

## 独创性声明



本人声明所呈交的论文是我个人在导师指导下进行的研究工作及取得的研究成果。尽我所知，除了文中特别加以标注和致谢的地方外，论文中不包含其他人已经发表或撰写过的研究成果，也不包含为获得北京工业大学或其它教育机构的学位或证书而使用过的材料。与我一同工作的同志对本研究所做的任何贡献均已在论文中作了明确的说明并表示了谢意。

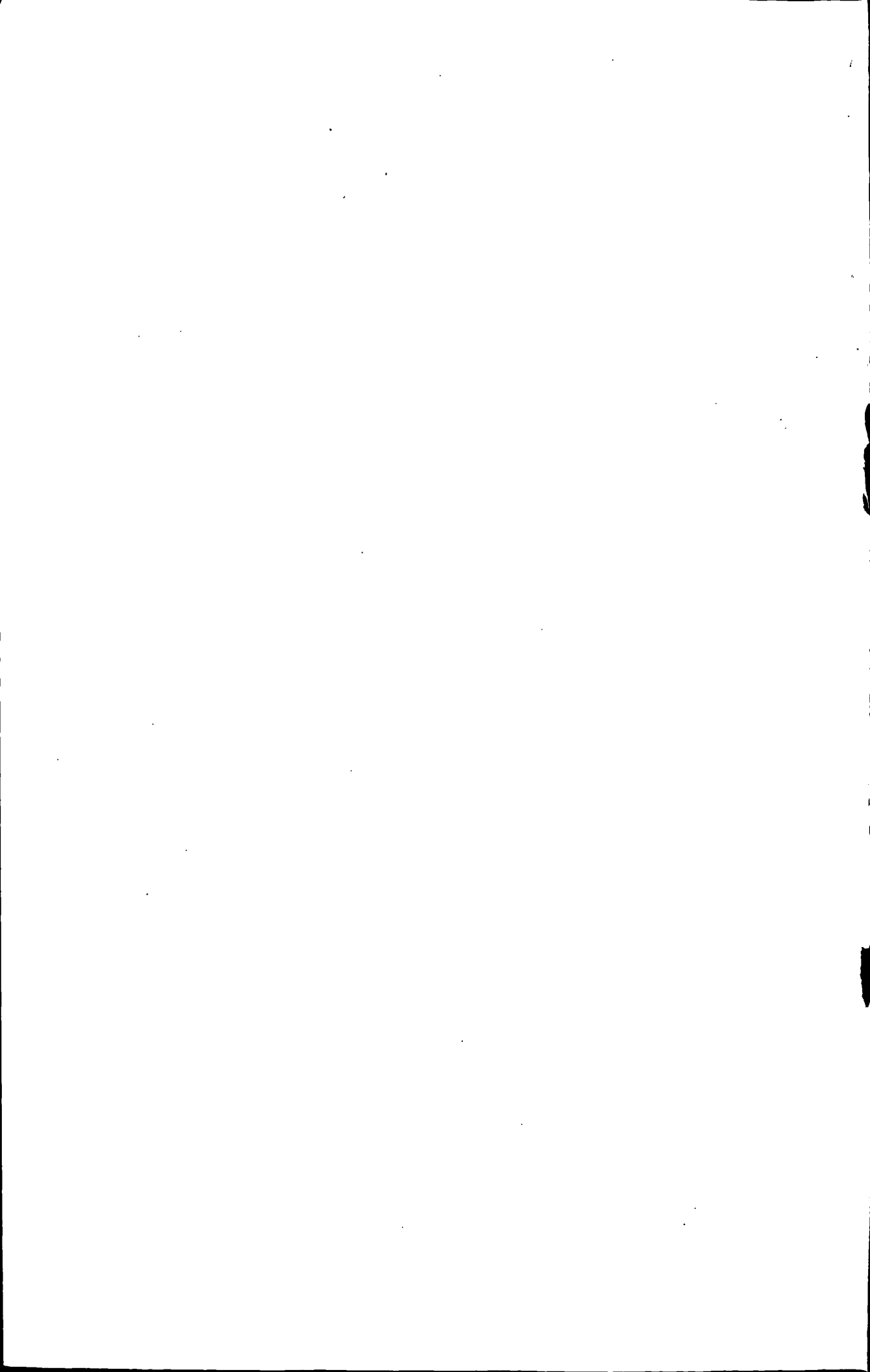
签名: 甄志霞 日期: 2010.5

## 关于论文使用授权的说明

本人完全了解北京工业大学有关保留、使用学位论文的规定，即：学校有权保留送交论文的复印件，允许论文被查阅和借阅；学校可以公布论文的全部或部分内  
容，可以采用影印、缩印或其他复制手段保存论文。

(保密的论文在解密后应遵守此规定)

签名: 甄志霞 导师签名: 黄万林 日期: 2010.5



## 摘要

大型复杂高层建筑越来越多,核心筒作为高层建筑主要的抗侧力体系,其抗震性能的研究国内外十分关注。本文在课题组提出并完成的内藏钢桁架混凝土组合核心筒研究基础上,将其组合部件进一步强化,提出了钢管混凝土边框内藏钢桁架组合核心筒,这种新型组合核心筒的特征在于:钢管混凝土—钢桁架—混凝土筒体三重抗侧力构件组合,可充分发挥各组合构件的力学特性,显著提高核心筒的综合抗震耗能能力,具有多道抗震防线;建筑防火性能与结构抗震性能实现一体化。本文对这种新型核心筒的抗震性能进行了试验研究及理论分析,主要贡献如下:

1. 提出了钢管混凝土边框内藏钢桁架组合核心筒和钢管混凝土叠合柱边框内藏钢桁架组合核心筒。完成了5个该类新型组合核心筒的低周反复荷载试验研究,分析了它们的承载力、刚度及其退化过程、延性、滞回特性、耗能能力和破坏特征等,揭示了“钢管混凝土边框—钢桁架—混凝土筒体”共同工作的机理,总结了其变形发展规律。

2. 基于试验,建立了钢管混凝土边框内藏钢桁架组合核心筒和钢管混凝土叠合柱边框内藏钢桁架组合核心筒承载力计算模型,计算结果与实测结果符合较好。

3. 给出了钢管混凝土边框内藏钢桁架组合核心筒和钢管混凝土叠合柱边框内藏钢桁架组合核心筒的抗震设计方法和结构构造措施。

### 主要结论:

(1) 钢管混凝土边框内藏钢桁架组合核心筒的承载力、延性、耗能能力比普通钢管混凝土边框组合核心筒显著提高。其中,承载力提高了37.2%,耗能能力提高了52.5%。内藏钢桁架的存在,具有引导裂缝开展,扩大裂缝分布区域,提高核心筒的后期刚度的作用,特别是使核心筒增加了钢桁架体系这道抗震防线。

(2) 钢管混凝土叠合柱边框内藏钢桁架带洞口组合核心筒的承载力、延性、耗能能力比普通钢管混凝土叠合柱边框带洞口组合核心筒显著提高,其中,承载力提高了57.8%,耗能能力提高了60.0%。同样,内藏钢桁架的存在,引导了裂缝开展,扩大裂缝区域,使核心筒后期的刚度退化速度变慢,其抗震性能更为稳定。内藏钢桁架自身作为一种抗震体系,在该新型组合核心筒中发挥了第二道抗震防线的作用。

(3) 钢管混凝土叠合柱边框与钢管混凝土边框相比较,叠合混凝土层裂缝开展均匀且分布域较广,在裂缝开裂与闭合过程中可充分发挥其耗能作用,防止了钢管受压屈曲,其整体抗震能力明显提高,同时强化了与混凝土组合墙体共同工作的性能。

(4) 钢管混凝土边框内藏钢桁架组合筒体和钢管混凝土叠合柱边框内藏钢桁架组合筒体可用于大型复杂高层及超高层建筑的抗震设计。

关键词: 钢管混凝土柱; 钢管混凝土叠合柱; 钢桁架; 组合核心筒; 抗震性能



---

---

## ABSTRACT

The research on seismic behavior of core walls, which are used as the main lateral force resisting system, are completely concerned at home and abroad with more and more large and complex high-rise buildings being appeared. In this paper, a new kind of composite core walls with concrete filled steel tube (CFT) columns and concealed trusses was proposed based on the research of the concealed steel trusses by our group. The characteristics of the new core walls are that they are the combination of concrete filled steel tube columns, steel trusses and concrete core walls, which can take advantage of the mechanical properties of combined components, significantly improve the seismic energy dissipation of the core wall, has multi-channel seismic line of defense and the fire resistance and seismic behavior of the core walls can be integration. Seismic experimental research and theoretical analysis have been presented here. The main contributions are as follows:

- (1) Two kinds of composite core walls including one with CFT columns and concealed trusses and one with steel tube-reinforced concrete (STRC) columns and concealed truss were proposed. The experimental study on the seismic behavior of five core wall specimens was completed. The load-carrying capacity, stiffness and its attenuation process, ductility, hysteretic behavior, energy dissipation and failure phenomena of the specimens were discussed systematically, which revealed the cooperation of 'concrete filled steel tube columns, steel trusses and concrete core walls'. The law of deformation development was summarized.
- (2) Based on the experiment, the simplified mechanics model of load-carrying capacity of the new composite core walls was established. The calculated results and those from experiments are in good agreement.
- (3) The seismic design method and construction measure of composite core walls with CFT columns or STRC columns and concealed trusses were presented.

The main conclusions are as follows:

- (1) The load-carrying capacity, ductility and energy dissipation capacity of RC composite core walls with CFT columns and concealed trusses increased obviously compared to those with CFT columns. The load-carrying capacity and energy dissipation capacity were increased by 37.2% and 52.5% respectively. The concealed trusses embedded in the walls lead to the cracks developing, extend the cracks distribution area and strengthen the stiffness and stabilize seismic behavior in the final stage. Especially, it increases another seismic defense line by concealed trusses.

- (2) The load-carrying capacity, ductility and energy dissipation capacity of RC composite perforated core walls with STRC columns and concealed trusses were obviously increased compare to those with CFT columns. The load-carrying capacity and energy dissipation capacity were increased by 57.8% and 60.0% respectively. The concealed trusses embedded in the walls lead to the cracks developing, extend the cracks distribution area and strengthen the stiffness and stabilize seismic behavior in the final stage. The concealed truss is considered as a kind of seismic system and it plays a second role of seismic defense line.
- (3) The crack development of the core walls with STRC columns was uniform and extending to even wider area compare to those with CFT columns, which could take advantage of energy-consuming when cracks open and close and could make the steel tube avoid compression buckling. The earthquake resistance ability of the new core walls was strengthened.
- (4) The composite core walls with CFT columns and the composite core walls with STRC columns and concealed trusses can be applied to large and complex high-rise buildings on seismic design.

**Key words:** concrete-filled steel tube (CFT) column; steel tube-reinforced concrete (STRC) column; steel truss; composite core walls; seismic behavior

## 目 录

摘 要 .....	I
ABSTRACT .....	III
第 1 章 绪 论 .....	1
1.1 引 言 .....	1
1.2 型钢混凝土结构研究现状 .....	1
1.2.1 型钢混凝土结构的优点 .....	1
1.2.2 国内的研究现状 .....	2
1.2.3 国外的研究现状 .....	3
1.3 钢管混凝土结构研究现状 .....	4
1.3.1 国内的研究现状 .....	4
1.3.2 国外的研究现状 .....	5
1.4 本文主要研究内容 .....	6
第 2 章 钢管混凝土边框内藏钢桁架核心筒抗震性能试验及承载力计算 .....	9
2.1 试验概况 .....	9
2.2 加载方案及测试内容 .....	12
2.2.1 加载装置 .....	12
2.2.2 加载制度 .....	12
2.2.3 主要测试内容及测点布置 .....	13
2.3 试验结果及分析 .....	14
2.3.1 承载力实测值及分析 .....	14
2.3.2 刚度实测值及分析 .....	15
2.3.3 延性性能分析 .....	16
2.3.4 滞回特性分析 .....	16
2.3.5 耗能能力分析 .....	17
2.3.6 骨架曲线分析 .....	18
2.4 破坏特征分析 .....	19
2.5 实测应变及分析 .....	23
2.6 承载力计算 .....	30
2.7 本章小结 .....	33
第 3 章 钢管混凝土叠合柱边框内藏钢桁架核心筒抗震试验及承载力计算 .....	35
3.1 试验概况 .....	35
3.2 加载方案及测试内容 .....	38
3.2.1 加载装置 .....	38



3.2.2	加载制度 .....	39
3.2.3	主要测试内容及测点布置 .....	39
3.3	试验结果及分析 .....	40
3.3.1	承载力实测值及分析 .....	40
3.3.2	刚度实测值及分析 .....	41
3.3.3	延性性能分析 .....	42
3.3.4	滞回特性分析 .....	42
3.3.5	耗能能力分析 .....	43
3.3.6	骨架曲线分析 .....	44
3.4	破坏特征分析 .....	45
3.5	实测应变及分析 .....	51
3.6	承载力计算 .....	60
3.7	本章小结 .....	64
第4章	钢管混凝土叠合柱边框内藏钢板—钢撑核心筒抗震性能试验 .....	65
4.1	试验概况 .....	65
4.2	加载方案及测试内容 .....	68
4.2.1	加载装置 .....	68
4.2.2	加载制度 .....	68
4.2.3	主要测试内容及测点布置 .....	68
4.3	试验结果及分析 .....	69
4.3.1	承载力实测值及分析 .....	69
4.3.2	刚度实测值及分析 .....	70
4.3.3	延性性能分析 .....	71
4.3.4	滞回特性分析 .....	71
4.3.5	破坏特征分析 .....	72
4.4	实测应变及分析 .....	76
4.5	本章小结 .....	83
第5章	钢管混凝土边框内藏钢桁架核心筒抗震设计建议 .....	85
5.1	一般规定 .....	85
5.2	构造措施 .....	85
5.3	本章小结 .....	86
	结论与展望 .....	87
	参考文献 .....	89
	攻读硕士学位期间申报的专利和发表的论文 .....	95
	致  谢 .....	97

# 第1章 绪论

## 1.1 引言

型钢混凝土组合结构作为一种抗震结构体系,它将型钢作为钢骨与钢筋混凝土浇筑在一起,使二者能共同工作,充分发挥两种材料的优势,与钢筋混凝土结构相比可提高结构的承载力、延性和抗震能力<sup>[1-8]</sup>。型钢混凝土结构的研究与应用在我国发展较快,并已在有关规程和规范中得到了体现,在工程中的应用也日益增多,但其相关的理论研究和试验研究均滞后于工程应用。国内外超高层建筑结构设计中,采用双重抗侧力结构体系比较普遍,例如内部采用混凝土核心筒、外部采用钢框架或钢—混凝土组合框架等,混凝土核心筒是这类结构体系中主要的抗侧力构件,因此核心筒抗震性能的好坏直接关系到整个结构的抗震安全性。

## 1.2 型钢混凝土结构研究现状

### 1.2.1 型钢混凝土结构的优点

本文研究的范畴属于型钢混凝土组合核心筒。型钢混凝土结构具有以下显著优势:

(1) 承载力高、刚度大、因而可以减少构件截面,增加建筑物使用面积和楼层的净高。

(2) 型钢混凝土结构与钢筋混凝土结构相比,延性和耗能能力明显提高,实腹式构件更为明显。

(3) 与钢结构相比,型钢混凝土可以节省钢材,降低造价,避免了钢结构构件防锈、防腐、防火性能差的弱点。

由以上优点看出,此类结构特别适应于地震区的建筑抗震,特别是高层及超高层建筑。在大型复杂高层和超高层建筑抗震设计中,单独采用钢筋混凝土结构,由于其承载力合延性往往不能满足抗震要求,因此通常在关键构件中采用型钢混凝土部件,这样做的优点不仅可以减小构件截面的尺寸,增加建筑物的净高度,使房间的使用空间增大,使用功能可以大大改善,而且还可以使结构具有更好的抗震性能,增强结构的地震安全性。当然,钢结构构件的应用也较多,但是由于型钢混凝土构件比钢结构构件刚度大,在超高层建筑和高耸结构中采用型钢混凝土结构或在结构的下部关键部件中采用型钢混凝土结构,可以克服高层钢结构和高耸钢结构刚度小的弱点,调整结构自振周期,增大舒适度。

## 1.2.2 国内的研究现状

我国从20世纪50年代就开始应用型钢混凝土(SRC)结构,但总体在型钢混凝土结构的研究与应用方面比国外起步较晚。20世纪80年代中期以后进行了较多的型钢混凝土结构及构件的试验研究工作。近些年,随着工程项目建设需要,型钢混凝土结构的研究与应用日趋增多。型钢混凝土剪力墙结构作为高层建筑的关键抗侧力部件,国内学者对其进行了一定的抗震性能试验研究:

西南交通大学黄雄军、赵世春等对4个型钢混凝土和1个钢筋混凝土剪力墙的试验研究<sup>[9-11]</sup>,试验表明:型钢混凝土边框较钢筋混凝土边框有良好的抗震性能,可以作为结构抗震的第2道防线,并提出了叠加形式的带边框低矮剪力墙的抗剪承载力计算公式,结合有限元分析提出了边框柱发生弯曲破坏的低矮剪力墙极限承载能力模型,并建立了承载力计算公式。东南大学蓝宗建等人,针对底层框架—剪力墙多层砖房的剪力墙抗震问题,对钢筋混凝土墙内设置型钢刚架的低矮剪力墙和型钢混凝土开洞低矮剪力墙进行了低周反复荷载试验<sup>[12,13]</sup>,试验表明,墙体中的钢骨架能够控制墙体中裂缝的发展,形成较完备的耗能机制,起到了良好的二道设防作用,使结构的抗震能力显著提高。

同济大学李国强等对一典型的钢—混凝土组合结构进行了1/20的缩尺模型模拟地震振动台试验研究<sup>[14]</sup>。试验表明结构破坏主要集在混凝土核心筒底部,表现为底层核心筒混凝土受压破坏、暗柱和角柱纵筋压屈,而钢框架处于弹性阶段,没有明显的破坏现象,结构整体属于弯曲线破坏。武敏刚、吕西林对北京LG大厦的模型进行了地震振动台试验研究,该结构采用了型钢—混凝土组合核心筒<sup>[15]</sup>。试验模型为1/20缩尺整体模型,考察了地震动频谱及地震强度对组合结构地震反应的影响,了解了组合结构体系的抗震性能、地震反应和破坏特征等。哈尔滨工业大学的计学闰等对北京京城大厦钢框架内藏钢板支撑剪力墙进行了抗震试验研究<sup>[16]</sup>。武汉理工大学完成了4个足尺构件(纯框架、框架墙和两个带缝钢板剪力墙)的低周反复荷载试验<sup>[17]</sup>。研究表明,钢板剪力墙的抗震性能明显提高。西安建筑科技大学完成了1/3的两个单层单跨十字加劲肋钢板剪力墙和两个单层单跨非加劲钢板剪力墙低周反复荷载试验<sup>[18,19]</sup>。研究表明:钢板剪力墙具有稳定的滞回特性和较强的塑性耗能能力,为防止压曲要求它增加平面外支撑或者外包混凝土。西安建筑科技大学的宋占海做了17种不同型钢、不同剪跨比、不同轴压比的钢骨混凝土柱的低周反复荷载试验研究,分析了钢骨混凝土柱的破坏特征、延性和抗剪能力<sup>[20]</sup>。贾金青对配置实腹式钢骨构件进行了研究<sup>[21]</sup>,研究表明配置实腹式钢骨的构件较配置空腹式钢骨的构件制作简便、承载力大且延性好。东南大学的程文灏等在试验的基础上,探讨了钢骨混凝土柱轴压力的限值<sup>[22]</sup>。聂建国、黄远等用非线性有限元软件Msc Marc对高层钢管混凝土组合框架—钢板剪力墙结构底部四层两跨未加劲薄钢板墙模型进行了推覆分析和滞回分析<sup>[23]</sup>,结

果表明:组合钢板剪力墙结构具有良好的延性及稳定的滞回特性。

苏幼坡等人对4个薄钢板剪力墙和1个钢筋混凝土框架进行了低周反复荷载下的抗震试验研究<sup>[24]</sup>,试验研究表明:利用薄钢板剪力墙作为抗侧力构件是可行的,在钢筋混凝土框架中设置薄钢板可以增加构件的刚度、承载力和耗能能力。李国强等对3个钢板外包混凝土剪力墙试件和1个纯钢板剪力墙板试件的模型进行了试验研究<sup>[25]</sup>,分析了在低周反复加载下钢板外包混凝土剪力墙板的破坏形态、延性、抗剪强度和刚度等。试验表明:钢板外包混凝土剪力墙与钢板剪力墙相比具有良好的稳定性和延性、同时其刚度和强度也大大提高。

本课题组曹万林教授提出了带暗支撑剪力墙及带暗支撑筒体<sup>[26,27]</sup>,并对这种新型结构进行了一系列的试验研究<sup>[28-30]</sup>,并获得了多项国家专利,完成了大量抗震试验研究。研究表明:暗支撑限制了斜裂缝的开展,剪力墙板上出现的裂缝细而多且分布域广,使剪力墙塑性铰域得到扩大,墙体的耗能能力和延性也明显增强。在带暗支撑剪力墙及带暗支撑筒体的基础上,曹万林教授又提出了内藏钢桁架混凝土组合剪力墙和筒体结构<sup>[31]</sup>,并完成了系统的试验及理论的研究工作<sup>[4-8]</sup>。这种新型组合剪力墙及筒体已在北京新保利大厦等大型复杂高层建筑中应用,取得了良好的工程效果。

### 1.2.3 国外的研究现状

型钢混凝土结构的研究从20世纪初始于欧美。Yasuo-Tanaka<sup>[32,33]</sup>和 Hammi Yashiro<sup>[34]</sup>等对钢筋混凝土柱及核心型钢(核心H形钢、核心钢管)混凝土柱进行了低周反复加载试验研究。研究结果表明:核心型钢对柱延性有明显的提高作用,尤其对于轴压比较大的构件。日本学者 Yamada 等对内包钢板的钢筋混凝土剪力墙进行了探讨,并对框架填充钢筋混凝土剪力墙板或钢板墙的组合剪力墙进行了试验<sup>[35]</sup>,表明组合剪力墙的抗震性能良好。美国学者 Elgaaly 从抗震角度指出在抗震墙中使用厚钢板是没有必要的,使用薄钢板作为剪力墙更好<sup>[36]</sup>;香港学者 Kwan 等对三种不同类型的组合墙进行了缩尺模型的振动台试验研究,三个模型分别是:钢筋混凝土剪力墙结构,混凝土框架填充砌体结构,钢框架填充混凝土结构,比较了三种组合墙的抗震性能、破坏特征、刚度退化和动力抗剪强度等<sup>[37]</sup>。日本学者 Esaki 等用矩形钢管加强钢筋混凝土剪力墙外围,并且使墙板加厚,进行了低周反复荷载试验研究,研究表明这种方法对提高剪力墙的延性优于传统的方法<sup>[38]</sup>。加拿大学者 Hossain, K.M. Anwar 对两侧为钢板,中间填充混凝土的组合剪力墙进行了试验研究,研究分析了变形、强度、刚度、应变、钢板—混凝土相互作用和破坏模式等,得出了抗剪强度和刚度的分析模型<sup>[39]</sup>;洛杉矶 California 大学的 Wallace 对边界构件埋入宽翼缘型钢钢筋混凝土剪力墙的滞回特性进行了研究<sup>[40]</sup>,共进行了两组共6个1/3缩尺的模型试验,采用变换型钢尺寸、轴压比和锚固措施等参数进行比较分析,并采用多垂直杆单元模型进行计算拟合。

在过去的十几年中,由于型钢混凝土结构优越的经济性及良好的力学性能,型钢混凝土结构已经在世界范围内被采用。尤其是一些多地震的国家,对型钢混凝土结构更是情有独钟。例如休斯敦得克斯商业中心大厦,79层,高305m,采用型钢混凝土外框架,型钢混凝土内筒结构。新加坡财政部大楼,55层,高242m,采用型钢混凝土核心筒。悉尼况特斯中心高198m,采用钢筋混凝土的内筒结构,型钢混凝土刚性层悬挂内部楼层,型钢混凝土外柱。雅加达中心大厦,23层,84m,采用型钢混凝土柱,钢筋混凝土梁及钢梁。近几十年来,日本为研究和应用型钢混凝土结构最多的国家。日本经历了如关中大地震、十胜冲大地震和宫城县冲大地震,诸多型钢混凝土建筑也经受住了考验,充分展示了型钢混凝土结构良好的抗震性能。

## 1.3 钢管混凝土结构研究现状

### 1.3.1 国内的研究现状

钢管混凝土结构是将混凝土灌注于薄壁钢管内后形成的结构,它通常不必配置钢筋。钢管混凝土结构可以充分发挥混凝土和钢材各自的优点,其基本原理有二:一是借助核心混凝土增强了钢管壁的稳定性,二是借助钢管对核心混凝土的约束作用,使得混凝土处于三向受力状态,提高混凝土的强度和变形能力。

钢管混凝土结构优点有:

- (1) 承载力高,塑性好,延性好,抗震性能好,耐疲劳,重量轻。
- (2) 三向压应力避免了核心高强混凝土的脆性破坏。
- (3) 钢管本身可以作为浇注混凝土的模板,不需要支模,施工方便。

钢管混凝土结构的不足之处:由于钢管外露,钢管混凝土结构也有防锈、防腐蚀及防火性能较差的弱点。

1959 后我国就开始研究钢管混凝土的基本性能和应用,最先开始在一些厂房柱和地铁工程中采用。之后便在冶金、造船、电力等行业的单层或多层工业厂房得到进一步地推广。在 80 年代更进一步在多层建筑的框架结构中采用钢管混凝土柱结构。进入 90 年代以后,许多大型超高层建筑中都应用了钢管混凝土柱的技术。这种技术开始时在建筑物的部分柱中采用,后来发展到大部分柱采用以至全部柱均采用钢管混凝土<sup>[41-43]</sup>。

林东欣,宗周红进行钢管混凝土结构体系抗震性能的试验研究,这将为结构体系的抗震设计提供重要的依据<sup>[44]</sup>。夏汉强等对带方钢管混凝土边框的剪力墙用 SAP2000 进行了有限元弹性分析<sup>[45]</sup>,认为将作用于带框混凝土剪力墙的整体弯矩全部由钢管混凝土柱中产生的轴向拉力或压力承担,不考虑柱和剪力墙的局部弯矩的规定是符合该类结构特点的。福州大学廖飞宇对 10 榀带钢管混凝土边框柱的钢筋混凝土剪力墙以及 6 榀带型钢混凝土边柱或的钢筋混凝土边框柱的钢筋混凝土剪力墙在恒定轴力和低周反复荷载共同作用下的性能进行了试验研究<sup>[46]</sup>。考察的

主要参数为：边柱类型（圆钢管混凝土、方钢管混凝土、型钢混凝土和钢筋混凝土）、轴压比（0.3 和 0.6）、高宽比（0.56 和 0.82）以及是否在墙板中设置型钢暗支撑。通过试验研究了上述参数变化时钢管混凝土剪力墙的滞回性能及破坏规律，并将其抗震性能与型钢混凝土剪力墙和钢筋混凝土剪力墙进行对比，结果表明：钢管混凝土剪力墙的抗震性能优于后二者。目前带钢管混凝土边框的组合剪力墙主要有 2 种形式：一种为带钢管混凝土边框的钢板剪力墙，即在钢管混凝土框架中内嵌一块钢板；一种为带钢管混凝土边框的钢筋混凝土组合剪力墙。北工大曹万林教授课题组研究了钢管混凝土边框组合剪力墙，试验模型包括 1 个普通钢筋混凝土剪力墙和 3 个矩形钢管混凝土边框剪力墙<sup>[47]</sup>，在试验基础上建立了新型剪力墙的承载力计算模型，研究表明这种剪力墙可有效地组合混凝土剪力墙与钢管混凝土边框柱的优势，抗震效果良好。并进行了 2 个 1/4 缩尺的高强混凝土剪力墙模型的低周反复荷载试验，研究表明：钢管混凝土边框高强混凝土组合剪力墙与普通剪力墙相比抗震性能显著提高。王敏、曹万林等进行了 2 个普通钢筋混凝土剪力墙和 7 个矩形钢管混凝土边框组合剪力墙的低周反复荷载试验，以及 2 个设置不同形式抗剪连接键的剪力墙节点的低周反复荷载试验<sup>[48]</sup>。试验表明：这种新型组合剪力墙及筒体可有效地将混凝土剪力墙侧向刚度和承载力大的优势与钢管混凝土柱抗震延性好的优势组合，钢管混凝土边框柱与混凝土剪力墙之间的抗剪连接键能可靠工作。工程应用效果好。

带钢管混凝土边框的钢筋混凝土组合剪力墙在我国的建设中已经有应用，例如：福建南安邮电局大楼中采用了圆钢管混凝土柱，剪力墙为现浇钢筋混凝土结构，为了便于与钢管混凝土柱连接，在柱侧向加焊竖向钢板，把剪力墙中的钢筋焊在竖向板上。1999 年建成的深圳 72 层赛格广场大厦和 2001 年建成的杭州瑞丰国际商务大厦中分别采用了圆钢管混凝土边框和方钢管混凝土边框的钢筋混凝土组合剪力墙结构<sup>[49,50]</sup>。

### 1.3.2 国外的研究现状

世界上，最早采用钢管混凝土工程是 1879 年的英国赛文（Seven）铁路桥桥墩。1897 年，美国人 John Lally 首次在圆钢管中填充混凝土作为房屋建筑的承重柱。之后，钢管混凝土又被作为单层或多层工业厂房的结构柱。在早期，钢管中灌注混凝土的目是为了防锈，一般不考虑钢管与核心混凝土之间相互作用对承载力的提高。

对钢管混凝土的更深一步的研究始于二十世纪六七十年代。目前，国外已有的钢管混凝土的研究工作主要集中在基本构件方面，如钢管混凝土构件在压（拉）、弯、扭等复杂受力状态下的试验和理论研究<sup>[51-61]</sup>，相应一些科研机构结合工程实际对钢管混凝土构件的滞回性能、耐火性能等进行了研究<sup>[62,63]</sup>。尽管方形或矩形钢管对核心混凝土的约束能力较圆形钢管差，但是与圆形钢管混凝土柱相比，方形或矩形钢管混凝土柱具有节点连接更方便，结构处理更方便等优点。由于钢管的约束作用可大大

提高混凝土的延性,使其工程应用得以实现,因此,近些年来,有关学者对钢管高强混凝土的力学性能展开了一系列研究。美国几乎所有的钢桥和建筑都采用组合梁,但是采用组合柱却不多,近来,对于组合柱性能的研究增多,其中以填充高强混凝土的钢管混凝土柱的研究尤其活跃<sup>[64]</sup>。国内外还有一些自应力钢管混凝土、中空夹层钢管混凝土的研究<sup>[65-71]</sup>。1999至2001年 California 大学的 Astaneh-Asl 和 Zhao 等进行了 1/2 缩尺的 1 个 2 层和 1 个 3 层带钢管混凝土边框的钢板剪力墙模型的抗震性能试验<sup>[72]</sup>。试验结果表明,该剪力墙体系的受剪性能和钢板梁类似,在层间位移角在 0.006 之前时两试件都处于弹性阶段,超过这数值之后,钢板剪力墙沿着受压对角线屈曲,并且沿着受拉对角线拉区开始发展,钢管混凝土柱在试验的过程中基本保持在弹性阶段,水平工字形钢梁和钢管柱的抗弯连接表现出很好的延性,钢板剪力墙中部的螺栓连接和内部宽翼缘柱都没有破坏,在加荷后期,柱子的螺栓铰接发生滑移。总体来说,这种剪力墙具有良好的延性和抗震耗能能力。

#### 1.4 本文主要研究内容

本文在课题组提出的并完成的内藏钢桁架混凝土组合核心筒研究基础上<sup>[4-8]</sup>,将其组合部件进一步强化,提出了钢管混凝土边框内藏钢桁架组合核心筒,这种新型组合核心筒的特征在于:钢管混凝土—钢桁架—混凝土筒体三重抗侧力构件组合,可充分发挥各组合构件的力学特性,显著提高核心筒的综合抗震耗能能力,具有多道抗震防线;建筑防火性能与结构抗震性能实现一体化。

本文提出的多重组合抗震新体系,在组合方式上特点明显,其钢桁架的斜撑内藏于混凝土核心筒墙体中,钢桁架的柱则为钢管混凝土柱或钢管混凝土叠合柱,在高层或超高层结构的底部钢桁架的斜撑可用适当厚度的钢板代替。本文提出的新型组合筒体示意图见图 1-1。

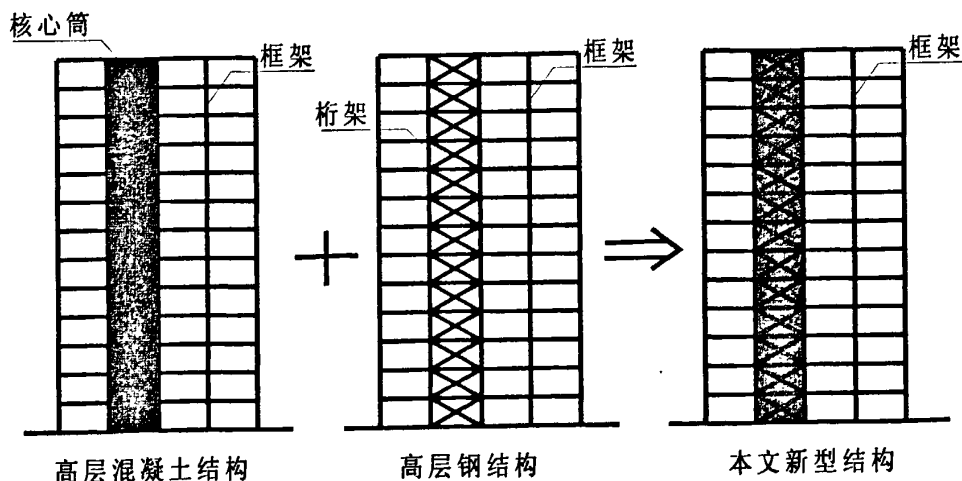


图 1-1 组合示意图

Fig. 1-1 The exhibition of combination

该受力体系具有以下优点：钢管混凝土边框柱或钢管混凝土叠合边框柱对中部混凝土墙体有很强的约束作用，使得墙体混凝土刚度退化较慢，同时钢管混凝土柱或钢管混凝土叠合柱的抗压能力和延性性能能够得到充分的发挥，整体组合核心筒具有较大的承载力和很好的延性。

在限制墙体厚度的条件下，该新型组合核心筒可解决提高核心筒的抗震性能而满足建筑对墙体厚度的限制的要求，常常可以较好的处理建筑与结构的矛盾。

本文的工作主要包含三方面：

1、组合核心筒抗震性能试验研究。进行了5个组合核心筒的抗震性能试验研究，包括：1个钢管混凝土边框内藏钢桁架组合核心筒；1个钢管混凝土叠合柱边框内藏钢桁架组合核心筒；1个钢管混凝土叠合柱边框内藏钢板—钢撑组合核心筒；1个钢管混凝土边框组合核心筒；1个钢管混凝土叠合柱边框组合核心筒。

2、组合核心筒抗震性能分析。较系统的分析了各组合核心筒的承载力、刚度及其退化过程、延性、滞回特性、耗能能力及破坏特征等，揭示了其抗震机理，总结了其变形发展规律。

3、组合核心筒承载力模型建立。建立钢管混凝土边框内藏钢桁架组合核心筒的承载力计算简化模型与公式。

4、研究了新型组合核心筒的抗震设计方法，提出了结构构造措施。





## 第2章 钢管混凝土边框内藏钢桁架核心筒抗震性能试验及承载力计算

### 2.1 试验概况

对2个1/6缩尺的组合核心筒进行了低周反复荷载下抗震性能试验研究,结构模型的编号分别为CTG-1和CTG-2,其中试件CTG-1为钢管混凝土边框混凝土组合核心筒模型;试件CTG-2为钢管混凝土边框内藏钢桁架混凝土组合核心筒模型。

两个核心筒均为对称结构,两对边墙体中心线间轴距为1000mm,墙体厚度为75mm。缩尺模型取核心筒的底部三层,其中一层、二层层高为830mm,三层层高为600mm,计至加载板高度中心位置。水平加载点位于加载板高度中心位置,加载点到模型基础表面的距离为2260mm,试件总高为2910mm。剪跨比均为2.1,设计轴压比均为0.27,施加轴力为1320kN。模型基础尺寸为1800mm×1300mm×500mm,加载板尺寸为1275mm×1275mm×300mm,基础通过地锚螺栓与实验台面固定。加载板预留2个孔用于穿丝杠来固定拉压千斤顶,孔距为420mm。

试件CTG-1、CTG-2的边框柱采用截面为80mm×80mm×3.5mm的焊接方钢管,钢管与剪力墙连接一侧的钢管壁上设双排间距为80mm的抗剪键(M3螺栓),连墙侧方钢管壁上焊接2个竖向宽10mm的钢板条,该钢板条用于与墙体水平钢筋弯折段焊接,以保证水平钢筋与钢管柱的可靠连接。钢管壁与混凝土墙体接触面焊接栓钉,以增强混凝土与钢管壁的连接性能。试件CTG-2的墙体内部设置钢桁架,沿高度分2层设置,每层钢桁架中的斜撑均采用“X”型,倾角为45°,斜撑截面尺寸为3mm×60mm的一字型钢板,斜撑与钢管柱连接部位采用节点板焊接,节点板穿过钢管壁,并与钢管壁焊接。两个试件的墙体配筋相同,水平和竖向分布钢筋为 $\phi^b 4$ 间距80mm的双层钢筋网,墙体的拉结筋采用8#铁丝制作,梅花形布置。

矩形钢管柱和斜撑为Q235级钢材,试件墙体和边框柱中的混凝土均为现场搅拌的细石混凝土,混凝土设计强度为C35。CTG-1、CTG-2实测混凝土立方体抗压强度分别为37.34MPa、39.41MPa。基础和加载梁为商品混凝土,设计强度为C50。钢筋和钢材料力学性能见表2-1。试件模板图见图2-1;配筋、配钢情况见图2-2。

表 2-1 钢材力学性能  
Table 2-1 Mechanical properties of steel

钢筋及钢材	使用位置	屈服强度 /MPa	极限强 /MPa	延伸率 /%	弹性模量 /MPa
3.5 mm 厚钢管	叠合柱边框和钢管柱边框	361.1	432.9	17.5	$2.09 \times 10^5$
3mm 厚钢板	斜撑	368.9	509.2	25.5	$2.06 \times 10^5$
8#铁丝	箍筋、拉接筋	379.6	455.5	16.0	$1.96 \times 10^5$
Φ4 冷拔钢筋	墙体分布钢筋	657.1	821.4	8.2	$1.96 \times 10^5$

