

学校代号 10731

学 号 072081402015

分 类 号 TU392.5

密 级 公开



硕士学位论文

低层冷弯薄壁型钢结构体系 力学性能研究

学位申请人姓名 靳焱

培 养 单 位 土木工程学院

导师姓名及职称 王文达副教授、何忠茂教授级高工

学 科 专 业 结构工程

研 究 方 向 轻型钢结构

论文提交日期 2010年4月

学校代号：10731

学 号：072081402015

密 级：公开

兰州理工大学硕士学位论文

低层冷弯薄壁型钢结构体系力学性能研究

学位申请人姓名 靳 焱

导师姓名及职称 王文达副教授、何忠茂教授级高工

培 养 单 位 兰州理工大学

专 业 名 称 结构工程

论文提交日期 2010年4月

论文答辩日期 2010年6月3日

答辩委员会主席 李德荣教授级高工

Research on Mechanical Performance of Cold-Formed Steel Framing System
of Low-Rise Residential Buildings

by

B.E.(Shenyang Jian Zhu University)2006

M.S.(Lanzhou University of Technology)2009

A thesis submitted in partial satisfaction of the

Requirements for the degree of

Master of Engineering

in

Structural Engineering

in the

School of Civil Engineering

of

Lanzhou University of Technology

Supervisor

Associate Professor Wang Wenda

April,2010

兰州理工大学学位论文原创性声明和使用授权说明

原创性声明

本人郑重声明：所呈交的论文是本人在导师的指导下独立进行研究所取得的研究成果。除了文中特别加以标注引用的内容外，本论文不包含任何其他个人或集体已经发表或撰写的成果作品。对本文的研究做出重要贡献的个人和集体，均已在文中以明确方式标明。本人完全意识到本声明的法律后果由本人承担。

作者签名：

日期： 年 月 日

学位论文授权使用授权书

本学位论文作者完全了解学校有关保留、使用学位论文的规定，即：学校有权保留并向国家有关部门或机构送交论文的复印件和电子版，允许论文被查阅和借阅。本人授权兰州理工大学可以将本学位论文的全部或部分内容编入有关数据库进行检索，可以采用影印、缩印或扫描等复制手段保存和汇编本学位论文。同时授权中国科学技术信息研究所将本学位论文收录到《中国学位论文全文数据库》，并通过网络向社会公众提供信息服务。

作者签名：

日期： 年 月 日

导师签名：

日期： 年 月 日

目录

目录	I
摘 要	I
ABSTRACT	II
第一章 前 言	1
1.1 低层冷弯薄壁型钢结构住宅体系	1
1.1.1 冷弯薄壁型钢结构住宅发展概况	1
1.1.2 低层冷弯薄壁型钢结构体系构成特点	1
1.1.3 冷弯薄壁型钢结构的优缺点	3
1.2 冷弯薄壁型钢结构住宅发展状况	3
1.2.1 国外发展状况	3
1.2.2 国内发展状况	5
1.3 国内外对冷弯薄壁型轻钢住宅的理论研究	6
1.3.1 国外对冷弯薄壁型轻钢构件的研究	7
1.3.2 国内对冷弯薄壁型轻钢构件的研究	8
1.4 课题的背景及研究意义	11
1.5 研究方法和内容	12
1.5.1 研究方法	12
1.5.2 本文的主要内容	14
第二章 组合墙体抗剪承载力分析	15
2.1 国内外组合墙体抗剪承载力研究状况	15
2.1.1 国外研究状况	15
2.1.2 国内研究状况	15
2.2 非线性有限元分析方法	16
2.2.1 概述	16
2.2.2 单元的选取	16
2.2.3 材料的非线性本构关系	17
2.2.4 几何非线性	18
2.2.5 有限元模型的建立	18
2.2.6 边界约束条件	19
2.2.7 求解及结果后处理	19

2.3 现有组合墙体抗剪承载力试验	20
2.4 有限元分析与试验结果对比	21
2.4.1 参数分析	23
2.5 开洞组合墙体抗剪承载力有限元分析	25
2.5.1 国内外研究状况	25
2.5.2 有限元数值分析	26
2.5.3 开洞组合墙体抗剪性能参数分析	29
2.6 开洞组合墙体抗剪强度建议计算公式	31
2.6.1 基本假定	31
2.6.2 公式推导	31
2.6.3 简化公式和理论计算公式的结果对比	32
2.7 本章小结	33
第三章 低层冷弯薄壁型钢结构体系弹性时程分析	35
3.1 弹性模型的建立	35
3.2 烈度 7 度区计算分析	36
3.2.1 模态分析	36
3.2.2 各种荷载工况下结构的内力与变形	38
3.3 地震作用计算分析	41
3.3.1 地震作用下的结构角点位移	41
3.3.2 结构层间位移	47
3.4 本章小结	49
第四章 低层冷弯薄壁型钢结构体系弹塑性时程分析	50
4.1 结构弹塑性模型的建立	50
4.1.1 模型的布置及构成	50
4.1.2 模型的假定	51
4.2 模态分析	52
4.3 承载能力分析	53
4.3.1 荷载的施加	53
4.3.2 各模型承载力比较	53
4.3 最大位移分析比较	56
4.4 地震作用下结构反应	58
4.4.1 地震动下结构位移的比较	58
4.4.2 结构层间位移	59
4.4.3 结构加速度反应	60

4.5 大震作用下结构反应	61
4.5.1 结构顶点位移反应	61
4.5.2 结构层间位移	66
4.5.3 结构加速度反应	68
4.5.4 结构应力	71
4.6 组合墙体地震下的抗剪分析	72
4.7 本章小结	73
结论与展望	74
结论	74
展望	74
参考文献	76
致谢	81
附录A 攻读学位期间所发表的学术论文	82

摘 要

近年来，冷弯薄壁型钢结构低层住宅体系已成为美国、澳大利亚、日本等发达国家住宅建筑的重要形式。该住宅体系因其施工速度快、抗震抗风性能好、机械化程度高，而作为一种新的住宅体系在我国也得到推广应用。特别是在汶川地震以后，在灾区重建中，冷弯薄壁型钢结构住宅占了相当大的比重。目前关于低层冷弯薄壁型钢结构的试验与研究主要集中在其构件上，对其整体性能研究的工作还比较少。低层冷弯薄壁型钢结构体系的力学性能不仅与其构件和组合墙体的性能有关，而且还与施工构造及非结构构件因素有关，如墙体和楼板的开洞，墙体的布置方式等。

本文对低层冷弯薄壁型钢结构体系的力学性能进行了比较全面的分析，主要通过有限元软件 ANSYS 建立非线性有限元模型，采用静力弹塑性方法分析其在恒载、活载、风荷载及重力荷载各种工况组合下的力学性能以及采用弹塑性动力时程分析方法对低层冷弯薄壁型钢结构住宅在地震作用下进行计算和分析。

研究工作可以分为以下三个部分：

(1) 采用有限元法对冷弯薄壁型钢结构住宅组合墙体的受剪性能进行了分析，分别采用满足薄壁壳体条件的塑性壳单元 (SHELL181) 来模拟墙面板和墙架柱，考虑了材料非线性和几何非线性影响，用耦合模型代替自攻螺栓连接。在此基础上，利用该模型分析了不同墙面板材料、钢材强度、墙架柱间距、墙体高度、螺栓间距等参数对组合墙体受剪承载力的影响，有关结论可为设计人员合理选择有关参数提供参考。

(2) 对低层冷弯薄壁型钢结构住宅弹性模型进行了计算分析，分析其在多遇地震作用下的结构内力及变形，研究其规律变化。

(3) 根据冷弯薄壁型钢结构构件的受力特点，建立整体弹塑性模型。对不同结构体系的模型进行分析比较。分析时考虑了有无墙面板、开洞处是否加强、不同墙面板做法等相关因素。

关键词：冷弯薄壁型钢；非线性有限元；组合墙体；弹塑性模型；时程分析

Abstract

In recent years, the cold-formed thin-wall steel framing system has been used in developed countries, for example, USA, Australia, Japan et al. Because of the fast speed of construction, good performance of earthquake and wind resistance, higher mechanical degree, it has been used more and more widely in china. After Wenchuan earthquake, in the reconstruction of disaster area, the cold-formed thin-wall steel framing system is used in a large proportion of the buildings. Now the tests and studies of cold-formed thin-wall steel framing system of low-rise residential buildings were mostly focused on members. There are seldom researches reported on structural framing systems. The mechanical property of low-rise residential buildings depends not only on the performance of cold-formed members and composite walls, but also on construction and many other factors, such as the mode of disposal of walls, form of openings on floors and walls and so on.

The main purpose of this paper is to give an all-round analysis of the response of the cold-formed thin-wall steel framing system of low-rise residential buildings and to check its mechanical property. The nonlinear finite element model was built using finite element analysis program Ansys. Also the static push-over analysis was adopted to analyze the mechanical property in these load case, such as dead load, live load, wind load and gravity load. Meanwhile, the elastic plastic relation was adopted to analyze the seismic bearing capacity of low-rise residential buildings.

The main work is composed of the following three parts:

(1) The finite element method (FEM) was developed to analyze the shear resistance of steel stud walls in cold-formed steel frame system of residential buildings. The wall sheathing and steel stud were simulated by plastic shell element (SHELL181) in the FEM model, respectively. The material and geometric nonlinearity were considered. The screws between the wall sheathing and frame were modeled through coupling methods. A detailed parametric study by the FEM is carried out with the material of wall panel, the strength of steel members, the stud spacing, the wall height, and the screw spacing to analyze the shear-carrying capacity of the walls. The conclusions will be reference for designer to choose the rational parameters.

(2) The low-rise cold-formed entirety elastic model was built to analyze the structural internal force, deformation and regular changes under frequent earthquake.

(3) Based on the mechanical property of cold-formed thin-wall steel structures,

the entirety elastic-plastic model was established to compare the model of different structural system. Several factors are taken into consideration, such as whether having wall pane, whether having any strengthening in the hole, and different material of wall panel, and so on.

Key words: cold-formed thin-wall steel; the nonlinear finite element; cold-formed steel stud walls; elasto-plastic model; Time History Analysis

第一章 前言

随着钢结构设计理论及制作施工工艺的不断发展和完善，钢结构住宅的推广已渐趋成熟，而钢结构住宅的成套技术将是其发展的主要趋势之一。近年来，我国从北美引进了一种低层冷弯薄壁型钢结构体系独立住宅。该住宅体系因其施工速度快、抗震抗风性能好、机械化程度高，而作为一种新的住宅体系在我国也得到推广应用。本章介绍了低层冷弯薄壁型钢结构的构成特点和国内外相关的研究，并阐述了该体系力学性能研究的重要意义和分析方法。

1.1 低层冷弯薄壁型钢结构住宅体系

本节将简单介绍国内外冷弯薄壁型钢结构住宅的发展动态、结构体系组成及其优缺点。

1.1.1 冷弯薄壁型钢结构住宅发展概况

冷弯薄壁型钢结构体系是由木龙骨结构体系演变而来的低层轻钢结构体系，距今已有 40 多年的历史（殷惠光和张跃锋，2004^[1]）。过去 100 年来，薄壁结构体系在建筑业的应用日益增加。因为它们有利于减轻建筑物的重量，能承受拉力、压力和弯曲力。如今，低层冷弯薄壁钢结构住宅体系在欧美和日本等发展国家得到了较普遍的应用，美国在 2000 年建成了 20 万栋低层冷弯薄壁型钢结构住宅，获得了相当大的经济效益。在地震频发的日本，新建的 1-4 层建筑大多采用了冷弯薄壁型钢结构。芬兰、瑞典、丹麦以及法国等欧洲国家，对冷弯薄壁型钢结构住宅的应用也在逐步普及（Peyton H 和 Seattle WA，2001^[2]）。

20 世纪 80 年代，我国首次从日本引进了百栋轻钢结构别墅。90 年代，上海等大型城市建立了多层轻钢住宅楼，近两年，在上海、天津、大连、北京、苏州等地以开始引进这种体系住宅房屋，很多行内企业也开始与国外同行合作（上海宝钢与博思格钢构），进行研究开发，建立起了专门生产这种结构体系的工厂。特别是在汶川地震以后，灾后重建工程中大量采用了这种结构体系。但是，大规模的研究开发、设计制造、施工安装也是在近几年才逐渐发展起来的（弓晓芸，2001^[3]）。这种结构在我国还处于起步阶段，必须通过理论研究和实验探索，进一步完善这种结构体系。

1.1.2 低层冷弯薄壁型钢结构体系构成特点

冷弯薄壁型钢结构的特点是将热（冷）扎卷带钢在常温下，经连续辊式冷弯成型制成的各种截面形状的型钢。在相同截面面积下，冷弯薄壁型钢构件比热轧型钢的回转半径增大 50%-60%，截面惯性矩增大 1.5-4 倍（孙卫明，2004^[4]）。冷

弯薄壁型钢结构构件的截面形式多为 C 型、U 型和 L 型（周绪红等，2005^[51]）。C 型截面构件主要用于墙龙骨、楼盖梁以及屋架的上下弦、腹杆等；U 型截面的构件主要用于导轨或与 C 型截面的构件进行组合；L 型截面的构件用来做过梁或连接构件。构件的钢材采用 Q235 钢或 Q345 钢，厚度在 0.45-2.5mm 内，但梁和承重构件的厚度一般不小于 0.85mm，只有非承重构件可采用最小厚度 0.45mm 的钢材。当有可靠连接时，也可采用更小厚度的钢材。构件已经定型化，U 型截面常用型号，只有 8 种，C 型截面常采用型号只有 5 种，可见构件种类很少，无论设计还是制作与安装都很方便。

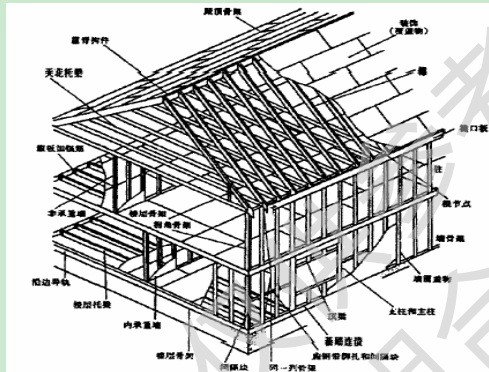


图1.1 低层冷弯薄壁型钢结构住宅体系示意图

冷弯薄壁型钢结构住宅体系主要由墙体、楼盖、屋盖及维护结构组成，如图 1.1 所示。墙体结构由间距 400mm 或 600mm 的龙骨、上下导轨和墙板组成；楼盖结构由间距 400mm 或 600mm 的楼面梁、楼面板和吊顶组成,结构体系的构造参照图 1.2；屋盖结构由屋架、屋面板、吊顶组成。冷弯薄壁型钢结构是一种板肋结构体系，板肋结构的平面刚度较大，可以抵抗水平风荷载和地震荷载（周绪红等，2005^[51]）。

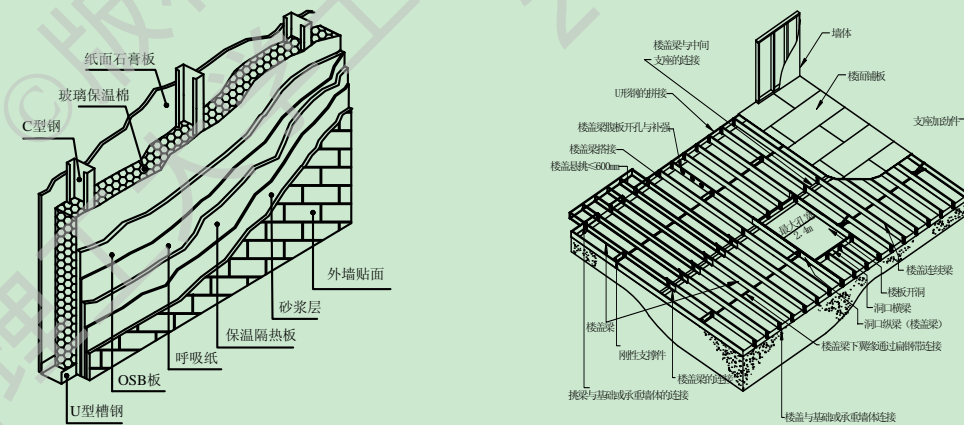


图 1.2 组合墙体及楼板构造图

构件之间通过螺钉、普通钉子、射钉、拉铆钉、螺栓和扣件等进行连接。受力构件和板材常采用自钻自攻螺栓或自攻螺钉连接，常用的规格只需 3-5 种，在施工中采用专业工具对螺栓进行连接，其连接简单、方便，见图 1.3。

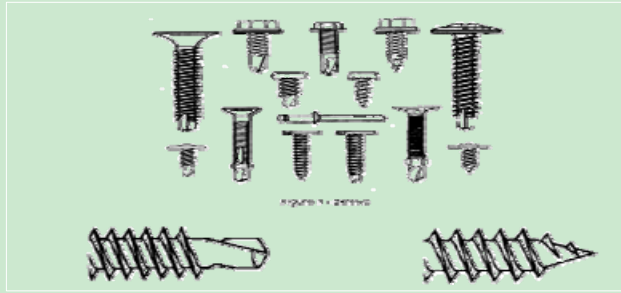


图 1.3 常用螺栓

1.1.3 冷弯薄壁型钢结构的优缺点

与传统的混凝土结构和砌体结构相比,冷弯薄壁型钢住宅具有以下优点(石宇, 2003^[6]):

(1) 轻钢住宅比传统形式的住宅能更好地满足建筑上大开间、布局灵活、便于分割等要求,并且可以通过减少柱的截面面积和使用薄壁轻质墙板来提高面积使用率。

(2) 轻钢结构住宅属于绿色环保建筑:其所用材料主要是可回收或易降解的材料,不会造成很多的垃圾,符合现代建筑发展方向。

(3) 抗震性能好,安全性能高,轻钢住宅体系可以充分发挥钢材的延性好、变形能力强的特点,从而提高住宅的抗震性能和安全度。

(4) 施工周期短,可以显著提高投资效益,加快资金周转。由于这种房屋的施工特点,所占用的施工现场、建筑垃圾、建筑施工噪音等都减少到最低程度。

低层冷弯薄壁型钢结构住宅与其他结构一样存在着自身的缺点和不足(杨志勇, 2003^[7])。

(1) 全国已兴建了许多钢结构住宅,基本是等效采用外国标准,缺乏有针对性的适合中国国情的钢结构住宅规范,其适用性受到了很大的限制。

(2) 冷弯薄壁型钢结构组合墙体抗震延性与其他形式的剪力墙相比较差(夏冰清, 2003^[8]),该体系一般只适用于3层以下的住宅。

(3) 建筑用钢是否耐腐蚀、耐火,直接决定了钢结构住宅的质量。冷弯薄壁型钢的防腐、耐火是不可小视的问题。

(4) 成本与混凝土结构和砌体结构相比较较高。

(5) 具有钢结构住宅设计经验的技术人员和施工技术工人较缺乏,只有经过专业培训的人员才可以设计出安全的冷弯薄壁型钢结构住宅(陈鸣, 2007^[9])。

1.2 冷弯薄壁型钢结构住宅发展状况

1.2.1 国外发展状况

冷弯薄壁型轻钢住宅在美国发展最早,最快。据报道,1965年轻钢结构住宅在美国建筑市场仅占15%;1990年立刻攀升到了53%,1993年上升到68%,到2000

年左右时已经上升到了75%。许多1-2层民用住宅和别墅都采用了这种结构体系。这种住宅度建于郊区，以低层轻钢龙骨结构为主，墙面板大多采用木板或石膏板，现场进行机械化施工，施工速度特别快，其注重于住宅的多样化和个性化，用户以自己的满意的方案设计房屋。由全国住宅房屋研究中心（NAHBRC）、美国钢铁学会（AISI）和美国城镇住房开发部（DHUD）等机构，组织并编制了这类薄板轻钢房屋体系（1~3层）设计、建造标准并实现了设计标准化、图表化，在北美称之为“基于规范的方法”（Prescriptive Method）。为加速推广这类产业化程度较高的薄板轻钢房屋体系住宅，1998年还成立了北美钢构联盟（NASFA）。图1.4为美国高层轻钢住宅。



图1.4 美国轻钢住宅

早在60年代就提出了“快速安装预制住宅”的概念（H.burstrand，1984^[10]），但由于市场尚未成熟，并未得到很好的发展。到了1987年，高强度冷弯薄壁型钢结构的出现，澳大利亚与新西兰的联合规范AS/NZS4600冷弯成型结构钢规范于1996年发布实施。这种钢材承载力高，与相同承载力的木材相比，其重量只是木材的1/3。高强度冷弯薄壁型钢结构的出现取代了原有的木结构。澳大利亚地大人少，低层冷弯薄壁型独立式住宅能够得到比较好的发展。图为典型的澳大利亚轻钢结构住宅。图1.5为典型的澳大利亚轻钢住宅。



图 1.5 澳大利亚轻钢住宅

早在1932年，英国的Careman就提出了板件屈曲理论及屈曲强度、总截面、净截面和有效截面等概念，但将其写到技术标准中，并应用到工程实践中，还是近几十年的事情。80年代以后，欧洲住宅开始转向注重住宅功能和多样化发展，瑞典工业化住宅公司生产的独户住宅，以畅销世界各地（刘锡良，2001^[11]）；意大利BSAIS工业化建筑体系适用建造1-8层钢结构住宅。它具有造型新颖、结构受力合理、抗震性能好、施工速度快、居住施工舒适方便，采用CAD计算机辅

助设计和 CAM 计算机辅助制造等优点。在欧洲、非洲、中东等地区大量推广应用。

日本每年新建低层住宅 20 万栋左右，建筑面积大约 300 万 m^2 。这种工业化住宅生产厂家规模比较大的有 7-8 家，钢结构体系基本相同。日本的钢柱用 3.2mm 厚的 C 型钢组成，也用工字型、口字型或 H 型钢，梁采用 5.5mm-8mm 厚的 H 型钢。平均钢骨架用钢量在 $60\text{kg}/\text{m}^2$ 。梁和柱采用镀锌合金钢加工，需要防火时再采用喷防火涂料或者采用防火板材包裹。图为日本冷弯薄壁型轻钢独立住宅安装过程。日本的 JIS 标准也只是在 2002 年首次出版的《冷轧轻钢骨架住宅设计规范》中比较简单的提及了冷轧薄壁型轻钢骨架构件设计方法。图 1.6 所示为日本正在组合安装的二层轻钢住宅。



图 1.6 日本轻钢住宅

1.2.2 国内发展状况

我国对冷弯薄壁型钢的研究开始于上个世纪 50 年代，1969 年颁布了《弯曲薄壁型钢结构技术规范》(草稿)，又于 1975 年进行修订为《薄壁型钢结构技术规范》(TJ18-75)，1987 年颁布了国家标准《冷弯薄壁型钢结构技术规范》(GBJ18-1987)，其对构件的厚度有要求 ($2\text{mm} \leq t \leq 6\text{mm}$)，突破了《钢结构设计规范》(GBJ17-1988)中对板件宽厚比限制的规定，允许板件产生局部失稳，并利用板件失稳之后的强度提高，从而引出了有效截面概念。2002 年国家又颁布了国家标准《冷弯薄壁型钢结构技术规范》(GB50018-2002)^[12]，但是由于此规范仅提供构件设计方法，并没有涉及到整体结构设计，而且由于制定规范的时候，缺乏相关试验数据，该规范只适用于 2mm-6mm 厚冷弯成型的钢构件和结构，我们无法依据现有规范和标准对冷弯超薄壁型钢结构进行设计(杨鹏飞，2004^[13])。鉴于此规范的局限性，建设部正在抓紧时间编制《低层冷弯薄壁型钢建筑技术规范》^[14]和《低层轻型钢结构装配式住宅技术要求》(JG/T 182-2005)^[15]，目前《低层轻型钢结构装配式住宅技术要求》(JG/T182-2005)已编制完成。

2000 年前后，我国在建设部大力推行钢结构住宅政策推动下，不少房屋公司开发或引进这类 1~3 层薄板轻钢房屋体系，其中，北新房屋有限公司在北京、山东等地建造了一批以新日铁工法的薄板轻钢房屋并制定了公司标准；上海美建公司、阿姆斯特公司、上海绿筑住宅系统科技有限公司等建造了一批代表北美体系的薄板轻钢房屋住宅别墅，上海绿筑公司也制定了公司的企业验收标准。图 1.7

为国内轻钢住宅项目工程。



图 1.7 北京纳帕溪谷工程

2008年5月12日，四川省发生里氏8.0级超大地震，震中位于阿坝藏族羌族自治州汶川县，地震波及甘肃、陕西、山西、河南、云南、贵州、重庆等省市。震区破坏严重，建筑物大规模毁坏。安全、快速、经济地进行灾区重建不仅是每个土木工程建设者的责任，也是全社会的一种期待。冷弯薄壁性轻钢住宅因其结构自重轻，整体性能好，施工周期短，抗震性能高等特点应在灾区重建中首先考虑，在都江堰灾区重建中，当地一部分农民住宅已经采用了冷弯薄壁超轻钢结构体系。图1.8所示的为汶川地震以后，都江堰地区灾区重建中大量使用了轻钢住宅这种结构体系。



图 1.8 灾区重建中的冷弯薄壁型钢住宅

1.3 国内外对冷弯薄壁型轻钢住宅的理论研究

典型的冷弯薄壁型钢结构住宅的组合墙体由C型（卷边槽形截面墙架柱）和U形（普通槽钢截面顶梁和底梁）截面组成的骨架和石膏板、定向刨花板（OSB板）通过自攻螺丝连接而成，能有效地承受结构自重和水平荷载（如地震荷载、风荷载）（NASFA，2000^[16]）当钢骨架与墙板在可靠连接时，墙板给骨架提供有效侧向支撑，从而提高了骨架的稳定承载能力（Liew Y.L 等，2002^[17]）。组合墙体是冷弯薄壁型钢结构体系的主要受力构件，它在竖向荷载作用下的受压、受弯及压弯性能主要取决于钢骨架的承载力，一般可由冷弯薄壁型钢的强度和稳定计算控制。但是，在侧向荷载作用下，冷弯薄壁型钢结构体系墙体的抗剪性能由于影

响因素众多，至今还未有确切的计算方法，而主要依赖一系列的试验结果制成图表以供设计使用，而且这些试验结果均是在静力加载作用下得到的。

1.3.1 国外对冷弯薄壁型钢构件的研究

Green, Winter、Cuykendall (1947)^[18]对轻钢结构的组合墙体进行了理论及试验研究，认为墙面板对墙架柱提供线性弹簧支撑。20世纪70年代，Cornell大学和其他机构对组合墙体的新研究表明，钢板对墙架柱提供的支撑属于剪力蒙皮类型。当低层冷弯薄壁型钢结构住宅墙体的钢骨架连有墙面板后，墙面板能有效支撑钢骨架，防止在板平面内发生柱整体屈曲和梁侧向屈曲。

Simaan和Pekoz (1976)^[19]以组合墙体综合研究为基础，提出了相应的稳定计算方程，以确定墙体墙架柱发生不同类型的整体屈曲时的临界荷载，这些屈曲荷载方程仅适用于两翼缘均连接有墙面板的U形、C形、Z形和I字形截面的墙架柱。

在Cornell大学Simaan、Pekoz等学者研究工作基础上，美国AISI规范(1992)^[20]考虑了墙面板对墙架柱承载力的影响，但是AISI的设计方法仅针对墙架柱两侧翼缘设有相同剪力蒙皮支撑的情况，并且忽略了墙面板的转动约束。

美国密苏里州大学的Tarpy (1978^[21]；1980^[22]；1982^[23])首次对冷弯型钢骨架墙体抗剪承载进行了单调加载试验研究，目的是为了考察墙体不同的构造和面板材料对抗剪承载力的影响，研究表明：房屋自重不足以抵抗水平侧力引起的上拔力，需要加设可靠的地脚锚栓以避免墙体抗剪性能降低；覆板墙体破坏始于角部螺钉连接处，然后是周边螺钉连接处破坏。

Tissell (1993)^[24]对边柱为单根柱单面覆胶合板和OSB板的冷弯薄壁型钢骨架墙体进行了单调水平加载试验，试验结果表明：在大多数情况下破坏发生原因是由于边柱屈曲或在锚栓连接处被拉断；边立柱过早的屈曲与墙体在一侧没有覆板有关。

美国圣克拉拉大学的Serrette (1994)^[25]认为Tissell边立柱采用单根不合理，不能充分发挥该类墙体的抗剪承载力，于是将边柱改为双柱，即两根背靠背组成工字型截面立柱作为边柱使用，试验研究充分证明了边柱采用双柱能够确保墙体抗剪承载力充分发挥，进一步说明了边立柱的截面尺寸和强度对整个墙体的抗剪承载力至关重要。

1998年，为了指导冷弯型钢骨架墙体抗剪设计，美国AISI颁布了《剪力墙设计指南》(Shell Wall Design Guide)^[26]，给出了不同高宽比，不同墙面板类型，不同螺栓类型、间距，有或无X交叉扁钢拉条支撑的冷弯型钢骨架墙体单位长度的最大剪力，即抗剪强度，其数值被众多规范引用。

Gad等人(1999)^[27]研究了石膏板对冷弯型钢结构住宅抗侧力的影响，建立了相关有限元模型，该模型利用非线性单元特性和三维几何构型模拟边界条件对墙体抗剪承载力的影响，研究表明：墙体长度和墙体抗剪承载力的关系依赖于边界条件。

2001年，美国加利福尼亚大学洛杉矶分校进行了用螺栓连接的冷弯钢骨架墙

体和木结构墙体动力试验研究（加州大学洛杉矶分校，2001^[28]），墙面板采用胶合板和OSB板，结果表明：减小螺钉间距，木结构墙体和冷弯型钢骨架墙体的剪切强度和刚度均增加；在面板种类和螺钉间距相同的情况下，冷弯型钢骨架墙体的抗剪强度和延性均高于木结构墙体，阻尼滞后小于木结构墙体。

2004年，英国剑桥大学的Tian等（2004）^[29]对带交叉扁钢拉条支撑的冷弯型钢骨架墙体骨架进行了理论分析研究，利用转角-位移法进行一阶弹性分析来预测带交叉扁钢拉条支撑的冷弯型钢骨架墙体骨架抗剪承载力，简单的一阶弹性分析忽略了材料的屈服和板件的屈曲后强度特性，不能比较真实的预测墙体刚度或侧移。

1.3.2 国内对冷弯薄壁型轻钢构件的研究

我国对轻钢结构整体性能的研究还处于初级阶段，大多学者致力于构件方面的研究，进行了一系列的试验与理论研究。

钟亚军等（2003）^[30]进行了冷弯型钢低层住宅房屋体系墙体立柱的性能研究。在 Timoshenko-Gere 弯扭屈曲模型的基础上，通过简化、推导提出了考虑墙板的支撑效应后的墙体立柱的力学计算模型。

黄川等（2003）^[31]进行了冷弯薄壁C型钢梁柱半刚性节点实验及有限元分析。在试验的基础上，结合有限元分析得出在抗剪承载力试验研究中，试件主要出现连接件倾斜、端板边部被撕裂、螺钉剪断三种破坏形式。影响节点的初始刚度和弯矩承载力的主要因素为自攻螺钉的数量、钉距、连接件板厚。

谢小锋和谢伟平（2005）^[32]通过有限元软件 ANSYS 模拟了壁厚大于 6mm 的冷弯方钢管的短柱承载力，分析了初始缺陷、残余应力和冷弯效应等因素对短柱承载力的影响。为壁厚大于 6mm 的冷弯方钢管考虑冷弯效应的强度设计值的计算公式提供了依据。

阎磊和陈延国（2005）^[33]进行了竖向荷载作用下的轻钢柱板体系破坏模式的研究。通过对单根C型柱构件在竖向荷载作用下的破坏模式进行了理论研究，用有限元计算软件对柱板复合墙体进行了模拟分析与试验进行对比。

王子龙和武振宇（2006）^[34]进行了腹板V型加劲的冷弯卷边槽钢轴压下局部和畸变屈曲分析。通过有限元分析得出局部屈曲半波长度对构件局部屈曲应力影响较大，通过改变构件长度可以改变构件局部屈曲半波长。

田锋和郭成喜（2006）^[35]进行了冷弯薄壁型钢住宅墙体立柱的承载力研究。研究表明提高柱的材料强度并不能提高墙体立柱承载力，也不能减小其计算长度系数。增加立柱板件的厚度可以增加墙体立柱的承载力，但是不能减小其计算长度系数。增加导梁板件的厚度立柱承载力是显著增加的，计算长度系数也是显著增加的。

王春刚等（2006）^[36]进行了冷弯薄壁斜卷边槽钢筒支柱的受压性能研究，对三种截面形式（卷边相对翼缘的弯起角度分别为45°、90°、135°）、三种不同长

度（500mm、1250mm、2000mm）共计30根冷弯薄壁卷边槽钢筒支柱进行了破坏性试验研究。研究表明，卷边弯起角度及荷载作用位置对试件的受压极限承载力和破坏模式影响显著。

