

学校代号 10731

学 号 092081402023

分 类 号 TU398

密 级 公 开



硕士学位论文

考虑火灾全过程的钢管混凝土组合 框架力学性能研究

学位申请人姓名 王景玄

培 养 单 位 土木工程学院

导师姓名及职称 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 2011年10月18日

学校代号：10731

学 号：092081402023

密 级：公开

兰州理工大学硕士学位论文

**考虑火灾全过程的钢管混凝土组合
框架力学性能研究**

学位申请人姓名：王景玄

导师姓名及职称：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：2011 年 10 月 18 日

论文答辩日期：2011 年 12 月 14 日

答辩委员会主席：滕文川 教授级高工

**Behavior of Concrete-filled Steel Tubular Composite Frame
after Exposure to Overall Stage of Fire**

By

WANG Jingxuan

B.E. (Lanzhou University of Technology) 2009

A thesis submitted in partial satisfaction of the

Requirements for the degree of

Master of Engineering

in

Structural Engineering

in the

School of Civil Engineering

of

Lanzhou University of Technology

Supervisor

Professor Wang Wenda

December, 2011

目 录

摘 要	I
ABSTRACT	II
第 1 章 绪 论.....	1
1.1 火灾的危害	1
1.2 钢管混凝土的特点及发展现状	2
1.2.1 钢管混凝土结构的特点	2
1.2.2 钢管混凝土的发展现状	3
1.3 课题研究的意义	4
1.4 相关课题的研究现状	4
1.4.1 常温下钢管混凝土结构性能研究	5
1.4.2 钢管混凝土结构温度场研究	7
1.4.3 火灾下钢管混凝土结构性能研究	9
1.4.4 考虑火灾降温段影响钢管混凝土结构性能的研究	11
1.4.5 火灾作用后钢管混凝土结构性能的研究	12
1.4.6 火灾全过程钢管混凝土结构性能研究	14
1.5 文献综述小结	16
1.6 课题研究内容和拟解决的关键性问题	17
1.6.1 研究内容	17
1.6.2 拟解决的关键性问题	17
第 2 章 钢管混凝土组合框架温度场分析	19
2.1 概述	19
2.2 温度场计算的有限元模型建立	19
2.2.1 火灾模型	19
2.2.2 热传导方式与定解条件	20
2.2.3 热传导模型界面处理	22
2.2.4 单元类型的划分与选取	22
2.2.5 温度场后处理	22
2.2.6 材料的热工参数	22
2.3 温度场算例分析	28
2.3.1 钢管混凝土构件截面温度场算例分析	28
2.3.2 钢管混凝土组合框架温度场算例分析	32
2.4 本章小结	39

第 3 章 考虑火灾全过程的钢管混凝土组合框架的力学分析模型	40
3.1 概述	40
3.2 材料本构模型	40
3.2.1 钢材本构关系模型	40
3.2.2 核心混凝土本构关系模型	44
3.2.3 钢筋混凝土楼板中混凝土本构模型	47
3.3 考虑火灾全过程钢管混凝土组合框架模型的建立	49
3.3.1 边界条件	49
3.3.2 分析步设置以及加载方式	50
3.3.3 单元选取、网格划分以及界面处理方法	50
3.3.4 不同温度阶段材料本构关系模型的转化	51
3.4 钢管混凝土构件受火算例分析	51
3.4.1 火灾下钢管混凝土柱耐火极限分析	51
3.4.2 火灾后钢管混凝土柱受火分析	53
3.4.3 火灾全过程钢管混凝土柱力学分析	55
3.5 钢管混凝土组合框架受火算例分析	58
3.6 火灾全过程后框架水平荷载 (P) - 变形 (Δ) 关系分析	62
3.7 本章小结	64
第 4 章 考虑火灾全过程的组合框架力学性能参数分析	66
4.1 概述	66
4.2 组合框架 P - Δ 曲线参数分析	66
4.2.1 火灾荷载比 (n)	67
4.2.2 升温时间比 (t_0)	68
4.2.3 含钢率 (α)	68
4.2.4 柱保护层厚度 (a)	69
4.2.5 钢材屈服强度 (f_y)	69
4.2.6 混凝土强度 (f_{cu})	70
4.2.7 柱长细比 (λ)	70
4.3 本章小结	71
结论与展望	72
参考文献	74
致谢	80
附录A 攻读硕士学位期间发表的学术论文目录	81
附录B 攻读硕士学位期间参加的科研项目	82

摘 要

由于钢管混凝土结构相对于钢筋混凝土结构以及钢结构具有承载力高、抗震性能好、施工方便，特别是耐火性能好以及火灾后良好的可修复性等优点，因此深入研究考虑火灾全过程的钢管混凝土组合框架的力学性能，对于结构抗火设计以及火灾后评估修复具有重要的意义。本文对实际工程中钢管混凝土组合框架在考虑常温加载、火灾升温、降温以及火灾后四个复杂阶段的力学性能和工作机理进行了研究。具体进行了以下三个方面的研究：

(1) 通过选择适合本文的合理的热工参数模型，火灾模型，以及边界条件等的基础上，运用有限元分析软件 ABAQUS 建立考虑火灾全过程的钢管混凝土柱-钢梁组合框架的温度场有限元模型，分析了不同受火时刻平面组合框架柱、组合梁构件截面的温度与时间变化规律，并与已有试验进行对比分析，以验证模型的有效性。

(2) 通过分析确定了常温段、升温段、降温段和高温后 4 个阶段钢材和核心混凝土以及钢筋混凝土楼板的材料本构关系模型，合理的网格划分以及边界条件等的基础上，建立了考虑火灾全过程的钢管混凝土柱-组合梁框架的力学有限元模型，实现了对火灾升温、降温和外荷载共同作用下的钢管混凝土组合框架的火灾全过程分析研究，并与常温下以及未考虑降温段（自然冷却）的火灾后进行对比分析，最后分析了钢管混凝土框架在火灾全过程的工作机理，进一步了解了该类结构的抗火性能。

(3) 对在外荷载和火灾升、降温共同作用下影响钢管混凝土柱-钢梁组合框架的 $P-\Delta$ 骨架曲线参数进行分析，包括：火灾荷载比、升温时间比、含钢率、钢材的强度、混凝土的强度、框架柱保护层厚度以及柱长细比等。通过与标准计算参数的分析对比，研究清楚上述参数变化时对火灾全过程作用后组合框架的 $P-\Delta$ 骨架曲线影响规律。

关键词：钢管混凝土组合框架；火灾全过程；降温段；温度场；力学性能；有限元模型；参数分析

Abstract

Concrete Filled Steel Tube (CFST) structures have been widely used in construction projects due to high bearing capacity, excellent seismic performance and refractory performance compared with steel structures and reinforced concrete structures. Building fire accidents have been serious threatened to human life and property. in recent years. It is necessary to research the performance of CFST columns to composite beam frames subjected to heating and cooling fire damage for evaluation, strengthening and repairing the structure after exposure to overall stage of fire. The main research work includes:

(1). Based on the determination of concrete and steel thermal model, the temperature field model of CFST columns to composite beam frames under heating and cooling phases were developed due to accurate boundary conditions and meshing. The temperature distributions of columns and composite beam were studied based on finite element model (FEM).

(2). Determinations of the reasonable material properties of concrete and steel in ambient, heating, cooling and post-fire phases, The mechanical FEM of CFST columns to composite beam frames were developed in order to analyze the entire process under the combined loads and fire including heating and cooling phases. The results were compared with ambient and not take into account for cooling phase (natural cooling).

(3). Influence of parameters, such as the steel ratio of column, load ratio of column, heating time ratio, the depth of fire protection, the concrete strength of column, the strength of steel tube and slenderness ratio were analyzed based on the curve of $P-\Delta$.

Key words: CFST columns to composite beam frames; overall stage of fire; cooling phase; temperature model; mechanical model; finite element model; parametric analysis

第 1 章 绪 论

1.1 火灾的危害

火灾是指火源失去控制蔓延发展而给人民生命财产造成损失的一种灾害性燃烧现象。火灾还是一种终极型灾害，任何其他灾害最后都可能导致火灾（地震后可能引起震后火灾）。火灾能烧掉人类经过辛勤劳动创造的物质财富，使工厂、仓库、城镇和大量的生产、生活资料化为灰烬，一定程度上影响着社会经济的发展 and 人们的正常生活。火灾还污染了大气，破坏了生态环境。火灾不仅使一些人陷于困境，它还涂炭生灵，夺去许多人的生命和健康，造成难以消除的身心痛苦，这与我们所走的科学的可持续发展道路是相违背的。

根据世界火灾统计中心及欧洲共同体研究测算，世界上发达国家每年火灾损失额达几亿甚至十几亿美元，占国民经济总产值的 0.4~1.0%（据统计，2011 年日本地震与海啸造成的经济损失大约占国民经济总值的 3.3%至 5.2%之间）。现代社会空前发展，积累了巨大的社会财富，特别是在城市地区，社会人口相对集中，建筑设施鳞次栉比，一旦发生火灾，会严重危害人们的生命财产安全，造成惨重的损失。因此，我国政府高度重视消防安全生产工作。在我国，火灾危害之烈，损失之巨，不亚于地震和洪水的危害。近年来，我国城市火灾频频，深圳、广州、上海、长沙、乌鲁木齐、吉林、浙江等地发生的特大火灾所造成的危害及后果，给人们留下了极其深刻的印象。根据全国人大常委会 2011 年 6 月 29 号审议的全国消防情况报告显示，2008 年至 2010 年全国发生火灾事件 39.8 万起（不含森林、草原、军队、矿井地下部分火灾），死亡人数 3865 人；火灾直接导致的财产损失 52.1 亿元^[1]。

近年来，由于建筑物高层化、大规模以及用途的复合化，火灾发生频率以及造成的直接经济损失有较大幅度增大的趋势。如 2011 年 11 月 30 号香港旺角花园街发生火灾，造成 9 死 20 多人受伤；2011 年 4 月 19 日，菲律宾首都大马尼拉地区中央商务区（CBD）马卡蒂市一个居民区发生大火，官方称至少有 2000 多个家庭、上万人痛失家园^[2]；2011 年 4 月 9 号，西宁市一大型商场发生火灾，火灾持续了 3 个多小时才得以控制，造成 1 人死亡几十人受重伤以及浓烟中毒，财产损失严重^[3]；2011 年 3 月 11 日下午 3 时许，郑州广厦置业在建的一栋 34 层高楼工地发生火灾，造成严重的财产损失和人员受伤^[4]；2011 年 3 月 8 号，台湾一家酒店发生火灾造成 9 死 12 伤的严重后果^[5]；2011 年 2 月 3 号，沈阳第一座白金五星级国际大厦“沈阳皇朝万鑫国际大厦”，发生特大火灾，造成严重的财产损失和人员受伤^[6]；2011 年 1 月 18 号，突尼斯一所监狱突发火灾致 42 人死亡的严重后果^[7]；2010 年 11 月 16 号，上海胶州路教师公寓发生大火，导致 49 人遇难，并造成严重的社会影响^[8]；2010 年 11 月 8 号，吉林市商业大厦发生火灾，共造

成 19 人死亡^[9]；2008 年 1 月 2 日，新疆乌鲁木齐市德惠国际广场发生火灾，造成 3 名消防官兵殉职，财产损失严重；2009 年 2 月 9 号，北京央视新大楼北配楼发生火灾，造成了严重的经济损失与社会舆论^[10]。

由以上火灾事故可以看出，建筑火灾对人类的生命和财产安全造成严重的威胁，带来不良的社会影响，而且火灾后建筑拆除产生的废料也会对环境造成污染。因此，研究建筑结构的耐火性能和抗火设计原理以及合理的防火构造措施，提高和改善建筑结构在火灾下和火灾后的工作性能对人类安全、财产以及社会稳定有着重要的意义。图 1.1 所示为建筑火灾照片。



图 1.1.建筑火灾照片

1.2 钢管混凝土的特点及发展现状

1.2.1 钢管混凝土结构的特点

钢管混凝土(concrete filled steel tubular, 简写 CFST)是指在钢管中填充混凝土而形成的、且钢管及核心混凝土能够共同承受外荷载作用的结构构件。按截面形式不同，可分为圆钢管混凝土，方、矩形钢管混凝土和多边形钢管混凝土等(韩林海，2007^[11])。实际结构中，根据钢管作用的差异，钢管混凝土构件又可分为两种形式：一是组成钢管混凝土的钢管和混凝土在受荷初期就共同受力；二是外加荷载仅作用在核心混凝土上，钢管只对其核心混凝土起约束作用，即所谓的钢管约束混凝土构件。本文研究的对象为工程中常用的圆形和方形截面钢管混凝土结构。

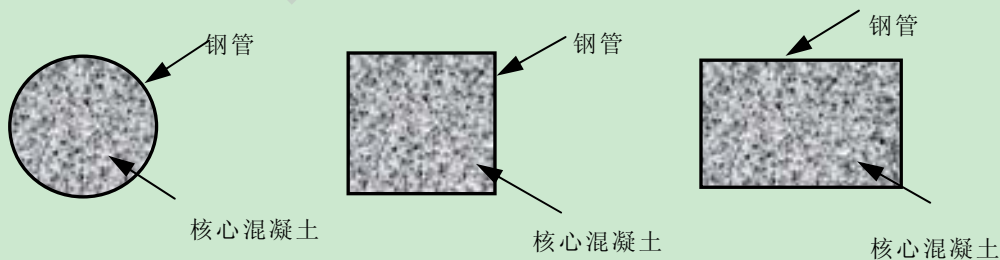


图 1.2 钢管混凝土截面形式

钢管混凝土结构利用钢管和混凝土两种不同的材料在受力过程中的相互作

用,使得钢管混凝土的力学性能得到很大的提高。首先,钢管对混凝土的约束使其处于复杂的应力状态下,从而使得混凝土的强度得以提高,塑性和韧性性能得到很大的改善;其次,由于混凝土的存在可以避免或延缓钢管在外荷载作用下过早的发生局部屈曲或失稳,从而可以保证钢材性能的充分发挥;另外,在钢管混凝土组合框架施工过程中,钢管可以作为浇筑混凝土的模板,与钢筋混凝土框架相比节省了模板的费用,从而降低了整个工程的造价(韩林海,2007^[11];钟善桐,2003^[12])。

由上可得,钢管混凝土结构具有承载力高、塑性和韧性好、施工方便、耐火性能好、经济效果好等特点。因而正被越来越广泛地应用于单层和多层工业厂房柱、设备构件柱、地铁站台柱、送变电杆塔、桁架压杆、空间结构、高层和超高层建筑以及桥梁等结构中,取得了良好的经济效益和社会效益。

1.2.2 钢管混凝土的发展现状

钢管混凝土是在劲性钢筋混凝土及螺旋配筋混凝土的基础上演变和发展起来的。钢管混凝土最早主要应用于桥墩和工业厂房柱等结构中,但在早起是不考虑组成钢管混凝土的钢管和核心混凝土之间的相互作用对整个钢管混凝土承载力提高的(韩林海,2007^[11])。

在国外,前苏联早在19世纪五六十年代就开始对钢管混凝土结构进行了大量的研究,并在工业厂房和大跨度拱桥结构中等得到了应用。在西欧一些国家,如英国、法国和德国等,主要研究圆钢管混凝土,方、矩形钢管混凝土,核心混凝土为素混凝土。在美国和加拿大,以研究方钢管混凝土和圆钢管混凝土为主,核心混凝土为素混凝土,主要的设计规程有ACI 318-08(2008)和AISC-LRFD(2010)等。在日本,尤其是在关西大地震后,人们发现钢管混凝土结构在此次破坏中并不明显,所以在以后的建筑中加大了对钢管混凝土结构的应用。

我国从1959年开始研究钢管混凝土的基本性能和应用,主要研究在钢管中灌混凝土的内填型钢管混凝土结构。近年来钢管混凝土无论在科研还是在工程应用中都取得了很大的发展。在科研方面,对其力学性能和耐火性能进行了较深入的研究;在工程方面,钢管混凝土在大跨拱桥和高层中得到愈来愈多的应用。

随着对钢管混凝土性能越来越深入的研究和工程应用,各国都制定了相应的技术规程,例如:美国ACI(2008)、欧洲规范EC(2004)和日本AIJ(2008)等在国外最具代表性;我国也先后颁布了基本有关钢管混凝土结构设计方面的规程,例如:国家建筑材料工业局标准JGJ01-89(1989)、中华人民共和国电力行业标准DL/T5085-1999(1999)、中华人民共和国国家军用标准GJB4142-2002(2001)、中国工程建设标准化协会标准CECS159:2004(2004)以及一些地方钢管混凝土技术规

程等，例如：DB 36/J001-2007(2008)^[104]、DB62/T25-3041-2009^[105]、DB34/T1262-2010^[106]等，根据这些标准可进行钢管混凝土结构方面的设计与施工计算。图 1.3 和 1.4 为钢管混凝土结构在高层和桥梁中的应用。



图 1.3 台北 101 大厦



图 1.4 兰州雁滩大桥

1.3 课题研究的意义

近年来，特别是进入 21 世纪以后，由于建筑物高层化、大规模以及用途的复杂化，火灾发生频率以及造成的直接经济损失出现大幅度增涨的趋势。由于钢管混凝土相对于钢筋混凝土结构以及纯钢结构具有自身很多优点。因此已经广泛应用于多、高层建筑中，进行钢管混凝土结构在火灾下的耐火极限研究和火灾后的力学性能研究越来越重要。

目前，国内外对于钢管混凝土结构抗火的理论和试验研究已经比较多，并取得了一定的研究成果。但还存在以下主要问题：①以上试验的研究，由于受限于试验条件，基本上都是基于钢管混凝土结构在遭受火灾时，结构处在无荷载自由约束状态下，高温作用后将其在自然状态下进行冷却，未考虑火势减弱过程中（本文将其定义为降温段）钢管混凝土结构性能的变化的基础进行研究的，这与实际中钢管混凝土结构的火灾工况是不符合的。实际钢管混凝土结构总是承受着一定的设计荷载，当火灾来临时，随着温度的升高与降低，钢管混凝土结构要经历一个复杂的温度-荷载耦合的过程，即常温加载、高温下升温、降温以及火灾后等四个复杂阶段。②目前为止，关于钢管混凝土结构的防火研究主要集中在构件、节点方面，很少有关钢管混凝土组合框架防火研究的相关报道。因此，基于以上两个方面，本文较为全面和深入地研究火灾全过程作用下（后）钢管混凝土组合框架的力学性能，以及经历火灾全过程作用后的剩余承载力和残余变形等基本力学性能指标，以为结构火灾后的性能评估和修复加固提供参考，并且对于进一步完善防火理论具有十分重要的意义。

1.4 相关课题的研究现状

为了更好的理解考虑火灾全过程钢管混凝土组合框架的力学性能，本文查阅了相关课题文献，并进行了综述与分析，主要包括常温下钢管混凝土结构力学性能研究、钢管混凝土温度场研究、火灾下钢管混凝土结构耐火性能研究、考虑降温段钢管混凝土结构性能研究、火灾后钢管混凝土结构力学性能研究以及考虑火灾全过程钢管混凝土结构力学性能研究等六个方面内容。

1.4.1 常温下钢管混凝土结构性能研究

目前，国内外对于常温下钢管混凝土力学性能的研究起步尚早，而且已经比较完善，从简单的构件、节点到复杂的框架结构体系，很多学者做了较深入的理论与试验研究分析，包括静力分析和动力分析，取得了越来越多的研究成果，这为本文研究火灾全过程钢管混凝土性能打下了良好的基础。

杨有福和韩林海(2001)^[13]通过对8个矩形钢管混凝土纯弯构件的试验研究，来考察矩形钢管混凝土受弯构件的力学性能。试验结果表明，矩形钢管混凝土受弯构件具有较高的抗弯承载力和抗弯刚度，构件曲率延性良好。

韩林海等(2004)^[14]以矩形钢管混凝土构件截面高宽比和轴压比为主要参数，进行了30个构件滞回性能的实验研究。试验研究结果表明，此次进行的30个矩形钢管混凝土压弯构件的 $P-\Delta$ 滞回曲线即使在大轴压比情况下，其图形大都具有较好的饱满性，没有明显的捏缩现象，构件耗能能力较好。

史艳莉等(2010)^[15]基于有限元分析软件ABAQUS建立了圆形、方形及矩形钢管混凝土构件横向受剪时的三维有限元数值分析模型，并基于此理论模型，进行了108个矩形钢管混凝土构件纯剪受力时的参数分析，得到了各主要参数对其荷载-变形曲线的影响规律。

张大旭和张素梅(2001)^[16]对圆钢管混凝土外加强环节点的力学性能进行了实验研究，包括强柱弱梁及削弱节点强度两类节点，轴压比为0.4~0.68，实验结果表明，两类节点滞回曲线饱满，耗能能力强。

韩小雷(2002)^[17]进行了穿心暗牛腿式钢管混凝土柱节点实验研究，比较了节点区有无环梁、有无穿心牛腿以及板的存与否等因素对于节点承载能力的影响。研究表明，环梁所起的作用不大，且由于环梁施工复杂，耗费材料，实验证明取消环梁是可行的。

王文达等(2006)^[18]报道了8个在恒定轴力和水平往复荷载作用下的方钢管混凝土柱-钢梁外加强环式节点试件的滞回性能试验研究。结果表明：柱轴压比对外加强环式节点的水平承载力和抗震性能影响较大。

秦庚和王文达(2008)^[19]探讨了钢管混凝土柱-钢梁外加强环板节点设计计算中的一些关键问题，并且对环板宽度对节点的极限承载力和初始刚度的影响规律进行了探讨，基于有限元分析软件ABAQUS建立了节点的三维有限元模型，对其荷载-变形曲线的全过程进行了数值模拟，理论计算与试验结果总体上吻合良好。分析结果表明：随着环板宽度的减小，节点的极限承载力降低，初始刚度减小。

韩林海和钟善桐(1995)^[20]提出了钢管混凝土框架结构层-弯剪模型中综合抗弯刚度和抗剪刚度的确定方法,并进行了这类体系水平荷载作用下侧移及体系频率和振型的计算。计算结果表明,与试验结果吻合良好。

宗周红等(2002)^[21]报道了对一榀由钢管混凝土柱和组合楼盖经由半刚性连接构成的组合架1/3比例模型的拟静力、拟动力试验和弹塑性地震反应分析,研究此类结构在地震作用下的动力响应、恢复力特性和耗能性能。实测显示:累积损伤导致结构底层刚度的较大弱化,结构基频下降;钢管混凝土柱屈服,角区混凝土开裂,结构呈现较好的变形延性。实验和计算表明,钢-混凝土组合框架结构具有良好的抗震性能。

杨建兴等(2005)^[22]进行了对一榀单跨两层的钢管混凝土框架结构和钢筋混凝土结构进行了时程分析,比较了钢管混凝土框架结构以及钢筋混凝土框架结构在地震作用下加速度、位移等动力响应。分析结果表明,该有限元方法能够很好的模拟钢管混凝土框架在真实地震波作用下的结构反应,且钢管混凝土框架较钢筋混凝土框架抗震性能好。

戎贤等(2006)^[23]根据钢管混凝土统一理论对钢管混凝土框架构件进行了简化,利用有限元分析软件 ANSYS 模拟了其节点在受到水平地震力的情况下的动力响应。分析结果表明,方钢管混凝土框架结构在梁柱节点处应力分布集中,容易产生应力集中现象。

王文达和韩林海(2008)^[24]提出了在考虑材料非线性和几何非线性的基础上进行了钢管混凝土柱-钢梁平面框架结构力学性能的非线性有限元分析。结果表明:基于非线性纤维梁-柱单元理论的分析方法可以反映钢管混凝土框架在受力过程中构件屈服和塑性分别沿截面和杆长两个方向扩展的分布塑性特征,并考虑初始缺陷和残余应力等,因此可较好的反应钢管混凝土框架的力学性能。

王文达和韩林海(2008)^[25]分析了钢管混凝土柱-钢梁框架在往复荷载作用下的水平荷载-水平位移滞回关系曲线特征,并基于非线性有限元理论对影响钢管混凝土框架荷载-位移骨架曲线的主要影响因素进行了参数分析。基于系统的参数分析结果,建立了单层单跨钢管混凝土框架的水平荷载-水平位移恢复力模型,并进行了算例验证。

孙力等(2009)^[26]进行了对一榀墙板与钢管壁不连接的钢管混凝土组合剪力墙的滞回性能的分析,考察其抗震性能。结果分析表明,外包钢管混凝土框架柱与混凝土墙片之间设缝可以在提高剪力墙抗震性能的同时,避免对钢管混凝土柱竖向承载力造成削弱,从而在一定程度上保证了结构体系的经济性。

李喜乐等(2009)^[27]进行了基于一榀单跨两层矩形钢管混凝土框架的抗震性能试验研究,利用通用有限元软件 ABAQUS 建立了框架的非线性有限元分析模型,

模型中考虑了混凝土反复荷载下的刚度退化。分析结果表明,用该模型进行矩形钢管混凝土框架结构的有限元分析是可行的,将矩形钢管混凝土构件应用于框架结构中,可有效降低层高,增大跨度,而且具有较高的承载力和延性。

王文达等(2010)^[28]采用 SAP2000 软件建立了某 12 层钢管混凝土框架模型并进行了静力推覆(pushover)分析,并且采用推覆曲线作为修正曲线可以正确地反映结构薄弱层的位置,与结构的实际变形情况基本相符。分析结果表明,当结构的顶点侧移达到极限之前,其层间位移角有可能已经达到极限。

Han 等(2010)^[29]进行了由组合框架和钢筋混凝土剪力墙组成的 30 层建筑模型的振动台试验研究;为了研究该框架-剪力墙的抗震性能,选用了不同加速度峰值的 Taft 波, El-Centro 波和天津波。结果表明:在地震作用下,不同截面形式的钢管混凝土柱对试验结果有适度的影响,方截面钢管混凝土柱略高于圆形截面,同样,方截面组合框架的阻尼比高于圆截面的;组合框架能很好地与核心混凝土剪力墙结构共同工作,该框架-剪力墙结构均表现出了很好的抗震性能。

