

学校代号 10731

学 号 112081402052

分 类 号 TU398

密 级 公 开



硕士学位论文

非均匀受火条件下钢管混凝土叠合柱火灾全过程力学性能研究

学位申请人姓名 王明涛

培 养 单 位 兰州理工大学

导师姓名及职称 徐蕾 教授 王文达 教授

学 科 专 业 结构工程

研 究 方 向 钢与混凝土组合结构

论文提交日期 2014 年 5 月

学校代号：10731

学 号：112081402052

密 级：公开

兰州理工大学硕士学位论文

非均匀受火条件下钢管混凝土叠合柱 火灾全过程力学性能研究

学位申请人姓名：王明涛

导师姓名及职称：徐 蕾 教授 王文达 教授

培 养 单 位：兰州理工大学

专 业 名 称：结 构 工 程

论文提交日期：2014 年 5 月

论文答辩日期：2014 年 6 月 5 日

答辩委员会主席：樊锦仁 教授级高工

Behavior of Concrete-Filled Steel Tube Reinforced Concrete Column

Subjected to Non-Uniform Fires Based on the Overall Stage Fire

by

WANG Mingtao

B.E.(Lanzhou University of Technology) 2011

A thesis submitted in partial satisfaction of the

Requirements for the degree of

Master of Engineering

in

Structural Engineering

in the

School of Civil Engineering

of

Lanzhou University of Technology

Supervisor

Professor Xu Lei and Wang Wenda

June, 2014

兰州理工大学学位论文原创性声明和使用授权说明

原创性声明

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

作者签名：

日期： 年 月 日

学位论文版权使用授权书

本学位论文作者完全了解学校有关保留、使用学位论文的规定，即：学校有权保留并向国家有关部门或机构送交论文的复印件和电子版，允许论文被查阅和借阅。本人授权兰州理工大学可以将本学位论文的全部或部分内容编入有关数据库进行检索，可以采用影印、缩印或扫描等复制手段保存和汇编本学位论文。

本学位论文属于

1、保密□，在____年解密后适用本授权书。

2、不保密□。

(请在以上相应方框内打“√”)

作者签名：

日期： 年 月 日

导师签名：

日期： 年 月 日

目录

摘 要.....	I
Abstract.....	II
第 1 章 绪论.....	1
1.1 钢管混凝土叠合柱的特点、发展与应用.....	1
1.1.1 钢管混凝土叠合柱的特点.....	1
1.1.2 钢管混凝土叠合柱的发展与应用.....	2
1.2 课题研究背景.....	3
1.3 相关课题研究现状.....	5
1.3.1 钢管混凝土叠合柱常温力学性能研究.....	5
1.3.2 钢管混凝土叠合柱抗火性能研究.....	9
1.3.3 文献综述小结.....	13
1.4 课题研究内容与方法.....	13
第 2 章 钢管混凝土叠合柱常温力学性能研究.....	15
2.1 引言.....	15
2.2 钢管混凝土叠合柱试验数据库.....	15
2.2.1 常温试验数据.....	15
2.2.2 火灾试验数据.....	20
2.3 钢管混凝土叠合柱常温力学性能分析.....	21
2.3.1 材料本构关系模型.....	21
2.3.2 轴压有限元模型的建立与算例分析.....	24
2.3.3 偏压有限元模型的建立与算例分析.....	29
2.3.4 纯弯有限元模型的建立与算例分析.....	31
2.4 本章小结.....	33
第 3 章 非均匀受火下钢管混凝土叠合柱力学性能研究.....	34
3.1 引言.....	34
3.2 钢管混凝土叠合柱温度场分析.....	34
3.2.1 火灾升降温曲线的确定.....	34
3.2.2 钢材和混凝土的热工性能.....	35
3.2.3 温度场分析物理模型.....	35
3.2.4 截面温度场非线性有限元分析.....	36
3.3 非均匀受火钢管混凝土叠合柱耐火性能分析.....	44
3.3.1 升温阶段材料本构模型.....	45
3.3.2 火灾下耐火极限算例分析.....	47
3.4 非均匀受火钢管混凝土叠合柱力学性能研究.....	54
3.4.1 耐火性能分析.....	54

3.4.2 破坏形态分析	56
3.4.3 内力重分布分析	56
3.4.4 应变变化与发展	57
3.4.5 应力变化与发展	60
3.4.6 钢管与内外混凝土接触应力变化	64
3.5 参数分析	65
3.5.1 火灾荷载比(n)	65
3.5.2 截面周长(C)	66
3.5.3 构件长细比(λ)	66
3.5.4 钢管屈服强度(f_y)	67
3.5.5 核心混凝土强度等级(f_{cu})	67
3.5.6 外围箍筋约束混凝土强度等级(f_{cu})	67
3.6 本章小结	68
第 4 章 非均匀受火后钢管混凝土叠合柱力学性能研究	69
4.1 引言	69
4.2 材料本构关系模型	69
4.2.1 高温后钢材应力-应变关系模型	69
4.2.2 高温后内外混凝土的应力-应变关系模型	69
4.3 ISO-834 标准火灾作用后钢管混凝土叠合柱抗火性能	70
4.3.1 有限元模型及验证	70
4.3.2 均匀火灾作用后钢管混凝土叠合柱剩余承载力分析	71
4.3.3 非均匀火灾作用后钢管混凝土叠合柱的力学性能分析	72
4.4 本章小结	74
第 5 章 考虑火灾全过程的非均匀受火钢管混凝土叠合柱力学性能研究	75
5.1 引言	75
5.2 降温过程中钢材和混凝土的应力-应变关系模型	75
5.3 火灾全过程作用钢管混凝土叠合柱模型验证及力学性能分析	76
5.3.1 火灾全过程有限元模型验证	76
5.3.2 均匀受火钢管混凝土叠合柱火灾全过程分析	77
5.4 考虑火灾全过程的非均匀受火钢管混凝土叠合柱力学性能分析	79
5.4.1 非均匀受火火灾全过程作用钢管混凝土叠合柱变形分析	79
5.4.2 非均匀受火火灾全过程力学性能分析	80
5.5 本章小结	82
第 6 章 结论与展望	84
参考文献	86
致谢	91
附录 A: 在学期间发表的学术论文和参与的科研项目	92

摘要

钢管混凝土叠合柱由于具有承载力高、抗震性能好和抗火性能优越而被逐渐应用于高层以及超高层建筑中，然而近年来建筑物火灾频发，给人民的生命和财产安全造成了巨大威胁，因此亟需解决其抗火问题。目前，国内外对钢管混凝土叠合柱的常温力学性能进行了大量的研究，也取得了丰硕的研究成果，但对其抗火性能的研究还很少，特别是对其非均匀受火性能的研究还少见报道。因此本文主要进行了以下几个方面的工作：

(1) 搜集整理了国内外有关钢管混凝土叠合柱常温和火灾实验数据，为后续研究工作奠定基础，然后对其轴压、偏压、纯弯等常温力学性能做了初步分析。

(2) 以钢筋混凝土、钢管混凝土和型钢混凝土等基本构件温度场研究为契机，以均匀受火和非均匀受火为界，对钢管混凝土叠合柱的温度场进行了全面细致的研究，为其火灾下力学性能的分析提供了温度数据。

(3) 在确定了钢材和混凝土热力学性能的基础上，建立了单面、两面和三面等非均匀受火条件下钢管混凝土叠合柱的力学模型，深入细致的分析了非均匀火灾作用下钢管混凝土叠合柱的温度分布、耐火极限、破坏形态以及应力、应变变化发展和接触应力变化等，并分析了火灾荷载比、截面尺寸、长细比、钢材以及内外混凝土强度等参数对钢管混凝土叠合柱耐火极限的影响规律。

(4) 以常温加载、持荷升温、持荷降温和火灾后四个阶段为分界，分别选取合理的高温后以及降温段钢材和内外混凝土的本构模型，对经历 ISO-834 标准火灾作用后和考虑火灾全过程作用的非均匀受火钢管混凝土叠合柱的力学性能进行了分析。

关键词： 钢管混凝土叠合柱； 非均匀受火； 温度场； 火灾全过程； 力学性能； 数值模拟

Abstract

For the high bearing capacity, good seismic performance and excellent resistance to fire, concrete filled steel tube reinforced concrete(CFSTRC) has been gradually used in high and super-high buildings. In recent years, however, building fire is more and more frequent. To the safety of people's life and property, it is urgent to resolve the issue of its fire performance. Currently, the mechanical properties of CFSTRC have been researched widely, and achieved fruitful research outputs, but the study of its fire resistance is still limited, especially its non-uniform fire performance has not been reported. For this, the paper has mainly carried on the following aspects of the work:

(1) To lay the foundations for the subsequent research work, experimental data of CFSTRC under normal temperature and fire at home and broad has been collected firstly, and then, a preliminary analysis of its axial compression, bias, pure bending performance has been done.

(2) Start with the temperature research of reinforced concrete, concrete filled steel tube and steel reinforced concrete, distinguish uniform and non-uniform under fire, the temperature field of CFSTRC has been studied meticulously, which, provide the temperature data for the follow-up study.

(3) Based on reasonable thermodynamic properties of tube and concrete, finite element model of CFSTRC under the condition of non-uniform fires, such as single-sided, two and three surfaces have been created respectively to research its mechanical properties. Then, the temperature distributions, failure modes, variation of internal force and the interaction between tube and concrete are analyzed meticulously, and also, the parameters of fire load ratio, cross-sectional dimensions, slenderness ratio, steel and concrete strength inside and outside are analyzed.

(4) On account of experiencing the ambient load, heating, cooling and post-fire phases, a reasonable elevated temperature and cooling sections of the constitutive model of steel and concrete has been selected, we analyzed the mechanical performance of CFSTRC after ISO-834 standard fire and the whole period of fire which combined loads with fire.

Key words: concrete filled steel tube reinforced concrete(CFSTRC); non-uniform fires; temperature field; overall stage of fire; mechanical property; numerical simulation

第 1 章 绪论

1.1 钢管混凝土叠合柱的特点、发展与应用

1.1.1 钢管混凝土叠合柱的特点

钢管混凝土叠合柱(也有学者称之为劲性钢管混凝土柱、内配钢管的钢管混凝土柱和钢管混凝土核心柱)是由截面中部的钢管混凝土柱和钢管外的钢筋混凝土柱两种构件叠合而成的组合构件(CECS188:2005, 2005^[1]), 主要由钢管、核心混凝土、纵筋、箍筋和外围混凝土组成。按钢管内外混凝土的浇筑时间不同, 可分为同期施工叠合柱和不同期施工叠合柱(CECS188:2005, 2005^[1]), 且二者的混凝土强度等级也可以不同。它主要有下面三种类型:

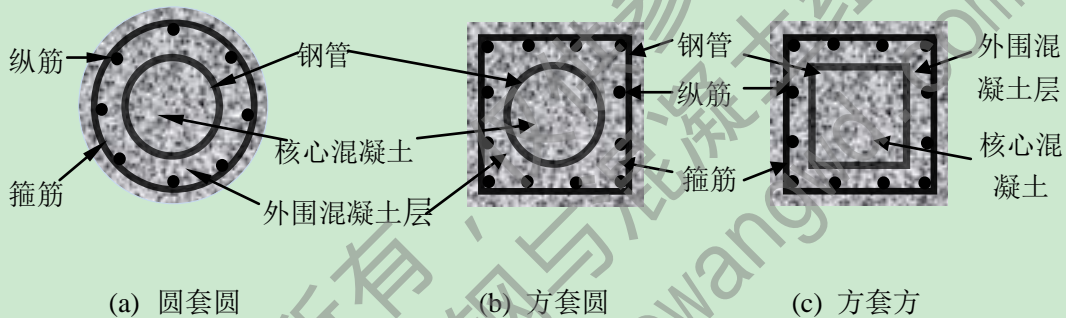


图 1.1 钢管混凝土叠合柱截面形式

钢管混凝土叠合柱的早期施工荷载由核心钢管混凝土提供, 且后期工作时的荷载也主要由它来提供, 并且它提供主要的抗剪承载力(林立岩和李庆钢, 2008^[2])。钢管外围的钢筋混凝土只承担荷载的 1/4 左右(林立岩和李庆钢, 2008^[2]), 它是在主体结构施工到一定高度后, 才在核心钢管混凝土柱外围绑扎钢筋浇筑混凝土完成的(李惠等, 1998^[3])。这样的施工做法大大提高了施工进度, 缩短了工期(李惠等, 1998^[3])。

钢管混凝土叠合柱中钢管和混凝土两种材料相互作用、协同互补、共同受力, 且核心混凝土在钢管和外围混凝土的约束下承载力明显增强(杨华, 2003^[4]), 它也具有良好的抗震性能。钢管内一般都浇筑高强混凝土, 钢管的三向约束作用有效弥补了高强混凝土的脆性性质。钢管内填充核心混凝土的做法可以有效地改善钢管的局部屈曲现象(杨华, 2003^[4]), 以此来确保钢管的完整性以及良好的施工性能, 而不至于因为它过早失稳而发生破坏。在支模时, 钢管也可以作为模板, 为工程结构减少了一定的模板用量。

核心钢管混凝土柱外围钢筋混凝土的存在, 有效加大了截面的横截面积, 减小了构件的轴压比, 使其抗弯承载力得到提高(林立岩和李庆钢, 2008^[2])。同时, 构件横截面积的增大, 提高了构件的延性和耗能能力, 有利于工程抗震(洪哲和陶忠, 2005^[5])。外围钢筋混凝土又可以作为核心钢管混凝土柱的防火保护层和防锈层, 不仅提高了构件的防火性能, 而且有效延长了构件的使用寿命, 还在一定程度上降低了后期维修加固费用。

在火灾作用下,钢管混凝土叠合柱中由于混凝土的比热容比钢材大很多,且导热系数又比钢材小,所以混凝土的升温滞后于钢管(杨华,2003^[4]),因此,内部混凝土的温度显著低于外部钢管,火灾发生很长一段时间后它仍具有很高的承载力,使钢管混凝土经受较长时间火灾作用而不破坏(杨华,2003^[4])。与此同时,内部核心混凝土受钢管约束,核心混凝土在高温下不会发生爆裂和剥落,仍然维持较高的承载力(杨华,2003^[4])。而且,钢管混凝土外围的钢筋混凝土能够作为核心钢管混凝土的防火保护层,有效延长构件的耐火极限,增强构件的耐火性能(洪哲和陶忠,2005^[5])。它优越的防火性能还主要体现在两个方面,一是构件具有良好的防火性能,通过一定的防火设计都能满足国家规定的耐火极限;二是火灾后具有较好的可修复性。研究表明:火灾作用后,随着外界环境温度的不断降低,钢管混凝土柱已屈服截面处钢管强度可得到不同程度的恢复,截面力学性能也比高温下有所改善。

钢管混凝土叠合柱将钢筋混凝土和钢管混凝土进行有效组合,与具有相同承载力的钢筋混凝土柱相比,钢管混凝土叠合柱有效的减小了截面尺寸,降低了结构的自重(洪哲和陶忠,2005^[5]),使钢管混凝土叠合柱向超高层、大跨度、重载以及恶劣环境条件下工作发展成为了可能(杨华,2003^[4])。与相同截面的钢管混凝土柱相比,核心钢管混凝土的尺寸较小,增大了使用空间,梁柱节点构造相对简单,连接方便,因此处理起来也较为方便,降低了施工的难度(洪哲和陶忠,2005^[5])。

1.1.2 钢管混凝土叠合柱的发展与应用

辽宁省建筑设计研究院最早提出了叠合柱的概念,之后,他们又和国内众多高校合作进行了一系列有关叠合柱力学性能和节点核心区受力性能的研究。作为我国自主研发的一种结构体系,由于它拥有上述一系列优点,逐渐被应用到许多高层和超高层建筑中,其应用与发展正受到人们的广泛关注。2005年,由清华大学和辽宁省建筑设计研究院主编《钢管混凝土叠合柱技术规程》(CECS188:2005,2005^[11])也已颁布实施,使钢管混凝土叠合柱的应用更加有章可循,以下是几个钢管混凝土叠合柱的应用实例效果图。



(a) 深圳卓越皇岗世纪中心



(b) 沈阳和泰大厦



(c) 厦门海峡交流中心

图 1.2 钢管混凝土叠合柱在实际工程中的应用

1995 年, 沈阳日报大厦在建设中首次使用了钢管混凝土叠合柱(林立岩和李庆钢, 2008^[2]), 此后, 深圳诺德金融中心大厦、南京新世界大厦、沈阳远吉大厦、富林广场大厦、东北大学科技楼等一系列建筑都使用了钢管混凝土叠合柱, 取得了不错的建筑经济效果。

近几年来, 随着混凝土强度和性能的不不断提高以及高强厚壁直缝埋弧焊管的大量供应, 钢管混凝土叠合柱的设计也更加趋于合理经济, 尤其是 C80 级以上高强、高弹性模量、高施工性能的超高强混凝土的应用, 使钢管混凝土叠合柱的优越性得以充分发挥(林立岩和李庆钢, 2008^[2])。

1.2 课题研究背景

火灾是火失去控制肆意蔓延的一种灾害性燃烧现象^[6]。在泥石流、火山爆发、山体滑坡、干旱、海啸、地震、台风和洪涝等自然灾害中, 火灾是其中发生最频繁且严重威胁人民生命财产安全的灾害之一^[6]。

我国仍然是火灾频发的国家之一, 据统计, 我国 70 年代火灾年平均损失不到 2.5 亿元, 80 年代火灾年平均损失不到 3.2 亿元^[6]。进入 90 年代以来, 特别是 1993 年以来, 火灾造成的直接财产损失上升到年均十几亿元, 年均死伤达 2000 多人^[6]。近年来, 随着我国改革开放步伐的加快和人民生活水平的不断提高, 火灾发生的也越来越频繁, 而且由它造成的损失也越来越惨重。以下是近 6 年来我国火灾发生的各项指标统计情况, 如表 1-1 所示^[7]:

表 1.1 2007-2012 年我国火灾情况统计

年份	火灾数量 (起)	死亡人数 (人)	受伤人数 (人)	直接经济损失 (万元)
2012 年	152157	1028	575	217716.3
2011 年	125417	1108	571	205743.4
2010 年	132497	1205	624	195945.2
2009 年	129381	1236	651	162391.0
2008 年	136835	1521	743	182202.5
2007 年	163521	1617	969	112515.8

下面是一些典型的国内外重大火灾和人员伤亡情况: 萨尔瓦多一座青年劳教所在 2010 年 10 月 10 日发生特大火灾, 事故造成 16 名劳教人员死亡, 24 人受伤; 2010 年 11 月 12 日凌晨, 韩国浦项一家养老院发生火灾, 致死 10 人, 致伤 17 人; 2011 年 3 月 19 日, 印度特里普拉邦一棚户区发生火灾, 造成至少 19 人死亡, 20 多人受伤; 2011 年 12 月 9 日, 印度一家医院发生大火, 造成 91 人遇难。2000 年洛阳“12.25”特大火灾, 造成 309 人死亡 7 人严重受伤的悲剧; 2010 年 7 月 19 日, 新疆乌鲁木齐市河北东路自建房发生火灾, 造成 12 人死亡, 17 人受伤; 2010 年 11 月 15 日, 吉林省吉林市商业大厦火灾造成 19 人死亡, 24 人受伤; 2010 年 11 月 15 日, 上海胶州路高层公寓大楼

火灾共造成 58 人死亡，71 人受伤，火灾现场异常惨烈；2012 年 10 月 10 日，西安周至县一幢 3 层的简易板房突然起火，造成 11 人死亡，27 人受伤；2013 年 6 月 3 日 6 时 10 分许，吉林省长春市德惠市的吉林宝源丰禽业有限公司发生特大火灾事故，共造成 121 人死亡，76 人受伤，17234 平方米主厂房及主厂房内生产设备被损毁，直接损失 1.8 亿，这是近年来火灾死伤人数最多，经济损失最严重的一起特大火灾事故；2014 年 1 月 12 日，来广州打工的惠州一家 6 口在白云区一栋 6 层民宅的 1 楼内被大火全部无情的吞噬，一家人命陨他乡。



(a) 洛阳“12.25”特大火灾 (b) 上海胶州路教师公寓大火 (c) 西安周至县简易板房火灾

图 1.3 国内建筑火灾图片

一组组血淋淋的数字，一幅幅震撼人心的画面告诉我们，建筑火灾会严重污染环境，给建筑物带来毁灭性的破坏，甚至是坍塌，给我们的生命财产安全造成巨大威胁，同时也会产生强烈的社会反响。因此，建筑结构抗火研究和防火设计已经刻不容缓。

对于火灾，在我国古代，人们就总结出“防为上，救次之，戒为下”的经验^[6]。这里所说的“防”，也就是防止、预防的意思^[6]。然而，现代化建筑为节约成本和充分利用土地资源，都追求着更高的层数、更大的跨度和更为复杂的建筑体型，这使得高层建筑体积庞大，人员过分集中，火灾隐患激增，且逃生相对困难，这将给结构的抗火设计提出更高的要求(杨华，2003^[4])。同时，随着建筑物高度的增加，消防人员的扑救工作也越发困难，这就要求我们做好高层建筑的防火构造措施，提高和改善高层建筑的抗火性能(杨华，2003^[4])。

为保证结构抗火安全，目前国内外已相继开展了一系列方、矩形钢管混凝土柱抗火性能的研究，并取得了丰硕的成果(杨华，2003^[4])。但是，由于现行《建筑构件耐火试验方法》(GB9978-1999)^[8]中规定：“柱耐火极限以承受四面火灾为前提”，故以往对柱耐火性能的研究多以四面均匀受火为主。而在实际火灾中，只有中柱是处于四面受火状态，而其它柱由于在结构中的位置不同，还可能遭受三面受火、相对两面受火、相邻两面受火、单面受火等各种可能的受火方式，如图 1.6 所示。

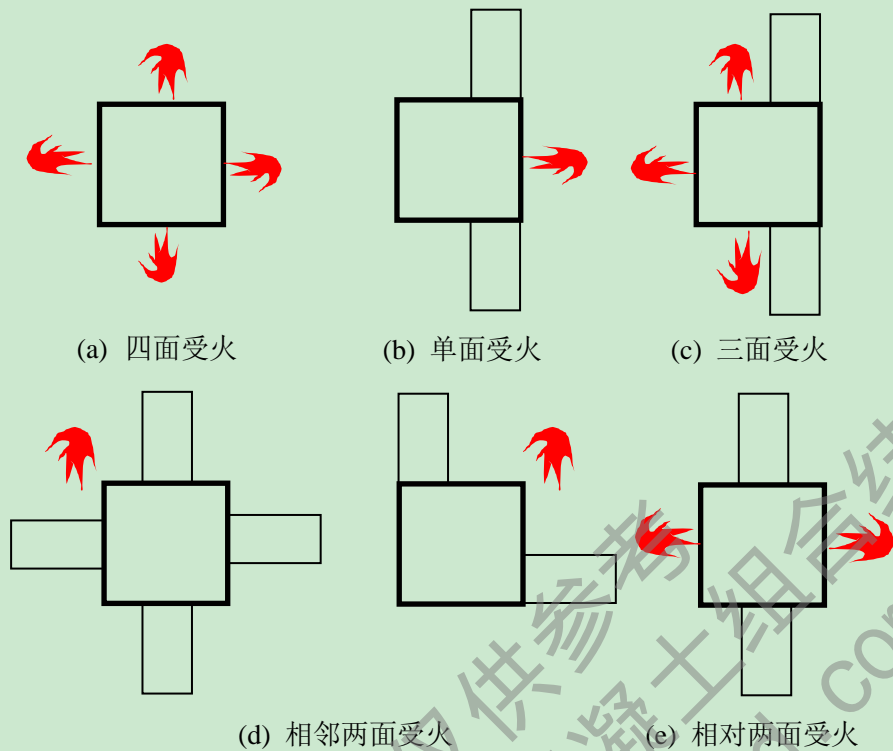


图 1.4 不同受火边界

笼统地将所有柱都视为理想的四面均匀受火可能与火灾发生时的实际情况存在一定的出入(杨华, 2003^[4])。其次, 构件在均匀受火和非均匀受火条件下的受力机理和抗火性能也有较大差异(杨华, 2003^[4])。因此, 系统的研究钢管混凝土叠合柱在非均匀受火方式下的温度场分布、火灾下的力学性能, 揭示其在非均匀受火方式下的高温破坏内在机理, 对于合理的对该类结构进行抗火设计, 确保火灾时人民群众生命财产的安全, 具有极其重要的理论意义、巨大的经济效益和广阔的应用前景。

1.3 相关课题研究现状

1.3.1 钢管混凝土叠合柱常温力学性能研究

到目前为止, 国内外许多学者对于钢管混凝土叠合柱在常温下的静力性能已经做了许多深入细致的理论和试验研究, 从简单构件到复杂节点, 取得了很多的成果。

1.3.1.1 轴压性能研究

El-dash 和 Ahmad(1994)^[9]运用数值分析方法, 研究了不同截面形式普通钢筋混凝土和高强钢筋混凝土短柱的应力-应变关系, 然后把计算结果与试验结果做了相应的比较。最后, 考察了混凝土强度、钢筋数量、纵向和横向钢筋的配置等对柱子性能的影响。

李惠等(1999)^[10]对钢管高强混凝土叠合柱中轴力在外围混凝土和核心钢管混凝土柱中的分配做了分析, 进行了参数分析, 结果表明: 名义轴压比、叠合比和钢管混凝土面

积比对轴力分配影响较大,其余则影响较小。最后,给出了叠合柱设计名义轴压比限值。

林拥军等(2001)^[11]进行了 7 根内配圆钢管的钢管混凝土柱试件的正截面承载力试验。根据柱正截面界限破坏时的内力平衡条件,推导了配有圆钢管的钢管混凝土柱的轴压比限值的理论计算公式和工程实用计算公式。最后,对给出的公式进行了试验验证。

蔡健等(2002)^[12]进行了 10 根不同截面的核心高强钢管混凝土柱的轴压试验,观察了试件破坏形态,对比分析了试验数据。最后,对钢管含量、纵向钢筋的配筋率、箍筋体积配箍率以及截面形状对核心高强钢管混凝土柱力学性能的影响做了论述。

幸坤涛等(2002)^[13]在对钢管高强混凝土核心短柱荷载-变形全过程关系曲线数值分析的基础上,提出了钢管高强混凝土核心短柱轴心受压强度承载力的简化计算方法,并与以往试验做了对比。然后又分析了混凝土强度、钢管强度以及钢管套箍系数对构件承载力的影响。

Campione 等(2002)^[14]设计制作了三组包括未填混凝土、内填素混凝土和内置纤维增强混凝土共 6 个试件的轴压试验,得出结论:FRC 柱能够有效提高柱的延性,显著降低其柔韧性并避免柱子发生过早局部屈曲。

林永安和谢晓锋(2003)^[15]进行了 10 根钢管混凝土核心短柱轴心受压承载力的试验,初步探讨了轴心受压钢管混凝土核心短柱的工作机理,并且在《钢管混凝土结构设计规程》的基础上,提出了计算钢管混凝土核心短柱轴压承载力的两个计算公式,并分别与规程做了对比分析。

林拥军等(2003)^[16]进行了 9 根配有圆钢管的钢管混凝土轴心受压短柱的正截面承载力试验,然后做了受力全过程分析,提取了外围混凝土、纵筋、钢管以及核心混凝土的纵向和箍筋横向应力-应变关系曲线。最后进行了正截面受压承载力的理论分析,给出了配有圆钢管的钢管混凝土短柱轴心受压正截面受压承载力的计算公式的一般形式。

Légeron 和 Paultre(2003)^[17]基于应变协调和剪力平衡,提出了一种新的考虑箍筋约束力的计算混凝土承载力的模型。它能够评测受高强箍筋约束的高强混凝土中箍筋的应力行为和作用,同时得到了 200 多个圆形和方形柱在不同荷载条件下的试验验证,试验结果与理论结果具有一致性。

林拥军等(2004)^[18]根据对以往配有圆钢管的钢管混凝土柱的研究成果,提出:轴压比是影响钢管混凝土柱延性以及确定柱截面尺寸和钢管含量的重要指标。然后从界限破坏时平衡条件出发,给出了其计算方法。最后介绍了轴心受压长、短柱和偏心受压柱的承载力计算方法。

Sakino 等(2004)^[19]为了深入了解钢管混凝土柱中钢管和内填混凝土的相互作用以及钢管混凝土柱的荷载变形关系,设计制作并进行了 114 个钢管混凝土轴心受压短柱的试验研究,以此来确定一个普遍适用的钢管混凝土柱极限承载力的设计方法。

聂建国等(2005)^[20]根据协同工作原理,以内部钢管混凝土和外围箍筋约束混凝土的应力-应变关系为基础,综合考虑箍筋和钢管对混凝土的约束作用,深入细致的研究了钢管混凝土核心柱的轴压极限承载力,提出了计算公式,并得到了很好的验证。

聂建国等(2005)^[21]进行了 6 根轴心受压核心柱的相关试验,推导了钢管混凝土和外

围箍筋约束混凝土同时达到极限状态时的体积配箍率公式，并与以往做的试验做了对比，效果良好。

徐亚丰等(2005)^[22]做了 3 根钢骨-钢管混凝土组合短柱轴心受压试验，研究表明，构件的破坏表现为中下部混凝土的压碎，混凝土的大面积剥落和钢骨的向外屈曲。同时，其它条件不变的情况下，钢骨-钢管混凝土组合柱的承载力随着含钢率的增加而提高。

陈周熠(2005)^[23]进行了 8 个钢管高强混凝土核心短柱、4 个钢管高强混凝土短柱及 1 个普通高强混凝土短柱的轴心受压试验，得出结论：在荷载作用下，柱中钢管、纵向钢筋和外围混凝土的变形基本协调一致，混凝土与钢管能够共同工作直至破坏。

康洪震和钱稼茹(2006)^[24]做了 18 个核心柱在轴压条件下的承载力试验，发现：外围钢筋混凝土破坏后，内部钢管混凝土柱仍有较高的强度，能起到震后抗倒塌作用。同时，核心钢管混凝土的轴压强度可作为叠合柱强度的下限值，最后给出了轴压计算公式。

周君等(2007)^[25]运用截面积分法和非线性有限元法，建立了轴压核心柱纵向应变和横向应变的协调关系，研究了它的承载力和延性。然后进行了 40 余根构件的参数分析，通过计算得出了各参数合适的取值范围，推导了钢管厚度的计算公式。

冯颖慧等(2007)^[26]进行了钢管高强混凝土核心柱轴压复合刚度的试验研究，分别把外围钢筋混凝土柱的轴压复合刚度与内部核心混凝土柱的轴压复合刚度进行叠加，得到了核心柱的复合刚度。然后进行了 10 根核心柱、1 根钢筋混凝土柱和 1 根钢管混凝土柱的轴压试验。

Mouli 和 Khelafi(2007)^[27]进行了 2 个轴压荷载作用下内填轻骨料混凝土和普通素混凝土的矩形钢管混凝土柱的粘结强度和轴压极限承载力试验。研究结果表明，柱子截面形状和内填混凝土的类型对粘结强度有很大影响，且轻骨料混凝土比普通混凝土表现为跟高的粘结强度。

徐亚峰等(2008)^[28]进行了 3 个含钢率不同的轴心受压钢骨-钢管混凝土短柱的轴压试验。并且用内部钢管混凝土折减系数法和套箍约束法分别计算了其轴压组合刚度，用计算值与实验值分别作了对比分析。结果表明，采用折减系数法计算的叠合柱的组合刚度过于保守。

尧国皇等(2009)^[29]介绍了有限元软件 ABAQUS 中混凝土的塑性损伤材料模型在钢管混凝土柱、型钢-钢管混凝土柱和钢管混凝土叠合柱中的应用，给出了具体参数的取值，然后用软件对不同受力状态下素混凝土试件的应力-应变关系曲线进行了模型验证。

Han 等(2009)^[30]以轴向荷载水平和截面类型为主要参数，进行了 9 个不同截面形状的钢管混凝土叠合柱在恒定轴压荷载和周期增加的弯曲荷载共同作用下的力学性能研究。分析讨论了上述参数对钢管混凝土叠合柱强度、延性性能和耗能能力的影响。研究结果表明：钢管混凝土叠合柱具有优越的耗能性能和延性，但是通常，它会随着荷载水平的提高而降低。

廖飞宇和韩林海(2010)^[31]基于非线性有限元软件 ABAQUS，建立了方形钢管混凝土叠合柱的非线性有限元模型，数值模拟了其滞回性能，并进行了实验验证。最后深入分析了核心柱在轴向压力和侧向压力共同作用下的工作机理。

刘洁和王正中(2010)^[32]依据静力平衡和变形协调条件,采用三向应力下 Ottosen 混凝土破坏准则和本构关系以及多向应力状态下钢材的应力-应变关系,建立了钢管混凝土核心短柱轴压载荷-变形分析力学模型,然后编写程序对其做了非线性数值模拟,试验曲线与模拟曲线基本吻合。

1.3.1.2 偏压性能研究

吕天启和赵国藩(2001)^[33]通过数值积分的方法,系统分析了在方钢管混凝土柱中配圆钢管的偏压柱的受力性能,然后分析了含钢率、偏心距和长细比对其极限承载力的影响。最后与单纯的方钢管混凝土柱的试验及计算结果做了比较,得出:内(圆)钢管增强方钢管混凝土偏压柱的极限承载力有大幅提高。

李鹏(2005)^[34]进行了 10 根核心柱小偏心受压试验,分析了其破坏机理和位置系数、钢筋含钢率和体积配箍率对其影响,最后运用 ANSYS 有限元软件分析了 8 个小偏心受压试件的受力性能。

Wang(2009)^[35]基于非线性有限元分析方法和纤维模型,考虑外部钢管对核心混凝土的约束作用,选取合理的材料本构关系,详细论述了在偏心荷载作用下钢管混凝土短柱和长柱的力学性能、荷载-挠度关系曲线以及极限承载力,最后通过试验验证了其有效性和适用性。

陈联盟(2009)^[36]对外包混凝土钢管混凝土柱的极限承载力作了理论分析,推导了普通箍筋约束钢管混凝土核心柱和螺旋箍筋约束钢管混凝土核心柱的极限承载力计算公式。最后初步探讨了钢管混凝土核心柱的偏压极限承载力和节点处理方面的问题。

王犇(2011)^[37]以偏心距、位置系数和纵筋配筋率为参数,设计制作了 13 个钢管混凝土叠合柱,进行了偏心受压试验,研究了其破坏过程及破坏形态,讨论了各参数对叠合柱压弯性能的影响。最后进行了偏心受压承载力分析。

李永进和廖飞宇(2012)^[38]基于合理的材料本构关系模型,采用 ABAQUS 有限元方法计算了钢管混凝土叠合柱偏压荷载-变形关系曲线,分析了其偏压破坏模态、荷载分配、应力发展和钢管和混凝土之间的相互作用机理。

1.3.1.3 抗弯性能研究

钱稼茹等(2004)^[39]设计制作了 12 根钢管高强混凝土构件,进行了其抗弯试验,研究了各构件的破坏过程、弯矩-应变和弯矩-跨中竖向位移关系。然后采用平截面假定、条带法计算了截面的弯矩-曲率关系,最后提出了用三折线表示的全曲线模型,并给出了构件受弯承载力计算公式。

关萍等(2005)^[40]进行了钢骨-钢管高强混凝土组合构件的抗弯试验,深入分析了构件受弯破坏机理,并且采用合理的材料本构和相关假设,编制了荷载-变形关系分析程序,进行了参数分析,给出了相应的计算公式。

王刚等(2006)^[41]进行了 10 根编钢管混凝土叠合柱的受弯试验,研究了其抗弯性能,观察了试件的整个破坏过程,提取了试件跨中弯矩-挠度曲线。最后,给出了用弯曲刚度表示的三折线钢管混凝土叠合构件截面弯矩-曲率全曲线。

1.3.2 钢管混凝土叠合柱抗火性能研究

目前对钢管混凝土叠合柱的研究主要集中在静力性能和动力性能方面,对其耐火性能的研究还处在起步阶段,主要都是从钢管混凝土柱的抗火性能研究做起。

1.3.2.1 钢管混凝土柱均匀受火研究

Lie 和 Irwin(1995)^[42]采用数值模型对内配钢筋的矩形钢管混凝土柱的抗火性能做了深入分析。进行了 3 个不同尺寸的该类构件的抗火试验,提取了各测点的温度、轴向变形-时间关系曲线等,最终把数值计算结果与实验结果做了对比,结果显示,计算与试验吻合较好。

韩林海和徐蕾(2000)^[43]对带保护层方钢管混凝土柱火灾下的性能进行了试验研究。结果发现,火灾作用下,钢结构柱的抗火性能比方钢管混凝土柱的抗火性能差,钢结构柱的防火保护层厚度确定方法用于钢管混凝土柱时偏于保守。

李国强和贺军利(2002)^[44]分析了不同应力-温度途径作用下钢管混凝土结构总变形之间的差别,然后通过曲线拟合方法,对如何计算火灾下两端嵌固钢管混凝土温度内力的简化计算公式进行了推导。

陆洲导和徐朝晖(2004)^[45]对受高温作用的钢管混凝土叠合柱温度分布的数值计算方法进行了研究,并编制了分析其温度场的程序,相应的分析理论具有相当的正确性。

杨有福和韩林海(2004)^[46] 研究分析了火灾作用下的矩形钢管混凝土轴压和偏压柱。由此发现:火灾荷载比、长细比等参数深刻的影响着柱子的耐火极限,但是荷载偏心率对它的影响却不大。国家规范 GB50045-95 中钢结构柱防火层保护厚度的确定方法在此不适用。

Kodur(2005)^[47]为了研究内填不同类型混凝土的中空结构柱的抗火性能和极限承载力,分别进行了 6 个内部填充素混凝土、钢筋混凝土和钢纤维混凝土中空结构钢柱的试验研究,提取了各自的轴向变形-时间关系曲线,对比分析了混凝土强度、内填混凝土类型对构件耐火极限的影响。

温海林等(2005)^[48] 假设内填混凝土与其包裹的钢管接触充分,借助 ANSYS 有限元分析平台,并将混凝土中水分蒸发对其材料性能造成的影响考虑在内,认为:此方法可相对准确的对火灾作用下钢管混凝土柱温度分布进行计算。

郑永乾和韩林海(2006)^[49]根据高温下截面温度场的分析,提出了计算钢骨混凝土柱耐火极限及火灾下荷载-变形关系的理论模型。并推导了它的耐火极限计算公式,给出了火灾下具有初始缺陷 μ_0 和初始偏心距 e_0 钢骨混凝土柱的耐火极限的计算步骤。

陆洲导等(2006)^[50]进行了 12 个钢骨混凝土柱火灾下的试验并编写了它的有限元计算程序,并依此得到了它的温度场分布和极限承载力的数值计算方法。然后通过程序计算结果与火灾实验结果的对比,验证了分析理论和计算程序的可靠性。最后根据受火时间、偏心距和长细比等对抗火性能的影响,推导出了相应的极限承载力的公式。

徐蕾和姚熊亮(2006)^[51]研究了截面尺寸、构件长细比、截面含钢率、材料强度、荷

载偏心率、钢筋强度和钢筋配筋率对方钢管配筋混凝土柱耐火极限的影响。指出,随着钢筋配筋率的增加,构件耐火极限也随之提高。同时,给出了方钢管配筋混凝土柱耐火极限的简化计算公式。

郑永乾和韩林海(2006)^[52]利用有限单元法对火灾情况下钢骨混凝土柱的温度场进行了分析,获得了构件截面温度场的分布规律。火灾作用下,截面含钢率、配筋率、荷载偏心率、钢骨屈服强度、钢筋屈服强度、混凝土强度和截面高宽比对钢骨混凝土压弯构件承载力影响系数的影响较小,截面尺寸、构件长细比则是影响火灾下钢骨混凝土压弯构件承载力的主要因素。

丁发兴等(2007)^[53]为了解初始缺陷对柱构件抗火性能的危害,对火灾下圆钢管混凝土柱的抗火性能进行了有限元分析。结果表明:由于柱存在初始缺陷,计算的耐火极限比试验得出的耐火极限值偏大。

冯颖慧等(2008)^[54]进行了3根内配圆钢管的钢骨混凝土柱高温后的性能分析,对其中的2根构件进行了高温时的温度场测试。在此基础上,系统而深入的研究了影响火灾后钢骨混凝土柱轴压性能的各种因素。研究表明,高温后内配钢管的钢骨混凝土柱的最终破坏模式表现为钢管外围混凝土的大面积剥落和纵向钢筋的屈曲。

Kyungsoo Chung 等(2009)^[55]研究了方钢管混凝土柱在复杂受力状态下的抗火性能。同时,为了预测承受偏心荷载作用下方钢管混凝土柱的力学特性和抗火性能,提出了一种基于材料高温和承受弯矩作用的应力-应变非线性的热应力分析方法。研究表明,随着荷载偏心率的增大,构件耐火极限不断降低,但它不影响最大膨胀变形出现的时间。

吴晓莉等(2009)^[56]对3根配筋钢管混凝土柱和1根钢管混凝土柱在恒定轴压荷载、两端剪支条件下进行了火灾行为、火灾反应、变形和破坏过程的试验研究。试验表明,试验柱的破坏形态都是弯曲型,高温下配筋钢管混凝土的钢管退出工作后,有内部的钢筋混凝土圆柱承受荷载,其耐火极限比不配钢筋的钢管混凝土柱大很多,并且纵向钢筋数量多的配筋钢管混凝土柱,其耐火极限比配筋少的要大。

Martins 和 Rodrigues(2010)^[57]提出,在火灾作用下,构件温度较低的部位会限制温度相对较高部位的热膨胀变形,因而产生附加应力。为此,作者进行了11个钢筋混凝土柱耐火试验,分析了纵筋配筋率、长细比、荷载水平和荷载偏心对其耐火极限的影响。

Han 等(2010)^[58]做了6组钢筋混凝土梁(带楼板)-钢管混凝土柱框架在ISO-834标准火灾下的试验,分析了构件的变形,提出了两种失效模式,得出结论:框架节点区的温度明显低于梁、柱截面的温度,由于梁的约束作用,柱的耐火性能显著降低,且线性转动约束比对框架结构的抗火性能影响不是很大。

韩伟平等(2011)^[59]进行了4个方形薄壁钢管混凝土柱的耐火试验。然后对其在高温下的温度场分布、耐火极限、破坏模态和轴向变形进行了深入分析。研究表明,与普通钢管混凝土相比,薄壁钢管混凝土柱在火灾下的破坏模态表现为明显的局部屈曲特征。

1.3.2.2 钢管混凝土柱的非均匀受火研究

杨华和张素梅(2005)^[60]利用有限元软件 ANSYS 对相邻两面火灾作用下方钢管混凝土

土柱截面温度场进行建模分析,并与以往试验结果进行对比,理论分析结果与试验结果吻合良好。在此基础上,对两面火灾和四面火灾作用下方钢管混凝土柱截面温度场分布形式进行对比,发现由于受火条件的改变,双面火灾下截面温度场分布不再是双轴对称。

吴波等(2007)^[61]进行了7根混凝土柱火灾下的试验,得出结论:遭受相同火灾和荷载的高强混凝土柱的耐火极限较普通混凝土柱的耐火极限低很多。与此同时,中等轴压比的高强混凝土柱耐火极限可能大于大轴压比普通混凝土柱的耐火极限。总体来看,普通混凝土试件表面的高温爆裂情况明显弱于高强混凝土试件。

杨华等(2010)^[62]运用有限元分析软件 ANSYS 建立了单面火灾作用下矩形钢管混凝土柱截面温度场模型,分析结果表明,单面受火时,截面总体温度低于四面受火,材料损伤程度较轻,截面温度分布呈单轴对称,且产生附加偏心距和附加挠度。

杨华等(2011)^[63]建立了矩形钢管混凝土柱温度场分析模型和耐火极限分析模型,并用三面受火和四面受火的钢管混凝土柱的试验验证了模型的正确性,进而对三面受火的钢管混凝土的温度场、耐火极限以及受力机理进行了深入分析。研究表明,三面受火时构件截面的整体温度显著低于四面受火时截面温度,且三面受火时构件耐火极限高于四面受火。三面受火构件在高温全过程中轴向变形与四面受火相类似,而侧向变形可能会发生反转。

李丽丽和毛小勇(2011)^[64]在标准升温条件下,进行了两根三面受火的型钢混凝土柱的耐火极限试验,得到了构件轴向变形、跨中变形和耐火极限。然后建立了三面受火型钢混凝土柱的三维有限元分析模型,将计算结果与试验结果进行了对比。研究结果表明,火灾荷载比和荷载偏心率是影响三面受火型钢混凝土柱耐火极限的主要因素。

毛小勇等(2012)^[65]进行了两根 ISO-834 标准火灾下、三面受火(受拉侧不受火)SRC 柱在小偏心荷载作用下的耐火极限试验,分析了其作用机理。试验表明,混凝土爆裂(崩落)对截面温度场及耐火极限均有影响:荷载比和偏心率是影响高温下 SRC 偏压构件变形特征及耐火极限的重要因素。

吕学涛等(2012)^[66]研究了相对两面受火条件下方钢管混凝土柱的抗火性能。在大量参数分析的基础上,简化的提出了影响其承载力的公式,并分析了受火时间、长细比、截面边长等对其承载力的影响。

吕学涛(2010)^[67]进行了6根非均匀受火方钢管混凝土柱的试验,实测了各个特征点的温度,获得了两种火灾作用下它的轴向、侧向变形、破坏模式和耐火极限。最后建立了考虑界面热阻的非均匀受火温度场分析模型,研究了升温时间、含钢率、截面边长和防火保护层厚度对温度场的影响。

1.3.2.3 钢管混凝土叠合柱抗火性能研究

吕天启和赵国藩(2003)^[68]采用有限单元法和数值积分的方法对内(圆)钢管增强方钢管混凝土柱的温度场和耐火极限做了分析和计算,分析了钢管厚度、混凝土强度等参数对耐火极限的影响规律。

刘东坡(2007)^[69]总结对比分析了钢材、混凝土的热工性能及热-力本构模型,运用有

限元软件 ANSYS, 建立了钢管混凝土叠合柱的有限元模型, 对其截面温度场和火灾下轴压极限承载力、折减系数进行了非线性分析, 最后做了参数分析。

冯颖慧等(2008)^[70]进行了 3 根内配圆钢管的钢管混凝土柱高温后性能分析, 对其中的两根进行了高温时的温度场测试。研究表明, 高温时外围混凝土能够为核心钢管与核心混凝土提供足够的保护作用, 延缓或降低其升温幅度, 为高温后核心柱的剩余承载力提供了保证。

周君(2009)^[71]利用有限单元法计算了内配圆钢管的钢管混凝土核心柱的温度场, 并与试验做了对比, 然后编制了计算火灾后核心短柱剩余承载力的程序, 通过 2 根核心柱火灾后剩余承载力试验进行了验证, 吻合较好。

刘东坡等(2009)^[72]在国际标准升温曲线条件下, 应用有限元程序 ANSYS, 通过温度节点模拟火源点, 在钢管混凝土叠合柱表面建立表面效应单元, 建立了火源与柱之间的热传递模型, 模拟计算了火灾条件下钢管混凝土叠合柱的温度场分布。最后分析了影响钢管混凝土叠合柱截面温度场分布的因素, 主要包括受火时间、受火面、截面尺寸以及含钢率等。