贝晗和张素梅（2006）^[37]进行了轻钢龙骨墙体传热与轴压性能分析，研究表明普通C型钢龙骨复合墙体在龙骨位置形成明显的冷桥，冷桥在室内侧的影响范围大于室外侧；C型钢龙骨的腹板高度和龙骨厚度对墙体传热系数的影响较大，腹板高度越高、龙骨厚度越薄，墙体的传热系数越小，其保温效果越优越。对于龙骨翼缘处垫木条复合墙体，木条使墙体的传热系数明显降低，保温性能提高；木条位置对墙体的传热系数没有影响，但外侧垫木条墙体能使整个钢龙骨构件的温度相对较高，保温性能比两侧垫木条墙体和内侧垫木条墙体更为优越。

周天华等（2006）^[38]对C型冷弯型钢立柱和石膏板、定向刨花板（OSB板）组成的组合墙体，进行了13块足尺试件（宽214mm，高3m和3.3m）的抗剪试验研究，对“单面石膏板”、“单面OSB板”和“石膏板+OSB板双面板”三类墙体试件进行了水平单调和低周反复加载试验，得到了各类墙体的抗剪承载力指标和位移延性系数 L 、耗能系数 E 等抗震性能指标；试验结果表明：单面石膏板墙体的抗剪承载力约为单面OSB板墙体的34%-37%，双面板（石膏板+OSB板）墙体的抗剪承载力约等于单面石膏板墙体和单面OSB板墙体的抗剪承载力之和。

秦雅菲等（2006）^[39]对无支撑、钢带支撑、槽钢支撑和十字交叉钢带支撑的C型截面柱的墙柱骨架进行了在轴心压力作用下的足尺试验。试验结果表明：支撑试件比无支撑试件极限承载力最大提高20%，立柱的破坏模式为弯曲屈曲和弯扭屈曲。通过研究现行设计规范与试验结果的误差，提出了在导轨和支撑约束条件下C型截面立柱的计算长度系数可取为0.8。

郭鹏和何保康（2008）^[40]进行了冷弯型钢骨架墙体抗剪性能试验与理论研究。作者通过对冷弯型钢骨架墙体抗剪性能试验与有限元分析结果进行分析研究，双面腹板（OSB板+石膏板）墙体抗剪承载力等于单面覆石膏板墙体抗剪承载力与0.8倍单面覆带肋钢板墙体抗剪承载力之和；双面覆板墙体抗侧移刚度等于相应的单面腹板墙体抗侧移刚度之和。

王世英等（2006）^[41]进行了高（浅）拱形波纹钢屋盖承载力研究。以跨MMR-238型波纹拱为研究对象，采用ABAQUS有限元软件，研究了不同矢跨比的波纹拱在不同的竖向荷载工况下承载力的变化情况。在全跨竖向荷载作用下高拱结构的极限承载力随矢跨比的增大有较大减小，浅拱结构的极限承载力随矢跨比的减小有较大减小；而在半跨竖向荷载作用下矢跨比的变化对高拱和浅拱的极限承载力的影响较小。

林颖钰和潘吉龄（1994）^[42]进行了槽型冷轧型钢在螺栓接合受拉下强度预测，从试验极限承载力，发现在相同断面、非接合部长度与单拉实验的情形下，六颗三排试验的极限承载力比四颗双排大；在相同断面、非接合部长度与单拉实验下，四颗螺栓间距80mm试验的极限承载力比四颗螺栓间距40mm大；在相同非接合部

长度、螺栓排列与单拉实验的条件下，试验的断面尺寸愈大，其极限承载力亦愈大。

鉴于国外对于冷弯薄壁型钢构架计算公式存在着局限性和不适用性，国内一些学者通过试验数据进行了一些计算方法的研究。

何保康等（2005）^[43]进行了高强冷弯薄壁型钢卷边槽形截面轴压柱畸变屈曲试验研究，通过对550MPa高强冷弯薄壁型钢卷边槽形截面轴压构件畸变屈曲性能进行了试验研究，17根试件的试验结果表明：由于试件局部屈曲一般发生在畸变屈曲之前，促使畸变屈曲提前出现，这种相关作用减弱了构件整体刚度，降低了构件承载力。鉴于澳洲规范AS/NZS4600:1996及北美规范NAS2004中关于发生畸变屈曲构件承载力的计算方法没有考虑局部屈曲和畸变屈曲相关作用的不利影响，依据其试验结果提出了一种修正直接强度法的建议计算方法。

胡波等（2007）^[44]进行了冷弯薄壁型钢构件稳定性的计算方法，介绍冷弯薄壁型钢构件稳定性的计算方法，即有效宽度法和直接强度法，并通过算例对这两种方法进行了比较，说明了它们的使用范围及精度。

聂少锋等（2008）^[45]对冷弯型钢结构住宅中的单片组合墙体在水平力作用下的受力和变形特征进行了分析研究，将冷弯型钢组合墙体的墙面板简化成斜向拉杆进行组合墙体等代拉杆刚度的推导，进而提出了组合墙体在弹性阶段的抗侧刚度计算公式及建议。

周绪红等（2009）^[46]对冷弯薄壁型钢组合墙体墙架柱的轴压性能进行了试验研究，分析了是否覆墙面板、墙面板材料、自攻螺钉间距以及墙架柱间距等因素对墙架柱在竖向荷载作用下的极限承载力的影响，提出了各组合墙体墙架柱计算长度系数的建议取值，同时提出了通过对现行规范公式添加修正系数来考虑各种因素对墙架柱极限承载力影响的设计方法。

由于整体轻钢住宅造价较高，试验复杂等种种因素。国内对冷弯薄壁型轻钢住宅的整体性能研究大多通过有限元软件进行模拟，在模拟的基础上进行一些研究。

吴学奎和殷福新（2004）^[47]通过 STS 钢结构设计软件进行设计与大连某轻钢别墅功能相同的住宅，对低层轻钢住宅（别墅）的常用体系进行比较，进行低层轻钢住宅的结构选型研究。并且对北美《冷弯型钢结构构件设计规范》和我国现行《冷弯薄壁型钢结构技术规范》关于截面有效宽度的算法进行了比较。

张雪绞等（2005）^[48]提出了基于性能的多层轻钢龙骨体系住宅抗震设计方法。应用基于抗震性能的抗震设计思想，结合我国现行建筑抗震设计规范，分别按四种不同的性能水准对多层轻钢龙骨体系住宅进行了“常遇、偶遇、罕遇、极罕遇”四类地震作用水准下的基于位移的抗震设计。

赵成文等（2006）^[49]进行了轻钢结构住宅支撑体系抗震性能研究，研究结果表明在多层住宅应布置支撑以提高结构的抗侧移刚度，并当横梁刚度不大时支撑采用十字交叉支撑，当刚度很大时，宜采用人字型支撑。

董建军和宋昌永(2007)^[50]选用实体住宅,按实际住宅结构的要求进行布置,采用SAP2000软件对结构在竖向荷载和水平荷载作用下的受力性能进行整体分析,在满足规范对结构的位移和内力要求的前提下,讨论了合理的结构布置形式、支撑布置及支撑刚度;对比分析冷弯薄壁型钢密柱框架结构与纯框架、轻型楼板主次梁框架结构的性能;通过对单榀的冷弯薄壁型钢密柱框架性能优越的内在因素;探讨了冷弯薄壁型钢密柱框架、H型钢纯框架、H型钢支撑框架在小高层建筑中的可行性分析。

周绪红等(2004)^[51]进行了低层双坡屋面建筑三维定常风场的数值模拟,数值模拟较好地反映了低层建筑周围风环境的绕流特性和表面风压的分布情况;迎风墙面均受有正压力,其体型系数受房屋几何尺寸的影响较小,房屋的背风面均承受负压力;屋面坡度及檐口高度对屋面风压分布及风压大小均有明显的影响,挑檐长度的影响较小;屋面的平均风压系数分布和大小与风的来流方向有关,为低层房屋的工程抗风设计提供了依据。

中国建筑标准设计研究院、同济大学、博思格建筑系统住宅部于2007年进行了二层高冷弯薄壁型钢住宅抗震性能试验研究(沈祖炎等,2007^[52])。这是国内首次对低层冷弯薄壁型钢房屋体系进行振动台试验研究。为了进一步研究冷弯薄壁低层住宅的抗震性能,中国建筑标准设计研究院、西安建筑科技大学、北京豪斯泰克钢结构有限公司共同合作,在中国建筑科学研究院结构与抗震实验室完成了三层冷弯薄壁型钢房屋振动台试验,拟通过对1:1的三层住宅房屋模型进行研究,探讨低层冷弯薄壁型钢房屋结构在水平地震作用下的地震反应、抗震性能及破坏机理等。分析结果表明结构在振动过程中表现为局部破坏,墙体骨架基本完好;结构在振动过程中呈剪切型变形;抗震设防烈度为9度时,其最大弹性层间位移角为1/934,最大弹塑性层间位移角为1/52,满足抗震规范关于抗震变形验算的相关规定;该房屋体系抗侧力的关键在于墙板的蒙皮作用和抗拔件的抗倾覆作用。经对结构进行抗震能力初步评估表明,在9度多遇地震下的墙体剪力均小于其抗剪承载力,且具有较高的安全储备。

1.4 课题的背景及研究意义

冷弯薄壁型钢住宅具有舒适、环保、节能、高效等独特的优点和良好的综合效益,是一种新的建筑结构产业。人类在其发展过程中,房屋也随着一起在发展。房屋的发展具有它的时代特性,从普通民居到占有相当一段时期的单元房,再到近几年流行的独立式住宅,以及将来要发展的绿色生态房屋,随着人们生活水平的不断提高,对房屋的要求越来越高,人们已不仅仅将房屋作为简单的居所,其舒适性、美观性、是否环保等要求也越来越受到重视。目前,我国城乡住宅的结构体系通常是砖混结构和框架结构,其中以砖混结构为主。随着我国国民经济的迅速发展和人民生活水平的日益提高,在建造速度、建造质量、经济性等方面,

砖混结构已经不适应我国城乡发展的实际情况。我们的住宅改革也应该从单纯的户型、环境中拓展出来，在结构体系方面进行一场革命。而钢结构住宅以其自重轻、基础造价低、适用于软弱地基、安装容易、施工快、周期短、投资回收快、施工污染环境少、抗震性能好等综合优势，受到各方面的重视。2001年，中国加入世界贸易组织后，国外许多钢结构公司，如ABC、博思格、巴特勒和冠达尔等纷纷加入了中国市场，我国的住宅产业面临着空前的挑战。推动住宅产业化发展，可以很好的改善人居环境、促进城乡建设、有利于环境保护等，符合我国可持续发展战略。

美国、日本、澳大利亚、欧洲等国家对冷弯薄壁型钢结构住宅研究已经相当成熟，而我国对该体系的研究还处于初级阶段，大多数研究都是针对于冷弯薄壁型钢构件，该体系整体性能的研究受试验条件的限制，目前对其研究的很少。本文采用有限元软件进行整体建模，对其进行力学性能和抗震分析，对构件进行验算和选型，通过整体建模为相关的工程设计人员提供借鉴。

1.5 研究方法和内容

1.5.1 研究方法

本文的主要研究方法是有限元分析方法，通过有限元软件 ANSYS 分别采用静力弹塑性方法分析组合墙体的抗剪承载力和整体模型在恒载、活载、风荷载作用下的力学性能，以及反应谱分析方法和动力时程分析方法进行地震反应分析。

1.5.1.1 反应谱分析方法

20 世纪 40 年代，在计算机应用的发展和大量地震动观测记录积累的基础上，美国学者 Biot 首次提出从实测记录中计算反应谱的概念，并从强震记录的分析结果中推导出了无阻尼单自由度体系的周期与加速度反应最大值的关系。

1953 年，美国 Housner 等人提出了许多有阻尼单自由度体系反应谱曲线的分析实例；接着，Clough 在高层建筑地震反应中具体分析并解决了高振型的影响（李杰，2003）^[53]。

1954 年，美国加州结构工程师协会（SEAOC）的设计规范首先采用了反应谱理论，从而使抗震分析理论进入了崭新阶段，即反应谱阶段。

反应谱法属于确定性方法，随机振动、虚拟激励法属于概率性方法。通常所说的结构地震反应分析，就是建立结构地震振动方程，然后通过求解振动方程得到结构地震反应（位移、内力等）的过程，反应谱法属于等效静力分析方法。反应谱理论考虑了结构物的动力特性，而且简单地反映了地震动的特性，因此得到了广泛认可和应用。根据结构自由度数，反应谱又可分为单自由度体系反应谱法和振型分解反应谱法。

根据结构相对位移和绝对加速度的关系，单自由度体系反应谱法由单自由度

体系的加速度反应谱确定结构位移反应最大值。

在单自由度体系反应谱的基础上，通过以下假设，建立了振型分解反应谱法（李杰等，1992）^[54]：

- (1) 结构地震反应为线弹性，通过叠加原理进行振型组合；
- (2) 结构每个位置的地震动输入完全相同；
- (3) 结构发生的最大位移反应即为最不利地震反应；
- (4) 地震动过程为平稳随即过程。

反应谱方法将时域范围内的地震反应问题转换为频域范围内的拟静力问题，在进行地震反应分析时，概念简单、计算方便，可以用较少的计算量获得结构的最大反应值。另外，通过分析多次地震动的频谱特性而确定的反应谱，一定程度上克服了地震动本身的随机性，分析结果具有良好的统计规律和稳定性。但是，反应谱方法也存在着其缺点：

(1) 原则上只适用于线性结构体系。结构在强烈地震中一般都要进入非线性状态，弹性反应谱法不能直接使用。

(2) 反应谱方法不能真实地反应结构的地震反应过程，只能得到位移和内力幅值；

反应谱法存在一定的局限性，为克服其局限性，国外一些学者提出了其他形式的反应谱法，例如弹塑性反应谱法旨在考虑结构的弹塑性，复模态反应谱法旨在对非正交阻尼体系应用反应谱法^[55]。由于在可靠性和适用性方面存在着过多的问题，这些反应谱方法在实际工程中很少采用。

1.5.1.2 动力时程分析方法

动力时程分析方法是一种直接动力时程分析方法，该方法将地震动速度或加速度作为激励，应用数值分析方法求解结构的运动微分方程，得到在地震动作用下各个时刻的结构反应。

根据结构模型的性质动力时程分析包括弹性动力时程和弹塑性动力时程，《建筑抗震设计规范》（GB 50011-2001）^[78]、《高层建筑混凝土结构技术规程》（JGJ 3-2002）^[79]、《高层民用建筑钢结构技术规程》（JGJ 99-98）^[80]等对于弹性、弹塑性动力时程分析方法进行了具体的规定，涉及到弹性、弹塑性时程分析方法适用范围，地震波的选取原则，变形验算的限值规定等方面（AH 尼尔逊，2003^[56]）。随着复杂、超限结构的增多，弹性、弹塑性动力时程分析方法在实际建筑结构抗震设计中得到了越来越多的工程应用^[57]。

弹塑性时程分析方法将结构作为弹塑性振动体系加以分析，直接按照地震波数据输入地面运动，通过积分运算，求得在地面加速度随时间变化期间结构的内力和变形随时间变化的全过程，也称为弹塑性直接动力法。采用动力弹塑性时程分析方法直接模拟结构在地震力作用下的非线性反应，是目前结构非线性地震反应分析领域最完善的方法（大崎顺彦，1980^[58]）。

相比弹性分析中的振型分解反应谱法和静力弹塑性分析方法（Push over Analysis），弹塑性时程分析方法的优点是：由于输入的是地震波的整个过程，可以真实反映各个时刻地震作用引起的结构响应，包括变形、应力、损伤形态开裂和破坏等，目前许多程序时通过定义材料的本构关系来考虑结构的弹塑性性能，因此可以准确的模拟任何结构，计算模型简化较少；该方法可以直接分析得到各构件及部位是否进入塑性状态及整个非线性过程，相比静力弹塑性分析方法中塑性铰的判别更为直接和简便。

1.5.2 本文的主要内容

对低层冷弯薄壁型轻钢住宅的研究不仅具有重要的理论意义，而且具有广阔的工程应用前景。为了推动冷弯薄壁型轻钢住宅在我国的快速发展和促进对该体系的研究，本文的主要研究内容如下：

(1) 组合墙体是低层冷弯薄壁型钢结构住宅体系的抗剪构件，对其抗剪承载力的研究具有重大的工程意义，本文通过通用有限元软件 ANSYS 对 1:1 足尺模型进行模拟，研究其墙面板材、墙体高宽比、柱间距、螺栓间距、钢材强度等对其抗剪承载的影响。建立足尺的开洞墙体模型，分析其洞口高宽比对其抗剪承载的影响。在已有的不开洞组合墙体的抗剪承载力简化计算公式上提出了开洞组合墙体的抗剪承载力建议公式。

(2) 建立典型的冷弯薄壁型钢结构住宅体系整体模型，通过有限元软件 ANSYS 进行整体弹性分析，建模时不考虑墙面板，建立整体钢骨架模型。以一栋典型住宅为例建立整体弹性计算模型，分析了其在各种工况下，各类型柱的轴向承载力和结构的变形，以及在地震荷载单独作用下，结构整体观测点的位移。

(3) 建立两层冷弯薄壁型钢结构住宅整体模型，进行弹塑性分析。分析时分别建立了四种有限元模型：1) 墙体不开洞，角柱不加强，无墙面板；2) 墙体开洞，角柱加强，无墙面板；3) 墙体开洞，角柱加强，墙面板采用双面石膏板；4) 墙体开洞，角柱加强，墙面板采用双面 OSB 板。分析结果表明，后两种结构体系具有较好的力学性能和抗震性能，可以在工程实践中使用。

第二章 组合墙体抗剪承载力分析

冷弯型钢轻型钢结构住宅体系是近年来国内外低层住宅的重要结构形式之一。组合墙体作为轻钢结构住宅中的主要构件，对其抗剪性能的系统研究具有重要意义。本章采用 ANSYS 对冷弯薄壁型钢结构组合墙体进行抗剪分析，确定其抗剪承载力的影响因素。

2.1 国内外组合墙体抗剪承载力研究状况

2.1.1 国外研究状况

美国密苏里大学的 Tarpy 等 (1978^[59]; 1982^[60]) 就进行了冷弯卷边槽型钢立柱、石膏板墙体的抗剪性能试验研究，得出的结论是：为了提高墙体的抗剪性能，可以加设可靠的地脚锚栓；减小立柱间距，墙体抗剪强度提高；双侧有石膏板的比单侧均有石膏板的墙体的抗剪强度提高；一侧为石膏板另一侧为胶合板的墙体抗剪强度比两侧均为石膏板的墙体抗剪强度有所提高。

Serrette 等 (1996^[61]; 1997^[62]) 对水平方向加载下的冷弯薄壁型钢结构的住宅墙体的抗剪性能进行了一系列的试验研究。由足尺试验以测试墙体的抗剪性能、由小比例试件试验墙体的连接性能。通过试验发现：不同墙体的抗剪性能和单个连接间的荷载滑移关系有着同量级的比例关系。

Gad 等 (1999)^[63] 对带 X 支撑及面板的冷弯型钢墙体进行了循环加载试验，结果表明：破坏由 X 支撑控制，钢骨架之间的连接类型对有 X 支撑的墙体抗剪性能影响不大，对支撑施加预应力，墙体的刚度将有所增加。

2.1.2 国内研究状况

2003 年西安建筑科技大学钢结构研究所 (2003)^[64] 对冷弯型钢结构别墅的墙体进行了 1:1 的足尺模型试验，研究表明：相同尺寸与构造的墙体，反复加载下的抗剪承载力比单调加载时低约 10%，而墙体的高宽比对其抗剪承载力影响不大。

郭丽峰等 (2004)^[65-66] 在试验的基础上，通过有限元对墙体进行模拟分析，采用了复杂有限元模型和简化模型两种方法进行的。试验的墙体可满足工程的实际应用，得出的有限元分析模型对理论分析有一定的借鉴作用。

夏冰青等 (2003)^[8] 利用 SAP2000 非线性有限元和结构设计集成软件对轻钢结构住宅的墙体的抗侧性能进行了分析，并将有限元分析结果与试验值相比较，吻合较好。分析表明影响冷弯薄壁型钢结构住宅墙体抗剪性能最关键的参数是自攻螺钉的剪切刚度和屈服承载力，其次是螺钉的间距。

在试验基础上，石宇等 (2004)^[6] 利用 ANSYS 结构分析软件建立合理的有限

元模型，模拟单调加载作用下的试件，同时考虑了材料非线性和几何非线性问题，结果表明：钢材强度对墙体的抗剪承载力影响较小；随着墙架柱间距缩小、墙体高度减小、自攻螺钉间距加密，墙体抗剪承载力明显增加。但是，在有限元分析建模过程中，作者没有考虑顶梁和底梁翼缘的影响。

聂少锋等（2006）^[67]参考木结构房屋墙体的计算方法，分别用整体分析计算方法和剪力流简化计算方法推导了冷弯型钢立柱墙体抗剪承载力简化计算公式；使用 SAP2000 软件，采用等代拉杆法，对国外轻钢房屋试验模型进行整体简化分析。

2.2 非线性有限元分析方法

2.2.1 概述

ANSYS 是一种广泛的商业套装工程分析软件。所谓工程分析软件，主要是在机械结构系统受到外力负载所出现的反应，例如应力、位移、温度等，根据该反应可知道机械结构系统受到外力负载后的状态，进而判断是否符合设计要求。一般机械结构系统的几何结构相当复杂，受的负载也相当多，理论分析往往无法进行。想要解答，必须先简化结构，采用数值模拟方法分析。由于计算机行业的发展，相应的软件也应运而生，ANSYS 软件在工程上应用相当广泛，在机械、电机、土木、电子及航空等领域的使用，都能达到某种程度的可信度，颇获各界好评。使用该软件，能够降低设计成本，缩短设计时间。其技术特点主要表现为（李皓月等，2003^[68]）：

- (1) 数据统一，实现前后处理、分析求解及多场分析的数据统一。
- (2) 强大的建模能力。ANSYS 具备三维建模能力，仅靠 ANSYS 的 GUI（图形界面）就可建立各种复杂的几何模型。
- (3) 强大的求解功能，ANSYS 具有强大的非线性分析功能，可进行几何非线性、材料非线性及状态非线性分析。
- (4) 良好的优化功能，利用 ANSYS 的优化设计功能，用户可以确定最优设计方案；利用 ANSYS 的拓扑优化功能，用户可以对模型进行外型优化，寻求物体对材料的最佳利用。

2.2.2 单元的选取

本章采用塑性壳单元 Shell181 模拟组合墙体的钢立柱和墙面板。Shell 181 适用于薄到中等厚度的壳结构（王宇等，2006^[69]）。该单元有四个节点，单元每个节点有六个自由度，分别为沿节点 X、Y、Z 方向的平动及绕节点 X、Y、Z 轴的转动。退化的三角形选项用于网格生成的过渡单元。Shell181 单元具有应力刚化及大变形功能。该单元有强大的非线性功能，并有截面数据定义分析，可视化等功能，还能定义复合材料多层壳。

2.2.3 材料的非线性本构关系

材料的本构关系是指材料的应力-应变关系。在 ANSYS 分析程序中，非线性问题主要考虑材料非线性和几何非线性。材料的非线性是由于材料的应力-应变关系是非线性引起的，几何非线性是由于结构变形的大位移所造成的。材料非线性问题只要将材料的本构关系非线性化，就可以将线性问题的表达式推广用到非线性分析。

对单向受拉试件，我们可以通过简单的比较轴向应力与材料的屈服应力来决定是否有塑性变形发生。然而，对于一般的应力状态，是否到达屈服点并不是明显的。屈服准则是一个可以用来与单轴测试的屈服应力相比较的应力状态的标量表示。因此，知道了应力状态和屈服准则，程序就能确定是否有塑性应变产生。屈服准则的值有时候也叫作等效应力，一个通用的屈服准则是 Von Mises 屈服准则，当等效应力超过材料的屈服应力时，将会发生塑性变形。Von Mises 准则见图 2.1，在三维图中，屈服面是一个以 $\sigma_1=\sigma_2=\sigma_3$ 为轴的圆柱面，在二维图中，屈服面是一个椭圆，在屈服面内部的任何应力状态，都是弹性的，屈服面外部的任何应力状态都会引起屈服。Mises 屈服准则是一种除了土壤和脆性材料外典型使用的屈服准则，在土壤和脆性材料中，屈服应力是与静水压应力（侧限压力）有关的，侧限压力越高，发生屈服所需要的剪应力越大。强化准则描述了初始屈服准则随着塑性应变的增加是怎样发展的。

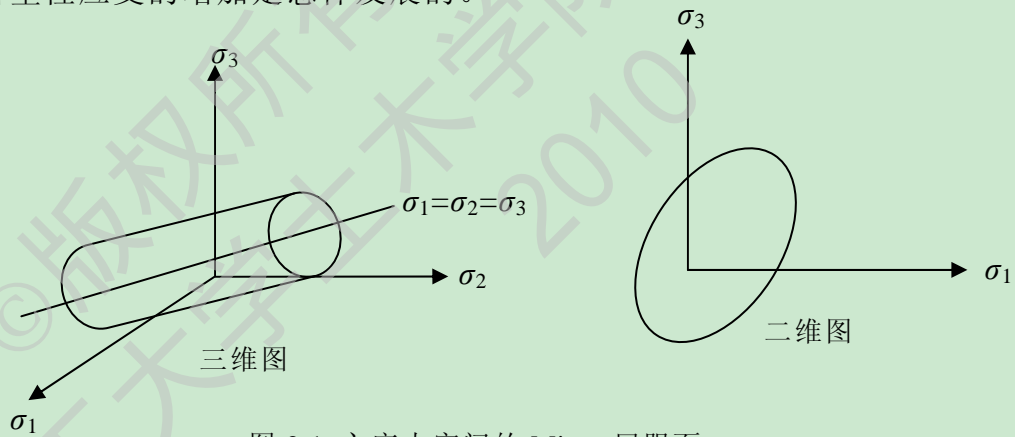


图 2.1 主应力空间的 Mises 屈服面

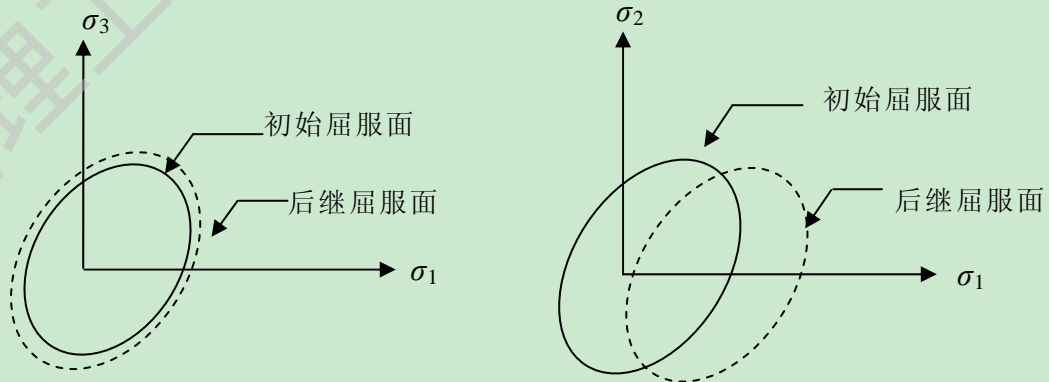


图 2.2 等向强化时的屈服面变化图

图 2.3 随动强化时的屈服面变化图

一般来说，屈服面的变化是以前应变历史的函数，在 ANSYS 程序中，使用了两种强化准则。等向强化是指屈服面以材料中所作塑性功的大小为基础在尺寸上扩张。对 Mises 屈服准则来说，屈服面在所有方向均匀扩张。见图 2.2。随动强化假定屈服面的大小保持不变而仅在屈服的方向上移动，当某个方向的屈服应力升高时，其相反方向的屈服应力应该降低。见图 2.3。

本文在用 ANSYS 对组合墙体进行模拟时，采用 Von Mises 屈服准则和等向强化屈服准则，应力-应变关系按双线性理想弹塑性输入，冷弯薄壁型钢构件材料特性见表 2.1。

表 2.1 墙体构件的材料特性

材料	弹性模量 N/mm^2	材料强度 N/mm^2	泊松比
钢材	2.06×10^5	320 (屈服强度)	0.30
纸面石膏板	1124.7	0.66 (纵向断裂强度)	0.23
OSB 板	3500	7.86 (垂直板长静曲强度)	0.30

2.2.4 几何非线性

几何非线性理论一般可以分为大位移小应变即有限位移理论和大位移大应变理论即有限应变理论。其核心内容是由于结构的几何形状或位置的改变引起结构刚度矩阵发生变化，也就是说结构的平衡方程必须建立在变形后的位置上。ANSYS 软件同时考虑了这两种理论。总的来说，ANSYS 考虑了以下 4 类几何非线性（鹏正中等，2004^[70]）：

(1) 大应变。认为应变不再是有限的，结构本身的形状可以发生变化，结构的位移和转动可以是任意大小；

(2) 大转动。结构发生了大的刚体转动，但是其应变可以按照线性理论计算，结构的本身形状的改变可以忽略不计；

(3) 应力刚化。应力刚度矩阵是使用线性理论得到的，但由于应力（应力刚度矩阵）在每次迭代之间是变化的这个事实因而它是非线性的。

(4) 旋转软化。由于结构的角速度导致结构质量的径向运动引起的结构刚度矩阵变化，为动态质量效应调整（软化）旋转物体的刚度矩阵。在小位移分析中这种调整近似于由于大的环形运动而导致几何形状改变的效应。

2.2.5 有限元模型的建立

采用有限元软件 ANSYS 模拟组合墙体抗剪的力学性能，根据周绪红等（2006）^[71] 试验数据进行自底向上的建模。建模中忽略导轨影响，墙体底部固定，约束上端导轨的竖向位移和侧向位移，使其可进行水平方向位移。

ANSYS 的网格划分方法有两种：自由划分网格和映射划分网格。映射网格划分是将规则的形状（如正方形、棱柱等）映射到不规则的区域上面，它所产生的网格相互之间呈规则排列，精度比较高。本章采用映射网格划分（Mapped meshing）

方法对有限元模型进行网格划分。

2.2.6 边界约束条件

具体边界条件为：在墙面板和钢立柱与上下导轨相连接的部位施加约束，即底部的相应位置约束 X 、 Y 、 Z 方向的位移，而顶部相应位置约束 Y 、 Z 方向的位移。连接件（自攻螺栓）采用耦合的办法处理，不考虑墙面板与钢骨架之间的滑移，在自攻螺钉连接处耦合其 X 、 Y 、 Z 方向的平动自由度，而不约束其转动。根据上述方法建立的单面石膏板组合墙体模型见图2.4。

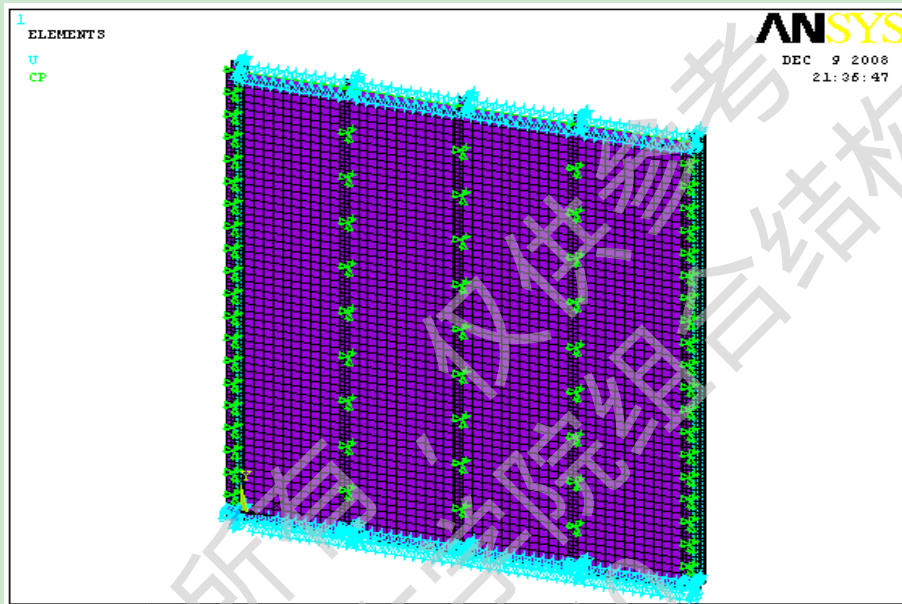


图 2.4 组合墙体有限元模型

2.2.7 求解及结果后处理

对有限元模型施加边界条件和荷载后对其进行求解，进入求解器后，首先要定义求解的类型是静力分析还是瞬态分析，是否考虑非线性影响等等。ANSYS 软件可以根据问题的性质和荷载条件的不同，提供了多种选项，包括求解方法、应力刚化、有限变形开关、收敛条件、迭代次数等。本文在对组合墙体有限元模型进行分析时将大变形开关打开。ANSYS 程序里包括了增量法和迭代法求解非线性方程，常用的增量迭代方程包括 Newton-Raphson 法、位移控制法、弧长法等。本文求解时基于载荷确定容易收敛，由程序自动选择求解方法。方程求解时打开线性搜索，便于加强收敛。