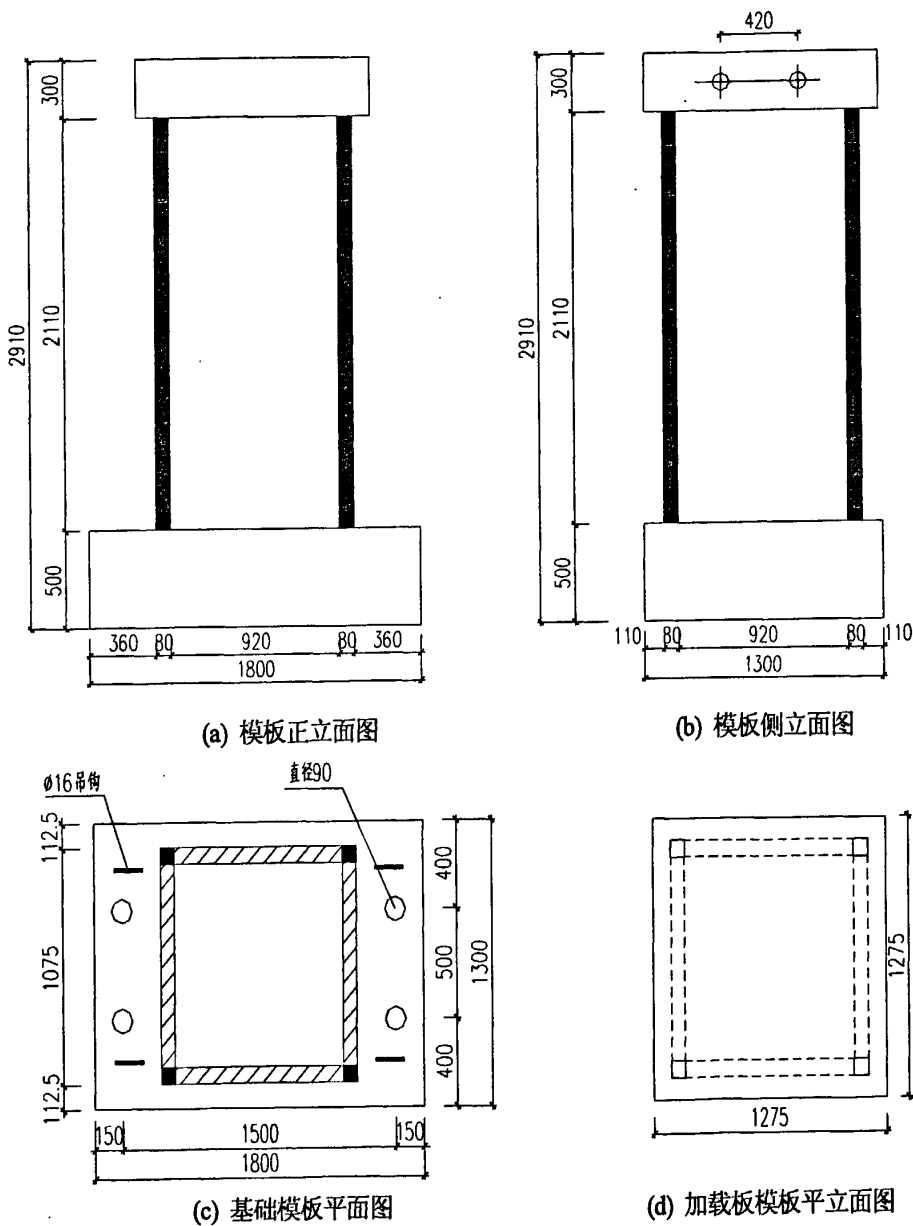
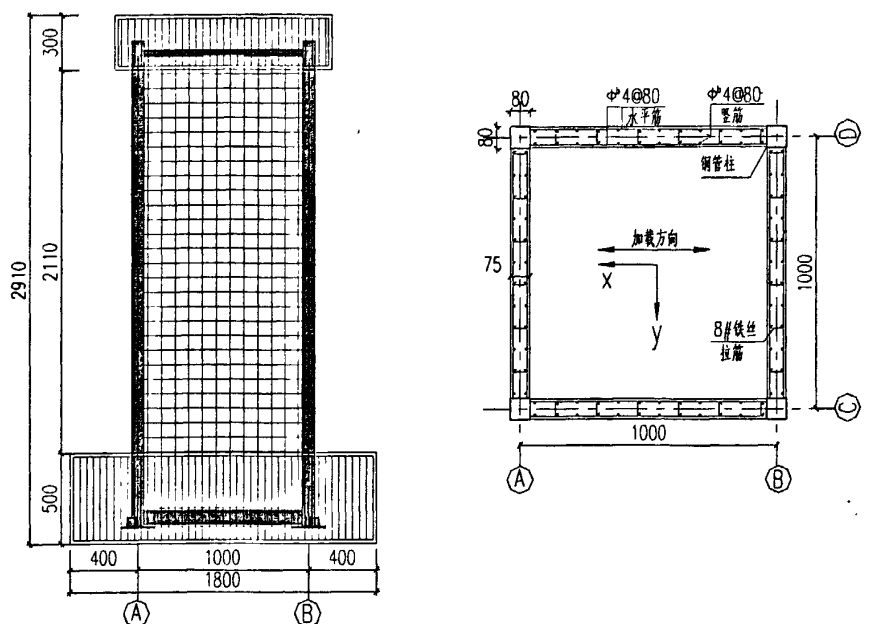
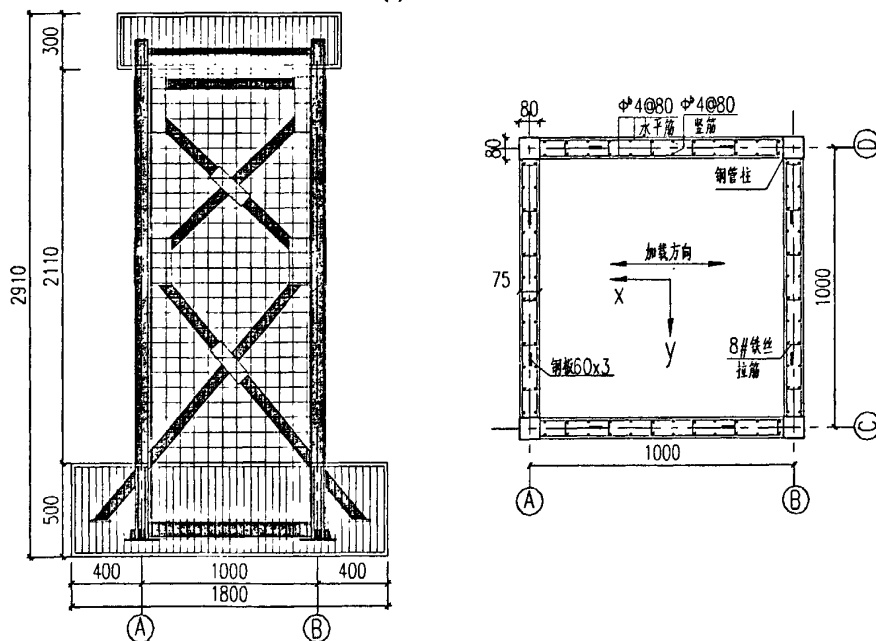


图 2-1 模板图

Fig. 2-1 Moulding board diagram



(a) CTG-1 配筋图

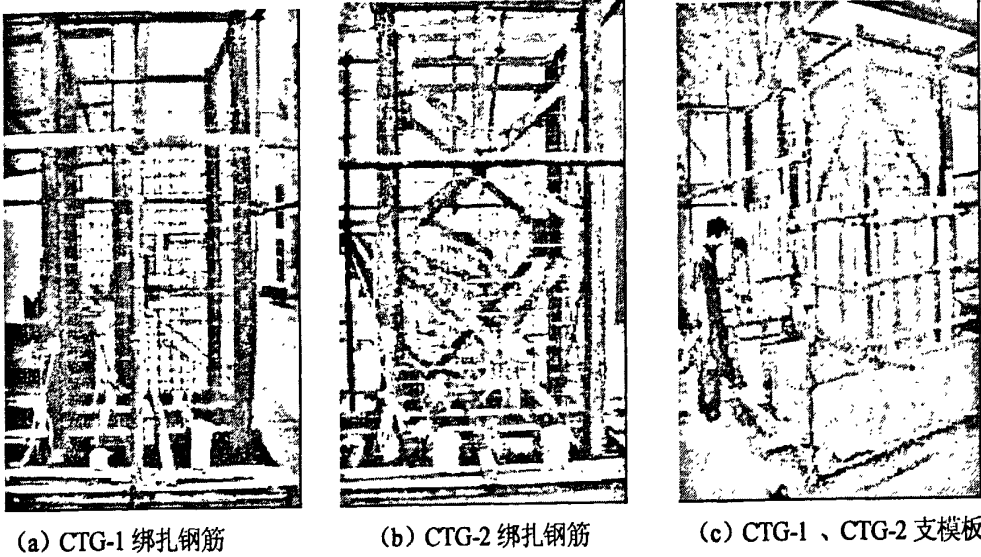


(b) CTG-2 配筋图

图 2-2 试件配筋图及配钢图

Fig.2-2 Steel bar and steel details of models

两个核心筒模型的钢筋、型钢配置及构造参考了高层规程<sup>[73]</sup>和型钢混凝土技术规程<sup>[74]</sup>确定,试件钢结构由宝和源钢构件加工厂加工,试验模型在北京工业大学实验室外绑扎钢筋、支模板、现浇混凝土而成,同时预留混凝土试块,试件和试块在同等条件下自然养护。制作过程部分照片见图 2-3。



(a) CTG-1 绑扎钢筋

(b) CTG-2 绑扎钢筋

(c) CTG-1、CTG-2 支模板

图 2-3 试件制作照片

Fig.2-3 Picture of making of models

## 2.2 加载方案及测试内容

### 2.2.1 加载装置

加载装置示意图见图 2-4。加载装置包括竖向加载系统和水平加载系统，竖向力通过加载门式刚架和竖向千斤顶施加，水平力通过水平拉压千斤顶施加。千斤顶通过油压控制系统施加力。基础通过地锚螺栓与试验台座锚固。数据采集有关测点的位移、荷载、应变由计算机控制采集。

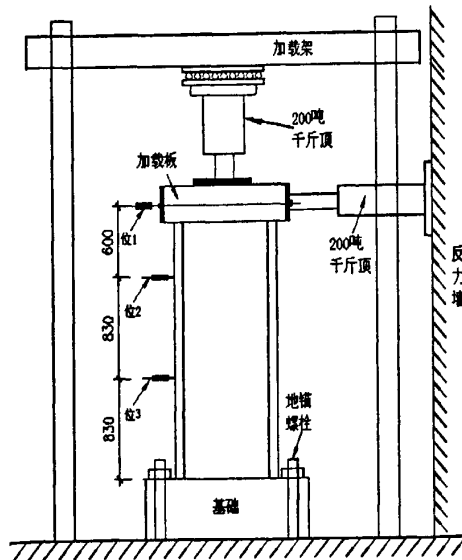


图 2-4 加载示意图

Fig. 2-4 Test setup

### 2.2.2 加载制度

该试验在北京工业大学结构实验室进行，加载方式为低周反复荷载。在施加水

平荷载前先施加竖向力至 1320kN，并保持其在试验过程不变，以确保核心筒的轴压比恒定。水平力通过 200 吨拉压千斤顶施加，拉为正，压为负，加载点位于距基础顶面 2260mm 高度处的加载板中间位置，试验过程中，弹性阶段采用荷载控制加载，当出现明显的非线性趋势后改为位移控制加载。当核心筒承载力下降到 85%极限承载力后继续加载，直至核心筒严重破坏为止，以测试其破坏后期性能。

### 2.2.3 主要测试内容及测点布置

#### 1. 位移量测

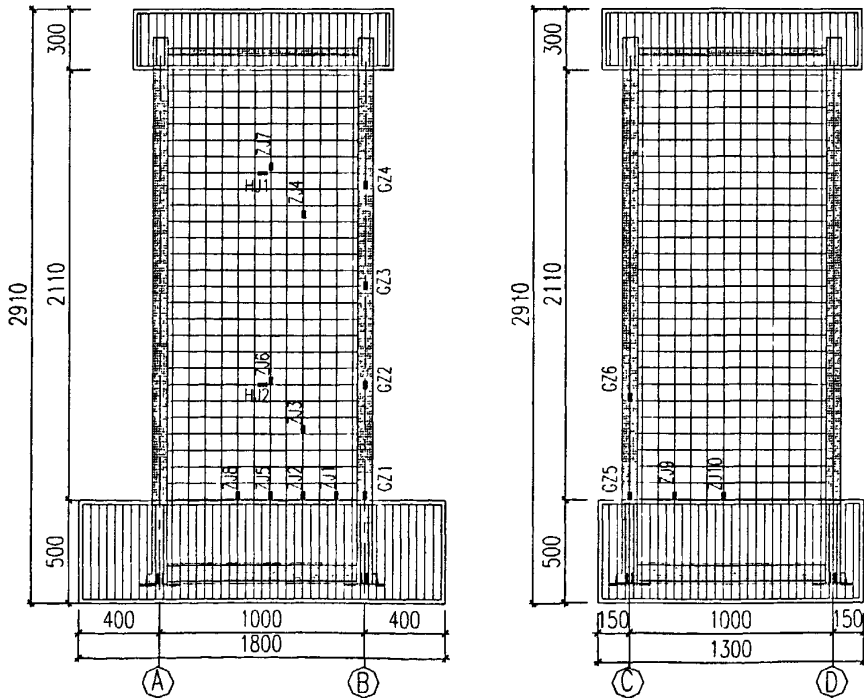
分别在距离基础顶面 830mm、1660mm、2260mm 高度处布置了位移计，接 IMP 应变数据采集系统测试核心筒的水平位移。如图 2-4 所示“位 1、位 2、位 3”，其分别对应后文中“ $U_1$ 、 $U_2$ 、 $U_3$ ”。在基础侧面 400mm 高处布置百分表接 IMP 应变数据采集系统测得基础滑移值。水平荷载传感器接 IMP 数据采集系统测得水平荷载值。竖向荷载传感器接 IMP 数据采集系统测得竖向荷载值。

#### 2. 应变测点布置

量测的应变有：钢管应变 (GZi)，内藏桁架的斜撑应变 (XCi)，墙体水平钢筋应变 (HJi)，墙体竖向钢筋应变 (ZJi)。应变测点布置见图 2-5 所示。

#### 3. 裂缝绘制

人工绘制裂缝，在加载过程中，随时记录下裂缝的发生、发展情况及裂缝宽度，裂缝微小时采用裂缝观测仪测量裂缝的宽度，在绘制裂缝时用铅笔在旁边描出裂缝形状，记录下加载的循环数及其荷载值。



(a)CTG-1

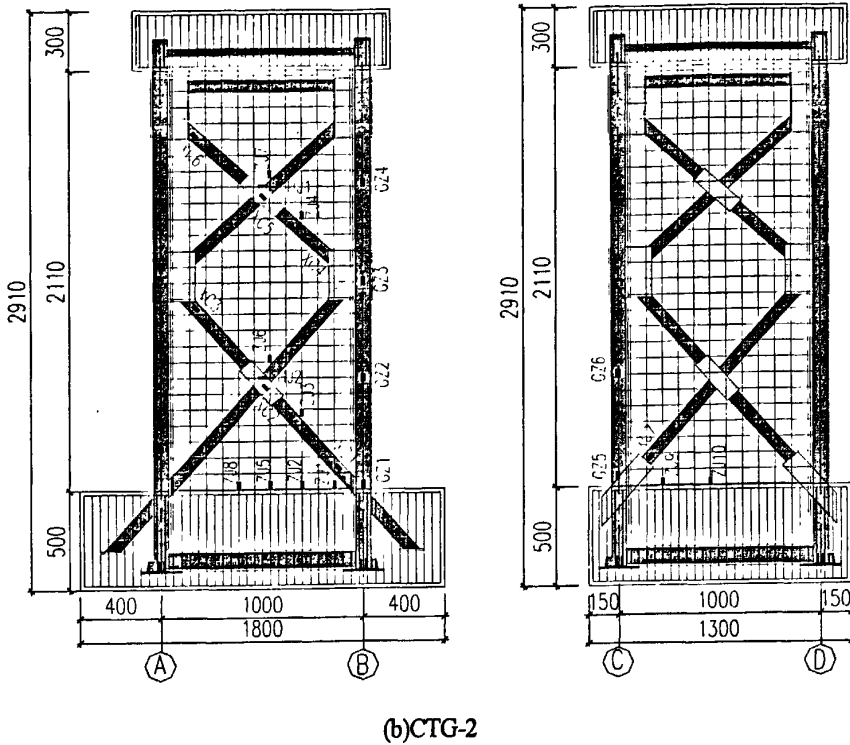


图 2-5 应变片分布图

Fig. 2-5 Arrangement of strain gauges

## 2.3 试验结果及分析

### 2.3.1 承载力实测值及分析

试验所得 CTG-1 和 CTG-2 的开裂荷载、明显屈服荷载、极限荷载的实测值列于表 2-2。表中： $F_c$  为试件加载首次开裂荷载； $F_y$  为试件明显屈服荷载； $F_u$  为试件极限荷载； $\mu_{yu} = F_y/F_u$  为屈强比。

表 2-2 各核心筒的开裂荷载、明显屈服荷载、极限荷载实测值  
Table 2-2 Experimental results of cracking load, yield load and ultimate load

试件 编号	$F_c/kN$	$F_y/kN$			$F_u/kN$			$\mu_{yu}$	
		正向	负向	均值	正向	负向	均值	均值	相对值
CTG-1	168.19	341.72	383.02	362.37	619.80	622.10	620.95	0.58	1.0000
CTG-2	170.83	459.48	465.15	462.32	820.80	883.10	851.95	0.54	0.9310

由表 2-2 可见：

- (1) 试件 CTG-2 与试件 CTG-1 相比：开裂荷载提高了 1.57%，开裂荷载稍有提高；
- (2) 试件 CTG-2 与试件 CTG-1 相比：屈服荷载提高了 27.58%，极限荷载提高了 37.20%，这表明钢管混凝土边框柱与钢桁架共同工作性能更好，即可以使边框柱与墙体之间共同工作性能得到提高，使得屈服荷载和极限荷载提高；

(3) 试件 CTG-2 与试件 CTG-1 相比: 屈强比减小了 6.90%, 说明试件 CTG-1 从明显屈服到极限荷载的发展过程更长, 也就是有约束的屈服段较长, 这对抗震是十分有利的。

### 2.3.2 刚度实测值及分析

试件的刚度与应力水平和反复次数有关, 在加载过程中刚度为变值, 为了地震反应分析需要, 采用割线刚度代替切线刚度。试件的刚度实测值及各阶段刚度衰减系数见表 2-3。表中:  $\beta_{co} = K_c/K_o$ ,  $\beta_{yc} = K_y/K_c$ ,  $\beta_{yo} = K_y/K_o$ , 分别表示从初始弹性到开裂, 从开裂到明显屈服, 从初始弹性到明显屈服的刚度衰减系数。

表2-3 各核心筒刚度实测值及其衰减系数  
Table 2-3 Experimental results of stiffness and its attenuation coefficient

试件编号	$K_c$ (kN/mm)	$K_o$ (kN/mm)	$K_y$ (kN/mm)	$\beta_{co}$	$\beta_{yc}$	$\beta_{yo}$	$\beta_{yo}$ (相对值)
CTG-1	298.83	84.09	34.67	0.28	0.41	0.12	1.0000
CTG-2	302.10	117.94	56.61	0.39	0.48	0.19	1.5833

由表2-3分析可知:

(1) 钢管混凝土边框混凝土组合核心筒和钢管混凝土柱边框内藏钢桁架混凝土组合核心筒的初始刚度非常接近。这两种不同组合核心筒的区别主要在于钢撑的设置上, 两个核心筒变化不大, 说明初始刚度主要由混凝土强度及试件尺寸决定刚度。

(2) 钢管混凝土边框内藏钢桁架组合核心筒的屈服刚度比钢管混凝土边框混凝土组合核心筒有所提高。说明钢桁架的存在, 约束了筒体墙肢裂缝的开展, 使筒体刚度衰减速度变慢, 试验过程表明, 由于加设了钢桁架, 结构后期的刚度和性能相对稳定, 这对抗震有利。

(3) 试件CTG-2的 $\beta_{yo}$ 比试件CTG-1提高了58.33%, 说明CTG-2刚度衰减速度变慢, 从而使得结构后期的刚度较稳定, 这对抗震有利。

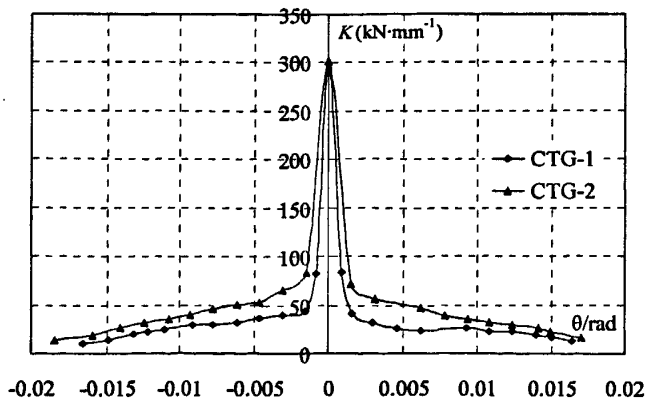


图 2-6 “刚度—位移角”关系曲线图  
Fig. 2-6 Curves of “stiffness-displacement shift”

图2-6为两个核心筒的刚度 $K$ 随位移角 $\theta$ 增大而衰减的实测曲线。试验全过程表



明：钢管混凝土边框内藏钢桁架组合核心筒要比钢管混凝土边框组合核心筒退化慢。两个试件的刚度 $K$ 随位移角 $\theta$ 的增大而减小，其衰减过程可分为三个阶段：刚度速降阶段、刚度次速降阶段、刚度缓降阶段。刚度速降阶段为核心筒微裂缝发展到肉眼可见的裂缝阶段；刚度次速降阶段为明显开裂到明显屈服阶段；刚度缓降阶段为明显屈服到最大弹塑性变形阶段。可以看出由于加设了钢桁架，内藏钢桁架混凝土组合核心筒刚度衰减明显减慢，结构后期的刚度和性能相对于钢管混凝土边框普通组合核心筒性能稳定，这对抗震有利。

### 2.3.3 延性性能分析

试验所得CTG-1和CTG-2的位移及延性系数实测值见表2-4。表中位移为核心筒顶部与水平加载点同一高度处的水平位移 $U_1$ 。其中： $U_y$ 为与 $F_y$ 对应的屈服位移； $U_d$ 为与 $F_d$ 对应的位移； $U_d$ 为弹塑性最大位移，其值为极限荷载下降至85%时对应的位移； $\mu = U_d/U_y$ 为核心筒的延性系数，式中 $U_y$ 和 $U_d$ 均取正负两向实测位移的均值，为极限荷载对应的位移角； $\theta_d = U_d/H$  ( $H=2260\text{mm}$ )，为最大弹塑性位移角。

表2-4 各核心筒位移及延性系数实测值  
Table 2-4 Experimental results of displacement and ductility coefficient

试件 编号	位置	$U_y/\text{mm}$			$U_d/\text{mm}$			$\theta_d$	$\mu$	$\mu$ 相对值
		正向	负向	均值	正向	负向	均值			
CTG-1	$U_1$	10.52	10.37	10.45	35.31	32.09	33.69	1/67	3.22	1.0000
CTG-2	$U_1$	8.81	8.53	8.67	36.50	35.43	35.96	1/63	4.14	1.2857

分析表2-4可知：

(1) 试件CTG-2与试件CTG-1相比：其明显屈服位移减小了17.03%，与极限荷载对应的位移增大了8.24%，说明钢管混凝土边框内藏钢桁架核心筒比钢管混凝土边框普通组合混凝土核心筒从屈服位移到极限位移的过程较长，抗震性能较好；

(2) 试件CTG-2与试件CTG-1相比：其弹塑性最大位移增大了6.74%，其延性系数提高了28.57%，说明钢管混凝土边框内藏钢桁架组合核心筒要比钢管混凝土边框组合核心筒弹塑性变形能力强，具有更好的延性性能。

### 2.3.4 滞回特性分析

图2-7~图2-9为试件CTG-1和试件CTG-2的“水平力 $F$ —顶层水平位移 $U_1$ ”；“水平力 $F$ —中间层水平位移 $U_2$ ”；“水平力 $F$ —底层水平位移 $U_3$ ”的滞回曲线。其中 $U_1$ 为2260mm高度顶层位移， $U_2$ 为1660mm高度中间顶层位移， $U_3$ 为830mm高度底层位移。

由图2-7~图2-9可见：核心筒CTG-2的滞回环比CTG-1的滞回环饱满，承载力高，抗震耗能能力强。滞回环所包含面积的积累反映了结构弹塑性耗能的大小，滞回环

越饱满，结构的耗能能力越强。

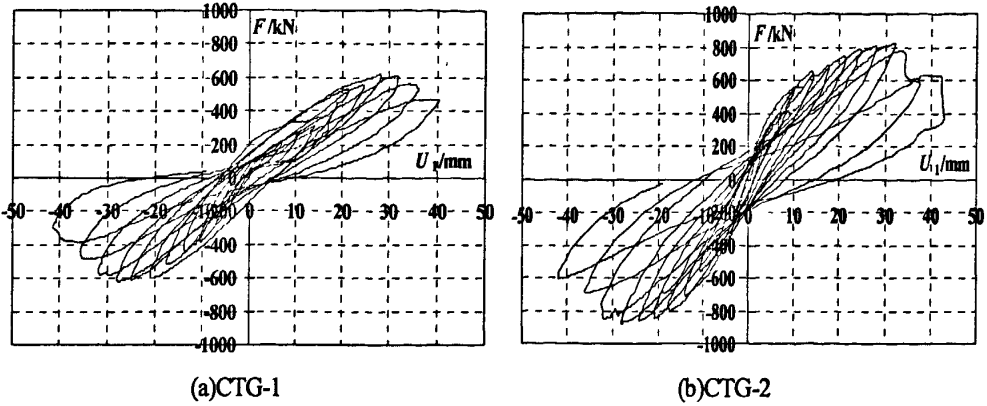


图2-7 “水平力 $F$ —顶层水平位移 $U_1$ ”滞回曲线  
Fig.2-7 Hysteretic curve of specimen about  $F$  and  $U_1$

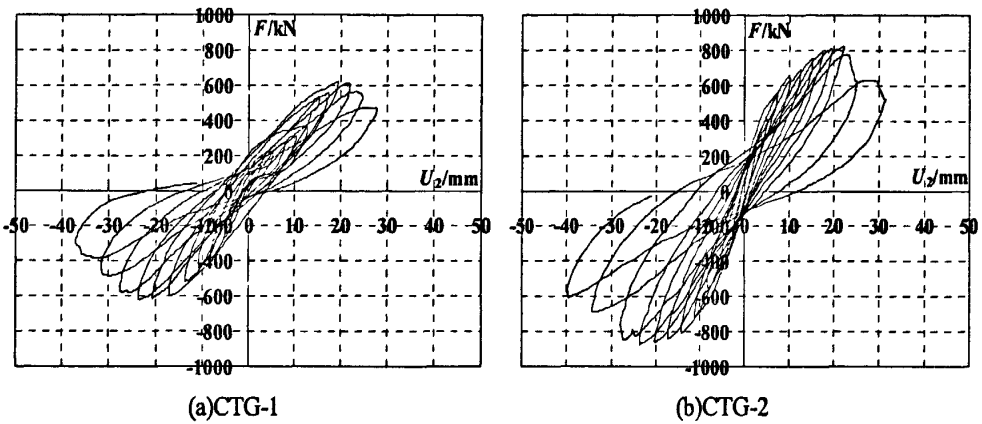


图2-8 “水平力 $F$ —中间层水平位移 $U_2$ ”滞回曲线  
Fig.2-8 Hysteretic curve of specimen about  $F$  and  $U_2$

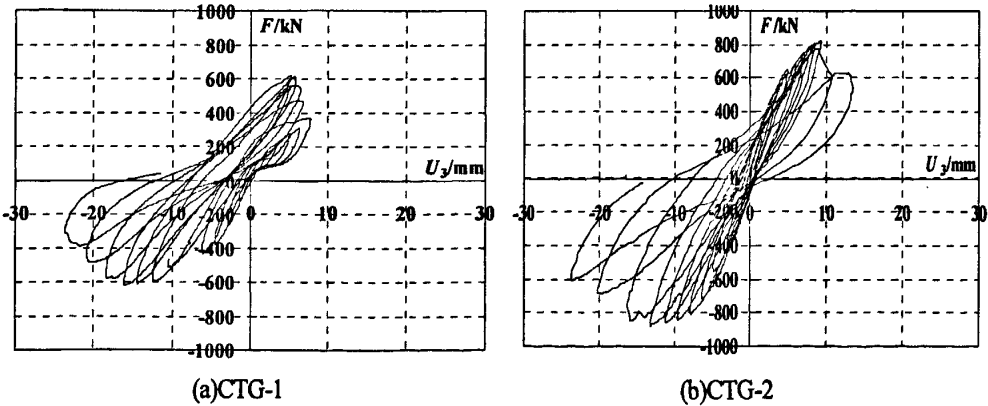


图2-9 “水平力 $F$ —水平位移 $U_3$ ”滞回曲线  
Fig.2-9 Hysteretic curve of specimen about  $F$  and  $U_3$

### 2.3.5 耗能能力分析

由于两个试件的加载历程不尽相同，这里取骨架曲线在第一象限和第三象限所包含的面积作为试件比较耗能能力的1个指标，其相应各试件的实测耗能值见表2-5。CTG-2与CTG-1相比，CTG-2的耗能能力提高了52.53%，说明墙体中内藏钢桁架提高

了组合筒体的耗能能力。

表 2-5 各核心筒耗能实测值

Table 2-5 Experimental results of energy dissipation

试件编号	耗能 $E_p$ (kN·mm)	耗能 $E_p$ (相对值)
CTG-1	31934.08	1.0000
CTG-2	48708.00	1.5253

### 2.3.6 骨架曲线分析

实测所得试件CTG-1与CTG-2的“水平力 $F$ —顶部水平位移 $U_1$ ”滞回曲线的骨架曲线见图2-10。

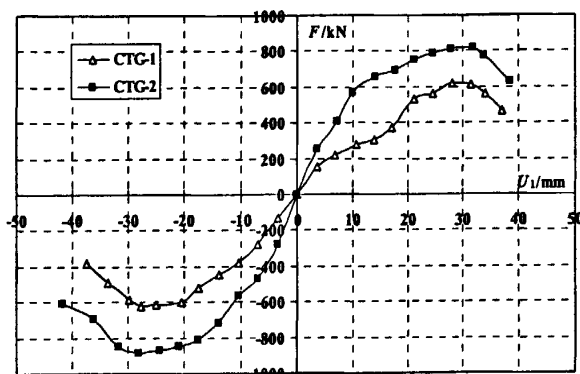


图2-10 顶层骨架曲线

Fig.2-10 Skeleton curve of specimen about  $F$  and  $U_1$

由图2-10可见:

(1) 当CTG-1、CTG-2的骨架曲线与普通混凝土核心筒的骨架曲线有所差别, 明显出现了几个拐点, 加载至屈服点之后, 其变形又经历了弹塑性位移发展较快段、承载力强化上升段、承载力短暂稳定发展后下降段三个阶段, 分析其原因: 墙体开裂后, 钢管混凝土边框柱与混凝土墙体的连接处混凝土也出现了开裂现象, 随着反复荷载的加大和反复荷载作用次数的增多, 该连接处混凝土性能逐步退化, 当剪力墙水平钢筋弯折段与焊接点过渡区逐步拉直, 此阶段核心筒的弹塑性位移发展较快; 之后剪力墙的水平钢筋的端部弯折段与边框钢管的焊接部分开始充分发挥作用, 核心筒的承载力出现较快的提升强化段; 当边框钢管与水平钢筋的焊缝处出现个别钢筋受拉颈缩和拉断后, 此过程中骨架曲线出现了短暂稳定发展后承载力下降现象。

(2) CTG-2与CTG-1相比, 其骨架曲线的弹塑性变形段较长, 有较高的承载力和较好的延性, 有较强的弹塑性耗能能力。

## 2.4 破坏特征分析

### 2.4.1 CTG-1 破坏过程

CTG-1 裂缝破坏图见图 2-11, 其中: Y 面和-Y 面为与加载方向平行的两个面, X 面和-X 面为与加载方向垂直的两个面。

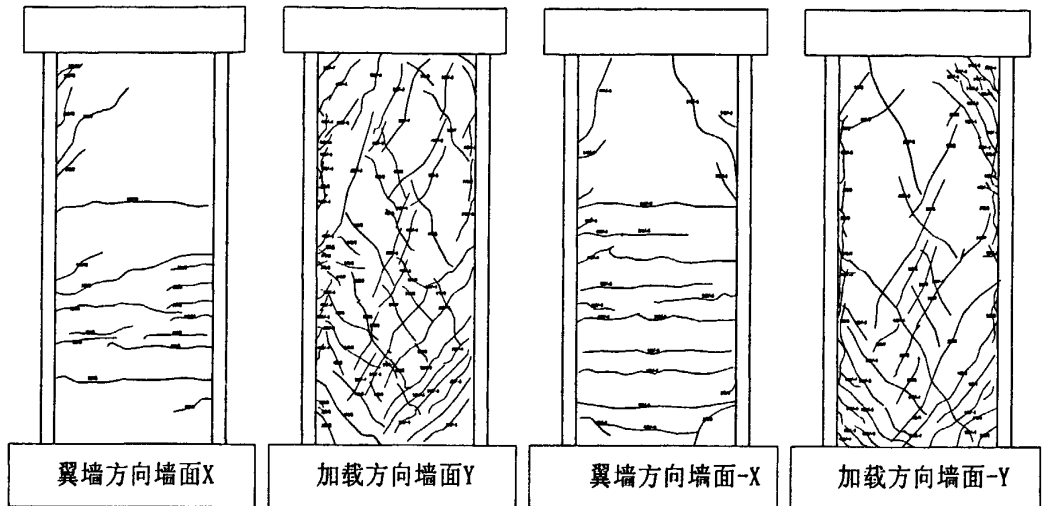


图 2-11 CTG-1 破坏裂缝图

Fig.2-11 Crack Patterns at failure of CTG-1

(1) 第一循环正向加载: 荷载达到 168kN 时+Y 面左上角出现第一条斜裂缝, 一直延伸到柱边。

(2) 第二循环正向加载: 荷载达到 218kN 时, +Y 面左上角出现一条从柱边沿伸出来的裂缝, 裂缝长 5cm。第二循环负向加载时: 1/2 高度从柱边有 3 条很短的小裂缝从柱边延伸出来, 长度约 2cm~3cm。

(3) 第三循环正向加载: -Y 面左下柱脚距根部 15cm 处出现一条呈 45° 斜向下延伸的裂缝, 一直延伸至墙体根部。+Y 面相应的位置出现同样一条 45 度斜向左下延伸的裂缝。

第三循环负向加载: -Y 面左上角和右下角同时出现 6 条长裂缝, 裂缝角度在 45°~60° 之间。+X 面墙体上距根部 10cm 处出现连通的水平裂缝。

(4) 第四循环正向加载: 钢管柱和墙肢交缝处相继出现许多小的裂缝, 斜向裂缝向墙体上延伸, 有的竖向裂缝沿着柱边向上或向下延伸。墙体上继续出现新的较长的裂缝, 裂缝的开展角度仍为 45°~60° 左右。

第四循环负向加载: 墙体下 1/2 处出现与上一循环方向相反的裂缝, 并形成大的“X”型裂缝。裂缝交点在距基础表面 40cm 处。两条裂缝上端点一直延伸至 1/2 高度的柱边处。荷载达 340kN 时, +X 面距柱根部 35cm 处出现一条水平贯通的裂缝。荷载达 440kN 时, 距根部 65cm 又出现一条水平的通缝。

(5) 第五循环正向加载: 柱边与墙交缝处继续出现新的小裂缝, 裂缝与之前出现

的裂缝相交，在柱边形成小的“x”形。墙体上的原有的裂缝在此循环有所延伸，也有新的裂缝继续开展，且新开展的裂缝仍然比较突然比较长的裂缝。裂缝与原有的斜裂缝相平行。裂缝间的间距大约有10cm。

第五循环负向加载：柱边交缝处的裂缝继续开展，有的裂缝延伸至首尾相连接。墙体上的裂缝继续开展。

(6) 第六循环加载：+Y 面的角部出现多条相平行的斜裂缝。柱边交缝处裂缝继续开展。并有的裂缝向墙体上延伸。墙体上部也出现大的“X”型交叉裂缝，裂缝交点于距顶部1/4 墙高的位置上。

(7) 第七循环~第八循环加载：柱边的裂缝贯通成一条竖向的破坏带。混凝土开始起皮掉渣。随着荷载的增加，墙体上除了在原有裂缝基础上缝宽继续增大，还出现了多条交叉的斜裂缝。下部较密，上部相对稀疏。墙与柱交缝处的混凝土脱落，且缝较宽，在间部位破坏最为严重。

(8) 第九循环向加载：-Y 面左下角混凝土被压碎迹象，混凝土起皮。但是没有脱落。墙体上的裂缝宽度增加，基本不再出现新的裂缝。墙柱交线处的破坏已经较为严重，与柱焊接处钢筋的钢筋露出。

(9) 第十循环正向加载：-Y 面左下角混凝土压溃，墙脚的混凝土脱落。+Y 面距根部距墙体20cm 左右的位置混凝土脱落，内部钢筋露出，钢筋压屈，形成鼓包。

(10) 第十一~十二循环正向加载：墙体角部混凝土不断脱落，钢筋压屈，墙肢与柱间形成通缝。墙体上部角部开展成多条裂缝。试验终止。

## 2.4.2 CTG-2 破坏过程

CTG-2 裂缝破坏图见图 2-12，其中：Y 面和-Y 面为与加载方向平行的两个面，X 面和-X 面为与加载方向垂直面。

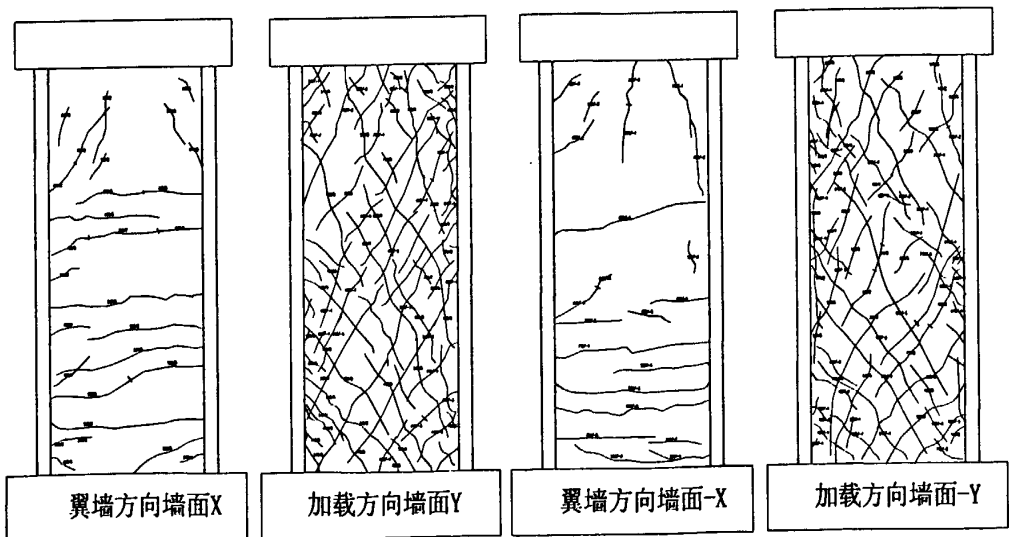


图 2-12 CTG-2 破坏裂缝图  
Fig.2-12 Crack Patterns at failure of CTG-2

(1) 第一循环正向加载: 荷载达到 170kN 时 -Y 面右上角出现第一条斜裂缝。裂缝长约 20cm。

(2) 第二循环正向加载: 荷载达到 380kN 时, 在第一循环出现的裂缝基础上裂缝继续向下延伸。+Y 面出现一条高 120cm 高的斜裂缝, 贯穿整个墙体, 一直延伸至柱边。-Y 面和 +Y 面墙体上角部也出现了斜裂缝, 但是裂缝长度均不是很长。

第二循环负向加载: 荷载达到 460kN 时, +Y 面中部出现交叉的斜裂缝, 交点在 1/4 高度位置处。

(3) 第三循环正向加载: -Y 面左下柱脚根部出现五条呈  $45^\circ$  斜向下延伸的裂缝, 一直延伸至墙体根部。+Y 面相应的位置出现同样一条  $45^\circ$  斜向左下延伸的裂缝。-Y 面墙肢上部也出现一条斜向下的长裂缝, 墙上已经出现了几组相交的斜裂缝。分布在下半部分墙上。

第三循环负向加载: +X 面根部出现三条水平通长的裂缝。-

(4) 第四循环~第五循环加载: 主要是墙体上斜裂缝的开展, 且裂缝较长。在荷载不断增加的过程中, 裂缝部断延伸。短的裂缝和新开展的裂缝有连通现象。成多个交叉的“X”型裂缝并分布于整个墙体上。垂直于加载面的裂缝相继开展, 且贯通整个墙面。一直延伸至柱边。