徐蕾和刘玉彬(2012)^[73]利用有限元软件 ABAQUS 建立了配有钢管的 SRC 柱温度场有限元分析模型, 模拟了火灾作用下构件的三维温度场分布, 并与国内外已有的试验结果进行对比, 计算结果与试验吻合良好。在此基础上, 进行了参数分析, 结果表明: 升温时间、截面周长、截面核心面积比是影响内配钢管的 SRC 柱温度场的主要因素。

Xu 和 Liu(2013)^[74]首先进行了 4 根钢管混凝土叠合柱在 ISO-834 火灾下的试验研究, 系统研究了其温度场分布、耐火极限及失效模式等, 然后运用 ABAQUS 有限元软件计算了构件的温度场和耐火极限, 并与试验做了对比。研究表明: 外围钢筋混凝土可以作为钢管混凝土叠合柱的防火保护层; 由于内外混凝土的存在, 钢管未发生局部屈曲。

1.3.2.4 火灾全过程性能研究

霍静思和韩林海(2004)^[75]对轴压钢管混凝土短柱标准火灾后承载力和刚度以及标准火灾后纯弯性能进行了数值计算, 效果良好。分析结果表明: 火灾后, 钢管混凝土柱具有良好的承载能力和变形能力, 且圆形截面试件较方形截面试件具有更好的火灾后力学性能。

王景玄等(2012)^[76]通过选取合理的钢管和混凝土在受火全过程各个阶段的本构模型, 对经历常温加载、持荷升降温及火灾后钢管混凝土柱的轴压和压弯性能以及考虑火灾全过程作用的框架进行了数值模拟, 结果表明: 考虑降温段时钢材材性的恢复对构件的承载能力有一定的影响。

Song 等(2010)^[77]为了研究钢管混凝土柱在初始荷载、升降温等阶段的应力分布和不同阶段的约束力发展, 运用有限元软件对该类构件在经受高温、均匀受火后的残余承载力以及无初始荷载作用遭受标准火灾后的性能进行了数值模拟。研究表明: 考虑温度和荷载相互作用后构件的承载力比无初始荷载作用时的低, 但其峰值应变却相应的增大。

杜二峰等(2011)^[78]对 SRC 柱典型构件进行了受火全过程力学性能的分析, 研究表

明：SRC 柱温度滞后较为明显，在降温后的较长时间内，内部温度仍在升高，柱子最不利抗火性能发生在降温过程中。

候进学和毛小勇(2010)^[79]进行了 2 根偏压型钢混凝土柱抗火全过程的试验，以期了解升温 and 降温过程中初始荷载对构件高温后性能的影响。结果表明：火灾荷载比对型钢混凝土柱剩余承载力和变形有较大影响，荷载较大时构件有可能在降温段发生破坏。

1.3.3 文献综述小结

综上所述，许多学者已经对常温下钢管混凝土叠合柱的力学性能进行了相关的试验研究和理论分析，目前对钢管混凝土叠合柱的研究已经进入了全新的阶段。但各个研究者的研究方法却各不相同，关键在于如何考虑各种材料的材性以及外围箍筋约束混凝土和核心钢管混凝土的相互作用。这种相互作用的存在使得钢管混凝土叠合柱的力学性能的研究变得复杂起来。还有，目前对钢管混凝土叠合柱的构造措施以及内配方钢管的研究相对较少，特别是对内含多根钢管混凝土和耐火性能的研究还很不充分。同时应指出，目前对钢管混凝土叠合柱在火灾下和火灾后以及考虑火灾全过程的力学性能的研究尚未深入，所取得的成果也相当有限。因此，对钢管混凝土叠合柱进行更加深入的抗火研究并应用于工程实践显得尤为迫切和必要。

1.4 课题研究内容与方法

从钢管混凝土叠合柱国内外研究现状我们可以知道，目前对该课题的研究主要集中在静力性能方面的研究，而对其抗火性能的研究还比较少，特别是对其非均匀火灾作用下的受火性能研究还少见报道，所以本文在前人工作的基础上，主要进行了以下几个方面的研究：

综述国内外有关钢管混凝土叠合柱力学性能和抗火性能的试验和理论研究，理清课题研究思路，把握论文整体框架；

选择合理的钢材及内外混凝土的常温本构模型，建立钢管混凝土叠合柱的轴压、偏压以及纯弯力学模型，进行钢管混凝土叠合柱常温下受力性能分析，提取相关曲线，并与试验结果进行对比；

选取合理的材料热工参数，利用有限元软件 ABAQUS 建立钢管混凝土叠合柱的温度场有限元分析模型，提取构件截面的温度分布，并分析其分布规律，同时研究单面受火、相对两面受火、相邻两面受火和三面受火钢管混凝土叠合柱的温度分布，为火灾下、火灾后以及火灾全过程的研究提供温度数据；

确定钢材和混凝土的热力学性能，建立单面、两面和三面等非均匀受火条件下钢管混凝土叠合柱的力学模型，分析非均匀火灾作用下钢管混凝土叠合柱的耐火极限、破坏形态、应力、应变变化发展和接触应力随时间的变化等，并对影响钢管混凝土叠合柱耐火极限的各个参数进行分析；

建立钢管混凝土叠合柱的火灾后有限元模型，对遭遇非均匀火灾作用后的钢管混凝土

土叠合柱剩余承载力、应力-应变以及变形进行分析；

在确定升温、降温和高温后各阶段钢材和混凝土应力-应变关系的基础上，基于 ABAQUS 有限元软件分析平台，建立在外荷载作用下，经历升、降温以及火灾后和考虑火灾全过程的力学性能有限元分析模型，对其力学性能进行分析。

版权所有，仅供参考
兰州理工大学土木学院钢与混凝土组合结构课题组
<http://www.cewangwd.com>

第 2 章 钢管混凝土叠合柱常温力学性能研究

2.1 引言

为了与火灾后以及火灾全过程的钢管混凝土叠合柱剩余承载力等做相关对比,本章首先搜集整理了国内已经完成的钢管混凝土叠合柱常温和受火的试验数据;然后基于合理的钢材和内外混凝土的本构模型,运用 ABAQUS 有限元分析软件,建立常温下钢管混凝土叠合柱的有限元分析模型,进行了其常温下力学性能的研究,主要包括轴压、偏压和纯弯力学性能,并做了大量的算例分析,以期丰富和完善这一新型构件的理论研究。

2.2 钢管混凝土叠合柱试验数据库

2.2.1 常温试验数据

2.2.1.1 轴压短柱

表 2.1 是搜集到的方形截面钢管混凝土叠合轴压短柱试验数据,试验数据来源主要有:林拥军(2002)^[80]、陈周熠(2002)^[23]、蔡健(2002)^[12]、聂建国(2005)^[21]、康洪震和钱稼茹(2006)^[24]等。其中, B 为叠合柱截面边长,单位为 mm, t 为内部钢管的壁厚, D 为钢管的外直径, f_y 为钢管的屈服强度, $f_{cu,in}$ 、 $f_{cu,out}$ 分别为钢管内外混凝土的立方体抗压强度, N_u 为构件的极限承载力。

表 2.1 钢管混凝土叠合柱轴压短柱试件(方形截面)

试件 编号	B	t/D (mm)	f_y MPa	纵筋 (MPa)	箍筋 (MPa)	$f_{cu,in}/f_{cu,out}$ (MPa)	N_u (kN)	数据 来源
CC1	220	4.1/114	354	4Φ12/391	Φ8@50(4)/293	106.6/51.5	3522	康洪震 钱稼茹 (2006) ^[24]
CC2	220	5.1/114	346	4Φ12/391	Φ8@50(4)/293	106.6/73.5	4754	
CC3	220	2.7/114	367	4Φ12/391	Φ8@50(4)/293	106.6/51.5	3387	
CC4	220	2.59/114	367	4Φ12/391	Φ8@50(4)/293	106.6/73.5	4362	
CC5	220	2.59/114	367	4Φ12/391	Φ8@62.5(4)/293	106.6/51.5	3236	
CC6	220	2.59/114	367	4Φ12/391	Φ8@62.5(4)/293	106.6/67.1	3979	
CC7	220	5.1/114	346	4Φ12/391	Φ8@75(4)/293	106.6/51.5	3485	
CC8	220	5.1/114	346	4Φ12/391	Φ8@75(4)/293	106.6/67.1	4362	
CC9	220	3.45/89	360	4Φ12/391	Φ8@50(4)/293	106.6/51.5	3171	
CC10	220	4.68/89	316	4Φ12/391	Φ8@50(4)/293	106.6/73.5	3718	
CC11	220	4.68/89	316	4Φ12/391	Φ8@50(4)/293	106.6/51.5	3083	
CC12	220	3.45/89	360	4Φ12/391	Φ8@50(4)/293	106.6/51.5	3018	

CC13	220	3.45/89	360	4Φ12/391	Φ8@62.5(4)/293	106.6/51.5	3004	
CC14	220	3.45/89	360	4Φ12/391	Φ8@75(4)/293	106.6/51.5	2817	康洪震
CC15	220	3.45/89	360	4Φ12/391	Φ8@75(4)/293	106.6/51.5	3045	
CC16	220	3.45/89	360	4Φ12/391	Φ8@62.5(4)/293	106.6/67.1	3946	钱稼茹
CC17	220	4.68/89	316	4Φ12/391	Φ8@75(4)/293	106.6/51.5	2887	(2006) ^[24]
CC18	220	4.68/89	316	4Φ12/391	Φ8@62.5(4)/293	106.6/67.1	3925	
A1-1	200	1.5/127	270	4Φ10/391	Φ6@100(2)/316	49.2/49.2	2510.5	
A1-2	200	1.5/127	270	4Φ10/391	Φ6@100(2)/316	49.2/49.2	2447.1	
B1-1	200	2.5/129	270	4Φ10/391	Φ6@100(2)/316	51.2/51.2	2850	
B1-2	200	2.5/129	270	4Φ10/391	Φ6@100(2)/316	51.2/51.2	2992	陈周熠
C1-1	200	3.5/131	270	4Φ10/391	Φ6@100(2)/316	50.2/50.2	2594	(2002) ^[23]
C1-2	200	3.5/131	270	4Φ10/391	Φ6@100(2)/316	50.2/50.2	2761	
D1-1	200	4.5/133	270	4Φ10/391	Φ6@100(2)/316	49.4/49.4	2842	
D1-2	200	4.5/133	270	4Φ10/391	Φ6@100(2)/316	49.4/49.4	2906	
FZ1	400	6.47/219	316	12Φ12/353	Φ8@100(4)/330	66.22/45.73	7691	
FZ2	400	6.67/219	316	12Φ14/345	Φ8@100(4)/330	66.22/45.73	8052	蔡健等
FZ3	400	7.01/219	316	12Φ16/376	Φ8@100(4)/330	66.22/45.73	8563	
FZ4	400	4.15/200	285	12Φ14/345	Φ8@100(4)/330	66.22/45.73	7490	(2002) ^[12]
FZ5	400	7.22/219	280	12Φ14/345	Φ8@100(4)/330	66.22/45.73	8011	
1-1	250	2.85/165	340.3	4Φ12/326.3	Φ6@50(4)/412.6	40.5/40.5	2663.1	
1-2	250	2.85/165	340.3	4Φ12/326.3	Φ6@50(4)/412.6	42.5/42.5	2652.7	聂建国
1-3	250	2.85/165	340.3	4Φ12/326.3	Φ6@50(4)/412.6	39.6/39.6	2633.3	
2-1	300	3.52/219	308.5	4Φ12/326.3	Φ6@50(4)/412.6	39.1/39.1	3451	等
2-2	300	3.52/219	308.5	4Φ12/326.3	Φ6@50(4)/412.6	40.7/40.7	3515.4	(2005) ^[21]
2-3	300	3.52/219	308.5	4Φ12/326.3	Φ6@50(4)/412.6	38.9/38.9	3615.3	
11	350	8/220	276.3	16Φ10/319.6	Φ6@100(4)/334.9	22.8/22.8	4570	
12	350	8/220	276.3	16Φ10/319.6	Φ6@100(4)/334.9	22.8/22.8	4230	林拥军
13	350	8/220	276.3	16Φ10/319.6	Φ6@100(4)/334.9	22.8/22.8	4170	
21	350	8/220	276.3	20Φ10/319.6	Φ6@100(4)/334.9	22.8/22.8	4700	(2002) ^[80]
22	350	8/220	276.3	20Φ10/319.6	Φ6@100(4)/334.9	22.8/22.8	4530	
23	350	8/220	276.3	20Φ10/319.6	Φ6@100(4)/334.9	22.8/22.8	4450	

注：1) 聂建国等试验构件名称应为 CDFT1-1、CDFT1-2…，这里简化写为 1-1、1-2…

2) 林拥军试验构件名称为 SRCG11、SRCG12…，这里简化写为 11、12…

表 2.2 是搜集到的圆形截面钢管混凝土叠合轴压短柱试验数据，试验数据来源有：蔡健(2002)^[12]、林拥军(2002)^[80]、李永进(2011)^[81]等。其中， B 为叠合柱截面边长，单位为 mm， t 为内部钢管的壁厚， D 为钢管的外直径， f_y 为钢管的屈服强度， $f_{cu,in}$ 、 $f_{cu,out}$ 分别为钢管内外混凝土的立方体抗压强度， N_u 为构件的极限承载力。

表 2.2 钢管混凝土叠合柱轴压短柱试件 (圆形截面)

试件 编号	B (mm)	t/D	f_y MPa	纵筋 (MPa)	箍筋 (MPa)	$f_{cu,in}/f_{cu,out}$ (MPa)	N_u (kN)	数据 来源
C1-1	234	2.6/80	325	8Φ7.8/287	Φ6.4@70(2)/290	74.2/61.7	2497	
C1-2	234	2.6/80	325	8Φ7.8/287	Φ6.4@70(2)/290	74.2/61.7	2608	
C2-1	234	2.94/100	320	8Φ7.8/287	Φ6.4@70(2)/290	74.2/61.7	2701	
C2-2	234	2.94/100	320	8Φ7.8/287	Φ6.4@70(2)/290	74.2/61.7	2579	
C3-1	234	2.97/120	318	8Φ7.8/287	Φ6.4@70(2)/290	74.2/61.7	2956	李永进 (2011) ^[81]
C3-2	234	2.97/120	318	8Φ7.8/287	Φ6.4@70(2)/290	74.2/61.7	2770	
C4-1	234	2.94/100	320	8Φ7.8/287	Φ6.4@70(2)/290	61.7/61.7	2360	
C4-2	234	2.94/100	320	8Φ7.8/287	Φ6.4@70(2)/290	61.7/61.7	2254	
C5-1	234	2.94/100	320	8Φ7.8/287	Φ6.4@70(2)/290	74.2/74.2	3133	
C5-2	234	2.94/100	320	8Φ7.8/287	Φ6.4@70(2)/290	74.2/74.2	2856	
YZ1	400	6.65/219	316	8Φ12/353	Φ8@100(4)/330	66.22/45.73	6597	
YZ2	400	7.04/219	316	12Φ12/353	Φ8@100(4)/330	66.22/45.73	6845	蔡健等 (2002) ^[12]
YZ3	400	7.00/219	316	12Φ14/345	Φ8@100(4)/330	66.22/45.73	6954	
YZ4	400	4.18/200	285	12Φ14/345	Φ8@100(4)/330	66.22/45.73	6096	
YZ5	400	7.75/219	280	12Φ14/345	Φ8@100(4)/330	66.22/45.73	6751	
31	350	8/220	276.3	12Φ10/319.6	Φ6@50(4)/334.9	22.8/22.8	4570	林拥军 (2002) ^[80]
32	350	8/220	276.3	12Φ10/319.6	Φ6@50(4)/334.9	22.8/22.8	4230	
33	350	8/220	276.3	12Φ10/319.6	Φ6@50(4)/334.9	22.8/22.8	4170	

注：林拥军试验构件名称为 SRCG31、SRCG32...，这里简化写为 31、32...，其中，试件 31、32、33 箍筋采用螺旋箍筋；

表 2.3 是搜集到的内圆钢管外方钢管增强混凝土叠合轴压短柱试验数据，试验数据来源有：裴万吉(2005)^[82]、王志浩(2005)^[83]、钱稼茹(2011)^[84]等。其中， D 为圆钢管的外直径， t_1 为圆钢管的壁厚， f_{y1} 为圆钢管的屈服强度， B 为方钢管截面边长， t_2 为方钢管的壁厚， f_{y2} 为方钢管的屈服强度， $f_{cu,in}$ 、 $f_{cu,out}$ 分别为钢管内外混凝土的立方体抗压强度， N_u 为构件的极限承载力。

表 2.3 内圆钢管外方钢管增强混凝土叠合轴压试件

试件 编号	D/t_1 (mm)	f_{y1} (MPa)	B/t_2 (mm)	f_{y2} (MPa)	$f_{cu,in}/f_{cu,out}$ (MPa)	N_u (kN)	数据 来源
I -CSCFT1	89/2.60	314	180/3.62	348	87.5/105.7	3643	
I -CSCFT2	89/3.32	324	180/3.62	348	87.5/105.7	3583	
I -CSCFT4	114/4.56	322	180/3.62	348	87.5/105.7	3820	
I -CSCFT5	140/2.84	345	180/3.62	348	87.5/105.7	3940	
I -CSCFT7	89/2.60	314	180/5.40	338	87.5/105.7	3865	

I -CSCFT8	89/3.32	324	180/5.40	338	87.5/105.7	3947	
I -CSCFT9	114/3.35	328	180/5.40	338	87.5/105.7	4045	
I -CSCFT10	114/4.56	322	180/5.40	338	87.5/105.7	4121	
I -CSCFT11	140/2.84	345	180/5.40	338	87.5/105.7	4251	
I -CSCFT12	140/3.97	308	180/5.40	338	87.5/105.7	4258	
II -CSCFT1	89/2.60	314	180/3.62	348	105.7/87.5	3355	
II -CSCFT2	114/3.35	328	180/3.62	348	105.7/87.5	3686	
II -CSCFT4	89/2.60	314	180/5.40	338	105.7/87.5	3814	
II -CSCFT5	114/3.35	328	180/5.40	338	105.7/87.5	4043	钱稼茹 (2011) ^[84]
II -CSCFT6	140/3.97	308	180/5.40	338	105.7/87.5	4428	
II -CSCFT7	89/3.32	324	180/5.40	338	105.7/87.5	3855	
III -CSCF1	89/2.60	314	180/3.62	348	87.5/87.5	3198	
III -CSCF2	114/3.35	328	180/3.62	348	87.5/87.5	3415	
III -CSCF3	140/3.97	308	180/3.62	348	87.5/87.5	4120	
III -CSCF4	89/2.60	314	180/5.40	338	87.5/87.5	4021	
III -CSCF5	114/3.35	328	180/5.40	338	87.5/87.5	4165	
III -CSCF6	140/3.97	308	180/5.40	338	87.5/87.5	4436	
III -CSCF7	89/3.32	324	180/5.40	338	87.5/87.5	3900	
G1-2	58.5/1.4	352.5	120/2.60	407.5	35.2/35.2	980	
G1-3	74/0.9	680	120/2.60	407.5	35.2/35.2	1040	裴万吉 (2005) ^[82]
G1-4	83/0.9	597	120/2.60	407.5	35.2/35.2	1080	
SC1	57/3.5	344.98	200/8	319.83	37.14/37.14	3130	
SC2	57/3.5	344.98	200/8	319.83	37.14/37.14	3184	王志浩 (2005) ^[83]
SC3	57/3.5	344.98	200/8	319.83	37.14/37.14	3209	

2.2.1.2 偏压短柱

表 2.4 是搜集到的方形截面钢管混凝土叠合偏压短柱试验数据, 试验数据来源主要有: 林拥军(2001)^[11]、李鹏(2005)^[34]、王犇(2011)^[37]等。其中, t 为内部钢管的壁厚, D 为钢管的外直径, f_y 为钢管的屈服强度, $f_{cu,in}$ 、 $f_{cu,out}$ 分别为钢管内外混凝土的立方体抗压强度, N_u 为构件的极限承载力, e 为构件的偏心距。

表 2.4 钢管混凝土叠合柱偏压短柱试件(方形截面)

试件 编号	t/D (mm)	f_y MPa	纵筋 (MPa)	箍筋 (MPa)	$f_{cu,in}/f_{cu,out}$ (MPa)	e (mm)	N_u (kN)	数据 来源
Z1	4.5/133	339	6Φ12/290	Φ6@100(2)/308	46.8/38.1	0	3200	
Z2	4.5/133	339	6Φ12/290	Φ6@100(2)/308	46.8/38.1	50	2210	
Z3	4.5/133	339	6Φ12/290	Φ6@100(2)/308	46.8/38.1	100	1427	
Z4	4.5/133	339	6Φ12/290	Φ6@100(2)/308	46.8/38.1	130	1111	王犇 (2011) ^[37]

Z5	4.5/133	339	6Φ12/290	Φ6@100(2)/308	46.8/38.1	150	922	
Z6	4.5/133	339	6Φ12/290	Φ6@100(2)/308	46.8/38.1	170	602	
Z7	4.5/133	339	6Φ12/290	Φ6@100(2)/308	46.8/38.1	200	501	
FZ1	14/102	280.6	12Φ10/368.6	Φ6.5@100(2)/300.2	68.2/68.2	29	4010	
FZ2	10/127	280.6	12Φ10/368.6	Φ6.5@100(2)/300.2	68.2/68.2	27	4102	
FZ3	9/159	280.6	12Φ10/368.6	Φ6.5@100(2)/300.2	68.2/68.2	28	4292	
FZ4	7/203	280.6	12Φ10/368.6	Φ6.5@100(2)/300.2	68.2/68.2	31	4745	
FZ5	3.5/195	280.6	12Φ10/368.6	Φ6.5@100(2)/300.2	68.2/68.2	35	3815	李鹏
FZ6	16.5/202	280.6	12Φ10/368.6	Φ6.5@100(2)/300.2	68.2/68.2	34	4702	(2005) ^[34]
FZ7	7/203	280.6	12Φ10/368.6	Φ6.5@150(2)/300.2	68.2/68.2	35	4855	
FZ8	7/203	280.6	12Φ10/368.6	Φ6.5@50(2)/300.2	68.2/68.2	75	2792	
FZ9	7/203	280.6	12Φ10/368.6	Φ6.5@100(2)/300.2	70.1/68.2	34	4805	
FZ10	7/203	280.6	12Φ10/368.6	Φ6.5@100(2)/300.2	71.2/68.2	31	5225	
CSRC3	3.2/165	274	4Φ12/338.2	Φ6@100(2)	21.0/21.0	20	1870	
CSRC4	3.2/165	274	4Φ12/338.2	Φ6@100(2)	21.0/21.0	60	1085	
CSRC5	3.2/165	274	4Φ12/338.2	Φ6@100(2)	16.7/16.7	90	750	林拥军等
CSRC6	3.2/165	274	4Φ12/338.2	Φ6@100(2)	17.0/17.0	110	600	(2001) ^[11]
CSRC7	3.2/165	274	4Φ12/338.2	Φ6@100(2)	17.0/17.0	140	500	

注：1) 王犇和李鹏数据中，截面边长都为 300mm；

2) 林拥军数据中，截面边长为 220mm，混凝土强度为轴心抗压强度

表 2.5 是搜集到的裴万吉(2005)^[82]所做的内圆钢管外方钢管增强混凝土叠合偏压短柱试验数据，其中， D 为圆钢管的外直径， t_1 为圆钢管的壁厚， f_{y1} 为圆钢管的屈服强度， B 为方钢管截面边长， t_2 为方钢管的壁厚， f_{y2} 为方钢管的屈服强度， $f_{cu,in}$ 、 $f_{cu,out}$ 分别为钢管内外混凝土的立方体抗压强度， N_u 为构件的极限承载力， e 为构件的偏心距。

表 2.5 内圆钢管外方钢管增强混凝土叠合偏压试件

试件 编号	D/t_1 (mm)	f_{y1} (MPa)	B/t_2 (mm)	f_{y2} (MPa)	$f_{cu,in}/f_{cu,out}$ (MPa)	e (mm)	N_u (kN)	数据 来源
G2-2	58.5/1.4	352.5	120/2.60	407.5	32.4/32.4	20	680	
G2-3	74/0.9	680	120/2.60	407.5	32.4/32.4	20	700	
G2-4	83/0.9	597	120/2.60	407.5	32.4/32.4	20	716	裴万吉
G3-2	58.5/1.4	352.5	120/2.60	407.5	32.4/32.4	30	420	(2005) ^[82]
G3-3	74/0.9	680	120/2.60	407.5	32.4/32.4	30	460	
G3-4	83/0.9	597	120/2.60	407.5	32.4/32.4	30	500	

2.2.1.3 纯弯构件

表 2.6 是搜集到的方形截面钢管混凝土叠合柱纯弯构件试验数据，试验数据来源主

要有王刚等(2005)^[41], 其中, B 为叠合柱截面边长, 单位为 mm, t 为内部钢管的壁厚, D 为钢管的外直径, f_y 为钢管的屈服强度, $f_{cu,in}$ 、 $f_{cu,out}$ 分别为钢管内外混凝土的立方体抗压强度, M_u 为构件的极限承载力。

表 2.6 钢管混凝土叠合纯弯构件

试件 编号	B (mm)	t/D (mm)	f_y MPa	纵筋 (MPa)	箍筋 (MPa)	$f_{cu,in}/f_{cu,out}$ (MPa)	M_u (kN·m)	数据 来源
WB1	300	3.56/140	348	6Φ16/364	Φ8@100(2)	75.3/57.3	144.02	王刚等 (2005) ^[41]
WB2	300	3.33/165	355	6Φ16/364	Φ8@100(2)	61.8/51.3	156.38	
WB3	300	4.20/165	351	6Φ16/364	Φ8@100(2)	75.3/43.4	156.77	
WB4	300	4.20/165	351	6Φ16/364	Φ8@100(2)	75.3/54.8	149.16	
WB5	350	5.05/219	320	6Φ16/364	Φ8@100(2)	61.8/61	240.63	
WB6	350	5.40/219	421	6Φ16/364	Φ8@100(2)	75.3/58.9	287.41	
WB7	350	5.05/219	320	6Φ16/364	Φ8@100(2)	61.8/58.8	235.08	
WB8	400	3.90/219	326	6Φ16/364	Φ8@100(2)	61.8/58.5	256.06	
WB9	350	5.05/219	320	6Φ16/364	Φ8@100(2)	61.8/54.7	272.05	
WB10	350	5.40/219	421	6Φ16/364	Φ8@100(2)	61.8/58.8	274.61	

2.2.2 火灾试验数据

1) 火灾下实验数据

表 2.7 给出了 Lei Xu 和 Yu-Bin Liu(2013)^[74]进行的两个方形截面和两个圆形截面钢管混凝土叠合柱在 ISO-834 标准火灾下的试验数据, 其中, B 为叠合柱截面边长, 单位为 mm, t 为内部钢管的壁厚, D 为钢管的外直径, f_y 为钢管的屈服强度, $f_{cu,in}$ 、 $f_{cu,out}$ 分别为钢管内外混凝土的立方体抗压强度。

表 2.7 钢管混凝土叠合柱 ISO-834 标准火灾下试验数据

试件 编号	B (mm)	t/D (mm)	f_y MPa	纵筋 (MPa)	箍筋 (MPa)	$f_{cu,in}/f_{cu,out}$ (MPa)	数据 来源
SZ1-1	300	6/203	287	12Φ16/377.5	Φ8/365	34.1/34.1	Lei Xu 和 Yu-Bin Liu(2013) ^[74]
SZ1-2	300	8/159	287	12Φ16/377.5	Φ8/365	34.1/34.1	
CZ2-1	300	6/203	287	12Φ16/377.5	Φ8/365	68.2/68.2	
CZ2-2	300	8/159	287	12Φ16/377.5	Φ8/365	68.2/68.2	

2) 火灾后试验数据

表 2.8 是搜集到的周君(2006)^[85]进行的 3 个方形截面钢管混凝土叠合柱高温后承载力试验数据, 其中, B 为叠合柱截面边长, 单位为 mm, t 为内部钢管的壁厚, D 为钢管的外直径, f_y 为钢管的屈服强度, $f_{cu,in}$ 、 $f_{cu,out}$ 分别为钢管内外混凝土的立方体抗压强度。

表 2.8 钢管混凝土叠合柱 ISO-834 标准火灾后试验数据 (方形截面)

试件 编号	B (mm)	t/D (mm)	f_y MPa	纵筋 (MPa)	箍筋 (MPa)	$f_{cu,in}/f_{cu,out}$ (MPa)	数据 来源
FZ-1	300	8/200	280.6	12 Φ 10/368.6	Φ 8@100/300.2	42.2/42.2	周君 (2006) ^[85]
FZ-2	300	8/120	280.6	12 Φ 10/368.6	Φ 8@100/300.2	42.2/42.2	
FZ-3	300	7/203	280.6	12 Φ 10/368.6	Φ 6.5@100/300.2	68.2/68.2	

2.3 钢管混凝土叠合柱常温力学性能分析

2.3.1 材料本构关系模型

首先,合理的确定组成钢管混凝土叠合柱的钢材、核心钢管混凝土、外围箍筋约束混凝土的本构模型,对于应用 ABAQUS 软件研究该类构件在各种荷载作用下的破坏过程、荷载-变形关系曲线、应力应变发展以及裂缝的产生与发展等起着至关重要的作用。

(1) 钢材应力-应变关系模型

常温阶段钢材的应力-应变关系模型可以分为两类:一类是有明显屈服平台的二次塑流模型(韩林海, 2007^[86]), 工程中常用的 Q235 钢、Q345 钢、Q390 钢等常采用该模型来表达其应力-应变关系。它可以简单概括为五个阶段:如图 2.1(a)所示,弹性阶段(oa)、弹塑性阶段(ab)、塑性阶段(bc)、强化阶段(cd)和二次塑流阶段(de)(韩林海, 2007^[86])。另一类是如图 2.1(b)所示的无明显屈服平台只有弹性段(oa)和强化段(ab)的双折线模型(韩林海, 2007^[86]), 强化段的模量可取 $0.01E_s$, E_s 为钢材的弹性模量。常温下钢材弹性模量 $E_s=2.06\times 10^5\text{N/mm}^2$, 泊松比 $\nu_s=0.3$ 。

图(a)中,虚线为钢材实际的应力-应变关系曲线,实线为简化的应力-应变关系曲线,其中 f_p 、 f_y 、 f_u 分别为钢材的比例极限、屈服极限和极限抗拉强度。

在 ABAQUS 中,钢材采用软件中提供的等向弹塑性模型,满足 Von Mises 屈服准则,这种模型多用于模拟金属材料的弹塑性性能。

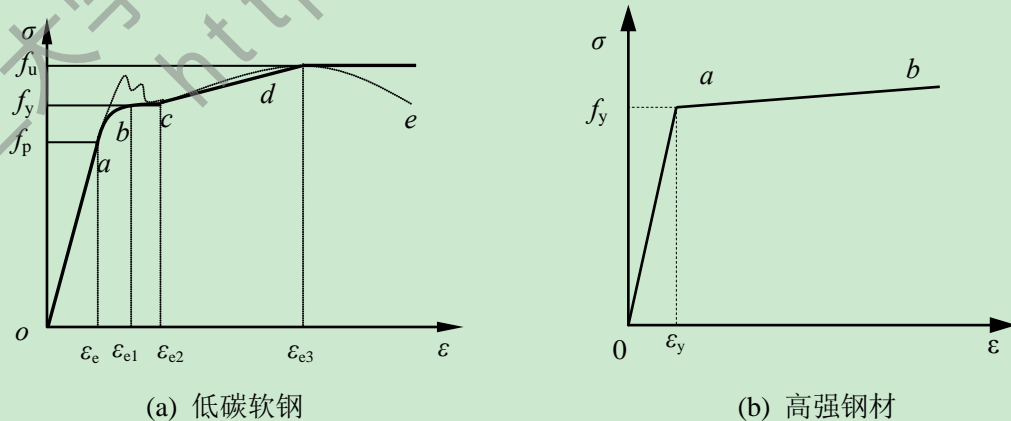


图 2.1 常温下低碳钢与高强钢材本构模型

$$\sigma_s = \begin{cases} E_s \varepsilon_s & \varepsilon_s \leq \varepsilon_e \\ -A\varepsilon_s^2 + B\varepsilon_s + C & \varepsilon_e < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{e1} \\ f_y & \varepsilon_{e1} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{e2} \\ f_y \left[1 + 0.6 \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{e2}}{\varepsilon_{e3} - \varepsilon_{e2}} \right] & \varepsilon_{e2} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{e3} \\ 1.6f_y & \varepsilon_s > \varepsilon_{e3} \end{cases} \quad (2-1)$$

$$\varepsilon_e = 0.8f_y/E_s, \quad \varepsilon_{e1} = 1.5\varepsilon_e, \quad \varepsilon_{e2} = 10\varepsilon_{e1}, \quad \varepsilon_{e3} = 100\varepsilon_{e1}$$

$$A = 0.2f_y/(\varepsilon_{e1} - \varepsilon_e)^2, \quad B = 2A\varepsilon_{e1}, \quad C = 0.8f_y + A\varepsilon_e^2 - B\varepsilon_e$$

(2) 核心混凝土应力-应变模型

在钢管混凝土叠合柱中，钢管和核心混凝土存在相互作用，核心混凝土由于受到钢管的约束而处于三向受压状态，这种相互作用使得核心混凝土的受力性能变得更为复杂。核心钢管混凝土中的受约束混凝土采用韩林海等人^[86]提出的适用于 ABAQUS 软件有限元分析的塑性损伤模型，表达式如下：

$$y = \begin{cases} 2x - x^2 & (x \leq 1) \\ \frac{x}{\beta_0(x-1)^\eta + x} & (x > 1) \end{cases} \quad x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}, \quad y = \frac{\sigma}{\sigma_0}$$

$$\sigma_0 = f'_c, \quad \varepsilon_0 = \varepsilon_c + 800 \cdot \xi^{0.2} \times 10^{-6}$$

$$\varepsilon_c = (1300 + 12.5 \cdot f'_c) \times 10^{-6} \quad (2-2)$$

$$\eta = \begin{cases} 2 & (\text{圆形截面混凝土}) \\ 1.6 + 1.5/x & (\text{方、矩形截面混凝土}) \end{cases}$$

$$\beta = \begin{cases} (2.36 \times 10^{-5})^{0.25 + (\xi - 0.5)^7} \times (f'_c)^{0.5} \times 0.5 \geq 0.12 & (\text{圆形截面混凝土}) \\ \frac{(f'_c)^{0.1}}{1.2\sqrt{1+\xi}} & (\text{方、矩形截面混凝土}) \end{cases}$$

其中， ξ 为约束效应系数， $\xi = A_s f_y / A_c f_c$ ，常温下混凝土的弹性模量为 $E_c = 4730(f'_c)^{1/2}$ ， f'_c 为混凝土圆柱体抗压强度，单位为 MPa， A_s 、 A_c 分别为钢材和混凝土的横截面面积； f_y 为钢材屈服极限， f_c 为混凝土轴心抗压强度。

在受荷初期，混凝土和钢管按各自的刚度比承担外荷载，混凝土的横向膨胀要小于钢管，随着外荷载逐渐增大，核心混凝土的泊松比逐渐增大。由于混凝土的泊松比随着压应力的变化而发生改变，因此根据混凝土单向受压试验结果，核心混凝土的泊松比 μ_c 下式计算^[86]：

$$\mu_c = \begin{cases} 0.173 & \frac{\sigma}{\sigma_0} \leq 0.55 + 0.25 \left(\frac{f'_c - 41}{41} \right) \\ 0.173 + 0.7036 \cdot \left(\frac{\sigma}{\sigma_0} - 0.4 \right)^{1.5} \cdot \left(\frac{f'_c}{24} \right) & \frac{\sigma}{\sigma_0} > 0.55 + 0.25 \left(\frac{f'_c - 41}{41} \right) \end{cases} \quad (2-3)$$

对于核心混凝土，约束效应系数 ξ 反映了钢管对其约束效应的大小(韩林海，2007^[86])。

ABAQUS 软件中准确定义塑性损伤模型中混凝土的受压行为，还需要确定一些参数：(a) p - q 平面中高围压情况下的膨胀角 Ψ ，其值在 15° 到 56.3° 之间，这里取为 30° ^[87]；(b)塑性势能方程的流动偏角 ε ，其值为 0.1 ^[87]；(c)双轴等压时混凝土的强度与单轴抗拉强度之比 σ_{b0}/σ_{c0} ，取为 1.16 ^[87]，(d)拉、压子午线上第二应力不变量的比值 K_c ，取为 $2/3$ ^[87]；(e)粘塑性系统松弛时间的粘性系数 μ 取为 $1e-5$ ^[87]。该模型可较好地模拟混凝土的塑性性能和在反复荷载下刚度的退化^[87]。

(3) 外围箍筋约束混凝土应力-应变模型

受箍筋约束的混凝土本构模型众多，自 Richart 等人在 1929 年对螺旋箍筋的试验研究开始，国内外学者都做了大量的试验和理论研究，提出了许多模型，诸如 EA 模型，MKP 模型、SU 模型等。本文选用清华大学钱稼茹教授等人^[88]提出的箍筋约束混凝土本构模型：

$$\begin{aligned}
 &\text{上升段:} && y = ax + (3 - 2a)x^2 + (a - 2)x^3 && (0 \leq x \leq 1) \\
 &\text{下降段:} && y = \frac{x}{(1 - 0.87\lambda^{0.2})\kappa(x - 1)^2 + x} && (x \geq 1) \\
 &&& x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cc}}, \quad y = \frac{\sigma}{f_{cc}}, \quad a = 2.4 - 0.01f_{cu} \\
 &&& \kappa = 0.132f_{cu}^{0.785} - 0.905 && f_{cc} = (1 + 1.79\lambda) \cdot f_{ck} \\
 &&& \varepsilon_{cc} = (1 + 3.5\lambda) \cdot \varepsilon_0 && \varepsilon_0 = (10.3f_{cu} + 1320) \times 10^{-6} \\
 &&& f_{ck} = 0.76f_{cu} && \lambda = \rho \cdot f_{yh} / f_c
 \end{aligned} \tag{2-4}$$

λ —配箍特征值，对于绝大多数柱构件， $\lambda=0.07-0.30$ ； ρ —箍筋体积配箍率；
 f_{cu} —混凝土立方体抗压强度， f_{yh} —箍筋屈服强度； f_c —混凝土轴心抗压强度；

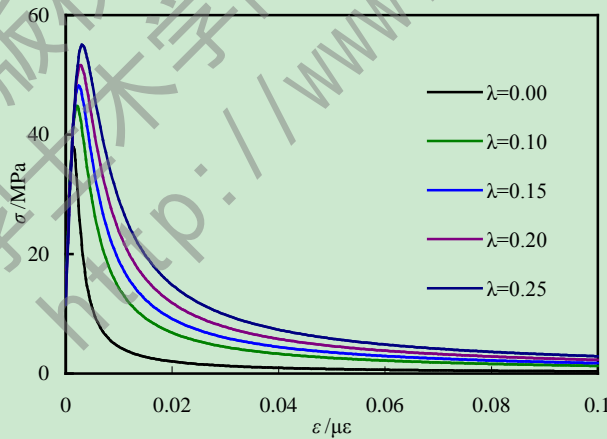
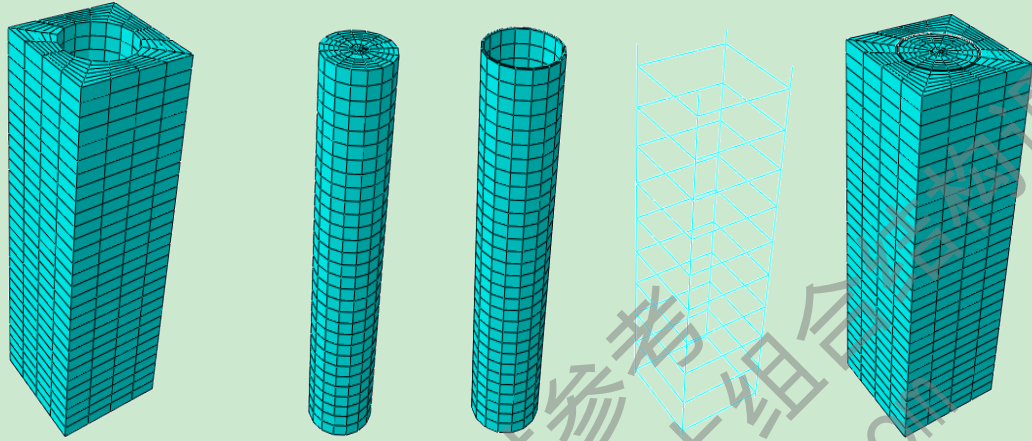


图 2.2 外围箍筋约束混凝土应力-应变关系曲线

图 2.2 所示为混凝土强度为 C50， $f_y=300\text{MPa}$ ，配箍特征值为 $\lambda=0.00-0.25$ 变化时，外围箍筋约束混凝土应力-应变关系模型。由图可见，不同配箍特征值的混凝土应力-应变关系曲线都能表现出良好的上升段与下降段，随着配箍特征值的增加，受约束混凝土的极限承载力也逐渐增大。

2.3.2 轴压有限元模型的建立与算例分析

核心混凝土和外围箍筋约束混凝土都采用八节点积分格式的三维实体单元(C3D8)，外围钢筋混凝土中的纵筋和箍筋都采用 Truss 单元来模拟，钢管也采用三维实体单元模拟。图 2.3 给出了有限元分析模型的示意图。



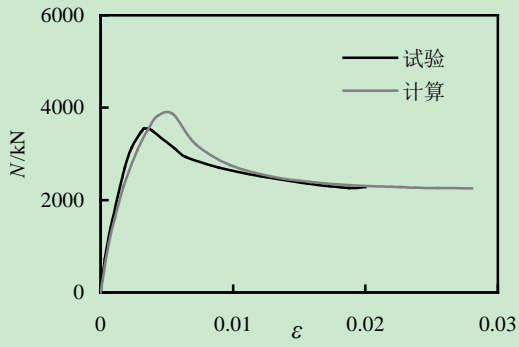
(a) 外围箍筋约束混凝土 (b) 核心混凝土 (c) 钢管 (d) 钢筋笼 (e) 整体模型

图 2.3 钢管混凝土叠合柱截面网格划分

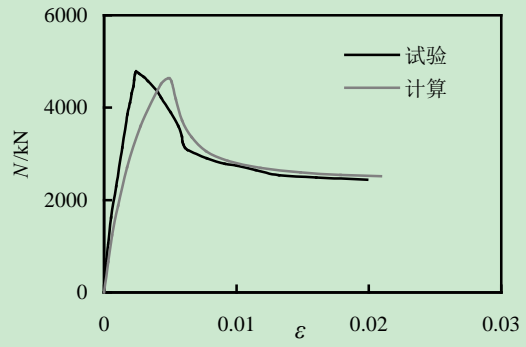
ABAQUS/CAE 中，我们可以定义模型各部分间或模型与外部环境之间的力学或热相互作用，但是，软件本身不会自动认定实体之间的接触关系，需要在 Interaction 模块中来定义它们间的接触关系。ABAQUS/Standard 处理接触问题时，需要定义接触对，其中接触对有三种定义方法，分别是双面接触对、节点(从属表面)对面(主控表面)和面对面。在具体的建模过程中，钢管和混凝土的界面接触由两部分构成：界面法线方向的接触采用硬接触(“Hard Contact”)，即垂直于接触面的压力 p 可以完全的在界面间传递。在切向方向，参考以往界面传力性能的研究成果，即界面可传递剪应力，采用库伦摩擦模型来模拟钢管与核心混凝土界面间切向力的传递，直到剪应力达到临界值 τ_{crit} ，界面之间产生相对滑动。钢管与混凝土界面摩擦系数 μ 的取值范围在 0.2-0.6 之间，经过大量算例分析，当 μ 取为 0.25 时会得到较好的计算结果^[86]。

在钢管和混凝土接触面模型的建立过程中，采用“Contact Pair”项，设置钢管和混凝土的交互作用，来模拟接触面分离及摩擦行为，因为钢管和混凝土之间的相对滑动或转动量大于接触面上的单元尺寸，所以选择允许接触面之间出现任意大小相对滑动和转动的有限滑移(Finite Sliding)。在计算钢管混凝土叠合柱轴压荷载-变形关系曲线进行时，在加载端设置一刚度很大的垫板来模拟加载端板，用三维实体单元(C3D8)建模，弹性模量取为 $1e12$ ，泊松比取为 $1e-5$ 。加载端板与混凝土顶面采用法向硬接触进行约束。对于钢管混凝土叠合柱，采用下端固接，加载端约束除轴向外的其他方向的位移，采用位移加载方式。

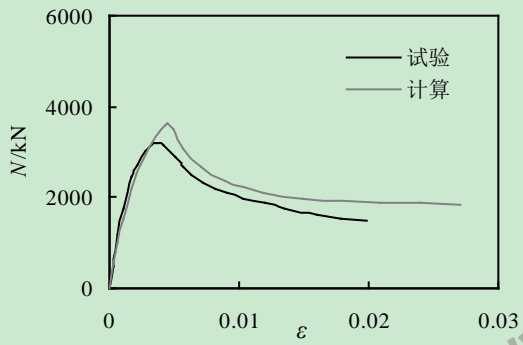
为了验证上述有限元建模方法的正确性，对各个研究者们进行的不同截面形式的钢管混凝土叠合柱轴压-荷载变形关系曲线进行了计算，计算曲线与试验曲线对比情况如下图所示。