有限元模型求解完毕后，可通过 ANSYS 程序后处理模块显示和输出计算结果。检查分析结果可使用两个后处理器：POST1（通用后处理器）和 POST26（时间历程后处理器）。POST1 允许检查整个模型在某一载荷步和子步（或对某一特定时间点或频率）的应力、应变、位移及其在各方向的分力以及在某一荷载步时组合墙体的变形情况。POST26 可以检查模型的指定节点的某一结果项相对于时间、频率或其它结果项的变化，利用 ANSYS 强大的后处理功能，可以得出墙体的

荷载-位移曲线。

2.3 现有组合墙体抗剪承载力试验

周绪红等（2006）^[71]在西安建筑科技大学结构与抗振实验室，对北新房屋公司生产、现场拼装的低层冷弯薄壁型钢结构别墅的单面石膏板、单面定向刨花板（OSB板）、一侧石膏板一侧OSB板（石膏板+OSB板）的双面墙板组合墙体进行了足尺实验研究，以便为该类墙体的设计与制造提供试验依据。

墙体构造图见图2.5，墙体钢立柱均为C型冷弯薄壁型钢，规格为89mm×44.5mm×12mm×1.0mm，墙立柱间距600mm；底梁和顶梁采用U型冷弯薄壁型钢，规格92mm×40mm×1.0mm；纸面石膏板厚12mm，OSB板厚9mm；墙体面板与立柱通过自攻螺栓连接，螺栓间距为外周150mm，内部300mm；中间立柱为单根C型冷弯薄壁型钢，两侧边立柱为两根背靠背C型冷弯薄壁型钢，通过双排自攻螺栓连接成工字型截面；试验加载方式为“墙体无竖向力的水平单调加载”。

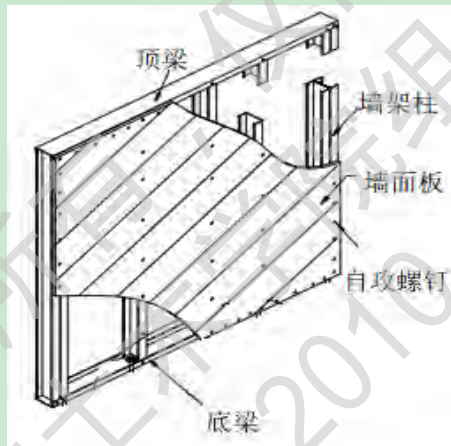


图2.5 组合墙体构造示意图

该试验共进行13块足尺组合墙体的抗剪性能研究，其主要目的在于：

- (1) 测试墙架柱间距为600mm的3m×2.4m（高×宽）墙体，在水平单调加载及低周反复加载两种情况下的抗剪承载力，并比较二者抗震性能差异；
- (2) 分别进行两种墙板材料（OSB板和石膏板）的单板墙体和双板墙体抗剪试验，以比较单板墙体与双板墙体的抗剪承载力，为双板墙体抗剪承载力的设计提供依据；
- (3) 测试竖向荷载对墙架柱间距为600mm的3m高墙体抗剪承载力的影响；
- (4) 测试墙架柱间距为600mm的3m×2.4m和3.3m×2.4m墙体在水平低周反复加载情况下的抗剪承载力之间的关系；
- (5) 测试墙体连接件（自攻螺栓）的抗剪性能。

通过对试件的观察与记录，将所有试件的实验现象归纳总结，得出以下结论：

- (1) 所有墙体破坏都发生在墙面板与墙架柱连接处，墙面板承压破坏，螺栓倾斜滑移并被拔出。低层冷弯薄壁型钢结构住宅组合墙体的墙板对墙架柱提供了

有效的侧向支撑效应，当连接发生破坏后，墙板与墙架柱不能共同工作，墙板对墙架柱的支撑作用减少，墙架柱承载力降低，墙板破坏明显；

(2) 石膏板为典型的脆性材料，强度和韧性都很低，较小荷载作用下石膏板在螺栓连接处就开始破坏。在循环荷载作用下，石膏板在墙体周边和角落螺钉连接处破坏严重，但由于墙体中间螺栓变形较小，石膏板不会整块脱落。OSB板韧性较好，变形小，抗剪承载力明显提高，但由于OSB板存在水平接缝，影响了墙体的抗剪承载力及刚度。

(3) 进行低周反复加载的试件由于受到正反交替荷载作用，破坏现象较单调加载试件的严重，且抗剪承载力降低。由于对试件施加了竖向荷载，墙体墙架柱下端发生明显的塑性变形，而其试件的墙架柱和导轨只是发生轻微的弹塑性变形。

2.4 有限元分析与试验结果对比

我国对组合墙体的受力性能是近几年内开始的，为满足工程设计的需要，北新房屋有限公司和西安建筑科技大学钢结构研究所合作，在西安建筑科技大学结构与抗振实验室，对北新房屋公司生产、现场拼装的低层冷弯薄壁型钢结构别墅的单面石膏板、单面定向刨花板(OSB板)、一侧石膏板一侧OSB板(石膏板+OSB板)的双面墙板组合墙体进行了足尺实验研究，以便为该类墙体的设计与制造提供试验依据，简化力学模型见图2.6(聂少峰等, 2008^[45])。

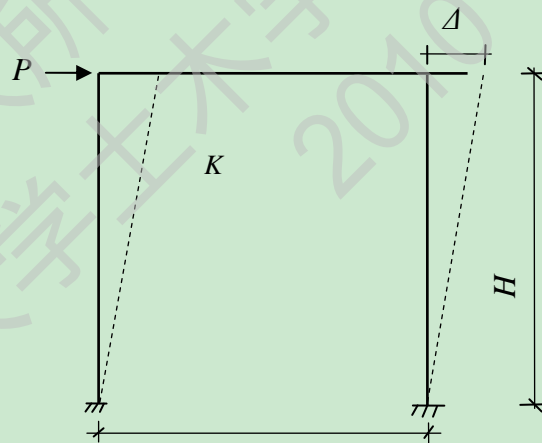


图2.6 简化力学模型

本文有限元试件选用文献(周绪红等, 2006)^[71]的足尺试验模型，墙体高3m，宽2.4m，墙架柱采用C型冷弯薄壁型钢，规格为89mm×44.5mm×12×1.0mm，间距为600mm，钢材的强度设计值为320N/mm²，弹性模量 $E=2.06 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ ，泊松比为0.3。墙面板采用12mm厚的纸面石膏板，弹性模量 $E=1124.7 \text{N/mm}^2$ ，泊松比0.23，纵向断裂强度0.66N/mm²；9mm厚定向刨花(OSB)板，弹性模量 $E=3500 \text{N/mm}^2$ ，泊松比0.3，垂直板长的静曲强度7.86N/mm²，通过自攻螺栓与墙

架柱连接，自攻螺栓在墙体外周的间距为 150mm，内部为 300mm，两侧边柱为两根靠背的 C 型冷弯薄壁钢通过自攻螺栓连接成的工字型截面。

采用自底向上的实体建模方式，先创建关键点，然后依次创建相关的线和面。对模型进行划分时，墙立柱的单元尺寸为 25mm×25mm，墙面板的单元尺寸为 50mm×50mm。建模时忽略底梁和顶梁的影响，在墙面板和钢立柱与上下导轨相连接的部位施加约束，即底部的相应位置约束 X、Y、Z 方向的位移，而顶部相应位置约束 Y、Z 方向的位移。连接件（自攻螺栓）采用耦合的办法处理，不考虑墙面板与钢骨架之间的滑移，在自攻螺钉连接处耦合其 X、Y、Z 方向的平动自由度，而不约束其转动。最后在顶部的耦合节点处施加 70mm 的位移，以位移控制加载。计算结果见图 2.7-图 2.9。

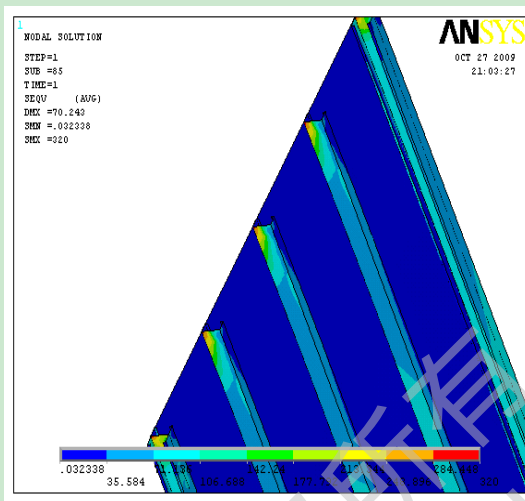


图2.7 Mises 应力图

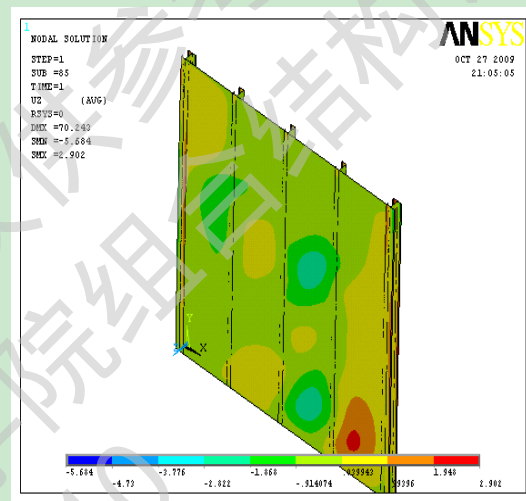


图2.8 Z方向位移图

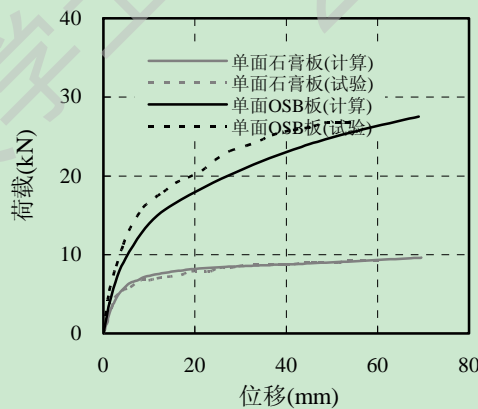


图2.9 单面石膏板和单面OSB板

从图2.7和图2.8我们可以看出，整个墙体中螺栓耦合出应力最大，顶部螺栓连接处最容易破坏，单面石膏板出现了局部鼓屈，单面石膏板发生了平面外的变形。图2.9给出了单面石膏板的有限元计算曲线与实验曲线的对比。有限元分析结果的最大值为9.61kN，试验曲线最大值为9.12kN，误差为5.4%。计算中没有考虑

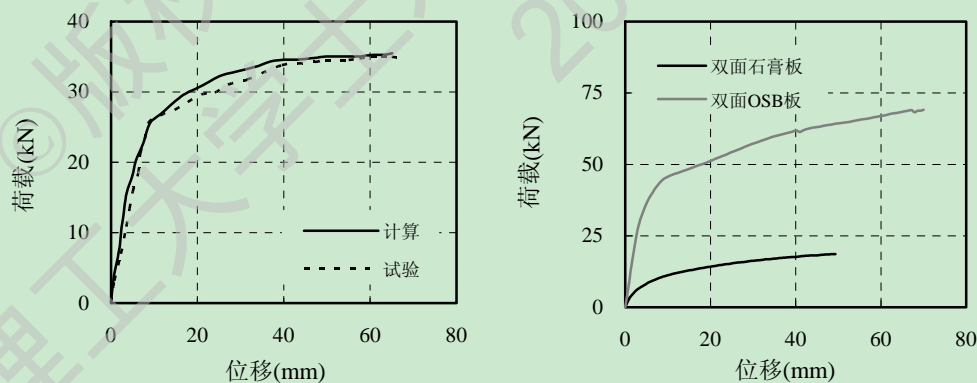
墙面板与墙立柱之间的滑移，未能模拟组合墙体的下降段，但是非线性有限元法计算墙体抗剪承载力在允许的误差范围内，本章的有限元模型是合理的。

2.4.1 参数分析

周绪红等（2006）^[71]对组合墙体抗剪试验研究的结果表明，影响组合墙体抗剪强度的主要因素有墙面板材料、立柱钢材强度、墙架柱间距、墙体高宽比、自攻螺栓间距等因素。因此，本文在对组合墙体抗剪承载力参数分析时，选择了墙面板材料、钢材强度、墙立柱间距、墙体高度、自攻螺栓间距等进行计算。

2.4.1.1 墙面板材料

轻钢住宅组合墙体的墙面板材一般采用 12mm 厚纸面石膏或 9mm 厚 OSB 板。墙面板不仅只起到维护作用，对钢立柱的承载力也有影响。图 2.9 为不同单面墙面板材料组合墙体抗剪承载力的试验曲线与计算曲线对比，图 2.10(a)为单面石膏板+单面 OSB 组合墙体抗剪承载力的试验曲线与计算曲线对比，图 2.10(b)不同双面墙面板材料的组合墙体理论计算荷载-位移曲线。可见，不同墙面板材的组合墙体的抗剪承载力差异很大。双面 OSB 板抗剪承载力最好，单面石膏板最差。从图 2.9 可以看出，单面石膏板其最大承载力为 9.61kN，单面 OSB 板其最大承载力 27.52kN。从图 2.10(a)可以看出双层面板（单面石膏板+单面 OSB 板），其最大承载力达到 35.48kN。从图 2.10(b)可以看出双面 OSB 板的承载力达到了 67.21kN，双面石膏板的承载力为 18.63kN，双面 OSB 板的承载力是双面石膏板承载力的 3.6 倍，由此可见双面 OSB 板的承载能力非常好。



(a) 双层面板（单面石膏板+单面 OSB 板）

(b) 双层面板（双面石膏板、双面 OSB 板）

图 2.10 理论计算与试验组合墙体荷载-位移曲线对比

2.4.1.2 墙架柱钢材强度

周绪红等（2006）^[71]进行了相关研究，研究表明用于冷弯薄壁型钢结构住宅承重结构的钢材宜采用 Q235 钢和 Q345 钢，冷弯薄壁型钢结构住宅组合墙体的受剪承载力随着钢材强度的提高有所增加，但对其影响微小。

本章进行有限元模拟时采用的钢材为 Q235 钢和 Q345 钢。分别采用 Q235 (强度设计值为 205N/mm^2) 和 Q345 钢 (强度设计值为 320N/mm^2) 进行分析。两类墙体的荷载-位移曲线如图 2.11 所示, 组合墙体的最大抗剪承载力分别为 $P_{\max 205}=9.25\text{kN}$ 和 $P_{\max 320}=9.61\text{kN}$, 后者提高了 3.8%。可以看出钢材屈服强度的提高, 对其抗剪承载力的影响不大。

2.4.1.3 墙体高宽比

为考虑墙体高宽比对其抗剪承载力的影响, 进行了 $2.4\text{m}\times 2.4\text{m}$ 、 $2.4\text{m}\times 2.7\text{m}$ 、 $2.4\text{m}\times 3.0\text{m}$ 三块单面石膏板抗剪承载力分析, 计算结果如图 2.12 所示, 可见墙体抗剪承载力随墙体高度增加而降低。3.0m 高墙体的受剪承载力比 2.7m 高墙体的低 11.2%, 2.7m 高墙体的受剪承载力比 2.4m 高墙体低 15.1%。墙体高度变化对其抗剪承载力的影响较明显。

2.4.1.4 墙架柱间距

轻钢住宅用于承重的柱间距一般为 400mm 和 600mm。本文进行了单面石膏板、单面 OSB 板柱距分别为 400mm 和 600mm 时其抗剪承载力分析, 分析结果如图 2.13 所示。可见单面石膏板柱距由 600mm 减小为 400mm 时, 其最大承载力提高了 12%, 单面 OSB 板则提高了 19.3%。由此可见, 柱距的变化对其墙体的抗剪承载力影响显著。

2.4.1.5 螺栓间距

选择了边柱螺栓间距分别为 150mm 和 100mm 的单面石膏板进行了其墙体抗剪承载力分析, 荷载-位移曲线如图 2.14 所示。可见, 随着边柱螺栓间距的减小, 墙体的抗剪承载力总体上增大。

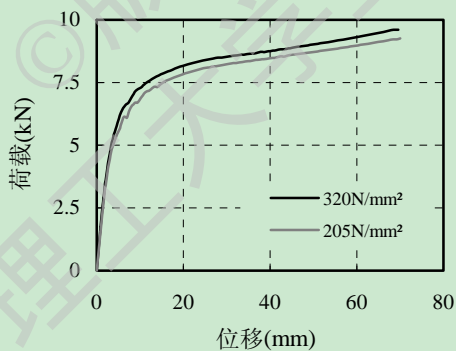


图 2.11 墙架柱钢材强度

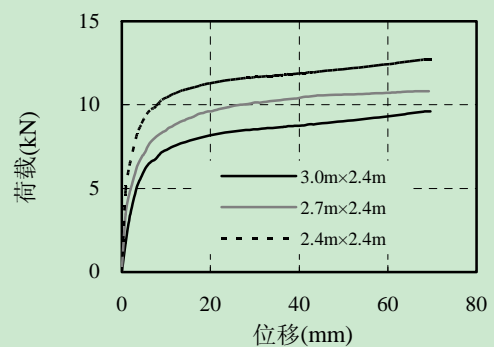


图 2.12 墙体高宽比

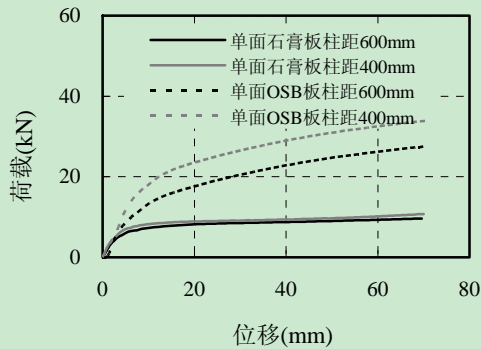


图 2.13 墙架柱间距

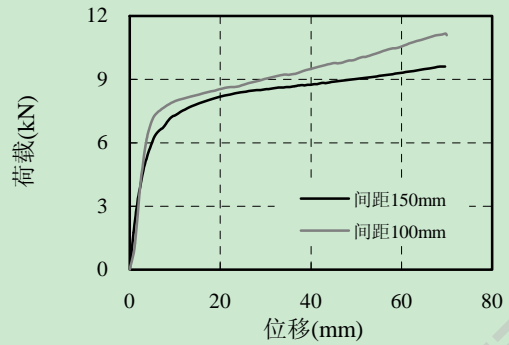


图 2.14 螺栓间距

通过参数分析我们可以看出：

(1) 墙面板材料、墙体高度、墙架柱间距、边柱螺栓间距对组合墙体的抗剪承载力影响较大，双面 OSB 板其承载力最好，单面石膏板承载力最差。随着墙体高度的增加，组合墙体抗剪承载力降低；随着墙架柱间距增大，抗剪承载力降低；随着边柱螺栓间距减小，组合墙体抗剪承载力增大。

(2) 立柱强度对其墙体受剪承载力影响比较小，屈服强度增加，承载力有所增大，但并不明显。

2.5 开洞组合墙体抗剪承载力有限元分析

对于开洞组合墙体，国内目前还没有进行大规模实验研究。对于开洞组合墙体的抗剪承载力研究大都是通过有限元软件模拟。对开洞组合墙体的抗剪承载力的研究能够为设计人员合理选择有关参数提供参考。

2.5.1 国内外研究状况

陈剑等（2005）^[72]对开洞蒙皮体及未开洞蒙皮体蒙皮效应进行了对比试验，通过未开洞蒙皮体试件与开洞蒙皮体试件抗剪性能的比较，试验结果表明：压型板接缝连接破坏是导致蒙皮体破坏的主要原因，洞口附近存在明显的应力集中现象，小开洞的蒙皮体，在洞口周围进行适当加强后蒙皮效应是同样可以利用的，如果考虑小开洞蒙皮体的蒙皮效应，必须对洞口采取加劲措施。

李斌等（2008）^[73]通过有限元软件 ANSYS 模拟一系列开洞组合墙体，模拟了开洞组合墙体的抗剪承载力。分析结果表明，在无开洞时墙体呈脆性破坏，而有门洞时则呈延性破坏；开门洞组合墙体抗剪承载力和初始剪切模量随门洞宽度增大而显著降低，随门洞高度增大则减小幅度较少。

2000年，NAHB研究中心对冷弯型钢开洞的组合墙体进行了单调加载试验，并与木结构剪力墙进行比较。Salenikovich等^[74]对开洞和不开洞冷弯型钢立柱墙体外围结构进行了足尺单调和循环加载试验，以研究不同洞口尺寸对墙体抗剪性能的影响及墙体在循环加载下的研究结果表明：不开洞组合墙体抗剪强度和刚度均高于开洞组合墙体，但是延性低于开洞组合墙体。循环加载对组合墙体的弹性性

能没有影响，但是降低了其变形能力。

到目前为止，国内外关于开洞组合墙体性能的研究比较少，国内外对冷弯型钢立柱组合墙体抗剪承载力的研究是以试验为基础的。但是还没有比较完善的冷弯薄壁型钢立柱开口墙体抗剪性能的研究。所以对开洞组合墙体抗剪性能的研究具有一定的挑战性。

2.5.2 有限元数值分析

2.5.2.1 开洞处截面选择

鉴于文献NAHB (1997) [75]的研究结果，组合墙体开洞时，必须对其洞口处采取加强措施，所以洞口处采用单根C型钢已经不能满足使用需要，洞口处应采用几根C型钢的组合形式。本文算例中洞口组合柱截面形式见图2.15。

2.5.2.2 试件设计

本文主要根据《低层轻型钢结构装配式住宅技术要求》(JG/T 182—2005) [15]和《冷弯薄壁型钢结构技术规范》(GB50018-2002) [12]的要求，结合现有施工技术水平和住宅建筑的特点，设计了6种不同开口大小组合墙体试件。试件宽度3600mm，高度3000mm，洞口尺寸分别为1200mm×2100mm，1200mm×2400mm，1500mm×2100mm，1500mm×2400mm，1800mm×2100mm，1800mm×2400mm。墙体采用单面石膏板形式。

为了分析开洞与不开洞墙体及洞口处立柱加强与否对墙体承载力的影响，分别建立三种模型，其中：开洞1模型洞口两侧立柱分别采用4根C型冷弯薄壁型钢加强，开洞2模型洞口处立柱为单根C型冷弯薄壁型钢，不开洞模型中墙体未开洞。

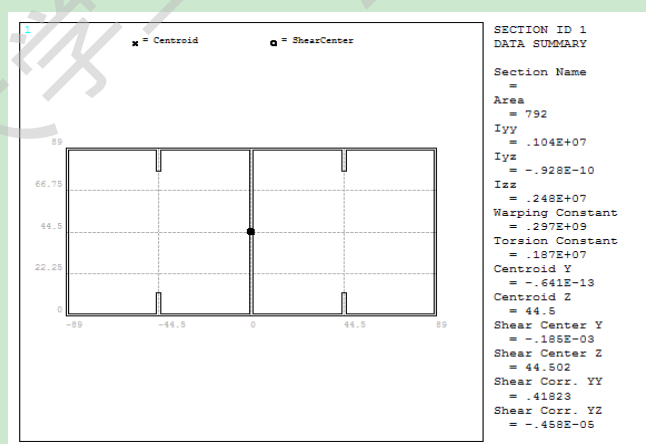


图2.15 开洞处组合柱截面形式

2.5.2.3 有限元建模

本章建模方法同2.1节，采用ANSYS软件对考虑几何非线性和材料非线性的有限元模拟分析。根据试验数据自底向上建模，钢立柱、墙面板采用SHELL181

单元。连接件（自攻螺栓）采用耦合的方式近似处理，仅耦合其 X 、 Y 、 Z 方向的平动自由度，不考虑墙面板与钢骨架之间的滑移。建模中对钢立柱及墙体底部采用约束其 X 、 Y 、 Z 方向平动自由度的方式近似模拟底部导轨，顶部仅在相应位置约束 Y 、 Z 方向的位移，并耦合顶部节点，在耦合点处施加位移，模拟实验中的加载方式。有限元模型如图 2.16 所示。

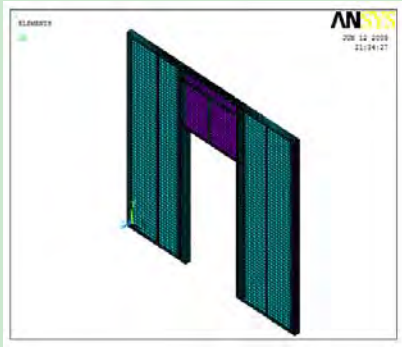


图2.16 开洞组合墙体有限元模型

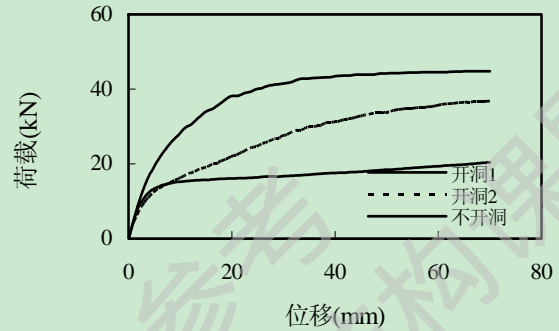


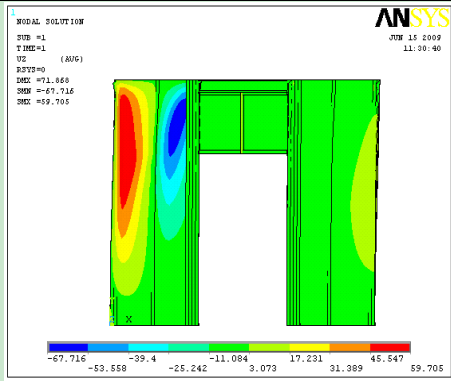
图2.17 单面石膏板荷载-位移曲线

2.5.2.3 算例分析

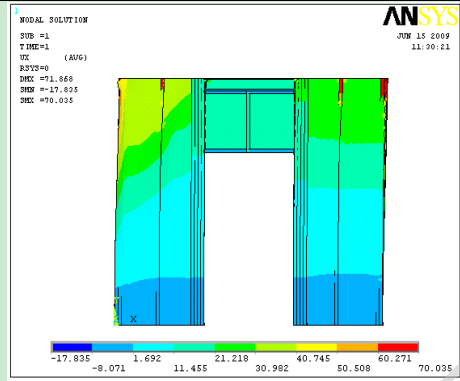
图 2.17 为单面石膏板组合墙体的荷载-位移曲线，可见开洞 1 模型构件承载力最高，其次是开洞 2 模型，而不开洞墙体在位移很小的时候就已经发生屈服，承载力最低。图 2.18-图 2.20 为不同开洞方式下墙体的位移及应力分布。基于以上结果，有以下结论：

(1) 石膏板纵向断裂强度仅为 0.66N/mm^2 ，墙体承载力主要来源于钢立柱，板材的应力蒙皮效应很小，因此墙体开洞对构件承载力影响不大。由于开洞后洞口处加设横梁，因此墙体承载力反而有所增加，受力性能也有所好转。从位移和应力云图可看出，受力后墙体出现明显的倾斜，如图 2.18(a)-图 2.20(a)所示，石膏板发生鼓曲变形，如图 2.18(c)-图 2.20(c)所示，柱顶端受压，底端受拉，立柱顶端应力最大，螺栓耦合处局部发生破坏，如图 2.18-图 2.20 (c)、(d)所示。可见单面石膏板组合墙体的承载力主要由钢立柱提供。

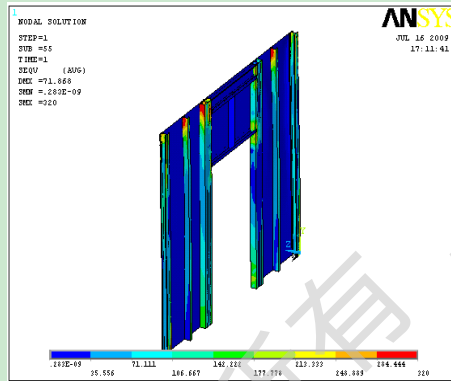
(2) 当洞口尺寸不变时，对洞口处立柱加强，构件承载力有明显提高，且受力性能进一步好转。因此，对于冷弯薄壁组合墙体，当洞口尺寸在一定范围内时，适当加强立柱，可有效提高墙体的受力性能。从位移和应力云图可看出，开洞后加强型立柱受力后变形有所减小，受力性能有所好转，进一步证明开洞墙体加强立柱的作用。



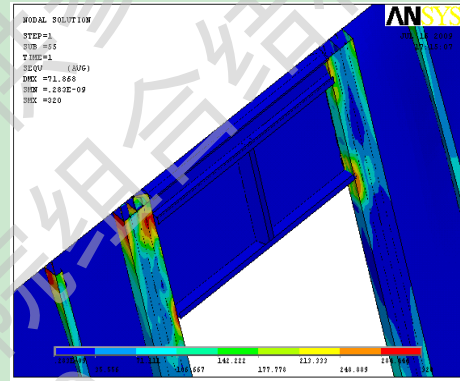
(a) z方向位移图



(b) x方向位移图

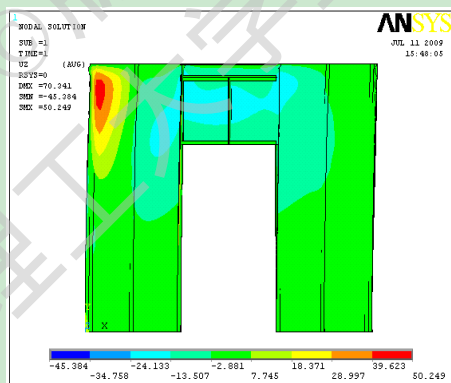


(c) Mises 应力图

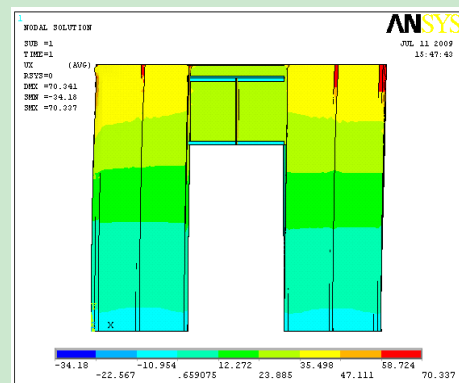


(d) 局部应力图

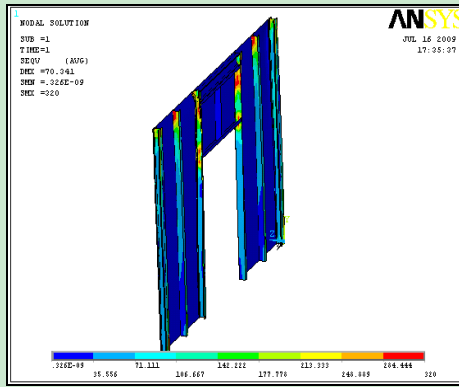
图 2.18 开洞方式 1 构件位移及应力图



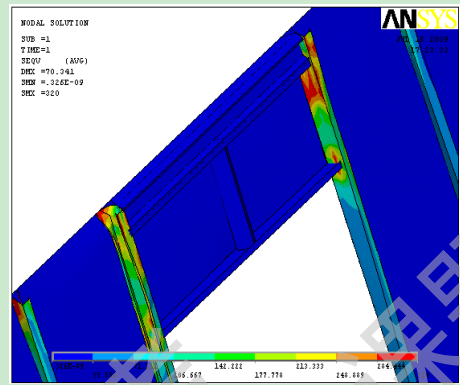
(a) z方向位移图



(b) x方向位移图

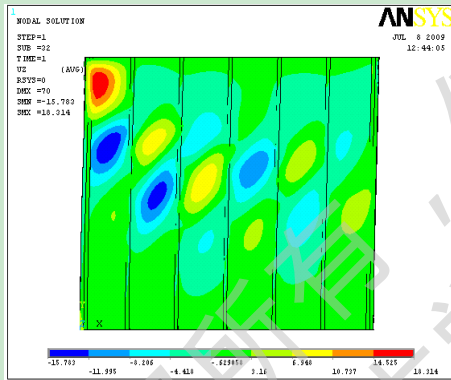


(c) Mises 应力图

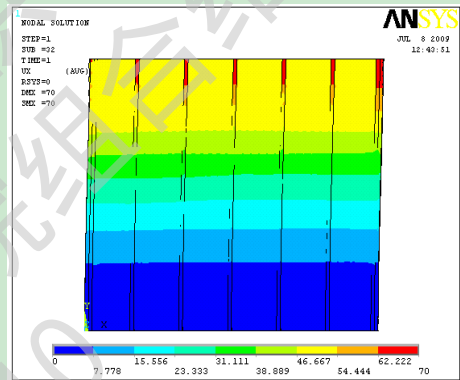


(d) 局部应力图

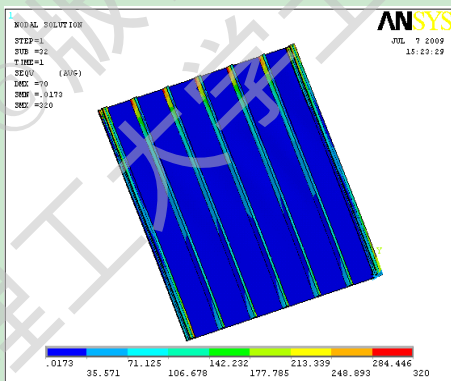
图 2.19 开洞方式 2 构件位移及应力图



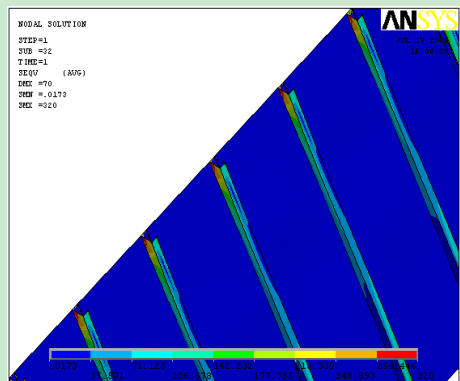
(a) z方向位移图



(b) x方向位移图



(c) Mises 应力图



(d) 局部应力图

图 2.20 不开洞构件位移及应力图

2.5.3 开洞组合墙体抗剪性能参数分析

为进一步了解开洞组合墙体的受力性能，对其进行参数分析，对 2.1 节组合墙体开洞后进行理论模拟，洞口尺寸分别为 1200mm×2100mm, 1200mm×2400mm, 1500mm×2100mm, 1500mm×2400mm, 1800mm×2100mm, 1800mm×2400mm, 从

