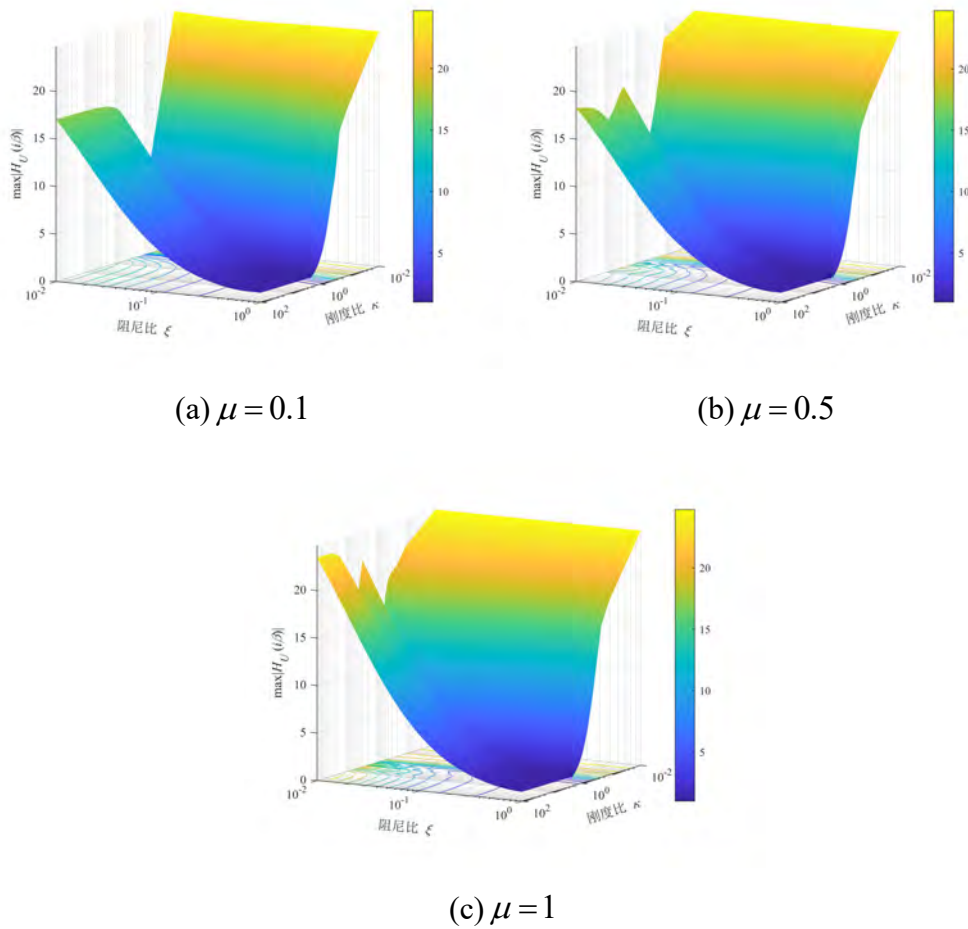


图 2.23 简化形式下结构最大位移响应曲面图

根据上述的公式推导可以知道，该指标与原始结构的圆频率 ω_s 无关，仅与原始结构的阻尼比 ζ ，自平衡惯容系统的惯质比 μ ，刚度比 κ 和阻尼比 ξ 有关。因此，基于上述分析指标，通过考虑一系列的数值情况，得到结构最大位移响应与自平衡惯容系统各参数之间的关系。设定原始结构的阻尼比为 0.02，可以得到当惯质比 μ 分别为定值 0.1，0.5，1 时，而刚度比和阻尼比 $\kappa \in [0.01, 100]$ ，

$\xi \in [0.01, 1]$ 时, 结构最大位移响应随着参数的变化情况如图 2.23 所示。

在惯容系统阻尼比 ξ 为定值 0.05, 0.1 的情况下, 而质量比和刚度比 $\mu \in [0.01, 1]$, $\kappa \in [0.01, 100]$ 时, 结构最大位移响应随着参数的变化情况如下图 2.24 所示。

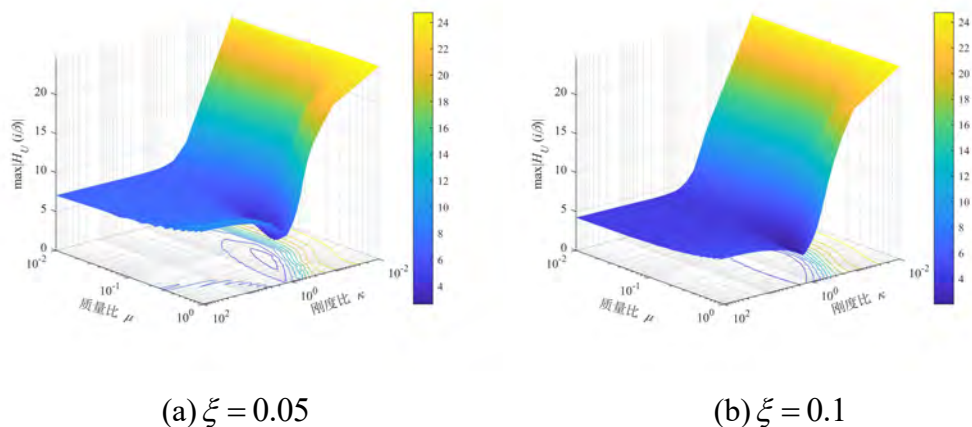


图 2.24 简化形式下结构最大位移响应曲面图

能看到在附加阻尼比固定的时候, 可以得到闭合的轮廓线, 能在三维曲线中看到有最低点, 意味着能够在这个范围的参数集中找到最优控制的参数, 当刚度比接近 1, 惯质比接近 0.1 时, 位移响应达到最低点。

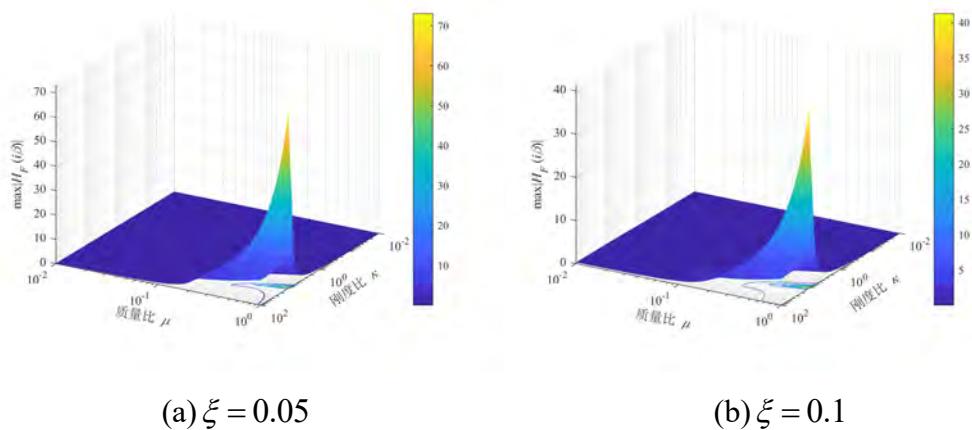


图 2.25 简化形式下惯容出力曲面图

而在自平衡惯容系统的设计中, 既要考虑到结构的位移响应, 也要考虑到惯容系统的出力, 由此考虑一系列数值的情况, 得到惯容最大出力与自平衡惯容系统各参数之间的关系, 在阻尼比 ξ 为定值 0.05, 0.1 的情况下, 而质量比和刚度比 $\mu \in [0.01, 1]$, $\kappa \in [0.01, 100]$ 时, 惯容最大出力随着参数的变化情况如下图 2.25 所示。

可以看到在刚度比接近 10，阻尼比接近 1 的时候，存在惯容出力唯一的最大值，在这种情况下，我们能通过简化计算的定点理论设计得到惯容系统的参数，

$$\kappa^{\text{opt}} = \frac{\mu}{1-\mu}, \xi^{\text{opt}} = \frac{\mu}{2} \sqrt{\frac{3\mu}{(1-\mu)(2-\mu)}} \quad (2.40)$$

可以看到在简化计算的方法下，可以在相同的惯容参数的情况下，比较不同拉索连接方式达到该惯容参数，所需要的自平衡惯容系统的设计参数的不同，能较为简便地进行选择连接方式和参数。接下来通过一个算例进行验算，并比较两种优化方式的计算结果。

2.4 单自由度体系验算

通过一个具体模型进行验算，假设一个欧拉钢梁，高度为 1.6m，截面为长方形，尺寸为 0.1m×0.01m，其弯曲刚度为 $EI = 1716.67(N/m^2)$ ，假设额外连接拉索的部分长度为 $l = 0.3m$ ，根据结构动力学的原理假设其结构广义坐标的形状函数为：

$$\psi(x) = \left(\frac{x}{L}\right)^2 \left(\frac{3}{2} - \frac{x}{2L}\right) \quad (2.41)$$

根据公式(2.26)得到的结果，可以得到在拉索连接形式不同的情况下，其结构位移传递函数如下图 2.26 所示，

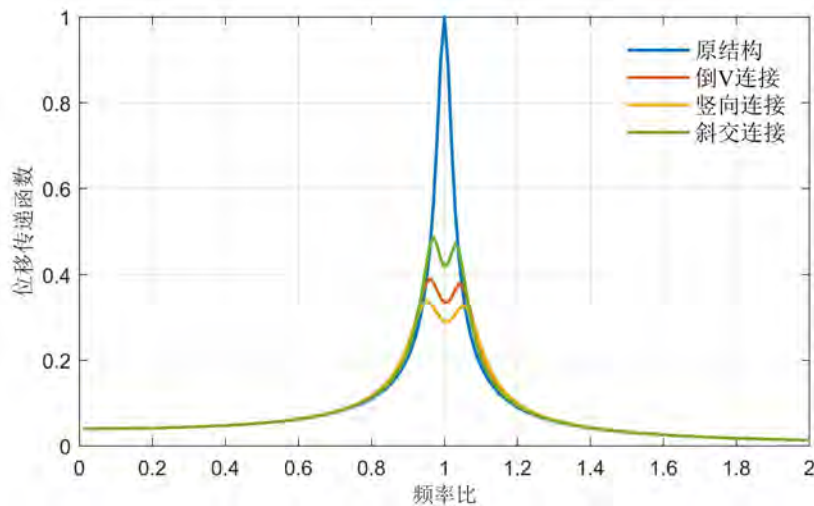


图 2.26 不同拉索连接形式下结构位移传递函数

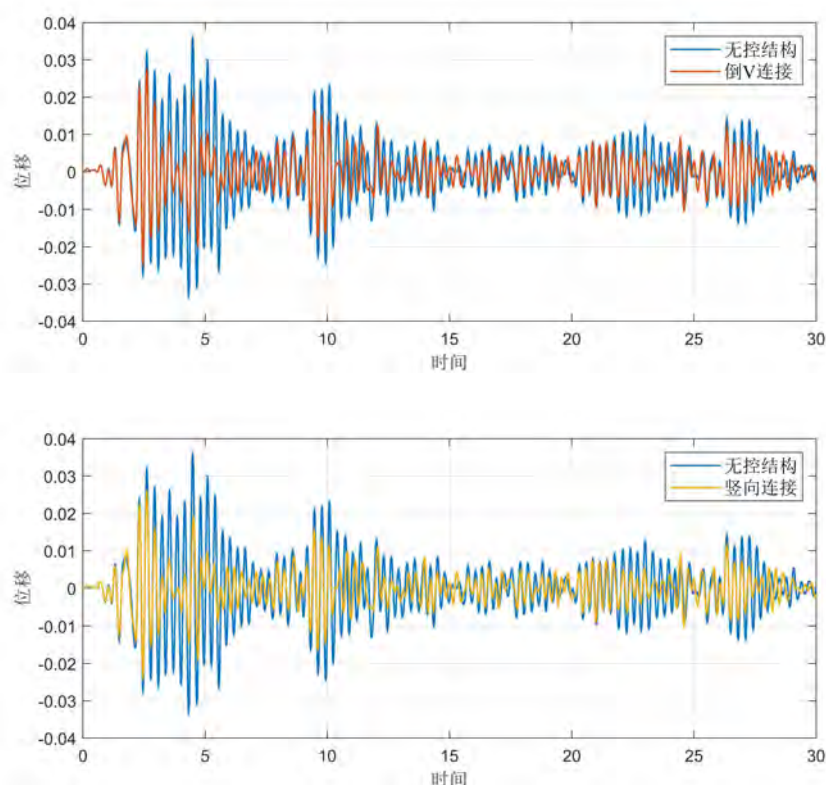
在这种情况下，可以求得在这种定点理论的结果下，拉索连接自平衡惯容系统的参数如下表 2.1 所示：

表 2.1 定点理论优化下拉索连接自平衡惯容系统具体参数

拉索连接方式	β_t	$m_d(kg)$	$k_d(N/m)$	$c_d(N/s)$
倒 V 连接	0.0933	0.2961	139.703	2.5555
竖向连接	0.1406	0.2961	906.850	0.8956
斜交连接	0.0461	0.2961	2741.700	0.5090

可以看到在这种计算方式下，在同样惯质比的情况下，在定点理论推导得到的最优刚度比和阻尼比的位移传递函数，能看到减震效果是倒 V 连接形式最好竖向次之，而斜交连接形式最差，其效果是随着 β_t 的减小而减小的，而需要的刚度比，斜交连接形式大于竖向连接形式大于倒 V 连接形式，阻尼比则是斜交连接形式最小，在这种设计方法下，斜交拉索的连接形式达不到倒 V 连接形式的减震效果，但自平衡惯容系统的参数方面的需求不是单向变化的，无法进行比较。

通过地震时程进行分析，选取地震动记录数据 El centro 进行分析，使用考虑拉索的位移转换系数的计算方法得到的结果，三种不同连接形式下的其位移时程曲线图如图 2.27 所示：



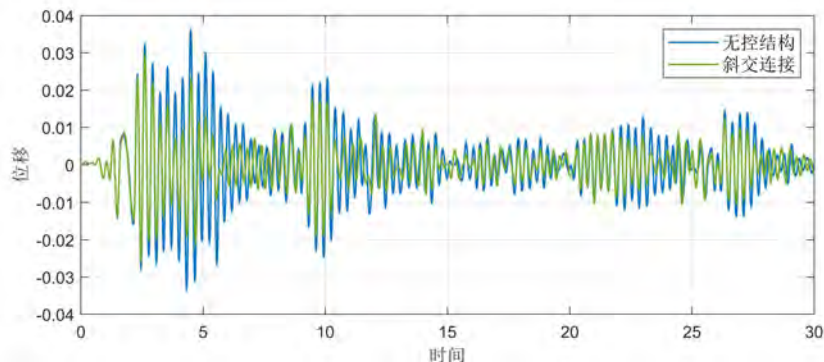


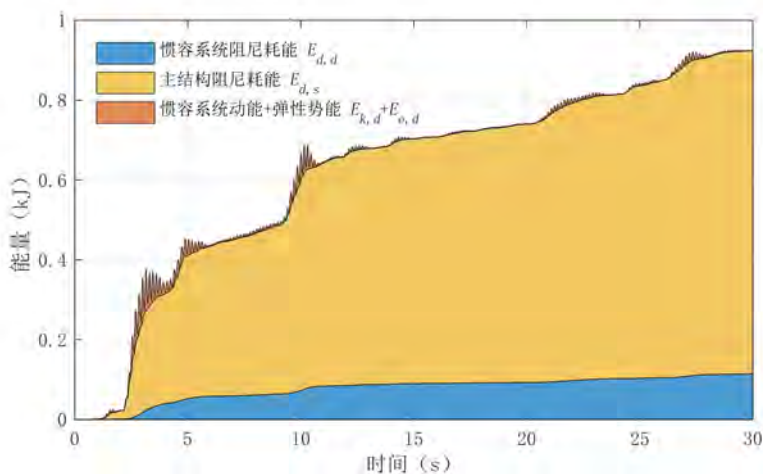
图 2.27 不同拉索连接形式下结构位移时程曲线

根据时程曲线，可以整理得到时程分析的结果如下表 2.2 所示，可以看到在这种设计参数下，惯容系统的作用较小，没有完全发挥出惯容系统的耗能增效效果。

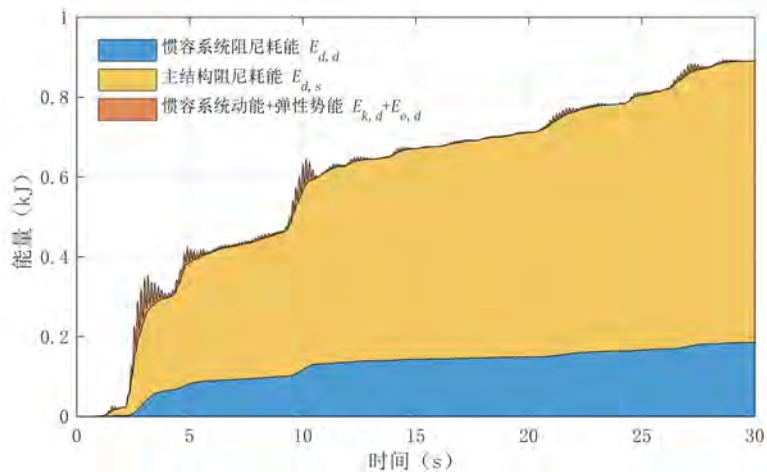
表 2.2 三种拉索连接形式的时程分析结果

拉索连接方式	位移最大值之比	位移均方值之比	惯容系统耗能占比	耗能增效系数
倒 V 连接	0.7584	0.6135	0.1238	0.3891
竖向连接	0.7184	0.5758	0.2080	0.4755
斜交连接	0.8092	0.6887	0.0500	0.2735

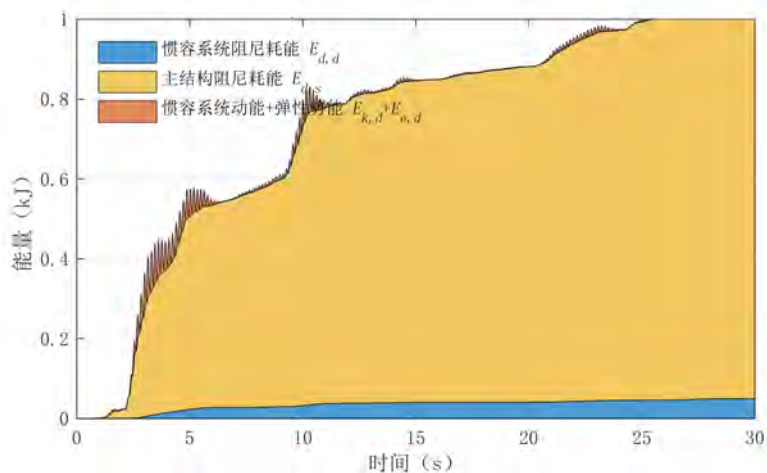
由时程分析的结果，可以计算得到在不同连接方式的情况下，惯容系统的阻尼耗能如下图 2.28 所示，在同样的惯质参数的条件下竖向连接的惯容系统耗能占比最多，但在这种设计方法的情况下，设计所得的惯容系统参数较小，对结构的减震效果以及惯容系统自身的耗能增效情况都没有得到很好的体现。



(a) 倒 V 连接形式



(b) 竖向连接形式



(c) 斜交连接形式

图 2.28 不同拉索连接形式下惯容系统耗能情况

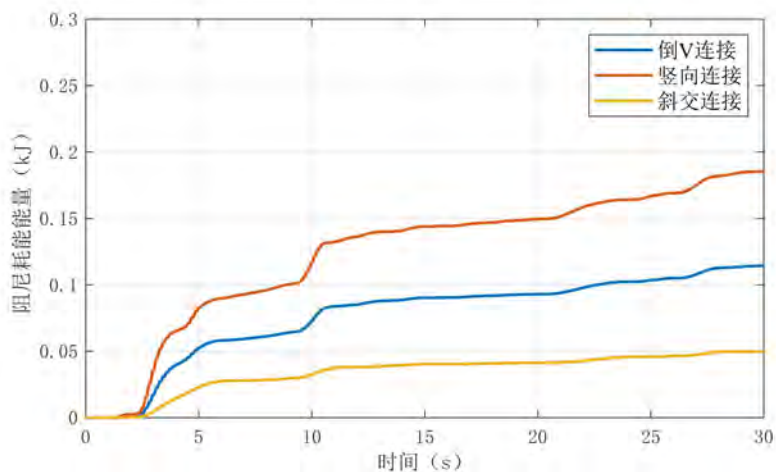


图 2.29 不同拉索连接形式下惯容系统的阻尼耗能情况

将上述的计算结果得到的不同拉索连接形式条件下的惯容系统阻尼耗能单独进行对比，其结果如图 2.29 所示，能看到在相同地震波的作用下，不同连接形式导致惯容系统阻尼耗能的变化，能看到在惯质比相同的情况下，竖向连接的阻尼耗能高于倒 V 连接形式高于斜交连接形式，在这种情况下竖向拉索连接的形式是最优的。由此可以证明在惯质比一定的时候来对不同连接形式下的惯容系统参数进行优化，得到的结果表明竖向连接形式下的惯容系统能够最大程度发挥惯容系统耗能的作用，但是在这种情况下，惯容系统得到的优化参数刚度是倒 V 连接形式最小，而阻尼参数是斜交连接形式最小，可以看到在同样的表观质量情况下，惯容系统参数与连接形式有一定的影响。

而根据简化后的公式(2.37)进行计算，得到结构的位移传递函数如下图 2.30 所示：

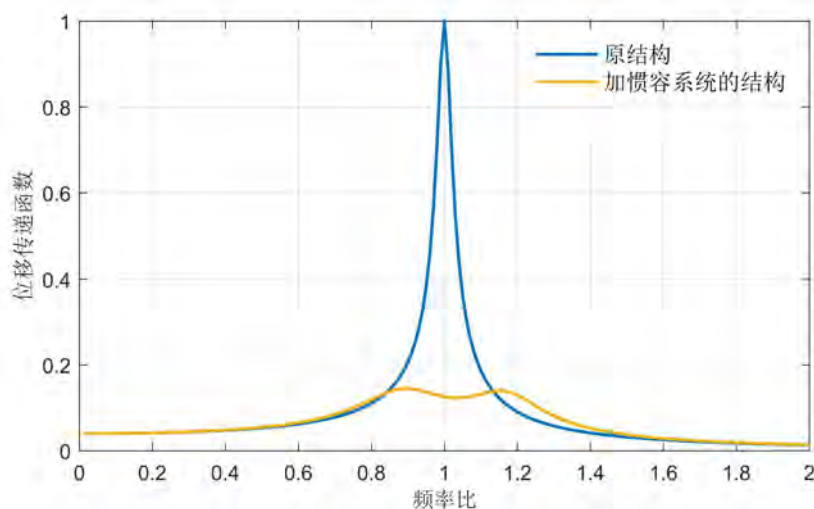


图 2.30 简化形式下结构位移传递函数

可以看到在这种计算方法的情况下，惯容系统无论哪种连接方式均能达到同样的减震效果，而在达到同样减震效果的情况下，其需要的惯容系统的设计参数如下表 2.3 所示：

表 2.3 简化形式计算定点理论优化下的拉索连接自平衡惯容系统具体参数

拉索连接方式	β_t	$m_b(\text{kg})$	$k_d(\text{N}/\text{m})$	$c_d(\text{N}/\text{s})$
倒 V 连接	0.0933	33.9808	1.6035×10^4	293.3133
竖向连接	0.1406	14.9710	7.0645×10^3	129.2257
斜交连接	0.0461	139.4758	6.5815×10^4	1203.925

在这种情况下，需要达到同样的减震效果，所需的惯容消耗斜向拉索大于倒 V 连接形式大于竖向连接形式，在这种情况下，我们可以对比得到，主要的惯容系统设计参数是随着 β_t 的减小而增大，将惯容系统的拉索连接从顶部连接到底部

的时候，选取竖向拉索的形式是比较合适的。

通过时程的地震波验算进行对比，我们可以得到加上惯容系统的结构位移和加速度曲线如下图 2.31 所示，其结构阻尼元件与惯容系统位移时程曲线如图 2.32 所示。

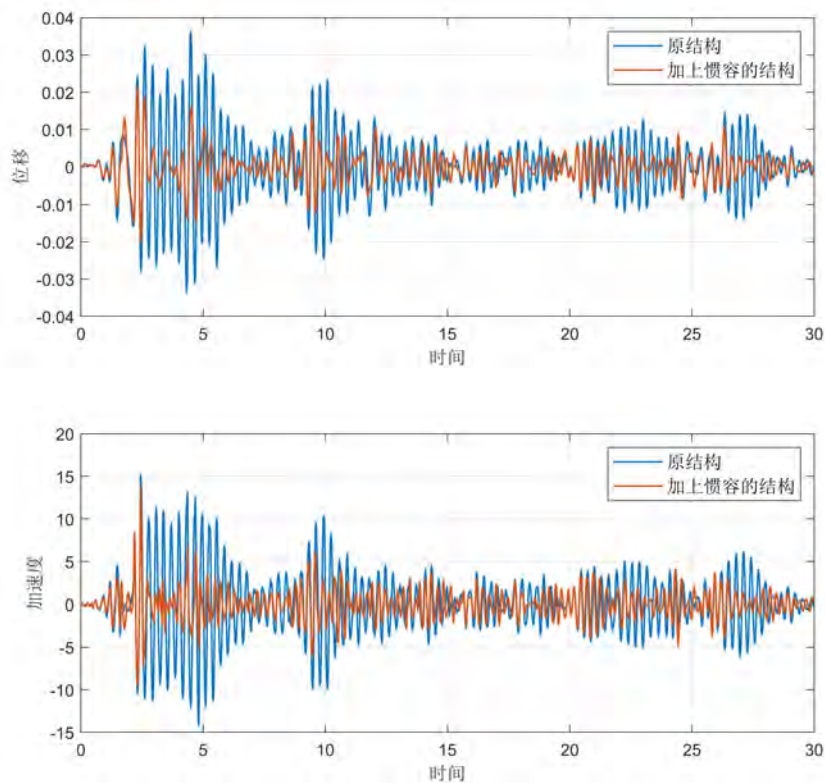


图 2.31 简化形式下结构位移和加速度时程曲线

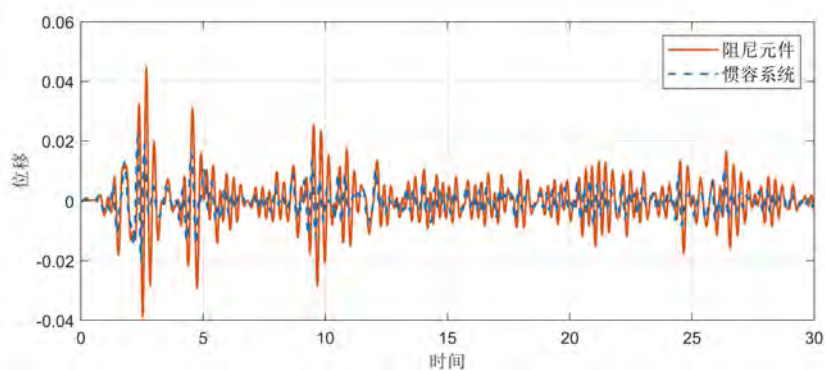


图 2.32 简化形式下结构阻尼元件与惯容系统位移时程曲线

根据上述的时程分析曲线，我们可以得到如表 2.4 的时程分析结果，在这种情况下，能明显看到其全局优化的效果，在各参数比另一种优化方法都偏大的情况下能得到较好的减震比以及惯容系统耗能效果，惯容系统的耗能增效特性也能得到较好的发挥。