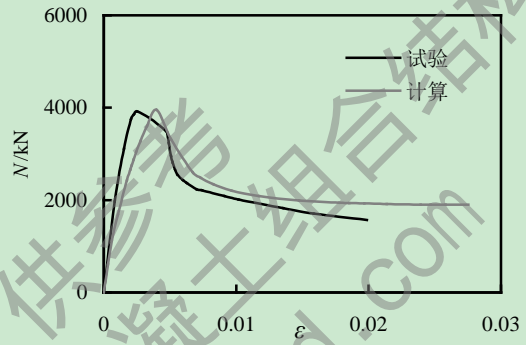
(a) CC1



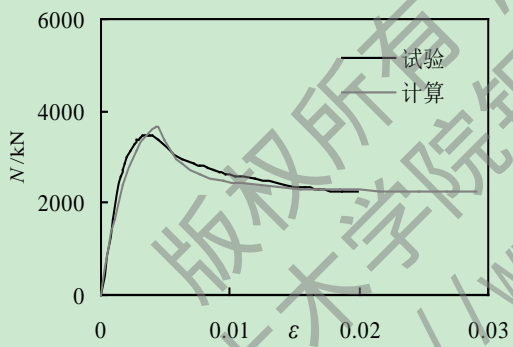
(b) CC2



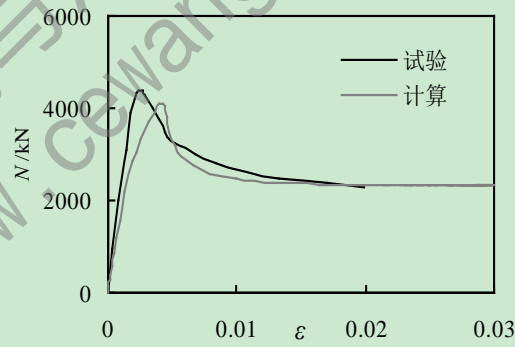
(e) CC5



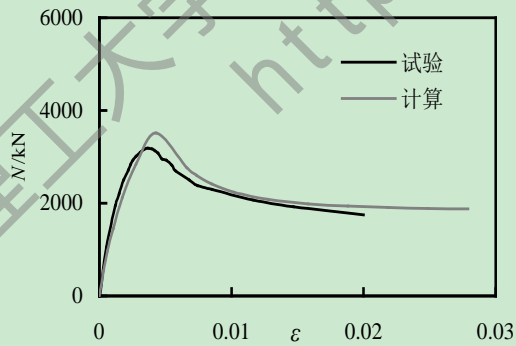
(f) CC6



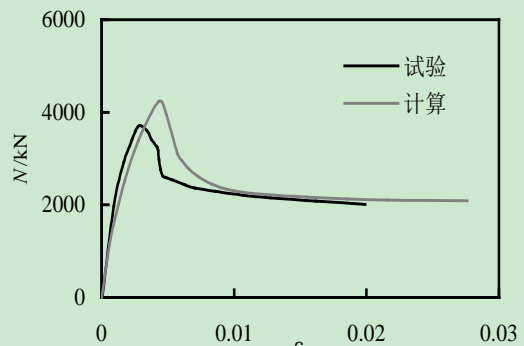
(g) CC7



(h) CC8



(i) CC9



(j) CC10

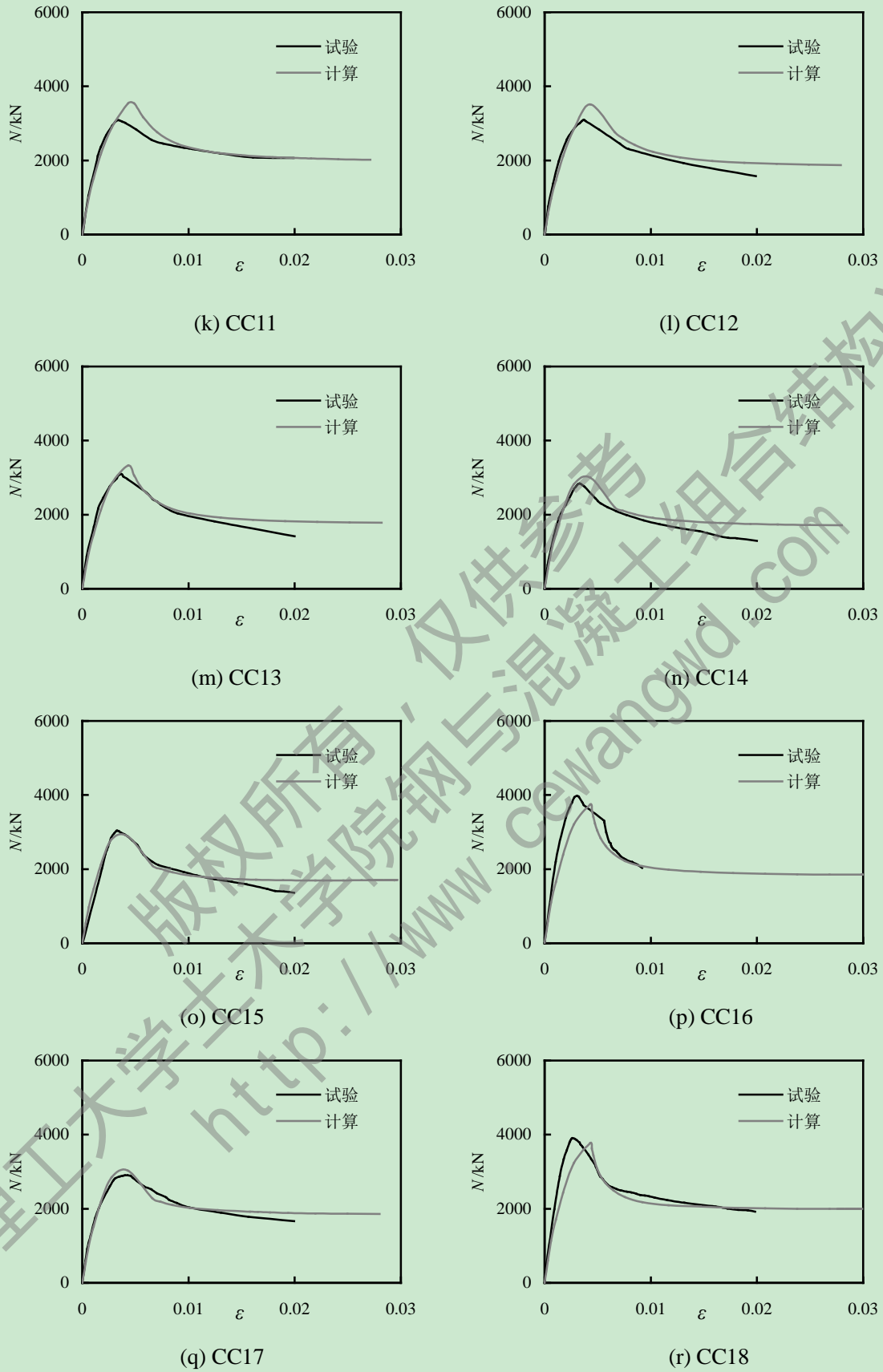


图 2.4 康洪震和钱稼茹(2006)^[24]轴压荷载-变形试验曲线与模拟曲线对比

由上述轴压荷载-应变关系我们可以看出，钢管混凝土叠合柱在达到峰值荷载之后，轴力下降到一定数值时，应变增长而轴力基本保持不变，表现出良好的延性性能，这表

明钢管混凝土叠合柱在轴压荷载作用下外层混凝土剥落以后，核心钢管混凝土还能继续承担一定的轴力，可以起到结构震后抗倒塌的作用。下图所示为对陈周熠(2002)^[23]中进行的 8 个方形截面钢管混凝土叠合柱轴压荷载-变形关系试验曲线与计算曲线的对比。

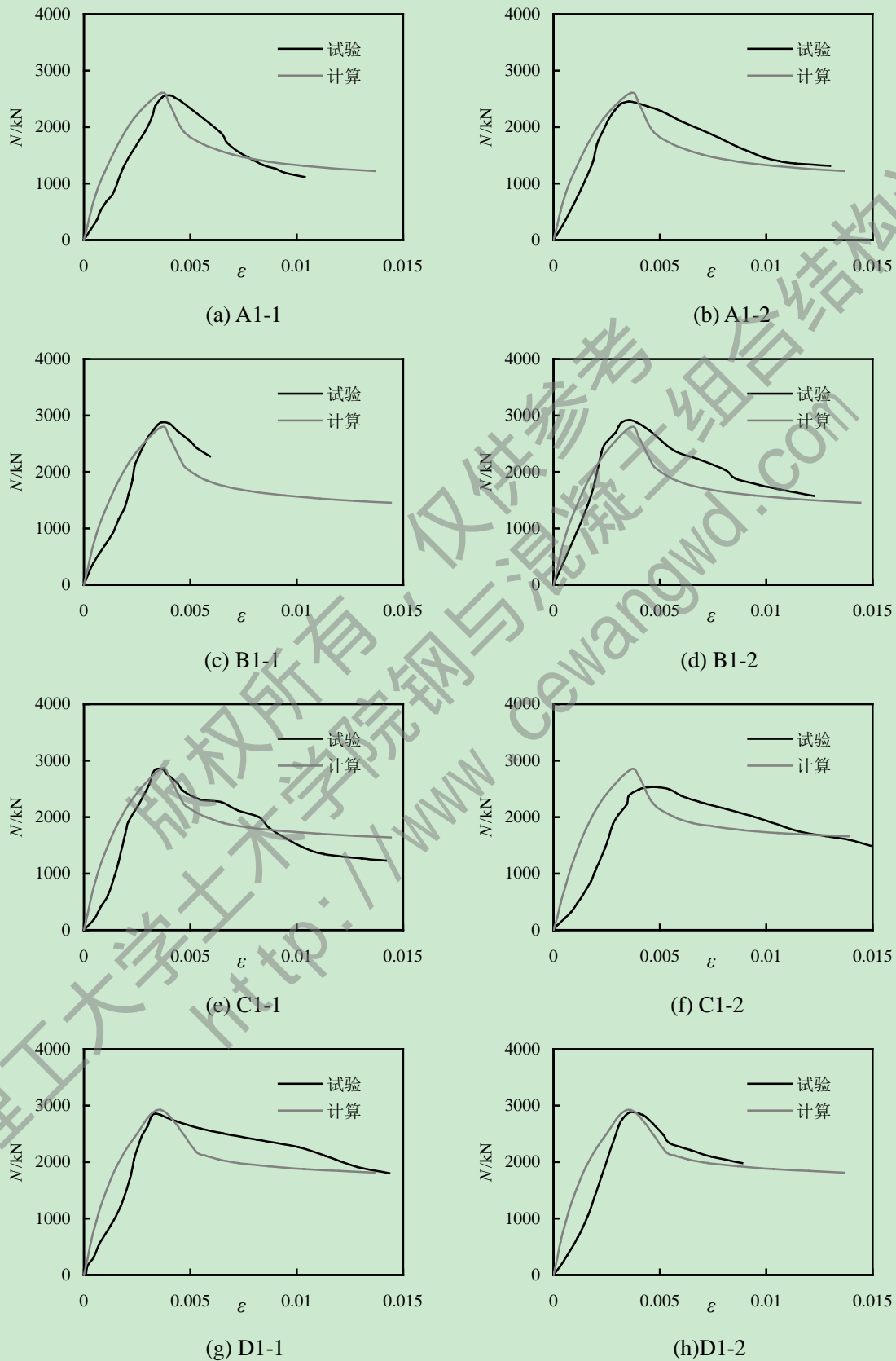
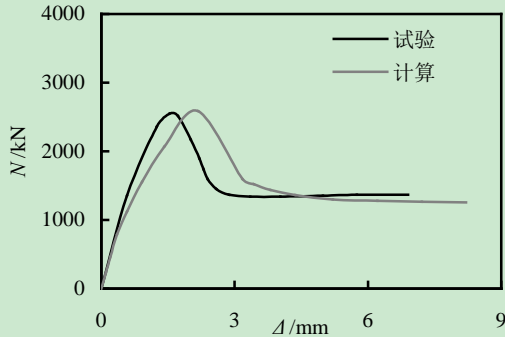
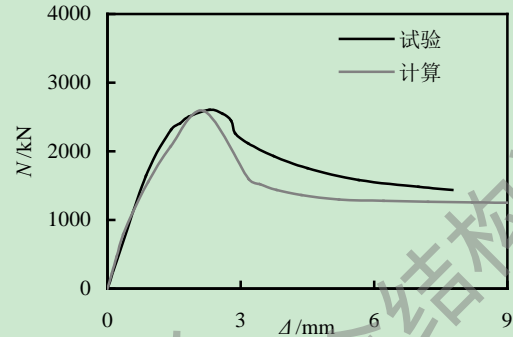


图 2.5 陈周熠(2002)^[23]轴压荷载-变形关系计算结果与试验结果对比

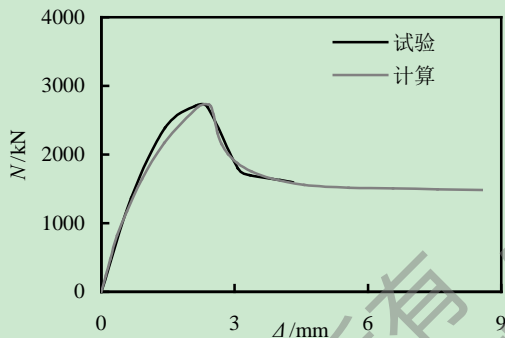
图 2.6 是对李永进(2011)^[81]博士后出站时做的 10 个圆形截面钢管混凝土叠合柱轴压荷载-变形关系试验曲线与模拟曲线的对比。由对比结果可以看出,圆形截面钢管混凝土叠合柱的轴压性能模拟效果要稍好于方形截面轴压性能的模拟,这主要是因为方形截面试件存在尖角,对混凝土的约束效应要比圆形的差。



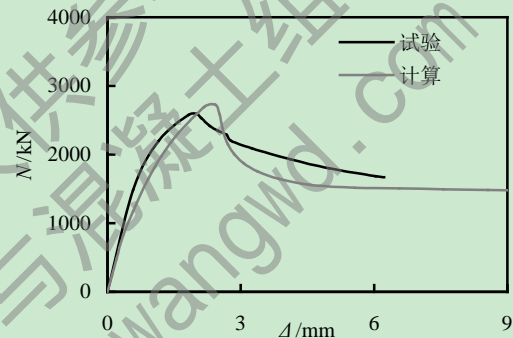
(a) C1-1



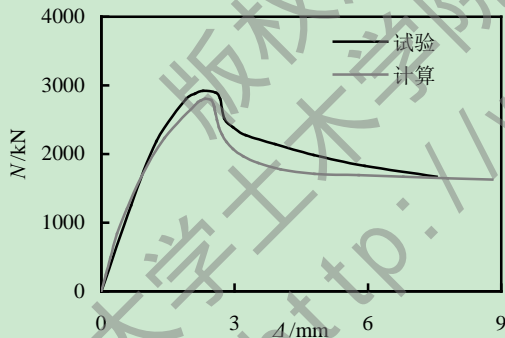
(b) C1-2



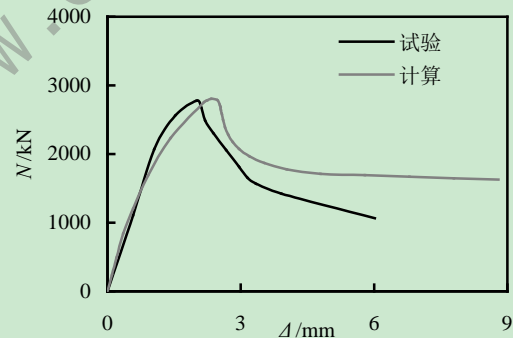
(c) C2-1



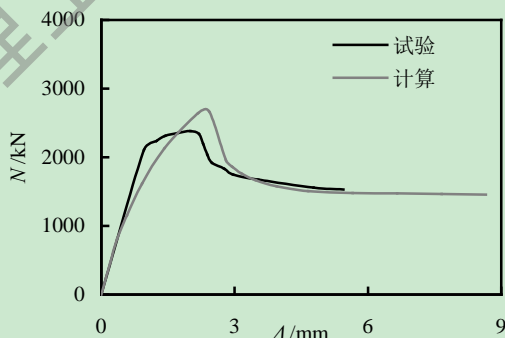
(d) C2-2



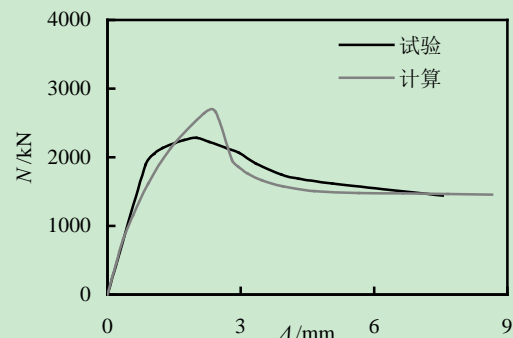
(e) C3-1



(f) C3-2



(g) C4-1



(h) C4-2

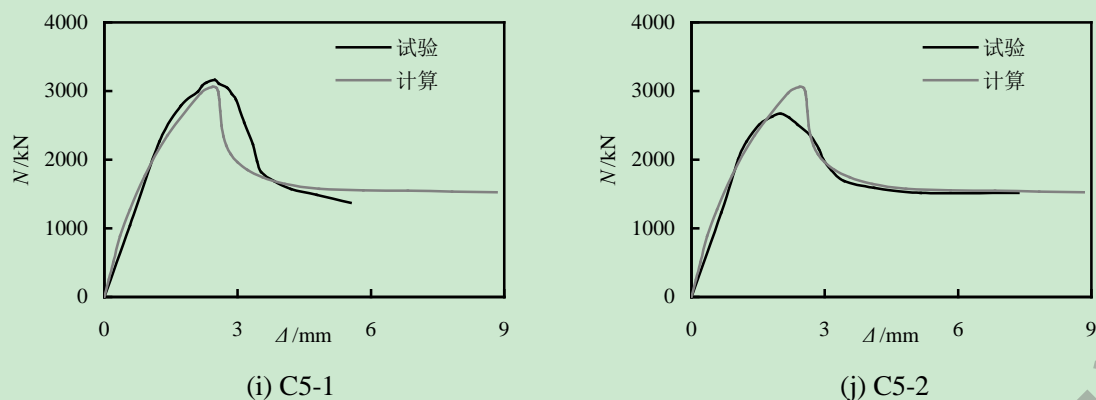


图 2.6 李永进圆形截面钢管混凝土叠合柱轴压荷载-变形关系曲线对比

采用 ABAQUS 有限元软件对收集到的轴压构件进行了承载力验算，如图 2.7 所示，其中， N_{uc} 表示承载力计算值， N_{ue} 表示承载力试验值。

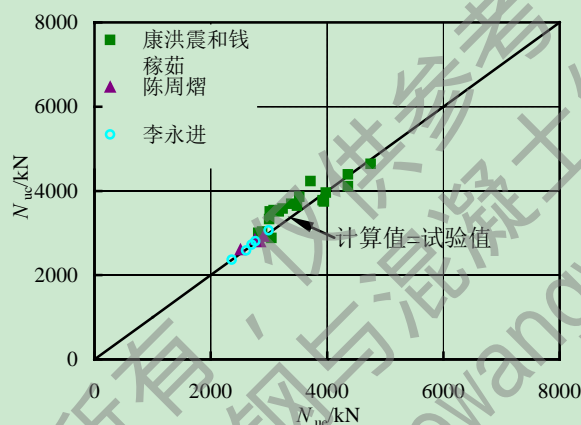


图 2.7 钢管混凝土叠合柱轴压构件极限承载力有限元结果与试验结果比较

取所有数据计算值与试验值的比值为样本，计算得到样本平均值为 1.034，样本均方差为 0.069，可见计算结果与实验结果总体较为吻合。

2.3.3 偏压有限元模型的建立与算例分析

和轴压模型的建立类似，受偏心荷载作用的钢管混凝土叠合柱，内外混凝土和钢管都采用八节点积分格式的三维实体单元(C3D8)，外围钢筋混凝土中的纵筋和箍筋都采用 Truss 单元来模拟，截面采用映射网格划分，即模型网格的划分在长度方向是相同的。与轴压模型唯一不同的就是它的边界条件的设置，建立钢管混凝土叠合柱的偏压有限元模型时，在柱的两端都设置一个刚度很大的垫板，在柱顶偏心线处，约束其 u_1 、 u_2 方向的平移自由度，在柱底，约束偏心线方向的 3 个平移自由度，加载方式为位移加载。

应用上述有限元方法，对王犇(2011)^[37]进行的 4 个内圆外方钢管混凝土叠合偏压试件的力学性能进行了模拟，其中， e 为偏心距，偏压荷载-轴向变形试验曲线和模拟曲线对比如图 2.8。

由下图可见，有限元计算结果和试验结果总体吻合良好，构件破坏时极限承载力相差不大，但构件荷载-变形曲线弹性阶段刚度差别较大，可能是由于试件在进行试验前

没有进行预压处理，整个截面没有共同、均匀的受力，钢管和内外混凝土以及钢筋笼的变形不协调所致。

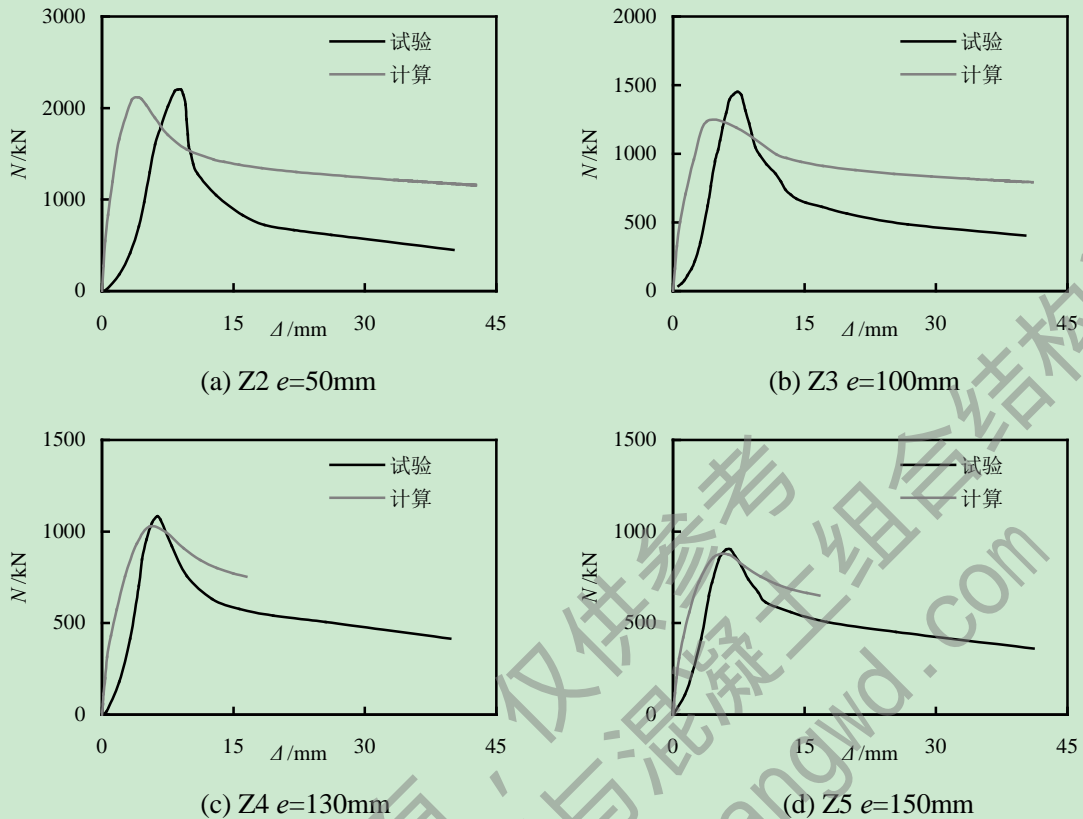
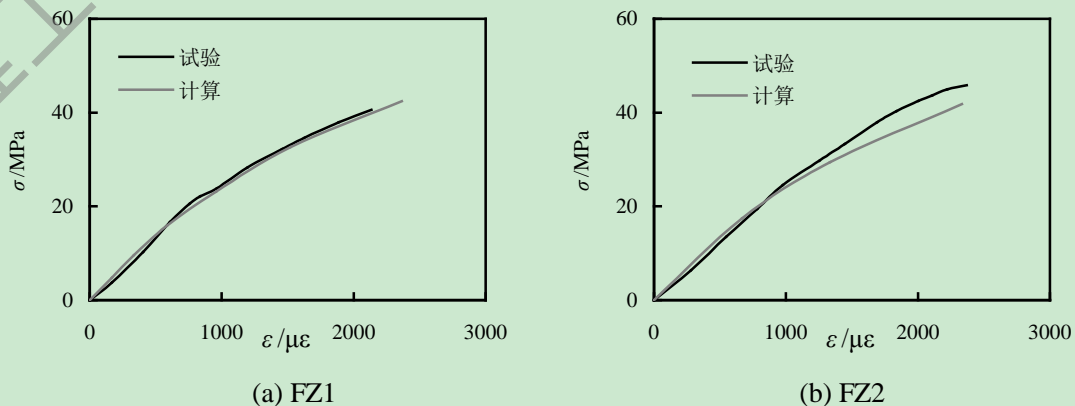


图 2.8 王犇(2011)^[37]偏压试验数据和模拟曲线对比

同时，与钢管混凝土叠合柱轴压构件受力均匀、外围钢筋混凝土和核心钢管混凝土都能共同工作不同的是，钢管混凝土叠合偏压试件偏心受力不均匀，发生了局部破坏，端部的外包钢筋混凝土压溃破坏，同时受压侧的钢管混凝土却没有参与工作，而在有限元模拟过程中，没有考虑外围钢筋混凝土的局部破坏，所以计算结果与试验结果还存在一定的差异。同时，由上图可以看出，钢管混凝土叠合柱的极限承载力，随偏心距的增大而逐渐降低，但其下降速度有所减缓，且偏心距越大，残余承载力占极限承载力的比重越大。

图 2.9 是对李鹏(2005)^[34]所进行的几个方形截面钢管混凝土偏压试件力学性能的模拟，试件的整体应力-纵向应变关系曲线对比情况如下：



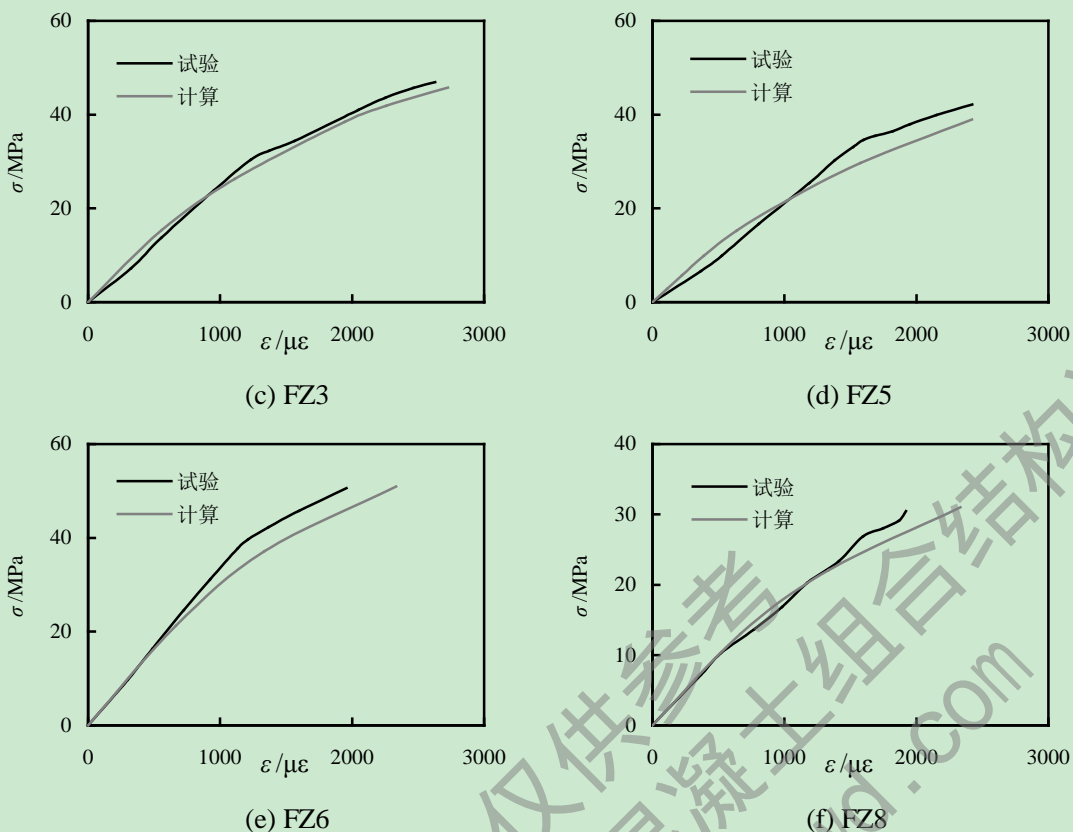


图 2.9 李鹏(2005)^[34]偏压整体应力-纵向应变模拟与试验曲线对比

采用 ABAQUS 有限元软件对收集到的所有偏压构件的承载力进行了验算,如图 2.10 所示,其中, N_{uc} 表示承载力计算值, N_{uc} 表示承载力试验值。

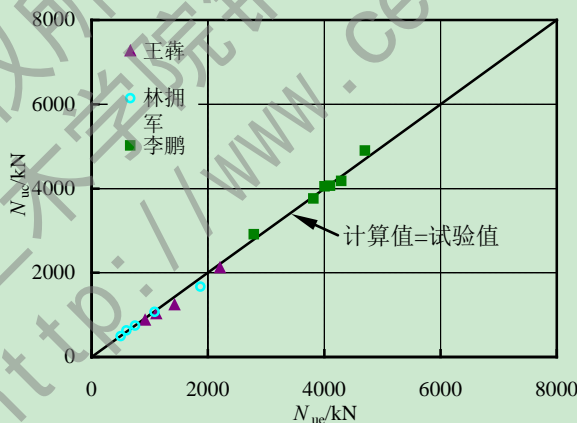


图 2.10 钢管混凝土叠合柱偏压构件极限承载力有限元结果与试验结果比较

取所有数据计算值与试验值的比值为样本,计算得到样本平均值为 0.976,样本均方差为 0.05,可见计算结果与实验结果总体较为吻合,且有限元法稍偏于安全。

2.3.4 纯弯有限元模型的建立与算例分析

纯弯模型的建立过程中,单元类型的选择类似轴压模型和偏压模型,在此不再赘述。需要注意的是,在接触模块中,钢筋笼和混凝土的接触是用“Embedded Region”选项

将其嵌入到外围混凝土中来模拟钢筋和混凝土的粘结关系。同时，为了防止加载过程中梁上加载面及支座处出现应力集中，因此在加载时在梁上加载面和支座处建立一个刚度很大的垫板，以增加接触面积和刚度，以此消除应力集中现象。加载根据试验采用三分点加载方式，即中间三分之一是纯弯段，以下是一个纯弯构件的变形图。

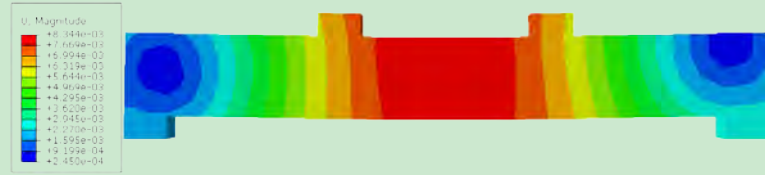


图 2.11 钢管混凝土叠合柱纯弯构件变形图

为了验证上述有限元模型的正确性，首先选取了一个钢筋混凝土梁的纯弯试验，对其进行了数值模拟，构件截面详细尺寸为： $L=1800\text{mm}$ ， $B\times D=180\text{mm}\times 100\text{mm}$ ，混凝土强度等级为 C25，纵筋： $4\Phi 14$ ，箍筋： $\Phi 6@100$ ，纵筋和箍筋都选用 HPB235，梁中间三分之一为纯弯段，下面是其纯弯段时间-跨中挠度关系曲线。

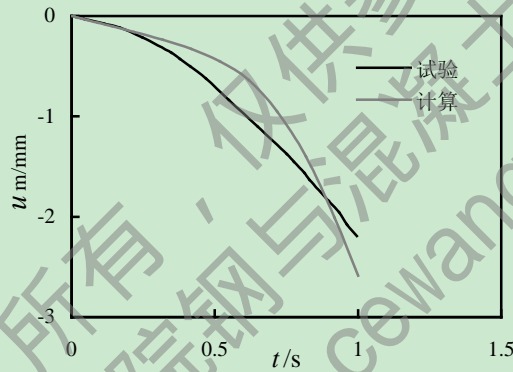
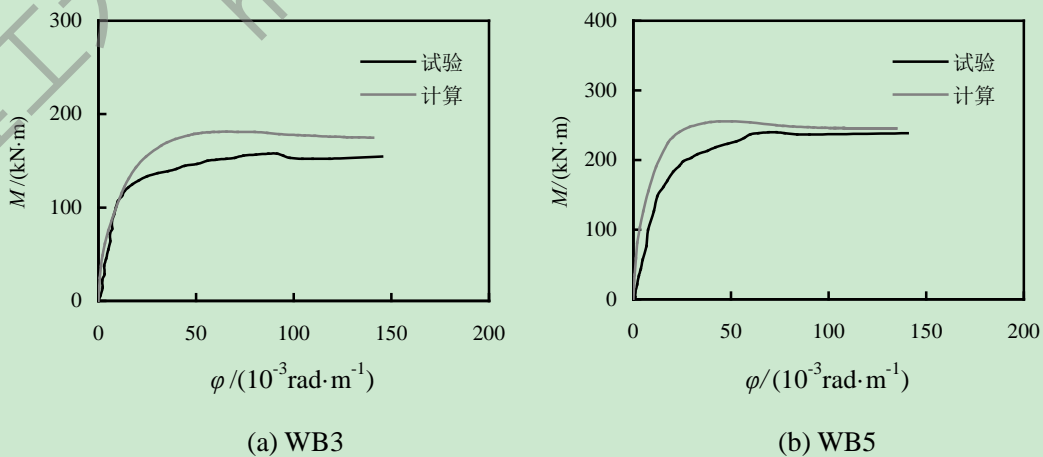


图 2.12 钢筋混凝土梁跨中位移-时间关系曲线

由上图可见，有限元模拟结果与试验结果总体吻合较好，上述纯弯建模方法可以用于钢管混凝土叠合柱构件纯弯性能的研究。

运用上述纯弯有限元模型，对王刚等进行的几个钢管混凝土叠合柱受弯构件进行了数值模拟，构件详细尺寸见王刚等(2005)^[41]。下图所示为钢管混凝土叠合柱弯矩-曲率曲线有限元计算结果与试验结果的对比。



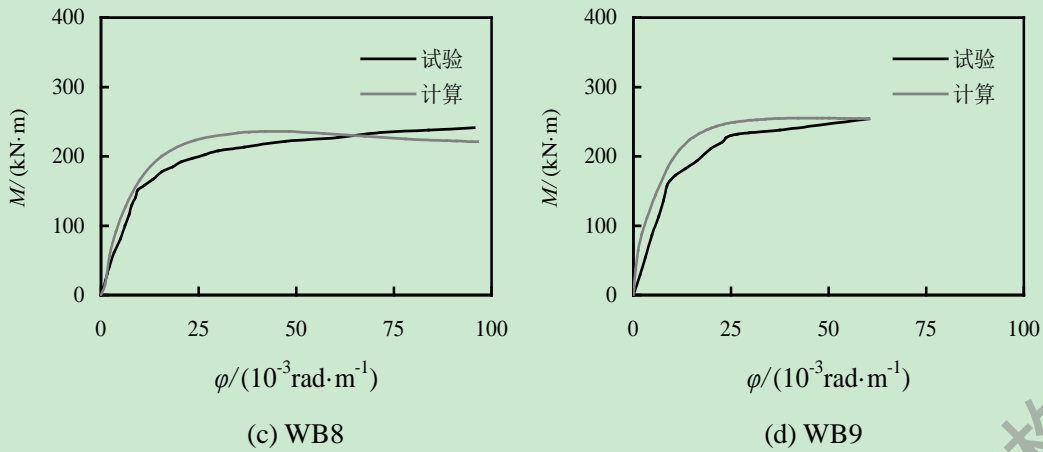


图 2.13 钢管混凝土叠合柱截面弯矩-曲率关系试验与计算曲线对比

由上图可见，计算结果与试验结果总体吻合较好，但计算得到的构件受弯承载力比试验值稍大，这有可能是计算模型选取的外围箍筋约束混凝土的应力-应变关系模型不同所致。

2.4 本章小结

本章主要做了如下 3 个方面的工作：

- (1) 搜集并整理了钢管混凝土叠合柱常温和火灾下的试验数据，为后续的模式验证以及火灾后和火灾全过程的研究奠定基础；
- (2) 通过阅读和参阅国内外有关钢管混凝土叠合柱的文献，选取了合理的钢管和内外混凝土的本构模型；
- (3) 借助 ABAQUS 有限元分析软件，分别建立了钢管混凝土叠合柱的轴压、偏压和纯弯有限元模型，进行了钢管混凝土叠合柱常温力学性能的研究。

第3章 非均匀受火下钢管混凝土叠合柱力学性能研究

3.1 引言

目前,国内外对钢管混凝土叠合柱非均匀火灾作用下力学性能的研究还比较少,因此本章在确立了高温下钢材和混凝土热工参数和热力学本构关系模型的基础上,进行了钢管混凝土叠合柱的温度场分析,然后又建立了非均匀火灾作用下钢管混凝土叠合柱耐火极限和火灾下荷载-变形关系的理论模型,并对影响钢管混凝土叠合柱耐火极限的各因素进行了分析,为后续研究工作做了准备。

3.2 钢管混凝土叠合柱温度场分析

火灾作用时,钢管混凝土叠合柱截面上的温度分布随着火灾作用时间、受火方式以及柱子截面形式的变化而发生变化。为了计算构件的耐火极限以及火灾后的剩余承载力,首先要计算钢管混凝土叠合柱的温度场分布情况。

3.2.1 火灾升降温曲线的确定

为了准确模拟建筑物内部火灾发生的初期发展阶段、旺盛阶段和衰减阶段(杨华, 2003^[4]),世界上各个国家和研究机构都制定了众多的室内火灾升、降温曲线。为了使不同国家不同学者的研究在同一规定的尺度条件下进行,目前国际上通常采用国际标准 ISO-834(1975)升降温曲线,如下图所示(杨华, 2003^[4])。图中 OAB'表示标准升温曲线,当研究构件的耐火极限时采用这条曲线,此时让升温时间尽量延长;当升温至一定的时间后,再按 AB 段降温,即可研究火灾作用后以及经历火灾全过程作用的钢管混凝土叠合柱的受火性能(杨华, 2003^[4])。

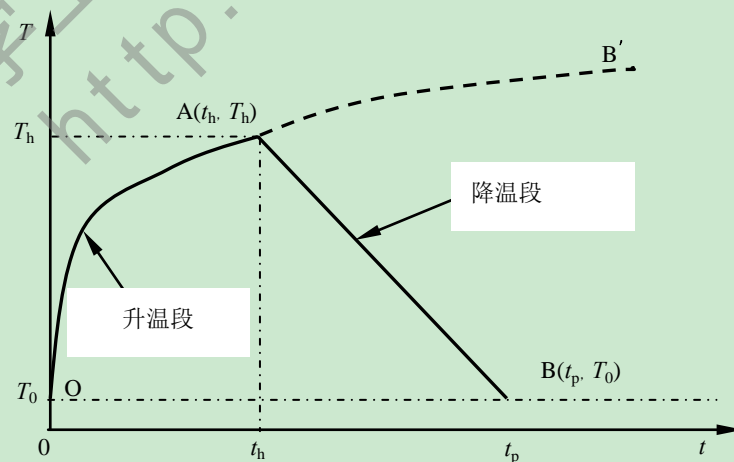


图 3.1 ISO-834 标准火灾升降温曲线

1) 升温段: (OAB', $t \leq t_h$):

$$T_g = T_0 + 345 \log_{10}(8t + 1) \quad (3-1)$$

2) 降温段: (AB, $t_h \leq t \leq t_p$):

$$T = \begin{cases} T_h - 10.417(t - t_h) & t_h \leq 30 \text{ min} \\ T_h - 4.167 \left(3 - \frac{h}{60} \right) (t - t_h) & 30 \text{ min} < t_h \leq 120 \text{ min} \\ T_h - 4.167(t - t_h) & t_h \geq 120 \text{ min} \end{cases} \quad (3-2)$$

3.2.2 钢材和混凝土的热工性能

材料的热工性能是求解温度场的重要前提之一,国内外相关学者对钢材和混凝土的热工性能进行了大量细致、深入的研究,取得了许多成果。

3.2.2.1 钢材的热工性能参数

钢材的热工性能参数主要包括:导热系数、比热、容重和热膨胀系数等,它们在温度的作用下往往不是常数,而是温度的函数。钢材的导热系数 k_s 、热膨胀系数 α_s 采用加拿大学者 Lie(1994)和 Chabot(1990)提出的表达式^[86],同时他把钢材的比热 c_s 和容重 ρ_s 放在一起,分段给出了两者与温度 T 的关系^[86],钢材的密度取为 $\rho=7850\text{kg/m}^3$ 。

3.2.2.2 混凝土的热工性能参数

与钢材一样,混凝土的热工参数也包括导热系数、比热、容重和热膨胀系数等。混凝土的导热系数 k_c 和热膨胀系数 α_c 同样采用加拿大学者 Lie(1994)和 Chabot(1990)提出的表达式^[86],在计算混凝土的比热时,他考虑了水蒸气对混凝土的影响后,修正了混凝土比热 c_c 和容重 ρ_c 随温度 T 的变化表达式^[86]。混凝土的密度取为 $\rho=2400\text{kg/m}^3$ 。

3.2.3 温度场分析物理模型

3.2.3.1 热量传递方式

钢管混凝土叠合柱受火时,热量传递由以下两个过程构成:

- (a) 周围空气通过辐射和对流向构件表面传热;
- (b) 热量通过热传导由构件表面逐渐进入构件内部;

3.2.3.2 热传导方程及其定解条件

钢管混凝土叠合柱为杆系结构,其长度尺寸要比截面尺寸大很多,而且沿长度方向钢管混凝土叠合柱常受火均匀,没有温度梯度。因此,可将其三维温度场问题简化为沿截面的二维温度场求解问题。即温度场分析以钢管混凝土叠合柱截面为研究对象。

$$\frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\lambda}{\rho c} \left(\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} \right) \quad (3-3)$$

3.2.3.3 边界条件

建筑室内发生火灾时,由于钢管混凝土叠合柱所处位置与火灾发生位置的关系以及与柱相邻的维护构件等原因,钢管混凝土叠合柱有单面受火、双面受火、三面受火以及四面均匀受火等不同的受火边界,叠合柱受火面、背火面与周围混凝土的换热过程是一个热对流和热辐射综合复杂的换热过程。受火面与室内高温烟气之间主要通过对流、辐射交换热量,取综合辐射系数 $\varepsilon_r=0.5$, 对流换热系数 $\alpha_c=25\text{W}/(\text{m}^2\cdot^\circ\text{C})$ 。而背火面与常温空气通过对流、辐射交换热量,综合辐射系数取 $\varepsilon_r=0.5$, 对流换热系数 $\alpha_c=9\text{W}/(\text{m}^2\cdot^\circ\text{C})$ ^[67]。

3.2.4 截面温度场非线性有限元分析

3.2.4.1 均匀受火截面温度场分析

随着钢管混凝土叠合柱在高层以及超高层建筑中的应用日益广泛,深入研究其耐火性能,并基于此确定其防火设计方法具有重要的理论意义和使用价值。

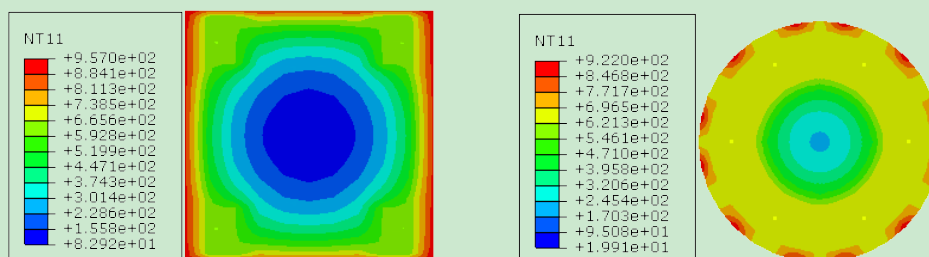
利用有限元软件 ABAQUS,分别建立均匀受火和非均匀受火的钢筋混凝土柱、钢管混凝土柱、型钢混凝土柱和钢管混凝土叠合柱的有限元模型,以此确定其温度场分布。建模过程中忽略钢材和混凝土之间界面热阻对温度场的影响。

建模时,钢管、混凝土和防火保护层都为实体(Solid)单元,钢管或型钢与混凝土之间采用面面约束,钢筋与混凝土之间采用点面约束,使得不同材料在几何位置相同的单元节点处具有同样的温度。Load 模块中,预定义场(Predefined Field)的温度定义为 20°C 。在 Mesh 模块中,将单元类型选为 Heat transfer,在 Edit Model Attributes 中,绝对零度(Absolute zero temperature)为 -273 ,玻兹曼常数(Stefan-Boltzmann constant)取为 $5.67\times 10^{-8}\text{W}/(\text{m}^2\cdot\text{K}^4)$ 。

3.2.4.2 均匀受火算例分析

(1) 钢筋混凝土柱

图 3.2 所示为不同截面形式钢筋混凝土柱截面温度场分布;图 3.3 所示为构件跨中截面各测点温度-时间关系曲线计算结果与试验结果的对比情况,其中, d 为距外表面深度。混凝土为硅质混凝土,试件的升温按加拿大设计规程 CAN4-S101 规定的标准升温曲线进行。其中,实线为试验结果,虚线为模拟结果,可见,计算结果和试验结果总体吻合较好。



(a) 方形截面

(b) 圆形截面

图 3.2 $t=80\text{min}$ 时钢筋混凝土柱截面温度场分布

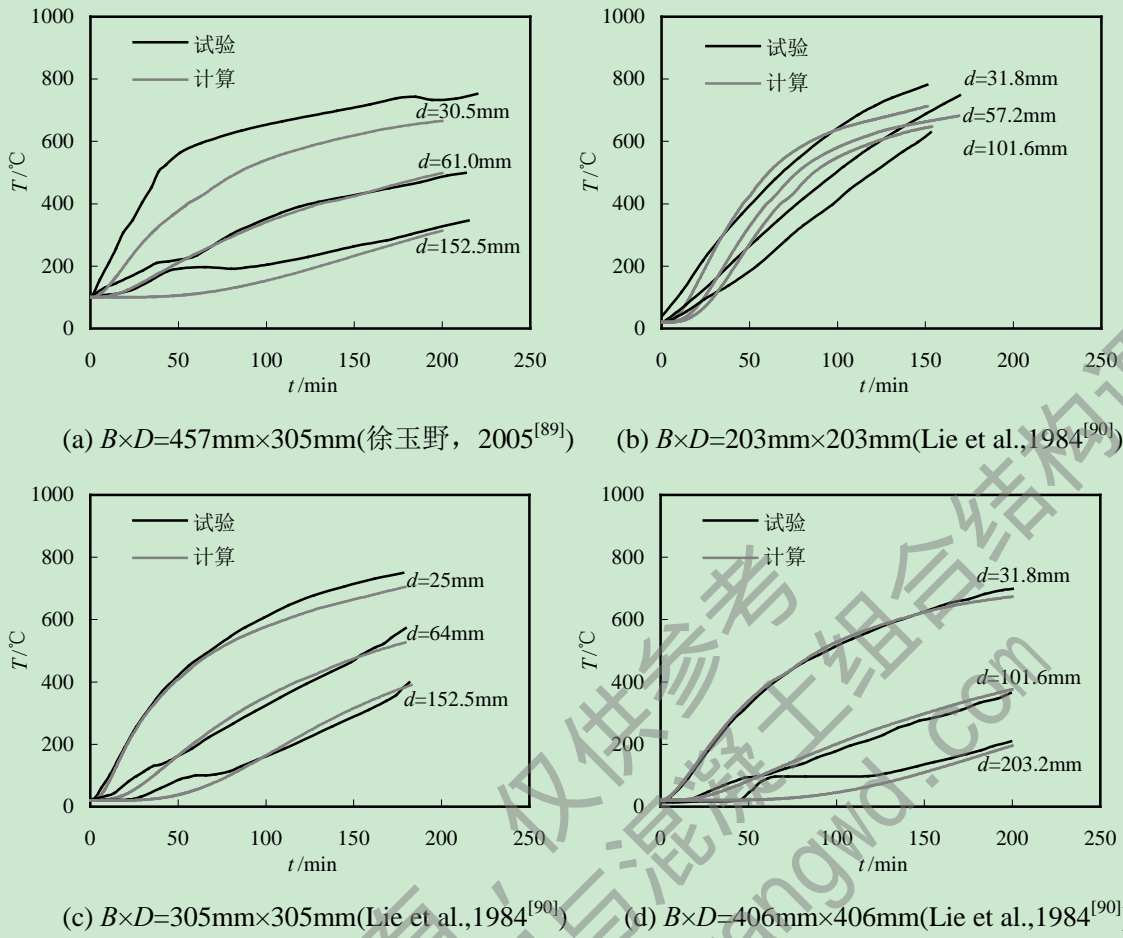


图 3.3 钢筋混凝土柱 $T-t$ 关系计算结果与试验结果对比

由上图可见，对于钢筋混凝土柱，截面温度分布总是沿着受火表面向内部混凝土逐渐降低，随着构件温度的升高，混凝土和钢筋的材性不断发生劣化，构件内部形成不均匀的温度分布，从而产生温度应力。

