硕士学位论文

既有结构外套增层隔震加固
振动台试验研究

SHAKING TABLE TEST ON EXISTING STRUCTURE REINFORCED WITH EXTERNAL STRUCTURE AND MID-STORY ISOLATION

林琦

哈尔滨工业大学

2012 年 7 月

国内图书分类号：TU352.1　　学校代码：10213
国际图书分类号：624　　密级：公开

工学硕士学位论文

既有结构外套增层隔震加固振动台试验研究

硕士研究生：林　琦
导　　师：吴　斌 教授
副　导　师：许国山 讲师
申请学位：工学硕士
学　　科：防灾减灾工程及防护工程
所在单位：土木工程学院
答辩日期：2012 年 7 月
授予学位单位：哈尔滨工业大学

Classified Index：TU352.1
U.D.C：624

Dissertation for the Master Degree in Engineering

SHAKING TABLE TEST ON EXISTING STRUCTURE REINFORCED WITH EXTERNAL STRUCTURE AND MID-STORY ISOLATION

Candidate:	Lin Qi
Supervisor:	Prof. Wu Bin
Co-Supervisor:	Lecturer Xu Guoshan
Academic Degree Applied for:	Master of Engineering
Specialty:	Disaster Prevention and Reduction Engineering and Protective Engineering
Affiliation:	School of Civil Engineering
Date of Defence	July, 2012
Degree-Conferring-Institution	Harbin Institute of Technology

摘　要

随着上世纪兴建的大批建筑进入老龄期，结构抗震加固成为近年来的热点问题。对于需要加层改造的旧结构，外套结构增层加固改造方案是工程界逐渐兴起的一种加固手段。通过外套结构与旧结构的协同受力提高结构的抗震能力，还可以利用加层结构及层间隔震技术形成调谐质量阻尼系统，进一步改善结构的抗震性能。但外套结构与原结构协同受力的机理较为复杂，层间减震体系也没有足够的研究，更没有相应国家规范的支持，给加固改造工作带来很大困难。因此，本文着重通过振动台试验研究既有剪力墙结构增层加固改造后的抗震性能，研究工作主要包括以下几个方面：

（1）完成对一栋十四层剪力墙结构的 1/6 缩尺模型外套增层隔震加固后的振动台试验，对比研究了隔震、非隔震结构在不同烈度地震作用下的抗震性能。试验结果表明：结构在外套增层隔震加固改造后，整体抗震性能良好，在经受 8 度罕遇地震下没有发生严重破坏；通过拉结筋连接，外套结构与原结构能很好协同工作；增层隔震方法能够较好地控制下部结构的地震响应，同时没有明显放大上部结构的地震响应。

（2）通过 ABAQUS 软件对振动台试验进行数值仿真分析以进一步探讨增层隔震加固结构的抗震性能。研究结果表明：数值模拟结果与试验结果吻合良好，能够较好地把握结构地震响应规律；外套结构墙体承担较大的倾覆力矩，但与基础连接较为薄弱；虽然结构底部楼层的有害层间位移角较大，但仍满足规范限值要求；整体结构混凝土损伤主要发生在结构底部以及开洞不连续墙片转换层处。

关键词：外套结构加固；层间隔震体系；振动台试验；ABAQUS 弹塑性时程分析

Abstract

Along with the rising number of timeworn buildings, seismic retrofitting has become one of the most urgent issues in the field of disaster mitigation recent years. As a newly developed reinforcement technique, external structure strengthening system enhances the structural seismic performance by externally constraining the existing structure with a new one. Furthermore, storey-adding rehabilitation can also be implemented in conjunction with the strengthening system, which provides possibilities for the application of the tuned mass damper method by the insertion of an isolation layer between the upper structure and existing structure. However, there still exists little research or technical guidelines to evaluate the seismic performance of the whole structural system. In this paper, the seismic performance of a shear wall structure reinforced by external structure and mid-story isolation system is investigated by shaking table tests. The main contents are summarized as follows:

Shaking table tests were conducted on 1/6 scale model of a 14-storeies shear wall structure with external structure reinforcement and an additional 2-storeis steel frame on the top. The investigation focuses on the comparison of the building's response under different level of ground motions when it is considered with and without the isolation layer. The results indicate that the retrofitted structure remained high performance throughout the test. Bonded by tie bars, the external structure worked well with the existing structure, and no disjunction appeared during the tests. The isolation system successfully reduces the seismic response of the main structure without amplifying the response of the upper structure.

Numerical analysis was performed utilizing ABAQUS software to simulate the shake table test. The simulation results agree well with available experimental results. Further analysis demonstrates that the external structures experience comparably large overturning moment and the foundation connection is weaken during earthquake; and that the detrimental storey drift ratios are relatively large in lower stories, yet still remain within the limitation of the construction code. The concrete damage mostly appeared in lower floors and walls with discontinuous openings.

Keywords: external structure strengthening, story-adding isolation system, shake table test, inelastic time-history analysis by ABAQUS

目　录

摘　要 I
Abstract II
第 1 章 绪论 1
1.1 课题背景及意义 1
1.2 国内外研究现状 2
1.2.1 外套结构加固改造方法 2
1.2.2 层间隔震技术 3
1.2.3 超限复杂结构振动台试验研究 5
1.3 本文主要研究内容 6
第 2 章 增层隔震加固结构振动台试验 8
2.1 引言 8
2.2 原型结构介绍 8
2.3 试验模型设计 9
2.3.1 相似比初步设计 10
2.3.2 人工配重计算 10
2.3.3 相似比最终值 12
2.4 试验模型制作 12
2.4.1 剪力墙结构施工 15
2.4.2 钢框架结构施工 17
2.5 材料性能测试 17
2.5.1 砂浆抗压强度测试 17
2.5.2 焊接钢丝网强度测试 18
2.5.3 材料强度相似比核算 19
2.6 隔震支座参数设计 20
2.7 试验工况方案设计 24
2.8 试验装置与测点布置 28
2.8.1 试验设备与装置 28
2.8.2 试验测点布置 28
2.9 试验现象描述 30
2.10 本章小结 32
第 3 章 振动台试验结果分析 34
3.1 引言 34

3.2 结构动力特性分析 34
3.3 加速度数据分析 36
3.3.1 加速度时程曲线 36
3.3.2 加速度响应峰值 37
3.3.3 加速度放大系数分析 39
3.3.4 加速度响应分析小结 41
3.4 位移数据分析 41
3.4.1 位移时程曲线 41
3.4.2 位移响应峰值 43
3.4.3 名义层间位移角分析 45
3.5 应变数据分析 46
3.5.1 混凝土应变数据分析 46
3.5.2 钢丝应变数据分析 47
3.6 本章小结 48
第 4 章 模型振动台试验数值仿真 49
4.1 引言 49
4.2 ABAQUS 软件概述 49
4.3 有限元建模方法 50
4.3.1 材料本构模型 50
4.3.2 单元模型选取 52
4.3.3 荷载与边界约束 54
4.3.4 数值积分方法 54
4.3.5 模型网格划分 55
4.4 建模方法验证 55
4.4.1 拟静力试验模型 55
4.4.2 建模过程及分析验证 56
4.5 振动台试验数值模型验证 57
4.5.1 结构动力特性对比分析 57
4.5.2 结构动力响应对比分析 61
4.6 振动台试验数值模拟分析 65
4.6.1 TMD 效果验证 65
4.6.2 基底剪力及倾覆力矩分析 66
4.6.3 层间位移角分析 68
4.6.4 响应云图分析 70

4.7 本章小结 76
结　论 78
参考文献 79
哈尔滨工业大学硕士学位论文原创性声明 83
哈尔滨工业大学硕士学位论文使用授权说明 83
致　谢 84

第1章 绪论

1.1 课题背景及意义

上世纪七八十年代，我国经济建设快速发展，兴建了大批的基础设施和民用建筑。由于当时科学技术水平落后，以及人们对于地震灾害的认识普遍缺乏，建筑震灾并未受到应有的重视。相当一部分建于 1974 年版《工业与民用建筑抗震设计规范》出台之前的结构，基本没有考虑抗震设防，存在相当严重的安全隐患。并且当时的建筑抗震设计规范仍然处在前期探索起步阶段，一些抗震理念较为陈旧，对于地震作用的机理把握不足，往往低估地震作用的危害。许多地区的基本烈度设定偏低，难以满足现行地震烈度区划的抗震设防要求。另外，随着时间的推移，这些结构还不断遭受着严苛自然环境的侵蚀以及人为因素的破坏，如碳化、冻融循环、雨水腐蚀、风与地震的作用等等，逐渐地步入了建筑老龄期。结构的材料性能、构件连接强度等直接影响结构抗震性能的参数都在不断退化，严重影响着结构的鲁棒性。与此同时，我国又是一个地震频发的国家。1976 年唐山大地震中，房屋倒塌近 322 万间；2008 年汶川大地震，房屋倒塌 536.25 万间，损坏 2142.66 万间[1]。两次地震伤亡损失惨重，震惊世界。可以预料，这些老旧结构在经历强烈地震作用时的表现不容乐观，其抗震性能亟待改善与提高。

此外，随着人们生活水平的日益提高，对于结构功能的要求也在日益增长。如建筑师审美观念的改变，要求结构的外形美观大方，采光良好；建筑使用用途转变后对结构隔音、保温、通风、空间、承重等需求提高；新建筑理念中对建筑节能、绿化等要求。这些功能性的需求都是七十年代的设计者们考虑不足或无法预计的因素，已经无法使结构满足现代化建设的需求。

由于这些老旧结构已经无法满足安全标准以及人们的功能需求，照理应该对其进行拆除重建。但是，大规模地拆除重建现有建筑，一方面需要巨大的经济利益支持，另一方面则涉及到原建筑使用功能的停滞。许多旧结构虽然年代久远，但至今仍在服役，并发挥着不可替代的作用。如重要地段的标志性建筑——北京崇文门饭店、原广电总局大厦、民航总局大厦、地质矿产大厦等；以及一些高层住宅楼，一旦拆除则涉及到居民的安置、补偿等问题，牵涉甚广，不易解决。因此，针对旧结构的加固改造，是提高结构安全性及增加现代化功能措施的一个积极而有效的手段，一方面能够保证生活生产的继续进行，另一方面环保节能，符合现代化的建筑理念。

本文课题背景为北京前三门地区一栋 14 层住宅楼，该结构兴建于上世纪 70 年代，结构形式为内浇外挂剪力墙结构，抗震性能薄弱；但此结构地处北京二环以内的繁华地段，且结构仍在服役期间，大量居民不宜搬迁。因此，拟对该结构

采用外套结构加固方法，提高整体抗震性能；此外，为了满足结构的功能性要求，需要对结构进行加层改造。拟在剪力墙结构顶部增加两层钢框架结构。为合理利用结构形式，拟采用加层隔震加固法，在剪力墙顶与钢框架柱底通过隔震支座连接，减小结构的地震作用。

2012 年 5 月 31 日出台的《既有建筑外套结构抗震加固技术导则（试行）》中，给出了砌体房屋外套结构抗震加固、砌体房屋外加圈梁钢筋混凝土柱加固、框架结构房屋外套消能减震结构加固等加固设计方案。但是，针对内浇外挂式剪力墙结构的外套加固方案并没有相应的国家标准，也不同于之前的其他结构加固体系，因此需要对采用外套加固后的结构抗震性能进行一系列的试验研究。因此，本课题一方面为论证该实体住宅楼结构加固方案的合理有效性，另一方面为提出既有剪力墙结构房屋外套结构加固设计方案提供理论依据。

1.2 国内外研究现状

1.2.1 外套结构加固改造方法

根据日本建筑防灾协会的研究报告[3]统计，日本国内现行的抗震加固方法共有 28 种。大体可以分为纤维增强聚合物材料加固结构构件方法，预制剪力墙后填充方法，预应力后张拉法，结构内、外部各类斜撑、支撑、耗能阻尼器加固方法，以及本文采用的外套结构加固法。外套结构加固法是近几年发展起来的一种加固方法，在旧房改造中已有一定的应用。顾名思义，外套结构加固法就是通过在原结构外面增设新的结构形式，将原结构“套”在内部。就其在处理新旧结构受力关系的不同，可分为以下几种形式[4]：

（1）分离式外套结构方案　新增结构或墙体与原结构彻底分离，各自独立分别承担水平和竖向荷载。新增结构按照单独结构依据规范设计，原结构依据规范进行加固。采用这种加固方法的结构计算简图明确，传力路径清晰，而且新结构布置灵活，受原结构的限制很小，因而应用较广。但是，由于新增结构底柱过高，整体外部框架上刚下柔，重心很高，形成了“高鸡腿”结构；增加底层柱子的截面的做法效果不好，且造成材料浪费；地震作用下内外结构变形不一致，容易造成相互碰撞、挤压的情况。在地震多发地区[5]，这种底部柔性的框架结构发生过许多严重震害，而柔性底柱正是抗震的薄弱环节。

（2）整体式外套结构方案　通过采用某种形式的构造连接——如钢拉杆、钢铰杆、嵌固钢筋、耗能元件等——将新增结构与内部结构连接起来，提高整体结构的抗侧能力。图 1-1 为一个框架结构通过整体式外套一个预制预应力混凝土梁柱框架加固示意图。利用构造连接件使新旧结构协同工作，互相传递地震作用，改善整个结构的抗震性能。但是，到目前为止，这种协同作用仅仅停留在构造上的

处理，由于传力路径不明确以及计算简图复杂，无法很好地衡量内外结构的传力情况，也难以估计计算模型是否能够准确反映内外结构的实际受力情况。

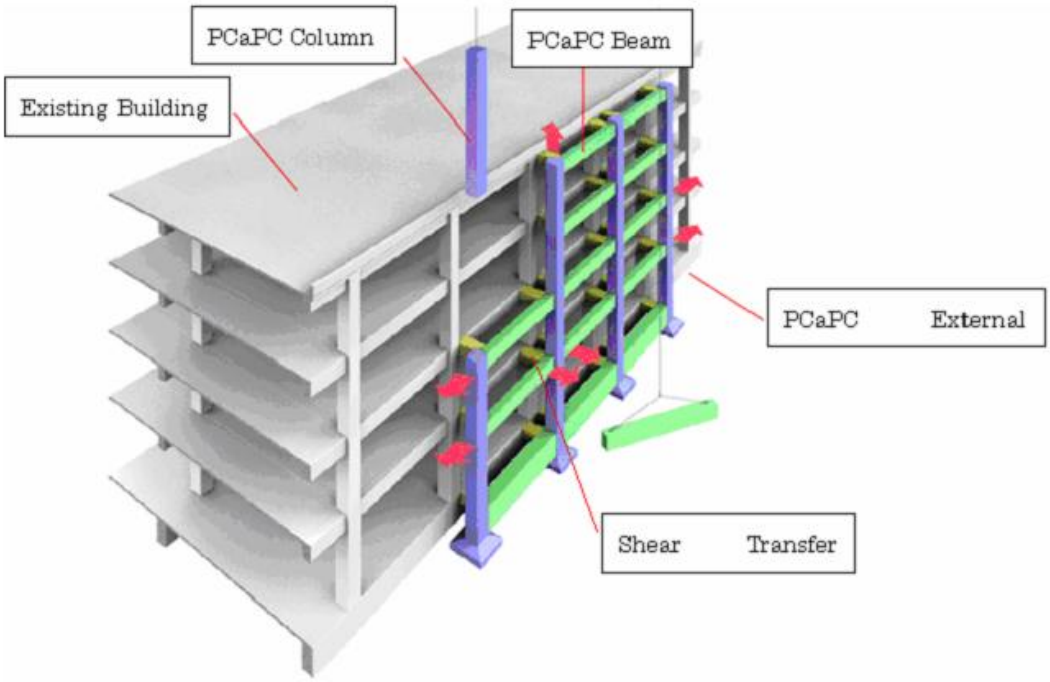


图 1-1 整体式外套结构加固示意图

1.2.2 层间隔震技术

层间隔震体系，又称作加层减震技术，是传统的基底隔震技术与调谐隔震阻尼器（TMD）理论相结合的一种被动控制方法。层间隔震的主要思路是通过在上部加层结构与原结构之间增加隔震支座，将 TMD 系统中的质量、弹簧与阻尼元件分别用加层结构质量、隔震支座水平刚度与铅芯橡胶等耗能元件分别代替。传统的基础隔震体系已经发展较为完善，但对于一些已有建筑的加固改造以及不方便设置基础隔震层的结构，基础隔震技术的应用受到了许多限制。作为基础隔震技术的延伸，层间隔震技术突破了隔震层位置的限制，可以根据结构自身特点灵活设置，能够更好地应用于竖向不规则的大平台多塔楼结构、地理地形特殊，不方便设置基础隔震层的结构以及已有结构的抗震加固中。该方法为隔震技术的应用开辟了新的途径，近年来受到原来越多的关注。在大量老旧结构需要加固改造的背景下，层间隔震技术作为现代控制理论与传统加固技术的有效结合手段，有着广泛的应用前景[6]。

层间隔震体系的初始研究始于上世纪 90 年代，主要思路是对 TMD 系统的改进，利用结构现有的屋顶、隔热层等作为调谐质量系统的质量部分。

Villaverde R 和 Mosqueda G[7]将屋顶作为调谐质量系统的质量块，通过一个五层 2.44m 高的钢框架的振动台试验，对比分析了屋顶隔震体系与普通结构的抗震性能。结果表明，屋顶隔震系统能够有效地减小框架的地震响应，且减小幅度取决于框架的非线性变形程度。研究同时发现即使隔震元件实际参数与理想参数存在一定偏差，隔震系统也能有效地发挥作用，为其工程应用提供了有利的佐证。同时，为使屋顶隔震系统发挥作用，屋顶质量至少要占整体结构的 7%以上。例如，在不加层增重的前提下，普通结构楼层不超过 15 层时，屋顶隔震体系才能有效地减小结构地震响应。

Villaverde R[8]通过一个 13 层的实体结构，验证屋顶隔震体系的可行性与实用性。研究给出了具体的隔震层设计与构造措施处理方法。结果表明，使用屋顶隔震能够有效地减小结构在地震作用下的损伤。大震作用下，屋顶的位移较大，但不超出隔震支座的位移限值。所使用的隔震支座与耗能装置的尺寸与参数可以根据实际需求在一定范围内进行调整，方便在工程中的推广应用。该隔震体系能够减轻中低层建筑的震害，实用便捷，值得推广。

周福霖、谢军龙等[9]完成了一个 6 层框架结构进行 TMD 加层减震的振动台对比试验。在加层结构下放置四个橡胶隔震支座，施加 El Centro（NS，1940）地震记录，结果发现增加 TMD 系统后结构的加速度与位移响应均有效减小。应用同样的方法对一个 7 层实际结构进行加层改造并进行数值模拟，结构底部剪力减小了 30%。

在层间隔震理论初始试验研究的基础上，一些学者通过深入分析层间隔震的机理，设定不同的目标函数，提出了针对层间隔震系统的优化设计理论。

Rana R 和 Soong T[10]通过对 TMD 系统的参数研究，分别分析在共振作用，El Centro 地震记录及墨西哥地震记录作用下不同参数的影响。针对单自由度结构与多自由度结构的特定模态，提出了单一模态调谐质量系统的简化设计理论。并初步设计了多模态调谐质量阻尼器设计理论。

Katsuhide M 等人[11]通过将层间隔震体系简化为双自由度模型，提出了相应的地震响应预测方法。通过将双自由度模型的振型函数代入能量平衡方法，预测了隔震层与下部结构在地震作用下的弹性响应。该方法得到的结果与时程分析结果吻合良好。Kobayashi M 和 Koh T[12,13]也利用双自由度模型，分析了层间隔震体系的正面与负面效果，提出了相应的简化预测方法。两人于 2004 年通过特征值分析与随机振动分析方法，研究了层间隔震体系的模态耦合效应[14]。

Chang K 等[15]在前人研究的双质量模型基础上，提出了考虑隔震层质量的三质量结构模型。通过等价线性化分析方法，提出了层间隔震体系的设计指导。研究表明，隔震层上下结构对隔震效果的影响较大，结构的高阶响应不可忽略。通

过对比缩尺层间隔震结构振动台试验与非线性时程分析模拟结果，证实了在上下层结构设计合理的前提下，层间隔震体系能够有效地控制结构的地震响应。

施卫星[16]对层间减震结构的工作机理进行了理论分析与试验验证，以原结构层顶作为目标函数，提出了层间减震系统的设计方法。他们指出，层间隔震体系的减震效果略不及基础隔震体系，减震效果一般处于 10%-40%之间，但该方法简单易行，投资少，应用范围广，适用于大刚度、高频率结构的抗震加固。

罗小华等人[17]提出了同时考虑主结构及加层结构地震响应的双参数优化方法，以主结构与加层结构的顶层加速度和位移为控制目标，进行隔震层参数优化推导。该方法能够同时显著减小两者的地震响应以达到整体优化的目的。

高剑平等人[18]以隔震层的水平刚度与阻尼比为优化参数，以隔震层占总结构的应变能期望值为目标函数，提出了基于能量的加层减震体系参数优化方法。对一工程实例的优化分析结果表明：目标函数对隔震层阻尼变化更为敏感，可适当提高阻尼比以达到更好的减震效果。结构的时程分析也表现出较好的抗震性能，体现了该优化方法的有效性。

近些年，在之前研究的基础上，国内外学者对层间隔震体系进行了更加系统深入的研究，综合考虑了层间隔震体系隔震层刚度、阻尼和滞回曲线等物理指标，分析了隔震层位置对隔震性能的影响，并将其应用到实际大型工程结构中。

黄襄云[19]以六层钢框架为模型进行了层间隔震结构的振动台试验研究，并通过 Bouc-Wen 模型对隔震支座恢复力进行了模拟，提出了层间隔震结构的简化模型。与试验结果比较表明该方法具有较高的计算精度。他系统地讨论了上下层结构的质量、刚度、阻尼比等参数对层间隔震体系减震效果的影响，还将一实际平台塔楼结构进行层间隔震设计，提出了设计施工方法及构造措施的处理。结果表明，减震效果良好，达到设计目标要求。

祁皑等人[20]通过在模型的不同位置设置隔震层，优化设计隔震层参数，并通过非最优设计值进行振动台试验验证。试验结果表明，层间隔震体系减震效果随隔震层布置高度的降低而提高，隔震层采用最优参数设计能够最好地控制结构地震响应，但隔震效果对隔震层刚度的变化并不敏感，工程应用中隔震支座的选取允许存在一定的误差。

1.2.3 超限复杂结构振动台试验研究

随着经济建设的不断加速，社会对建筑结构的功能性要求也在不断提高。近年来出现了许多超越规范规定限值的建筑，由此带来了许多仅凭规范难以解决的结构问题，有必要进行深入的研究。而振动台试验方法作为行之有效的试验手段，能够很好地再现地震作用，研究不同形式结构在地震作用下的实时动力响应和损伤破坏情况。国内外学者在研究超越规范限值的复杂结构体系，分析评估整体结

构抗震性能和设计合理性方面，已经取得了不少研究成果：

El-Attar A 等人[21]对美国二十世纪初期典型的混凝土框架结构写字楼进行了1/8 的模型缩尺试验，这些结构普遍存在强梁弱柱、节点薄弱、梁柱节点处正弯矩不连续等问题。他们通过施加不同幅值的 Taft 地震波，监测结构的时程响应。结果表明，结构在中震作用后刚度明显下降，结构变形明显。由于结构较柔，存在较明显的 P-Δ效应。但结构在震后并未发生倒塌破坏，损伤主要源自结点约束的不足。

徐忠根等人[22]对一幢50层的高层住宅结构进行了1/30的缩尺模型模拟振动台试验。试验过程中，结构在 7 度罕遇地震作用下基本保持完好，仅顶层局部出现破坏，结构观察到明显的扭转现象，连梁出现剪切裂缝。他们对结构抗震性能进行了系统评估，并提出了加固建议。

吕西林等人[23]对北京 LG 大厦进行了 1/20 的缩尺模型模拟振动台试验，结构采用钢混结构框架-核心筒混合结构体系，结构楼板采用压制钢板与现浇混凝土组合楼板。振动台试验主要针对结构的动力特性以及 8 度地震作用下的动力响应分析了结构的破坏机理、破坏模式。在对结构的整体性能进行评估之后，给出了适当的设计改进建议。

施卫星等人[24]对一高宽比超限、平面布置不规则的高层钢筋混凝土剪力墙高层结构进行了 1/15 的模拟振动台试验。主要考虑结构的动力特性、不同工况下的动力响应及扭转效应。并根据相似关系反算了原型结构的地震作用，深入讨论其抗震性能。他们认为该结构不满足其所在地区的抗震设防要求，提出了相应的改进建议。

何敏娟等人[25]对河南省超高钢结构电视塔进行了 1/40 的缩尺模型模拟振动台试验。结构塔楼由内套筒与外钢管塔柱组成，钢柱绕内筒盘旋而上，两两相交。试验选用细石混凝土模拟混凝土材料，紫铜模拟钢材。试验结果表明该电视塔天线存在一定鞭梢效应，但整体结构抗震性能较好，符合 8 度设防要求。

1.3 本文主要研究内容

本文将针对北京前三门地区既有剪力墙结构的外套结构加固和层间隔震加固方案进行振动台试验与数值模拟研究，系统评估结构加层加固后的抗震性能。具体研究内容包括以下几个方面：

（1）振动台模型试验设计　设计并制作结构的振动台模型；并针对模型结构动力特性，设计层间隔震体系的隔震层参数。根据抗震要求及所考察性能，提出相应的试验工况与测点布置方案。完成振动台试验，记录描述试验现象；

（2）振动台试验结果分析　综合考虑结构动力特性、加速度和位移响应、层间位移角、加速度放大系数、混凝土和钢筋应变等指标，对比隔震、非隔震结构

抗震性能，评估加固方案的安全性及层间隔震体系的有效性；

（3）振动台试验数值仿真分析　通过 ABAQUS 软件对振动台试验进行数值仿真分析，在核对实际试验结果的基础上，进一步对结构的抗震加固性能以及层间隔震减震效果做出评价。

第2章 增层隔震加固结构振动台试验

2.1 引言

地震模拟振动台试验能够很好地再现地震作用，为研究不同形式结构在地震作用下的动力响应和损伤破坏情况提供了良好的平台。作为一种行之有效的研究手段，振动台试验方法在研究超越规范限值的复杂结构体系，以及在分析评估整体结构抗震性能和设计合理性方面已经取得了不少进展[22-24]。为了检验原型结构的抗震性能，研究外套结构加固方法的可行性，本章将针对北京前三门地区某实体加固建筑进行振动台试验缩尺模型的设计、模型施工，并设计相应的试验工况及传感器布置方案，完成试验并描述试验现象。

为验证层间隔震体系的减震效果，需要对比研究隔震模型、非隔震模型的地震响应。由于试验条件所限，本文将通过改变隔震层刚度实现隔震与非隔震的转换，并轮流对其施加相同震级地震波，对比分析地震响应。

2.2 原型结构介绍

本文课题背景为北京前三门地区一栋 14 层住宅楼，结构形式采用内浇外挂结构，或称为鱼骨式现浇剪力墙结构，即内纵墙与内横墙均采用现浇混凝土结构，外墙板使用预制混凝土混合墙，为非承重维护结构，结构标准层平面图如图 2-1 所示。该结构建于上世纪 70 年代，抗震性能薄弱，存在以下结构缺陷：

（1）外墙为非承重维护结构，第一振型为扭转振型，抗震性能较差；

（2）混凝土强度等级很低（约 C13），剪力墙抗剪承载力明显不足；

（3）配筋量较小，为 89 抗震规范最小配筋率要求的 50%；

（4）楼板为预制楼板，结构整体性差；

（5）剪力墙未设置约束边缘构件。

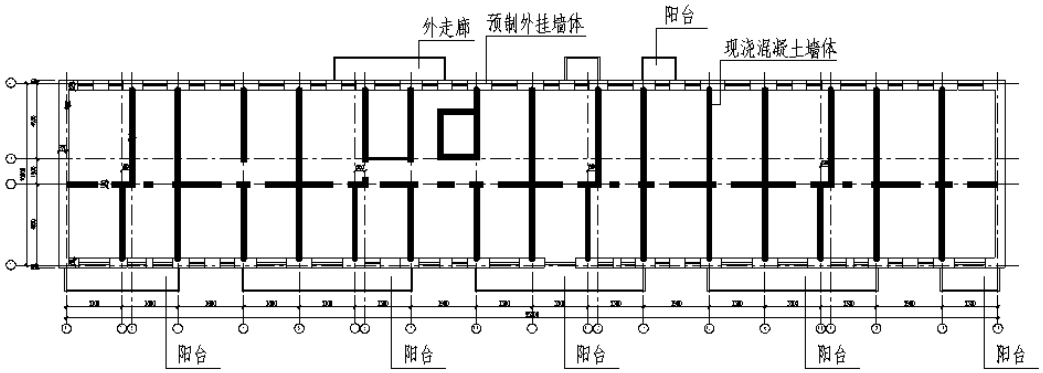


图2-1 结构标准层平面图

但此结构地处北京二环以内的繁华地段，且结构仍在服役期间，大量居民不宜搬迁。因此，由于本文背景结构处在设防烈度为 8 度的北京地区，采用分离式外套加固方案将存在较大的安全隐患，故拟选用整体式外套结构加固，在原建筑纵墙外侧增设 1.0 米~1.5 米宽的预制装配混凝土墙体，成为外套结构约束原结构，提高建筑整体抗震能力，加固后的结构平面图如图 2-2 所示。外套结构加固方法在建筑施工上具有如下优势：

（1）外套结构采用预制装配混凝土结构，施工速度快；

（2）加固施工基本不入户，扰民少；

（3）可配合进行节能保温改造，并为外立面改造设计提供充分的发挥余地；

（4）可以为屋顶绿化、墙面绿化提供条件。

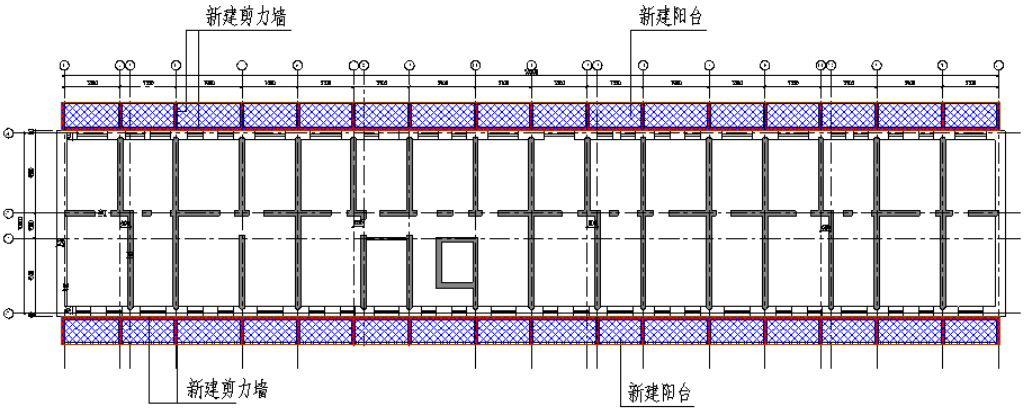


图2-2 加固后结构平面图

此外，为了满足结构的功能性要求，需要对结构进行加层改造。拟在剪力墙结构顶部增加两层钢框架结构。为合理利用结构形式，拟采用加层隔震加固法[2]，在剪力墙顶与钢框架柱底通过隔震支座连接，减小结构的地震作用。