而研究洞口宽度和高度对其承载力的影响，计算结果汇总于表 2.2 中。同时，分别选取洞口宽度和高度作为参数进行分析对比。

(1) 洞口宽度

选定洞口宽度分别为 1200mm，1500mm，1800mm 进行分析，不同洞口宽度都组合墙体荷载-变形曲线的影响如图 2.21 所示。从表 2.2 及图 2.21 可见，在洞口高度不变时，随着洞口宽度增加，组合墙体抗剪承载力减小，1200×2100mm 试件承载力最高，1500×2100mm 次之，1800×2100mm 最低。后两者承载力分别降低了 11.28%和 13.27%。可见，洞口宽度对其承载力有显著影响。

(2) 洞口高度

选定洞口高度为 2100mm 和 2400mm，分布进行理论分析，不同洞口宽度和高度时组合墙体的荷载-位移曲线影响如图 2.22 所示，可见在洞口宽度不变的情况下，只改变洞口高度对其承载力影响不很明显。当洞口宽度为 1200mm 时，随洞口高度的增加，承载力降低了 0.76%；当洞口宽度为 1500mm 时随洞口高度的增加，承载力降低了 4.42%；当洞口宽度为 1800mm 时随洞口高度的增加，承载力降低了 5.24%。可以看出随洞口高度增加，其承载力有所下降，但总体上不明显；当洞口宽度较大时，随着洞口高度的增加承载力下降的幅度有所增大。

表 2.2 组合墙体分析结果比较

洞口尺寸 (mm×mm)	1200×2100	1200×2400	1500×2100	1500×2400	1800×2100	1800×2400
屈服荷载 (kN)	43.53	40.34	35.87	32.54	35.04	23.70
屈服位移 (mm)	38.32	25.95	27.51	20.83	30.02	32.80
最大荷载 (kN)	44.85	44.51	39.79	38.03	38.90	36.86
最大位移 (mm)	70.00	48.70	55.10	39.50	57.73	50.57

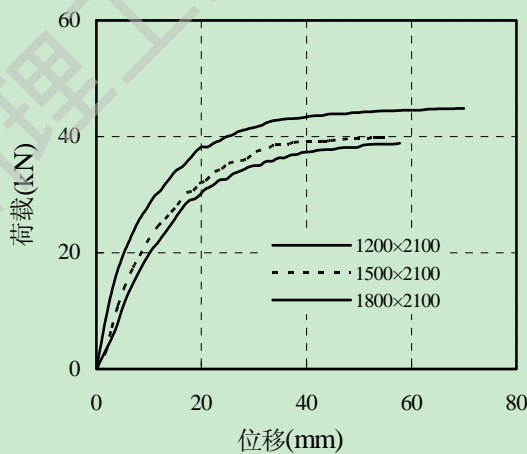


图 2.21 宽度对组合墙体强度的影响

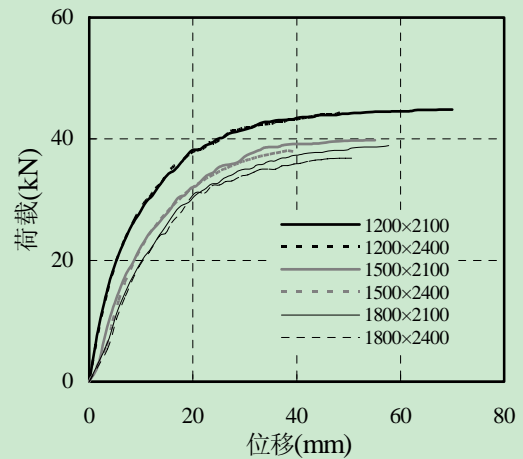


图 2.22 高度对组合墙体强度影响

2.6 开洞组合墙体抗剪强度建议计算公式

组合墙体必须有一定的刚度和强度来抵抗水平剪力和防止墙体倾斜，为了充分发挥剪力墙的作用，需要有可靠而简单的公式来计算组合墙体的强度和刚度。本文在聂少锋（2006）^[67]采用整体分析方法进行公式推导的基础上，进行了考虑墙体开洞时，组合墙体抗剪强度简化计算公式。

2.6.1 基本假定

为便于实际工程设计使用，需要将前面的计算结果进行分析，建立墙体承载力的数学计算公式，且构造的拟合公式不能过于复杂。通过前面几节对组合墙体抗剪性能的分析，发现开洞宽度、高度是影响开洞组合墙体承载力的两个主要因素，因此在分析中主要考虑这两个因素。对受力模型做如下假定：

(1) 自攻螺栓的抗剪强度对组合墙体抗剪强度起决定性的作用，当受力最大的自攻螺栓达到承载力极限值时，即认为组合墙体承载力达到极限值。

(2) 墙面板材对抗剪强度的影响因素，在这里用修正系数 t 表示，石膏板为1.36、OSB板为1.20、双面板为1.20（聂少峰，2006^[67]）。

(3) 洞口宽度对组合墙体抗剪承载力降低影响显著，而洞口高度对承载力影响较小。通过三次多项式 $P_1=A_1b^3+A_2b^2+A_3b$ 表示洞口宽度的函数；通过二次多项式 $P_2=B_1h^2+B_2h$ 表示洞口高度的函数。

(4) 开洞墙体的抗剪承载力假定为 $P=P_1+P_2+P_0$ ， P_0 为不开洞墙体的抗剪承载力。

2.6.2 公式推导

聂少锋（2006）^[67]，参照John T（1982）^[76]中对木结构住宅体系中的组合墙体抗剪强度的受力分析，在此基础上做了相应的调整，进而推导低层冷弯薄壁型钢住宅中组合墙体的抗剪强度简化计算公式。

该公式假定组合墙体所受的水平力 P 均由组合墙体端部的自攻螺栓抵抗，且每个自攻螺栓受有均匀的水平分力，认为组合墙体上自攻螺栓所受的最大的力可能出现在墙面板的侧边自攻螺栓上，也可能出现在墙体端部的自攻螺栓上，在进行公式计算时，取二者中的较大者。通过修正系数 t 来反映不同墙面板做法的组合墙体抗剪承载力。得出了不开洞组合墙体的抗剪承载力简化公式（2.1）：

$$P_0 = \frac{t}{\alpha_{\max}} F_0 L \quad (2.1)$$

式中： F_0 为单个螺栓抗剪强度，单位为N； t 为修正系数，与墙面板材有关； L 为组合墙体长度，单位为mm。

在聂少峰（2006）^[67]上述推导的组合墙体抗剪强度简化计算公式上，进行下一步扩展。在此基础上，认为开洞组合墙体的抗剪承载力其主要影响因素为：螺

栓抗剪强度、洞口的高和宽。

开洞组合墙体的抗剪承载力建议公式为：

$$P = P_1 + P_2 + P_0 = A_1 B^3 + A_2 B^2 + A_3 B + B_1 H^2 + B_2 H + \frac{t}{\alpha_{\max}} F_0 L \quad (2.2)$$

将表2.2中洞口宽度、高度及抗剪承载力最大值代入式(2.2)，前一节已经计算了不开洞墙体的承载力最大荷载为20.32kN，为求出 A_1 等多项式系数，这里我们认为 P_0 为一个常数。

开洞组合墙体的抗剪承载力一般建议公式为：

$$P = -18.77B^3 + 44.89B^2 - 8.1H + \frac{t}{\alpha_{\max}} F_0 L \quad (2.3)$$

式中： B - 洞口宽度（mm）；

H - 洞口高度（mm）；

t - 修正系数，与墙面板材有关；

F_0 -单个螺栓抗剪强度；

L -墙体长度（mm）。

2.6.3 简化公式和理论计算公式的结果对比

图2.23为简化拟合公式与有限元计算开洞墙体的抗剪承载力的比较，图中从左向右依次列举了洞口尺寸为1200mm×2100mm，1200mm×2400mm，1500mm×2100mm，1500mm×2400mm，1800mm×2100mm，1800mm×2400mm等六组试件的拟合公式计算值和有限元分析值。从图2.23可以看出，两者在进行开洞组合墙体的抗剪承载力计算时，基本比较吻合。可以看出本章进行的开洞墙体的抗剪承载力建议公式与有限元模拟数值，误差较小，本公式具有一定的精度。

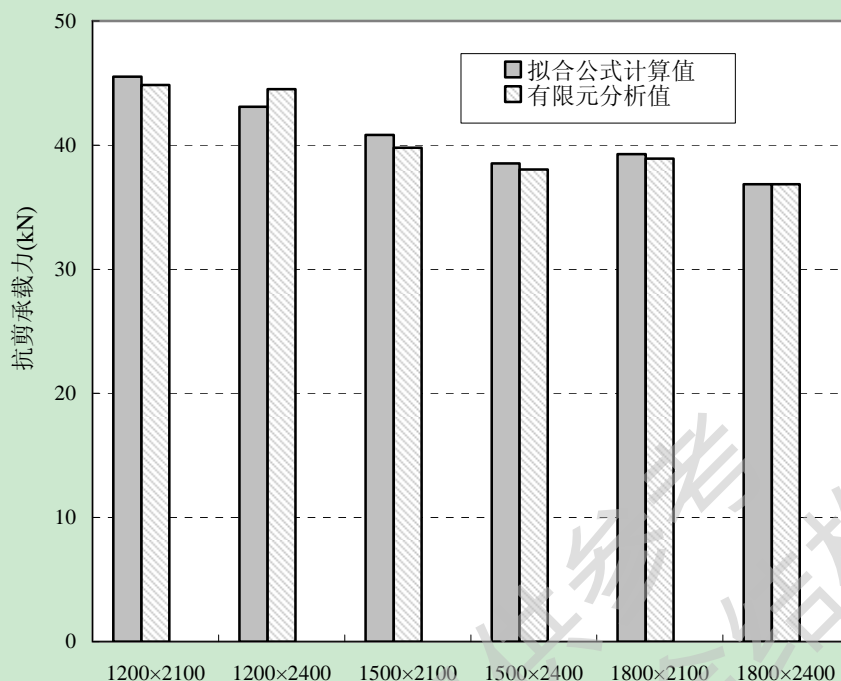


图2.23 开洞墙体拟合公式计算结果与有限元结果对比

本章提出的开洞墙体抗剪强度建议计算公式是在聂少锋（2006）^[67]和周天华等（2006）^[71]的研究基础上进行的，取峰值点抗剪强度作为设计强度，因此有一定的适用范围。聂少锋等（2008）^[45]将墙面板这个影响墙体抗剪强度的因素通过一个修正系数来表达在抗剪承载力公式上，该公式只适用于单面石膏板、单面OSB板以及双面石膏板和双面OSB板。本章开洞墙体抗剪强度建议计算公式主要涉及到螺栓的抗剪强度以及洞口的高和宽，其他因素作为次要因素。

2.7 本章小结

本章采用有限元软件对单面石膏板组合墙体进行开洞与未开洞的对比分析，并对洞口尺寸进行参数分析，在本文研究内容的基础上初步得出以下结论：

对于不开洞组合墙体：

(1) 墙面板材料、墙体高度、墙架柱间距、边柱螺栓间距对组合墙体的抗剪承载力影响较大，双面OSB板其承载力最好，单面石膏板承载力最差。随着墙体高度的增加，组合墙体抗剪承载力降低；随着墙架柱间距增大，抗剪承载力降低；随着边柱螺栓间距减小，组合墙体抗剪承载力增大。

(2) 立柱强度对其墙体受剪承载力影响比较小，屈服强度增加，承载力有所增大，但并不明显。

对于开洞组合墙体：

(1) 石膏板组合墙体的承载力主要来源于钢立柱。墙体开洞后，由于横梁的

设置，墙体承载力不仅没有降低，反而有所增加。将洞口处立柱加强处理后，墙体受力性能和承载力进一步提高。

(2) 洞口宽度对组合墙体的承载力影响比较显著，随着洞口宽度的增大，承载力显著下降。

(3) 在宽度不变的情况下，洞口高度对其承载力影响不明显。随着洞口宽度的增大，洞口高度对组合墙体承载力降低的影响略有增加。

(4) 在已有研究学者进行的组合墙体抗剪强度基础上进行了开洞组合墙体抗剪强度建议公式，抗剪承载力建议公式与有限元模拟数值结算结果非常接近。

第三章 低层冷弯薄壁型钢结构体系弹性时程分析

本章基于有限元方法，建立了低层冷弯薄壁型钢联排住宅的弹性计算模型，分析和讨论了结构的振型和周期，根据相关规范要求对结构进行了相关荷载组合的计算分析，并讨论了结构在各种工况荷载作用下的位移是否满足规范的要求。

3.1 弹性模型的建立

该建筑屋长 18m，宽 12m，层高 3m，图 3.1 为该建筑结构整体骨架模型。本结构所选用钢材均为 Q345 钢，楼面板采用 18mm 厚 OSB 结构板，OSB 结构板是采用施加胶粘剂和添加剂的扁平窄长刨花，经定向铺装后热压而成的一种多层结构板材。计算模型没有考虑墙面的影响作用。

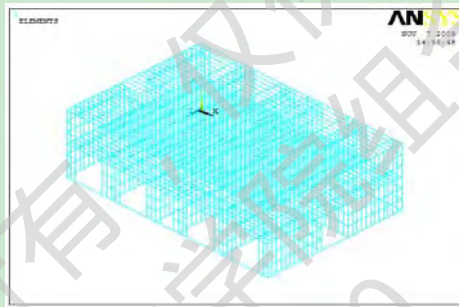


图 3.1 整体骨架模型

材料参照表 3.1 选取，楼面板选用 C305mm×40mm×14mm×2.0mm，边梁选用 U305mm×35mm×2.0mm，过梁采用组合梁，本章采用 2 根 U140mm×40mm×2.0mm 的组合形式，截面形式见图 3.2，墙立柱选用单根 C140mm×40mm×12mm×2.0mm，墙角柱采用 3 根 C140mm×40mm×12mm×2.0mm 的组合形式，见图 3.3，柱间距 400mm。

表 3.1 构件材料特性

材料	弹性模量	泊松比
钢材	2.06×10^5	0.3
OSB 板	3500	0.3

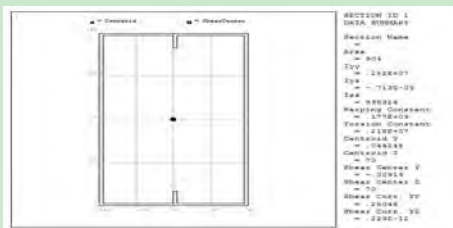


图 3.2 过梁截面形式

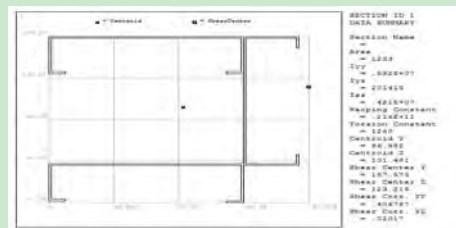


图 3.3 角柱截面形式

楼盖和屋盖采用薄壳单元 SHELL163 来模拟，SHELL163 是一个 4 节点壳单元，有弯曲和膜特征，可加平面和法向载荷。单元在每个节点上有 12 个自由度：在节点 x 、 y 和 z 方向的平动；加速度，速度和绕 x 、 y 和 z 轴的转动。轻钢骨架采用 BEAM188 来模拟，BEAM188 单元是二节点的三维线性梁。BEAM188 在每个节点上有 6 或 7 个自由度，此单元能很好的应用于线性（分析），大偏转，大应力的非线性（分析）。根据上述方法应用 ANSYS 建立的有限元整体模型见图 3.4。

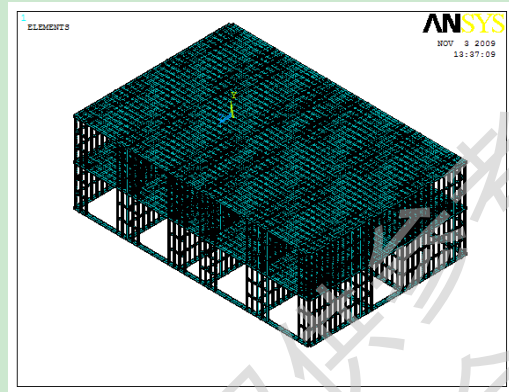


图 3.4 整体有限元模型

3.2 烈度 7 度区计算分析

3.2.1 模态分析

结构体系的振型和自振频率是结构的固有特性，是反映结构动力特性的重要参数（《建筑抗震设计规范》（GB50011-2001），2008^[76]）。本章通过有限元软件对模型进行了模态分析，计算了结构的前 50 阶振型和自振周期。表 3.2 列出了结构前 10 阶振型的计算结果，图 3.5 给出了结构前 5 阶振型的变形图。

表 3.2 结构基本动力特性

阶数	自振周期 (s)	自振频率 (Hz)	振型描述
1	0.188975	5.2917	X 方向的整体平动
2	0.179096	5.5836	Z 方向的整体平动
3	0.175297	5.7046	整体扭转
4	0.157490	6.3496	局部振型
5	0.157289	6.3577	局部振型
6	0.156981	6.3702	局部振型
7	0.156777	6.3785	局部振型
8	0.151131	6.6168	局部振型
9	0.151012	6.6220	局部振型
10	0.148867	6.7174	局部振型

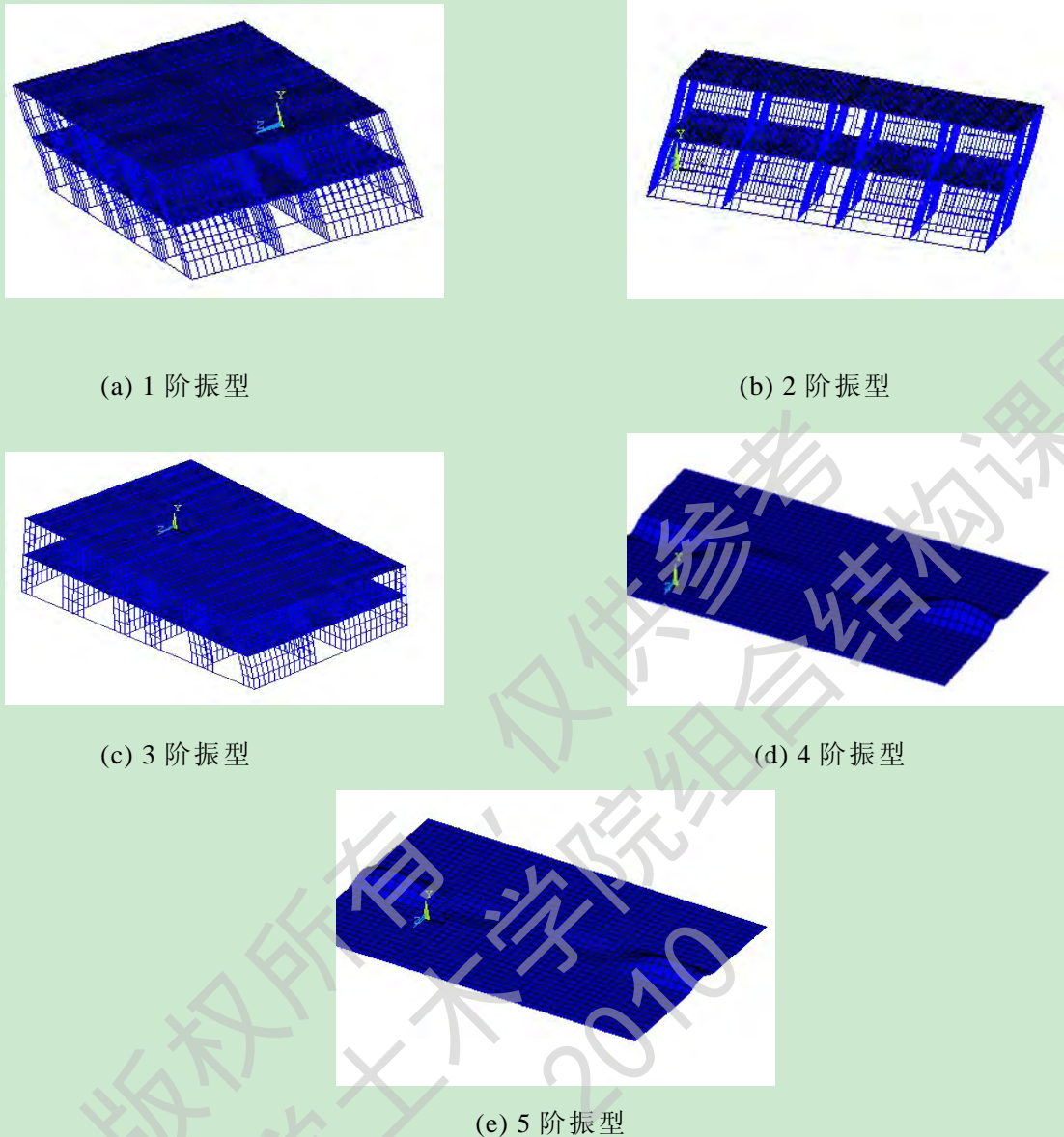


图 3.5 结构前 5 阶振型

结构前3阶自振周期分别是：0.189s、0.179s、0.175s，1阶模态对应着X方向的整体平动、2阶模态对应着Z方向的整体平动、3阶模态对应着整体扭转（X、Z为水平方向）。该建筑物高度为6m，日本和美国在多次实测的基础上得到低层冷弯薄壁型钢结构住宅体系的自振周期计算公式见式（3.1）和（3.2），该计算公式见AISI（1998）^[26]。

$$\text{日本 } T=0.03H \quad (3.1)$$

$$\text{美国 } T=0.05H^{3/4} \quad (3.2)$$

式中 H 为建筑物的高度，单位为米（m）。

按照以上两式的计算结果分别为：0.18s和0.182s，本章通过有限元软件进行模态分析得到其特征周期为0.188s，可见规范公式和有限元计算结果吻合良好，从而验证了本章有限元分析模型的正确性。

3.2.2 各种荷载工况下结构的内力与变形

建筑结构设计应根据使用过程中在结构上可能同时出现的荷载，按承载能力极限状态和正常使用极限状态分别进行荷载（效应）组合，并应取各自的最不利的效应组合进行设计（《建筑结构荷载规范》（GB50009-2006），2006^[78]）。

对于承载能力极限状态，应按荷载效应的基本组合或偶然组合进行荷载（效应）组合，并应采用下列设计表达式进行设计，分别考虑下述 3 种荷载组合：

- (1) 荷载组合 A1: $1.2 \times \text{恒荷载} + 1.4 \times \text{屋、楼面活荷载}$
- (2) 荷载组合 A2: $1.2 \times \text{恒荷载} + 1.0 \times 1.4 \times \text{屋、楼面活荷载} + 0.6 \times 1.4 \times \text{风荷载}$
- (3) 荷载组合 A3: $1.2 \times \text{重力荷载} + 1.3 \times \text{地震作用（水平地震作用）}$

3.2.2.1 风荷载计算原理及施加方法

本章在计算风荷载作用时，取基本风压 $\omega_0 = 0.45 \text{ kN/m}^2$ ，风振系数 $\beta_z = 1.0$ ，风压高度变化系数 $\mu_z = 1.0$ ，迎风面、背风面和侧风面分别按 0.8，-0.7 和 -0.5（负值表示吸力），计算结果如下所示。

$$\text{迎风面: } q_{ww} = 0.8 \times 0.45 \times 3 = 1.08 \text{ kN/m} \quad (3.3)$$

$$\text{背风面: } q_{lw} = -0.7 \times 0.45 \times 3 = 0.945 \text{ kN/m} \quad (3.4)$$

$$\text{侧风面: } q_{sd} = -0.5 \times 0.45 \times 3 = 0.675 \text{ kN/m} \quad (3.5)$$

将式 3.3-3.5 中墙面风荷载以线荷载的方式施加到每层环梁上，以线荷载方式加载。

3.2.2.2 恒荷载、活荷载施加方法

根据《建筑结构荷载规范》（GB 50009-2006）^[78]，住宅楼面活荷载取 2.0 kN/m^2 ，屋面活荷载取 0.5 kN/m^2 。屋面恒载：陶瓦为 0.48 kN/m^2 、OSB 板为 0.07 kN/m^2 、保温层为 0.02 kN/m^2 、吊顶及机电、设备管线为 0.15 kN/m^2 。楼面恒载：面层为 0.1 kN/m^2 、40 厚细石砼整浇层为 0.90 kN/m^2 、OSB 板为 0.09 kN/m^2 、吊顶及机电、设备管线等为 0.02 kN/m^2 。

屋面恒荷载总计为 0.72 kN/m^2 ，楼面恒荷载总计为 1.11 kN/m^2 。在进行荷载组合 A1 时，将计算得到的屋、楼面恒荷载和活荷载以面荷载的方式进行加载。

3.2.2.4 地震波的选取

地震动具有强烈随机性，分析表明，结构的地震反应随输入地震波的不同而差距很大，相差高达几倍甚至十几倍之多。故要保证时程分析结果的合理性，必须合理选择输入地震波。归纳起来，选择输入地震波时应当考虑以下几方面的因素（李杰和李国强，1992^[54]）：峰值、频谱特性、地震动持时以及地震波数量。其中，前三个因素称为地震动的三要素。地震波选取较有代表性的 EI Centro 波，

TAFT 波以及天津波。鉴于国内已收集了较多的强震记录，故目前实际工程中应用较多的是第二类地震波。输入的加速度时程曲线的持续时间应包含地震记录最强部分，并要求选择足够长的持续时间。一般建议选择的持续时间取不少于结构基本周期的 10 倍，且不小于 10 秒。所选地震波见图 3.6。

表 3.3 所选地震波的主要参数

地震波	峰值加速度 (m/s^2)		场地类型	持续时间
	东西波	南北波		
TAFT 波	1.759	1.527	II	18s
天津波	1.042	1.458	II	18s
EI Centro 波	2.100	3.420	II	18s

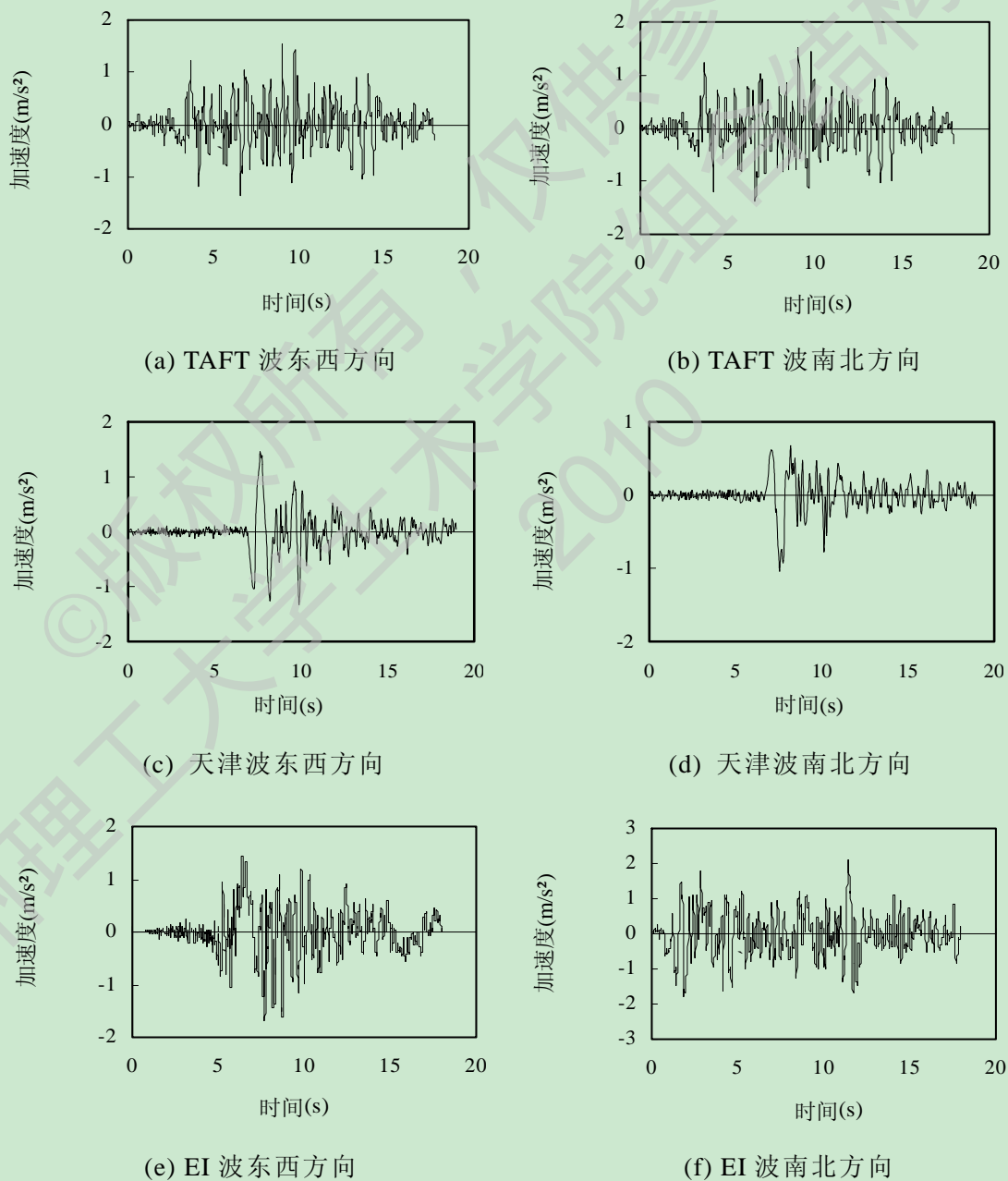


图 3.6 所选地震波

根据《建筑抗震设计规范》(GB50011-2001, 2008)^[77]中地震加速度时程曲线最大值的規定, 7度多遇地震为 35cm/s^2 , 7度罕遇地震为 220cm/s^2 , 8度多遇地震为 70cm/s^2 , 8度罕遇地震为 400cm/s^2 。

计算中分别考虑四个方向的风荷载和两个水平方向的地震作用, 表 3.4 给出了 3 种工况下各个类型柱轴力的最大值。

表 3.4 各种类型柱的最大轴力

工况	外墙角柱		外墙龙骨柱		内墙角柱		内墙龙骨柱	
	轴力 kN	应力 N/mm ²	轴力 kN	应力 N/mm ²	轴力 kN	应力 N/mm ²	轴力 kN	应力 N/mm ²
S1	-19.23	13.58	-17.09	36.21	-14.96	10.56	-12.81	27.14
S2(X+向风荷载)	-19.63	13.86	-12.39	26.25	-16.88	11.92	-14.13	29.94
S2(X-向风荷载)	-20.85	14.72	-18.44	39.07	-18.07	12.76	-16.56	35.08
S2(Z+向风荷载)	-15.42	10.89	-14.21	30.11	-15.36	10.85	-14.22	30.13
S2(Z-向风荷载)	-15.36	10.85	-13.08	27.71	-15.20	10.73	-14.36	30.42
S3(X向地震作用)	-14.73	10.41	-15.12	32.03	-13.97	9.87	-13.54	28.69
S3(Z向地震荷载)	-15.31	10.81	-15.06	31.91	-14.01	9.89	-14.57	30.87
承载力设计值	-195	320	-65	320	-195	320	-65	320