(2) 钢管混凝土柱

图 3.4 所示为钢管混凝土柱截面温度场分布，(a)为方形截面，防火层厚度 $a=17\text{mm}$ ，(b)为圆形截面，防火层厚度 $a=25\text{mm}$ 。

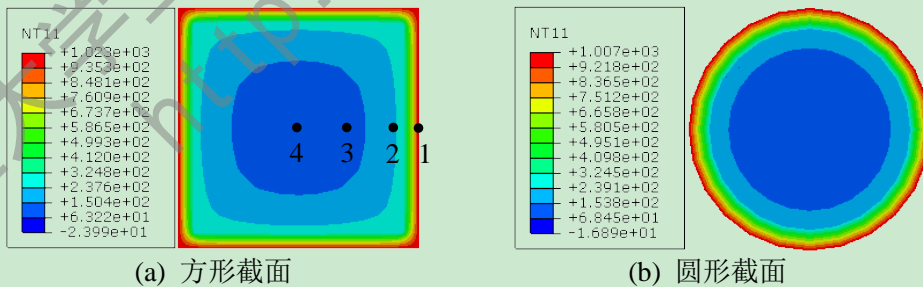
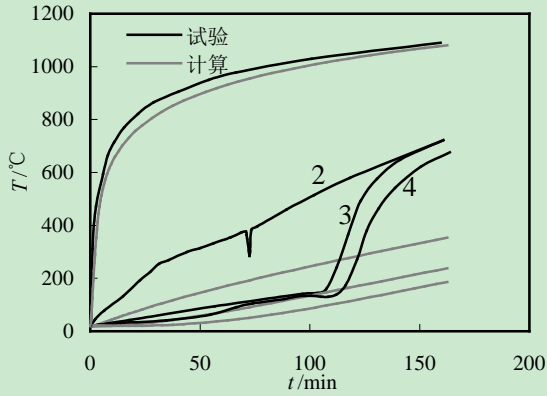


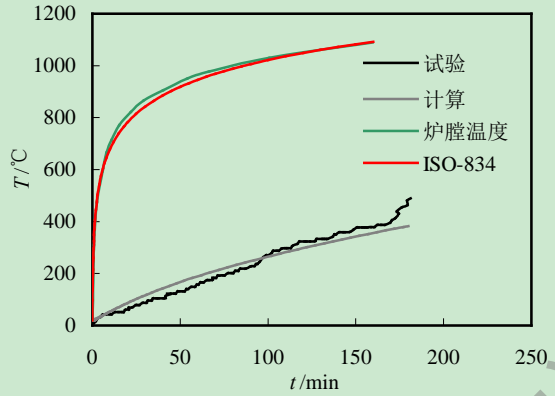
图 3.4 $t=100\text{min}$ 时钢管混凝土柱截面温度场云图

由上图可知，由于防火涂料的低导热性能，使得防火涂料部分温度较高且变化剧烈，但柱内部温度变化相对平缓，随着与钢管表面距离的增加，柱内部形成不同的温度梯度。

下图是钢管混凝土柱跨中截面不同点(方形截面：1点为防火保护层外表面，2点为钢管外表皮，3点为钢管外表皮距核心混凝土 1/2 处，4点为核心混凝土处，圆形截面测点为钢管表面) 温度-升温时间关系曲线。

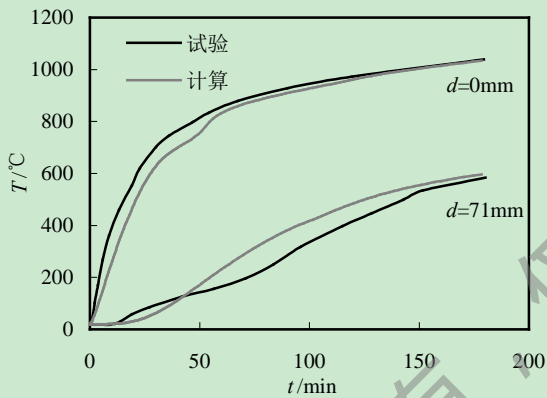


(a) $B \times t = 219\text{mm} \times 5.3\text{mm}$ (韩林海, 2007^[86])

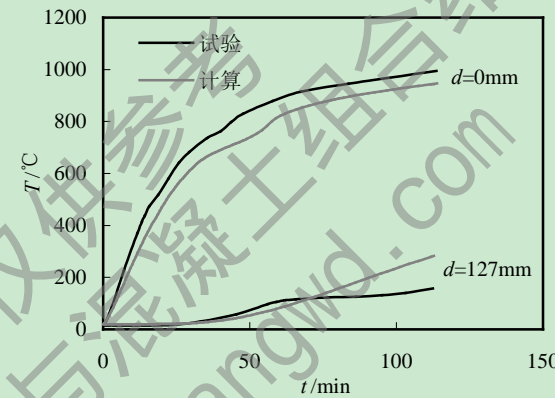


(b) $D \times t = 478\text{mm} \times 8\text{mm}$ (韩林海 2007^[86])

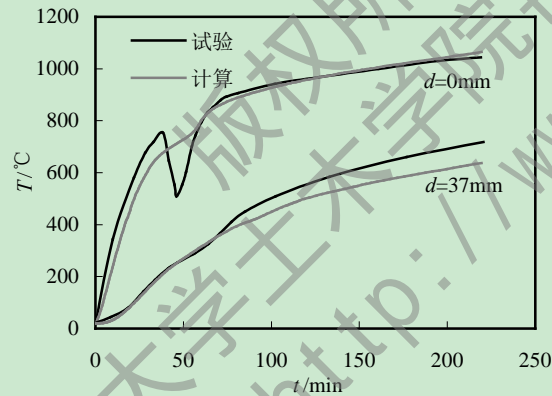
下图是内配钢筋的钢管混凝土柱跨中截面各测点温度随时间的变化关系曲线:



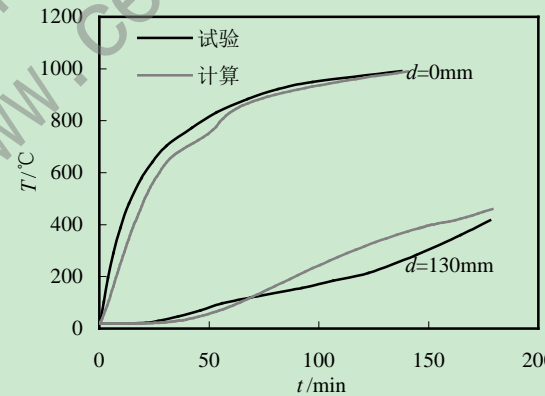
(c) $B \times t = 203.2\text{mm} \times 6.35\text{mm}$ (Lie and Chabot, 1992^[91])



(d) $B \times t = 254\text{mm} \times 6.35\text{mm}$ (Lie and Chabot, 1992^[91])



(e) $B \times t = 304.8\text{mm} \times 6.35\text{mm}$ (Lie and Chabot, 1992^[91])



(f) $D \times t = 273.1\text{mm} \times 6.35\text{mm}$ (Lie and Chabot, 1992^[91])

图 3.5 钢管混凝土柱各测点温度(T)-时间(t)关系

由上图可见, 由于核心混凝土的吸热作用, 钢管内壁温度的升高滞后于炉膛温度, 而核心混凝土温度的升高又滞后于钢管温度, 混凝土表现出明显的热惰性。由于钢材的导热系数远大于混凝土, 钢管沿厚度方向温度梯度变化较小, 混凝土截面温度梯度较大。

(3) 型钢混凝土柱

下图所示为型钢混凝土截面温度场分布和截面温度时间关系曲线计算结果与试验结果的对比情况, d 为跨中截面中轴线上由外到内的距离, 由图可见, 计算结果和试验结果总体吻合较好。

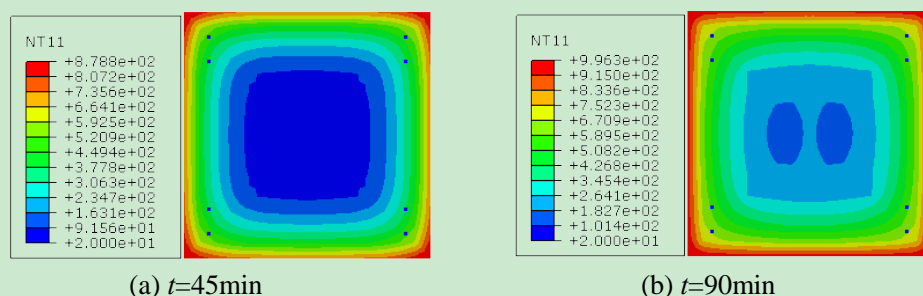
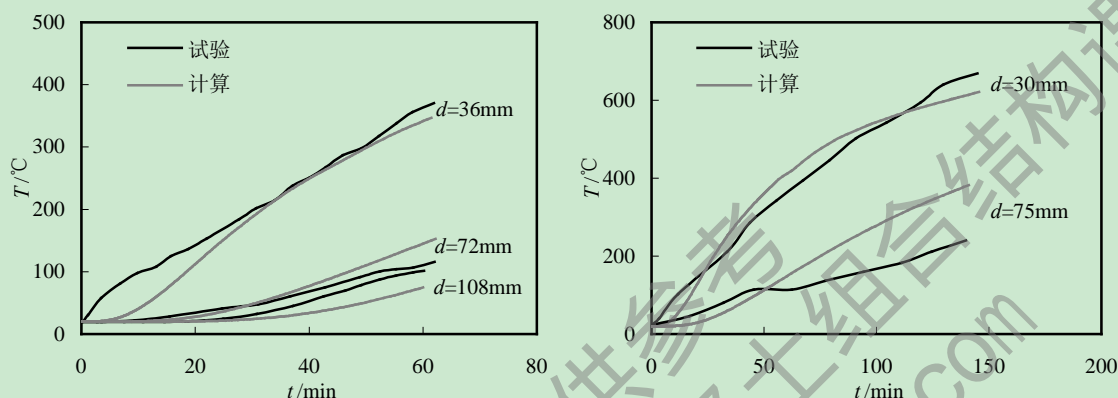


图 3.6 不同时刻型钢混凝土柱截面温度场分布



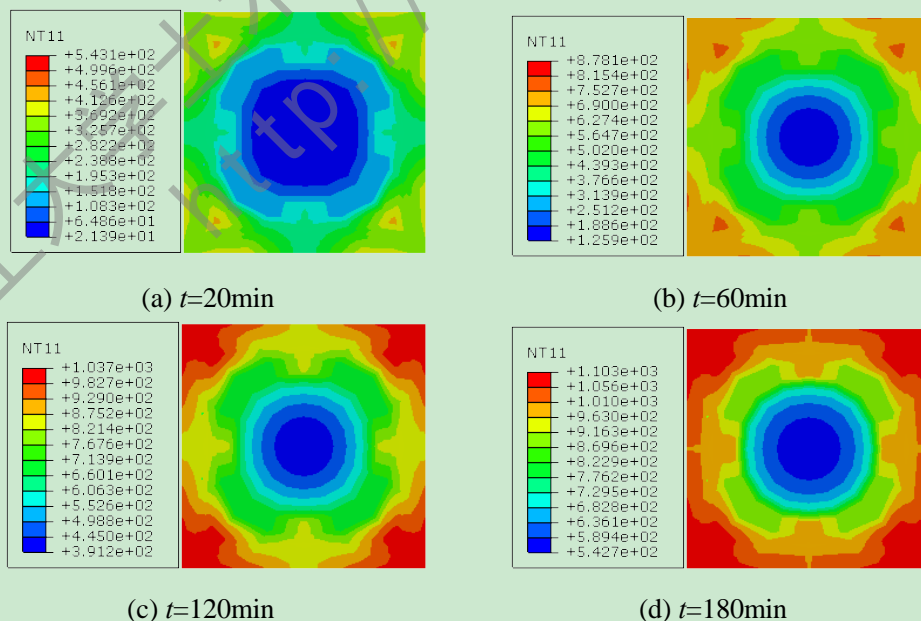
(a) $B=300\text{mm}$ (成晓娟, 2010^[92]) (b) $B=300\text{mm}$ (宋天谕, 2010^[87])

图 3.7 型钢混凝土柱 $T-t$ 计算结果与试验结果对比

由上图可知，计算结果和试验结果总体吻合较好，但也存在差异。主要可能是边界条件的模拟与试验存在偏差，试件在制作过程中，热电偶的布置有可能发生了偏移等。

(4) 钢管混凝土叠合柱

下图所示为内圆形外方形钢管混凝土叠合柱截面不同时刻温度场分布以及各测点随时间变化的温度曲线，截面尺寸及参数： $f_y=280.6\text{MPa}$ ，纵筋： $12\Phi 10$ ， $f_y=368.6\text{MPa}$ ，箍筋： $\Phi 8@100$ ， $f_y=300.2\text{MPa}$ ，内外混凝土 $f_{cu}=42.5\text{MPa}$ ；防火层厚度 $a=0\text{mm}$ (周君，2006^[71])， d 为跨中截面中轴线上由外到内的距离。



(c) $t=120\text{min}$ (d) $t=180\text{min}$

图 3.8 不同时刻钢管混凝土叠合柱截面温度场云图

由以上温度场云图可知，四面均匀受火条件下，不论是钢筋混凝土柱、钢管混凝土柱还是钢管混凝土叠合柱，截面温度场分布都为双轴对称，温度最低区域都位于截面中心。在不同的受火时间，钢管混凝土叠合柱截面温度场均表现出外高内低的趋势，截面角部温度最高，接近混凝土表面区域温度梯度较大，内部温度变化区域平缓。

图 3.9 给出了方钢管混凝土叠合柱各测点(钢管表面、截面中心)温度随时间变化关系曲线，其中截面尺寸为： $B \times D \times t \times L = 300\text{mm} \times 200\text{mm} \times 8\text{mm} \times 900\text{mm}$ ， d 为跨中截面中轴线上由外到内的距离，试验数据来源于(周君，2006^[71])：

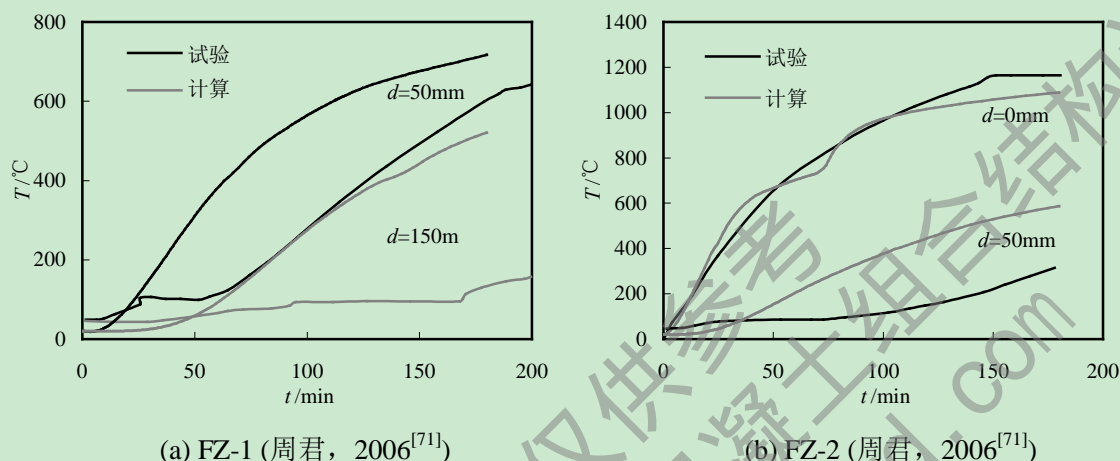


图 3.9 钢管混凝土叠合柱各测点 $T-t$ 计算结果与试验结果对比

由以上钢管混凝土叠合柱 $T-t$ 关系曲线可见，随着受火时间的延长，在大约 $T=100^\circ\text{C}$ 时，钢管表面和截面中心都经历了一段温度平台，这主要是因为混凝土吸热以后内部的水份蒸发所致，并且由于核心混凝土的比热较钢管大，其平台阶段更长。在升温后期，计算曲线与试验曲线大致相互平行，这可能是由于混凝土内部水份含量较高，从而延迟了构件的升温时间，但理论计算中不可能完全考虑水份蒸发的影响，所以计算曲线和试验曲线存在一定的差异。

3.2.4.3 非均匀受火截面温度场分析

为深入了解非均匀受火条件下钢管混凝土叠合柱的强度和变形的变化规律以及工作机理，首先必须分析其不同受火方式下的温度场。已有的试验研究表明，进行结构温度场的分析可不考虑由结构内力和变形产生的应力场的影响。

利用 ABAQUS 建立钢管混凝土叠合柱的非均匀受火温度场模型时，单元类型的选择、分析步的设置以及单元网格的划分都与均匀受火相同，在此不再赘述。唯一的区别就是 Interaction 模块中，边界条件的设置。受火面按第三类边界条件考虑，计入对流和辐射对构件边界温度的影响。取综合辐射系数 $\varepsilon_r = 0.8 \times 0.625 = 0.5$ ，对流传热系数 $\alpha_c = 25\text{W}/(\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C})$ 。不受火面的设置，背火面综合辐射系数取 $\varepsilon_r = 0.8 \times 0.625 = 0.5$ ，对流换热系数 $\alpha_c = 9\text{W}/(\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C})$ ^[67]，本文忽略界面热阻的影响。

为了验证上述有限元分析模型的正确性，首先对非均匀受火条件下的钢筋混凝土柱、钢管混凝土柱和型钢混凝土柱的温度场试验结果进行了计算，以期作为后面耐火性能计算的基础。

3.2.4.4 非均匀受火算例分析

(1) 钢筋混凝土柱非均匀受火

图 3.10 是三面、相对两面和相邻两面等非均匀受火的方形截面钢筋混凝土柱截面温度场云图，试验来源于(吴波等，2007^[61])。

由图可以看出，非均匀受火条件下，钢筋混凝土柱的温度场呈非均匀分布，且不具有对称性，这主要是因为受火面表面混凝土的爆裂脱落有可能连带导致与其相邻的非受火面角部的混凝土也发生脱落，从而使截面温度发生非对称分布。

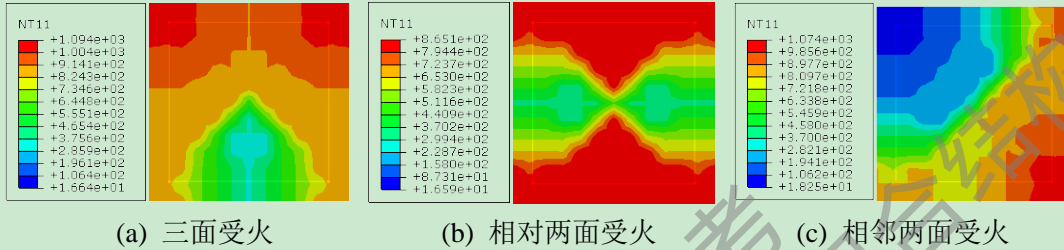


图 3.10 $t=120\text{min}$ 时非均匀受火钢筋混凝土柱截面温度场云图

(2) 钢管混凝土柱非均匀受火

图 3.11 是非均匀受火的方形截面钢管混凝土柱截面温度场云图。其中，两者防火保护层厚度 $a=0\text{mm}$ (吕学涛，2010^[67])。

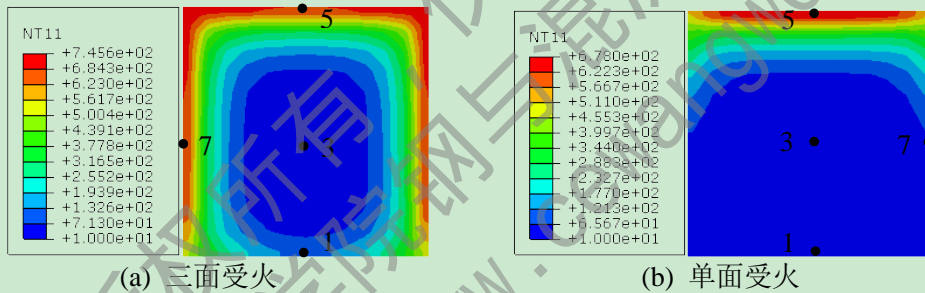
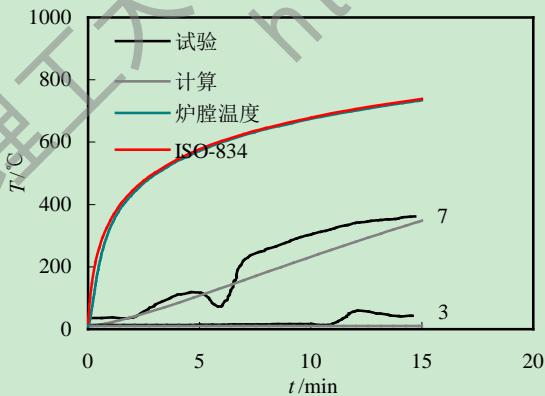
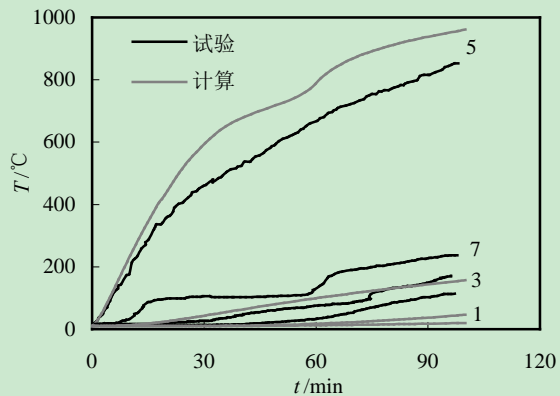


图 3.11 $t=40\text{min}$ 时非均匀受火钢管混凝土柱截面温度场云图

下图是三面受火和单面受火的方形截面钢管混凝土柱各测点温度-升温时间关系曲线的对比情况：由图可见，无论是受火面还是背火面，其温度均随升温时间的增加而升高，但前者升温速率和升温程度远大于后者。部分数据存在波动，主要是因为试验过程中钢管发生了鼓曲，预埋热电偶处的灌浆材料部分被压碎所致。



(a) S1 (吕学涛，2010^[67])



(b) S6 (吕学涛，2010^[67])

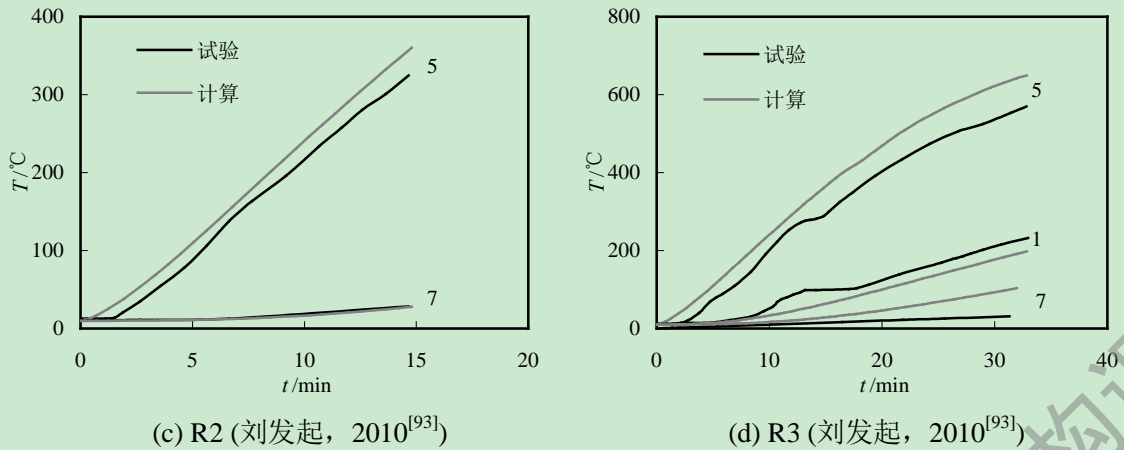


图 3.12 非均匀受火钢管混凝土柱温度场试验结果与模拟结果比较

(3) 型钢混凝土柱非均匀受火

图 3.13 是三面受火的矩形截面型钢混凝土柱不同时刻截面温度场分布, 试验来源于(李丽丽, 2011^[94])。

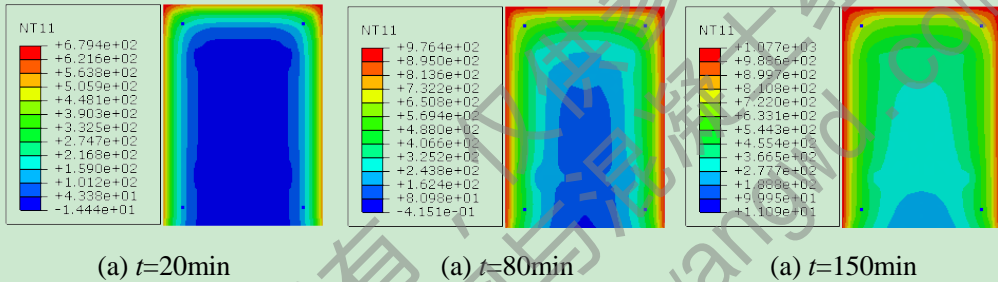


图 3.13 不同时刻三面受火型钢混凝土柱截面温度场分布

由上图可知, 三面受火的型钢混凝土柱截面温度场分布关于垂直背火面的几何轴单轴对称, 且试件截面短边方向传热对柱内部的温度分布具有很大影响。

下图是三面受火的矩形截面型钢混凝土柱各测点温度-升温时间关系曲线的对比情况:

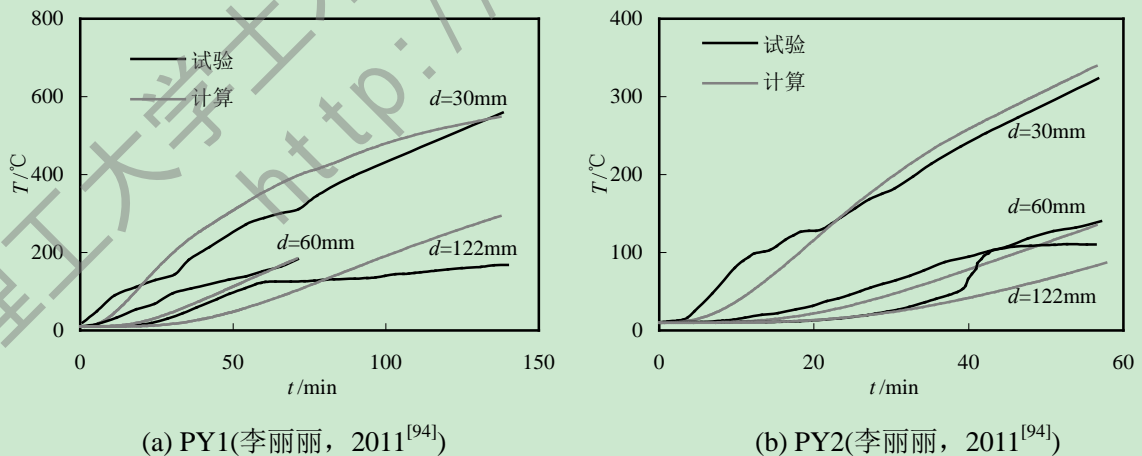


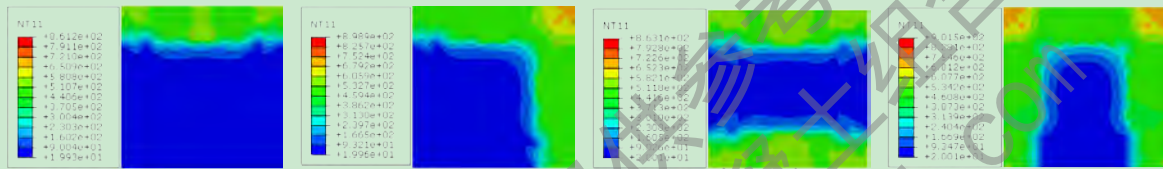
图 3.14 非均匀受火型钢混凝土柱温度场试验结果与计算结果比较

由上图可见, 计算结果与试验结果总体吻合较好, 但是由于一些热电偶在安装、测试过程中出现了偏差, 以及在测试过程中混凝土在高温下发生爆裂, 计算与试验结果存

在一些偏差。同时部分测点出现温度平台，这是因为混凝土中的水份蒸发吸热，升温速度略微减缓所致。

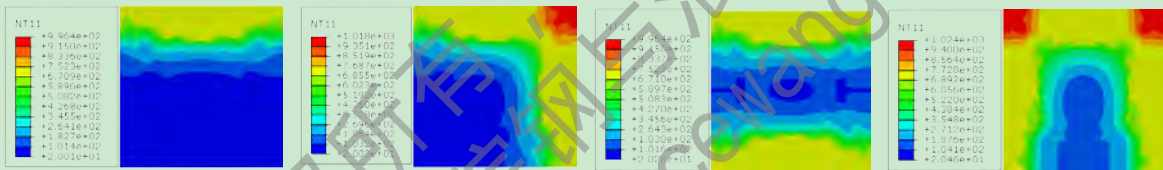
(4) 钢管混凝土叠合柱非均匀受火

目前国内外对钢管混凝土叠合柱抗火性能的研究较少，仅有的研究也只是针对四面均匀受火(周君, 2006^[71])。为深入了解非均匀受火条件下钢管混凝土叠合柱的温度场分布情况以及耐火性能，下面采用典型算例，利用 ABAQUS 有限元法对 ISO-834 标准升温曲线作用下方套圆钢管混凝土叠合柱进行受火分析。典型算例的基本条件为： $B \times D \times t \times L = 500\text{mm} \times 220\text{mm} \times 6\text{mm} \times 5800\text{mm}$ ，内外混凝土都采用 C60 混凝土($f_{cu} = 60\text{MPa}$)；钢管采用 Q345 钢材($f_y = 345\text{MPa}$)；纵向钢筋为 $16\Phi 20(f_y = 300\text{MPa})$ ；箍筋采用 $\Phi 8$ (距柱两端 400mm 范围的加密区间距 80mm, 非加密区 100mm) $f_y = 210\text{MPa}$ 。图 3.15 所示为 ISO-834 标准升温作用下，不同受火方式的钢管混凝土叠合柱跨中截面在不同时刻的温度场分布，其中 NT11 为节点温度，单位为 $^{\circ}\text{C}$ 。



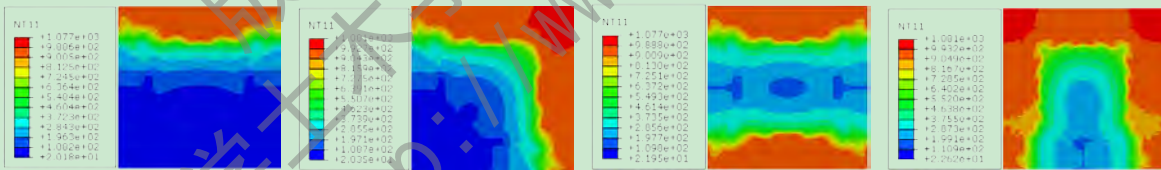
(I) 单面受火 (II) 相邻两面受火 (III) 相对两面受火 (IV) 三面受火

(a) $t = 50\text{min}$ 时非均匀受火钢管混凝土叠合柱截面温度场云图



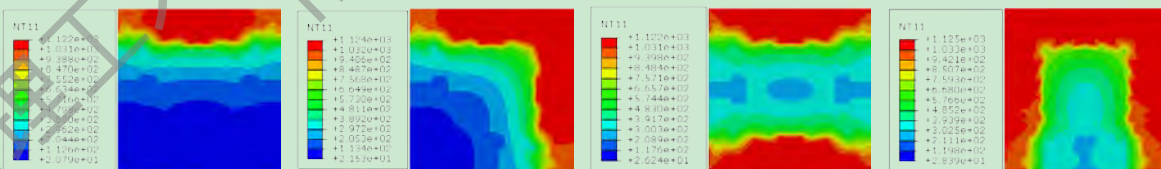
(I) 单面受火 (II) 相邻两面受火 (III) 相对两面受火 (IV) 三面受火

(b) $t = 100\text{min}$ 时非均匀受火钢管混凝土叠合柱截面温度场云图



(I) 单面受火 (II) 相邻两面受火 (III) 相对两面受火 (IV) 三面受火

(c) $t = 150\text{min}$ 时非均匀受火钢管混凝土叠合柱截面温度场云图



(I) 单面受火 (II) 相邻两面受火 (III) 相对两面受火 (IV) 三面受火

(d) $t = 200\text{min}$ 时非均匀受火钢管混凝土叠合柱截面温度场云图

图 3.15 不同时刻钢管混凝土叠合柱非均匀受火截面温度场分布

由以上温度场云图可以看出，单面、相邻两面和三面受火条件下，不论是钢筋混凝土柱、钢管混凝土柱还是钢管混凝土叠合柱，截面温度分布都为单轴对称(相对两面受

火为双轴对称), 温度最低区域都偏向背火面, 背火面温度显著低于受火面(吕学涛, 2010^[67])。在火灾作用下, 受火面混凝土温度迅速升高, 对于相邻两面受火和三面受火, 角部混凝土温度变化最为剧烈, 而此时背火面温度还没有变化, 随着受火时间的延长, 受火面热量通过热传导方式不断向背火面传递, 致使高温区域不断向背火面转移(吕学涛, 2010^[67])。

由此, 在非双轴对称受火边界条件下, 柱子将形成截面强度偏心 and 温度应变或温度应力不对称, 这也正是非双轴对称受火条件下柱子抗火性能区别于对称火灾作用(相对两面、四面均匀受火)下柱抗火性能的根本原因所在(吕学涛, 2010^[67])。

为了与四面均匀受火条件下钢管混凝土叠合柱的温度场做比较, 本文还进行了四面受火的模拟, 下图所示为四面受火钢管混凝土叠合柱跨中截面温度-时间关系曲线:

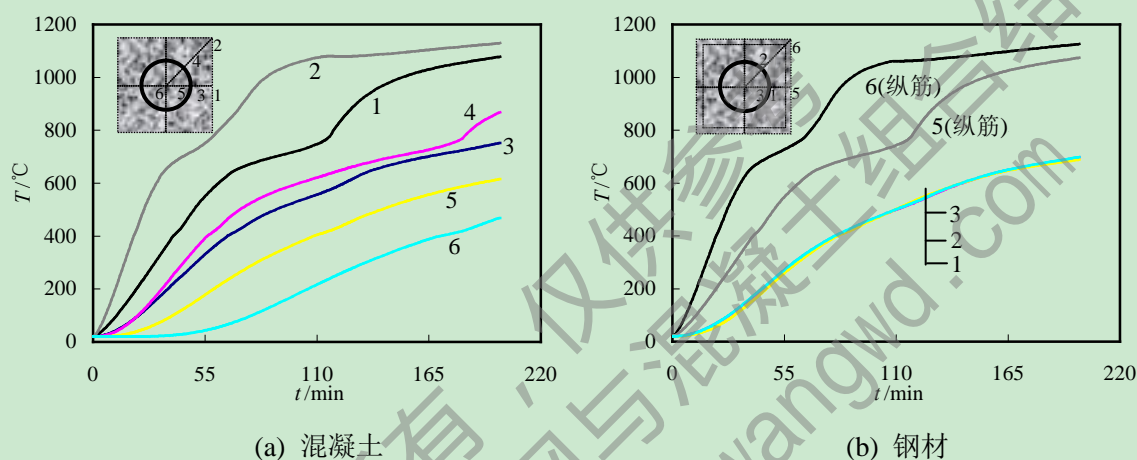


图 3.16 钢管混凝土叠合柱典型试件跨中截面温度-时间关系曲线

由上图 $T-t$ 关系曲线(a)可知, 在受火初期, 混凝土表面 1、2 点温度迅速升高, 且角部 2 点升温剧烈而快速, 而此时, 核心混凝土 5、6 点温度却变化不大, 基本保持在初始值, 升温大约到 55min 时, 核心混凝土 5 点才开始缓慢升温, 直到升温结束, 核心混凝土温度还不到 600°C。

由上图(b)可见, 在整个受火过程当中, 1、2 和 3 点温度随时间变化曲线基本重合, 这表明钢管内外表面温差不大, 同时, 钢管内外表面温度远远低于纵筋 5、6 的温度, 表明外围的钢筋混凝土对核心的钢管起到了保护作用。

3.3 非均匀受火钢管混凝土叠合柱耐火性能分析

通过对上述温度场试验结果的验证表明, 本文所进行的温度场理论计算具有一定的精度, 可以作为计算钢管混凝土叠合柱耐火性能的依据。

火灾作用下, 不论是均匀受火还是非均匀受火, 任何截面形式和类型的柱子都承受高温和荷载的共同作用。因此需要采用热力耦合分析, 对温度和荷载共同作用下的柱子进行理论研究。进行热力耦合分析一般采用力学分析结果受温度场影响较大而温度场受力学分析结果影响较小的相继热力耦合分析。

在计算构件耐火极限时, 首先计算构件温度场, 然后将温度场导入力学模型,

ABAQUS 建模时，创建两个分析步，Step-1 常温加载，Step-2 受火升温。需要注意的是，计算过程中，必须调用各节点温度，因此结构分析模型中网格划分与节点、单元的编号必须与温度场分析模型保持一致，以便力学计算过程中可以正确读入各节点的温度值。

在合理的确定高温下组成钢管混凝土叠合柱的钢材和混凝土的应力-应变关系模型的基础上，根据对高温下钢管混凝土叠合柱截面温度场的分析，计算了钢管混凝土叠合柱在不同受火方式下的耐火极限和时间-变形全过程曲线，以此来分析钢管混凝土叠合柱的抗火性能。下图所示为钢管混凝土叠合柱相继热-力耦合分析示意图：

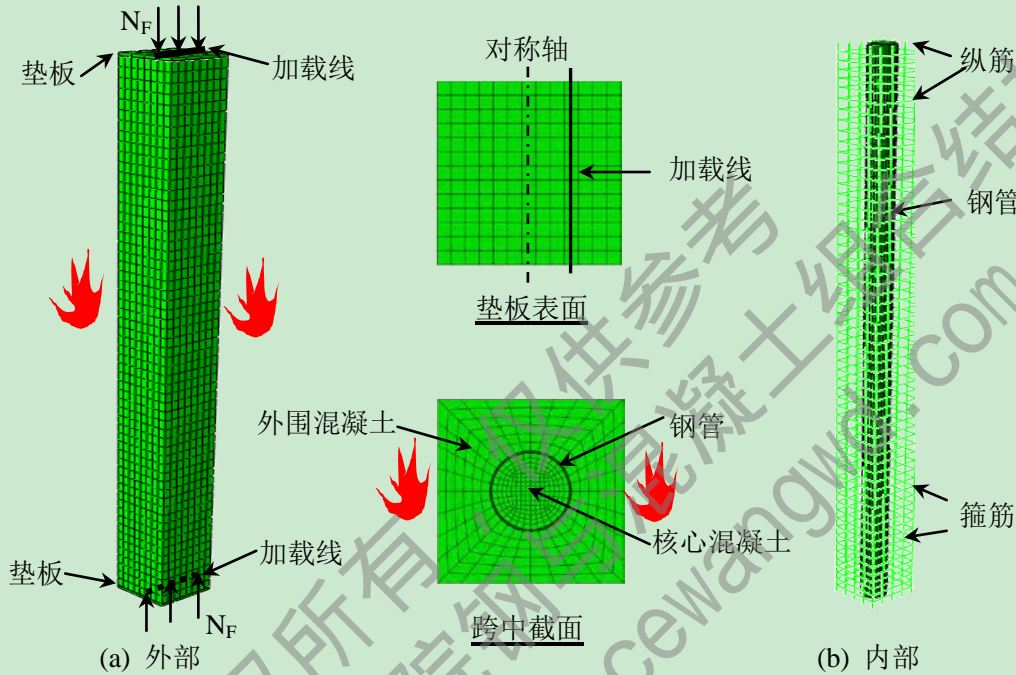


图 3.17 钢管混凝土叠合柱热力耦合分析示意图

3.3.1 升温阶段材料本构模型

(1) 升温阶段混凝土应力-应变模型

a) 核心混凝土

在钢管混凝土叠合柱中，内部核心混凝土由于受到钢管壁的被动约束作用，其应力-应变关系模型不同于单轴状态和多轴主动约束状态下的本构，本文选用(韩林海, 2007^[86])提出的考虑被动约束造成的核心混凝土峰值应力、峰值应变增加以及应力-应变关系曲线下降段趋于平缓的影响本构模型，具体表达式如下：

$$y = \begin{cases} 2x - x^2 & x \leq 1 \\ \frac{x}{\beta(x-1)^{\eta} + x} & x > 1 \end{cases} ; \quad x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0^T}; \quad y = \frac{\sigma}{\sigma_0^T}$$

$$\sigma_0^T = f'_c / \left[1 + a \left(\frac{T-20}{1000} \right)^b \right] \quad a = 0.017 f'_c + 7.83; \quad (3-4)$$

$$b = -0.016 f'_c + 3.77; \quad f'_c \text{ 为混凝土圆柱体抗压强度}$$

$$\beta = \begin{cases} (2.36 \times 10^{-5})^{0.25 + (\xi - 0.5)^7} \cdot f_c^{0.5} \cdot 0.5 \geq \beta_T & \text{圆钢管混凝土} \\ \frac{(f_c')^{0.1}}{1.2\sqrt{1+\xi}} & \text{方、矩形混凝土} \end{cases}$$

$$\varepsilon_0^T = \varepsilon_c(T) + 800 \cdot \xi^{0.2} \cdot 10^{-6} \cdot \left[1 + 0.18 \times \left(\frac{T-20}{100} \right)^{2.2} \right]$$

$$\varepsilon_c(T) = (1300 + 12.5 f_c') \cdot 10^{-6} \cdot \left[1 + 0.18 \times \left(\frac{T-20}{100} \right)^{2.2} \right]$$

$$\eta = \begin{cases} 2 & \text{圆钢管混凝土} \\ 1.6 + 1.5/x & \text{方、矩形混凝土} \end{cases} \quad \xi: \text{约束效应系数, } \xi = \frac{A_s f_y}{A_c f_{ck}}$$

升温中，核心混凝土弹性模量取应力-应变关系曲线过原点的切线斜率，泊松比 0.2。

b) 外包钢筋混凝土

外包钢筋混凝土中的混凝土属于非约束混凝土，其本构关系不同于钢管混凝土中受约束的核心混凝土。本文采用 Lie^[91]给出的高温应力-应变模型，具体表达式如下：

$$\sigma_c = \begin{cases} f_c'(T) \left[1 - \left(\frac{\varepsilon_{oh} - \varepsilon_c}{\varepsilon_{oh}} \right)^2 \right] & \varepsilon_c \leq \varepsilon_{oh} \\ f_c'(T) \left[1 - \left(\frac{\varepsilon_{oh} - \varepsilon_c}{3\varepsilon_{oh}} \right)^2 \right] & \varepsilon_c > \varepsilon_{oh} \end{cases}$$

式中： $\varepsilon_{oh} = 0.0025 + (6T + 0.04T^2) \times 10^{-6}$ (3-5)

$$f_c'(T) = \begin{cases} f_c' & 0^\circ\text{C} < T < 450^\circ\text{C} \\ f_c' \left[2.011 - 2.353 \left(\frac{T-20}{1000} \right) \right] & 450^\circ\text{C} \leq T \leq 874^\circ\text{C} \\ 0 & T > 874^\circ\text{C} \end{cases}$$

σ_c 和 ε_c 是混凝土的应力和应变， ε_{oh} 为峰值应变， $f_c'(T)$ 是温度 T 时混凝土圆柱体强度。

2) 升温阶段钢材应力-应变模型

升温阶段钢材应力-应变关系采用 Lie(1995)^[42]给出的模型，韩林海教授通过与试验得到的位移曲线和耐火极限对比后发现，采用该模型能够较好的模拟火灾下钢材的力学性能，具体表达式如下：

$$\sigma_s = \begin{cases} \frac{f(T,0.001)}{0.001} \varepsilon_s & \varepsilon_s \leq \varepsilon_p \\ \frac{f(T,0.001)}{0.001} \varepsilon_p + f[T, (\varepsilon_s - \varepsilon_p + 0.001)] - f(T,0.001) & \varepsilon_s > \varepsilon_p \end{cases} \quad (3-6)$$

式中， $\varepsilon_p = 4 \times 10^{-6} f_y$, $f(T,0.001) = (50 - 0.04T) \times \left(1 - e^{(-30+0.037)\sqrt{0.001}} \right) \times 6.9$

$$f[T, (\varepsilon_s - \varepsilon_p + 0.001)] = (50 - 0.04T) \times \left(1 - e^{[-30 + 0.03T] \sqrt{\varepsilon_s - \varepsilon_p + 0.001}}\right) \times 6.9$$

$$f_{yh} = \frac{f(T, 0.001)}{0.001} \varepsilon_{yh} = 4 \times 10^{-3} f(T, 0.001) f_y \quad \varepsilon_{yh}(T) = \varepsilon_p = 4 \times 10^{-6} f_y$$

$$\text{弹性模量: } E_{sh}(T) = \frac{f(T, 0.001)}{0.001} = (50000 - 40T) \times \left\{1 - \exp[-30 + 0.03T] \sqrt{0.001}\right\} \times 6.9$$

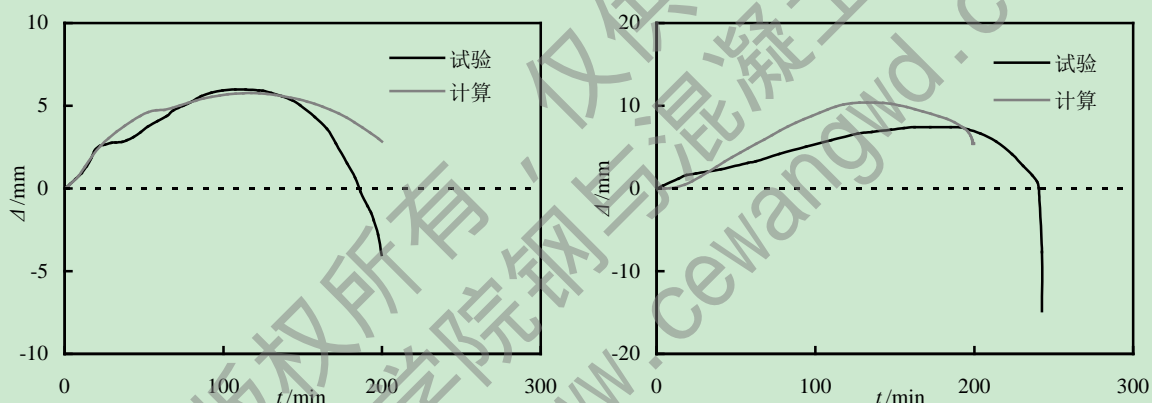
3.3.2 火灾下耐火极限算例分析

为了验证上述有限元分析模型的正确性,对火灾作用下钢筋混凝土柱、型钢混凝土柱和钢管混凝土柱的耐火极限试验结果进行了计算。

3.3.2.1 钢筋混凝土柱耐火极限

(1) 均匀受火钢筋混凝土柱

以下是一个方形截面一个圆形截面钢筋混凝土柱在均匀受火条件下的轴向变形-升温时间关系曲线,试验参数来自于(Lie et al.,1984^[90])和(Kodur,V.K.R et al.,2004^[95]):