本文将以此结构为研究对象进行振动台试验。如上节所述，针对剪力墙外套结构加固的研究资料非常缺乏，而其传力、受力机理又难以通过理论推导完成。因此，需要通过相应的试验验证与数值模拟分析研究这类结构的抗震性能，为今后设计加固方案的起草和推行提供必要的研究基础。

2.3 试验模型设计

原型结构三个开间平面尺寸为 9.9m×12.66mm，结构高度 46.4m。计划针对结构进行 8 度设防验算，相应的罕遇烈度地震加速度峰值水平为 0.4g。原型结构建造时使用的混凝土标号为 C15，由于年代久远，近似折减为 C13，新增外套结构选用的混凝土标号为 C30。

振动台试验在中国地震局工程力学研究所地震工程与工程振动开发实验室进

行。该实验室振动台台面尺寸 5m×5m，最大承载能力 25t，水平位移限值 80mm，可施加水平地震加速度峰值 1.0g。由于受到振动台台面尺寸和承载能力的限制，试验模型将取原型结构的三个标准开间作为典型单元，进行缩尺模型试验。并在模型两侧纵墙处增加墙体，用以模拟新增的外套结构，顶部钢框架单独制作，通过隔震支座与底部结构相连。因原型结构横墙方向抗侧力较为薄弱，计划选取平行横墙方向作为激振方向。

2.3.1 相似比初步设计

振动台试验模型需要根据振动台试验能力限制，以合理的相似条件对原型结构进行缩尺。由于原型结构十分复杂，要完全重现各部分构件的真实受力状态十分困难，因此设计模型时着重考虑满足模型主要抗侧力构件的水平地震作用[26]。

确定模型相似条件的常用方法有方程分析法与量纲分析法。对于物理量之间函数关系复杂或未知的物理现象，通常使用量纲分析法进行设计。振动台试验需要涉及到许多物理量，要针对所有变量建立完整的函数关系较为困难，因此采用量纲分析法更为合理。

参考文献[27]建议，在确定振动台试验的相似条件时选取长度、应力、加速度作为可控相似常数。由于受到振动台台面尺寸及施工水平限制，长度相似比的可选范围在 1/8~1/6 之间；根据可选的模型材料及原型结构材料强度，应力相似比的可选范围在 1/3~2/3 之间；综合考虑台面加载能力、振动台噪声及试验工况方案，加速度相似比限制在 1~2.5 之间。

综合考虑以上参数，选定长度相似比为 1/6，拟选用标号为 M7.5 的砂浆建造内部剪力墙结构，选用 M15 标号砂浆建造外套结构，相应的应力相似比约为 0.62，。其余相似关系需要进行进一步计算后确定。

2.3.2 人工配重计算

在相似比的确定过程中，根据 Buckingham π 定理[28,29]，材料的密度相似比 S_ρ 需要满足相应关系如式（2-1）所示，

$$S_E = S_L \cdot S_\rho \cdot S_a \tag{2-1}$$

式中 S_E——弹性模型相似比；

S_L——长度相似比；

S_ρ——密度相似比；

S_a——水平加速度相似比。

实验过程中，重力加速度的相似比 S_g 的值始终为 1，无法改变。在理想状态下，若要保持加速度的一致性，则水平加速度的相似比 S_a 也同样要满足 $S_a = S_g = 1$。

相应地，相似比关系式变为：

$$S_E = S_L \cdot S_\rho \tag{2-2}$$

此时，模型应满足的质量比 S_m 为：

$$S_m = S_\rho \cdot S_l^3 = \frac{S_E \cdot S_l^{\ 2}}{S_a} = S_E \cdot S_l^{\ 2} \tag{2-3}$$

然而，关系式中的 S_E 与 S_ρ 都是材料属性，在现有实验水平的限制下，这个等式是很难满足的，实际建造出的模型的质量往往小于预期的模型质量。因此，为了补足重力效应与惯性效应的不足，可进行人工配重。所需的人工质量应满足式（2-4），

$$\frac{m_m + m_a}{m_p} = S_E \cdot S_l^{\ 2} \tag{2-4}$$

式中　m_m——模型结构质量；

m_a——模型中设置的人工质量；

m_p——原型结构质量。

通过有限元建模分析，确定模型结构的质量约为 7.62t，原型结构质量约为 1862t。按公式（2-4）进行配重，配重后的模型结构总重达到 32.07t，远远超出了振动台限制 20t（另有模型底座重约 7t）。由于在地震作用过程中，影响结构抗震性能的主要是结构的水平抗剪能力，竖向的重力效应并不是振动台试验的首要决定因素。因此，可以采用欠配重模型算法[30]，在振动台不超载的前提下，尽可能增加配重以满足部分重力效应。同时考虑试验所用配重块的参数后，确定模型结构所需人工配重为 10t，按原结构中钢框架与剪力墙结构的质量比例分配到模型结构中。

此时，由于模型质量的不足，地震作用引起的水平剪力相似比要小于模型结构与原型结构的材料强度相似比，不能真实反映原型结构在各工况地震下的状态。因此，需要调整水平加速度相似关系以弥补水平地震作用的不足。引入等效密度的概念来考虑人工质量块的影响，其表达式如公式（2-5）所示：

$$\overline{\rho_m} = (m_m + m_a) / V_m \tag{2-5}$$

式中　$\overline{\rho_m}$——模型配重后等效密度；

V_m——模型结构的体积。

则等效密度的相似比 $S_{\overline{\rho}}$ 可由式（2-6）表示：

$$S_{\overline{\rho}} = \frac{m_m + m_a}{m_p \cdot S_l^{\ 3}} = \frac{7.62 + 10}{1862} \times 216 \approx 2 \tag{2-6}$$

由此得出欠配重模型的水平加速度相似比 S_a：

$$S_a = \frac{S_E}{\overline{S_\rho} \cdot S_l} = \frac{0.62 \times 6}{2} = 1.86 \tag{2-7}$$

相应地，可确定试验过程的时间相似比 S_t 为：

$$S_t = \sqrt{\frac{S_l}{S_a}} = \sqrt{\frac{1}{6 \times 1.86}} = 0.3 \tag{2-8}$$

2.3.3 相似比最终值

综合前两节的相似比初步设计与实际配重值，参照文献[31-34]中的相似比设定，最终确定长度相似比 S_L 为 1/6，应力相似比 S_σ =0.62，加速度相似比为 1.86。

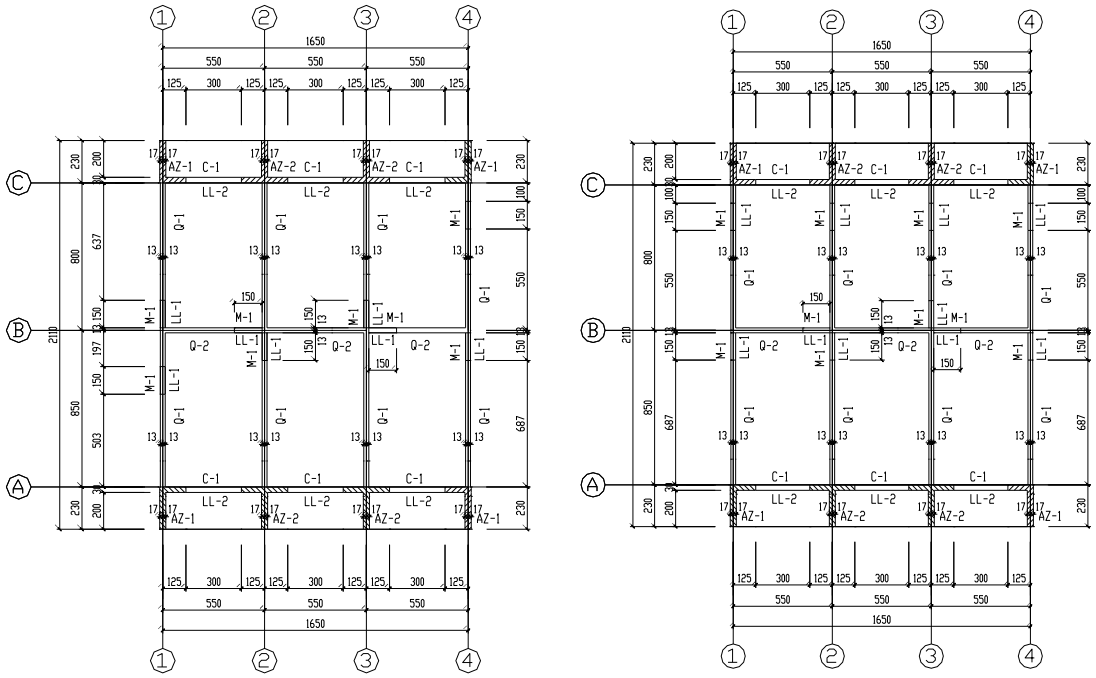
根据 Buckingham π 定理，将其他物理量通过上述三个基本量纲整理为若干个无量纲的 π 数，确定模型其余相似关系如表 2-1 所示。

表2-1 试验模型相似关系

参数	相似关系	相似比
几何尺寸	S_L	1:6
弹性模量	S_E	0.62:1
加速度	S_a	1.86:1
时间	$S_t = S_L^{0.5} / S_a^{0.5}$	0.3:1
应力	$S_\sigma = S_E$	0.62:1
应变	S_ε	1:1
阻尼比	S_ξ	1:1
等效密度	$S_{\bar{\rho}} = S_E / (S_L \cdot S_a)$	2:1

2.4 试验模型制作

确定模型的相似关系后，进行模型结构设计。按照相似比缩尺后，模型结构平面尺寸为 1650mm×2110mm，层高 483.3mm，总高 7733mm。横墙外侧外套墙片与内部结构之间采用胶合板隔离，只墙体连接筋穿过，用以模拟实际工程即将采用的连接方法。模型剪力墙结构布置图如图 2-3 所示，板配筋图如图 2-4 所示。



a) 模型一至五层单元平面　　b) 模型六至十四层单元平面

图2-3 试验剪力墙结构布置图

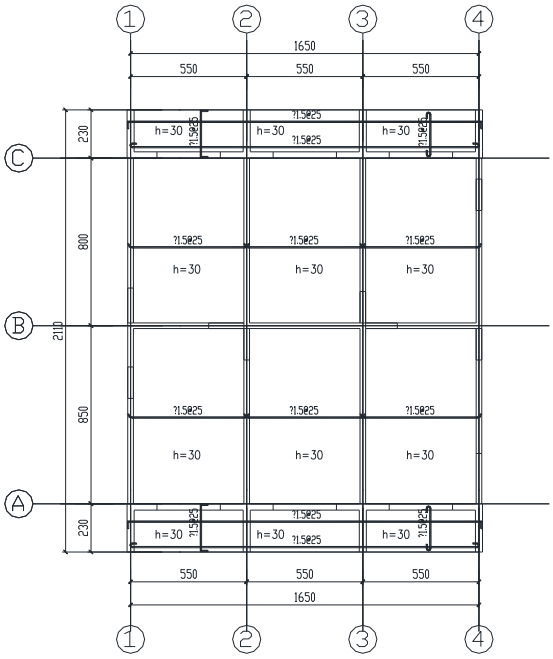
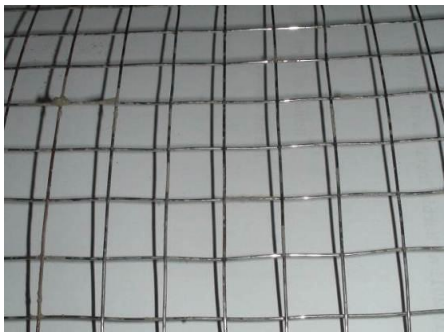


图2-4 模型一至十四层板配筋图

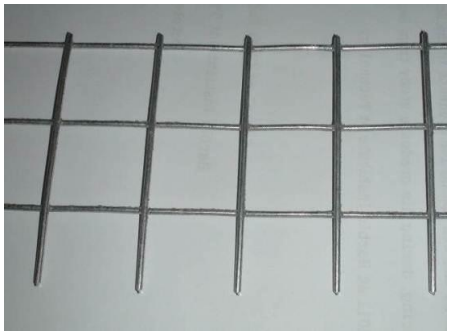
根据实际试验条件，模型制作中选用标号为M7.5的砂浆建造内部剪力墙结构，选用 M15 标号砂浆建造外套结构。模型制作中用不同标号焊接钢丝网和钢丝来模拟原型中的钢筋，配筋率尽量保证与原型结构相同。横墙配筋采用 0.8@13×13 钢

丝网，纵墙采用双层 1.9@25×25 钢丝网片。原型中旧结构楼板中钢筋数量较少，相应部位的钢筋用单层 1.5@25×25 焊接钢丝网等效换算替代，网片每隔 150mm 剪断；对于新增结构楼板，由于其配筋较多，采用双层 1.5@25×25 焊接钢丝网替代。新旧结构之间的拉结筋采用直径为 1.3 的镀锌钢丝，沿竖直方向间距 60mm 布置。各类钢丝照片见图 2-5。



a)横墙

b)纵墙/外套结构楼板



c)内部结构楼板

d)拉结筋

图2-5 模型所使用钢丝网及钢丝

钢框架部分共分两层，平面尺寸为 1.65m×2.11m，层高为 483.3mm。采用 Q235 钢，选择 40×60×2 的矩形钢管。隔震层顶增加一圈钢梁增强钢结构整体性。柱下端点焊 10mm 厚带Φ20 螺栓孔的钢垫，通过高强螺栓与隔震支座相连。钢框架设计图见图 2-6 所示，柱底预埋件示意图如图 2-7 所示。

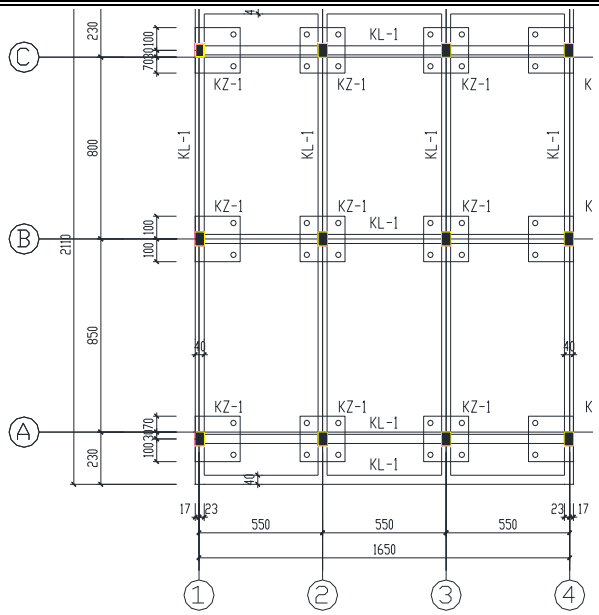


图2-6 试验钢框架结构布置图

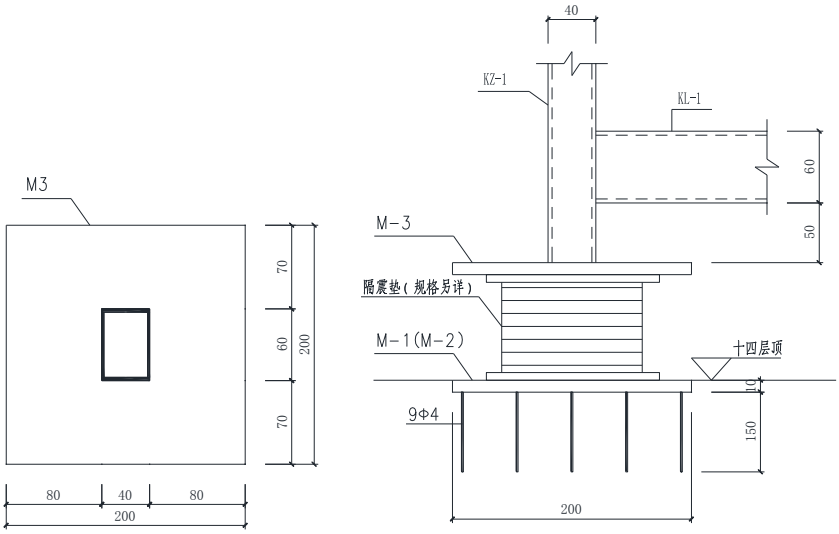


图2-7 钢框架柱底预埋件示意图

2.4.1 剪力墙结构施工

模型结构施工在中国地震局工程力学研究所地震工程与工程振动开发实验室完成。施工时要求严格符合施工工艺要求，材料按照试验设计要求进行配置。剪力墙结构与加固墙板的施工顺序为：绑扎墙体钢丝网、处理洞口及安装过梁、绑扎板钢丝网、架设模板、浇注砂浆、养护、继续上一层施工。具体施工过程照片见图 2-8 所示。

a) 模型钢丝网布置

b) 模型模板架设

c) 剪力墙结构搭建完毕

d)模型拆除模具

e) 14 层楼顶隔震支座预埋件

f) 模型粉刷完毕

图2-8 模型剪力墙结构施工过程图

2.4.2 钢框架结构施工

钢结构制作时根据下料清单合理进行板材拼接，对接焊缝按照制定的焊接工艺进行施焊，严格按照施工图纸进行构件组装，钢框架施工过程照片如图 2-9 所示。

a) 钢框架底层

b) 钢框架成品照片

图2-9 模型钢框架结构施工过程图

2.5 材料性能测试

模型施工完成后，需要对模型材料进行力学性能测试，以校核原先相似比设计中的强度相似比选取是否合理，保证之后振动台试验结果的可靠性。

2.5.1 砂浆抗压强度测试

根据《钢丝网水泥用砂浆力学性能试验方法》（GB7897-1990）进行砂浆试块立方体抗压强度试验，制作 70.7mm 砂浆立方体试块两组，共 8 个。试块制作过程严格按照规范要求，制作完成后置于 20℃温度环境中养护一昼夜后拆模。在自然养护条件下继续养护至 28d，再进行抗压强度试验。抗压强度试验在哈尔滨工业大学力学与结构抗震实验中心完成，试验过程如图 2-10 所示。实验结果如表 2-2 所示。

a)抗压强度试验机

b)试验过程

图2-10 抗压强度试验图

表2-2 砂浆试块 28 天抗压强度试验(MPa)

标号	强度实测值	强度平均值	强度标准值
M7.5	7.857 10.000 9.326 9.408	9.148	6.55
M15	14.694 15.061 14.853 14.902	14.878	14.45

2.5.2 焊接钢丝网强度测试

模型中采用的钢丝的力学性能实验在哈尔滨工业大学力学性能实验室进行，见图 2-11，测得钢丝的抗拉强度如表 2-3 所示。

表2-3 镀锌铁丝和镀锌钢丝的抗拉强度试验(MPa)

钢丝布置位置	直径	屈服强度实测值	屈服强度平均值	屈服强度标准值
横墙	0.71 0.69 0.72	864.25 850.47 841.93	852.22	826.02
纵墙/新结构楼板	1.71 1.71 1.70	474.87 450.28 463.54	462.90	434.26
旧结构楼板	1.40 1.38 1.38	653.33 650.15 649.97	651.15	646.75
拉结筋	2.20 2.17 2.15	343.72 349.20 351.32	348.08	338.96

图2-11 镀锌钢丝抗拉强度试验

2.5.3 材料强度相似比核算

测得真实材料性能后，需要对实际强度相似比进行核算，以保证其他试验参数的可靠性。由于各墙体所用材料及配筋率均不相同，与实际原型结构的强度相似比必然存在差异。因此，选取承担主要地震作用的横墙段 Q1 作为强度计算标准，如图 2-12 中所示。

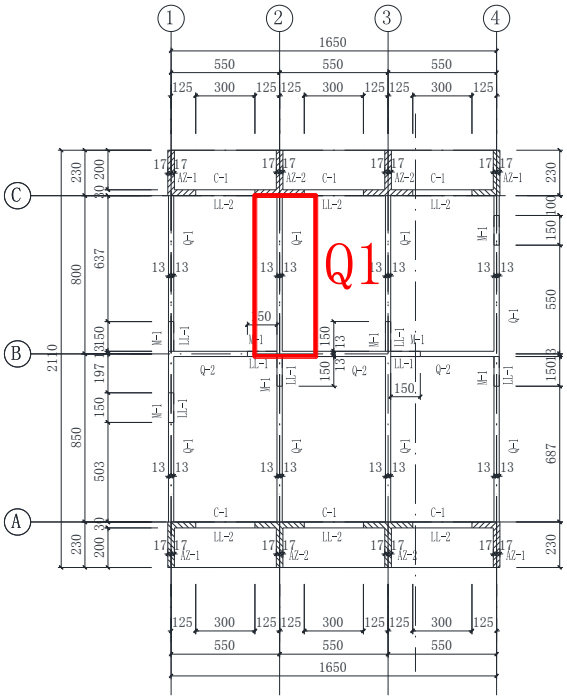


图2-12 强度相似比核算所选墙段

该墙段墙宽 800mm，高 483.3mm，厚 13mm，内部铁丝规格为单层 0.7@13×13，模型配筋率为 ρ_m 约为 0.46%。所用砂浆立方体抗压强度标准值 6.55MPa，铁丝屈服强度标准值 826.02Mpa；对应原型墙段配筋率 ρ_p 约为 0.40%。所用 C13 混凝土抗压强度标准值 13MPa，HRB335 钢筋屈服强度标准值 335MPa。

为了简化计算，仅针对轴压承载力考虑强度相似比，将铁丝/钢筋面积按强度等效为砂浆/混凝土面积，则：

原型墙段等效混凝土面积 A_{p-F} 可由公式（2-9）表示，

$$A_{p-F}=A_{p-con}(1+\rho_p\times\frac{f_{y,335}}{f_{cuk,13}})=A_{p-con}(1+0.40\%\times\frac{335}{13})=1.103A_{p-con} \quad (2\text{-}9)$$

式中 A_{p-F} ——原型墙段等效强度混凝土面积；

A_{p-con} ——原型墙段混凝土面积；

$f_{y,335}$ ——Q335 钢筋屈服强度；

$f_{cuk,13}$ ——C13 混凝土立方体标准抗压强度。

模型墙段等效强度砂浆面积 A_{m-F} 可由公式（2-10）表示，

$$A_{m-F}=A_{m-mor}(1+\rho_m\times\frac{f_{y,wire}}{f_{cuk,7.5}})=A_{m-mor}(1+0.46\%\times\frac{826.02}{6.55})=1.580A_{m-mor} \quad (2\text{-}10)$$

式中 A_{m-F} ——模型墙段等效强度混凝土面积；

A_{m-mor} ——模型墙段砂浆面积；

$f_{y,wire}$ ——模型所用钢丝屈服强度；

$f_{cuk,7.5}$ ——M7.5 砂浆立方体标准抗压强度。

则模型比原型的承载力相似比为：

$$S_F=\frac{A_{m-mor}\cdot f_{cuk,7.5}}{A_{p-con}\cdot f_{cuk,13}}\approx\frac{S_A\cdot A_{p-con}\cdot f_{cuk,7.5}}{A_{p-con}\cdot f_{cuk,13}}=\frac{1.580\times6.55}{36\times1.103\times13}=0.019 \quad (2\text{-}11)$$

相应地，强度相似比 S_σ 应为：

$$S_\sigma=\frac{S_F}{S_l^2}=0.019\times36=0.684 \quad (2\text{-}12)$$

用同样的方法可以计算得到外套结构的强度相似比约为 0.48，这个值相对较低，但对结构的影响相对较小，所以前文 2.3 节中整体模型/原型的强度相似比的取值为 0.62:1 较为合理，无需进行改动。

2.6 隔震支座参数设计

加层隔震是利用建筑物顶部的加层结构和位于原结构与加层结构之间的隔震

支座共同组成耗能器，耗散地震输入的能量，减少结构地震反应的一种加固方法。加层减震的关键技术在于确定合理的隔震层橡胶垫的参数，传统的参数优化方法多以下部结构顶层位移为目标函数进行单参数优化，并未考虑下部结构的加速度响应及上部结构的地震响应。本章将针对模型结构的结构特性，根据加速度、位移双参数优化方法[17]，设计振动台实验所用隔震支座。

本文加固方案中，上部钢结构与下部剪力墙结构通过隔震支座连接，结构隔震形式为层间隔震。由于隔震层位置偏上，在地震作用过程中，上部钢框架起调谐质量阻尼器（TMD）的作用。因此，隔震支座参数的设计将参考 TMD 的设计方法。

根据文献[17]提出的 TMD 设计方法，加层结构与原结构的最优频率比由式（2-13）给出：

$$\gamma_{\mathrm{f}} = (\frac{a}{1+\mu})^{b} \tag{2-13}$$

式中 γ_f ——子结构圆频率 ω_{s} 与主体结构的圆频率 ω_{p} 比值，$\gamma_{\mathrm{f}} = \frac{\omega_{\mathrm{s}}}{\omega_{\mathrm{p}}}$；

μ ——子结构质量 m_{s} 与主体结构质量 m_{p} 比值，$\mu = \frac{m_{\mathrm{s}}}{m_{\mathrm{p}}}$；

其中参数 a，b 由下式确定，

$$a = 1 - \xi_{\mathrm{p}} / 4 \tag{2-14}$$

$$b = 1.35e^{3.2\xi_{\mathrm{p}}} \tag{2-15}$$

最优阻尼比 $(\xi_s)_{opt}$ 由式（2-16）给出：

$$(\xi_s)_{opt} = 0.46\mu^{0.48} \tag{2-16}$$

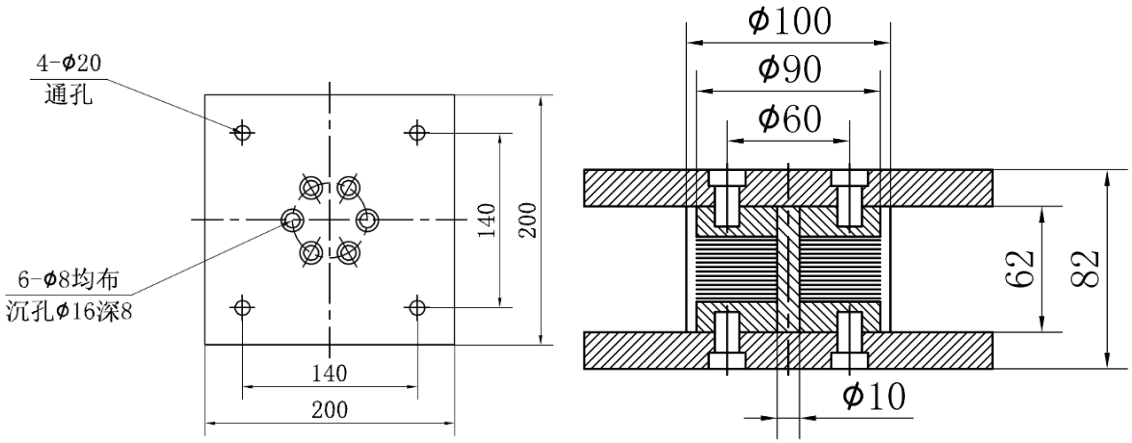
式中 ξ_p ——主体结构阻尼比。

根据 ABAQUS 有限元建模分析，确定模型结构上层钢框架与下层剪力墙结构的质量比 μ 约为 0.084，下部加固剪力墙结构激振方向一阶周期约为 0.179s，阻尼比取为 5%。代入以上各式，确定参数 $a = 0.9875$，$b = 1.5315$，最优频率比 $\gamma_f = 0.866$。由此确定隔震层最优刚度 $k = 1.221kN/mm$。

根据厂家可提供的支座型号，选取广东泰宇减震科技有限公司的 LRB-100 铅芯橡胶隔震支座共 10 个，分别布置在钢框架四周柱底。隔震支座具体参数如表 2-4 所示。隔震支座设计图、实体图如图 2-13、2-14 所示。

表2-4 隔震支座参数

外径(mm)	铅芯直径（mm）	橡胶层厚（mm）	橡胶层数	钢板层厚（mm）	钢板层数
90	10	1.2	15	1.5	14
封板厚（mm）	连接板厚（mm）	剪切模量（N/mm）	第一形状系数	第二形状系数	竖向刚度（kN/mm）
10	10	0.392	16.67	5	153.9
屈服荷载（kN）	水平刚度(kN/mm)	50%水平刚度(kN/mm)	100%水平刚度(kN/mm)	屈服后水平刚度(kN/mm)	屈服前水平刚度(kN/mm)
0.982	0.1368	0.2459	0.1914	0.1955	2.542



a) 隔震支座封板平面图　　b) 隔震支座剖面图

图2-13 隔震支座设计图

将隔震支座放置在剪力墙结构顶层，下底板与预埋件用螺栓连接，上底板与预制连接板栓接，连接板与钢框架柱底焊接，具体布置图如图 2-15 所示。试验过程中，为实现隔震、非隔震模型的方便转换，在隔震支座一侧上下底板各焊接一块钢片，钢片叠合处预留螺栓孔。拧上螺栓时，隔震支座处于锁死状态，隔震层刚度增大，模型转换为非隔震模型；除去螺栓时，隔震支座处于激活状态，隔震层刚度由隔震支座决定，模型转换为隔震模型。具体装置如图 2-16、2-17 所示。组装完成后的整体结构模型如图 2-19 所示。

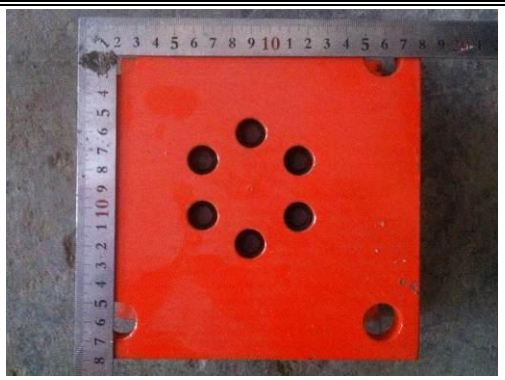


图2-14 隔震支座实体图

图2-15 隔震支座布置图

图2-16 隔震支座锁死状态

图2-17 隔震支座激活状态

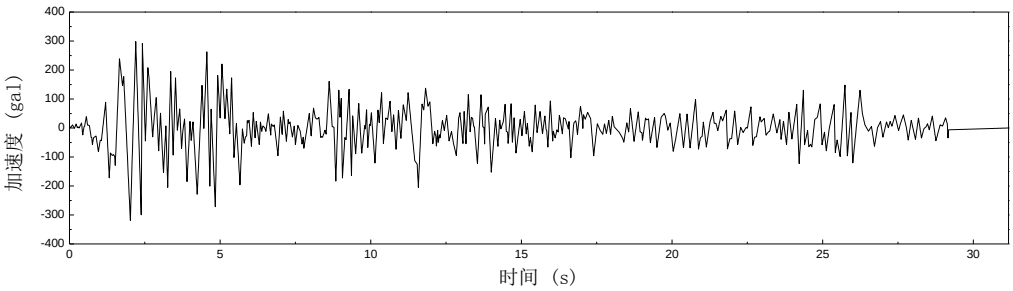
图2-18 整体结构图

2.7 试验工况方案设计

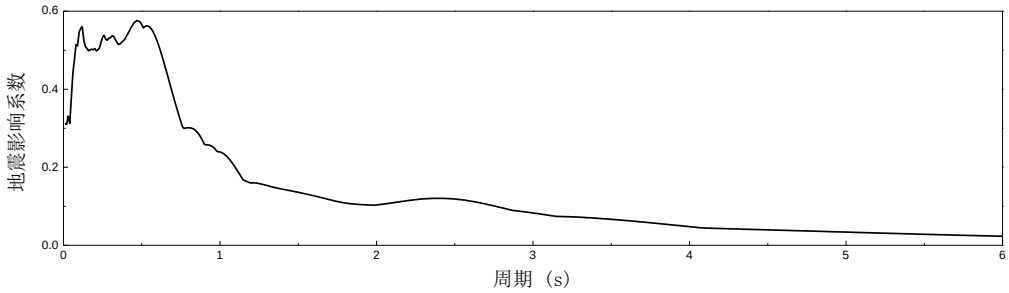
本文原型结构所处的地区抗震设防烈度为八度，场地类别属 II 类，设计分组第二组，场地特征周期为 0.40s。根据我国建筑抗震规范规定，设计地震动的选用标准主要按照建筑场地类别和设计地震分组，选用、设计反应谱影响系数曲线具有统计意义的不少于二组的实际强震记录及一组人工模拟的加速度时程曲线，并以最大加速度来评价地震动的输入水平。