尧国皇等(2010)^[30]等采用结构分析软件 SAP2000 对某超高层钢管混凝土框架-核心筒结构工程实例进行线性和非线性整体稳定分析,阐述了超高层结构整体稳定的分析方法。分析结果表明,该超高层结构具有较好的整体稳定性能,并且基于整体稳定分析结果,对该框架结构中底部跨层柱的计算长度系数进行计算与分析。

1.4.2 钢管混凝土结构温度场研究

要研究清楚火灾下和火灾后乃至整个火灾全过程钢管混凝土构件、节点以及框架的耐火性能和抗火设计,必须先了解高温下钢管混凝土构件截面的温度场分布。下面针对当前一些国内外钢管混凝土结构截面温度场的理论与试验研究进行一下简要的综述。

Lie 和 Chabot(1990)^[31]进行了 5 根不同直径不同壁厚的圆钢管混凝土柱的耐火实验,分别给出了 5 根裸钢管混凝土柱在 CAN4-S101 升温曲线作用下的温度场分布,柱为四面均匀受火,在一些简化基础上编制了温度场的计算程序,结果表明,计算结果与试验数据吻合良好。

徐蕾和韩林海(1999)^[32]选取了合理的钢材和混凝土的热工参数以及边界条件的基础上,进行了方形截面钢管混凝土构件温度场非线性有限元分析,分析结果表明,计算结果与试验结果吻合良好。

吴国忠等(2003)^[33]通过采用有限差分法,按照加拿大火灾标准升温曲线,进行了方形截面钢管混凝土构件非均匀温度场数值模拟分析。分析结果表明,两边受火的钢管混凝土结构受火钢管表面最高温度低于三边受火结构的钢管表面温度,混凝土作为保护层具有良好的防火效果,改善了结构防火性能。

温海林等(2005)^[34]提出了高温下混凝土中自由水、结合水的物理化学反应和

混凝土中的水化物和凝胶等物质将发生分解，需吸收热能，从而造成温度滞后。采用了增大混凝土比热(1.3C_c)的办法，同时假定钢管和混凝土完全接触，应用有限元程序 ANSYS 计算四面均匀受火下钢管混凝土柱的温度场，为进一步利用 ANSYS 深入认识钢管混凝土柱在高温下的力学性能和耐火极限创造了条件。

郑永乾等(2006)^[35]利用 ANSYS 有限元分析软件对钢与混凝土组合柱截面温度场进行了分析和计算，计算结果清晰、直观地反映了构件截面温度的变化情况，而且与试验结果吻合良好。为进一步深入认识钢与混凝土组合结构构件的高温力学性能和耐火极限创造了条件。

丁发兴和余志武(2006)^[36]根据离散体积单元的能量平衡建立了四面均匀受火下圆钢管混凝土柱温度场的有限差分方程，采用放大混凝土比热的办法考虑混凝土中自由水与结合水的物理化学反应对截面温度场的影响。并通过对温度场试验结果的分析，合理确定了钢管表面热传递系数 $h_s=75\text{W}/(\text{m}^2\cdot\text{K})$ 和混凝土比热放大系数为 1.3，结果表明：四面均匀受火下钢管混凝土柱温度场的计算结果与试验结果符合较好。

杨华等(2007)^[37]运用有限元分析软件 ANSYS 进行了三面火灾作用下方钢管混凝土柱截面温度场有限元分析，并与四面火灾作用下的方钢管混凝土构件截面温度进行了对比分析，分析结果表明，三面火灾作用下方钢管混凝土柱截面温度场与四面火灾作用下温度场有明显不同，前者不再具有双轴对称性，而是单轴对称，且受火侧温度相对较高，背火面温度相对较低，从而加剧了温度分布的不均匀性。

王卫华和陶忠(2007)^[38]选用了合适的热工分析参数，采用 ABAQUS 有限元软件建立了带楼板单层单跨钢管混凝土平面框架的温度场有限元模型，计算了在受 ISO-834 标准火灾下框架的温度场分布。算例分析结果表明，梁截面最大温差在受火 30min 后基本都达到 500℃ 以上，同时柱截面温度场分布沿柱纵向也呈非均匀分布的规律。

江莹和韩林海(2009)^[39]对钢管混凝土的钢管和核心混凝土的材料性能、边界条件等进行了探索，考虑火灾模型中的升温段和降温段，建立了火灾下钢管混凝土结构梁-柱节点温度场有限元模型，对火灾下节点区域的温度场进行分析。分析结果表明，模拟结果与现有试验结果吻合较好。

王卫华和陶忠(2009)^[40]进行了4榀单层单跨圆形钢管混凝土截面柱-钢筋混凝土梁框架的耐火性能试验研究，并与理论分析进行了对比。试验结果表明，在受火过程中，钢筋混凝土梁截面上，距离受火面的远近与升温曲线在100℃ 附近的温度平台大小呈反比，有限元模型计算结果与试验结构总体吻合良好。

杨华等(2010)^[41]运用有限元软件 ANSYS 建立了单面火灾下的矩形钢管混凝土柱截面温度场的有限元计算模型，并与四面受火下矩形钢管混凝土柱截面温度场进行了分析对比。分析结果表明，单面火灾作用下矩形钢管混凝土柱截面温度整体比较低，材料损伤程度较轻，但截面温度分布呈单轴对称，产生初始挠度与

附加偏心距。

1.4.3 火灾下钢管混凝土结构性能研究

在实际工程应用中，钢管混凝土结构与温度的关系一般可以分为两类：一般是构件或结构经常处在高温状态下工作，另一类是构件或结构在事故火灾情况下遭受的冲击，本文主要研究当钢管混凝土结构应用于建筑结构，当火灾发生时，在很短的时间内，其温度将会超过 1000°C 。在高温火灾作用下，组成钢管混凝土结构的钢材和混凝土其本身热工参数和力学性能都会发生变化，而且还会形成构件截面温度不均匀场，引起温度应力。为了解决这些问题，近年来，国内外许多学者就高温火灾下钢管混凝土结构的耐火性能做了较为深入的研究，试验与理论研究都比较完善。

Bailey等(1999)^[42]英国研究所BRE的Cardington进行了8层钢组合框架试验中的钢柱的耐火性能分析。分析结果表明，防火保护较好的钢柱在升温过程中会受到不断增加的附加弯矩。

韩林海和徐蕾(2000)^[43]提出了计算方钢管混凝土耐火极限的理论模型，理论计算结果和试验结果吻合良好。在此基础上，分析了荷载，组成钢管混凝土的材料强度，构件截面含钢率、截面尺寸、长细比，荷载偏心率以及保护层厚度等参数对构件耐火极限的影响。



图1.5 Cardington框架火灾试验

毛小勇等(2002)^[44]对钢与混凝土组合板的温度场进行了分析，采用数值算法计算了组合板的耐火极限，并分析了有关的影响参数以及对组合板的防火保护进行了研究。分析结果表明：由于混凝土的吸热作用，组合板的耐火性能要优于无保护层的钢结构；组合板的耐火极限随板厚和混凝土强度的增加而提高，随着含钢率和钢材强度的增加而降低。

韩林海和徐蕾(2002)^[45]进行了3个方钢管混凝土柱按ISO-834和GB9978-88规定的标准升温曲线升温作用下耐火极限的试验。试验研究结果表明，此次试验试件钢表皮的升温大大滞后与炉膛温度的升高，这主要由于保护层的隔热和核心混凝土的吸热所致。火灾下方钢管混凝土柱的性能和圆钢管混凝土柱类似，有较好的耐火性能。在柱子外围只需进行适当的防火涂料保护，即可达到《GB50045-95高层民用建筑设计防火规范》对柱结构所要求的耐火极限。分析结果还表明，按GB50045-95中对钢结构柱的规定，进行方钢管混凝土柱防火保护层设计偏于保守。

李国强和贺军利(2002)^[46]给出了火灾下两端嵌固钢管混凝土构件温度内力的分析方法。通过大量计算分析，得到了火灾下两端嵌固钢管混凝土构件温度内力的简化计算公式。

杨华和韩林海(2003)^[47]利用有限元法，在时间域上对钢管混凝土柱的耐火性

能进行了全过程分析,考虑火灾作用过程中,钢管混凝土柱的强度损伤和变形累积对耐火极限的影响。此外提供的火灾作用下钢管混凝土柱全过程分析方法,可为更合理地进行钢管混凝土柱的抗火设计提供参考。

毛小勇和肖岩(2005)^[48]采用数值算法计算了轻钢-混凝土组合梁在标准升温下的全过程曲线,并对其抗力折减系数进行了研究。研究表明:由于混凝土的吸热作用,使得钢梁的温度明显低于无混凝土的裸钢构件;影响全过程曲线和抗力折减系数的主要参数是梁高和钢梁厚度。

陶忠等(2005)^[49]简述了钢结构梁柱节点火灾下力学性能的研究现状,探讨了钢管混凝土梁柱节点抗火性能试验研究、节点弯矩-转角关系和温度场分布规律研究、以及进行子框架、框架乃至整体结构火灾下性能研究中的一些问题,起到“抛砖引玉”的作用。

何佳琴等(2006)^[50]通过参照日本规范,推导了适用于我国钢管混凝土柱的抗火验算公式,并对与按常用参数回归得到的公式进行了比较。根据此公式对某大厦每层楼的CFT在火灾下的承载能力进行了计算,提出了设计建议。

丁发兴和余志武(2007)^[51]分析了一榀3跨6层(跨度9m,层高4.5m)的钢管混凝土柱-钢筋混凝土T形梁框架结构在各楼层火灾下的抗火性能。分析结果表明:局部楼层火灾下钢管混凝土框架结构最薄弱环节为底层钢管混凝土中柱,破坏形式为框架结构中柱承载力降低而引起的失稳破坏。

郑永乾(2007)^[52]进行了2个型钢混凝土柱-型钢混凝土梁节点和2个方钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁节点对比试件在ISO-834标准升温下力学性能的实验研究,考察了高温下梁柱节点温度场分布、破坏形态、变形和耐火极限等。研究表明,型钢混凝土结构节点区附近截面测点升温比非节点区截面相应点升温滞后,梁荷载比对耐火极限的影响较为显著,梁荷载比越大,在火灾下两端变形越快,耐火极限越低,而且可能影响到节点的破坏形态。

王卫华(2008)^[53]进行了8榀带楼板钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁平面框架在ISO-834标准升温曲线作用下耐火性能的试验研究,获得了温度分布、钢管混凝土柱轴向变形、钢筋混凝土梁挠度-受火时间的关系曲线以及平面框架的耐火极限。结果表明,柱火灾荷载比对钢管混凝土平面框架耐火性能的影响显著,随着钢管混凝土柱火灾荷载比增加,平面框架耐火极限迅速降低。梁荷载比对钢管混凝土框架也有较大影响,随着梁荷载比增大,框架耐火极限降低。

林晓康(2008)^[54]在合理考虑高温下钢管与核心混凝土相互作用的基础上,分析了火灾全过程作用下钢管混凝土柱的力学模型,计算了钢管混凝土柱四面均匀受火时的耐火极限,并和国内外进行的六十多个钢管混凝土柱耐火极限的试验结果进行了比较,理论计算与试验结果总体吻合良好。

查晓雄等(2009)^[55]对不同端部约束条件下的钢管混凝土柱的抗火性能进行了有限元模拟,并对位于整体框架中的钢管混凝土柱的抗火性能与单根钢管混凝土柱进行了初步的探讨与比较分析。分析结果表明,由于框架中的内力重分配和框

架中其它构件对它的约束作用，使得框架中柱的抗火能力会得到提高，但是框架中柱的位移要比单根柱的位移大。

杨秀萍等(2010)^[56]采用有限元方法研究了火灾下短热和长冷对单层钢框架结构的影响，并与已有试验数据进行了对比，以验证模型的有效性。分析结果表明：长冷模型易使钢框架结构产生较大的变形，出现悬链线效应。

S. Feih等(2011)^[57]采用力学与温度耦合的有限元方法计算了铝结构在火灾下的变形，柔度以及在受压荷载作用下的破坏，采用该模型能够估计结构在不同火灾类型下的变形以及初始的塑性倒塌等。

1.4.4 考虑火灾降温段影响钢管混凝土结构性能的研究

以前许多学者在研究火灾时，不管是理论分析还是试验研究，在处理降温段式都将其理解成为一种自然冷却的状态，忽略降温段对钢管混凝土材性的影响，虽然简化了火灾的复杂性，但是不能真实反映实际的火灾情况。本文为了更加准确的了解实际工程中的真实火灾工况，将考虑火灾降温段对钢管混凝土中钢材和核心混凝土材性的影响。

Yang等(2008)^[58]在确定了升温段、降温段以及火灾后钢管与核心混凝土的材料本构关系模型的基础上，运用有限元分析程序建立了钢管混凝土柱火灾全过程的有限元模型，对钢管混凝土柱在经历火灾全过程作用后的力学性能进行了分析，考虑了降温段对钢管混凝土材性的影响。

Huo等(2009)^[59]通过合理确定升温段、降温段以及火灾后的钢管混凝土材料本构关系模型的基础上，进行了考虑外荷载作用下的火灾全过程钢管混凝土短柱的力学性能试验分析研究，并对影响参数进行了研究。实验结果表明，截面尺寸和轴压比对考虑外荷载和降温段的钢管混凝土短柱的力学性能影响显著。

江莹和韩林海(2009)^[39]通过选择四个特征时刻，对在升降温曲线作用下节点区的温度分布分析发现，截面内部温度不随外界温度的降低而立即降低，而是逐渐上升，降温时刻出现了较为明显的滞后。离截面外表面越远，滞后越明显。在升降温曲线的不同阶段，梁柱截面的温度分布特点不同。截面热量先从外表面到内部传递，后从内部至外表面传递，温度分布逐渐均匀。

Song等(2010)^[60]采用有限元分析法对钢管混凝土短柱在考虑温度和轴压荷载相互作用下的力学性能进行了模拟分析。分析结构表明：考虑温度和轴压荷载相互作用下构件的极限应力要低于只有温度作用下的构件，但是峰值应变相对来说增加的比较明显。

Song等(2010)^[61]进行了3组钢管混凝土柱-组合梁节点在外荷载和遭受火灾共同作用下的试验研究，楼板下不遭受火灾升温与降温过程。并采用有限元分析法对钢管混凝土柱-组合梁节点在经历升温、降温和火灾后的力学性能进行了模拟分析，并与试验结果进行了对比。结果表明，模拟结果与试验结果吻合良好。

Yu等(2010)^[62]采用非线性有限元法对钢管混凝土柱-钢梁框架结构进行了动力特征和抗火分析，分析中假设不考虑应力场和温度场的耦合效应。分析结构表

明，框架的中柱和边柱虽然荷载和边界条件不同，但是由于应力重分布使得它们的抗火时间几乎相同；此外，与单柱单面受火相比，框架柱的抗火时间由于内力重分布而明显增加。

1.4.5 火灾作用后钢管混凝土结构性能的研究

当结构或构件在经历常温加载、升温 and 降温后仍然没有丧失其承载力，仍能继续工作时，有必要研究其经历火灾后的剩余承载力和残余变形，以便分析其是否需要维修加固等处理。目前，对钢管混凝土结构火灾后性能的研究主要包括恒高温后的力学性能和按照ISO-834标准升降温曲线火灾后的力学性能。对于钢管混凝土结构火灾后的性能目前研究较少，主要针对于一些简单的构件的试验与理论分析，也有关于火灾后钢管混凝土组合框架力学性能分析报告。本文关于国内外火灾作用后钢管混凝土结构力学性能和抗火研究做以下综述。

韩林海等(2001)^[63]通过对6个圆形截面和6个方形截面钢管混凝土柱按ISO-834和GB9978-88规定的标准升温曲线升温作用后承载力的试验研究，考察了构件长细比和荷载偏心率等因素对承载力损失率的影响。研究表明，在此次试验参数范围内火灾后裸钢管混凝土柱的承载力损失严重，带保护层保护的构件次之。在其它条件相同的情况下，与常温下的承载力相比，长细比越大构件火灾后承载力的损失率越高，荷载偏心率则对火灾后构件承载力的损失率影响不大。

霍静思和韩林海(2002)^[64]利用数值方法计算了标准火灾作用后钢管混凝土轴压构件和纯弯构件荷载-变形关系曲线，分析了受火时间、材料强度、含钢率、截面尺寸等因素的影响规律，最后推导了标准火灾作用后钢管混凝土轴压刚度和抗弯刚度的简化计算公式。

霍静思和韩林海(2003)^[65]通过标准火灾后钢管混凝土纯弯构件抗弯力学性能研究，了解其火灾后抗弯承载力和抗弯刚度变化规律，进而讨论了考虑火灾作用影响时钢管混凝土火灾后承载力和抗弯刚度的实用简化计算公式，可为火灾后钢管混凝土修复与加固提供参考。

李明等(2003)^[66]探讨了组成钢管混凝土的钢管及核心混凝土之间在火灾中(后)的相互作用问题，提出了基于神经网络的高温后钢管混凝土柱残余应力性能的评定方法，并与其他方法进行了比较。结果分析表明，对矩形钢管混凝土柱，RBF和BP网络计算的结果与简化公式计算结果、实验结果吻合较好。

霍静思(2005)^[67]进行了14个钢管混凝土结构节点的火灾后力学性能实验研究，实验参数为受火时间、轴压比和梁柱线刚度比，以及火灾后经过修复的节点与常温下节点的力学性能比较。并且首次提出了可以进行火灾后钢管混凝土结构节点荷载-位移全过程分析的非线性有限元模型，考虑了构件在荷载作用下的几何非线性和物理非线性。采用此方法编制的有限元程序对此文中的实验进行了验算，理论计算结果与试验结果吻合良好。

易贤仁(2005)^[68]阐述了经历大火后钢结构材料性能的变化特点，钢结构构件

火灾后可能发生的外观变形；现场残留物的变形形态与大火温度的关系；介绍了几种判定火灾温度的方法。根据分析表明，火灾后钢结构的性能鉴定主要是结构的安全性鉴定，鉴定内容为结构材料力学性能、结构构件承载能力、结构构件抵抗变形的能力、以及结构的连接与构造。

霍静思和韩林海(2006)^[69]在数值分析的基础上，建议了火灾作用后钢管混凝土轴压强度和抗弯强度承载力的简化计算方法，且简化计算结果与试验结果吻合较好；同时，还建议了火灾作用后钢管混凝土轴压应力-应变关系和纯弯弯矩-曲率关系全过程曲线的实用计算方法，简化计算结果与试验结果吻合较好，从而为进行火灾后钢管混凝土结构体系分析提供了依据。

金伟良和袁伟斌(2006)^[70]通过对钢材与混凝土高温下与高温后的应力-应变关系的分析，建立了离心钢管混凝土短柱四面均匀受火及其火灾后的有限元分析计算模型，进行了火灾下与火灾后荷载-变形关系曲线全过程分析，结合离心钢管混凝土结构的常温极限承载力表达式，提出了ISO-384标准升温曲线作用下和作用火灾后轴压构件的极限承载力简化计算公式。研究结果表明，短柱在火灾下与火灾后的极限承载力随升温时间的增加而剧减，承载力与温度场的分布基本上成线性关系。

韩林海(2007)^[11]报道了轴心受压钢管混凝土短柱在恒高温后和标准火灾升温作用后的试验研究成果，探讨了该类构件受火后力学性能和剩余承载力的变化规律，在确定钢材和混凝土在高温作用后应力-应变关系模型的基础上，建立了ISO-834标准升温曲线作用后钢管混凝土柱的数值计算模型，并利用该模型进行了参数分析，提出了计算火灾后钢管混凝土柱剩余承载力和残余变形的简化计算方法。

张鹏鹏和王文达(2009)^[71]提出了基于ABAQUS的火灾后钢管混凝土框架的三维非线性有限元模型，并通过与已有实验实测曲线的比较说明模型的有效性。同时经过分析得到：（1）相比较常温，火灾后框架的承载力和刚度有明显降低，位移延性增大。（2）受火时间相同时，随着轴压比减小，火灾后框架的刚度和承载力有明显的提高。

Huo等(2010)^[72]采用复合升温试验方法进行了8个钢管混凝土柱经历在外恒载作用下火灾后的滞回性能试验，试件首先在外荷载作用下按ISO-834升降温曲线进行升温、降温，然后施加水平往复荷载作用进行试验。试验结果表明，其中2个钢管混凝土柱在往复荷载作用下钢管发生去不失稳破坏，3个钢管混凝土柱在火灾作用下发生焊接点破坏，由此建议在火灾试验时必须要求两个或两个以上的大孔径排气孔。

R. Pucinotti(2011)^[73]等研究了一欧洲实际工程中钢管混凝土梁-柱组合节点

由于地震引起火灾的试验与理论分析研究。试验数据表明，在热传分析中，带有预制板的组合节点的性能明显好于压型钢板的组合节点；经过地震与火灾后发现，带有预制板的试件的变形要小于带压型钢板的组合节点，而且预制板的防火性能也要优于压型钢板的组合节点。

1.4.6 火灾全过程钢管混凝土结构性能研究

以上对火灾作用下的耐火性能和防火设计以及火灾作用后钢管混凝土力学性能的相关研究进行了综述，实际上火灾是一个复杂连续的过程，从火灾发生到熄灭，建筑结构的环境温度发生了升温(BC)一降温(CD)一火灾后(DE)三个阶段的变化，如图1.6所示， t 为时间轴， T 为环境温度轴， N 为荷载轴， T_0 为常温值，在这一过程中结构构件始终承受外部荷载 N_0 的作用，即建筑发生火灾时，结构实际经历的是图1.6中A→B→C→D→E这样一种时间(t)-荷载(N)-环境温度(T)路径。以往的研究中一般只单独考虑了升温、恒高温或火灾后三个阶段钢管混凝土柱的力学性能：

1)升温阶段的研究一般指标准火灾升温曲线下试件的耐火极限研究，对应图1.6中的A→B→C；

2)恒高温阶段的研究一般指按照某一升温速率使环境温度达到特定高温后维持不变，直到试件整体温度与环境温度一致，研究这时试件在外部荷载作用下的力学反应；

3)火灾后阶段的研究指试件经过标准升温曲线或恒高温作用后降到常温，再对试件施加外荷载至破坏，研究试件被高温损伤后的性能，对应图1.6中的A→B→C→D。可以看出，这三种路径与实际建筑火灾中构件时间(t)-荷载(N)-环境温度(T)路径是不同的，而我们研究的时间(t)-荷载(N)-环境温度(T)路径与实际的建筑结构经历的路径越接近，研究的成果越能反应实际情况。为此，应该引入全过程火灾的概念，通过试验或理论研究A→B→C→D→E这样一条时间(t)-荷载(N)-环境温度(T)全过程火灾路径。

杨华(2003)^[74]总结了国内外有关高温下钢材和混凝土热力性能，以及组成钢管混凝土的钢材和核心混凝土的热力本构关系的基础上，确定了降温段以及高温后组成钢管混凝土的钢材和混凝土的热力本构关系。并且在充分考虑火灾作用路径形式的基础上，确定了火灾全过程中的钢管混凝土柱的理论分析模型，对火灾作用下(后)圆形截面、方形截面以及矩形截面钢管混凝土柱的荷载-变形曲线进行了分析。分析结果表明，理论分析结果与试验结果基本吻合。

杨华和韩林海(2005)^[75]利用数值方法对火灾作用全过程后圆钢管混凝土柱的力学性能进行了非线性分析，考虑了火灾作用路径对构件的损伤累积作用，编制非线性计算程序NFEACFST，获得了火灾全过程作用后圆钢管混凝土柱剩余承载

力 N_{cr} ，并与大量试验结果进行了比较，试验结果与理论分析结果吻合较好，说明程序NFEACFST可进行火灾全过程作用后圆钢管混凝土剩余承载力的非线性分析。

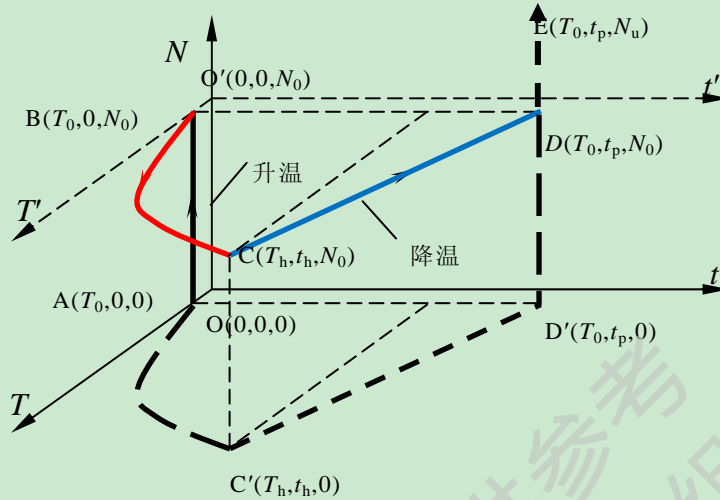


图1.6 荷载-温度-时间关系示意^[58]

黄国旺(2008)^[76]进行了16个有初始应力作用的圆钢管混凝土短柱高温后轴压力学性能的试验研究，考察了火灾全过程中此类试件的破坏形态、高温降温效应，并分析了温度和轴压比对试件轴压刚度、极限承载力的影响。通过试验分析结果表明，在轴压比较小情况下，高温时有初始应力作用试件，其高温后的轴压刚度明显大于高温时无初始应力作用试件的轴压刚度，当轴压比较大时，情况与之相反，即高温时有初始应力作用试件的轴压刚度低于高温时试件无初始应力作用情况，随轴压比的增加，试件的轴压刚度有所提高，但仍低于高温时试件无初始应力作用情况。

Yang等(2008)^[77]进行了对钢管混凝土柱考虑升温 and 降温段全过程作用下的力学性能进行了研究。确定了降温段钢材和核心混凝土的本构关系，在此基础上建立了火灾全过程作用后钢管混凝土柱的力学有限元模型，通过对火灾后影响参数的分析，给出了剩余承载力影响系数和残余变形的简化计算公式，供设计和加固参考。