(5) 第六循环正向加载: 墙体裂缝宽度不断增加, 尤其墙体下部裂缝的宽度较宽, 柱边与墙交缝处继续出现新的裂缝, 并向墙肢上延伸。与 CTG-1 不同的是墙与钢管交缝处没有出现较多的小裂缝。

第六循环负向加载: 墙体上仍有新的裂缝的开展, 墙和柱边斜缝从下向上开始贯通, 并有一些起皮现象。尤其是 +Y 面较为严重。墙上半部分裂缝开展很均匀。

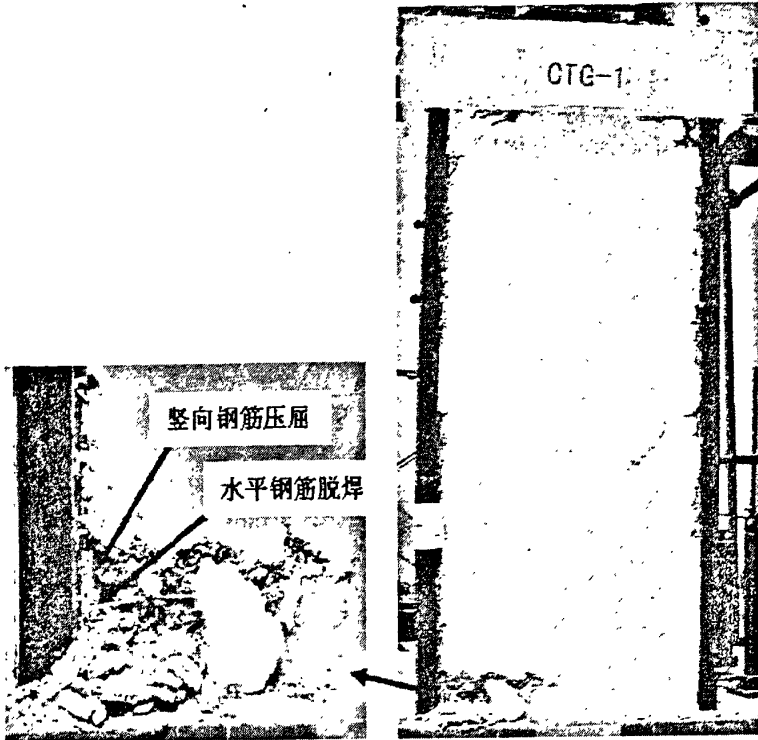
(6) 第七循环~第八循环加载: +Y 面柱边的裂缝贯通成一条竖向的破坏带。-Y 面混凝土的破坏较轻, 但是也开始起皮。

(7) 第九循环向加载: 墙体上基本上不再出现新的裂缝, -Y 面上的破坏比较严重的地方就是下 1/2 高度以下柱边缝 (距柱边 2cm 左右) 处的混凝土起皮现象比较严重。

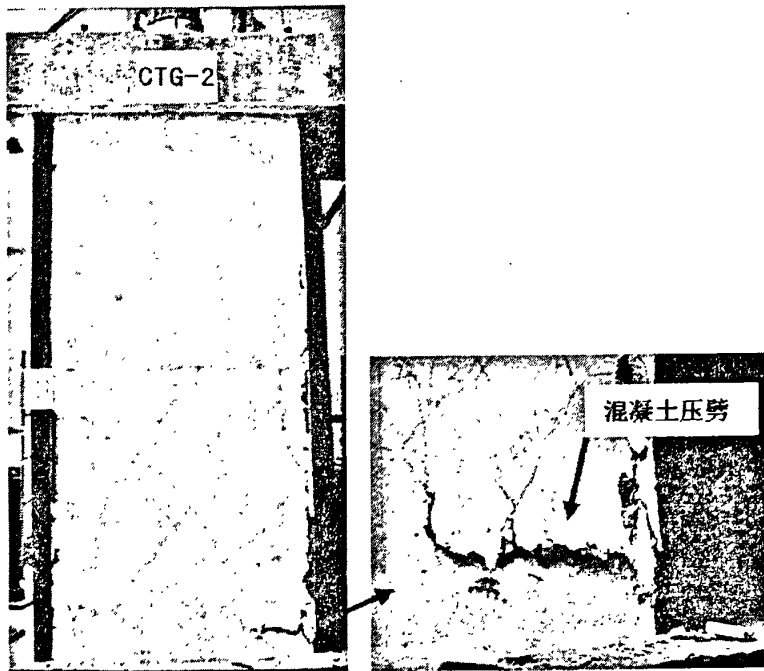
第九循环负向加载: +Y 面右下角混凝土被压酥。

(8) 第十、十一循环加载时, -Y 面左下角和右下角均出现混凝土压碎现象。垂直加载面根部混凝土有些起皮现象, 钢管柱有略微的鼓起。

### 2.4.3 CTG-1 与 CTG-2 破坏比较



(a) 核心筒CTG-1



(b) 核心筒 CTG-2

图 2-13 破坏形态

Fig.2-13 Mode of Failure for Core Walls Specimens

CTG-1 与 CTG-2 的最终破坏形态如图 2-13 所示。

(1) 试件 CTG-1。在水平加载方向的墙体上：其墙体整体裂缝分布均匀且分布区域较广，其斜裂缝出现较早，墙体下部裂缝较上部裂缝多，边框钢管与墙体水平钢

筋连接处混凝土逐步脱落后并出现了最大 5mm 的相对错动,这是图 2-10 中骨架曲线上出现弹塑性位移发展较快段的主要原因;随着反复荷载的继续,边框钢管与墙体水平钢筋弯折段焊接处先拉直、再拉断,随后竖向钢筋也出现拉断现象,这是图 2-10 中骨架曲线上出现承载力强化上升段、承载力短暂稳定发展后下降的主要原因;最终核心筒墙体根部混凝土压碎脱落,内部钢筋露出,纵向钢筋屈曲而破坏。在与水平加载方向垂直的翼墙上:出现多条通长的水平裂缝,主要集中于下部墙体 1/2 范围内,除根部有轻微的混凝土起皮脱落现象基本没有严重破坏,钢管柱没有明显的鼓包和撕裂现象。

(2) 试件 CTG-2。在水平加载方向的墙体上:其墙体上的裂缝分布均匀且分布区域较广,墙体破坏前裂缝呈相织较密的网格型,布满整个墙体,较 CTG-1 墙体上的裂缝细而多,这是其有着更好抗震耗能能力的重要表征;其最终墙体破坏是在核心筒角部位置,在与水平加载方向垂直的翼墙上:与 CTG-1 翼墙裂缝分布相似,出现多条通长的水平裂缝,主要集中于下部墙体 1/2 范围内,除根部有轻微的混凝土起皮现象外,其翼墙没有明显破坏,钢管柱没有明显的鼓包和撕裂现象。

(3) 两个试件的边框与核心筒混凝土墙体连接处破坏情况比较:CTG-1 钢管柱边框与墙体连接处,在加载初期就开始出现小的斜裂缝,反复加载过程中小的斜裂缝向墙体上延伸,并向上或下发展,最终从下至上贯通,混凝土开始脱落,脱落带宽有 20mm,与钢管壁上的钢板条焊接的水平钢筋露出;CTG-2 钢管柱边框与墙体连接处,在加载初期也开始出现裂缝,但是裂缝并没有象 CTG-1 交线处裂缝发展的快,墙体上的裂缝开展延伸至连接处,并随着墙体上的裂缝宽度的增加,交线处的裂缝宽度也不断增加,但是比 CTG-1 破坏要轻,裂缝没有从上至下贯通,下部裂缝开展比上部严重,中间有斜撑连接板处裂缝也很小,说明连接板对裂缝的发展起了一定的控制作用。

## 2.5 实测应变及分析

构件中钢筋、钢管及斜撑等的应变大小及变化规律反映了构件的受力状态和横截面应变分布情况。下面对其实测应变进行分析。钢筋应变大小及其变化规律反映了试件受力状态和横截面应变分布情况。钢筋屈服应变值见表 2-6。

表 2-6 钢筋及钢材屈服应变值  
Table 2-6 Yield strain value of reinforcing bars and steel

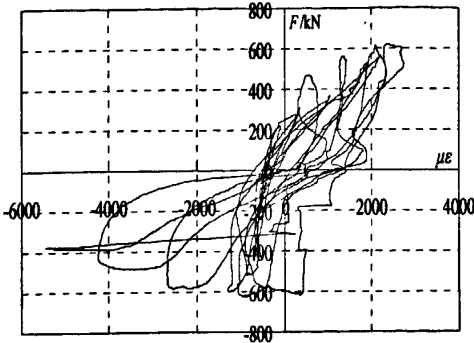
钢筋(钢材)规格	Φ4 冷拔钢筋	8#铁丝	3mm 厚钢板	3.5 mm 厚钢管
$\varepsilon$	$3353 \times 10^{-6}$	$1937 \times 10^{-6}$	$1791 \times 10^{-6}$	$1728 \times 10^{-6}$

### 2.5.1 CTG-1 钢筋和型钢应变

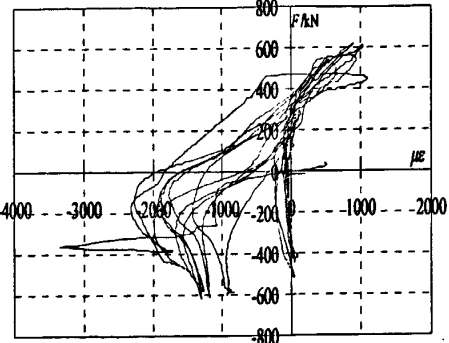
构件 CTG-1 布置了核心筒竖向钢筋应变(ZJi),核心筒水平钢筋应变(HJi),型钢柱应变(GZi)。核心筒竖向分布钢筋实测应变点有 10 个,分别为 ZJ1~ ZJ10,



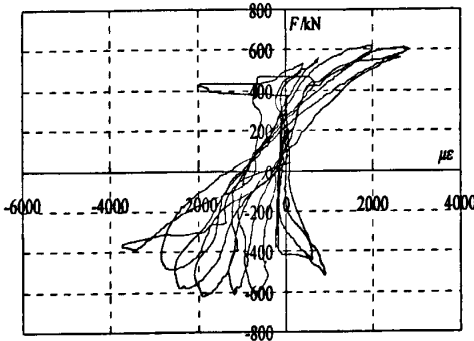
滞回曲线如图 2-14; 水平钢筋应变点有 2 个, 分别为 HJ1~HJ2, 滞回曲线如图 2-15;  
钢管柱应变测点有 6 个, 分别为 GZ1~GZ6, 滞回曲线如图 2-16。



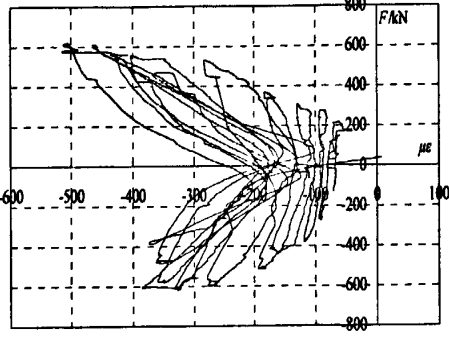
(a)ZJ1



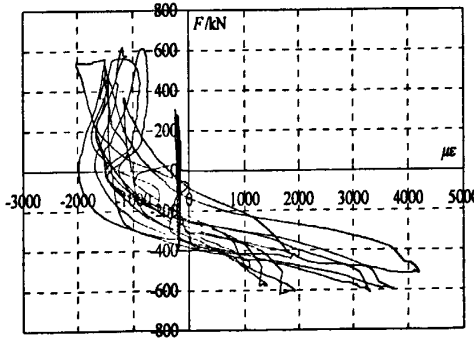
(b)ZJ2



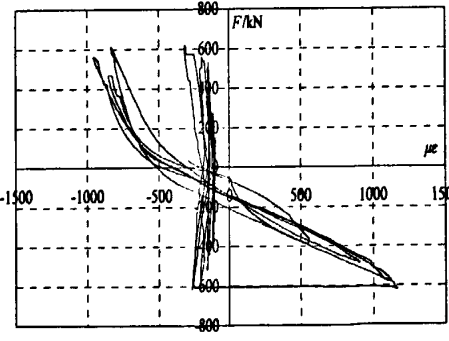
(c)ZJ3



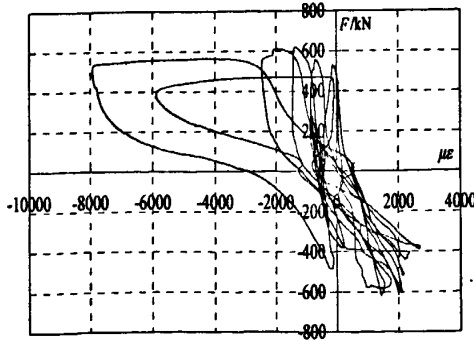
(d)ZJ4



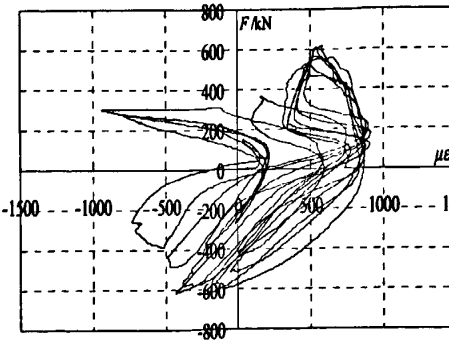
(e)ZJ6



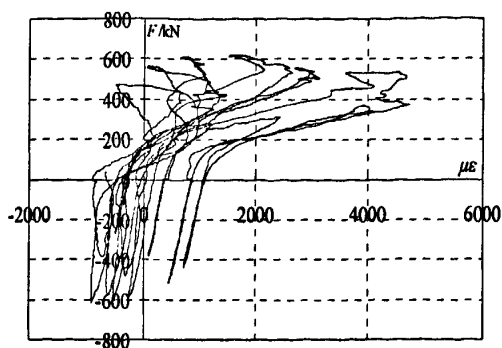
(f)ZJ7



(g)ZJ8



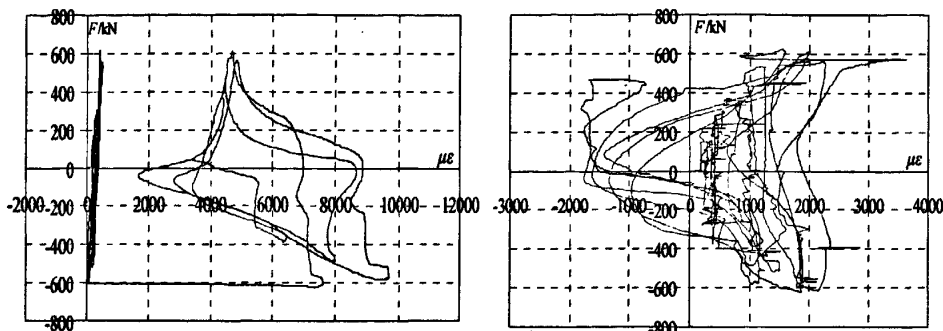
(h)ZJ9



(i)ZJ10

图 2-14 CTG-1 竖向分布钢筋“ $F-\epsilon$ ”滞回曲线图

Fig. 2-14 Load-strain Variation Curves for Longitudinal Bar Specimen CTG-1

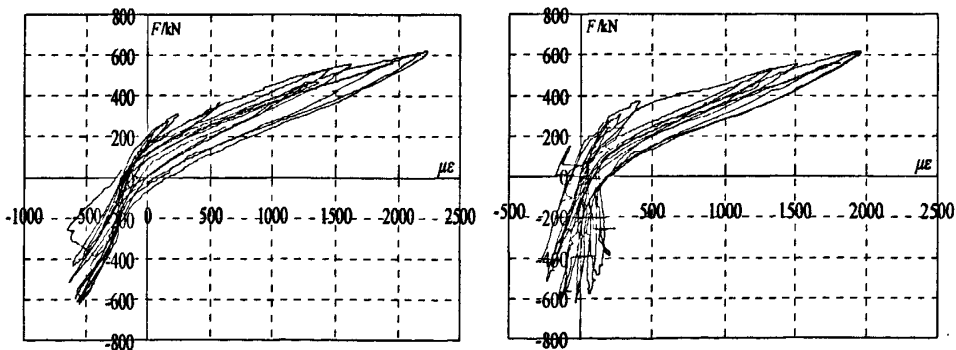


(a) HJ1

(b) HJ2

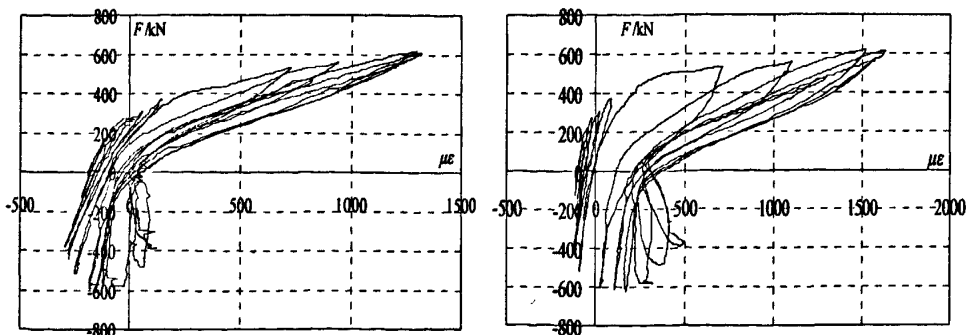
图 2-15 CTG-1 水平分布钢筋“ $F-\epsilon$ ”滞回曲线图

Fig. 2-15 Load-strain Variation Curves for Transverse Bar Specimen CTG-1



(a) GZ1

(b) GZ2



(c) GZ3

(d) GZ4

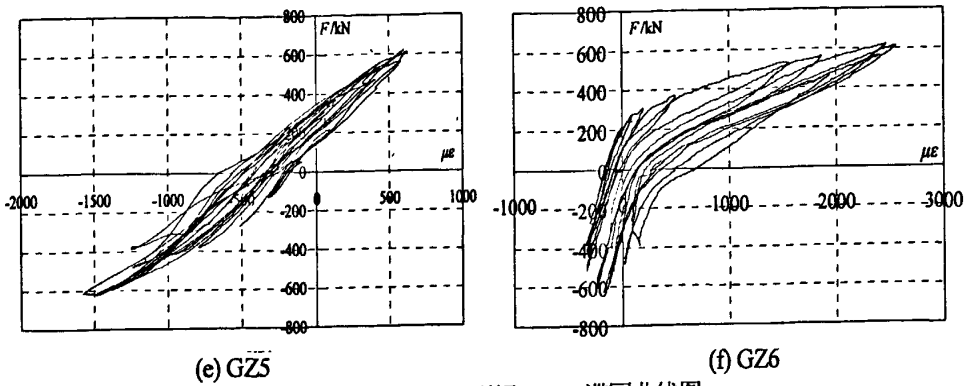
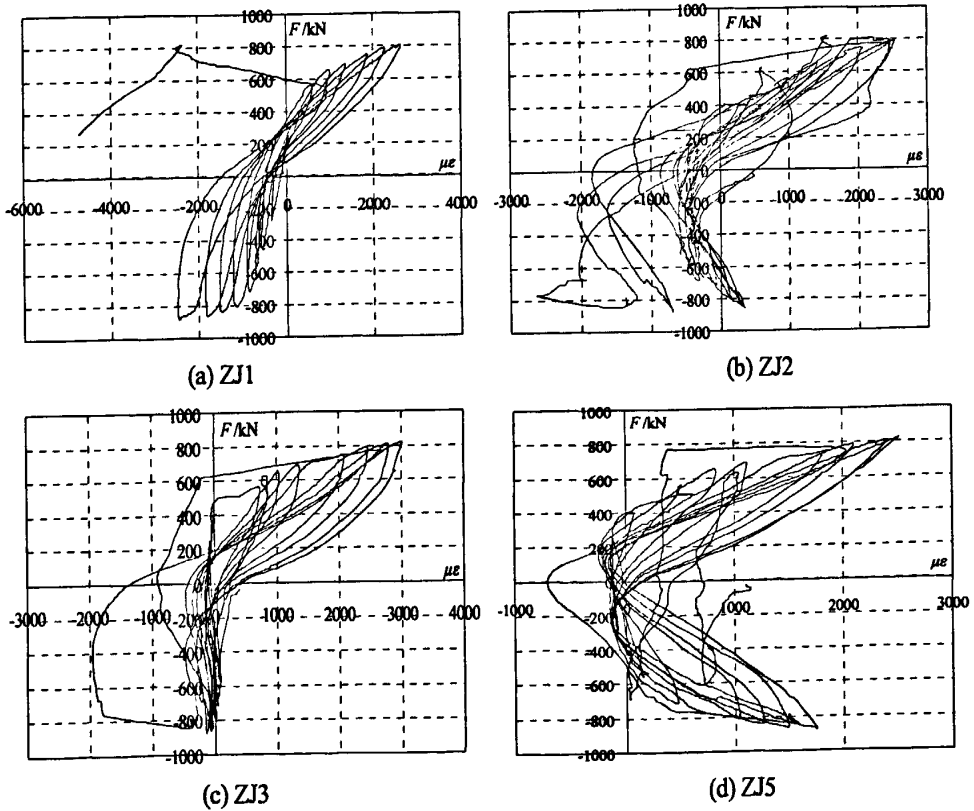


图 2-16 CTG-1 型钢“ $F-\epsilon$ ”滞回曲线图  
Fig. 2-16 Load-strain Variation Curves for Profiled Steel of Specimen CTG-1

### 2.5.2 CTG-2 钢筋和型钢应变

构件 CTG-2 布置了核心筒竖向钢筋应变 (ZJi), 核心筒水平钢筋应变 (HJi), 型钢柱应变 (GZi)。核心筒竖向分布钢筋实测应变点有 10 个, 分别为 ZJ1~ ZJ10, 滞回曲线如图 2-17; 水平钢筋应变点有 2 个, 分别为 HJ1~HJ2, 滞回曲线如图 2-18; 钢管柱应变测点有 6 个, 分别为 GZ1~ GZ6, 斜撑应变测点有 7 个, 分别为 XC1~ XC7, 滞回曲线如图 2-19。



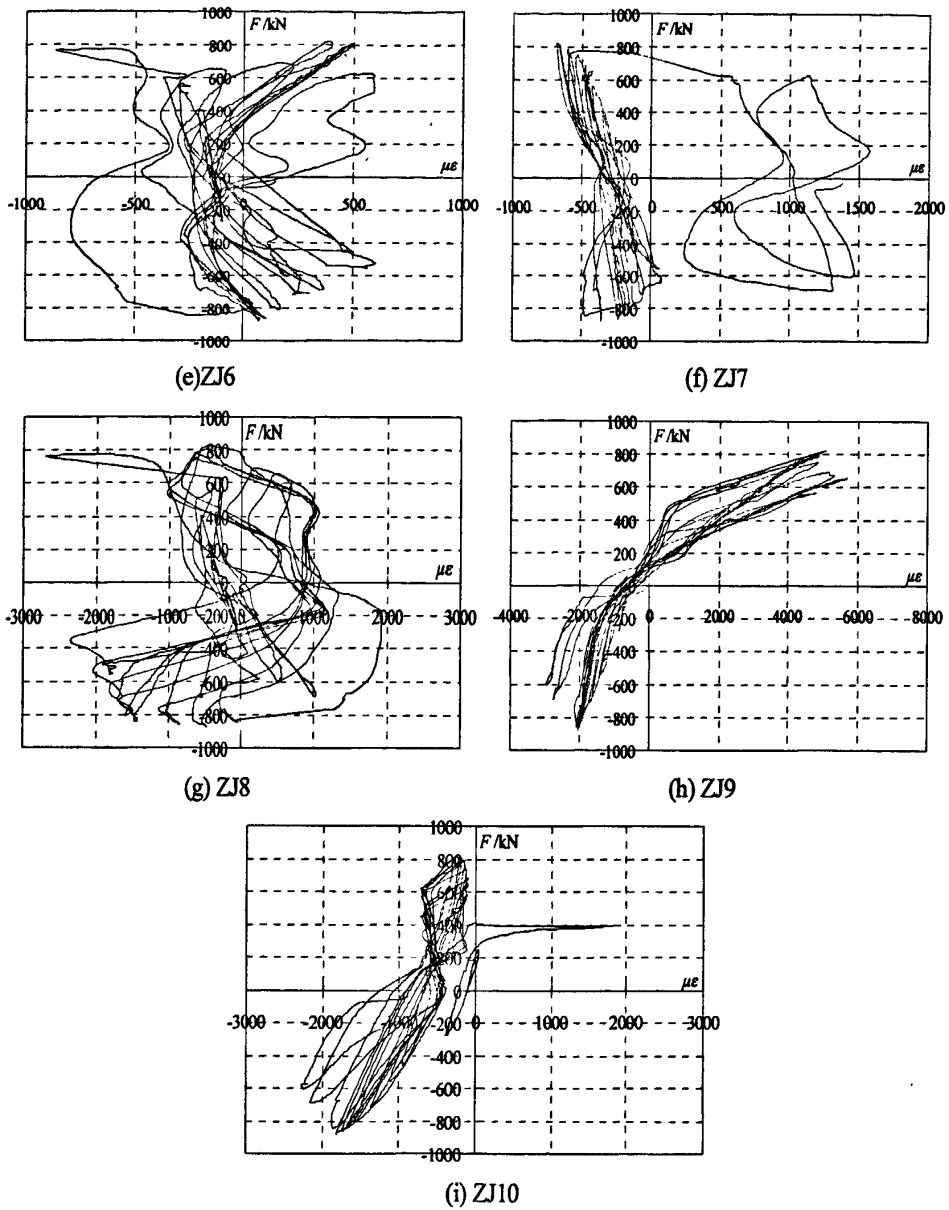


图 2-17 CTG-2 竖向分布钢筋“ $F-\epsilon$ ”滞回曲线图

Fig. 2-17 Load-strain Variation Curves for Longitudinal Bar Specimen CTG-2

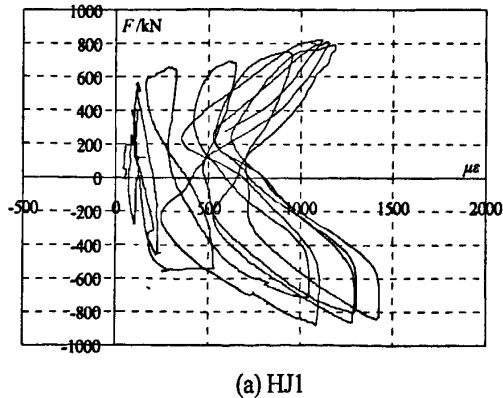
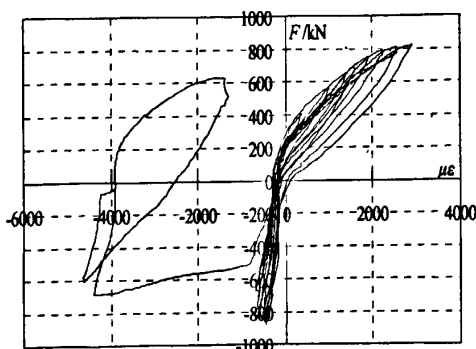
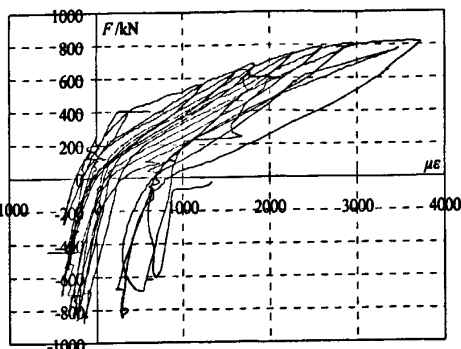


图 2-18 CTG-2 水平分布钢筋“ $F-\epsilon$ ”滞回曲线图

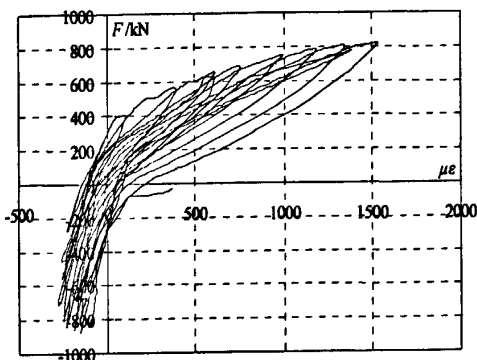
Fig. 2-18 Load-strain Variation Curves for Transverse Bar Specimen CTG-2



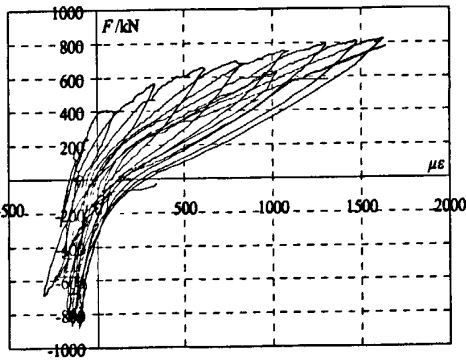
(a) GZ1



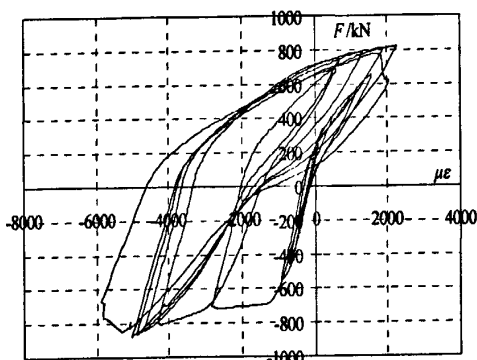
(b) GZ2



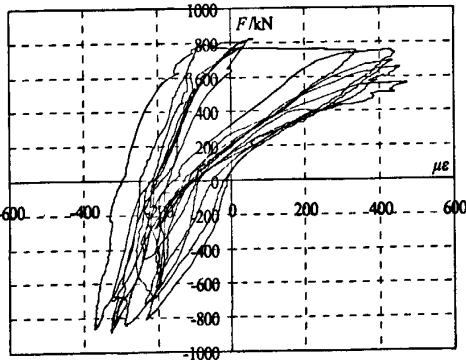
(c) GZ3



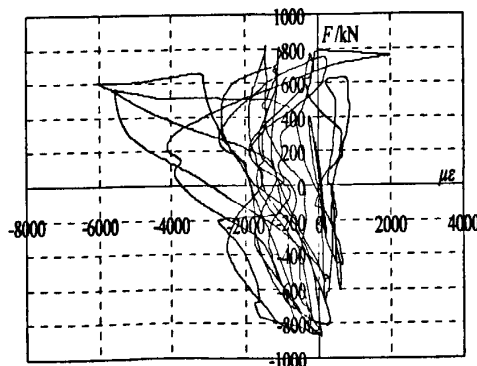
(d) GZ4



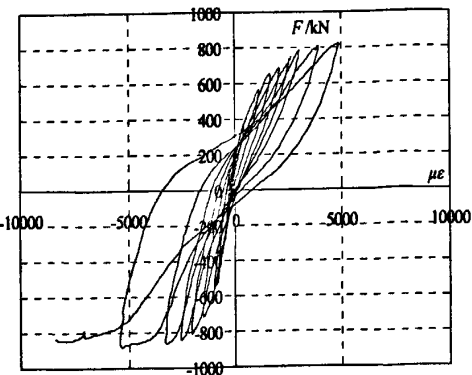
(e) GZ5



(f) GZ6



(g) XC1



(h) XC2

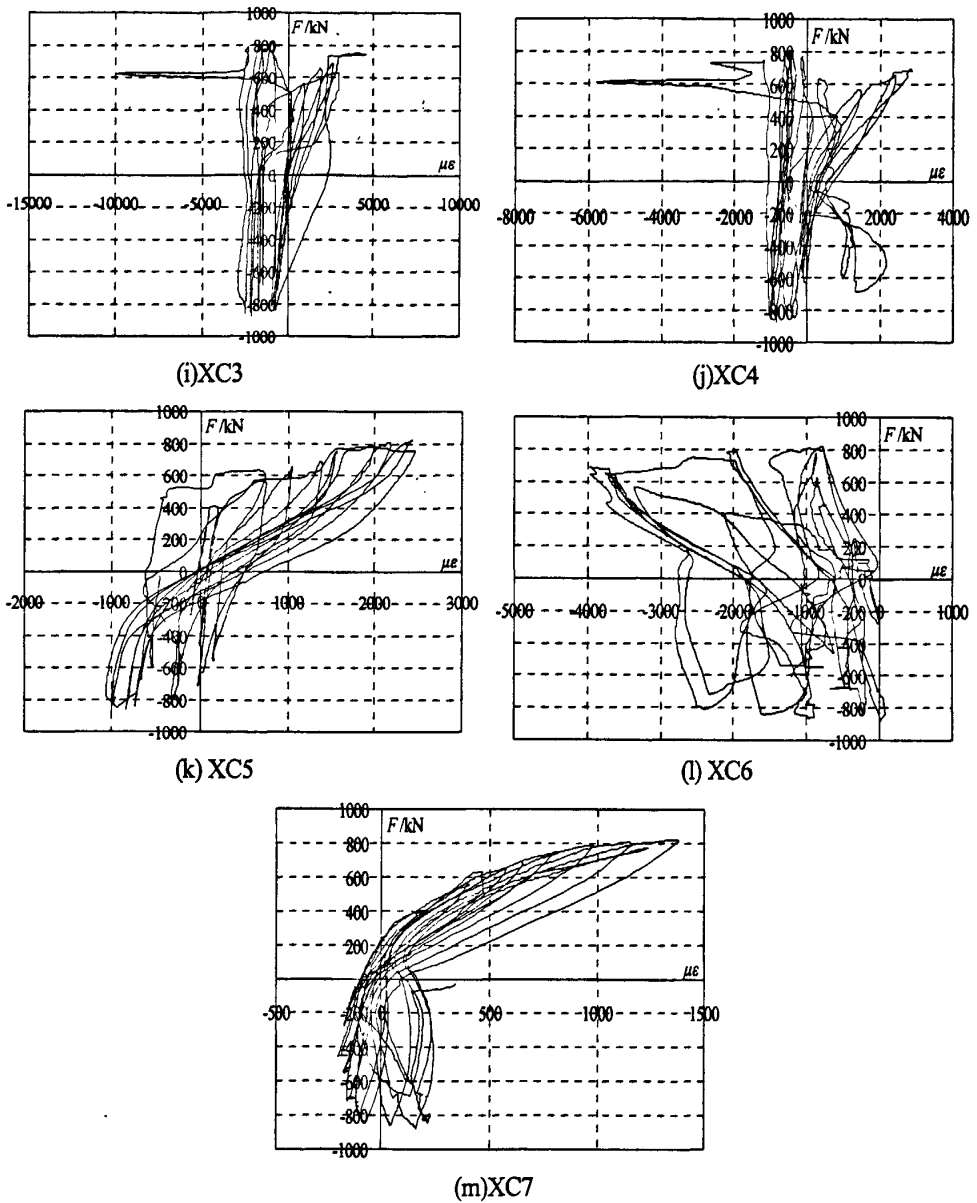


图 2-19 CTG-2 型钢“ $F-\epsilon$ ”滞回曲线图

Fig. 2-19 Load-strain Variation Curves for Profiled Steel of Specimen CTG-2

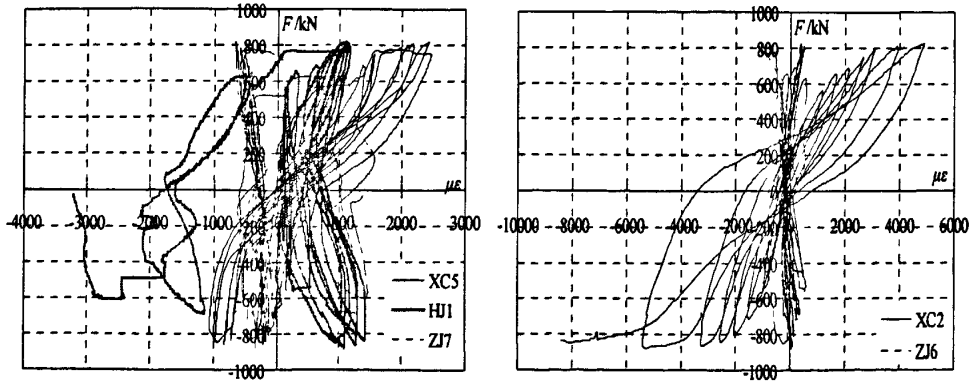


图 2-20 型钢与钢筋“ $F-\epsilon$ ”滞回曲线比较图

Fig. 2-20 Comparison Load-strain Variation Curves between Profiled Steel and Steel Bar

试验表明：在核心筒墙板中同一位置处，型钢斜撑应变速度明显快于水平及竖向分布钢筋应变的速度。这说明型钢斜撑作为墙内第一道防线，首先进入屈服并可充分发挥其抗力和耗能作用。其中CTG-2模型受剪腹板中央上部的型钢斜撑应变，相同位置分布钢筋应变 $\epsilon$ 随水平荷载 $F$ 变化的比较曲线见图 2-20(a)；受剪腹板中央下部的型钢斜撑应变，相同位置分布钢筋应变 $\epsilon$ 随水平荷载 $F$ 变化的比较曲线见图 2-20(b)；由图 2-20(a)、(b)可见，型钢斜撑作为第一道防线首先进入屈服，除其弹塑性变形可消耗能量外，更主要的是它有效地控制了斜裂缝的开展与分布，使整个核心筒耗能能力显著增强。

## 2.6 承载力计算

试验研究表明，本文研究的组合核心筒以弯曲破坏为主，属于大偏压情况。在受拉区，垂直水平加载方向的翼墙钢筋及型钢达到屈服时，平行于水平加载方向的腹板墙受拉区竖向分布钢筋也大部分达到屈服应力，由于在中和轴附近的竖向分布钢筋应力较小，计算时不予考虑。受拉区分布钢筋只计距受拉边缘 $h_w-1.5x$ 范围内的钢筋；计算受压区时，垂直水平加载方向的翼墙中受压钢筋及钢管柱均受压屈服，平行于水平加载方向的腹板墙受压竖向分布钢筋容易发生压屈现象，这部分压应力不予考虑<sup>[75]</sup>。

### 2.6.1 基本假设

- 1) 截面应变分布满足平截面假定；
- 2) 不考虑混凝土的抗拉强度；
- 3) 混凝土受压的应力—应变关系曲线按现行混凝土结构设计规范确定。
- 4) 钢筋的应力—应变关系为：屈服前保持线弹性关系，屈服后的应力值取屈服强度。
- 5) 考虑钢管混凝土对内部混凝土有约束作用，使得混凝土强度有所提高，引入混凝土强度提高系数 $\beta$ 。

### 2.6.2 计算承载力模型与公式

本文建立了钢管混凝土柱边框混凝土组合核心筒大偏心受压承载力计算模型见图 2-21。根据平截面假定，当 $x \leq \xi_b h_w$ 时，墙体为大偏心受压，相对界限受压区高度

$$\text{为: } \xi_b = \frac{0.8}{1 + \frac{f_y}{0.0033E_s}}。$$

大偏压情况下，内藏钢桁架核心筒的承载力公式按式(2-1)~(2-5)计算

当  $x > \frac{b_g + b_w}{2}$  时

$$N = f_c(h_w - b_w - b_g)b_w + f'_{yw}A'_{sw} + 2\beta f_c b_g^2 + f'_a A'_a + f'_{ab} A'_{ab} \sin \alpha + 2f_c b_w \left(x - \frac{b_g + b_w}{2}\right) - f_{yw} A_{sw} - f'_{ab} A'_{ab} \sin \alpha - f_a A_a - 2f_{yw} b_w \rho_w (h_w - 1.5x - \frac{b_g + b_w}{2}) \quad (2-1)$$

$$N(e_0 - \frac{h_w}{2} + \frac{b_w}{2}) = f_{yw} A_{sw} (h_w - b_w) + f_a A_a (h_w - b_w) + f_{ab} A_{ab} (h_w - a_b - \frac{b_w}{2}) \sin \alpha + 2f_c b_w \left(x - \frac{b_w + b_g}{2}\right) \left(\frac{x}{2} + \frac{b_g - b_w}{4}\right) + 2f_{yw} b_w \rho_w (h_w - 1.5x - \frac{b_w + b_g}{2}) \left(\frac{h_w + 1.5x}{2} - \frac{3b_w + b_g}{4}\right) \quad (2-2)$$