地震动的三个要素[35]包括：地面运动最大加速度、地面运动频谱特性和地震动持续时间。地震记录的选用应从三要素入手，并依据相应的相似关系对试验所用地震记录进行调整，才能最真实地考察原型结构在对应震级地震作用下的抗震性能。原型结构为 8 度设防，故试验中各条地震记录加速度峰值水平依次选用 8 度多遇烈度、设防烈度和罕遇烈度地震的加速度峰值水平，再根据水平加速度相似比进行相应调整；地震记录持续时间按时间相似比进行压缩；相同震级工况下的各地震记录加速度峰值相等，因此，地震记录的频谱特性将直接影响结构的地震响应。根据地震记录选取原则，选用场地类别相同、卓越周期相近的 El Centro 地震记录与 Taft 地震记录，并根据结构所处场地类别的反应谱曲线用小波变换方法[36]人工合成相应的地震记录，各地震原始记录的具体情况如下。

（1）El Centro(NS, 1940)地震记录　为 1940 年美国 Imperial 山谷地震记录，持时 31.18s，南北方向最大加速度 312.4gal，场地土属 II~III 类，特征周期 0.45s，震级 6.7 级，震中距 11.5km，属于近震。地震记录时程曲线及拟加速度反应谱如图 2-19 所示。



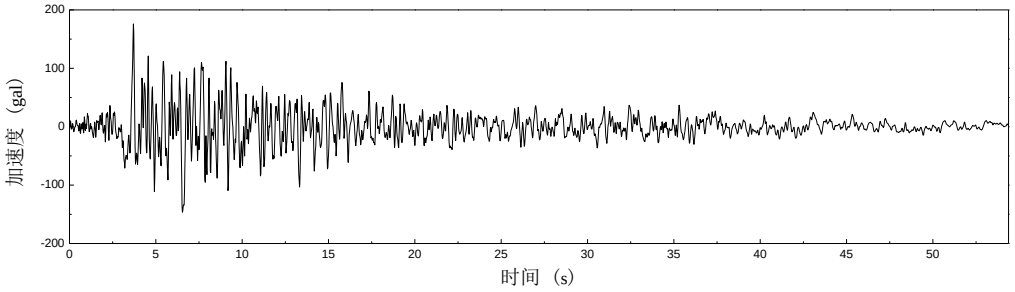
a)　El Centro(NS, 1940)地震记录时程曲线



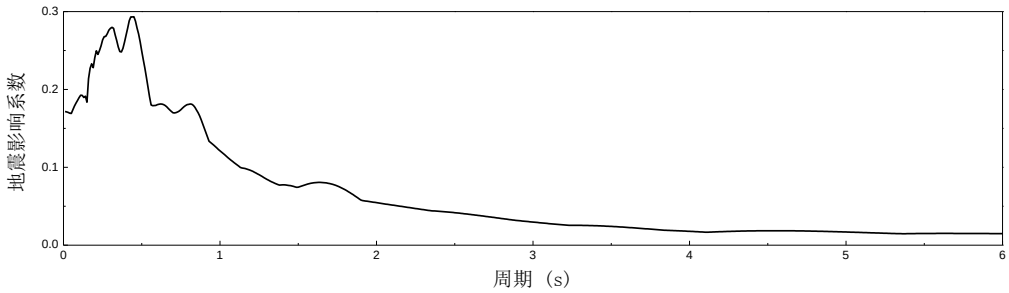
b) El Centro(NS, 1940)地震记录拟加速度反应谱曲线

图2-19 试验选用 El Centro(NS, 1940)地震记录

（2）Taft 地震记录　为 1952 年 7 月 21 日美国 California 地震记录，持时 54.38s，南北方向最大加速度 152.7gal，场地土属 II~III 类，特征周期 0.47s，震级 6.7 级，震中距 11.5km，属于近震。地震记录时程曲线及拟加速度反应谱如图 2-20 所示。



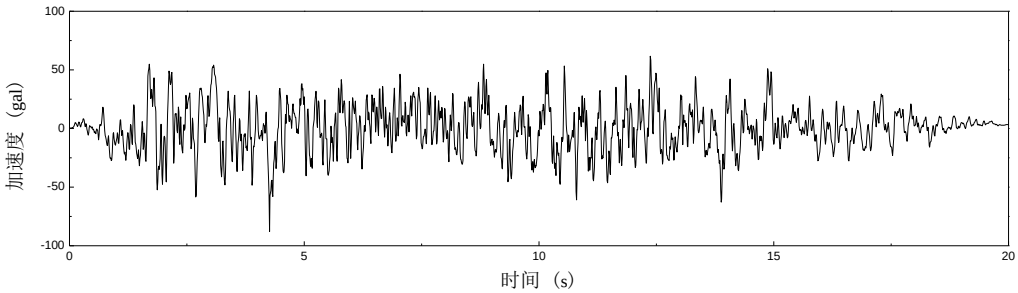
a) Taft 地震记录南北向时程曲线



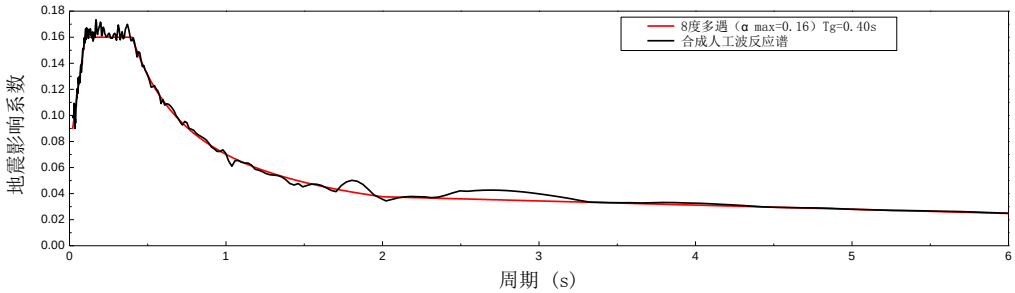
b) Taft 地震记录拟加速度反应谱曲线

图2-20 试验选用 Taft 地震记录

（3）人工地震记录　利用不同加速度水平下 II 类场地(Tg=0.40s)的反应谱，通过三角级数法得到满足要求的地震时程，重新采样放大而成。地震记录时程曲线及拟加速度反应谱如图 2-21 所示。



a) 人工地震记录南北向时程曲线



b) 人工地震记录拟加速度反应谱曲线

图2-21 试验选用人工地震记录

本次振动台试验需要对比测试加层隔震结构模型和加层非隔震结构模型的抗震性能。为避免模型过度损伤，影响测试结果的正确性，试验时依次对两种模型施加 8 度多遇、基本烈度和罕遇的地震工况，水平峰值加速度分别为 130.2gal、372gal、744gal。在完成同一震级水平的工况后更改隔震层的刚度，实现隔震与非隔震模型的转换。在不同水准地震工况输入前后，对模型输入白噪声激励，测量结构的自振频率、振型以及阻尼比等动力特征参数。试验的最后施加加速度峰值为 900gal 的长持时卧龙地震波，检验结构在试验条件所允许的最大水平地震动作用下是否会发生倒塌破坏。试验的具体工况如表 2-5 所示。

表2-5 振动台试验加载工况

模型状态	工况	编号	激振水平	地震波	加速度峰值设计值（gal）
隔震模型	C1	W	8 度多遇地震	第一次白噪声	50
	C2	ISF8-E		El Centro	130.2
	C3	ISF8-T		Taft	130.2
	C4	ISF8-S		人工波	130.2
	C5	W		第二次白噪声	50
	C6	W		第三次白噪声	50
非隔震模型	C7	NISF8-E	8 度多遇地震	El Centro	130.2
	C8	NISF8-T		Taft	130.2
	C9	NISF8-S		人工波	130.2
	C10	W		第四次白噪声	50
	C11	NISB8-E	8 度基本地震	El Centro	372
	C12	NISB8-T		Taft	372
	C13	NISB8-S		人工波	372
	C14	W		第五次白噪声	50
	C15	W		第六次白噪声	50
隔震模型	C16	ISS8-E	8 度基本地震	El Centro	372
	C17	ISS8-T		Taft	372
	C18	ISS8-S		人工波	372
	C19	W		第七次白噪声	50
	C20	ISB8-E	8 度罕遇地震	El Centro	744
	C21	ISB8-T		Taft	744
	C22	ISB8-S		人工波	744
	C23	W		第八次白噪声	50
	C24	W		第九次白噪声	50
非隔震模型	C25	NISS8-E	8 度罕遇地震	El Centro	744
	C26	NISS8-T		Taft	744
	C27	NISS8-S		人工波	744
	C28	W		第十次白噪声	50
隔震模型	C29	IS-WL	长持时强震	卧龙波	900
非隔震模型	C30	NIS-WL	长持时强震	卧龙波	900

2.8 试验装置与测点布置

2.8.1 试验设备与装置

试验在中国地震局工程力学研究所地震工程与工程振动开发实验室进行。该所于 1997 年建成三向地震模拟振动台，内部机械和液压系统均由国内制造，控制系统由工力所自行研制。数据采集系统同时集合了国内数家厂商的动态测试设备。振动台频率范围 0.5-50Hz，台面尺寸 5m×5m，最大承载能力 25t，水平位移限值 80mm，可施加水平地震加速度峰值 1.0g。

2.8.2 试验测点布置

本次试验主要测量模型在地震作用下各层的加速度与位移响应。传感器及数据采集系统均由中国地震局工程力学研究所提供，加速度传感器使用 RLJ-1 型差容式力平衡加速度计，位移传感器使用 SW 系列拉线相对式位移传感器。在实验条件允许的情况下，尽可能监测每一层的地震响应；混凝土应变片主要布置在结构底部，用以监测结构底部混凝土受拉损伤情况；钢筋应变片在结构施工阶段埋入结构之中，主要布置在结构第九层的内外结构拉结筋上，用以监测内外墙体的连接情况。传感器的具体布置情况如下所示。

（1）加速度传感器布置　本模型一共有 16 层（另有隔震层），在东面墙体底座和除一层外每层的激振方向各布置加速度传感器一个，并在第 0、14、隔震层、16 层角部垂直振动方向各布置一个加速度传感器以检验结构的扭转效应。总共布置 21 个加速度传感器，布置示意图如图 2-22 所示。

（2）位移传感器布置　位移传感器布置在放置加速度传感器的背面墙体，分别在模型结构的底座和第 2、3、6、8、10、13、14、隔震层、15、16 层布置一个拉线位移传感器。共布置 11 个位移传感器，布置示意图如图 2-23 所示。

（3）混凝土应变片的布置　混凝土应变片布置于模型东西两侧的横墙加固墙板的竖向平面内，从每侧四个 T 字形加固墙板中选出两个，自墙板底部沿竖向各布设了 5 个纸基电阻应变片，其中一层布置 3 个，二层布置 2 个，总数一共为 20 个，用于检测加固部分在各种工况下的混凝土应变的变化，布置示意图如图 2-24 所示。

（4）钢筋应变片的布置　由于施工进度影响，只选择第九层的加固混凝土墙板对拉钢筋布置钢筋应变片，用于检测对拉钢筋在各种工况下的应变水平，以便分析加固结构与主体结构连接界面在地震作用下的受力情况。在东西两侧每片新旧横墙连接处各布置了一个电阻应变片，共计 8 个电阻应变片，布置示意图如图 2-25 所示。

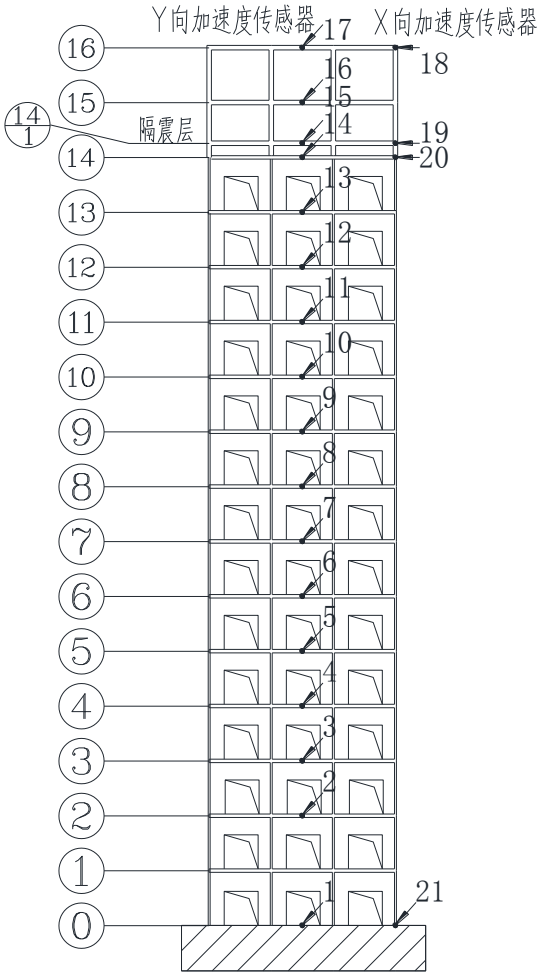


图2-22 加速度传感器布置示意图

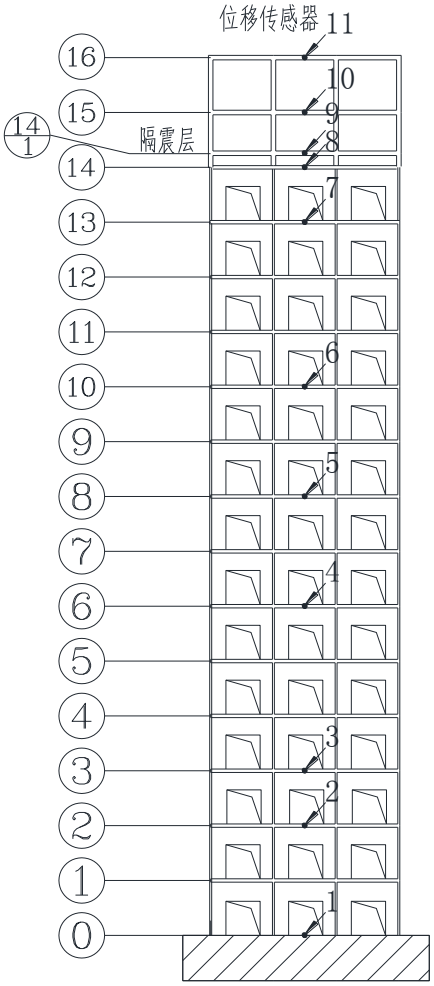
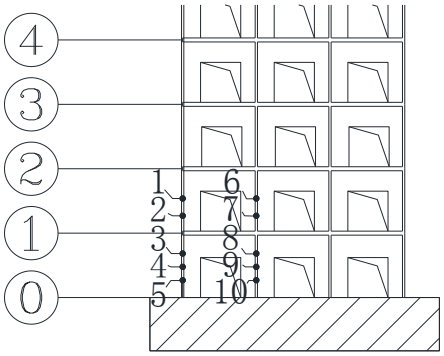
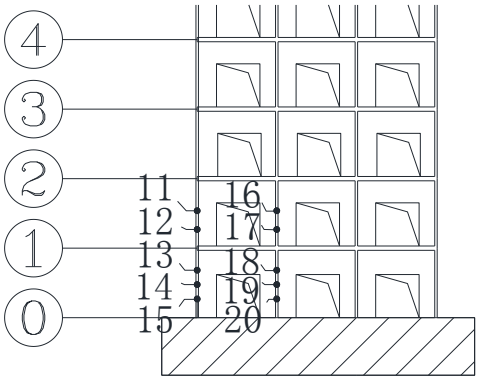


图2-23 位移传感器布置示意图

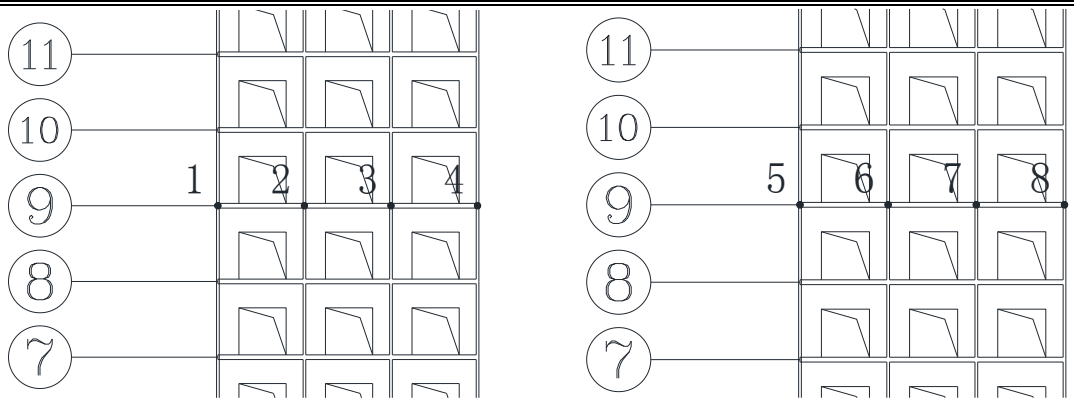


a) 东面墙体



b) 西面墙体

图2-24 混凝土应变片布置示意图



a) 东面墙体　　b) 西面墙体

图2-25 钢筋应变片布置示意图

2.9 试验现象描述

试验过程中，通过摄像机记录结构在所有工况中的地震响应，在同一震级地震动进行之后，进行裂缝描绘及拍照记录。为了更好地观察结构出现较明显破坏后局部的裂纹开展情况，从 8 度罕遇烈度地震工况开始放大拍摄记录结构局部地震响应。

（1）第一组工况（C1-C5） 加层隔震模型结构在 8 度多遇地震（峰值加速度 130.2gal）输入下，下部剪力墙结构与上部钢框架结构响应都很小，各工况试验完成后模型表面未发现可见裂纹，结构整体完好。

（2）第二组工况（C6~C10） 加层非隔震模型结构在 8 度多遇地震（峰值加速度 130.2gal）输入下，整体结构响应同样很小，基本与隔震模型相同，各工况试验完成后下部结构模型表面未发现可见裂纹，结构整体完好。

（3）第三组工况（C11~C14） 加层非隔震模型结构在加速度峰值为 372gal 的地震输入下，模型振动幅度增大，上部钢结构相应与下部剪力墙结构基本同步。各工况试验完成后结构模型 1~7 层表面出现一些可见裂纹，窗体出现沿对角线开展的裂纹，加固结构墙板外缘处也出现少量裂纹。

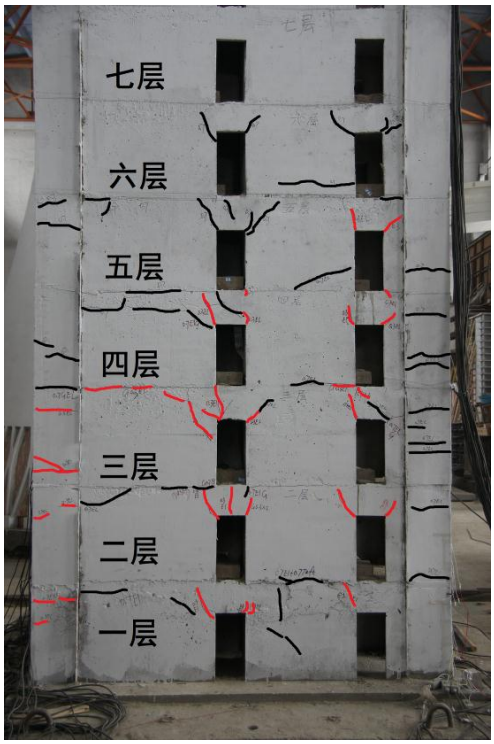
（4）第四组工况（C15~C19） 加层隔震模型结构在加速度峰值为 372gal 的地震输入下，模型振动幅度增大，隔震层可观察到一定层间位移。各工况试验完成后结构模型 1~7 层表面出现一些可见裂纹，窗体出现沿对角线开展的裂纹，加固结构墙板外缘处也出现少量裂纹。

（5）第五组工况（C20~C23） 加层隔震模型结构在 8 度罕遇地震（峰值加速度 744gal）输入下，整体结构振动幅度很大，上部钢框架结构出现一定的鞭梢效应，隔震层层间位移较大。工况试验完成后观察发现原先裂纹均有所开展，内部剪力墙结构层间出现长裂纹，裂纹主要集中在 1~7 层，从 5 层开始，层数越高，裂纹越少。

（6）第六组工况（C24~C28） 加层非隔震模型结构在 8 度罕遇 744gal 横向输入下，整体结构振动幅度很大，上部钢框架的鞭梢效应较隔震模型为小。工况试验完成后观察发现原先裂纹均有所开展，内部剪力墙结构层间出现长裂纹，裂纹主要集中在 1~7 层，从 5 层开始，层数越高，裂纹越少。

（7）第七组工况（C29-C30） 加层模型结构在 900gal 卧龙地震波输入下，模型结构振动剧烈，结构加固墙体底部部分边缘在震动过程中翘起，与底座失去连接。原有裂缝继续开展，通过观察细部录像发现，加固墙体与底座连接处出现明显贯穿裂纹。

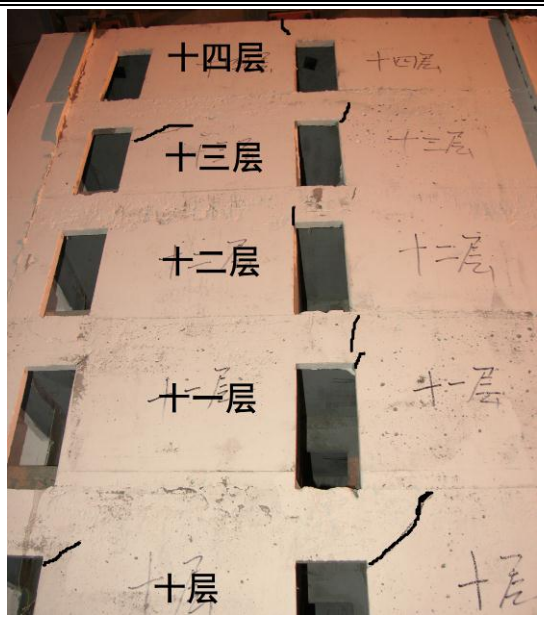
具体裂纹开展情况见图 2-26 所示。为使裂纹能在结构整体图中清晰显示，根据实际裂纹出现情况在照片中重新描绘。为便于区分，基本烈度地震后的结构裂纹使用灰线，罕遇烈度后的结构裂纹使用黑线。



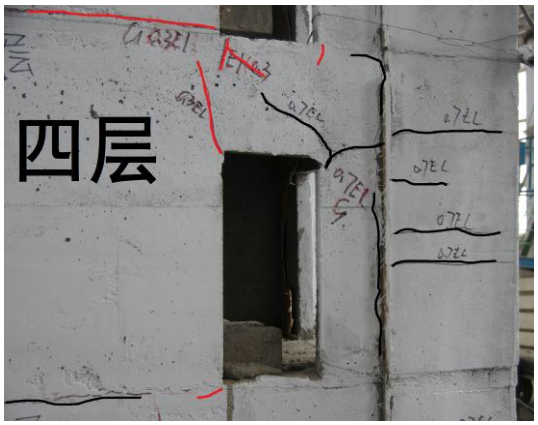
a) 开洞规则南面横墙

b)开洞不规则北面横墙

c) 加固墙体裂纹开展情况



d) 顶部楼层裂纹开展情况



e) 加固墙体连接处裂纹开展情况

f) 模型底座连接裂纹

图2-26 模型裂纹开展情况

2.10 本章小结

本章介绍了振动台试验缩尺模型的设计与施工过程，根据优化的 TMD 理论设计了层间隔震所用的隔震支座，针对隔震与非隔震模型设计了相应的地震工况，并描述了模型振动台试验现象，得出以下结论：

（1）结构模型经受加速度峰值 900gal 的地震动作用后，未出现倒塌破坏或结构局部失效，仍然保持了较好的整体性，证明原型结构加固加层后能够承受 8 度罕遇以上的强震作用；加固墙体与主结构连接处未发生脱离破坏，仍具有相当好的连接强度；模型钢框架部分在震后保持完好，未发现连接破坏。

（2）试验过程中，隔震、非隔震剪力墙结构响应相近，仅凭观察现象难以区分，需要根据数据结果进行进一步分析。隔震结构隔震层可观察到层间位移，说

明隔震支座发挥作用，上部钢框架位移响应较大，需进行层间位移角验算。

（3）模型裂纹主要出现在结构的一至七层，十层以上基本无肉眼可见裂纹，开洞规则的南面墙体裂纹要少于开洞不规则的北面墙体，裂纹主要形式有：沿窗体对角线向外开展的八字形裂纹、相邻洞口间水平裂纹、层间贯穿横向裂纹、加固墙体水平裂纹、加固墙体连接处裂纹、结构底座连接裂纹等。

第3章 振动台试验结果分析

3.1 引言

本章将对振动台试验测得的加速度、位移、应变数据进行分析，并将结合试验现象评估模型加固后的抗震性能。根据结构自振频率的变化分析其损伤情况以及隔震支座的影响。通过隔震与非隔震结构各层加速度、位移反应峰值的对比，分析层间隔震体系的效果。此外，通过加速度放大系数研究结构地震响应规律，通过名义层间位移角验算结构的变形情况。

3.2 结构动力特性分析

结构的动力特性是结构自身固有的动力性能，主要包括结构的各阶频率、模态振型和阻尼比等参数。由于结构的动力特性和地震响应都是结构物理参数（质量、刚度和阻尼）的函数，结构损伤引起的物理参数变化必然会改变结构的动力特性及地震响应。因此，可以通过从结构不同位置的测量数据中提取结构的参数信息，进行对比分析，实现对结构健康状态的评估。本次振动台实验在同一震级工况作用前后及隔震、非隔震模型转换后输入 50gal 白噪声激励，测量结构的动力特性变化。结构频率通过快速傅里叶变换获得，结构阻尼通过半功率法获得。

结构频率通过分析模型结构第十层处激振方向加速度传感器采集的数据分析确定。图 3-1 表示 C1 白噪声工况作用下的结构频谱特性曲线，f_1、f_2 分别代表结构的一阶、二阶频率，两条横虚线为半功率法中两阶频率的 $1/\sqrt{2}$ 幅值水平线。各工况地震作用下，结构一阶、二阶频率变化情况如表 3-1 所示。

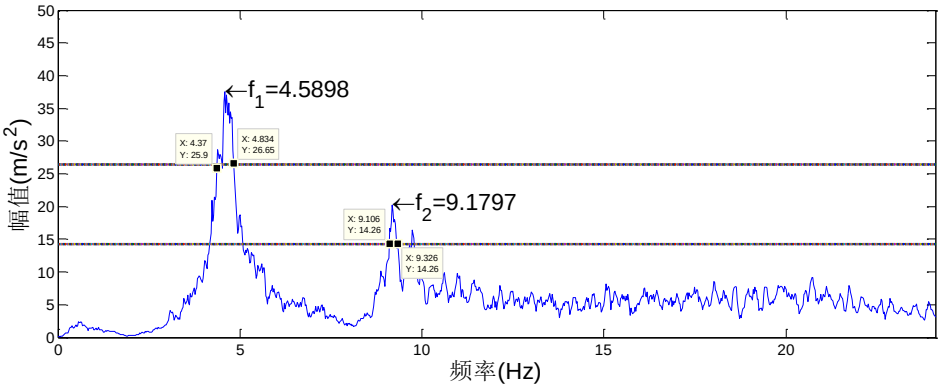


图3-1 第一次白噪声下结构频谱特性曲线

由表 3-1 可知，随着施加地震工况震级的增加，模型的频率不断下降，说明模型所受损伤程度逐渐严重。其中，结构一阶频率随损伤程度的下降更为明显。在多遇烈度地震作用下，结构损伤较小，试验过程中同样未观察到结构破坏或墙体

裂纹产生；在基本烈度地震作用下，结构频率下降较快，非隔震模型发生近 20%的频率下降，隔震模型基本烈度地震工况后，发生 8.57%的频率下降。试验过后，墙体底部数层出现细微裂纹；在罕遇烈度地震作用下，先进行试验的隔震模型发生 14.84%的频率下降，后进行试验的非隔震模型同样发生近 14%的频率下降，说明结构再次发生几乎同等程度的损伤。工况过后，结构较高楼层也出现裂纹，底部楼层裂纹继续开展加深。

表3-1 模型结构前二阶频率变化情况表

工况编号	模型状态	一阶频率	变化率		二阶频率	变化率	
			结构损伤	隔震支座影响		结构损伤	隔震支座影响
隔震模型							
C1	初始模型	4.59			9.18		
C2-C5	多遇烈度震后	4.27	-6.91%		9.18	0.00%	
非隔震模型							
C6	锁死支座	4.40		2.87%	10.62		15.69%
C7-C10	多遇烈度震后	4.27	-2.80%		10.52	-0.92%	
C11-C14	设防烈度震后	3.42	-19.99%		9.79	-6.96%	
隔震模型							
C15	启用支座	3.42		0%	8.14		-16.83%
C16-C19	设防烈度震后	3.13	-8.57%		8.13	-0.15%	
C20-C23	罕遇烈度震后	2.66	-14.84%		7.28	-10.52%	
非隔震模型							
C24	锁死支座	2.66		0%	9.63		32.38%
C25-C28	罕遇烈度震后	2.29	-13.76%		8.89	-7.73%	

另一方面，隔震支座对模型基本周期的影响较小，部分工况后的一阶周期变化幅度甚至在傅里叶变换方法的精度范围之外。但隔震支座对结构主震方向二阶周期的影响非常明显，增幅可达 20%以上。层间隔震体系的一阶周期主要由上下

层结构的质量比控制，而二阶周期对上部结构与隔震层的刚度比更为敏感[19]。考虑到本实验中隔震层设置较高，模型 TMD 的质量相对下部结构较小（仅 8.4%），因此，结构周期的变化在正常范围之内。