表 2.4 简化形式的时程分析结果

位移最大值之比	位移均方值之比	惯容系统耗能占比	耗能增效系数
0.5848	0.4707	0.8029	1.8765

其耗能情况以及时程分析结果如下图 2.33 所示：

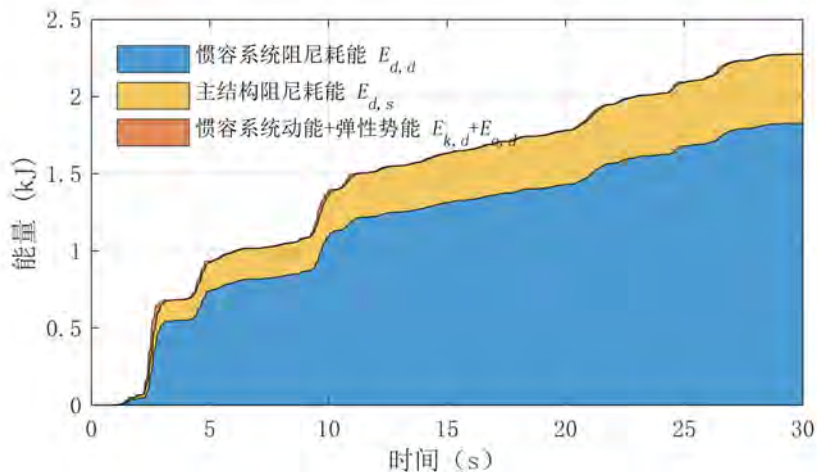


图 2.33 简化形式下惯容系统耗能情况

可以看到在这种全局针对于全局优化的设计方法下，惯容系统的耗能以及耗能增效的特性都能在原有的设计方法下得到显著的提高，这种方法需要的是惯容系统实际参数的增大来实现减振效果以及耗能增效的提高，所以需要根据实际情况来选择参数设计方法。

2.5 小结

本章从拉索连接的自平衡惯容系统的基本概念出发，介绍了自平衡惯容器的基本原理以及与拉索支撑体系的应用形式，提出了三种不同的拉索连接方式，以及详细介绍了在不同的连接方式下拉索的位移如何计算，针对于三种不同的连接形式应用于单自由度连续体系中的计算方法，根据计算得到的基本公式提出不同的参数设计方法，最后通过单自由度体系来进行验算，分析并讨论了不同连接形式下惯容系统的减震效果以及耗能效果。本章的主要结论如下：

1、通过对自平衡惯容器进行分析，结果表明自平衡惯容器采用正反牙丝杠的设计方式，能够使惯容器实现丝杠上的扭矩自平衡，无需额外的端部扭矩装置，便于纯拉力体系的应用，并获得更大的表观质量。

2、分析三种拉索连接形式的位移计算方法，根据三种拉索连接形式的位移转换系数随着结构的高宽比以及连接高度的变化，应用于弯曲型结构竖向拉索的

连接形式更为合理,可以获得更大的位移转换系数,由此得到更好的位移转换效率。

3、拉索连接自平衡惯容系统应用于弯曲型结构的广义单自由度体系中,根据参数分析利用定点理论,针对于包含转换系数的优化方法以及不包含转换系数的全局优化方法,都能使惯容系统的频率调谐至结构基准频率附近。

4、通过具体的算例分析比较可以看到在全局优化方法下,在消耗更大的惯容参数的同时,能够使惯容系统获得更好的耗能增效效果,也能够获得更好的减震效果以及惯容耗能效果。

第 3 章 拉索连接自平衡惯容系统在多自由度体系中的跨层安装及优化

由于上述单自由度体系适用于拉索连接自平衡惯容系统连接位置确定的情况,而且由于其拉索连接的位置会导致结构的形状函数发生变化,会影响后续的计算结果,适用于快速计算拉索连接自平衡惯容系统参数,以及快速估计其安装位置,后续通过集中质量的层模型来计算其安装效果,并通过优化算法得到其安装的最优位置及系统参数。对于拉索连接自平衡惯容系统在多层结构中的应用,多针对于结构的剪切变形来进行惯容系统的设计和优化,在弯曲型结构中拉索连接惯容系统的安装形式以及布置优化方法还没有得到研究,拉索支撑体系由于其纯拉力的特征,应用于结构中可以做到跨层以及改变拉索连接方式来达到对于不同减振效果的目的,定义了针对弯曲型结构的自平衡惯容系统的模态惯质比,通过以结构的层间位移角为优化目标,实现对于拉索连接自平衡惯容系统在弯曲型多自由度系统中的应用,并通过实际结构的方式验证不同连接形式下优化方法的有效性。

3.1 跨层型拉索连接自平衡惯容系统的基本概念

3.1.1 多自由度结构运动方程

对于高层建筑的设计,伸臂系统的应用已被证明是满足高细长结构运动约束的一种非常有效的方法,其动力响应受到结构的形状、刚度、质量和阻尼的影响,本文主要应用于弯曲型结构,能够使用跨层连接的形式来实现惯容系统的安装,而针对高层核心筒-伸臂系统的框架,可以将结构的主要部分核心筒和周长柱等简化为一个统一弯曲型的结构,利用伸臂的长度来安装惯容系统。

将结构离散为集中质量模型,假设每个质量单元具有两个自由度,即一个水平方向的平动自由度和一个转动自由度。来自立面的荷载通过楼板传递到核心,外部负载可以通过支流区域的概念集总,传递到每个节点单元,由于垂直方向的变形可以忽略,为了模型的简化,忽略垂直移动自由度。

如图 3.1 所示,一个类似的 4 层建筑的离散集中质量模型, x 为每个节点的水平位移, θ 为旋转位移, m 为各节点的质量,可以将其写成矩阵的形式组成一般运动离散方程。

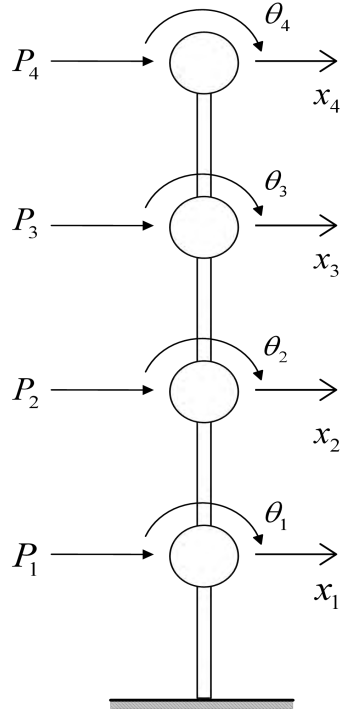


图 3.1 四层离散模型示意图

在此基础上，根据惯容系统的拉索位移的计算方法，可以得到在无控结构的运动方程可以表达为：

$$M_m \ddot{x}_m + C_m \dot{x}_m + K_m x_m = -M_m r_m \ddot{x}_g \quad (3.1)$$

其中， M_m 为主体结构的质量、 C_m 为阻尼矩阵、 K_m 为刚度矩阵，其中质量矩阵是包含楼层的质量和转动惯量的对角矩阵，其表达形式如下：

$$M_m = \text{diag}\{M_1 \quad J_1 \quad M_2 \quad J_2 \quad \cdots \quad M_n \quad J_n\} \quad (3.2)$$

采用直接刚度法，得到整体刚度矩阵，

$$K_m = \begin{bmatrix} k_{1bb} + k_{1aa} & k_{1ab} & & & & & \\ k_{1ab} & k_{1bb} + k_{2aa} & k_{2ab} & & & & 0 \\ & k_{2ba} & k_{2bb} + k_{3aa} & & & & \\ & & & \ddots & & & \\ & & & & k_{(n-2)ab} & & \\ & 0 & & k_{(n-2)ba} & k_{(n-2)bb} + k_{(n-1)aa} & & k_{(n-1)ab} \\ & & & & k_{(n-1)ba} & & k_{(n-1)bb} + k_{(n)aa} \end{bmatrix} \quad (3.3)$$

其中，

$$k_{(n)aa} = \begin{bmatrix} \frac{AE}{L} \sin^2 \alpha + \frac{12EI}{L^3} \cos^2 \alpha & \frac{6EI}{L^2} \cos \alpha \\ \frac{6EI}{L^2} \cos \alpha & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \quad (3.4)$$

$$k_{(n)ba} = \begin{bmatrix} -\frac{AE}{L} \sin^2 \alpha + \frac{12EI}{L^3} \cos^2 \alpha & \frac{6EI}{L^2} \cos \alpha \\ -\frac{6EI}{L^2} \cos \alpha & \frac{2EI}{L} \end{bmatrix} \quad (3.5)$$

$$k_{(n)ab} = \begin{bmatrix} -\frac{AE}{L} \sin^2 \alpha + \frac{12EI}{L^3} \cos^2 \alpha & -\frac{6EI}{L^2} \cos \alpha \\ \frac{6EI}{L^2} \cos \alpha & \frac{2EI}{L} \end{bmatrix} \quad (3.6)$$

$$k_{(n)bb} = \begin{bmatrix} \frac{AE}{L} \sin^2 \alpha + \frac{12EI}{L^3} \cos^2 \alpha & -\frac{6EI}{L^2} \cos \alpha \\ -\frac{6EI}{L^2} \cos \alpha & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \quad (3.7)$$

C_m 为瑞利阻尼，其表达式为

$$C_m = \alpha_0 M_m + \alpha_1 K_m \quad (3.8)$$

3.1.2 不同连接形式的拉索连接自平衡惯容系统运动方程

针对三种不同的连接形式，考虑拉索的纯拉力特性，由于自平衡惯容器本身具有重量，如果安装在一般楼层上，惯容系统会随着弯曲型结构的转角而发生转动，由于每个楼层单元要分别考虑其平动和转动两个自由度，自平衡惯容器自身会发生转动，对其拉索与结构楼层相对位移的计算会产生相应的影响，可能导致惯容系统的安装效果受到影响会对其作用力以及减振效果产生一定的影响，故在本文的研究中将拉索锚固于连接的楼层，将惯容系统固定在结构的底层，拉索穿过安装于底层的滑轮转向器，不考虑惯容系统自身可能发生的运动对相对位移产生的影响，以此实现对结构更好的控制便于计算的简化和准确性。而三种连接形式的拉索连接的位置，可以根据实际需要来进行调整，来实现对结构最合理的安装以及最大化的利用。

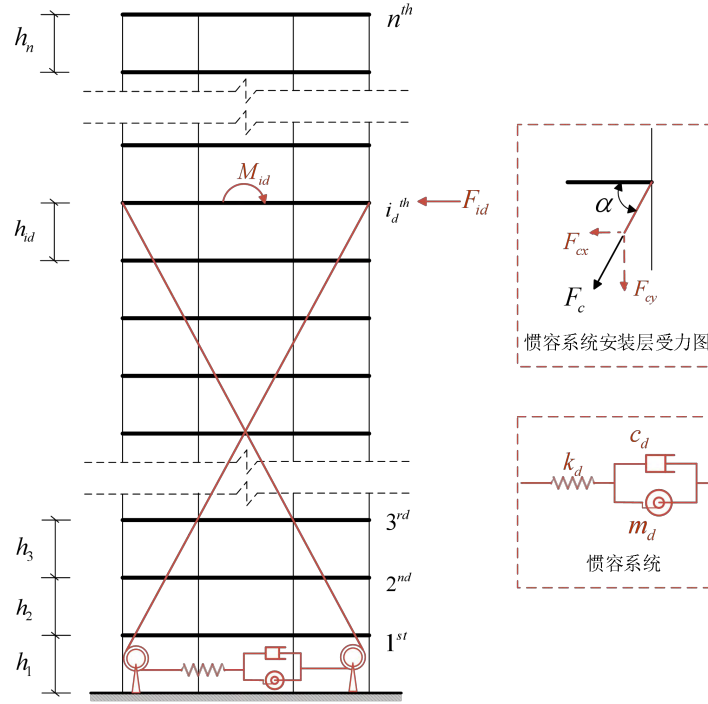


图 3.2 斜连接形式的惯容系统连接于弯曲型结构的示意图

根据图 3.2 所示,将自平衡惯容系统以斜拉索的形式安装在弯曲型的结构上,其出力可以表示为:

$$F_c = k_d x_c = k_d (\beta_x x_{id} + \beta_\theta \theta_{id} - x_d) \quad (3.9)$$

只考虑安装一个惯容系统的情况下,拉索位移相对于地面位移之间的关系可以表达为:

$$x_c = T_c x_m \quad (3.10)$$

其中, x_m 为结构各楼层的位移和转角, T_c 为拉索位移的转换矩阵

$$x_m = [x_1, \theta_1, x_2, \theta_2, \dots, x_n, \theta_n]^T \quad (3.11)$$

$$T_c = k_x R_{cx} + k_\theta R_{c\theta} \quad (3.12)$$

R_{cx} 与 $R_{c\theta}$ 分别为拉索连接的两层之间的相对水平位移和转角位移与结构各层位移矢量关系的转换矩阵,均为一维矩阵,分别在拉索连接的上层和下层数值为 1 和 -1. 当连接在底层时只有上层为 1, 其他值均为 0。

根据出力的作用形式,可以得到其水平分力和竖向力产生的弯矩分别为:

$$F_{id} = k_d (\beta_x x_{id} + \beta_\theta \theta_{id} - x_d) \cos \alpha = \beta_x k_d (\beta_x x_{id} + \beta_\theta \theta_{id} - x_d) \quad (3.13)$$

$$M_{id} = -k_d (\beta_x x_{id} + \beta_\theta \theta_{id} - x_d) \frac{l}{2} \sin \alpha = \beta_\theta k_d (\beta_x x_{id} + \beta_\theta \theta_{id} - x_d) \quad (3.14)$$

而针对竖向拉索的连接形式,其安装方式如下图 3.3 所示:

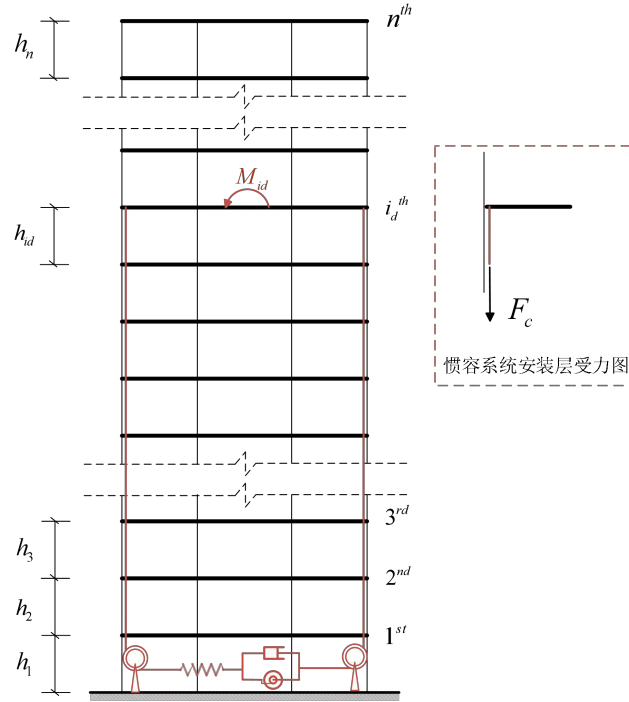


图 3.3 竖向连接形式的惯容系统连接于弯曲型结构的示意图

在拉索竖向连接的情况下，引起惯容系统出力的结构位移仅为结构楼层的转角，可以看到在这种安装竖向拉索连接的形式下，其出力可以表示为：

$$F_c = k_d(\beta_0\theta_{id} - x_d) \quad (3.15)$$

在这种情况下，拉索的转换矩阵也仅与结构的转角位移相关，利用的是转角位移的转换矩阵可以表示为：

$$T_c = \beta_0 R_{c0} \quad (3.16)$$

由此惯容系统的出力作用于结构对结构楼层以弯矩的形式施加作用力，根据出力的作用形式，可以得到产生的弯矩可以表示为：

$$M_{id} = k_d(\beta_0\theta_{id} - x_d) \frac{l}{2} = \beta_0 k_d(\beta_0\theta_{id} - x_d) \quad (3.17)$$

同理，可以得到在拉索的倒 V 连接形式下，其安装方式如下图 3.4 所示。

根据安装倒 V 连接的形式下，可知惯容系统出力可以表示为：

$$F_c = k_d(\beta_x x_{id} - x_d) \quad (3.18)$$

根据节点受力图，可知安装楼层控制力可以表示为：

$$F_{id} = k_d(\beta_x x_{id} - x_d) \cos \alpha = \beta_x k_d(\beta_x x_{id} - x_d) \quad (3.19)$$

在这种情况下，拉索的转换矩阵可以表示为：

$$T_c = \beta_x R_{cx} \quad (3.20)$$

由此得到安装自平衡惯容系统的结构运动方程可以统一表示为：

$$\begin{cases} M_m \ddot{x}_m + C_m \dot{x}_m + K_m x_m + T_c^T F_c = -M_m r_m \ddot{x}_g \\ m_e \ddot{x}_e + c_e \dot{x}_e = F_c = k_e (T_c x_m - x_e) \end{cases} \quad (3.21)$$

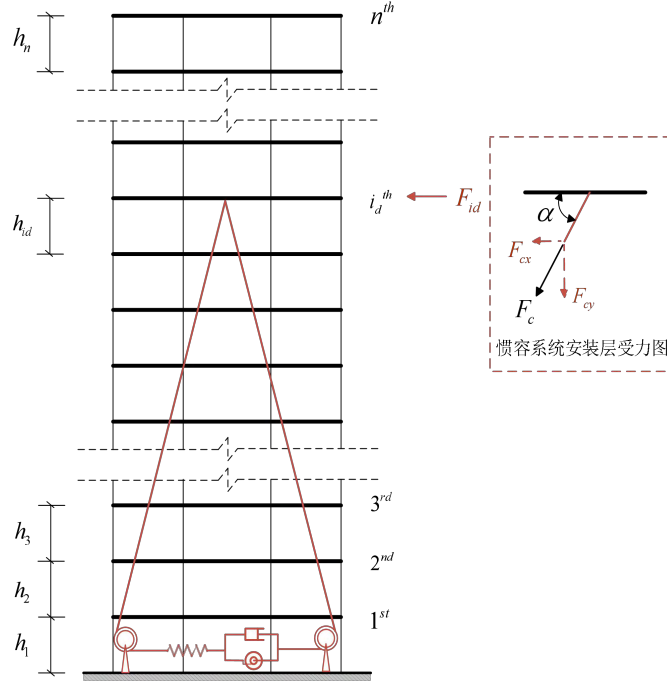


图 3.4 倒 V 连接形式的惯容系统连接于弯曲线结构的示意图

在这种情况下，拉索连接形式的不同体现在拉索位移的转换矩阵，在三种不同形式下，其转换矩阵计算方法可以根据第二章的计算方法得到其表达式为：

$$T_c = \begin{cases} \beta_x R_{cx} (\beta_x = \cos \alpha, \beta_0 = 0) & \text{倒V连接} \\ \beta_0 R_{c0} (\beta_x = 0, \beta_0 = \frac{l}{2}) & \text{竖向连接} \\ \beta_x R_{cx} + \beta_0 R_{c0} (\beta_x = \cos \alpha, \beta_0 = -\frac{l}{2} \sin \alpha) & \text{斜交连接} \end{cases} \quad (3.22)$$

由此根据不同连接形式下拉索位移的转换矩阵，可以得到结构最终的受控运动方程为：

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = -Mr\ddot{x}_g \quad (3.23)$$

其中：

$$x = \begin{Bmatrix} x_m \\ x_d \end{Bmatrix}, \quad r = \begin{Bmatrix} r_m \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (3.24)$$

$$M = \begin{bmatrix} M_m & 0 \\ 0 & m_d \end{bmatrix}, \quad C = \begin{bmatrix} C_m & 0 \\ 0 & c_d \end{bmatrix}, \quad K = \begin{bmatrix} K_m + T_c^T k_d T_c & -T_c^T k_d \\ k_d T_c & k_d \end{bmatrix} \quad (3.25)$$

3.1.3 模态惯质比计算

根据结构的受控运动方程(3.23)，能够知道在多自由度体系中，各种物理坐标是相互耦合的，由此利用特征向量具有正交性的特点，将受控运动方程进行解耦，假定阻尼矩阵为 0，结构的稳态响应可以表示为 $x = \{X\} e^{i\omega_s t}$ 将结构受控运动方程化简为自由振动的运动方程：

$$(-\omega_s^2 M + K)\{X\} = 0 \quad (3.26)$$

其中 $\{X\}$ 为结构自振的稳态响应幅值向量， ω_s 为受控结构的自振频率，由此根据特征方程的性质，公式(3.26)存在非零解的条件为：

$$|-\omega_s^2 M + K| = 0 \quad (3.27)$$

求解该方程可以获得多自由度系统的各阶自振频率以及模态矩阵，模态矩阵由能表达结构振型的特征列向量组成的满秩矩阵，物理坐标与模态坐标可以通过模态矩阵的形式进行转换，模态矩阵由各特征向量 ϕ 的形式组成。

通过模态惯质比的形式，针对惯容系统的模态控制的特性，进行惯容系统的优化设计，首先假定安装有自平衡惯容系统的结构按照某一个模态进行振动，通过向量 ϕ 表达该模态，因此能够将结构的位移向量和惯容系统的位移表示为：

$$\begin{cases} x_m = \phi \alpha_m \\ x_d = T_c \phi \alpha_d \end{cases} \quad (3.28)$$

α_m 与 α_d 分别代表广义坐标下的结构位移以及惯容系统的位移。

因此，可以通过哈密顿原理得到安装自平衡惯容系统的弯曲型多自由度结构的动能 T ，变形能 V 和耗散能 E_D 分别为：

$$\begin{cases} T = \frac{1}{2} \dot{\alpha}_m \phi^T M_m \phi + \frac{1}{2} \dot{\alpha}_d \phi^T T_c^T m_d T_c \phi \\ V = \frac{1}{2} \alpha_m \phi^T K_m \phi + \frac{1}{2} (\alpha_m - \alpha_d)^2 \phi^T T_c^T k_d T_c \phi \\ E_D = \frac{1}{2} \dot{\alpha}_m \phi^T C_m \phi + \frac{1}{2} \dot{\alpha}_d \phi^T T_c^T c_d T_c \phi \end{cases} \quad (3.29)$$

通过欧拉-拉格朗日方程的计算，假定拉格朗日因子为 $L = T - V$

$$\begin{cases} \frac{d}{dt} \left(\frac{\partial}{\partial \dot{\alpha}_m} L \right) - \frac{\partial}{\partial \alpha_m} L + \frac{\partial}{\partial \alpha_m} E_D = 0 \\ \frac{d}{dt} \left(\frac{\partial}{\partial \dot{\alpha}_d} L \right) - \frac{\partial}{\partial \alpha_d} L + \frac{\partial}{\partial \alpha_d} E_D = 0 \end{cases} \quad (3.30)$$

将公式代入得到等效二自由度的自平衡惯容系统安装于结构上，广义坐标下的表达形式：

$$\begin{cases} \phi^T M_m \phi \ddot{\alpha}_m + \phi^T C_m \phi \dot{\alpha}_m + \phi^T K_m \phi \alpha_m + \phi^T T_c^T k_d T_c \phi (\alpha_m - \alpha_d) = 0 \\ \phi^T T_c^T m_d T_c \phi \ddot{\alpha}_d + \phi^T T_c^T c_d T_c \phi \dot{\alpha}_d + \phi^T T_c^T k_d T_c \phi (\alpha_m - \alpha_d) = 0 \end{cases} \quad (3.31)$$

由此可以得到将结构与惯容系统等效为两个自由度的情况下, 惯容系统的模态质量比可以表示为:

$$\mu = \frac{\phi^T T_c^T m_d T_c \phi}{\phi^T M_m \phi} \quad (3.32)$$

根据惯容系统模态惯质比的计算方法可以知道, 不同连接形式下带来的拉索的位移转换矩阵主要影响惯容系统的广义表观质量, 而不会对结构自身的广义质量造成影响, 因此不同的振动形状向量, 控制结构的不同模态, 以及不同连接形式下位移转换矩阵参数的不同, 也会对表观质量带来不同的影响, 并且由此来实现结构的单一模态控制以及多模态的控制, 接下来通过具体的算例来进行验证。

3.2 连续模型与多自由度模型验证

根据上述的计算方法, 由多自由度模型的设计方法对连续型模型的定点理论的设计方法进行验证, 选取 Rnard^[101]所提出的 40 层弯曲型结构模型, 分别用多自由度模型和连续型模型计算结果进行对比, 都通过提出的定点理论计算方法进行跨层型的拉索连接自平衡惯容系统的设计, 对其结果进行分析对比, 验证计算的有效性, 对后续的拉索连接自平衡惯容系统的优化设计提供依据。

由于沿着整个建筑高度, 楼层布局相同, 结构标准层的基本信息如表 3.1 所示, 而结构的固有阻尼比为 0.02, 由此可以计算得到在多自由度体系下结构的周期和频率特性如表 3.2 所示。

表 3.1 结构基本信息表格

质量 m_i (kg)	转动惯量 J_i ($\text{kg} \cdot \text{m}^2$)	弯曲刚度 EI ($\text{kN} \cdot \text{m}^2$)	层高(m)	结构宽度 (m)
462336	6723666	1.66542×10^{10}	4	30

表 3.2 结构动力特性

模态	周期(s)	频率 ω_i (rad/s)
1	3.9115	1.6063
2	0.6287	9.9937
3	0.2272	27.6549

通过对结构模态的分析, 可以获得结构的前三阶振型, 如图 3.5 所示。

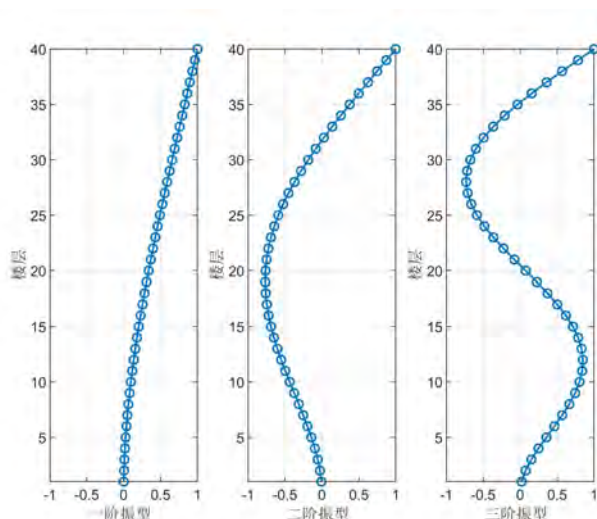


图 3.5 基准结构的前三阶模态的振型

可以看到结构的前三阶振型模态满足弯曲型结构的振动特征，而通过连续型模型的等效单自由度的计算可以得到结构的周期特性如表 3.3 所示。

表 3.3 连续型模型结构周期特性

模态	周期(s)	频率 ω_i (rad/s)
1	4.1484	1.5146

将惯容系统均安装于顶层来进行计算，比较两种算法得到的优化参数，以及应用于相同的结构带来的结构减震效果的差异。可以得到在这种情况下，两种模型的计算结果如下表 3.4 所示：