张家广等(2009)^[78]通过对4根经历火灾全过程后和1根常温钢筋混凝土柱的滞回性能试验，其中采用复合升温方法对有初始应力的4根钢筋混凝土柱进行了ISO-834标准升温、降温全过程试验，试验测试了构件截面温度场、轴向变形发展规律。高温试验后，进行了钢筋混凝土柱火灾全过程作用后滞回性能试验，得到了火灾全过程后有初始应力钢筋混凝土柱的强度、刚度、延性等性能指标的变化规律。试验结果表明，常温下钢筋混凝土柱的最终破坏模式为纵筋屈服、受压区混凝土被压碎；火灾全过程后构件的最终破坏模式为保护层大面积脱落、纵筋发生屈服；轴压比较大时，构件达到极限承载力后，承载力下降速度很快，破坏较突然。

曾翔(2009)^[79]采用ABAQUS有限元分析软件对钢管混凝土柱火灾全过程后的

滞回性能进行了试验研究，并进行了理论分析；计算结果与试验结果吻合良好。在火灾全过程温度场试验中发现，由于混凝土的热惰性，在构件降温过程中核心混凝土降温明显滞后于钢管，钢管表面温度降到接近环境温度时，核心混凝土仍然有较高的温度和变形。

Mao等(2010)^[80]对钢管混凝土柱在三面受火和四面受火的情况下进行了试验研究分析，结果表明，钢管混凝土柱在三面受火后的抗火承载力要高于同条件的四面受火的钢管混凝土柱，同时荷载比和偏心率对分析结果影响比较显著。此外，由于钢管混凝土柱核心混凝土的破碎，降低了整个构件的抗火承载力。

Tao等(2010)^[81]进行了64根钢管混凝土柱火灾过程后钢管和核心混凝土之间粘结性能的试验研究，同时进行了12根未受火的钢管混凝土柱进行对比。结果表明，当受火时间为90min时，钢管与混凝土之间的粘结力降低，相反，当受火时间为180min时，两者之间的粘结力有所恢复。

1.5 文献综述小结

通过以上综述，国内外研究者对钢管混凝土结构在遭受火灾时的耐火性能以及抗火设计已有不少的研究和相关报道，主要包括恒高温下以及标准火灾下的耐火性能研究，未考虑降温段影响的火灾后力学性能研究，以上试验研究主要以构件以及节点为主，也有少许的有关框架的理论分析。综上所述，目前对考虑火灾全过程的钢管混凝土组合框架性能的研究没有相关报道，所以本课题开展考虑火灾全过程的钢管混凝土组合框架的力学性能分析十分有必要。

本文拟开展以下几个方面的研究工作来分析考虑火灾全过程的钢管混凝土组合框架的力学性能研究：

(1) 通过总结国内外关于钢管混凝土结构热工参数模型和火灾模型的基础上，模拟验证适合本文的热工参数模型（导热系数、比热以及密度等）和火灾模型（ISO-834 标准升降温曲线）；根据已有的试验模型来选取合理的边界条件以及分析步的设置，通过准确的网格划分以及边界约束条件，建立考虑火灾全过程的钢管混凝土柱-组合梁单层单跨平面框架的热传分析模型，从而确定钢管混凝土柱以及组合梁截面温度场变化规律，并与已有试验进行分析对比。

(2) 通过确定钢材和混凝土材料本构关系模型的基础上，选择适合本文研究的材料本构模型，在此基础上，建立荷载与火灾共同作用下的钢管混凝土柱-组合梁平面框架的力学模型，分析钢管混凝土柱轴向变形-时间关系和 $P-\Delta$ 曲线，来考察火灾下框架的整体力学性能。

(3) 对影响火灾全过程作用后钢管混凝土平面组合框架水平荷载-位移曲线的参数进行分析，如：钢管混凝土柱轴压比，柱核心混凝土强度，柱钢材的屈服强度，柱火灾荷载比，钢管混凝土柱与钢梁防火保护层厚度以及柱长细比等，从而了解火灾全过程作用下影响钢管混凝土柱-组合梁框架整体受力性能的主要因素。

1.6 课题研究内容和拟解决的关键性问题

1.6.1 研究内容

通过以上对课题国内外相关文献的综述，发现对于钢管混凝土结构抗火的研究主要集中在火灾下的耐火极限的研究以及火灾后的一些力学性能研究，研究对象主要以单根构件为主，也有较少关于组合节点的相关报道，所以本文在课题组已有的工作基础上，拟开展以下研究内容：

(1) 通过综述国内外有关建筑结构抗火的试验和理论研究，包括钢筋混凝土结构体系、钢结构以及本文要研究的钢管混凝土结构。理清课题研究思路、意义及文章整体框架；

(2) 在确定合理的钢材与混凝土热工材性以及单元划分与界面接触的基础上，建立考虑升降温段的钢管混凝土组合框架的温度场模型，分析不同时刻钢管混凝土柱以及组合梁截面的温度与时间变化规律，并提取结果与已有试验进行对比；了解该类结构的在火灾下温度场的变化规律。

(3) 在确定常温、升温、降温和高温后各阶段钢材和混凝土的应力-应变关系本构模型的基础上，基于 ABAQUS 有限元软件建立在外荷载作用下，经历升温、降温以及火灾后钢管混凝土组合框架力学性能有限元分析模型，并根据已有的试验数据进行模型有效性验证；并分析该类结构在火灾全过程作用下的工作机理。

(4) 通过标准参数下对考虑火灾全过程的钢管混凝土组合框架力学性能的分析，进行对其计算结果有影响的其他参数分析，包括火灾荷载比、升温时间比、防火保护层厚度、含钢率、钢材屈服强度、混凝土强度以及柱长细比等。了解清楚该类结构在影响参数变化情况下的力学性能。

1.6.2 拟解决的关键性问题

本文通过以上分析，对于考虑火灾全过程的钢管混凝土组合框架力学性能拟解决以下三方面关键问题：

(1) 考虑升降温段的钢管混凝土组合框架温度场有限元模型的建立，并分析不同时刻下钢管混凝土柱以及带楼板的钢梁的温度场变化规律；其中钢筋与钢筋混凝土楼板的接触问题处理是否合理对计算结果至关重要。

(2) 基于前面文献综述部分，确定适合本文研究的常温、升温段、降温段以及火灾后钢材和混凝土的本构模型；其中降温段钢材材性的选择是否考虑其钢材材性恢复对计算结果影响较大。在组合框架模型中，各构件之间的约束处理、边界条件以及网格划分时是否合理对最终计算结果的正确性有较大的影响，该问题也是本文要解决的问题之一。

(3) 在考虑火灾全过程钢管混凝土组合框架力学模型中，通过设置场参数 field 来标识不同温度阶段材性，并利用分析步 step 实现不同温度阶段材料本构关系模型的转换，此方法的处理在至关重要，直接影响整个计算结果的正确性。

(4)合理选取对考虑火灾全过程后钢管混凝土组合框架力学性能的可能影响参数进行分析,以便了解其主要影响因素和影响规律,为实际工程起到一定的指导作用。

兰州理工大学土木学院钢与混凝土组合结构课题组
©版权所有,仅供参考
2011
<http://www.cewangwd.com>

第 2 章 钢管混凝土组合框架温度场分析

2.1 概述

要研究清楚火灾下和火灾后乃至整个火灾全过程钢管混凝土构件、节点以及框架的力学性能,必须先了解高温下钢管混凝土组合框架截面的温度场分布情况。本文采用有限元软件 ABAQUS 进行组合框架截面温度场分析研究,包括钢管混凝土柱-钢梁框架和带楼板钢管混凝土柱-组合梁框架。通过选取合理的钢材和混凝土热工参数以及边界约束条件等,考虑火灾模型中的升温段和降温段,建立了钢管混凝土柱-组合梁框架截面的温度场模型,对部分现有的温度场试验进行了模拟。通过比较计算数值与试验数值是否吻合,来验证所选取参数以及有限元模型的有效性。

根据已有的试验和分析表明:钢材、混凝土及组合结构的内力和变形状态一般不影响结构的热传导过程和温度场分布。因此,温度场分析可以独立于结构的力学分析而先于其进行研究(王卫华, 2009^[38])。因此,本文先进行钢管混凝土柱-组合梁平面框架的温度场分析。

2.2 温度场计算的有限元模型建立

2.2.1 火灾模型

目前,用于结构温度场分析的火灾升降温曲线多为各国研究机构制定的标准升降温曲线,如国际标准化组织提出的ISO-834火灾升降温曲线,加拿大设计规程CAN4-S101规定的曲线等。需要指出的是,标准火灾升降温曲线并不是实际的火场升降温曲线,只是鉴于实际火灾的复杂性,为了对结构提出统一的防火要求,并作为构件和结构防火试验的依据而对真实火场的一种简化计算。图2.1

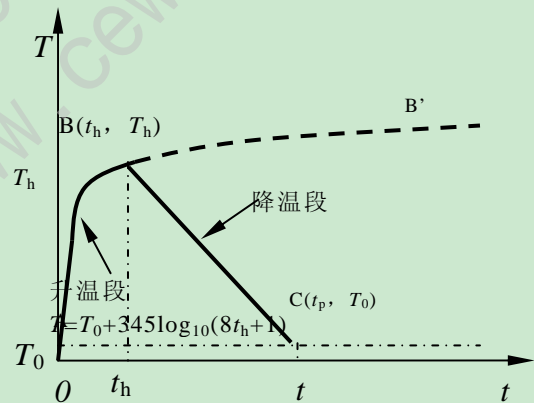


图 2.1 ISO-834 标准升降温曲线

中,粗实线部分代表ISO-834标准升(降)温曲线,

当研究钢管混凝土的耐火极限时,曲线不出现下降段,为虚线所示;B点为升温 and 降温段的转折点,AB段为升温段,BC段为降温段。 t_p 代表外界温度降至室温的时刻。其数学表达式为:

- 1) 升温段: (ABB', $t \leq t_h$):

$$T = T_0 + 345 \log_{10}(8t + 1)$$

- 2) 降温段: (BC, $t_h \leq t \leq t_p$):

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

3) 火灾后阶段(CD, $t_p \leq t$)

$$T = T_0$$

式中, T —温度, $^{\circ}\text{C}$;

t —火灾作用时间, min ;

t_h —升降温临界时间, min ;

T_0 —室温, $^{\circ}\text{C}$, 取为 20°C ;

T_h —升降温临界温度, $^{\circ}\text{C}$;

t_p —温度降至常温的时刻, min 。

2.2.2 热传导方式与定解条件

1. 热传导方式

当建筑物遭受火灾时, 建筑结构中的传热方式包括热传导、热对流和热辐射三种方式。一般在火灾作用时, 热空气向钢管混凝土构件传热主要通过对流和辐射, 而柱内部以导热方式传递热量。

(1) 热传导

热传导为完全接触的两个物体之间或同一个物体的不同部分之间由于温度梯度而引起的内能交换。钢管混凝土构件在四面均匀受火时, 可近似认为温度沿构件长度方向不变, 因此可简化为沿截面的二维温度场问题。热传导遵从傅立叶定律(孔祥谦, 1998^[83])

$$q_i = -k \cdot dT / dx$$

式中, q_i —热流密度, W/m^2 ;

k —导热系数, $\text{W}/(\text{m}\cdot^{\circ}\text{C})$;

T —温度, $^{\circ}\text{C}$;

“-”表示热流流向温度降低的方向。

一般发生火灾时, 钢管混凝土中的混凝土早已过了凝固期, 水化热量很少且已散发殆尽, 可以认为其本身无内热源。对于无内热源的钢管混凝土柱, 在均匀温度场作用下为平面问题, 以 x 轴为横轴, y 轴为纵轴, 其热传导方程为:

$$\rho c \frac{\partial T}{\partial t} = k \left(\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} \right)$$

式中, c —比热, $\text{kJ}/\text{kg}\cdot^{\circ}\text{C}$;

T —温度, $^{\circ}\text{C}$;

t —时间, h ;

k —导热系数, $W/(m \cdot ^\circ C)$;

p —容重, kg/m^3 。

(2) 热对流

热对流是指固体的表面与它周围的流体之间, 由于温差的存在引起的热量交换。对流用牛顿冷却方程来表示:

$$q_i = \alpha_1 \cdot (T_s - T_B)$$

式中, α_1 —对流热交换系数, BS EN 1991-1-2:2002^[84]建议: 计算时标准火灾 (ISO-834) 受火面取 $25W/(m^2 \cdot K)$, 自然模型取 $30 W/(m^2 \cdot K)$, 未受火面取 $4 W/(m^2 \cdot K)$; 如果将辐射传热与对流传热综合在一起考虑的话, 对流交换系数可取 $9 W/(m^2 \cdot K)$ 。

T_s —固体表面的温度, $^\circ C$;

T_B —周围接触流体的温度, $^\circ C$ 。

(3) 热辐射

热辐射是指物体发射电磁能, 并被其他物体吸收转变为热能的热量交换过程, 其计算公式为:

$$q_i = \varepsilon \sigma [(T + 273)^4 - (T_f + 273)^4]$$

式中, ε —综合辐射系数, 温度场计算时取 0.5; 在无防火保护钢构件温度计算时, 建议综合辐射系数取 0.3~0.7, 考虑构件在火中的位置, 完全在火中时取 0.7, 离火源比较远时取 0.3。

σ —Stefan-Boltzmann 常数, 其值为 $5.67 \times 10^{-8} W/m^2 \cdot K^4$;

T_f —火焰温度, $^\circ C$ 。

因此, 在采用 ABAQUS 有限元软件的热传导 (Heat transfer) 模块进行温度场计算时, 必须在所建模型属性设置中设置相应的 Stefan-Boltzmann 常数 (5.67×10^{-8}) 和绝对零度 ($-273^\circ C$), 已完成绝热面属性的定义。

2. 定解条件

在热传分析模型中, 热传导方程的定解条件主要有两种, 即: 初始条件和边界条件。

(1) 初始条件

火灾前, 钢管混凝土构件或者结构一般处于环境温度下 (T_0), 因此初始条件为:

$$T(x, y, z, t = 0) = T_0$$

(2) 边界条件

火灾下与火灾后, 钢管混凝土构件受火面与环境发生热辐射与热对流, 当火灾温度已知时, 属于第三类边界条件:

$$-k \frac{\partial T}{\partial n} = \alpha_1 \cdot (T - T_f) + \varepsilon \sigma [(T + 273)^4 - (T_f + 273)^4]$$

式中， n -构件表面法线向量；

α_1 -对流传热系数，火灾受火面取 $25\text{W}/(\text{m}\cdot^\circ\text{C})$ ；

T_f -火焰温度， $^\circ\text{C}$ ；

ε -综合辐射系数，计算时取 0.5；

σ -Stefan-Boltzmann 常数，其值为 $5.67\times 10^{-8}\text{W}/\text{m}^2\cdot\text{K}^4$ 。

2.2.3 热传导模型界面处理

在钢管混凝土单个构件有限元热传分析模型中，钢管混凝土柱中核心混凝土与钢管之间，钢管与外包防火材料以及柱与刚性垫板之间全部用绑定 (Tie) 约束，即不考虑相对滑移。对于钢管混凝土柱-钢梁组合框架在热传分析模型中同样参考单个钢管混凝土柱构件的界面处理，即：钢管混凝土柱与钢梁不考虑温度沿长度方向的变化，只假定沿截面进行温度传递，所以钢管与核心混凝土采用 (Tie) 约束，钢梁与钢管混凝土以及翼缘与腹板同样采用 (Tie) 约束，钢筋与混凝土采用约束方程 (Equation) 建立接触关系，而不能采用嵌入 (embedded) 的接触模式，因为嵌入 (Embedded) 只能产生 6 个力学自由度 (三个平动自由度，三个转动自由度) 上的约束关系而不能实现温度场自由度的约束，在 ABAQUS 里温度的自由度为 NT11 的约束；楼板与钢梁上翼缘采用绑定约束。

2.2.4 单元类型的划分与选取

在温度场热传分析模型中，钢管、核心混凝土、钢梁、刚性垫板、栓钉以及钢筋混凝土楼板均采用八节点三维实体单元 DC3D8 (不考虑缩减积分影响)；钢筋采用二节点杆单元 DC1D2；在温度场模型中，钢管与核心混凝土、栓钉与钢梁以及混凝土楼板与钢梁均采用 (Tie) 约束，即不考虑相对滑移影响；温度传递以热传导、热辐射以及热对流为主。在划分网格时，采用边缘布种子的方法来提高网格精度。单元类型选用 Heat transfer。

2.2.5 温度场后处理

按照上述建模方法完成对温度场有限元模型后，为了将构件所有节点的温度准确的传递到力学模型中，必须在后处理输入文件 (*.inp) 里写入命令“NODE FILE, ENTER NT,”使得计算结果中生成一个 (*.fil) 文件，以便后面力学模型中调入。在输入关键语句时要根据模型建立建立相应的 set 语句，此 set 部分必须与后面力学模型吻合，才能导入正确的节点温度。

2.2.6 材料的热工参数

在温度场有限元模型计算中，合理选取钢材、核心混凝土以及楼板中混凝土等材料的热工参数对计算结果有着重要的影响。下面就国内外 (欧洲规范，日本，加拿大以及我国) 关于钢材和混凝土的热工材性进行归类，包括导热系数，比热，密度以及膨胀系数等，具体表达式如下所示：

1. 钢材

钢材的热工性能主要包括：导热系数、比热、密度以及热膨胀系数等，本文在热传分析模型中暂不考虑由于钢材和混凝土的温度膨胀系数，只考虑导热系数和密度以及比热。

(1) 导热系数

导热系数是指单位温度梯度下通过等温面单位面积的热流速度。在温度场模型中，钢材的导热系数随着温度的升高而递减，但当温度超过一定值后，导热系数基本为恒定常熟。此外，钢材的种类不同，导热系数也不完全一样（受含碳量影响最大），但在分析研究中，一般忽略这种情况。表 2-1 给出了国内外一些关于导热系数的表达式。

(2) 比热和容重

比热是指单位质量的物体温度升高一度时所需的热量。容重是指单位物体的质量。钢材的容重随温度变化很小，一般取定值 $\rho_s = 7850 \text{ Kg} / \text{m}^3$ 。表 2-2 列出了钢材的比热表达式。

(3) 热膨胀系数

热膨胀系数是指单位长度的物体温度升高一度时的伸长量。钢材的热膨胀系数与温度基本呈正比关系，但变化幅度不大。表 2-3 列出了国内外关于钢材热膨胀系数的表达式。

表 2-1 钢材的导热系数

来源	表达式	说明
欧洲规范 EC3 ^[84]	$k_s = \begin{cases} -3.33 \times 10^{-2} T + 54 & 20^\circ\text{C} \leq T \leq 800^\circ\text{C} \\ 27.3 & T > 800^\circ\text{C} \end{cases}$ 或 $k_s = 45$	给出了两种表达式
英国规范 BS ^[83]	$k_s = 37.5$	
日本文献 ^[85]	$k_s = -5.05 \times 10^{-5} T^2 + 52.08$	
加拿大 Lie ^[86]	$k_s = \begin{cases} -0.022 T + 48 & 0^\circ\text{C} \leq T \leq 900^\circ\text{C} \\ 28.2 & T > 900^\circ\text{C} \end{cases}$	
中国文献 ^[87]	$k_s = -0.0329 T + 54.7$ 或 $k_s = 34.9$	给出了两种表达式，使用范围为： $T = 0^\circ\text{C} - 750^\circ\text{C}$

表 2-2 钢材的比热

来源	表达式	说明
欧洲规范 EC3 ^[84]	$c_s = \begin{cases} 2.22 \times 10^{-6} T^3 - 1.69 \times 10^{-3} T^2 + 0.773 T + 425 & 20^\circ\text{C} \leq T \leq 800^\circ\text{C} \\ 13001(738 - T) + 6666 & 600^\circ\text{C} \leq T \leq 735^\circ\text{C} \\ 17820(T - 731) + 545 & 735^\circ\text{C} \leq T \leq 900^\circ\text{C} \\ 650 & 900^\circ\text{C} \leq T \leq 1200^\circ\text{C} \end{cases}$ 或 $c_s = 600$	给出了两种表达式
日本文献 [85]	$c_s = 8.02 \times 10^{-4} T^2 + 483$	
ECCS ^[88]	$c_s = 38 \times 10^{-4} T^2 + 20 \times 10^{-2} T + 470$	
加拿大 Lie ^[86]	$\left. \begin{aligned} \rho_s c_s &= (0.004T + 3.3) \times 10^6 & 0^\circ\text{C} \leq T \leq 650^\circ\text{C} \\ \rho_s c_s &= (0.068T - 38.3) \times 10^6 & 650^\circ\text{C} \leq T \leq 725^\circ\text{C} \\ \rho_s c_s &= (-0.086T + 73.35) \times 10^6 & 725^\circ\text{C} \leq T \leq 800^\circ\text{C} \\ \rho_s c_s &= 4.55 \times 10^6 & T > 800^\circ\text{C} \end{aligned} \right\}$	给出的是钢材的比热和容重的乘积形式
中国文献 [87]	$c_s = 38.1 \times 10^{-5} T^2 + 20.1 \times 10^{-2} T + 473$ 或 $c_s = 520$	

表 2-3 钢材的膨胀系数

来源	表达式	说明
欧洲规范 EC3 ^[84]	$\alpha_s = 1.4 \times 10^{-5}$	给出了两种表达式
英国规范 BS ^[83]	$\alpha_s = 1.4 \times 10^{-5}$	
日本文献 ^[85]	$\alpha_s = (5.75 \times 10^{-3} + 11.0) \times 10^{-6}$	
加拿大 Lie ^[86]	$\alpha_s = \begin{cases} (0.004T + 12) \times 10^{-6} & 0^\circ\text{C} \leq T \leq 1000^\circ\text{C} \\ 16 \times 10^{-6} & T > 1000^\circ\text{C} \end{cases}$	
ECCS ^[88]	$\alpha_s = (0.4 \times 10^{-8} T^2 + 1.2 \times 10^{-5} T - 3.1 \times 10^{-4}) / T$ 或 $\alpha_s = 1.4 \times 10^{-5}$	给出了两种表达式
中国《钢结构设计规范》	$\alpha_s = 1.2 \times 10^{-5}$	

2. 混凝土

与钢材类似，混凝土热工参数包括：导热系数、比热、容重和热膨胀系数等。

(1) 导热系数

混凝土的导热系数取决于组成它的各组分的热传导系数，主要影响因素有组成混凝土的骨料类型，水分含量，以及混凝土的配合比等。含水率对混凝土导热系数有较明显影响：当温度小于 100℃ 时，影响较明显；当温度高于 100℃ 后，由于混凝土中自由水分的不断蒸发，影响慢慢减小。表 2-4 给出了国内外一些关于混凝土导热系数的表达式。

(2) 混凝土比热和容重

混凝土比热主要受温度、混凝土的骨料类型、配合比和水分的影响。随着温度的升高，混凝土的比热缓慢增大。需注意的是，混凝土比热在 100℃ 附近时由于水分的蒸发而突然增大。表 2-5 列出了混凝土比热的一些表达式。混凝土容重在 100℃ 以后有所降低，但随温度变化很小，故在一般计算中，将混凝土的容重作常数，不随温度而发生改变，取 2400 kg/m^3 。

表 2-4 混凝土的导热系数

来源	表达式		说明
欧洲规范 EC3 ^[84]	硅质： $k_c = 0.012(T/120)^2 - 0.24(T/120) + 2$		按骨料类型给出了两种表达式； 公式的实用范围： 20℃ ≤ T ≤ 1200℃
	钙质： $k_c = 0.008(T/120)^2 - 0.16(T/120) + 1.6$		
加拿大 Lie ^[86]	$k_s = \begin{cases} 1.355 & 0^\circ\text{C} \leq T \leq 293^\circ\text{C} \\ -0.001241T + 1.7162 & T > 293^\circ\text{C} \end{cases}$		
中国文献 [87]	$T(^\circ\text{C})$	k_c	其它温度对应的 导热系数值可由 插值法确定
	0	1400	
	500	800	
	1000	500	

表 2-5 混凝土的比热

来源	表达式	说明
欧洲规范 EC2 ^[89]	$c_c = -4(T/120)^2 + 80(T/120) + 900$	公式的实用范围： $20^\circ\text{C} \leq T \leq 1200^\circ\text{C}$
加拿大 Lie ^[86]	$\rho_c c_c = 2.566 \times 10^6 \quad 0^\circ\text{C} \leq T \leq 400^\circ\text{C}$ $\rho_c c_c = (0.1765T - 68.034) \times 10^6 \quad 400^\circ\text{C} \leq T \leq 410^\circ\text{C}$ $\rho_c c_c = (-0.05043T + 25.00671) \times 10^6 \quad 410^\circ\text{C} \leq T \leq 445^\circ\text{C}$ $\rho_c c_c = 2.566 \times 10^6 \quad 445^\circ\text{C} \leq T \leq 500^\circ\text{C}$ $\rho_c c_c = (0.01603T - 5.44881) \times 10^6 \quad 500^\circ\text{C} \leq T \leq 635^\circ\text{C}$ $\rho_c c_c = (0.016635T - 100.90225) \times 10^6 \quad 635^\circ\text{C} \leq T \leq 715^\circ\text{C}$ $\rho_c c_c = (-0.22103T + 176.07343) \times 10^6 \quad 715^\circ\text{C} \leq T \leq 785^\circ\text{C}$ $\rho_c c_c = 2.566 \times 10^6 \quad T > 785^\circ\text{C}$	给出混凝土的比热和容重的乘积形式
中国文献 ^[87]	$c_c = 220$	