文献[19]指出在层间隔震设计中第二周期的控制同样重要。层间隔震结构的主控振型为以上部结构平动为主的第一振型和以隔震层、下部结构变形为主的第二振型。层间隔震体系主要考虑上部结构的隔震与下部结构的减震作用。因此，延长结构的第二周期，使其远离场地卓越周期，能够在不影响上部结构地震响应的同时，达到减小下部剪力墙结构及整体结构地震作用的效果。

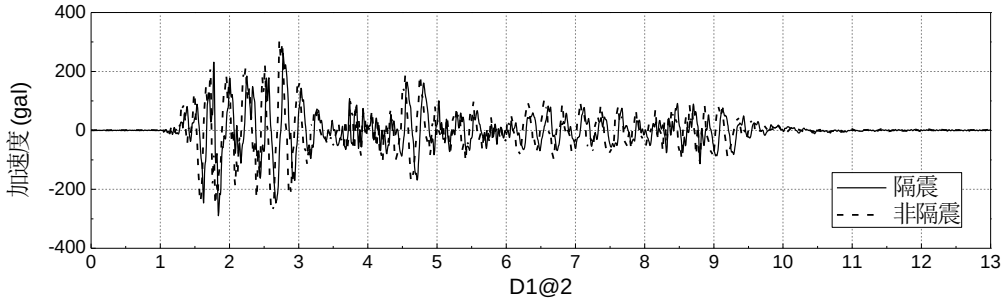
由于白噪声工况的加速度峰值较低，受试验环境噪声影响较大。且半功率法分析结构阻尼比本身误差偏大，可达 50%左右。因此，本试验中阻尼比数值不能很好地识别，许多工况存在较大的误差，无法总结出相关规律。从仅有的分析结果来看，结构初始阻尼比约在 5%左右，随着地震作用震级增加，阻尼比有增大趋势。本文中不对阻尼比变化作过多讨论。

3.3 加速度数据分析

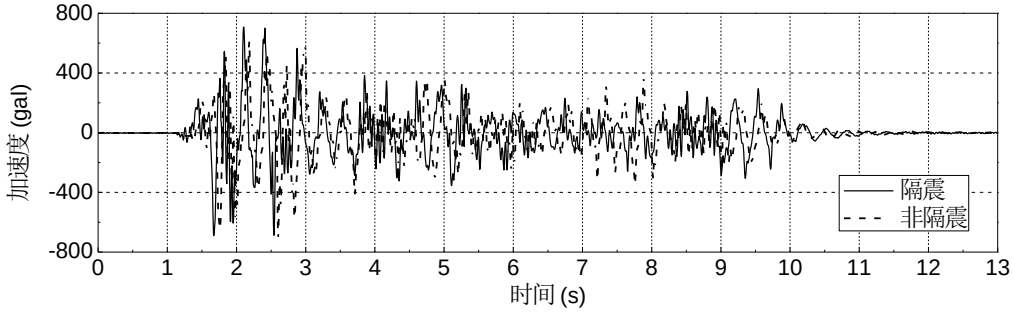
为了评价加层隔震加固方案的效率，本节主要通过对比隔震、非隔震模型剪力墙结构顶层与钢框架结构顶层的加速度响应，来评估隔震支座对结构动力响应的影响。

3.3.1 加速度时程曲线

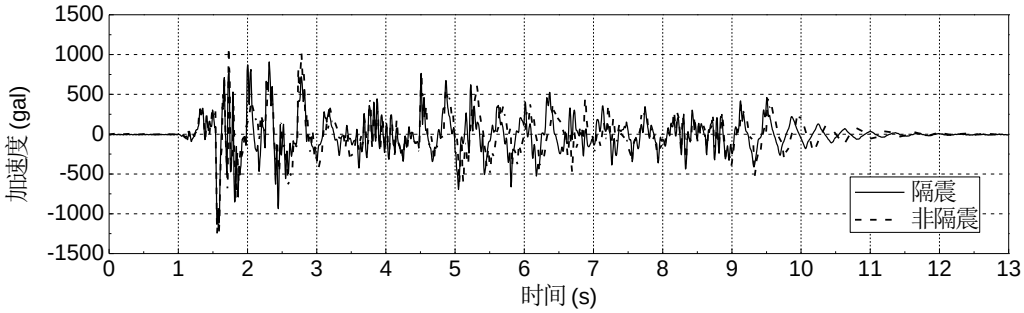
图 3-2、图 3-3 分别列出三种震级工况下，隔震、非隔震模型结构剪力墙顶层的加速度时程曲线对比图。由于钢框架上的加速度传感器布置不当，中震、大震工况下采集到的加速度响应存在明显测量问题，部分时段出现大峰值高频成分，故不在文中列出。同一工况中，各地震记录作用下结构的动力响应规律相似，限于篇幅，本文只列出各震级工况下 El Centro 地震记录激励下的加速度时程曲线。



a) 8 度多遇地震



b) 8 度基本烈度地震



c) 8 度罕遇地震

图3-2 两种模型剪力墙顶层加速度时程曲线对比图

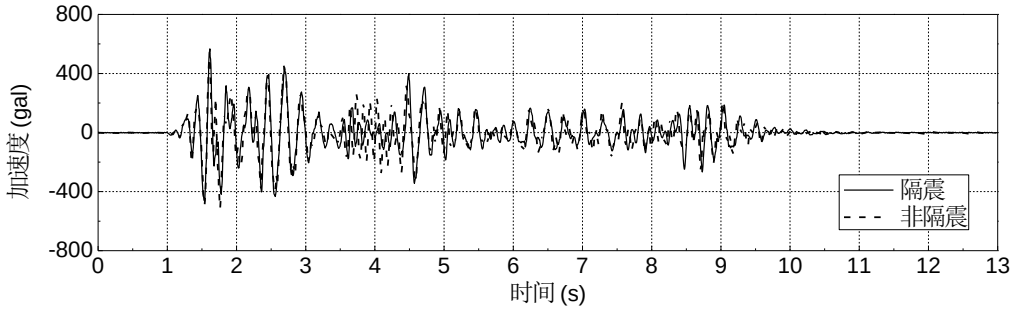


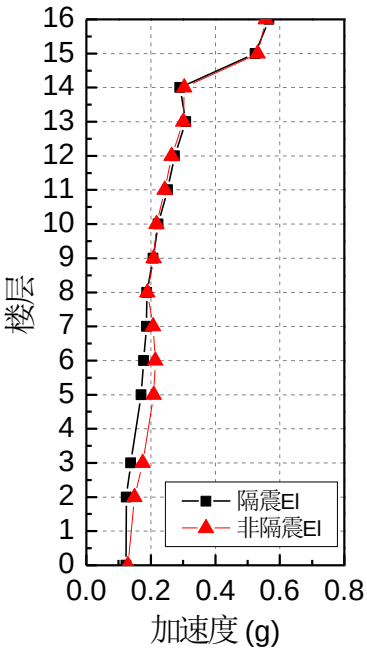
图3-3 小震工况下两种模型钢框架顶层加速度时程曲线对比图

3.3.2 加速度响应峰值

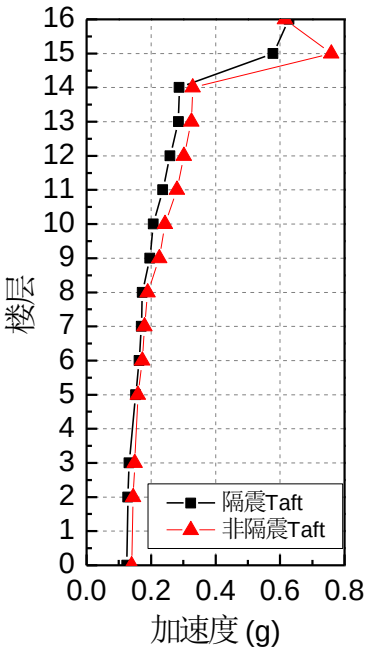
实际实验过程中，振动台试验时实际台面测得加速度峰值可能与预定工况设计值有些偏差。若经过多次调整，可以使实际加速度峰值与设计值相一致，但调整过程中的多次加载会造成模型累积损伤。因此，本次试验中，若测得台面加速度与预定加速度峰值相差在容许范围（8%）之内，则不予调整。由于篇幅限制，本文仅列出各震级工况中 El Centro 地震记录激励下各激振方向测点加速度峰值，如表 3-2 所示，其他地震波输入有相类似结果。El Centro 与 Taft 地震记录作用下的加速度峰值图如图 3-4 所示，图中个别测量值明显不符合规律，查看时程曲线后发现由传感器采集问题引起，已从图中删去。

表3-2 El Centro 地震波作用下模型各测点加速度峰值（g）

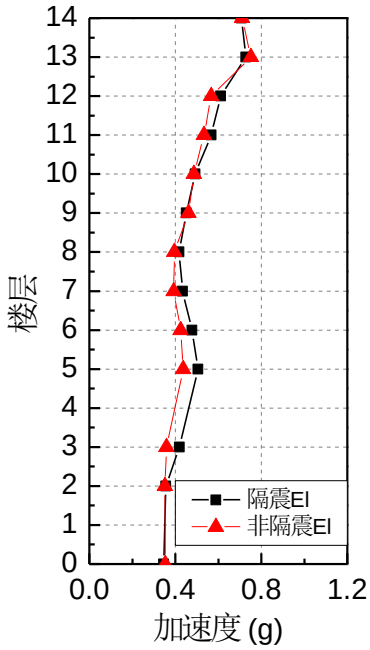
加载工况	传感器所在楼层							
	台面	2	3	5	6	7	8	9
隔震多遇	0.1229	0.1240	0.1381	0.1697	0.1778	0.1867	0.1875	0.2068
非隔震多遇	0.1285	0.1493	0.1746	0.2094	0.2143	0.2067	0.1891	0.2091
隔震基本烈度	0.3454	0.3557	0.4183	0.5050	0.4780	0.4330	0.4181	0.4518
非隔震基本烈度	0.3535	0.3513	0.3594	0.4360	0.4255	0.3934	0.3949	0.4620
隔震罕遇	0.6664	0.6642	0.7987	0.7807	0.8004	0.7440	0.5725	0.5461
非隔震罕遇	0.7063	0.8354	1.0611	1.1726	1.0349	0.7666	0.6227	0.5997
加载工况	10	11	12	13	14	15	16	
隔震多遇	0.2232	0.2523	0.2733	0.3088	0.2897	0.5236	0.5667	
非隔震多遇	0.2179	0.2432	0.2643	0.3011	0.3034	0.5315	0.5568	
隔震基本烈度	0.4927	0.5667	0.6107	0.7287	0.7080	1.7835	1.7563	
非隔震基本烈度	0.4872	0.5337	0.5672	0.7521	0.7111	1.8847	1.3787	
隔震罕遇	0.6246	0.7955	0.9127	1.1829	1.1258	2.4734	2.3646	
非隔震罕遇	0.6773	0.8824	1.0078	1.7155	1.2661	2.5205	1.5813	



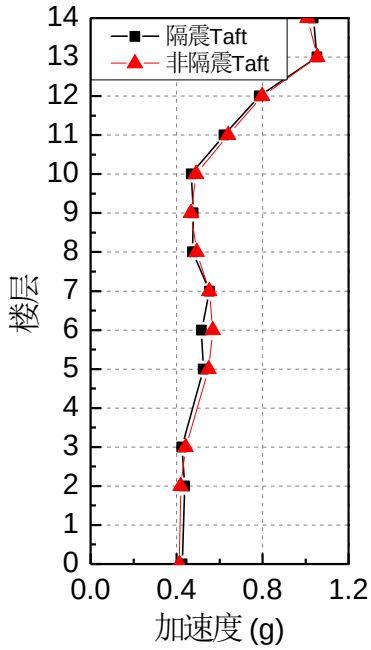
a) 多遇地震 El Centro 工况



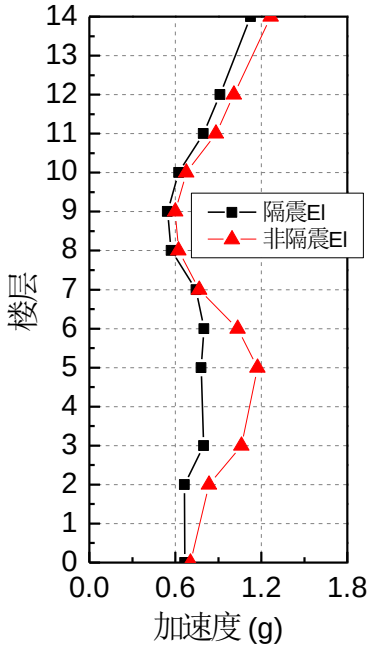
b)多遇地震 Taft 工况



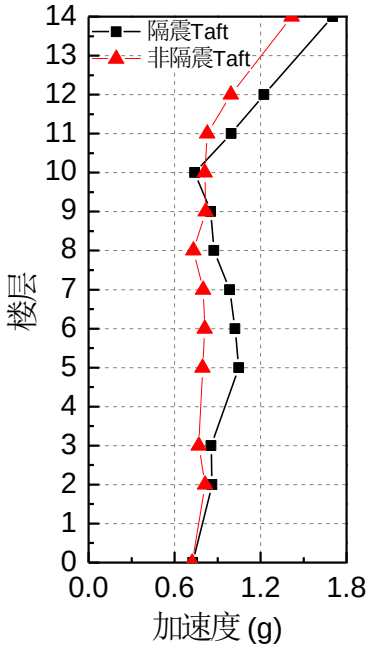
c) 基本烈度地震 El Centro 工况



d) 基本烈度地震 Taft 工况



e) 罕遇地震 El Centro 工况



f) 罕遇地震 Taft 工况

图3-4 各工况下两种模型绝对加速度包络图

3.3.3 加速度放大系数分析

将各楼层加速度峰值除以基底加速度，得到各震级 El Centro 工况下各楼层测点的加速度放大系数 β 见表 3-3 所示。

表3-3 El Centro 地震波作用下模型各测点加速度放大系数

加载工况	传感器所在楼层						
	2	3	5	6	7	8	9
隔震多遇	1.0086	1.1234	1.3803	1.4461	1.5188	1.5250	1.6826
非隔震多遇	1.1621	1.3593	1.6300	1.6680	1.6087	1.4715	1.6277
隔震基本烈度	0.9936	1.0167	1.2332	1.2036	1.1127	1.1171	1.3068
非隔震基本烈度	1.0300	1.2113	1.4623	1.3841	1.2538	1.2107	1.3083
隔震罕遇	0.9967	1.1985	1.1716	1.2010	1.1165	0.8590	0.8194
非隔震罕遇	1.1827	1.5023	1.6602	1.4652	1.0853	0.8815	0.8490
加载工况	10	11	12	13	14	15	16
隔震多遇	1.8154	2.0525	2.2232	2.5118	2.3566	4.2596	4.6103
非隔震多遇	1.6960	1.8931	2.0570	2.3432	2.3610	4.1366	4.3337
隔震基本烈度	1.3780	1.5096	1.6044	2.1273	2.0114	5.3311	3.8998
非隔震基本烈度	1.4265	1.6410	1.7683	2.1101	2.0500	5.1644	5.0855
隔震罕遇	0.9373	1.1937	1.3695	1.7751	1.6893	3.7115	3.5483
非隔震罕遇	0.9589	1.2493	1.4268	2.4287	1.7925	3.5684	2.2388

图 3-5 给出隔震、非隔震模型各震级 El Centro 工况下个别楼层测点的加速度放大系数关系曲线。

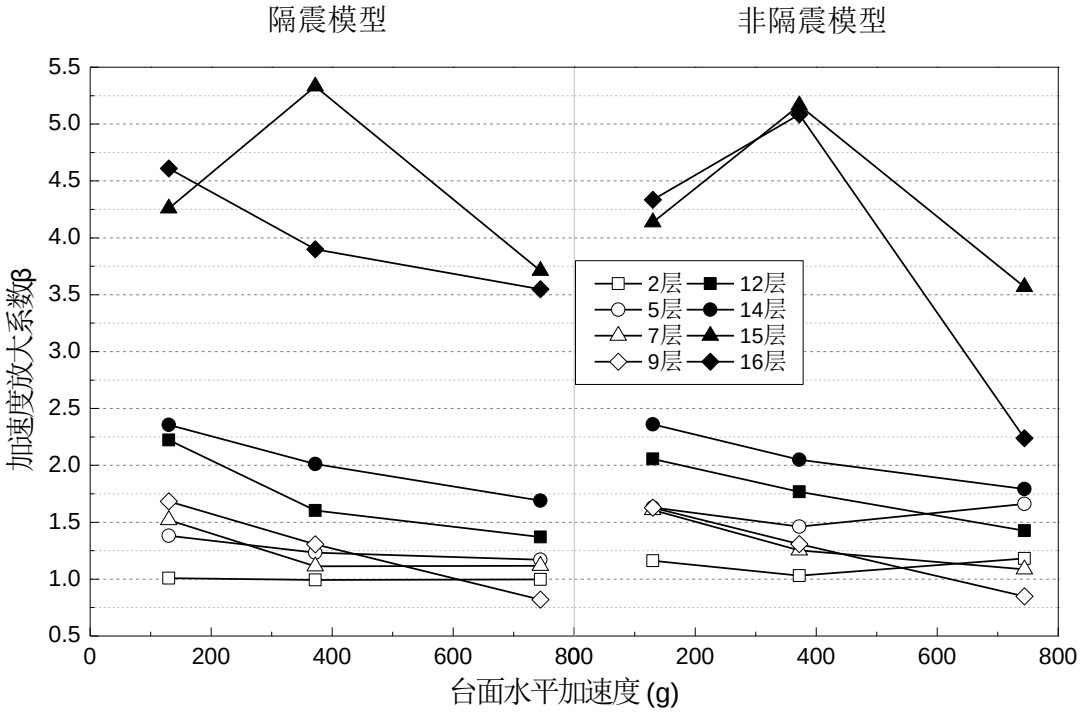


图3-5 El Centro 工况下两种模型加速度放大系数关系曲线

3.3.4 加速度响应分析小结

从图 3-2 的时程曲线对比可以看出，隔震结构剪力墙顶层的加速度响应总体要小于非隔震结构。中震工况下，两种模型的加速度响应基本持平，这主要是由于工况方案中，非隔震结构中震工况设计在前，震后结构已受到一定程度损伤所致。图 3-3 中，小震工况下，隔震结构钢框架顶层加速度响应与非隔震结构加速度响应峰值相差不大，但在震动的两个峰值之间，可以明显观察到隔震模型的加速度响应衰减的更快，说明隔震支座起到了耗能的作用。

从图 3-4 中各层测点的加速度峰值对比来看，小震工况下，隔震结构的加速度峰值水平略小于非隔震结构模型，钢框架部分由于刚度突变，加速度有被放大趋势。中震工况下，两种模型加速度峰值水平基本持平，原因同上，不再赘述。大震工况 El Centro 地震波作用下，可以观察到隔震模型的加速度响应明显减小。而 Taft 地震波作用下出现了相反的现象，结合试验现象判断，可能是由于非隔震模型 El Centro 地震波作用后，模型结构受到了较大的结构损伤，结构底部与底部层间均出现贯穿裂纹，影响了地震力向上传递。因此下一工况 Taft 地震波作用时，非隔震模型的地震加速度响应突然变小。这一推论在结构频率识别中也可以得到佐证，非隔震模型大震工况作用后，结构的一阶频率下降了 13%，说明结构损伤程度进一步加深。

通过观察图 3-5 中加速度放大系数关系曲线可以看出，竖向来看，加速度放大系数随着楼层的增加而增大，顶部钢框架结构由于刚度突变，有较明显的鞭梢效应，加速度放大系数较大；横向来看，底部楼层随着震级的增加，加速度放大系数变化不大，而顶部 7、9、12、14 层的加速度放大系数逐渐降低，说明结构在基本烈度工况后已经进入非线性状态，抗侧刚度下降；对比隔震、非隔震模型的加速度放大曲线，可以看出隔震模型剪力墙部分的加速度放大系数总体要小于非隔震结构，但由于隔震层刚度突变更为明显，钢框架部分的加速度略有放大。

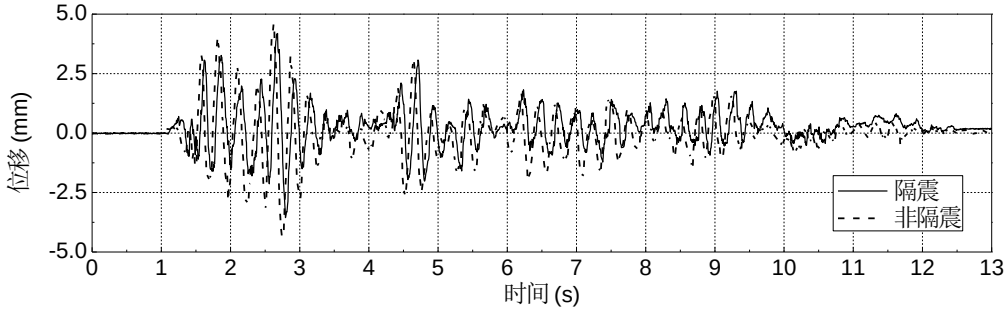
3.4 位移数据分析

相对于加速度响应，位移响应能更直观地反映结构的动力特性，且与结构层间剪力关系密切，能直接反映结构的抗震性能。本节中所分析的位移数据均为对台面的相对位移。由于试验过程中测量噪声的影响，结构底部数层的位移数据存在较多高频成分，因此提取各层位移峰值之前先对数据进行 20Hz 的低通滤波处理。

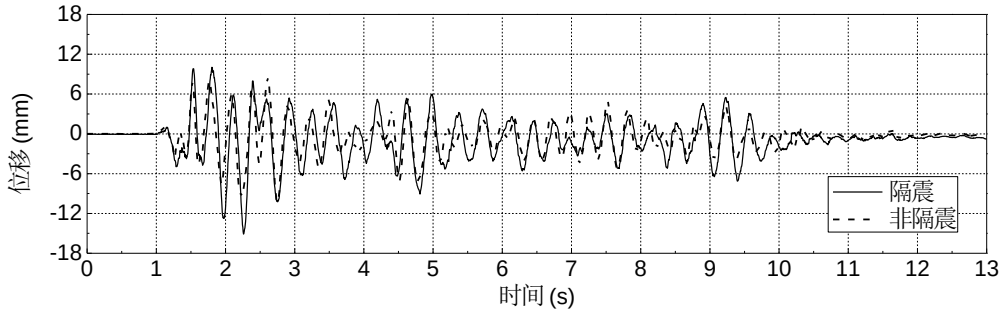
3.4.1 位移时程曲线

图 3-6 列出三种震级工况下，隔震、非隔震模型结构剪力墙顶层的时程曲线对比图。钢框架上的位移传感器布置不当，仅列出小震工况下的位移时程曲线，如图 3-7 所示。同一工况中，各地震记录作用下结构的动力响应规律相似。限于篇幅，

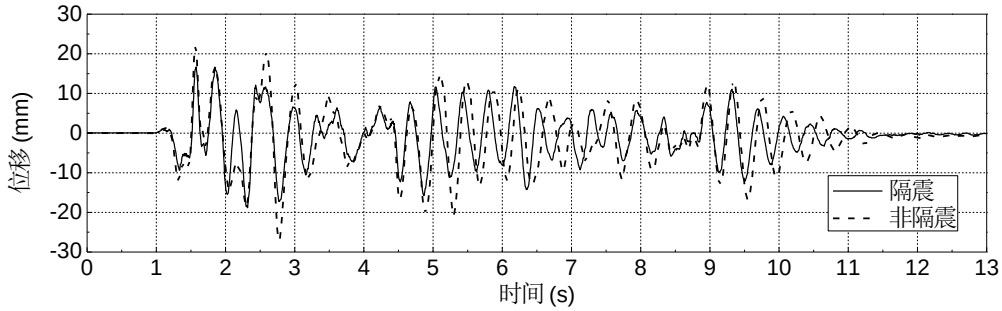
本文只列出各震级工况下 El Centro 地震记录的加速度时程曲线。



a) 8 度多遇地震



b) 8 度基本地震



c) 8 度罕遇地震

图3-6 两种模型剪力墙顶层加速度时程曲线对比图

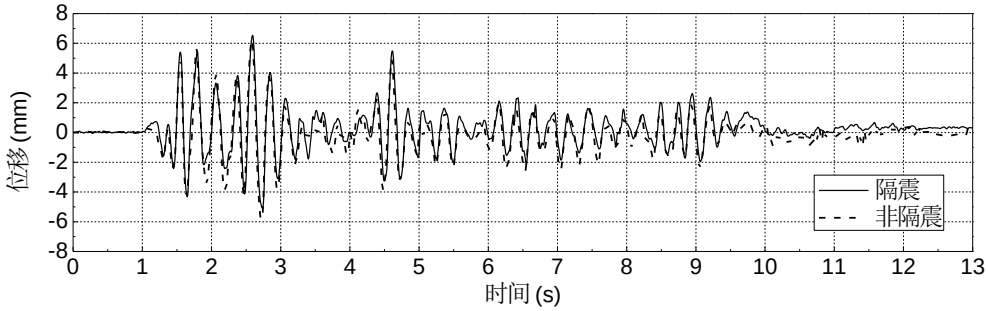


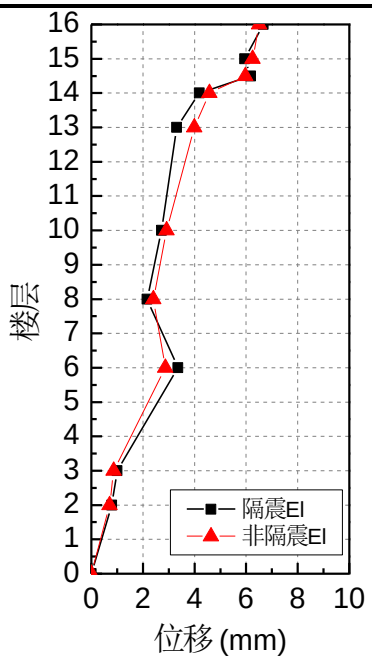
图3-7 小震工况下两种模型钢框架顶层加速度时程曲线对比图

3.4.2 位移响应峰值

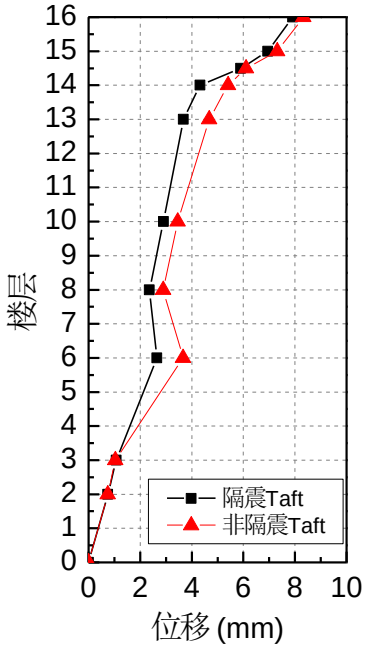
由于篇幅限制，本文仅列出各震级工况中 El Centro 地震记录作用下各激振方向测点位移峰值，如表 3-4 所示。El Centro 与 Taft 地震记录作用下的位移峰值图如图 3-8 所示，图中个别测量值明显不符合规律，经查看时程曲线，发现是由传感器采集问题引起，已从图中删去。

表3-4 El Centro 地震波作用下模型各测点位移峰值（mm）

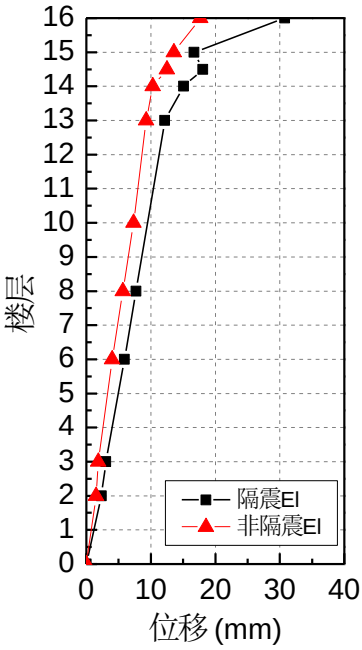
加载工况	传感器所在楼层				
	2	3	6	8	10
隔震多遇	0.7935	1.0041	3.3528	2.1588	2.7209
非隔震多遇	0.7111	0.8728	2.8719	2.4000	2.9146
隔震基本烈度	2.3255	3.0152	5.8901	7.7242	--
非隔震基本烈度	1.5381	1.8738	4.0071	5.6459	7.3061
隔震罕遇	2.5330	3.3326	7.0620	9.8727	12.5706
非隔震罕遇	3.4974	4.9348	10.7822	14.9998	18.8299
加载工况	13	14	隔震层	15	16
隔震多遇	3.3085	4.1871	6.1831	5.9511	6.6652
非隔震多遇	3.9904	4.5778	5.9664	6.2563	6.5096
隔震基本烈度	12.1525	15.1097	18.0731	16.7211	30.7657
非隔震基本烈度	9.2685	10.3122	12.4821	13.5655	17.6641
隔震罕遇	16.0039	18.8177	23.3100	--	--
非隔震罕遇	23.4657	27.0913	29.1604	--	--



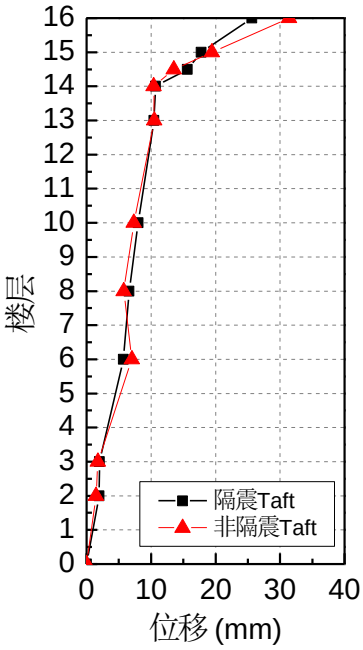
a) 多遇地震 El Centro 工况



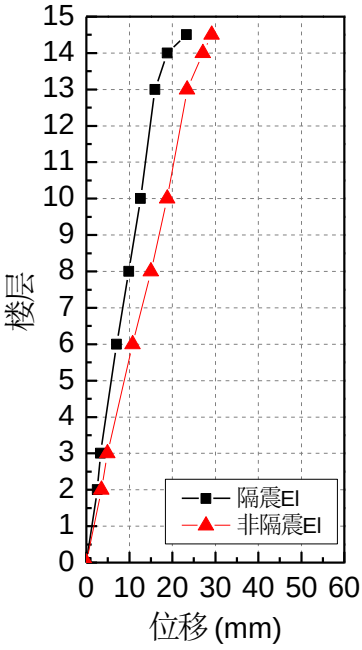
b) 多遇地震 Taft 工况



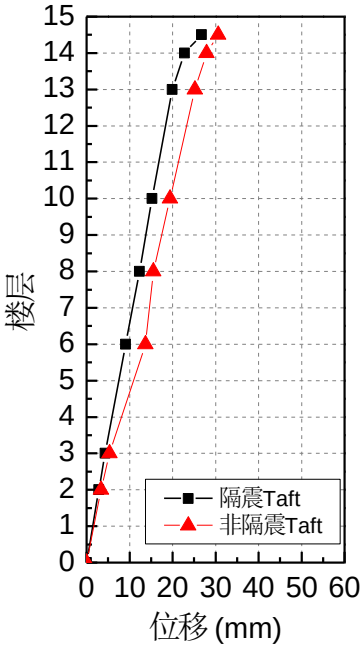
c) 基本烈度地震 El Centro 工况



d) 基本烈度地震 Taft 工况



e) 罕遇地震 El Centro 工况



f) 罕遇地震 Taft 工况

图3-8 各工况下两种模型相对位移包络图

从图 3-6、图 3-7 的时程曲线对比可以看出，隔震结构剪力墙顶层以及钢框架顶层的位移响应总体要小于非隔震结构，且由于隔震支座阻尼的影响衰减的更快。中震工况下，两种模型的位移响应基本持平，原因如加速度响应分析中所述。