表 3.4 连续型模型与多自由度模型设计参数对比

惯容连接形式	优化模型	m_d (kg)	c_d (kN/s)	k_d (kN/m)
倒 V 连接	多自由度模型	55720373.370	37489.753	159750.964
	连续模型	50033561.600	35056.212	155561.064
竖向连接	多自由度模型	28862405.672	19419.189	82748.855
	连续模型	22043397.689	15444.793	68535.885
斜交连接	多自由度模型	150376570.992	101176.287	431131.393
	连续模型	205365248.000	143889.971	638508.145

可以看到，两种设计方法的结果具有一定的差异，通过对拉索连接自平衡惯容系统在不同连接方式下的惯容系统的频率比 ν_{opt} 和阻尼比 ξ_{opt} 进行计算来进行对比，其计算方法为：

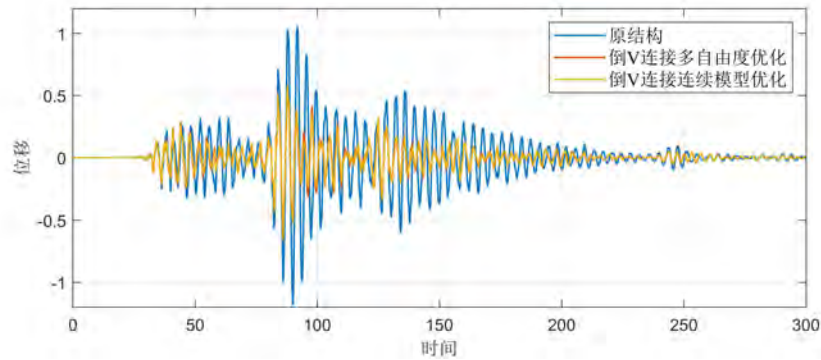
$$\nu_{\text{opt}} = \frac{\sqrt{k_d/m_d}}{\omega}, \xi_{\text{opt}} = \frac{c_d}{2\sqrt{m_d k_d}} \quad (3.33)$$

通过对优化参数进行计算得到的对比结果如下表 3.5 所示。

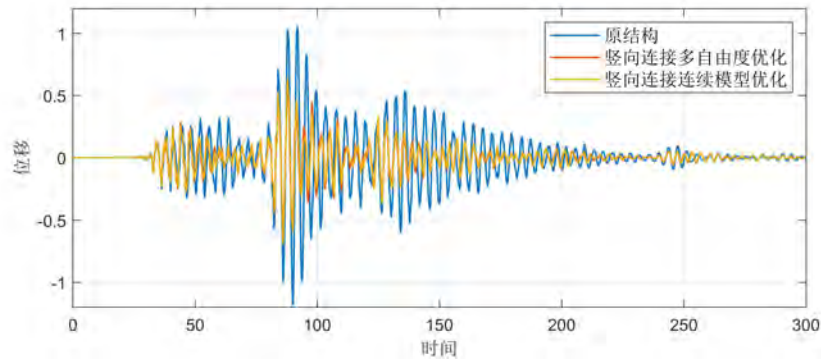
表 3.5 连续型模型与多自由度模型优化参数对比

惯容连接形式	优化模型	ν_{opt}	ξ_{opt}
倒 V 连接	多自由度模型	1.0543	0.1987
	连续模型	1.0977	0.1987
竖向连接	多自由度模型	1.0542	0.1987
	连续模型	1.0977	0.1987
斜交连接	多自由度模型	1.0543	0.1988
	连续模型	1.0977	0.1987

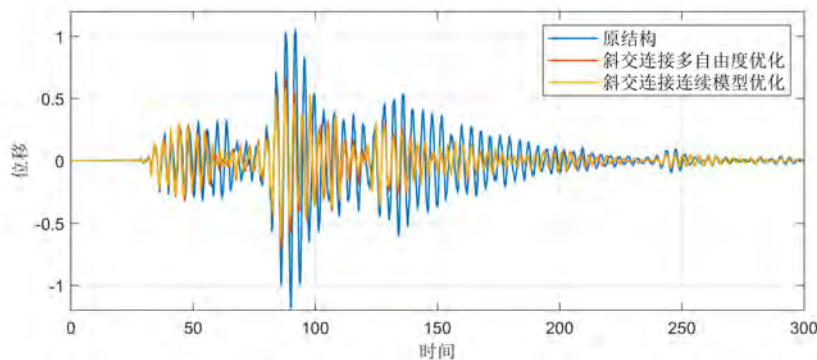
将上述惯容系统参数分别带入多自由体系进行地震波时程分析，得到各种连接方式的顶层的位移时程曲线如下图 3.6 所示



(a)倒 V 连接形式



(b)竖向连接形式



(c)斜交连接形式

图 3.6 多自由度模型和连续模型优化参数安装于结构的位移时程曲线

通过简单的地震时程分析可以得到，在两种不同模型的优化参数的情况下，安装于多自由度体系中进行计算得到的计算结果误差如下表 3.6 所示：

表 3.6 连续型模型与多自由度模型优化结果误差

	倒 V 连接形式	竖向连接形式	斜交连接形式
u_{opt}	3.958%	3.968%	3.952%
ξ_{opt}	0.014%	0.010%	0.053%
顶层位移均方根	0.480%	2.910%	4.581%

从上述计算结果我们可以看到，用两种不同模型进行定点理论优化得到的结果参数误差总体在 5% 以内，将两组不同参数安装于多自由度体系之中得到的位移结果误差也在 5% 以内，由此可以证明连续模型的优化可以初步地对惯容系统的参数进行估计，证明了连续性模型对结构的简化具有一定的准确性，并且通过将弯曲型结构简化为连续性的广义单自由度体系的方法，可以利用已有的简单设计方法如定点理论和耗能增效优化方法快速地得到拉索连接自平衡惯容系统的大致参数，在已知了惯容系统安装位置的前提下简化了计算工作，不用对结构进行多维度的矩阵计算，可以用于对模态控制主导的结构振动控制的设计，对装备该种惯容系统的结构性能进行初步的评估。

3.3 拉索连接自平衡惯容系统优化设计

在 3.2 节验证了通过将弯曲型结构简化为广义单自由度体系来进行惯容系统的参数设计具有一定的准确性，但是广义单自由度体系的设计是基于惯容系统安装位置的确定，以及定点理论的设计方法并没有考虑结构自身的阻尼，针对于多自由度的弯曲型结构，接下来通过考虑安装位置来进行参数的优化设计，保证惯容系统设计的精准性和有效性。

本文主要通过使用直接随机分析方法, 随机地震动输入模型来进行参数的优化, 由扩展空间方程来计算结构的运动状态对结构输出向量的协方差矩阵作为控制参数, 以减震比作为控制目标来进行优化, 接下来将对各种方法进行详细的介绍。

3.3.1 状态空间方程

为了方便快速地得到地震作用下受控结构的相对位移以及惯容的出力, 使用状态空间方程的形式来表达结构的在受控状态下的运动方程(3.23), 定义向量 $x_p = [x^T \quad \dot{x}^T]^T$ 为该状态空间方程的状态空间向量, 由此可以得到具体的方程形式为:

$$\dot{x}_p = \mathbf{A}x_p + \mathbf{B}u \quad (3.34)$$

其中系数矩阵可以表示为:

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} 0 & \mathbf{I} \\ -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{K} & -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{C} \end{bmatrix}, \mathbf{B} = \begin{bmatrix} 0_{(n+1) \times 1} \\ -\mathbf{r} \end{bmatrix} \quad (3.35)$$

根据 Lutes^[102]的研究我们可以看到, 在进行优化的过程中, 为了实现对惯容系统的振动控制性能进行评估, 采用直接随机分析的方法, 该方法能够从已知的微分方程中得到多个特定随着时间变化的响应统计量, 可以通过计算得到状态空间方程的协方差矩阵任意元素的求解方程为:

$$[\mathbf{K}_{zz}]_{jl} = -\frac{2\pi S_0 \left[\boldsymbol{\theta}^{-1}\mathbf{B} \cdot (\boldsymbol{\theta}^{-1}\mathbf{B})^T \right]_{jl}}{\lambda_j + \lambda_l} \quad (3.36)$$

其中, $\boldsymbol{\theta}$ 为系数矩阵 \mathbf{A} 的对角化向量: $\mathbf{A}\boldsymbol{\theta} = \boldsymbol{\theta}\boldsymbol{\lambda}$ 。

而 S_0 为随机振动的输入激励, 根据 Housner^[103]提出的平稳白噪声模型, 其功率谱密度始终保持为常数, 其输入地震动的地面加速度谱密度函数可以表示为:

$$S_g(\omega) = S_0 \quad (3.37)$$

在白噪声模型的基础上, 衍生出了 K-T 谱和 C-P 谱, K-T 谱是能够反应场地滤波作用的功率谱为单峰值的模型, 在模型的参数中, 能够明确地反应场地的滤波作用考虑了场地特征的影响, 但同时也忽略了频率为零的时候地震动的速度和位移是有限的, 因此在功率谱中会出现奇异点, 并且由于其对低频分量的夸大, 在对长周期结构进行分析时, 可能会导致分析结果的不合理, 因此, 在本文中针对弯曲线型结构的地震动分析之中不适合使用 K-T 谱。

C-P 谱则是在 K-T 谱的基础上针对其不适用的部分进行了修正, 能更好地反

映地震动能量的变化, 满足本文选取的模型对地震动响应分析的需要, C-P 谱的功率谱密度函数可以表示为:

$$S_g(\omega) = \frac{1 + 4\xi_g^2 \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2}{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2\right]^2 + 4\xi_g^2 \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2} \cdot \frac{\left(\frac{\omega}{\omega_f}\right)^4}{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_f}\right)^2\right]^2 + 4\xi_f^2 \left(\frac{\omega}{\omega_f}\right)^2} \cdot S_0 \quad (3.38)$$

其中谱强度因子 S_0 的计算可以近似为:

$$S_0 = \frac{0.141\xi_g A_g^2}{\omega_g \sqrt{1 + 4\xi_g^2}} \quad (3.39)$$

谱强度因子的大小与结构的设计分组, 场地类别以及地震烈度等条件有关, 在本文的计算中, 根据本文的结构形式, 设定结构的设防烈度为 8 度(0.3g), 场地土为坚固土, 场地周期为 0.55s, 由此可以得到在这种情况下谱强度因子的各参数取值分别: $\omega_g = 15(\text{rad}/\text{s})$, $\xi_g = 0.6$, $\omega_f = 1.5(\text{rad}/\text{s})$, $\xi_f = 0.6$ 。

由此可以将 C-P 谱带入状态空间方程, 得到 C-P 谱的状态空间方程表达的形式为:

$$\begin{cases} \dot{x}_q = \mathbf{A}_q x_q + \mathbf{B}_q w \\ \ddot{x}_g = \mathbf{C}_q x_q \end{cases} \quad (3.40)$$

其中, 系数矩阵可以通过 C-P 谱的参数进行计算:

$$\mathbf{A}_q = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 \\ -\omega_g^2 & -2\xi_g \omega_g & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \\ -\omega_g^2 & -2\xi_g \omega_g & -\omega_f^2 & -2\xi_f \omega_f \end{bmatrix} \quad (3.41)$$

$$\mathbf{B}_q = [0 \quad 1 \quad 0 \quad 0]^T \quad (3.42)$$

$$\mathbf{C}_q = [-\omega_g^2 \quad -2\xi_g \omega_g \quad \omega_f^2 \quad 2\xi_f \omega_f] \quad (3.43)$$

将式(3.32)与式(3.38)结合, 可以获得以 C-P 谱随机过程作为地面激励的结构的状态空间方程可以表示为:

$$\begin{cases} \dot{x}_s = \mathbf{A}_s x_s + \mathbf{B}_s w \\ y = \mathbf{C}_s x_s \end{cases} \quad (3.44)$$

其中, 状态空间向量由两部分组合 $x_s = [x_p^T \quad x_q^T]^T$, y 为观测输出向量, 状态空间方程的系数矩阵可以表达为:

$$\mathbf{A}_s = \begin{bmatrix} \mathbf{A}_p & \mathbf{E}_s \mathbf{C}_q \\ \mathbf{0} & \mathbf{A}_q \end{bmatrix}, \mathbf{E}_s = \begin{bmatrix} \mathbf{0}_{2(n+1) \times 1} \\ \mathbf{E}_q \end{bmatrix} \quad (3.45)$$

$$\mathbf{C}_s = \begin{bmatrix} \mathbf{C}_p & \mathbf{0}_{(2n+1) \times 4} \end{bmatrix}, \mathbf{C}_p = \begin{bmatrix} \mathbf{T} & \mathbf{0}_{n \times (n+2)} \\ -k_d T_c & k_d & \mathbf{0}_{1 \times (n+1)} \end{bmatrix} \quad (3.46)$$

其中 \mathbf{C}_p 为观测矩阵, 根据直接随机分析方法, 可以通过求解 Lyapunov 方程:

$$\mathbf{A}_s \mathbf{P} + \mathbf{P} \mathbf{A}_s^T + 2\pi S_0 \cdot \mathbf{E}_s \mathbf{E}_s^T = \mathbf{0} \quad (3.47)$$

由定义可知, 输出向量的协方差矩阵对角线元素开平方可以得到受控结构的相对层间位移以及惯容系统的出力的均方值, 而到观测输出向量 y 的协方差矩阵 \mathbf{K}_{zz} 的计算公式为:

$$\mathbf{K}_{zz} = \mathbf{C}_s \mathbf{P} \mathbf{C}_s^T \quad (3.48)$$

3.3.2 弯曲型结构的减震比优化设计

针对拉索连接自平衡惯容系统的优化控制, 由对于惯容系统的拉索上部安装位置的确定, 以及对于惯容系统参数的确定组成, 其中根据第二章的计算我们可以通过位移传递系数来确定最优的安装位置, 而惯容系统的具体参数组成设计变量通过优化算法进行求解, 通过使用状态空间方程计算获得结构地震响应, 得到受控结构相对层间位移以及惯容出力的均方值, 使其在合理的参数范围内能够获得最优的控制效果, 因此本文采取基于性能需求的设计方法, 首先选取惯容系统的优化参数如下:

$$y = \{m_d, \xi_d, \omega_d\} \quad (3.49)$$

其中为了保证优化的连续性最终通过取整的形式来确定惯容系统安装的位置。 m_d 表示惯容系统的表观质量, ξ_d 、 ω_d 分别表示惯容系统的阻尼比和惯容系统的自身频率, 其计算方法为:

$$\xi_d = \frac{c_d}{2m_d \omega_d}, \omega_d = \sqrt{\frac{k_d}{m_d}} \quad (3.50)$$

由于在本文使用的弯曲型结构中, 横向位移代表结构在受到作用力之后结构产生的总的横向位移, 故选择位移指标作为优化的控制指标, 所以选取该在优化设计的过程中, 拉索连接自平衡惯容系统对于弯曲型结构的控制效果通过位移的均方响应的减震比的形式表达, 定义减震比为:

$$\gamma = \frac{\text{惯容系统减震结构响应}}{\text{原结构响应}} = \frac{\theta_{\max}}{\theta_{0,\max}} \quad (3.51)$$

其中 $\theta_{0,\max}$ 表示原结构地震响应层间位移角的最大值, θ_{\max} 表示安装有拉索连接自平衡惯容系统的结构地震响应层间位移角的最大值, 而层间位移角的计算可以简化为:

$$\begin{aligned}\tilde{\theta} &= \Delta u / h_i \\ \Delta u &= u_i - u_{i-1}\end{aligned}\quad (3.52)$$

而主要的优化主要考虑结构性能的优化以及惯容系统的效率最大化, 所以优化控制考虑在满足位移条件相关的层间位移角的目标指标之后, 同时使惯容出力能达到最小化, 而在优化过程中我们可以看到增加惯容系统刚度的方式, 能够使结构的控制效果得到提升, 但是与此同时会使得惯容系统的调谐特性得不到发挥, 使得优化结果之中表观质量和阻尼比会偏大, 因此参考 Ikago 等人^[28]的做法, 通过对拉索连接自平衡惯容系统的频率的限制, 来实现对惯容系统的刚度进行一定程度的限制, 由此得到本文的优化设计数学表达式可以表示为:

$$\begin{aligned}\text{find} \quad & y = \{m_d, \xi_d, \omega_d\} \\ \text{to minimize} \quad & F_d^{\max}(y) \\ \text{subject to} \quad & \begin{cases} \gamma \leq \gamma_{\text{target}} \\ \omega_d = \frac{1}{\sqrt{1-\mu}} \omega_0 \end{cases}\end{aligned}\quad (3.53)$$

其中 $F_d^{\max}(y)$ 表示惯容系统的出力在地震响应中的均方值, 在相同的结构控制条件下, 以此来实现惯容系统的效率最大化。 ω_0 代表无控原结构的自振频率, 由于本文现阶段主要针对一阶模态进行控制, 故此处代表无控结构的一阶频率, μ 表示拉索连接自平衡惯容系统的一阶模态惯质比, 其计算方法参考(3.32), 可以通过惯容系统的连接方式得到的位移转换矩阵、无控结构的质量矩阵、惯容系统的设计表观质量以及无控结构的振型带入公式计算得到, 由于控制一阶模态, 故此处的振型使用一阶振型来进行计算。

为目标减震比, 根据无控结构的目标性能需求以及抗震的安全冗余度进行确定,

$$\gamma_{\text{target}} = \frac{\text{目标性能需求}}{\text{原结构响应}} \times \frac{1}{\text{抗震安全冗余度}} \quad (3.54)$$

由此得到的优化结果通过计算得到相应的惯容系统的阻尼系数以及需要的调谐弹簧的刚度, 由此确定合适的拉索型号以及惯容器的参数。

3.3.3 优化求解算法及优化求解过程

本文在实现优化求解的时候采用求解带约束的非线性多变量函数的最小值,

进行非线性规划的方式来实现，而本文采用 MATLAB 自带的 `fmincon` 非线性规划求解器来进行计算^[104, 105]，其具体算法流程如图 3.7 所示。

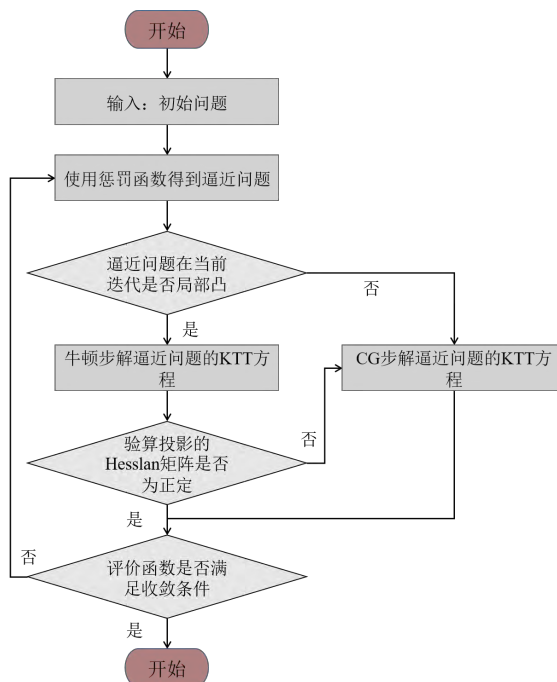


图 3.7 算法流程示意图

首先，该方法的优化问题为：

$$\min_x f(x) \text{ st. } \begin{cases} c(x) \leq 0 \\ ceq(x) = 0 \\ A \cdot x \leq b \\ Aeq \cdot x = beq \\ lb \leq x \leq ub \end{cases} \quad (3.55)$$

其中 $f(x)$ 为需要最小化的函数，在计算时需要保证其返回量为标量，且在计算时需要赋予其合适的初值 x_0 来进行计算。 $c(x)$ 与 $ceq(x)$ 为 `nonlcon` 函数计算返回的非线性不等式约束组成的数组以及非线性等式约束组成的数组，而 lb 和 ub 分别为实数向量的下界和上界， A 、 b 和 Aeq 、 beq 代表线性不等式约束和等式约束的条件，在本文的应用中主要使用其非线性约束的部分来进行计算。

该方法使用的算法为内点算法，通过寻找凸集中遍历内部的可行区域来实现对最优解的搜索，其通过障碍函数求解约束最小化问题的过程，相当于求解一系列近似最小化问题。对于平滑约束问题其初始问题可以统一表示为：

$$\min_x f(x), \text{ subject to } h(x) = 0 \ \& \ g(x) \leq 0 \quad (3.56)$$

其中 g 和 h 分别代表所有不等式和等式的约束条件，对于每个 $\mu > 0$ ，通过增加对数项也就是障碍函数得到其逼近问题为：

$$\begin{aligned} \min_{x,s} f_{\mu}(x,s) &= \min_{x,s} f(x) - \mu \sum_i \ln(s_i) \\ \text{subject to } h(x) &= 0 \ \& \ g(x) + s = 0 \end{aligned} \quad (3.57)$$

这些逼近问题相对于原不等式约束问题更易求解, 通过求解这些逼近问题来求得原不等式的最优解。为了使逼近问题接近初始的问题, 在每一次迭代的进行过程中, 障碍函数部分的参数 μ 应逐渐降低至 0, 在本文所选择的更新障碍函数的参数方法中, 逼近问题在前一次迭代中足够精确的时候, 参数会降低 1/100 或者 1/5, 精确度的衡量通过下面的公式进行衡量:

$$\max(\|\nabla f(x) + J_h^T y + J_g^T \lambda\|, \|S\lambda - \mu e\|, \|h\|, \|g(x) + s\|) < \mu \quad (3.58)$$

在求逼近问题的过程中, 每次迭代主要使用两种主要步牛顿步以及 CG 步之一。

牛顿步通过求解通过线性逼近的方法求解上述逼近问题的 KKT 方程, 通过线性化拉格朗日函数求解该方程来定义牛顿步 $(\Delta x, \Delta s)$:

$$\begin{bmatrix} H & 0 & J_h^T & J_g^T \\ 0 & \Lambda & 0 & S \\ J_h & 0 & 0 & 0 \\ J_g & I & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta x \\ \Delta s \\ \Delta y \\ \Delta \lambda \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} \nabla f + J_h^T y + J_g^T \lambda \\ S\lambda - \mu e \\ h \\ g + s \end{bmatrix} \quad (3.59)$$

通过第二个变量 Δs 预乘 S^{-1} 将该方程进行对称, 对对称矩阵进行 LDL 分解。求解方程, 验算投影的 Hesslan 矩阵:

$$H = \nabla^2 f(x) + \sum_i \lambda_i \nabla^2 g_i(x) + \sum_j y_j \nabla^2 h_j(x) \quad (3.60)$$

确定该矩阵是否为正定, 来评价结果的有效性, 若不是正定矩阵则采用 CG 步。CG 步会在此基础上同时调整 x 和 s , 保持作为松弛变量的 s 为正, 实现在线性化约束的前提下, 在信赖域中实现对最小逼近问题的二次逼近。首先通过求解 KKT 方程获得拉格朗日乘数:

$$\nabla_x L = \nabla_x f(x) + \sum_i \lambda_i \nabla g_i(x) + \sum_j y_j \nabla h_j(x) = 0 \quad (3.61)$$

接着在满足 λ 为正的情况下, 基于最小二乘法的思想, 依旧采取步 $(\Delta x, \Delta s)$ 来求解:

$$\begin{aligned} \min_{\Delta x, \Delta s} \nabla f^T \Delta x + \frac{1}{2} \Delta x^T \nabla_{xx}^2 L \Delta x + \mu e^T S^{-1} \Delta s + \frac{1}{2} \Delta s^T S^{-1} \Delta \Delta s \\ \text{st. } \begin{cases} g(x) + J_g \Delta x + \Delta s = 0 \\ h(x) + J_h \Delta x = 0 \end{cases} \end{aligned} \quad (3.62)$$

该算法在半径为 R 的缩放区域内使线性化约束的范数最小化, 并且保持在该半径的信赖域内, s 严格为正。

在上述两种步的计算和迭代过程中, 会得到评价函数的形式如下:

$$f_{\mu}(x, s) + \nu \|h(x), g(x) + s\| \quad (3.63)$$

根据评价函数的值是否降低来判定所尝试的步, 如果不能降低, 算法则会使用新的较短的步来进行迭代。由此我们根据上述计算方法来对本文的三种不同连接形式下的惯容系统来进行优化。

3.3.4 优化结果

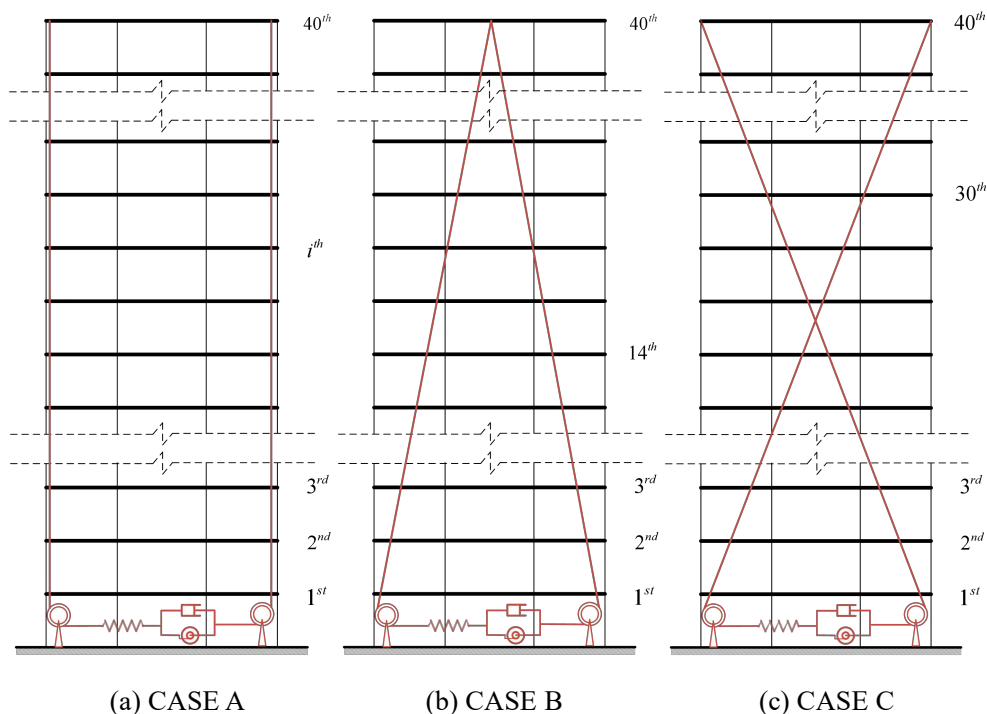


图 3.8 不同连接形式下拉索连接自平衡惯容系统安装示意图

在第二章的计算中, 根据拉索的位移转换系数与安装位移之间的关系示意图, 由于广义单自由度的连续模型是根据结构的一阶模态的振型来进行简化的, 由此可以得到在一阶模态的情况下, 不同连接形式下惯容系统的上部安装位置均为结构的顶层, 其安装形式如图 3.8 所示, 由此 CASE A 安装形式为竖向连接形式的惯容系统, CASE B 安装形式为倒 V 连接形式的惯容系统, CASE C 安装形式为斜交连接形式的惯容系统。