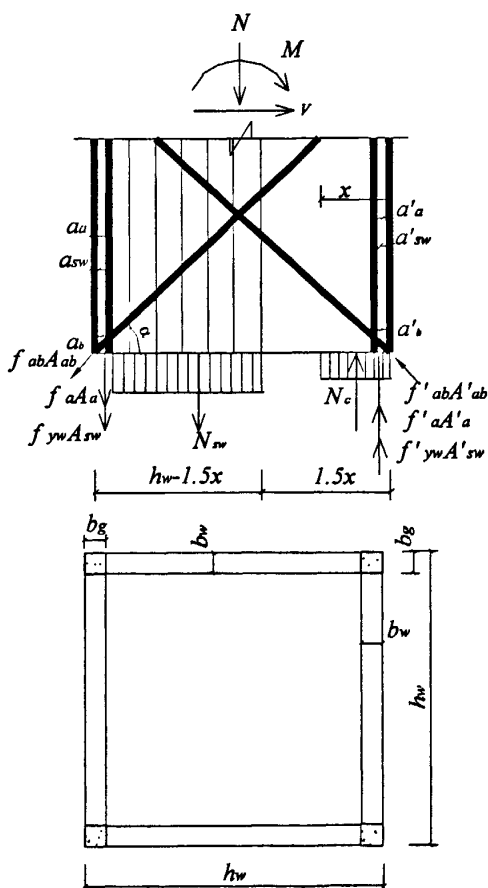


图 2-21. 大偏心承载力计算模型

Fig 2-21. Mechanical model of capacity of big eccentricity

图 2-21 中:

- $x$  —— 混凝土受压区高度;
- $f_{yw}$ 、 $f'_{yw}$  —— 核心筒竖向分布筋抗拉、抗压强度;
- $f_a$ 、 $f'_a$  —— 核心筒角部钢管抗拉、抗压强度;
- $A_a$ 、 $A'_a$  —— 核心筒角部受拉、受压钢管的面积;
- $A_{sw}$ 、 $A'_{sw}$  —— 翼墙受拉、受压纵筋总面积;



- $f_c$  ——为混凝土抗压强度值;  $\alpha$  为斜撑与水平面夹角;  
 $\beta$  ——钢管中混凝土强度提高系数, 取  $1.2^{[48]}$ ;  
 $h_w$ 、 $b_w$  ——墙体截面的总高度、墙板厚度;  $b_r$  为边框柱钢管的边长;  
 $e_0$  ——偏心距,  $e_0 = M/N$ ,  $N$  为轴力;  
 $\rho_w$  ——平行于水平加载方向的剪力墙竖向分布钢筋配筋率;  
 $a_{sw}$ 、 $a'_{sw}$  ——翼墙受拉、受压分布纵筋合力点到截面近边缘的距离, 此处取  
 $a_{sw} = a'_{sw} = b_w/2$ ;  
 $a_a$ 、 $a'_a$  ——核心筒角部受拉、受压钢管合力点到截面近边缘的距离, 此处取  
 $a_a = a'_a = b_w/2$ 。  
 $a_b$ 、 $a'_b$  ——核心筒角部受拉、受压型钢斜撑到截面近边缘的距离, 取  
 $a_b = a'_b = b_w/2$ 。

当  $x \leq \frac{b_g + b_w}{2}$  时, 取  $x = \frac{b_g + b_w}{2}$ , 则:

$$\begin{aligned}
 N = & f_c(h_w - b_w - b_g)b_w + f'_{yw}A'_{sw} + 2\beta f_c b_g^2 + f'_a A'_a + f'_{ab} A'_{ab} \sin \alpha - f_{yw} A_{sw} \\
 & - f_a A_a - f'_{ab} A'_{ab} \sin \alpha - 2f_{yw} b_w \rho_w (h_w - 1.5x - \frac{b_w + b_g}{2})
 \end{aligned} \quad (2-3)$$

$$\begin{aligned}
 N(e_0 - \frac{h_w}{2} + \frac{b_w}{2}) = & f_{yw} A_{sw} (h_w - b_w) + f_a A_a (h_w - b_w) + f_{ab} A_{ab} (h_w - a_b - \frac{b_w}{2}) \sin \alpha \\
 & + 2f_{yw} b_w \rho_w (h_w - 1.5x - \frac{b_w + b_g}{2}) (\frac{h_w + 1.5x}{2} - \frac{3b_w + b_g}{4})
 \end{aligned} \quad (2-4)$$

试件水平承载力:

$$F = Ne_0 / H \quad (2-5)$$

式中:  $F$  为水平承载力,  $H$  为模型水平加载点至基础顶面距离。

### 2.6.3 计算值与实测值比较

CTG-1 和 CTG-2 的极限承载力计算结果与实测值比较见表 2-7, 计算时钢筋和混凝土均取实测强度值。由计算结果可以看出, CTG-2 按照上述公式计算结果误差较 CTG-1 小, 这是由于 CTG-1 边框钢管柱与墙体连接处稍弱造成的。

表 2-7 核心筒体极限承载力计算结果与实测结果比较

Table 2-7 Comparison between calculated and measured results of ultimate loads

模型编号	实测平均值/kN	计算值 /kN	相对误差/%
CTG-1	620.95	677.68	9.14
CTG-2	851.95	906.11	6.59

## 2.7 本章小结

本章通过对2个1/6缩尺的组合核心筒模型(1个为钢管混凝土边框普通混凝土组合核心筒,1个为钢管混凝土边框内藏钢桁架混凝土组合核心筒)在低周反复水平荷载作用下的抗震性能进行了试验研究。对比分析了它们的承载力、刚度及其衰减过程、延性、耗能、滞回特性及破坏过程,试验研究结果表明:

(1) 钢管混凝土柱边框内藏钢桁架混凝土组合核心筒,比钢管混凝土柱边框普通混凝土组合核心筒的承载力、延性、耗能能力明显提高,后期刚度衰减减慢。

(2) 钢管混凝土柱边框内藏钢桁架混凝土组合核心筒与钢管混凝土柱边框普通混凝土组合核心筒相比:其墙体上的裂缝分布均匀且分布区域较广,其墙体上的裂缝细而多,这是其抗震耗能能力强的重要表征。

(3) 钢管混凝土柱边框内藏钢桁架混凝土组合核心筒,其边框柱与墙体连接处的共同工作性能明显好于钢管混凝土边框混凝土组合核心筒,这是因为连接钢架的连接板起到了控制裂缝发展的作用。

(4) 钢管混凝土柱和内部钢桁架可以起到第二道防线的作用,它们对墙体强有力的约束作用对保证核心筒结构大震不倒是非常重要的。



## 第3章 钢管混凝土叠合柱边框内藏钢桁架核心筒 抗震试验及承载力计算

### 3.1 试验概况

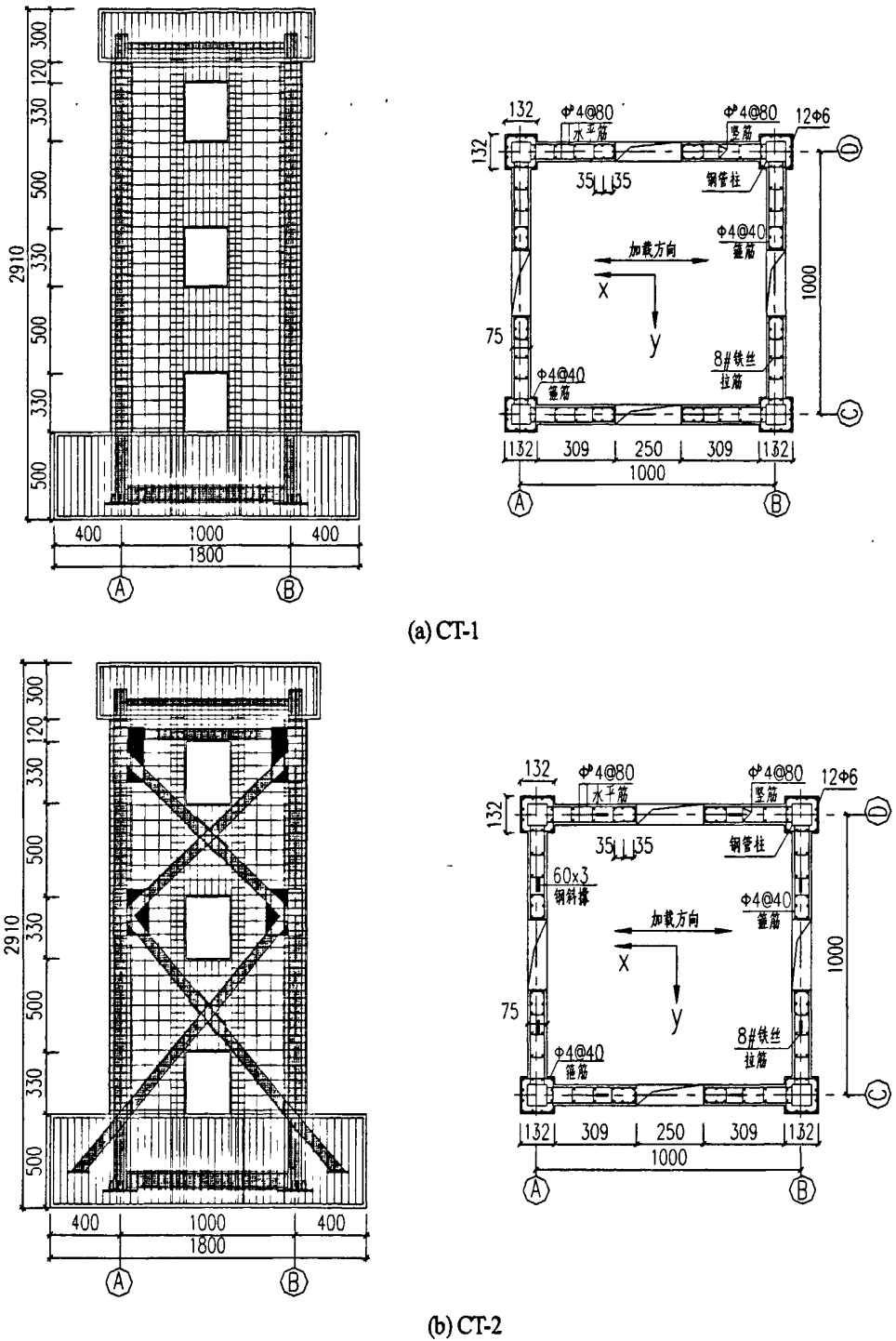
对2个1/6缩尺的核心筒进行了低周反复荷载下抗震性能试验研究,结构模型的编号分别为CT-1和CT-2,其中试件CT-1为钢管混凝土叠合柱边框带洞口混凝土组合核心筒模型;试件CT-2为钢管混凝土叠合柱边框内藏钢桁架带洞口混凝土组合核心筒模型。

两个核心筒为对称结构,两对边墙体中心线间轴距为1000mm,墙体厚度为75mm。缩尺模型取核心筒的底部三层,其中一层、二层层高为830mm,三层层高为600mm,计至加载板高度中心位置。水平加载点位于加载板高度中心位置,加载点到模型基础表面的距离为2260mm,试件总高为2910mm。剪跨比均为2.1,设计轴压比均为0.35,施加轴力为1320kN。模型基础尺寸为1800mm×1300mm×500mm,加载板尺寸为1275mm×1275mm×300mm,基础通过地锚螺栓与实验台面固定。加载板预留2个孔用于穿丝杠来固定拉压千斤顶,孔距为420mm。

试件CT-1、CT-2的叠合柱边框内设矩形钢管柱,钢管柱截面为80mm×80mm×3.5mm,钢管柱外包钢筋混凝土,叠合柱截面尺寸为132mm×132mm。钢管与剪力墙连接一侧的钢管壁上设双排间距为80mm的抗剪键(M3螺栓),与墙体接触的钢管壁上焊接一宽10mm的竖向钢板条,以用于将墙体水平分布钢筋焊接其上进行锚固。钢管壁与混凝土墙体接触面焊接栓钉,以增强混凝土与钢管壁的连接性能。试件CT-2核心筒墙体内部设置钢桁架,沿高度分2层设置,每层钢桁架中的斜撑均采用X型,倾角为45°,斜撑采用截面尺寸为3mm×60mm的一字型钢板,斜撑与钢管柱连接部位采用节点板焊接,节点板穿过钢管壁,并与钢管壁焊接。两个试件的墙体配筋相同,水平和竖向分布钢筋为 $\phi^b4$ 间距80mm的双层钢筋网,墙体的拉结筋采用8#铁丝制作,梅花形布置。

矩形钢管柱和斜撑为Q235级钢材,试件墙体和边框柱中的混凝土均为现场搅拌的细石混凝土,混凝土设计强度为C35。CT-1、CT-2实测混凝土立方体抗压强度分别为37.34MPa、37.81MPa。基础和加载梁为商品混凝土,设计强度为C50。钢筋和钢材料力学性能见表3-1。试件模板图见图3-1、配筋、配钢情况见图3-2。





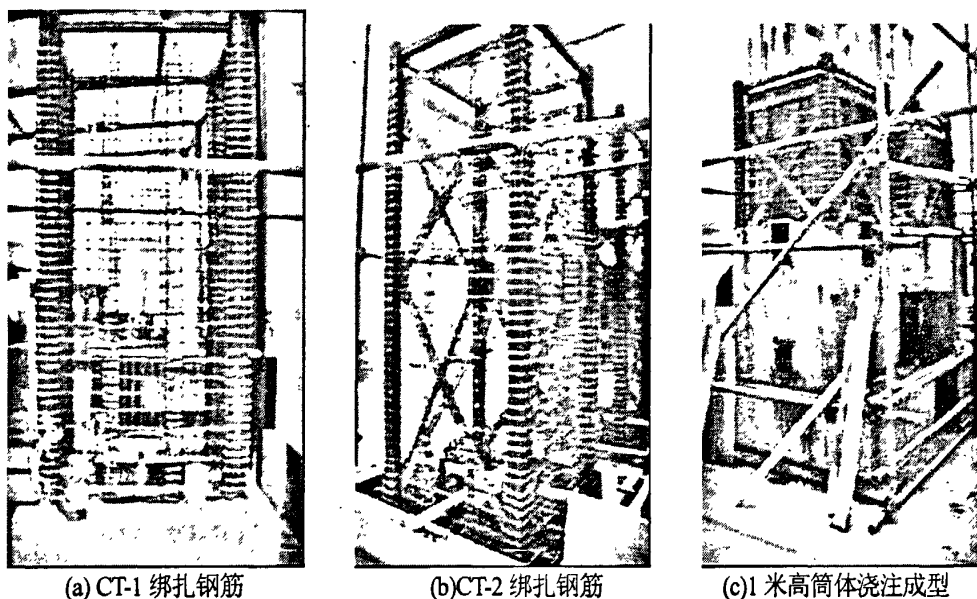
(a) CT-1

(b) CT-2

图 3-2 试件配筋图及配钢图

Fig.3-2 Steel bar and steel details of models

两个核心筒模型的钢筋、型钢配置及构造参考了高层规程<sup>[73]</sup>和型钢混凝土技术规程<sup>[74]</sup>确定，试验模型在北京工业大学实验室外绑扎钢筋、支模板、现浇混凝土而成，同时预留混凝土试块，试件和试块在同等条件下自然养护。制作过程部分照片见图 3-3。



(a) CT-1 绑扎钢筋

(b) CT-2 绑扎钢筋

(c) 1米高筒体浇注成型

图 3-3 试件制作照片

Fig.3-3 Picture of making of models

## 3.2 加载方案及测试内容

### 3.2.1 加载装置

加载装置示意图见图 3-4。加载装置包括竖向加载系统和水平加载系统，竖向力通过加载门式刚架和竖向千斤顶施加，水平力通过水平拉压千斤顶施加。千斤顶通过油压控制系统施加力。基础通过地锚螺栓与试验台座锚固。数据采集有关测点的位移、荷载、应变由计算机控制采集。

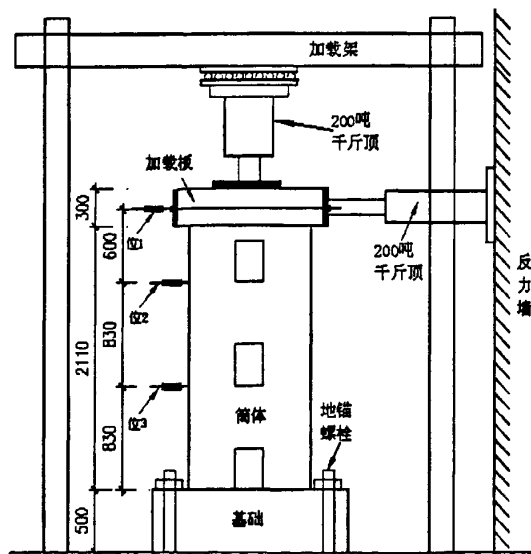


图 3-4 加载示意图

Fig. 3-4 Test setup

### 3.2.2 加载制度

该试验在北京工业大学结构实验室进行,加载方式为低周反复荷载。在施加水平荷载前先施加竖向力至 1320kN,并保持其在试验过程不变,以保证核心筒的轴压比恒定。水平力通过 200 吨拉压千斤顶施加,拉为正,压为负,加载点位于距基础顶面 2260mm 高度处的加载板中间位置,试验过程中,弹性阶段采用荷载控制加载,当出现明显的非线性趋势后改为位移控制加载。当核心筒承载力下降到 85%极限承载力后继续加载,直至核心筒严重破坏为止,以测试其破坏后期性能。

### 3.2.3 主要测试内容及测点布置

#### 1. 位移量测

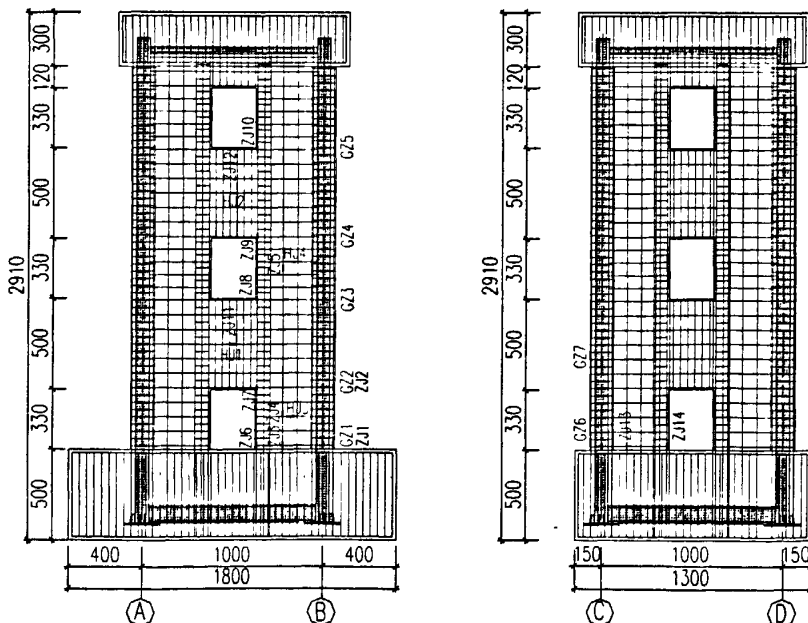
分别在距离基础顶面 830mm、1660mm、2260mm 高度处布置了位移计,接 IMP 应变数据采集系统测试核心筒的水平位移。在基础侧面 400mm 高处布置百分表接 IMP 应变数据采集系统测得基础滑移值。水平荷载传感器接 IMP 数采系统测得水平荷载值。竖向荷载传感器接 IMP 数采系统测得竖向荷载值。

#### 2. 应变测点布置

量测的应变有:钢管应变 ( $GZ_i$ ),内藏桁架的斜撑应变 ( $XC_i$ ),墙体水平钢筋应变 ( $HJ_i$ ),墙体竖向钢筋应变 ( $ZJ_i$ )。应变测点布置见图 3-5 所示。

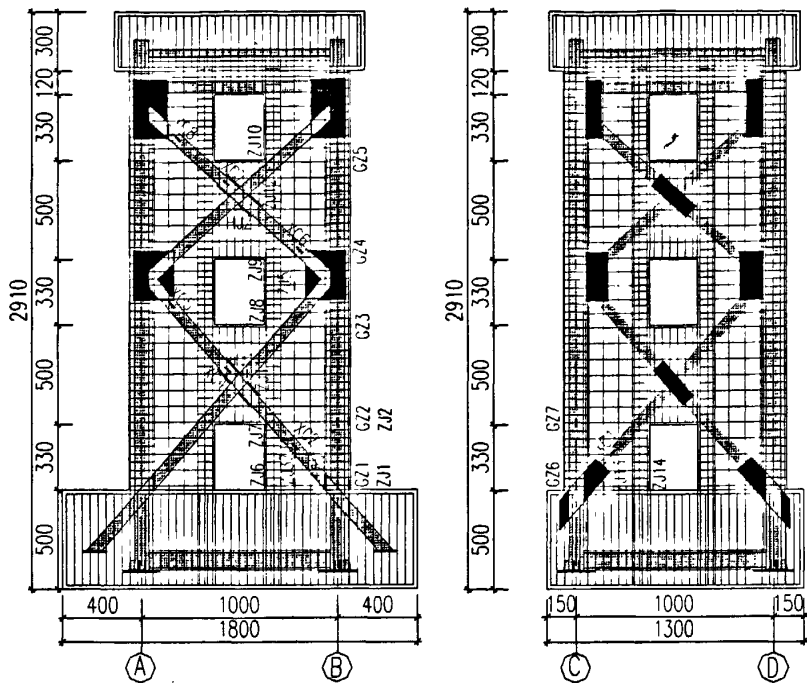
#### 3. 裂缝绘制

人工绘制裂缝,在加载过程中,随时记录下裂缝的发生、发展情况及裂缝宽度,裂缝微小时采用裂缝观测仪测量裂缝的宽度,在绘制裂缝时用铅笔在旁边描出裂缝形状,记录下加载的循环数及其荷载值。



(a)CT-1





(b)CT-2

图 3-5 应变片分布图

Fig. 3-5 Arrangement of strain gauges

### 3.3 试验结果及分析

#### 3.3.1 承载力实测值及分析

试验所得 CT-1 和 CT-2 的开裂荷载、明显屈服荷载、极限荷载的实测值列于表 3-2。表中： $F_c$  为试件加载首次开裂荷载； $F_y$  为试件明显屈服荷载，CT-1 在加载过程中基础地锚松动造成正向屈服荷载不准，此处只取负向值； $F_u$  为试件极限荷载； $\mu_{yu} = F_y/F_u$  为屈强比。

表 3-2 各核心筒的开裂荷载、明显屈服荷载、极限荷载实测值  
Table 3-2 Experimental results of cracking load, yield load and ultimate load

试件 编号	$F_c/kN$	$F_y/kN$			$F_u/kN$			$\mu_{yu}$	
		正向	负向	均值	正向	负向	均值	均值	相对值
CT-1	145.76	—	276.75	276.75	437.78	456.17	446.98	0.62	1.0000
CT-2	150.26	384.85	457.21	421.03	744.58	694.79	719.69	0.59	0.9516

由表3-2可见：

- (1) 模型CT-2比CT-1的开裂荷载有所提高。
- (2) 模型CT-2比CT-1的屈服荷载与极限荷载均明显提高。其中屈服荷载提高了52.1%，极限荷载提高了57.8%。这表明钢管混凝土边框柱、钢桁架与混凝土剪力墙共同工作性能良好，可发挥其承载力高的优势，从而提高组合核心筒的整体承载能

力。

(3) 模型CT-2的屈强比比CT-1的屈强比小4.8%，说明其从屈服到极限荷载的发展过程更长，即有约束的屈服段较长，这对“大震不倒”是有利的。

### 3.3.2 刚度实测值及分析

各核心筒的刚度 $K$ 随位移角 $\theta$ 增大而衰减的实测曲线见图3-6，其弹性、开裂、屈服刚度实测值及其衰减系数见表3-3。表3-3中， $K_0$ 为核心筒的初始弹性刚度； $K_c$ 为核心筒开裂割线刚度； $K_y$ 为核心筒明显屈服割线刚度（取正负两向均值）； $\beta_{\infty}=K_c/K_0$ 为核心筒从初始到开裂过程的刚度衰减系数； $\beta_{yc}=K_y/K_c$ 为核心筒从开裂到屈服过程的刚度衰减系数； $\beta_{yo}=K_y/K_0$ 为核心筒从初始到屈服过程的刚度衰减系数。

由图3-6、表3-3可见：

(1) 叠合柱边框内藏钢桁架带洞口组合核心筒和叠合柱边框带洞口组合核心筒的初始刚度非常接近，说明其主要取决于混凝土强度和构件的几何尺寸。

(2) 模型CT-2的开裂刚度和屈服刚度均比模型CT-1的相应值明显提高，CT-2的 $\beta_{yo}$ 比CT-1提高了52.4%，说明内藏钢桁架的斜撑约束了混凝土筒体墙肢和连梁的裂缝发展，使得叠合柱边框内藏钢桁架带洞口组合核心筒的刚度衰减速度相对较慢，结构的后期工作性能稳定，这对抗震有利。

表3-3 各核心筒刚度实测值及其衰减系数  
Table 3-3 Experimental results of stiffness and its attenuation coefficient

试件 编号	$K_0$ (kN/mm)	$K_c$ (kN/mm)	$K_y$ (kN/mm)	$\beta_{\infty}$	$\beta_{yc}$	$\beta_{yo}$	$\beta_{yo}$ (相对值)
CT-1	171.91	61.24	36.22	0.36	0.59	0.21	1.000
CT-2	173.97	77.85	55.98	0.45	0.72	0.32	1.524

图3-6为两个核心筒的刚度 $K$ 随位移角 $\theta$ 增大而衰减的实测曲线。试验全过程表明，钢管混凝土叠合柱边框内藏钢桁架带洞口组合核心筒要比钢管混凝土叠合柱边框带洞口组合核心筒退化慢。两个试件的刚度 $K$ 随位移角 $\theta$ 的增大而减小，其衰减过程可分为三个阶段：刚度速降阶段、刚度次速降阶段、刚度缓降阶段。刚度速降阶段为核心筒微裂发展到肉眼可见的裂缝阶段；刚度次速降阶段为明显开裂到明显屈服阶段；刚度缓降阶段为明显屈服到最大弹塑性变形阶段。可以看出由于加设了钢桁架，内藏钢桁架混凝土组合核心筒刚度衰减明显减慢，结构后期的刚度和性能相对稳定，这对抗震有利。

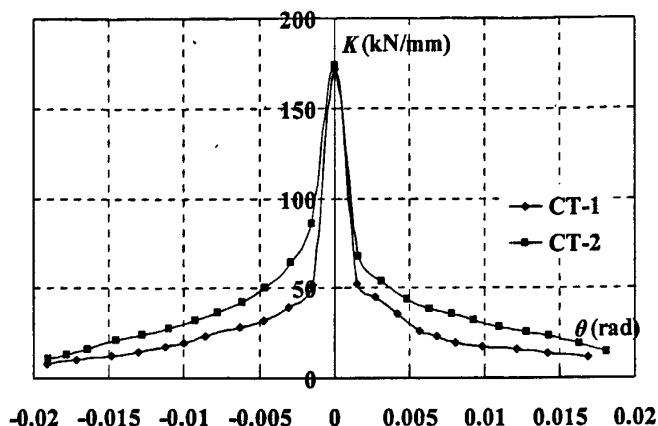


图 3-6 “刚度—位移角”关系曲线图  
Fig. 3-6 Curves of “stiffness-displacement shift”

### 3.3.3 延性性能分析

试验所得的CT-1和CT-2的位移及延性系数实测值见表3-4。表3-4中位移指所测的筒体顶部水平位移，即 $U_1$ (位移计1)读数。其中： $U_y$ 为与 $F_y$ 相对应的屈服位移； $U_u$ 为与极限荷载 $F_u$ 相对应的位移； $U_d$ 为弹塑性最大位移，是极限荷载下降至85%时所对应的位移； $\mu = U_d/U_y$ 为延性系数，其中 $U_y$ 和 $U_d$ 取正负两向实测位移的均值。

由表3-4可见：

(1) 模型CT-2的明显屈服位移 $U_y$ 的正、负两向均值比核心筒CT-1降低了1.6%；其最大承载力对应的正、负两向位移均值 $U_u$ 增大了56.7%；说明带叠合柱边框内藏钢桁架的组合核心筒从屈服到最大承载力的弹塑性变形过程较长，实现了极限荷载较大程度的滞后，有利于结构在达到极限荷载之前大量地耗散地震能量，减轻其破坏程度，明显提高结构抗震的可靠性，更好地保证“大震不到”设防目标的实现。

(2) 模型CT-2与CT-1相比，其弹塑性最大位移 $U_d$ 和延性系数均有所提高。说明钢管混凝土叠合柱边框内藏钢桁架带洞口组合核心筒具有更好的延性。

表3-4 各核心筒位移及延性系数实测值  
Table 3-4 Experimental results of displacement and ductility coefficient

试件 编号	$U_y/mm$			$U_u/mm$			$U_d/mm$			$\mu$ 均值
	正向	负向	均值	正向	负向	均值	正向	负向	均值	
CT-1	—	7.64	7.64	—	19.47	19.47	—	38.89	38.89	5.01
CT-2	7.49	7.55	7.52	32.17	28.86	30.51	39.88	38.23	39.01	5.19

### 3.3.4 滞回特性分析

图3-7~图3-9为试件CT-1和试件CT-2的“水平力 $F$ —顶层水平位移 $U_1$ ”；“水平力 $F$ —中间层水平位移 $U_2$ ”；“水平力 $F$ —底层水平位移 $U_3$ ”的滞回曲线。 $U_1$ 为2260mm

高度顶层位移,  $U_2$ 为1660mm高度中间顶层位移,  $U_3$ 为830mm高度底层位移。

由图3-7~图3-9可见: 核心筒CT-2的滞回环比CT-1的滞回环饱满, 承载力高, 抗震耗能能力强。滞回环所包含面积的积累反映了结构弹塑性耗能的大小, 滞回环越饱满, 结构的耗能能力越强。

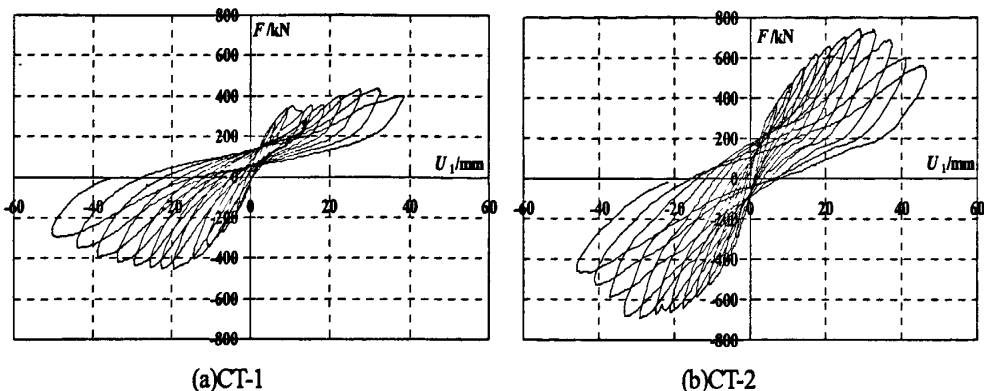


图3-7 “水平力 $F$ —顶层水平位移 $U_1$ ”滞回曲线  
Fig.3-7 Hysteretic curve of specimen about  $F$  and  $U_1$

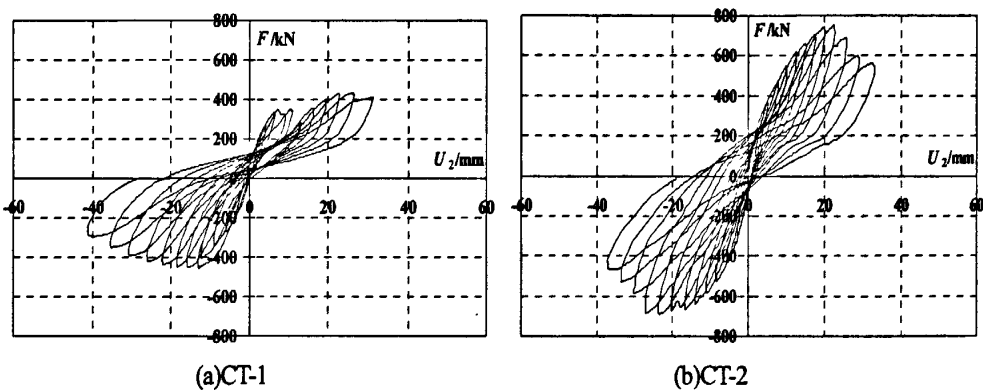


图3-8 “水平力 $F$ —中间层水平位移 $U_2$ ”滞回曲线  
Fig.3-8 Hysteretic curve of specimen about  $F$  and  $U_2$

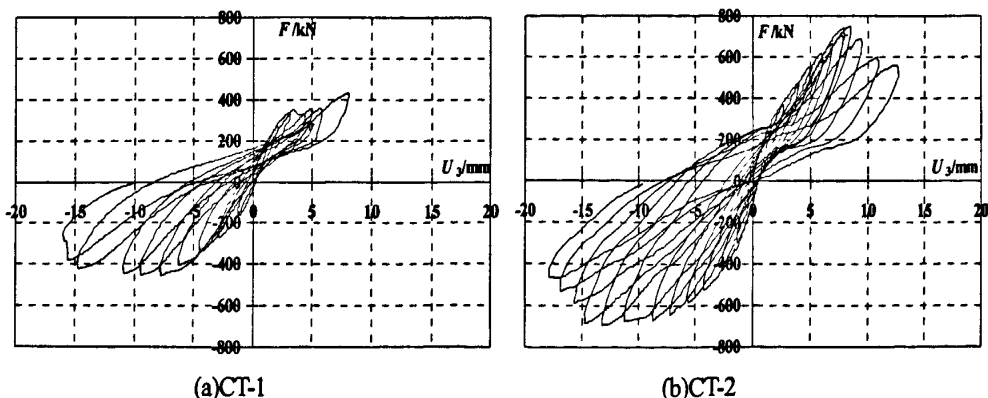


图3-9 “水平力 $F$ —水平位移 $U_3$ ”滞回曲线  
Fig.3-9 Hysteretic curve of specimen about  $F$  and  $U_3$

### 3.3.5 耗能能力分析

由于两个核心筒的加载历程不尽相同, 此处取顶层“水平力—位移”骨架曲线

在第一象限和第三象限所包含的面积和作为核心筒比较耗能的指标。其骨架曲线如图3-10所示,可以看出,由于内藏钢桁架组合核心筒的承载力明显提高和极限荷载明显滞后;使其骨架曲线所围面积明显增大,即耗能能力明显增强。各核心筒实测的耗能值见表3-5。CT-2比CT-1的耗能提高了60.0%。由此可见:内藏钢桁架可以明显提高钢管混凝土叠合柱边框组合核心筒的抗震耗能能力。

表 3-5 各核心筒耗能实测值  
Table 3-5 Experimental results of energy dissipation

试件编号	耗能 $E_p$ (kN·mm)	耗能 $E_p$ (相对值)
CT-1	29336.32	1.000
CT-2	469376.80	1.600

### 3.3.6 骨架曲线分析

实测所得试件CT-1与CT-2的“水平力 $F$ —顶部水平位移 $U_1$ ”滞回曲线的骨架曲线见图3-10。

从图 3-10 中可以看出,墙体中设置斜撑的筒体比没有斜撑的筒体极限承载力明显提高。最大承载力对应的位移 CT-2 相对于 CT-1 后移,因为 CT-1 在加载过程中地锚松动,整个筒体出现水平位移,在施加正向推力时,筒体基础有翘起的现象,所以出现上面骨架曲线似乎不正常的情况。除此之外,骨架曲线基本平滑,相对于钢管混凝土边框混凝土组合核心筒,没有出现明显的拐点,这是由于叠合柱边框钢管外设钢筋混凝土增强了边框柱与墙体间的连接性能,使试件整体工作性能更好。

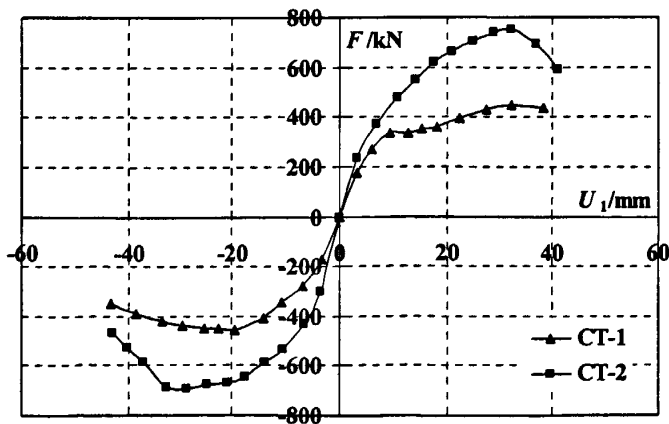


图3-10 顶层骨架曲线

Fig.3-10 Skeleton curve of specimen about  $F$  and  $U_1$

### 3.4 破坏特征分析

#### 3.4.1 CT-1 破坏过程

CT-1 裂缝破坏图见图 3-11, 其中 Y 面、-Y 面为与加载方向平行的两个面, X 面、-X 面为与加载方向垂直面。

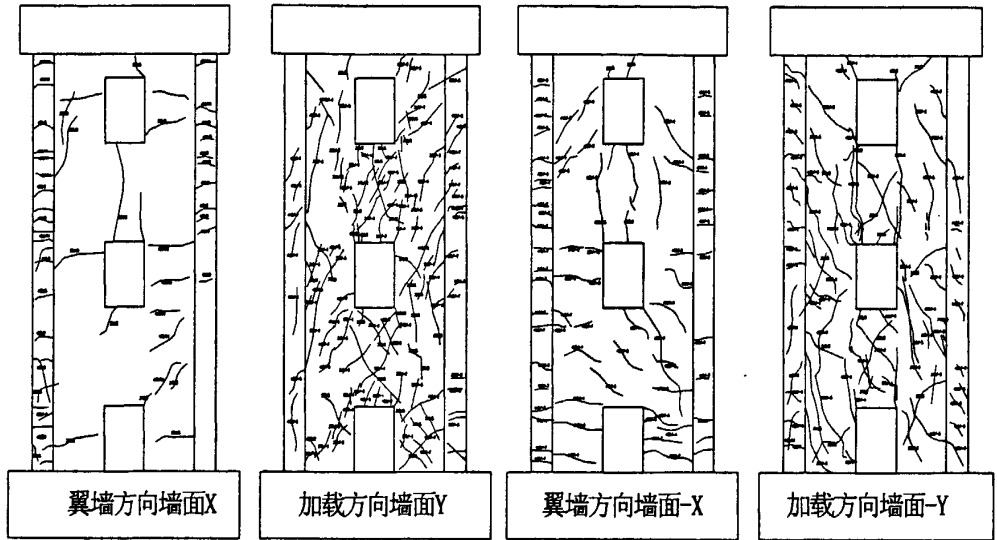


图 3-11 CT-1 破坏裂缝图  
Fig.3-11 Crack Patterns at failure of CT-1

(1) 第一循环的正向加载至 175kN 时, -Y 面上部连梁中部从洞口处向右下延伸, 出现第一条斜向剪切裂缝。

第一循环负向加载至 55kN 时, -Y 面得中间洞口上侧受拉角部出现第一条斜向剪切裂缝, 并向墙肢处延伸; 当荷载加至 -175kN 时, 下部连梁也出现两条剪切斜裂缝, 且较长裂缝的长度延伸至连梁端部。