从图 3-8 中各层测点的位移峰值对比来看，小震与中震工况下，隔震结构的加速度峰值水平与非隔震结构模型基本相同，钢框架部分由于鞭梢效应的影响，位移响应较大。大震工况下，可以观察到隔震模型的位移响应明显减小，说明隔震支座在罕遇地震工况下能够较好地发挥作用，结构位移响应得到控制。总体来看，增层隔震方法对结构位移的控制效果要比加速度控制效果更为明显。

3.4.3 名义层间位移角分析

我国高层建筑规范中将结构的层间位移角作为结构变形限制的重要控制指标，是钢筋混凝土高层结构设计中的一个重要参数。通过限制层间位移角，能够保证结构构件基本处于弹性受力状态并保证非结构构件不出现明显损坏。《高层建筑混凝土结构技术规程》针对不同的结构类型，给出了不同的层间位移角限值。

本文振动台试验模型结构形式为剪力墙结构，剪力墙结构的楼层侧移主要由结构整体弯曲变形引起，与某一层结构构件的受力和变形并没有直接关联。而与本层结构构件变形直接相关的是本层结构的剪切与转动位移，可称之为有害位移。而通过计算结构在水平地震作用下的总层间位移，将同时包括结构的有害位移和结构整体弯曲变形产生的转动位移，可称作名义层间位移[37]。将本次试验各工况中测到的剪力墙顶层与钢框架顶层名义层间位移数据列于表 3-5。

表3-5 各地震工况作用下模型名义层间位移角

加载工况	地震记录	剪力墙顶层	钢框架顶层
隔震多遇	El Centro	1/266	1/412
	Taft	1/457	1/366
非隔震多遇	El Centro	1/377	1/501
	Taft	1/597	1/450
隔震基本烈度	El Centro	1/211	--
	Taft	1/287	--
非隔震基本烈度	El Centro	1/167	--
	Taft	1/292	--
隔震罕遇	El Centro	1/148	--
	Taft	1/166	--
非隔震罕遇	El Centro	1/124	--
	Taft	1/162	--

由表可见，剪力墙结构的层间位移角明显偏大，多遇工况下已超过规范规定

的 1/1000 的限值。钢框架的层间位移角则满足规范 1/300 的限值。根据文献[38]所述，风荷载作用下，高层剪力墙结构的有害层间位移角仅占测得的名义层间位移角的 1%左右。且根据剪力墙结构变形特点，结构上部楼层的名义层间位移角普遍要大于下部楼层，意味着上部楼层的结构破坏要更为严重。这与 2.9 节中观察到的结构底层剪力墙破坏更为严重、上部楼层剪力墙基本完好的现象恰好相反。因此，通过名义层间位移来限制剪力墙结构的做法过分保守，误差较大，容易得出不符合实际现象的结论，并不适用于剪力墙结构等弯曲型结构。通过控制有害层间位移角来控制剪力墙结构在水平荷载下的变形更为合理，与结构构件实际受力和变形情况更加吻合。本试验限于测点数量，无法计算出结构的有害层间位移角，在第五章中通过有限元软件再进行分析。

根据《建筑抗震设计规范》规定，隔震支座需要进行罕遇地震下水平位移的验算。将隔震模型罕遇工况下隔震层测得的水平位移减去剪力墙顶层测得的水平位移，即得隔震支座在罕遇地震下的水平位移，平均值约为 3.79mm，远小于该支座有效直径的 0.55 倍和支座各橡胶层总厚度 3.0 倍二者的较小值（约为 49.5mm），满足规范要求。

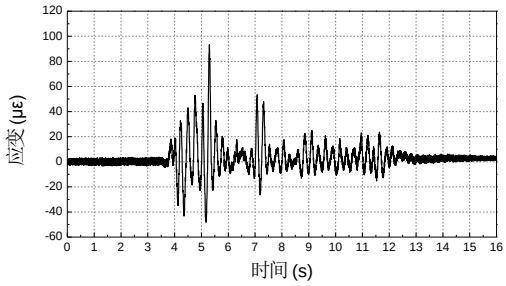
3.5 应变数据分析

3.5.1 混凝土应变数据分析

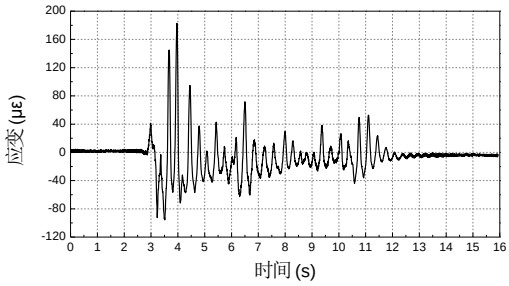
试验过程中，混凝土应变片主要监测结构底部混凝土的变形及裂纹开展情况。经整理后，将各震级工况下混凝土应变片的最大应变及所在位置列在表 3-6 中。由于混凝土应变片位置相近，在地震作用下时程规律相近，因此本文仅列出隔震模型东立面左横墙底部 1-4 测点处混凝土的应变时程应变曲线，如图 3-9 所示。

表3-6 各工况下两种模型最大混凝土应变（$\mu\varepsilon$）

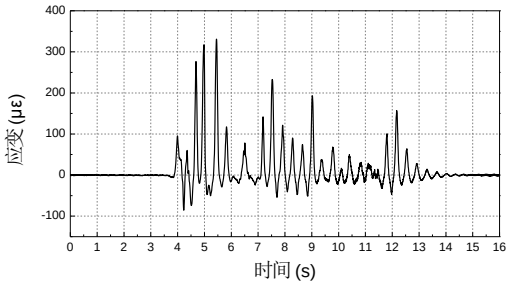
施加工况	模型	最大应变	最大应变出现位置
8 度多遇地震	隔震模型	90.4	东立面左墙 1-4 测点
	非隔震模型	105.57	东立面左墙 1-4 测点
8 度基本烈度地震	隔震模型	186.48	东立面左墙 2-3 测点
	非隔震模型	224.50	东立面左墙 1-5 测点
8 度罕遇地震	隔震模型	320.85	东立面左墙 1-4 测点
	非隔震模型	418.85	东立面左墙 1-5 测点



a) 8 度多遇地震工况



b) 8 度基本烈度地震工况



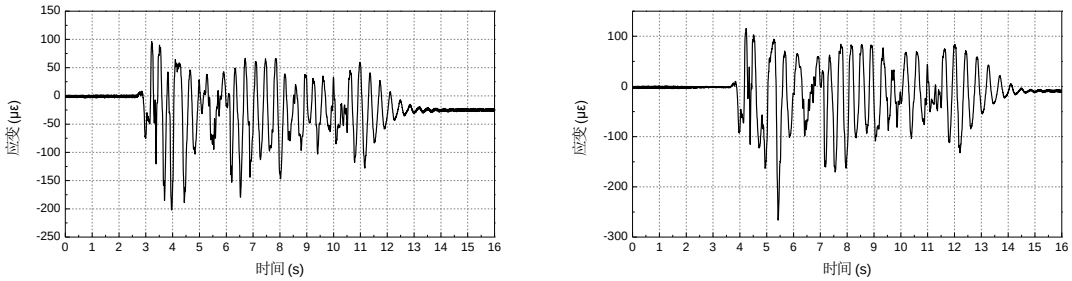
c) 8 度罕遇地震工况

图3-9 隔震模型东立面左横墙 1-4 测点应变时程曲线

由表 3-6 可见，随着输入地震动水平增加，模型底部混凝土应变值不断增加。同一震级作用下，隔震模型最大应变值均小于非隔震模型。由图 3-9 所示，混凝土应变以受拉为主。在 8 度多遇地震下，隔震模型与非隔震模型最大应变均未超过混凝土开裂应变 200 $\mu\varepsilon$ 。混凝土未开裂，与实验过程中观察到的情况一致。在 8 度基本烈度地震下，隔震模型与非隔震模型最大应变超过混凝土开裂应变，试验后观察到结构模型 1-7 层表面出现一些可见裂纹，窗体出现沿对角线开展的裂纹，加固结构墙板外缘处也出现少量裂纹。在 8 度罕遇地震下，隔震模型与非隔震模型应变值继续增大，试验完成后观察发现原先裂纹均有所开展，内部剪力墙结构层间出现长裂纹。裂纹主要集中在 1-7 层，从 5 层开始，层数越高，裂纹越少。

3.5.2 钢丝应变数据分析

钢丝应变片主要布置在结构第九层加固墙体与内墙体的连接筋上，用以监测界面的连接受力情况。结果发现，钢丝最大应变随着震级增加而增加，但均远小于钢丝的屈服应变，证明外套加固体系在地震作用过程中能够较好地保证与原结构的连接，起到保护原结构的作用。由于各地震记录激励下的应变规律相似，本文仅列出罕遇烈度地震 El Centro 工况下，隔震、非隔震模型的新旧墙体连接钢丝应变时程曲线，见图 3-10 所示。



a) 隔震模型　　b) 非隔震模型

图3-10 新旧墙体连接钢丝应变时程曲线

3.6 本章小结

本章对振动台试验结构动力特性和结构地震响应进行了分析，重点通过对比隔震、非隔震模型的试验结果评估层间隔震方案的效果及结构整体抗震性能。主要结论如下：

（1）从层间隔震的效果来看，由于顶部钢框架质量较小，隔震层刚度变化只对结构第二阶周期影响较为明显。隔震模型剪力墙结构的加速度峰值反应、加速度放大系数、位移峰值反应、底部混凝土应变峰值反应、加固墙体连接筋应变峰值反应要优于非隔震模型。但由于隔震层刚度突变更为明显，钢框架的鞭梢效应略有放大，但均满足规范限值。

（2）从整体结构抗震性能来看，随着施加工况震级的增加，结构的损伤程度不断上升。基本烈度地震工况后，结构刚度退化明显，阻尼增大，部分楼层加速度放大系数降低，结构已进入非线性阶段。结构主要损伤发生在底部数层，上部楼层基本保持完好。外套加固墙体与原结构的连接牢固，保证了结构的抗侧刚度，界面拉结筋的应力水平随地震作用强度的增大而上升，但均远小于钢丝的屈服应变。

第4章 模型振动台试验数值仿真

4.1 引言

振动台试验方法作为研究结构抗震性能的一个重要手段，能够直观地体现结构在地震荷载实时作用下的性能。但由于试验水平、试验条件的限制以及试验过程中误差的存在，结构的一些地震响应，如结构底部剪力，结构整体应力、应变信息，结构任意点的加速度、位移响应等，无法通过振动台试验正确地反映。有限元分析方法受硬件水平的约束较小，能够进行重复多次分析，提供大量结构信息，是经济高效的研究手段。因此，在国内外的振动台试验研究中，通常运用有限元分析方法作为研究结构动力性能的辅助校核手段，并对试验中无法考察的方面进行更为细致深入的探究。

本章利用 ABAQUS 商业有限元软件对振动台试验进行精细化建模分析，通过模拟另一单片剪力墙体拟静力试验验证建模方法的正确性，通过核对模型的动力特性及加速度位移响应来验证模型参数选取的合理性，并通过其他响应分析对结构的抗震性能做进一步研究。

4.2 ABAQUS 软件概述

ABAQUS 是国际通用大型有限元分析软件，在解决高度非线性问题方面有着突出的优势。该软件拥有成熟的前处理模块，提供丰富的单元模型、材料参数以及荷载边界条件，建模过程直观便捷；功能强大的 Standard 和 Explicit 分析模块，能够自如应对各种静态准静态动态问题，进行隐式、显式求解，处理复杂的接触、热荷载以及高度非线性问题；以及丰富的后处理模块，不仅能以文本格式输出模型各点的应力应变、动力响应以及荷载等数据，还可以将数据文件转换为各类数据图形、应力云图以及变形动画。

由于这些优越特性，ABAQUS 已被越来越广泛地应用于土木工程领域[39]。如用于研究岩土工程中的土体变形与稳定问题，土的固结与渗流计算，桩与土体共同作用分析等；混凝土构件的开裂损伤与坍落分析，混凝土构件与结构的静力与动力分析，热荷载作用下的混凝土构件受力分析，纤维加固混凝土的力学性能分析等；桥梁结构的稳定、局部应力、接触模拟问题等。该软件在高层复杂结构的动力弹塑性分析中，近年来也有着广泛应用[40-44]。本次振动台试验模型结构体系、构造措施复杂，施加地震工况震级较高，在地震作用过程中涉及非线性问题，因此采用 ABAQUS 软件进行分析更为准确合理。

4.3 有限元建模方法

4.3.1 材料本构模型

4.3.1.1 混凝土本构模型

ABAQUS 中提供两种现成的混凝土本构模型：Concrete Smeared Cracking（混凝土弥散开裂）和 Concrete Damaged Plasticity（混凝土塑性损伤模型）。后者是一种基于塑性的连续介质损伤模型，失效机制为拉伸开裂和压缩破坏，通过等效塑性拉压应变来描述混凝土屈服面。由于振动台试验中，模型结构受到动荷载作用，混凝土发生塑性累计损伤，因此，采用混凝土塑性损伤模型进行模拟。

塑性损伤模型通过利用混凝土损伤函数[45]来衡量混凝土在拉压加载后的强度变化。屈服面的变化主要受硬化参数 $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$ 、 $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ 的控制。屈服函数的表达式如公式（4-1）所示，屈服面示意图如图 4-1 所示。

$$F(\bar{\sigma},\tilde{\varepsilon}^{pl})=\frac{1}{1-\alpha}\left(\bar{q}-3\alpha\bar{p}+\beta(\tilde{\varepsilon}^{pl})\left\langle\hat{\bar{\sigma}}_{\max}\right\rangle-\gamma\left\langle-\hat{\bar{\sigma}}_{\max}\right\rangle\right)-\bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl})\le 0 \quad (4\text{-}1)$$

其中，

$$\alpha=\frac{\sigma_{b0}-\sigma_{c0}}{2\sigma_{b0}-\sigma_{c0}} \quad (4\text{-}2)$$

$$\beta\left(\tilde{\varepsilon}^{pl}\right)=\frac{\bar{\sigma}_c\left(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}\right)}{\bar{\sigma}_t\left(\tilde{\varepsilon}_t^{pl}\right)}(1-\alpha)-(1+\alpha) \quad (4\text{-}3)$$

$$\gamma=\frac{3(1-K_c)}{2K_c-1} \quad (4\text{-}4)$$

式中 $\hat{\bar{\sigma}}_{\max}$——最大有效主应力；

σ_{b0}、σ_{c0}——分别为初始等双轴、单轴抗压屈服应力；

$\bar{\sigma}_c$、$\bar{\sigma}_t$——分别为有效粘结拉、压应力；

K_c——屈服面形状参数，混凝土材料一般取 2/3；

$\bar{p}$——静水压力，$\bar{p}=-\frac{1}{3}\bar{\sigma}:I$；

$\bar{q}$——Mises 等效应力，$\bar{q}=\sqrt{\frac{3}{2}\bar{S}:\bar{S}}$。

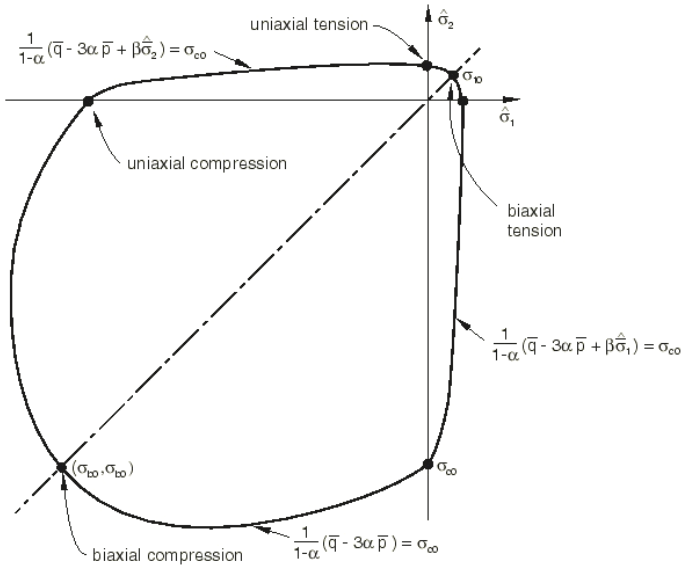


图4-1 混凝土屈服面

参照文献[46]的参数选取方法，并结合第二章中测定的材料参数，定义混凝土屈服面参数如表 4-1 所示。

表4-1 混凝土屈服面参数

膨胀角 φ	偏移量 ϵ	σ_{b0}/σ_{c0}	屈服面形状参数 K_c	粘滞参数
15	0.1	1.16	2/3	0

混凝土单轴受压应力应变曲线参考过镇海[47]的建议，方程式见公式（4-5）所示：

$$\begin{cases} \sigma = a\varepsilon + (3-2a)\varepsilon^2 + (a-2)\varepsilon^3 & \varepsilon \le 1 \\ \sigma = \dfrac{\varepsilon}{a(\varepsilon-1)^2 + \varepsilon} & \varepsilon \ge 1 \end{cases} \tag{4-5}$$

式中 a——上升段参数，值为初始弹性模量与峰值割线模量的比值，$a = \dfrac{E_0}{E_p}$。

混凝土单轴受拉应力应变曲线同样参考过镇海[48]的建议，方程式见公式（4-6）所示：

$$\begin{cases} \sigma = 1.2\varepsilon - 0.2\varepsilon^6 & \varepsilon \le 1 \\ \sigma = \dfrac{\varepsilon}{a(\varepsilon-1)^{1.7} + \varepsilon} & \varepsilon \ge 1 \end{cases} \tag{4-5}$$

结合第二章中测试的混凝土峰值强度以及规范建议值，混凝土全应力应变曲线如图 4-2 所示。ABAQUS 软件需要输入混凝土材料应力与塑性应变的关系，因此在参数输入前将弹性应变从总应变中减去，弹性应变由应力除以初始弹性模量

得到。

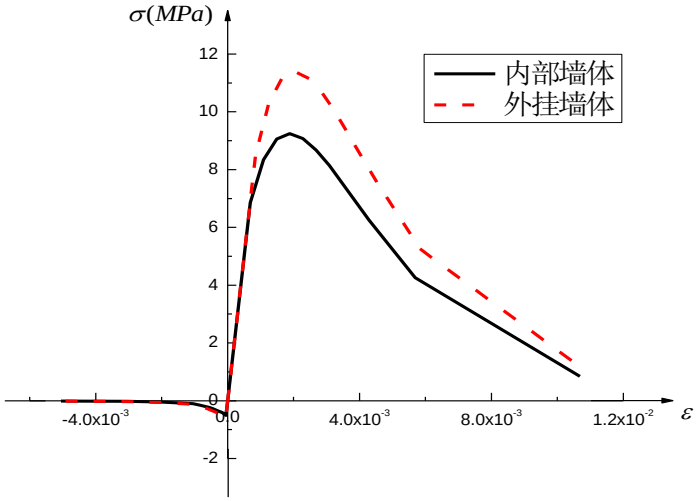


图4-2 混凝土全应力应变曲线

4.3.1.2 钢筋本构模型

钢筋本构关系采用随动强化的双折线弹塑性模型。钢筋的屈服应力与弹性模量根据第二章中钢丝的材料参数测定给出，不同型号的钢丝设定不同的材料性质。为简化建模过程，弹塑性剪切模量 K 统一取为初始弹性模量 E 的 0.05 倍，则塑性强化模量 H 可以公式（4-6）得到：

$$K=\frac{EH}{E+H} \tag{4-6}$$

相应的钢筋本构模型如图 4-3 所示。

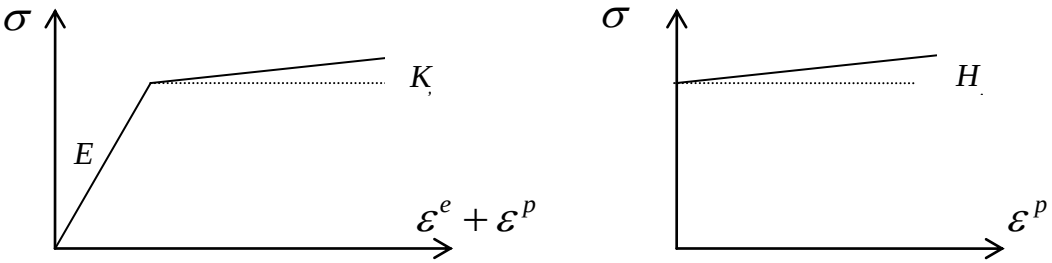


图4-3 钢筋本构模型示意图

4.3.2 单元模型选取

文献[49]建议可用壳单元模拟厚度小于整体结构尺寸 1/10 的结构。本模型结构主要由剪力墙与楼板组成，厚度远小于另外两个方向的尺寸，因此可采用壳单元进行模拟。分析中实际选用三维减缩积分壳单元（S4r/S3r），在保证计算精度的前提尽量够减少计算量，并且能够更好地描述单元边界的转角连续性。

针对墙体以及楼板中钢筋的模拟，采用壳单元中的 rebar layers 进行处理，通

过设定钢筋网的直径、间距、位置和方向等参数改变壳单元的刚度以及质量矩阵。这时钢筋并非作为单元单独存在，而是单个或批量地定义于壳单元之中，发挥一维应变理论中杆单元的作用。通过这样方式定义的钢筋，混凝土壳单元与钢筋的材料属性同样可以独立设置。钢筋与混凝土之间相互作用时存在的锚固滑移、销子效应等，可以通过在混凝土材料属性中引入一些拉伸强化参数近似实现。布置钢筋的壳截面图如图 4-4 所示，钢筋在截面中的布置见图 4-5。

由于试验过程中，楼板在水平地震作用下对结构整体抗震性能影响不大，因此在建模中作为弹性构件考虑，以简化建模过程。

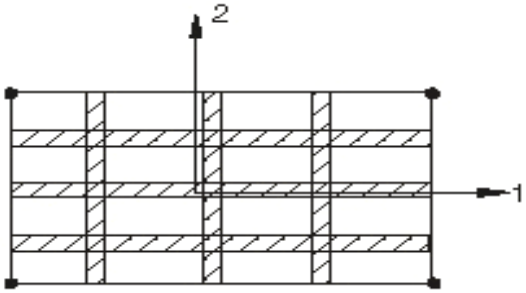


图4-4 壳单元截面图

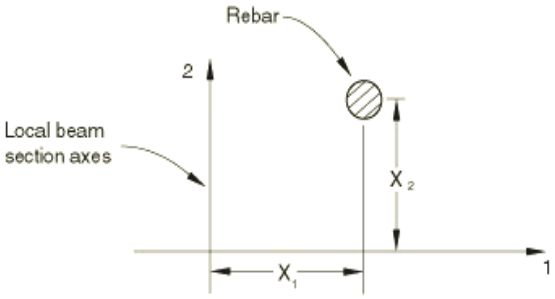


图4-5 钢筋在截面图中的布置

模型结构上部钢框架通过梁单元进行模拟，梁单元选用 B31 单元。梁单元需要考虑横向剪切变形，因此采用 Timoshenko 梁理论，每个单元有两个结点一个积分点。每一个结点有三个平动和三个转动自由度，积分点上的应力分量为轴向应力和扭转引起的剪切应力。由于钢框架中采用的是矩形钢管，通常情况下，钢管的每一侧选取 5 个积分点。梁单元截面图如图 4-6 所示，单元积分点选取如图 4-7 所示。

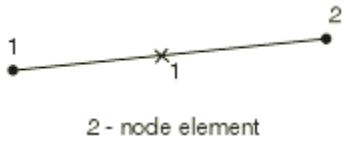


图4-6 梁单元图

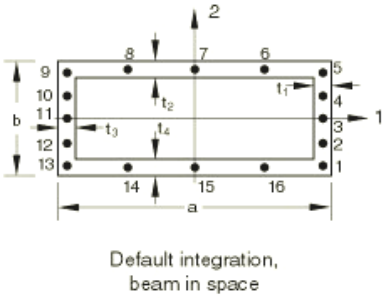


图4-7 梁单元积分点示意图

由于 ABAQUS 并非专门针对土木工程专业开发的有限元软件，因此对于某些隔震和减震构件没有相应的单元，如本实验中使用的隔震支座。通常的做法是根据单元的力学性能进行简单的处理，以达到模拟减震单元的效果。实际建模过程中，采用圆形梁单元进行模拟，根据隔震支座的参数，指定其滞回刚度。由于实验过程中，隔震支座受到的竖向力基本保持不变，因此不考虑竖向力作用对单元水平刚度的影响。针对该单元进行单独的水平加载模拟分析测试，与隔震支座实

际试验曲线吻合良好，对比图如图 4-8 所示。

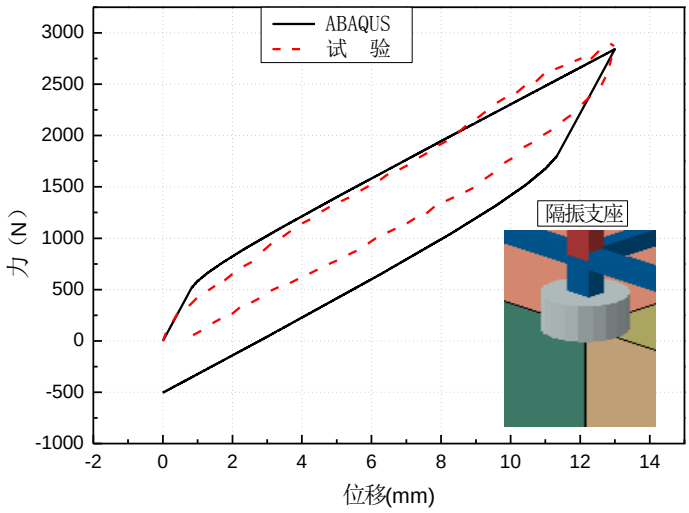


图4-8 隔震支座单元模拟与试验实测值对比图

4.3.3 荷载与边界约束

有限元模拟过程中，地震荷载的输入将通过对模型底部结点施加台面加速度实现。首先将模型底部结点的五个自由度固定，仅放开激振方向的平动位移。在之后的动力分析步中，于模型底部各结点施加统一的加速度，幅值使用实验过程中测得的台面加速度时程数据。

重力荷载通过软件自带的重力功能施加。值得注意的是，在使用显示动力方法进行数值计算时，通常定义两个分析步，分别用于重力荷载与地震荷载的施加。在第一个分析步中，应留有足够长的时间，并让重力荷载以平滑曲线的形式施加，避免重力荷载的突然施加对整体结构造成震荡，影响接下来的分析结果。使用隐式方法进行数值计算时，通过静力分析步施加重力荷载，并使荷载保持到隐式分析步中。

4.3.4 数值积分方法

显式动力分析使用的积分算法为中心差分法，该方法是有条件稳定的。根据 ABAQUS 用户手册，该方法的估计稳定时间增量步 Δt 如式（4-7）所示:

$$\Delta t = \frac{L^e}{c_d} \tag{4-7}$$

式中 L^e ——网格中最小单元尺寸；

c_d ——膨胀波速，针对壳单元，$c_d = \sqrt{\frac{E}{\rho}}$，$\rho$ 为材料密度。

显式方法对于非线性问题，整体方程的求解不必经过整体刚度矩阵求逆，也不需要进行迭代，求解非线性问题的效率较高。但在求解过程中，虽然有最小时间增量步限制，但是仍会产生不稳定的计算结果。在计算本实验基本烈度地震及罕遇烈度地震时就出现了不符合规律的高频高峰值加速度响应。

为克服显示方法的不足，选用隐式的 HHT-α 算法对基本烈度地震工况进行分析。该算法考虑了数值阻尼，能够滤掉有限元结构模型中不参与动力反应的高频成分。同样，隐式算法的缺点是当大部分结构进入非线性状态时，迭代计算量增加，而且不容易收敛，给分析过程带来了阻力。

4.3.5 模型网格划分

模型建成后，根据模型特点及分析精度要求，将模型划分为 5146 个单元，共 5406 个结点。划分网格后的模型如图 4-9 所示。完整的结构有限元模型如图 4-10 所示。

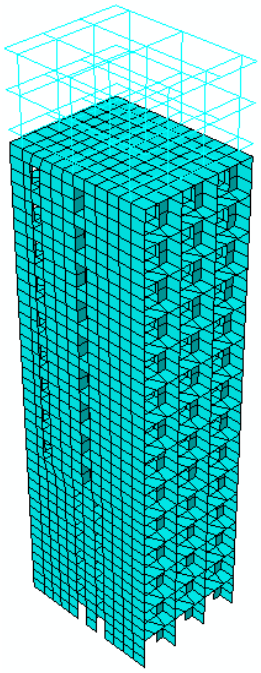


图4-9 模型网格划分

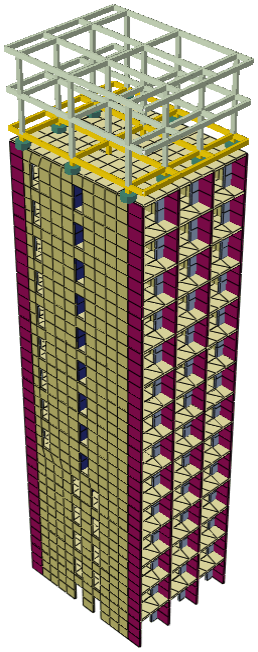


图4-10 有限元分析模型

4.4 建模方法验证

4.4.1 拟静力试验模型

为验证使用壳单元模拟剪力墙模型的精确性，对在哈尔滨工业大学结构实验中心的一个钢筋混凝土剪力墙构件的拟静力试验[50]进行了数值模拟分析，试件尺寸及详细配筋情况如图 4-11 所示。