表 2-6 混凝土的热膨胀系数

来源	表达式	说明
欧洲规范 EC2 ^[89]	硅质： $\alpha_c = \begin{cases} 2.3 \times 10^{-11} T^3 + 9 \times 10^{-6} T - 1.8 \times 10^{-4} & 20^\circ\text{C} \leq T \leq 700^\circ\text{C} \\ 14 \times 10^{-3} & 700^\circ\text{C} \leq T \leq 1200^\circ\text{C} \end{cases}$ 钙质： $\alpha_c = \begin{cases} 1.4 \times 10^{-11} T^3 + 6 \times 10^{-6} T - 1.2 \times 10^{-4} & 20^\circ\text{C} \leq T \leq 805^\circ\text{C} \\ 12 \times 10^{-3} & 805^\circ\text{C} \leq T \leq 1200^\circ\text{C} \end{cases}$	按骨料类型给出了两种不同的形式
加拿大 Lie ^[86]	$\alpha_c = (0.008T + 6) \times 10^{-6}$	给出了两种表达式
中国文献 ^[87]	$\alpha_c = 10^{-5}$	

综上国内外关于钢材和混凝土的热工材性比较分析, 本文选取 (Lie, 1994^[92]) 的热工模型, 其他计算表达式计算的内部混凝土相对试验而言较高 (江莹,

2009^[39])。

(1) 导热系数

热传分析所需材料参数包括钢材和核心混凝土的导热系数、比热、密度等。国内外许多学者对钢材和混凝土的热工性能有各种模型描述。利用 ABAQUS 建模分析发现，不同的钢材热工参数对钢管混凝土构件温度场影响不大，而混凝土热工参数则对温度场影响较显著(江莹, 2009^[39])。经分析, 本文选择(Lie, 1994^[92])提出的钢材和混凝土的热工模型, 即考虑钢材和混凝土的导热系数, 比热和密度。在选取混凝土的热工模型时, 考虑水蒸气对混凝土比热的影响。

1. 钢材的热工模型:

(1) 导热系数:

$$k_s = \begin{cases} -0.022T + 48 & 0^\circ\text{C} \leq T \leq 900^\circ\text{C} \\ 28.2 & T > 900^\circ\text{C} \end{cases} \quad \text{W}/(\text{m} \cdot \text{K})$$

(2) 比热:

$$\left. \begin{aligned} \rho_s c_s &= (0.004T + 3.3) \times 10^6 & 0^\circ\text{C} \leq T \leq 650^\circ\text{C} \\ \rho_s c_s &= (0.068T - 38.3) \times 10^6 & 650^\circ\text{C} \leq T \leq 725^\circ\text{C} \\ \rho_s c_s &= (-0.086T + 73.35) \times 10^6 & 725^\circ\text{C} \leq T \leq 800^\circ\text{C} \\ \rho_s c_s &= 4.55 \times 10^6 & T > 800^\circ\text{C} \end{aligned} \right\}$$

(3) 钢材的容重随温度变化很小, 一般取 $\rho_s = 7850 \text{Kg}/\text{m}^3$ 。

2. 核心混凝土(钙质)热工模型:

(1) 导热系数:

$$k_s = \begin{cases} 1.355 & 0^\circ\text{C} < T \leq 293^\circ\text{C} \\ -0.001241 T + 1.7162 & T > 293^\circ\text{C} \end{cases} \quad \text{W}/(\text{m} \cdot \text{K})$$

(2) 比热:

$$\left. \begin{aligned} \rho_c c_c &= 2.566 \times 10^6 & 0^\circ\text{C} \leq T \leq 400^\circ\text{C} \\ \rho_c c_c &= (0.1765T - 68.034) \times 10^6 & 400^\circ\text{C} \leq T \leq 410^\circ\text{C} \\ \rho_c c_c &= (-0.05043T + 25.00671) \times 10^6 & 410^\circ\text{C} \leq T \leq 445^\circ\text{C} \\ \rho_c c_c &= 2.566 \times 10^6 & 445^\circ\text{C} \leq T \leq 500^\circ\text{C} \\ \rho_c c_c &= (0.01603T - 5.44881) \times 10^6 & 500^\circ\text{C} \leq T \leq 635^\circ\text{C} \\ \rho_c c_c &= (0.016635T - 100.90225) \times 10^6 & 635^\circ\text{C} \leq T \leq 715^\circ\text{C} \\ \rho_c c_c &= (-0.22103T + 176.07343) \times 10^6 & 715^\circ\text{C} \leq T \leq 785^\circ\text{C} \\ \rho_c c_c &= 2.566 \times 10^6 & T > 785^\circ\text{C} \end{aligned} \right\}$$

本文参考韩林海(2007)^[11]中所述的水蒸气对混凝土比热的影响, 假定混凝土中所含水分占总质量的 5%, 然后对上述混凝土的比热公式作如下修改:

$$\rho_c' c_c' = \begin{cases} 0.95 \rho_c' c_c' + 0.05 \rho_w c_w \\ \rho_c c_c \end{cases}$$

其中 $\rho_w c_w = 4.2 \times 10^6 \text{J}/(\text{m}^3 \cdot ^\circ\text{C})$ 。

(3) 混凝土的容重为 $\rho_c = 2400 - 0.56T$, 为简化计算通常取 2200 ~

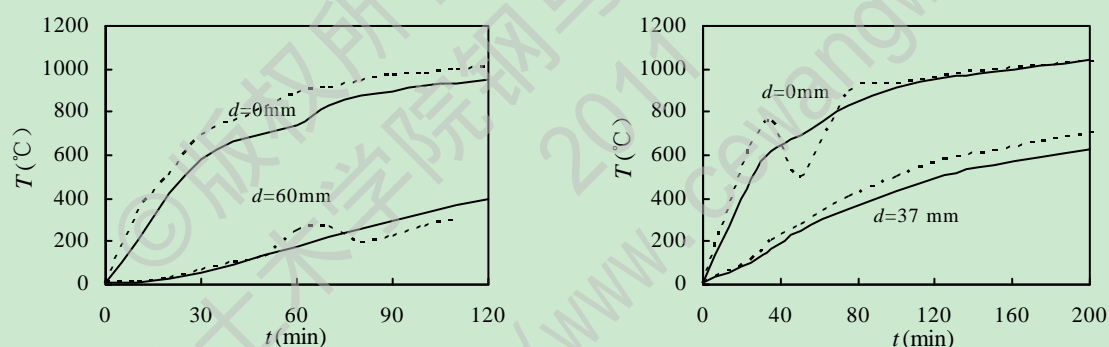
2400 kg/m^3 ，考虑到配筋混凝土，加上钢筋的质量，一般取 2400 kg/m^3 。

2.3 温度场算例分析

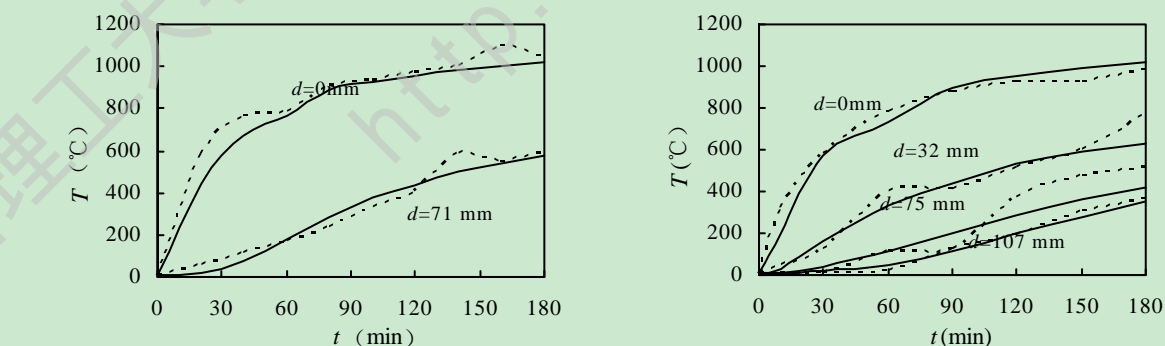
通过选择适合本文的热工参数模型，火灾模型，以及边界条件等，运用 ABAQUS 有限元分析软件建立了考虑火灾升降温全过程的钢管混凝土柱-钢梁组合框架的温度场有限元模型，分析不同时刻平面组合框架钢管混凝土柱以及组合梁截面的温度变化规律，并与已有试验进行对比，验证模型的有效性。

2.3.1 钢管混凝土构件截面温度场算例分析

通过合理选取钢材和混凝土的热传模型、边界条件以及网格划分等的基础上，采用 ABAQUS 有限元软件建立了钢管混凝土柱的温度场计算模型，按截面形式可分为圆形和方形，钢管混凝土试件分为有防火保护和裸钢管混凝土柱，从而分析得到不同条件下钢管混凝土柱截面的温度场分布规律，并与已有试验模型进行分析对比，以验证模型的有效性。下图 2.2 和 2.3 是利用上述建模方法对钢管混凝土柱温度场数值模拟计算结果与试验结果对比情况。试验结果来自 Lie (1994)^[91]和 Lie 和 Chabot (1992)^[92]。其中虚线为试验值，细实线为模拟值； d 为沿截面径向距钢管表面的距离，如图 2.4 所示，升温曲线采用加拿大设计规程 CAN4-S101 规定的曲线进行。



(a) $B \times t = 254 \text{ mm} \times 6.35 \text{ mm}$ (Lie 和 Chabot, 1992^[92]) (b) $B \times t = 305 \text{ mm} \times 6.35 \text{ mm}$ (Lie 和 Chabot, 1992^[92])



(c) $B \times t = 203 \text{ mm} \times 6.35 \text{ mm}$ (Lie 和 Chabot, 1992^[92]) (d) $B \times t = 300 \text{ mm} \times 6.35 \text{ mm}$ (AIJ, 2008^[94])

图 2.3 方钢管混凝土构件截面温度场 $T-t$ 关系

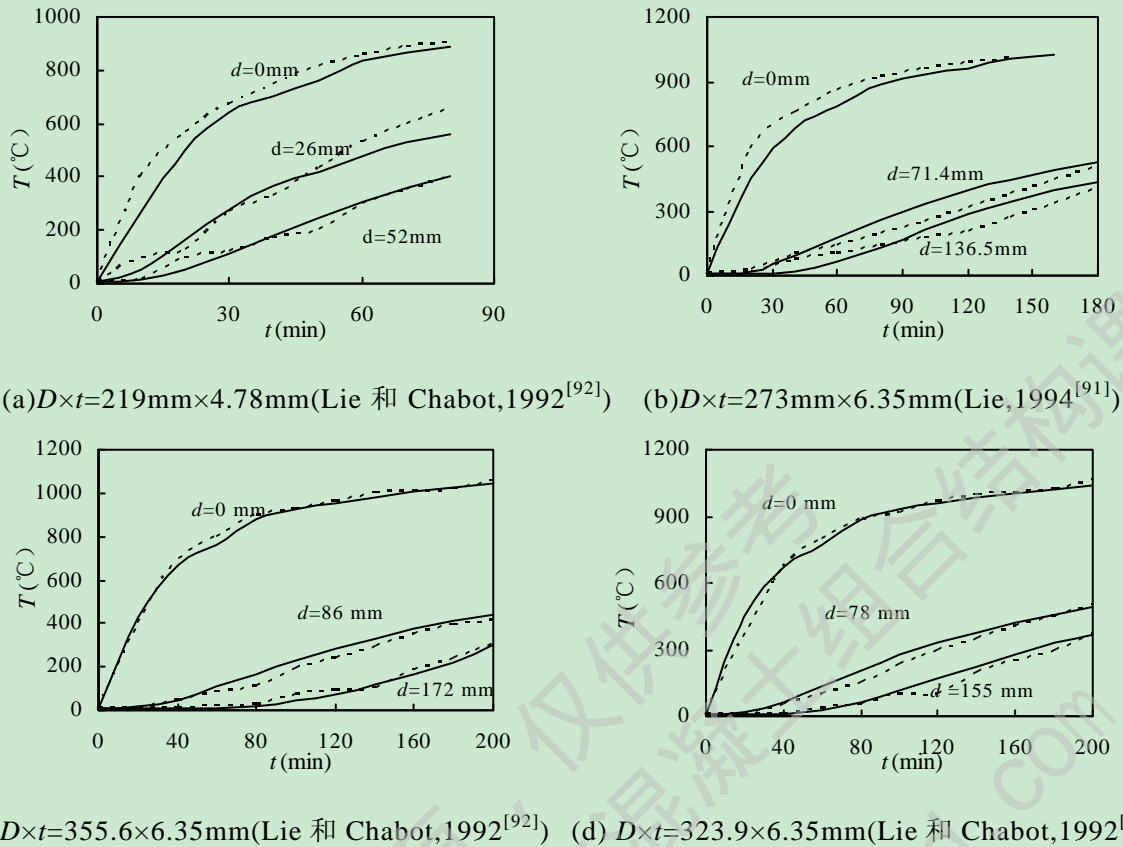


图 2.4 圆钢管混凝土构件截面温度场 $T-t$ 关系曲线

由上图圆(方)截面钢管混凝土柱在 CAN4-S101 升温曲线下的 $T-t$ 关系可知, 圆截面钢管混凝土柱与方截面钢管混凝土柱温度场变化规律基本一致, 防火保护层厚度对升温曲线影响较大, 保护层越厚, 经历的历史最高温度越低。由上图可见数值模拟计算结果与试验基本相吻合。

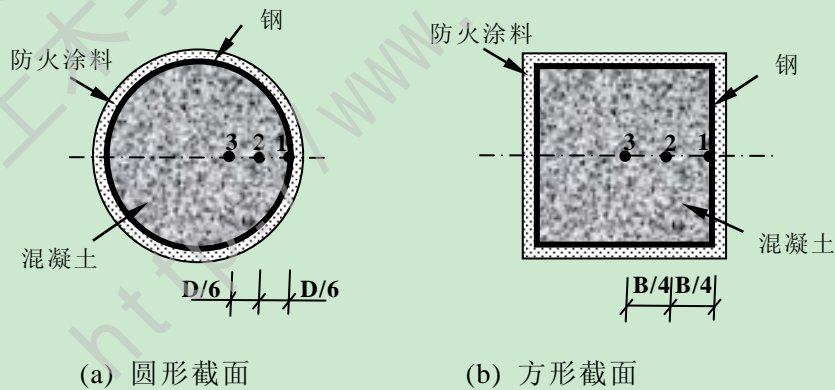
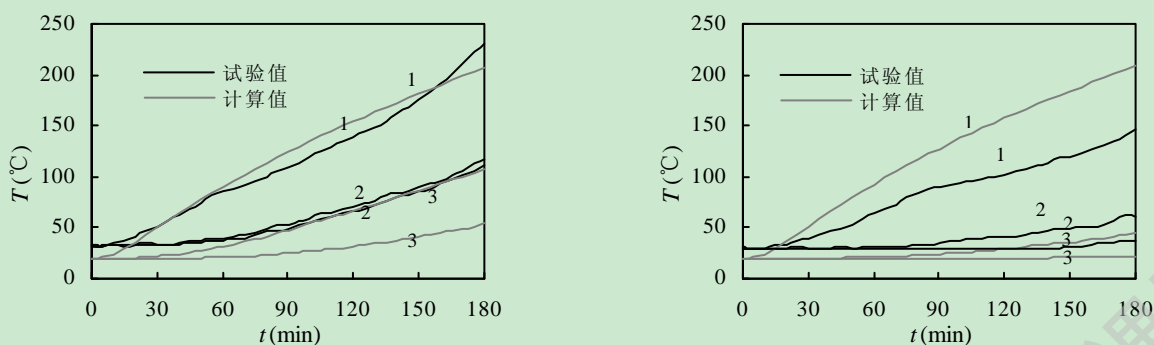


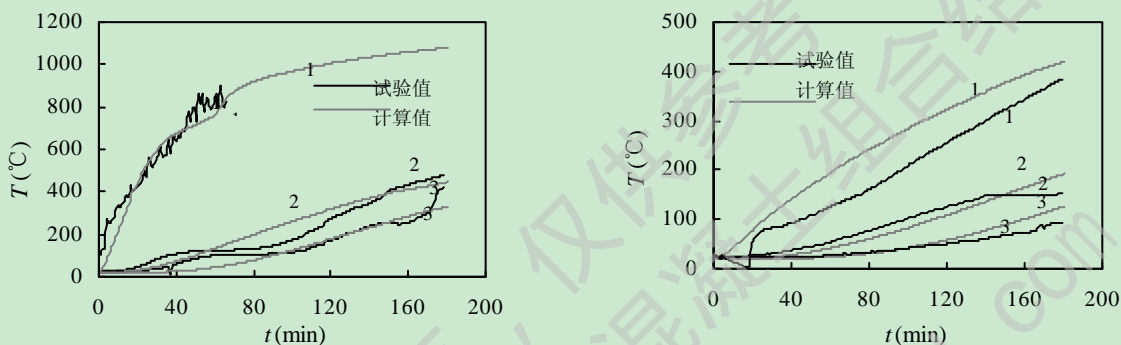
图 2.5 构件典型的截面形式以及特征点位置

图 2.6 和 2.7 所示为按照 ISO-834 标准升温曲线规定的升温规律进行钢管混凝土柱温度计算与试验数据对比示意图, 防火涂料为厚涂型防火涂料, 其中所选参考点的位置如图 2.5 所示。可见, 模型计算曲线与试验曲线相比总体吻合良好(韩林海, 2007)^[11]。

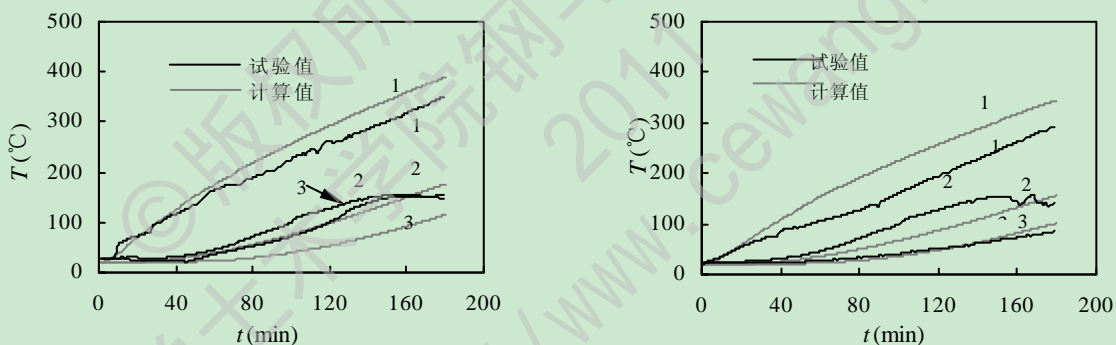


(a) $D \times t = 400\text{mm} \times 6\text{mm}$, 防火保护层厚 35mm (b) $D \times t = 800\text{mm} \times 6\text{mm}$, 防火保护层厚 30mm

图 2.6 圆钢管混凝土温度(T)-升温时间(t)关系曲线



(a) $B \times t = 299\text{mm} \times 5\text{mm}$, 无防火保护层 (b) $B \times t = 299\text{mm} \times 5\text{mm}$, 防火保护层厚 14mm

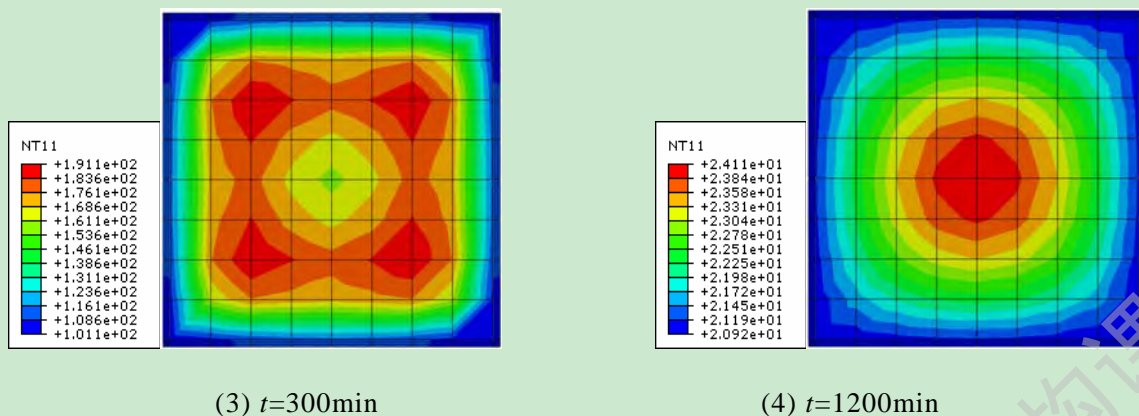


(c) $B \times t = 299\text{mm} \times 5\text{mm}$, 防火保护层厚 16mm (d) $B \times t = 299\text{mm} \times 5\text{mm}$, 防火保护层厚 19mm

图 2.7 方钢管混凝土温度(T)-升温时间(t)关系曲线

当建筑物遭受火灾时,其实际燃烧过程十分复杂,本文将其简化为四个阶段:常温下的加载,受火升温,降温以及火灾后,所以在以往自然冷却的研究基础上本文考虑降温段的影响,更加接近于真实火灾工况,更能反应钢管混凝土结构中钢管和混凝土性能的变化规律。

图 2.8 所示为当受火时间为 30min 时截面的温度场分布,其中 NT11 为构件全部节点的温度,单位为 $^{\circ}\text{C}$ 。由(a)图可以看出,圆钢管混凝土柱的等温线为一系列的同心圆,由钢管表面依次向核心混凝土内部逐渐减小,核心混凝土的温度梯度较大,核心混凝土内部温度又逐渐变化平缓;对于方钢管混凝土柱,由(b)图所示方截面构件温度场变化规律为,截面外边缘的等温线与其截面形状,依次向核心混凝土内部发展为椭圆形状,而且角部的温度总体上要高于边长中间部位的温



(b) 方钢管混凝土 ($B \times t_s \times L = 400\text{mm} \times 9.3\text{mm} \times 4000\text{mm}$, $f_y = 345\text{MPa}$, C60 混凝土)

图 2.8 截面温度场变化示意图

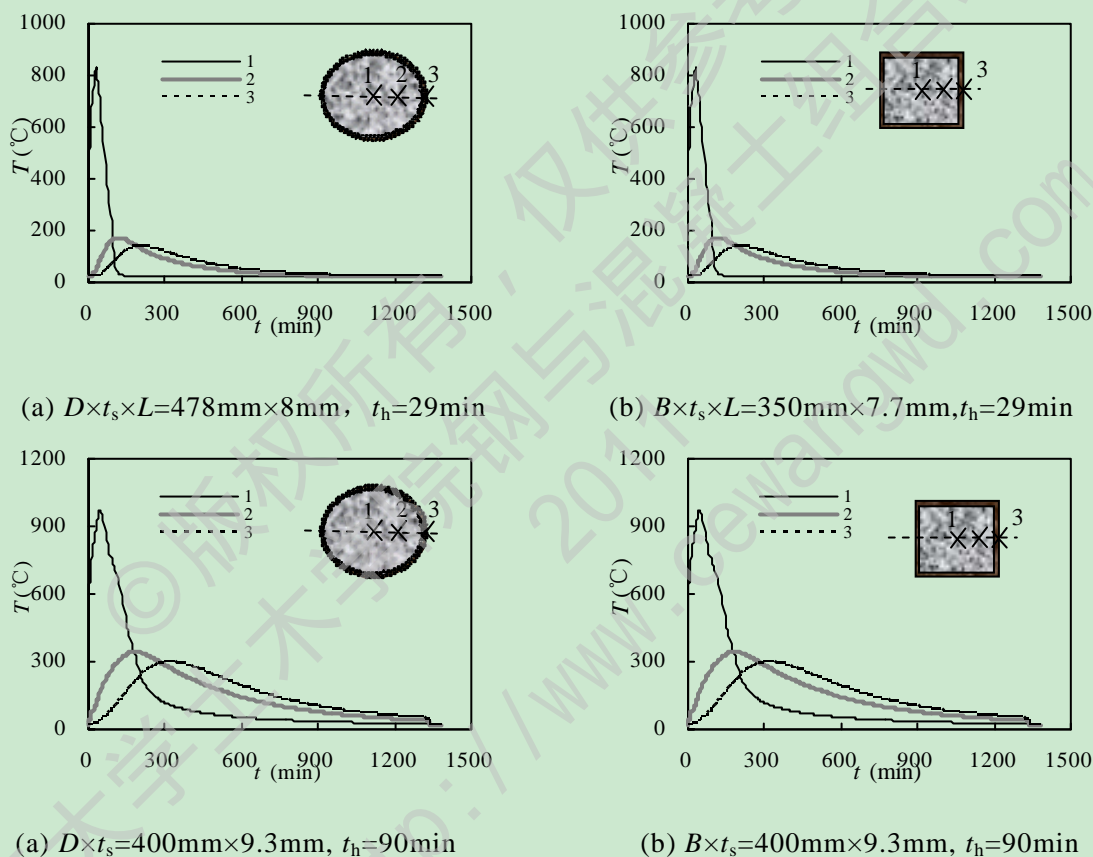


图 2.9 钢管混凝土柱截面 $T-t$ 关系曲线

图 2.9 所示为圆截面与方钢管混凝土柱截面温度随着时间变化关系曲线，截面 3 位置为钢管外表面，在升温过程中温度基本按照 ISO-834 进行升降温变化，截面 2 为距外边元 $D/4$ 处，3 位置为核心混凝土中心点，可见核心混凝土在整个升降温过程中温度相对较低，升降温时间相对于钢管明显滞后，这同样是由于核心混凝土的热惰性引起的。

2.3.2 钢管混凝土组合框架温度场算例分析

通过前面对钢管混凝土柱截面温度场的分析来研究单个构件在高温下的温度场截面分布规律，发现理论模拟与试验数据基本吻合良好，验证所建模型有效；

单个构件的研究是为研究由其组成的框架做铺垫的，所以本文基于以上温度场的建模方法，来研究钢管混凝土柱-组合梁框架温度场变化规律，通过与单个构件的温度场对比发现由于钢筋混凝土楼板以及梁柱的相互作用，使得其截面温度要低于单个构件的温度。