由此我们根据上述步骤来进行拉索连接自平衡惯容系统的参数设计优化, 选取惯容系统的一阶模态进行优化, 选取目标减震比为 $\gamma_{\text{target}} = 0.5$ 可以通过上述方法得到优化的结果如表 3.7 所示。可以看到, 在目标减震比相同的情况下, 不同的惯容连接形式对于参数的需求有较大的区别, 可以看到, 由于针对于结构的一阶模态进行优化, 在三种不同连接方式的情况下得到的惯容系统的自身频率都较为接近无控结构的一阶频率, 在差不多的自身频率下, CASE C 的惯容系统所需

要的参数均为最大,这与前面连续模型以及多自由度的定点理论得到的结果相似,在考虑结构的阻尼后带来结果的变化,下面通过频响函数的计算和地震波的时程分析,来验证优化参数的有效性。

表 3.7 惯容系统参数优化结果

惯容连接形式	m_d (kg)	ξ_d	ω_d (rad/s)	c_d (kN/s)	k_d (kN/m)
CASE A	23915054.278	0.261	1.677	20938.840	67281.066
CASE B	39224015.159	0.161	1.666	21041.801	108868.451
CASE C	240527367.312	0.186	1.752	156563.025	738805.487

3.4 优化设计有效性验证

根据上一节得到的优化参数,接下来通过频域和时域的分析来验证惯容系统优化参数的有效性,首先考虑频域的分析,通过结构的位移频响函数来对有控和无控结构的位移响应进行对比分析,研究拉索连接自平衡惯容系统的在不同连接方式下的减震效果,考虑谐振激励的形式,可以将受控结构的加速度激励和结构响应表达为:

$$x_g = X_0 e^{i\omega t}, x = X e^{i\omega t} \quad (3.64)$$

将上述公式带入(3.23),能够得到受控结构方程转化为:

$$(-M\omega^2 + i\omega C + K)X = -Mr\omega^2 X_0 \quad (3.65)$$

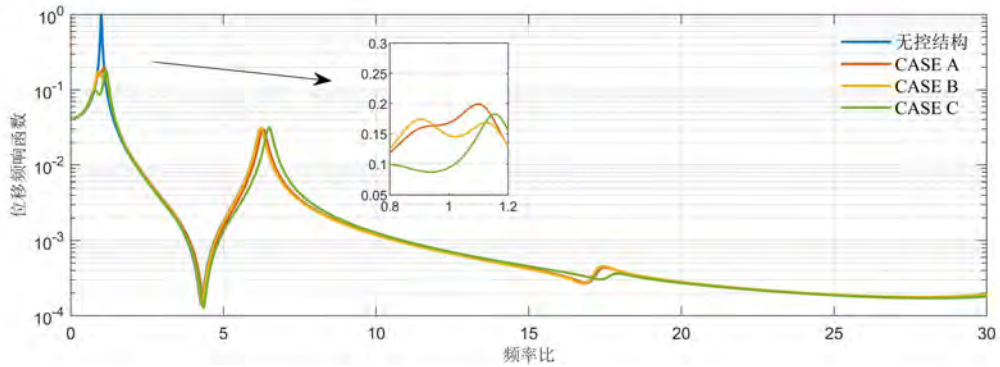
频响函数表示为结构位移的幅值和地面运动的比值,由此根据上述公式可以表示为:

$$FRF(\omega) = \left| \frac{X}{X_0} \right| = \left| \frac{Mr\omega^2}{-M\omega^2 + i\omega C + K} \right| \quad (3.66)$$

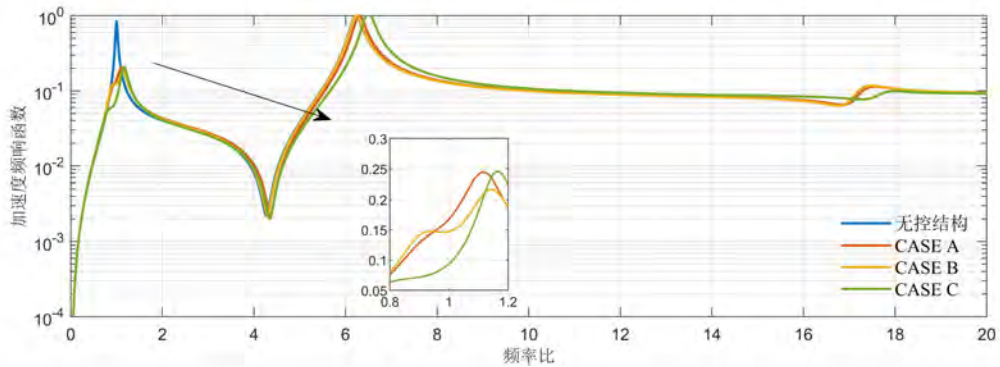
由此将在针对一阶模态进行优化的惯容系统参数带入上述(3.66),根据结构的特点,由此可以得到受控结构中的顶层以及 20 层的结构位移和加速度的频响函数曲线如图 3.9 所示。

可以看到在这种情况下,无论是在 20 层还是在 40 层的结构频响函数曲线中,无控结构均在频率比为 1 时达到最大的位移和加速度响应,在二阶频率以及更高阶的时候频响函数表现出共振的效果。在连接惯容系统的受控结构中,频响函数主要表现为对结构的一阶响应的控制较为明显,并且表现出了惯容系统的调谐作用,均在一阶频率附近出现两个峰值,在这种情况下,倒 V 连接形式的优化结果表现出有控结构频响函数的两个峰值更为接近,这也是其计算位移时惯容系统

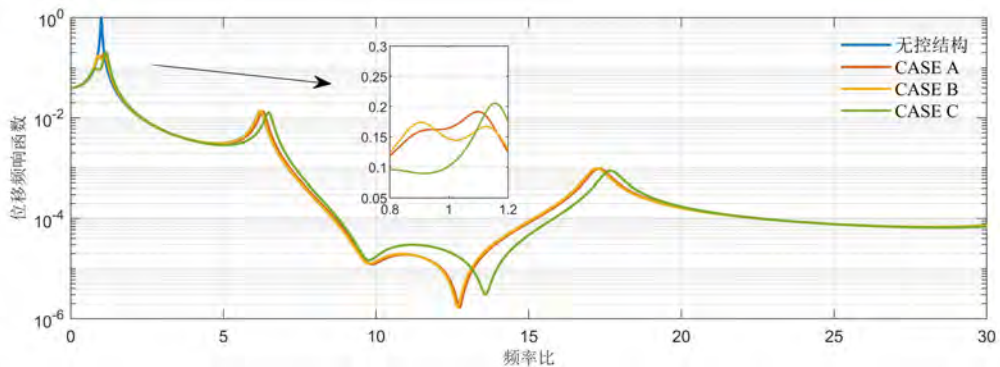
的位移只与结构水平位移相关，故而惯容系统的控制效果相对更为理想。对于 40 层结构，三种连接惯容都对结构位移和加速度的一阶响应形成有效的控制，倒 V 连接形式和竖向连接形式相较于斜交连接的形式减震效果更倾向于只降低了一阶响应的效果，而斜交连接的形式对于二阶和三阶响应的频率有一定的影响，也是由于斜交连接的作用形式会同时影响结构的横向位移和转动，并且在一定程度上会出现一定的抵消，所以其参数的消耗也是最大的。



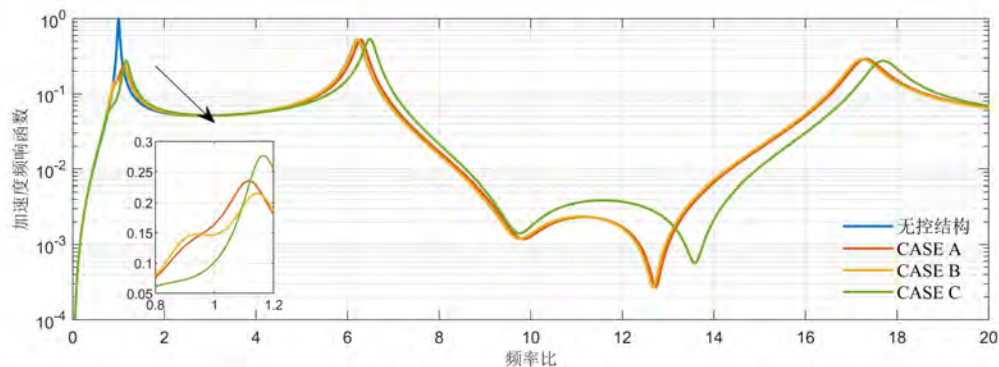
(a)受控结构 20 层结构位移频响应函数曲线



(b)受控结构 20 层结构加速度频响应函数曲线



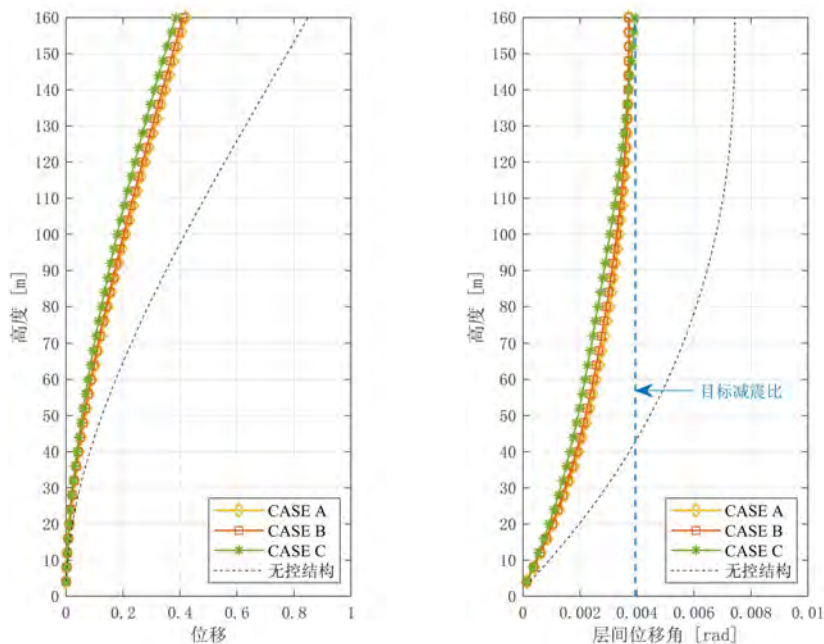
(c)受控结构 40 层结构位移频响应函数曲线



(d)受控结构 40 层结构加速度频响函数曲线

图 3.9 结构频响函数曲线

针对于频响函数第一阶的减震效果，CASE A 的竖向连接形式为 17.38%，CASE B 的倒 V 连接形式为 19.16%，CASE C 的斜交连接形式为 20.53%，可以看到在减震目标相同的情况下，三种不同的惯容连接形式均能达到相近的减震效果，与第二章连续型模型的全局优化得到的结论相同，其参数消耗的大小比较也类似，均为 CASE A 连接形式小于 CASE B 连接形式小于 CASE C 连接的形式，而 CASE A 连接形式与 CASE B 连接形式的控制效果几乎重合，并且在其他阶的频率附近与原无控结构的频响函数较为接近，在这种情况下很好地体现了惯容系统的模态控制的效果。



(a) 结构位移响应均方值

(b) 层间位移角响应均方值

图 3.10 不同连接方式下随机激励响应

由此我们将优化后的参数，带入优化过程中使用的随机激励来验证优化的结果是不是符合优化过程中的限制条件，以此验证优化结果的有效性，并且得到受控结构的层间位移角与原结构以及目标减震比之间的对比，得到的结果如图 3.10 所示。

可以看到在这种情况下，三种拉索连接形式的惯容都能满足目标减震比的要求，并且在位移响应的均方值可以看到倒 V 连接形式位移减震比为 48.30%，竖向连接形式位移减震比为 49.39%，斜交连接形式位移减震比为 45.29%。

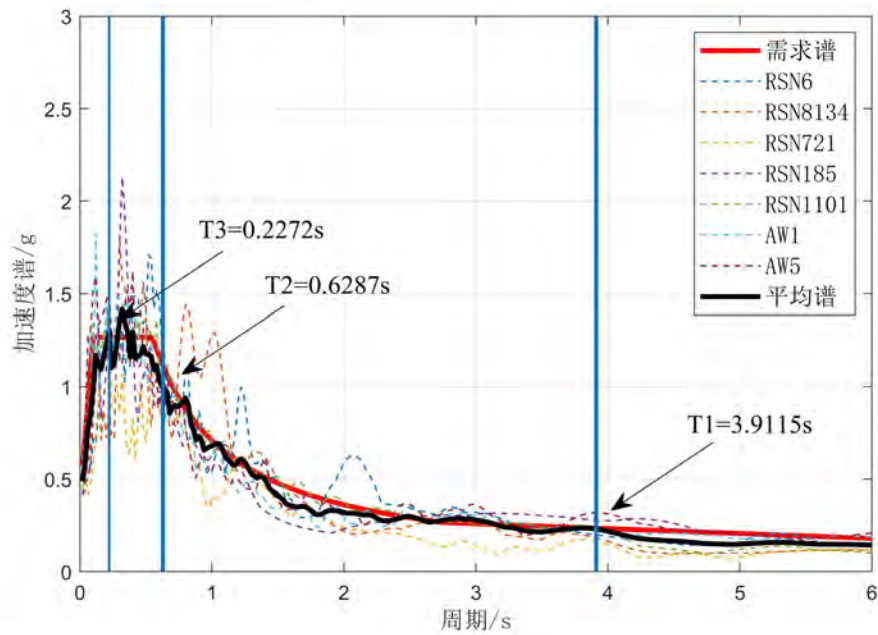


图 3.11 输入地震激励和人工激励的反应谱

这种情况下的优化主要是针对结构的位移进行优化，能够对结构位移响应有较好的控制效果，接下来进一步通过选取的地震波，进行时程分析，根据动力时程分析的要求，本文选取 5 条天然地震动记录以及两条人工地震激励作为输入激励，其加速度反应谱及时程曲线如图 3.11 和图 3.12 所示。可以看到地震波得到的平均谱与需求谱之间在结构的前三阶频率处相差不大，由此可以采取选取的地震波来进行结构的时程分析和验算。

根据 P-C 谱的计算中选取的参数，将加速度反应谱的特征周期设定为 0.55s，天然地震动的记录数据均选自 PEER 数据库，通过 EQSignal 软件^[106, 107]进行基线调零以及生成人工地震激励。对地震波进行归一化处理后进行调幅，选定其地震波加速度峰值为 0.3g（中震）。

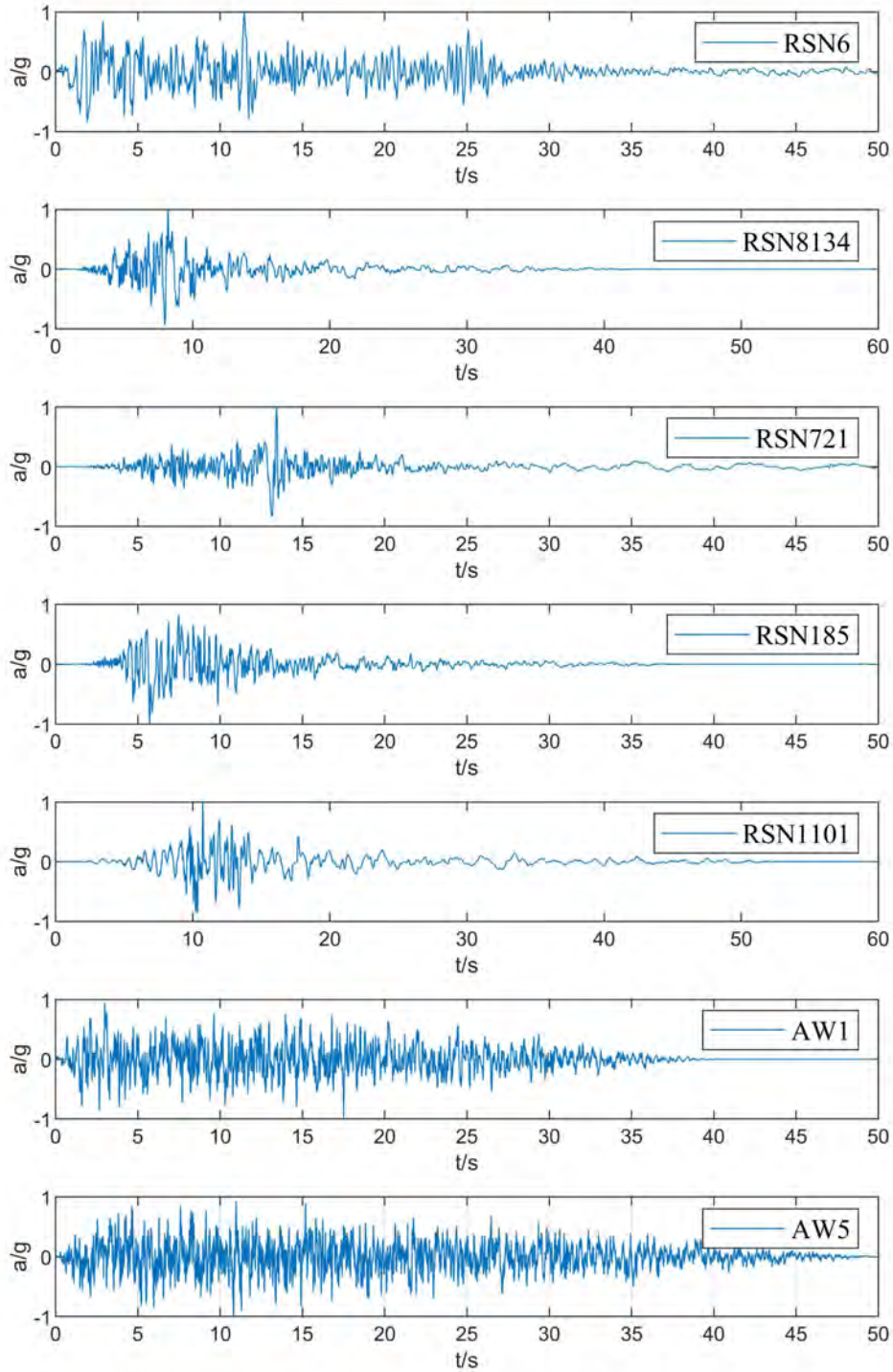
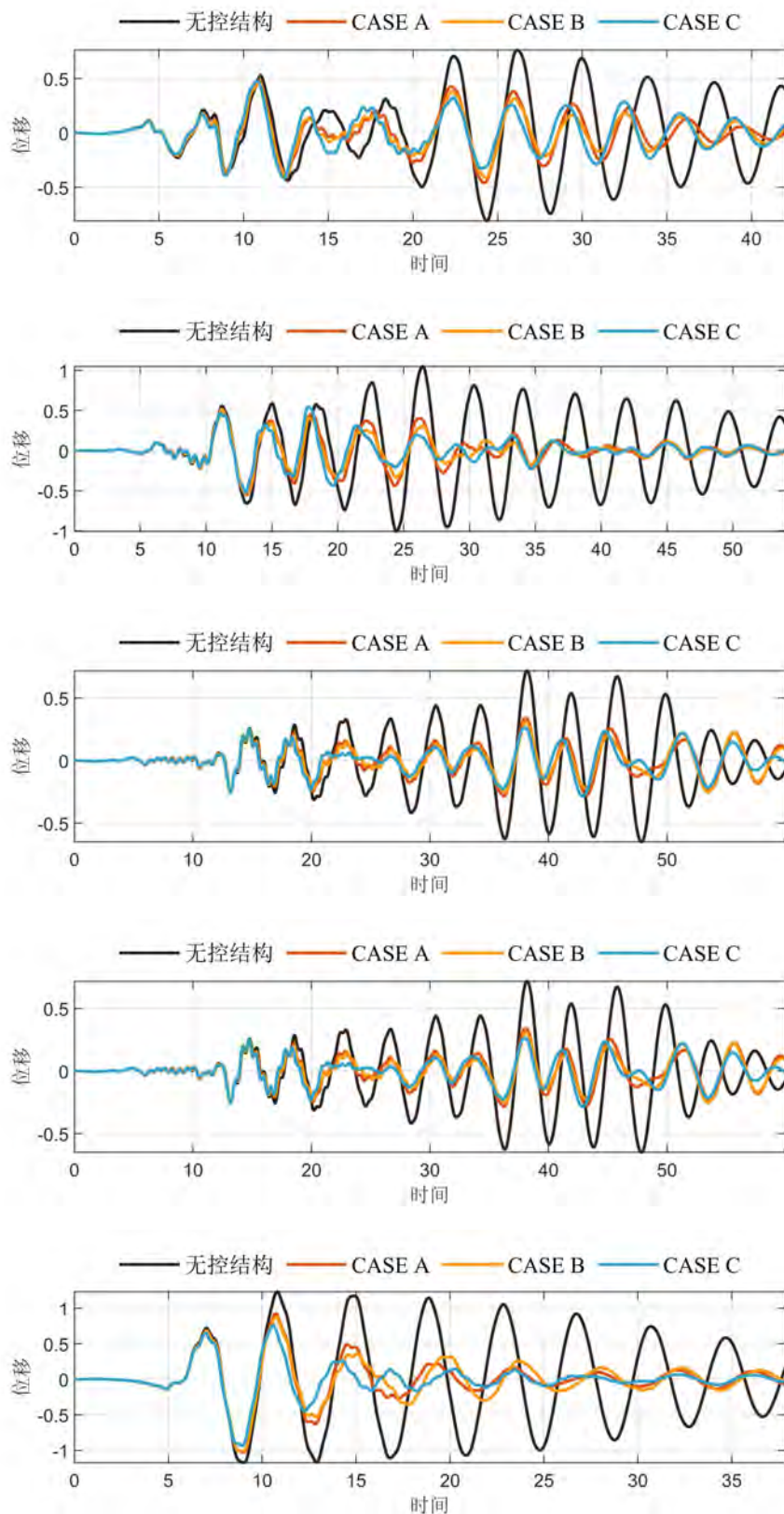


图 3.12 输入地震激励和人工激励的时程曲线

由此，由于本文针对位移进行结构响应的控制，由此将上述地震波作为输入激励，根据我们可以得到在不同地震波的激励下，结构顶层位移曲线如图 3.13 所示。



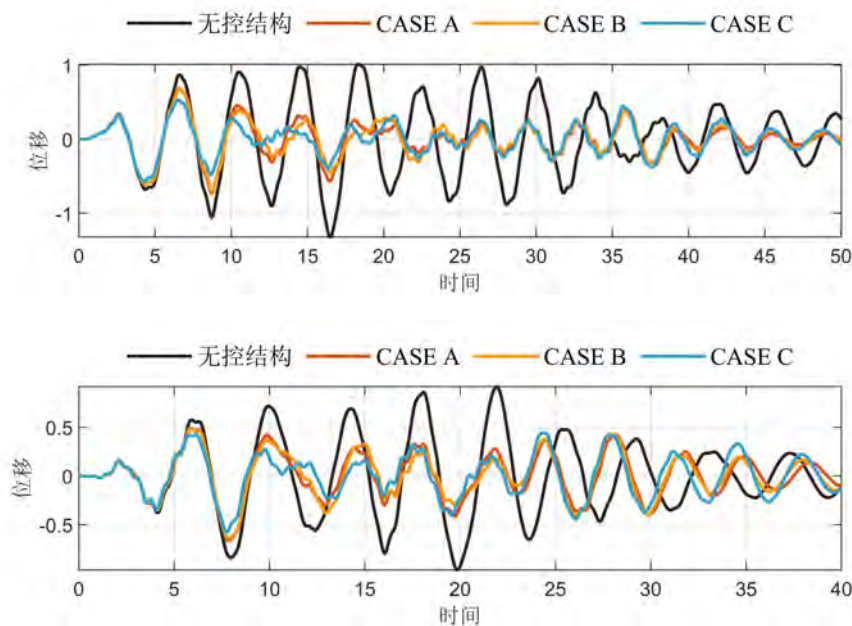


图 3.13 地震激励下结构顶层位移时程曲线

根据时程分析的结果我们可以得到在不同的惯容连接形式下，地震时程分析的结果如表 3.8 所示：

表 3.8 位移峰值和均方值减震比汇总

输入激励	位移峰值减震比			位移均方值减震比		
	CASE A	CASE B	CASE C	CASE A	CASE B	CASE C
RSN8134	0.6306	0.6087	0.6217	0.5223	0.4637	0.4966
RSN1101	0.4867	0.4930	0.5176	0.4041	0.3455	0.3461
RSN721	0.4722	0.4245	0.3651	0.4491	0.4076	0.3856
RSN6	0.6883	0.7036	0.6073	0.4892	0.4708	0.398
RSN185	0.7470	0.7114	0.6153	0.4599	0.4598	0.3681
AW1	0.6736	0.6659	0.5276	0.4512	0.4424	0.3929
AW5	0.5374	0.5381	0.482	0.5766	0.5589	0.5418
均值	0.6273	0.5922	0.5338	0.4789	0.4498	0.4184

能够看到在各种拉索连接方式的情况下，位移均方值的减震比基本都小于 0.5，而位移峰值减震比要相较于均方值大一些。根据惯容系统的基本原理可以知道，惯容系统与一般的阻尼系统相比除了质量增效的效果还具有耗能增效的特性，惯容系统能够放大阻尼元件的位移，在使阻尼元件位移提升的情况下提升其吸能的效果，使惯容系统的耗能效果得到提升，以地震激励输入 AW5 为例，可以得到在不同连接方式的情况下，阻尼元件位移与惯容系统位移的关系如下图 3.14 所示。