表 3.4 中的承载力设计值是根据《冷弯薄壁型钢结构技术规范》(GB50018-2002)^[12]计算, 可以看出各种类型柱的最大轴力均在承载力设计值的范围之内, 各杆件内力均小于钢材的强度设计值为 320N/mm^2 , 满足规范的要求, 安全储备充足。

3.2.2.4 结构位移计算

基于承载能力极限状态下, 3种荷载组合下, 结构的最大位移见表 3.5。

表 3.5 结构的最大位移

工况	X方向位移 (mm)	Y方向位移 (mm)	Z方向位移 (mm)
S1	0.21	-7.10	-1.30
S2(X+方向风荷载)	2.70	-7.68	-0.15
S2(X-方向风荷载)	-2.60	-7.47	-0.13
S2(Z+方向风荷载)	0.62	-7.41	-6.41
S2(Z-方向风荷载)	0.63	-7.31	-7.11
S3(X向地震荷载)	0.53	-	-6.21
S3(Z向地震荷载)	0.66	-	-6.38

表 3.5 给出了结构在 3 种荷载组合下结构的最大位移值。荷载组合 3 由于没有考虑竖向地震作用, 所以结构 Y 方向的计算结果与其它荷载组合的结果相比可

以忽略不计。水平最大位移发生在荷载组合 2 下 (Z-方向风荷载)。该水平挠度 $\Delta/L=7.11/4500=1/634 < [\delta/L]=1/300$ 的要求。

3.2.2.5 正常使用极限状态下结构位移验算

对于正常使用极限状态, 采用荷载的标准组合, 见以下 3 种荷载组合:

荷载组合 D1: $1.0 \times$ 恒荷载+ $1.0 \times$ 屋、楼面活荷载

荷载组合 D2: $1.0 \times$ 恒荷载+ $1.0 \times$ 屋、楼面活荷载+ $0.6 \times$ 风荷载

荷载组合 D3:对于结构在地震作用下的变形, 采用地震标准值验算, 取值为 $1.0 \times$ 地震荷载。

根据以上 3 种荷载组合, 计算结构在正常使用极限状态下的最大位移, 见表 3.6。

表 3.6 结构最大位移

荷载工况	X 方向位 (mm)	Y 方向位移 (mm)	Z 方向位移 (mm)
D1	0.46	-6.66	-0.28
D2(X+方向风荷载)	2.73	-6.81	-0.15
D2(X-方向风荷载)	-2.39	-7.14	0.12
D2(Z+方向风荷载)	0.62	-7.41	-5.40
D2(Z-方向风荷载)	0.37	-2.43	-4.27
D3(X 向地震荷载)	0.47	-	2.12
D3(Z 向地震荷载)	0.51	-	-2.09

表 3.6 列出了结构在正常使用极限状态下, 三种工况组合下的最大位移。水平最大位移发生在 D2 工况下结构水平挠度 $\Delta/L=5.40/4800=1/889 < [\delta/L]=1/300$ 。

3.3 地震作用计算分析

根据我国现行《建筑抗震设计规范》(GB50011-2001, 2008)^[77]“两阶段三水准”的抗震设计设防要求, 首先, 在多遇地震作用下, 应保证建筑的正常使用功能, 使得建筑主体结构不受损坏, 非结构构件(包括围护墙、隔墙、内外装修等)没有过重破坏并导致人员伤亡。

3.3.1 地震作用下的结构角点位移

结构在地震作用下, 局部构件可能会因内力或变形达到极限承载力而遭到破坏, 其破坏可直接引发建筑的层间破坏甚至整体倒塌。在地震反复循环荷载作用下, 结构反应的非线性主要源自于材料的非线性以及结构的几何非线性。选取结构的角点为观测点, 结构在地震荷载作用下的位移见图 3.7。

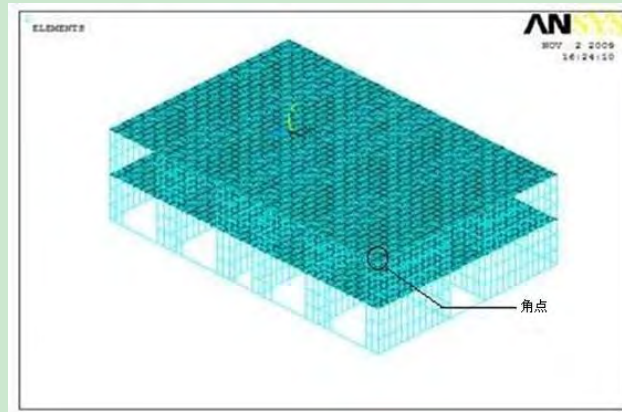


图 3.7 结构角点位置示意图

图 3.8-图 3.19 为结构整体在 7 度和 8 度多遇地震作用下，结构角点处 X、Z 两个水平方向的位移时程曲线，随着地震加速度的增大，位移响应也随之增大。总体来看，结构角点 Z 方向的位移反应较 X 方向强烈，结构在 Z 方向刚度明显不足，需要通过加墙面板材对其进行加强。在不同地震波，不同加速的结构位移反应中，模型在天津波（0.4g）Z 方向的位移达到了 33.18mm。

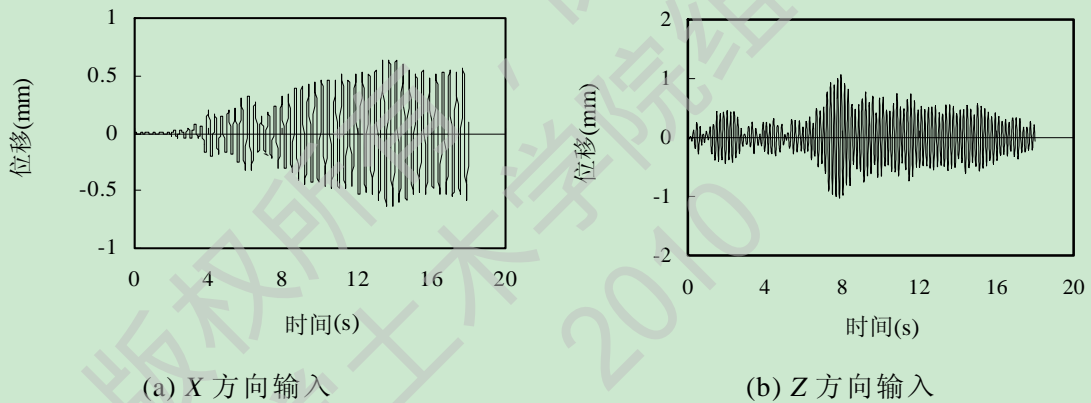


图 3.8 TAFT 波（0.035g）

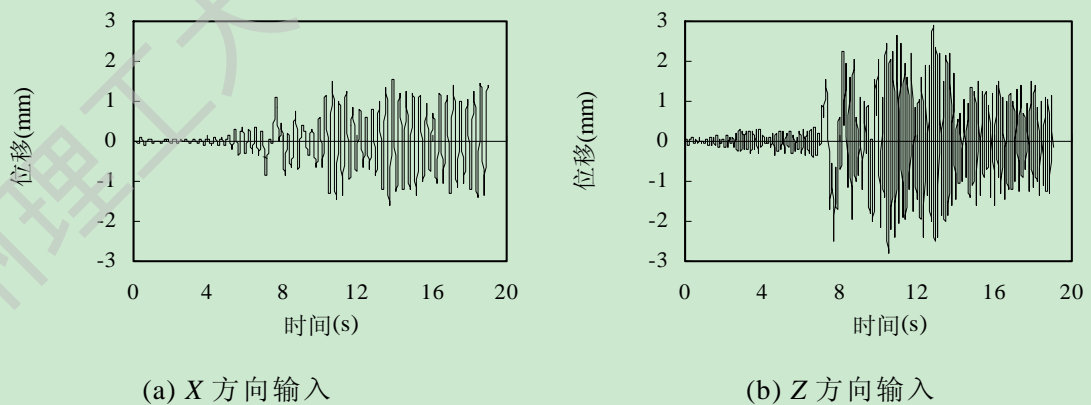


图 3.9 天津波（0.035g）

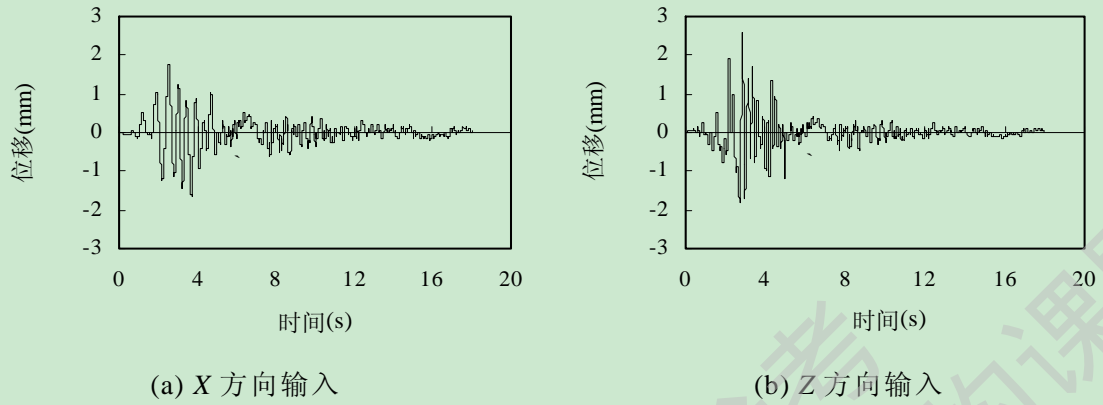


图 3.10 EI Centro 波 (0.035g)

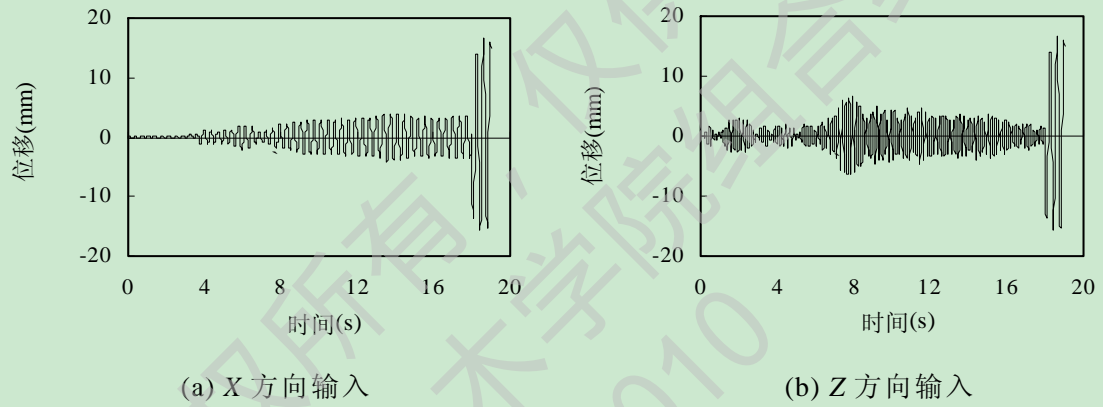


图 3.11 TAFT 波 (0.22g)

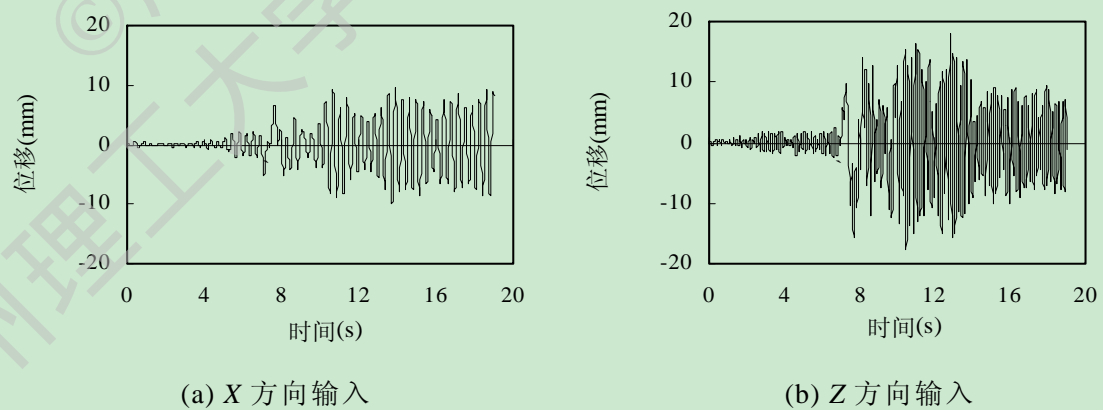


图 3.12 天津波 (0.22g)

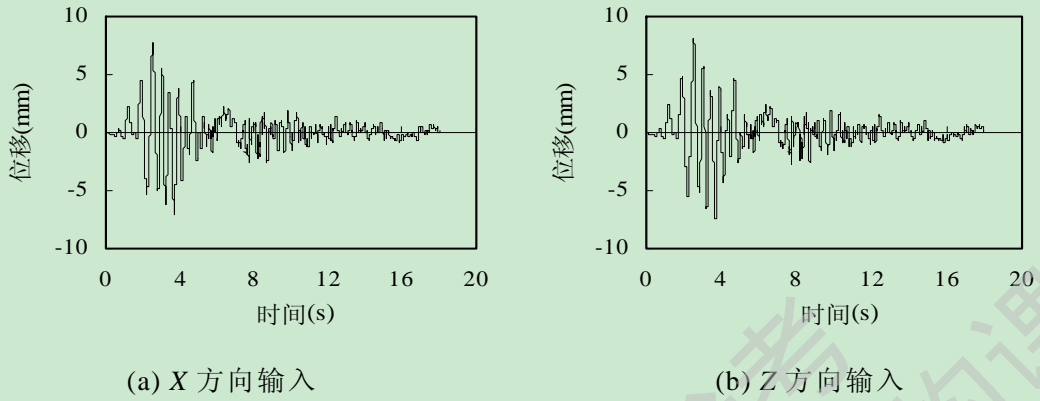


图 3.13 EI Centro 波 (0.22g)

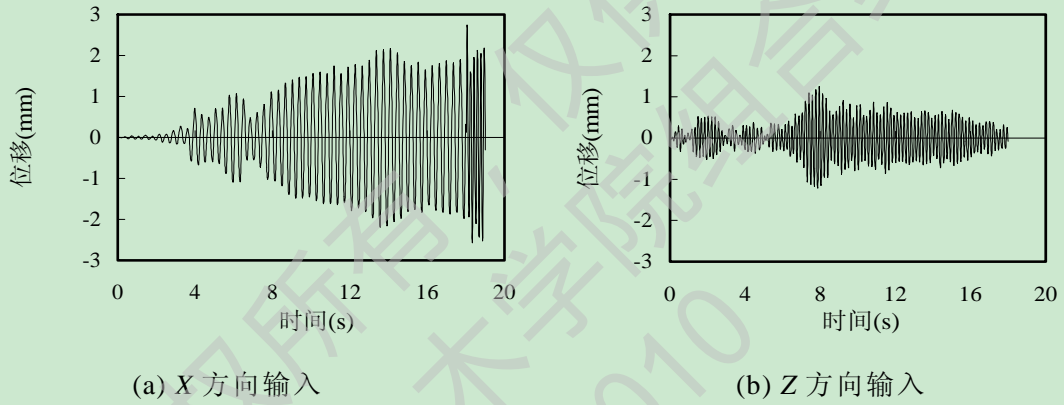


图 3.14 TAFT 波 (0.07g)

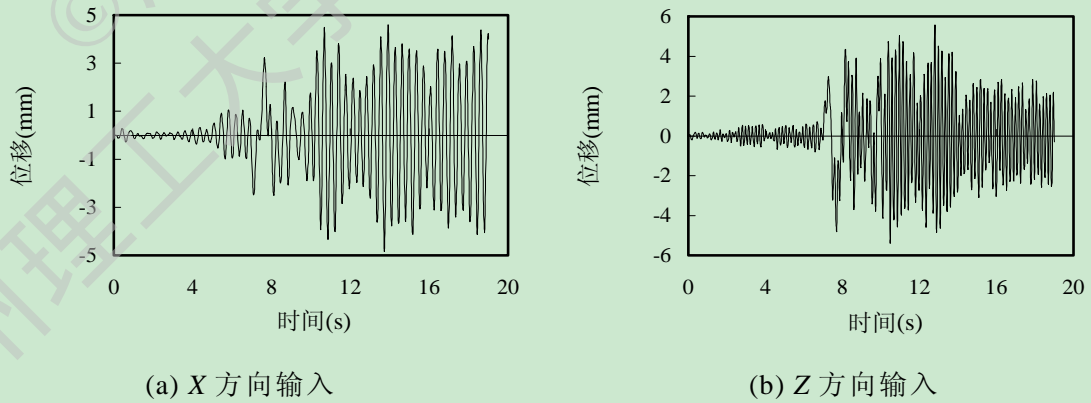


图 3.15 天津波 (0.07g)

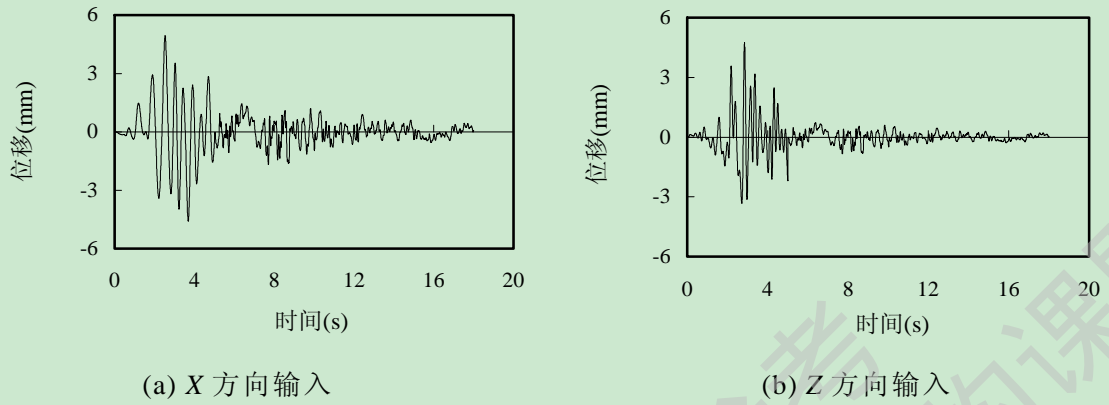


图 3.16 EI Centro 波 (0.07g)

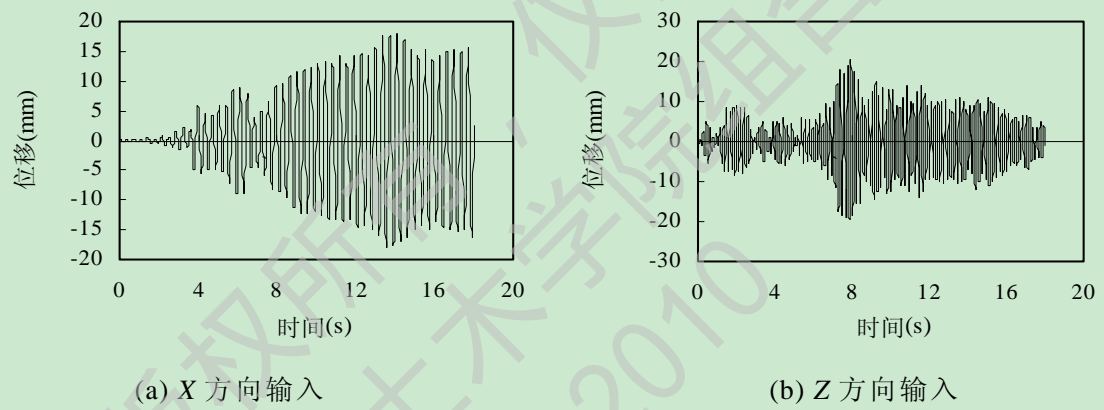


图 3.17 TAFT 波 (0.4g)

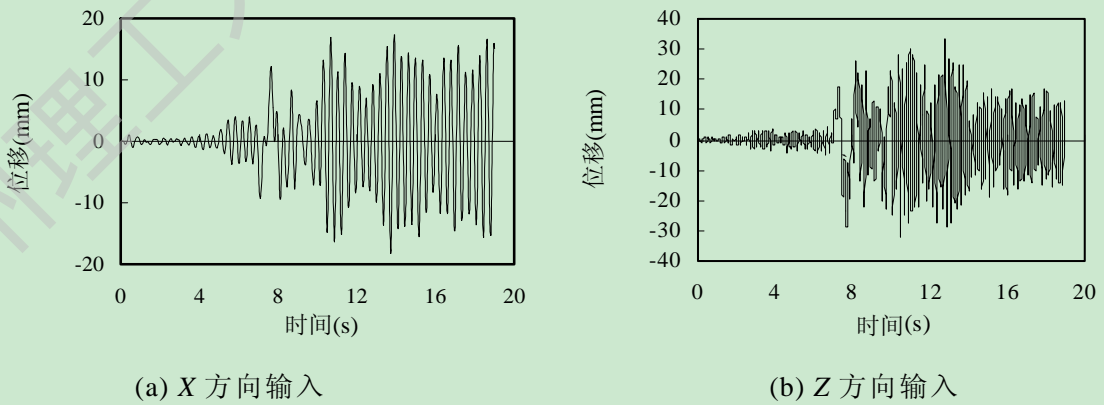
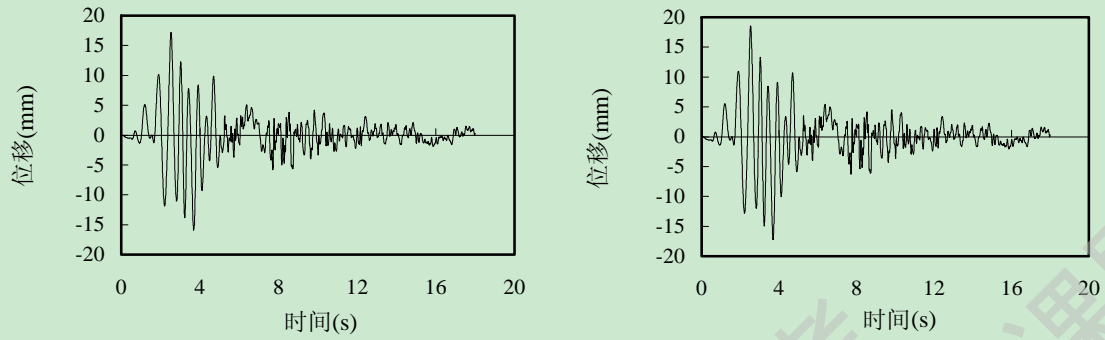


图 3.18 天津波 (0.4g)



(a) X 方向输入

(b) Z 方向输入

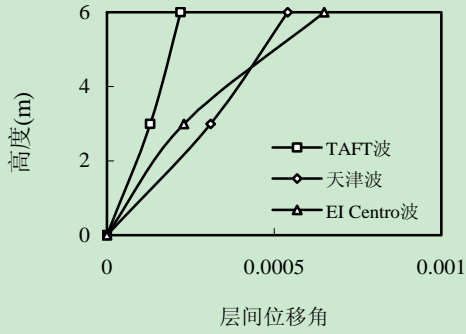
图 3.19 EI Centro 波 (0.4g)

表 3.7 结构角点最大位移

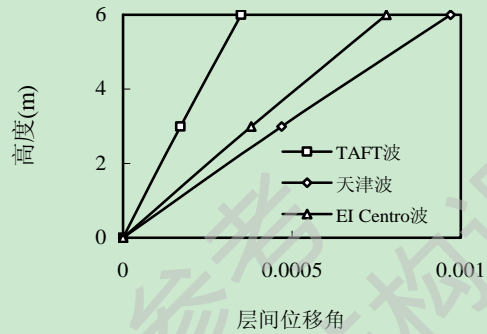
地震波	加速度峰值 (g)	方向	最大位移 (mm)
TAFT 波	0.035	X	0.64
		Z	-1.06
	0.07	X	2.73
		Z	1.25
	0.22	X	16.59
		Z	-15.63
0.4	X	-17.96	
	Z	20.32	
天津波	0.035	X	1.61
		Z	-2.81
	0.07	X	-4.83
		Z	5.57
	0.22	X	-10.06
		Z	18.18
0.4	X	-17.44	
	Z	33.18	
EI Centro 波	0.035	X	1.77
		Z	2.56
	0.07	X	4.95
		Z	-4.72
	0.22	X	7.67
		Z	8.03
0.4	X	17.19	
	Z	18.56	

3.3.2 结构层间位移

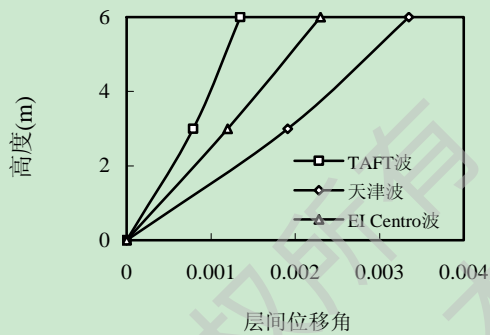
通过对结构进行结构最大层间位移的计算发现，大多数情况下结构在天津波作用下的层间位移较大，这和 TJ 波的剧烈程度有关系。随着地震加速度的增大，结构的层间位移角也随之增大。如图 3.20 所示。



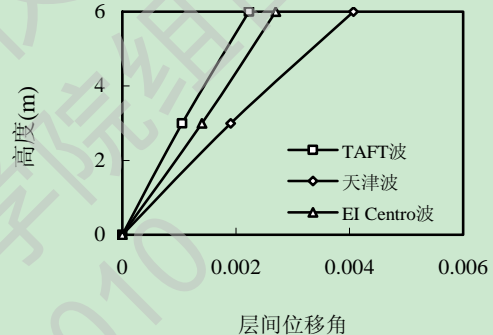
(a) 7 度多遇 X 方向 (0.035g)



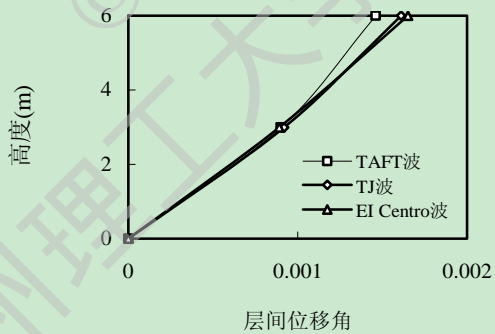
(b) 7 度多遇 Z 方向 (0.035g)



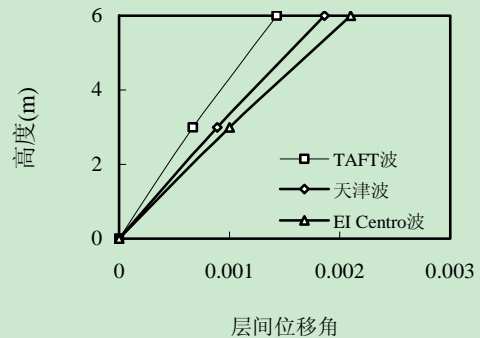
(c) 7 度罕遇 X 方向 (0.22g)



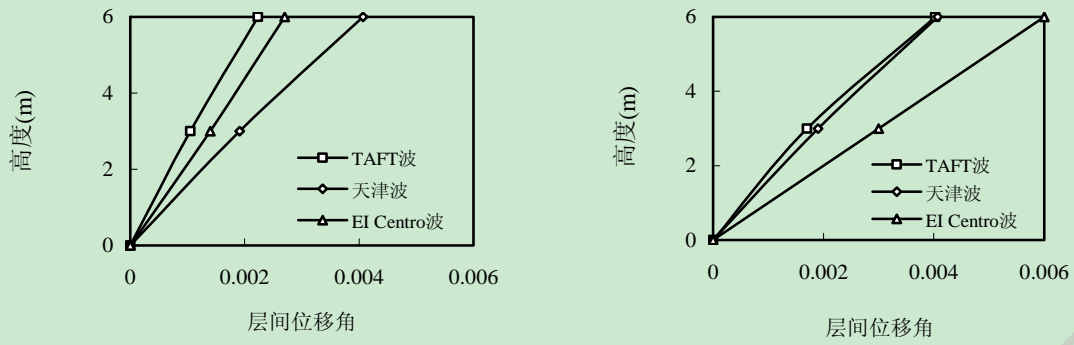
(d) 7 度罕遇 Z 方向 (0.22g)



(e) 8 度多遇 X 方向 (0.07g)



(f) 8 度多遇 Z 方向 (0.07g)



(g) 8 度罕遇 X 方向 (0.4g)

(i) 8 度罕遇 Z 方向 (0.4g)

图3.20 层间位移角比较

结构在三种地震波作用下的最大层间位移角见表 3.8。

表 3.8 结构最大层间位移角

地震波	加速度峰值 (g)	方向	位移角幅值 (rad)	
			一层	二层
TAFT 波	0.035	X	0.0001	0.0002
		Z	0.0002	0.0004
	0.07	X	0.0009	0.0015
		Z	0.0007	0.0014
	0.22	X	0.00079	0.00135
		Z	0.0011	0.0022
0.4	X	0.0014	0.0032	
	Z	0.0017	0.004	
天津波	0.035	X	0.0003	0.0005
		Z	0.0005	0.001
	0.07	X	0.0009	0.0015
		Z	0.0007	0.0014
	0.22	X	0.0019	0.0034
		Z	0.0019	0.0041
0.4	X	0.0014	0.0024	
	Z	0.0019	0.0041	
EI Centro 波	0.035	X	0.00023	0.00065
		Z	0.00038	0.00078
	0.07	X	0.00089	0.00165
		Z	0.001	0.0021
	0.22	X	0.0012	0.0023
		Z	0.0014	0.0027
0.4	X	0.0029	0.0056	
	Z	0.003	0.006	

表 3.9 结构最大层间位移角幅值

地震烈度	7 度多遇	7 度罕遇	8 度多遇	8 度罕遇
最大层间位移角	1/1000	1/250	1/526	1/246

从图 3.20 可以看出：

(1) 弹性模型沿着建筑屋宽度方向（Z方向）的侧移明显大于沿建筑屋长度方向（X方向）的侧移，这一现象说明结构Z方向的刚度弱于X方向。

(2) 随着地震烈度的增大，结构的位移反应也随之增大，且Z方向的位移增大大幅度明显大于X方向。

(3) 同一测点Z方向的位移反应大于X方向，且天津波的表现尤为明显，这与结构在Z方向的刚度较弱有关。

由于目前国内尚没有专门针对低层冷弯薄壁钢结构房屋体系的抗震侧移限值规定，本文暂依据现行《建筑抗震设计规范》（GB50011-2002，2008）^[77]中对于多高层钢结构相应的层间位移限值进行判别。从表3.9中可以看出结构8度多遇地震下的最大层间位移角为1/526，符合抗震规范关于多高层钢结构楼层内最大弹性层间位移角应小于1/300的规定，在8度罕遇地震下的最大弹塑性层间位移角为1/246，符合抗震规范关于多高层钢结构楼层内最大弹塑性层间位移角应小于1/50的规定。

3.4 本章小结

本章主要进行了不考虑墙面板作用时低层冷弯薄壁钢结构房屋体系的弹性时程分析，分析了该弹性模型在设防烈度为7度和8度多遇地震时，结构整体的内力、变形等。分析结果表明：

(1) 结构在各种工况组合下，各杆件内力均满足规范的要求。

(2) 结构在7、8度多遇地震作用下，结构角点在水平方向X、Z两个方向的位移时程曲线，随着地震加速度的增大，位移响应也随之增大。显然，Z方向的位移反应较X方向强烈，结构在Z方向刚度明显不足，需要通过加墙面板材对其进行加强。

(3) 结构整体在地震作用下的最大弹性层间位移角小于规范的要求，说明低层冷弯薄壁型轻钢住宅在设防烈度7度及8度时的多遇地震作用下具有良好的抗震性能。

第四章 低层冷弯薄壁型钢结构体系弹塑性时程分析

第三章中的低层冷弯薄壁钢结构房屋体系的弹性时程分析只是针对不考虑墙面板作用的轻钢骨架，虽然在各典型工况荷载下的内力和变形都满足相关规范的要求，但是不能够准确反映结构的内力和变形。为了解此类结构体系在进入弹塑性阶段时的受力特点，有必要对此结构体系进行弹塑性时程分析。