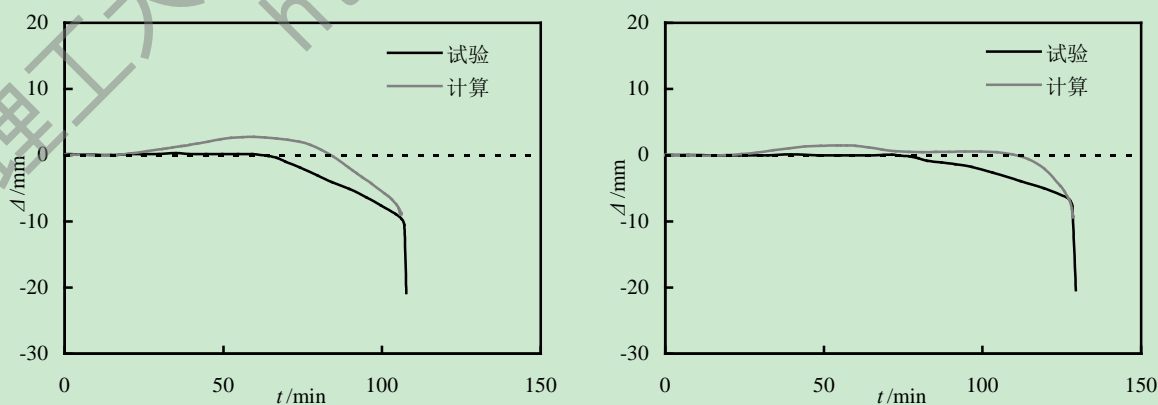
(a) 方形截面(Lie et al.,1984^[90])

(b) 圆形截面(Kodur,V.K.R et al.,2004^[95])

图 3.18 均匀受火钢筋混凝土柱火灾下 $\Delta-t$ 关系曲线比较

(2) 非均匀受火钢筋混凝土柱

下图所示为非均匀受火条件下方形截面钢筋混凝土构件计算与试验结果对比:



(a) HC3(吴波等, 2007^[61])

(b) HC4(吴波等, 2007^[61])

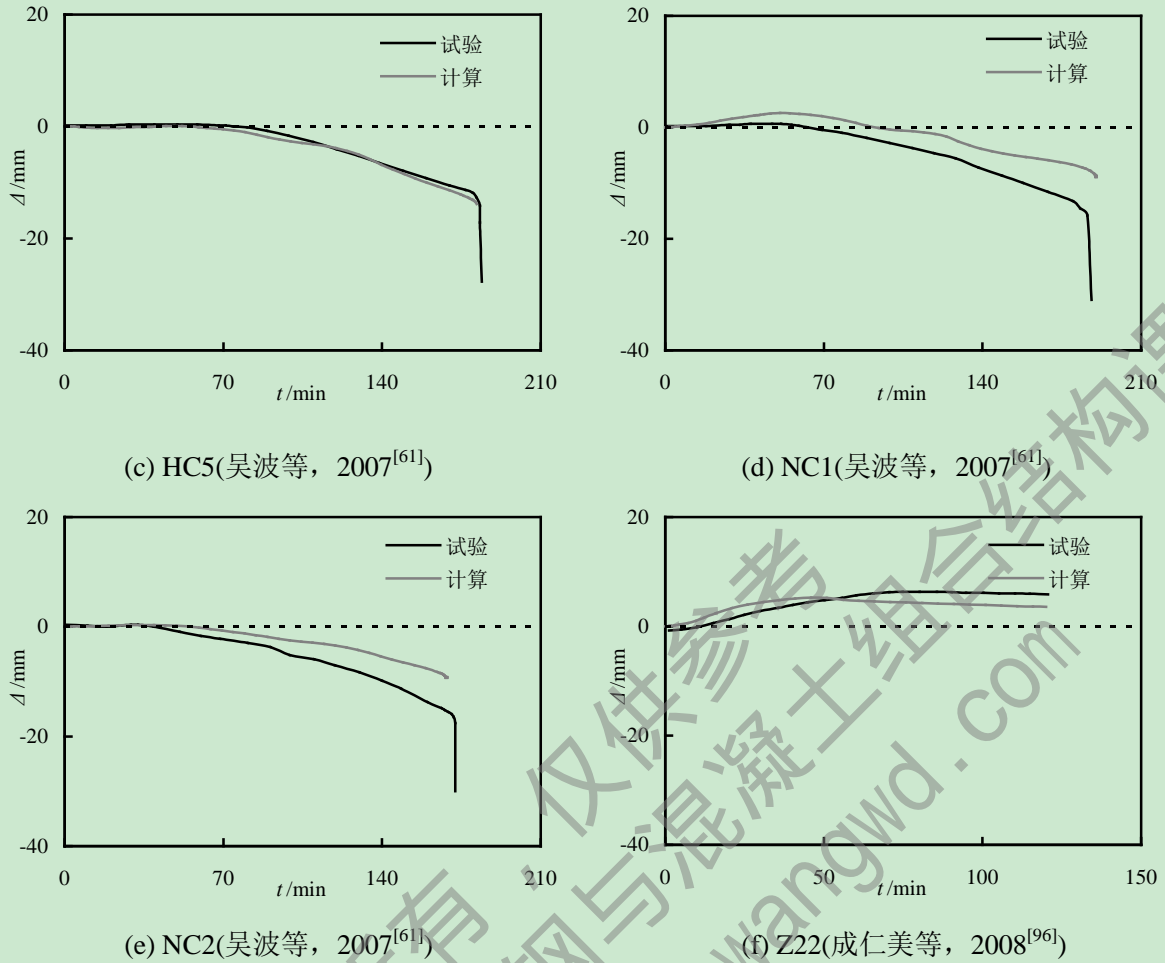


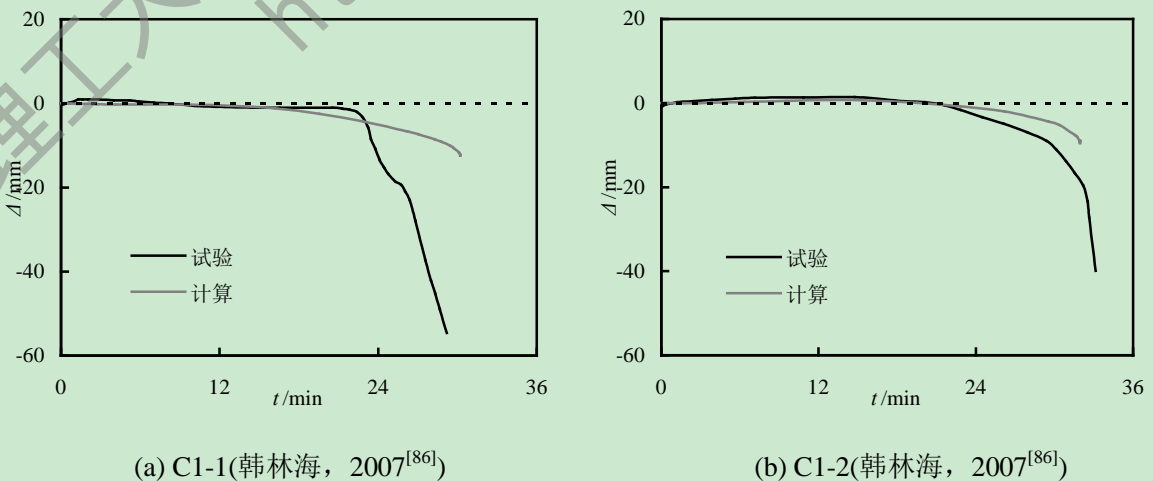
图 3.19 非均匀受火钢筋混凝土柱火灾下 $\Delta-t$ 关系曲线比较

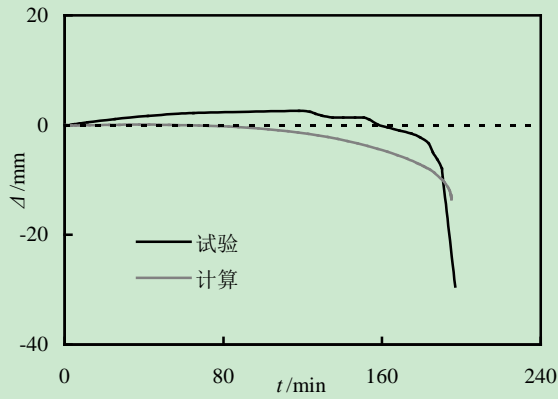
由以上三面、两面等非均匀受火条件下方形截面钢筋混凝土构件轴向变形-升温时间关系模拟曲线和试验曲线对比可以看出, 计算结果和试验结果总体吻合较好。

3.3.2.2 钢管混凝土柱耐火极限

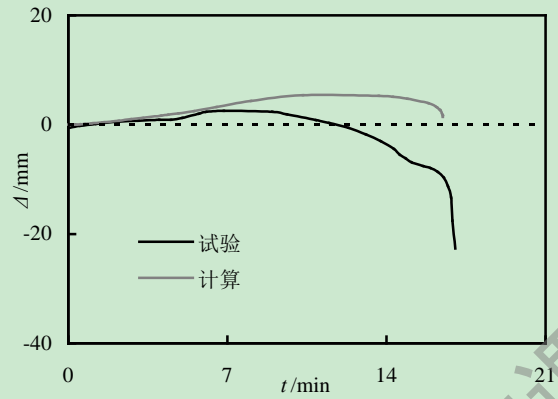
(1) 均匀受火钢管混凝土柱

图 3.20 所示为均匀受火条件下圆钢管混凝土构件轴向变形-升温时间关系模拟曲线和试验曲线对比, 试验参数来自于(韩林海, 2007^[86])。

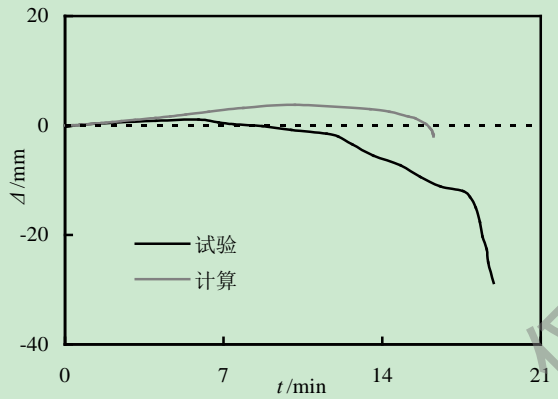




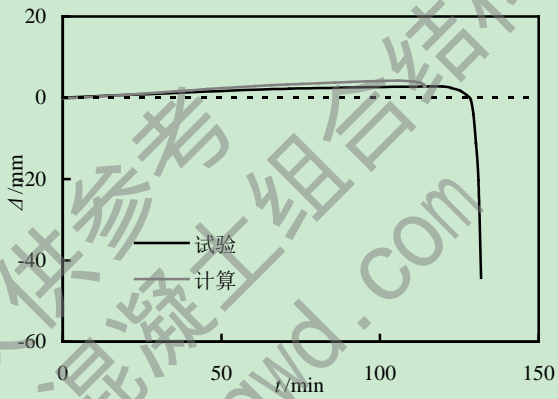
(c) CP1-1(韩林海, 2007^[86])



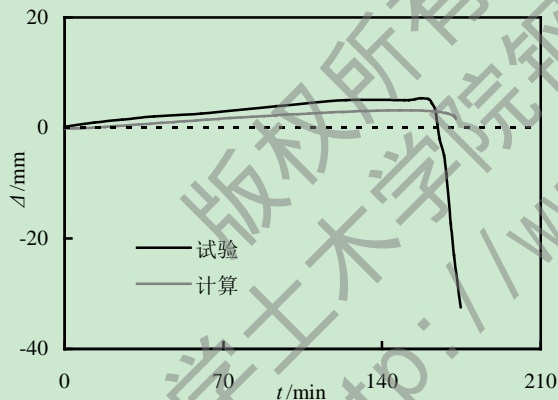
(d) C2-1(韩林海, 2007^[86])



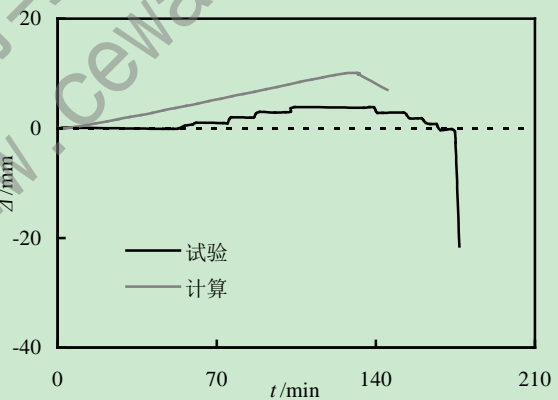
(e) C2-2(韩林海, 2007^[86])



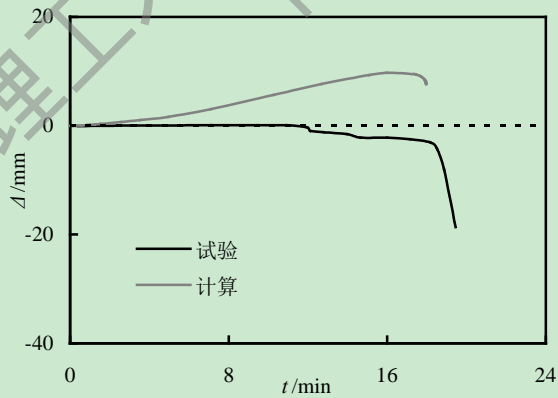
(f) CP2-1(韩林海, 2007^[86])



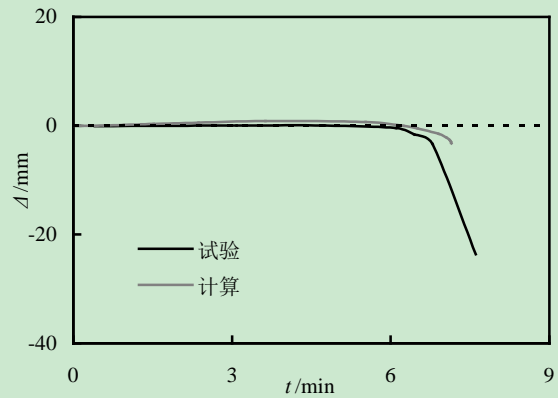
(g) CP2-2(韩林海, 2007^[86])



(h) CP3-1(韩林海, 2007^[86])



(i) C4-1(韩林海, 2007^[86])



(j) C4-2(韩林海, 2007^[86])

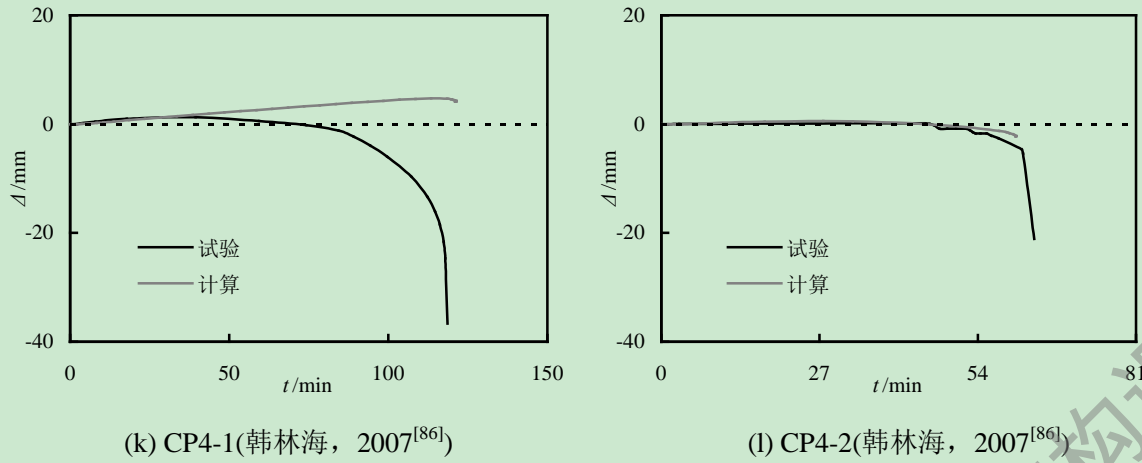
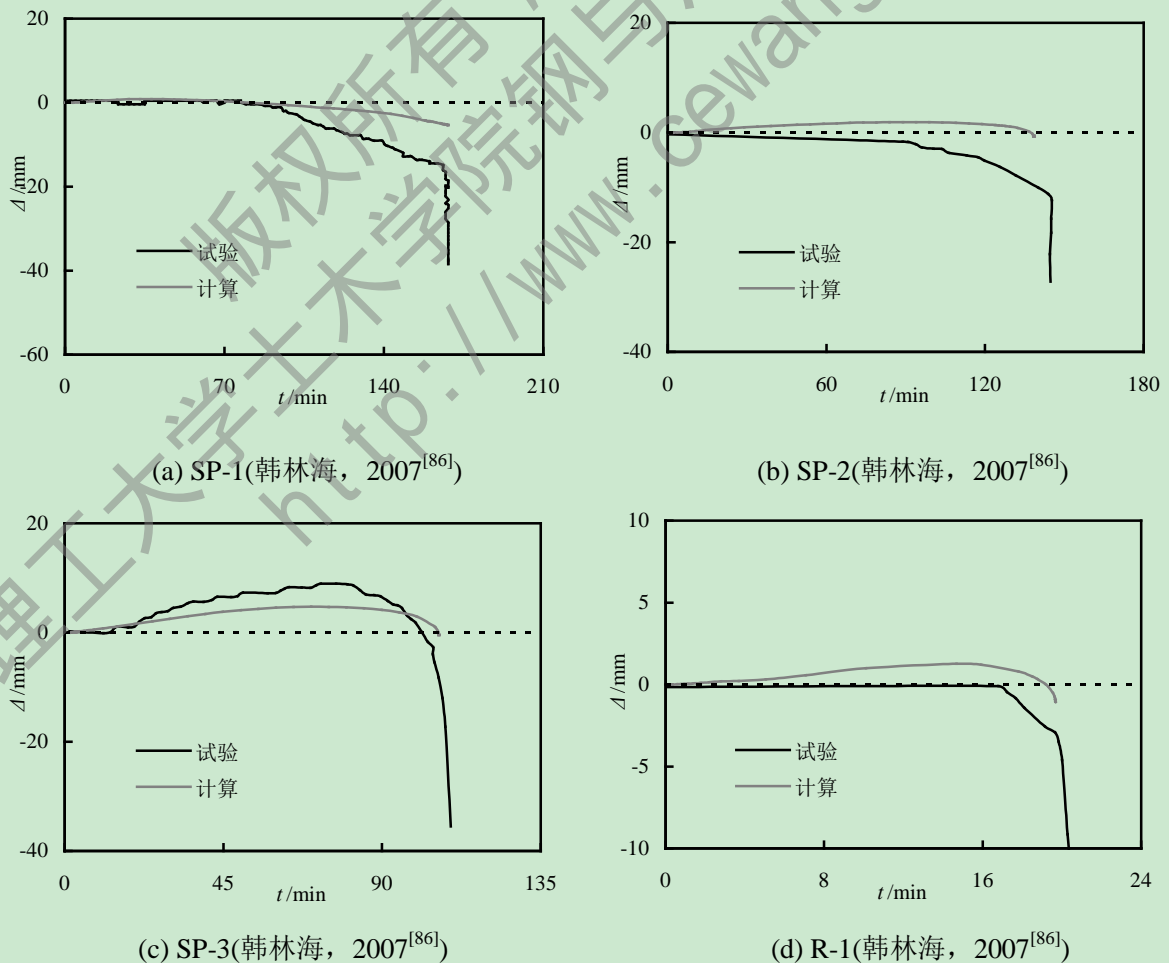
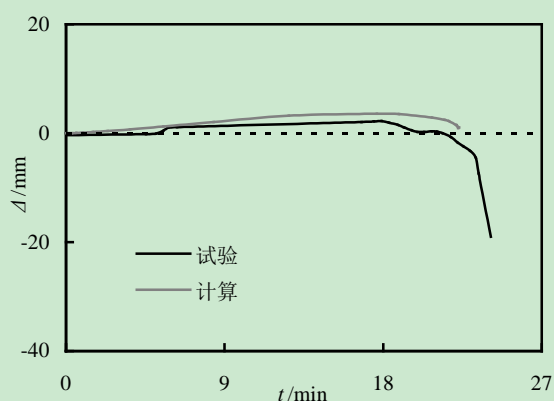


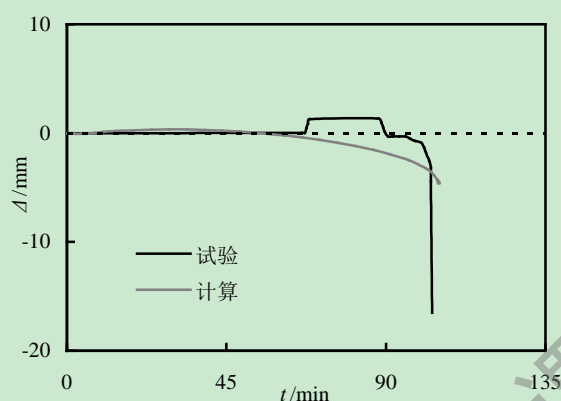
图 3.20 圆钢管混凝土柱轴向变形-时间关系曲线对比

图 3.21 所示为均匀受火条件下方、矩形钢管混凝土构件轴向变形-升温时间关系模拟曲线和试验曲线对比，试验参数来自于(韩林海, 2007^[86])。由 $\Delta-t$ 关系曲线可见，ABAQUS 模拟构件耐火极限和实测构件耐火极限总体吻合较好。在受火初期，钢材和混凝土的膨胀变形比轴向荷载引起的压缩变形小，曲线表现为水平直线；随着受火时间的延长，轴向膨胀变形可能超过轴向压缩变形，变形曲线呈现出向上鼓曲的趋势；试验后期，钢材和混凝土的强度损失很大，构件接近破坏，轴向变形逐渐大于膨胀变形；构件最终破坏时，表现在变形曲线上为从位移零点的突然下降(韩林海, 2007^[86])。

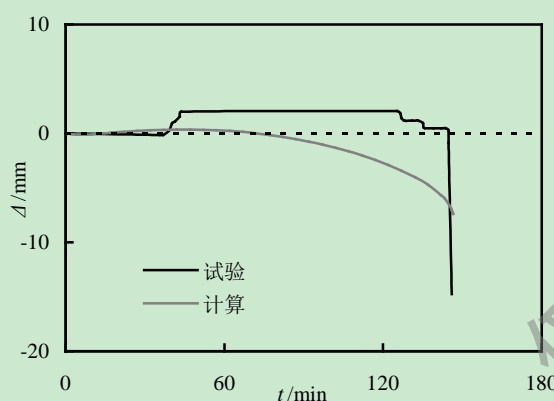




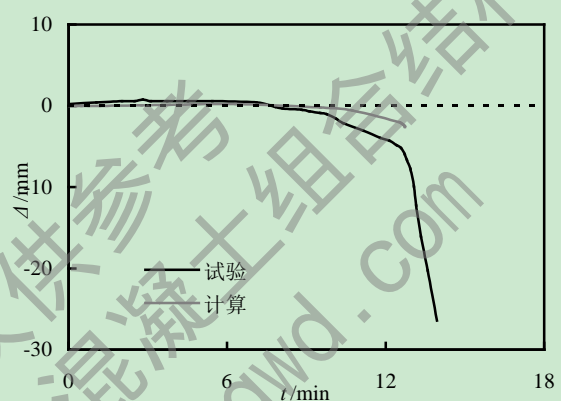
(e) R-2(韩林海, 2007^[86])



(f) RP-1(韩林海, 2007^[86])



(g) RP-2(韩林海, 2007^[86])



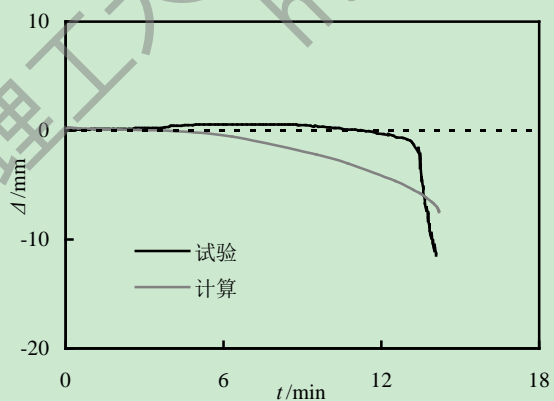
(h) R1(刘发起, 2010^[93])

图 3.21 方、矩形钢管混凝土轴向变形-时间关系曲线对比

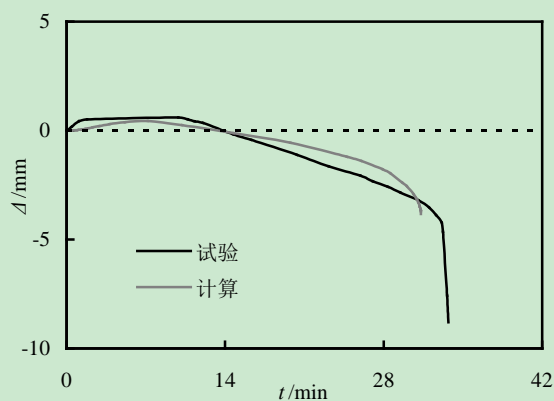
(2) 非均匀受火钢管混凝土柱

下图为三面和单面受火矩形钢管混凝土柱轴向变形-时间关系模拟曲线和试验曲线的对比情况:

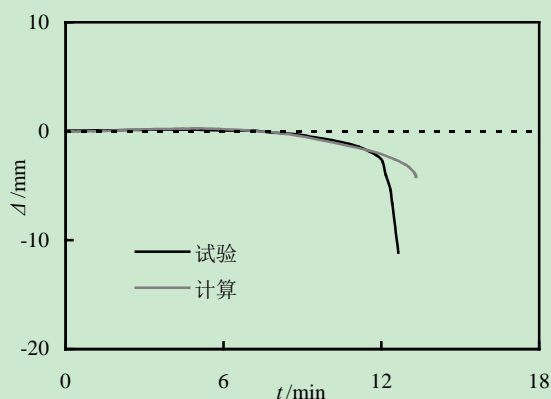
由图 3.22 非均匀受火条件下钢管混凝土柱的 $\Delta-t$ 关系曲线可见, ABAQUS 耐火极限模拟值与实验结果总体吻合较好, 但由于试验过程中混凝土可能发生爆裂, 计算结果与试验结果还存在一定偏差。和均匀受火类似, 非均匀受火的钢管混凝土柱轴向变形-时间关系曲线也大致分为水平段、受热膨胀阶段、逐渐降低和突然下降这几个阶段, 在此不再赘述。



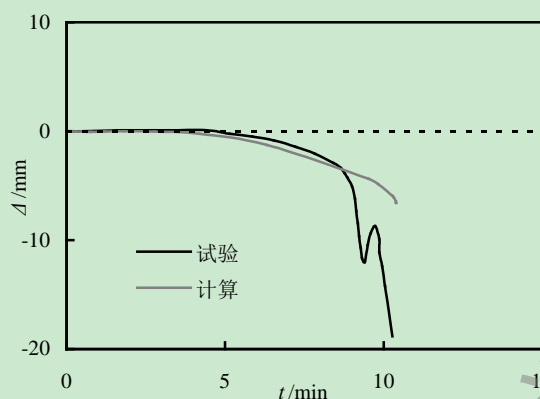
(a) S1(吕学涛, 2010^[67])



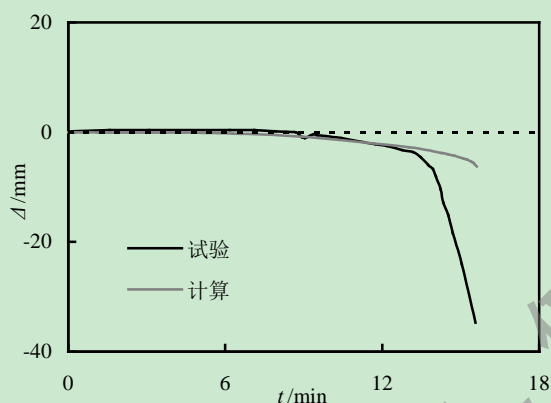
(b) S2(吕学涛, 2010^[67])



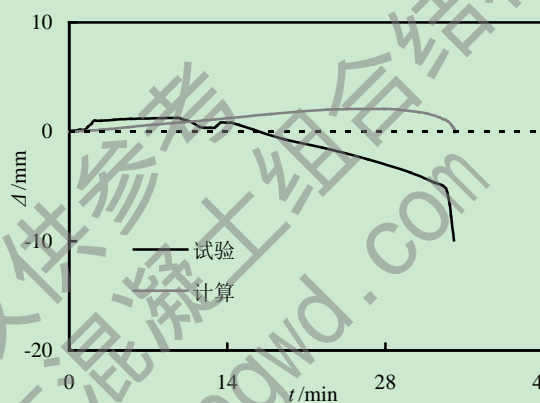
(c) S3(吕学涛, 2010^[67])



(d) S4(吕学涛, 2010^[67])

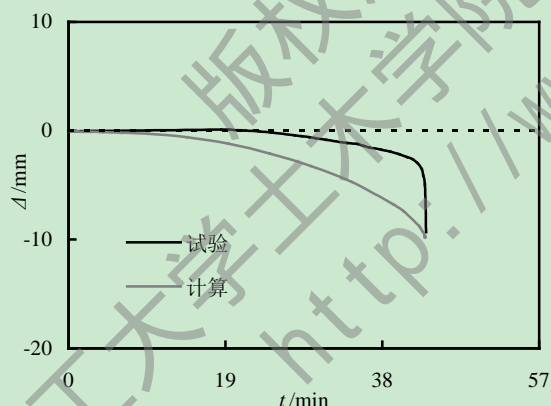


(e) R2(刘发起, 2010^[93])

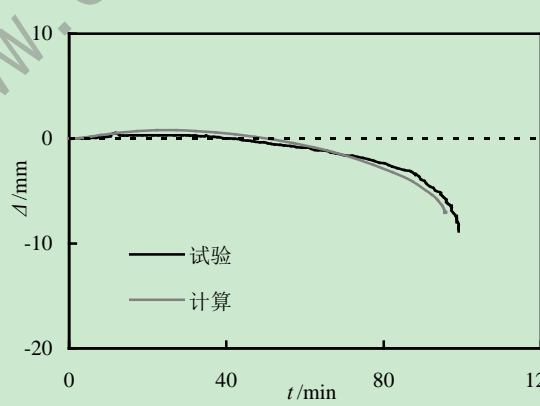


(f) R3(刘发起, 2010^[93])

图 3.22 三面受火方、矩形钢管混凝土柱轴向变形-时间关系曲线对比



(a) S5(吕学涛, 2010^[67])



(b) S6(吕学涛, 2010^[67])

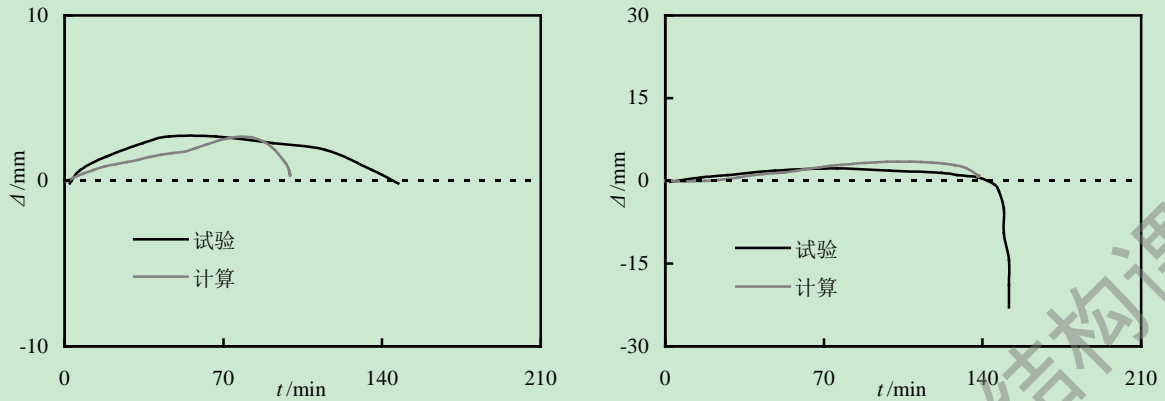
图 3.23 单面受火矩形钢管混凝土柱轴向变形-时间关系曲线对比

3.3.2.3 型钢混凝土柱耐火极限

(1) 均匀受火型钢混凝土柱

下图为均匀受火条件下型钢混凝土柱轴向变形-升温时间关系曲线对比构件详细参数见(宋天诣, 2010^[87])。由图可以看出, 模拟曲线和试验曲线总体吻合较好。SRC I-1

柱在实验过程中由于液压站过热而终止了加载，故试验结束后没有发生明显的侧向变形，曲线没有出现下降段。SRC I -2 实测耐火极限为 $t_R=150\text{min}$ ，计算结果 $t_c=138\text{min}$ 。



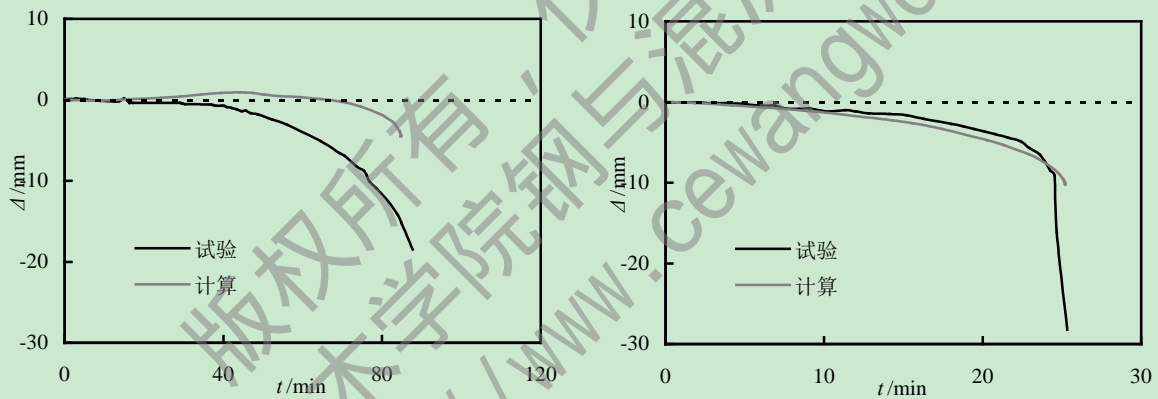
(a) SRC I -1(宋天谕, 2010^[87])

(b) SRC I -2(宋天谕, 2010^[87])

图 3.24 均匀受火型钢混凝土柱轴向变形-升温时间关系曲线

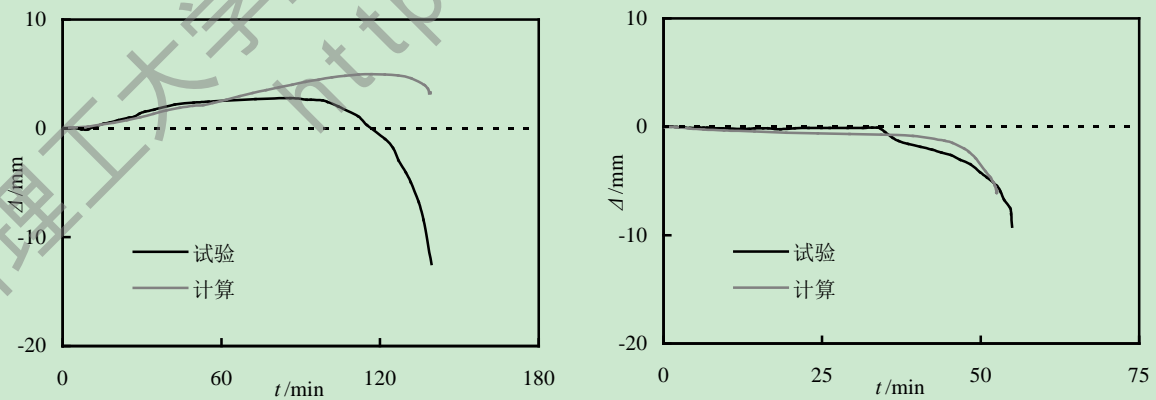
(2) 非均匀受火型钢混凝土柱

下图为非均匀受火条件下型钢混凝土柱轴向变形-升温时间关系模拟曲线与试验曲线的对比，试验数据来源于(高伟华, 2011^[97]、李丽丽, 2011^[94])。



(a) Py6hz05(高伟华, 2011^[97])

(b) Py6hz07(高伟华, 2011^[97])



(c) PY1(李丽丽, 2011^[94])

(d) PY2(李丽丽, 2011^[94])

图 3.25 三面受火型钢混凝土柱轴向变形-升温时间关系曲线

由上图(c)可见, 计算结果与试验结果总体吻合较好。在受火初期, 柱子产生了明显的膨胀变形, 随着温度的升高, 材料性能发生劣化, 柱子的压缩变形逐渐占据主导地位, 最终柱子因为轴向变形或者轴向变形速率过大而发生突然破坏; 对于轴压比较大的构件如(d), 则基本没有产生膨胀变形。

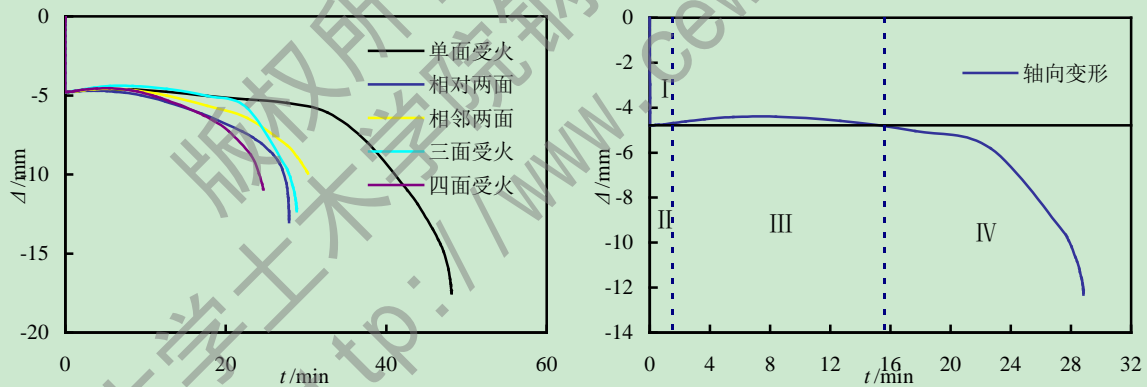
3.4 非均匀受火钢管混凝土叠合柱力学性能研究

为了对非均匀受火条件下钢管混凝土叠合柱的破坏模式、受力机理以及内力变化和发展进行全面、清楚的认识, 运用 ABAQUS 有限元分析软件, 建立不同受火方式下钢管混凝土叠合柱典型试件的力学模型, 对其进行深入研究。

典型算例的基本条件为: $B \times D \times t \times L = 500\text{mm} \times 220\text{mm} \times 6\text{mm} \times 5800\text{mm}$, 内外混凝土都采用 C60 混凝土($f_{cu} = 60\text{MPa}$); 钢管采用 Q345 钢材($f_y = 345\text{MPa}$); 纵向钢筋为 $16\Phi 20$ ($f_y = 300\text{MPa}$); 箍筋采用 $\Phi 8$ (距柱两端 400mm 范围的加密区间距 80mm, 非加密区 100mm) $f_y = 210\text{MPa}$; 长细比 $\lambda = 40.2$; 偏心距 $e = 125\text{mm}$ (偏心率 $e/r_0 = 0.5$; 其中, $r_0 = B_0/2$), 火灾荷载比 $n = 0.6$ ($n = N_F/N_u$, N_F 为火灾时作用在柱端的荷载, N_u 为构件的极限承载力)。

3.4.1 耐火性能分析

下图所示为钢管混凝土叠合柱在遭受单面火灾、相对两面火灾、相邻两面火灾、三面火灾和四面均匀火灾时构件轴向位移随时间的变化关系曲线:



(a) 钢管混凝土叠合柱耐火极限对比

(b) 三面受火钢管混凝土叠合柱 $\Delta-t$ 关系曲线

图 3.26 不同受火方式下钢管混凝土叠合柱轴向变形-时间关系曲线

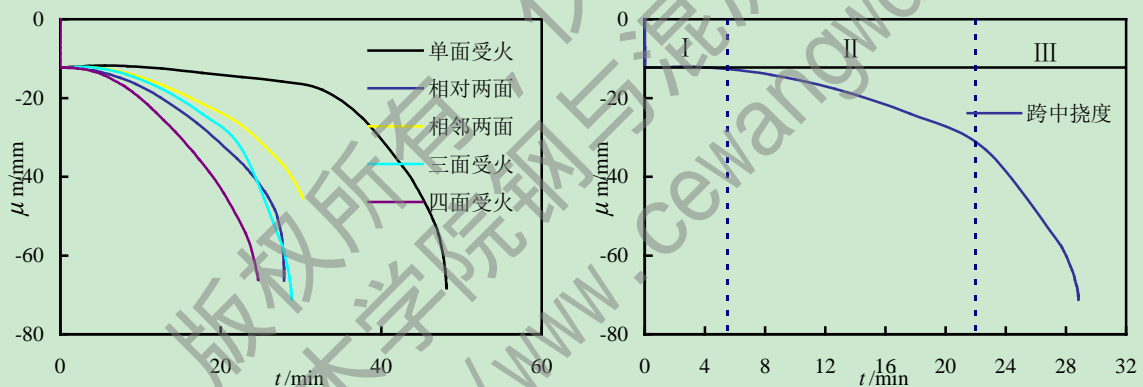
由上图(a)可见, 在本算例条件下, 不同受火方式的钢管混凝土叠合柱耐火极限分别为: 四面均匀受火 $t_R = 25\text{min}$; 三面受火 $t_R = 29\text{min}$; 相对两面受火 $t_R = 28\text{min}$; 相邻两面受火 $t_R = 30\text{min}$; 单面受火 $t_R = 50\text{min}$ 。究其原因, 这主要是由于四面均匀受火条件下构件截面整体温度较高, 材料在高温作用下的损伤程度比较大, 构件在高温和偏压荷载作用下跨中挠度迅速增加而破坏, 故与同等条件下三面受火、相对两面受火、相邻两面受火和单面受火相比, 其耐火极限最小; 对于单面受火的钢管混凝土叠合柱, 其受火区域小, 且温度分布为单轴对称, 材料在火灾作用下发生劣化的程度较轻, 截面整体温度较四面

均匀受火低，故其耐火极限相对较大。

本算例中，四面受火、相对两面受火、三面受火、相邻两面受火和单面受火耐火极限依次增大，这表明对于本算例，偏心荷载和非均匀火灾作用下产生的温度应力对构件耐火性能的影响不如火灾下材料的损伤对钢管混凝土叠合柱耐火性能的影响显著。

但是，分析发现，不论哪种受火形式，叠合柱的轴向变形-时间关系曲线都表现为常温阶段的压缩，受火阶段的膨胀、压缩和突然破坏这四个阶段。为了表达清楚，把三面受火的叠合柱变形曲线拿出来进行分析，如图(b)所示。在第一阶段，构件经历常温加载，没有膨胀变形，对于本算例常温下的压缩量为 4.78mm；第二阶段，从受火开始的一段时间内，由于处于初始升温阶段，构件吸收的热量不多，几乎没有任何膨胀变形，与此同时，构件材料性能还没有开始发生劣化或者劣化程度较低，故表现在变形曲线上为水平直线；在第三阶段，随着受火时间的延长，由外部传递给构件的热量逐渐积累，构件受热膨胀变形有可能超过轴向压缩变形，变形曲线呈现出向上鼓曲的趋势；在第四阶段，钢材和混凝土大部分都发生劣化，构件强度损失严重，接近破坏。构件轴向变形逐渐大于膨胀变形，在温度应力和偏心荷载共同作用下，构件失去承载力，最终破坏。

图 3.27 所示为不同受火方式下钢管混凝土叠合柱跨中挠度随时间的变化关系曲线，同样为了表述清楚，单独取三面受火进行分析。



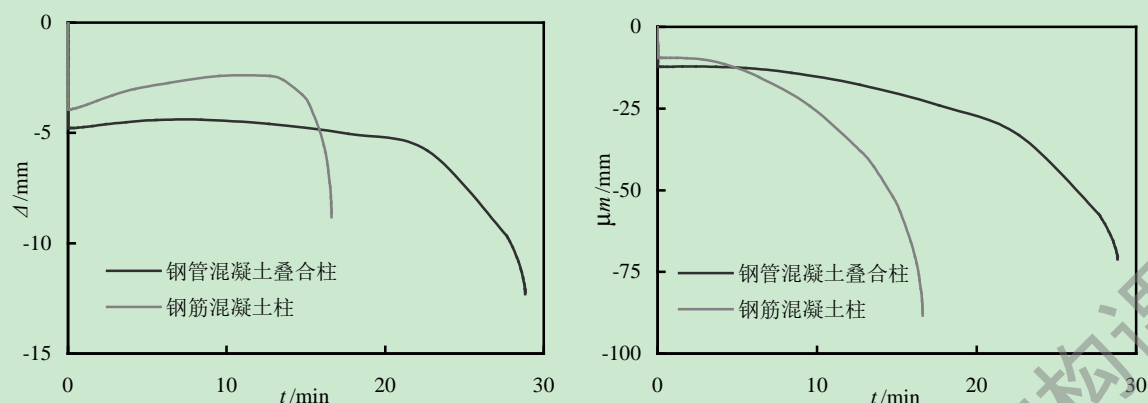
(a) 钢管混凝土叠合柱 μ_m-t 关系曲线对比 (b) 三面受火钢管混凝土叠合柱 μ_m-t 关系曲线

图 3.27 不同受火方式下钢管混凝土叠合柱跨中挠度-时间关系曲线

由上图可见，在不同形式火灾作用下，叠合柱跨中挠度随时间的变化速度要远远快于轴向变形随时间的变化速度，构件在最终破坏时，跨中挠度都非常大，这也从侧面说明叠合柱的破坏形态为整体失稳破坏。同样，我们把钢管混凝土叠合柱跨中挠度-时间关系曲线分为三个阶段，如图 3.27(b)。第一阶段，由于升温时间较短，构件仍然具有很好的稳定性，跨中挠度基本保持不变；进入第二阶段，构件因升温而导致的材料性能劣化程度越来越剧烈，再加上由偏心荷载引起的二阶弯矩作用，跨中挠度不断加大；最后阶段，构件因失稳而发生破坏，表现为跨中挠度在极短的时间内迅速增大，对于本算例，构件在最后 70s 内，跨中挠度由 57.4mm 迅速增大到 71.2mm，变形速率达到 0.2mm/s。

为了与相同截面和配筋的普通钢筋混凝土柱进行比较，本文还建立了钢筋混凝土柱火灾下有限元模型，同样以三面受火为例，以下是其轴向变形和跨中挠度随时间的变化关系曲线：由图我们可以看出，与相同截面和配筋的钢筋混凝土柱相比，钢管混凝土叠