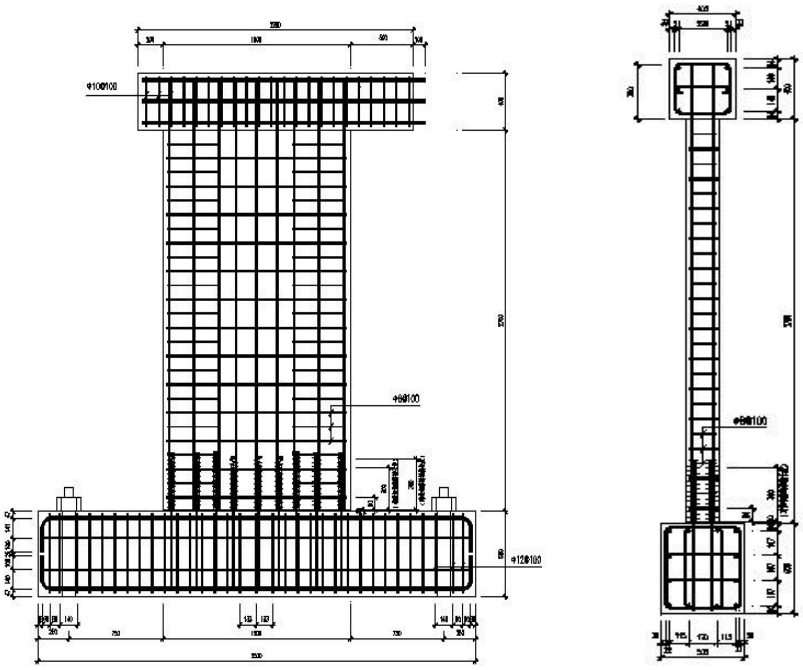


图4-11 混凝土剪力墙正立面与侧立面配筋图

4.4.2 建模过程及分析验证

采用 4.3 节中使用的建模方法，选用壳单元模拟剪力墙，内部拉筋与箍筋通过壳单元中内置的钢筋截面设置。混凝土与钢筋本构参数与 4.3 节处理方法相似，经过适当调整得到。试验工况与边界条件与拟静力试验中实际采用情况相同。建成的模型如图 4-12 所示。

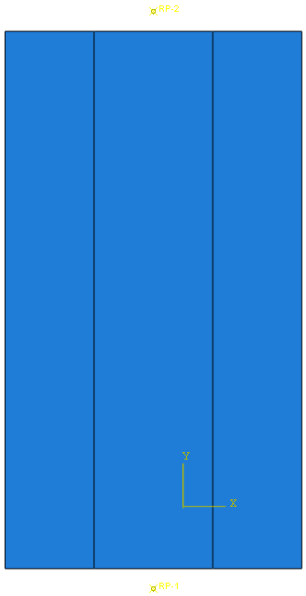


图4-12 ABAQUS 剪力墙模型图

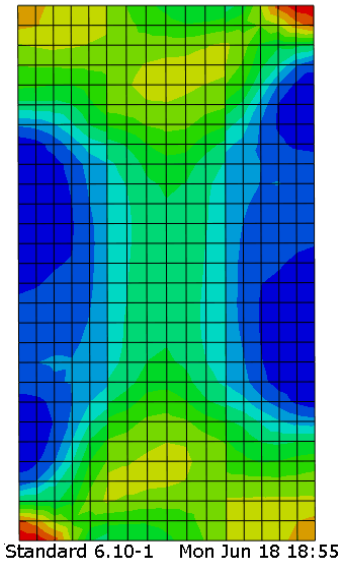


图4-13 模型模拟应力云图

针对该构件进行了 Pushover 分析，将所得的荷载-位移模拟分析曲线与实际试验结果的比较列于图 4-14 中，拟静力加载过程中的模型应力云图如图 4-13 所示。由图可见，单调 Pushover 的曲线与试验滞回曲线的包络线基本吻合。

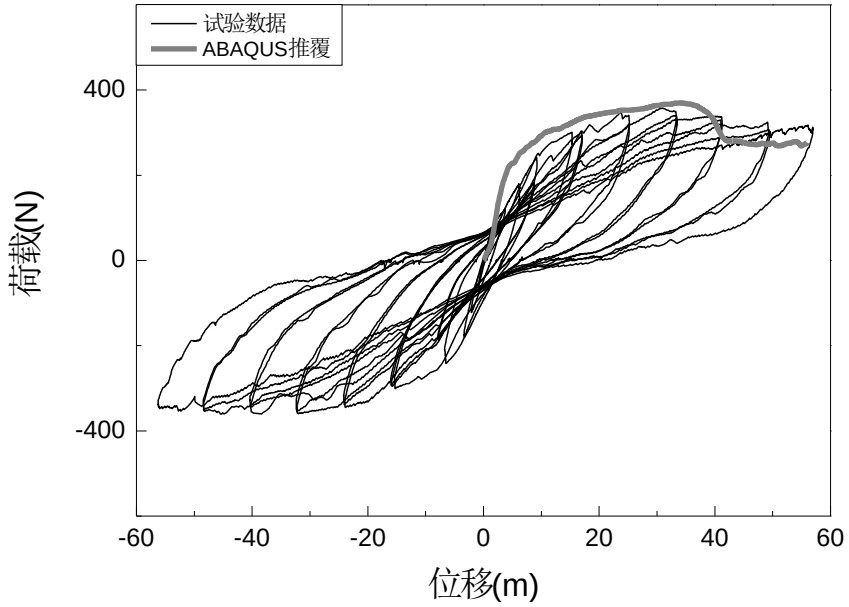


图4-14 剪力墙拟静力试验结果与数值模拟结果比较

通过对已有试验的模拟分析，证明了所使用的 ABAQUS 建模方法在剪力墙结构弹塑性分析中有足够的精确性与可靠性，为下一步模拟振动台试验提供了实践经验与理论基础。

4.5 振动台试验数值模型验证

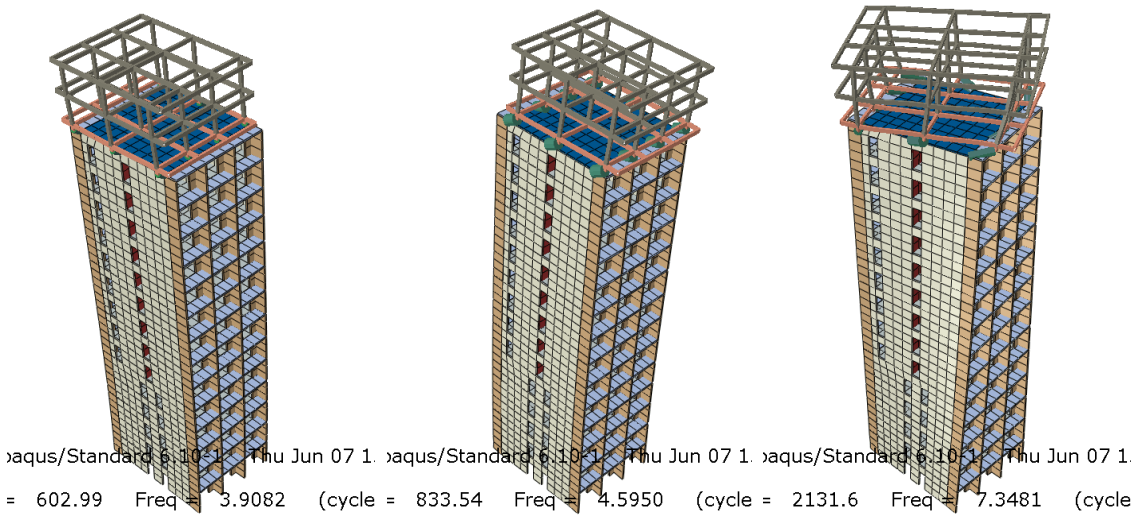
针对振动台有限元分析模型，进行动力特性分析，并施加实际试验地震工况，将数值模拟结果与现有的实验分析结果进行比较分析。一方面可以相互验证试验与模拟数据的可靠性，另一方面能够系统深入地分析结构的抗震性能，探究结构减震机理。

4.5.1 结构动力特性对比分析

有限元模型的动力特性与试验模型的动力特性吻合时，数值模拟结果才能与试验结果相近。这里从有限元中提取隔震、非隔震试验模型的前三阶周期及振型，与试验情况进行对比分析。由于振动台试验为单向激振，只能测得一个方向的周期。表 4-2 至表 4-3 分别给出两种模型的前三阶周期及其振型。振型图如图 4-15、图 4-16 所示。

表4-2 隔震模型前 3 阶振型的周期和振型特点

振型阶数	周期计算值（s）	周期试验值（s）	振型特点
1	0.256	--	垂直主震方向一阶弯曲
2	0.218	0.218	主震方向一阶弯曲
3	0.164	--	一阶扭转

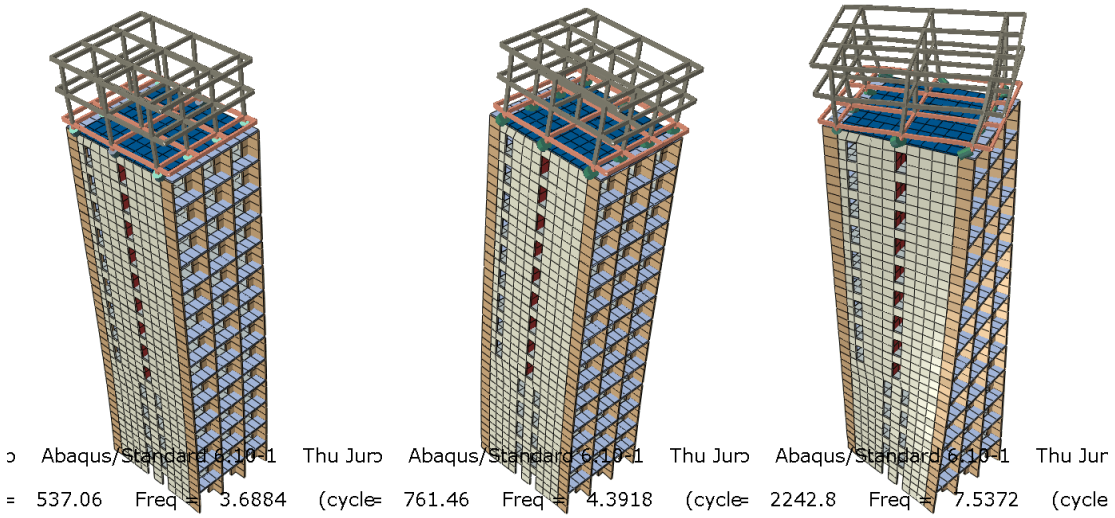


a) 第一振型　　b) 第二振型　　c) 第三振型

图4-15 隔震模型前三阶振型图

表4-3 非隔震模型前 3 阶振型的周期和振型特点

振型阶数	周期计算值（s）	周期试验值（s）	振型特点
1	0.271	--	垂直主震方向一阶弯曲
2	0.228	0.228	主震方向一阶弯曲
3	0.133	--	一阶扭转



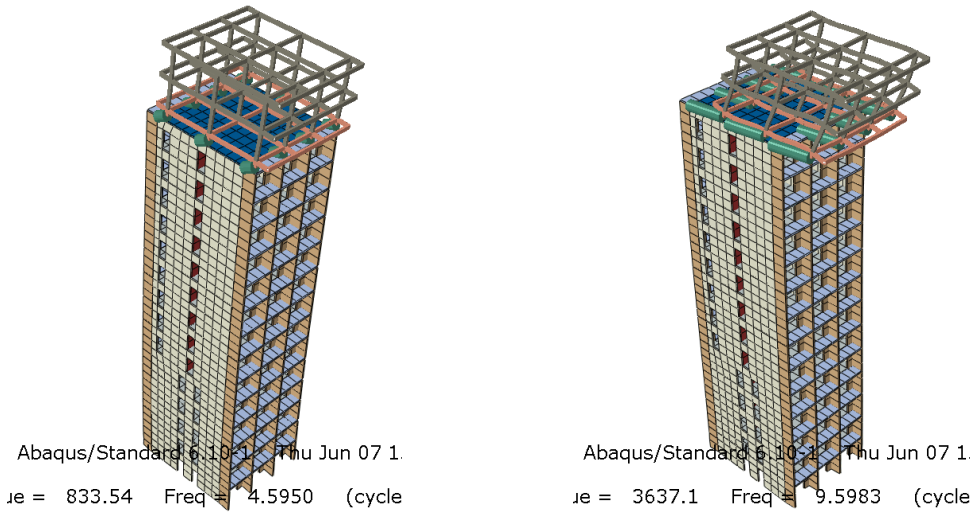
a) 第一振型　　b) 第二振型　　c) 第三振型

图4-16 隔震模型前三阶振型图

由以上模拟结构的动力特性可以看出，模型的第一阶振型垂直于主震方向，说明结构在该方向的抗侧刚度要小于地震方向的抗侧刚度。因此，在施加地震作用时，容易激发垂直地震方向的振型，造成模型结构的扭转作用。但试验所选取的单元只是实际原型结构的三个开间，实际原型结构的长宽比较大，纵墙长度要远远大于横墙，抗侧刚度非常大，一阶振型不可能出现在此方向。因此，设定试验方案时将研究重点放在抗侧刚度较为薄弱的横墙方向。将模型结构激振方向的前二阶振型列于表 4-4、表 4-5。相应的振型图如图 4-17、图 4-18 所示。

表4-4 隔震模型地震方向前 2 阶振型周期

振型阶数	周期计算值（s）	周期试验值（s）
1	0.218	0.218
2	0.104	0.109

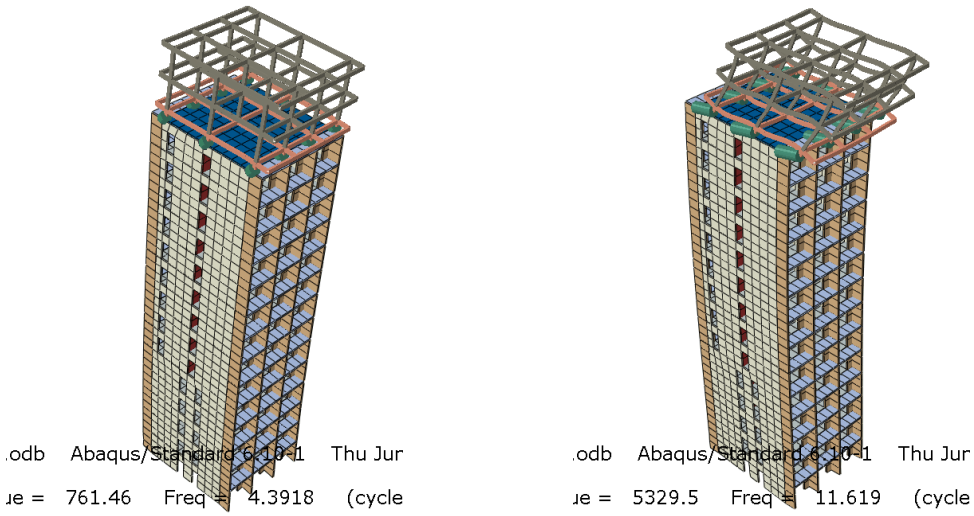


a) 第一振型　　b) 第二振型

图4-17 隔震模型地震方向前二阶振型图

表4-5 非隔震模型地震方向前 2 阶振型周期

振型阶数	周期计算值（s）	周期试验值（s）
1	0.228	0.228
2	0.086	0.094



a) 第一振型　　b) 第二振型

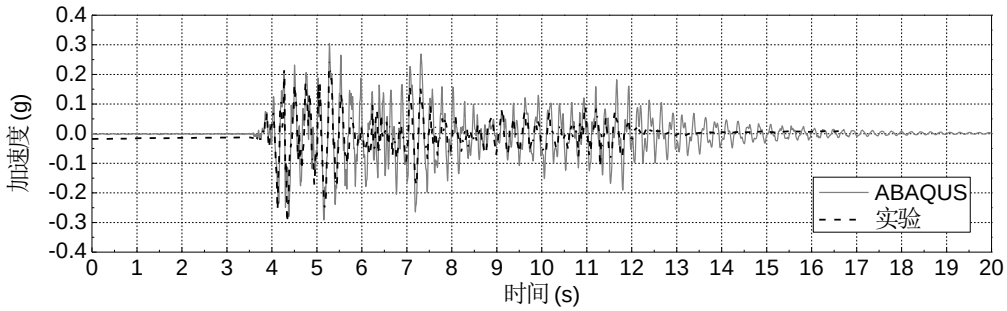
图4-18 非隔震模型地震方向前二阶振型图

4.5.2 结构动力响应对比分析

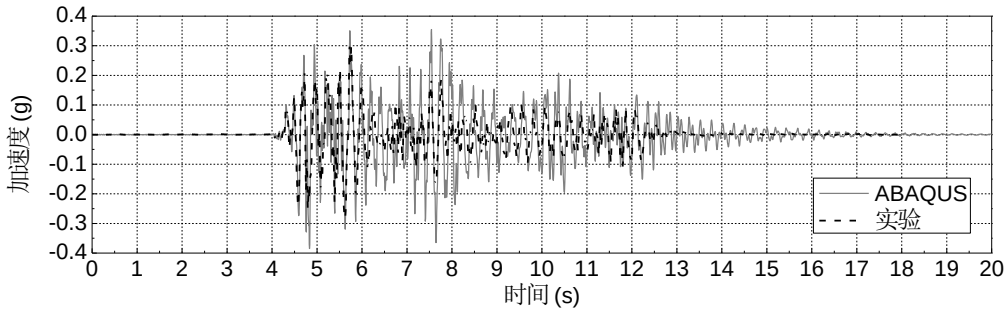
在各震级工况有限元模拟运算完成后，提取结构各层测点相应位置的加速度、速度信息，与试验数据进行比较。

4.5.2.1 加速度结果对比分析

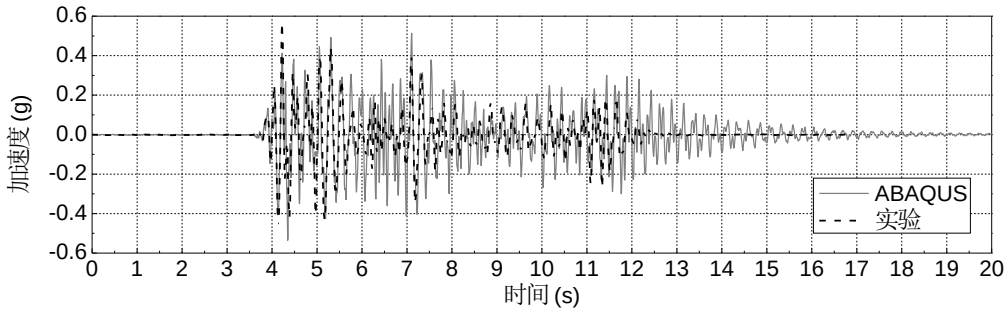
多遇地震工况下，分别针对 El Centro、Taft、人工地震波作用工况进行分析。将隔震、非隔震模型剪力墙与钢框架结构顶点数值模拟加速度时程曲线与试验结构 14 层顶、钢框架层顶点实测加速度时程曲线进行对比，对比结果如图 4-19 所示，因篇幅所限，仅列出 El Centro 地震波下的加速度响应时程，其他地震记录激励下有相同的规律。



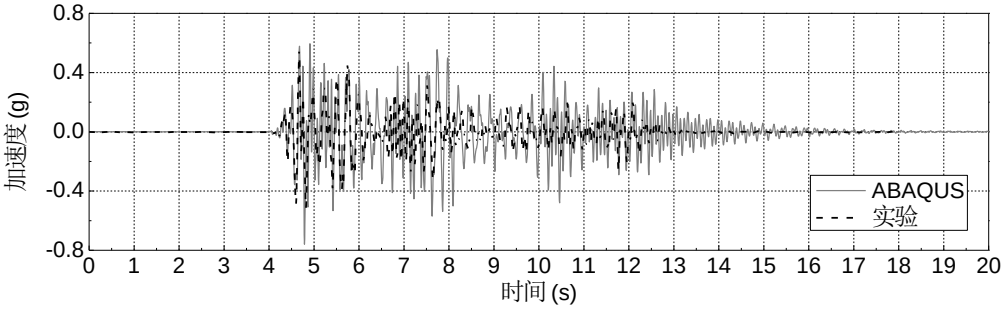
a) 隔震模型剪力墙顶层



b) 非隔震模型剪力墙顶层



c) 隔震模型钢框架顶层

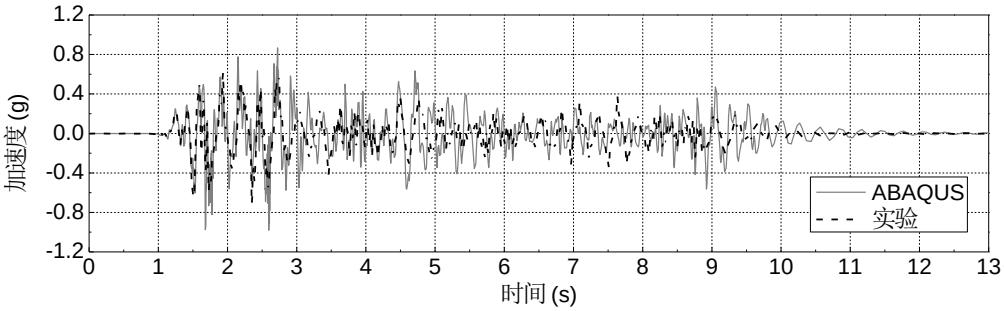


d) 非隔震模型钢框架顶层

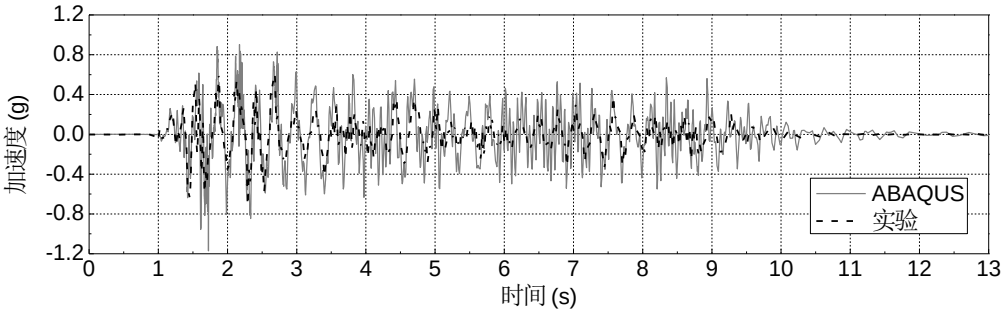
图4-19 多遇地震 El Centro 工况下试验与数值模拟加速度时程曲线对比

从以上各图中加速度时程曲线峰值出现的间隔和幅值来看，在小震作用下，数值模拟与试验实际采集值都能较好地吻合。由此可见，该 ABAQUS 模型很好地模拟实验模型在多遇烈度地震作用下加速度的变化规律。通过对比同工况下两种模型的加速度幅值可以看出，隔震后，下部剪力墙加固结构及钢框架顶部的加速度反应得到了减小，与试验数据分析出的结论相符。

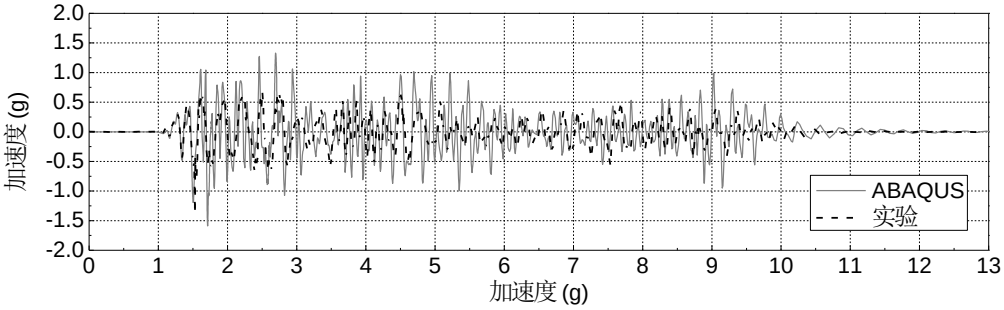
为提高在结构进入非线性后的收敛性，基本烈度地震工况下的模拟分析选用隐式算法。同样地，将基本烈度工况下的剪力墙、钢框架结构顶层数值模拟加速度时程与试验过程中测得结构 14 层、钢框架顶层的加速度时程曲线进行对比，由于篇幅限制，仅列出 El Centro 工况下的对比结果，如图 4-20 所示，其他地震记录激励下有相同的规律。



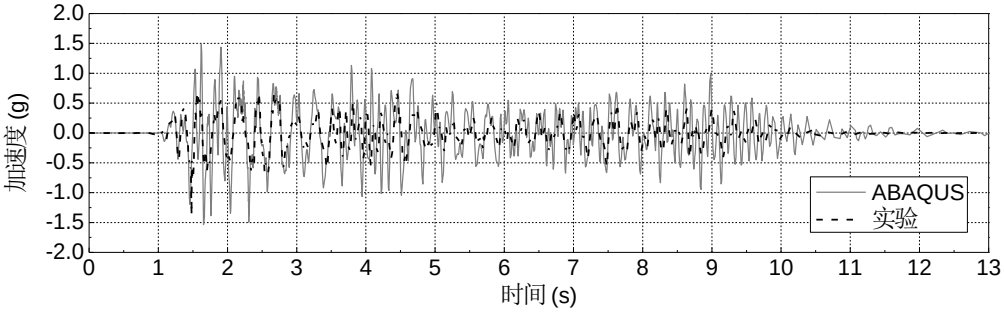
a) 隔震模型剪力墙顶层



b) 非隔震模型剪力墙顶层



c) 隔震模型钢框架顶层



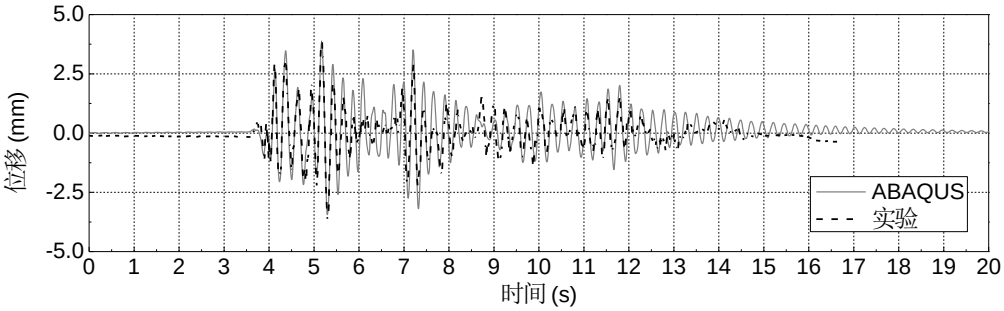
d) 非隔震模型钢框架顶层

图4-20 基本烈度地震 El Centro 工况下试验与数值模拟加速度时程曲线对比

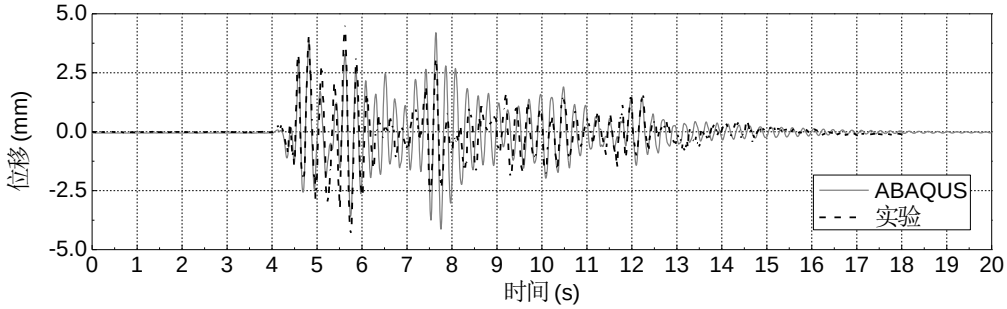
由图可见，在中震作用下，数值模拟与试验实际数据都能较好地吻合。由此可见，使用隐式分析方法时，该 ABAQUS 模型同样能够很好地模拟试验模型在基本烈度地震作用下加速度的变化规律。

4.5.2.2 位移结果对比分析

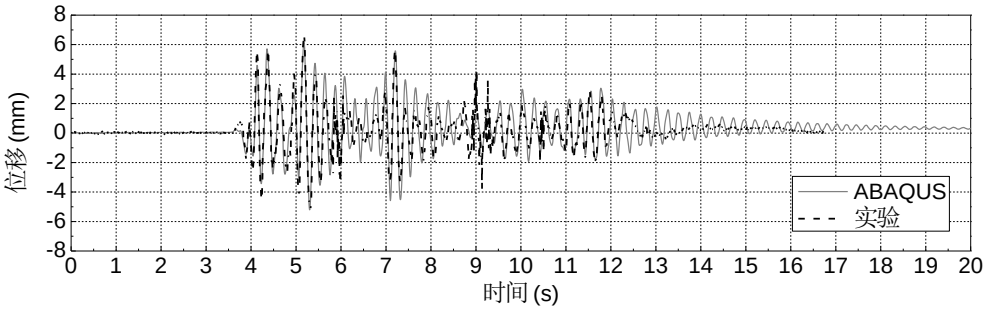
多遇地震工况下，将隔震、非隔震模型剪力墙与钢框架结构顶点数值模拟位移时程曲线与试验结构 14 层、钢框架顶层实测位移时程曲线进行对比，对比结果如图 4-21 所示。因篇幅所限，仅列出 El Centro 地震波下的位移响应时程，其他地震记录激励下有相同的规律。



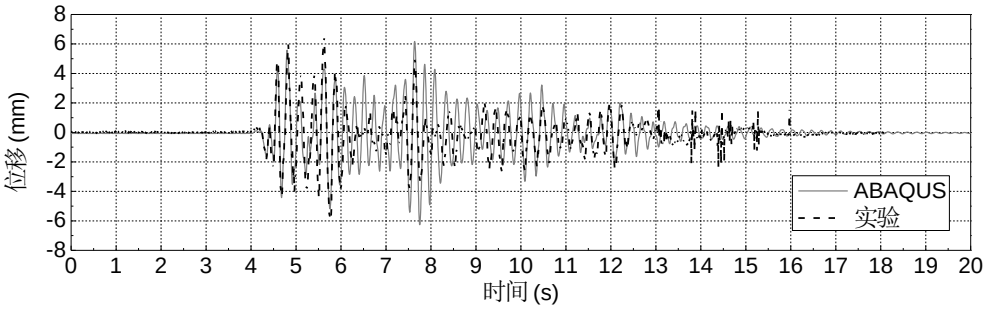
a) 隔震模型剪力墙顶层



b) 非隔震模型剪力墙顶层



c) 隔震模型钢框架顶层



d) 非隔震模型钢框架顶层

图4-21 多遇地震 El Centro 工况下试验与数值模拟位移时程曲线对比

由图 4-21 可见，小震工况下，结构的位移相应与试验数据较好地相吻合，时程曲线峰值出现的间隔和幅值基本一致。由此可见，该 ABAQUS 模型很好地模拟试验模型在小震作用下位移的变化规律。通过对比隔震前后位移幅值可以看出，隔震后，下部剪力墙加固结构及钢框架顶部的位移响应均得到了控制。

进行基本烈度工况下的模拟时，分析的收敛性受模型材料本构、网格划分、积分方法等多个因素的同时影响，任意一个方面参数设置不当都可能造成分析的发散。特别当结构进入高度非线性后，混凝土裂纹开展区域对网格质量的要求非常高：裂纹处的网格密度较高，且不允许楔形、三角形单元的存在；其他区域网格较疏松，若网格过渡过程参数设置不合适造成过程区域网格的扭曲，同样会影响分析的收敛性。为了降低分析的难度，本次分析中将模型中混凝土的极限应变