(2) 在第二循环正向加载至 150kN 时, +Y 面上部连梁上洞口角部出现一长约 10mm 的斜裂缝, 随着荷载的增加, 连梁上继续出现短而小的斜裂缝, 同时洞口角部的裂缝继续发展。在垂直加载方向受压面的上部连梁出现一条竖向裂缝。荷载达到 250kN 时, -Y 面墙的上部连梁两侧的墙肢出现第一条斜裂缝。

第二循环负向, -Y 面出上部连梁和下部连梁中部继续出现新裂缝, 且较 +Y 面裂缝密且多, 荷载加至 265kN 以后, 两个面得墙肢从上到下比较均匀的出几条新的斜裂缝, 且分布于洞口的左右两侧, 特点表现为: 连梁上的斜裂缝向墙肢上呈 45° 方向延伸。

(3) 第三循环正向加载至 250—350kN 时, 下部连梁形成明显的交叉斜裂缝, 且在 45° 方向上。此时洞口角部和墙肢上也有一些新的裂缝, 墙肢上的新裂缝仍是与连梁上的斜裂缝在一条呈 45° 方向线上分布。

第三循环负向受拉侧的洞口受拉角部裂缝宽度迅速增长, 第三循环负向加载结

束时, 裂缝最大宽度达到 1.5mm, 位于中间洞口的上侧角部。

(4) 第四循环正向加载至 323KN 时, 在+Y 面的上部连梁中部出现一条穿过连梁两端的斜裂缝, 此时受剪方向的四个连梁均出现了交叉斜裂缝。墙肢上的新缝增加不多, 主要是墙肢上的裂缝宽度的增加。当第四循环加载结束后, 墙肢上最大裂缝宽度达 2mm。

第四循环负向加载至 405 KN 时, 受拉的垂直加载方向的墙体下半部分连梁高度处出现多条受拉的弯曲水平裂缝。受剪面墙肢最大缝宽达 2.5mm。

(5) 第五循环正向 (此时基础产生滑移, 且有倾起现象造成此时的位移不准。位移达到 18mm 时力只有 354KN, 比上一个循环几乎没有增加力)。受弯面有 3 条新裂缝, 分别位移各层的洞口边处。

第五循环的负向 (最终位移为 14mm)。当荷载达到 435KN 时, 叠合柱受拉面上出现第一条弯曲裂缝, 为距根部 10mm 处。受剪面的叠合柱上出现第一条裂缝, 该斜缝是由墙肢上延伸至柱上的。墙肢上的裂缝继续延伸, 且墙肢最大缝宽达到 4mm。

(6) 第六循环正向墙肢和洞口角部裂缝继续加宽, 在洞口角部还出现小范围的混凝土剥落。墙肢上的裂缝延伸到墙肢与叠合柱上的交线处, 并沿缝向上或下延伸。

第六循环负向加载位移 (18mm, 此时位移角为 1/120,) 在+Y 面上部连梁端部的洞口上侧钢筋拉断。

(7) 第七循环正向加载, 墙肢上几乎不再出现新缝, 主要是连梁和墙肢上的裂缝继续加宽。

第七循环负向, 当荷载加至 420KN 时, 叠合柱上出现多条受弯裂缝。叠合柱和墙肢交线处的缝宽也逐渐增加, 并向裂缝的两端有所延伸。上部连梁的交叉斜裂缝混凝土有一些脱皮, 但是不是很严重。洞口角部的混凝土剥落, 最大裂缝达到 5.5mm, 钢筋轻微外露, 受压洞口有混凝土压碎现象。此时荷载继续增大, 达到极限承载力, 原有的裂缝继续加宽。

(8) 第八循环正向加载时, 荷载因为地锚滑动, 使得推拉两向的筒体刚度产生差异, 所以该向荷载继续增加, 裂缝无明显的开展, 裂缝宽度不断加宽, 加载方向的墙体上的裂缝向叠合柱上延伸, 呈现与墙体上裂缝角度相当的斜裂缝。墙体上裂缝较宽处的混凝土开始剥落。连梁裂缝较宽处混凝土开始脱落, 但是混凝土脱落不严重。

第八循环负向加载荷载下降, 此时位移角达到 1/90, 连梁上的混凝土继续脱落, -Y 面的中间洞口角部的上部连梁两端裂缝宽度急速增加, 此裂缝处听到“蹦”一声, 水平钢筋拉断。

(9) 第九循环荷载正向荷载继续增加, 除洞口角部和连梁交叉斜缝处混凝土有些脱落, 墙体除裂缝宽度增加, 基本没有脱落现象。负向加载时与正向加载现象基本相当, +Y 面连梁混凝土脱落严重。

(10) 第十第十一循环, 正向荷载仍有所增加, 负向荷载不断下降, 连梁混凝土剥落, 中部破坏最严重处钢筋露出。墙肢裂缝宽度增加, 边框柱和墙肢交接处, 混凝土小部分剥落, 裂缝并不断向两端延伸, 在中间洞口范围内的墙肢端柱交线处最为严重。翼墙上的裂缝发展延伸, 并且有一定程度的加宽。叠合柱柱脚处有轻微的压碎。

(11) 第十二循环达到  $1/50$  的移角, 上部连梁洞口角部和连梁中部混凝土继续脱落, 钢筋外露, 受拉洞口侧的钢筋被拉断。下部连梁混凝土在斜裂缝方向表皮混凝土成片脱落, 钢筋露出。墙肢根部有鳞状混凝土脱落。可以继续听到钢筋的拉断声, 叠合柱破坏很轻, 只有根部小部分混凝土有压酥现象。连梁破坏严重, 尤其是筒体的上部连梁破坏更为严重。加载到十二循环负向时试验终止。

### 3.4.2 CT-2 破坏过程

CT-2 裂缝破坏图见图 3-12, 其中 Y 面、-Y 面为与加载方向平行的两个面, X 面、-X 面为与加载方向垂直面。

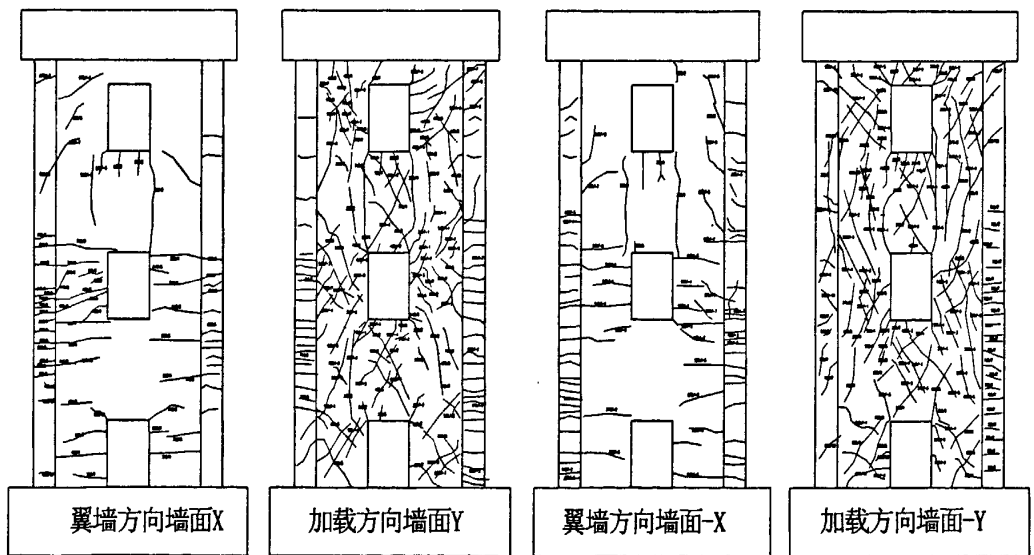


图 3-12 CT-2 破坏裂缝图  
Fig.3-12 Crack Patterns at failure of CT-2

(1) 第一循环的正向加载至  $150\text{KN}$  时, -Y 面上部连梁中部出现第一条裂缝, 从中间洞口向右上延伸,  $200\text{KN}$  时, 上部梁端出现竖缝。负向加载时-Y 面上部连梁中部出现交叉斜裂缝, 中间洞口四角处均出现裂缝并向外延伸至墙肢上。这一循环洞口中部也出现几条长约  $50\text{mm}$  的竖缝, 向连梁上有所延伸。

(2) 在第二循环正向加载至  $350\text{KN}$  时, 墙肢上第一条斜裂缝, 位于下部洞口位置之上的墙肢上。荷载达  $365\text{KN}$  时, -Y 面下部连梁出现斜向剪切裂缝。第二循环负向, -Y 面上部连梁和下部连梁中部继续出现新裂缝, 且较+Y 面裂缝密且多, 荷载加至  $265\text{KN}$  以后, 两个面的墙肢从上到下比较均匀的出现几条新的斜裂缝, 且分布



于洞口的左右两侧。荷载加至 420KN 时+X 面根部出现第一条水平弯曲裂缝。垂直于加载面的洞口边上的墙肢也出现水平裂缝。

(3) 第三循环加载时, 主要是墙肢上的新裂缝和连梁上的新裂缝的开展, 墙肢上部裂缝开展较稀较长, 下部墙肢裂缝开展较密较短。随着荷载的增加最大裂缝宽度达 0.8mm。垂直于加载面上的受拉面也相继出现了许多水平裂缝, 主要集中于 1/2 筒体的下部。

(4) 第四循环——第五循环加载过程中, 墙肢和连梁不断出现新缝, 洞口两侧的墙肢上也出现交叉的斜裂缝, 类似于一片片的小墙肢。上部和下部连梁均出现多个交叉的斜裂缝, 这些斜裂缝交叉成大小不规则的网格状。第四循环中, 当荷载加至 585KN 时, 受弯面的叠合柱上出现许多水平弯曲裂缝, 并集中于 1/2 柱高以下。加载结束后最大裂缝宽度为 1.2mm。

(5) 第六循环加载至位移角达到(1/108)。此时墙肢和洞口角部裂缝宽度有所增加, 新的裂缝仍在连梁和墙肢上出现, 墙肢上的裂缝逐渐加密, 主要还是洞口边的墙肢上的裂缝比较多。垂直面上的墙肢和叠合柱上的裂缝有些增加主要集中在 1/2 柱的下部。

(6) 第七循环正向加载时, 顶部位移达到 25mm, 位移角达 (1/90)。墙上和连梁上相继出现少量的新裂缝, 中间洞口上部角的位置裂缝加宽较大, 缝宽 2.5mm。荷载达到 705KN 时, 垂直于加载面上的水平裂缝大量延伸至受拉柱的受剪面上, 大部分裂缝集中于 1/2 柱下部分, 缝之间的间距约为 30~40mm。

第七循环负向, 与正向加载现象相似, 荷载达到 675KN 时, 相反的受拉柱子上裂缝延伸至受剪面上。大部分裂缝集中于 1/2 柱下部分, 缝之间的间距约为 30~40mm。

(7) 第八循环正向加载时, 荷载达到极限承载力, 此时位移角为 1/78。主要破坏处为洞口边缘新缝增加和在原有基础上裂缝的宽度的增大。受剪面上的叠合柱出现许多水平的裂缝, 该裂缝由垂直面上柱的受弯缝延伸至受剪面。还是主要集中在下 1/2 柱上。

第八循环负向加载时, 中间洞口上面的两个角部裂缝发展较宽, 并且受压边缝已经不能闭合。在荷载加载过程中听到钢筋“蹦的”一声, 说明钢筋拉断, 但是混凝土没有明显的脱落现象。此时墙肢上的裂缝已经开展的比较均匀且比 CT-1 裂缝密, 也没有成明显的斜向大的通常裂缝带, 相比 CT-1 破坏较轻。

(8) 第九循环荷载正向加载时, 在位移增加过程中, 荷载没有下降, 说明此阶段已经进入了塑性阶段。负向加载时, 受剪面上除洞口角部和连梁交叉斜缝处混凝土有些脱落, 角部洞口最大达 4mm, 墙体除裂缝宽度增加, 基本没有脱落现象。负向加载时与正向加载现象基本相当, 荷载也基本上没有下降, 墙肢上的比较宽的大裂缝向柱上延伸, 与墙上裂缝的角度相当。

(9) 第十循环正、负向加载, +Y 面上的上部连梁出现鼓包, -Y 面上部连梁也出现鼓包, 且表皮的混凝土有些起皮, 混凝土有轻微脱落, 墙体上基本不再出现新缝,

受压洞口角部混凝土有轻微压碎。随着荷载的增加,墙体上裂缝宽度不断增加,最大宽度达到3mm,并有轻微的混凝土脱落。

(10) 第十一循环加载时,上下部连梁中部混凝土脱落较严重,内部钢筋露出,脱落混凝土基本上是成网格型的裂缝连成片。此时墙上的裂缝已经达到4mm。此时柱上的裂缝也不再新的裂缝的开展。中间洞口变形最大,洞口的变形达到1/20位移角。

(11) 第十二循环达到1/50的移角,上部连梁洞口角部和连梁中部混凝土继续脱落,钢筋外露,下部连梁混凝土在斜裂缝方向表皮混凝土成片脱落。+Y面的混凝土较-Y面更为严重,内部钢撑和钢筋均外露,可以观察到压屈的钢板和压屈之后又被拉直的斜撑。斜撑连接板没有脱焊现象,与斜撑连接完好。叠合柱边框除了有较密的水平裂缝和少数由墙肢上延伸至柱上的斜裂缝外没有明显的破坏现象。墙肢与叠合柱的交线处也没有明显的破坏,只有墙肢上裂缝延伸至交缝处,没有混凝土脱落,只有裂缝稍有加宽。最后加载到十二循环负向时试验终止。

### 3.4.3 CT-1 与 CT-2 破坏比较

CT-1 与 CT-2 的最终破坏形态如图 3-13 所示,核心筒局部破坏形态如图 3-14 所示。



图 3-13 破坏形态

Fig.3-13 Mode of Failure for Core Walls Specimens

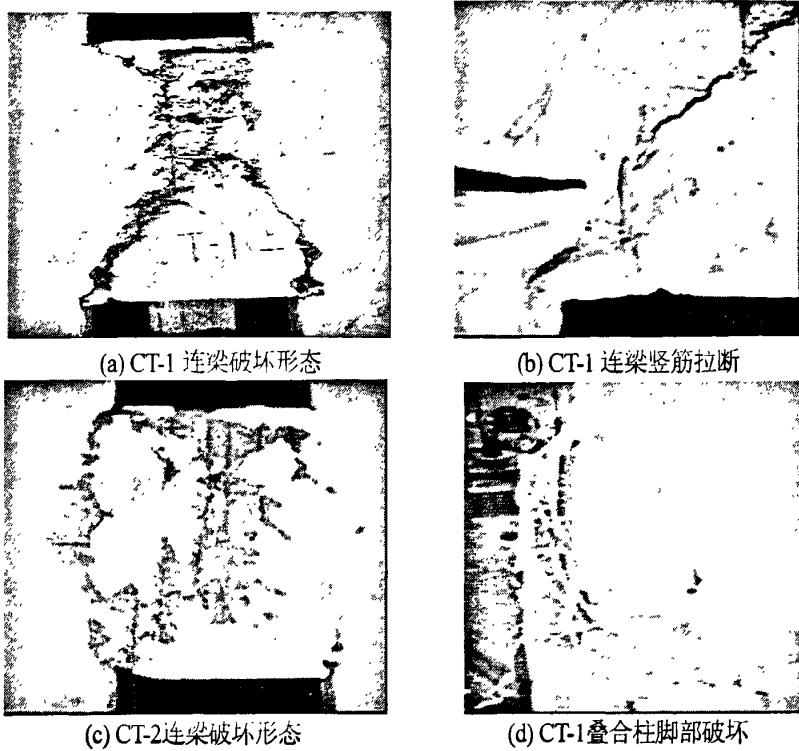


图3-14 核心筒局部破坏形态

Fig.3-14 local failure modes of specimens

由图3-13和图3-14可见:

模型 CT-1: 在水平加载方向的墙体上, 破坏表现为强墙肢弱连梁, 连梁呈剪切破坏。在加载初期, 深梁跨中部位的裂缝出现较早, 发展也最快, 连梁中间出现交叉 $45^\circ$ 斜裂缝; 在反复加载过程中, 该部位出现多条交叉斜裂缝, 并且裂缝不断加宽,  $45^\circ$ 方向的交叉斜裂缝裂开最为严重, 最后裂缝开展较宽部位混凝土脱落, 如图 3-14(a)所示。位于上部连梁端部的下部区域水平钢筋和竖筋均有拉断现象, 如图 3-14(b)所示。相对而言, 上部连梁破坏较下部连梁破坏严重。这与一般的混凝土核心筒相比, 破坏位置上移, 这对结构的抗震是非常有利的。墙肢上裂缝分布域较广, 破坏前连梁上的裂缝要比墙肢上的裂缝密, 墙肢上裂缝出现比连梁裂缝出现晚, 说明连梁先进行耗能。墙肢主裂缝的形成是连梁 $45^\circ$ 斜裂缝延伸到墙肢上的, 形成的 X 形裂缝一直贯穿整个墙肢, 墙肢上的最大裂缝宽度达 3.2mm。与水平加载方向垂直的翼墙破坏为墙体出现多条水平裂缝, 主要集中于墙体下部 1/2 高度范围内, 没有明显破坏现象。

模型 CT-2: 在水平加载方向的墙体上, 破坏形式表现为比 CT-1 的墙肢更强的强墙肢弱连梁, 连梁的破坏形态与 CT-1 不同, 连梁上裂缝分布域比 CT-1 广而密, 且剪切斜裂缝开展没有 CT-1 严重, 最终破坏时连梁区域混凝土成片脱落, 没有出现明显的剪切破坏现象, 梁端出现较大的竖向裂缝, 是连梁破坏次严重的部位, 混凝土脱落后向墙肢吃进 10mm 左右。可见该塑性铰区域向墙肢上扩展。如图 3-14(c)所示。破坏时, 该核心筒仍然是上部连梁破坏较下部连梁重。在荷载的反复作用下, 洞口之间的连梁中部斜撑出现外凸现象, 钢撑反复的被压屈、拉直, 但在加载过程中并没有出现折断

现象, 内部钢筋也没有颈缩和拉断现象, 说明钢筋所受的力部分被斜撑承担了, 使得斜撑和钢筋共同发挥耗能作用, 增加了核心筒的承载力和耗能性能。墙肢上的裂缝分布比 CT-1 细而密, 连梁上的斜裂缝向墙肢上延伸没有形成大的 X 形交叉裂缝。墙肢上最大宽度为 2mm, 比 CT-1 小, 这是抗震能力强的标志。与水平加载方向垂直的翼墙和 CT-1 相似, 裂缝在墙肢上的分布比较均匀, 主要集中于墙体下部 1/2 高度范围内, 最终没有明显破坏。

两个核心筒的叠合柱边框与混凝土墙体连接处破坏情况比较: (1) CT-1 叠合柱边框与墙肢连接处的裂缝为墙肢上的裂缝延伸至此。在墙肢上的裂缝开展过程中, 交线处裂缝也不断向上或下部延伸, 最后竖缝开展比较严重的部位是墙体裂缝宽度较大部位的延伸。最终有部分混凝土脱落, 个别水平钢筋露出, 可以看到水平钢筋与边框柱仍能很好的连接, 没有拉断和脱焊现象。可见, 将水平钢筋焊接在钢管边框柱的连接条带钢板上, 只要钢筋进行有效锚固长度的焊接, 墙体与叠合柱边框共同工作性能是可以保证的, 为组合结构施工困难提供了新的参考。(2) CT-2 叠合柱边框与墙肢连接处的裂缝为墙肢上的裂缝延伸至此。交线处的裂缝宽度比 CT-1 小, 且基本没有混凝土脱落, 破坏较轻。说明内藏钢桁架可以增强墙体与边框柱共同工作的性能。

两核心筒叠合柱边框破坏情况比较: 核心筒 CT-1 叠合柱裂缝分布与 CT-2 相似, 叠合柱上裂缝为垂直加载方向的面上裂缝出现较早, 且逐步向加载方向内延伸。其裂缝主要为分布均匀的水平裂缝, 且裂缝宽度较小。CT-1 叠合柱裂缝条数比 CT-2 密, 分布域广。两个核心筒裂缝分布共同点: 裂缝大多集中在墙体下部 1/2 高度范围内, 下 1/2 柱裂缝较密, 上 1/2 柱裂缝较稀疏, 根据实验测得的裂缝条数, 下 1/2 柱为上 1/2 柱的 1.5~2.0 倍。最终 CT-1 的叠合柱脚部有轻微的压碎现象, 如图 3-14(d)所示。CT-2 叠合柱边框没有明显破坏现象。

### 3.5 实测应变及分析

构件中钢筋、钢管及斜撑等的应变大小及变化规律反映了构件的受力状态和横截面应变分布情况。下面对其实测应变进行分析。

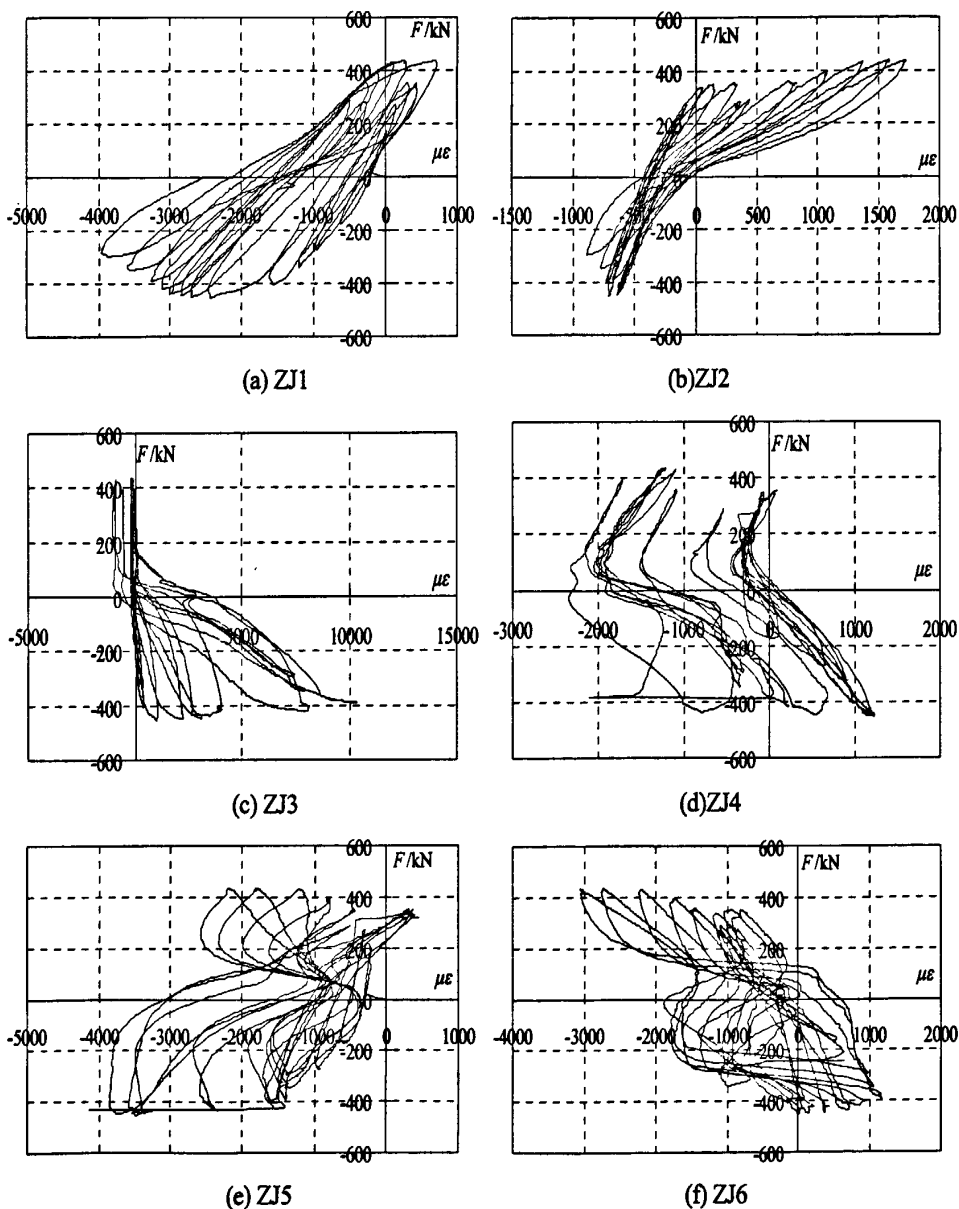
钢筋应变大小及其变化规律反映了试件受力状态和横截面应变分布情况。钢筋屈服应变值见表 3-6。

表 3-6 钢筋及钢材屈服应变值  
Table 3-6 Yield strain value of reinforcing bars and steel

钢筋(钢材) 规格	Φ4 冷拔钢筋	8#铁丝	Φ6 钢筋	3mm 厚钢板	3.5 mm 厚钢管
$\epsilon$	$3353 \times 10^{-6}$	$1937 \times 10^{-6}$	$2122 \times 10^{-6}$	$1791 \times 10^{-6}$	$1728 \times 10^{-6}$

## 3.5.1 CT-1 钢筋和型钢应变

构件 CT-1 布置了核心筒竖向钢筋应变(ZJi), 核心筒水平钢筋应变(HJi), 型钢柱应变(GZi)。核心筒竖向分布钢筋实测应变点有 14 个, 分别为 ZJ1~ZJ14, 滞回曲线如图 3-15; 水平钢筋应变点有 4 个, 分别为 HJ1~HJ4, 滞回曲线如图 3-16; 钢管柱应变测点有 7 个, 分别为 GZ1~GZ7, 滞回曲线如图 3-17。



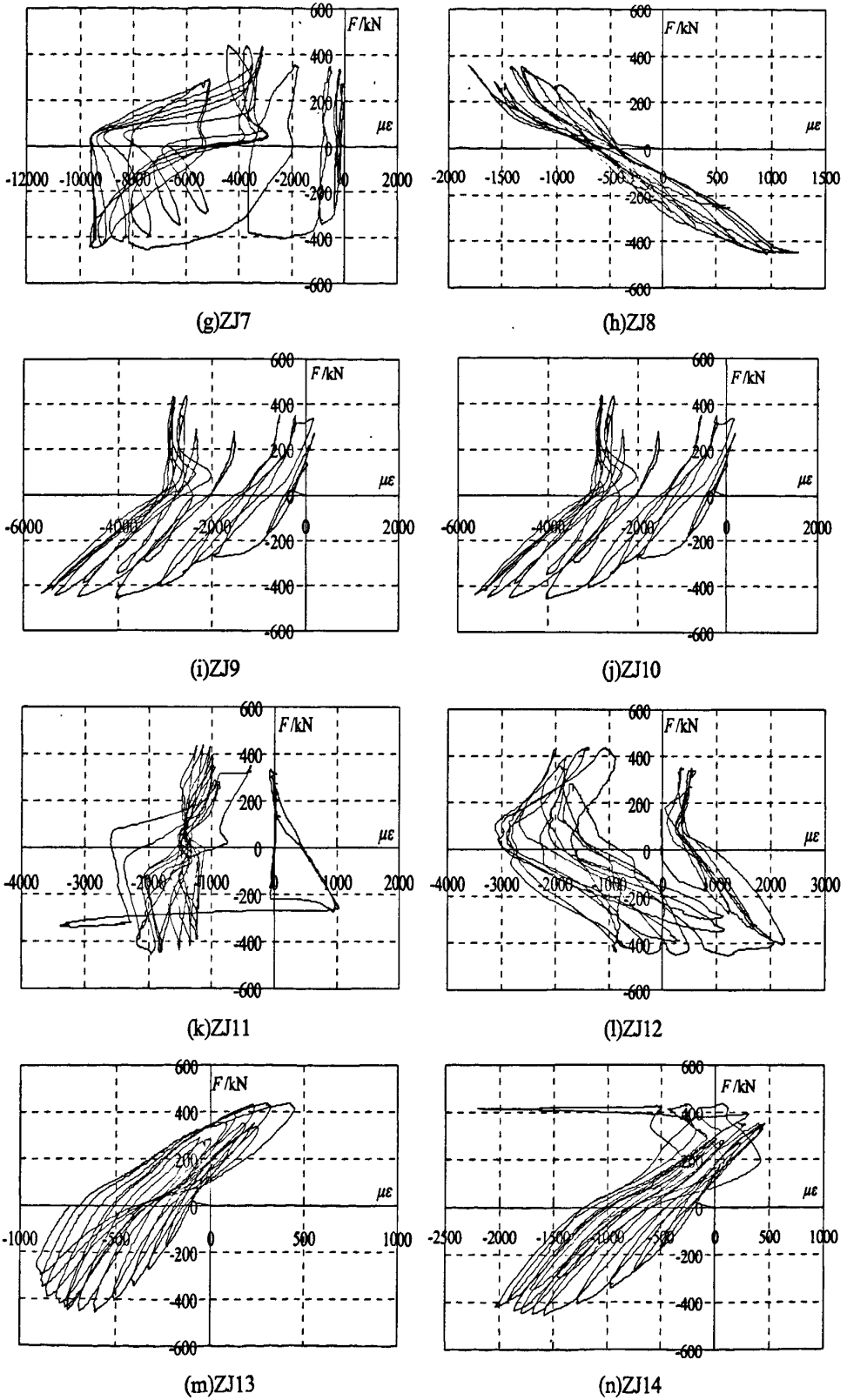


图 3-15 CT-1 竖向分布钢筋“F—ε”滞回曲线图

Fig. 3-15 Load-strain Variation Curves for Longitudinal Bar Specimen CT-1

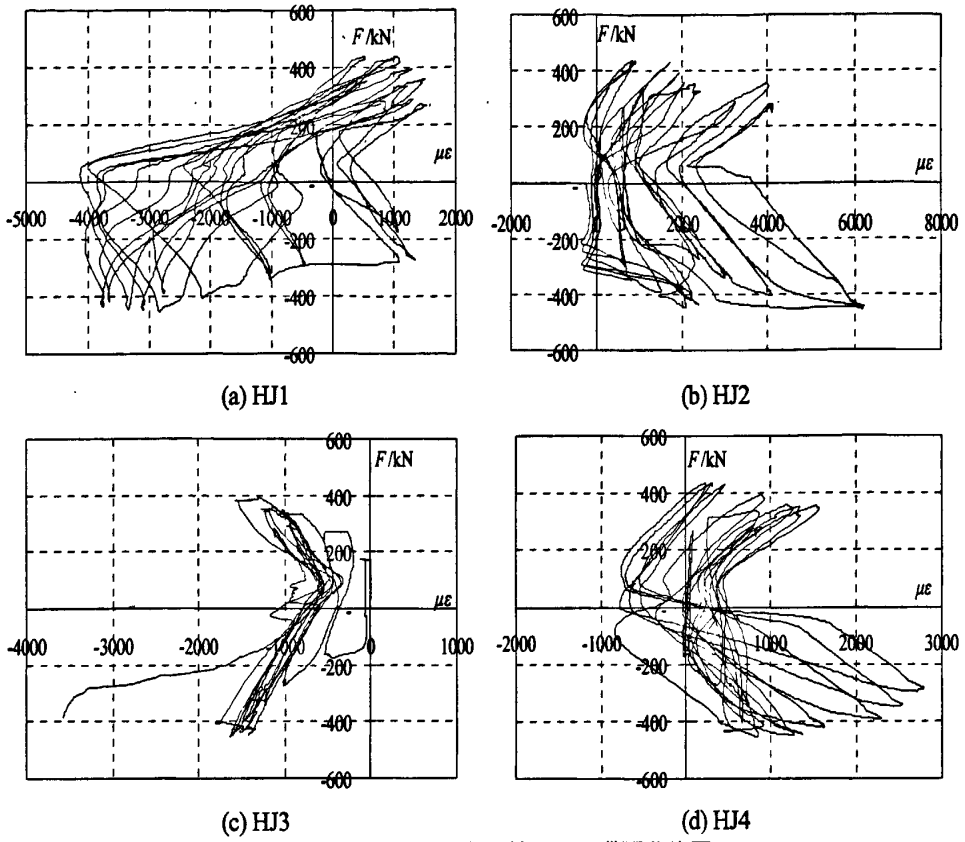
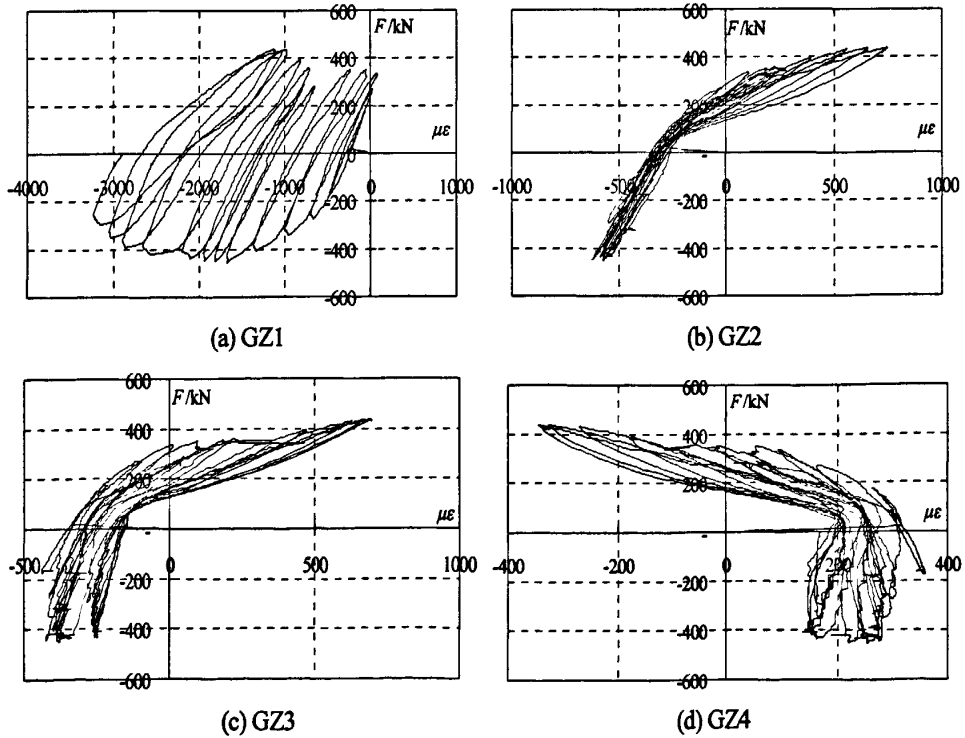


图 3-16 CT-1 水平分布钢筋“ $F-e$ ”滞回曲线图

Fig. 3-16 Load-strain Variation Curves for Transverse Bar Specimen CT-1



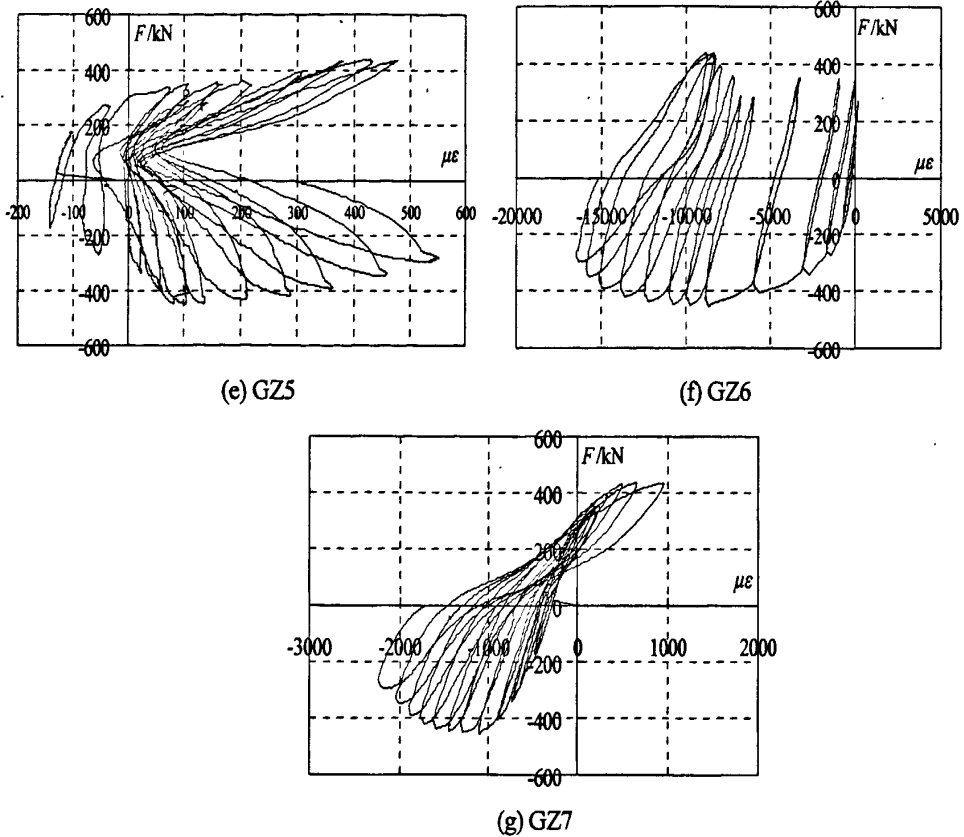
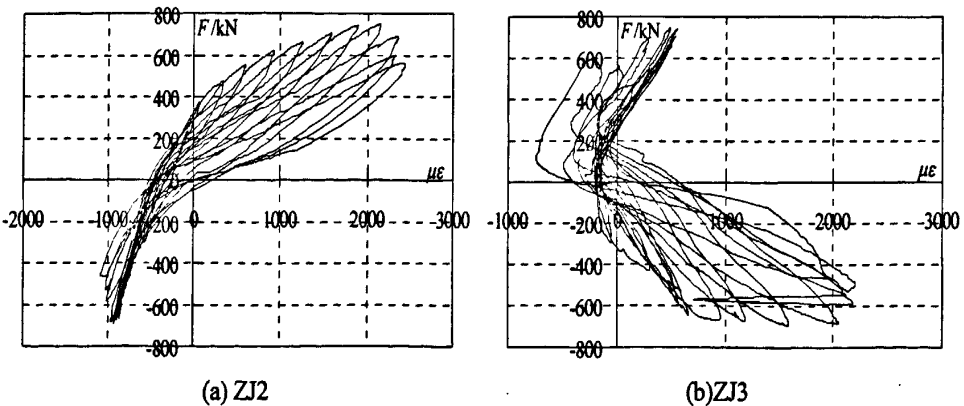


图 3-17 CT-1 型钢“F—ε”滞回曲线图

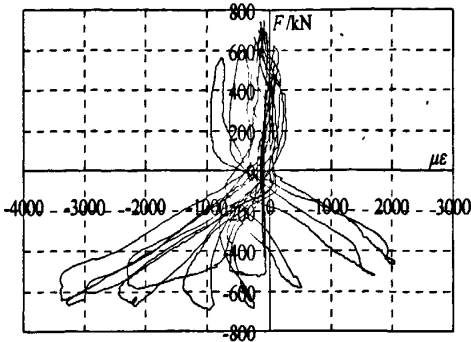
Fig. 3-17 Load-strain Variation Curves for Profiled Steel of Specimen CT-1

### 3.5.2 CT-2 钢筋和型钢应变

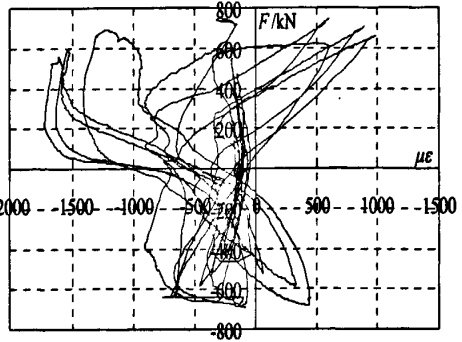
构件 CT-2 布置了核心筒竖向钢筋应变 (ZJi), 核心筒水平钢筋应变 (HJi), 型钢柱应变 (GZi)。核心筒竖向分布钢筋实测应变点有 10 个, 分别为 ZJ1~ ZJ10, 滞回曲线如图 3-18; 水平钢筋应变点有 2 个, 分别为 HJ1~ HJ1, 滞回曲线如图 3-19; 钢管柱应变测点有 6 个, 分别为 GZ1~GZ6, 斜撑应变测点有 7 个, 分别为 XC1~XC7, 滞回曲线如图 3-20。