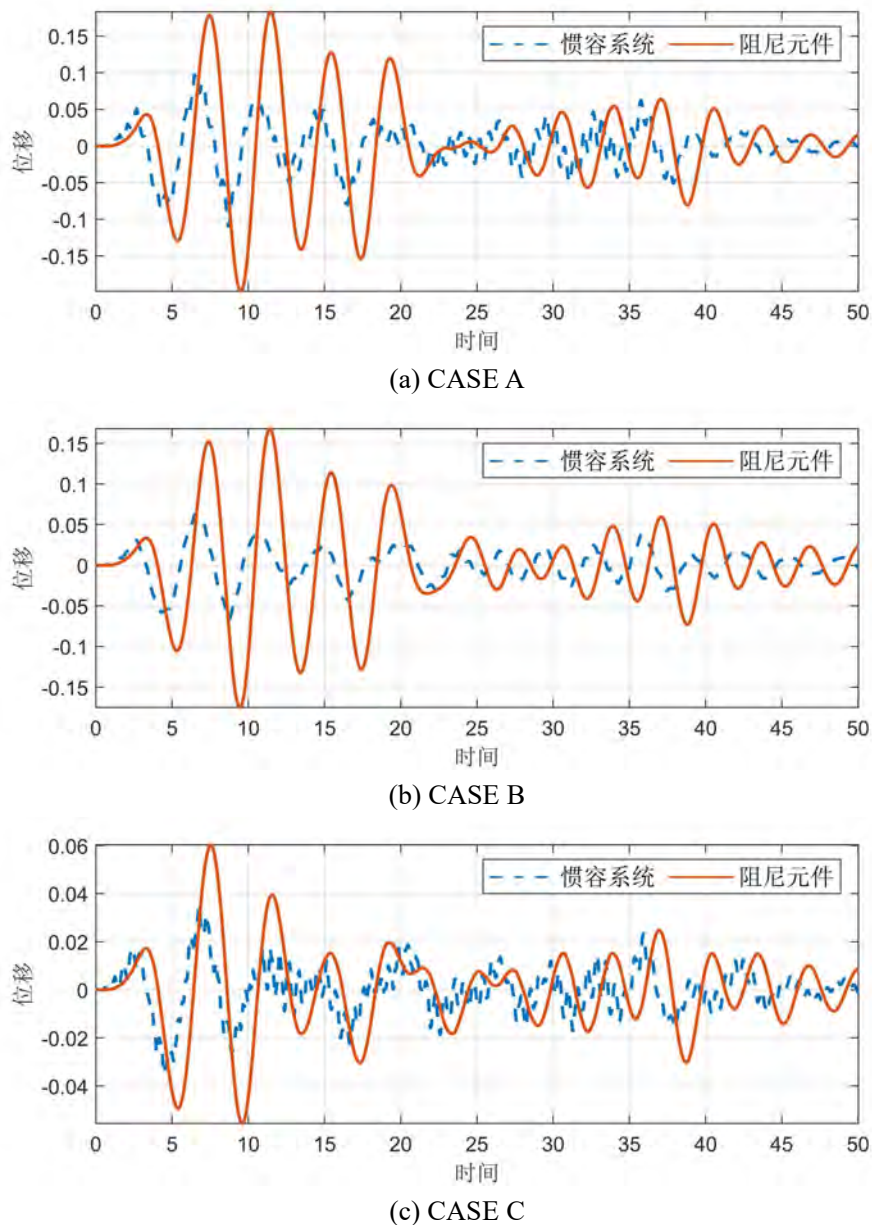


图 3.14 不同连接形式下惯容系统及阻尼元件位移时程曲线

可以看到在这种情况下，阻尼元件的位移得到提升，相较于惯容系统的位移会更大，耗能增效系数可以通过阻尼元件位移时程的均方值与惯容系统位移时程的均方值的比值计算得到，由此可以计算得到在不同的地震激励下不同连接方式的惯容系统的耗能增效汇总于表 3.9 中。而在优化算法中，选取了结构的层间位移角的均方值进行优化，可以得到在不同的地震激励下结构的层间位移角的情况，以及根据地震波求得的在不同的拉索连接形式下的优化参数所控制的结构的层间位移角情况，以及其汇总情况如图 3.15 所示。

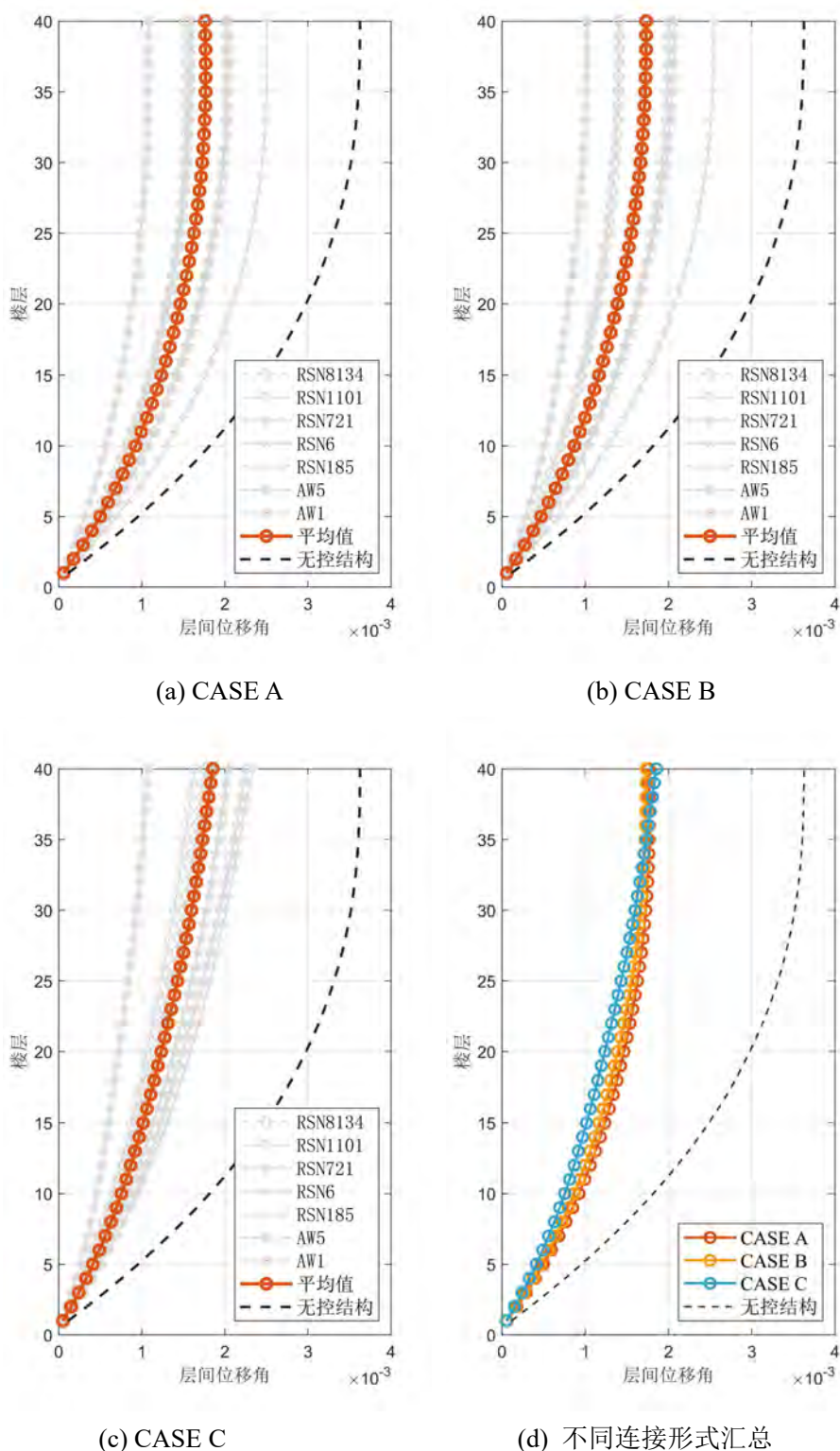


图 3.15 拉索不同连接形式下结构的层间位移角

能从图 3.15 和表 3.9 中看到，在使用优化参数的惯容系统的控制下，不同的地震激励下所表现出的结构的减震比有一定的差异，在其中的部分地震波的激励下会出现结构层间位移角的减震比大于 0.5 的情况，这是由于地震存在较大的随

机性，其频谱特性与用于优化的 P-C 谱不同，可以看到在全部地震激励的作用下不同惯容系统连接方式的层间位移角的均方减震比的均值均小于 0.5，能够表明优化设计方法满足了对于目标减震比的要求。

表 3.9 层间位移角均方值减震比和耗能增效系数汇总

输入激励	层间位移角均方值减震比			耗能增效系数		
	CASE A	CASE B	CASE C	CASE A	CASE B	CASE C
RSN8134	0.5130	0.4699	0.5894	2.2066	2.7677	2.0009
RSN1101	0.4001	0.3553	0.4143	2.3292	3.0344	1.9928
RSN721	0.4544	0.4280	0.4498	2.1323	2.7675	1.7853
RSN6	0.4950	0.4825	0.4595	2.2616	2.9528	1.8780
RSN185	0.4589	0.4658	0.4285	2.3569	2.9881	2.0773
AW1	0.4552	0.4579	0.4544	2.1848	2.7784	1.8400
AW5	0.5723	0.5662	0.6405	2.1673	2.7365	1.8317
均值	0.4784	0.4608	0.4909	2.2341	2.8608	1.9151

而通过惯容系统的耗能增效系数可以看到，在不同地震波的激励下，各种惯容系统连接方式的情况下，耗能增效系数均在 2 左右，其均值也是大于 1.5 的，耗能增效系数的值均大于 1 表明了惯容系统发挥了对阻尼元件位移的放大作用，说明在不同的连接形式下，惯容系统的耗能增效作用均能得到较好的发挥，能够发挥增大阻尼元件位移增加阻尼耗能的作用，说明惯容系统优化参数的合理性。

3.5 小结

本章主要研究拉索连接自平衡惯容系统在多自由度体系中的应用，针对于不同的拉索连接方式，应用于弯曲型的多自由度体系中，在第二章提出的连续模型的基础上进行验证并深化，提出了基于性能的拉索连接自平衡惯容系统的设计参数优化方法，主要结论如下：

1、针对于不同的拉索连接方式，在弯曲型结构的多自由度系统中，针对弯曲型结构的特点，提出了其不同的拉索安装的位移转换矩阵以及拉索位移的计算方法，给出了惯容系统的模态惯质比的计算方法。

2、根据第二章提出的基于连续型单自由度模型的惯容系统的定点理论算法，应用于多自由度体系的相同算法来进行验证，在惯容系统的频率比阻尼比以及安装于结构的位移方面均表现出较小的误差，由此验证了连续型模型的可行性，

3、针对于多自由度体系，提出基于性能的拉索连接自平衡惯容系统的优化设计方法，使用状态空间方程的直接随机方法计算随机激励的响应，根据模态控

制以及目标减震比的设计通过非线性规划求解器来得到优化参数。

4、通过频域和时域的方法对优化参数进行验证，在不同拉索连接形式下的惯容系统均表现出对结构一阶频率的控制，与此同时表现出对其他模态响应影响较小的效果，体现出了模态控制的效果，并在时程分析中达到目标减震比的要求，对惯容系统阻尼元件的位移放大效果显著，说明其不同连接方式的情况下均发挥出了惯容系统的耗能增效效应。

第 4 章 拉索连接自平衡惯容系统的多模态控制及优化

第二章和第三章均进行了针对弯曲型结构的单模态的一阶模态下的跨层布置以及参数优化,可以看到在一阶模态控制下的优化结果仅对结构一阶模态能够进行有效的控制,对其他模态的影响并不大,而在这个情况下,结构的位移响应能够得到有效的控制,但是加速度响应控制效果不理想。而对于弯曲型结构,其形式多为高层或超高层结构,其顶层加速度主要由高阶模态进行控制,仅通过控制一阶模态对结构的控制效果有限仅能实现对于结构位移响应的控制,故在此情况下也需要考虑高阶的模态响应。因此,本章将在前两章的基础上进一步讨论拉索连接自平衡惯容系统应用于弯曲型结构上的减震控制,利用模态控制的概念,讨论在不同模态下惯容系统合理的连接位置,并给出拉索连接自平衡惯容系统在弯曲型结构中的多模态控制设计方法,并通过时程分析的方法对优化结果进行验证。

4.1 模态控制概念

4.1.1 模态控制的基本思想

在第三章中,已经介绍了模态惯质比的计算方法,根据结构的多自由度系统的特征方程,可以求解得到结构与多自由度系统相对应的结构的频率以及模态矩阵,将结构第 r 阶振型也就是表示结构振型的特征向量表示为 $\{\phi\}_r$, 由此可以将结构的模态矩阵表示为:

$$[\Phi] = [\{\phi\}_1, \{\phi\}_2, \dots, \{\phi\}_n] \quad (4.1)$$

根据结构动力学的内容我们知道,结构的各特征向量对于结构的质量矩阵和刚度矩阵均具有正交性,则物理坐标下的结构的位移响应可以通过模态坐标的形式进行表达,即:

$$\{X\} = \sum_{r=1}^n \delta_r \{\phi\}_r = [\Phi] \{\delta\} \quad (4.2)$$

其中, $\{\delta\}$ 为与各阶模态相对应的模态坐标。

根据上式可以知道如果要求得物理坐标下的结构位移响应,可以通过求解模态坐标下的解,通过模态矩阵来进行转换得到,在结构的简谐激励的情况下,第 r 阶模态坐标结构运动方程可以表示为:

$$(-\omega^2 M_{s,r} + j\omega C_{s,r} + K_{s,r})\{\delta_r\} = -\{\phi\}_r^T \mathbf{M}_s \mathbf{r} A_0 \quad (4.3)$$

其中, $M_{s,r}$, $K_{s,r}$, $C_{s,r}$ 为结构第 r 阶的模态质量, 模态刚度以及模态阻尼, 其计算方法为:

$$M_{s,r} = \{\phi\}_r^T \mathbf{M}_s \{\phi\}_r, K_{s,r} = \{\phi\}_r^T \mathbf{K}_s \{\phi\}_r, C_{s,r} = \{\phi\}_r^T \mathbf{C}_s \{\phi\}_r \quad (4.4)$$

将公式 (4.3) 带入公式 (4.2) 中, 可以求得物理坐标下结构的响应为各模态坐标之和:

$$\{X\} = \sum_{r=1}^n \frac{-\{\phi\}_r^T \mathbf{M}_s \mathbf{r} A_0}{(-\omega^2 M_{s,r} + j\omega C_{s,r} + K_{s,r})} \{\phi\}_r \quad (4.5)$$

根据公式 (4.5) 可以看到结构的响应可以由 n 个模态的响应相加得到, 因此模态控制的思想就是基于结构响应是由模态响应的集合体现的前提, 而针对于其中某一个或某几个响应较大的模态进行单独的控制来实现对于总响应的控制效果。而根据惯容系统的设计原则, 使用定点理论约束惯容系统的调谐频率, 实现对惯容系统针对于不同模态的控制目标, 其控制方式如图 4.1 所示。在这种情况下, 可以根据结构的振动控制需求, 对相应的模态进行振动控制的研究, 在加入惯容系统之前, 结构的不同模态之间是相互耦合的, 但在加入惯容系统后, 相应的模态矩阵会发生变化, 而会出现对某一阶模态进行控制时, 对其他的模态有一定的影响。

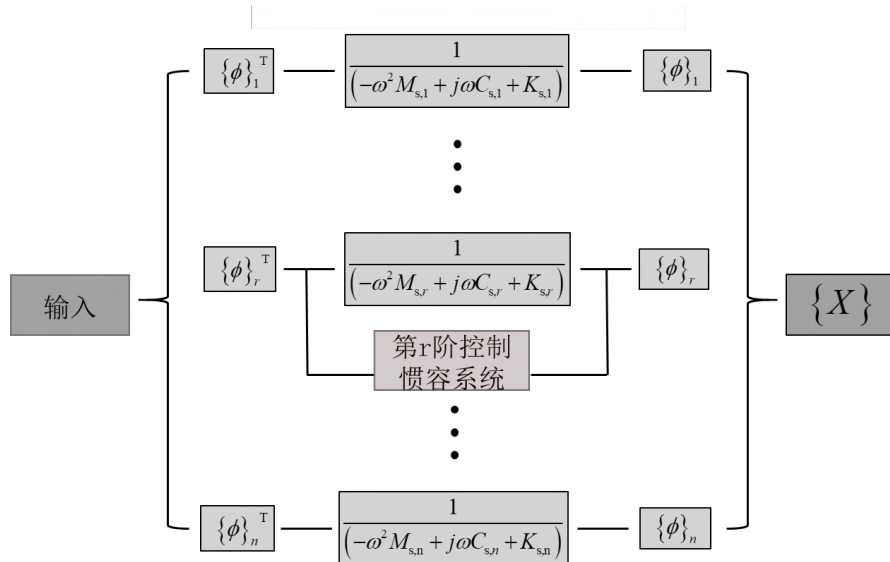


图 4.1 惯容系统针对第 r 阶模态进行控制

4.1.2 模态控制安装位置确定

而根据 (4.4) 可以知道在结构质量、阻尼和刚度矩阵确定的情况下, 通过对结

构特性的分析得到其特征向量,由此可以根据不同阶的特征向量求得结构任意阶模态的模态质量、模态阻尼和模态刚度,而这种情况下求得的结构振型是一种相对的变形,而利用解耦后的单自由度模型的位移响应与原结构对应的模态上某一点的响应相同的原理,通过对结构的振型进行归一化,由此计算得到的模态质量称为等价质量。

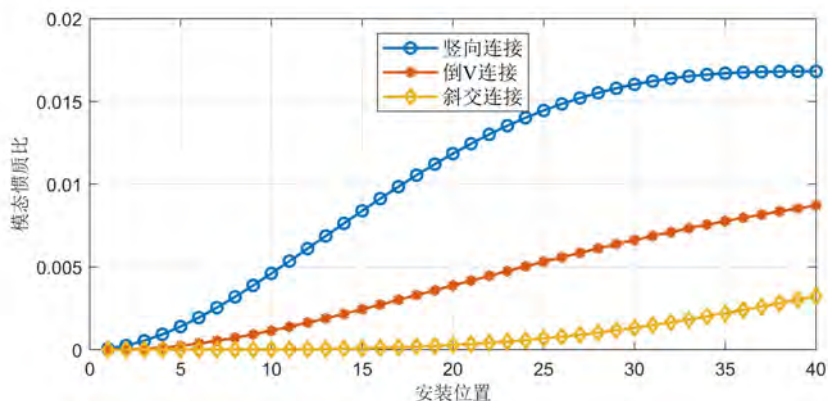
根据第三章等效二自由度的计算结果,我们可以知道在任意模态下,惯容系统的模态惯质比的计算公式为:

$${}_r\mu = \frac{m_d}{M_{e,r}} = \frac{\{\phi_r\}^T T_c m_d T_c^T \{\phi_r\}}{\{\phi_r\}^T \mathbf{M}_s \{\phi_r\}} \quad (4.6)$$

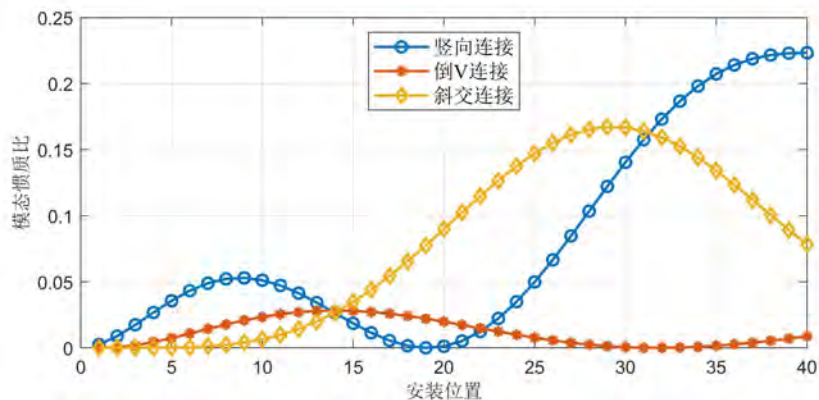
根据模态惯质比的计算方法可以知道其是由惯容系统的表观质量与等价质量的比值计算得到,而要使等价质量最小,在惯容系统表观质量确定的情况下得到的模态惯质比就需要越大,由此可以知道在通过表观质量最小来确定惯容系统安装位置的方法,在此处可以推广到通过确定在哪个安装位置可以获得最大的模态惯质比,来确定惯容系统控制该模态的最佳安装位置。

在结构自身质量矩阵不发生变化的情况下,针对某一阶模态,其模态惯质比要越大,主要是针对惯容安装位置的拉索位移传递矩阵。而由于计算惯容系统应用于弯曲型结构,安装于层间的形式会让惯容系统自身的转动惯量不可忽略,因此在计算惯容系统模态惯质比的时候计算从底层往上的拉索连接形式。

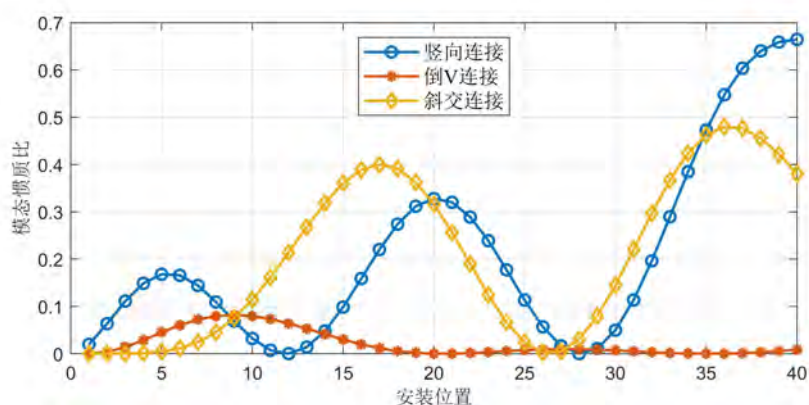
由此假设在惯容系统的质量为1的时候,我们可以得到前三阶模态的,不同惯容连接形式的模态惯质比的变化情况如图4.2所示。安装位置表示拉索连接的自平衡惯容系统,其拉索上部锚固的楼层位置,在同一模态的,不同安装位置的模态惯质比越大则表明安装于该位置惯容系统利用率越高。



(a)一阶模态



(b) 二阶模态



(c) 三阶模态

图 4.2 不同模态下惯容系统的模态惯质比

根据前三阶模态下惯容系统的模态惯质比根据拉索位置以及惯容连接方式变化的情况，我们可以确定在第一阶模态控制时，三种拉索连接形式下惯容系统均需连接到顶层，这个结果也与第二章计算拉索位移传递系数得到的结果一样，说明了结果的可靠性。在控制第二阶模态时，也可以看到其安装位置计算得到的模态惯质比与一阶模态发生了较大的变化，而竖向连接最优安装位置为顶层，倒 V 连接最优安装位置在 30 层，斜交连接最优安装位置在 14 层。而在控制第三阶模态的时候，竖向连接最优安装位置依旧为顶层，倒 V 连接最优安装位置为 9 层，斜交连接则为 36 层。由此根据模态惯质比的方法可以快速得到惯容系统的安装位置，便于后续的计算和优化。

4.2 模态控制验证

根据上一节介绍的模态控制方法和模态控制的安装位置确定，我们可以通过给定目标模态控制的方法结合定点理论的设计来验证模态控制的效果^[108]，首先

根据第三章描述的结构自身特性,根据不同的模态对于结构整体的响应的贡献和模态控制的要求,确定相应的附加阻尼比,此处,由结构的特性确定控制前三阶的附加阻尼比分别为 ${}_1\zeta_{\text{eq}} = 0.15$, ${}_2\zeta_{\text{eq}} = 0.1$, ${}_3\zeta_{\text{eq}} = 0.05$,而根据附加阻尼比与惯质比之间的关系:

$$\mu = \frac{1 + 16\zeta_{\text{eq}}^2 - \sqrt{1 + 32\zeta_{\text{eq}}^2}}{16\zeta_{\text{eq}}^2} \quad (4.7)$$

再根据定点理论中惯容系统的惯质比与刚度比、阻尼比之间的计算关系,可以得到在确定了惯容系统的连接位置,确定了惯容系统在不同连接形式下的位移传递矩阵,在目标的模态下,需要的惯容系统参数分别如表 4.1, 表 4.2, 表 4.3 所示。

表 4.1 竖向连接形式目标模态惯容系统参数

目标模态	ξ_{eq}	m_d (kg)	c_d (kN/s)	k_d (kN/m)
一阶	15%	38906522.846	31285.494	116032.029
二阶	10%	1674117.441	5690.841	179650.010
三阶	5%	174959.592	833.126	136427.569

表 4.2 倒 V 连接形式目标模态惯容系统参数

目标模态	ξ_{eq}	m_d (kg)	c_d (kN/s)	k_d (kN/m)
一阶	15%	55720373.370	37489.753	159750.964
二阶	10%	13233574.782	44984.996	1420098.601
三阶	5%	1420071.629	6762.128	1107323.797

表 4.3 斜交连接形式目标模态惯容系统参数

目标模态	ξ_{eq}	m_d (kg)	c_d (kN/s)	k_d (kN/m)
一阶	15%	202707617.698	163001.152	604540.692
二阶	10%	2241438.697	7619.340	240529.412
三阶	5%	915246.937	4358.243	713678.587

可以看到在这种情况下不同的附加阻尼比以及惯容连接方式的改变,带来参数的变化,在连接一阶惯容系统的时候由于连接位置均为底层到顶层,其一阶惯容系统所需要的表观质量,依旧是遵循第三章计算得到的结论,斜交连接的形式大于倒 V 连接大于竖向连接,但是针对于目标模态为第二阶和第三阶的时候,并不符合这个规律,这是由于连接位置的不同,所带来的惯容系统所需要参数的改变。在控制第二阶模态时,出现可能需要的惯容系统刚度增大,这也是控制高