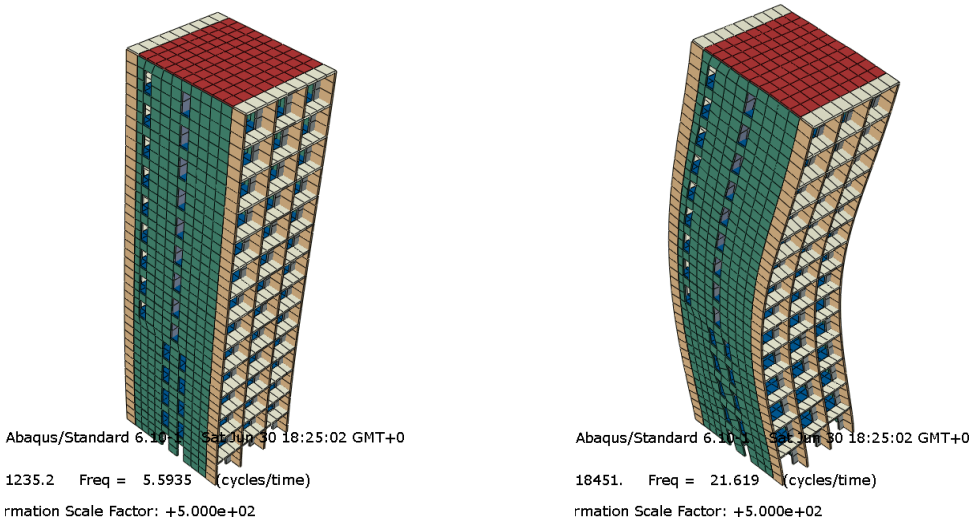
适当延长，以保证分析的顺利进行。但该方法的缺点在于结构底部单元出现过大的塑性变形，整体结构底部出现转角，各层位移均出现偏移，与实际试验结果并不相符，故不在本文中列出基本烈度工况下的位移时程曲线对比。

4.6 振动台试验数值模拟分析

由上节的分析可以看出，ABAQUS 模型分析的结果与试验数据符合较好，相应的规律基本吻合。因此，可以应用这种分析方法针对试验中无法测得的结构信息，如未加层结构的地震响应对比、结构基底剪力、倾覆力矩，整体结构的层间位移角、应力应变云图等，做进一步分析。

4.6.1 TMD 效果验证

由于实际振动台试验中的条件限制，只完成了加层隔震模型与加层非隔震模型的对比试验。为了更好地验证加层隔震的对底部剪力墙结构的调谐减震效果，可通过 ABAQUS 建立 14 层剪力墙结构模型，对比分析在其与加层隔震后结构模型的动力特性及相同地震工况下的地震响应。图 4-22 表示未加层剪力墙结构模型主震方向的前两阶振型。表 4-6 表示未加层剪力墙结构与加层隔震后结构模型主震方向的前两阶周期对比。



a) 地震方向第一振型　　b) 地震方向第二振型

图4-22 未加层模型地震方向前两阶振型图

表4-6 未加层模型与加层隔震模型地震方向前 2 阶振型周期对比

振型阶数	未加层模型（s）	加层隔震模型（s）	变化率
1	0.179	0.218	21.79%
2	0.046	0.104	126.09%

由图 4-22 可见，未加层模型在地震方向的振型表现为结构的一阶及二阶弯曲，与上节中加层隔震模型的振型变化规律不同。由表 4-6 可见，加层隔震体系有效地延长了结构的前两阶周期。通过时间相似比换算为原型结构周期，未加层结构的一阶周期为 0.597s，加层隔震结构的一阶周期 0.727s，避开了结构所处场地的特征周期 0.4s，减小了地震作用。

图 4-23、4-24 分别列出在 8 度中震 El Centro 地震记录作用下，未加层模型与加层隔震模型的剪力墙顶层加速度时程曲线对比与基底剪力时程曲线对比。

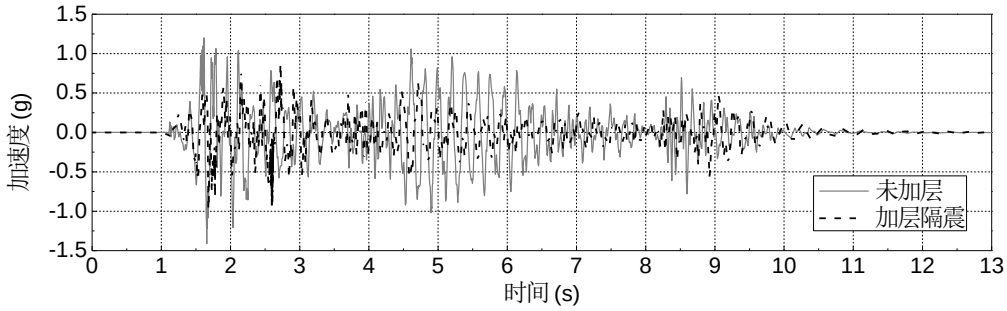


图4-23 剪力墙顶层加速度时程曲线对比

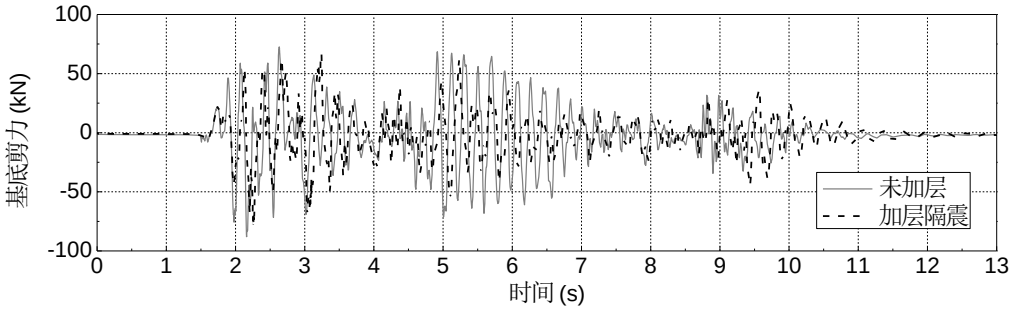


图4-24 基底剪力时程曲线对比

由图 4-23、图 4-24 可见，通过加层隔震改造，剪力墙顶层的加速度峰值明显减小，基底剪力峰值基本相当，但由于隔震支座的耗能作用，两种地震响应各峰值后的响应衰减均更为明显。说明所采用的加层隔震方案起到了预期的调谐减震目的。

4.6.2 基底剪力及倾覆力矩分析

通过提取结构底部的节点反力，可以获得结构在地震作用过程中的基地剪力与倾覆力矩作用。图 4-25、4-26 为模型结构在小震作用下外部加固墙体与内部墙体基底剪力与倾覆力矩的对比图。由图可见，加固后老墙所承担的基底剪力占总剪力的 70%左右，所承担的倾覆力矩占总倾覆力矩的 50%左右。图 4-27 为加层隔震、非隔震模型结构基底剪力时程曲线对比，由图可见在小震作用下两种结构基底剪力水平差别不大。中震作用下，隔震模型的基底剪力明显减小。

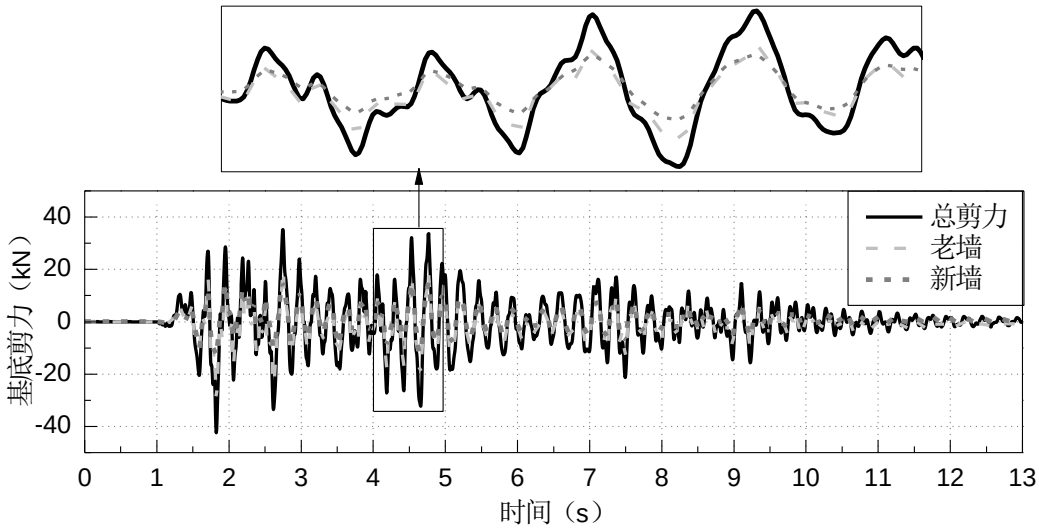


图4-25 加固模型内外墙体基底剪力时程曲线对比

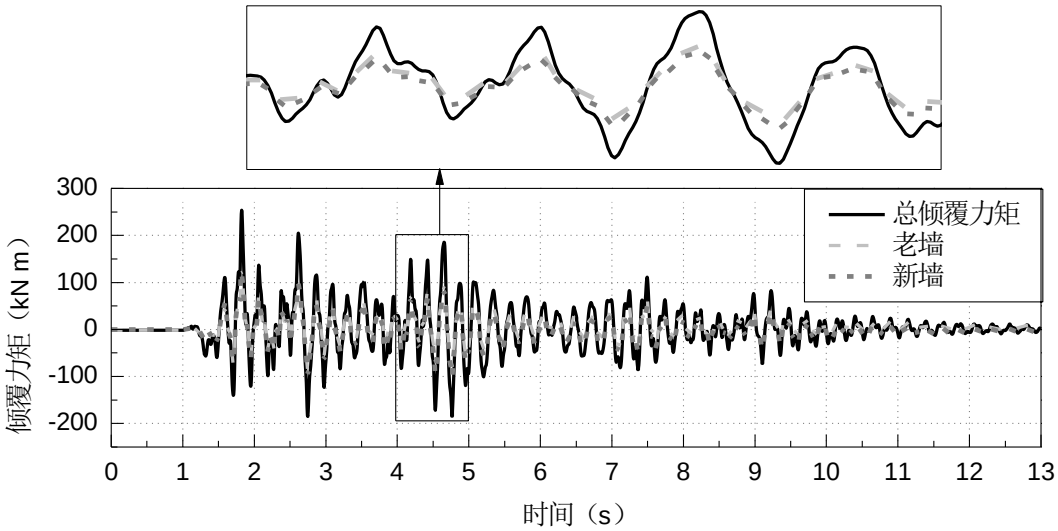
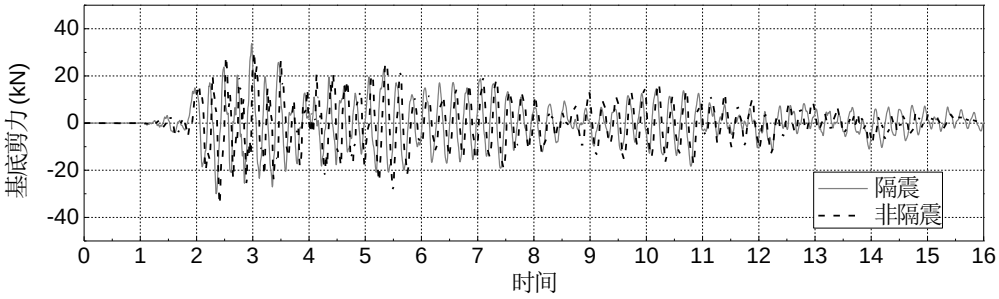
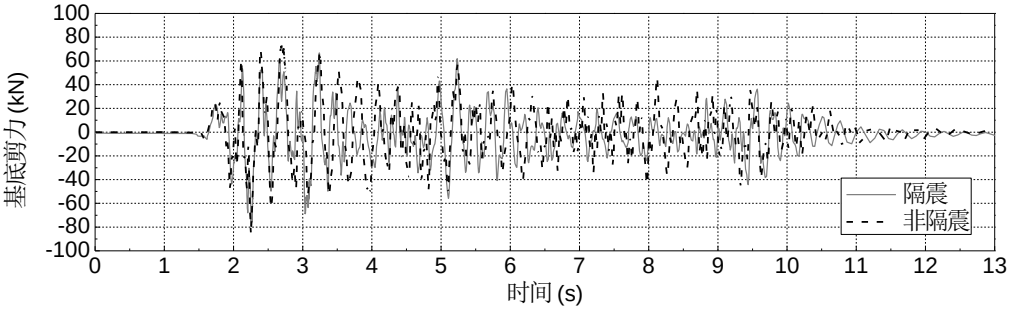


图4-26 加固模型内外墙体基底倾覆力矩时程曲线对比



a) 小震工况



b) 中震工况

图4-27 隔震与非隔震模型基底剪力时程曲线对比

4.6.3 层间位移角分析

由于振动台试验过程中位移传感器不足，无法测得完整的结构层间位移角包络图。因此可通过数值模拟进行层间位移角的分析。将隔震、非隔震模型结构在小震各工况作用下的名义层间位移角情况进行对比，如图 4-28 所示。

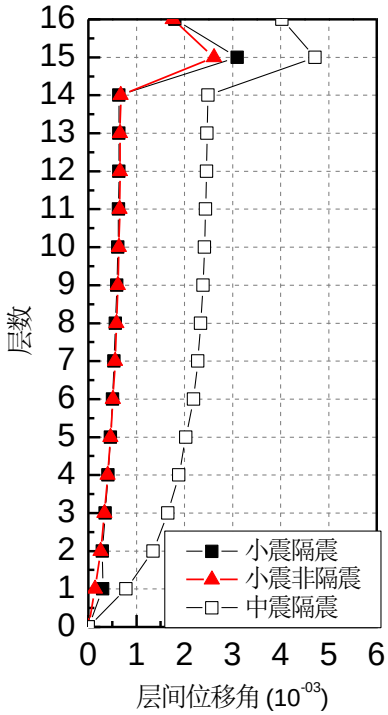


图4-28 结构名义层间位移角包络图

与试验数据相比，数值模拟的名义层间位移角较小，仅为试验结果的二分之一左右。究其原因，可能是由于实际试验中结构底部的连接并不是非常牢固，结构的弯曲变形非常明显，由试验现象可以观察到模型与底座连接处的裂纹；而数值模拟对结构底座处理时，将各点除激振方向的自由度完全固定，限制了结构的

弯曲变形。而如上章所述，剪力墙结构中，结构名义层间位移角中有很大部分的层间位移由整体结构的弯曲变形贡献。因此，数值模拟得到的名义层间位移角较小，是可以理解的。

由图 4-28 可见，在小震作用下，隔震、非隔震模型剪力墙部分的层间位移角相近，最大值为 1/1493 左右，满足抗震规范规定的多遇地震作用下剪力墙的最大层间位移角不超过 1/1000 的规定。非隔震模型上部钢框架部分的层间位移角最大值为 1/385 左右，满足抗震规范规定的多遇地震作用下钢框架的最大层间位移角不超过 1/300 的规定。基本烈度地震下，隔震模型隔震垫水平位移最大值约为 0.59mm，小于抗震规范规定的隔震垫水平位移限值（橡胶垫有效直径的 0.55 倍和支座各橡胶层总厚度 3.0 倍两者的较小值，约为 49.5mm）。

为获得剪力墙结构的有害层间位移角，根据文献[37,51]建议的做法进行近似处理，将结构上一层的名义层间位移角减去下一层的层间位移角，消去结构整体弯曲造成的层间位移，处理后的结果如图 4-29 所示。

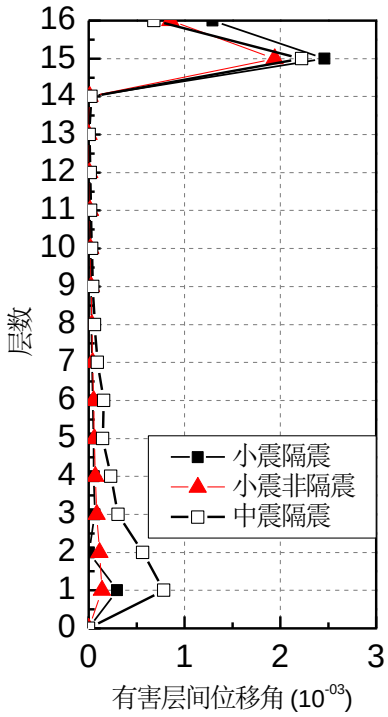


图4-29 结构有害层间位移角

由图 4-29 可见，小震作用下，结构剪力墙层顶的有害层间位移角幅值仅占名义层间位移角的 0.01%，由此很好地解释了上章实验数据分析中剪力墙层顶层间位移角偏大，略超出规范限值的现象。并且，有害层间位移角随着层高递减，符合试验中观察到的结构上部基本无裂纹的现象，也符合文献[38]中的观察。

4.6.4 响应云图分析

通过观察对比 ABAQUS 模型分析后得到的响应云图，可以直观地得到结构不同部位在小震作用下的应力及损伤水平。剪力墙结构在小震作用下的受拉损伤云图如图 4-30 所示，受压损伤云图如图 4-31 所示。在建模过程中，由于不考虑楼板塑性，云图中楼板均显示为灰色。

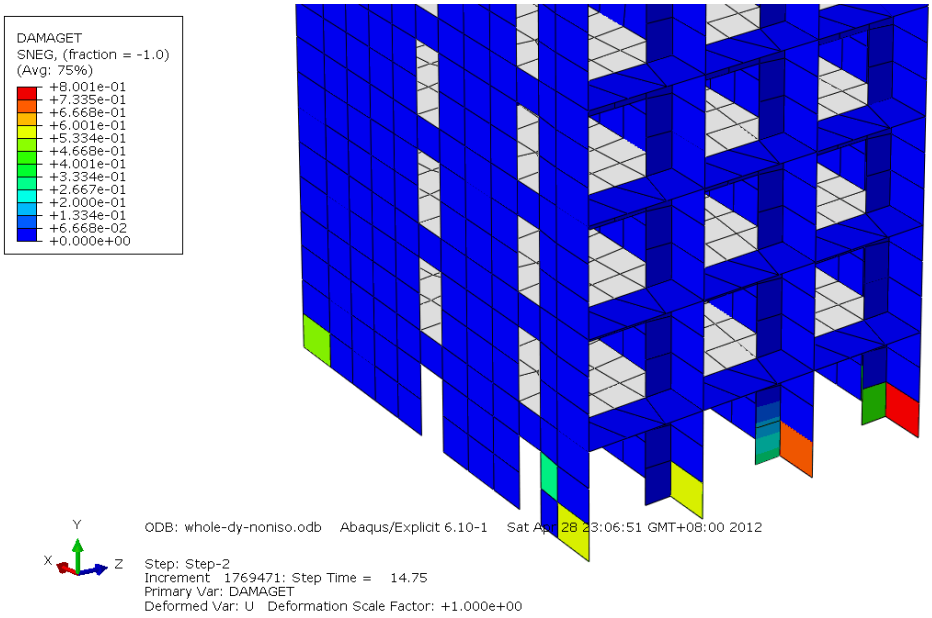


图4-30 小震作用下结构受拉损伤云图

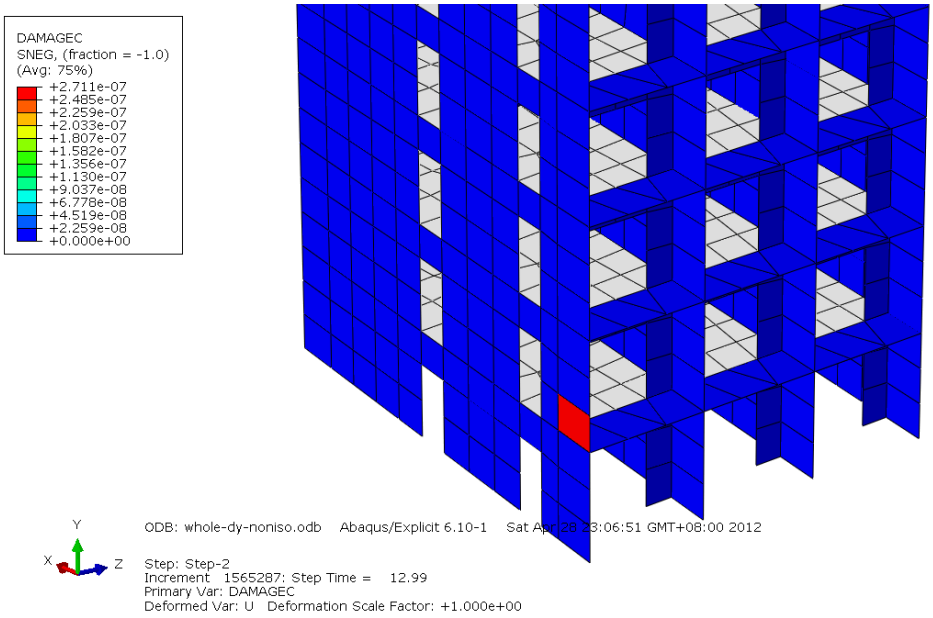


图4-31 小震作用下结构受压损伤云图

由以上两图可见，小震作用下，结构主要以受拉损伤为主，符合上章中混凝土应变片采集到的数据结果。拉压损伤均主要出现在结构的底部，结构上部未出

现损伤情况。结构主震方向两侧的受拉损伤较结构中部明显，在结构横墙外缘与底座连接处受到较大的受拉损伤，因此，在震级加大后，该处出现了与基础的连接破坏。

钢框架结构在小震作用下的 Mises 应力云图如图 4-32、图 4-33 所示，隔震支座的等效塑性应变图如图 4-34 所示。

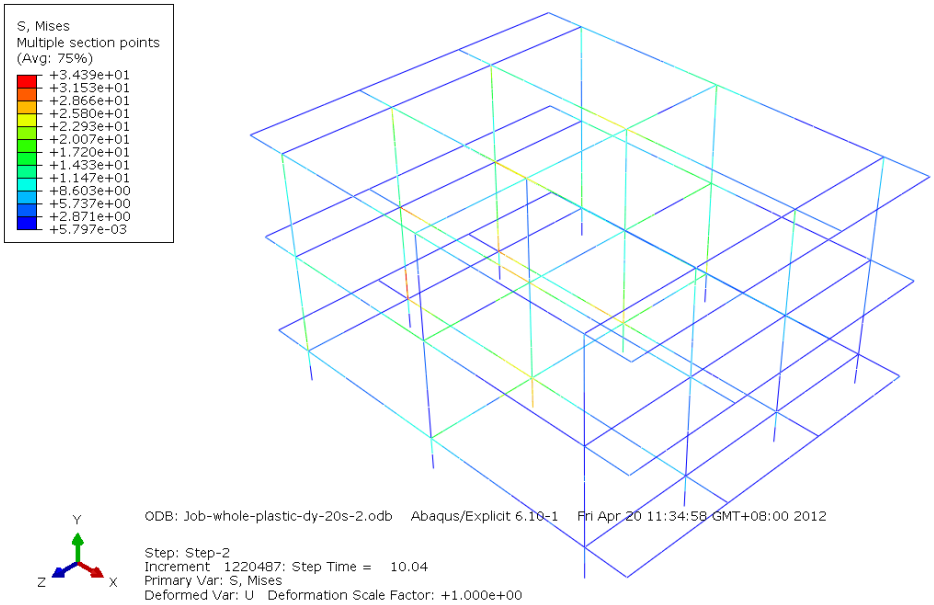


图4-32 隔震结构钢框架 Mises 应力云图

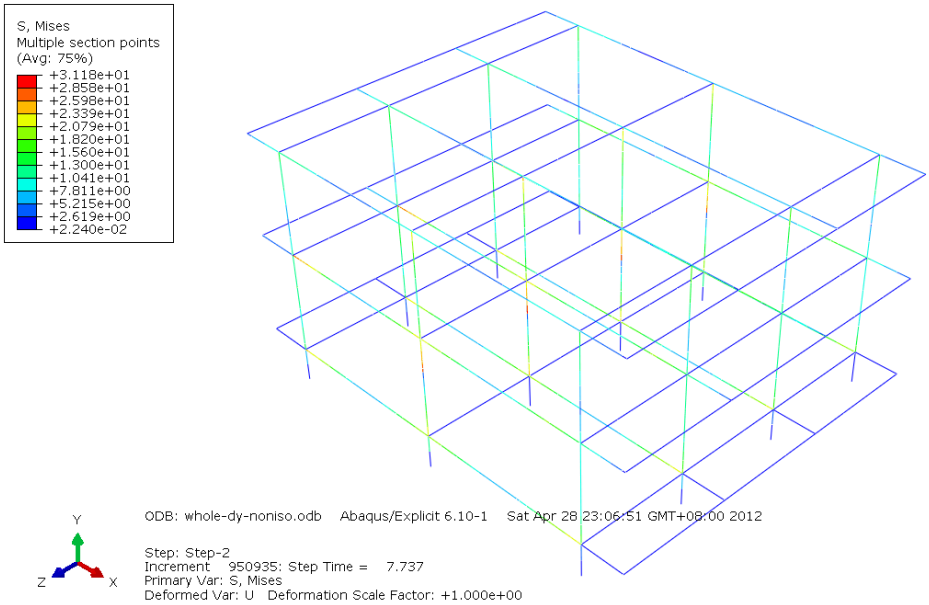


图4-33 非隔震结构钢框架 Mises 应力云图

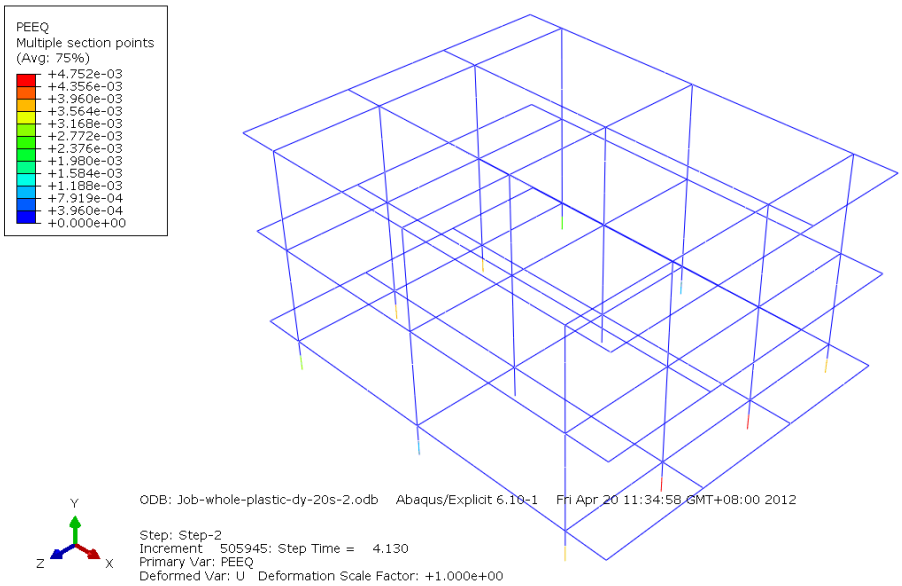
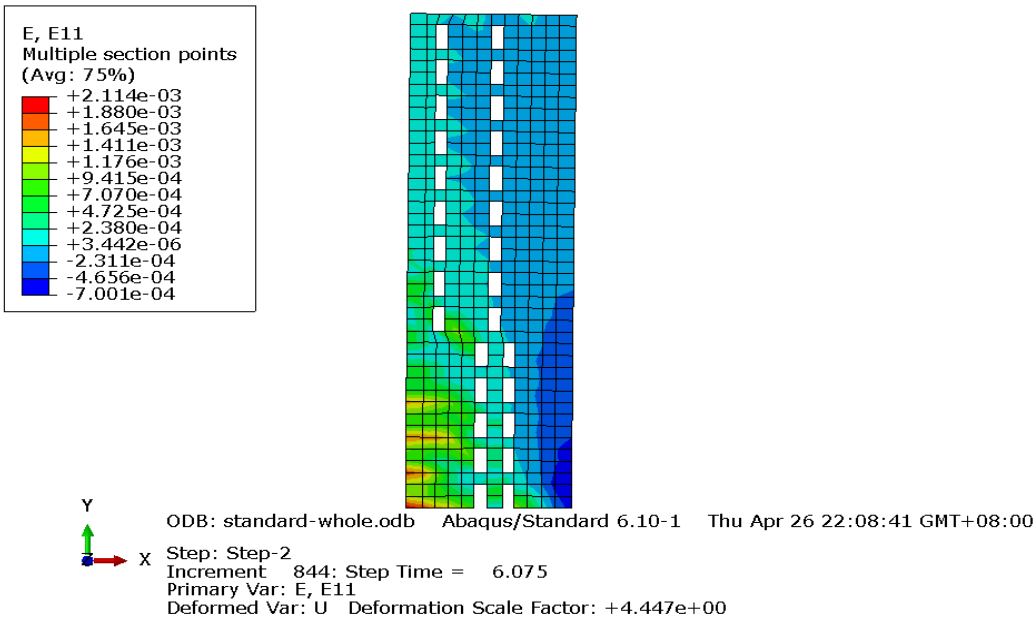


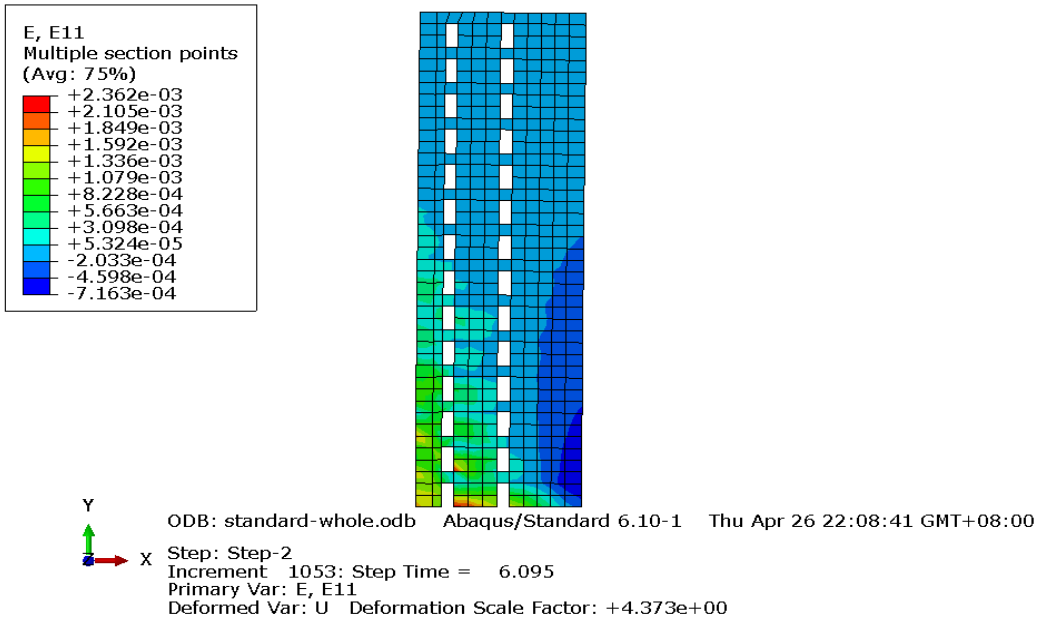
图4-34 隔震结构隔震垫 PEEQ 应力云图

由图 4-32、图 4-33 可见，隔震、非隔震结构钢框架的 Mises 应力峰值均在 32Mpa 附近，远小于钢的屈服应力。由于鞭梢效应影响，隔震结构钢框架的应力水平稍高于非隔震结构，但差别较小，可以忽略。由图 4-34 可见，小震作用下，隔震垫已经进入塑性耗能阶段。