下面参照王卫华（2009）^[38]中框架相关尺寸来模拟钢管混凝土组合框架的温度场模型，但采用钢梁，即圆钢管混凝土柱截面 $D \times t_s \times L = 400\text{mm} \times 9.3\text{mm}$ ， $t_h = 90\text{min}$ ，C60 混凝土，Q345 钢材，梁尺寸选取 $306\text{mm} \times 160\text{mm} \times 7\text{mm} \times 7\text{mm}$ ，环板宽度为 80mm ，按照 ISO-834 标准升温曲线升温 90min 。由于此框架是单层单跨。故取左柱为研究对象进行分析。图 2.10 为圆截面钢管混凝土柱-钢梁框架中梁柱不同时刻温度场的变化规律示意图（取左柱为研究对象）。

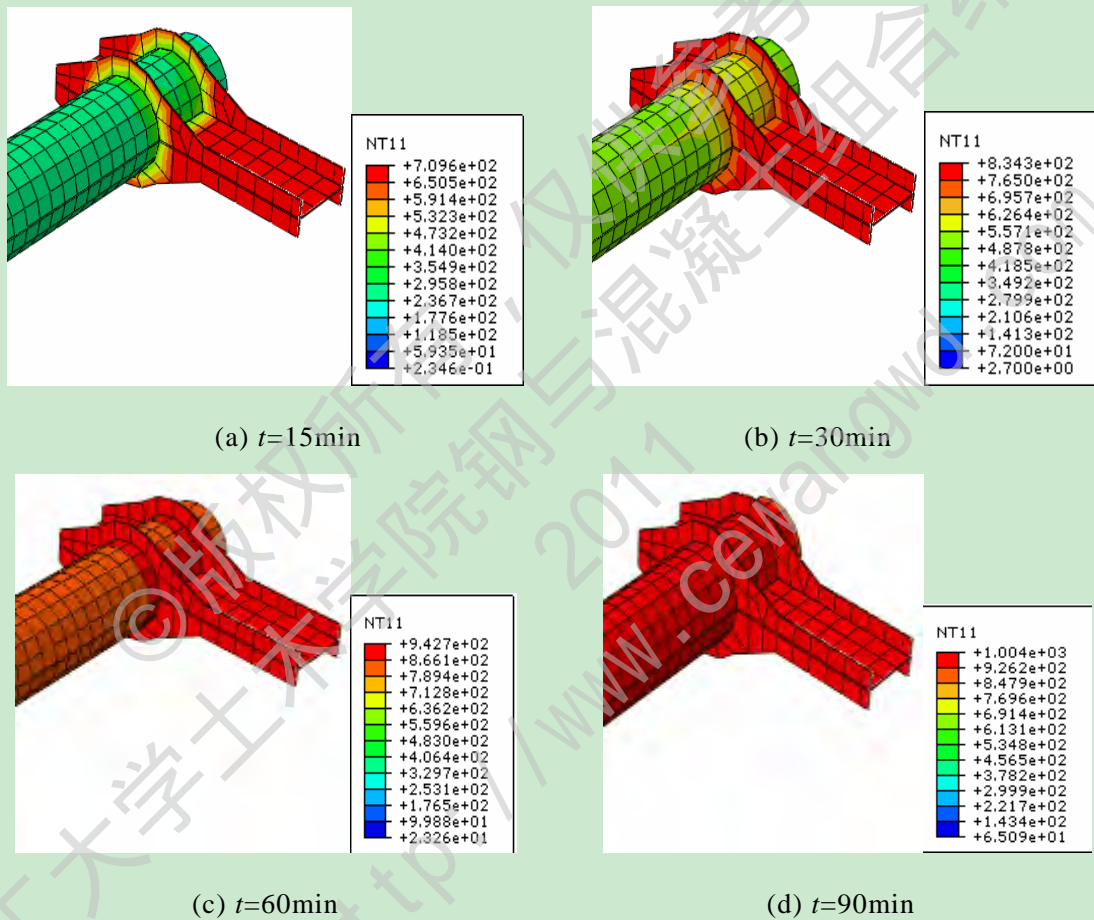


图 2.10 圆截面钢管混凝土框架梁柱不同时刻温度场变化规律

由图 2.10 可见，钢管混凝土柱-钢梁框架在高温下的温度变化规律为：钢管混凝土柱升温明显滞后于钢梁，核心混凝土温度明显滞后于钢管和钢梁，这是由于混凝土本身的热惰性引起的。下图 2.11 所示为圆截面钢管混凝土柱截面与梁截面 $T-t$ 关系曲线示意图。

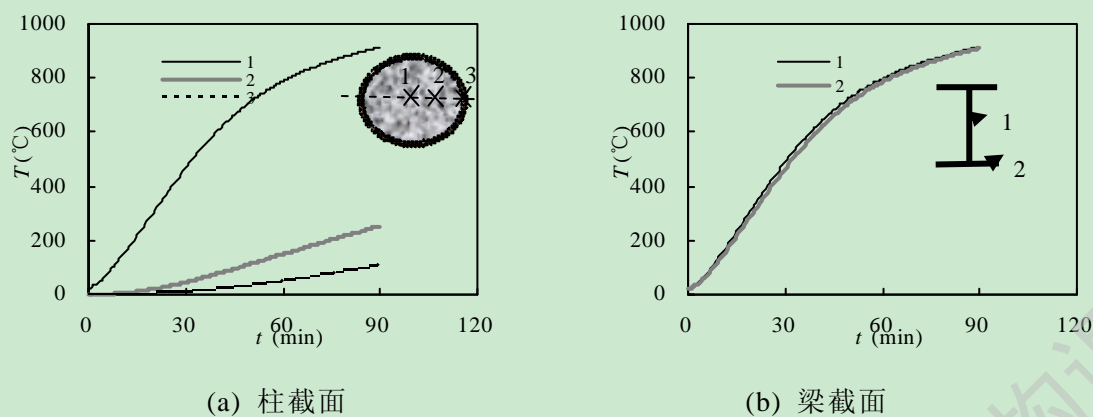


图 2.11 钢管混凝土柱截面与梁截面 $T-t$ 关系曲线

图 2.11 为钢管混凝土柱-钢梁框架在高温下柱截面与梁截面 $T-t$ 关系曲线，对于钢管混凝土框架柱而言，其变化规律与单个构件基本相似，而工字形框架钢梁的翼缘和腹板温度相差很小，基本同时到达最高温度。

通过以上对恒高温下钢管混凝土柱-钢梁框架温度场的分析可见，钢管以及钢梁基本按照 ISO-834 标准升温曲线进行升温，而核心混凝土温度变化则相对滞后；下面分析更接近真实火灾情况下的考虑升降温段钢管混凝土柱-钢梁组合框架的温度场变化规律。具体尺寸与恒高温下钢管混凝土框架相同，整个受火时间为 1200min，其中升温时间为 90min。下图 2.12 所示为圆截面钢管混凝土框架梁柱在升降温不同时刻的温度场变化规律示意图。

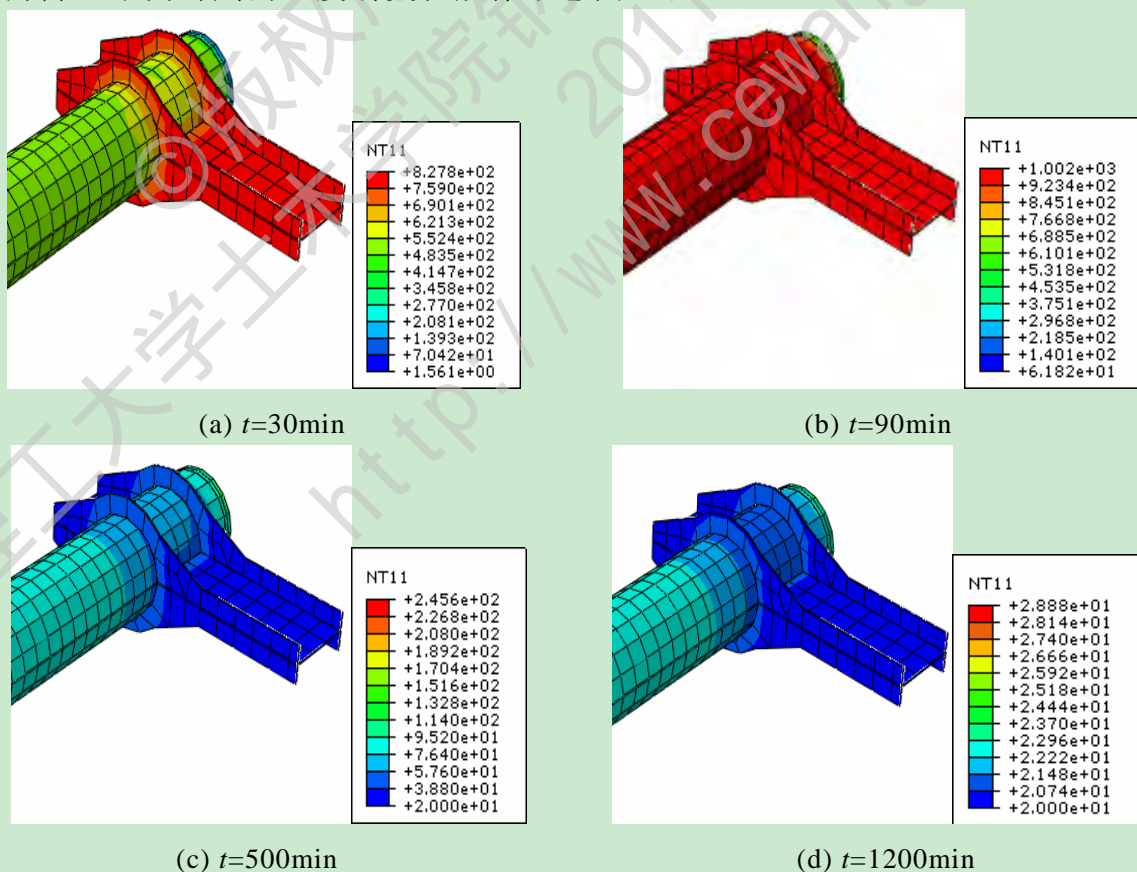


图 2.12 圆截面钢管混凝土框架梁柱不同时刻温度场变化规律

由图 2.11 可见，钢管混凝土柱-钢梁框架在考虑升温以及降温后的温度变化规律为：升温段与高温下温度场变化规律相似，进入降温段以后 500min 左右，钢梁已经基本接近环境温度（20℃），但钢管混凝土柱温度相对较高，这主要是由于核心混凝土的热惰性而引起的，具体规律与单个钢管混凝土柱相似，这里不再进行重复，而在钢管混凝土柱与钢梁连接的区域温度相对于其他柱身较低，这主要是由于钢梁的作用而引起的。图 2.13 所示为圆截面钢管混凝土柱截面与梁截面 $T-t$ 关系曲线示意图。

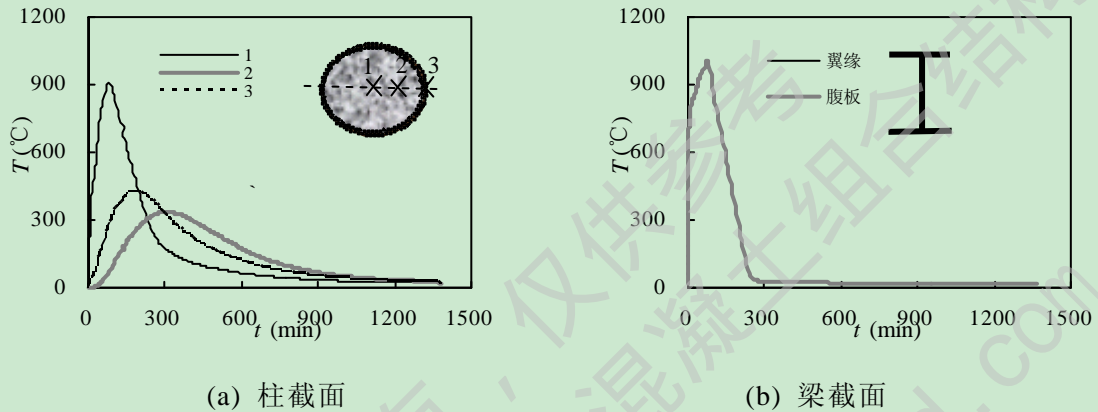
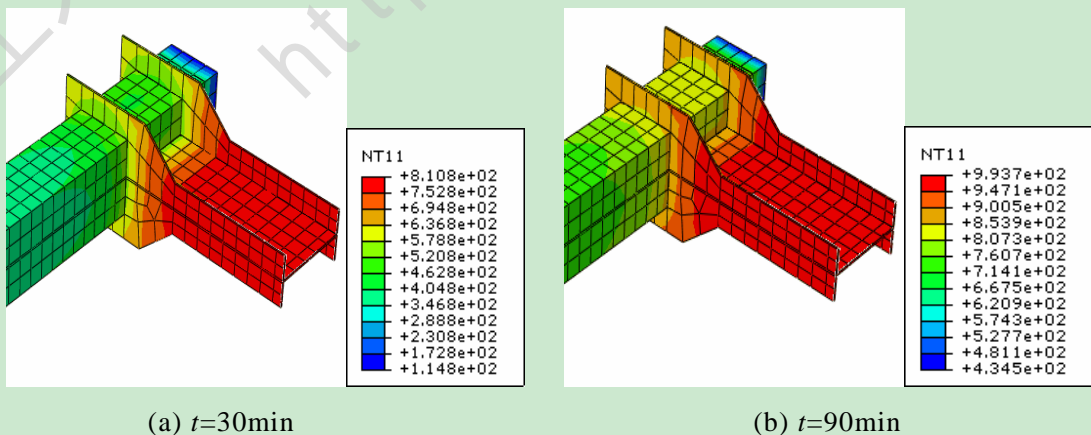


图 2.13 圆钢管混凝土柱截面与梁截面 $T-t$ 关系曲线

图 2.13 为钢管混凝土柱-钢梁组合框架在考虑升温以及降温后柱截面与钢梁截面 $T-t$ 关系曲线，对于钢管混凝土柱而言，变化规律与单个构件基本相似，而工字形钢梁的翼缘和腹板温度相差很小，基本同时到达最高温度，而且与 ISO-834 标准升降温曲线变化基本一致。

下面研究方截面钢管混凝土柱-钢梁框架在考虑升温与降温作用下的温度场变化规律，即方钢管混凝土柱截面 $B \times t_s \times L = 120\text{mm} \times 3.46\text{mm} \times 1450\text{mm}$ ， $t_h = 90\text{min}$ ，C60 混凝土，Q345 钢材，梁尺寸选取 $160\text{mm} \times 80\text{mm} \times 3.44\text{mm} \times 3.44\text{mm}$ ，按照 ISO-834 标准升温曲线升温 90min。由于此框架是单层单跨，故取左柱为研究对象进行分析。图 2.14 所示为方截面钢管混凝土柱截面与梁截面 $T-t$ 关系曲线变化示意图。



(a) $t=30\text{min}$

(b) $t=90\text{min}$

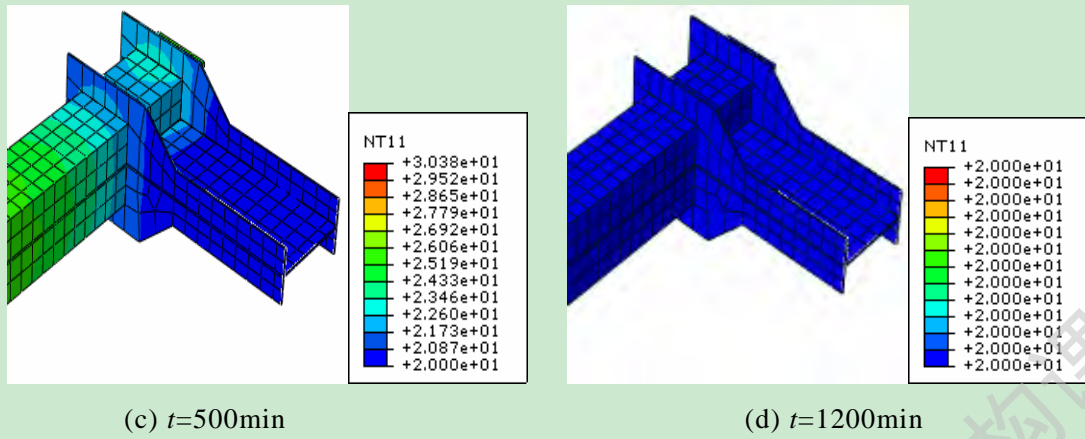


图 2.14 方截面钢管混凝土框架梁柱不同时刻温度场变化规律

由图 2.14 可见，方截面钢管混凝土柱-钢梁框架在考虑升温以及降温后的温度变化规律为：在升温阶段，温度有框架内部截面向框架外截面进行热传导，在此升温过程中，钢梁（除环板部分）最先达到历史最高温度，升温段与高温下温度场变化规律相似；进入降温段以后 500min 左右，钢梁已经基本接近环境温度（20℃），但钢管混凝土柱温度相对较高，这主要是由于核心混凝土的热惰性而引起的，而在钢管混凝土柱与钢梁连接的区域温度相对于其他柱身较低，这主要是由于钢梁的作用而引起的。图 2.15 所示为圆截面钢管混凝土柱截面与梁截面 $T-t$ 关系曲线示意图，其变化规律与圆截面钢管混凝土柱-钢梁框架基本一致。

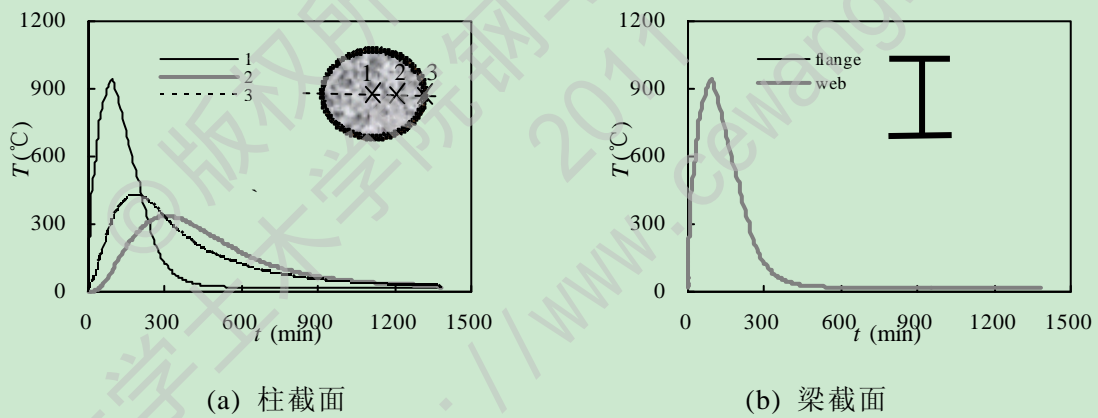


图 2.15 方截面钢管混凝土柱截面与梁截面 $T-t$ 关系曲线

下图为钢管混凝土柱-组合梁平面框架温度场在升温与降温过程中的变化规律，具体尺寸见第三章。如图 2.16 所示，其中组合框架升温时间为 29min，钢管混凝土柱、钢梁（不包括上翼缘表面部分）以及楼板下为受火区域。

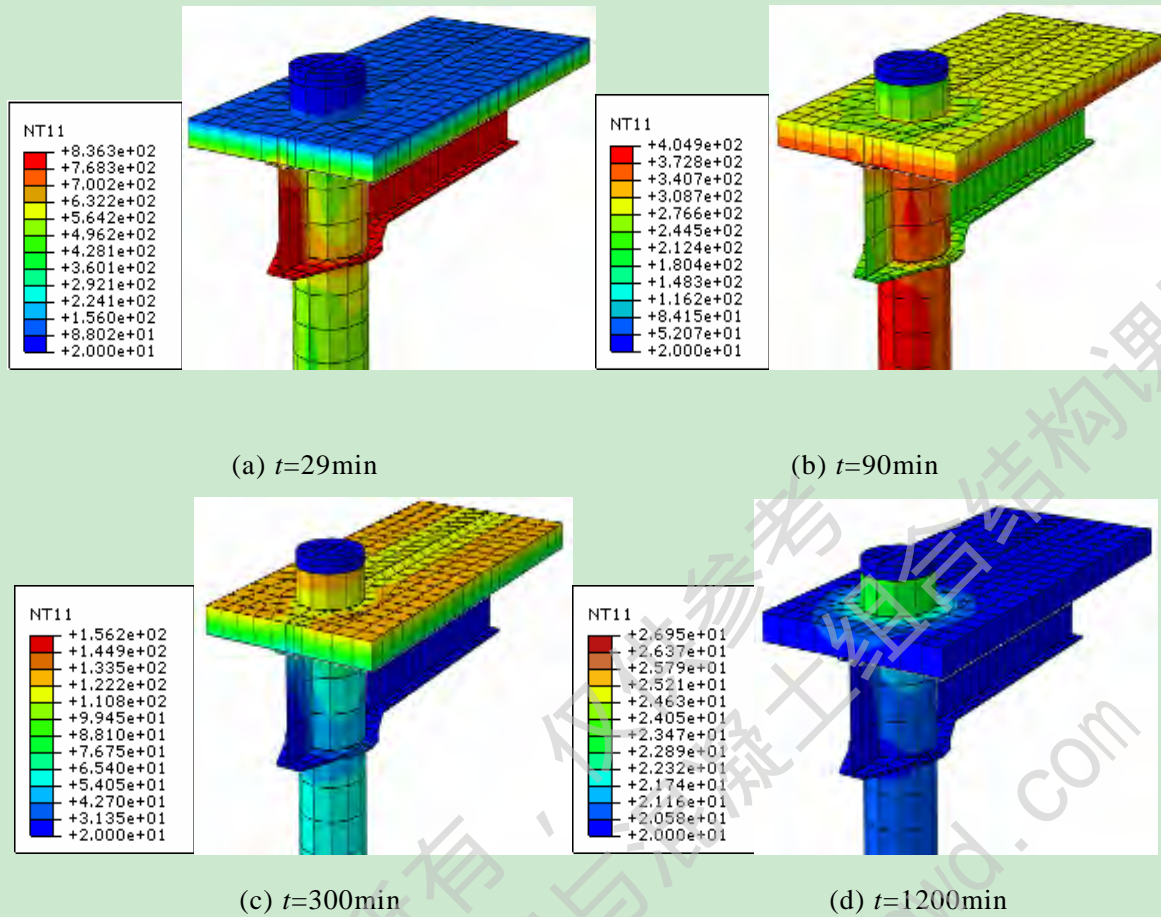
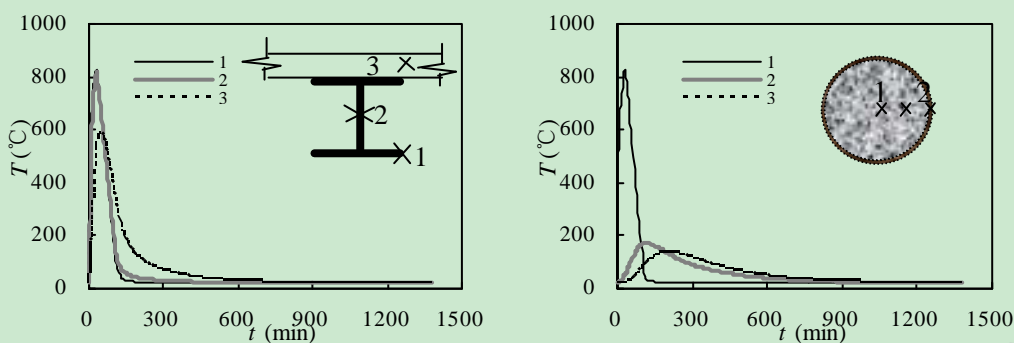


图 2.16 组合框架不同时刻温度变化规律

由图 2.16 可见，对于钢管混凝土柱-组合梁平面框架在升温 and 降温过程中温度变化规律为，当升温时间 $t=29\text{min}$ 时，组合框架最高温度出现在钢梁上，钢筋混凝土楼板和核心混凝土温度相对较低；在降温过程中，钢筋混凝土楼板温度明显滞后于钢梁和钢管混凝土柱，这主要是由于混凝土的热惰性引起的；大约经历 1200min 左右的降温，平面组合框架温度基本接近环境温度。

图 2.17 所示为钢管混凝土柱-组合梁平面框架梁柱非节点区不同位置 $T-t$ 关系曲线。由图 2.17(a) 可见，组合梁不同位置的温度变化是不相同的，钢筋混凝土板的温度明显滞后于钢梁的翼缘和腹板，这与图 2.16 一致。图 2.17(b) 所示为组合框架非节点区钢管混凝土柱截面 $T-t$ 关系曲线，其温度变化规律与单根构件基本相似，钢管表面温度与 ISO-834 标准升降温曲线基本一致，而核心混凝土温度相对滞后，并且呈明显的同心圆梯度分布，其中位置点 1 为钢管混凝土柱中心位置，位置 2 为距离中心点 $D/4$ ，位置 3 为钢管混凝土钢管外表面。