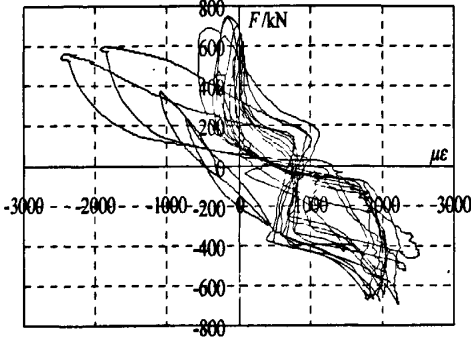




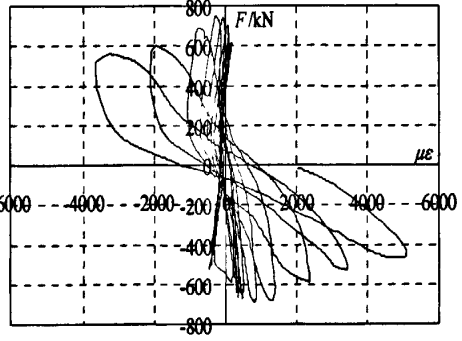
(c) ZJ4



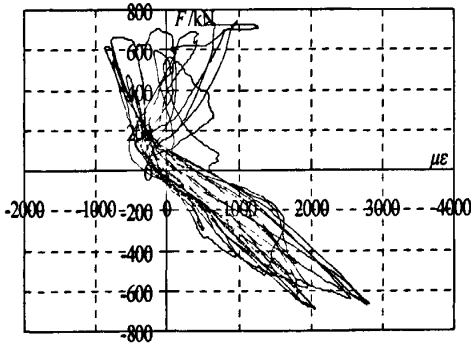
(d) ZJ5



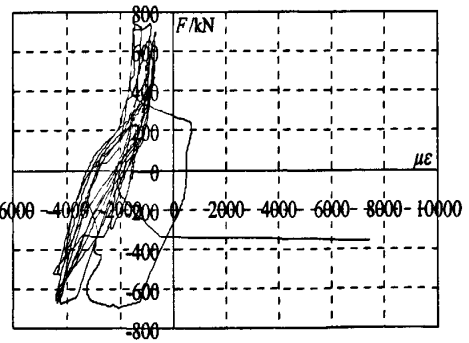
(e) ZJ6



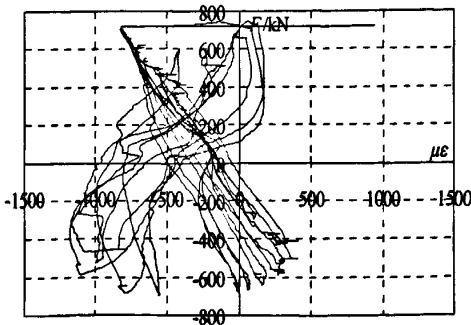
(f) ZJ7



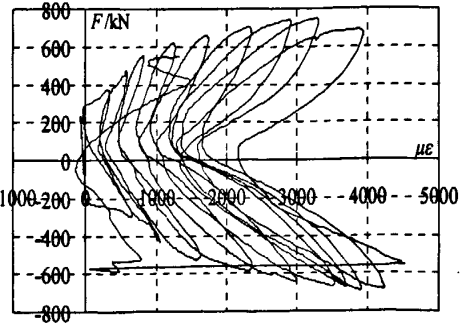
(g) ZJ8



(h) ZJ9



(i) ZJ10



(j) ZJ11

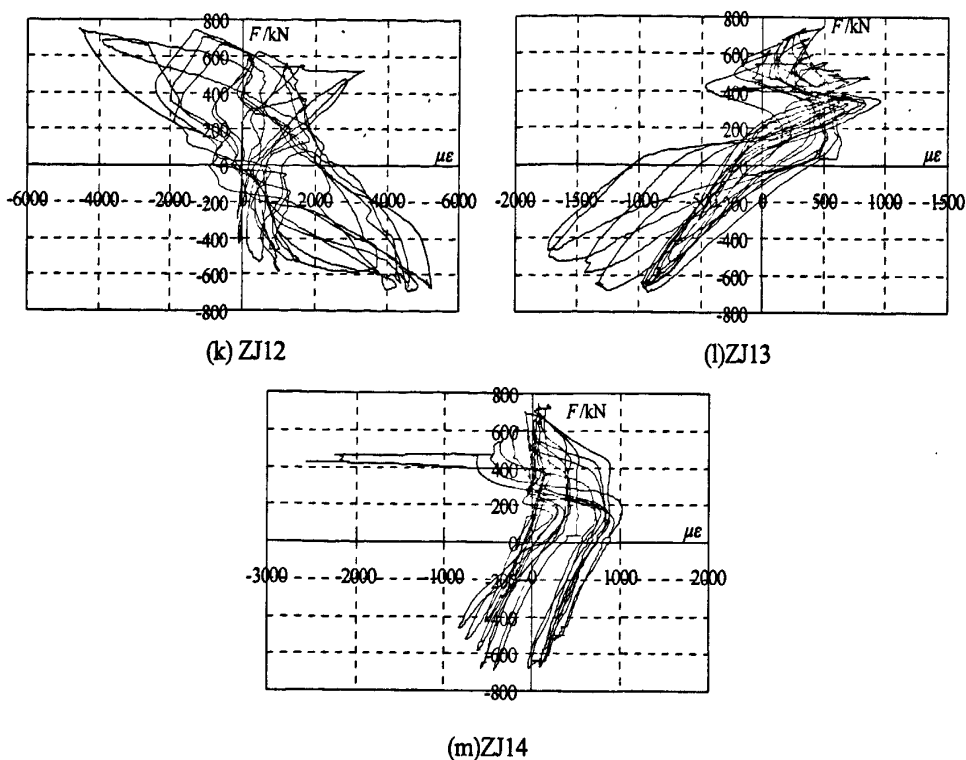


图 3-18 CT-2 竖向分布钢筋“ $F-\epsilon$ ”滞回曲线图

Fig. 3-18 Load-strain Variation Curves for Longitudinal Bar Specimen CT-2

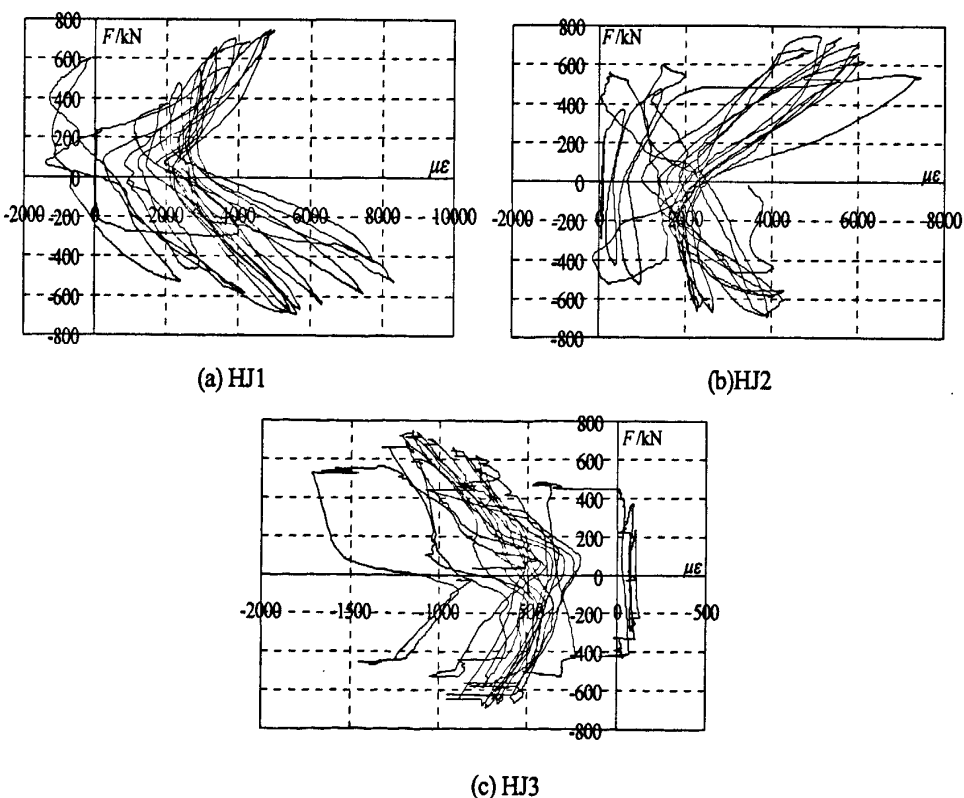
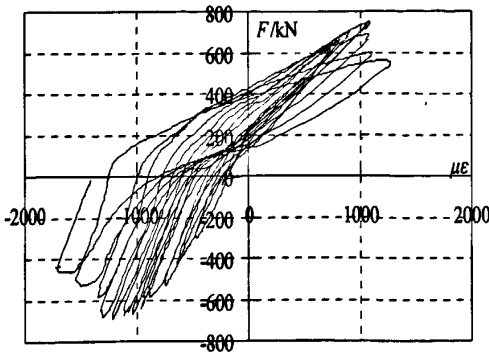
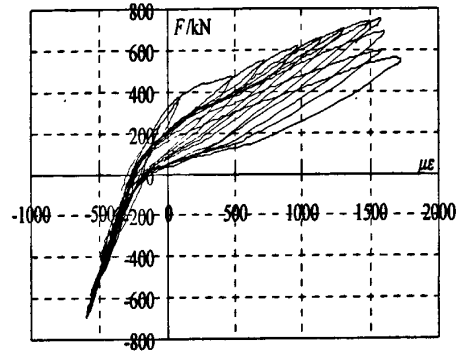


图 3-19 CT-2 水平分布钢筋“ $F-\epsilon$ ”滞回曲线图

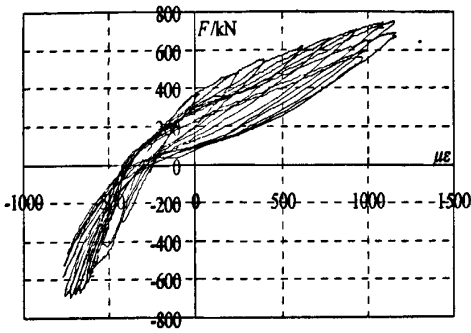
Fig. 3-19 Load-strain Variation Curves for Transverse Bar Specimen CT-2



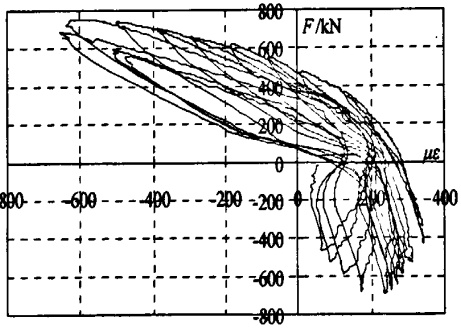
(a) GZ1



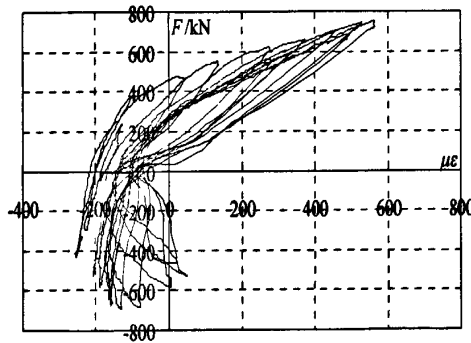
(b) GZ2



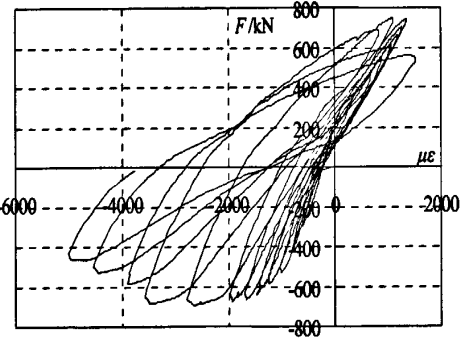
(c) GZ3



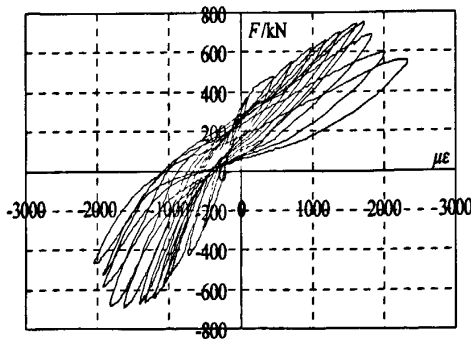
(d) GZ4



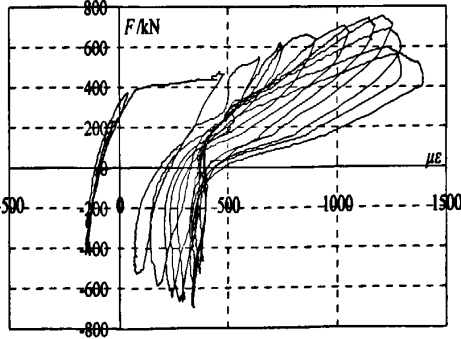
(e) GZ5



(f) GZ6



(g) GZ7



(h) XC1

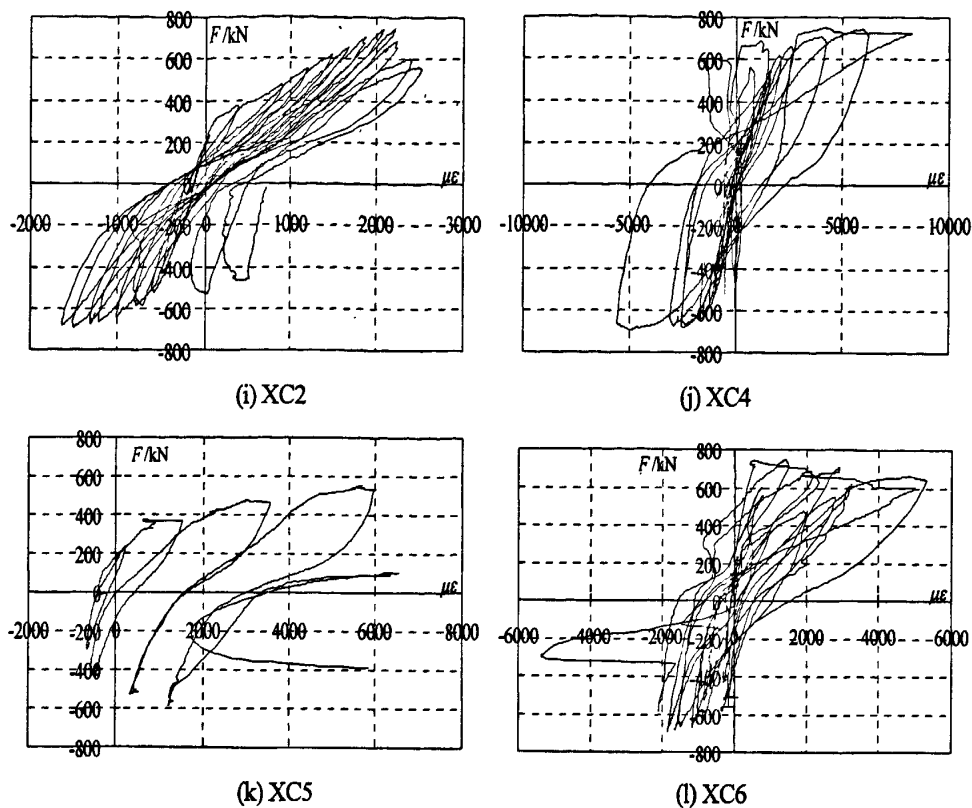


图 3-20 CT-2 型钢“ $F-\epsilon$ ”滞回曲线图

Fig. 3-20 Load-strain Variation Curves for Profiled Steel of Specimen CT-2

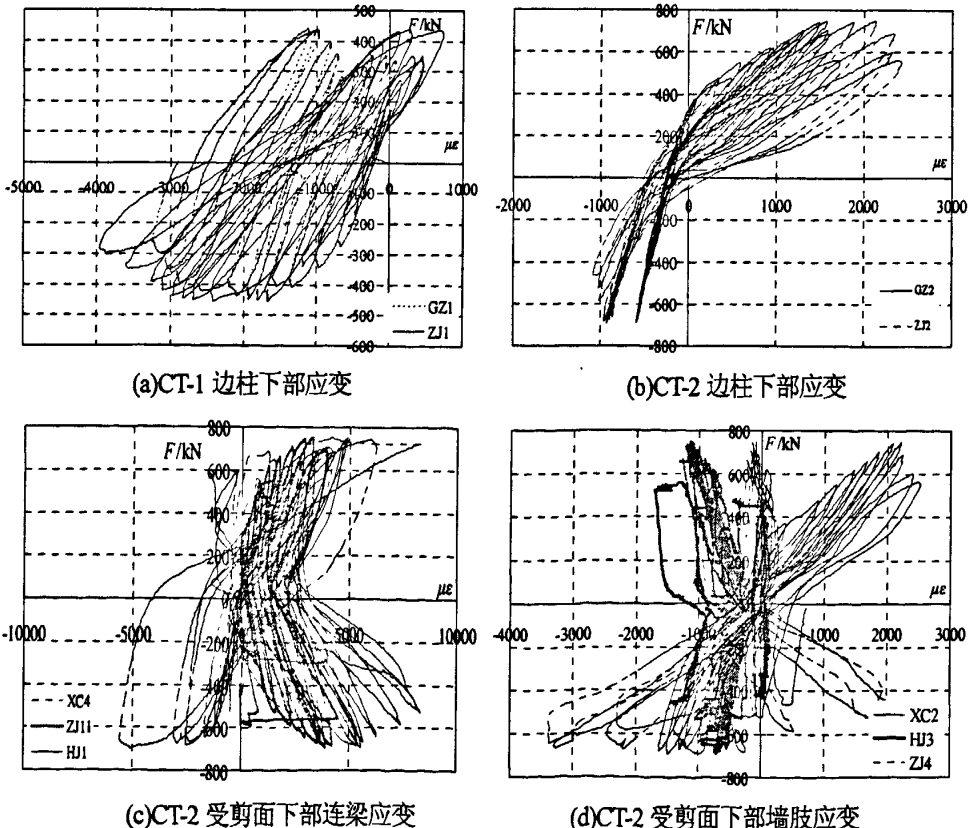


图 3-21 型钢与钢筋“ $F-\epsilon$ ”滞回曲线比较图

Fig. 3-21 Comparison Load-strain Variation Curves between Profiled Steel and Steel Bar

试验表明：在核心筒墙板中同一位置处，型钢斜撑应变速度明显快于水平及竖向分布钢筋应变的速度。这说明型钢斜撑作为墙内第一道防线，首先进入屈服并可充分发挥其抗力和耗能作用。其中，CT-1与CT-2柱下部应变如图3-21(a)(b)所示，钢管柱的应变比相同位置的分布钢筋应变稍小，说明型钢与混凝土之间有少量的滑移，同时由于钢桁架自身形成传力体系，保证型钢的应变与钢筋应变基本一致。CT-2模型受剪腹板中央下部连梁的型钢斜撑应变，相同位置分布钢筋应变  $\varepsilon$  随水平荷载F变化的比较曲线见图3-21(c)；受剪腹板下部墙肢的型钢斜撑应变，相同位置分布钢筋应变  $\varepsilon$  随水平荷载F变化的比较曲线见图3-21(d)；由图 3-21(c)、(d)可见，型钢斜撑作为第一道防线首先进入屈服，除其弹塑性变形可消耗能量外，更主要的是它有效地控制了斜裂缝的开展与分布，使整个核心筒耗能能力显著增强。

### 3.6 承载力计算

CT-2 的承载力计算可以简化为 L 形双肢剪力墙计算模型。根据试验结果，内藏钢桁架双肢剪力墙呈整体破坏形式。力学模可简化为图 3-22 所示，受拉区竖向分布钢筋与型钢达到屈服，在中和轴附近的受拉钢筋应力较小不计。墙板内只考虑  $h_{w0}-1.5x$  范围内的受拉钢筋，受压区的分布钢筋不予考虑，这样偏于安全<sup>[75]</sup>。受压钢管柱和斜撑及竖向分布钢筋均达到屈服应力。

#### 3.6.1 基本假设

- 1) 截面应变分布满足平截面假定；
- 2) 不考虑混凝土的抗拉强度；
- 3) 混凝土受压的应力—应变关系曲线按现行混凝土结构设计规范确定。
- 4) 钢筋的应力—应变关系为：屈服前保持线弹性关系，屈服后的应力值取屈服强度。
- 5) 考虑钢管混凝土对内部混凝土有约束作用，使得混凝土强度有所提高，引入混凝土强度提高系数  $\beta$ 。

#### 3.6.2 计算承载力模型与公式

本文建立了钢管混凝土叠合柱边框内藏钢桁架带洞口混凝土组合核心筒大偏心受压承载力计算模型见图 3-22。根据平截面假定，当  $x \leq \xi_b h_{w0}$  时，墙体为大偏心受压，

相对界限受压区高度为：
$$\xi_b = \frac{0.8}{1 + \frac{f_y}{0.0033E_s}}$$

大偏压情况下，根据力的平衡条件及配筋、配钢对称性，内藏钢桁架核心筒的承载力公式按式(3-1)~(3-8)计算

$$N = N_c - 2f_{y1}A_{s1} - f_{yw}b_w\rho_w(h_w - h_f - \frac{b_d}{2} - \frac{b_w}{2}) - f_{yw}b_w\rho_w(h_w - 1.5x - h_f) \quad (3-1)$$

$$M = M_c + 2f_{yw}A_{sw}(h_w + \frac{a}{2} - a_{sw}) + 2f_yA_s(h_w + \frac{a}{2} - a_s) + 2f_aA_a(h_w + \frac{a}{2} - a_a) + 2f_{ab}A_{ab}(h_w + \frac{a}{2} - a_b)\sin\alpha + f_{yw}b_w\rho_w(h_w - h_f - \frac{b_d}{2} - \frac{b_w}{2})(\frac{h_w + h_f + a - b_d - b_w}{2}) - f_{yw}b_w\rho_w(h_w - 1.5x - h_f)(\frac{h_w + h_f + a - 1.5x}{2}) \quad (3-2)$$

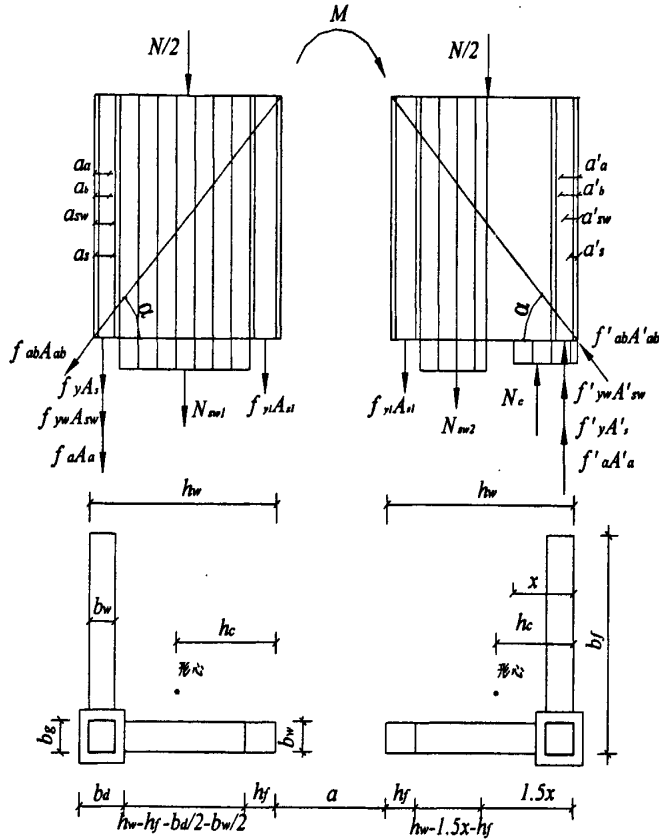


图 3-22.承载力计算模型  
Fig.3-22.Mechanical model of capacity

图 3-22 中:

- $x$  —— 混凝土受压区高度;
- $f_{yw}$ 、 $f'_{yw}$  —— 核心筒竖向分布筋抗拉、抗压强度;
- $f_y$ 、 $f'_y$  —— 叠合柱中纵筋抗拉、抗压强度;
- $f_{ab}$ 、 $f'_{ab}$  —— 斜撑抗拉、抗压强度;
- $f_{y1}$  —— 洞口边暗柱纵筋抗拉强度;
- $f_a$ 、 $f'_a$  —— 核心筒角部钢管抗拉、抗压强度;
- $A_{s1}$  —— 洞口边暗柱纵筋面积;
- $A_s$ 、 $A'_s$  —— 叠合柱中抗拉、抗压纵筋总面积;
- $A_a$ 、 $A'_a$  —— 核心筒角部受拉、受压钢管的面积;
- $A_{ab}$ 、 $A'_{ab}$  —— 受拉、受压斜撑总面积;

$A_{sw}$ 、 $A'_{sw}$  ——翼墙受拉、受压纵筋总面积;

$f_c$  ——混凝土抗压强度值;

$\alpha$  ——斜撑倾角;

$\beta$  ——钢管中混凝土强度提高系数, 取  $1.2^{[48]}$ ;

$h_w$ 、 $b_w$  ——墙体截面的总高度、墙板厚度;  $b_r$  为边框柱钢管的边长;

$b_d$  ——方形叠合边框柱的边长;

$b_r$  ——叠合边框柱中方钢管的边长;

$a$  ——洞口宽度;

$e_0$  ——偏心距,  $e_0 = M/N$ ,  $N$  为轴力;

$\rho_w$  ——平行于水平加载方向的剪力墙竖向分布钢筋配筋率;

$a_s$ 、 $a'_s$  ——叠合柱中受拉、受压纵筋合力点到截面近边缘的距离;

$$a_s = a'_s = b_w / 2;$$

$a_{sw}$ 、 $a'_{sw}$  ——翼墙受拉、受压分布纵筋合力点到截面近边缘的距离, 此处取

$$a_{sw} = a'_{sw} = b_w / 2;$$

$a_a$ 、 $a'_a$  ——核心筒角部受拉、受压钢管合力点到截面近边缘的距离, 此处取

$$a_a = a'_a = b_w / 2。$$

$a_b$ 、 $a'_b$  ——核心筒角部受拉、受压型钢斜撑到截面近边缘的距离, 取

$$a_b = a'_b = b_w / 2。$$

当  $x > \frac{b_d + b_w}{2}$  时:

$$N_c = f_c b_w \left[ \left( b_f - \frac{b_w + b_d}{2} \right) + (b_d^2 - b_g^2) \right] + \beta f_c b_g^2 + f_c b_w \left( x - \frac{b_w + b_d}{2} \right) \quad (3-3)$$

$$M_c = \left\{ f_c b_w \left[ \left( b_f - \frac{b_w + b_d}{2} \right) + (b_d^2 - b_g^2) \right] + \beta f_c b_g^2 \right\} \left( h_w + \frac{a}{2} - \frac{b_w}{2} \right) + f_c b_w \left( x - \frac{b_w + b_d}{2} \right) \left( h_w + \frac{a}{2} - \frac{x}{2} - \frac{b_w + b_d}{4} \right) \quad (3-4)$$

当  $x \leq \frac{b_d + b_w}{2}$  时, 取  $x = \frac{b_d + b_w}{2}$  :

$$N_c = f_c b_w \left[ \left( b_f - \frac{b_w + b_d}{2} \right) + (b_d^2 - b_g^2) \right] + \beta f_c b_g^2 \quad (3-5)$$

$$M_c = \left\{ f_c b_w \left[ \left( b_f - \frac{b_w + b_d}{2} \right) + (b_d^2 - b_g^2) \right] + \beta f_c b_g^2 \right\} \left( h_w + \frac{a}{2} - \frac{b_w}{2} \right) \quad (3-6)$$

L形双肢墙极限水平承载力为:

$$F_w = \frac{M}{H} \quad (H \text{ 为 } F_w \text{ 加载位置到基础顶面的距离}) \quad (3-7)$$

叠合柱边框内藏钢桁架组合核心筒极限水平承载力为:

$$F = 2F_w \quad (3-8)$$

### 3.6.3 计算值与实测值比较

CT-1 和 CT-2 的极限承载力计算结果与实测值比较见表 3-7, 为进行比较, 计算时钢筋和混凝土均取实测强度值。实测值与计算值误差较小。

表 3-7 核心筒体极限承载力计算结果与实测结果比较  
Table 3-7 Comparison between calculated and measured results of ultimate loads

模型编号	实测值 /kN	计算值 /kN	相对误差 /%
CT-1	446.98	425.54	4.80
CT-2	719.69	670.67	6.81



### 3.7 本章小结

本章通过对2个1/6缩尺的带洞口组合核心筒模型(均为钢管混凝土叠合柱边框,1个剪力墙体中内藏钢桁架和1个普通剪力墙体)在低周反复水平荷载作用下的抗震性能进行了试验研究。分析了它们的承载力、刚度及其衰减过程、延性、耗能、滞回特性及破坏过程,试验研究结果表明:

(1) 钢管混凝土叠合柱边框内藏钢桁架带洞口混凝土组合核心筒与钢管混凝土叠合柱边框带洞口混凝土组合核心筒相比,其承载力、后期刚度和耗能能力明显提高,延性有所提高,表明内藏钢桁架的设置对钢管混凝土边框带洞口核心筒抗震性能的提高有明显作用。

(2) 钢管混凝土叠合柱边框内藏钢桁架带洞口混凝土组合核心筒与钢管混凝土叠合柱边框带洞口混凝土组合核心筒相比,裂缝分布域广而密,裂缝宽度小,连梁破坏相对较晚且程度较轻,钢桁架提高了核心筒的后期整体工作性能,这对抗震十分有利。

(3) 钢管混凝土叠合柱边框的混凝土裂缝出现较墙体裂缝滞后,其相应的开裂荷载明显高于墙体开裂荷载,最终破坏较轻,叠合柱边框可以很好地起到最后一道防线的

作用。

(4) 钢管混凝土叠合柱边框、内藏钢桁架与混凝土剪力墙体合理组合后共同工作性能良好,可充分发挥各自的优势,形成抗震性能优良、防火能力好、具有多道抗震防线的核心筒,工程中可以根据需要加以采用。建议其水平分布钢筋宜与边框钢管壁采用焊接方式连接;内藏钢桁架的斜撑角度以 $45^{\circ}\sim 60^{\circ}$ 为宜;斜撑与钢管壁连接处宜采用节点板焊接,节点板穿过钢管壁。

## 第4章 钢管混凝土叠合柱边框内藏钢板—钢撑核心筒抗震性能试验

### 4.1 试验概况

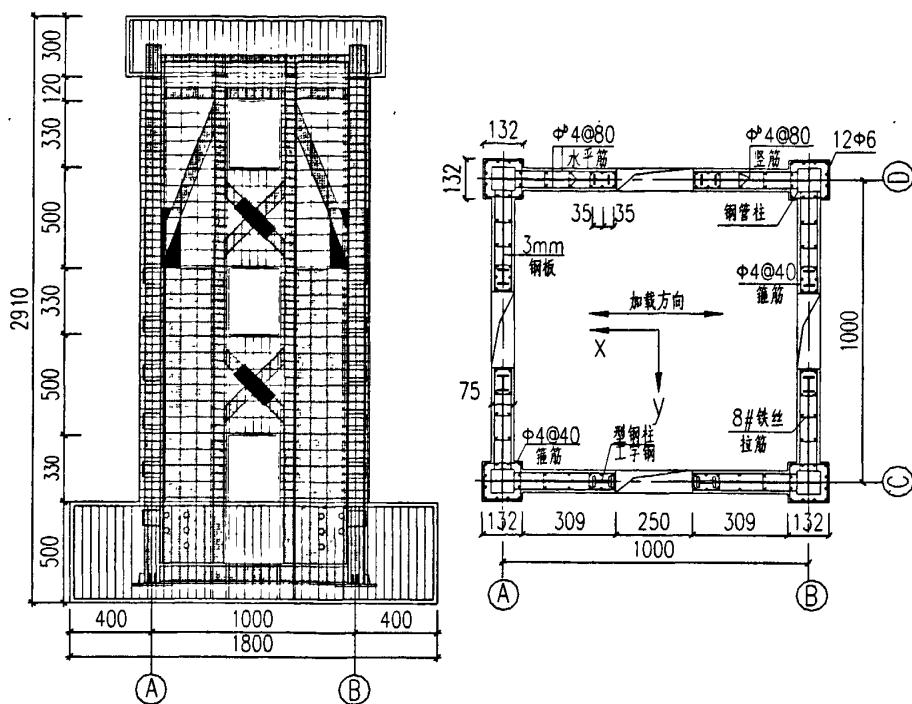
设计了一个 1/6 缩尺钢管混凝土叠合柱边框内藏钢板—钢撑带洞口混凝土组合核心筒模型,其编号为 CWD-1。该试件为对称结构,两对边墙体间中心轴线间的距离为 1000mm,墙体厚度为 75mm,该模型取核心筒底部 3 层,其中底部 2 层层高均为 830mm,第三层层高为 600mm(计至加载板高度的中心位置)。水平加载点位于加载板高度中心位置,加载点到模型基础表面的距离为 2260mm,试件总高为 2910mm。剪跨比均为 2.1,设计轴压比均为 0.35,施加轴力为 1320kN。模型基础尺寸为 1800mm×1300mm×500mm,加载板尺寸为 1275mm×1275mm×300mm,基础通过地锚螺栓与实验台面固定。加载板预留 2 个孔用于穿丝杠来固定拉压千斤顶,孔距为 420mm。

试件 CWD-1 的叠合柱边框内设矩形钢管柱,钢管柱截面为 80mm×80mm×3.5mm,钢管与剪力墙连接一侧的钢管壁上设双排间距为 80mm 的抗剪键(M3 螺栓),钢管柱外包钢筋混凝土,叠合柱截面尺寸为 132mm×132mm。核心筒墙体从基础至 1160mm 高度范围内藏钢板,钢板与钢管柱连接做法为:钢板边切割成马牙槎,钢管开槽,使得钢板可以穿过钢管柱进行焊接。洞口边设置型钢柱,型钢柱为焊接 H 型钢,截面尺寸为 50×35mm×4mm×4mm,该 H 型钢柱直接与钢板焊接。钢板以上设置斜撑,其截面尺寸为 3mm×60mm 的一字型钢板,斜撑与钢管柱连接部位采用节点板焊接,节点板穿过钢管壁,并与钢管壁焊接。斜撑另一端头与 H 型钢柱直接焊接。洞口之间的深梁设置交叉斜撑。在与墙体接触的钢管壁上焊接一宽 10mm 的竖向钢板条,以用于将墙体水平分布钢筋焊接其上。钢管壁与混凝土墙体接触面焊接栓钉,以增强混凝土与钢管壁的连接性能。

核心筒墙体水平和竖向分布钢筋为  $\Phi^b 4@80\text{mm}$  的双层钢筋网。叠合柱外纵筋为  $\Phi 6$ ,洞口边的暗柱箍筋、叠合柱箍筋及剪力墙拉结筋均采用 8<sup>#</sup>铁丝制作,箍筋间距 40mm,拉结筋梅花形布置,钢板上打孔用于穿过拉结筋。方钢管和斜撑钢板采用 Q235 级钢材。模型采用人工搅拌细石混凝土浇筑,墙体分为两次浇注,距基础 1000mm 高处首先浇注,养护 3~4 天后浇注 1000mm 以上的墙体和钢管柱中混凝土。混凝土设计强度等级为 C35, CWD-1 因为冬季室外制作和养护,养护温度较低,实测立方体抗压强度为 31.55MPa。

各种钢材的力学性能见表 4-1。CWD-1 试件的尺寸见图 4-1;配筋及配钢情况见图 4-2。



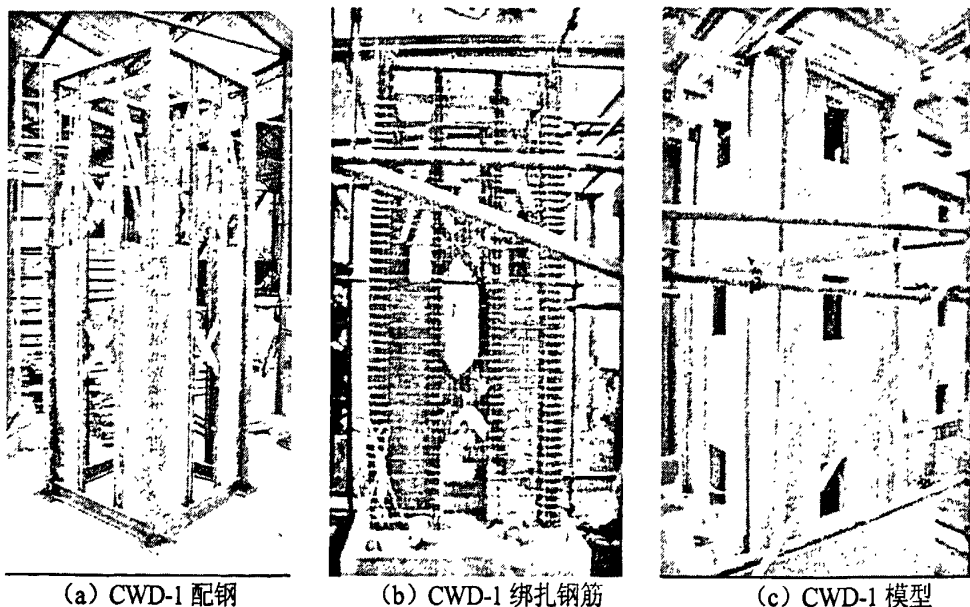


(a) CWD-1

图 4-2 试件配筋图及配钢图

Fig.4-2 Steel bar and steel details of models

该变刚度核心筒模型的钢筋、型钢配置及构造参考了高层规程确定，试验模型在北京工业大学实验室外绑扎钢筋、支模板、现浇混凝土而成，同时预留混凝土试块，试件和试块在同等条件下自然养护。制作过程部分照片见图 4-3。



(a) CWD-1 配钢

(b) CWD-1 绑扎钢筋

(c) CWD-1 模型

图 4-3 制作照片

Fig.4-3 Picture of making of models

## 4.2 加载方案及测试内容

### 4.2.1 加载装置

加载装置示意图见图 4-4。加载装置包括竖向加载系统和水平加载系统，竖向力通过加载门式刚架和竖向千斤顶施加，水平力通过水平拉压千斤顶施加。千斤顶通过油压控制系统施加力。基础通过地锚螺栓与试验台座锚固。数据采集有关测点的位移、荷载、应变由计算机控制采集。

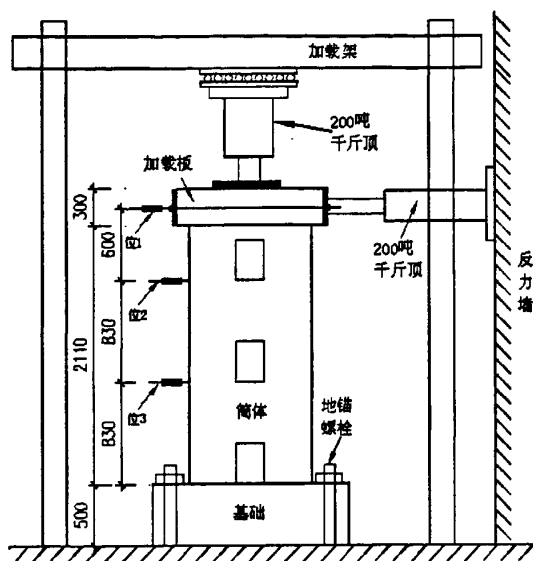


图 4-4 加载示意图  
Fig. 4-4 Test setup

### 4.2.2 加载制度

该试验在北京工业大学结构实验室进行，加载方式为低周反复荷载。在施加水平荷载前先施加竖向力至 1320kN，并保持其在试验过程不变，以保证核心筒的轴压比恒定。水平力通过 200 吨拉压千斤顶施加，拉为正，压为负，加载点位于距基础顶面 2260mm 高度处的加载板中间位置，试验过程中，弹性阶段采用荷载控制加载，当出现明显的非线性趋势后改为位移控制加载。当核心筒承载力下降到 85%极限承载力后继续加载，直至核心筒严重破坏为止，以测试其破坏后期性能。