4.1 结构弹塑性模型的建立

4.1.1 模型的布置及构成

采用 ANSYS 软件来建立冷弯薄壁型钢结构住宅体系的弹塑性时程分析模型。建模时，选用 Beam188 梁单元模拟轻钢骨架，采用 Shell181 单元来模拟屋、楼面板材。Shell181 是一种塑性壳单元，适用于薄到中等厚度的壳结构。该单元有四个节点，单元每个节点有六个自由度，分别为沿节点 X、Y、Z 方向的平动及绕节点 X、Y、Z 的转动。退化的三角形选项用于网格生成的过渡单元。Shell181 单元具有应力刚化及大变形功能。该单元有强大的非线性功能，并有截面数据定义、分析、可视化等功能，还能定义复合材料多层壳。本章建立两层冷弯薄壁型钢结构住宅的三维空间模型，进行弹塑性动力时程分析。

模型结构长 12m，宽 7.2m，屋面坡度取为 1:3^[14]，梁柱间距 600mm，外墙龙骨采用 C140×41.3×12.7×0.9mm，外墙角柱采用 3 根 C140×41.3×12.7×0.9mm，内墙龙骨采用 C89×41.3×12.7×0.9mm，内墙角柱采用 3 根 C89×41.3×12.7×0.9mm，一层顶梁采用 C305×41.3×12.7×1.44mm，所有屋架上弦杆和下弦杆、檩条均采用单根 C89×41.3×12.7×0.9mm。楼板采用 18mm 厚 OSB 结构板、屋面板采用 12mm 厚 OSB 结构板、墙面板材为双侧厚纸面石膏板或 OSB 板，材料特性见表 4.1-4.2。

表 4.1 材料特性表

材料	弹性模量 (N/mm ²)	材料强度 (N/mm ²)	泊松比
钢材	2.06×10 ⁵	320	0.30
纸面石膏板	1124.7	0.66	0.23
OSB 板	3500	7.86	0.30

表 4.2 18mm 厚 OSB 结构板材料特性

	抗弯弹性模量 (N/mm ²)	抗弯强度 (N/mm ²)	剪切模量 (N/mm ²)	抗剪强度 (N/mm ²)	泊松比
OSB 板	5250	21.2	1180	8.2	0.3

根据《低层轻型钢结构装备住宅技术要求》^[15]规定：墙体开洞须满足以下要求，洞口所在的墙为承重墙时洞口宽度不超过2.00m；洞口所在的墙为非承重墙时洞口宽度不超过3.00m。本章中门洞宽度为1.8m和1.2m，满足技术要求。

屋架上弦杆下布置短立柱，立柱间隔1.2m。屋架上弦沿着建筑屋长度方向铺设一道檩条。

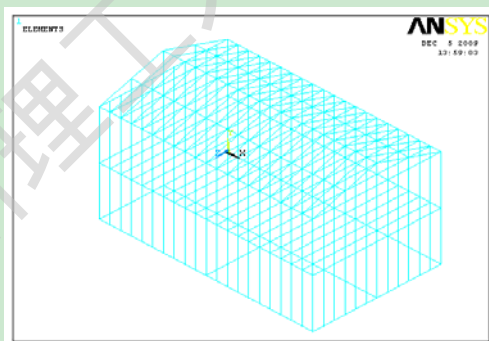
4.1.2 模型的假定

为准确反应构件联接形式，墙体龙骨柱上、下两端的联接全部采用铰接形式。外墙角柱构造联接相对可靠，计算分析中采用刚接简化；除外墙角柱外，其余角柱其两端联接方式均采用铰接形式。假定楼板仅作为传力构件而非受力构件考虑。计算分析中，通过设置较小的楼板厚度和较低的楼板刚度实现该计算假定。

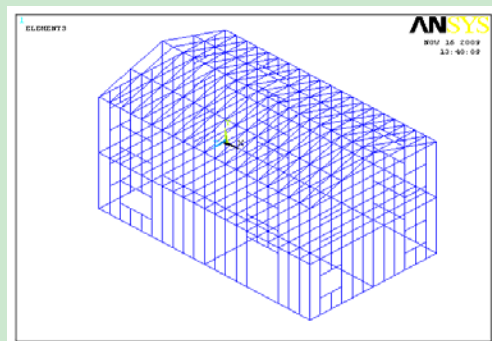
在进行弹塑性时程分析时，建立 4 种模型进行计算，4 种模型构造见表 4.3。

表 4.3 4 种模型构造

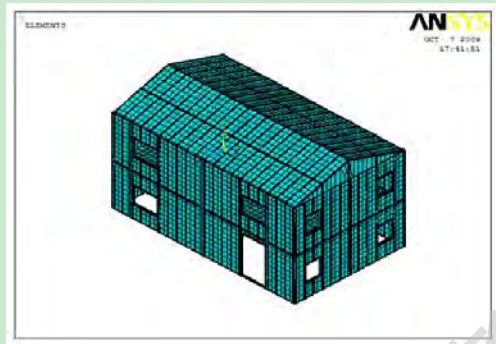
模型名称	角柱加强	墙体开洞	墙体做法
模型 1	无加强	无开洞	无
模型 2	加强	开洞	无
模型 3	加强	开洞	双面石膏板
模型 4	加强	开洞	双面 OSB 板



(a) 模型 1



(b) 模型 2

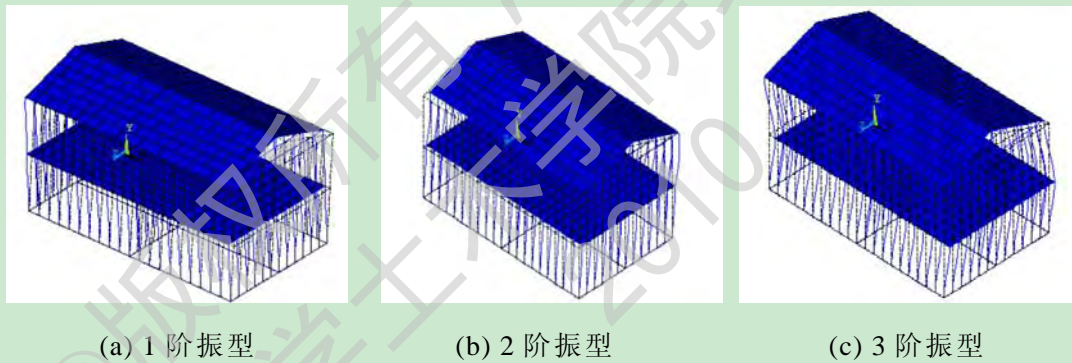


(c) 模型 3、4

图 4.1 4 种模型比较

4.2 模态分析

本章通过有限元软件对模型进行模态分析，计算结构的前5阶振型和自振周期。4种模型的前五阶自振周期和自振频率见下表。



(a) 1 阶振型

(b) 2 阶振型

(c) 3 阶振型

图 4.2 结构前三阶振型

四种模型的前五阶自振周期和自振频率见表 4.4 所示：

表 4.4 结构自振周期频率表

阶数	模型 1		模型 2		模型 3		模型 4	
	周期	频率	周期	频率	周期	频率	周期	频率
1	0.3154	3.1702	0.2397	4.1702	0.2267	4.4114	0.2397	3.1702
2	0.3151	3.1731	0.2396	4.1731	0.2265	4.4143	0.2396	3.1731
3	0.3151	3.1735	0.2396	4.1735	0.2264	4.4174	0.2396	3.1735
4	0.3150	3.1744	0.2396	4.1744	0.2263	4.4181	0.2396	3.1744
5	0.3150	3.1745	0.2395	4.1745	0.2263	4.4191	0.2395	3.1745

对比四种模型的前 5 阶自振周期和自振频率，可以看出：

(1) 比较自振周期，模型4<模型3<模型2<模型1，模型4的整体刚度最大，模型1最小。这是由于模型3、4采用了墙面板对其强龙骨进行了加强，对其刚度进行加强，双面OSB板对整体骨架的刚度贡献大于双面石膏板对整体骨架的刚度贡献，采用双面OSB板的模型4其刚度最大，自振周期最小。

(2) 对于模型1，角柱采用单根C型钢的结构模型，其承载能力不足，结构往往发生较大的变形和侧移。对于角柱不加强的这种结构体系，不适于工程中使用。

(3) 对于模型2，角柱采用加强形式，虽然进行了局部开洞，但开洞处，柱均进行了加强，所以其整体抗侧刚度大于模型1。

(4) 模型3、4均采用了墙面板，在一定程度上为结构整体刚度做出了贡献，双面OSB板其各项指标均优于双面石膏板，其对整体结构的约束能力也较双面石膏板强。所以，模型4的刚度大于模型3的刚度。

4.3 承载能力分析

按承载能力极限状态下各种荷载组合进行4种模型的内力分析，比较4种模型承载能力的差别。

4.3.1 荷载的施加

根据《建筑结构荷载规范》(GB50009-2001, 2006)^[78]，住宅楼面活荷载取 2.0kN/m^2 ，屋面活荷载取 0.5kN/m^2 。坡屋面恒载：陶瓦为 0.48kN/m^2 、OSB板为 0.07kN/m^2 、保温层为 0.02kN/m^2 、屋面坡度按1/3计，水平投影荷载为 0.6kN/m^2 、吊顶及机电、设备管线为 0.15kN/m^2 ，屋面恒荷载总计为 0.75kN/m^2 。楼面恒载：面层为 0.1kN/m^2 、40厚细石砼整浇层为 0.90kN/m^2 、OSB板为 0.09kN/m^2 、吊顶及机电、设备管线等为 0.02kN/m^2 ，恒荷载总计为 1.11kN/m^2 。抗震设防烈度8度、水平地震影响系数最大值：0.16、场地类别：II类、基本风压： 0.45kN/m^2 ，地震作用取7度多遇地震加速度为 $0.035g$ 。

4.3.2 各模型承载力比较

建筑结构设计应根据使用过程中在结构上可能同时出现的荷载，按承载能力极限状态和正常使用极限状态分别进行荷载（效应）组合，并应取各自的最不利效应组合进行设计^[78]。

本章对表 4.3 所示的 4 种模型进行了承载能力极限状态下各种荷载组合的内力分析，计算结果见表 4.5.1-4.5.4。地震荷载作用下，只考虑水平方向的作用，本章水平方向为 X、Z 两个方向。

表 4.5.1 模型 1 最大轴力及应力

工况	外墙角柱		外墙龙骨柱		内墙角柱		内墙龙骨柱	
	轴力	应力	轴力	应力	轴力	应力	轴力	应力
S1	-16.58	75.71	-16.58	75.71	-10.98	63.11	-10.98	63.11
S2(X+向风荷载)	-26.79	122.33	-26.79	122.33	-19.79	113.74	-19.79	113.74
S2(X-向风荷载)	-25.44	116.16	-25.44	116.16	-18.33	105.34	-18.33	105.34
S2(Z+向风荷载)	-26.03	118.86	-25.67	117.21	-19.87	114.19	-19.87	114.19
S2(Z-向风荷载)	-27.31	124.70	-27.31	124.70	-20.16	115.86	-20.16	115.86
S3(X 地震作用)	-22.43	102.42	-23.56	107.58	-19.32	111.03	-19.09	109.71
S3(Z 地震荷载)	-23.11	105.53	-24.37	111.28	-19.48	119.95	-19.66	112.99
承载力设计值	-30	320	-30	320	-20	320	-20	320

表 4.5.2 模型 2 最大轴力及应力

工况	外墙角柱		外墙龙骨柱		内墙角柱		内墙龙骨柱	
	轴力	应力	轴力	应力	轴力	应力	轴力	应力
S1	-10.18	15.49	-9.63	43.97	-8.55	13.01	-7.48	42.99
S2(X+向风荷载)	-20.37	31.00	-19.98	91.23	-19.22	29.25	-18.86	86.11
S2(X-向风荷载)	-17.77	27.05	-15.62	71.32	-17.93	27.29	-16.61	75.84
S2(Z+向风荷载)	-19.33	29.42	-15.79	72.10	-14.66	22.31	-14.35	65.53
S2(Z-向风荷载)	-19.98	30.41	-19.47	88.91	-16.78	25.54	-14.32	65.39
S3(X 地震作用)	-18.34	27.91	-17.99	82.15	-17.38	26.45	-18.12	82.74
S3(Z 地震荷载)	-19.04	28.98	-18.72	85.48	-18.11	27.56	-18.67	85.25
承载力设计值	-90	320	-30	320	-60	320	-20	320

表 4.5.3 模型 3 最大轴力及应力

工况	外墙角柱		外墙龙骨柱		内墙角柱		内墙龙骨柱	
	轴力	应力	轴力	应力	轴力	应力	轴力	应力
S1	-8.84	13.46	-7.83	34.16	-6.81	13.05	-5.80	33.33
S2(X+向风荷载)	-19.86	30.23	-18.32	86.12	-18.09	34.66	-17.15	98.56
S2(X-向风荷载)	-19.32	29.41	-14.81	75.84	-16.47	31.55	-14.42	82.87
S2(Z+向风荷载)	-18.49	28.14	-14.35	65.53	-10.21	19.56	-11.34	65.17
S2(Z-向风荷载)	-18.74	28.52	-18.53	65.39	-14.39	27.57	-10.25	58.91
S3(X 地震作用)	-16.52	25.14	-15.74	82.74	-14.67	28.11	-14.33	82.36
S3(Z 地震荷载)	-15.97	24.31	-16.01	85.25	-15.12	28.97	-15.49	89.02
承载力设计值	-90	320	-30	320	-60	320	-20	320

表 4.5.4 模型 4 最大轴力及应力

工况	外墙角柱		外墙龙骨柱		内墙角柱		内墙龙骨柱	
	轴力	应力	轴力	应力	轴力	应力	轴力	应力
S1	-7.56	14.48	-6.93	26.35	-5.77	33.16	-6.67	38.33
S2(X+向风荷载)	-19.37	37.11	-17.27	69.36	-15.19	87.29	-13.11	75.34
S2(X-向风荷载)	-19.65	37.64	-17.15	68.72	-15.05	86.49	-12.95	74.43
S2(Z+向风荷载)	-13.38	25.63	-10.37	62.51	-13.69	78.68	-10.69	61.44
S2(Z-向风荷载)	-13.67	26.19	-10.39	69.49	-15.22	87.47	-13.40	77.01
S3(X 地震作用)	-13.21	25.31	-11.43	62.37	-13.66	78.51	-13.19	75.81
S3(Z 地震荷载)	-13.09	25.08	-11.29	61.09	-13.38	76.89	-12.95	74.43
承载力设计值	-90	320	-30	320	-60	320	-20	320

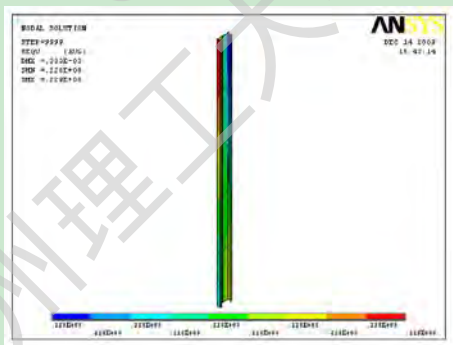
从表4.5.1-表4.5.4，可以看出模型4（双面OSB板）各杆件内力较其他模型安全，模型1（角柱不加强）各杆件内力最不利，在S2（Z-方向风荷载荷载）组合下，内墙龙骨内力超过了承载力设计值，发生了破坏。

通过四种模型内力分析比较可以看出：

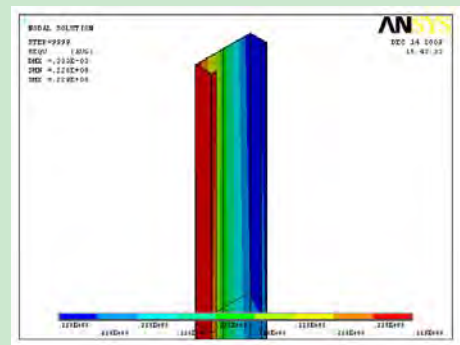
(1) 墙角柱采用单根C型钢是不合理的，必须采用组合形式，可以提高柱的承载能力和安全性能。

(2) 模型2，虽然墙体开洞，但在开洞处，柱体进行了加强，其承载能力较模型1有所提高。

(3) 墙面板在一定程度上能够提高柱的承载能力，但不是很明显。模型4（双面OSB板）较模型1（双面石膏板）各杆件内力更为安全。

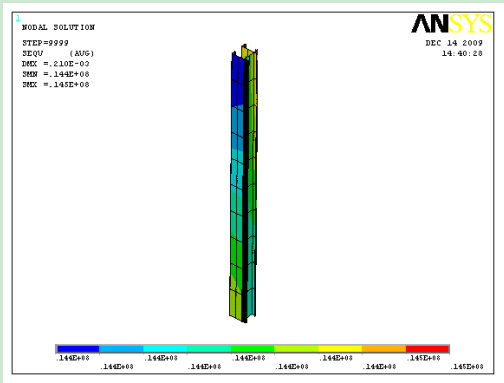


(a) Mises 应力图

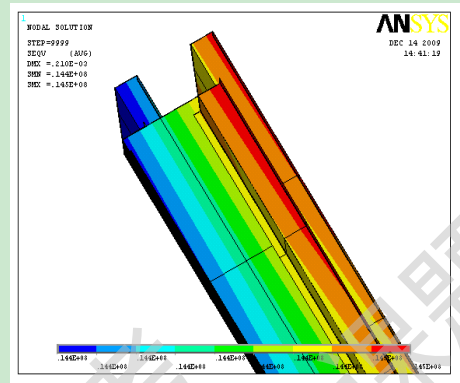


(b) 局部应力图

图 4.3 模型 1 角柱应力图



(a) Mises 应力图



(b) 局部应力图

图 4.4 模型 2 角柱应力

图 4.3 和 4.4 分别为模型 1 角柱应力图，从图 4.3-图 4.4 可以看出，柱截面应力值接近钢材的屈服强度，加强柱截面较单根柱截面形式较为安全，柱端处发生了应力集中。

4.3 最大位移分析比较

建筑设计应根据使用过程中在结构上可能同时出现的荷载，按承载能力极限状态和正常使用极限状态分别进行荷载（效应）组合，并应取各自的最不利效应组合进行设计^[78]。本节根据 3.2.2 章节对按承载能力极限状态下的荷载（效应）组合中的三种荷载工况取值。

表4.6.1 模型1最大位移

工况组合	X (mm)	Y (mm)	Z (mm)
S1	1.31	-15.81	-1.49
S2(X+方向风荷载)	2.47	-6.74	-2.58
S2(X-方向风荷载)	-1.52	-4.98	0.54
S2(Z+方向风荷载)	1.17	-7.53	-9.47
S2(Z-方向风荷载)	-1.23	-7.86	12.72
S3(X 向地震荷载)	0.99	-	-4.32
S3(Z 向地震荷载)	-0.83	-	3.79

表4.6.2 模型2最大位移

工况组合	X (mm)	Y (mm)	Z (mm)
S1	0.96	-13.74	-0.99
S2(X+方向风荷载)	1.65	-5.62	-1.74
S2(X-方向风荷载)	-0.83	-3.78	0.41
S2(Z+方向风荷载)	0.77	-5.49	-7.86
S2(Z-方向风荷载)	-0.79	-5.81	7.64
S3(X向地震荷载)	0.72	-	-2.12
S3(Z向地震荷载)	-0.67	-	1.56

表4.6.3 模型3最大位移

工况组合	X (mm)	Y (mm)	Z (mm)
S1	0.29	-12.87	-0.42
S2(X+向风荷载)	1.22	-3.10	-1.58
S2(X-向风荷载)	-0.94	-1.38	0.54
S2(Z+向风荷载)	0.39	-5.59	-5.38
S2(Z-向风荷载)	-0.38	-5.61	5.98
S3(X向地震荷载)	0.32	-	-1.63
S3(Z向地震荷载)	-0.31	-	1.12

表4.6.4 模型4最大位移

工况	X (mm)	Y (mm)	Z (mm)
S1	0.24	-6.36	-0.23
S2(X+方向风荷载)	1.10	-2.28	-0.74
S2(X-方向风荷载)	-0.85	-2.37	0.73
S2(Z+方向风荷载)	0.32	-4.85	-0.30
S2(Z-方向风荷载)	-0.31	-4.91	3.37
S3(X向地震荷载)	0.28	-	-1.18
S3(Z向地震荷载)	-0.17	-	1.27

暂依据《建筑抗震设计规范》(GB50011-2001, 2008)^[77]中对于多高层钢结构弹塑性层间位移限值对本章低层轻钢房屋结构体系的弹塑性层间位移进行判别,表4.6.1-4.6.4给出了四种模型在3种荷载组合下结构的最大位移值。荷载组合3

由于没有考虑竖向地震作用，所以结构Y方向的计算结果与其它荷载组合的结果相比可以忽略不计。模型1水平最大位移发生在荷载组合2下（Z-方向风荷载）。该水平挠度 $\Delta/L=12.72/3600=1/283>[\delta/L]=1/300$ ，不满足挠度小于1/300的要求，建筑屋Z方向侧移过大，刚度不满足要求。模型2最大侧移出现在S2（Z-方向风荷载），最大侧移为7.86mm。该结构水平挠度为 $\Delta/L=7.86/3600=1/458<[\delta/L]=1/300$ ，挠度满足要求。

比较4种模型的侧移，可以发现：

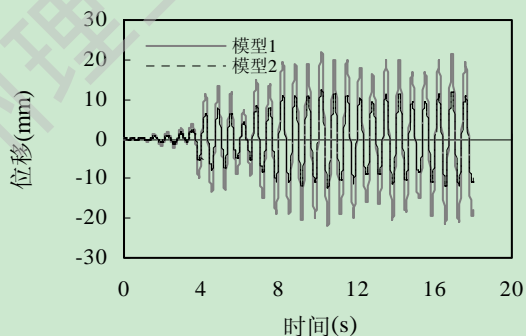
(1) 模型1侧移最大，模型4最小。模型1>模型2>模型3>模型4，模型1和模型均为采用墙面板，但后者墙体角柱进行了加强，在一定程度上约束了结构发生过多的侧移。结构在开洞处采用加强截面柱和墙体采用墙面板可以约束结构发生过多的位移。

(2) 模型3、4均采用墙面板形式，墙面板对结构不仅只起到围护作用，而且为钢立柱提供了侧向支撑，对结构整体刚度起着贡献作用，约束了结构的侧移。模型3最大侧移大于模型4，表明了双面OSB板比双面石膏板对结构整体的刚度贡献更大，能都更好为钢立柱提供侧向支撑，约束结构发生过大位移。

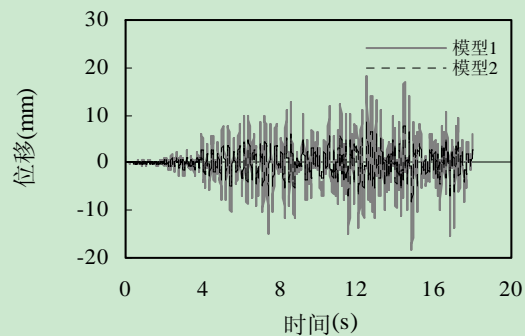
4.4 地震作用下结构反应

4.4.1 地震动下结构位移的比较

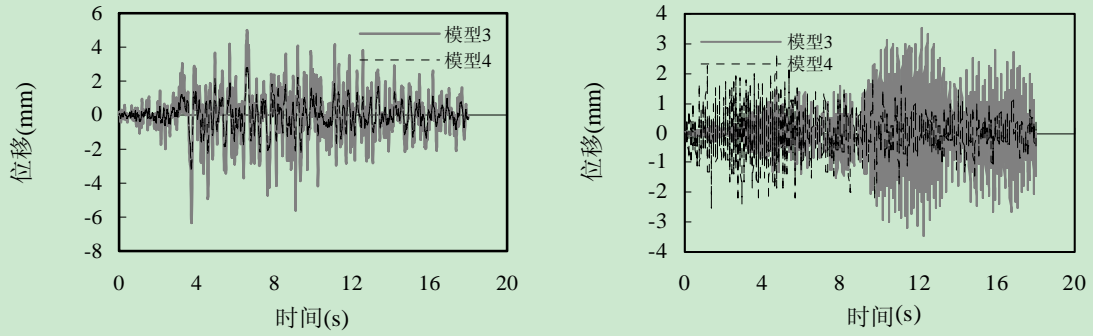
图 4.5 所示为四种结构模型的位移时程曲线比较，从图 4.5(a)、(b)可以看出角柱加强后的模型抵抗变形的能力较强，角柱加强有利于结构的抗震性能。从图 4.5(c)、(d)可以看出墙面板采用双面 OSB 板时，其结构变形量小于墙体双面石膏板结构，墙面材料对该体系的抗震性能有着很大的影响。表 4.7 列出了四种模型在 TAFT 波（0.035g）作用下的结构顶点最大位移，可以看出模型 4 顶点的最大位移较前面几个模型小，模型 4 的抗震性能是最好的，实际工程中可以考虑采用这种结构。



(a) 模型 1、2（X 方向）



(b) 模型 1、2（Z 方向）



(c) 模型 3、4 (X 方向)

(d) 模型 3、4 (Z 方向)

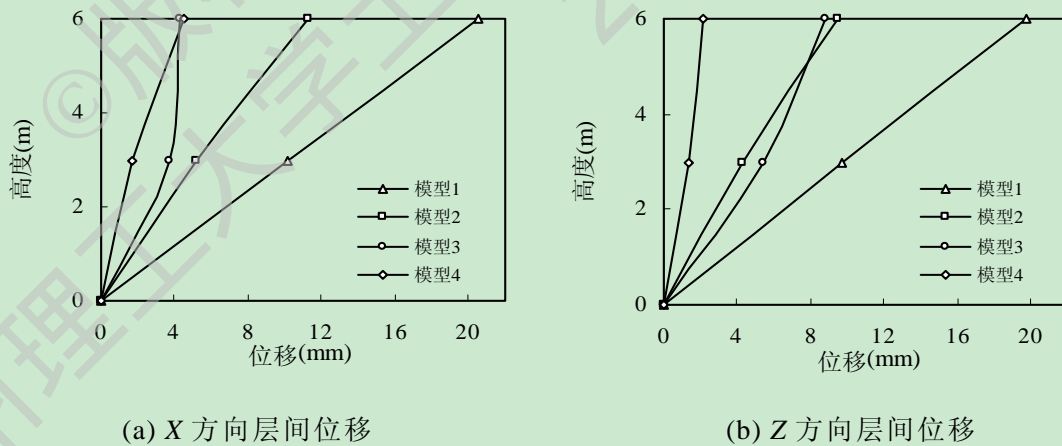
图 4.5 TAFT 波 (0.035g) 位移时程曲线对比

表 4.7 结构顶点最大位移

地震波	加速度峰值(g)	方向	模型 1	模型 2	模型 3	模型 4
TAFT 波	0.035	X	22.01	12.37	-6.31	-3.19
		Z	18.26	8.42	3.49	2.57

4.4.2 结构层间位移

图 4.6 为四种模型在 TAFT 波 (0.035g) 作用下, 结构最大层间位移比较。表 8 列出了结构最大层间位移角。从表 4.9 可以看出, 模型 1 和模型 2 在 7 度多遇 (0.035g) 下的最大弹性层间位移角分别为 1/152、1/263 不符合抗震规范关于多高层钢结构楼层内最大弹性层间位移角应小于 1/300 的规定, 模型 3、模型 4 均满足规范的要求。模型 1、模型 2 变形较大, 不适宜在工程实践中应用。



(a) X 方向层间位移

(b) Z 方向层间位移

图 4.6 TAFT 波 (0.035g) 层间位移

表 4.8 结构最大层间位移角

加速度峰值 (g)	方向	模型 1		模型 2		模型 3		模型 4	
		一层	二层	一层	二层	一层	二层	一层	二层
0.035	X	0.0034	0.0068	0.0017	0.0038	0.0013	0.0014	0.00045	0.0015
	Z	0.0032	0.0066	0.0014	0.0031	0.0018	0.0029	0.00043	0.0007

表 4.9 结构最大弹性层间位移角幅值

地震波	加速度峰值(g)	模型 1	模型 2	模型 3	模型 4
TAFT 波	0.035	1/152	1/263	1/345	1/667

4.4.3 结构加速度反应

图 4.7 为四种模型在 TAFT 波 (0.035g) 作用下的加速度放大系数, 即输出加速度与输入加速度之比。

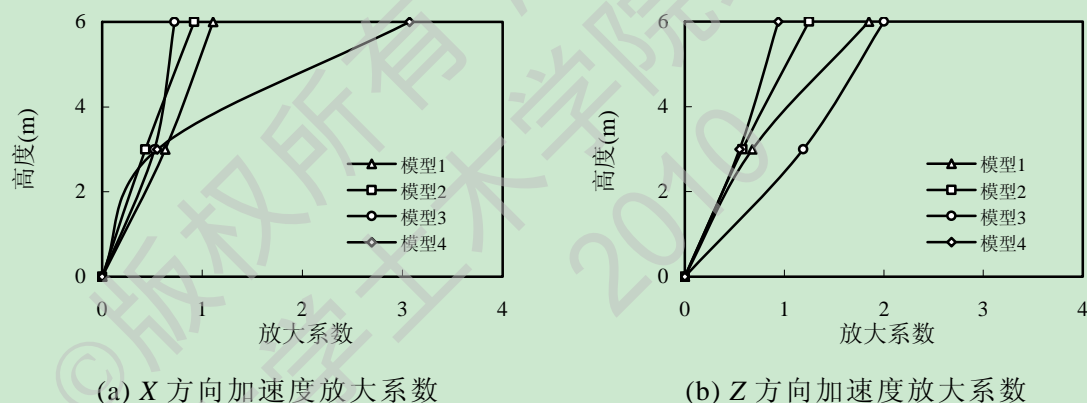


图 4.7 TAFT 波 (0.035g) 结构加速度反应

表 4.10 结构加速度放大系数

加速度峰值 (g)	方向	模型 1		模型 2		模型 3		模型 4	
		一层	二层	一层	二层	一层	二层	一层	二层
0.035	X	0.63	1.11	0.43	0.92	0.52	0.72	0.55	3.07
	Z	0.68	1.85	0.58	1.25	1.19	2.00	0.55	0.94

从图 4.7 及表 4.10 可以看出:

- (1) 于绝大多数工况而言, 随着高度的增加, 加速度反应呈增大趋势。
- (2) 于绝大多数工况而言, 同一测点Z方向的加速度反应大于X方向, 这与结构在Z方向的刚度较弱有关。

4.5 大震作用下结构反应

罕遇地震作用下结构的反应时本文研究重点，所以首先以加速度峰值 0.22g、0.40g 以及 0.62g 的地震波输入为例，以此来研究结构的位移反映。取结构顶点为观测点，见图 4.8。

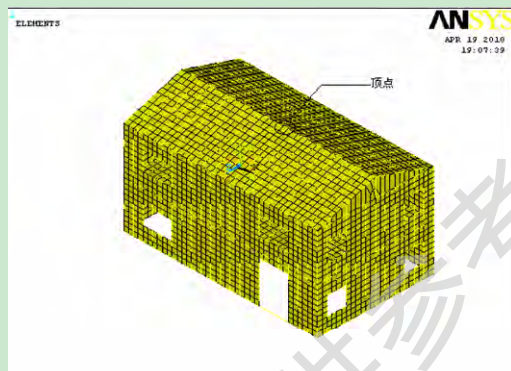
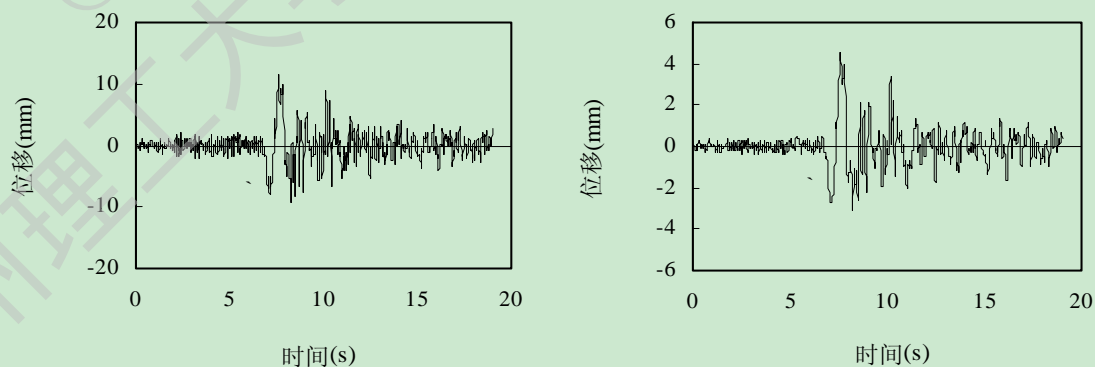