合柱具有更优越的耐火性能。



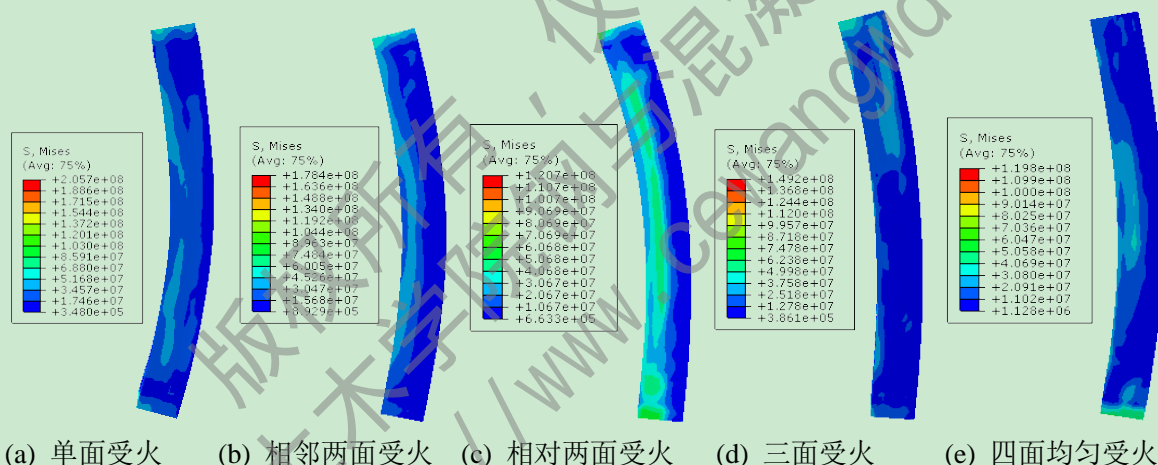
(a) 轴向变形-时间关系曲线

(b) 跨中挠度-时间关系曲线

图 3.28 三面受火方式下钢管混凝土叠合柱和钢筋混凝土柱变形-时间关系曲线对比

3.4.2 破坏形态分析

图 3.29 所示为非均匀受火条件下钢管混凝土叠合柱的破坏模态，为了显示清楚，这里变形放大了 5 倍。



(a) 单面受火

(b) 相邻两面受火

(c) 相对两面受火

(d) 三面受火

(e) 四面均匀受火

图 3.29 不同受火方式下钢管混凝土叠合柱的典型破坏形态

由上图可见，在火灾作用下，内部核心钢管混凝土的存在有效的避免了钢管发生局部屈曲，钢管混凝土叠合柱表现出良好的塑性和整体稳定性，在温度应力和偏心荷载作用下最终发生整体失稳破坏。

3.4.3 内力重分布分析

非均匀火灾作用下，钢管混凝土叠合柱中各组分会因为各自不同的比热容、热膨胀系数、密度和导热系数而产生不同的温度应力和热膨胀变形；同时材料性能因高温而发生退化的程度也不一致，这必将造成叠合柱截面出现内力重分布的现象。

下图为三面受火时叠合柱中各组分承担的内力随受火时间的变化。由图可见，随着升温时间的延长，钢管混凝土叠合柱中各组分内力不断调整，重新分布。受火初期，外

围混凝土温度远高于其它组分温度，其热膨胀变形更大，承担了更多的内力，在外荷载保持不变的情况下，其它组分内力减小；随着受火时间的延长，外围混凝土强度和刚度不断降低，由其承担的荷载逐渐转移至钢管，钢管轴力开始增加；升温后期，随着外围混凝土和钢管材性的不断劣化，由其卸下的荷载又逐渐内移，核心混凝土内力不断增大。

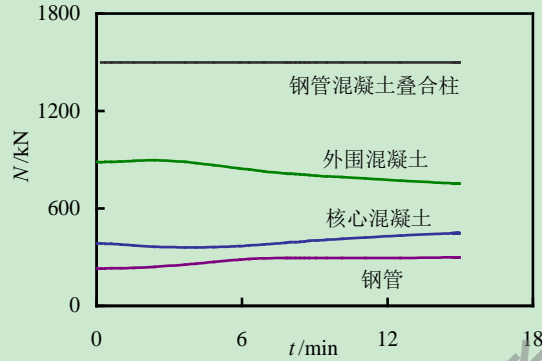


图 3.30 三面受火钢管混凝土叠合柱各组分轴力-时间关系曲线

3.4.4 应变变化与发展

图 3.31 所示为火灾下钢管混凝土叠合柱在不同时刻跨中截面的纵向应变分布情况，其中，应变以受拉为正，受压为负，仍以三面受火为例。

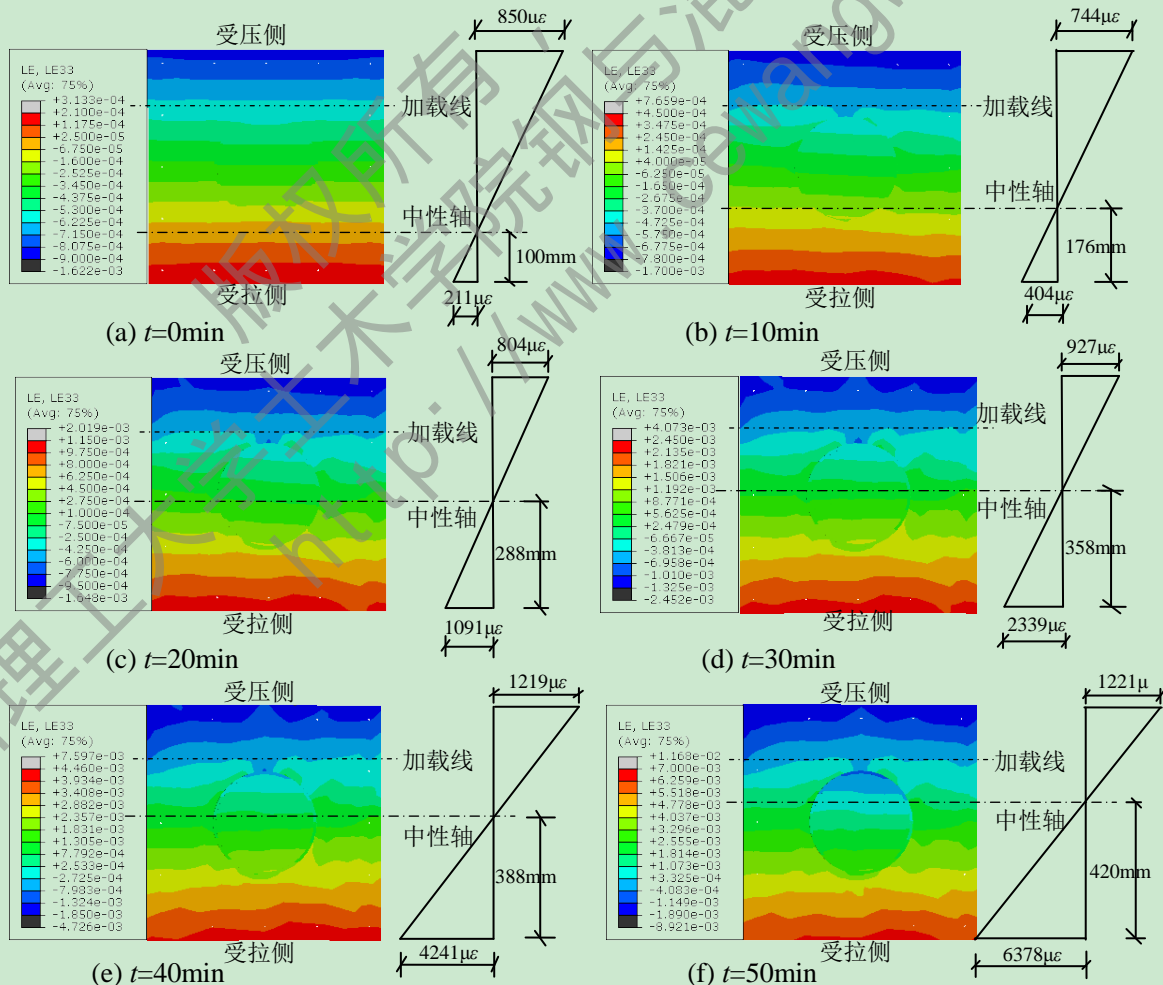


图 3.31 钢管混凝土叠合柱跨中截面不同时刻纵向应变分布

由上图可知,在三面火灾作用下,钢管混凝土叠合柱跨中截面受压区和受拉区的纵向应变(LE33)均随着受火时间的延长而增大,且受拉侧应变增长速度和幅度远快于受压侧。同时,截面中性轴不断向受压侧移动,跨中截面受压区面积不断减小而受拉区面积不断增大。由(c)可以看出,升温 20min 时,截面中性轴已经超过了它的几何形心轴,截面一半以上已经受拉。至构件达到耐火极限时,受拉区面积已经占全截面面积的 84%。

同时,从跨中截面应变的分布我们可以看到,在加载结束后升温开始前即 $t=0\text{min}$ 时,纵向应变沿着截面高度基本呈均匀条带状分布;随着升温时间的延长,受压区纵向应变分布不再均匀,开始变得凹凸不平;到构件接近破坏时,受拉区和受压区的纵向应变分布都沿截面宽度出现不规则变化。

为了详细分析组成钢管混凝土叠合柱的各组分应变随受火时间的变化规律,下面予以分别介绍。其中应变都以受拉为正,受压为负。图 3.32 所示为钢管混凝土叠合柱跨中截面核心混凝土不同特征点处(以黑色点标识)应变-时间关系曲线:

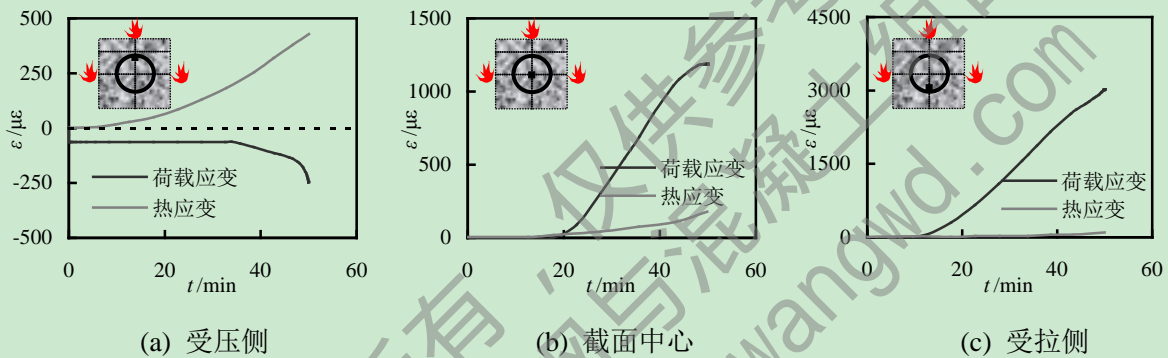


图 3.32 钢管混凝土叠合柱核心混凝土应变-时间关系曲线

由上图可见,核心混凝土的热应变从受火面到背火面依次降低,远离火源的受拉侧在达到耐火极限时热应变才达到 $98\mu\epsilon$,而受拉产生的荷载应变却达到了 $3025\mu\epsilon$ 。这主要是因为,随着受火时间的延长,直接暴露在高温下的外围箍筋约束混凝土的材性不断发生劣化,由其所承担的荷载不断向内部转移,故核心混凝土的荷载应变不断增大。但总体来讲,由于核心混凝土被外围钢管、钢筋混凝土包裹,通过热传导由外围传递的热量有限,故其热应变比荷载应变要低很多。

下图所示为叠合柱跨中截面钢管受拉侧和受压侧纵向应变随受火时间的变化规律:

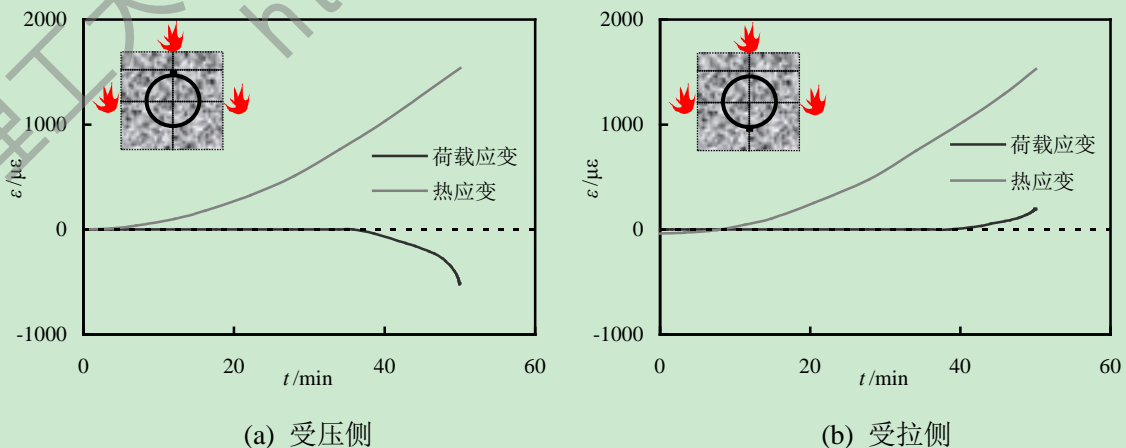


图 3.33 钢管混凝土叠合柱钢管应变-时间关系曲线

由上图可见,在荷载作用下,分别在钢管两侧产生了拉应变和压应变,但是在 36min 之前,拉应变和压应变基本都为零,在构件快达到耐火极限时,跨中挠度急剧增加,拉应变值迅速增为 $197\mu\epsilon$,压应变值增为 $-523\mu\epsilon$,构件最终破坏。由于受拉侧靠近背火面,故其热应变稍低于受压侧热应变。

图 3.34 所示为跨中截面纵筋纵向应变随受火时间的变化关系曲线,由图可见,纵筋受压侧和受拉侧的热应变都随着受火时间的延长不断增加,构件破坏时,热应变最大值接近 $10540\mu\epsilon$ 。

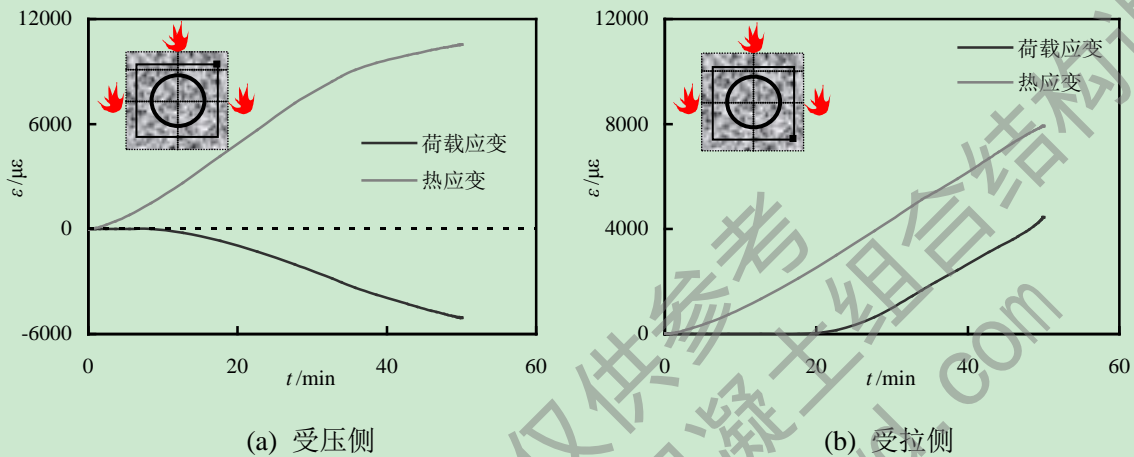


图 3.34 钢管混凝土叠合柱纵筋应变-时间关系曲线

由上图可见,在外荷载作用下,纵筋在受压侧产生压应变,受拉侧产生拉应变,且随着受火时间的增加,由外围混凝土因材料劣化而卸下的荷载不断转移给纵筋,纵筋的荷载应变不断增大。在构件达到耐火极限时,纵筋由荷载产生的压应变值达到 $-5068\mu\epsilon$,拉应变值达到 $4459\mu\epsilon$ 。

图 3.35 和 3.36 所示分别为钢管混凝土叠合柱跨中截面箍筋约束混凝土外表面和内表面应变随受火时间的变化关系曲线:由图可见,随着受火时间的延长,外围箍筋约束混凝土的热应变不断增大,待构件达到耐火极限时,热应变值最大可达到 $7500\mu\epsilon$ 。

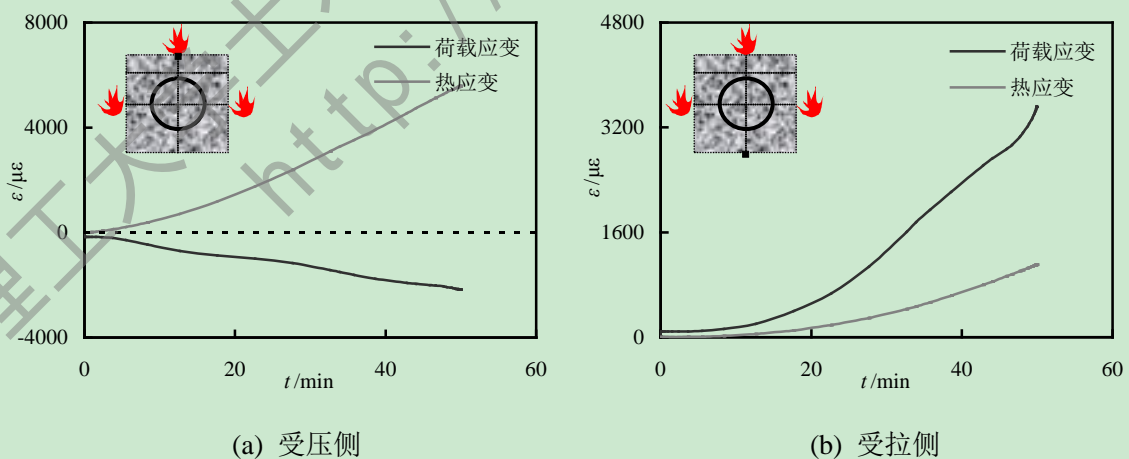


图 3.35 钢管混凝土叠合柱外围箍筋约束混凝土(外表面)应变-时间关系曲线

对于外围箍筋约束混凝土,其受压侧内表面由荷载引起的应变值要大于外表面的压应变值,这主要是因为外围混凝土受压侧直接暴露在火源下,材料性能劣化严重,随着

构件温度的不断升高，外围混凝土逐渐丧失承载力，由其承担的荷载逐渐内移，所以内表面混凝土承担的荷载不断增大，故在构件接近破坏时，内表面混凝土的压应变值接近 $6605\mu\epsilon$ ，远大于外表面混凝土的压应变值 $2170\mu\epsilon$ 。

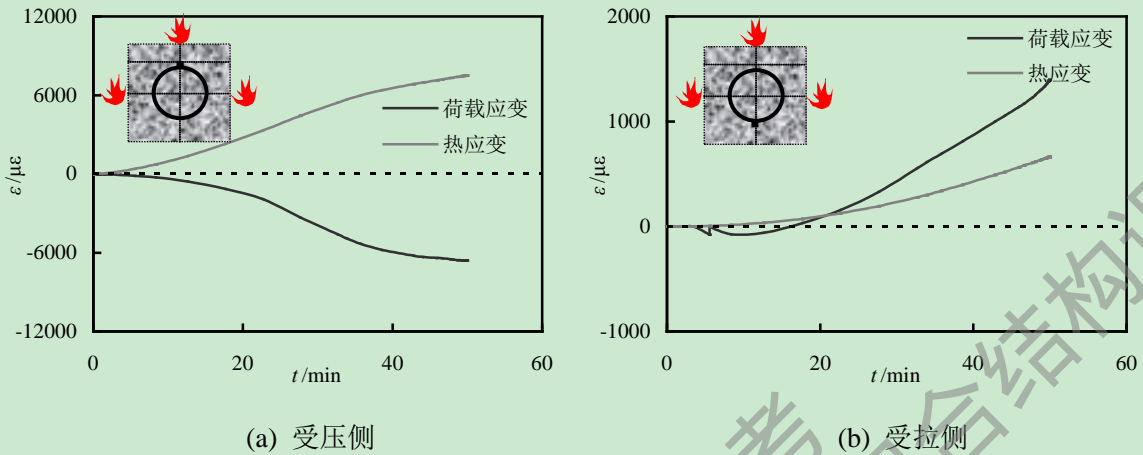


图 3.36 钢管混凝土叠合柱外围箍筋约束混凝土(内表面)应变-时间关系曲线

在受拉侧，外表面混凝土混凝土由荷载引起的应变主要为拉伸应变，而内表面混凝土由荷载引起的应变则由压缩应变逐渐变为拉应变，这可能是由于内部混凝土的材料性能劣化较外围混凝土的轻，内表面混凝土不断承担由外表面混凝土卸下的荷载，再加上三面火灾形成的温度偏心和非均匀应力场，致使外围混凝土内力重新分布所致。

3.4.5 应力变化与发展

为了深入了解非均匀火灾和外部荷载共同作用下钢管混凝土叠合柱的应力随受火时间的变化发展，下面对其各组分在不同时刻的纵向应力分布做了详细介绍，仍以三面受火为例，应力以受拉为正，受压为负。

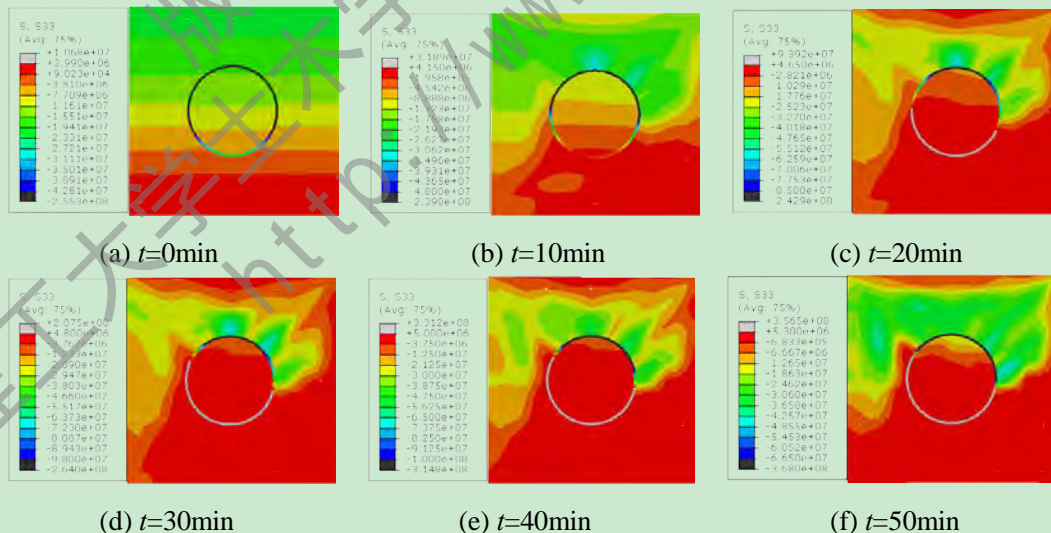


图 3.37 钢管混凝土叠合柱跨中截面纵向应力分布

由上图可见，在加载结束后升温开始前，构件在偏心荷载作用下，跨中截面应力沿高度呈均匀条带状分布，叠合柱截面一侧受拉、一侧受压。在受火初期，三面火灾作用使得外围钢筋混凝土的温度不断升高，产生了较大的热膨胀变形，但由于受火时间不长，

材料的强度损失还不是很严重，故外围箍筋约束混凝土承担了较大的荷载，压应力不断增大。随着受火时间的延长，外围混凝土的性能不断劣化，由其承担的荷载不断向内部温度较低的钢管和核心混凝土转移，因此内部混凝土和钢管的应力逐渐增大，截面受压区面积不断减小而受拉区面积不断增大。在构件破坏时，截面大部分区域都已经受拉。

图 3.38 所示为钢管混凝土叠合柱跨中截面钢管的 Mises 应力随时间的变化：

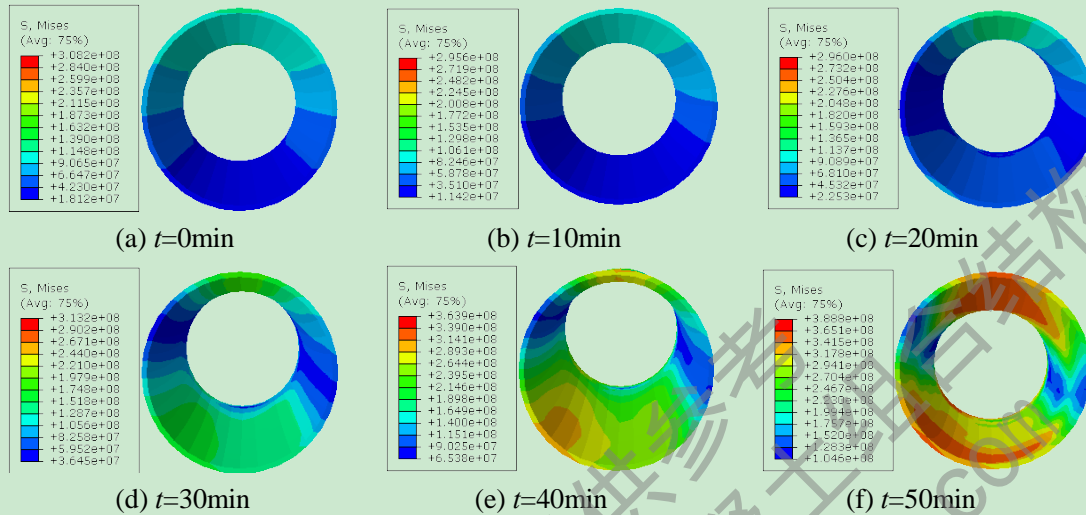


图 3.38 钢管混凝土叠合柱跨中截面钢管 Mises 应力分布

由上图可见，加载结束后升温开始前，在偏心荷载作用下，受压侧钢管的 Mises 应力要大于受拉侧钢管的 Mises 应力；随着受火时间的增加，由于钢管受到外围箍筋约束混凝土的保护，材料性能的劣化程度较轻，由它所承受的外围钢筋混凝土卸下的荷载越来越大，故其 Mises 应力随着受火时间不断增加；在升温后期，随着外围混凝土的高温破坏，中性轴不断向受拉区移动，钢管受拉侧 Mises 应力增加幅度较受压侧快；在构件达到耐火极限时，受拉侧钢管 $\sigma_{\text{Mises}}=349.12\text{MPa}$ ，钢管受拉屈服($\sigma_{\text{Mises 屈服}}=345\text{MPa}$)。

图 3.39 所示为钢管混凝土叠合柱跨中截面钢筋笼的 Mises 应力随时间的变化：

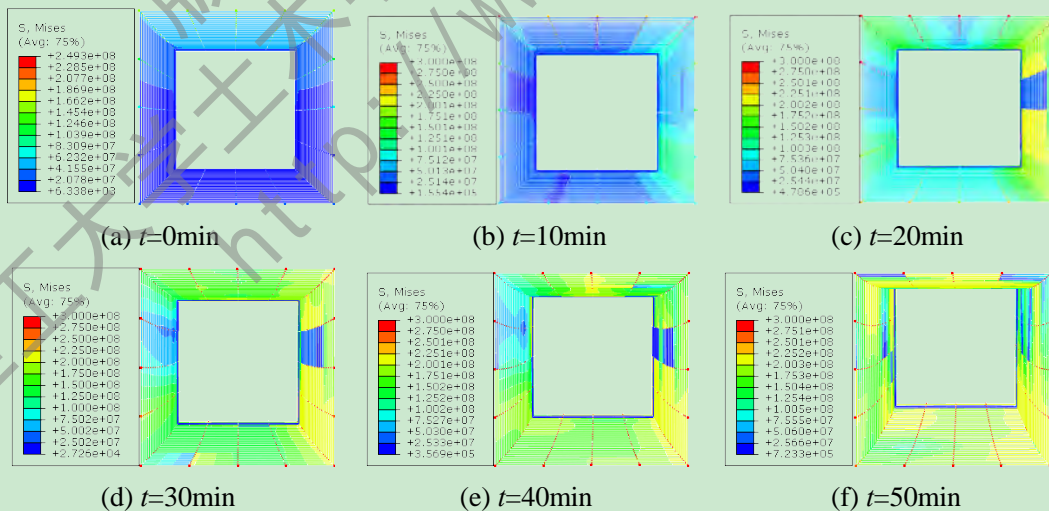


图 3.39 钢管混凝土叠合柱跨中截面钢筋笼 Mises 应力分布

由上图可见，随着升温时间的增加，钢筋 Mises 应力不断增大，在升温 10min 时，受压侧纵筋已经达到高温下的屈服强度，但箍筋应力值还不是很很大；随着受火时间的延长，受拉侧纵筋也很快达到了其屈服强度。

下面分别选取钢管混凝土叠合柱跨中截面上不同的特征点(以黑色点标识)来对其在火灾下的应力发展情况进行深入分析。

图 3.40 所示为跨中截面外围箍筋约束混凝土的纵向应力(S_{33})随受火时间的变化关系曲线, 应力以拉应力为正, 压应力为负, 仍以三面受火为例。

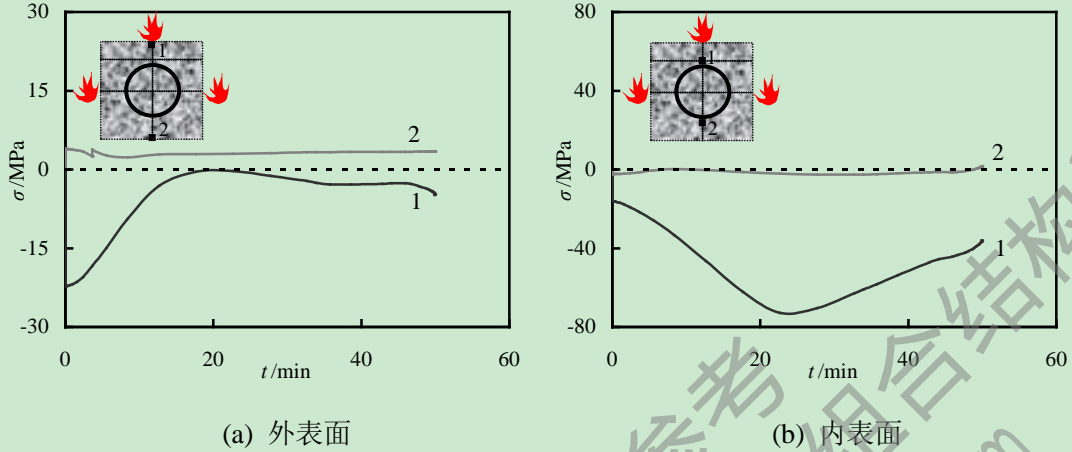


图 3.40 钢管混凝土叠合柱外围箍筋约束混凝土纵向应力-时间关系曲线

由上图可见, 随着受火时间的延长, 外表面混凝土吸热后材性发生不同程度的劣化, 靠近火源的 1 点在高温和荷载共同作用下, 压应力值不断减小, 在升温约 20min 后, 由其承担的荷载不断向内部温度较低的区域转移, 压应力值趋于稳定; 对于远离受火面的 2 点, 其材料性能损失较小, 故其拉应力值只有轻微的浮动, 基本保持不变。对于内表面混凝土, 1 点由于距受火面较近, 在升温很短的一段时期内, 应力保持不变, 随着受火时间的延长, 由外表面卸下的荷载转移至内表面, 故其应力不断增加, 在大约 20min 以后, 随着其积聚的热量不断增加, 强度开始下降, 由其承担的荷载又逐渐向内部钢管混凝土转移, 所以其应力值不断降低, 内表面的 2 点应力值基本保持不变。

图 3.41 所示为跨中截面纵筋的 Mises 应力随受火时间的变化关系曲线:

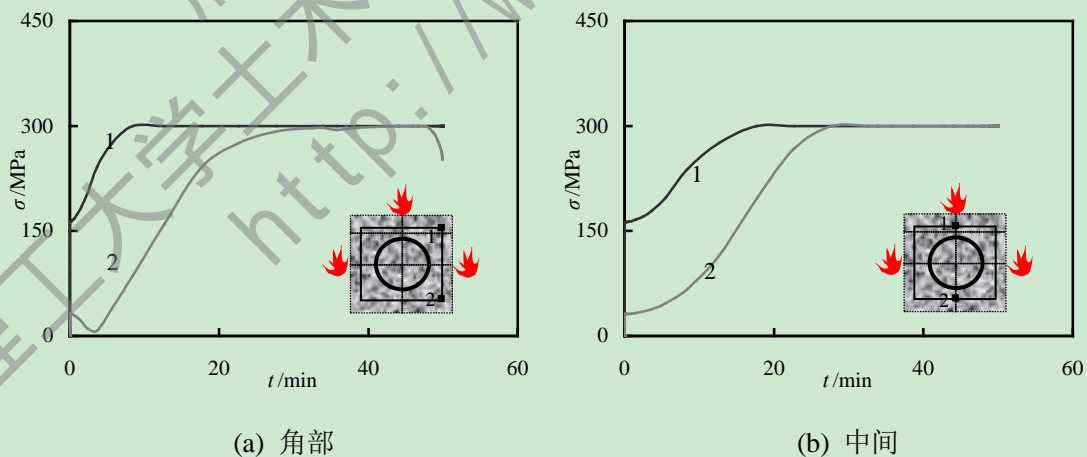


图 3.41 钢管混凝土叠合柱纵筋 σ_{Mises} 应力-时间关系曲线

由上图可见, 由于纵筋的保护层厚度只有 30mm, 在受火初期, 钢材的强度损失不大, 它不断承担由外围混凝土卸下的荷载, 因此其应力值不断增加。对于受压侧角部纵筋, 受火 9min 后就达到钢筋的屈服强度, 而中部纵筋在 18min 后才屈服; 受拉侧中部

纵筋在 33min 后就已经屈服，而角部纵筋在构件接近破坏时才达到屈服强度。

下图为跨中截面箍筋的 Mises 应力随受火时间的变化关系曲线，从图中可以看出，箍筋在受火全过程中都保持受拉状态，对于角部箍筋，1 点 Mises 在升温初期有稍许下降；随着外围混凝土强度的不断损失，由其承担的荷载不断增大，故其应力也不断增大；随着升温时间的增加，因它距外表面火源较近，其材料性能也开始发生劣化，应力值开始下降。角部 2 点 Mises 应力先是随着升温时间不断增大，在达到一定值后不再变化。对于中部箍筋，1 点和 2 点 Mises 应力也是在升温初期有所下降，但随着外围钢筋混凝土材料性能的不断劣化，由其承担的荷载逐渐增加，故其 Mises 应力值又不断增大。

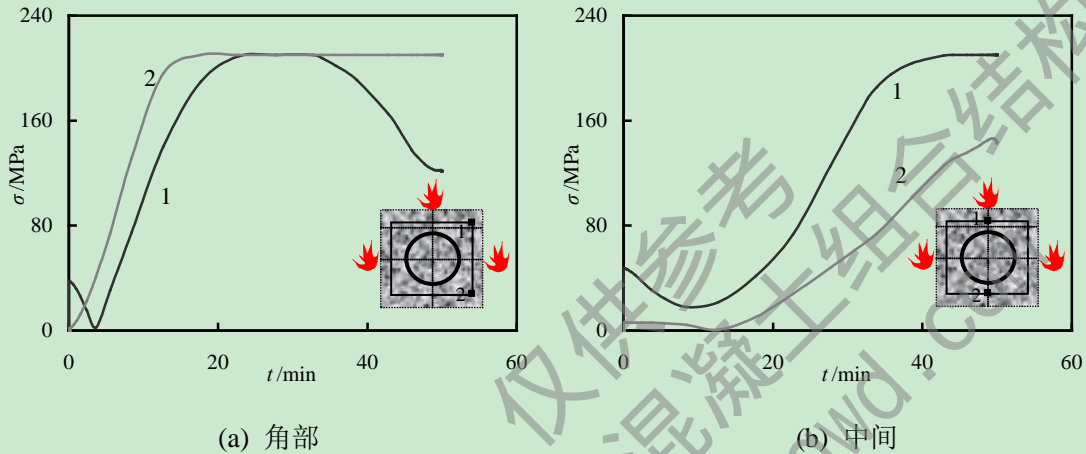


图 3.42 钢管混凝土叠合柱箍筋 σ_{Mises} 应力-时间关系曲线

图 3.43 所示为钢管混凝土叠合柱跨中截面钢管的 Mises 应力随受火时间的变化关系曲线，其中黑色虚线所示为钢管高温下的屈服强度：

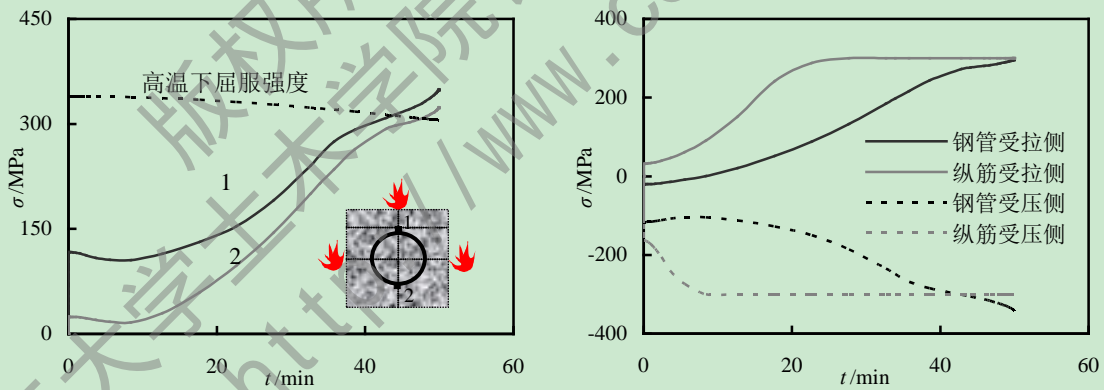


图 3.43 叠合柱钢管 σ_{Mises} 应力-时间关系曲线 图 3.44 叠合柱钢材应力-时间关系曲线比较

由图 3.43 可见，在受火初期，由于外围钢筋混凝土承担了大部分的荷载，钢管应力有所减小，但随着受火时间的增加，外围钢筋混凝土材性不断劣化，强度损失越来越严重，内力发生重新分布，本来由其承担的荷载逐渐向内部的钢管和核心混凝土转移，钢管 Mises 应力不断增大，压、拉两侧的钢管相继达到高温下的屈服强度。从图 3.44 可以看出，由于纵筋保护层厚度较小，比钢管离受火面近，所以纵筋的应力发展要快于钢管。

下图所示为跨中截面核心混凝土纵向应力(S33)随受火时间的变化关系曲线：由图可见，由于核心混凝土受到外围箍筋约束混凝土和钢管的保护，从开始升温到构件破坏，

核心混凝土材料性能基本没有损失，仍具有很高的强度，它承担了由外围混凝土和钢管卸下的荷载，靠近受压侧的1点压应力先缓慢减小，随后又不断增加；靠近受拉侧边缘的2点和3点，随着叠合柱截面中性轴不断向着受拉侧移动，应力逐渐由压应力转变为拉应力，最后达到抗拉屈服强度。

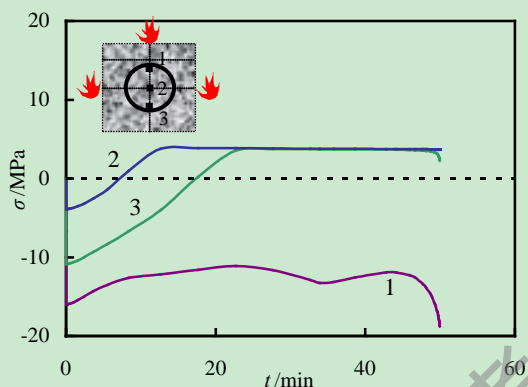
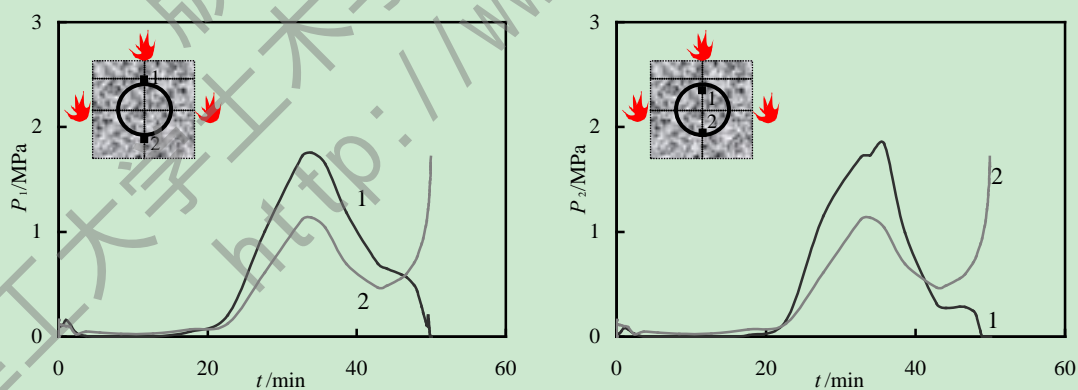


图 3.45 钢管混凝土叠合柱核心混凝土纵向应力-时间关系曲线

3.4.6 钢管与内外混凝土接触应力变化

如前所述，钢管混凝土叠合柱是由截面核心的钢管混凝土和外围的箍筋约束混凝土叠合而成的组合构件，在外荷载和非均匀火场作用下，夹在中间的钢管会与内外混凝土在接触区及其附近产生接触力，我们有必要对其进行细致的研究。下图所示为钢管混凝土叠合柱跨中截面钢管与内外混凝土之间的接触应力随受火时间的变化关系曲线，其中 P_1 表示外围箍筋约束混凝土与钢管的相互作用力， P_2 表示钢管与核心混凝土的相互作用力， P 的单位为 MPa。图中， $P > 0$ 代表钢管与混凝土之间发生了相互作用， $P = 0$ 则表示钢管与混凝土截面发生了分离，仍以三面受火为例。



(a) 外围混凝土与钢管接触应力

(b) 钢管与核心混凝土接触应力

图 3.46 钢管混凝土叠合柱接触应力-时间关系曲线

由图(a)可见，因为进行了常温加载，所以在升温之前钢管与外围混凝土之间存在相互作用，接触应力 $P_1 > 0$ ，拉压两侧接触应力大小差不多；受火初期，由于外围钢筋混凝土温度升高较快，且1点距火源较近，故其在火灾作用下发生热膨胀变形，产生了温度应力，而此时，由于升温时间短，由外围钢筋混凝土传递到钢管的热量还很有限，钢管

基本未发生膨胀变形,因此钢管与膨胀的外围混凝土在 1 点发生了分离,故此阶段 $P_1=0$;随着受火时间的延长,钢管也不断吸收由外部传来的热量而产生横向膨胀变形,至升温 18min 时,1 点 $P_1=0.048\text{MPa}$,钢管与外围混凝土重新产生相互作用。此后,由于构件处于三面受火状态,随着受火时间的进一步增加,远离受火面的 2 点吸收的热量较 1 点少,故其产生的温度应力较小,因此受拉侧 2 点的 P_1 增加较受压侧 1 点的慢,至升温 34min 时,钢管与外围箍筋约束混凝土的接触应力达到最大值 1.76MPa。随后的一段时间内,受压侧的 P_1 值随着受火时间的延长不断减小,对于受拉侧的 2 点,在受火 38min 时, P_1 随着构件损伤程度的严重不断减小,至构件接近耐火极限时, P_1 又迅速增大。

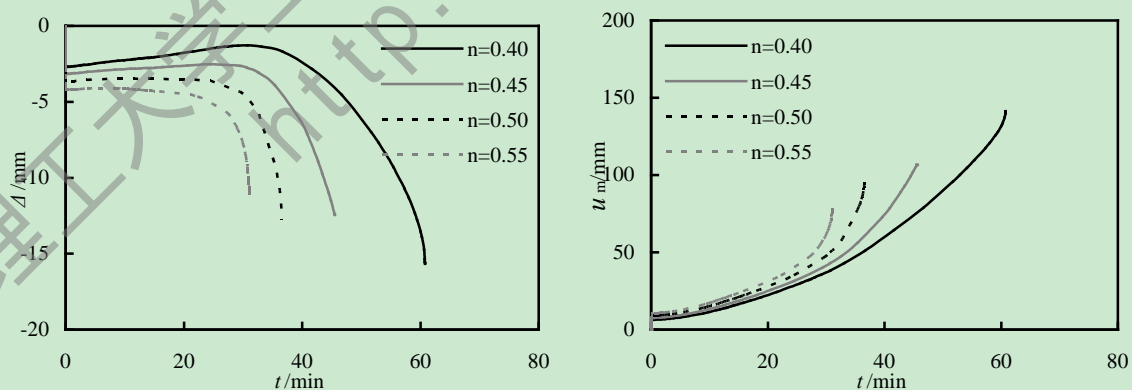
由图(b)我们可以看出,升温开始前钢管与核心混凝土就存在相互作用, $P_2>0$ 。随后的一段时间内,由于钢管混凝土处在截面核心,它的温度还很低,因此钢管与核心混凝土还处于相离状态,没有产生接触应力;随着受火时间的延长,构件内部积聚的热量越来越多,钢管与核心混凝土多发生热膨胀变形,至升温 18min 时,钢管与核心混凝土开始产生相互作用力, P_2 不断增大,在受火 36min 后,靠近火源的受压侧 1 点 P_2 达到最大值 1.84MPa,背火面受拉侧的 2 点 P_2 也达到最大值 1.13MPa。随后的一段时间内,受压侧的 P_2 值随着受火时间的延长不断减小,对于受拉侧的 2 点,在接触应力达到峰值以后, P_2 又随着构件跨中挠度的增加而不断减小,至构件快破坏时, P_2 又迅速增大。

3.5 参数分析

钢管混凝土叠合柱在荷载和高温共同作用下受力机理较为复杂,影响其耐火极限的因素也很多,本节利用上述有限元模型,以三面受火为例,系统分析火灾荷载比、截面尺寸、构件长细比、钢材屈服强度以及内外混凝土强度等参数对其耐火极限的影响规律。

3.5.1 火灾荷载比(n)

图 3.47 所示为火灾荷载比对钢管混凝土叠合柱耐火极限的影响:



(a) 轴向变形-时间关系曲线

(b) 跨中挠度-时间关系曲线

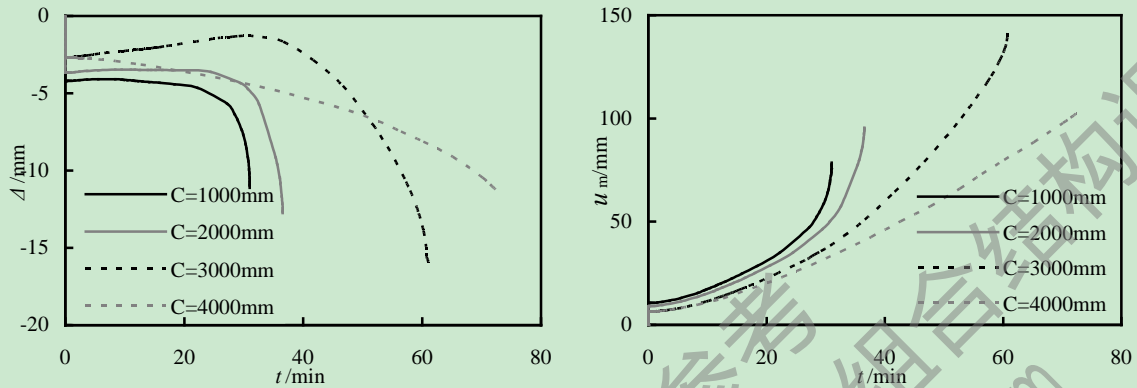
图 3.47 火灾荷载比对耐火极限的影响

由上图可见,火灾荷载比对钢管混凝土叠合柱的耐火极限影响较大,火灾荷载比越大,构件在偏心荷载和高温共同作用下塑性变形发展就快,因此耐火极限就越小。同时,

在构件快接近耐火极限时，火灾荷载比越大，构件轴向变形和跨中挠度发展速率越大。

3.5.2 截面周长(C)