阶模态时，可能会带来的惯容参数消耗的增大。

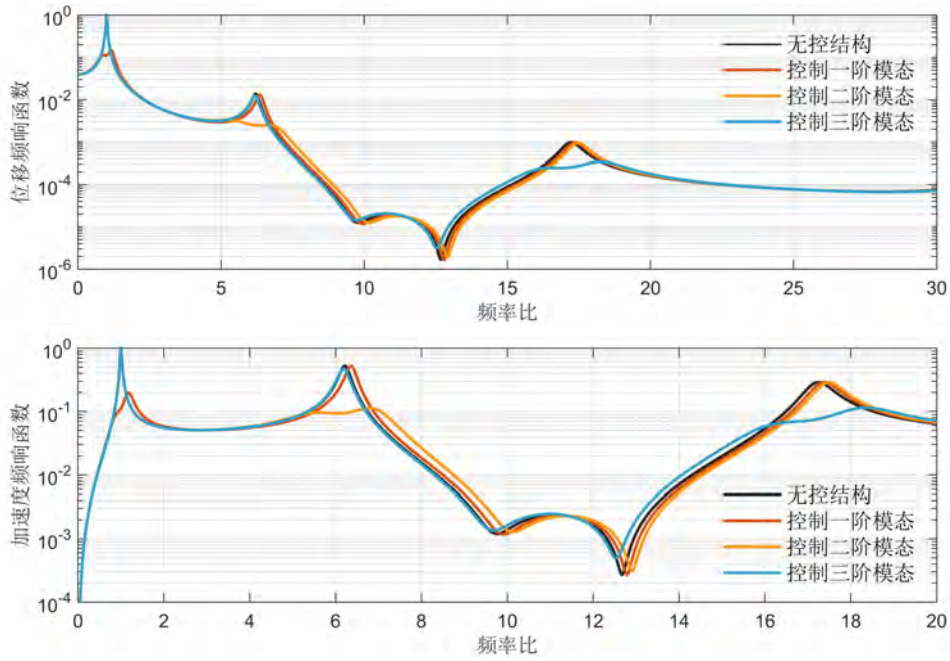


图 4.3 竖向连接目标模态控制频响函数

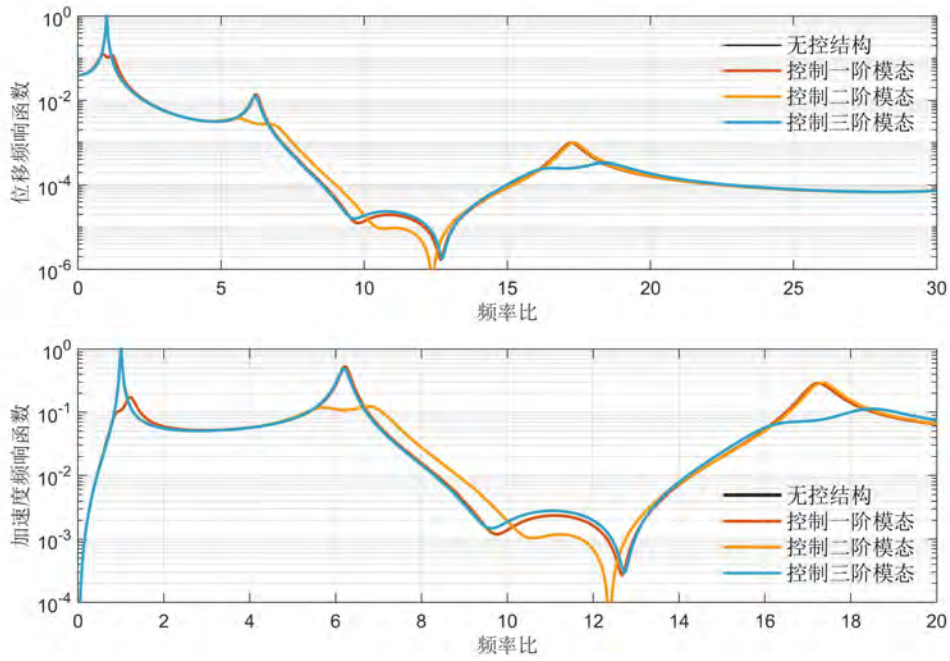


图 4.4 倒 V 连接目标模态控制频响函数

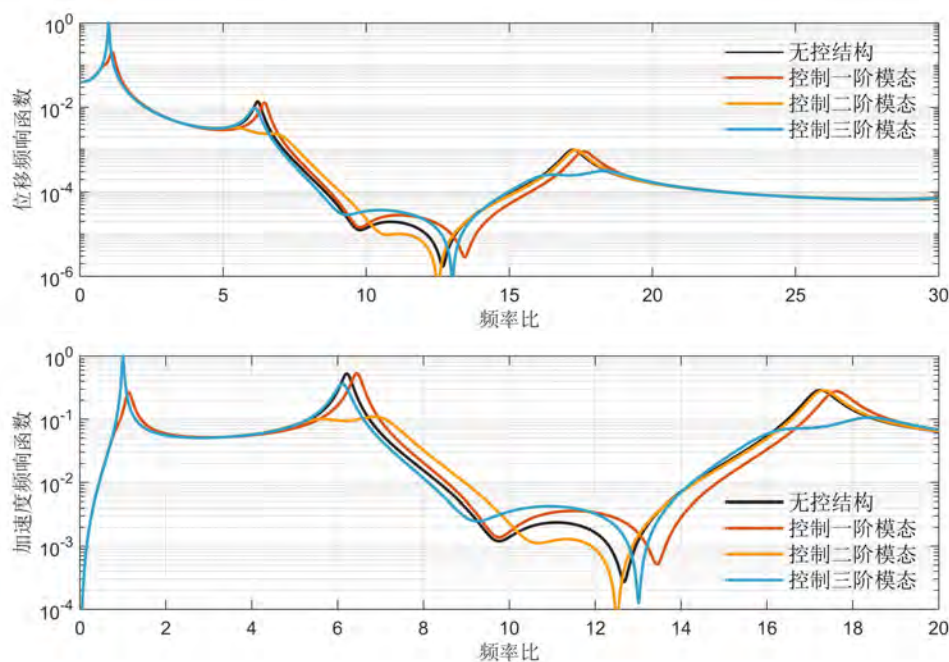


图 4.5 斜交连接目标模态控制频响函数

根据计算得到的控制不同目标模态的惯容系统参数,可以得到其在不同连接方式下结构顶层的位移和加速度的频响函数如图 4.3, 图 4.4 和图 4.5 所示。

可以看到在相同的附加阻尼比和不同的连接方式的情况下,针对于目标模态惯容系统均表现出了较好的控制效果,对于竖向连接的形式,由于惯容系统均为从底层连接到顶层,表现出了较好的模态控制效果,也就是针对于哪一阶目标模态进行设计的惯容系统基本只对该阶模态有相应的控制效果。而对于倒 V 连接形式和斜交连接形式的情况,会出现对除了该阶模态外的其他模态有一定的影响,这也是惯容连接方式和连接位置所带来的对结构模态的影响,也是由于弯曲型结构每一层存在两个自由度,斜交连接的惯容系统对位移和转角均有一定的影响。但是总体上看,各阶目标模态下的惯容系统也表现出了较好的模态控制效果,对该阶模态的控制远大于其他模态,从这个意义上可以说明,惯容系统针对于弯曲型结构能够实现对于不同模态的分别控制,且能达到较好的控制效果,由此可以针对弯曲型结构进行多模态控制的研究。

4.3 多模态控制优化方法

基于模态控制的思想,以及上一节的单个模态控制的计算,我们已经验证了弯曲型结构能够实现对于不同模态的分别控制,由此应用于具体结构的计算,针对于同时使用多个惯容系统同时对不同的模态进行控制,是多模态控制的主要理论思想。

其设计方法主要流程为：确定要设计控制的模态阶数，根据要控制的模态，根据结构安装的需要选择拉索连接的形式，计算在该种拉索连接形式下结构不同安装位置的模态惯质比，以此确定惯容系统的拉索安装位置，针对于结构的自身频率通过定点理论的调谐频率计算方法来对惯容系统的频率进行约束，以减震目标和控制力最小化的形式来对减震控制设计问题转化为优化问题，利用优化算法进行优化计算，最后得到优化设计参数通过时程分析的方法进行验算。

而针对于本文的弯曲型结构，选取前两阶模态进行优化设计，通过上一节的模态惯质比的计算，我们可以确定惯容系统的在不同拉索连接形式下的安装位置如图 4.6 所示，其中红色为控制一阶模态的惯容系统连接位置，蓝色为控制二阶模态的惯容系统连接位置。可以看到 CASE A 的竖向连接形式控制两个模态的惯容系统其拉索均锚固于结构的顶层；CASE B 的倒 V 连接形式控制一阶模态的惯容系统的拉索锚固于结构的顶层，控制二阶模态的惯容系统的拉索锚固于结构的第十四层；CASE C 的斜交连接形式控制一阶模态的惯容系统其拉索锚固于结构的顶层，控制二阶模态的惯容系统其拉索锚固于结构的第三十层。

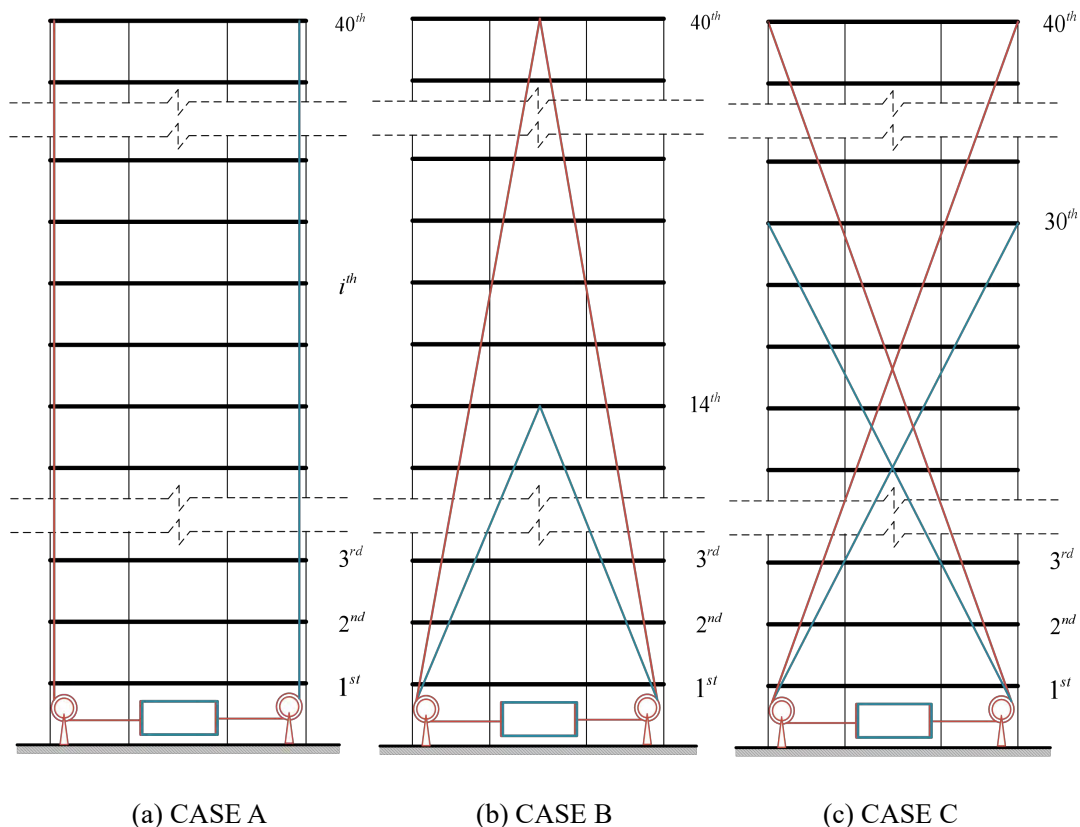


图 4.6 不同拉索连接形式下多模态惯容系统连接位置示意图

确定好安装位置之后，根据结构所需要的控制效果来确定目标减震比，由于进行多模态的控制，由第三章的优化计算我们可以看到在对于一阶模态的优化时，设计结构的位移减震效果作为优化目标是较为有效的，而对于一阶能够达到对于

位移的控制约束，作为多模态的控制，则需要加上对于加速度的相应控制，由此设计综合减震比的计算方法：

$$\gamma = \alpha \frac{\theta_{\max}}{\theta_{0,\max}} + (1-\alpha) \frac{a_{\max}}{a_{0,\max}} \quad (4.8)$$

其中 $\theta_{0,\max}$ 表示原结构地震响应层间位移角的最大值， θ_{\max} 表示安装有拉索连接自平衡惯容系统的结构地震响应层间位移角的最大值， $a_{0,\max}$ 表示原结构地震响应各楼层绝对加速度均方值的最大值， a_{\max} 表示安装有拉索连接自平衡惯容系统的结构地震响应各楼层绝对加速度均方值的最大值。 α 为综合减震比的权重系数，其数值越大代表优化设计中对于位移重视程度越高，反之则对加速度的重视程度越高，根据结构自身的控制需求进行选择，当其值大于 0.5 时，减震性能由位移的减震比进行主导，而当其值小于 0.5 时，减震性能由加速度的减震比进行主导，而本文主要探讨其综合的减震效果故此处取 $\alpha = 0.5$ 来进行优化设计。

主要的优化还是考虑结构性能的优化以及惯容系统的效率最大化，所以满足综合减震比目标的情况下，同时使惯容出力达到最小化的形式来进行优化设计，而惯容系统的模态控制主要通过对拉索连接自平衡惯容系统的频率进行限制，由此得到拉索连接自平衡惯容系统的多模态控制优化设计数学表达式可以表示为：

$$\begin{aligned} & \text{find} && y = \{ {}_1m_d, {}_1\xi_d, {}_1\omega_d, {}_2m_d, {}_2\xi_d, {}_2\omega_d \} \\ & \text{to minimize} && F_d^{\max}(y) \\ & \text{subject to} && \begin{cases} \gamma \leq \gamma_{\text{target}} \\ {}_1\omega_d = \frac{1}{\sqrt{1-{}_1\mu}} {}_1\omega_0, {}_2\omega_d = \frac{1}{\sqrt{1-{}_2\mu}} {}_2\omega_0 \end{cases} \end{aligned} \quad (4.9)$$

其中 ${}_1\omega_0$ 和 ${}_2\omega_0$ 分别代表无控原结构的一阶和二阶自振频率，而 ${}_1\mu$ 和 ${}_2\mu$ 分别代表拉索连接自平衡惯容系统的一阶和二阶模态惯质比，其计算时分别选取结构的一阶和二阶振型来进行计算，保证惯容系统针对于对应模态的控制效果。由于只选取前两阶模态，为了保证惯容系统的正常性能，选取目标减震比为 $\gamma_{\text{target}} = 0.6$ ，由此根据第三章的优化算法的步骤进行拉索连接自平衡惯容系统的多模态参数设计，可以得到优化的结果如表 4.4 所示：

可以看到在目标减震比相同的情况下，不同的惯容连接形式以及不同的控制模态对于参数的需求有较大的区别，相较于第三章仅针对于一阶模态进行优化时得到的优化参数，多模态控制时的惯质要小于单模态控制的情况，针对一阶模态和二阶模态的频率均与该阶结构的自身圆频率接近，而二阶模态所需要的阻尼和刚度相较于一阶模态会适当增加，这也是由于在此处选择了对结构的位移和加速度同时进行优化，而在这种情况下可以看到仍旧是斜交连接的形式所需要的惯容系统参数最大，这也与前文的计算结果相一致，证明应用于弯曲型结构的拉

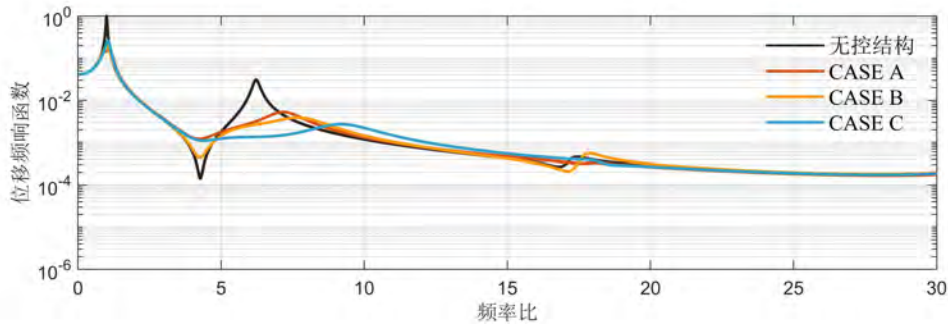
索连接自平衡惯容系统的拉索连接形式中斜交连接相较于其他两种更加不利。下面通过频响函数以及地震激励的时程分析来验证优化参数的有效性。

表 4.4 多模态惯容系统优化参数

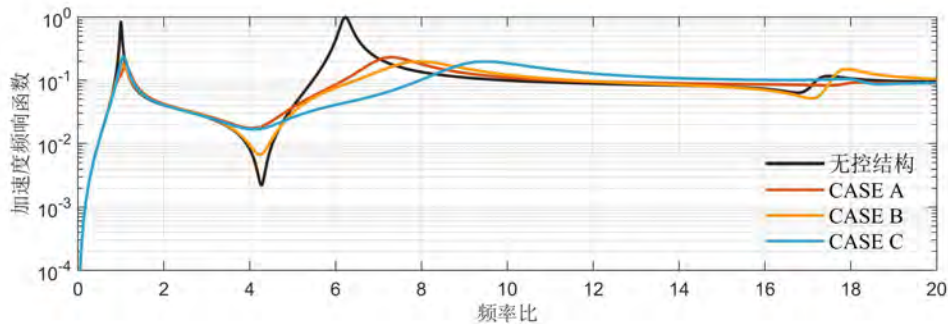
惯容连接形式	控制模态	m_d (kg)	ξ_d	ω_d (rad/s)	c_d (kN/s)	k_d (kN/m)
CASE A	一阶模态	18000812.591	0.182	1.659	10907.717	49537.207
	二阶模态	3999778.385	0.316	10.940	27642.974	478737.418
CASE B	一阶模态	22720367.907	0.308	1.640	22981.399	61117.723
	二阶模态	4003358.826	0.333	11.241	299658.995	505885.589
CASE C	一阶模态	100270764.199	0.309	1.662	103195.257	277214.300
	二阶模态	14270784.044	0.365	13.369	139418.244	2550687.412

4.4 多模态优化设计有效性验证

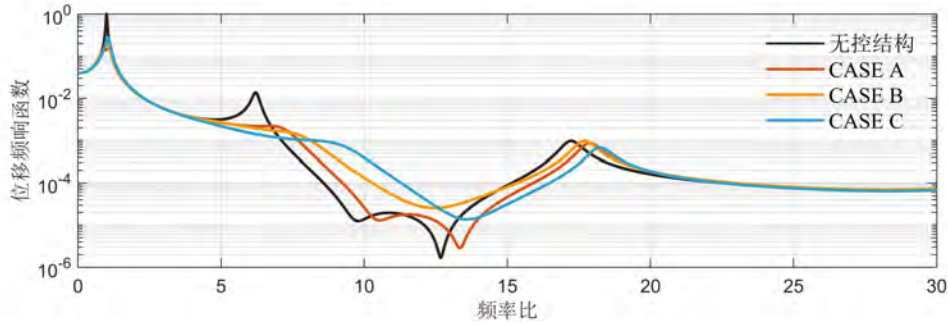
根据上一节得到的优化参数,通过频域和时域的分析来验证其参数的有效性,针对谐振激励,根据 3.4 节介绍的频响函数计算方法,可以得到在不同惯容系统连接方式的情况下无控以及受控结构的中间层第二十层以及顶层第四十层的位移及加速度的传递函数如图 4.7 所示。



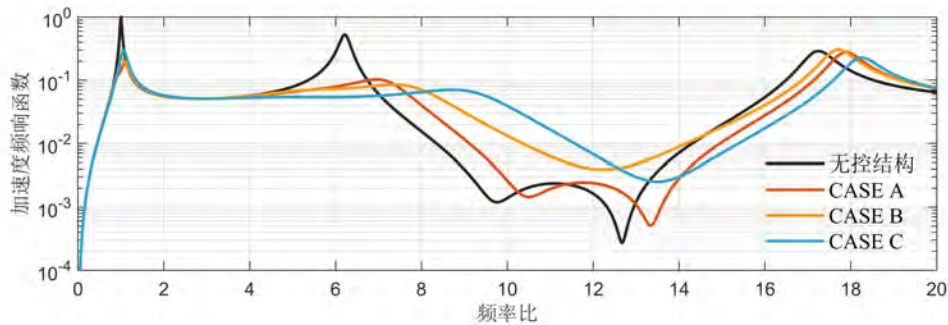
(a)第二十层位移频响函数



(b)第二十层加速度频响函数



(c)第四十层位移频响函数



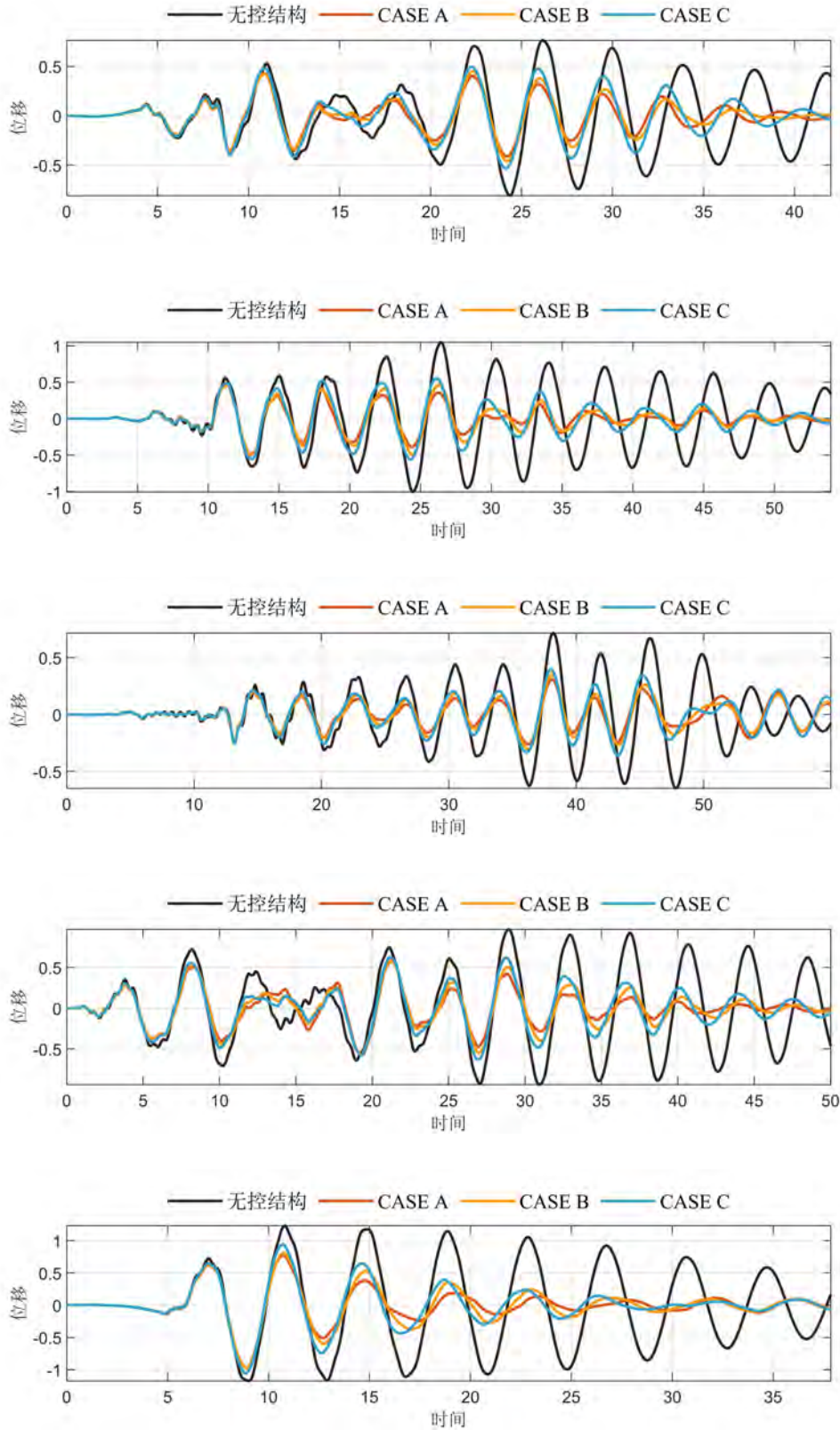
(d)第四十层加速度频响函数

图 4.7 结构频响函数曲线

可以看到安装有两个惯容系统,其分别对一阶和二阶模态进行控制的情况下得到的优化参数,拉索连接自平衡惯容系统对于原结构的控制效果无论是在20层还是40层的结构频响函数曲线中,对结构一阶和二阶模态均有较为明显的控制效果,由于惯容系统连接方式的影响,对结构的第三阶模态也有一定的影响,在这种情况下可以看到,斜交连接的惯容系统相较于另外两种对于第三阶模态表现出了更为明显的影响效果,这也与第三章得到的结果一致。与此同时可以得到在针对于顶层的位移传递函数,CASE A的减震效果为15.96%,CASE B为20.18%,CASE C为27.25%,而针对于加速度传递函数,CASE A减震效果为27.73%,CASE B为30.58%,而CASE C为30.29%。且由图中可以看到在相同的目标减震比情况下,CASE A的竖向连接形式以及CASE B的倒V连接形式针对于第一阶模态控制的效果更好,而CASE C的斜交连接形式则是针对于第二阶模态控制的效果更好,并且同时对第三阶模态有一定的影响,这也是由于斜交连接的惯容系统会对结构的位移和转角同时产生作用带来的影响。而不同的惯容系统连接形式在综合减震比的影响下其控制效果也存在一定的差异,其带来的各阶控制效果的不同也同时对于结构的位移减震比和加速度减震比产生一定的影响。

由此我们根据第三章选取的地震波,对不同连接形式下拉索连接自平衡惯容系统的优化参数进行验证,选取的地震波根据优化过程中选取的P-C谱参数进行选择,加速度反应谱的特征周期为0.55s,地震波的加速度峰值设定为0.3g。

由于优化过程中选取了综合减震比的形式,因此针对于位移和加速度响应的控制均为多模态控制所需要关注的,由此得到再不同地震波的激励下,结构顶层的位移时程曲线如图 4.8 所示,加速度时程曲线如图 4.9 所示。



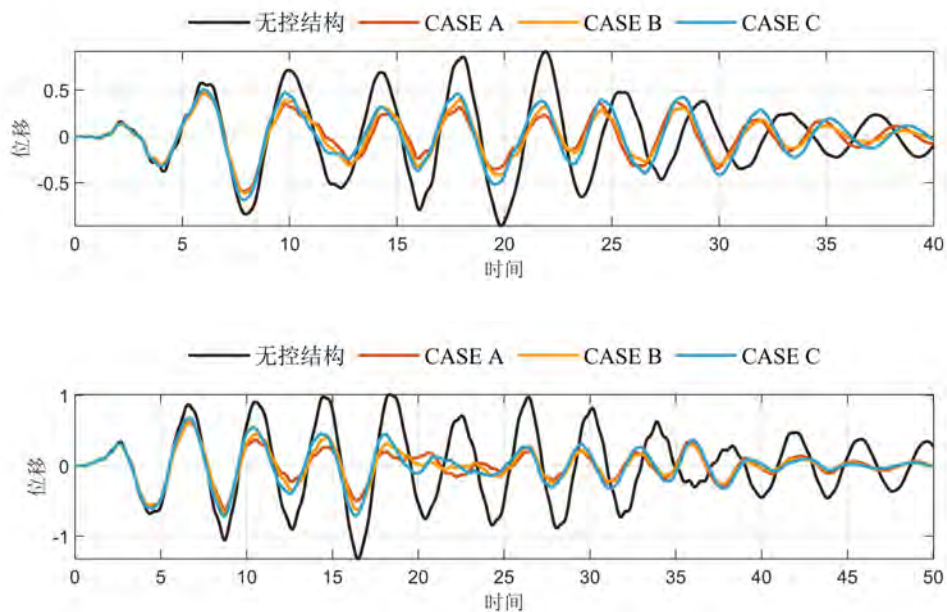
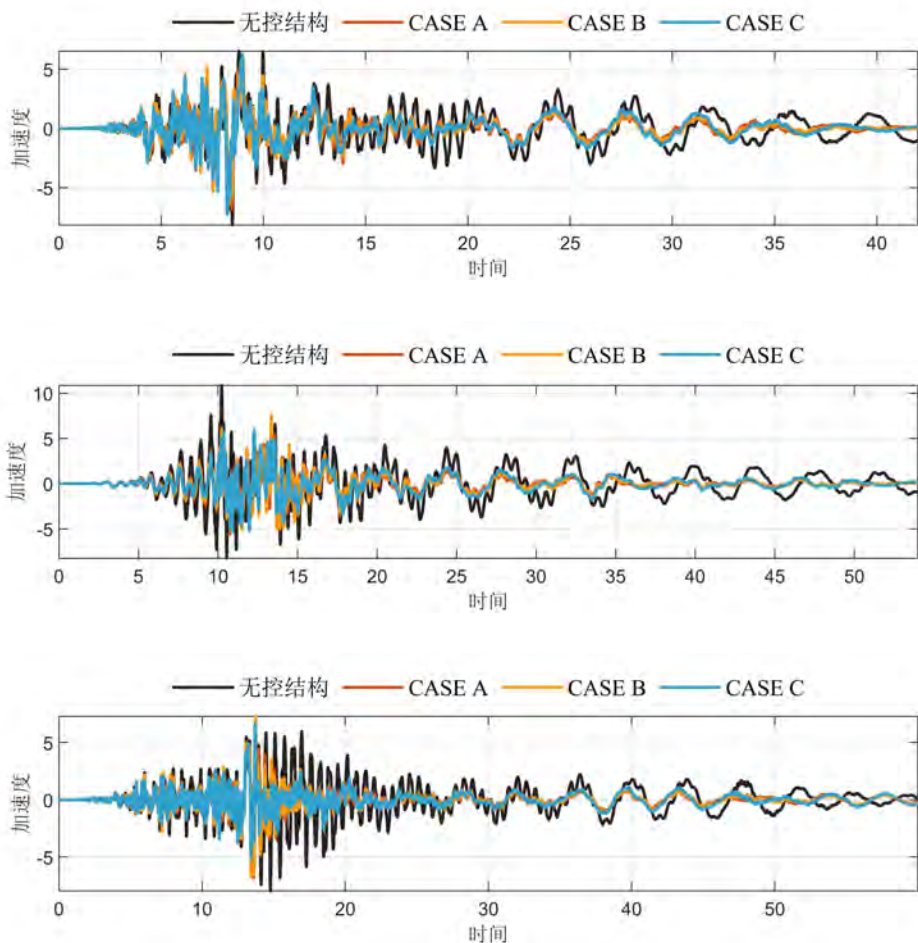