图 4.8 结构顶点位置示意图

4.5.1 结构顶点位移反应

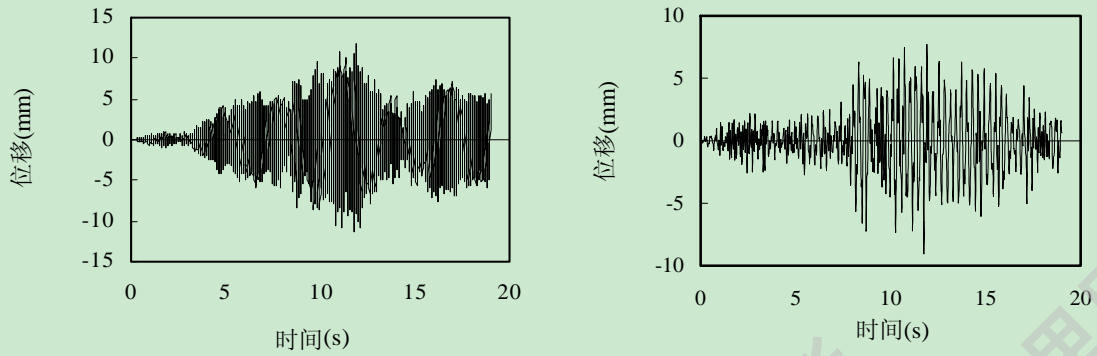
图 4.9-图 4.20 为墙面板采用双面石膏板及双面 OSB 板时结构整体在 7、8、9 度罕遇地震作用下的位移时程曲线。随着地震加速度的增加，模型顶点位移也随着增大。7 度罕遇地震（0.22g）地震作用下，模型 3 顶点在 X 方向最大位移为 11.54mm，Z 方向最大位移为 11.75mm，模型 4 顶点在 X 方向最大位移为 4.52mm，Z 方向最大位移为 8.97mm。相同地震加速度下，天津波比 TAFT 波更为剧烈。模型在 8 度罕遇地震（0.40g）和 9 度罕遇地震（0.62g）作用下的结构模型顶点最大位移详见表 4.11。



(a) 模型 3

(b) 模型 4

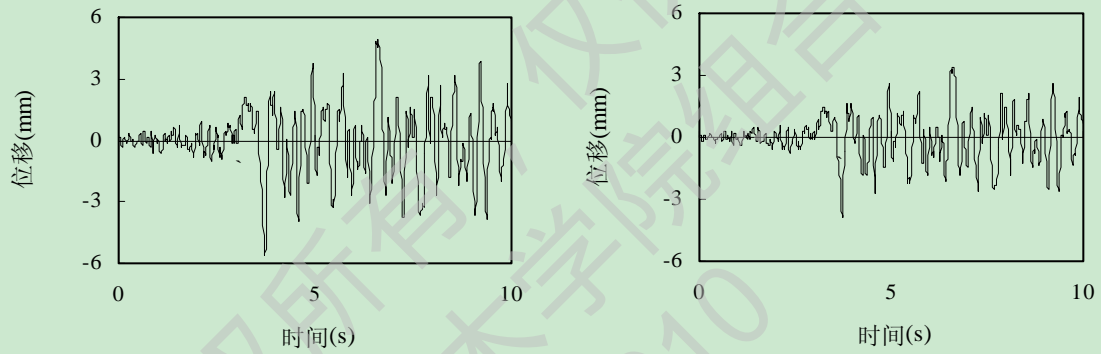
图 4.9 天津地震波 7 度（0.22g）X 方向输入



(a) 模型 3

(b) 模型 4

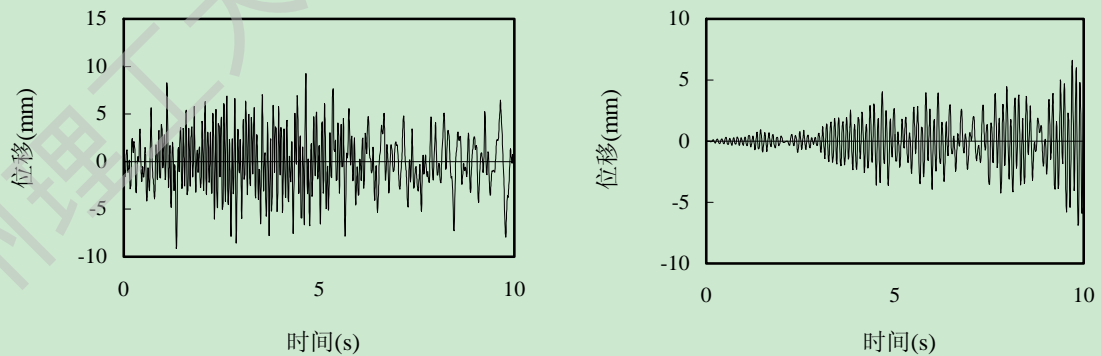
图 4.10 天津地震波 7 度 (0.22g) Z 方向输入



(a) 模型 3

(b) 模型 4

图 4.11 TAFT 地震波 7 度 (0.22g) X 方向输入



(a) 模型 3

(b) 模型 4

图 4.12 TAFT 地震波 7 度 (0.22g) Z 方向输入

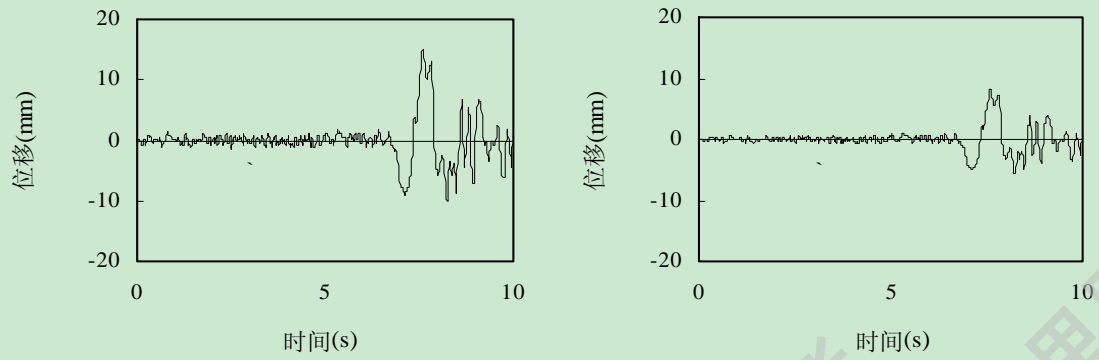


图 4.13 天津地震波 8 度 (0.4g) X 方向输入

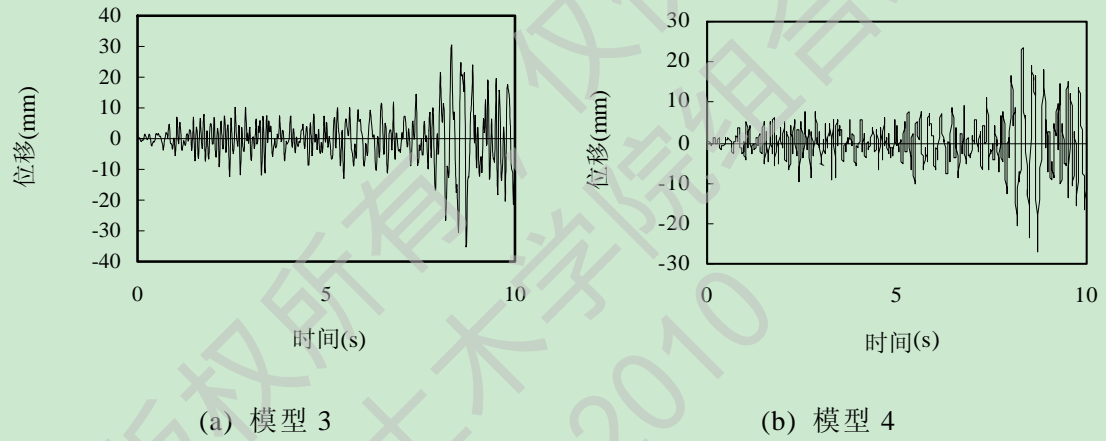


图 4.14 天津地震波 8 度 (0.4g) Z 方向输入

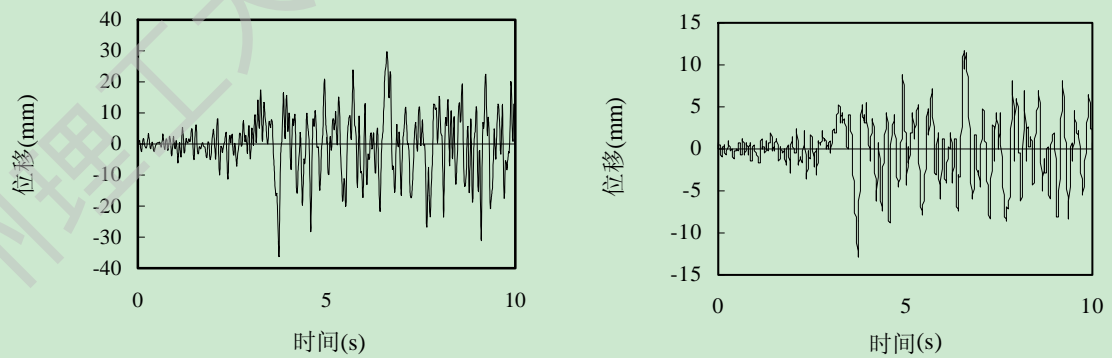
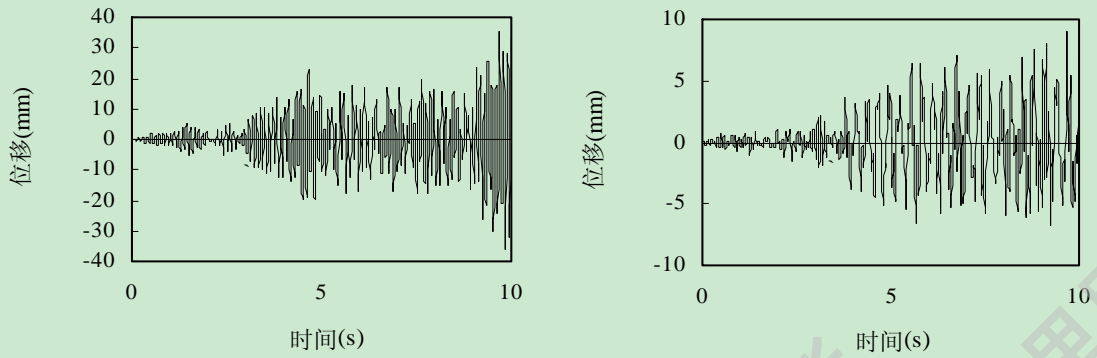


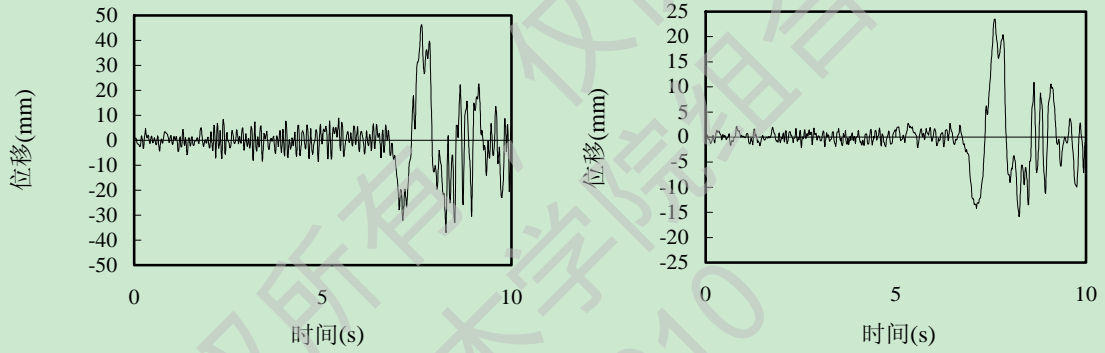
图 4.15 TAFT 地震波 8 度 (0.4g) X 方向输入



(a) 模型 3

(b) 模型 4

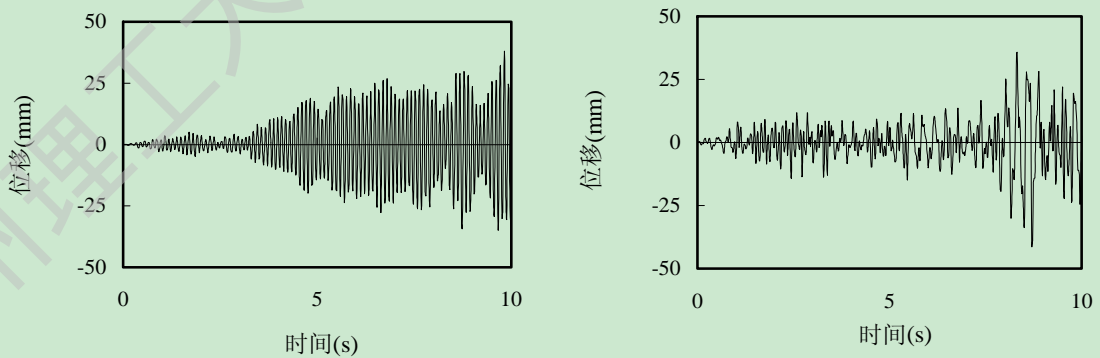
图 4.16 TAFT 地震波 8 度 (0.4g) Z 方向输入



(a) 模型 3

(b) 模型 4

图 4.17 天津地震波 9 度 (0.62g) X 方向输入



(a) 模型 3

(b) 模型 4

图 4.18 天津地震波 9 度 (0.62g) Z 方向输入

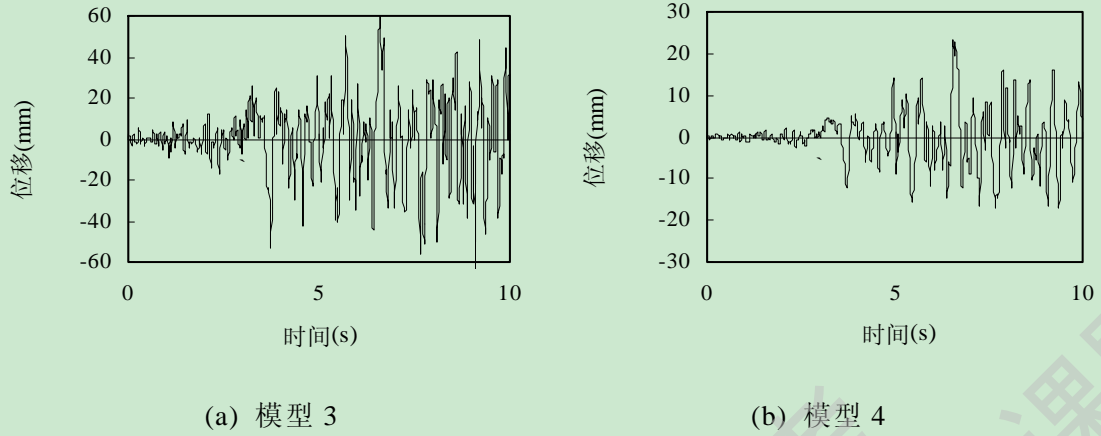


图 4.19 TAFT 震波 (0.62g) X 方向输入

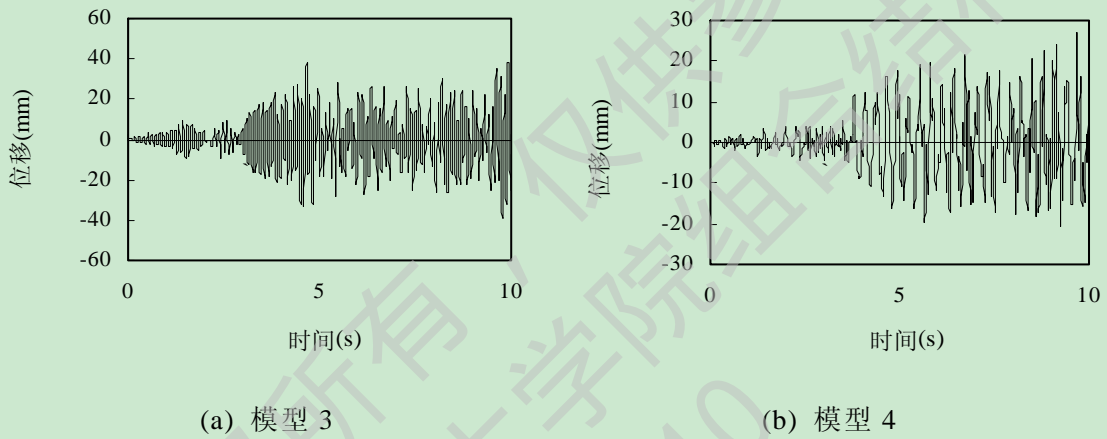


图 4.20 TAFT 震波 9 度 (0.62g) Z 方向输入

表 4.11 结构顶点最大位移

地震波	峰值加速度 (g)	方向	模型 3	模型 4
天津波	0.22	X	11.54	4.52
		Z	11.75	-8.97
	0.4	X	14.89	8.27
		Z	-34.98	-26.91
	0.62	X	46.18	23.53
		Z	37.86	-26.91
TAFT 波	0.22	X	-10.57	-3.83
		Z	9.24	7.88
	0.4	X	-35.95	-12.82
		Z	-35.37	9.01
	0.62	X	-66.63	23.29
		Z	-53.05	27.04

通过图 4.9 至图 4.20，两种模型反应的对比可知，在相同加速度时程下结构位移反应：模型 3>模型 4。上述计算结果说明在罕遇地震作用下墙体材料对结构的变形影响很大。

4.5.2 结构层间位移

图 4.21-图 4.26 为模型 3 和模型 4 在设防烈度分别为 7、8、9 度时对应的罕遇地震作用下的结构最大层间位移。

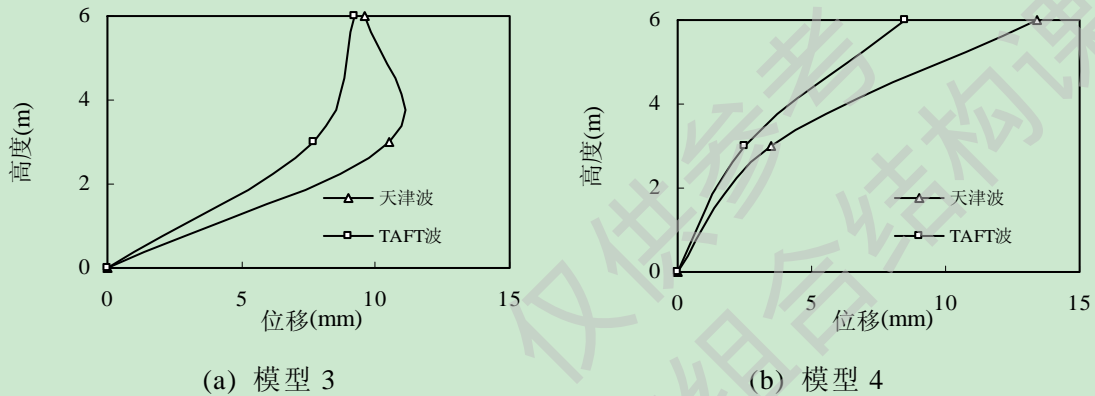


图 4.21 7 度罕遇 X 方向 (0.22g)

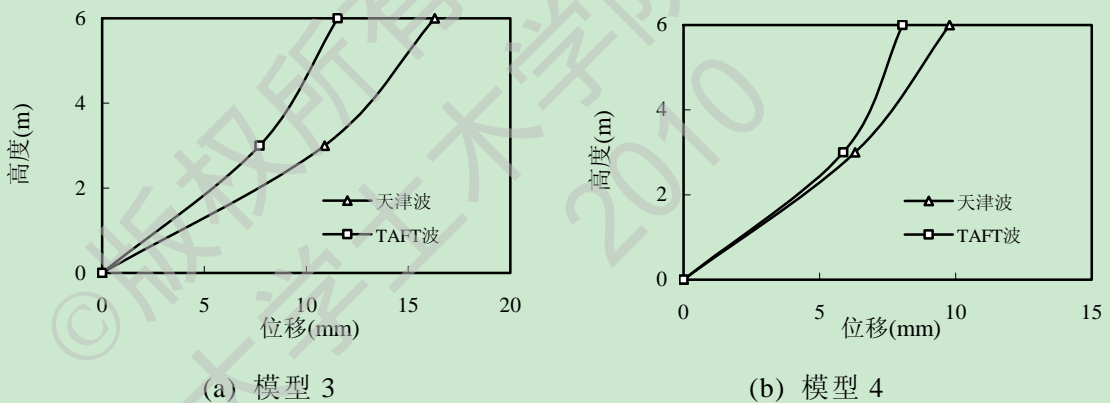


图 4.22 7 度罕遇 Z 方向 (0.22g)

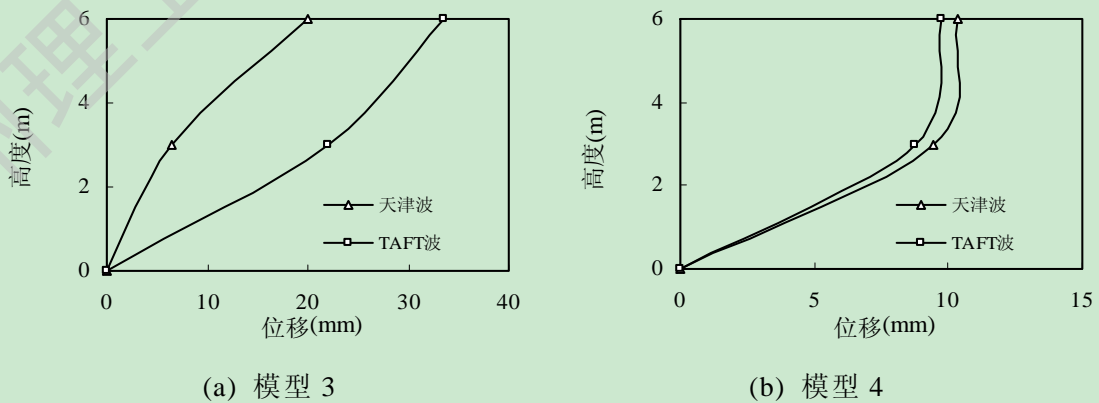


图 4.23 8 度罕遇 X 方向 (0.4g)

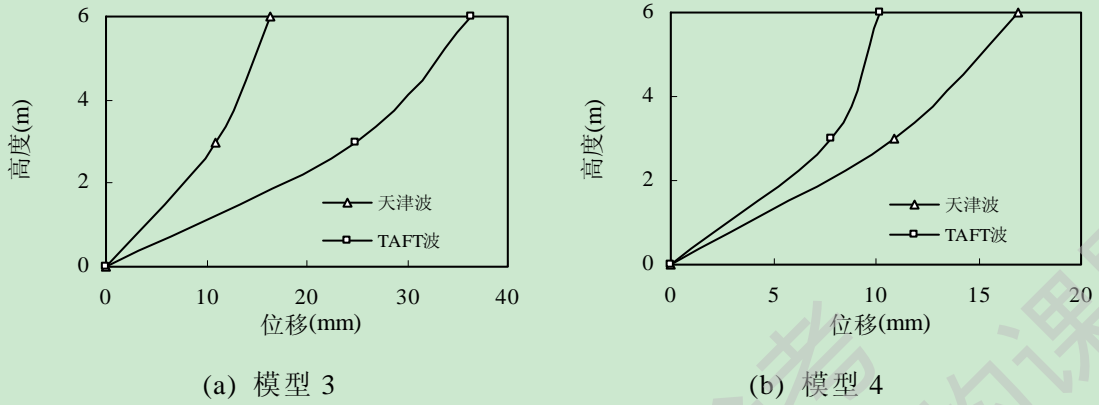


图 4.24 8 度罕遇 Z 方向 (0.4g)

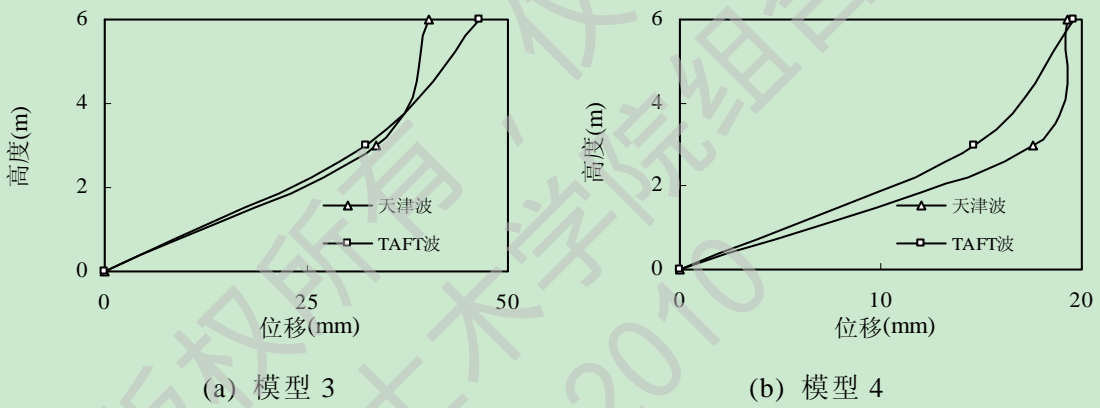


图 4.25 9 度罕遇 X 方向 (0.62g)

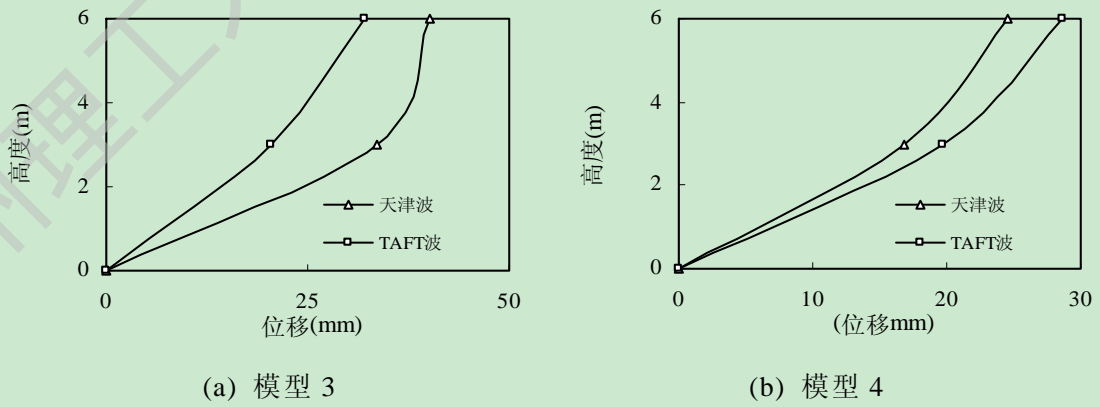


图 4.26 9 度罕遇 Z 方向 (0.62g)

表 4.12 结构弹塑性位移角

地震波	峰值加速度 (g)	方向	模型 3		模型 4	
			一层	二层	一层	二层
天津波	0.22	X	0.0034	0.0032	0.0012	0.0045
		Z	0.0036	0.0054	0.0021	0.0033
	0.4	X	0.0021	0.0066	0.0031	0.0034
		Z	0.0036	0.0054	0.0036	0.0056
	0.62	X	0.011	0.013	0.0059	0.0064
		Z	0.011	0.013	0.0056	0.0082
TAFT 波	0.22	X	0.0026	0.0031	0.0008	0.0028
		Z	0.0026	0.0038	0.0019	0.0027
	0.4	X	0.0074	0.0112	0.0029	0.0033
		Z	0.0083	0.0121	0.0026	0.0034
	0.62	X	0.011	0.016	0.0049	0.0065
		Z	0.0068	0.011	0.0066	0.0095

从图4.21-4.26及表4.12可以看出：

- (1) 对于绝大多数工况而言，随着高度的增加，位移反应呈增大趋势，且结构以剪切变形为主。
- (2) 随着地震烈度的增大，结构的位移反应也随之增大，且Z方向的位移增大幅度明显大于X方向。
- (3) 模型3、4最大弹塑性层间位移角，符合抗震规范关于多高层钢结构楼层内最大弹塑性层间位移角应小于1/50的规定，从而说明低层冷弯薄壁型钢结构住宅抗震性能良好。

4.5.3 结构加速度反应

图4.27-4.32给出了地震烈度分别为7度罕遇地震(0.22g)、8度罕遇地震(0.40g)及9度罕遇地震(0.62g)作用时结构在双向地震波作用下的最大加速度放大系数变化曲线。

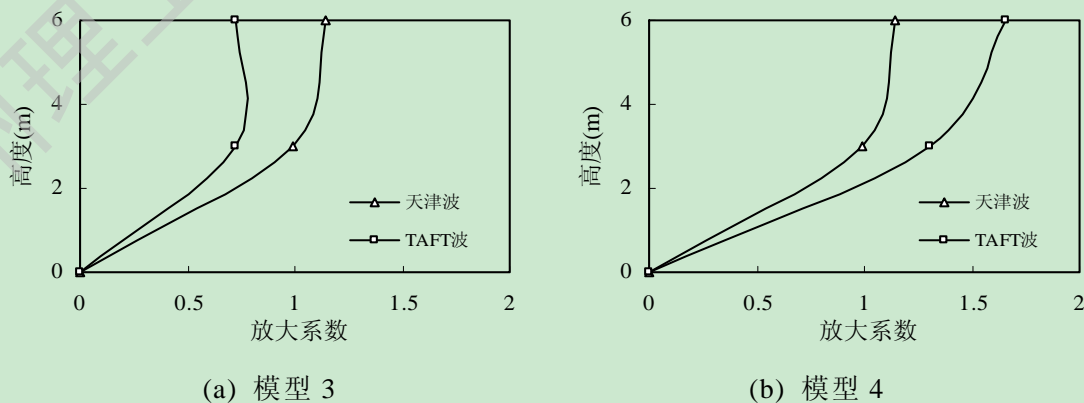


图 4.27 7 度罕遇 X 方向 (0.22g)

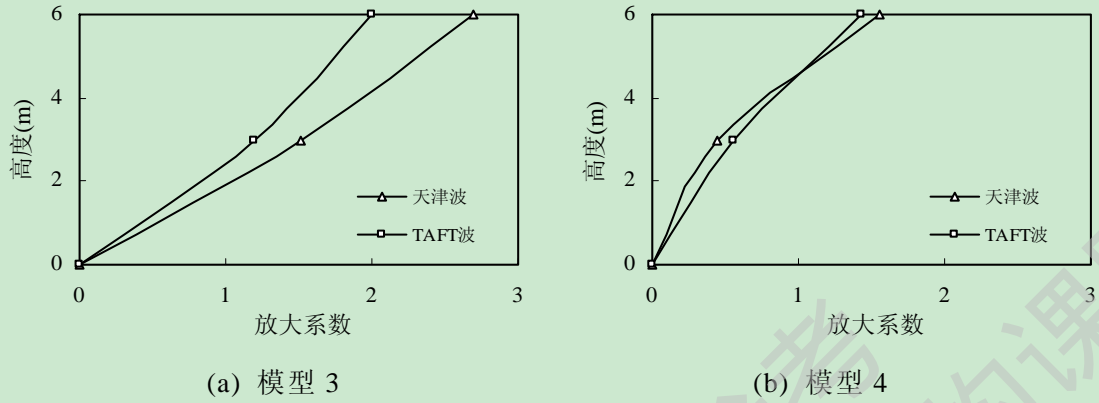


图 4.28 7 度罕遇 Z 方向 (0.22g)

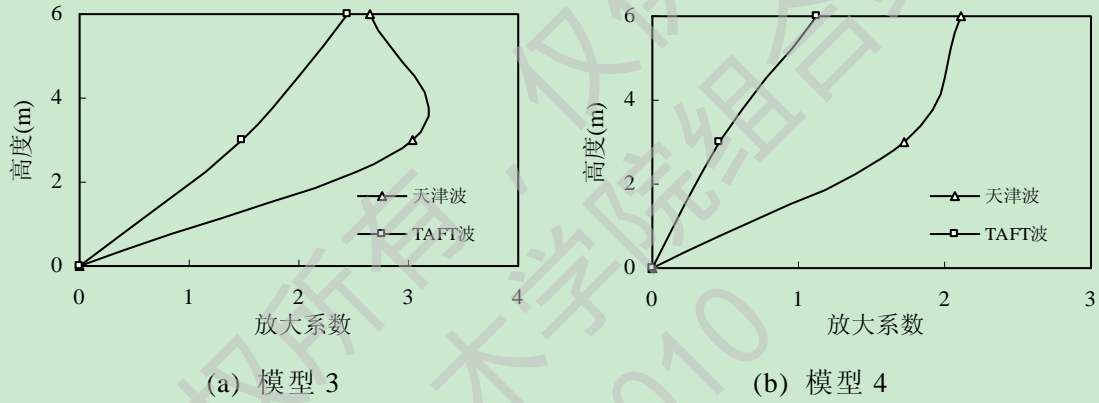


图 4.29 8 度罕遇 X 方向 (0.4g)