图 3.48 所示为钢管混凝土叠合柱的耐火极限随截面周长(即钢管外箍筋约束混凝土层厚度)的变化规律:



(a) 轴向变形-时间关系曲线

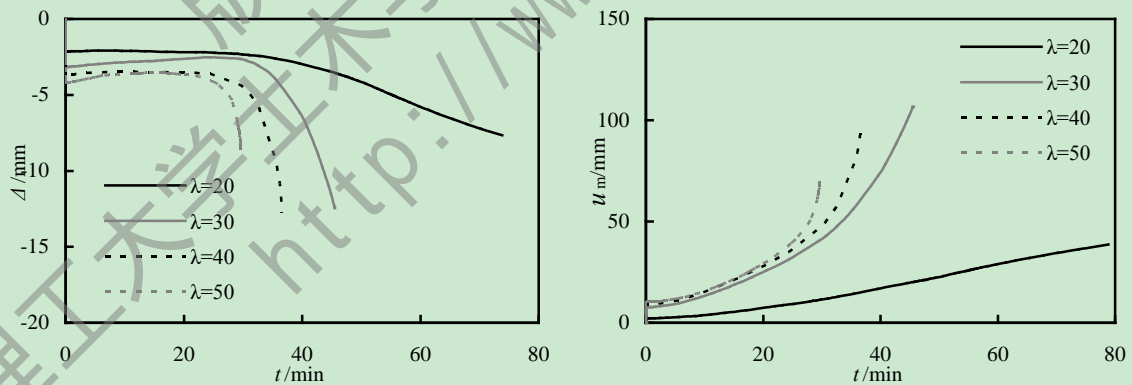
(b) 跨中挠度-时间关系曲线

图 3.48 截面周长对耐火极限的影响

由上图可见，叠合柱的截面周长对耐火极限有较大的影响。截面周长越大，钢管外箍筋约束混凝土的尺寸也就越大，构件的吸热能力也就越强，构件耐火极限越大；反之，截面周长越小，核心钢管混凝土受到的外围钢筋混凝土的保护就减少，热量传递到构件内部的速率也就越快，耐火极限也随之降低。

3.5.3 构件长细比(λ)

图 3.49 所示为构件长细比对钢管混凝土叠合柱耐火极限的影响:



(a) 轴向变形-时间关系曲线

(b) 跨中挠度-时间关系曲线

图 3.49 构件长细比对耐火极限的影响

从上图可以看出，构件的长细比不仅对其耐火极限有较大影响，而且对曲线的形状也影响较大，长细比越大，火灾中“二阶效应”的影响越明显，钢管混凝土叠合柱的耐火极限越低；反之，长细比越小，这种“二阶效应”的影响越低，构件耐火极限也就随之增大。

3.5.4 钢管屈服强度(f_y)

图 3.50 所示为钢管屈服强度对钢管混凝土叠合柱耐火极限的影响:

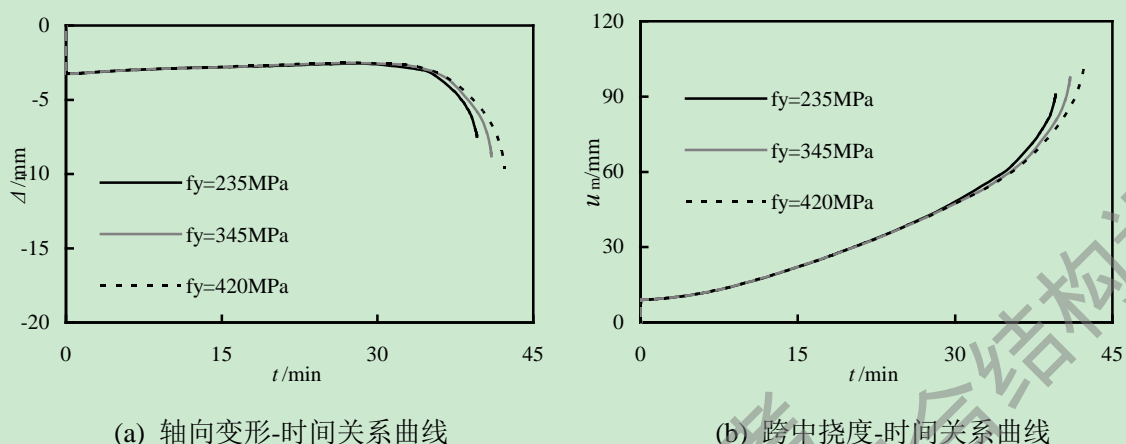


图 3.50 钢管屈服强度对耐火极限的影响

由上图可见,随着钢管屈服强度的增加,钢管混凝土叠合柱的耐火极限有增加的趋势,但总体上钢管屈服强度对叠合柱耐火极限的影响很小。这主要是因为钢管夹在核心混凝土和外围钢筋混凝土之间,受到内外混凝土的双层保护,火灾对其材料性能的损伤程度并不明显所致。

3.5.5 核心混凝土强度等级(f_{cu})

图 3.51 所示为核心混凝土强度(f_{cu})对钢管混凝土叠合柱耐火极限的影响:

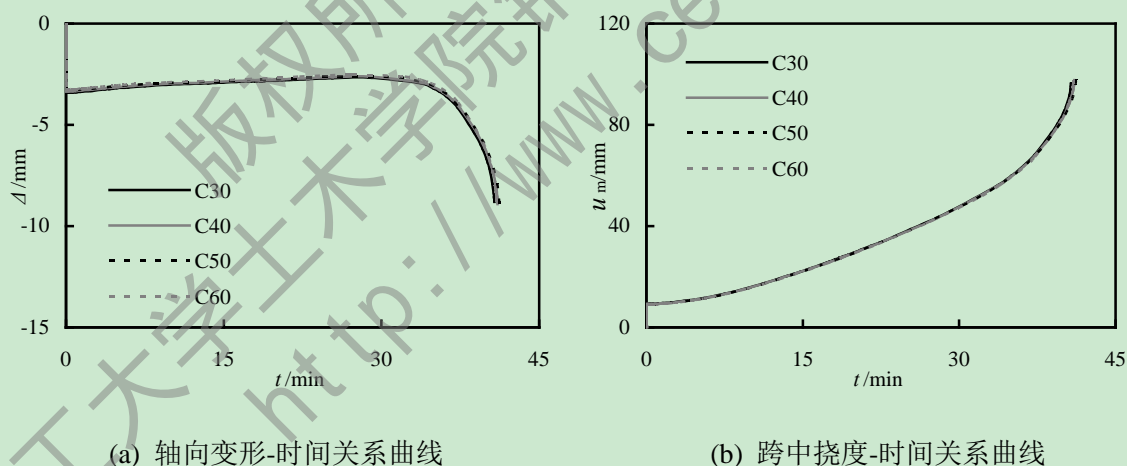


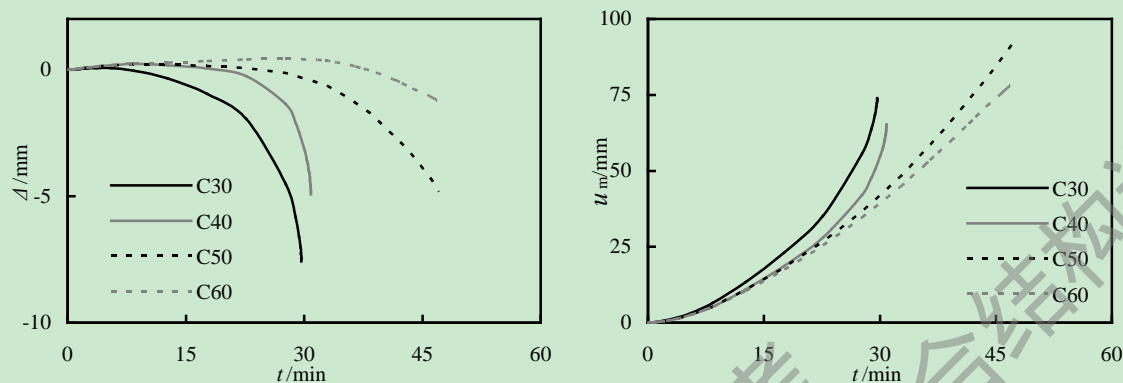
图 3.51 核心混凝土强度对耐火极限的影响

由上图可见,随着钢管混凝土叠合柱核心混凝土强度的增加,其耐火极限有增加的趋势,但增加的幅度很小,即核心混凝土强度对钢管混凝土叠合柱耐火极限的影响很小。这主要是因为核心混凝土处在截面中间,受到外围混凝土和钢管的保护,在遭受火灾后,受火灾影响较小,故其对构件的耐火极限影响不大。

3.5.6 外围箍筋约束混凝土强度等级(f_{cu})

图 3.52 所示为外围箍筋约束混凝土强度(f_{cu})对钢管混凝土叠合柱耐火极限的影响,

由图可见，外围混凝土强度对钢管混凝土叠合柱耐火极限有着较大的影响，随着外围箍筋约束混凝土强度的增加，钢管混凝土叠合柱耐火极限也随着增大。外围钢筋混凝土直接处在火源之下，火灾发生时，性能劣化较为厉害，它受到火灾的损害程度最为严重，所以它对构件耐火极限影响较大。



(a) 轴向变形-时间关系曲线

(b) 跨中挠度-时间关系曲线

图 3.52 核心混凝土强度对耐火极限的影响

以上分析结果表明：在非均匀火灾作用下，火灾荷载比、构件截面尺寸、长细比以及外围箍筋约束混凝土强度对钢管混凝土叠合柱的耐火极限有较大影响，而钢管屈服强度以及核心混凝土强度对其耐火极限的影响较小。

3.6 本章小结

本章主要做了如下几个方面的工作：

(1) 从钢筋混凝土、钢管混凝土和型钢混凝土等基本构件温度场研究做起，以均匀受火和非均匀受火为界，对钢管混凝土叠合柱的温度场进行了全面细致的研究，为力学分析提供了温度数据；

(2) 在确定了钢材和混凝土热力学性能的基础上，建立了单面，两面和三面等非均匀受火条件下钢管混凝土叠合柱的力学模型，深入细致的分析了非均匀火灾作用下钢管混凝土叠合柱的温度分布、耐火极限、破坏形态以及应力、应变变化发展等；

(3) 利用上述有限元方法，分析了火灾荷载比、截面尺寸、长细比、钢材以及内外混凝土强度等参数对钢管混凝土叠合柱耐火极限的影响规律。

第 4 章 非均匀受火后钢管混凝土叠合柱力学性能研究

4.1 引言

前文已经详细介绍了钢管混凝土叠合柱的常温力学性能以及非均匀受火条件下的受火性能，并对影响非均匀火灾作用下钢管混凝土叠合柱耐火极限的参数进行了分析，为进一步深入分析钢管混凝土叠合柱在火灾各个阶段的性能，本章对 ISO-834 标准火灾作用后的钢管混凝土叠合柱的力学性能等进行了研究。

4.2 材料本构关系模型

4.2.1 高温后钢材应力-应变关系模型

由于钢材的种类、升温时间比和冷却方式对高温后钢材的力学性能有较大的影响，且经过高温冷却后，钢材的强度有了较大程度的恢复，本文暂取韩林海老师(2007)^[86]给出的双折线模型，具体表达式为：

$$\sigma = \begin{cases} E_s(T)\varepsilon & \varepsilon \leq \varepsilon_y(T) \\ f_y(T) + E'_s(T) \cdot [\varepsilon - \varepsilon_y(T)] & \varepsilon > \varepsilon_y(T) \end{cases} \quad (4-1)$$

式中， $\varepsilon_y(T) = f_y(T)/E_s(T)$ ，高温作用后的屈服强度 $f_y(T)$ 按下式确定：

$$f_y(T) = \begin{cases} f_y & T \leq 400^\circ\text{C} \\ f_y [1 + 2.33 \times 10^{-4}(T - 20) - 5.88 \times 10^{-7}(T - 20)^2] & T > 400^\circ\text{C} \end{cases}$$

钢材的弹性模量弹性阶段取 $E_s(T) = E_s(T)$ ，强化阶段 $E'_s(T) = 0.01E_s(T)$

4.2.2 高温后内外混凝土的应力-应变关系模型

本文采用宋天谕(2010)^[87]提出的通过修正常温下核心钢管混凝土应力-应变关系得到的模型，其表达式如下：

$$y = \begin{cases} 2x - x^2 & (x \leq 1) \\ \frac{x}{\beta_0(x-1)^\eta + x} & (x > 1) \end{cases} \quad \varepsilon_0 = \varepsilon_c + 800 \cdot \xi^{0.2} \times 10^{-6} \quad (4-2)$$

$$\text{式中， } x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}; \quad y = \frac{\sigma}{\sigma_0}; \quad \sigma_0 = \frac{f'_c}{1 + 2.4(T_{\max} - 20)^6 \times 10^{-17}};$$

$$\varepsilon_c = \left(1300 + 12.5 \cdot f'_c \right) \times 10^{-6} \times \left[1 + \left(1500T_{\max} + 5T_{\max}^2 \right) \times 10^{-6} \right];$$

$$\eta = \begin{cases} 2 & \text{(圆钢管混凝土)} \\ 1.6 + 1.5/x & \text{(方、矩形钢管混凝土)} \end{cases}$$

f_c' 为常温下混凝土圆柱体轴心抗压强度, T_{\max} 为历史遭受最高温度。

钢管外普通混凝土采用陆洲导(1993)^[98]给出的火灾后普通混凝土应力-应变关系模型, 具体表达式如下:

$$y = \begin{cases} 2x - x^2 & (x \leq 1) \\ 1 - \varepsilon_{op} \frac{115(x-1)}{1 + 5.04 \times 10^{-3} T_{\max}} & (x > 1) \end{cases} \quad (4-3)$$

$$\text{式中: } x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{op}}; \quad y = \frac{\sigma_c}{\sigma_{op}}$$

$$\sigma_{op} = \frac{\sigma_0}{1 + 2.4(T_{\max} - 20)^6 \times 10^{-17}}; \quad \varepsilon_{op} = \varepsilon_0 (1 + 2.5 \times 10^{-3} T_{\max});$$

ε_{op} 为火灾后混凝土的峰值应变; σ_{op} 为火灾后混凝土的峰值应力;

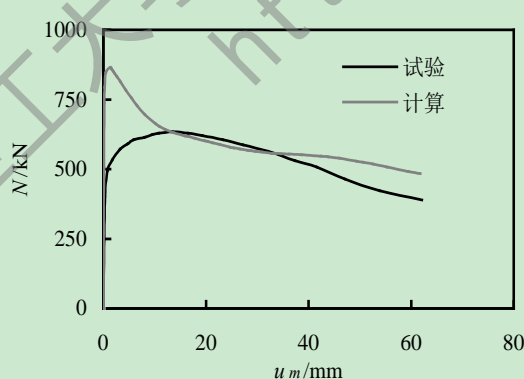
ε_0 为常温下混凝土的峰值应变; σ_0 为常温下混凝土的峰值应力, $\sigma_0 = f_c'$

4.3 ISO-834 标准火灾作用后钢管混凝土叠合柱抗火性能

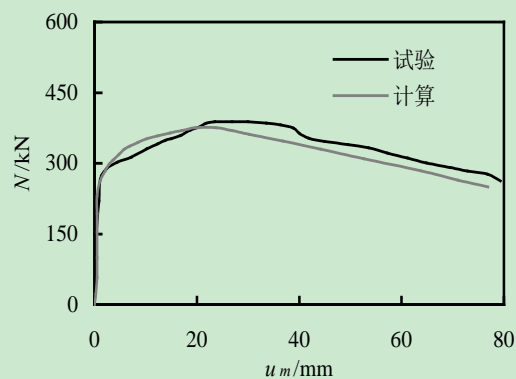
4.3.1 有限元模型及验证

由于目前国内外对钢管混凝土叠合柱抗火性能的研究还比较少, 所以本节利用 ABAQUS 有限元分析软件, 采用上述应力-应变模型, 首先对钢管混凝土柱火灾后的性能进行了数值模拟。

下图所示为利用上述软件对经历 ISO-834 标准火灾后钢管混凝土柱的荷载-挠度关系曲线进行的模拟, 构件来自于(韩林海, 2007)^[86]。



(a) 圆形截面 C1



(b) 圆形截面 C2

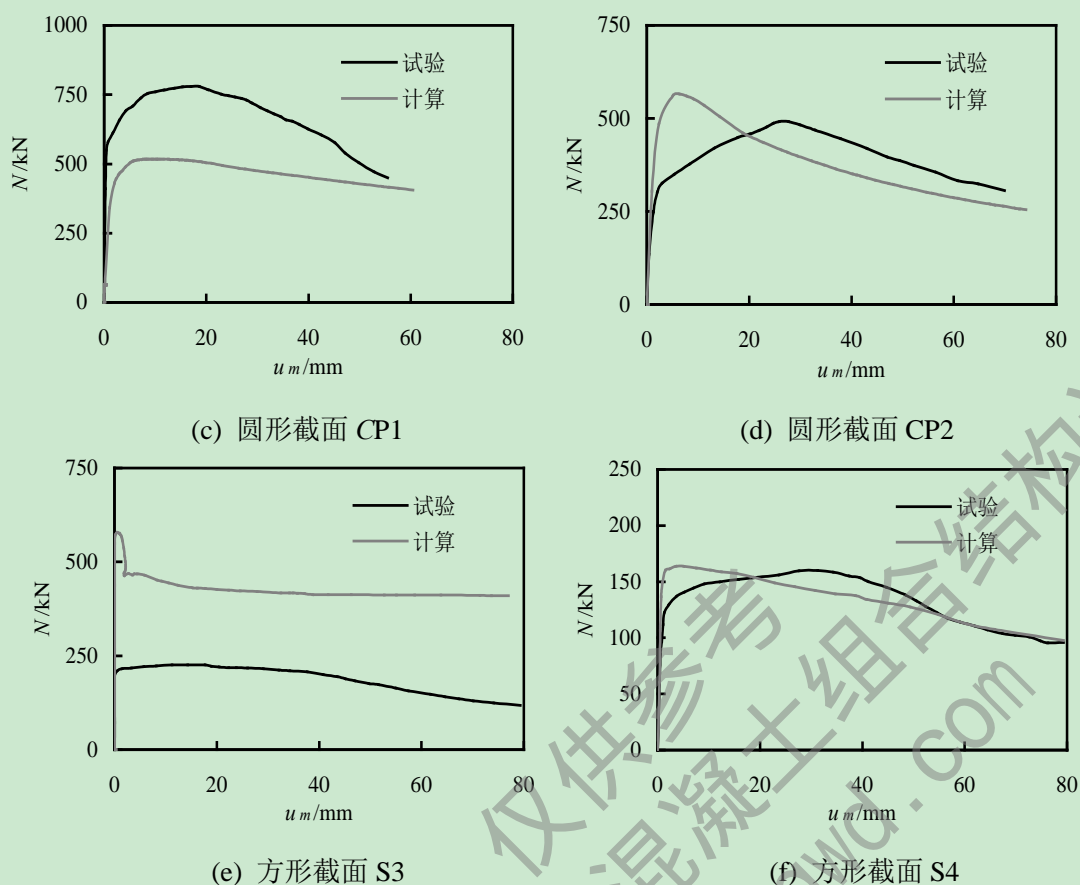


图 4.1 钢管混凝土柱跨中截面荷载-挠度试验曲线与计算曲线对比

由上图可见，由于受实验条件的限制，试验过程中构件升温时均没有承受荷载，这与软件模拟存在一定的差异，但计算结果与试验结果总体趋势吻合良好。

4.3.2 均匀火灾作用后钢管混凝土叠合柱剩余承载力分析

ISO-834 标准火灾作用后的钢管混凝土叠合柱，由于其经历了常温加载、ISO-834 标准火灾升温、自然冷却至室温后继续加载至构件最终失去承载力而破坏这三个阶段，其力学性能与常温下加载破坏有较大区别。与计算构件耐火极限方法类似，首先需要计算它的温度场，然后把温度场计算模型导入力学计算模型，以此来进行钢管混凝土叠合柱火灾后力学性能的分析。

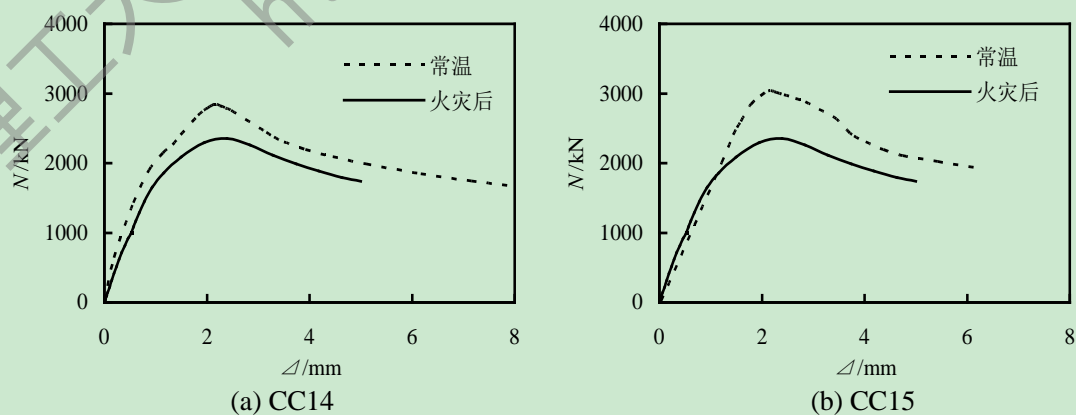


图 4.2 钢管混凝土叠合柱常温与高温后剩余承载力对比

为了与常温下钢管混凝土叠合柱的极限承载力做对比,研究其经历火灾作用后的强度和刚度降低,本文对康洪震和钱稼茹(2006)^[24]做的实验进行了数值模拟,计算结果如上图 4.2 所示:由图可见,ISO-834 标准火灾作用后,钢管混凝土叠合柱的承载力和刚度都有不同程度的降低,CC14 承载力降低了 16.5%,CC15 承载力下降达 22.7%,由此我们可以发现,高温火灾作用对建筑构件的损坏和危害都较大,对其能否继续使用来承担荷载提出了严峻的考验。

周君(2006)^[85]进行了 3 根内配圆钢管的钢骨混凝土核心柱高温后的承载力试验,由于其中 FZ-1 构件表面剥落严重无法继续进行变形测量,本文应用 ABAQUS 有限元分析软件,对剩余的 FZ-2 和 FZ-3 构件进行了火灾后的数值模拟,构件荷载-柱端位移曲线对比如下:

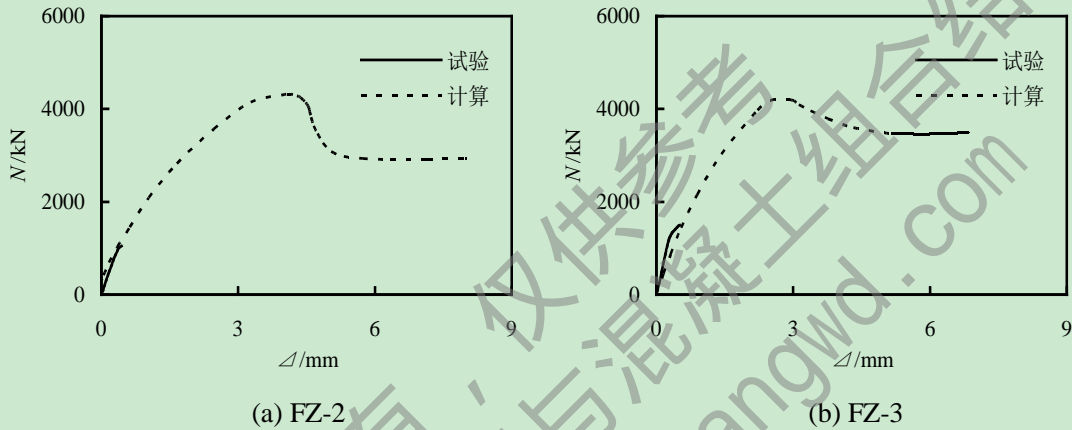


图 4.3 钢管混凝土叠合柱承载力-变形曲线对比

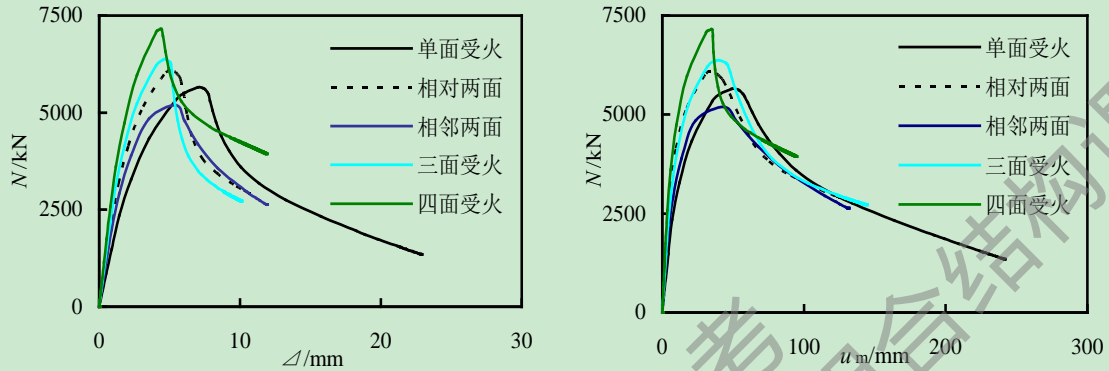
由上图可见,有限元计算结果与试验结果在弹性阶段具有较好的吻合性,但是由于高温后试件表面开裂严重,试验过程中,构件在不大的荷载作用下裂缝就迅速扩张,故位移表已经不能准确测量试件的变形,且在此阶段后不长的时间内外表面混凝土就发生大面积的剥落,故试验未能给出完整的变形曲线。同时,本文采用的高温后钢材与混凝土的本构模型是建立在火灾后直接冷却的状态下,而试验的冷却方式是建立在炉温的冷却状态下,因此计算结果与试验结果的强度和刚度会存在一定的差异。

4.3.3 非均匀火灾作用后钢管混凝土叠合柱的力学性能分析

由于火灾后的试验数据比较少,为了清楚地认识不同形式的火灾作用后钢管混凝土叠合柱的力学性能差异,本文借助有限元软件,采用典型算例,对非均匀受火后的叠合柱进行了数值模拟。典型算例的具体尺寸为: $B \times D \times t \times L = 500\text{mm} \times 220\text{mm} \times 6\text{mm} \times 5800\text{mm}$,内外混凝土都采用 C60 混凝土($f_{cu} = 60\text{MPa}$);钢管采用 Q345 钢材($f_y = 345\text{MPa}$);纵向钢筋为 $16\Phi 20$ ($f_y = 300\text{MPa}$);箍筋采用 $\Phi 8$ (距柱两端 400mm 范围的加密区间距 80mm,非加密区 100mm) $f_y = 210\text{MPa}$;长细比 $\lambda = 40.2$;偏心距 $e = 62.5\text{mm}$ 。

下图所示为不同形式火灾作用后钢管混凝土叠合柱轴向变形和跨中挠度曲线对比。从图中可以看出,不同类型的受火方式对钢管混凝土叠合柱火灾后的承载力和刚度影响不尽相同,没有明显的规律性。由于单面、三面以及相邻两面火灾作用的钢管混凝土

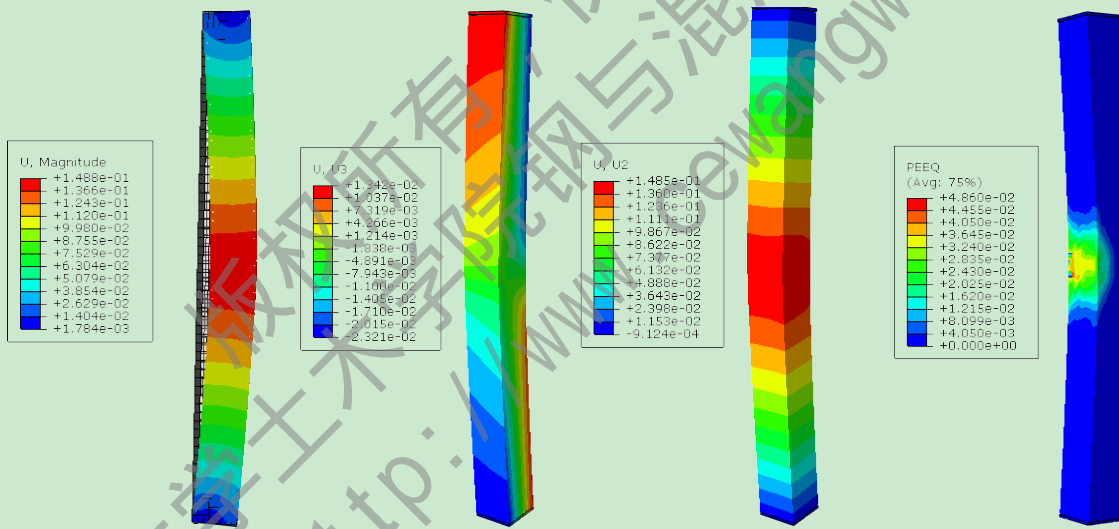
叠合柱温度分布都呈单轴对称，温度最低区域都偏向背火面，这将在柱截面形成强度偏心和非对称的温度应力，再加上构件的初始缺陷以及偏心荷载作用，构件热膨胀变形所产生的挠度与荷载作用产生的挠度方向将会不一致，因此非均匀火灾作用后，钢管混凝土叠合柱的破坏形式以及强度、刚度变化都与四面均匀受火不同。与此同时，非均匀火灾作用使得钢管混凝土叠合柱对荷载偏心的大小及位置更为敏感。



(a) 钢管混凝土叠合柱 $N-t$ 关系曲线对比 (b) 钢管混凝土叠合柱 u_m-t 关系曲线对比

图 4.4 不同形式火灾作用后钢管混凝土叠合柱变形-时间关系曲线对比

图 3.5 所示为非均匀火灾作用后钢管混凝土叠合柱的变形以及等效塑性应变情况，以三面受火为例：



(a) 整体变形 (b) 轴向变形 (c) 侧向变形 (d) 等效塑性应变

图 4.5 三面火灾作用后钢管混凝土叠合柱变形及等效塑性应变

从上图(a)中可以看出，由于核心钢管混凝土的存在，构件在经历三面火灾作用然后自然冷却至常温，再施以偏压荷载直至构件失去承载力最终破坏，钢管混凝土叠合柱都表现出良好的整体稳定性，构件并没有因为外围混凝土的爆裂脱落而发生局部破坏，构件的最终破坏都是源于跨中挠度过大而发生失稳破坏；由图(b)、(c)和(d)可以看出，构件最终破坏时，跨中侧向变形和等效塑性应变都很大。

下图 4.6 所示为三面火灾作用后，钢管混凝土叠合柱各组分的 Mises 应力分布情况：

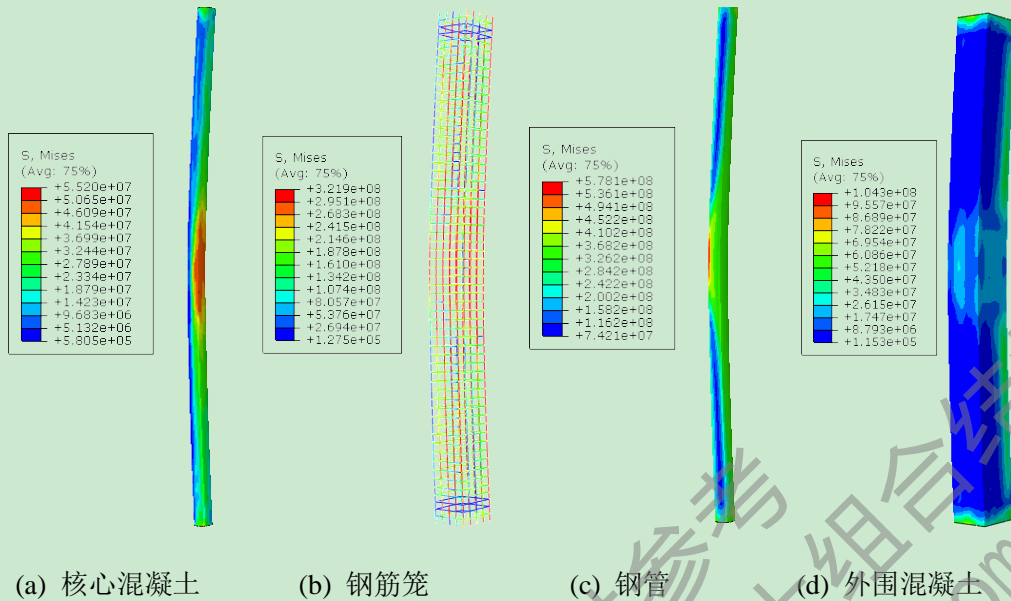


图 4.6 三面火灾作用后钢管混凝土叠合柱 Mises 应力分布

从图中可以看出，构件最终破坏时，无论是钢管、钢筋笼还是混凝土，其跨中截面的 Mises 应力都很大，钢管和纵筋以及箍筋的应力都达到了其抗拉屈服强度。但是，即便如此，处在混凝土包裹下的钢筋笼和钢管仍然具有很好的整体稳定性，并没有因为高温和外荷载作用而立即失去承载力，这也从侧面体现了钢管混凝土叠合柱具有良好的火灾后修复加固性能。

4.4 本章小结

本章通过选取合理的钢材、钢管混凝土和普通混凝土不同阶段的材性，借助 ABAQUS 有限元分析平台，主要做了如下工作：

- (1) 通过查阅和阅读大量火灾相关文献，确定了钢管混凝土叠合柱高温后阶段不同材料的热-力本构模型；
- (2) 首先运用有限元软件建立了钢管混凝土柱标准火灾作用后的有限元模型，并把计算结果与试验结果做了对比，吻合良好；基于此建立了钢管混凝土叠合柱的火灾后有限元模型，对其剩余承载力做了相应分析；
- (3) 基于上述建模方法，设计典型构件，对遭遇非均匀火灾作用后的钢管混凝土叠合柱受火性能进行了应力-应变以及变形分析。

第 5 章 考虑火灾全过程的非均匀受火钢管混凝土 叠合柱力学性能研究

5.1 引言

前几章对非均匀火灾下以及 ISO-834 标准火灾作用后钢管混凝土叠合柱的受火性能以及火灾后的剩余承载力等力学性能进行了分析,本章通过选取合理的降温段钢材和内外混凝土的材性,运用典型算例,对经历常温加载、持荷升温、持荷降温以及高温后的钢管混凝土叠合柱的火灾全过程性能进行研究。

5.2 降温过程中钢材和混凝土的应力-应变关系模型

(1) 钢材

降温过程中钢材的材性有所恢复,本文选取宋天谕(2010)^[87]的模型,具体表达式为:

$$\sigma_s = \begin{cases} E_{sc}(T, T_{\max}) \varepsilon_s & \varepsilon_s \leq \varepsilon_{yc}(T, T_{\max}) \\ \sigma_{sh}(T_{\max}) - \frac{T_{\max} - T}{T_{\max} - T_0} [\sigma_{sh}(T_{\max}) - \sigma_{sp}(T_{\max})] & \varepsilon_s > \varepsilon_{yc}(T, T_{\max}) \end{cases} \quad (5-1)$$

式中, T 为当前温度; T_{\max} 为历史最高温度; T_0 为室温, 取 20°C ;

$$f_{yc}(T, T_{\max}) = f_{yh}(T_{\max}) - \frac{T_{\max} - T}{T_{\max} - T_0} [f_{yh}(T_{\max}) - f_{yp}(T_{\max})]$$

$$\varepsilon_{yc}(T, T_{\max}) = \varepsilon_{yh}(T_{\max}) - \frac{T_{\max} - T}{T_{\max} - T_0} [\varepsilon_{yh}(T_{\max}) - \varepsilon_{yp}(T_{\max})]$$

$f_{yc}(T, T_{\max})$ 为降温过程中钢材的屈服强度;

$\varepsilon_{yc}(T, T_{\max})$ 为降温过程中钢材的屈服应变;

$E_{sc}(T, T_{\max})$ 为降温过程中钢材的弹性模量, $E_{sc}(T, T_{\max}) = \frac{f_{yc}(T, T_{\max})}{\varepsilon_{yc}(T, T_{\max})}$;

$$f_{yh}(T) = \frac{f(T, 0.001)}{0.001} \varepsilon_{yh} = 4 \times 10^{-3} f(T, 0.001) f_y;$$

$\varepsilon_{yh}(T) = \varepsilon_p = 4 \times 10^{-6} f_y$; $\sigma_{sp}(T_{\max})$ 为升温过程中钢材的强化段应力, 由式(2.1)确定

$f_{yp}(T_{\max})$ 、 $\varepsilon_{yp}(T_{\max})$ 、 $\sigma_{sp}(T_{\max})$ 为高温后钢材的屈服强度、屈服应变和强化段的应力。

(2) 混凝土

和钢材不同,降温段混凝土的材性不但没有恢复,反而更加恶化,与它所经历的历史最高温度和当前温度有关。核心钢管混凝土降温段应力-应变关系采用高温后的应力-应变关系,如式(4-2);钢管外混凝土应力-应变关系同样采用高温后应力-应变,如式(4-3)。

5.3 火灾全过程作用钢管混凝土叠合柱模型验证及力学性能分析

5.3.1 火灾全过程有限元模型验证

目前,国内外对钢管混凝土叠合柱全过程抗火性能的试验研究还比较缺乏,大都只是理论研究。上文对经历高温后自然冷却至室温的钢管混凝土叠合柱火灾后的性能做了初步探讨,本节首先对钢管混凝土柱的火灾全过程力学性能进行了数值模拟,以验证下文钢管混凝土叠合柱火灾全过程有限元模型的正确性,为钢管混凝土叠合柱非均匀受火条件下火灾全过程性能的研究奠定基础。

图 5.1 所示为火灾全过程作用力-温度-时间关系曲线,它主要包括四个阶段(杨华, 2003^[4]):

- (1) 常温段(AB): 时间 t 为 0 时刻($t=0$), 温度 T 为室温 T_0 , 对构件加载至设计值 N_0 ;
- (2) 升温段(BC): 保持荷载 N_0 不变, 时间 t 从 0 时刻增至设定时刻 t_h , 构件温度按 ISO-834 标准升温曲线由 T_0 升至 T_h ;
- (3) 降温段(CD): 继续保持荷载设计值不变, 时间由 t_h 增至 t_p (按升温时间比控制) 构件温度按 ISO-834 标准降温曲线由 T_h 降至室温 T_0 ;
- (4) 火灾后阶段(DE): 保持温度为 T_0 不变, 荷载由 N_0 开始增加, 直到构件发生破坏, 达到破坏荷载 N_u 。

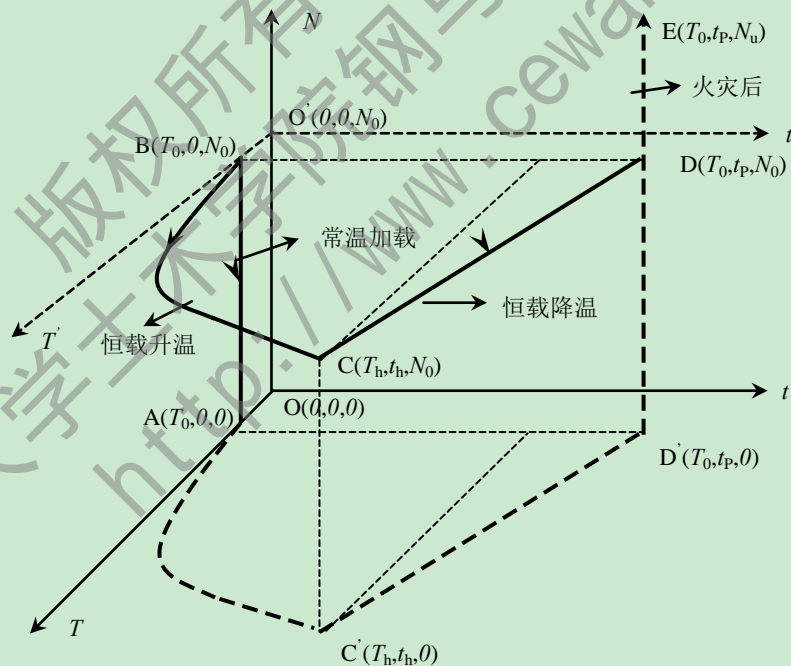


图 5.1 火灾全过程作用路径

由上图可见,火灾全过程作用时,火灾作用于建筑物是复杂的三维问题,它是温度、时间和力共同作用的结果,不同的作用路径对构件受火性能有较大的影响,本文取路径 $A \rightarrow B \rightarrow C \rightarrow D \rightarrow E$ 来进行火灾全过程性能的研究。

本节首先设计简单的钢管混凝土轴压构件,对其火灾全过程性能进行研究。算例具

体参数为： $D(B) \times t_s \times L = 219\text{mm} \times 5.3\text{mm} \times 1095\text{mm}$ ， $\lambda = 20$ ，钢材采用 Q345，混凝土强度等级取为 C60，下图是钢管混凝土柱火灾全过程荷载-轴向应变曲线。

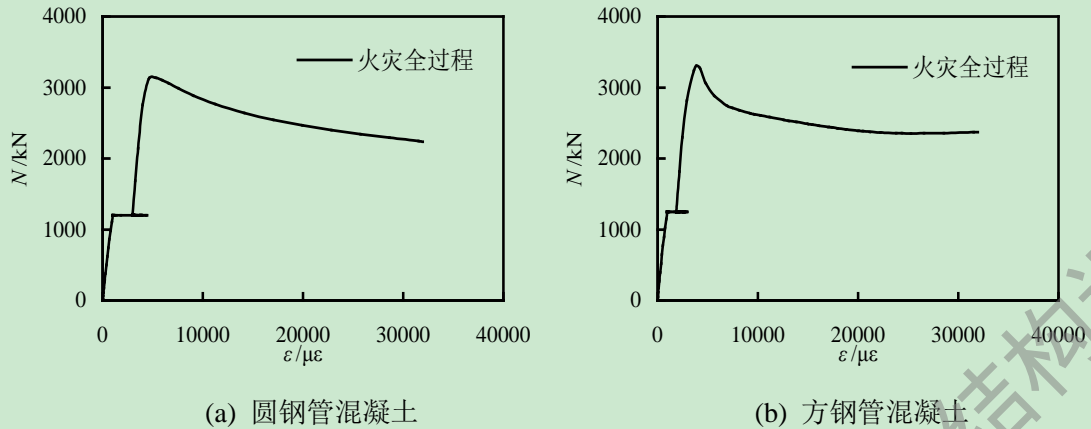


图 5.2 钢管混凝土柱火灾全过程荷载-应变关系曲线

由上图钢管混凝土柱火灾全过程 $N-\varepsilon$ 关系曲线可以看出，不论截面形式如何，与火灾下以及火灾后阶段不同的是，考虑火灾全过程作用的钢管混凝土柱荷载-应变关系曲线上存在水平段，且水平段发生了回缩现象，这主要是因为随着温度的降低，保持荷载不变，钢管的材性随着温度的降低逐渐发生了一定程度的恢复所致。

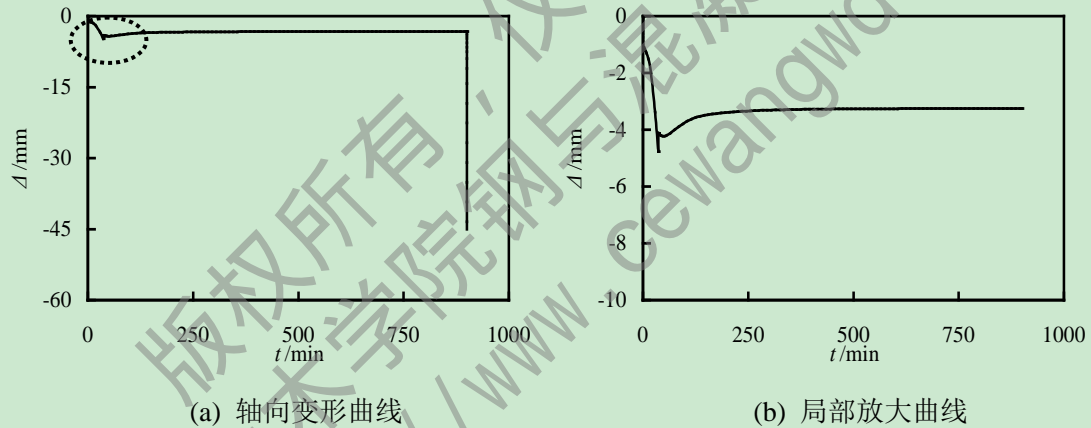


图 5.3 钢管混凝土柱轴向变形-时间关系曲线

图 5.3(a)所示为钢管混凝土柱火灾全过程轴向变形随时间的变化关系曲线，图(b)为对(a)中虚线框内变形的局部放大。由图可见，升温阶段，随着钢材和混凝土材性的不断劣化，钢管混凝土柱的轴向变形随升温时间的延长逐渐增大；进入降温阶段以后，由于钢管材性发生了一定程度的恢复，构件的轴向变形也发生了回升，如图(b)所示，变形最后趋于均匀不变。

5.3.2 均匀受火钢管混凝土叠合柱火灾全过程分析

上述对钢管混凝土柱火灾全过程的数值模拟为钢管混凝土叠合柱火灾全过程的研究奠定了基础，下面选取 Xu 和 Liu(2013)^[74]进行的 4 根钢管混凝土叠合柱在 ISO-834 火灾下的试验研究中的 SZ1-1 和 CZ2-2 构件进行火灾全过程性能的分析，构件详细参数见文献[74]。下图所示为方形和圆形截面钢管混凝土叠合柱轴向荷载-应变关系曲线：

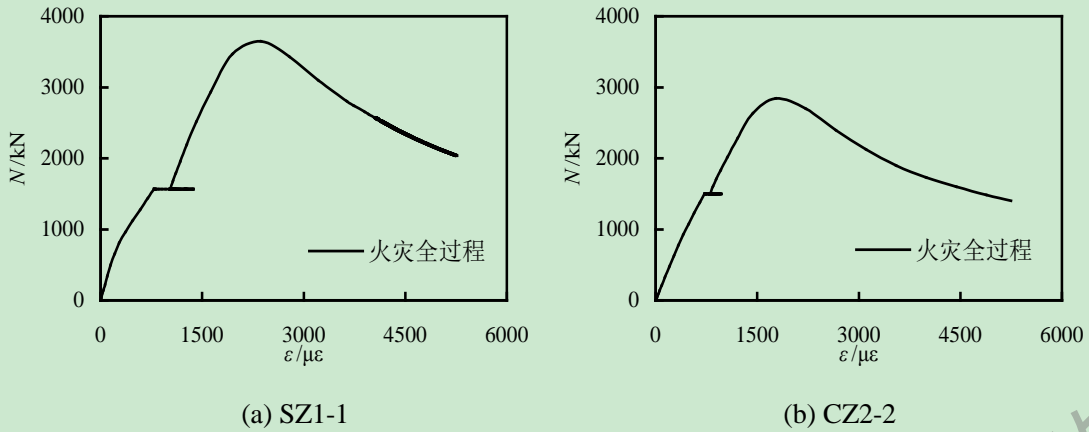


图 5.4 均匀受火钢管混凝土叠合柱火灾全过程荷载-应变关系曲线

由上图可见，和钢管混凝土柱火灾全过程类似，钢管混凝土叠合柱轴向荷载-应变关系曲线也分为常温加载阶段、持荷升温阶段、持荷降温阶段和火灾后加载破坏这四个阶段，但对于方形截面钢管混凝土叠合柱来讲，高温后再加载至破坏后荷载-变形曲线下降段不明显，这是因为经历降温段后，钢材的材性有了一定的恢复，这也在一定程度上弥补了外围混凝土因高温而发生的材性劣化。与此同时，全过程曲线水平段的长短很大程度上取决于升温时间的长短。