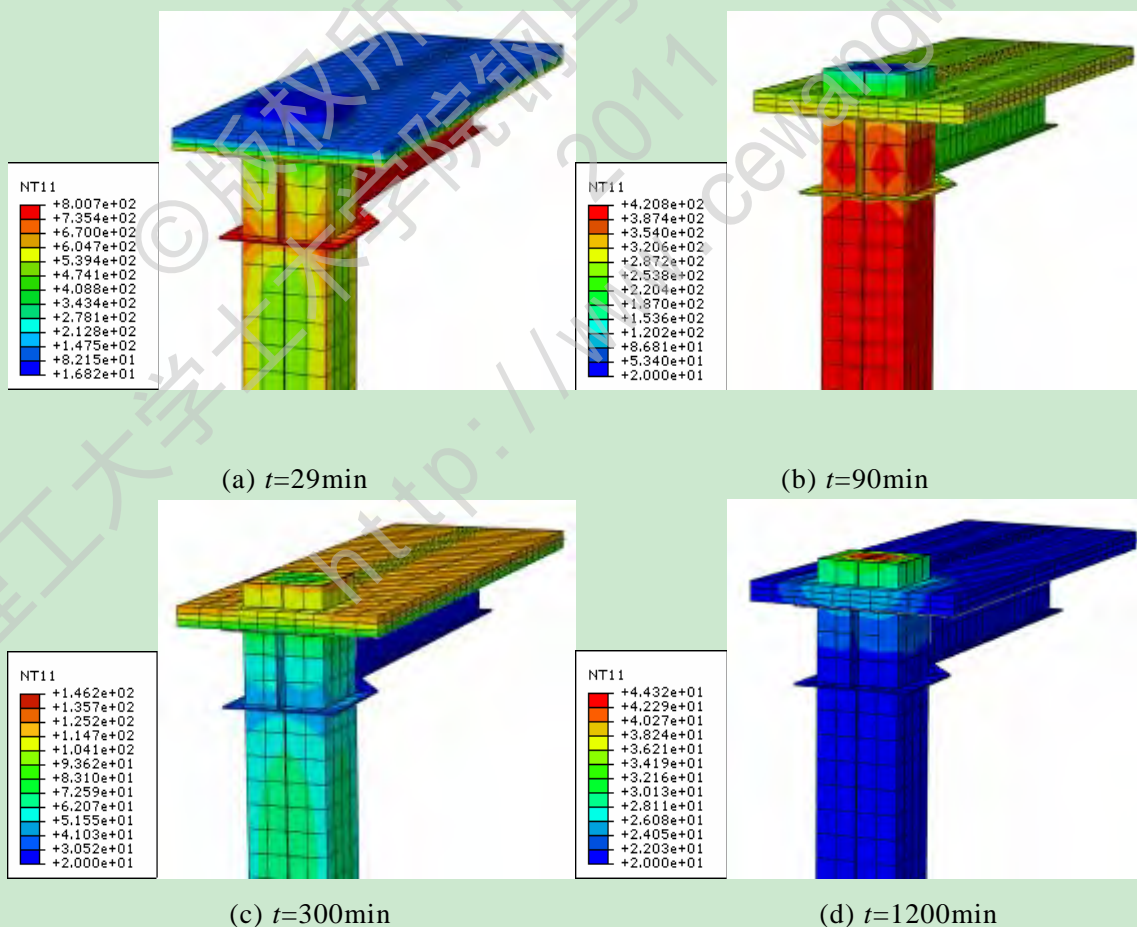


(a) 组合梁截面

(b) 非节点区钢管混凝土截面

图 2.17 钢管混凝土柱-组合梁框架截面 $T-t$ 关系曲线

下面采用上述建模方法来模拟分析考虑火灾全过程的方截面钢管混凝土柱-组合梁框架温度场变化规律。组合框架的基本信息如下：方截面钢管混凝土柱 $B \times t \times H = 400\text{mm} \times 9.31\text{mm} \times 3300\text{mm}$ ，工字形钢梁截面为： $H320\text{mm} \times 160\text{mm} \times 7\text{mm} \times 7\text{mm}$ ，外加强环板宽 80mm，钢筋混凝土楼板 $b_{\text{slab}} \times t_{\text{slab}} \times L_{\text{slab}} = 1000\text{mm} \times 80\text{mm} \times 6000\text{mm}$ ，楼板内纵向钢筋 8@200，分布钢筋 8@200；栓钉为 16，间距 200mm，沿梁轴线方向单排布置，柱含钢率 $\alpha = 0.1$ ，Q345 钢，C60 混凝土。图 2.18 为组合框架不同受火时刻温度变化规律。



(a) $t=29\text{min}$

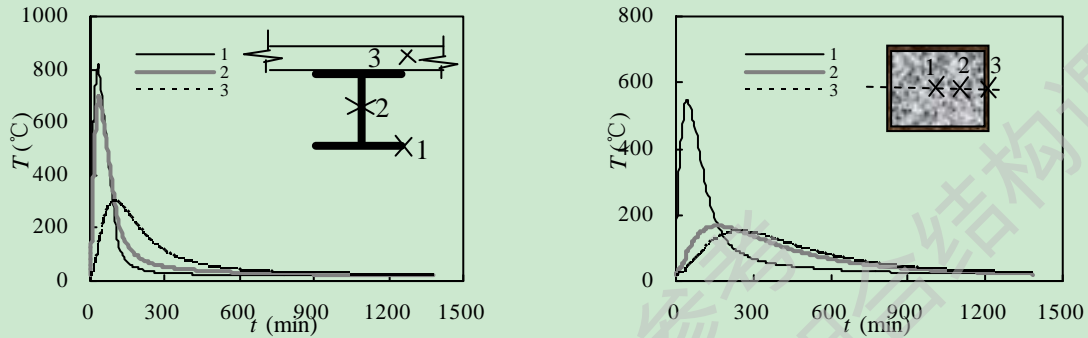
(b) $t=90\text{min}$

(c) $t=300\text{min}$

(d) $t=1200\text{min}$

图 2.18 组合框架不同时刻温度变化规律

图 2.19 所示为方截面钢管混凝土柱-组合梁平面框架温度场不同位置 $T-t$ 关系曲线。由图(a)可见，组合梁不同位置的温度变化是不相同的，钢筋混凝土板的温度明显滞后于钢梁的翼缘和腹板。图 2.19(b)所示为组合框架非节点区钢管混凝土柱截面 $T-t$ 关系曲线，其温度变化规律与单根构件基本相似。总体上看，方截面组合框架的温度要低于圆截面组合框架，这与实际理论是相符的。



(a) 组合梁截面

(b) 非节点区钢管混凝土截面

图 2.19 钢管混凝土柱-组合梁框架截面 $T-t$ 关系曲线

2.4 本章小结

本章对钢管混凝土柱-组合梁平面框架的温度场进行了有限元数值模拟分析，可得到以下结论：

(1) 通过综述国内外关于钢材和混凝土的热工参数的研究报告，合理选择了适合本文的热工材性，并且通过合理的边界条件以及网格划分等建立了考虑升降温火灾作用的钢管混凝土组合框架的温度场模型。

(2) 通过建立已有相关试验的钢管混凝土构件的温度场有限元模型进行分析，来验证模型的有效性，在此过程中选取不同的升温曲线（ISO-834 和加拿大标准升温曲线）来研究不同火灾时刻下钢管混凝土构件的截面温度变化规律，计算结果与已有相关试验进行了对比验证，吻合良好。

(3) 采用以上建模方法，建立了考虑升降温火灾作用下的钢管混凝土柱-组合梁平面框架的温度场模型，选取框架节点区和非节点区来进行分析整个框架的温度场变化规律。结果表明，由于钢筋混凝土楼板的作用使得组合框架整体温度要低于单个构件，方截面组合框架的温度略低于圆截面组合框架的温度，这与实际理论也是相符合的。

第 3 章 考虑火灾全过程的钢管混凝土组合框架的力学分析模型

3.1 概述

为了更进一步深入研究考虑火灾全过程的钢管混凝土柱-组合梁框架在温度场与荷载耦合的复杂阶段的力学性能, 本文首先确定了常温、火灾升温、降温和火灾后等阶段钢材和核心混凝土的材料本构关系模型, 合理的网格划分以及边界条件等, 在此基础上建立了考虑火灾全过程的钢管混凝土柱-钢梁组合框架的力学有限元模型, 实现了对升温、降温火灾和外荷载共同作用下的平面组合框架的受力全过程分析, 并与常温下以及未考虑降温(升温后自然冷却)的火灾后的力学性能进行对比分析。

由于目前国内没有关于火灾全过程的钢管混凝土组合框架的相关试验报告, 本文通过对火灾全过程的钢管混凝土构件以及组合节点的理论分析与试验进行了对比, 验证模型的有效性。在此基础上, 建立了考虑火灾全过程的钢管混凝土组合框架的有限元模型, 进行相关的力学以及其工作机理分析。

3.2 材料本构模型

考虑火灾全过程的钢管混凝土组合框架在温度与荷载耦合作用下经历了四个复杂阶段, 即: 常温下加载, 升温、降温以及火灾后; 应力-应变关系是工程结构材料的物理关系, 是结构强度和变形计算中必不可少的依据。因此, 为了研究清楚钢管混凝土结构的荷载-变形关系曲线, 合理的选取各个阶段的钢材和核心混凝土以及钢筋混凝土楼板的本构关系对研究火灾全过程力学性能至关重要。

3.2.1 钢材本构关系模型

1. 常温段

常温阶段钢材的应力-应变关系模型可以分为两类: 一类为有明显屈服平台的二次塑流模型, 工程中 Q235 钢、Q345 钢、Q390 钢常采用该模型来表达其应力-应变关系。即图 3.1(a) 所示, 简单概括为: 弹性段(oa)、弹塑性段(ab)、塑性段(bc)、强化段(cd)和二次塑流段(de) (韩林海, 2007^[11])。另一类为无明显屈服平台的模型, 如双折线模型, 一般采用图 3.1(b)所示的关系曲线, 即弹性段(oa)和强化段(ab)。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 $\nu_s=0.3$ 。本文中不同火灾阶段, 钢材均采用等向弹塑性模型, 满足 Von Mises 屈服准则, 采用相关流动法则和用于单调荷载下的等向强化法则。

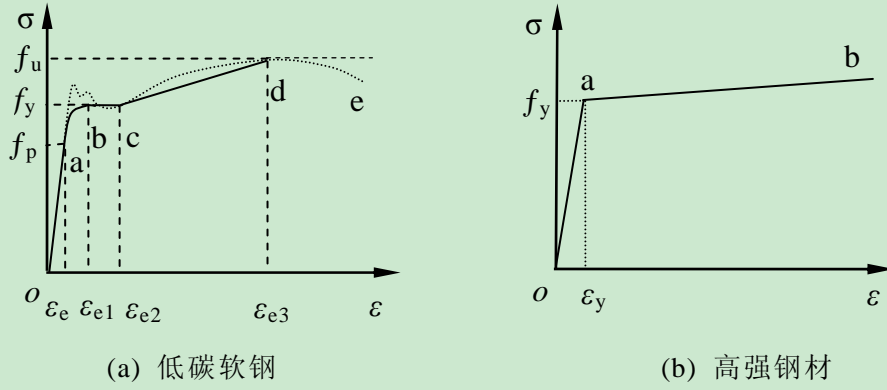


图 3.1 常温下低碳钢与高强钢的材料本构关系曲线

如图 3.1(a)所示，图中虚线曲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、屈服极限和抗拉强度极限。其应力-应变关系模型的数学表达式如下：

$$\sigma_s = \begin{cases} E_s \varepsilon_s & \varepsilon_s \leq \varepsilon_e \\ -A\varepsilon_s^2 + B\varepsilon_s + C & \varepsilon_e < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{e1} \\ f_y & \varepsilon_{e1} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{e2} \\ f_y [1 + 0.6 \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{e2}}{\varepsilon_{e3} - \varepsilon_{e2}}] & \varepsilon_{e2} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{e3} \\ 1.6f_y & \varepsilon_s > \varepsilon_{e3} \end{cases} \quad (3.1)$$

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

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

2. 升温段

升温段钢材的应力-应变模型有很多，例如：Ramberg-Qsgood 模型、Rubert-Schaumann 模型、Poh 模型、ASEC 模型、Eurocode3 模型等。本文采用 Lie^[92]给出的高温下钢材的应力-应变关系，韩林海（2007）^[11]通过与试验得到的位移曲线和耐火极限对比后发现，采用该模型能较好的模拟火灾下钢材的力学性能，具体表达式如式(3.2)所示。升温过程中钢材的弹性模量 E_{sh} 、屈服强度 f_{yh} 和屈服应变 ε_{sh} 由应力-应变关系得到，如下式所示。钢材的柏松比受温度影响很小，所以本文取 0.2。

$$\sigma_s = \begin{cases} \frac{f(T,0.001)}{0.001} \varepsilon_s & \varepsilon_s \leq \varepsilon_p \\ \frac{f(T,0.001)}{0.001} \varepsilon_p + f[T, (\varepsilon_s - \varepsilon_p + 0.001)] - f(T,0.001) & \varepsilon_s > \varepsilon_p \end{cases} \quad (3.2)$$

式中， $\varepsilon_p = 4 \times 10^{-6} f_y$ ；

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

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

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

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

$$\varepsilon_{yh}(T) = \varepsilon_p = 4 \times 10^{-6} f_y$$

图 3.2 为利用上述钢材本构模型计算的 Q345 钢材在不同温度下的应力-应变关系曲线图。可见，在火灾下，钢材弹性模量降低，而泊松比基本不变。

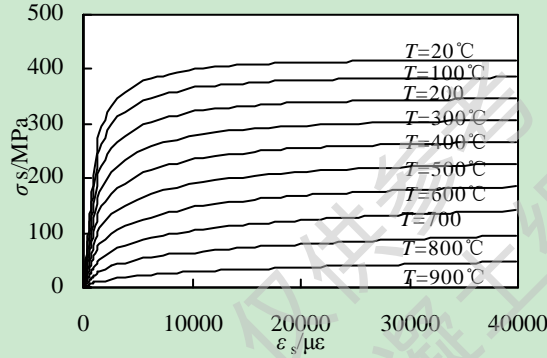


图 3.2 高温下钢材应力-应变关系曲线

3. 降温段

降温段是火灾下向火灾后过度的一个中间范畴，因此其材料的力学性能不仅与当前温度有关，而且与历史曾经经历的最高温度有关，对于降温段钢材的应力-应变关系国内外目前研究较少。EI-Rimawi 等（1996）^[93]提出了降温段卸载假设来考虑钢材降温段应变反向的影响，但没有考虑经历历史最高温对降温段钢材的影响；Yang 等（2008）^[58]采取双折线模型，假定钢材降温段的应力-应变关系与火灾后相同，而屈服强度和屈服应变以当前温度为自变量在升温阶段和火灾后插值取得，但是没有考虑强化段材性的恢复。具体表达式如下：

$$\sigma = \begin{cases} E_s(T_{\max})\varepsilon & \varepsilon \leq \varepsilon_y(T_{\max}) \\ f_y(T_{\max}) + E'_s(T_{\max})[\varepsilon - \varepsilon_y(T_{\max})] & \varepsilon > \varepsilon_y(T_{\max}) \end{cases} \quad (3.3)$$

其中， $f_{yc}(T, T_{\max}) = f_{yh}(T_{\max}) - \frac{T_{\max} - T}{T_{\max} - T_0} [f_{yh}(T_{\max}) - f_{yp}(T_{\max})]$ 为降温过程中钢材的屈服强度；

$\varepsilon_{yc}(T, T_{\max}) = \varepsilon_{yh}(T_{\max}) - \frac{T_{\max} - T}{T_{\max} - T_0} [\varepsilon_{yh}(T_{\max}) - \varepsilon_{yp}(T_{\max})]$ 为降温过程中钢材的屈服应变；

$E_{sc}(T, T_{\max}) = \frac{f_{yc}(T, T_{\max})}{\varepsilon_{yc}(T, T_{\max})}$ 为降温段的弹性模量；

$E_{sc}'(T, T_{max}) = 0.001E_{sc}(T, T_{max})$ 降温过程中钢材的强化模量；

$f_{yh}(T_{max})$, $\varepsilon_{yh}(T_{max})$, $\sigma_{sh}(T_{max})$ 为升温过程中钢材的屈服强度、屈服应变和强化段的应力，由式 (3.2) 确定；

$f_{yp}(T_{max})$, $\varepsilon_{yp}(T_{max})$, $\sigma_{sp}(T_{max})$ 为火灾后钢材的屈服强度、屈服应变和强化段的应力，由式 (3.5) 确定；

本文采用 Song (2010) [60] 中选取的钢材应力-应变关系模型，假定钢材在弹性段和强化段都有所恢复，屈服强度和屈服应变以当前温度 T 为自变量在 T_0 和 T_{max} 之间插值获得，强化段的应力值以当前温度 T 为自变量在升温阶段和高温后阶段应力值之间插值获得，具体表达式如下：

$$\sigma_s = \begin{cases} E_{sc}(T, T_{max})\varepsilon_s \\ \sigma_{sh}(T_{max}) - \frac{T_{max}-T}{T_{max}-T_0} [\sigma_{sh}(T_{max}) - \sigma_{sp}(T_{max})] \end{cases} \quad (3.4)$$

式中：

T 为当前温度； T_{max} 为历史最高温度； T_0 为环境温度，取 20°C ；

$f_{yc}(T, T_{max}) = f_{yh}(T_{max}) - \frac{T_{max}-T}{T_{max}-T_0} [f_{yh}(T_{max}) - f_{yp}(T_{max})]$ 为降温过程中钢材的屈服强度；

$\varepsilon_{yc}(T, T_{max}) = \varepsilon_{yh}(T_{max}) - \frac{T_{max}-T}{T_{max}-T_0} [\varepsilon_{yh}(T_{max}) - \varepsilon_{yp}(T_{max})]$ 为降温过程中钢材的屈服应变；

$E_{sc}(T, T_{max}) = \frac{f_{yc}(T, T_{max})}{\varepsilon_{yc}(T, T_{max})}$ 为降温段的弹性模量；

$f_{yh}(T_{max})$, $\varepsilon_{yh}(T_{max})$, $\sigma_{sh}(T_{max})$ 为升温过程中钢材的屈服强度、屈服应变和强化段的应力，由式 (2.2) 确定；

$f_{yp}(T_{max})$, $\varepsilon_{yp}(T_{max})$, $\sigma_{sp}(T_{max})$ 为火灾后钢材的屈服强度、屈服应变和强化段的应力，由式 (2.4) 确定；

4. 火灾后

高温后钢材的力学性能与钢材的种类、升温时间比、冷却方式等因素有关，一般认为：在高温状态下，钢材内部结构组织发生变化，强度和弹性模量随着温度的升高而不断降低，经过高温冷却后，其强度有较大程度的恢复。韩林海 (2007) [11] 和 Yang 等 (2008) [55] 对火灾后钢管混凝土构件的力学性能进行研究时，对于自然冷却的结构钢的应力-应变关系采用双折线模型，取得较好的结果，因此，本文火灾后钢材也采用该模型，具体表达式如下：

$$\sigma = \begin{cases} E_s(T_{max})\varepsilon & \varepsilon \leq \varepsilon_y(T_{max}) \\ f_{y'}(T_{max}) + E_s'(T_{max})[\varepsilon - \varepsilon_y(T_{max})] & \varepsilon > \varepsilon_y(T_{max}) \end{cases} \quad (3.5)$$

式中，高温作用后的屈服极限 $f_{y'}(T_{max})$ 按照下式确定：

$$f_y(T_{\max}) = \begin{cases} f_y & T_{\max} \leq 400^\circ\text{C} \\ f_y [1 + 2.23 \times 10^{-4} (T_{\max} - 20) - 5.88 \times 10^{-7} (T_{\max} - 20)^2] & T_{\max} > 400^\circ\text{C} \end{cases};$$

$$\varepsilon_y(T_{\max}) = f_y(T_{\max}) / E_s(T_{\max});$$

T_{\max} 为历史遭受的最高温度， $^\circ\text{C}$ ；

弹性段取 $E_{sp}(T_{\max}) = E_s = 2.06 \times 10^5 \text{MPa}$ ，

强化段 $E_{sp}'(T_{\max}) = 0.01 E_s(T_{\max}) = 2.06 \times 10^3 \text{MPa}$ 。

下图 3.3 所示为火灾后钢材的应力-应变关系曲线，其历史最高温为 900°C ，Q345 钢。

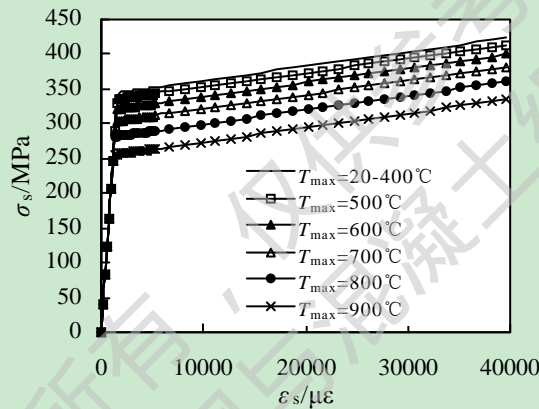


图 3.3 高温后钢材的应力-应变关系曲线

3.2.2 核心混凝土本构关系模型

1. 常温段

钢管混凝土内部核心混凝土受到钢管壁的被动约束作用，属于约束混凝土，其应力-应变关系本构模型不同于单轴状态和多轴主动约束状态下的应力-应变关系模型。韩林海（2007）^[11]提出了考虑约束效应系数影响的，适用于被动约束状态下的钢管混凝土的应力-应变关系模型，课题组采用 ABAQUS 有限元软件对该模型得到了大量的试验验证，取得了较好的应用结果。因此，本文同样选取该模型，具体表达式如下：

$$y = \begin{cases} 2x - x^2 & (x \leq 1) \\ \frac{x}{\beta_o(x-1)^\eta + x} & (x > 1) \end{cases} \quad (3.6)$$

式中： $x = \varepsilon / \varepsilon_0$ ； $y = \sigma / \sigma_0$ ； $\sigma_0 = f_c (\text{N/mm}^2)$ ； $\varepsilon_0 = \varepsilon_c + 800 \xi^{0.2} \times 10^{-6}$ ； $\varepsilon_c = (1300 + 12.5 f_c) \times 10^{-6}$ ，其中 f_c 以 N/mm^2 为单位计；

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

$$\beta_0 = \begin{cases} \left(2.36 \times 10^{-5}\right)^{0.25+(\xi-0.5)^7} f_c^{0.5} \times 0.5 \geq 0.12 & \text{(圆钢管混凝土)} \\ \frac{f_c^{0.1}}{1.2\sqrt{1+\xi}} & \text{(方、矩形钢管混凝土)} \end{cases}$$

采用 ABAQUS 软件提供的混凝土塑性损伤模型，塑性势能方程和屈服面方程的基本参数取值为：膨胀角(dilation angle)为 30，流动偏心率为(Eccentricity)为 0.1，混凝土双轴等压强度与单轴抗压强度比值 (f_{b0}/f_{c0}) 为 1.16，拉压子午线上第二应力不变量应力比值 (K) 为 0.6667，粘性系数(viscosity parameter)为 0。混凝土受拉软化性能采用破坏能量准则来描述，对于 C20 混凝土，断裂能(GFI)取 40N/m，对于 C40 混凝土 G_f 取 120N/m，其他等级混凝土有线性内插得到。常温下混凝土的弹性模量 E_c 按陈肇元等 (1990) [95] 和 GB50010-2002 (2002) [96] 中查表或按照公式 $E_c=4730(f'_c)^{0.5}$ ，式中 f'_c 为混凝土圆柱体抗压强度，以 Mpa 为单位。泊松比取为 $\mu_c=0.2$ 。

2. 升温阶段

在课题组通过对大量钢管混凝土轴压以及压弯算例计算的基础上，考虑约束效应 ξ 和混凝土抗压强度 f'_c 的影响，本文选用韩林海 (2007) [11] 提出的本构模型，具体表达式如下：

$$y = \begin{cases} 2x - x^2 & x \leq 1 \\ \frac{x}{\beta(x-1)^\eta + x} & x > 1 \end{cases} \quad (3.7)$$

式中， $x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0^T}$ ； $y = \frac{\sigma}{\sigma_0^T}$ ； $\sigma_0^T = f'_c / [1 + a(\frac{T-20}{1000})^b]$ ；

$$a=0.017f'_c+7.83; \quad b=-0.016f'_c+3.77;$$

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

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

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

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

$$\xi = \alpha f_y(T) / f_{ck}; \quad \alpha = A_s / A_c。$$

升温过程中，核心混凝土的弹性模型取应力-应变关系曲线过原点的切线斜率，泊松比在 150℃ 开始变化，400℃ 时下降为常温的 50%，1200℃ 时混凝土泊松

比为 0。下图 3.4 为利用上述钢材本构模型计算的 C60 混凝土在不同温度下的应力-应变关系曲线图。可见，在火灾下，混凝土弹性模量随着温度的升高而降低。

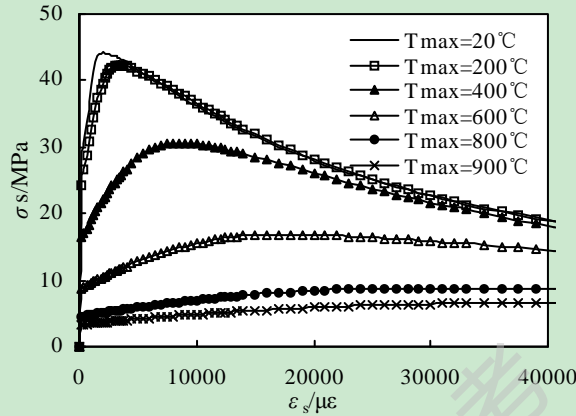


图 3.3 高温下混凝土的应力-应变关系曲线

3. 火灾后

本文选用林晓康（2006）^[97]中提出的火灾后混凝土应力-应变关系曲线，通过修正常温下钢管核心混凝土应力-应变关系模型的峰值应力与峰值应变的基础上，得到火灾后钢管核心混凝土应力-应变关系模型，结果如下：

$$y = \begin{cases} 2x - x^2 & (x \leq 1) \\ \frac{x}{\beta_o(x-1)^\eta + x} & (x > 1) \end{cases} \quad (3.8)$$

式中， $x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_o}$ ； $y = \frac{\sigma}{\sigma_o}$ ；

$$\sigma_o = \frac{f_c'}{1 + 2.4(T_{\max} - 20)^6 \times 10^{-17}};$$

$$\varepsilon_o = \varepsilon_c + 800 \xi^{0.2} \times 10^{-6}; \quad \varepsilon_c = (1300 + 12.5f_c') \times 10^{-6} \times [1 + (1500T_{\max} + 5T_{\max}^2) \times 10^{-6}]$$