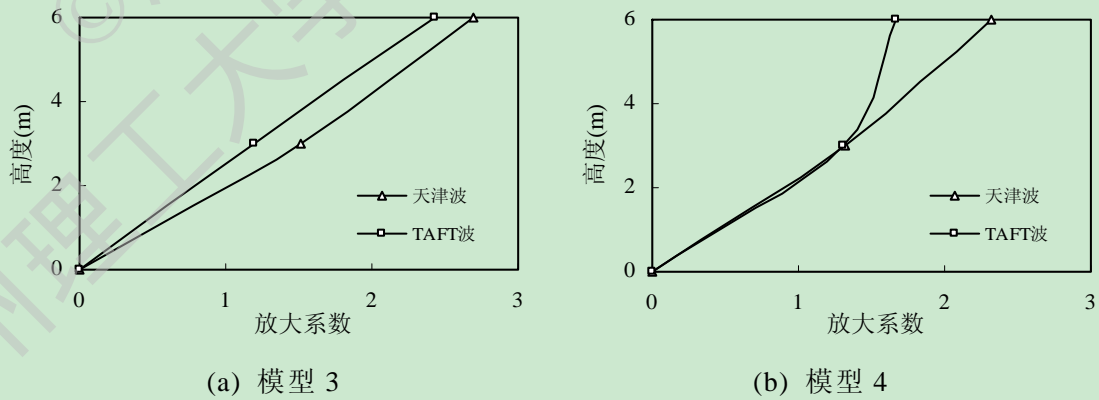


图 4.30 8 度罕遇 Z 方向 (0.4g)

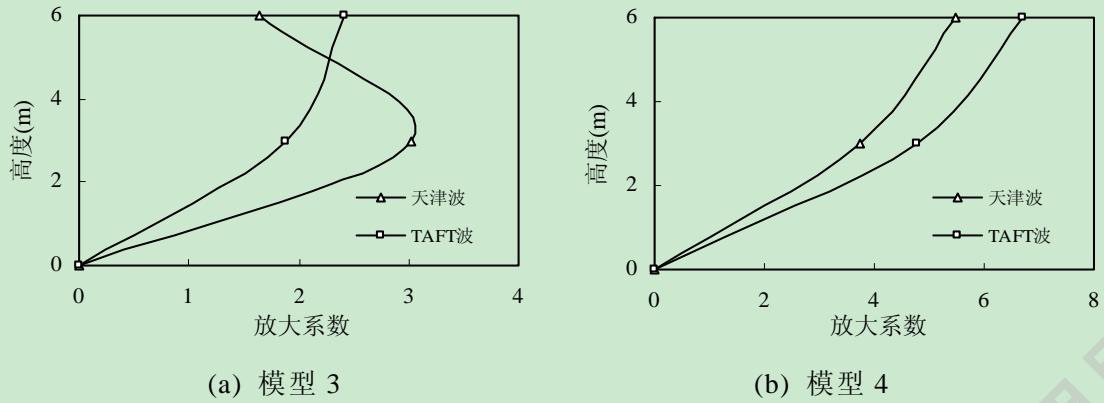


图 4.31 9度罕遇 X 方向 (0.62g)

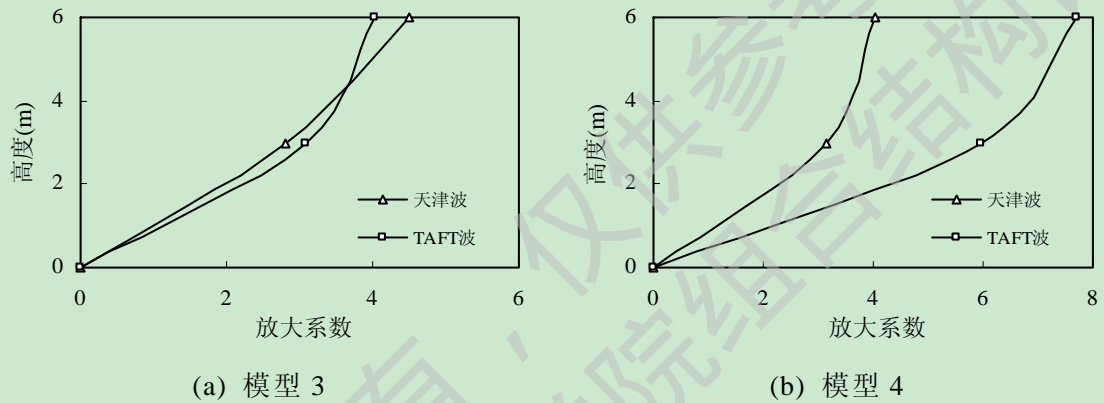


图 4.32 9度罕遇 Z 方向 (0.62g)

表 4.13 结构加速度放大系数

地震波	峰值加速度(g)	方向	模型 3		模型 4	
			一层	二层	一层	二层
天津波	0.22	X	0.99	1.14	0.99	1.14
		Z	1.51	2.69	0.45	1.56
	0.4	X	3.03	2.64	1.72	2.11
		Z	1.51	2.69	1.32	2.32
	0.62	X	3.03	1.64	3.75	5.48
		Z	2.81	4.49	3.14	4.04
TAFT 波	0.22	X	0.72	1.23	1.30	1.66
		Z	1.19	1.23	0.55	1.43
	0.4	X	1.48	2.44	0.46	1.13
		Z	1.19	2.43	1.30	1.66
	0.62	X	1.87	2.42	4.79	6.69
		Z	3.07	4.02	5.97	7.69

从表4.13可以看出:

(1) 对于绝大多数工况而言, 随着高度的增加, 加速度反应呈增大趋势。

(2) 对于绝大多数工况而言, 同一测点Z方向的加速度反应大于X方向, 且天津波的表现尤为明显, 这与结构在Z方向的刚度较弱有关。

4.5.4 结构应力

下图 4.33-图 4.35 所示为墙面板采用双面 OSB 板模型在 7、8、9 度罕遇地震作用下的整体应力云图。从图 4.33(a)可以看出, 结构在 7 度罕遇地震作用下, 应力较小, 应力分布均匀。图 4.33(b)为剪力云图, 可以看出结构顶部出现应力集中现象。图 4.34(a)为结构在 8 度罕遇地震作用下的应力云图, 应力不均匀分布, 应力最大处出现在结构角点位置, 剪应力在开洞处发生了应力集中现象。图 4.35(a)所示为, 结构在 9 度罕遇地震作用下的应力云图, 在较大地震震作用下, 结构整体应力分布均匀, 最大应力还是出现在结构角点位置。剪应力还是在洞口附近出现应力集中现象。从应力云图我们可以看出, 低层冷弯薄壁型钢结构体系在结构角点和开洞处最容易发生破坏。

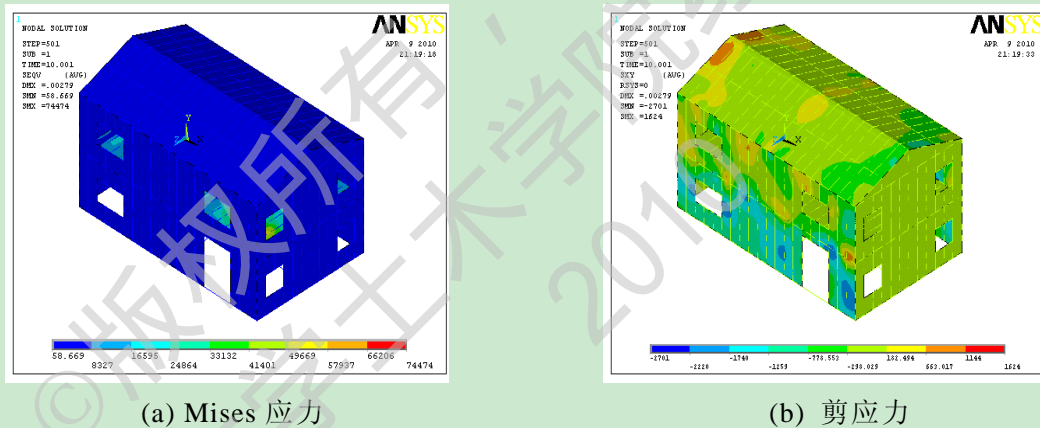


图 4.33 7 度罕遇 (0.22g) 结构应力图

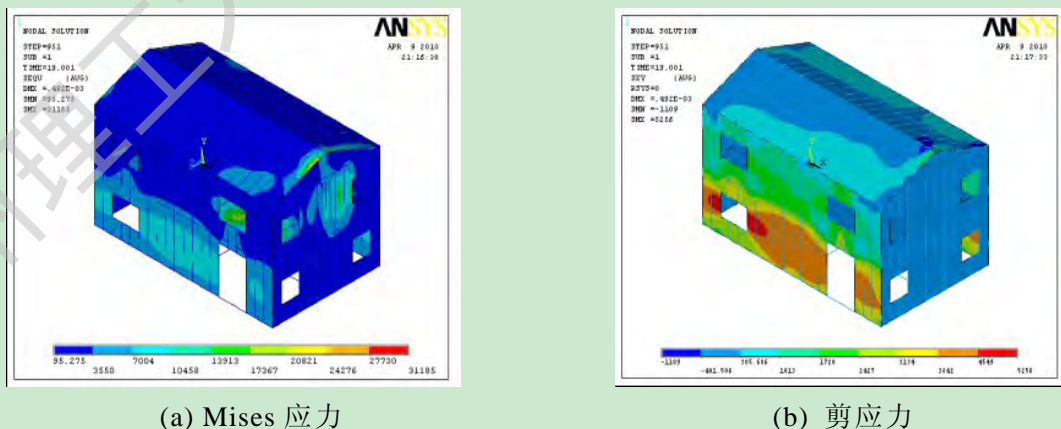
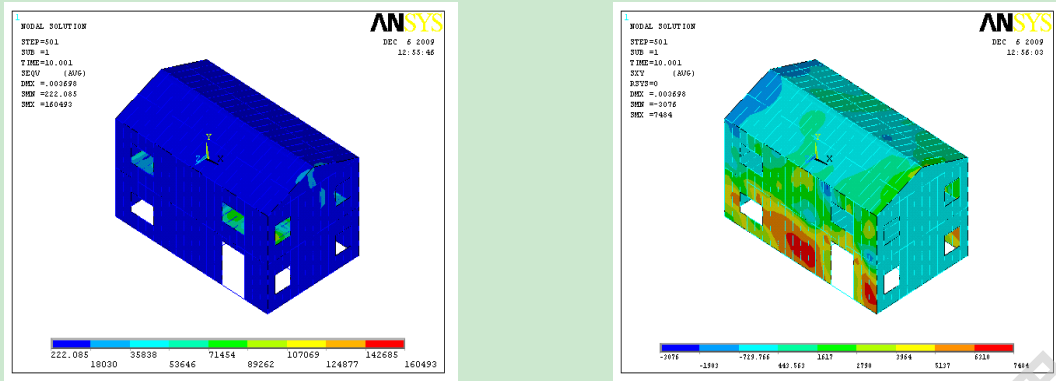


图 4.34 8 度 (0.40g) 罕遇结构应力图



(a) Mises 应力

(b) 剪应力

图 4.35 9 度罕遇 (0.62g) 结构应力图

4.6 组合墙体地震下的抗剪分析

组合墙体作为轻钢结构住宅中的主要构件，对其地震作用下的抗剪性能的系统研究具有重要意义。本文分析了地震烈度为6度时，组合墙体的抗剪性能。根据《低层冷弯薄壁型钢技术规程》编制背景^[14]，在地震荷载作用下双面石膏板的抗剪设计强度为3.4kN/m，在风荷载单独作用下，双面石膏板的抗剪设计强度为4.25kN/m。图4.36为6度区，双面石膏板剪力分布图，可以观察到窗洞附近产生了应力集中现象，并且一层墙体的剪力明显大于二层墙体的剪力，折算剪力为1.45kN/m。图4.37为风荷载单独作用下双面石膏板的剪力分布，折算剪力为1.59kN/m，且剪力最大处集中在墙体上侧。双面石膏板在地震作用和风荷载单独作用下的剪力均满足抗剪设计强度标准，从而可以判断，双面石膏板作为墙体维护材料可以在6度区使用。另一方面，我们可以看到，地震作用下的剪力小于风荷载作用下的剪力。可以判断，对于低层冷弯薄壁型轻钢住宅（2-3层）墙体抗剪承载力，控制荷载主要是风荷载。

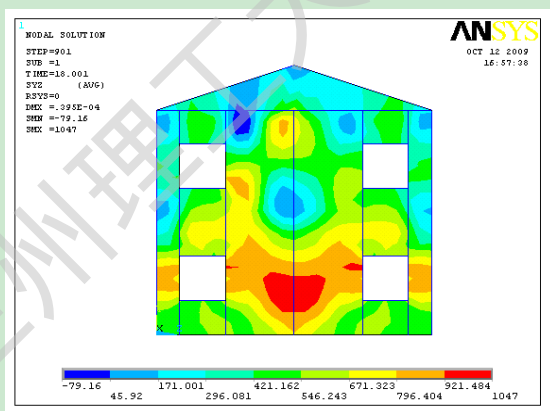


图 4.36 6 度区双面石膏板剪力分布

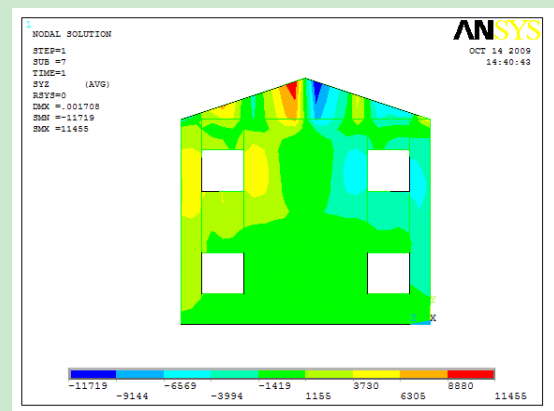


图 4.37 风荷载作用下双面石膏板剪力分布

4.7 本章小结

本章首先采用弹塑性时程分析方法对不同简化模型进行计算分析，对比了它们在 7 度多遇地震作用下的位移反应和结构构件内力；分析表明，不采用墙面板模型不适合在实际工程中应用。在 7、8、9 度罕遇地震作用下，墙面板为双面 OSB 板且角柱进行加强的模型其力学性能和抗震性能最好。

通过对冷弯薄壁型钢结构的弹塑性时程反应分析可以得到如下结论：

(1) 开洞处墙体不加强模型和不考虑墙面板模型在地震荷载作用下的位移过大，不适宜于工程实践中使用。

(2) 根据计算结果，墙面板采用双面石膏板和双面 OSB 板模型最大弹塑性层间位移角，符合抗震规范关于多高层钢结构楼层内最大弹塑性层间位移角应小于 1/50 的规定，从而说明低层冷弯薄壁型钢结构住宅抗震性能良好。

(3) 风荷载单独作用下，墙面板剪力最大处集中在墙体上侧和墙体开洞处。对于低层冷弯薄壁型钢住宅来说，控制荷载主要是风荷载。

结论与展望

结论

本文总结和归纳冷弯薄壁型钢低层钢结构房屋组合墙体抗剪性能及整体结构体系在各荷载工况下的力学性能研究的基础上,采用有限元数值模拟软件,对低层冷弯薄壁型钢住宅的组合墙体的抗剪性能进行了研究。并分别采用弹性和弹塑性动力时程分析方法,对低层冷弯薄壁钢结构住宅体系在不同设防烈度下各种典型工况组合下的性能进行了计算和分析。主要研究工作和结论如下:

(1) 利用有限元软件 ANSYS,在不考虑墙面板与墙龙骨之间的滑移的情况下,其能够较好的模拟墙体的承载力,与试验结构吻合较好。对于开洞组合墙体,在开洞处宜采用组合柱,可以提高墙体的抗剪承载力。

(2) 建立两层弹性模型进行弹性动力时程分析,结构在各种工况组合下,各杆件内力均满足规范的要求,结构角点在水平方向 X 、 Z 两个方向的位移时程曲线,随着地震加速度的增大,位移响应也随之增大。显然, Z 方向的位移反应较 X 方向强烈,结构在 Z 方向刚度明显不足,需要通过加墙面板材对其进行加强。

(3) 建立两层弹塑性模型进行动力弹塑性动力时程分析,对于低层冷弯薄壁型钢住宅(2-3层)来说,控制荷载主要是风荷载。在水平地震力作用下门窗洞口附近会产生应力集中地现象,一层墙体的剪力要大于二层墙体的剪力。在烈度6度地区,内外墙体均采用双面石膏板或双面OSB板的结构体系一般可以满足抗震需求,但同时也要注意,石板板材遇水浸泡会丧失其强度,因此,结构在使用过程中应注意防水防潮。

展望

本文应用有限元方法对冷弯薄壁型钢结构住宅构件及整体进行了计算,并依据计算结果进行了结构及构件性能分析。限于试验条件和工作时间的限制,一些结构分析工作没有得到开展或深入研究,具体包括:

(1) 本文对组合墙体进行有限元分析时采用耦合的方法代替实际工程中螺栓连接的作用,考虑到试验过程中墙体在自攻螺栓处会发生破坏,因此需要选择更合理的办法处理螺栓连接,例如,在进行ANSYS非线性有限元模拟时,考虑墙面板材和墙立柱之间的滑移,以便更合理地分析墙板和龙骨的极限破坏状态。

(2) 采用有限元法计算的组合墙体与实际存在一定的误差,可以通过试验直接确定所需的组合墙体(如加钢蒙皮的墙体和在墙体中布置一定数量的钢拉带)的荷载-位移曲线,将其应用到弹塑性模型中去,从而提高弹塑性结构模型的计算

精度。

(3) 弹塑性结构模型与弹性结构模型相比，建模复杂且计算时间和分析时间相对较长，在实际验算结构的抗震性能和构件优化时并不方便。可以展开进一步研究工作，分析对比弹性结构模型的计算结果与弹塑性结构模型的计算结果之间的关系，从而实现采用简单易行的弹性计算模型代替复杂的弹塑性计算模型，以达到简化分析步骤的目的。

(4) 鉴于国内外对于1~3层冷弯薄壁型钢住宅结构的技术已成熟，而多层（3-6层）及中高层（8层以上）住宅体系还比较少见。结合我国城市住房需求发展的具体国情，在2~3层住宅结构体系的理论研究和工程实践经验积累的基础上，合理进行柱截面选择，把这种新型体系推广到6~7层的住宅建筑领域，以替代传统的砖混结构住宅体系，将是本研究方向新的热点研究课题。

参考文献

- [1] 殷惠光, 张跃峰. 冷弯薄壁型钢建筑体系的墙架结构设计. 工程建筑与设计, 2004, 52(12): 8-10.
- [2] Peyton H, Seattle W A. Mid-rise structures designed and built using load bearing cold-formed steel. New Sletter for The Light Gauge Steel Engineers Association, 2000:1-7.
- [3] 弓晓芸, 严虹. 浅谈轻钢结构低层住宅. 钢结构, 2001, 16(6): 27-29.
- [4] 孙卫民. 大量应用建筑业的冷弯型钢. 工程建筑与设计, 2004, 19(3): 19-20.
- [5] 周绪红, 石宇, 周天华等. 低层冷弯薄壁型钢结构住宅体系. 建筑科学与工程学报, 2005, 22(2): 1-14.
- [6] 石宇. 低层冷弯薄壁型钢结构住宅组合墙体抗剪承载力研究: [硕士学位论文]. 西安: 长安大学, 2005.
- [7] 杨志勇. 我国轻钢结构的发展现状. 国外建材科技, 2003, 24(3): 60-63.
- [8] 夏冰清. 轻钢龙骨复合承载体系结构性能研究: [硕士学位论文]. 南京: 南京工业大学, 2003.
- [9] 陈鸣. 低层冷弯薄壁型钢结构住宅抗震性能研究: [硕士学位论文]. 北京: 清华大学, 2007.
- [10] H.burstrand. Light-gauge steel framing leads the way to an increased productivity for residential housing. Construct steel Res., 1998, 46(2):183-186.
- [11] 刘锡良. 国外建筑钢结构应用概况. 第一届全国现代结构工程学术报告会论文集, 2001年7月.
- [12] 中华人民共和国国家标准 GB50018-2002. 冷弯薄壁型钢结构技术规范. 北京: 中国计划出版社, 2002.
- [13] 杨鹏飞. 薄板钢骨住宅体系特点分析. 工程建筑与设计, 2004, 19(3): 19-20.
- [14] 殷惠光, 张跃峰. 《低层冷弯薄壁型钢建筑技术规范》编制背景. 工程建筑与设计, 2004, 52(7): 24-26.
- [15] 中华人民共和国建设部. 低层轻型钢结构装配式住宅技术要求: 中国建筑工业出版社, 2005.
- [16] North American Steel Framing Alliance (NASFA). Prescriptive method for residential cold-formed steel framing. Year 2000 Edition.
- [17] Liew Y.L, Duiffield C.F. The Influence of plasterboard cald walls on the structural behavior of low rise residential buildings. Electronic Journal of Structural Engineering, 2002, (1): 1-16.

- [18] 于炜文著, 董军, 夏冰青译. 冷成型钢结构设计(原文第三版). 北京: 中国水利水电出版社和知识产权出版社, 2003.
- [19] Simaan A, Pekoz T. Diaphragm braced members and design of cold-formed steel structural members, 1996ed.
- [20] American Iron and Steel Institute(AISI). Specification for the design of cold-formed steel-framed domestic structures Engineering Structures, 1992, 21(1):83-95.
- [21] Tarpy TS, and Hauenstein SF. Effect of construction details on shear resistance of steel-stud wall panels. Vanderbilt University, Nashville, TN, USA. A research project sponsored by American Iron and Steel Institute. 1978, Project No.1: 201-412.
- [22] Tarpy TS. Shear resistance of steel-stud wall panels. In Proceedings of the 5th International Specialty Conference on Cold-formed Steel Structures. St. Louis, MO, USA. 1980.
- [23] Tarpy TS, Guard JD. Shear resistance of steel-stud wall panels. In Proceedings of the 6th International Specialty Conference on Cold-formed Steel Structures, St. Louis, MO, USA. 1982.
- [24] Tissell JR. Structural panel shear walls. Report No. 154, APA. Tacoma, WA, USA. 1993.
- [25] Serrette, R. Light gauge steel shear wall tests. Department of civil Engineering, Santa Clara University, Santa Clara, CA, 1994.
- [26] American Iron and Steel Institute(AISI). Shear Wall Design Guide. 1998.
- [27] Gad E.F., Duffield C.F., Hutchinson G.L., Mansell D.S., Stark.G.. Lateral performance of cold-formed Steel-framed Domestic Structure. Engineering Structures, 1999, 21(1): 83-95.
- [28] The city of Los Angeles-university of California (COLA-UCI). Report of a testing program of light-framed walls with wood sheathed shear panels. Final Report to the City of Los Angeles Department of Building and Safety, Structural Engineers Association of Southern California(SEASC), Irvine, CA, USA, 2001.
- [29] Tian YS, Wang J, Lu TJ. Racking strength and stiffness of cold-formed steel wall framing. Journal of Constructional Steel Research, 2004, 60(1):1069-1093.
- [30] 钟亚军. 冷弯型钢低层住宅房屋体系墙体立柱的性能研究: [硕士学位论文]. 西安: 西安建筑科技大学, 2002.
- [31] 黄川. 冷弯薄壁 C 型钢梁柱半刚性节点实验及有限元分析: [硕士学位论文]. 重庆: 重庆大学, 2003.
- [32] 谢小锋, 谢伟平. 低烈度地区多层钢结构住宅的结构体系研究. 武汉理工大学学报, 2004, 26(1): 56-58.

- [33] 闫磊. 竖向荷载作用下轻钢柱板体系破坏模式的研究: [硕士学位论文]. 大连: 大连理工大学, 2005.
- [34] 王子龙. 腹板 V 形加劲的冷弯卷边槽钢轴压下局部和畸变屈曲分析: [硕士学位论文]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2006.
- [35] 田锋. 冷弯薄壁型钢住宅墙体立柱的承载力研究: [硕士学位论文]. 西安: 西安建筑科技大学, 2006.
- [36] 王春刚, 张耀春, 张壮南. 冷弯薄壁斜卷边槽钢受压构件的承载力试验研究. 建筑结构学报, 2006.
- [37] 贝晗. 轻钢龙骨墙体传热与轴压性能分析: [硕士学位论文]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2006.
- [38] 周天华. 冷弯型钢组合墙体抗剪承载力试验研究. 西安建筑科技大学学报, 2006, 38(1): 83-88.
- [39] 秦雅菲. 冷弯薄壁型钢低层住宅墙柱体系轴压性能理论与试验研究: [博士学位论文]. 上海: 同济大学, 2006.
- [40] 郭鹏. 冷弯型钢骨架墙体抗剪性能试验与理论研究: [博士学位论文]. 西安: 西安建筑科技大学, 2008.
- [41] 王世英, 王小平. 高(浅)拱形波纹钢屋盖承载力研究. 中国科技论文在线, 2006.
- [42] 林颖钰. 槽形冷轧型钢在螺栓接合受拉下强度预测: [硕士学位论文]. 台北: 朝阳科技大学, 1994.
- [43] 何保康, 蒋路, 姚行友, 周天华, 王彦敏. 高强冷弯薄壁型钢卷边槽形截面轴压柱畸变屈曲试验研究. 建筑结构学报, 2006, 27(3): 1-8.
- [44] 胡波, 沈小璞. 冷弯薄壁型钢构件稳定性的计算方法. 合肥工业大学学报, 2007, 30(6): 64-67.
- [45] 聂少锋, 周天华, 周绪红. 冷弯型钢组合墙体抗侧刚度研究. 中国科技论文在线, 2008.
- [46] 聂少锋, 周天华, 周绪红. 冷弯薄壁型钢组合墙体墙架柱的轴压性能试验研究. 中国科技论文在线, 2009.
- [47] 吴学奎. 低层轻钢住宅结构体系选型和设计的研究: [硕士学位论文]. 大连: 大连理工大学, 2004.
- [48] 张雪姣. 轻钢龙骨体系住宅抗震性能研究: [硕士学位论文]. 南京: 南京工业大学, 2005.
- [49] 赵成文等. 轻钢结构住宅支撑体系抗震性能研究. 沈阳建筑大学学报(自然科学版), 2006, 22(4): 571-574.
- [50] 董建军. 多层冷弯薄壁型钢结构住宅的研究: [硕士学位论文]. 杭州: 浙江大学, 2007.
- [51] 周绪红, 聂少锋, 周天华. 低层双坡屋面建筑三维定常风场的数值模拟. 中

- 国科技论文在线, 2009.
- [52] 沈祖炎, 李元齐, 王彦敏. 屈服强度 550MPa 高强冷弯薄壁型钢结构设计理论系列研究. 2007 全国轻型钢结构技术研讨会论文集, 2007: 4-10.
- [53] 李杰. 复合轻钢建筑结构体系研究: [学士学位论文]. 北京: 清华大学, 2003.
- [54] 李杰, 李国强. 地震工程学导论. 北京: 地震工程出版社, 1992.
- [55] ACI318-05. Building code requirements for structural concrete and commentary. Farmington Hills(MI), American Concrete Institution, 2005.
- [56] A H 尼尔逊. 过镇海译. 混凝土结构设计(第 12 版). 北京: 中国建筑工业出版社, 2003.
- [57] 中华人民共和国国家标准 GB50010-2002. 混凝土结构设计规范.北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- [58] 大崎顺彦. 吕敏申, 谢礼立译. 地震动的谱分析入门. 北京: 地震出版社, 1980.
- [59] Tarpay TS, Hauenstein SF. Effect of construction details on shear resistance of steel-stud wall panels. Vanderbilt University. Nashville, TN, USA. A research project sponsored by American Iron and steel Institute.1978. Project No.1201-412.
- [60] Tarpay TS, Girard JD. Shear resistance of steel-stud wall panels. Sixth International Specialty Conference on Cold-formed Steel Structures. University of Missouri-Rolla, MO.1982:449-465.
- [61] Serrette R, Encalada J, Juadines M and Nguyen H. Static racking behavior of plywood, OSB, gypsum, and fiberboard walls with metal framing. Journal of Structural Engineering, 1997, 123(8): 1079-1086.
- [62] Serrette R, Hall G, Nguyen H. Additional shear wall values for light weight steel framing. American Iron and Steel Institute, Washington, DC, 1997.
- [63] Gad EF,Duffield CF, Hutchinson GL, Mansell DS, Stark G. Lateral performance of cold-formed steel-framed domestic structures. Engineering Structures, Elsevier, 1999,21(1).
- [64] 何保康, 郭丽峰. 轻钢密墙架柱墙体抗剪性能试验研究. 建筑结构(增刊), 2004, 338-341.
- [65] 郭丽峰, 何保康. 轻型密立柱墙体的抗剪和抗弯性能试验研究报告, 西安建筑科技大学钢结构研究所, 2003.
- [66] 郭丽峰. 轻钢密墙架柱墙体的抗剪性能研究: [硕士学位论文]. 西安: 西安建筑科技大学, 2004.
- [67] 聂少峰. 冷弯型钢立柱组合墙体抗剪承载力简化计算方法研究: [硕士学位论文]. 西安: 长安大学, 2006.
- [68] 李皓月, 周田朋, 刘相新. ANSY 工程计算应用教程. 北京: 中国铁道出版

- 社，2003.
- [69] 王宇，玉树，朱波. 利用 ANSYS Shell181 单元分析钢结构问题. 山西建筑，2006，32(12): 32-34.
- [70] 鹏正中，王新敏，司锐军. ANSYS 几何非线性理论及其在桥梁结构中的应用. 国防交通工程与技术，2004，2(4): 55-57.
- [71] 周绪红，石宇，周天华. 冷弯薄壁型钢结构住宅组合墙体受剪性能研究. 建筑结构学报，2006，27(3): 42-47.
- [72] 陈剑，王新堂. 轻钢结构开洞蒙皮体蒙皮效应的试验研究. 宁波大学学报（理工版），2005，18(3): 357-360.
- [73] 李斌，李启才，张委定. 开门洞的冷弯薄壁型钢立柱组合墙体抗剪性能研究. 苏州科技学院学报，2008，21(2): 15-19.
- [74] NAHB Research Center. Monotonic Tests of Cold-formed Steel Shear Walls with Openings.
- [75] National Association of Home Builders. Upper Marlboro, MD, USA. 1997.
- [76] John T. Formulas for Wood Shear Walls . Journal of Structural Division, vol.108, No.ST11.11.1982:2460-2478.
- [77] 中华人民共和国国家标准 GB50011-2001. 建筑抗震设计规范. 北京：中国建筑工业出版社，2008.
- [78] 中华人民共和国国家标准 GB50009-2001. 建筑结构荷载规范. 北京：中国建筑工业出版社，2006.
- [79] 中华人民共和国行业标准 JGJ3-2002. 高层建筑混凝土结构技术规程. 北京：中国建筑工业出版社，2002.
- [80] 中华人民共和国行业标准 JGJ99-98. 高层民用建筑钢结构技术规程. 北京：中国建筑工业出版社，1998.

致谢

2010年如同岁月之如梭，光阴之如箭，一转眼便来到了我的面前，回首三年的研究生学习生涯，想到刚刚入校时带着几分大学生的英气，和研究生的光荣，有点飘飘然，到了即将毕业时的我，考虑到自己的何去何从心情多了几分沉重，三年研究生学习生涯给我带来的责任感。无论前途如何，三年金城兰州的研究生学习生活给我带来的更多的还是快乐的时光，结识了许多良师益友，他们给了我更多的美好回忆和殷勤教导，使我在以后的人生道路上能走的更好，更远。

首先感谢父母对本人三年来研究生学习生活的支持,没有父母的支持和鼓励,是走不到这一步的。

感谢王文达老师和史艳莉老师对本人论文的指导和帮助。

感谢 2007 级全体土木系研究生对本文撰写的支持，感谢夏秀丽、郭智峰、张鹏鹏、苏仁权等对我的帮助和指导。

感谢 2008 级邹爱华师弟、王双师妹，王军师弟对本文撰写的协助。

感谢兰州理工大学博士基金（SB04200801）及甘肃省高等学校研究生导师科研项目（0703B-05）对本论文的资助。

靳 焱

2010 年 4 月

附录A 攻读学位期间所发表的学术论文

在学期间发表的学术论文：

- [1] 史艳莉, 靳焱, 王文达. 开洞对冷弯型钢组合墙体力学性能的影响分析. 哈尔滨工业大学学报, 2009, 41(sup2): 121-124 (EI 收录, 收录号: 20100112618061)
- [2] 靳焱, 史艳莉, 王文达. 轻钢结构住宅中组合墙体抗剪性能研究初探. 中国钢结构协会钢-混凝土组合结构分会第十二次学术会议论文集, p113-116, 2009年10月, 厦门

参加科研项目：

- [1] 兰州理工大学博士基金(SB04200801)“常温及火灾后钢管混凝土柱-钢梁框架力学性能研究”, 王文达主持, 主要参加人, 2008.1-2010.12。
- [2] 甘肃省高等学校研究生导师科研项目(0703B-05): “钢管混凝土柱-钢梁框架力学性能研究”, 王文达主持, 主要参加人, 2009.12 结题。