### 4.2.3 主要测试内容及测点布置

#### 1. 位移量测

分别在距离基础顶面 830mm、1660mm、2260mm 高度处布置了位移计，接 IMP 应变数据采集系统测试核心筒的水平位移。在基础侧面 400mm 高处布置百分表接 IMP 应变数据采集系统测得基础滑移值。水平荷载传感器接 IMP 数据采集系统测得水平

荷载值。竖向荷载传感器接 IMP 数采系统测得竖向荷载值。

## 2. 应变测点布置

量测的应变有：钢管应变 (GZi)，内藏桁架的斜撑应变 (XCi)，钢板上应变花 (GBi)，墙体水平钢筋应变 (HJi)，墙体竖向钢筋应变 (ZJi)。应变测点布置见图 4-5 所示。

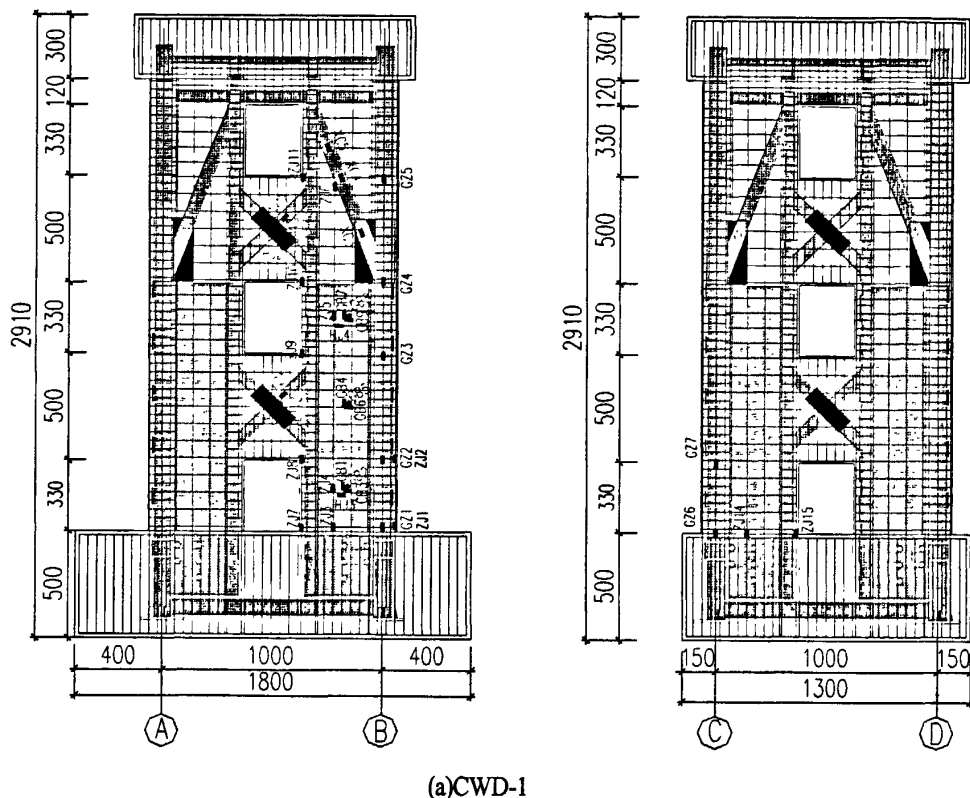


图 4-5 应变片分布图

Fig. 4-5 Arrangement of strain gauges

## 3. 裂缝绘制

人工绘制裂缝，在加载过程中，随时记录下裂缝的发生、发展情况及裂缝宽度，裂缝微小时采用裂缝观测仪测量裂缝的宽度，在绘制裂缝时用铅笔在旁边描出裂缝形状，记录下加载的循环数及其荷载值。

## 4.3 试验结果及分析

### 4.3.1 承载力实测值及分析

试验所得 CWD-1 的开裂荷载、明显屈服荷载、极限荷载的实测值列于表 4-2。

表中： $F_c$  为试件加载首次开裂荷载； $F_y$  为试件明显屈服荷载； $F_u$  为试件极限荷载； $\mu_{yu} = F_y / F_u$  为屈强比。

表 4-2 各核心筒的开裂荷载、明显屈服荷载、极限荷载实测值  
Table 4-2 Experimental results of cracking load, yield load and ultimate load

试件 编号	$F_c/kN$	$F_y/kN$			$F_u/kN$			$\mu_{yu}$		
		正向	负向	均值	正向	负向	均值	正向	负向	均值
CWD-1	165.96	361.07	415.35	388.21	761.62	773.73	767.68	0.47	0.54	0.51

由表4-2可见: CWD-1的屈强比 $\mu_{yu}$ 与曹教授课题组完成的普通带洞口混凝土核心筒和内藏桁架带洞口混凝土组合核心筒<sup>[7]</sup>相比较小,表明它从明显屈服到极限荷载的发展过程相对较长,即有约束的屈服段较长,表明该新型组合核心筒具有良好的弹塑性耗能能力和延性,这对抗震设防要求的“大震不倒”是非常有利的。

### 4.3.2 刚度实测值及分析

各核心筒的刚度  $K$  随位移角  $\theta$  增大而衰减的实测曲线见图 4-6, 其弹性、开裂、屈服刚度实测值及其衰减系数见表 4-3。表 4-3 中,  $K_0$  为核心筒的初始弹性刚度;  $K_c$  为核心筒开裂割线刚度;  $K_y$  为核心筒明显屈服割线刚度(取正负两向均值);  $\beta_{co} = K_c/K_0$  为核心筒从初始到开裂过程的刚度衰减系数;  $\beta_{yc} = K_y/K_c$  为核心筒从开裂到屈服过程的刚度衰减系数;  $\beta_{yo} = K_y/K_0$  为核心筒从初始到屈服过程的刚度衰减系数。

由表 4-3 可见: 开裂刚度较小, 这是由于混凝土强度比设计强度稍低造成。图 4-6 为核心筒的刚度  $K$  随位移角  $\theta$  增大而衰减的实测曲线。试验全过程表明, 其刚度衰减过程可分为三个阶段: 刚度速降阶段、刚度次速降阶段、刚度缓降阶段。刚度速降阶段为核心筒微裂发展到肉眼可见的裂缝阶段; 刚度次速降阶段为明显开裂到明显屈服阶段; 刚度缓降阶段为明显屈服到最大弹塑性变形阶段。

表 4-3 核心筒刚度实测值及其衰减系数  
Table 4-3 Experimental results of stiffness and attenuation coefficient

模型 编号	$K_0$ (kN/mm)	$K_c$ (kN/mm)	$K_y$ (kN/mm)	$\beta_{co}$	$\beta_{yc}$	$\beta_{yo}$
CWD-1	182.14	61.01	54.21	0.33	0.89	0.30

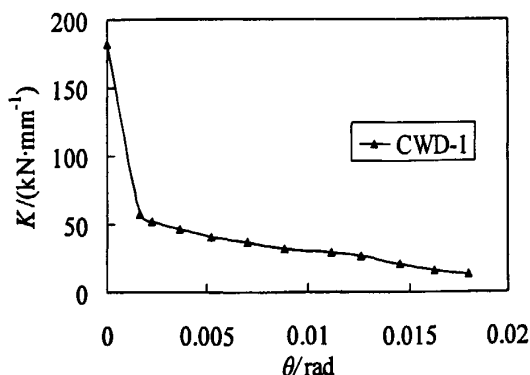


图 4-6 “刚度—位移角”关系曲线图  
Fig. 4-6 Curves of “stiffness-displacement shift”

### 4.3.3 延性性能分析

试验所得的CWD-1的位移及延性系数实测值见表4.4。表4.4中位移指所测的筒体顶部水平位移，即 $U_1$ 读数。其中： $U_y$ 为与 $F_y$ 相对应的屈服位移； $U_0$ 为与极限荷载 $F_0$ 相对应的位移； $U_d$ 为弹塑性最大位移，是极限荷载下降至85%时所对应的位移； $\mu = U_d/U_y$ 为延性系数，其中 $U_y$ 和 $U_d$ 取正负两向实测位移的均值。 $\theta_p$ 是试件达到弹塑性最大位移时的位移角。

由表4.4可以看出：CWD-1的正负两向的最大弹塑性位移角均值达到1/66，具有良好的弹塑性变形能力；CWD-1正负两向的延性系数均值达到4.85，说明该筒体具有较好的延性。

表4.4 位移及延性系数实测值  
Table 4.4 Experimental results of displacement and ductility coefficient

模型编号	$U_y/\text{mm}$			$U_0/\text{mm}$			$U_d/\text{mm}$			$\theta_p$	$\mu$
	正向	负向	均值	正向	负向	均值	正向	负向	均值		
CWD-1	7.05	7.27	7.16	26.85	26.27	26.56	35.11	34.28	34.69	1/66	4.85

### 4.3.4 滞回特性分析

图4-7~4-9为实测所得试件CWD-1的“水平力 $F$ —顶部水平位移 $U_1$ ”滞回曲线、“水平力 $F$ —中部水平位移 $U_2$ ”滞回曲线、“水平力 $F$ —下部水平位移 $U_3$ ”滞回曲线。由图4-7~4-9可见：此模型的滞回曲线中部捏拢程度较轻，说明墙体中加设钢板和斜撑后结构抗震的抗震耗能性能良好。

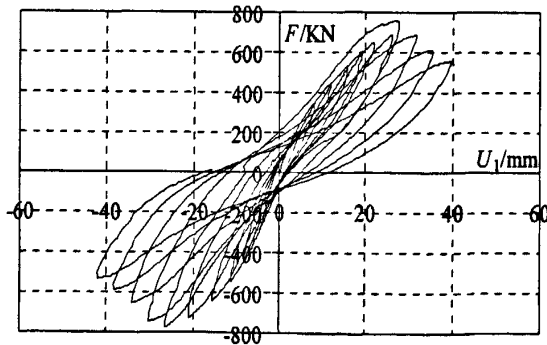


图4-7“水平力 $F$ —顶层水平位移 $U_1$ ”滞回曲线  
Fig.4-7 Hysteretic curve of specimen about  $F$  and  $U_1$



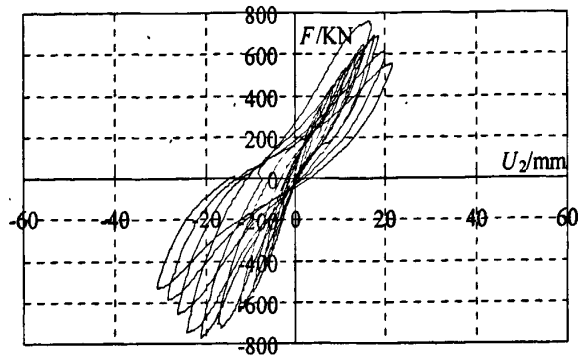


图4-8 “水平力 $F$ —中间层水平位移 $U_2$ ”滞回曲线  
Fig.4-8 Hysteretic curve of specimen about  $F$  and  $U_2$

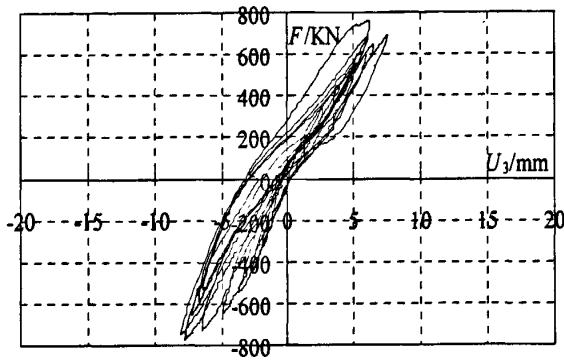


图4-9 “水平力 $F$ —下部水平位移 $U_3$ ”滞回曲线  
Fig.4-9 Hysteretic curve of specimen about  $F$  and  $U_3$

### 4.3.5 破坏特征分析

CWD-1 裂缝破坏图见图 4-10，其中 Y 面、-Y 面为与加载方向平行的两个面，X 面、-X 面为与加载方向垂直面。CWD-1 最终破坏图见图 4-11，局部破坏图见图 4-12。

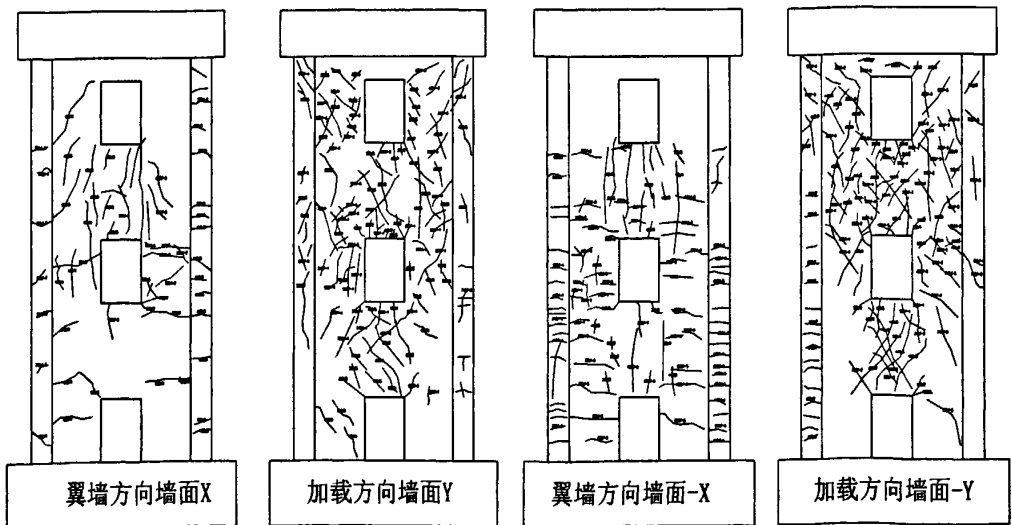


图 4-10 CWD-1 破坏裂缝图  
Fig.4-10 Crack Patterns at failure of CWD-1

(1)第一循环正向加载:当荷载达到150KN时,-Y面中间洞口的左上角出现一条约 $60^\circ$ 方向的斜裂缝,并向左上方向延伸大约长10cm。165KN时,中间洞口底部距右下角5cm的地方出现一条斜裂。长约10cm。与左上角的裂缝与水平面的夹角度相当。缝荷载到达200KN时,上部连梁靠近上部洞口角部处出现一条裂缝,从上部洞口边缘向下延伸,长达20cm。

第一循环负向加载:荷载加载到210KN时,与第一循环正向加载对称的位置出现对称的裂缝,并且此时中间洞口的四个角均出现裂缝,且角部新开展的裂缝长度5~10cm不等。同样在荷载达210KN时,在底部有钢板之上,钢骨柱远离洞口一侧位置处,墙体出现第4条新裂缝,裂缝角度(按与水平面间夹角)为 $75^\circ \sim 90^\circ$ 之间。

(2)第二循环正向加载:荷载到达275KN时,上部连梁跨中中部出现第一条 $45^\circ$ 方向的斜裂缝。中间洞口边沿着水平边缘也出现两条竖缝。中间洞口右下角的裂缝当荷载加到250KN时向右下延伸。在中间洞口两侧墙肢上也有新缝的出现,但是新缝长度较短,且角度均大于 $60^\circ$ 。在钢骨柱的边缘(与钢板相连以上部分)出现裂缝,裂缝位置正好在暗柱的边线附近。

第二循环负向加载:上部连梁和下部连梁上均有裂缝出现。垂直于加载方向的受拉面墙肢上出现水平裂缝,裂缝位于钢板上部边缘附近。

(3)第三循环正向加载:荷载从270KN开始,上部洞口两侧的墙肢出现较长的斜裂缝,在上部洞口右侧出现均匀分布的四条斜裂缝,长度几乎相等,位置正好在暗柱位置。

第三循环负向加载:上部洞口两侧墙肢出现第三循环正向加载相反方向的裂缝,与正向加载方向的裂缝正好形成交叉的斜裂缝。上下部连梁中部也出现交叉的斜裂缝。该循环结束时,墙肢裂缝最大宽度达0.2mm。

(4)第四循环正向加载和负向加载时,墙肢上和连梁上相继出现新裂缝,裂缝的开展主要集中于上1/2部分。垂直加载方向的受弯面墙肢也出现许多水平裂缝,裂缝主要分布在墙肢的下部。叠合柱上也出现许多水平裂缝,裂缝主要分布于中间1/3范围内。荷载加载结束时,墙肢上的最大缝宽达到0.3mm。此时可以明显的看出,1/2范围之上墙肢和连梁上的裂缝明显多于底部的裂缝。

(5)第五循环加载时,裂缝在原有基础上延伸,有少量裂缝出现。主要是垂直受立面受拉墙肢上和叠合柱边框上出现的裂缝比较多。此时墙上缝宽达5mm。

(6)第六循环加载时,位移角达到1/120。此时已经可以观察到中间洞口上部墙肢和连梁上分布裂缝较多,且在暗柱边界线上出现明显的竖缝分部带。叠合柱边框上的受弯面裂缝已经向受加载面的叠合柱上延伸。叠合柱受剪面的顶部有几条斜裂缝,角部与墙肢上裂缝的角度相当。加载完毕后墙肢上最大裂缝宽度达0.8mm,且没有破坏现象。

(7)第七循环加载时,此时位移角为1/90,洞口边上的暗柱处的裂缝连通,可以听到混凝土开裂的声音,有混凝土起皮现象,且起皮范围从上部向下部延伸。

(8) 第八循环加载时,荷载达到极限承载力。暗柱上部起皮部位向墙肢部分延伸,混凝土开始掉渣,+Y面连梁开始向外鼓出现象。上部连梁上的裂缝连通,形成斜向不规则的网格状,有混凝土起皮现象,中间洞口的角部混凝土压碎。有小部分混凝土脱落现象。叠合柱上大量出现水平裂缝。加载结束时墙肢上裂缝宽度达到2mm。

(9) 第九循环加载时,主要是叠合柱上裂缝的开展。此时下1/2高度范围内的墙肢和连梁几乎不在出现新缝,主要是上部钢筋柱和墙肢分界线处的混凝土缝宽不断增大和混凝土的不断脱落。混凝土脱落部分形成一个竖条,位于暗柱边缘部位,上启始于上部洞口位置,下结束于上部连梁中间位置。+Y面混凝土脱落较严重,上部洞口右侧墙肢处出现鼓包,该位置内部有斜向的钢撑,钢撑屈曲鼓起,使混凝土脱落,钢筋露出。

(10) 第十循环加载时,钢筋柱部分混凝土脱落向下延伸至钢板上边缘,洞口角部(左侧)。混凝土脱落同时向墙肢水平方向发展,形成鱼鳞状。同时,连梁端部也有向内部吃尽,土加载过程中,不断看到混凝土掉渣现象,连梁部分水平和竖向钢筋露出。

(11) 第十一循环加载时,上部连梁混凝土大面积开始脱落,上部洞口边的两侧墙肢上的混凝土也开始大面积的脱落,钢筋严重外露,钢撑在拉压过程中反复被拉直和被压屈。上部洞口变形最为严重。最终位移达到41mm时位移角为1/55时,试验结束。此时叠合柱边框没有明显的破坏,下部钢板处的钢板侧的混凝土受到的损伤很小,墙肢只有少量的裂缝,下部连梁分布许多交叉的斜裂缝,但是相对于上部连梁较少。

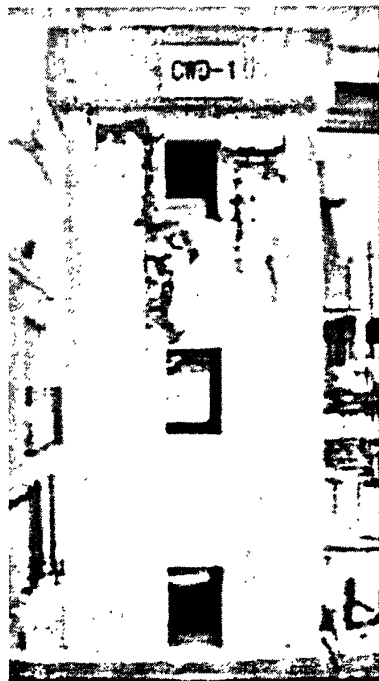


图4-11 核心筒整体破坏形态  
Fig.4-11 Failure modes of specimens

## (1) 核心筒整体:

在水平加载方向的墙体上,破坏表现为上部墙体破坏较下部墙体严重,在加载初期,深梁跨中部位和洞口角部的裂缝出现较早,发展也最快;然后是上部洞口墙肢暗柱处出现许多小的斜裂缝,说明在加载过程中连梁先进入耗能,在反复加载过程中,洞口两侧暗柱与墙体连接部位出现多条交叉斜裂缝,并且裂缝不断延伸和贯通,形成一个竖向的破坏带,这个破坏带由墙体上部向下延伸,如图4-11所示。破坏带不断向墙面延伸,最后上部洞口边墙体混凝土成片脱落,内部水平钢筋和竖向钢筋露出,没有拉断现象,

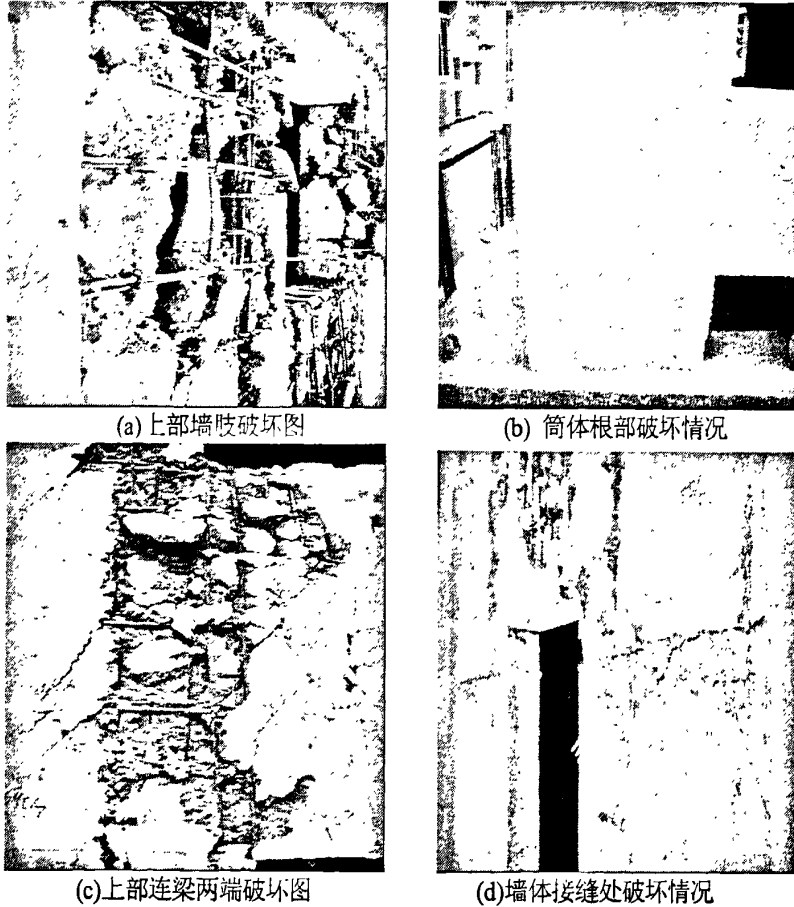


图4-12 核心筒局部破坏形态

Fig.4-12 local failure modes of specimens

内部钢撑在反复拉伸过程中被压屈,如图4-12(a)所示。由裂缝图可以看出在受剪面上,钢板与斜撑分界线处有较多的裂缝。试件下部约1/2范围的内藏钢板混凝土组合墙体及叠合柱边框没有明显的破坏现象,如图4-12(b)所示。可以看出,底部采用内藏钢板混凝土组合剪力墙,可有效地增强底部的抗剪和抗弯性能,克服了通常核心筒的底部相对薄弱的现象,提高了核心筒的抗震安全性。上部连梁破坏相对下部连梁破坏严重,虽说其上部的连梁破坏程度相对较重,但主要特征是在连梁的端与墙肢之间的形成了竖向耗能条带,而内藏钢桁架混凝土组合连梁并未严重破坏,结构后期的抗震性能仍是较为稳定的。在荷载的反复作用的后期,上部连梁中部斜撑出

现外凸现象,在钢撑被反复压屈、拉直过程中可消耗地震输入结构的能量。在加载过程中,上部墙体和连梁中的内藏钢撑没有出现折断现象,斜撑和钢筋共同发挥了耗能作用,从而增强了核心筒整体的承载力和耗能能力。最终破坏时连梁端部出现竖向裂缝,端部区域混凝土成片脱落,连梁中断没有出现明显的交叉裂缝,连梁内部钢筋没有颈缩和拉断现象,使得连梁中的斜撑和钢筋共同发挥耗能作用,如图 4-12(c)所示。由于该筒体分两次浇注,施工时接触面处理的不是很理想,受剪面接触缝产生水平通缝,如图 4-12(d)所示。叠合柱裂缝分布情况:叠合柱上裂缝为垂直加载方向面上裂缝出现较早,且逐步向加载方向内延伸。其裂缝主要为水平裂缝,主要分布在下 1/2 柱,且裂缝宽度较小。核心筒边框柱的变形曲线形状:约以 1/2 高度处为分界线,下部柱子呈侧移较小的直线,上部柱子呈侧移较大弯曲变形明显的斜线。

#### (2)连接构造:

墙体水平钢筋与叠合柱钢管的焊接是可靠的:墙肢与叠合柱交界处没有明显的破坏,只有上部墙肢上的斜裂缝延伸至交线处,下部墙肢与柱子的交线处没有裂缝的延伸,水平钢筋与边框柱钢管的焊接连接性能很好,没有拉断和脱焊现象,说明将水平钢筋弯折后再与焊接在钢管上的钢板条焊接是可靠的。采用钢板马牙槎与叠合柱的连接方式,既可保证墙体与叠合柱之间的共同工作,又可增强叠合柱钢管壁之间的拉结性能,构造可靠。

## 4.4 实测应变及分析

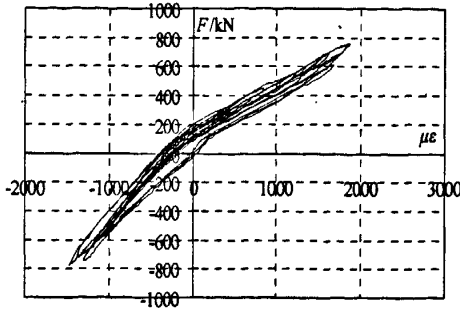
构件中钢筋、钢管及斜撑等的应变大小及变化规律反映了构件的受力状态和横截面应变分布情况。下面对其实测应变进行分析。

钢筋应变大小及其变化规律反映了试件受力状态和横截面应变分布情况。钢筋屈服应变值见表 4-5。

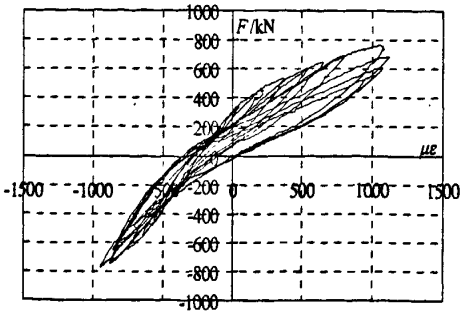
表 4-5 钢筋及钢材屈服应变值  
Table 4-5 Yield strain value of reinforcing bars and steel

钢筋(钢材)规格	Φ4 冷拔钢筋	8#铁丝	Φ6 钢筋	3mm 厚钢板	3.5 mm 厚钢管
$\varepsilon$	$3353 \times 10^{-6}$	$1937 \times 10^{-6}$	$2122 \times 10^{-6}$	$1791 \times 10^{-6}$	$1728 \times 10^{-6}$

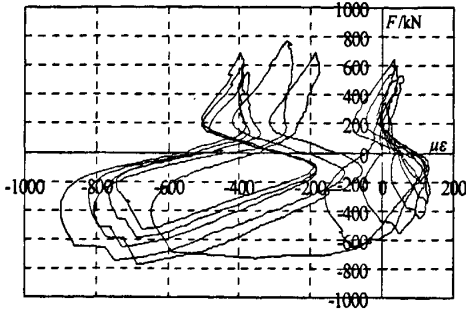
构件 CWD-1 布置了核心筒竖向钢筋应变 (ZJi), 核心筒水平钢筋应变 (HJi), 型钢柱应变 (GZi), 斜撑应变 (XCi), 钢板应变花应变 (GBi)。核心筒竖向分布钢筋实测应变点有 16 个, 分别为 ZJ1~ZJ16, 滞回曲线如图 4-13。水平钢筋应变点有 4 个, 分别为 HJ1~HJ4, 滞回曲线如图 4-14。钢管柱应变测点有 6 个, 分别为 GZ1~GZ6; 钢板应变测点 3 应变花, 分别为 GB1~GB9; 斜撑上应变测点有 4 个, 分别为 XC1~XC4, 滞回曲线如图 4-15。



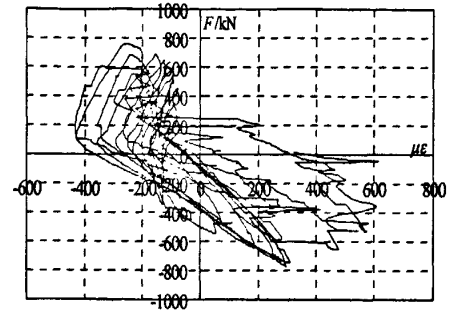
(a)ZJ1



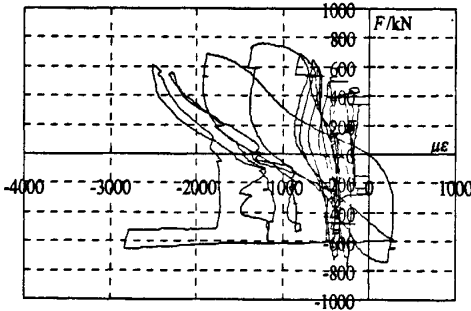
(b)ZJ2



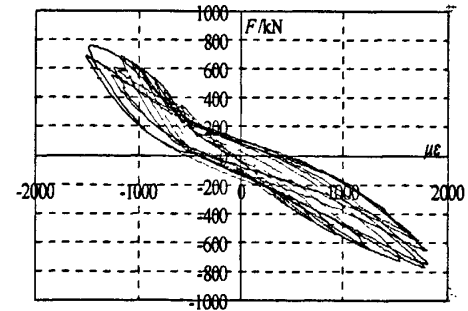
(c)ZJ3



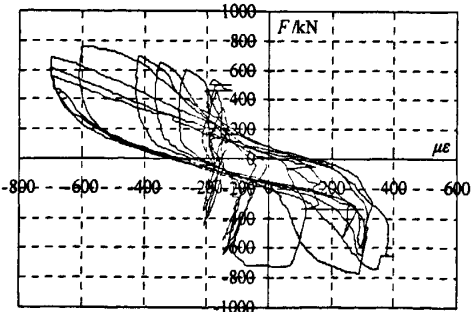
(d)ZJ4



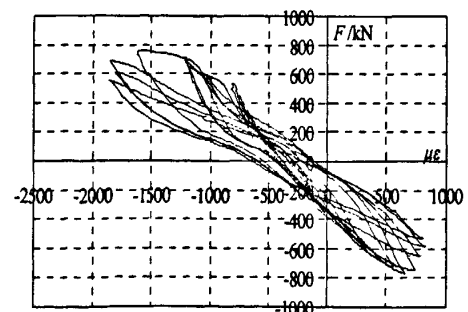
(e)ZJ5



(f)ZJ7



(g)ZJ8



(h)ZJ9

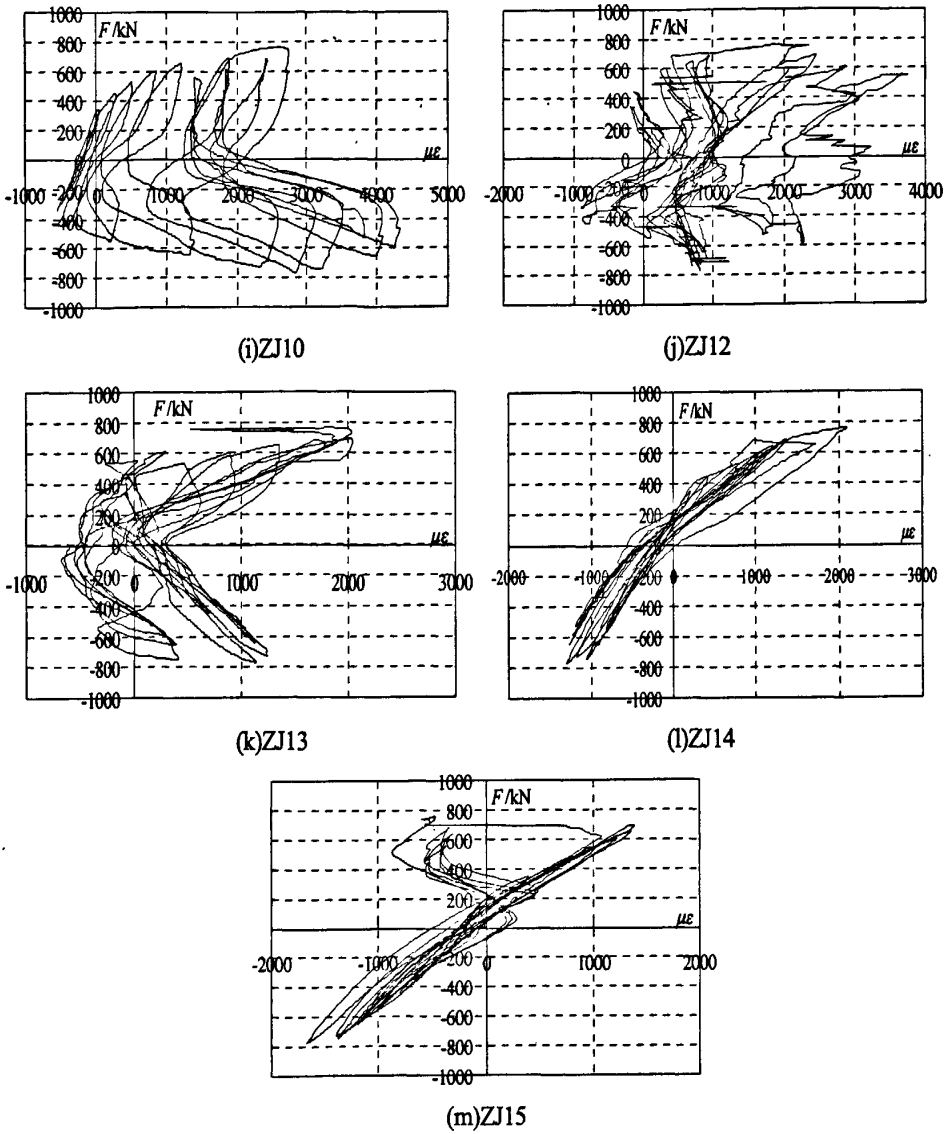
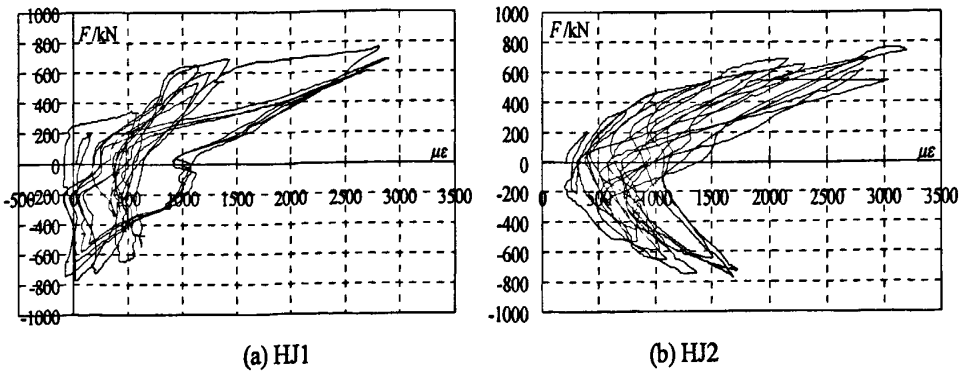
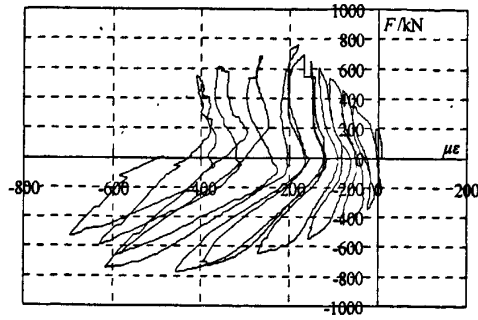


图 4-13 CWD-1 竖向分布钢筋“F—ε”滞回曲线图

Fig. 4-13 Load-strain Variation Curves for Longitudinal Bar Specimen CWD-1

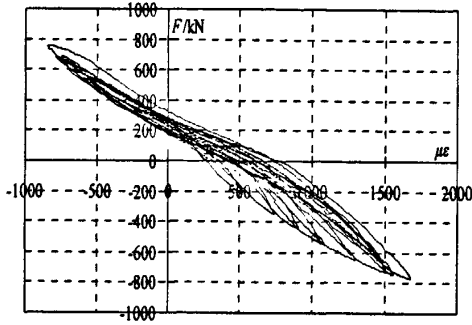




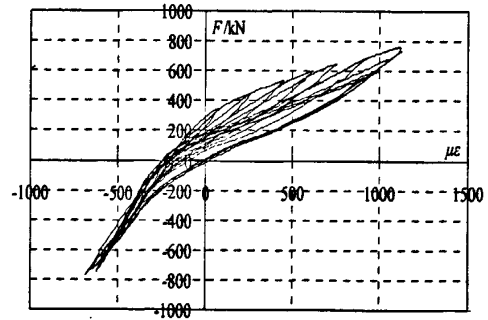
(c) HJ4

图 4-14 CWD-1 水平分布钢筋“F— $\epsilon$ ”滞回曲线图

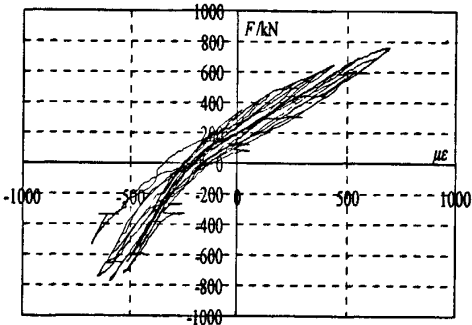
Fig. 4-14 Load-strain Variation Curves for Transverse Bar Specimen CWD-1