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

$$\beta_o = \begin{cases} \left((2.36 \times 10^{-5})^{0.25 + (\xi - 0.5)^7} \right) f_c' \times 0.5 \geq 0.12 & (\text{圆钢管混凝土}) \\ \frac{f_c'^{0.1}}{1.2\sqrt{1 + \xi}} & (\text{方、矩形钢管混凝土}) \end{cases}$$

f_c' 为常温下混凝土圆柱体轴心抗压强度， N/mm^2 ；

T_{\max} 为历史遭受最高温度， $^{\circ}\text{C}$ 。

高温后核心混凝土的弹性模量取应力-应变关系曲线过原点切线的斜率，对于高温后柏松比的研究相对较少，这里对于高温后核心混凝土柏松比的取值升温段

相同。

4.降温阶段

降温段混凝土应力-应变关系不仅与当前温度有关，同时与经历的历史最高温度有关，但是高温后的混凝土的力学性能不仅没有得到恢复，反而更加恶化。假定降温段核心混凝土的力学性能与当前温度无关，只考虑历史最高温度的影响，故采用高温后核心混凝土的应力-应变关系模型，具体表达式如式 3.8 所示。

3.2.3 钢筋混凝土楼板中混凝土本构模型

对于组合框架中钢筋混凝土楼板中混凝土在不同阶段的本构模型按普通混凝土材性取值，下面对不同阶段钢筋混凝土楼板中混凝土的应力-应变本构关系模型进行分析。

1 高温下混凝土的材性

对于普通混凝土在高温下的弹性模型的研究已经相对较多，陆洲导等（1996）^[98]在研究钢筋混凝土在火灾后加固修复研究时提出了高温下混凝土的材性；Bracci 等（1993）^[99]在研究钢筋混凝土结构在使用阻尼器的地震分析中提到了高温下混凝土的材性；本文在考虑高温下混凝土中水蒸气蒸发，选用文献^[100]中所提到的高温下混凝土应力-应变关系来分析钢筋混凝土楼板中混凝土的材性。弹性模量具体表达式如下：

文献^[99]：

$$E_c(T) = (1 - 1.5 \times 10^{-3}T)E_c \quad 0 < T \leq 200^\circ\text{C} \quad (3.9)$$

$$E_c(T) = (0.87 - 0.82 \times 10^{-3}T)E_c \quad 200 < T \leq 700^\circ\text{C} \quad (3.10)$$

$$E_c(T) = 0.28E_c \quad 700^\circ\text{C} < T \leq 800^\circ\text{C} \quad (3.11)$$

文献[100]：

$$E_c(T) = (1 - 1.75 \times 10^{-3}T)E_c \quad 0 < T \leq 200^\circ\text{C} \quad (3.12)$$

$$E_c(T) = (0.92 - 0.923 \times 10^{-3}T)E_c \quad 200^\circ\text{C} < T \leq 700^\circ\text{C} \quad (3.13)$$

下：

$$\sigma = f_c \left[2 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0(T)} - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0(T)} \right)^2 \right] \quad 0 < \varepsilon \leq \varepsilon_0(T) (0^\circ\text{C} < T \leq 400^\circ\text{C}) \quad (3.14)$$

$$\sigma = f_c(1.6 - 0.0015T)[2\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0(T)} - (\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0(T)})^2] \quad (3.15)$$

$$0 < \varepsilon \leq \varepsilon_0(T) (400^\circ\text{C} < T \leq 800^\circ\text{C})$$

$$\sigma = f\{1 - 10[\varepsilon - (1 + 0.02T)\varepsilon_0]\} \quad (3.16)$$

$$\varepsilon > \varepsilon_0(T) (0^\circ\text{C} < T \leq 400^\circ\text{C})$$

式中： σ 和 ε 分别为应力和应变； ε_0 和 $\varepsilon_0(T)$ 分别为常温时和温度 T 作用下混凝土峰值应力所对应的峰值应变。 $\varepsilon_0(T)$ 可按下式计算：

$$\varepsilon_0(T) = (1 + 0.002T)\varepsilon_0 \quad (3.17)$$

2. 高温后混凝土的材性

高温后钢筋混凝土楼板中混凝土的弹性模量本文选取吴波（2003）^[101]所提出的计算模型，具体表达式如下：

$$E_{cr}(T) = [1.027 - 1.335(\frac{T}{1000})]E_c \quad (3.18)$$

$$T \leq 200^\circ\text{C}$$

$$E_{cr}(T) = [1.335 - 3.371(\frac{T}{1000}) + 2.382(\frac{T}{1000})^2]E_c \quad (3.19)$$

$$200^\circ\text{C} < T \leq 600^\circ\text{C}$$

其应力-应变关系模型如下：

$$\sigma = f_{cr}(T)[-1.371(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{or}(T)})^3 + 1.741(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{or}(T)})^2 + 0.628(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{or}(T)})] \quad (3.20)$$

$$0 < \varepsilon \leq \varepsilon_{or}(T)$$

$$\sigma = f_{cr}(T) \left[\frac{0.6742(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{or}(T)}) - 0.2173(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{or}(T)})^2}{1 - 1.3258(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{or}(T)}) + 0.7827(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{or}(T)})^2} \right] \quad (3.21)$$

$$\varepsilon > \varepsilon_{or}(T)$$

式中： σ 和 ε 分别为应力和应变； $\varepsilon_{or}(T)$ 为温度 T 作用后混凝土峰值应力所对应的峰值应变，可按下式计算：

$$\varepsilon_{or}(T) = \varepsilon_0 \quad T \leq 200 \quad (3.22)$$

$$\varepsilon_{or}(T) = [0.8103 + 0.4224(\frac{T}{1000}) + 2.6315(\frac{T}{1000})^2]\varepsilon_0 \quad (3.23)$$

$$T > 200$$

3.降温段混凝土材性

对于降温段钢筋混凝土楼板中混凝土的应力-应变本构关系模型,本文假定降温段混凝土的力学性能与当前温度无关,只考虑历史最高温度的影响,故采用高温后混凝土的应力-应变关系模型。具体表达式见式(3.18-3.23)。

3.3考虑火灾全过程钢管混凝土组合框架模型的建立

钢管混凝土构件是框架结构非常重要的组成部分,因此在研究节点以及组合框架抗火性能之前,先分析经历火灾全过程的钢管混凝土柱的相关力学性能至关重要,本文将考虑经历常温加载、升温、降温以及火灾全过程后等不同的荷载与温度场耦合来研究钢管混凝土柱在考虑火灾全过程的力学性能。

3.3.1 边界条件

结合已有相关火灾试验研究,本文关于考虑火灾全过程的钢管混凝土构件以及组合框架的力学计算模型采用如下边界条件:钢管混凝土下端板采用固结(pinned),上端板约束平面外和水平方向位移,防止平面外失稳;竖直方向自由约束,图3.7所示为钢管混凝土柱边界条件与加载方式示意图,图3.8所示为组合框架加载方式与边界条件示意图。关于钢管混凝土柱受火为四面均匀受火,钢管混凝土组合框架受火区域为组合楼板下部钢管混凝土柱以及钢梁腹板、翼缘下表面和下翼缘部分。

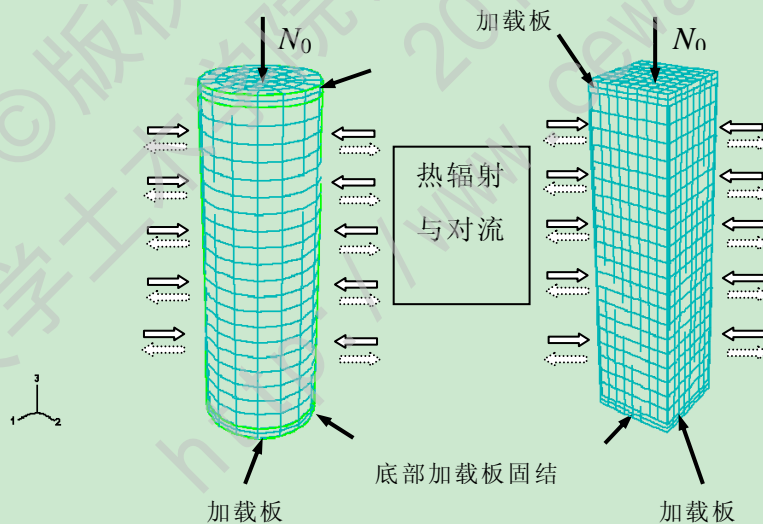


图 3.7 钢管混凝土柱边界条件与温度场热传方式示意图

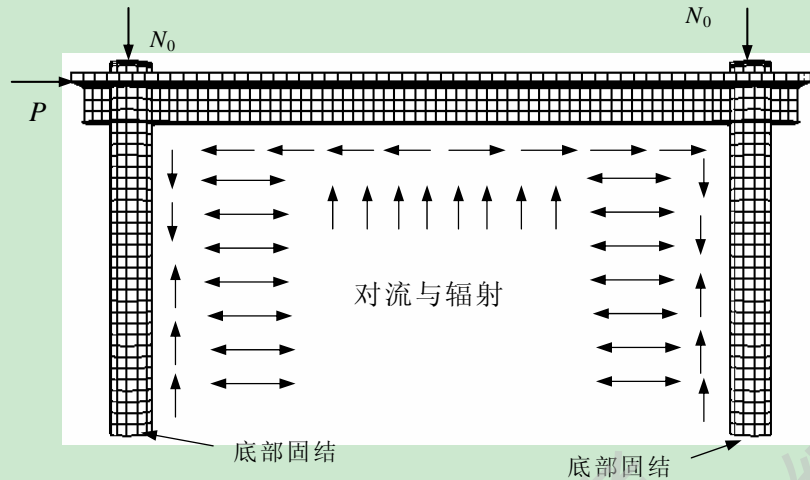


图 3.8 圆组合框架的对流和辐射边界条件示意图

3.3.2 分析步设置以及加载方式

由于火灾全过程力学模型是温度与力学一个复杂的耦合模型，结合火灾全过程作用下温度-荷载-时间关系变化路径示意图 1.6 所示，在火灾全过程力学计算模型中，设置 4 个分析步来控制全过程变化，即：Step-1 为常温段，采用自动增量来控制分析步步长和步数，加载至设计荷载；step-2 为升温段分析步，总时间为升温总时间，即 t_h ，步长与步数应与温度场升温段一致，打开 nlgeom（几何非线性）按钮；step-3 为降温段分析步，总时间为构件真实降温时间，步长与步数应与温度场降温段一致；step-4 为火灾后分析步设置。常温段加载以轴向集中力加载方式加载，火灾后加载在 step-4 以位移加载方式加载至构件达到极限承载力而发生破坏。

3.3.3 单元选取、网格划分以及界面处理方法

在结构力学计算模型中，网格划分以及节点和单元编号必须与温度场保持一致，以便力学计算过程中可以正确读入各节点的温度值。在网格划分中，采用边缘布种子的方法来划分单元网格，种子数必须与温度场一致，单元类型选用 3D-Stress。钢管、混凝土、柱加载板以及钢梁选用八节点三维实体单元(C3D8)；钢筋采用 Truss 单元 (T3D2)，不考虑缩减积分。其网格划分如图 3.8 所示。

钢管与混凝土的界面模型由界面法线方向的接触和切线方向的粘结滑移构成。本文中钢管与混凝土界面法线方向的接触采用硬接触，即垂直于接触面的压力可以完全地在界面间传递。界面切向力模拟采用库仑摩擦模型，界面可以传递剪应力，直到剪应力达到临界值 τ_{crit} ，界面之间产生相对滑动，在滑动过程中界面剪应力保持为 τ_{crit} 不变。其中截面摩擦系数取 0.6。

对于高温火灾后钢管与核心混凝土之间的滑移与常温下有所不同，关于这方面还没有专门的文献论述。郑永乾（2007）^[52]对型钢混凝土构件的钢材与混凝土之间接触滑移进行分析，结果表明滑移对型钢混凝土构件在高温下的性能影响

很小。Ding 和 Wang (2007)^[101]经过有限元分析,认为由于高温下钢管与核心混凝土的热膨胀系数不同,钢管与混凝土接触界面上会发生分离,因此有无考虑滑移对高温下钢管混凝土构件的性能影响不大。此外,由于目前尚缺乏有关试验资料,因此在本文的研究范围内,高温下与高温后接触面模型均暂按照常温下的情况进行确定。

在力学分析模型中,钢管和混凝土接触面采用界面单元来模拟钢管与混凝土之间的摩擦力,定义钢管和混凝土各自接触面(钢管为主控表面,混凝土为从属表面),并设置其有交互作用来模拟接触面的分离及摩擦行为。钢管混凝土柱与钢梁以及钢筋混凝土楼板采用绑定约束(Tie),钢筋与混凝土板采用嵌入(Embedded)约束。

3.3.4 不同温度阶段材料本构关系模型的转化

在火灾全过程钢管混凝土柱力学模型中,由于在升温与降温过程中同一个温度值对应不同阶段材性,因此本文编写场变量子程序 USDFLD,对不同阶段温度的材料本构关系进行转化。

有限元模型中输入材料性能时,通过设置场参数 field 来标识火灾全过程不同阶段的材性: field-1 为常温段材性, field-2 为升温段材性, field-3 为降温段材性, field-4 为火灾后材性。通过有限元计算过程中当前增量步积分点上的温度和当前荷载步来判断积分点所在的温度阶段: step-1 为常温段加载, step-2 为升温阶段, step-3 为降温阶段, step-4 为火灾后阶段。

上述热力学相继耦合的计算中必须注意两个问题:1)进行温度场计算的节点编号和网格划分必须与力学计算时完全一致,以保证力学计算时正确读入每个节点的温度值。2)力学计算的时间应(step time)与前期温度场分析时的计算时间一致,以保证力学性能计算时,不同时刻点的温度与升温过程相同,此时计算出的构件破坏时间才为耐火极限。

3.4 钢管混凝土构件受火算例分析

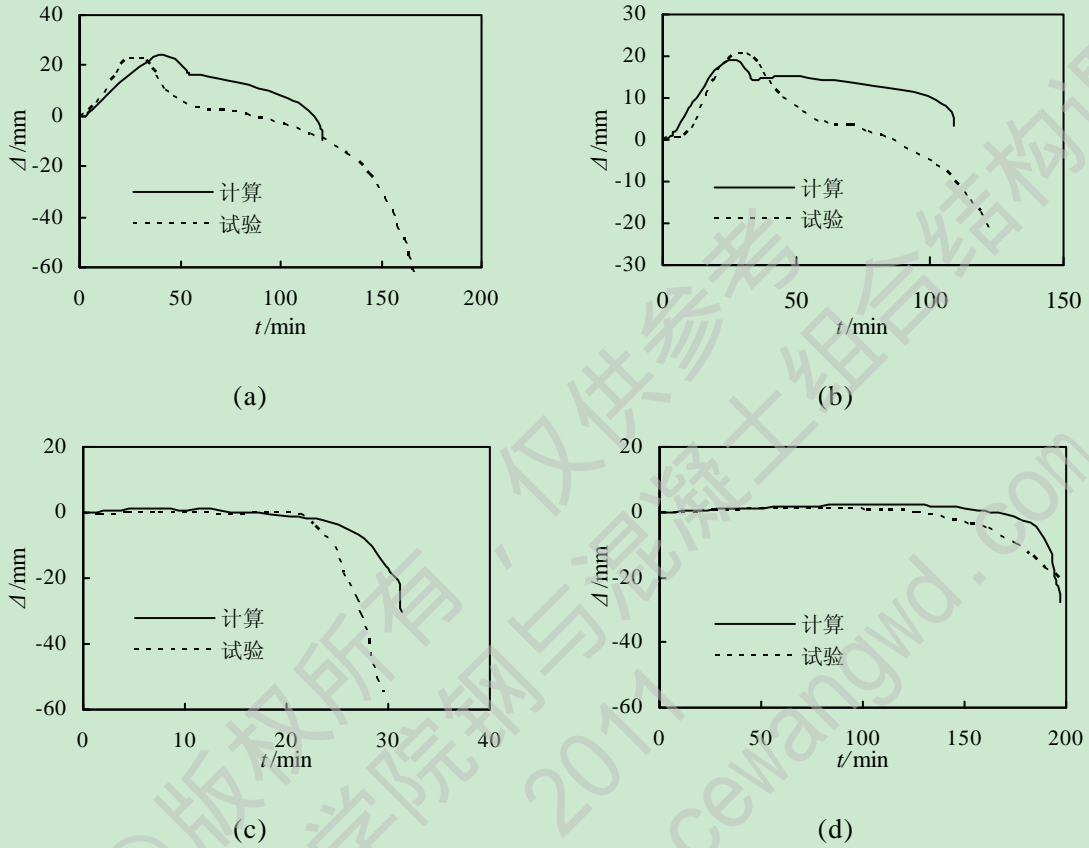
火灾全过程包括常温下加载,火灾升温段,降温段以及火灾后四个不同阶段的温度与力学耦合性能分析。目前,很少有关钢管混凝土柱火灾全过程的试验研究。因此,本文将根据钢管混凝土柱在不同阶段下的试验采用有限元分析软件 ABAQUS 热力相继耦合的方式来模拟。

3.4.1 火灾下钢管混凝土柱耐火极限分析

火灾下钢管混凝土柱是在建立力学分析模型后,对构件进行加载,随后经历 ISO-834 火灾升温直到构件破坏。

图 3.9 和图 3.10 为钢管混凝土轴压构件耐火极限算例的轴向变形(Δ)-升温时间(t)曲线。由于高温试验较为复杂,ABAQUS 计算结果与试验值的 Δ - t 曲线略有不同,但总体趋势较吻合,耐火极限值也较为接近。由图(c)和(d)可知,当钢

管混凝土柱采用厚涂型防火涂料时，耐火极限大大提高；根据国家标准 GB50045-95(2001)，当采用厚涂型防火涂料时，钢结构柱耐火极限达 3h 时需要的保护层厚度为 50mm，而钢管混凝土柱防火涂料厚度为 15mm 时，耐火极限可达到 196min。可见，较钢结构柱相比，钢管混凝土柱具有更好的抗火性能（韩林海，2007^[11]）。



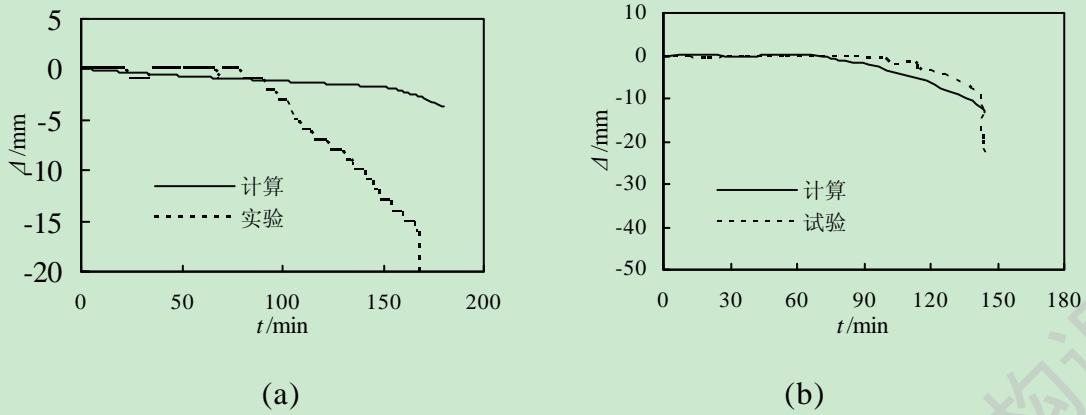
(a) $D \times t \times L = 355.6 \text{mm} \times 12.7 \text{mm} \times 3750 \text{mm}$; $f_y = 350 \text{MPa}$; $f_{cu} = 25.4 \text{MPa}$; $N_F = 1050 \text{kN}$ (Lie 和 Chabot, 1990^[93])

(b) $D \times t \times L = 273.1 \text{mm} \times 5.56 \text{mm} \times 3750 \text{mm}$; $f_y = 350 \text{MPa}$; $f_{cu} = 29 \text{MPa}$; $N_F = 525 \text{kN}$ (Lie 和 Chabot, 1990^[93])

(c) $D \times t \times L = 478 \text{mm} \times 8 \text{mm} \times 3770 \text{mm}$; $f_y = 293 \text{MPa}$; $f_{cu} = 41.3 \text{MPa}$; $N_F = 4700 \text{kN}$; 防火层厚度 $a = 0 \text{mm}$; $t_R = 29 \text{min}$ (韩林海, 2007^[11])

(d) $D \times t \times L = 478 \text{mm} \times 8 \text{mm} \times 3770 \text{mm}$; $f_y = 293 \text{MPa}$; $f_{cu} = 41.3 \text{MPa}$; $N_F = 4700 \text{kN}$; 防火层厚度 $a = 15 \text{mm}$; $t_R = 196 \text{min}$ (韩林海, 2007^[11])

图 3.9 圆钢管混凝土轴向变形(Δ)-升温时间(t)关系

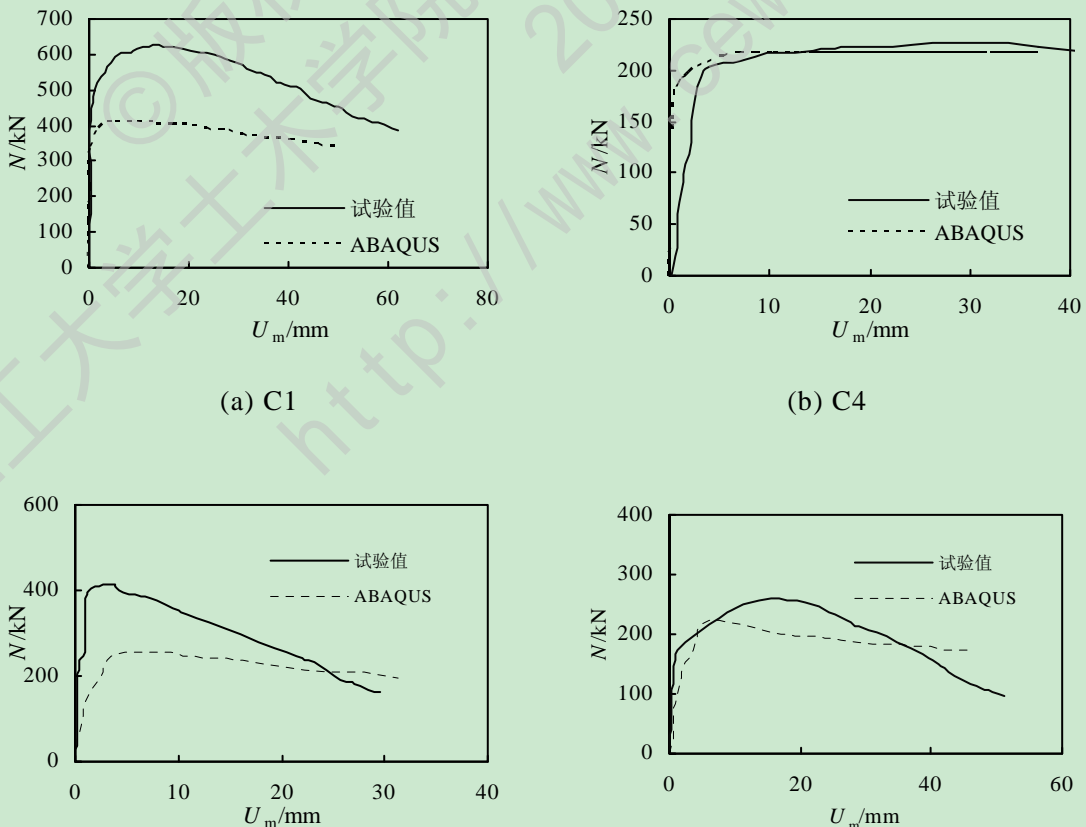


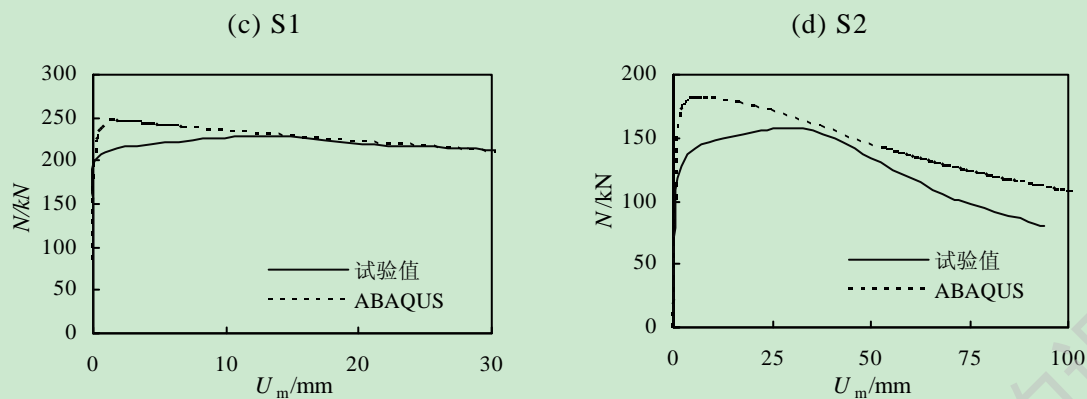
(a) $B \times t \times L = 219 \text{mm} \times 5.3 \text{mm} \times 3770 \text{mm}$; $f_y = 246 \text{MPa}$; $f_{cu} = 17.8 \text{MPa}$; $N_F = 950 \text{kN}$; 防火层厚度 $a = 17 \text{mm}$ (韩林海, 2007^[11])
 (b) $B \times t \times L = 350 \text{mm} \times 7.7 \text{mm} \times 3770 \text{mm}$; $f_y = 284 \text{MPa}$; $f_{cu} = 17.8 \text{MPa}$; $N_F = 2700 \text{kN}$; 防火层厚度 $a = 11 \text{mm}$ (韩林海, 2007^[11])