基本烈度地震作用下，为了更详细地分析结构内部的变形与损伤，将结构的响应云图分单片墙体列出。结构各面墙体在基本烈度地震作用下在主震方向上的应变云图如图 4-35 所示。墙体受压损伤云图如图 4-36 所示，受拉损伤云图如图 4-37 所示。

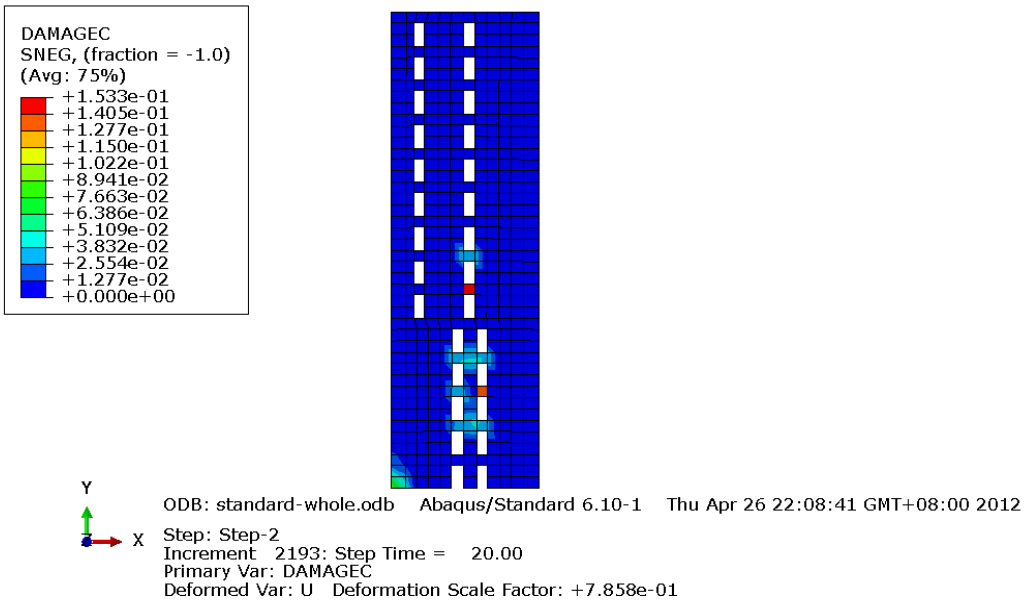


a) 开洞不规则北面横墙

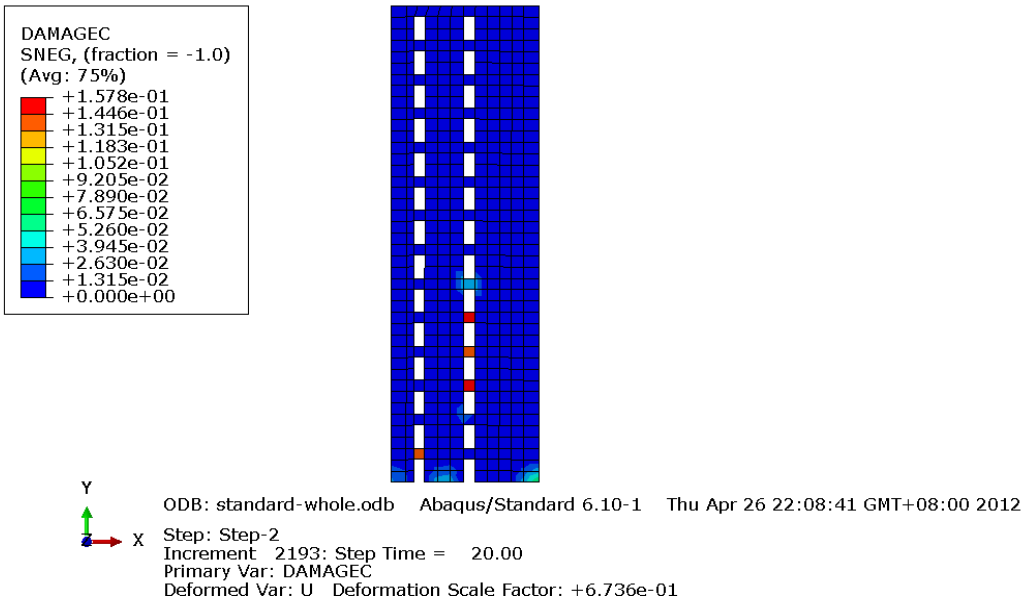


b) 开洞规则南面横墙

图4-35 基本烈度工况结构主震方向应变云图

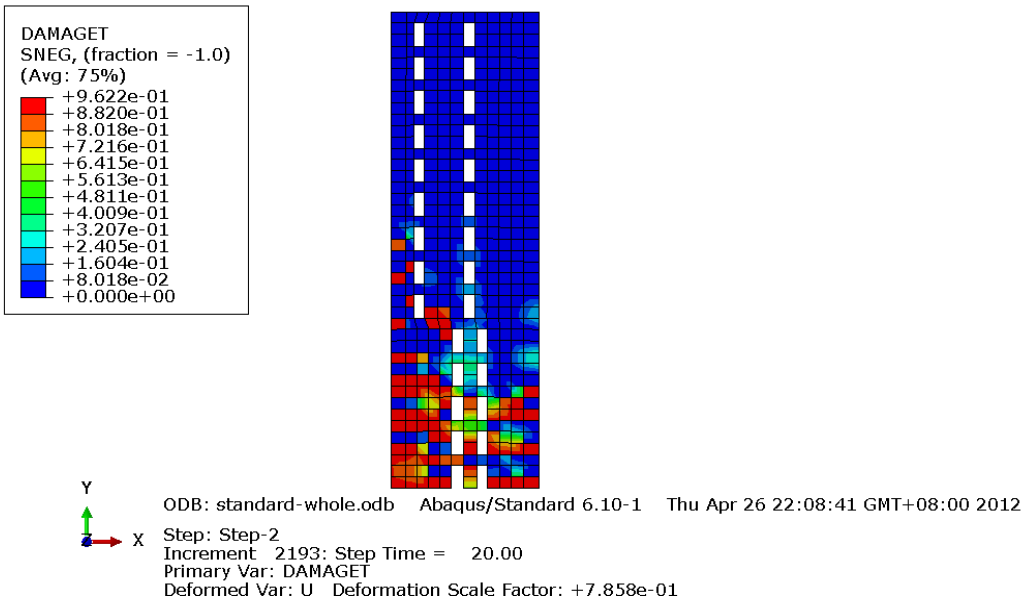


a) 开洞不规则北面横墙

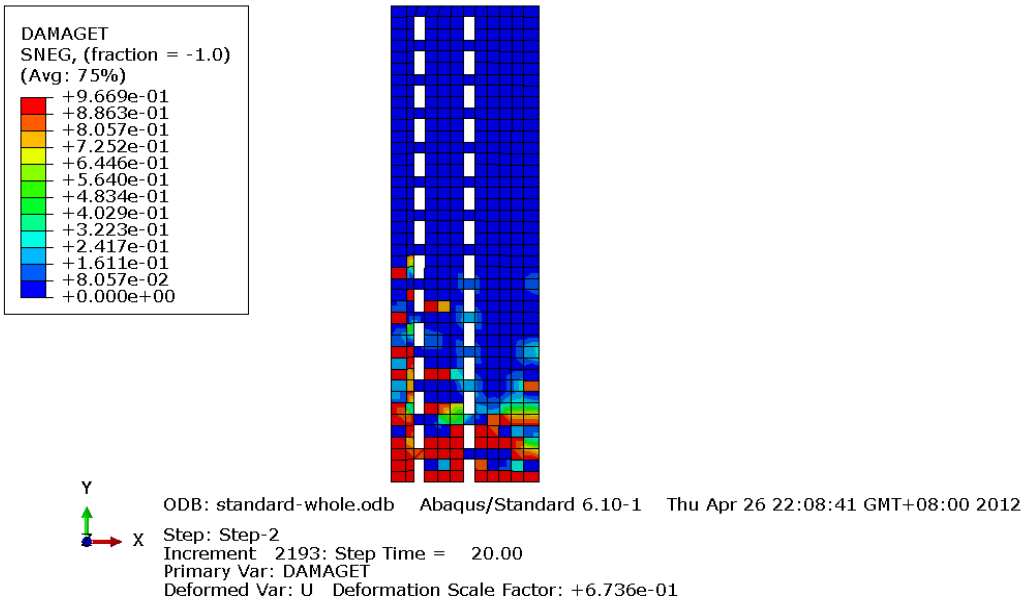


b) 开洞规则南面横墙

图4-36 基本烈度工况结构受压损伤



a) 开洞不规则北面横墙



b) 开洞规则南面横墙

图4-37 基本烈度工况结构受拉损伤

由图 4-35 至图 4-37 可见，中震作用下，结构的受压损伤主要出现在一至七层的窗口开洞处，开洞不规则的北面纵墙损伤较为严重，与实验中观察到的现象相一致（裂纹主要集中在一至七层，北面裂纹较南面多）。结构的受拉损伤较为严重，峰值在 0.95Mpa 左右，损伤水平由底层向顶层递减，结构上部未出现损伤情况。

图 4-38 给出基本烈度地震下结构的变形图，图 4-39 给出结构主震方向的加速度云图。图 4-40 给出钢框架 Mises 应力云图，隔震结构钢框架的 Mises 应力峰值在 50Mpa 附近，远小于钢的屈服应力。

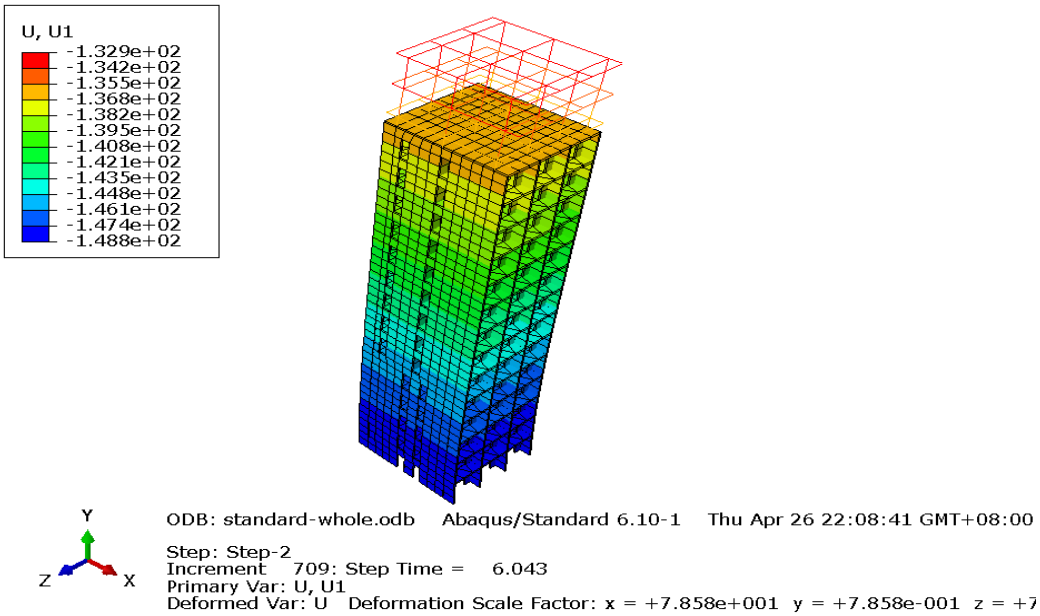


图4-38 结构位移变形云图

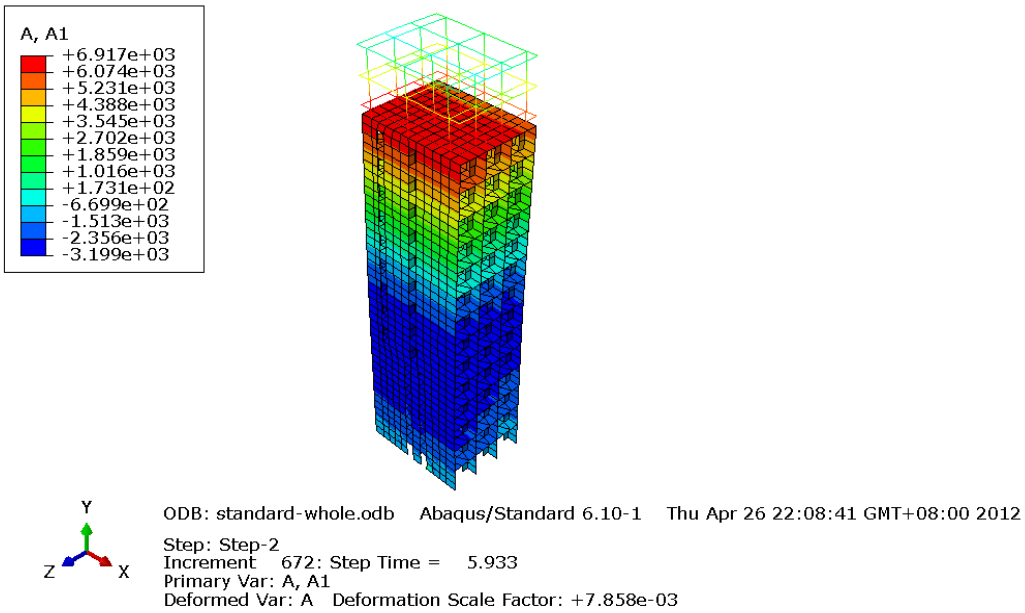


图4-39 主震方向加速度云图

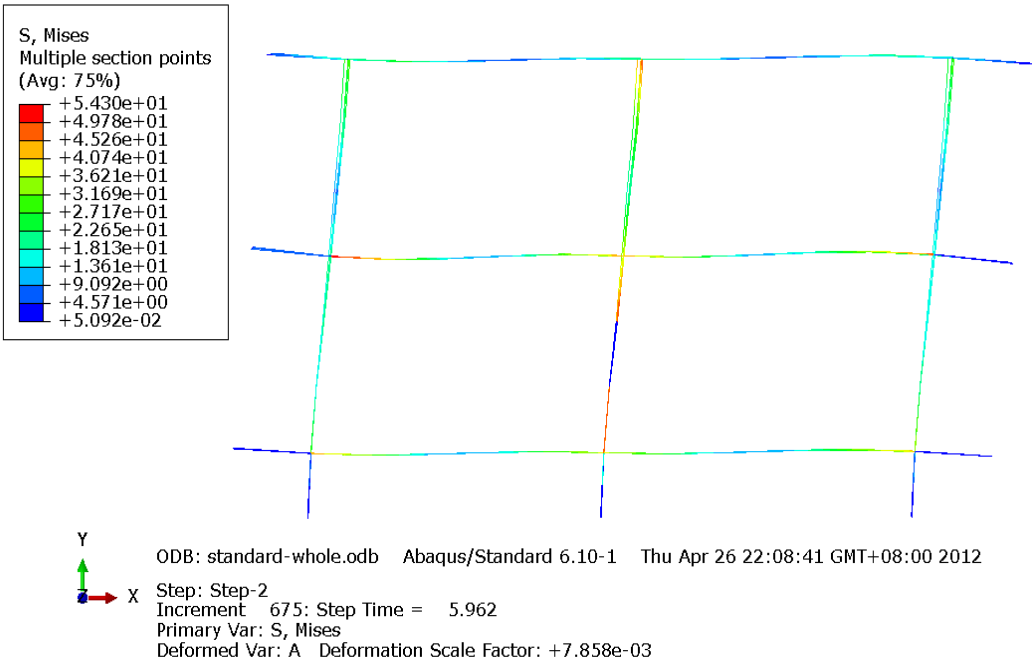


图4-40 基本烈度工况下钢框架 Mises 应力云图

4.7 本章小结

本章通过 ABAQUS 有限元分析软件对振动台试验过程进行了数值模拟分析，并得出以下结论：

（1）在小震、中震工况下的剪力墙顶层、钢框架顶层加速度、位移时程与试验实测结果吻合良好。结果表明本文所用建模方法合理可靠，可作为进一步弹塑性时程分析的基准模型；

（2）通过加层隔震模型与未加层模型的对比结果，进一步说明了加层隔震方案的调谐减震效果。加层隔震改造延长了结构周期，避开了场地特征周期，有效地控制了结构的加速度响应及基底剪力水平；

（3）有限元时程分析结果表明：外套墙体需承担部分基底剪力及较多的倾覆力矩，层间隔震体系能够适当控制结构基底剪力；结构有害层间位移角随层高而递减，占名义层间位移角的比例很小，均处在规范规定的范围之内；

（4）时程分析后的响应云图分析结果表明：结构的拉压损伤主要出现在结构底部数层，以受拉损伤为主；开洞不规则墙体由于刚度突变，破坏情况更为严重；隔震结构钢框架由于鞭梢效应较为突出，应力水平稍高于非隔震结构，但均远小于钢的屈服应力。

结　论

本文通过振动台试验研究与有限元数值仿真分析对北京某高层住宅楼外套结构加固方案及加层隔震体系的抗震性能进行了研究，取得以下主要结论：

（1）通过整体外套结构加固，模型结构在经历 8 度罕遇地震后没有发生局部失效或倒塌破坏，可知结构加固后能够满足 8 度抗震设防要求。加固墙体与内部结构连接可靠，在地震作用过程中没有发生脱离现象。加固墙体底部承受较大的倾覆力矩，与底座连接较为薄弱，在罕遇地震之后出现连接裂纹。

（2）相比于非隔震体系，加层隔震体系在一定范围内有效地控制了剪力墙结构的加速度与位移响应以及整体结构基底剪力，有效减小了结构底部混凝土受拉应变水平，发挥了调谐隔震阻尼器的作用，提高了结构的抗震性能。结构的一阶频率受隔震层刚度变化影响很小，高阶频率表现更为敏感。两种模型结构的加层钢框架部分在地震作用过程中均存在鞭梢效应，隔震模型更为明显，但不造成破坏，且满足规范限值。隔震支座在地震作用过程中始终保持在位移限值之内，符合规范要求，未发生失稳破坏。

（3）从结构局部损伤来看，结构底部楼层有害层间位移角较大，裂纹开展更为明显，上部楼层基本保持完好，无肉眼可见损伤。竖向刚度突变的一侧横墙，损伤程度较另一侧严重，实际结构可在这些位置进行进一步加固。

（4）通过 ABAQUS 中的壳单元进行剪力墙结构的数值仿真，能够较好地把握结构的动力响应，建模过程简便快捷，与实际试验结果吻合良好。

本文探讨了外套加固方案及层间隔震体系的抗震性能，但还有以下问题仍需进一步研究：

（1）结构外部墙体底部所受倾覆力矩较大，在地震作用过程中极易与底座脱离。实际结构中可采用桩基础提高连接能力，但振动台试验中无法很好模拟。

（2）由于试验条件限制，工况设计中采用同一个剪力墙结构轮流模拟隔震、非隔震模型，由于损伤的不断累积，不能非常客观地对比评估两种体系在同水平地震作用下的表现。

（3）针对罕遇地震工况下的结构动力时程分析，本文的数值模拟仍不完善，无法很好地处理底部单元的严重损伤，加速度时程存在高频高峰值成分，建模方法有待进一步探讨。

参考文献

[1] 李志鹏. 隔震砌体结构的抗震性能分析[D]. 哈尔滨工业大学硕士学位论文. 2009，2

[2] Zhou F, Xie J. Test investigation of seismic reduction using additional stories as a TMD and its application to exsisting multistory buildings[J]. World Information On Earthquake Engineering. 1998，4

[3] Kabeyasawa T. Recent Development of Seismic Retrofit Methods in Japan [J]. 2005 3-50

[4] 高剑平，刘礼君. 既有房屋外套结构加层方案选型[J]. 华东交通大学学报. 2007(05):48-53

[5] Fukuyama H，Sugano S. Japanese seismic rehabilitation of concrete buildings after the Hyogoken-Nanbu Earthquake[J]. Cement and Concrete Composites. 2000，22(1):59-79

[6] Gao J，Chen W. Development and Advance in Adding-Storey Retrofit of Existing Buildings in China[J]. Key Engineering Materials. 2009，400:621-626

[7] Villaverde R，Mosqueda G. Aseismic roof isolation system: analytic and shake table studies[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 1999，28(3):217-234

[8] Villaverde R. Implementation Study of Aseismic Roof Isolation System in 13-Story Building[J]. Journal of Seismology and Earthquake Engineering. 2000，2(2):17-27

[9] 谢军龙，周福霖. 多层房屋结构 TMD“加层减震”试验研究和应用[J]. 世界地震工程. 1998(04):57-60

[10] Rana R, Soong T. Parametric study and simplified design of tuned mass dampers [J]. Engineering Structures. 1998，20(3):193-204

[11] Murakami K, Kitamura H, Matsushima Y. The prediction for seismic responses of the two-mass model with the mid-story isolation system[J]. Journal of Structural and Construction Engineering. 2001:51-58

[12] Kobayashi M，Koh T. Earthquake response prediction and aseismic performance of mid-story isolated system[J]. Journal of Structural and Construction Engineering. 2002(558):109-116

[13] Koh T，Kobayashi M. Vibratory characteristics and earthquake response of mid-story isolated buildings[J]. Memoirs of the Institute of Sciences and Technology, Meiji University. 2000，39(12):97-114

[14] Koh T，Kobayashi M. Analytical study of modal coupling effect on mid-story isolation system by eigen value analysis and random vibration analysis[C]，

2004:333-334

[15] Chang K，Hwang J，Wang S，et al. Analytical and experimental studies on seismic behavior of buildings with mid-story isolation[C]，2009

[16] 施卫星，王群. 层间隔震原理和设计方法[J]. 工程抗震. 1997(04):20-22

[17] 罗小华，程超. TMD 原理应用在框架房屋结构加层减震时最优参数值的探讨[J]. 四川建筑科学研究. 2000(02):20-22

[18] 高剑平，李建，刘礼君，等. 基于能量的多层框架结构“加层减震”体系参数优化研究[J]. 世界地震工程. 2011(04):13-19

[19] 黄襄云. 层间隔震减震结构的理论分析和振动台试验研究[D]. 西安建筑科技大学博士学位论文. 2008，20-105

[20] 祁皑，郑国琛，阎维明. 考虑参数优化的层间隔震结构振动台试验研究[J]. 建筑结构学报. 2009，30(2):8-16

[21] El-Attar A，White R，Gergely P. Shake table test of a 1/8 scale three-story lightly reinforced concrete building[J]. 1991

[22] 徐忠根，周福霖，罗学海，等. 超高层住宅建筑模拟地震振动台试验研究[J]. 建筑结构. 2001(04):7-12

[23] 李检保，吕西林，卢文胜，等. 北京 LG 大厦单塔结构整体模型模拟地震振动台试验研究[J]. 建筑结构学报. 2006(02):10-14，39

[24] 施卫星，丁美，成广伟，等. 超限高层建筑整体模型模拟地震振动台试验研究[J]. 四川大学学报(工程科学版). 2007(04):50-56

[25] 何敏娟，梁峰，马人乐. 大型超高钢结构电视塔模拟地震振动台试验研究[J]. 振动与冲击. 2010(01):77-80，238

[26] Rakicevic Z，Bogdanovic A，Jurukovski D. Structural and Behaviour Constraints of Shaking Table Experiments[J]. Role of Seismic Testing Facilities in Performance-Based Earthquake Engineering. 2012:43-63

[27] 周颖，卢文胜，吕西林. 模拟地震振动台模型实用设计方法[J]. 结构工程师. 2003(03):30-33，38

[28] Jurukovski D. Experimental Testing of Material[J]. Elements and Components of structures, University Kiril and Metodij, Skopie. 1982

[29] Krawinkler H，Moncarz P. Similitude requirements for dynamic models[J]. Dynamic Modeling of Concrete Structures SP 73. 1982，1:1-22

[30] 张敏政. 地震模拟实验中相似律应用的若干问题[J]. 地震工程与工程振动. 1997(02):52-58

[31] Lu X，Fu G，Shi W，et al. Shake table model testing and its application[J]. The Structural Design of Tall and Special Buildings. 2008，17(1):181-201

[32] Wu Y，Samali B. Shake table testing of a base isolated model[J]. Engineering Structures. 2002，24(9):1203-1215

[33] 罗福平. 大庆林甸农村房屋抗震性能现状调查及振动台试验研究[D]. 哈尔滨工业大学硕士学位论文. 2011，20-21

[34] 辛文杰. 砖砌体结构振动台试验研究[D]. 哈尔滨工业大学硕士学位论文. 2011，25-26

[35] 胡聿贤. 地震工程[M]. 河北教育出版社，2003，130-135

[36] Suárez L，Montejo L. Generation of artificial earthquakes via the wavelet transform[J]. International Journal of Solids and Structures. 2005，42(21－22):5905-5919

[37] 邓明科，梁兴文，王庆霖，等. 剪力墙结构层间位移计算方法探讨[J]. 地震工程与工程振动. 2008(03):95-103

[38] 魏琏，龚兆吉，孙慧中，等. 地王大厦结构设计若干问题[J]. 建筑结构. 2000(06):31-36

[39] 王金昌；陈叶开. ABAQUS 在土木工程中的应用[M]. 浙江大学出版社，2006，1-5

[40] 和留生，蒋欢军. 某框架结构弹塑性时程分析及振动台试验对比[C]. 第八届全国地震工程学术会议，中国重庆，2010:568-569-570-577

[41] 蒋欢军，和留生，吕西林，等. 上海中心大厦抗震性能分析和振动台试验研究[J]. 建筑结构学报. 2011(11):55-63

[42] 李江波. 高层钢筋混凝土结构 ABAQUS 参数化建模方法[D]. 哈尔滨工业大学硕士学位论文. 2011，30-35

[43] 尚晓江. 高层建筑混合结构弹塑性分析方法及抗震性能的研究[D]. 中国建筑科学研究院博士学位论文. 2008，1-50

[44] 于旭，陈亚东. 考虑 SSI 效应的隔震结构体系振动台模型试验与数值模拟对比研究[J]. 世界地震工程. 2011(02):100-106

[45] Lubliner J，Oliver J，Oller S，et al. A plastic-damage model for concrete[J]. International Journal of Solids and Structures. 1989，25(3):299-326

[46] 张帆. 基于分层壳单元的剪力墙抗震结构体系的非线性有限元分析[D]. 沈阳建筑大学硕士学位论文. 2011，15-20

[47] 过镇海，张秀琴，张达成，等. 混凝土应力-应变全曲线的试验研究[J]. 建筑结构学报. 1982(01):1-12

[48] 过镇海，张秀琴. 混凝土在反复荷载作用下的应力-应变全曲线[J]. 冶金建筑. 1981(09):14-17，13

[49] 庄茁. ABAQUS 非线性有限元分析与实例[M]. 科学出版社，2005，1-18

[50] 邰晓峰. 约束浆锚钢筋搭接连接预制混凝土剪力墙抗震试验研究[D]. 哈尔滨工业大学硕士学位论文. 2012，21-22

[51] 魏琏. 高层建筑结构位移控制研讨[J]. 建筑结构. 2000(06):27-30，40

哈尔滨工业大学硕士学位论文原创性声明

本人郑重声明：此处所提交的学位论文《既有结构外套增层隔震加固振动台试验研究》，是本人在导师指导下，在哈尔滨工业大学攻读学位期间独立进行研究工作所取得的成果。据本人所知，论文中除已注明部分外不包含他人已发表或撰写过的研究成果。对本文的研究工作做出重要贡献的个人和集体，均已在文中以明确方式注明。本声明的法律结果将完全由本人承担。

作者签名：林蒨 日期：2012 年 07 月 5 日

哈尔滨工业大学硕士学位论文使用授权说明

《既有结构外套增层隔震加固振动台试验研究》系本人在哈尔滨工业大学攻读硕士学位期间在导师指导下完成的硕士学位论文。本论文的研究成果归哈尔滨工业大学所有，本论文的研究内容不得以其它单位的名义发表。本人完全了解哈尔滨工业大学关于保存、使用学位论文的规定，同意学校保留并向有关部门送交论文的复印件和电子版本，允许论文被查阅和借阅，同意学校将论文加入《中国优秀博硕士学位论文全文数据库》和编入《中国知识资源总库》。本人授权哈尔滨工业大学，可以采用影印、缩印或其他复制手段保存论文，可以公布论文的全部或部分内容。

本学位论文属于(请在以下相应方框内打“√”)：

保密□，在　　年解密后适用本授权书

不保密☑

作者签名：林蒨 日期：2012 年 07 月 5 日

导师签名：王N 日期：2012 年 07 月 5 日

致　谢

在论文即将完成之际，首先对导师吴斌教授表达诚挚的敬意以及由衷的感谢。硕士求学过程中，从课程的学习到论文的选题、试验的进行以及论文的撰写，老师都给予了莫大的支持与鼓励。留给我最深印象的，是老师求真探索、严谨治学的精神，不但激励着我完成课题工作，也是我今后的榜样。副导师许国山博士对本文的完成进行了悉心指导，尽管实验室的工作繁忙，许老师仍然对我进行了具体细致的指导，鼓励和启发更深入的研究，亲切耐心地解答我的疑惑。两位导师的谆谆教诲和辛勤指导，使我终身受益。在此，谨向老师及他们的家人表示最诚挚的感谢和祝福。

感谢混凝土与砌体结构学科组的姜洪斌老师与王震宇老师。在如此复杂的工程项目面前，我仅有的结构知识显得苍白无力，任务的开展也困难重重。正是两位老师的耐心指导与教诲，使我能够一步步地攻克难关，顺利完成任务。特别感谢姜老师，在实验进行阶段一次次的驱车接送，使我免受风雪之苦。

感谢教研室各位兄弟姐妹在我的硕士生活中提供的支持与鼓励。其中尤其感谢丁勇师兄与潘天林师兄在课题研究中的帮助。在试验阶段和项目报告起草阶段，丁师兄不辞劳苦地与我一同彻夜准备，教授我结构监测与数据处理方面的知识，令我受益匪浅；而潘师兄是我学习 ABAQUS 的启蒙老师，总是不厌其烦地为我解答问题，提出一个又一个有效的建议，指导我完成有限元分析工作。

感谢我的父母，感谢你们二十多年来对我一如既往的支持与付出。在我的求学生涯中，离不开你们的理解、肯定、鼓励和安慰。离家六年，你们渐渐老去，而我却不能常伴膝下，在此表达深深的歉意。

感谢我的女朋友杨格，感谢你对我的支持与陪伴。分别在即，诸多感伤。此去经年，愿你好好保重身体，顺利完成博士阶段的学习。

感谢国家自然科学基金(51161120360，90715036)、哈尔滨工业大学重大国际科技合作研究培育计划(HIT.ICRST.2010016)、哈尔滨工业大学基础研究杰出人才培育计划(HIT.BRET2.2010009)、北京市住房与城乡建设委员会《前三门地区低配筋高层剪力墙结构加固改造综合技术研究》对本文研究工作给予的资助。

林琦

2012.6.19