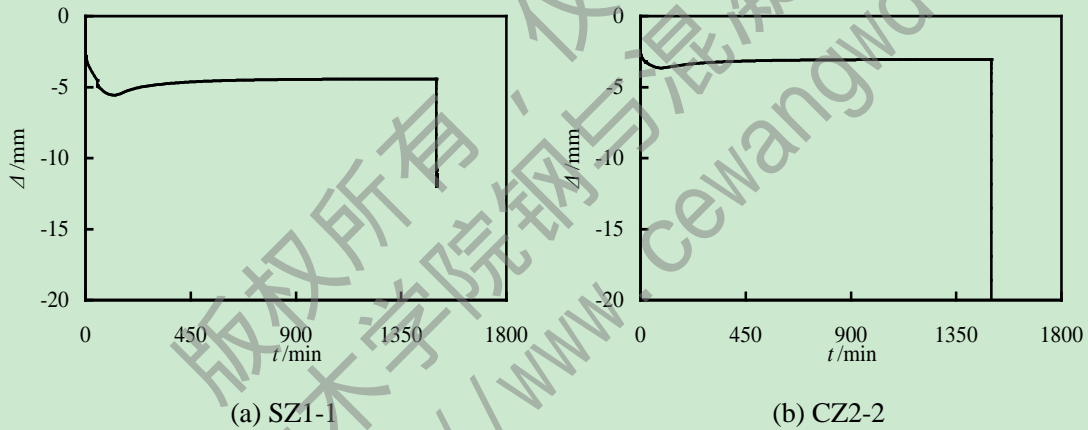


图 5.5 钢管混凝土叠合柱火灾全过程轴向变形-时间关系曲线

下面在 CZ2-2 截面上选取几个不同特征点来分析钢管混凝土叠合柱温度场的变化：

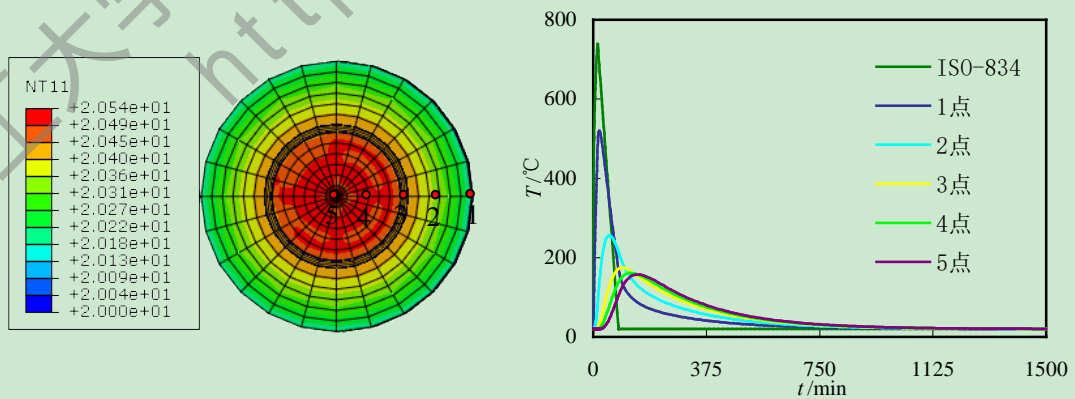


图 5.6 钢管混凝土叠合柱火灾全过程不同特征点温度-时间关系曲线

由上图可见，经历火灾全过程作用后，钢管混凝土叠合柱外围混凝土温度已经降至

室温，而内部钢管混凝土由于处在外围混凝土的包裹之中，温度比室温略高。由不同特征点温度随时间关系的变化曲线可见，叠合柱外围箍筋约束混凝土温度变化较为剧烈，其达到最高温度所对应的时间和 ISO-834 标准升降温曲线达到最高温度对应的时间一致；同时从曲线中可以明显看出，外围混凝土温度开始降低的时候，核心钢管混凝土依然处于升温段，即外界按照标准降温曲线开始降温时，内部的钢管和核心混凝土温度不降反生，温度滞后较为明显，这也可以解释许多构件没有在升温时失去承载力而发生破坏，反而在降温过程中突然破坏，因为降温过程中，内部钢管混凝土的温度在一定时间内依然在缓慢升高，材性继续在发生劣化。

5.4 考虑火灾全过程的非均匀受火钢管混凝土叠合柱力学性能分析

5.4.1 非均匀受火火灾全过程作用钢管混凝土叠合柱变形分析

上节对四面受火的钢管混凝土叠合柱火灾全过程性能进行了荷载变形以及温度场分析，由于缺乏相关实验，下面继续运用典型算例，对考虑火灾全过程的非均匀受火性能进行数值分析，研究不同受火方式对钢管混凝土叠合柱火灾全过程性能的影响。典型算例的基本条件为： $B \times D \times t \times L = 500\text{mm} \times 220\text{mm} \times 6\text{mm} \times 5800\text{mm}$ ，内外混凝土都采用 C60 混凝土($f_{cu} = 60\text{MPa}$)；钢管采用 Q345 钢材($f_y = 345\text{MPa}$)；纵向钢筋为 $16 \Phi 20$ ($f_y = 300\text{MPa}$)；箍筋采用 $\Phi 8$ (距柱两端 400mm 范围的加密区间距 80mm，非加密区 100mm) $f_y = 210\text{MPa}$ ；长细比 $\lambda = 40.2$ ；偏心距 $e = 125\text{mm}$ (偏心率 $e/r_0 = 0.5$ ；其中， $r_0 = B_0/2$)，火灾荷载比 $n = 0.6$ ，升温时间比 $t_0 = 0.6$ ($t_0 = t_h/t_R$ ，其中 t_h 为升降温临界时间， t_R 为构件的耐火极限)。

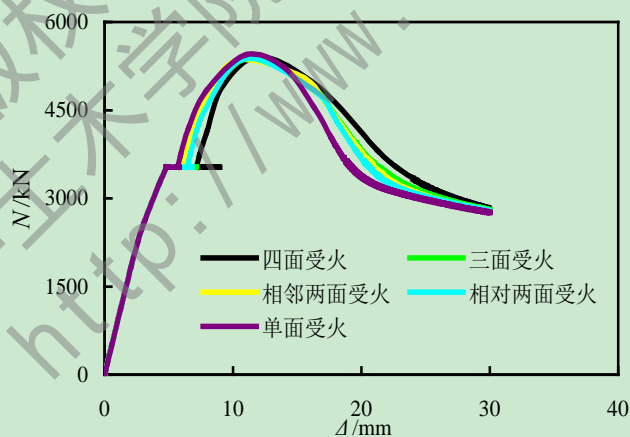


图 5.7 钢管混凝土叠合柱不同受火方式火灾全过程轴向荷载-位移关系曲线

上图 5.7 所示为不同形式火灾作用下钢管混凝土叠合柱火灾全过程荷载-轴向位移关系曲线，由图可见，不同受火方式火灾全过程曲线总体趋势一致，曲线都可以分为常温加载段、持荷升温段、降温段和高温后加载破坏这四个阶段。但是分析发现，在火灾荷载比和升温时间比都相同的情况下，从四面均匀受火、三面受火、相对两面受火、相邻两面受火到单面受火，钢管混凝土叠合柱火灾全过程曲线的平台长度依次缩短，如图

5.8 所示，这主要是因为升降温临界时间 t_h 相差不大且都很小的情况下(本算例升温时间按以上顺序依次为 15min、17.4min、16.8min、18.6min 和 28.8min)，随着受火面的减少，构件吸收的热量也随之减少，在荷载保持不变的情况下，其发生的热膨胀变形也随着内部积聚的热量减少而降低。同样，按照上述顺序，持荷降温过程中发生的轴向回缩变形也随着受火面的减少而降低，因为随着受火面的减少，构件遭受火灾损害的程度逐渐降低，其材料性能劣化程度也更小，再加上其发生的膨胀变形本来就很小，故其回缩段长度也短。

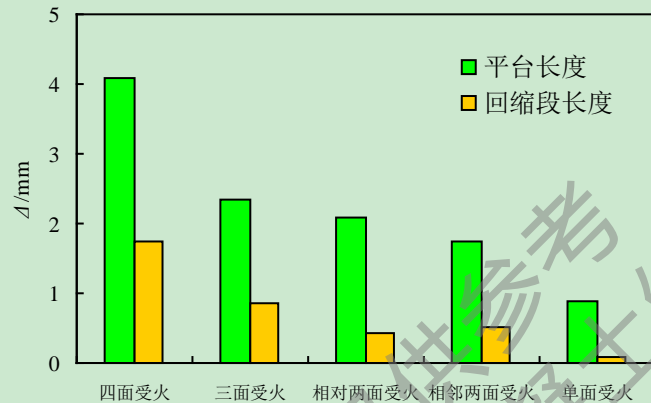


图 5.8 钢管混凝土叠合柱不同受火方式火灾全过程平台长度与回缩段长度对比

下图所示为不同火灾方式作用下钢管混凝土叠合柱火灾全过程侧向挠度随着时间的变化关系曲线：

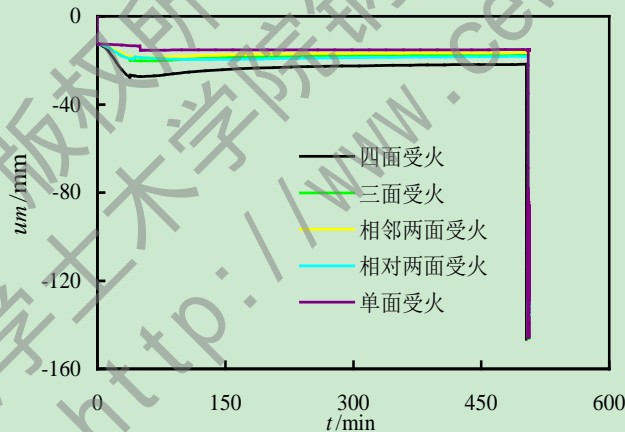


图 5.9 钢管混凝土叠合柱不同受火方式火灾全过程侧向挠度-时间关系曲线

由上图可见，和钢管混凝土柱火灾全过程侧向挠度-时间曲线类似，钢管混凝土叠合柱侧向挠度在降温过程中也发生了不同程度的回缩，而且随着受火面的减少，其挠度的回缩值也逐渐减少，进入高温后阶段后，构件跨中挠度在很短的时间内迅速增大，构件因发生过大挠曲变形而发生破坏。

5.4.2 非均匀受火火灾全过程力学性能分析

下面以钢管混凝土叠合柱三面受火火灾全过程为例，取其火灾全过程曲线上几个特

征点来对其力学性能进行研究，特征点分别为 A、B、C、D、E、F，分别对应常温开始加载时刻、常温加载结束升温开始时刻($t=0\text{min}$)、持荷升温结束时刻($t=17.4\text{min}$)、降温结束时刻($t=505\text{min}$)、高温后达到极限承载力时刻和火灾全过程结束时刻。

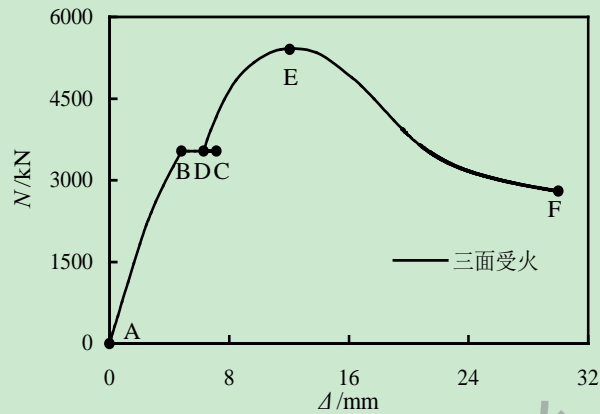


图 5.10 非均匀受火钢管混凝土叠合柱典型火灾全过程曲线

下图所示为钢管混凝土叠合柱外围箍筋约束混凝土截面在不同时刻的 Mises 应力分布情况：

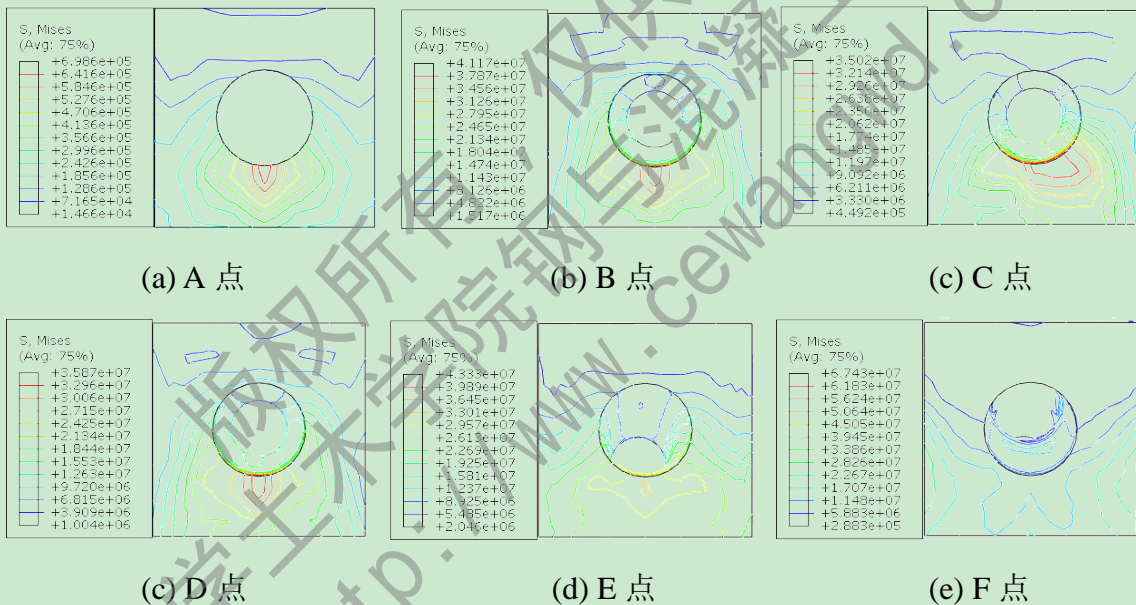


图 5.11 钢管混凝土叠合柱外围箍筋约束混凝土各特征点不同时刻 Mises 应力分布

由上面应力等值线的分布可见，在常温加载结束升温开始前，叠合柱外围箍筋约束混凝土的 Mises 应力分布比较规律，沿着中性轴呈单轴对称；随着非均匀火灾的作用，构件的温度不断升高，应力分布变得不再均匀，应力最大区域(图中红色区域)逐渐向一侧转移，如图 5.11(e)所示；在降温阶段，随着构件材性的恢复，应力最大区域又逐渐内移至核心区；在高温后阶段，应力分布又随混凝土材性的劣化变得没有规律。

下图 5.12 所示为钢管混凝土叠合柱核心混凝土截面在不同时刻的 Mises 应力分布情况：由图可见，在开始升温之前，核心混凝土应力分布比较均匀，应力最大区域偏向受压一侧；随着升降温的进行，核心混凝土由于受到外围钢筋混凝土和钢管的约束，应力分布依然还是很有规律；在高温后加载破坏阶段，核心混凝土应力不断增大，且应力最

大区域逐渐沿着柱的跨中截面转移。

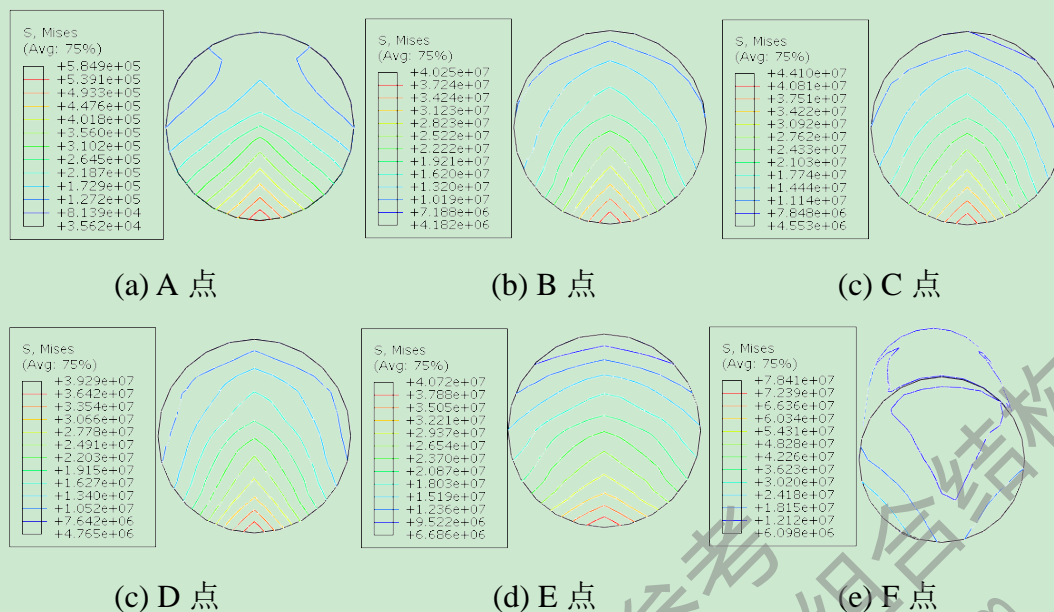


图 5.12 钢管混凝土叠合柱核心混凝土各特征点不同时刻 Mises 应力分布

图 5.13 所示为三面受火钢管混凝土叠合柱火灾全过程后内部钢管和钢筋网架 Mises 应力分布:

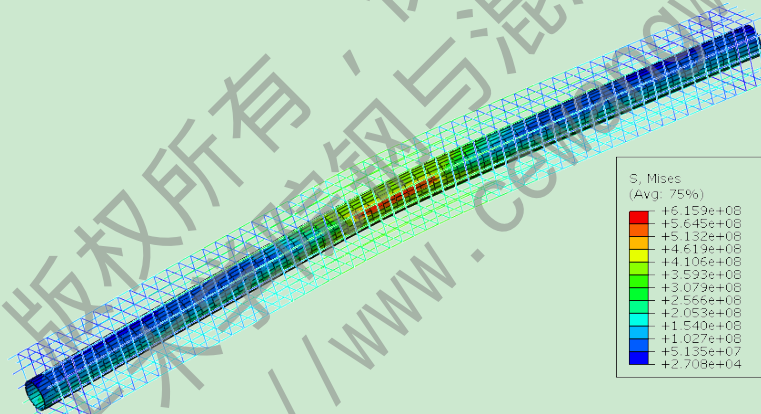


图 5.13 钢管混凝土叠合柱钢管和钢筋网架 Mises 应力分布

由上图可见, 钢管混凝土叠合柱在经历常温加载、三面受火升温、降温和高温后加载破坏后, 仍然具有良好的整体稳定性, 内部的钢管并未发生局部屈曲, 钢筋骨架也保持了良好的整体性, 叠合柱最终的破坏是由于跨中挠度急剧增大而引起的跨中截面应力过大所致。

5.5 本章小结

本章在上一章钢管混凝土叠合柱火灾后性能研究的基础之上, 主要进行了以下几个方面的工作:

- (1) 首先建立了钢管混凝土柱火灾全过程有限元分析模型, 计算发现, 内外混凝土

采用不同的降温段和高温后本构模型对计算结果有较大的影响；

(2) 基于上述发现，对适合钢管混凝土叠合柱钢管内混凝土和外围箍筋约束混凝土降温段和高温后的本构模型进行了甄选，通过对比分析和数值模拟，选取了陆洲导(1993)^[91]提出的高温后普通混凝土应力-应变关系，通过计算发现它对钢管混凝土叠合柱外围箍筋约束混凝土高温后的性能有良好的模拟效果；

(3) 选取了上述合理的本构模型后，对四面均匀受火钢管混凝土叠合柱的火灾全过程有限元模型进行了验证，发现结果良好，为叠合柱非均匀受火火灾全过程性能的研究奠定了基础；

(4) 建立了三面、两面和单面受火的钢管混凝土叠合柱火灾全过程有限元模型，对其荷载-变形关系进行了细致分析，发现从四面均匀受火、三面受火、相对两面受火、相邻两面受火到单面受火，钢管混凝土叠合柱火灾全过程曲线的平台长度依次缩短，持荷降温过程中发生的轴向回缩变形也随着受火面的减少而降低；

(5) 在典型的三面受火火灾全过程曲线上选取了6个特征点，对各个特征点处的应力变化发展进行了分析。

第 6 章 结论与展望

随着现代建筑物向着更高的层数和更大的体型发展,建筑构件的防火性能正越来越受到人们的广泛关注,随着钢管混凝土叠合柱在高层以及超高层建筑中的逐渐应用,其防火性能也显得尤为重要。本文在前人工作的基础上,首先搜集整理了有关钢管混凝土叠合柱的实验数据,然后利用 ABAQUS 有限元分析软件对钢管混凝土叠合柱常温下轴压、偏压和纯弯力学性能进行了计算和分析,并与相关实验做了对比;随后对钢管混凝土叠合柱在不同火灾作用下的温度场进行了细致分析;最后对非均匀火灾作用下、ISO-834 标准火灾作用后以及考虑火灾全过程作用的钢管混凝土叠合柱的力学性能进行了深入细致的研究,下面对本文得出的主要结论做简要归纳:

1 结论

(1) 进行常温力学性能研究时,采用钱稼茹老师提出的分上升段和下降段的外围箍筋约束混凝土本构模型能较好的模拟钢管混凝土叠合柱轴压、偏压和纯弯力学性能;

(2) 钢管混凝土叠合柱在达到峰值荷载之后,轴力下降到一定数值时,应变增长而轴力基本保持不变,表现出良好的延性性能,这表明钢管混凝土叠合柱在轴压荷载作用下外层混凝土剥落以后,核心钢管混凝土还能继续承担一定的轴力,可以起到一定结构震后抗倒塌的作用;

(3) 钢管混凝土叠合偏压试件会出现偏心受力不均匀而发生局部破坏,端部的外包钢筋混凝土有可能被压溃破坏,此时受压侧的钢管混凝土会退出工作,同时钢管混凝土叠合柱的极限承载力,随偏心距的增大而逐渐降低,但其下降速度有所减缓,且偏心距越大,残余承载力占极限承载力的比重越大;

(4) 四面均匀受火条件下,不论是钢筋混凝土柱、钢管混凝土柱还是钢管混凝土叠合柱,截面温度场分布都为双轴对称,温度最低区域都位于截面中心;单面、相邻两面和三面受火条件下,它们的截面温度分布都为单轴对称(相对两面受火为双轴对称),温度最低区域都偏向背火面,背火面温度显著低于受火面;

(5) 在不同的受火时间内,钢管混凝土叠合柱截面温度场均表现出外高内低的趋势,截面角部温度最高,接近混凝土表面区域温度梯度较大,内部温度变化区域平缓。

(6) 对于相邻两面受火和三面受火,角部混凝土温度变化最为剧烈,而此时背火面温度还没有变化,随着受火时间的延长,受火面热量通过热传导方式不断向背火面传递,致使高温区域不断向背火面转移。此时钢管混凝土叠合柱将形成截面强度偏心和温度应变或温度应力不对称;

(7) 不论哪种受火形式,钢管混凝土叠合柱的轴向变形-时间关系曲线都表现为常温阶段的压缩,受火阶段的膨胀、压缩和突然破坏这四个阶段;

(8) 在火灾作用下,内部核心钢管混凝土的存在有效的避免了钢管发生局部屈曲,

钢管混凝土叠合柱表现出良好的塑性和整体稳定性，在温度应力和偏心荷载作用下最终发生整体失稳破坏；

(9) 非均匀火灾作用下，钢管混凝土叠合柱中各组分会因为各自不同的比热容、热膨胀系数、密度和导热系数而产生不同的温度应力和热膨胀变形；同时材料性能因高温而发生退化的程度也不一致，这会造成叠合柱截面出现内力重分布；

(10) 在非均匀火灾作用下，火灾荷载比、构件截面尺寸、长细比以及外围箍筋约束混凝土强度对钢管混凝土叠合柱的耐火极限有较大影响，而钢管屈服强度以及核心混凝土强度对其耐火极限的影响较小；

(11) 不同类型的受火方式对钢管混凝土叠合柱火灾后的承载力和刚度影响不尽相同，没有明显的规律性；非均匀火灾作用后，钢管混凝土叠合柱的破坏形式以及强度、刚度变化都与四面均匀受火不同。并且非均匀火灾作用使得钢管混凝土叠合柱对荷载偏心的大小及位置更为敏感；

(12) 经历火灾全过程作用后，钢管混凝土叠合柱外围箍筋约束混凝土达到最高温度所对应的时间和 ISO-834 标准升降温曲线达到最高温度对应的时间一致，而外围混凝土温度开始降低的时候，核心钢管混凝土依然处于升温段，即外界按照标准降温曲线开始降温时，内部的钢管和核心混凝土温度不降反升，温度滞后较为明显；

(13) 在火灾荷载比和升温时间比都相同的情况下，从四面均匀受火、三面受火、相对两面受火、相邻两面受火到单面受火，钢管混凝土叠合柱火灾全过程曲线的平台长度依次缩短，持荷降温过程中发生的轴向回缩变形也随着受火面的减少而降低。

2 展望

鉴于本人认识水平、专业素养和一些科研条件的限制，对非均匀受火条件下钢管混凝土叠合柱考虑火灾全过程的研究还处于初步阶段，还有待深入研究，建议在本文工作的基础上做以下几个方面的研究：

(1) 在数值模拟过程中，采用更加合理的材料本构模型，将外围箍筋约束混凝土和其最外层素混凝土分开选取，以期得到较好的模拟效果；

(2) 目前国内对钢管混凝土叠合柱抗火的试验研究还比较少，只有少数学者做了其火灾下的试验，建议进行一些火灾后乃至火灾全过程的试验研究，以便实践检验理论，让理论更好的去指导实践；

(3) 在计算过程发现，采用实体建模不仅耗费时间，而且计算结果不够精确，可以尝试考虑纤维梁单元法计算钢管混凝土叠合柱常温和火灾下的力学性能，这样不仅可以节约大量时间，而且可以取得较好的模拟效果；

(4) 可以进行一些非均匀火灾作用后钢管混凝土叠合柱抗震性能的研究，看看其火灾后抗倒塌性能与钢管混凝土柱以及型钢混凝土柱受火后有多大优势。

参考文献

- [1] 中华人民共和国国家标准 GB50010-2002. 混凝土结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- [2] 林立岩, 李庆钢. 钢管混凝土叠合柱的设计概念与技术经济性分析[J]. 建筑结构, 2008, 38(3): 17-22.
- [3] 李惠, 吴波, 林立岩. 钢管高强混凝土叠合柱的抗震性能研究[J]. 地震工程与工程振动, 1998, 18(1): 45-53.
- [4] 杨华. 火灾作用下(后)钢管混凝土柱力学性能研究[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学博士学位论文. 2003.
- [5] 洪哲, 陶忠. 劲性钢管混凝土组合柱在我国的研究进展[J]. 福州大学学报(自然科学版), 2005, 33(增刊): 316-320.
- [6] 互动百科. 火灾. <http://www.baik.com/wiki/火灾>.
- [7] <http://www.stats.gov.cn/tjsj/ndsj/2012/indexch.htm>.
- [8] 中华人民共和国国家标准 GB/T 9978-1999. 建筑构件耐火试验方法, 国家质量技术监督局. 北京: 中国标准出版社, 1999.
- [9] El-dash, K.M., Ahmad, S.H. A model for the stress-strain relationship of rectangular confined normal and high strength concrete columns[J]. Materials and Structures, 1994, 27(10):572-579.
- [10] 李惠, 王震宇, 吴波. 钢管高强混凝土叠合柱的轴力分配及名义轴压比限值分析[J]. 世界地震工程, 1999, 15(2): 1-8.
- [11] 林拥军, 程文灏, 徐明等. 配有圆钢管的钢管混凝土柱轴压比限值的试验研究[J]. 土木工程学报, 2001, 34(6): 23-28.
- [12] 蔡健, 谢晓锋, 杨春等. 核心高强钢管混凝土柱轴压性能的试验研究[J]. 华南理工大学学报(自然科学版), 2002, 30(6): 81-85.
- [13] 幸坤涛, 赵国藩, 岳清瑞. 高强钢管混凝土核心柱轴压短柱的承载力研究[J]. 钢结构, 2002, 17(57): 18-21.
- [14] Campione, G., La Mendola, L., Sanpaolesi, L., Soibilia, N. Behavior of fiber reinforced concrete-filled tubular columns in compression[J]. Materials and Structures, 2002, 35(6): 332-337.
- [15] 林永安, 谢晓锋. 钢管混凝土核心短柱轴心受压承载力的研究[J]. 广东土木与建筑, 2003年第1期: 21-23.
- [16] 林拥军, 程文灏, 李洁. 配有圆钢管的钢管混凝土短柱轴心受压正截面受压承载力的试验研究[J]. 四川建筑科学研究, 2003, 29(4): 11-13, 16.
- [17] Légeron F, Paultre P. Uniaxial confinement model for normal and high-strength concrete columns[J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 2003, 129(2): 241-252.
- [18] 林拥军, 冯远, 官庆等. 配有圆钢管的钢管混凝土柱的设计方法[J]. 建筑结构, 2004, 34(1): 13-15, 26.
- [19] Kenji Sakino, Hiroyuki Nakahara, Shousuke Morino, Isao Nishiyama. Behavior of Centrally Loaded

- Concrete-Filled-Steel-Tube Short Columns[J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 2004, 130(2): 180-188.
- [20] 聂建国, 赵洁, 柏宇等. 钢管混凝土核心柱轴压极限承载能力[J]. 清华大学学报(自然科学版), 2005, 45(9): 1153-1156.
- [21] 聂建国, 赵洁, 柏宇等. 钢管混凝土核心柱轴压组合性能分析[J]. 土木工程学报, 2005, 38(9): 9-13.
- [22] 徐亚丰, 姜桂兰, 向常艳等. 轴心受压下钢骨-钢管混凝土组合短柱承载力研究[J]. 沈阳建筑大学学报(自然科学版), 2005, 21(6): 640-643.
- [23] 陈周熠, 易伟建, 赵国藩等. 带圆钢管的劲性高强混凝土轴压短柱的承载力及可靠度分析[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2005, 32(4): 6-11.
- [24] 康洪震, 钱稼茹. 钢管混凝土叠合柱轴压强度试验研究[J]. 建筑结构, 2006, 36(增刊): 22-25.
- [25] 周君, 楼文娟, 孙军花. 内配圆钢管的钢骨混凝土核心柱承载性能参数分析[J]. 工程力学, 2007, 24(7): 128-133.
- [26] 冯颖慧, 楼文娟, 俞锐. 钢管高强混凝土核心柱轴心受压复合刚度试验研究[J]. 浙江建筑, 2007, 24(8): 32-35.
- [27] Mouli, M., Khelafi, H. Strength of short composite rectangular hollow section columns filled with lightweight aggregate concrete[J]. Engineering Structures 29(2007) :1791-1797.
- [28] 徐亚丰, 向常艳, 赫芳. 钢骨-钢管混凝土组合柱轴压组合刚度分析[J]. 钢结构, 2008, 23(11): 13-15.
- [29] 尧国皇, 黄用军, 宋宝东等. 采用塑性损伤模型分析钢-混凝土组合构件的静力性能[J]. 建筑钢结构进展, 2009, 11(3): 12-18.
- [30] Han, L.H., Liao, F.Y., Tao, Z., Hong, Z. Performance of concrete filled steel tube reinforced concrete columns subjected to cyclic bending[J]. Journal of Constructional Steel Tube, 65(2009): 1607-1616.
- [31] 廖飞宇, 韩林海. 方形钢管混凝土叠合柱的力学性能研究[J]. 工程力学, 2010, 27(4): 153-162.
- [32] 刘洁, 王正中. 钢管混凝土核心短柱轴压荷载-变形非线性分析[J]. 辽宁工程技术大学学报(自然科学版), 2010, 29(2): 224-227.
- [33] 吕天启, 赵国藩. 内(圆)钢管增强方钢管混凝土偏压柱极限承载力分析数值方法[J]. 大连理工大学学报, 2001, 41(5): 612-616.
- [34] 李鹏. 钢管高强混凝土核心柱受压性能试验与理论研究[D]. 浙江: 浙江大学, 2005.
- [35] Wang Wei. Ultimate Capacity Analysis of Concrete Filled Steel Tubular Structure Under Eccentric Compression[J]. International Conference On Transportation Engineering, 2009, 1481-1486.
- [36] 陈联盟. 外包混凝土钢管混凝土柱极限承载力分析[J]. 四川建筑科学研究, 2009, 35(1): 81-83.
- [37] 王犇. 钢管混凝土叠合柱偏心受压试验研究及承载力计算分析[D]. 太原: 太原理工大学, 2011.
- [38] 李永进, 廖飞宇. 钢管混凝土叠合柱偏压工作性能研究[J]. 广西大学学报(自然科学版), 2012, 37(6): 1083-1088.
- [39] 钱稼茹, 王刚, 赵作周等. 钢管高强混凝土构件截面弯矩-曲率全曲线研究[J]. 工业建筑, 2004, 34(8): 70-72.

- [40]关萍,王清湘,吴寅. 钢骨-钢管高强混凝土组合构件抗弯承载力计算[J]. 工程建设与设计, 2005 年第11期: 28-29.
- [41]王刚,钱稼茹,林立岩. 钢管混凝土叠合构件受弯性能分析[J]. 工业建筑, 2006, 36(2): 68-71.
- [42]Lie, T.T., Irwin, R, J. Fire Resistance of Rectangular Steel Columns Filled With Bar-Reinforced Concrete[J]. Journal of Structural Engineering, 1995, 121: 797-805.
- [43]韩林海,徐蕾. 带保护层方钢管混凝土柱耐火极限的试验研究[J]. 土木工程学报, 2007, 33(6): 63-69.
- [44]李国强,贺军利. 火灾下钢管混凝土构件温度内力分析与实用计算[J]. 建筑钢结构进展, 2002, 4(2): 36-40.
- [45]陆洲导,徐朝晖. 火灾下钢骨混凝土柱温度场分析[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2004, 32(9): 1121-1125.
- [46]杨有福,韩林海. 矩形钢管混凝土柱的耐火性能和抗火设计方法[J]. 建筑结构学报, 2004, 25(1): 25-35.
- [47]Kodur, V.K.R. 2005, Achieving Fire Resistance Through Steel-Concrete Composite Construction[C]. Structures Congress and the Forensic Engineering Symposium.
- [48]温林海,余志武,丁发兴. 高温下钢管混凝土温度场的非线性有限元分析[J]. 铁道科学与工程学报, 2005, 2(5): 32-35.
- [49]郑永乾,韩林海. 钢骨混凝土柱的耐火性能和抗火设计方法(I). 建筑钢结构进展, 2006, 8(2): 22-29.
- [50]陆洲导,余江涛,徐朝晖. 钢骨混凝土抗火性能非线性分析[J]. 同济大学学报: 自然科学版, 2006, 34(11): 1445-1450.
- [51]徐蕾,姚熊亮. 方钢管配筋混凝土柱耐火极限影响因素分析及实用计算方法研究[J]. 工业建筑, 2006, 36(11): 37-41.
- [52]郑永乾,韩林海. 钢骨混凝土柱的耐火性能和抗火设计方法(II). 建筑钢结构进展, 2006, 8(3): 24-33.
- [53]丁发兴,余志武,蒋丽忠. 火灾下圆钢管混凝土柱非线性有限元分析[J]. 计算力学学报, 2007, 24(6): 840-845.
- [54]冯颖慧,沈陶,楼文娟等. 内配圆钢管的钢骨混凝土柱火灾后剩余承载力研究[J]. 工业建筑, 2008, 38(3): 16-19.
- [55]Kyungsoo Chung, Suhee Park, Sungmo Choi. Fire Resistance of Concrete Filled Square Steel Tube Columns Subjected to Eccentric Axial Load[J]. Steel Structures, 2009, 9: 69-76.
- [56]吴晓莉,韩金生,程文灏. 配筋钢管混凝土柱抗火性能试验研究[J]. 东南大学学报: 自然科学版, 2009, 39(增刊II): 174-178.
- [57]Martins, A.M.B., Rodrigues, J.P.C. Fire resistance of reinforced concrete columns with elastically restrained thermal elongation[J]. Engineering Structures 32(2010) 3330-3337.
- [58]Han, L.H., Wang, W.H., Yu, H.X. Experimental behavior of reinforced concrete(RC) beam to concrete-filled steel tubular(CFST) column frames subjected to ISO-834 standard fire[J]. Engineering

- structures, 2010, (32): 3130-3144.
- [59] 韩伟平, 廖飞宇, 王国辉等. 方形薄壁钢管混凝土柱的耐火性能研究[J]. 消防科学与技术, 2011, 30(1): 1-3.
- [60] 杨华, 张素梅. 相邻两面受火的方钢管混凝土柱截面温度场研究[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2005, 37(增刊1): 404-407, 454.
- [61] 吴波, 唐贵和, 王超. 不同受火方式下混凝土柱耐火性能的试验研究[J]. 土木工程学报, 2007, 40(4): 27-31.
- [62] 杨华, 吕学涛, 张素梅. 单面受火的矩形钢管混凝土柱截面温度场分析[J]. 天津大学学报, 2010, 43(5): 392-399.
- [63] 杨华, 刘发起, 吕学涛, 张素梅. 三面受火的矩形钢管混凝土柱受力机理与耐火极限[J]. 建筑钢结构进展, 2011, 13(6): 56-63.
- [64] 李丽丽, 毛小勇. 三面受火型钢混凝土柱耐火极限的试验研究[J]. 苏州科技学院院报(工程技术版), 2011, 24(2): 55-59.
- [65] 毛小勇, 李丽丽, 高伟华等. 三面受火小偏压SRC柱耐火极限试验[J]. 哈尔滨工程大学学报, 2012, 33(1): 52-56, 66.
- [66] 吕学涛, 杨华, 张素梅. 相对两面受火方钢管混凝土耐火极限[J]. 工业建筑, 2012, 42(6): 148-152.
- [67] 吕学涛. 非均匀受火的方钢管混凝土柱抗火性能与设计[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学博士学位论文. 2010.
- [68] 吕天启, 赵国藩. 内(圆)钢管增强方钢管混凝土偏压柱温度场分析及耐火极限计算[J]. 工业建筑, 2003, 33(7): 62-65.
- [69] 刘东坡. 火灾下钢管混凝土叠合柱轴压性能非线性分析[D]. 长安大学硕士学位论文. 2007.
- [70] 冯颖慧, 沈陶, 楼文娟, 周君. 内配圆钢管的钢骨混凝土柱火灾后剩余承载力研究[J]. 工业建筑, 2008, 38(3): 16-19.
- [71] 周君. 钢骨混凝土核心柱温度场及高温后剩余承载力性能研究[J]. 特种结构, 2009, 29(4): 35-39.
- [72] 刘东坡, 武建伟, 常光明等. 火灾下钢管混凝土叠合柱温度场分布规律研究[J]. 皖西学院学报, 2009, 25(2): 109-112.
- [73] 徐蕾, 刘玉彬. 火灾下配有钢管的钢骨混凝土柱温度场有限元分析[J]. 防灾减灾工程学报, 2012, 33(增刊1): 15-19.
- [74] Xu, L., Liu, Y.B. Concrete Filled Steel Tube Reinforced Concrete(CFSTRC) Columns Subjected to ISO-834 Standard Fire: Experiment[J]. Advances in Structural Engineering, 2013, 16(7): 1263-1282.
- [75] 霍静思, 韩林海. ISO-834标准火灾作用后钢管混凝土轴压刚度和抗弯刚度的研究[J]. 工业建筑, 2004, 34(1): 21-25.
- [76] 王景玄, 王文达, 张鹏鹏. 考虑火灾全过程的钢管混凝土柱数值模拟[J]. 哈尔滨工业大学学报, 44(Sup.1): 266-269.
- [77] Song T Y, Han L H and Yu H X. Concrete filled steel tube stub columns under combined temperature and loading[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2010, 66(3): 369-384.
- [78] 杜二峰, 毛小勇, 舒赣平. 轴心受压SRC柱受火全过程数值分析. 消防科学与技术[J], 2011,

- 30(6): 460-462.
- [79] 候进学, 毛小勇. 考虑升降温作用的高温后型钢混凝土偏压柱受力性能试验研究. 苏州科技学院学报[J], 2010, 23(4): 21-25.
- [80] 林拥军. 配有圆钢管的钢骨混凝土柱的试验研究[D]. [博士学位论文]. 南京: 东南大学, 2002.
- [81] 李永进. 新型钢-混凝土叠合结构应用的若干关键问题研究[D]. 清华大学博士后研究报告. 2011.
- [82] 裴万吉. 复式钢管混凝土柱力学性能研究[D]. [博士学位论文]. 西安: 长安大学, 2005.
- [83] 王志浩, 成戎. 复合方钢管混凝土短柱的轴压承载力[J]. 清华大学学报(自然科学版), 2005, 45(12): 1596-1599, 1612.
- [84] 钱稼茹, 张扬, 纪晓东等. 复合钢管高强混凝土短柱轴心受压性能试验与分析[J]. 建筑结构学报, 2011, 32(12): 162-169.
- [85] 周君. 内配圆钢管的钢骨混凝土核心柱常温及火灾后轴压性能研究[D]. [硕士学位论文]. 浙江: 浙江大学, 2006.
- [86] 韩林海. 钢管混凝土结构-理论与实践(第二版)[M]. 北京: 科学出版社, 2007.
- [87] 宋天诣. 火灾后钢-混凝土组合框架梁-柱节点的力学性能研究[D]. 清华大学博士学位论文. 2010.
- [88] 钱稼茹, 程丽荣, 周栋梁. 普通箍筋约束混凝土柱的中心受压性能[J]. 清华大学学报(自然科学版), 2002, 42(10): 1369-1373.
- [89] 徐玉野. 钢筋混凝土柱在高温下的数值模拟[J]. 建筑科学, 2005, 21(6): 41-44.
- [90] Lie T T, Lin T D, Allen D E, Abrams M S. Fire resistance of reinforced concrete columns. Division of Building Research, DBR Report, No.1167, National Research Council of Canada, Ottawa, 1984.
- [91] Lie, T.T., Chabot, M. Experimental studies on the fire resistance of hollow steel columns filled with Bar-Reinforced concrete. Ottawa, Canada: NPC-CNRC Internal Report, 1992, No.628.
- [92] 成晓娟. 轴压型钢混凝土(SRC)柱抗火全过程试验研究[D]. 苏州科技学院硕士学位论文. 2010.
- [93] 刘发起. 三面受火的矩形钢管混凝土柱抗火性能研究[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学硕士学位论文. 2010.
- [94] 李丽丽. 小偏心荷载作用下三面受火型钢混凝土(SRC)柱耐火极限研究[D]. 苏州科技学院硕士学位论文. 2011.
- [95] Kodur, V.K.R.; Bisby, L.A.; Green, M.F. Fire endurance of FRP-strengthened reinforced concrete columns[R]. National Research Council of Canada, 2004.
- [96] 成仁美, 李守雷. 三面受火足尺钢筋混凝土轴压柱的力学性能试验研究[J]. 四川建筑科学研究, 2008, 34(2): 56-59.
- [97] 高伟华. 大偏心荷载作用下三面受火SRC柱耐火极限研究[D]. 苏州科技学院硕士学位论文. 2011.
- [98] 陆洲导, 朱伯龙, 谭玮. 钢筋混凝土梁在火灾后加固修复研究. 土木工程防灾国家重点实验室论文集, 1993: 152-162.

致谢

甲子山景色依旧，宜海湖绿水长流，不经意间，我已与母校兰州理工大学共度了七个春秋！七年，人生最美好的一段年华，我在这里成长、奋斗、收获、沉淀着我的人生。多年的求学生涯将在这个美丽的季节划上句号，而于我的人生只是一个逗号，我将满怀信心与期望，踏上人生的又一征程。这里，我要感谢我的母校七年来对我无私的给予和培养。

随着本文落下最后一个字符，饱含我三年心血的论文终于就要完稿了，在论文即将付梓之际，思绪万千，心情久久不能平静。想想一路走的虽辛苦，但看着充实饱满的论文，却也欣慰。这里我要特别感谢导师王文达教授和徐蕾教授三年来对我论文的悉心指导，论文能够顺利完成，凝聚了恩师大量的心血。我虽然不是你们最出色的学生，但您们一直是最受我敬仰的教师。您们有着渊博的学识、深邃的思想和严谨的治学风范，在这三年里，您们教会了我很多，让我学会了持之以恒，学会了如何自主、独立的去思考，如何从点滴的小事做起来成就非凡！这里，我向您们致以最诚挚的谢意！

感谢组合结构课题组史艳莉副教授和张鹏鹏老师，你们在生活与学习上都给了我很多指导与帮助，感谢师兄王景玄、包延红、孙战伟、魏国强、王亚伟和师姐未晓丽、黄秋秋，两年多的陪伴你们教会了我很多，在课题上给了我很多的建议和帮助，让我少走了许多的弯路；感谢同窗杨全全、李华伟、张海龙、肖会霞和杨金娟以及舍友雷鲁、杨俊三年来的关怀与帮助，使我的研究生求学生涯变得多姿多彩，和你们的交流和讨论，让我对课题有了很多新的认识和想法；感谢师弟宋子龙、车向龙和师妹韩祎、张敏，和你们的交流，激发了我对你们课题的浓厚兴趣，拓展了我的科研视野，谢谢你们！

感谢爷爷奶奶对我的疼爱，感谢我的父亲母亲，焉得谖草，言树之背，养育之恩，无以回报，没有你们在背后的默默付出与关爱，我的求学之路就不会顺利完成。谢谢哥哥和嫂子对我求学之路的理解与支持，你们永远健康快乐是我最大的心愿！

最后，感谢女友张军兰对我一直以来的理解与关爱，正是你的鼓励与爱让我一路扬帆、勇往直前！

感谢多年来所有关心帮助我的老师、朋友和同学，感谢所有参与我论文评审的专家和教授。

本文得到国家自然科学基金项目(编号：51378094)、甘肃省高等学校科研项目(2013A-032)、辽宁省科学技术自然科学基金项目(2013020107)和辽宁省高等学校优秀人才支持计划(LJQ2013130)的资助，特此致谢。

王明涛

2014年5月于工大

附录 A：在学期间发表的学术论文和参与的科研项目

在学期间发表的学术论文：

- [1] 徐蕾, 王明涛, 王文达. 钢管混凝土叠合柱非均匀受火性能研究. 自然灾害学报, 2013. (已录用)
- [2] 王文达, 李华伟, 王景玄, 包延红, 张海龙, 王明涛. 钢与混凝土材料应力应变关系计算软件. 软件著作权编号: 2014SR031087.

在学期间参与的科研项目：

- [1] 国家自然科学基金(编号: 51378094): 项目参加人, 2010.1-2012.12
- [2] 甘肃省高等学校科研项目(2013A-032): “内配型钢钢管混凝土构件抗火性能研究”, 项目参加人, 2013.7-2015.6, 在研。
- [3] 辽宁省科学技术自然科学基金项目(2013020107), 项目参加人。
- [4] 辽宁省高等学校优秀人才支持计划(LJQ2013130), 项目参加人。