图 4.8 地震波激励下结构顶层位移时程曲线



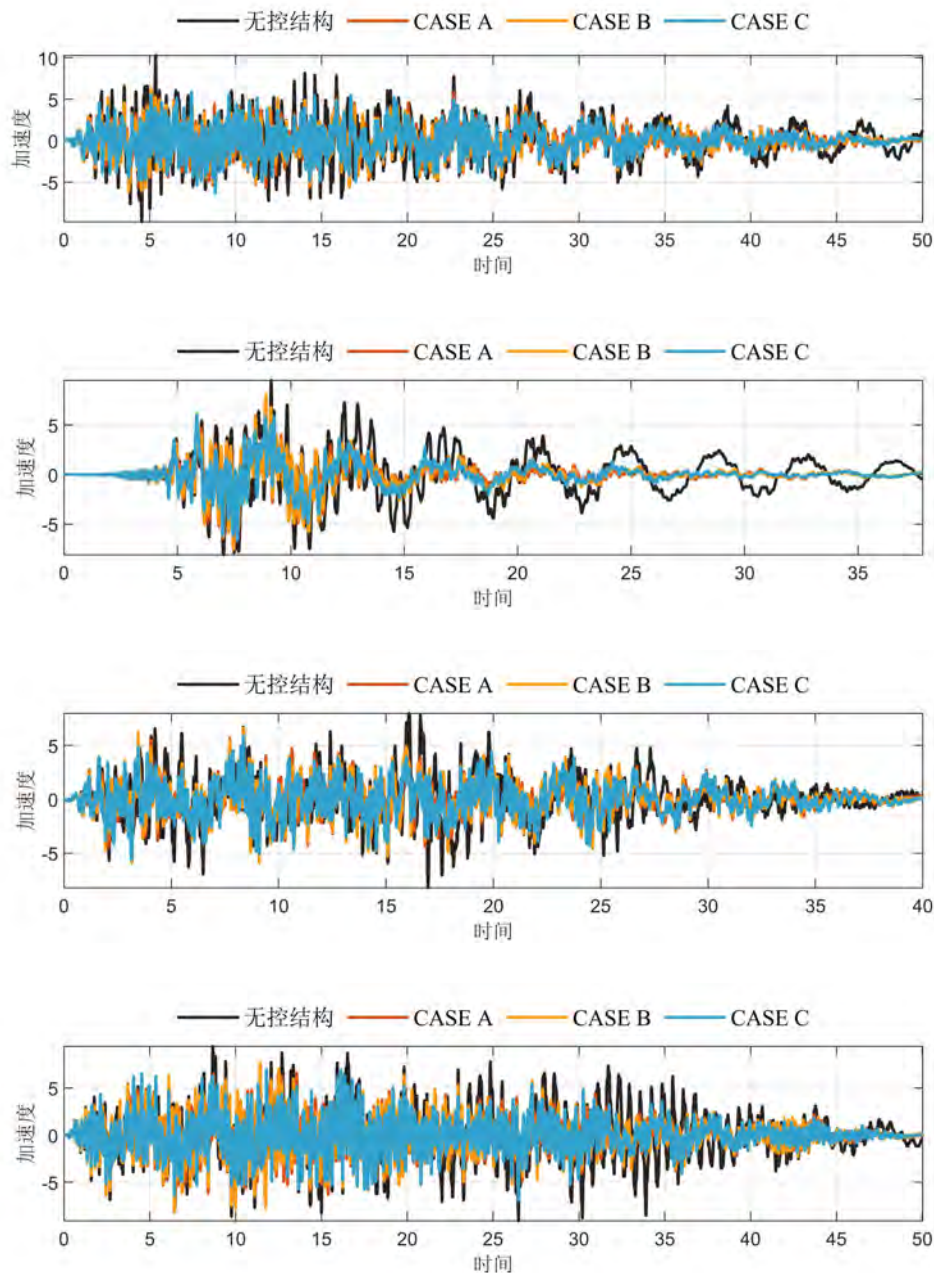


图 4.9 地震激励下结构顶层加速度时程曲线

可以看到在多模态控制的情况下，地震激励下的位移时程曲线和加速度时程曲线，不同连接形式下的惯容系统均对结构的位移和加速度有一定的控制作用，经过地震时程分析，由此可以得到在这种情况下结构在不同地震波下的峰值响应减震比如表 4.5 所示：

可以看到在以均方响应为控制目标进行优化的情况下，结构的峰值响应还是能得到较好的控制，在相同的综合减震比情况下进行优化，针对于位移的峰值响应，控制效果最好的为 CASE A 的竖向连接方式，而针对于加速度的峰值响应，控制效果最好的为 CASE C 斜交连接方式。

表 4.5 不同地震激励下位移峰值和加速度峰值减震比汇总

输入激励	位移峰值减震比			加速度峰值减震比		
	CASE A	CASE B	CASE C	CASE A	CASE B	CASE C
RSN8134	0.5635	0.5828	0.6482	0.8313	0.887	0.9592
RSN1101	0.4396	0.4402	0.5283	0.6477	0.6983	0.5451
RSN721	0.4305	0.4915	0.554	0.8325	0.9225	0.9277
RSN6	0.5947	0.599	0.6476	0.5619	0.6107	0.5745
RSN185	0.6292	0.6558	0.7647	0.8205	0.8503	0.6371
AW1	0.6031	0.6205	0.6673	0.7154	0.819	0.7409
AW5	0.5059	0.5101	0.5502	0.7801	0.8293	0.7387
均值	0.5381	0.5571	0.6229	0.7413	0.8024	0.7319

通过对时程曲线的结果进行分析,可以得到在不同地震波激励下,结构各楼层的层间位移角均方值,以及加速度的均方值,将其通过楼层剖面的形式汇总情况如图 4.10 和图 4.11 所示。在 7 条时程数据计算得到的有控与无控结构层间位移角均方值响应来验算优化的可行性,也可以看到在不同连接方式的情况下,惯容系统在结构层间位移角以及加速度均有一定的控制效果,其中在加速度的楼层分布中,可以看到有的时候会出现有部分地震波会引起有控结构的加速度大于无控结构的加速度,这也是由于地震波存在一定的随机性,但是由此得到的平均值均表现出了一定的控制效果。

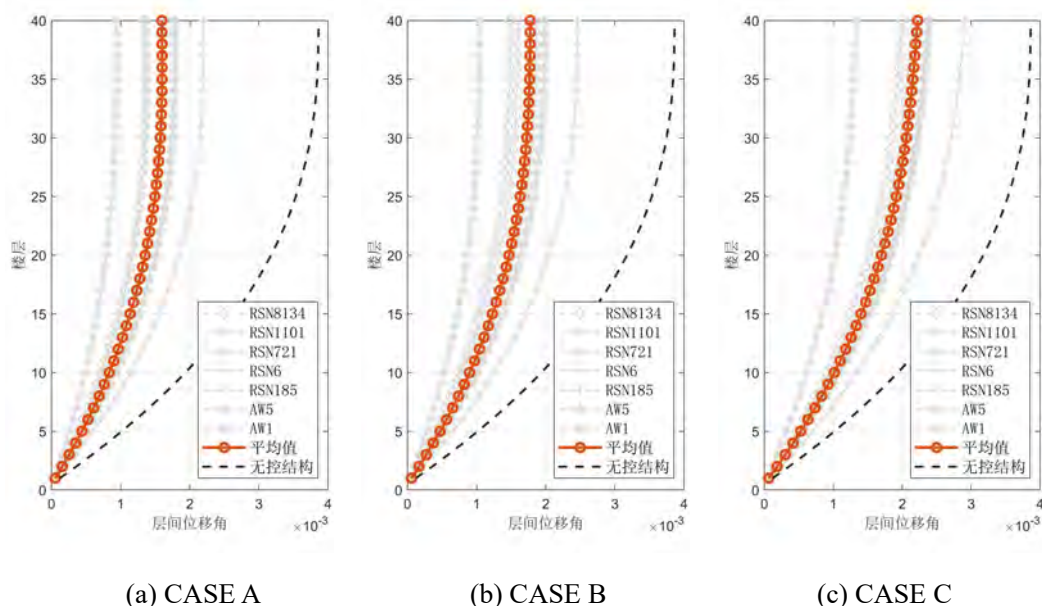


图 4.10 地震波激励下不同拉索连接形式控制的结构层间位移角

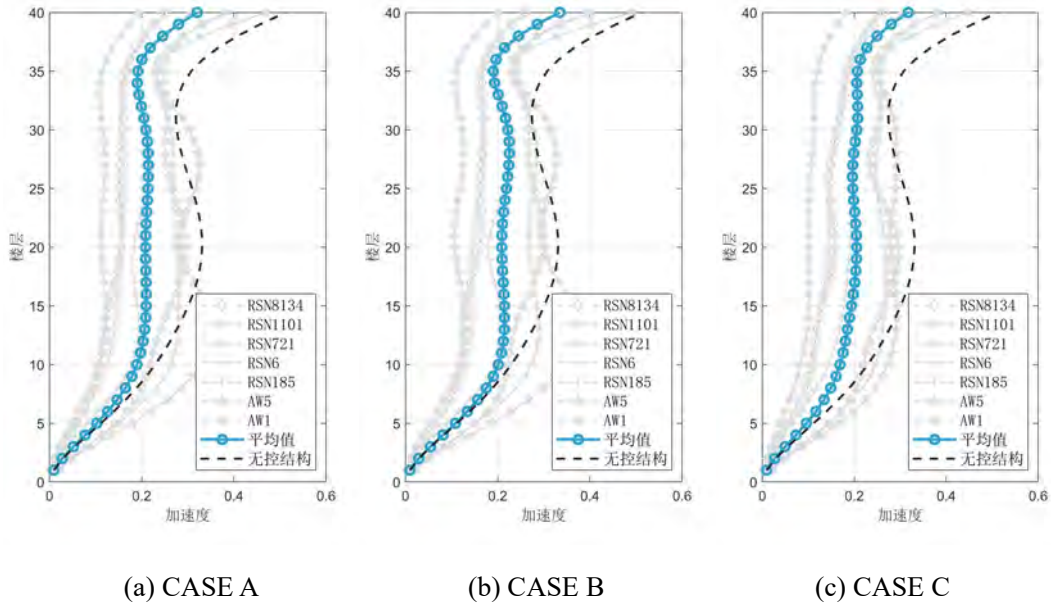


图 4.11 地震波激励下不同拉索连接形式控制的结构加速度

通过上述的计算结果, 可以将其均值整理得到在不同拉索连接形式下拉索连接自平衡惯容系统控制的结构以及原结构各楼层的层间位移角以及加速度均方值如图 4.12 所示。

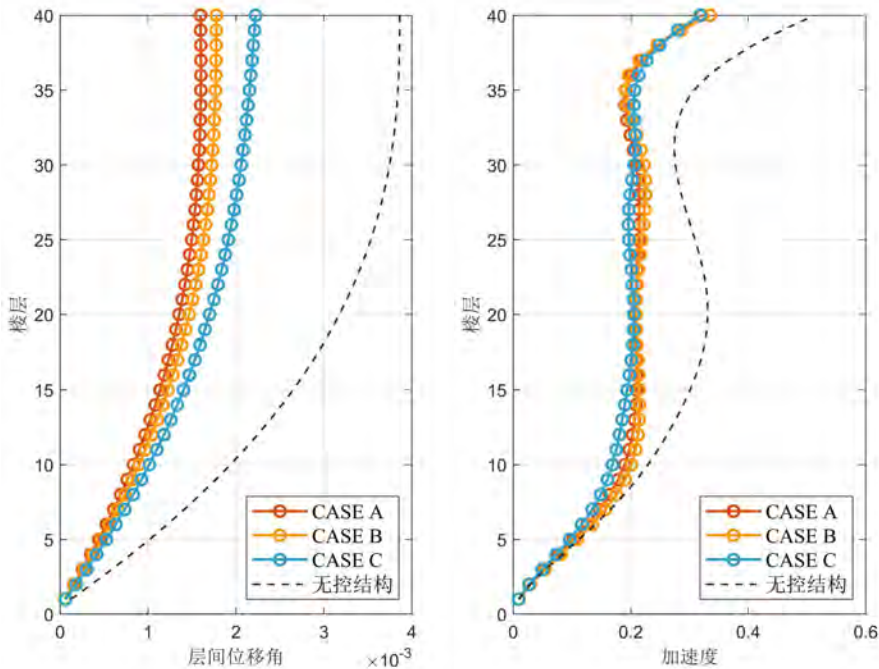


图 4.12 地震波激励下的平均均方值响应

在这种情况下可以看到 CASE A 的竖向连接的惯容系统对于结构的层间位移角约束效果最好, CASE B 的倒 V 连接的惯容系统次之, 而针对于加速度的减

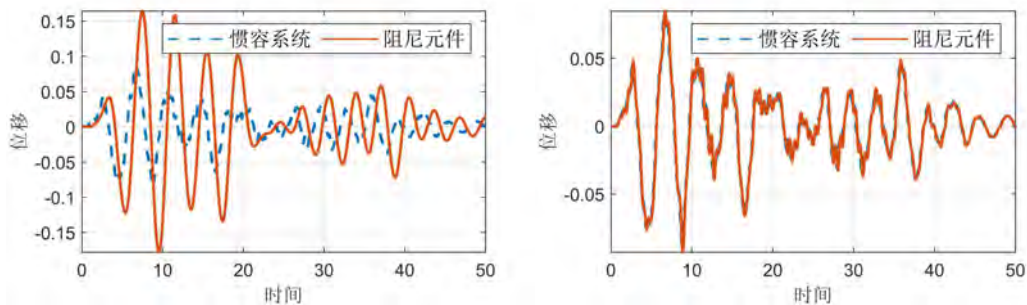
震效果则 CASE C 的斜交连接的惯容系统相对较好, 由此可以整理得到其在不同地震波激励下结构的层间位移角以及加速度均方值的减震比如表 4.6 所示。

表 4.6 不同地震激励下层间位移角和加速度均方值减震比汇总

输入激励	层间位移角均方值减震比			加速度均方值减震比		
	CASE A	CASE B	CASE C	CASE A	CASE B	CASE C
RSN8134	0.4514	0.4948	0.6668	0.6444	0.6808	0.6974
RSN1101	0.3490	0.4047	0.5435	0.5537	0.5719	0.5586
RSN721	0.3913	0.4360	0.5583	0.5189	0.5379	0.4852
RSN6	0.4276	0.4769	0.5735	0.6556	0.6814	0.6475
RSN185	0.4010	0.4495	0.5337	0.5477	0.5873	0.5416
AW1	0.3966	0.4382	0.5314	0.6839	0.7155	0.6522
AW5	0.5012	0.5283	0.6714	0.7160	0.7455	0.7216
均值	0.4169	0.4612	0.5827	0.6172	0.6458	0.6149

根据上述均方减震比的结果, 可以计算得到在不同地震波激励下, 由于地震波的随机性, 存在有些地震波的频谱特性与优化所使用的 P-C 谱特性不同, 故存在综合减震比不满足优化的要求。但是根据减震比的均值来进行计算, CASE A 连接形式的惯容系统的综合减震比为 0.5170, CASE B 连接形式的惯容系统综合减震比为 0.5535, CASE C 连接形式的惯容系统的综合减震比为 0.5988, 均满足优化设计设定的 0.6 的减震比要求, 可以说明该优化结果的可行性。

对于惯容系统的性能, 通过耗能增效的结果来进行对比, 以地震激励输入 AW5 为例, 可以得到在不同连接方式的情况下, 分别针对于不同阶模态进行优化的惯容系统, 其阻尼元件位移与惯容系统自身位移的关系如图 4.13 所示。由图中可以看到, 在不同连接形式下的惯容系统中, 其对一阶模态起控制作用的惯容系统耗能增效效果明显好于对第二阶模态起控制作用的惯容系统。



(a) CASE A

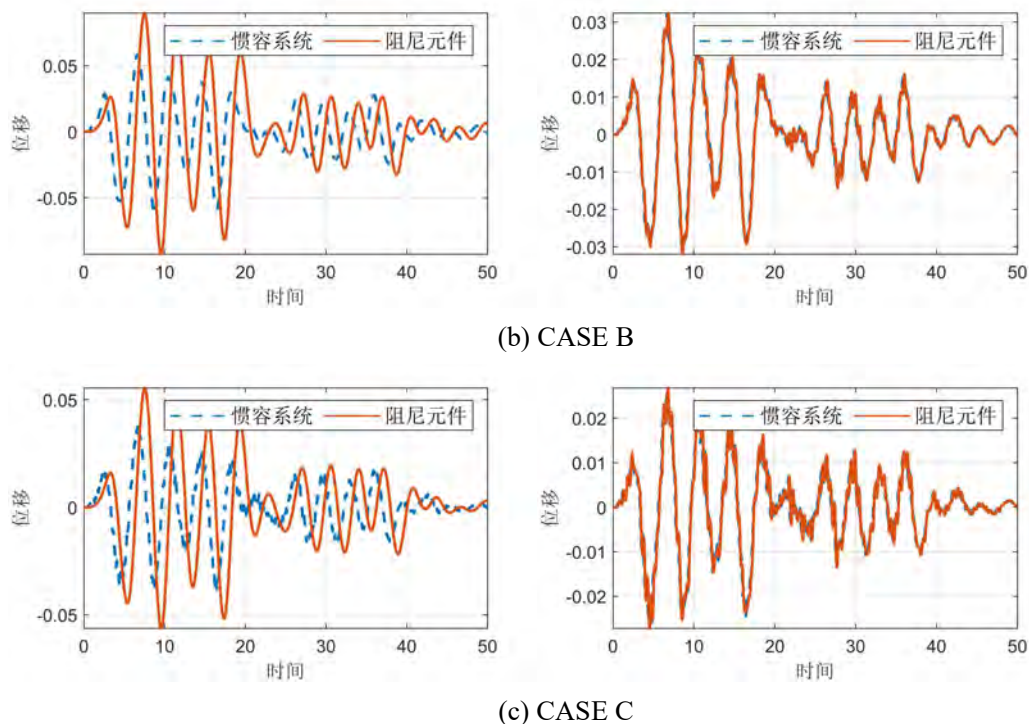


图 4.13 不同连接形式下惯容系统及阻尼元件位移时程曲线

可以根据上述的位移时程曲线看到，得到的惯容系统的优化参数，控制一阶模态的惯容系统耗能增效的效果明显好于控制第二阶模态的惯容系统，而可以通过计算得到在不同地震激励下，不同连接方式的耗能增效系数汇总于表 4.7。

表 4.7 不同惯容连接方式耗能增效系数汇总

输入激励	CASE A		CASE B		CASE C	
	一阶模态	二阶模态	一阶模态	二阶模态	一阶模态	二阶模态
RSN8134	2.1858	1.0298	1.4656	1.0201	1.5086	1.0183
RSN1101	2.3308	1.0287	1.5255	1.0203	1.5563	1.0166
RSN721	2.1917	1.0268	1.5066	1.0187	1.5238	1.0157
RSN6	2.3077	1.0224	1.5684	1.0174	1.5621	1.0153
RSN185	2.3794	1.0195	1.5969	1.0162	1.5967	1.0121
AW1	2.2238	1.0226	1.5359	1.0179	1.5428	1.0164
AW5	2.1791	1.0269	1.5010	1.0201	1.5133	1.0195
均值	2.2569	1.0252	1.5286	1.0187	1.5434	1.0163

根据表格中的计算结果，可以看到在不同的地震激励下，惯容系统无论是控制一阶模态还是二阶模态，在不同的连接形式下均表现出了耗能增效的特性，表明了惯容系统发挥了其增大阻尼元件位移的作用，说明了惯容系统忧患参数的合理性。与此同时，不同连接形式下耗能增效系数，竖向连接的形式最大，也能表明在弯曲型结构中使用竖向连接形式的合理性，而针对于一阶模态的惯容系统耗

能增效系数大于二阶模态,这也表明惯容系统在针对于多模态进行优化的过程中是对于其耗能增效的作用有一定的牺牲,但总体还是发挥了其耗能增效的作用,也说明了拉索连接自平衡惯容系统应用于多模态系统控制是有效的。

4.5 小结

本章主要研究拉索连接自平衡惯容系统在多自由度体系中进行多模态控制的应用,针对于不同的拉索连接方式,应用于多自由度体系,在第三章单模态控制的基础上,提出了基于性能的在不同连接方式下的拉索连接自平衡惯容系统的多模态参数设计优化方法,并通过频域和时域的分析验证了优化方法的有效性,主要结论如下:

1、基于多模态控制的思想,根据模态惯质比的计算方法确定各连接方式下惯容系统的安装位置,确定针对于各模态响应的最优的控制效率方法,在不同连接方式的情况下,确定了拉索连接自平衡惯容系统应用于弯曲型结构的布置方式,充分发挥该惯容系统对于各模态响应控制的有效性。

2、通过目标模态控制的方法,对于针对于单个模态控制的拉索连接自平衡惯容系统进行验证,表明了各拉索连接方式能够应用于弯曲型结构的多模态控制,对于不同的模态均能够实现有效的控制。

3、根据前文对于一阶模态的控制效果的分析,仅控制一阶模态对于结构无法实现对于加速度响应的控制,故使用多模态的控制方法,并在此基础上提出综合减震比的方式,同时针对于结构的位移和加速度响应进行控制,通过有效抑制高阶的模态响应,实现对于结构加速度和位移响应的同时控制。

4、通过频域和时域的方法对惯容系统的优化参数进行验证,在不同的拉索连接形式下,安装了针对两阶模态进行优化设计的拉索连接自平衡惯容系统表现出了对于结构一阶和二阶模态的同时控制,对其他模态的响应影响较小,体现出了模态控制的效果,且在时程分析中达到了综合减震比目标的要求,同时发挥出了惯容系统的耗能增效特性。

第 5 章 结论与展望

5.1 本文的主要工作及结论

本文的研究工作主要针对拉索连接自平衡惯容系统应用于弯曲型结构的不同布置形式下的减震控制的相关问题进行展开, 主要研究内容包括: 拉索连接自平衡惯容系统应用于弯曲型结构的减震性能分析、不同布置形式的参数优化及相应的多模态控制方法。通过利用纯拉力系统与自平衡惯容系统相结合的方式, 丰富了惯容系统应用于结构的安装方式以及布置形式, 将其应用于弯曲型结构探讨了不同拉索连接方式对结构振动控制效果的影响。本文首先介绍了拉索连接自平衡惯容系统的减震机理, 提出了三种拉索连接形式, 并通过对于弯曲型结构的分析, 分别以广义单自由度以及分层多自由度的形式研究了不同拉索连接形式下的惯容系统的减震效果, 分别以单一模态控制的位移减震比优化方法以及针对多模态控制的位移和加速度综合减震比的优化方法进行拉索连接自平衡惯容的参数设计, 并通过相应的时域频域分析方法, 进一步验证了拉索连接自平衡惯容系统的减震效果。通过以上的研究和分析, 本文可以得到以下结论:

1、惯容元件具有显著的质量增效的效果, 能够通过较小的物理质量获得结构减震控制中所需的较大的表观质量, 由此实现在不增加地震输入能量的情况下对结构的惯性进行调整。自平衡惯容系统正反牙丝杠的设计形式能够使丝杠达到自平衡的效果, 与纯拉力系统相结合的使用更为便利。通过分析三种拉索连接形式的位移计算方法, 可以得到三种拉索连接形式的位移转换系数, 应用于弯曲型结构竖向拉索的连接形式更为合理, 可以获得更大的位移转换系数, 由此得到更好的位移转换效率。

2、拉索连接自平衡惯容系统应用于弯曲型结构的广义单自由度体系中, 根据参数分析利用定点理论的方法, 可以将惯容系统调谐至结构共振频率附近以此实现对结构惯性的调整, 而针对于包含转换系数的优化方法以及不包含转换系数的全局优化方法, 都能使惯容系统的频率调谐至结构基准频率附近。通过具体的算例分析比较可以看到在全局优化方法下, 在消耗更大的表观质量以及刚度阻尼的同时, 能够使惯容系统获得更好的耗能增效效果, 也能够获得更好的减震效果以及惯容耗能效果。

3、针对于本文提出的不同的拉索连接方式, 在弯曲型结构的多自由度系统中, 提出了其不同的拉索安装的位移转换矩阵以及拉索位移的计算方法, 给出了惯容系统的模态惯质比的计算方法。根据基于连续型广义单自由度模型的惯容系

统的定点理论算法,应用于多自由度体系的相同算法来进行验证,在惯容系统的频率比阻尼比以及安装于结构的位移方面均表现出较小的误差,由此验证了连续性模型的简化设计方法的可行性。

4、针对于多自由度体系,提出基于性能的拉索连接自平衡惯容系统的优化设计方法,使用状态空间方程的直接随机方法计算随机激励的响应,根据模态控制以及目标减震比的设计通过非线性规划求解器来得到优化参数。通过频域和时域的方法对优化参数进行验证,在不同拉索连接形式下的惯容系统均表现出对结构一阶频率的控制,并在时程分析中达到目标减震比的要求,对惯容系统阻尼元件位移放大效果显著,发挥出了惯容系统的耗能增效效果。