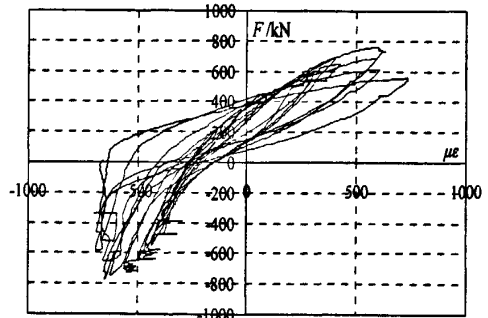
(a) GZ1



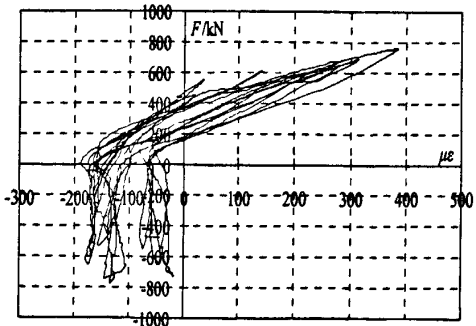
(b) GZ2



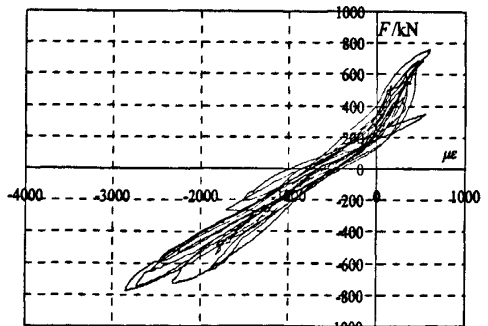
(c) GZ3



(d) GZ4

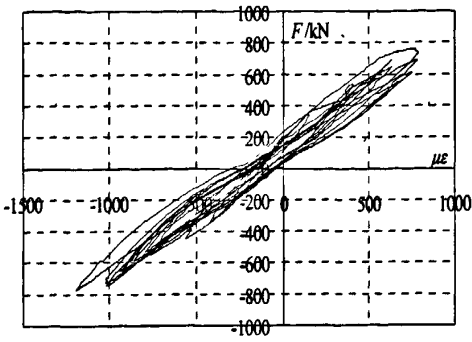


(e) GZ5

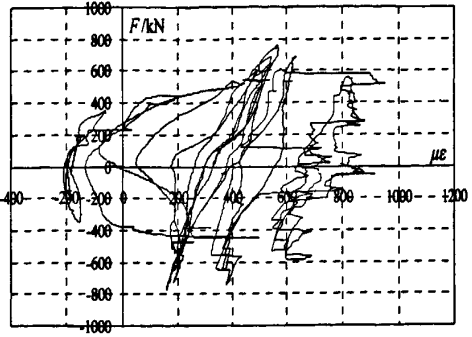


(f) GZ6

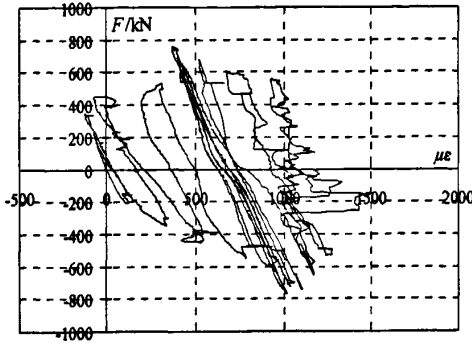




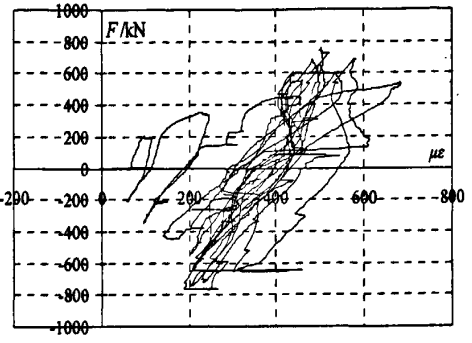
(g) GZ7



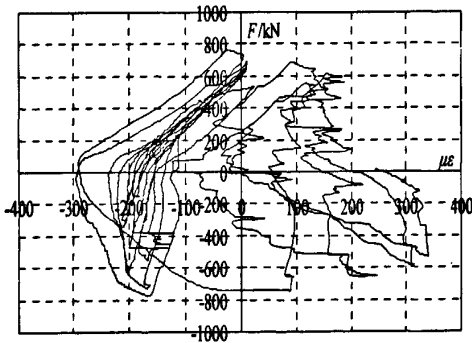
(h) GB1



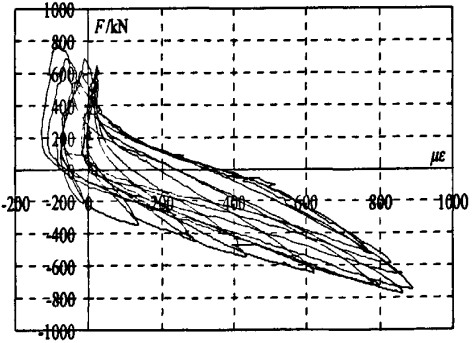
(i) GB2



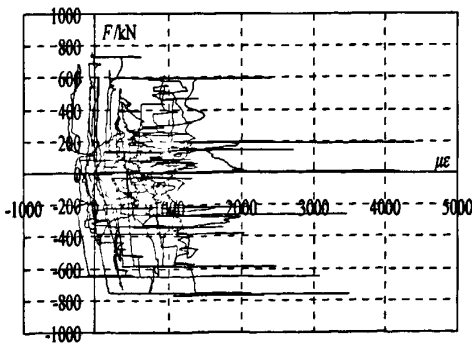
(j) GB3



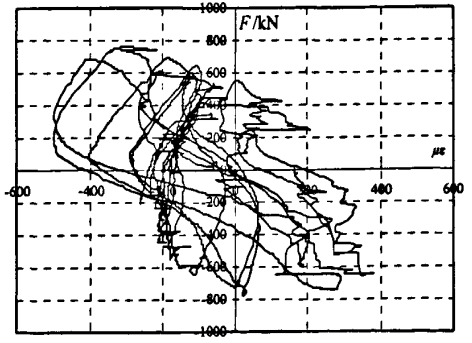
(k) GB4



(l) GB5



(m) GB6



(n) GB7

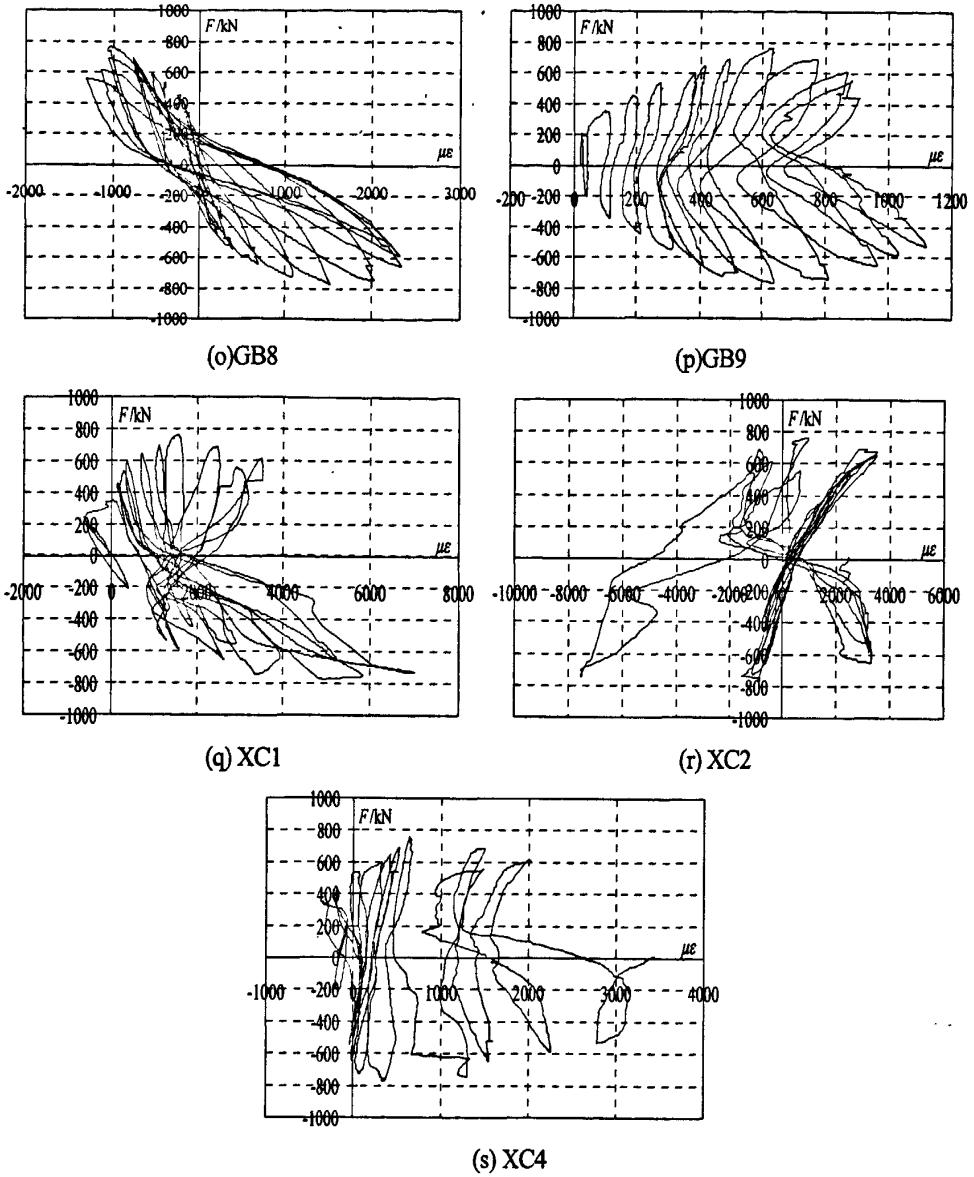
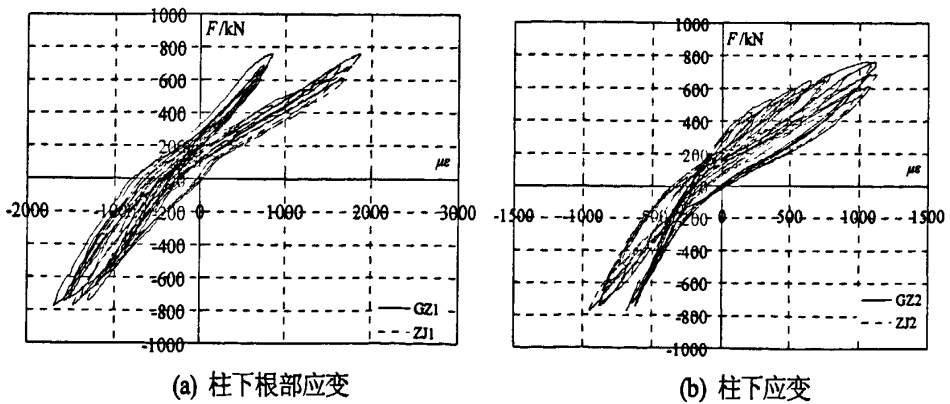


图 4-15 CWD-1 型钢“ $F-\epsilon$ ”滞回曲线图

Fig.4-15 Load-strain Variation Curves for Profiled Steel of Specimen CWD-1



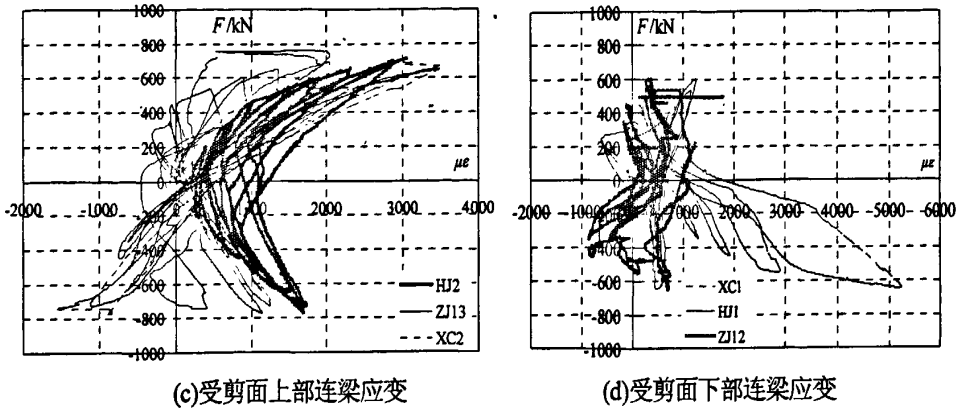
图 4-16 型钢与钢筋“ $F-\epsilon$ ”滞回曲线比较图

Fig. 4-16 Comparison Load-strain Variation Curves between Profiled Steel and Steel Bar

试验表明：在核心筒墙板中同一位置处，型钢斜撑应变速度明显快于水平及竖向分布钢筋应变的速度。这说明型钢斜撑作为墙内第一道防线，首先进入屈服并可充分发挥其抗力和耗能作用。其中，柱下部应变如图4-16(a)(b)所示，钢管柱的应变比相同位置的分布钢筋应变稍小，说明型钢与混凝土之间有少量的滑移，同时由于钢桁架自身形成传力体系，保证型钢的应变与钢筋应变基本一致。模型受剪腹板中央下部连梁的型钢斜撑应变，相同位置分布钢筋应变  $\epsilon$  随水平荷载  $F$  变化的比较曲线见图4-16(c)；受剪腹板下部墙肢的型钢斜撑应变，相同位置分布钢筋应变  $\epsilon$  随水平荷载  $F$  变化的比较曲线见图4-16(d)；由图 4-16(c)、(d)可见，型钢斜撑作为第一道防线首先进入屈服，除其弹塑性变形可消耗能量外，更主要的是它有效地控制了斜裂缝的开展与分布，使整个核心筒耗能能力显著增强。

## 4.5 本章小结

本章通过对钢管混凝土叠合柱边框内藏钢板—钢撑组合核心筒在低周反复水平荷载作用下的抗震性能进行试验研究。分析研究了它的承载力、刚度及其退化过程、延性、耗能、滞回特性及破坏过程, 试验研究结果表明:

(1) 钢管混凝土叠合柱边框内藏钢板—钢撑带洞口混凝土组合核心筒, 钢撑区域墙体裂缝分布比钢板区域墙体裂缝分布密, 可以看出底部钢板的设置提高了核心筒底部的抗震能力。

(2) 钢管混凝土叠合柱边框上混凝土裂缝的出现, 相对墙体裂缝的出现滞后, 其相应的开裂荷载明显高于墙体开裂荷载, 叠合柱边框的最终破坏也较轻。

(3) 采用钢管混凝土叠合柱边框内藏钢板—钢撑混凝土组合核心筒, 经过合理设计, 可以达到沿筒体的高度变强度、变刚度设计的目的, 即在受力较大的底部采用内藏钢板混凝土组合墙体, 在受力较小的上部采用内藏钢桁架混凝土组合墙体, 乃至再往上受力更小的顶部采用普通钢管混凝土叠合柱边框筒体。建议钢管混凝土叠合柱宜通高设置, 但其截面尺寸可具需要下强、上弱。



## 第5章 钢管混凝土边框内藏钢桁架核心筒抗震设计建议

### 5.1 一般规定

(1) 在框架—核心筒结构、筒中筒结构中：若遇受力较大或墙体相对薄弱的核心筒，可选用钢管混凝土边框内藏钢桁架组合核心筒；若遇建筑限制核心筒墙体厚度，且采用普通混凝土核心筒难以满足抗震要求时，可选用钢管混凝土边框内藏钢桁架组合核心筒。

(2) 在核心筒的抗震设计中，可沿核心筒高度采用不同的组合竖向构件，通常可在核心筒底部受力较大的一定高度范围内采用钢管混凝土边框内藏钢桁架组合核心筒的设计方案，在沿高一定中部楼层范围内采用钢管混凝土边框带钢筋暗支撑组合核心筒，而在上部楼层则采用钢管混凝土边框普通混凝土核心筒。这种设计方案，沿高可变化核心筒墙体的厚度，并相应改变钢管混凝土边框的尺度。

(3) 对于带洞口的核心筒，当连梁为深梁时，为提高连梁的延性，可采用内藏钢桁架组合连梁。

### 5.2 构造措施

(1) 钢管混凝土边框内藏钢桁架组合核心筒的混凝土强度等级不宜低于 C35。

(2) 截面尺寸：内藏钢桁架混凝土核心筒的墙体厚度不宜小于400mm。

(3) 钢管混凝土叠合柱叠合层的纵向受力钢筋的混凝土保护层最小厚度应符合国家标准《混凝土结构设计规范》GBJ 10-89 的规定，叠合柱外包混凝土的厚度不宜小于截面尺寸的 15%，同时满足《型钢混凝土组合结构技术规程》的有关要求。

(4) 钢管混凝土叠合柱中设置的箍筋宜为封闭式箍筋，其末端 135° 弯钩。弯钩端头平直段长度不应小于 10 倍箍筋直径，当叠合柱中钢管与连接板连接处无法穿过封闭箍筋时，将箍筋做成如图 5-1 所示形状，将开口端焊接在连接板上。

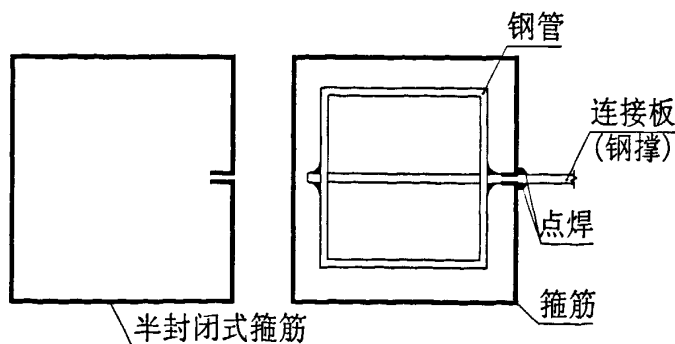


图 5-1. 半封闭箍设置方法

Fig5-1. The method of semi-closed stirrup

(5) 在钢管与连接板或钢撑连接处, 钢管内部应设置肋板。

(6) 钢管边框与混凝土墙体水平钢筋的连接, 可采用在钢管上焊接竖向钢板条带, 并将水平钢筋直弯段与该钢板带焊接的方式。水平钢筋直弯段焊接长度一般不小于5倍钢筋直径, 且不大于分布钢筋的间距。

(7) 在需要设置栓钉的部位, 可按弹性方法计算型钢翼缘外表面处的剪应力, 相应于该剪应力的剪力由栓钉承担; 栓钉承载力应按国家标准《钢结构设计规范》GBJ 17-88 的规定计算。型钢上设置的抗剪栓钉的直径规格宜选用 19mm 和 22mm, 其长度不宜小于 4 倍栓钉直径, 栓钉间距不宜小于 6 倍栓钉直径。型钢上设置的抗剪栓钉, 为发挥其传递剪力作用, 栓钉的直径、长度、间距宜正确的选定。

(8) 内藏钢桁架混凝土组合核心筒, 其内藏钢桁架两侧均应设置水平、竖向分布钢筋。内藏钢桁架混凝土组合核心筒的竖向和水平分布钢筋的最小配筋率均不应小于0.25%, 钢筋最大间距不应大于300mm, 最小直径不应小于8mm。组合核心筒底部加强部位, 竖向和水平分布钢筋配筋率均不应小于0.3%, 钢筋间距不应大于200mm。

(9) 型钢斜撑: 型钢斜撑的倾角宜控制在  $45^{\circ} \sim 60^{\circ}$  之间, 配钢形式宜设计成 X 形, 人字形, V 形, 单斜杆。在可能的条件下应尽量少设型钢接头, 型钢斜撑接头宜设在受力较小处。暗支撑可按“下强上弱”原则加设, 以保证核心筒的强度和刚度沿高度合理分布。当在核心筒底部一定范围内采用内藏钢桁架混凝土组合核心筒时, 可防止核心筒可能出现的底部薄弱部位集中破坏的现象, 同时兼有增强抵抗基底剪切滑移的作用。

(10) 型钢桁架支撑连接: 除偏心支撑外, 支撑的重心线应通过梁与柱轴线的交点, 当受条件限制有不大于支撑杆件宽度的偏心时, 节点设计应计入偏心造成的附加弯矩的影响。柱和梁在与支撑翼缘的连接处, 应设置加劲肋。加劲肋应按承受支撑轴心力对柱或梁的水平或竖向分力计算。

### 5.3 本章小结

本章在对内藏钢桁架混凝土组合核心筒试验研究和理论研究的基础上, 提出了钢管混凝土边框内藏钢桁架组合核心筒的抗震设计的一般规定和构造措施, 可供抗震设计参考。

## 结论与展望

本文在课题组提出并完成的内藏钢桁架混凝土组合核心筒研究基础上<sup>[4-8]</sup>, 将其组合部件进一步强化, 提出了钢管混凝土边框内藏钢桁架组合核心筒, 这种新型组合核心筒的特征在于: 钢管混凝土—钢桁架—混凝土筒体三重抗侧力构件组合, 可充分发挥各组合构件的力学特性, 显著提高核心筒的综合抗震耗能能力, 具有多道抗震防线; 建筑抗火性能与结构抗震性能实现一体化。

本文的工作主要包含三方面:

1、组合核心筒抗震性能试验研究。进行了 5 个组合核心筒的抗震性能试验研究, 包括: 1 个钢管混凝土边框内藏钢桁架组合核心筒; 1 个钢管混凝土叠合柱边框内藏钢桁架组合核心筒; 1 个钢管混凝土叠合柱边框内藏钢板—钢撑组合核心筒; 1 个钢管混凝土边框组合核心筒; 1 个钢管混凝土叠合柱边框组合核心筒。

2、组合核心筒抗震性能分析。较系统的分析了各组合核心筒的承载力、刚度及其退化过程、延性、滞回特性、耗能能力及破坏特征等, 揭示了其抗震机理, 总结了其变形发展规律。

3、组合核心筒承载力模型建立。建立钢管混凝土边框内藏钢桁架组合核心筒的承载力计算简化模型与公式。

4、研究了新型组合核心筒的抗震设计方法, 提出了结构构造措施。

主要结论:

(1) 钢管混凝土边框内藏桁架组合核心筒的承载力、延性、耗能能力比普通钢管混凝土边框组合核心筒显著提高。其中, 承载力提高了 37.2%, 耗能能力提高了 52.5%。内藏钢桁架的存在, 具有引导裂缝开展, 扩大裂缝分布区域, 提高核心筒的后期刚度的作用, 特别是使核心筒增加了钢桁架体系这道抗震防线。

(2) 钢管混凝土叠合柱边框内藏钢桁架带洞口组合核心筒的承载力、延性、耗能能力比普通钢管混凝土叠合柱边框带洞口组合核心筒显著提高, 其中, 承载力提高了 57.8%, 耗能能力提高了 60.0%。同样, 内藏钢桁架的存在, 引导了裂缝开展, 扩大裂缝区域, 使核心筒后期的刚度退化速度变慢, 其抗震性能更为稳定。内藏钢桁架自身作为一种抗震体系, 在该新型组合核心筒中发挥了第二道抗震防线的作

(3) 钢管混凝土叠合柱边框与钢管混凝土边框相比较, 叠合混凝土层裂缝开展均匀且分布域较广, 在裂缝开裂与闭合过程中可充分发挥其耗能作用, 防止了钢管受压屈曲, 其整体抗震能力明显提高, 同时强化了与混凝土组合墙体共同工作的性能。

(4) 钢管混凝土边框内藏钢桁架组合筒体和钢管混凝土叠合柱边框内藏钢桁架组合筒体可用于大型复杂高层及超高层建筑的抗震设计。

(5) 在试验及理论研究基础上, 提出的该新型组合核心筒的抗震设计方法和构造措施可供工程设计参考。



**研究展望:**

钢管混凝土边框内藏钢桁架组合核心筒体系有良好的应用前景, 本文的部分研究成果已在大连国际会议中心工程中应用。但是仍有许多亟待深入研究的问题, 比如:

1. 对该新型组合核心筒需进行深入的结构构造要求, 以确保组合部件共同工作的可靠性。
2. 应进一步完善该新型组合筒体的抗震分析力学模型与理论方法, 以为该结构的合理设计提供更好的理论依据。
3. 应进一步将该新型组合筒体技术与其他组合筒体技术联合应用, 比如将内藏钢板剪力墙与内藏钢桁架技术的联合应用, 课题组也正在开展这方面的试验研究和理论分析工作。

本文的缺点和不足请各位老师和同行指正。

## 参考文献

1. 刘航, 蓝宗建, 庞同和, 等. 劲性钢筋混凝土低剪力墙抗震性能试验研究[J]. 工业建筑, 1997, 27(5):31-36,47.
2. 王志浩, 方鄂华, 钱稼如. 钢筋混凝土剪力墙的抗弯性能[J]. 建筑结构, 1998, 28(2):13-16.
3. 吕西林, 董宇光等. 截面中部配置型钢的混凝土剪力墙抗震性能研究[J]. 地震工程与工程振, 2006, 26(6): 101-107.
4. 曹万林, 张建伟, 陶军平等. 内藏钢桁架混凝土组合剪力墙与钢桁架抗震性能比较[J]. 北京工业大学学报, 2007, 33(1):31-36.
5. 曹万林, 张建伟, 陶军平等. 内藏桁架的混凝土组合低剪力墙试验研究[J]. 东南大学学报(自然科学版), 2007, 37(2):195-200.
6. 曹万林, 张建伟, 董宏英, 等. 内藏桁架混凝土组合高剪力墙抗震性能. 哈尔滨工业大学学报, 2009, 41(4): 153-158.
7. 曹万林, 常卫华, 张建伟, 等. 内藏钢桁架带洞口混凝土组合核心筒抗震试验及分析[J]. 东南大学学报(自然科学版), 2008, 38(2):283-288.
8. 常卫华, 曹万林, 赵长军, 等. 内藏钢桁架混凝土核心筒抗震试验及计算分析[J]. 北京工业大学学报, 2008, 34(4):379-386.
9. 罗英, 赵世春. 带 SRC 边框低剪力墙的抗震性能试验研究. 西安公路交通大学学报, 1999, 19(2):65-69
10. 黄双华, 黄雄军. 劲性混凝土带边框低剪力墙极限承载力的计算. 西南交通大学学报, 2001, 36(4):360-364
11. 黄雄军, 赵世春. 带劲性钢筋混凝土边框低剪力墙的试验研究. 西南交通大学学报(自然科学版), 1999, 34(5):535-539
12. 刘航, 蓝宗建. 劲性钢筋混凝土低剪力墙抗震性能试验研究. 工业建筑, 1997, 27(5):32-36, 47
13. 王曙光, 蓝宗建. 劲性钢筋混凝土开洞低剪力墙拟静力试验研究. 建筑结构学报, 2005, 26(1):85-90, 124
14. 李国强, 周向明, 丁翔. 高层建筑钢-混凝土混合结构模型模拟地震振动台试验研究, 建筑结构学报, 2001, 22(2):2-7
15. 武敏刚, 吕西林. 混合结构振动台模型试验研究与计算分析. 地震工程与工程振动, 2004, 24(6):103-108
16. 计学闰等. 内藏钢板支撑剪力墙受力特点及构造措施的试验研究. 哈尔滨建筑工程学院学报, 1990, 23(2)
17. 苏磊. 带缝钢板剪力墙结构分析与试验研究. 武汉理工大学, 2004
18. 侯蕾. 纵横加劲肋钢板剪力墙试验与理论研究. 西安建筑科技大学, 2005
19. 董子建. 非加劲钢板剪力墙试验与理论研究. 西安建筑科技大学, 2005

20. 宋占海. 型钢混凝土柱受力性能的试验研究. 西安建筑科技大学学报. 1995,27(1):36~39
21. 贾金青. 钢筋高强混凝土短柱及高强混凝土短柱力学性能的研究. 大连理工大学博士学位论文. 2004
22. 程文灏, 陈忠范等. 钢筋混凝土柱轴压比限值的试验研究. 建筑结构学报. 1999;20(2):51-59
23. 聂建国, 黄远, 等. 高层钢板剪力墙结构底部加强层抗震性能分析, 地震工程与工程振动[J],28(6),2008]。
24. 苏幼坡, 刘英利, 王绍杰. 薄钢板剪力墙抗震性能试验研究. 地震工程与工程振动[J]. 22(4), 2002.
25. 李国强, 张晓光, 沈祖炎. 钢板外包混凝土剪力墙板抗剪滞回性能试验研究, 工业建筑[J]25(6) 1995。
26. 曹万林. 内藏钢筋砼支撑设暗半通缝带边框抗震墙. 中华人民共和国国家知识产权局, 第 305455 号, 专利号: ZL 97 2 44563.3.
27. 曹万林等. 钢筋混凝土带暗支撑筒体. 中华人民共和国国家知识产权局, 第 763698 号, 专利号: ZL 2004 2 0120101.4.
28. 刘春燕. 钢筋混凝土带暗支撑剪力墙抗震性能试验研究. 北京工业大学硕士学位论文, 2000:10~69
29. 刘春燕, 曹万林, 张建伟等. 暗支撑配筋比对剪力墙抗震性能的影响. 世界地震工程. 2000,16(3):71~54.
30. 董宏英. 带暗支撑双肢剪力墙抗震性能试验及设计理论研究. 北京工业大学博士学位论文. 2002:11~156
31. 曹万林, 常卫华. 内藏钢桁架混凝土组合剪力墙: 中国, ZL200520017358.1. 2006, 6.28
32. Yasuo Tanaka, Younggon Ro, et, al. . Strengthening of reinforced concrete columns by central reinforcing element [A], Proc. 11<sup>th</sup> World Conf. On Earthquake Engineering. Mexico[C], Paper No.00744, 1996.
33. Yasuo Tanaka, Y Kaneko, Hammi Yashiro, Younggon Ro, et, al. Hybrid steel reinforced concrete structure. Strengthening of Reinforced concrete columns by central reinforcing steel element [A], Proc. 12th World Conf. On Earthquake Engineering. Sydney[C], Paper No. 1739, 2000.
34. Hammi Yashiro, Yasuo Tanaka, et, al. . Seismic upgrade for reinforced concrete columns by strengthening the cross sectional centre [A], Proc. 12th World Conf. On Earthquake Engineering. Sydney[C], Paper No. 0758, 2000.
35. Yamada, Minoru. Steel Panel Encased RC Composite Shear Walls. Composite Construction in Steel and Concrete II, 1992:899-912
36. Elgaaly M, Caccesse V. Steel plate walls. Proc.of the 1990 Nat. Steel Construction Conf. Chicago: American Inst.of Steel Constr.(AISC), Chicago, III 44.1-4.26.
37. Kwan, A.K.H.; Xia, J.Q. Shake-Table Tests of Large-Scale Shear Wall and Infilled Frame Models. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Structures and Buildings. 1995,110(1): 66-77

38. Esaki, Fumiya. Reinforcing Effect of Square Steel Tube on Ductility of R/C Framed Shear Wall Whose Predominant Action is Flexure. Transactions of the Japan Concrete Institute, 1994,16:333-340
39. Hossain, K.M. Anwar; Wright, H.D. Performance of Double Skin-profiled Composite Shear Walls-Experiments and Design Equations. Canadian Journal of Civil Engineering, 2004, 31(2):204-217
40. J. W. Wallace. Lateral-Load Behavior of Shear Walls with Structural Steel Boundary Columns. Composite and Hybrid Structures. Los Angeles, California: Association for International Cooperation and Research in Steel-concrete Composite Structures, 2000:801-809
41. 韩林海. 钢管混凝土结构——理论与实践, 北京:科学出版社, 2004
42. 蔡绍怀. 现代钢管混凝土结构, 北京:人民交通出版社, 2003
43. 钟善桐. 高层钢-混凝土组合结构, 广州:华南理工大学出版社, 2003
44. 林东欣, 宗周红, 房贞政. 两层钢管混凝土组合框架结构拟动力地震反应试验研究. 福州大学学报, 2000, 28(6): 72-76
45. 夏汉强, 刘嘉祥. 矩形钢管混凝土柱带框剪力墙的应用及受力分析. 建筑结构, 2005, 35(1): 16-18
46. 廖飞宇. 带钢管混凝土边柱的钢筋混凝土剪力墙抗震性能研究. 福州大学博士学位论文. 2007:30-32
47. 曹万林, 王敏, 张建伟. 钢管混凝土边框剪力墙抗震试验及承载力计算, 北京工业大学学报[J]. 34(12), 2008
48. 曹万林, 王敏. 矩形钢管混凝土边框组合剪力墙及筒体结构抗震研究, 工程力学[J]. 25(Sup.1) 2008.
49. 韩林海, 杨有福. 现代钢管混凝土结构技术. 北京:中国建筑工业出版社, 2004.
50. 廖飞宇, 陶忠, 韩林海. 钢-混凝土组合剪力墙抗震性能研究简述. 地震工程与工程振动, 2006, 26(5):130-135.
51. H.T.Hu, C.S.Huang, M.H.Wu, Y.M.Wu. Nonlinear Analysis of Axially Loaded Concrete-Filled Tube Columns with Confinement Effect. Journal of Structural Engineering, ASCE, 2003,129(10):1322-1329
52. J. L. Beck, O. Kiyomiya. Fundamental Pure Torsional Properties of Concrete Filled Circular Steel Tubes. J. Materials, Conc. Struct. Pavements, JSCE. 2003, No. 739/v-60: 285-296
53. M. Mursi, B. Uy. Strength of Concrete Filled Steel Box Columns Incorporating Interaction Buckling. Journal of Structural Engineering, ASCE. 2003, 129(5):626-639
54. M. A. Bradford, H. Y. Loh, B. Uy. Slenderness Limits for Filled Circular Steel Tubes. Journal of Constructional Steel Research, 2002, 58(2):243-252
55. B. Young, E. Ellobody. Experimental Investigation of Concrete-Filled Cold-Formed High Strength Stainless Steel Tube Columns. Journal of Constructional Steel Research, 2006, 62(5):484-492
56. M. Johansson, K. Gylltoft. Structural Behavior of Slender Circular Steel-Concrete Composite

- Columns under Various Means of Load Application. *Steel and Composite Structures*, 2001,1(4):393-410
57. M. Johansson ,Gylltoft,K.Mechanical Behavior of Circular Steel-Concrete Composite Stub Columns. *Journal of Structural Engineering,ASCE*, 2002,128(8):1073-1081
58. Q. Q. Liang, B.Uy. Theoretical Study on the Post-Local Buckling of Steel Plates in Concrete-Filled Box Columns. *Computers and Structures*, 2000,75:479-490
59. M. Elchalakanl, X.L. Zhao, R. Grzebieta. Tests on Concrete Filled Double-Skin(CHS outer and SHS inner )Composite Short Columns under Axial Compression. *Thin-Walled Structures*, 2002,40(5):415-441
60. Z.Tao, L.H.Han. Tests and Mechanics Model on Concrete-Filled Double Skin(RHS inner and RHS outer)Steel Tubular Beam-Columns. *Journal of Construcitonal Steel Research*, 2006,62(7):631-646
61. Z.Tao, L.H.Han, Z.B.Wang. Experimental Behaviour of Stiffened Concrete-Filled Thin-Walled Hollow Steel Structural(HSS) Stub Columns. *Journal of Construcitonal Steel Research*, 2005,61(7):962-983
62. A. Azizinamini,A. Elremaily. Experimental Behavior of Steel Beam to CFT Column Connections. *Journal of Constructional Steel Research*,2001,57:1099-1199
63. J. Beutel,D. Thambirafiam,N. Perera. Cyclic Behaviour of Concrete Filled Steel Tubular Column to Steel Beam Connections. *Engineering Structures*,2002,24(1) :29-38
64. T.V. Galambos,Recent Research and Design Developments in Steel and Composite Steel-Concrete Structures in USA.*Journal of Constructional Steel Research*, 2000, 55(1-3) :289-303
65. W. O. Oyawa,K.Sugiura,E.Watanabe. Polymer Concrete-Filled Steel Tubes under Axial Compression . *Construction and Building Materials*,2001,1 S(4) :187-197
66. S. Wei,S. T. Mau,C. Vipulanandan,etc. Performance of New Sandwich Tube under Axial Loading: Experiment . *Journal of Structural Engineering,ASCE*,1995,121(2) :1806-1814
67. S. Wei,S. T. Mau,C. Vipulanandan,etc. Performance of New Sandwich Tube under Axial Loading:Analysis . *Journal of Structural Engineering,ASCE*,1995,121(2) : 1815-1821
68. X. L. Zhao,R. H. Grzebieta. Strength and Ductility of Concrete Filled Double Skin(SHS Inner and SHS Outer)Tubes. *Thin-Walled Structures*,2002,40(2) :199-213
69. X. L. Zhao, B. Han. Grzebieta R H. Plastic Mechanism Analysis of Concrete-Filled Double Skin(SHS Inner and SHS Outer)Stub Columns. *Thin-Walled Structures*, 2002,40(10) :815-833
70. X. L. Zhao,R. H. Grzebieta,M. Elchalakani. Tests of Concrete-Filled Double Skin Circular Hollow Sections. *Proceeding of the First International Conference on Steel and Composite Structures,Pusan,Korea*,2001:283-290
71. F. Yagishita,H. Kitoh,M. Sugimoto,etc. Double-Skin Composite Tubular Columns Subjected Cyclic Horizontal Force and Constant Axial Force. *Proceeding of 6th ASCCS Conference. Los Angeles, USA*,2000:497-503

72. A. Astaneh-Asl, Q. Zhao. Cyclic Behavior of Steel Shear Wall Systems. Annual Stability Conference. Seattle: Structural Stability Research Council, 2002
73. 高层建筑混凝土结构技术规程 (JGJ3-2002). 中国建筑工业出版社, 2002
74. 型钢混凝土组合结构技术规程 (JGJ138-2001). 中国建筑工业出版社, 2002
75. 程文灏, 颜德姮, 康谷贻. 混凝土结构[M]. 第4版, 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.



## 攻读硕士学位期间申报的专利和发表的论文

### 发明专利:

- 1 曹万林, 耿海霞, 张建伟, 董宏英. 内藏条状多腔钢管混凝土芯板组合剪力墙: 中国, 200910244431.1[P]. 国家发明专利. 2010.04.28 (初审通过)

### 学术论文:

- 1 曹万林, 耿海霞, 张建伟, 董宏英, 杨信强. 钢管混凝土叠合柱边框组合核心筒抗震性能试验研究. 北京工业大学学报, 2010 (已录用) (EI 核心期刊)
- 2 张建伟, 耿海霞, 曹万林, 董宏英. 叠合柱边框内藏钢桁架带洞口组合核心筒抗震性能研究. 北京工业大学学报, 2010 (已录用) (EI 核心期刊)
- 3 耿海霞, 张建伟, 曹万林, 董宏英. 叠合柱边框内藏钢板—钢撑核心筒抗震性能试验研究. 世界地震工程, 2010, 26 (2) (已录用) (核心期刊)
- 4 张建伟, 耿海霞, 曹万林, 董宏英. 钢管混凝土边框内藏钢桁架组合核心筒抗震性能试验研究. 工程力学 (已投稿) (EI 核心期刊)





## 致 谢

本文是在导师曹万林教授的悉心指导下完成的，使我受益匪浅。攻读硕士学位3年来，从曹老师身上我体味到了他那严谨的治学态度、渊博的专业知识、丰富的科研经验、勤奋执着的精神，这都成为了我不断前行的动力和标杆，给了我巨大的启迪、鼓舞和鞭策，值此论文完成之际，谨向导师表示我崇高的敬意和衷心的感谢！

张建伟老师可是说既是我们的大师兄也是我的第二导师，在本文的试验过程论文撰写中张老师付出了大量时间和精力，给予了宝贵的指导和帮助。还有同课题组董宏英老师，董老师为人和善待人真诚，在试验过程中和论文撰写方面也给予了我很大的帮助，在此对二位尊敬的老师深表感谢！

在本文的试验研究工作中，北京工业大学工程抗震与结构诊治北京市重点实验室张从国老师、崔畔起老师、李力老师等，给予了大力的支持和帮助，在此深表谢意！

感谢所有教育过我的老师！特别感谢赵均教授，他宅心仁厚、不慕荣利，对学生认真负责，他的严谨务实，传授给我的专业知识是我不断成长的源泉，也是完成本论文的基础。希望借此机会向赵老师表示最衷心的感谢！

感谢同课题组的李刚、王金、张云鹏、张瑞云、杨信强与我共同经历了本课题的试验研究过程，给予了我大力的支持和无私的帮助，在此深表感谢！

感谢同课题组的博士师兄张文江、尹海鹏、周忠一、彭斌、王尧鸿、师姐张亚奇。感谢硕士生师弟王卿、惠存、沈松、师妹关美荣在试验过程中给予的热心帮助使得试验能够顺利完成。

在几年的学习及生活中，得到了师母王绍英老师无微不至的关怀和鼓励，在此深表谢意！

感谢我的舍友兼好友：龚远君、于文静和陈春珍！她们的开怀大笑、她们的精神鼓励、她们的……给了我快乐和温馨的感觉，给了我永远无法忘记的研究生生活。

感谢我的父母、弟弟、妹妹和所有的亲人，我取得的进步无不是他们长期支持和关爱的结果，祝福他们身体健康！开心过好每一天！

感谢国家自然科学基金(50878007)；北京市科技重大项目(D08050603720000)；国家十一五支撑课题(2006BAJ01B02-02)；北京市教委科技计划重点项目(KZ200910005008)

感谢各位评阅老师在百忙之中抽出宝贵的时间对论文给予的指导。

感谢所有给过我帮助和支持的人！

耿海霞

2010年5月