5、提出了拉索连接自平衡惯容系统针对于弯曲线型结构的多模态控制设计方法,根据模态惯质比的方法确定惯容系统的安装位置,根据目标模态的控制方法在不同连接方式下均能实现拉索连接自平衡惯容系统对相应模态的控制,在此基础上提出了综合减震比的优化设计方法,对结构的位移响应以及绝对加速度响应进行振动控制,能够实现惯容系统对于结构多模态响应的控制。

5.2 研究展望

本文以拉索连接自平衡惯容系统为主要的研究对象,对其应用于弯曲线型结构之中的不同拉索连接布置形式以及设计方法进行了理论分析和数值模拟。还存在有很多的不足之处,存在以下几点有待进一步的研究:

1、本文所探讨的对象为弯曲线型结构,但目前比较常见的高层简化形式为弯剪型结构,其剪切部分的运动分量在弯曲线型结构中被忽略了,由此可能带来对于不同拉索连接形式的选择有一定的影响,需要后续进行更加细化的研究。

2、拉索连接形式在本文中忽略了拉索自身的重力影响因素,尤其是对于跨越层数较大的情况,可能会带来较为负面的影响,后续的分析可以将拉索跨层的数量或者拉索自身布置的拓扑形式作为一个优化的指标,开展后续的研究。

3、在对弯曲线型结构的分析中,拉索连接自平衡惯容系统的控制效果在面对不同频谱特性地震作用时存在一定的差异,存在着对于均方响应控制效果较好但是与此同时峰值响应的控制效果较差的情况,后续研究中应在此基础上以结构的峰值响应作为优化的指标来进行设计,研究其有效性。

4、本文提出的针对多模态控制的拉索连接自平衡惯容系统的优化设计方法,在对于弯曲线型结构的控制中,对于控制高阶模态的惯容系统,其相应的耗能增效系数相较于控制一阶模态的更低,且对于高阶模态的控制存在着不能完全只控制该阶模态的情况,需要在后续的研究中进一步深化和讨论。

5、本文还未对弯曲型结构以及三种拉索连接形式的有效性通过实验的方式进行验证,可以通过将弯曲型结构简化为悬臂梁的形式,验证简化为广义单自由度体系的有效性,以及通过设计上部的连接方式来实现拉索的不同连接形式,完成对于不同连接形式下的拉索连接自平衡惯容系统的有效性的验证。

参考文献

- [1] Yao J T. Concept of structural control[J]. Journal of the Structural Division. 1972, 98(st 7).
- [2] Soong T T, Spencer B F. Supplemental energy dissipation: state-of-the-art and state-of-the-practice [J]. Engineering Structures, 2002. 24(3): 243-259.
- [3] Martínez-Rueda J E. On the evolution of energy dissipation devices for seismic design[J]. Earthquake Spectra. 2002, 18(2): 309-346.
- [4] Datta T K. A state-of-the-art review on active control of structures[J]. ISET Journal of earthquake technology. 2003, 40(1): 1-17.
- [5] Parulekar Y M, Reddy G R. Passive response control systems for seismic response reduction: A state-of-the-art review[J]. International Journal of Structural Stability and Dynamics. 2009, 9(01): 151-177.
- [6] Housner G W, Soong T T, Masri S F. Second generation of active structural control in civil engineering[J]. Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering. 1996, 11(5): 289-296.
- [7] Caterino N. Semi-active control of a wind turbine via magnetorheological dampers[J]. Journal of Sound and Vibration. 2015, 345: 1-17.
- [8] Symans M D, Constantinou M C. Semi-active control systems for seismic protection of structures: a state-of-the-art review[J]. Engineering structures. 1999, 21(6): 469-487.
- [9] 欧进萍. 结构振动控制: 主动、半主动和智能控制[M].北京: 科学出版社, 2003.
- [10] Zhang L, Su M, Zhang C, et al. A design method of viscoelastic damper parameters based on the elastic-plastic response reduction curve[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 2019, 117: 149-163.
- [11] Shen H, Zhang R, Weng D, et al. Simple design method of structure with metallic yielding dampers based on elastic - plastic response reduction curve[J]. Engineering Structures. 2017, 150: 98-114.
- [12] Zhang R, Wang C, Pan C, et al. Simplified design of elastoplastic structures with metallic yielding dampers based on the concept of uniform damping ratio[J]. Engineering Structures. 2018, 176: 734-745.
- [13] Rathi A K, Chakraborty A. Reliability-based performance optimization of TMD for vibration control of structures with uncertainty in parameters and excitation[J]. Structural Control and Health Monitoring. 2017, 24(1): e1857.
- [14] Fu L, Guo T, Li G. Investigation on damping performance of new type oscillator-liquid combined damper[J]. International Journal of Mechanical Sciences. 2018, 135: 53-62.
- [15] 孙建鹏, 主父高林, 赵健, 等. 钢板-板式橡胶复合式减隔震支座性能分析及工程应用[J]. 桥梁建设. 2022, 52(01): 80-87.
- [16] 欧进萍, 武沛松, 关新春. 大位移摩擦摆底层和多层隔震韧性结构[J]. 防灾减灾工程学报. 2021, 41(04): 657-676.
- [17] 段存坤, 张春巍. 基于摩擦摆支座的层间隔震结构振动台试验研究[J]. 沈阳建筑大学学报(自然科学版). 2021, 37(06): 1040-1048.
- [18] 张瑞甫, 曹嫣如, 潘超. 惯容减震(振)系统及其研究进展[J]. 工程力学. 2019, 36(10): 8-27.

- [19] Kawamata S. Development of a vibration control system of structures by means of mass pumps[J]. Institute of Industrial Science, University of Tokyo: Tokyo, Japan. 1973.
- [20] Arakaki T, Kuroda H, Arima F, et al. Development of seismic devices applied to ball screw: Part 1 Basic performance test of RD-series[J]. AIJ Journal of Technology and Design. 1999, 5(8): 239-244.
- [21] Arakaki T, Kuroda H, Arima F, et al. Development of seismic devices applied to ball screw: Part 2 Performance test and evaluation of RD-series[J]. AIJ Journal of Technology and Design. 1999, 5(9): 265-270.
- [22] Saito K, Inoue N. A study on optimum response control of passive control systems using viscous damper with inertial substituting equivalent nonlinear viscous elements for linear viscous elements in optimum control systems[J]. AIJ Journal of Technology and Design. 2007, 13(26).
- [23] Saito K, Kurita S, Inoue N. Optimum response control of 1-DOF system using linear viscous damper with inertial mass and its Kelvin-type modeling[J]. Journal of Structural Engineering. 2007, 53: 53-66.
- [24] Saito K, Sugimura Y, Inoue N. A study on response control of a structure using viscous damper with inertial mass[J]. Journal of Structural Engineering. 2008, 54: 623-648.
- [25] Saito K, Sugimura Y, Nakaminami S, et al. Vibration tests of 1-story response control system using inertial mass and optimized soft spring and viscous element[J]. Journal of Structural Engineering. 2008, 54: 623-634.
- [26] Ikago K, Sugimura Y, Saito K, et al. Optimum seismic response control of multiple degree of freedom structures using tuned viscous mass dampers[C]. Civil-Comp Press, 2010.
- [27] Ikago K, Saito K, Inoue N. Optimum multi-modal seismic control design of high-rise buildings using tuned viscous mass dampers[C]. Proceedings of the 13th International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing. Chania, Crete, Greece. 2011.
- [28] Ikago K, Sugimura Y, Saito K, et al. Seismic displacement control of multiple-degree-of-freedom structures using tuned viscous mass dampers[C]. Proceedings of the 8th International Conference on Structural Dynamics. Leuven, Belgium. 2011.
- [29] Ikago K, Saito K, Inoue N. Seismic control of single-degree-of-freedom structure using tuned viscous mass damper[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 2012, 41(3): 453-474.
- [30] Smith M C. Synthesis of mechanical networks: the inerter[J]. IEEE Transactions on automatic control. 2002, 47(10): 1648-1662.
- [31] Chen M Z, Smith M C. A note on tests for positive-real functions[J]. IEEE Transactions on Automatic Control. 2009, 54(2): 390-393.
- [32] 聂佳梅, 张孝良, 江浩斌, 等. 惯容器模型结构探索[J]. 机械设计与研究. 2012, 28(01): 29-32.
- [33] 毛明, 王乐, 陈轶杰, 等. 惯容器及惯容器-弹簧-阻尼器悬架研究进展[J]. 兵工学报. 2016, 37(03): 525-534.
- [34] Smith M C. The inerter: a retrospective[J]. Annual Review of Control, Robotics, and Autonomous Systems. 2020, 3: 361-391.
- [35] Smith M C, Wang F. Performance benefits in passive vehicle suspensions employing

- inerters[C]. Proceedings of the 42nd IEEE Conference on Decision and Control. Maui, Hawaii USA. 2003.
- [36] Sugimura Y, Goto W, Tanizawa H, et al. Response control effect of steel building structure using tuned viscous mass damper[C]. Proceedings of the 15th world conference on earthquake engineering. Lisbon, Portugal. 2012.
- [37] Swift S J, Smith M C, Glover A R, et al. Design and modelling of a fluid inerter[J]. International Journal of Control. 2013, 86(11): 2035-2051.
- [38] 张孝良, 耿灿, 聂佳梅, 等. 液力忆惯容器装置建模与特性试验[J]. 浙江大学学报(工学版). 2021, 55(03): 430-440.
- [39] 张孝良, 牛登辉, 聂佳梅, 等. 惯容与阻尼集成可调装置建模与试验[J]. 广西大学学报(自然科学版). 2020, 45(05): 1108-1120.
- [40] 张坤. 行星滚柱丝杠式惯容器动力学特性及减振性能研究[D]. 江苏科技大学, 2020.
- [41] John E D, Wagg D J. Design and testing of a frictionless mechanical inerter device using living-hinges[J]. Journal of the Franklin Institute. 2019, 356(14): 7650-7668.
- [42] 张昕宇. 自平衡式电涡流惯容系统的设计及实验研究[D]. 同济大学, 2018.
- [43] 陈子旸. 自平衡惯容器的非线性理论模型及验证[D]. 同济大学, 2020.
- [44] Zhang R, Zhang L, Xie L, Xue S. Dynamic experiment and analytical research of a crank inerter system[C]. The 17th World Conference on Earthquake Engineering. Sentai, Japan. 2020.
- [45] Chen Q, Zhao Z, Zhang R, et al. Impact of soil - structure interaction on structures with inerter system[J]. Journal of Sound and Vibration. 2018, 433: 1-15.
- [46] Zhang R, Zhao Z, Pan C. Influence of mechanical layout of inerter systems on seismic mitigation of storage tanks[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 2018, 114: 639-649.
- [47] Takewaki I, Murakami S, Yoshitomi S, et al. Fundamental mechanism of earthquake response reduction in building structures with inertial dampers[J]. Structural Control and Health Monitoring. 2012, 19(6): 590-608.
- [48] Ikago K, Sugimura Y, Saito K, et al. Simple design method for a tuned viscous mass damper seismic control system[C]. Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering. Lisbon, Portugal. 2012.
- [49] Kida H, Ikago K, Inoue N. Applicability of force-restricted tuned viscous mass dampers to high-rise buildings subjected to long-period ground motions[C]. the 15th World Conference on Earthquake Engineering. Lisbon, Portugal. 2012.
- [50] Lazar I F, Neild S A, Wagg D J. Using an inerter - based device for structural vibration suppression[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 2014, 43(8): 1129-1147.
- [51] Lazar I F, Neild S A, Wagg D J. Vibration suppression of cables using tuned inerter dampers[J]. Engineering Structures. 2016, 122: 62-71.
- [52] Pan C, Zhang R. Design of structure with inerter system based on stochastic response mitigation ratio[J]. Structural Control and Health Monitoring. 2018, 25(6): e2169.
- [53] Garrido H, Curadelli O, Ambrosini D. Improvement of tuned mass damper by using rotational inertia through tuned viscous mass damper[J]. Engineering Structures. 2013, 56: 2149-2153.
- [54] Zhang R, Zhao Z, Dai K. Seismic response mitigation of a wind turbine tower using a tuned

- parallel inerter mass system[J]. *Engineering Structures*. 2019, 180: 29-39.
- [55] Marian L, Giaralis A. *Optimal design of inerter devices combined with TMDs for vibration control of buildings exposed to stochastic seismic excitation*[C]. CRC Press, 2013.
- [56] Marian L, Giaralis A. *Optimal design of a novel tuned mass-damper-inerter (TMDI) passive vibration control configuration for stochastically support-excited structural systems*[J]. *Probabilistic Engineering Mechanics*. 2014, 38: 156-164.
- [57] Marian L, Giaralis A. *The tuned mass-damper-inerter for harmonic vibrations suppression, attached mass reduction, and energy harvesting*[J]. *Smart structures and systems*. 2017, 19(6): 665-678.
- [58] Zhao Z, Zhang R, Pan C, et al. *Input energy reduction principle of structures with generic tuned mass damper inerter*[J]. *Structural Control and Health Monitoring*. 2021, 28(1): e2644.
- [59] Wang J, Wang B, Zhang C, et al. *Effectiveness and robustness of an asymmetric nonlinear energy sink-inerter for dynamic response mitigation*[J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 2021, 50(6): 1628-1650.
- [60] Zhao Z, Zhang R, Jiang Y, et al. *A tuned liquid inerter system for vibration control*[J]. *International Journal of Mechanical Sciences*. 2019, 164: 105171.
- [61] Zhao Z, Zhang R, Lu Z. *A particle inerter system for structural seismic response mitigation*[J]. *Journal of the Franklin Institute*. 2019, 356(14): 7669-7688.
- [62] Hu Y, Chen M Z, Shu Z, et al. *Analysis and optimisation for inerter-based isolators via fixed-point theory and algebraic solution*[J]. *Journal of Sound and Vibration*. 2015, 346: 17-36.
- [63] Pan C, Zhang R, Luo H, et al. *Demand-based optimal design of oscillator with parallel-layout viscous inerter damper*[J]. *Structural Control and Health Monitoring*. 2018, 25(1): e2051.
- [64] 赵志鹏, 张瑞甫, 陈清军, 等. 基于减震比设计方法的惯容减震结构分析[J]. *工程力学*. 2019, 36(S1): 125-130.
- [65] Zhang R, Zhao Z, Pan C, et al. *Damping enhancement principle of inerter system*[J]. *Structural Control and Health Monitoring*. 2020, 27(5): e2523.
- [66] Zhao Z, Chen Q, Zhang R, et al. *Energy dissipation mechanism of inerter systems*[J]. *International Journal of Mechanical Sciences*. 2020, 184: 105845.
- [67] Zhao Z, Zhang R, Jiang Y, et al. *Displacement-dependent damping inerter system for seismic response control*[J]. *Applied Sciences*. 2019, 10(1): 257.
- [68] 潘超, 韩笑, 张瑞甫, 等. 基于最大耗能增效原则的惯容减震系统解析设计公式[J]. *工程力学*. 2022, 39: 1-11.
- [69] 潘超, 韩笑, 张瑞甫, 等. 耗能增效惯容系统的自适应权重粒子群优化[J]. *振动工程学报*. 2021: 1-10.
- [70] He H, Tan P, Hao L, et al. *Optimal design of tuned viscous mass damper for acceleration response control of civil structures under seismic excitations*[J]. *Engineering Structures*. 2022, 252: 113685.
- [71] Song J, Bi K, Xu K, et al. *Seismic responses of adjacent bridge structures coupled by tuned inerter damper*[J]. *Engineering Structures*. 2021, 243: 112654.
- [72] Zhang L, Xue S, Zhang R, et al. *Simplified multimode control of seismic response of high-rise chimneys using distributed tuned mass inerter systems (TMIS)*[J]. *Engineering*

- Structures. 2021, 228: 111550.
- [73] Chen L, Nagarajaiah S, Sun L. A unified analysis of negative stiffness dampers and inerter-based absorbers for multimode cable vibration control[J]. *Journal of Sound and Vibration*. 2021, 494: 115814.
- [74] Morales C A. Inerter-added transmissibility to control base displacement in isolated structures[J]. *Engineering Structures*. 2022, 251: 113564.
- [75] Wen Y, Chen Z, Hua X. Design and evaluation of tuned inerter-based dampers for the seismic control of MDOF structures[J]. *Journal of Structural Engineering*. 2017, 143(4): 4016207.
- [76] Giaralis A, Taflanidis A A. Optimal tuned mass-damper-inerter (TMDI) design for seismically excited MDOF structures with model uncertainties based on reliability criteria[J]. *Structural Control and Health Monitoring*. 2018, 25(2): e2082.
- [77] Zhang S Y, Jiang J Z, Neild S. Optimal configurations for a linear vibration suppression device in a multi-storey building[J]. *Structural Control and Health Monitoring*. 2017, 24(3): e1887.
- [78] Taflanidis A A, Giaralis A, Patsialis D. Multi-objective optimal design of inerter-based vibration absorbers for earthquake protection of multi-storey building structures[J]. *Journal of the Franklin Institute*. 2019, 356(14): 7754-7784.
- [79] Djerouni S, Abdeddaim M, Elias S, et al. Optimum double mass tuned damper inerter for control of structure subjected to ground motions[J]. *Journal of Building Engineering*. 2021, 44: 103259.
- [80] Wang Q, Qiao H, De Domenico D, et al. Seismic performance of optimal Multi-Tuned Liquid Column Damper-Inerter (MTLCDI) applied to adjacent high-rise buildings[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2021, 143: 106653.
- [81] Asai T, Ikago K, Araki Y. Outrigger tuned viscous mass damping system for high-rise buildings subject to earthquake loadings[C]. *Sixth International Conference on Advances in Experimental Structural Engineering*. Urbana-Champaign, Urbana-Champaign, United States. 2015.
- [82] Asai T, Watanabe Y. Outrigger tuned inertial mass electromagnetic transducers for high-rise buildings subject to long period earthquakes[J]. *Engineering Structures*. 2017, 153: 404-410.
- [83] Liu L, Tan P, Ma H, et al. A novel energy dissipation outrigger system with rotational inertia damper[J]. *Advances in Structural Engineering*. 2018, 21(12): 1865-1878.
- [84] Petrini F, Giaralis A, Wang Z. Optimal tuned mass-damper-inerter (TMDI) design in wind-excited tall buildings for occupants comfort serviceability performance and energy harvesting[J]. *Engineering Structures*. 2020, 204: 109904.
- [85] Wang Z, Giaralis A. Enhanced motion control performance of the tuned mass damper inerter through primary structure shaping[J]. *Structural Control and Health Monitoring*. 2021, 28(8): e2756.
- [86] Su N, Xia Y, Peng S. Filter-based inerter location dependence analysis approach of Tuned mass damper inerter (TMDI) and optimal design[J]. *Engineering Structures*. 2022, 250: 113459.
- [87] Pekcan G. Design of seismic energy dissipation systems for reinforced concrete and steel structures[M]. State University of New York at Buffalo, 1998.

- [88] Hou X, Tagawa H. Displacement-restraint bracing for seismic retrofit of steel moment frames[J]. *Journal of Constructional Steel Research*. 2009, 65(5): 1096-1104.
- [89] Kurata M, Leon R T, Desroches R. Rapid seismic rehabilitation strategy: concept and testing of cable bracing with couples resisting damper[J]. *Journal of structural engineering*. 2012, 138(3): 354-362.
- [90] Gao N, Jeon J, Hodgson D E, et al. An innovative seismic bracing system based on a superelastic shape memory alloy ring[J]. *Smart materials and structures*. 2016, 25(5): 55030.
- [91] Sorace S, Terenzi G. The damped cable system for seismic protection of frame structures-Part I: General concepts, testing and modeling[J]. *Earthquake engineering & structural dynamics*. 2012, 41(5): 915-928.
- [92] Sorace S, Terenzi G. The damped cable system for seismic protection of frame structures-Part II: Design and application[J]. *Earthquake engineering & structural dynamics*. 2012, 41(5): 929-947.
- [93] Kang J, Tagawa H. Seismic performance of steel structures with seesaw energy dissipation system using fluid viscous dampers[J]. *Engineering Structures*. 2013, 56: 431-442.
- [94] Aly A M. The use of bracing systems with MR dampers in super tall buildings[J]. *International Journal of High-Rise Buildings*. 2016, 5(1): 31-41.
- [95] Xie L, Ban X, Xue S, et al. Theoretical study on a cable-bracing inerter system for seismic mitigation[J]. *Applied Sciences*. 2019, 9(19): 4096.
- [96] 薛松涛, 班鑫磊, 谢丽宇, 等. 拉索式电涡流阻尼器力学模型及性能试验研究[J]. *西南交通大学学报*. 2020, 55(2): 317-322.
- [97] 薛松涛, 康建飞, 谢丽宇. 用于结构减震控制的拉索式惯容系统跨层布置优化研究[J]. *动力学与控制学报*. 2020: 1-7.
- [98] Xue S, Kang J, Xie L, et al. Cross-Layer Installed Cable-Bracing Inerter System for MDOF Structure Seismic Response Control[J]. *Applied Sciences*. 2020, 10(17): 5914.
- [99] 康建飞. 拉索式惯容系统的性能分析及其优化布置研究[D]. 同济大学, 2020.
- [100] Fang C, Spencer Jr B F, Xu J, et al. Optimization of damped outrigger systems subject to stochastic excitation[J]. *Engineering Structures*. 2019, 191: 280-291.
- [101] Gamaliel R. Frequency-based response of damped outrigger systems for tall buildings[C]. *Massachusetts Institute of Technology*, 2008.
- [102] Lutes L D, Sarkani S. *Random vibrations: analysis of structural and mechanical systems*[M]. Butterworth-Heinemann, 2004.
- [103] Housner G W, Martel R R, Alford J L. Spectrum analysis of strong-motion earthquakes[J]. *Bulletin of the Seismological Society of America*. 1953, 43(2): 97-119.
- [104] Byrd R H, Gilbert J C, Nocedal J. A trust region method based on interior point techniques for nonlinear programming[J]. *Mathematical programming*. 2000, 89(1): 149-185.
- [105] Waltz R A, Morales J L, Nocedal J, et al. An interior algorithm for nonlinear optimization that combines line search and trust region steps[J]. *Mathematical programming*. 2006, 107(3): 391-408.
- [106] Pan C, Zhang R F. EQSignal: A useful tool to process and generate earthquake signals[J]. 2016, Available at: <http://www.eqsignal.com>.
- [107] Pan C, Zhang R, Luo H, et al. Target-based algorithm for baseline correction of inconsistent vibration signals[J]. *Journal of Vibration and Control*. 2018, 24(12): 2562-2575.

- [108] Zhang R, Zhang L, Pan C, et al. Targeted modal response control of structures using inerter systems based on master oscillator principle[J]. *International Journal of Mechanical Sciences*. 2021, 206: 106636.
- [109] Chopra R W, Penzien J, *Dynamics of structures* [M]. New York, McGraw-Hill. 1975.

致谢

时光荏苒，岁月如梭，今年已经是我来到同济的第七个年头了，也即将为这七年的时光画上一个句号，这些日子经历了很多，本科时候不知愁滋味到研究生期间面对选择和未来的成长，时间带走了很多也带来了许多，感谢在同济的这些时光，是我人生的宝贵财富，我也将会铭记在同济那些灿烂的日子。

研究生期间经历了疫情，研一在家上网课，以及现在被疫情困在寝室里半步不能迈出，感谢辛苦的志愿者和老师们感谢逆行的医务人员，才能让我在这样的条件下完成我的论文工作，在疫情期间看到人生百态，这世间有太多无可奈何和坚守，有温情和遗憾，唯有感恩。

硕士三年，感谢我的导师谢丽宇老师，认识谢老师是从本科的导师制就开始跟着老师做科研，谢老师平易近人，给予我无论是学业上还是生活上很多的帮助，本科毕业论文时一步步教会我撰写论文，到研究生期间一步步指导我的科研工作，在论文撰写的过程中耐心的给予我指导和帮助，督促着我的进步，也关心着我的学习生活，让我度过了一个充实而美好的研究生生涯。也感谢和泉教研室的薛松涛老师和唐和生老师，薛老师的人格魅力和唐老师的谆谆教诲，以及老师们在学术上的严谨细致，都让我受益良多。

也要感谢和泉教研室的大家庭，来到和泉真的是令人很开心的决定，感谢惯容小组的张力师兄，班鑫磊师姐，康建飞师兄，濮昱师兄，陈子旸师兄，薛智奇师姐，同门曹越辉，车兴儒师弟，张文静师妹，杜宇坤师弟，杨梓健师弟，给我学术和生活上的帮助。感谢教研室的吴雅琴师姐，曾璟琳师姐，郭雪媛师姐，陈依柯师姐，仝运佳师姐，李宪之师兄，谢雅娟师姐，廖洋洋师兄，冉凌霄师姐，易卓然师兄给我很多帮助和鼓励。感谢同门黎思维，郑志泉，姜康，杨虎，郭泰昆，刘雯月一起并肩战斗的友情，以及感谢教研室的夏子涵师弟，何展朋师弟，王泽宇师弟，范永瑞琛师弟，庞琳师妹，史钦豪师弟，吴通海师弟，赵锦桐师弟，丁宁师妹给教研室带来的活力与欢乐，愿和泉教研室的大家前程似锦，万事胜意。

感谢靳健同学的陪伴和帮助，相识相知多年，感谢你陪我走过的岁月，我亦无比幸运拥有这些时光，未来还有很多风景要一起看，庆幸有你在。同时也要感谢我的好朋友们，马越扬，李艾丽丝，吴丹妮，周乔语，是你们的轮番轰炸和精神陪伴让我能够顺利完成我的学业，有你们在是我一生的宝贵财富。

更要感谢的是我的家人，我的父母，是你们的支持和鼓励，是你们愿意充当我最坚实的后盾，我才能做出我认为对的选择，才能一步步走到今天，才能有勇气去面对未来，你们总是无条件相信我鼓励我支持我，将就着我的脾气和任性，

今后我也会继续努力，也会学着去成为你们的后盾。

今年是不平凡的一年，疫情还在继续，生活也还在继续，人们还在努力战斗，而我也将在这个夏天与待了七年的上海和同济告别，时间过得真的很快，好像昨天才进入土木六班，才在学五楼下骑车赶往教学楼，才在樱花下完成每年一次的合照，现在回过头看，才发现已经有了这么多的回忆，在这里哭过笑过在这里跌倒过也成长了，在这里的七年承载了太多，将会使我铭记一生。

路漫漫其修远兮，吾将上下而求索。未来在新的地方，新的道路，要更加勇敢而无畏地走下去，希望未来岁月如画，不负韶华。

个人简历、在读期间发表的学术成果

个人简历:

龚玲, 女, 1997年7月生。

2019年6月毕业于同济大学土木工程专业, 获学士学位。

2019年9月入同济大学攻读硕士研究生。

已发表论文:

[1] 谢丽宇, 龚玲. 拉索式自平衡惯容系统在弯曲型结构中的减震控制研究[J]. 同济大学土木工程学院全日制专业学位硕士研究生论文集 2022.