图 3.10 方钢管混凝土轴向变形(Δ)-升温时间(t)关系

3.4.2 火灾后钢管混凝土柱受火分析

火灾后钢管混凝土经历 ISO-834 标准火灾升温, 自然冷却恢复常温后加载至破坏。标准火灾后钢管混凝土构件模型需要先建立温度场模型进行运算, 随后将温度场数据导入力学模型中作为初始条件, 结合高温后的材性, 对构件的力学性能进行有限元分析。火灾后钢管混凝土构件模型与常温下构件有限元模型基本类似。





(e) S3 (f) S4
图 3.11 火灾后钢管混凝土构件荷载(N)-变形(U_m)曲线

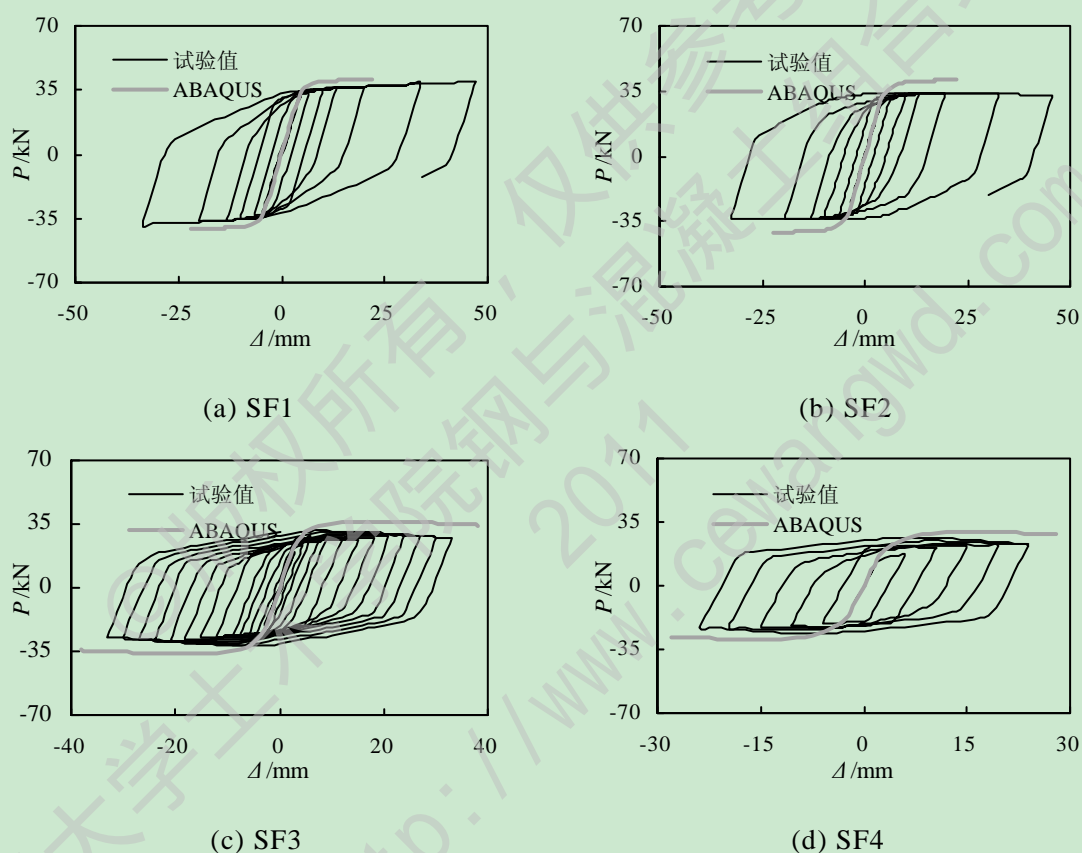


图 3.12 火灾后钢管混凝土构件 $P-\Delta$ 曲线与单调加载曲线对比

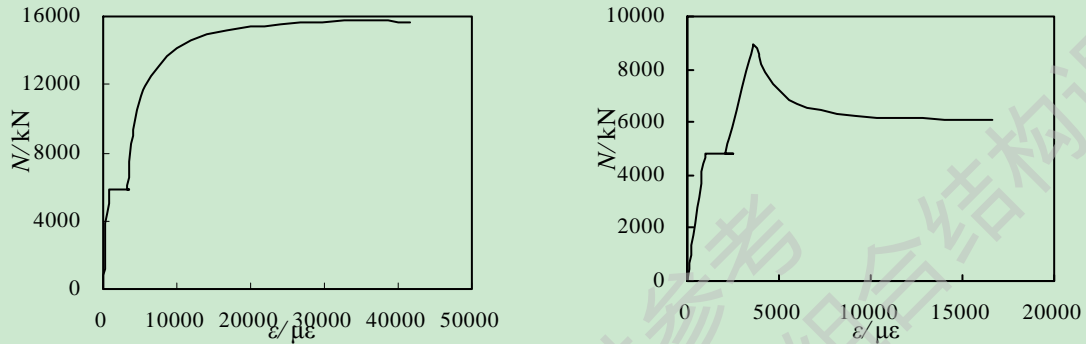
本文选用了韩林海(2007)^[11]中火灾后的钢管混凝土偏压构件和压弯构件 S1、S2、S3、S4、SF1、SF2、SF3、SF4 (具体尺寸和材性详见出处), 建立了火灾后钢管混凝土偏压构件模型和压弯构件模型, 并与算例进行了比较。由于滞回试验骨架线与单调加载荷载-变形曲线差别不大, 因此暂将试验骨架线与单调加载荷载-变形计算曲线进行比较。如图 3.11 是偏压构件荷载(N)-变形(U_m)曲线和压弯构件荷载(P)-变形(Δ)曲线。ABAQUS 计算值与试验实测值吻合较好。

由图 3.12 所示的火灾后钢管混凝土构件 $P-\Delta$ 曲线与滞回关系骨架曲线对比示意图可以看出, 火灾后钢管混凝土的滞回曲线较为饱满, 没有明显的捏缩现象, 表现出较好的耗能能力。 $P-\Delta$ 曲线与滞回骨架曲线基本重合。

3.4.3 火灾全过程钢管混凝土柱力学分析

1 火灾全过程钢管混凝土柱轴压力学性能分析

本文按照实际工程中钢管混凝土柱的受力全过程进行数值模拟，包括考虑常温下加载，按照 ISO-834 标准曲线升温，降温以及火灾全过程后钢管混凝土柱力学模型。图 3.13 所示为火灾全过程钢管混凝土柱 $N-\varepsilon$ 关系曲线：



(a) 圆截面钢管混凝土

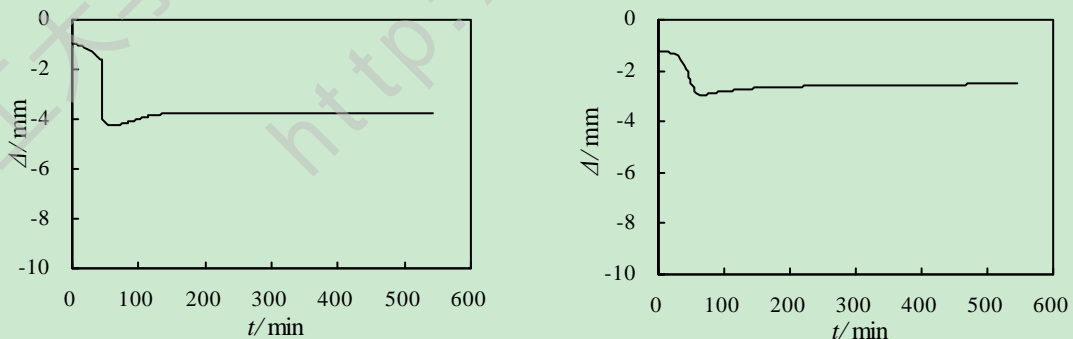
(b) 方截面钢管混凝土

(a) $D \times t_s \times L = 478\text{mm} \times 8\text{mm} \times 1200\text{mm}$, $f_y = 239\text{MPa}$, $f_{cu} = 41.3\text{MPa}$, $n = 0.6$;

(b) $B \times t_s \times L = 350\text{mm} \times 7.7\text{mm} \times 1200\text{mm}$, $f_y = 284\text{MPa}$, $f_{cu} = 17.8\text{MPa}$, $n = 0.725$ 。

图 3.13 火灾全过程钢管混凝土柱 $N-\varepsilon$ 关系曲线

从以上圆形截面钢管混凝土柱和方形截面钢管混凝土柱在火灾全过程的数值模型 ($N-\varepsilon$ 关系曲线) 可以分析得到，在此过程中有段持载水平段，这是因为在升温与降温过程中保持常温加载不变而引起的。图 3.14 为火灾全过程钢管混凝土柱轴向变形与时间关系曲线分析，通过理论对比发现，圆形截面钢管混凝土柱与方形截面钢管混凝土在降温过程中变形都有不同程度的回升，最后趋于均匀，这是因为钢管混凝土柱在经历火灾进入到降温段的时候，钢材的材性有不同程度的恢复所引起的^[60]，而且通过对比发现，圆形截面的钢管混凝土柱相对于方形截面而言，恢复的较多，可能是由于圆形截面钢管对核心混凝土具有更好的约束效果而形成的。



(a) 圆截面钢管混凝土柱

(b) 方截面钢管混凝土柱

图 3.14 火灾全过程钢管混凝土柱轴向变形与时间关系曲线

通过以上对火灾全过程钢管混凝土柱的数值模拟分析，与实际理论基本符合，所以上述建模合理。钢管混凝土柱的受火全过程进行数值模拟，包括考虑常温加

载、按照 ISO-834 标准曲线升温、降温以及火灾全过程后四个不同阶段，并分别与常温及火灾后轴压构件试验结果进行对比。图 3.13 为钢管混凝土柱在不同阶段 $N-\varepsilon$ 关系曲线，钢管混凝土柱算例具体尺寸为：圆（方）钢管混凝土 $D(B) \times t_s \times L = 400\text{mm} \times 9.3\text{mm} \times 1200\text{mm}$ ，Q345 钢，C60 混凝土，含钢率为 0.1， $t = 29\text{min}$ 。由图 3.13(a) 可见，构件峰值应力受火影响不明显，但对应的峰值应变变化较大，这和 Song 等(2010)^[60] 中结果一致；图 3.13(b) 中方钢管混凝土构件峰值应力相对常温下有所降低，对应的峰值应变变化同样较大。

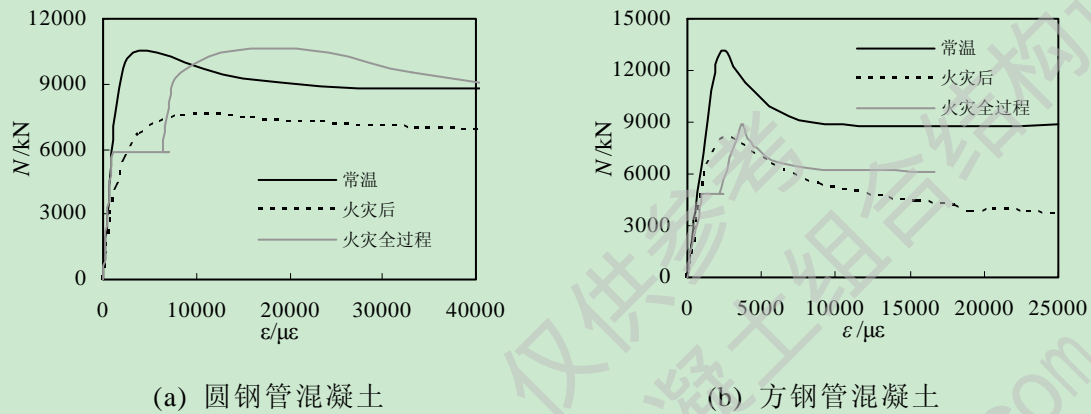


图 3.15 钢管混凝土轴压构件在不同阶段 $N-\varepsilon$ 关系曲线

下图 3.15 所示为钢管与核心混凝土在受力过程中约束力的变化情况。由于约束力沿着构件的高度方向是不均匀分布的，因此，对于圆钢管混凝土柱构件，取的是中截面处各点的约束力平均值。可以看出，在常温加载刚开始的时候，钢管与核心混凝土之间的约束力为负值，即钢管与混凝土界面有微小的拉应力存在，这主要是由于两者的泊松比不同而引起的，混凝土泊松比（0.2）小于钢管的泊松比（0.3），所以说钢管的横向变形要大于核心混凝土的，二者有分开的趋势。随着荷载的增大，混凝土的变形迅速超过钢管的变形，钢管对核心混凝土开始有约束作用，故约束力开始增大，当进入弹塑性段后，约束力的变化比较平缓。当构件经过火灾全过程后，由于高温对钢材材性的影响，其约束力相对于常温下有所降低，经计算大约为 11% 左右。

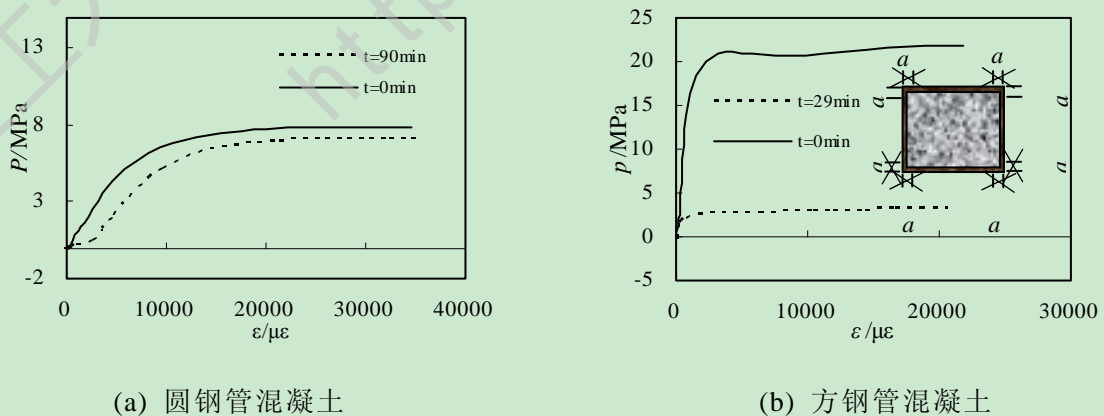


图 3.16 钢管与核心混凝土相互作用力

图 3.16(b)所示为方钢管与核心混凝土在受力过程中约束力 (p) 的变化情况。方钢管混凝土的约束力主要集中在截面角部较小的范围内 (韩林海 2007^[11])，因此本文取离角部 ($B/12$) 范围内作为研究的区域，即图中 $a=33.33\text{mm}$ 。在常温下，随着荷载的增大，混凝土体积膨胀，角部的约束力迅速增大，到进入弹塑性阶段，约束力的增长趋于平稳。对于受火时间为 29min 的钢管混凝土柱，钢管对核心混凝土的约束力明显小于常温下，这主要是由于构件在经历火灾全过程后钢管的材性有所降低而引起的。

2 火灾全过程钢管混凝土柱压弯力学性能分析

通过前面对火灾全过程钢管混凝土柱轴压力学性能的研究发现，火灾后组成钢管混凝土的钢材和混凝土均有不同程度的降低，造成钢管混凝土构件的荷载-变形曲线发生了变化，为了进一步认识火灾全过程后压弯构件中钢管与核心混凝土之间的相互作用以及整体受力性能，下面运用 ABAQUS 有限元软件建立考虑火灾全过程的钢管混凝土柱压弯构件的理论分析模型，较为全面的认识该类构件的受力性能。

对于工程中常见的在恒定轴力作用下的两端嵌固支座、一端有水平侧移的的框架住，由于其反弯点位于柱的中央位置，所以可以将其简化为从反弯点到固定端长度为 L 的悬臂构件，如图 3.17 所示为钢管混凝土柱在常温下以及经历火灾全过程后的钢管混凝土压弯构件 $P-\Delta$ 关系曲线对比，压弯构件算例基本条件为：(a) $D \times t_s \times L = 400\text{mm} \times 9.3\text{mm} \times 4000\text{mm}$ ，Q345 钢，C60 混凝土， $N_0 = 3619\text{kN}$ ；(b) $B \times t_s \times L = 400\text{mm} \times 9.3\text{mm} \times 4619\text{mm}$ ，Q345 钢，C60 混凝土， $N_0 = 4194\text{kN}$ ^[11]。可见受火后的钢管混凝土压弯构件极限承载力相对常温下有明显降低。图 3.19 所示为经受火灾全过程作用的钢管混凝土压弯构件在往复荷载作用下的滞回曲线与单调加载 $P-\Delta$ 曲线对比，其中滞回曲线引自文献^[11]。算例基本条件为： $D \times t_s \times L = 400\text{mm} \times 9.3\text{mm} \times 1200\text{mm}$ ，Q345 钢，C60 混凝土，含钢率为 0.1，升温时间比为 0.6。可见，考虑火灾全过程后钢管混凝土压弯构件在往复荷载作用下滞回曲线的骨架线与单调加载荷载-位移曲线基本重合。

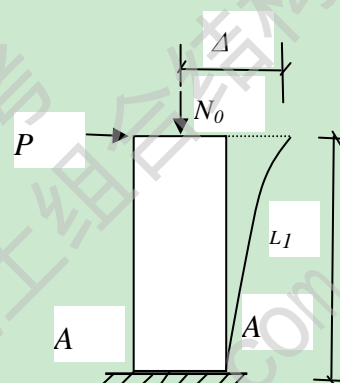
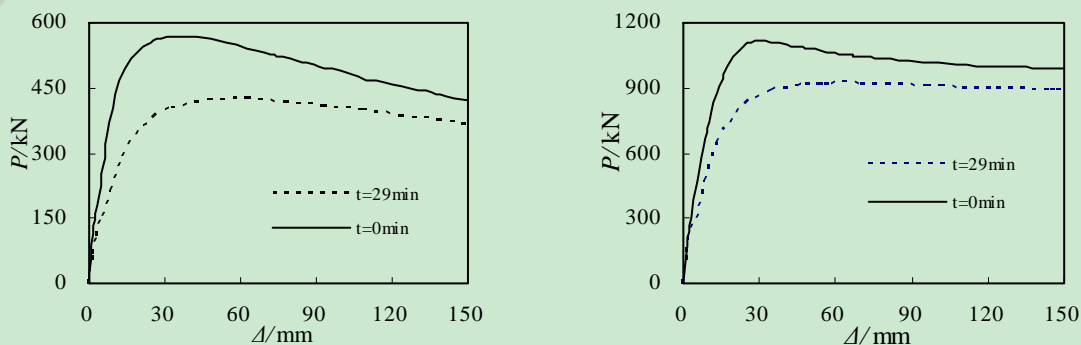
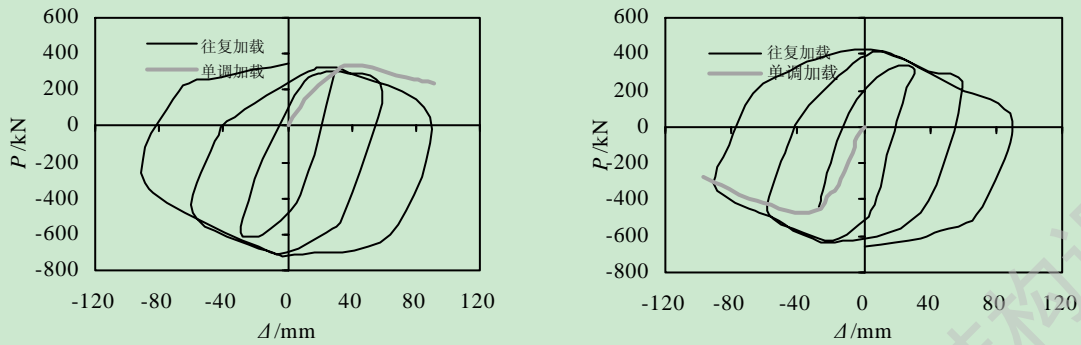


图 3.17 压弯构件受力示意



(a) 圆钢管混凝土

(b) 方钢管混凝土

图 3.18 钢管混凝土柱在不同阶段 $P-\Delta$ 关系曲线

(a) 初始正向加载

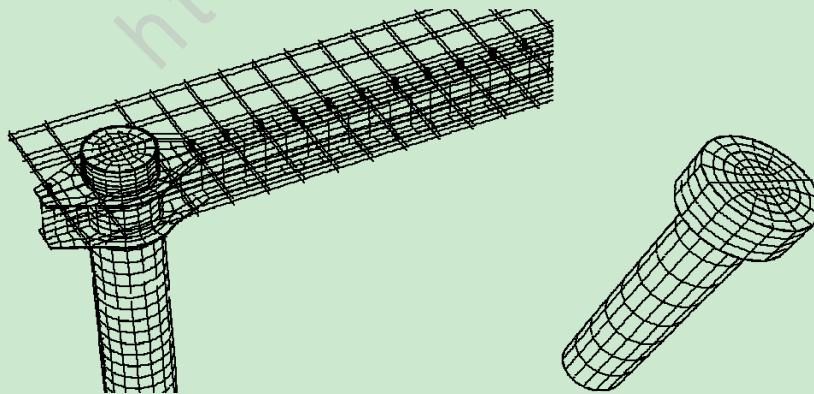
(b) 初始负向加载

图 3.19 $P-\Delta$ 滞回关系曲线与单调加载曲线对比示意图

3.5 钢管混凝土组合框架受火算例分析

通过以上采用 ABAQUS 有限元软件对钢管混凝土构件温度场以及火灾全过程不同阶段力学性能的分析,并通过与已有试验进行对比,验证了模型的有效性。为了更加接近现实建筑火灾工况,单个构件的分析对于整体结构而言不具代表性,所以本节在前面研究的基础上,基于有限元软件 ABAQUS 有限元软件建立单层单跨钢管混凝土柱-组合梁框架有限元模型,在此基础上,分析研究组合框架在火灾下的耐火性能以及火灾后的力学性能。

在力学分析模型中,网格划分以及节点编号必须与温度场保持一致,以便在力学分析过程中可以正确读入各节点的温度值。钢管、核心混凝土、柱加载板以及钢梁选用八节点三维实体单元(C3D8)(不考虑缩减积分影响),钢筋采用 Truss 单元(T3D2)。钢管与核心混凝土之间采用面面接触(Surface to surface contact),界面法向采用硬接触(Hard Contact),切向采用库仑摩擦模型,摩擦系数取 0.6;钢管混凝土柱与钢梁以及钢筋混凝土楼板采用绑定约束(Tie),钢筋与混凝土板、抗剪连接螺栓与钢筋混凝土楼板采用嵌入(Embedded)约束。图 3.20 所示为组合框架去掉混凝土板剩余部分以及栓钉的网格划分示意图。



(a) 不带楼板的组合框架

(b) 栓钉

图 3.20 组合框架网格划分示意图

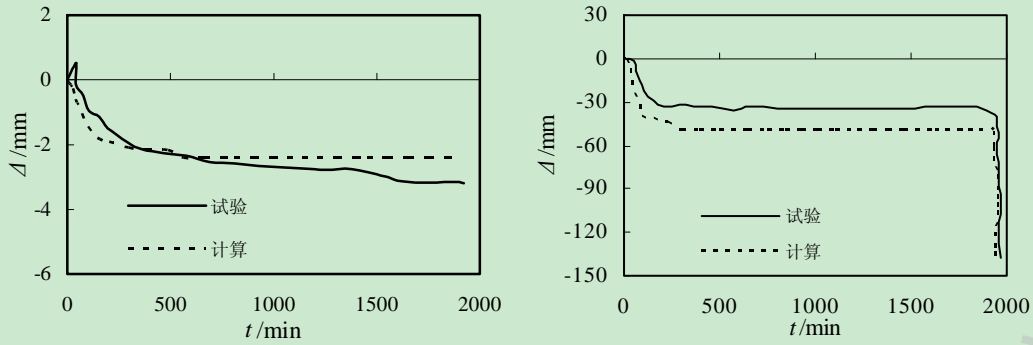
有以上分析可得，火灾全过程包括常温下加载、升温、降温以及火灾后四个不同阶段的温度与力学耦合性能分析。目前有关钢管混凝土柱-组合梁框架火灾全过程的试验研究资料较少，Song 等(2010)^[61]报道了钢管混凝土柱-钢梁组合节点在温度与力学耦合下的试验与理论分析，因此本文将采用有限元分析软件 ABAQUS 热力相继耦合的方式来模拟钢管混凝土柱-钢梁组合节点受火性能，并与该文献中的试验进行对比，以验证模型的有效性。钢管混凝土柱-钢梁组合节点具体相关尺寸如下：圆截面钢管混凝土柱 $D \times t \times H = 325\text{mm} \times 5\text{mm} \times 3800\text{mm}$ ；工字形钢梁尺寸为： $h \times b_f \times t_w \times t_f = 200\text{mm} \times 120\text{mm} \times 4.85\text{mm} \times 7.63\text{mm}$ ，钢筋混凝土楼板尺寸为： $b_{\text{slab}} \times t_{\text{slab}} \times L_{\text{slab}} = 1000 \times 100 \times 2000\text{mm}$ 。图 3.21 所示为组合节点试验模型与计算模型对比，可见计算模型与试验模型在火灾后组合梁处发生了局部屈曲，两者吻合良好



(a) 受火前试验模型 (b) 受火后试验模型 (c) 受火后计算模型

图 3.21 组合节点试验模型与计算模型对比

图 3.22 所示为钢管混凝土柱-组合梁节点变形(Δ)-升温时间(t)关系曲线。由图 3.22(a)所示，节点柱的轴向变形(Δ)-升温时间(t)关系曲线在升温过程中与试验曲线差别较大，这主要是由于本文在模拟过程未考虑钢材和混凝土的受热膨胀的原因，在降温过程中，由于节点温度的降低和材性在高温下的劣化，柱压缩变化加大，最终柱端变形趋于平缓，柱是由于火灾后采用的梁端加载破坏，故在后期变形较小，两者总体吻合良好。由图 3.22(b)所示，梁端变形(Δ)-升温时间(t)关系曲线与柱开始变化规律基本一致，但经过降温到火灾后两端加载破坏可见，两端变形急剧加大。

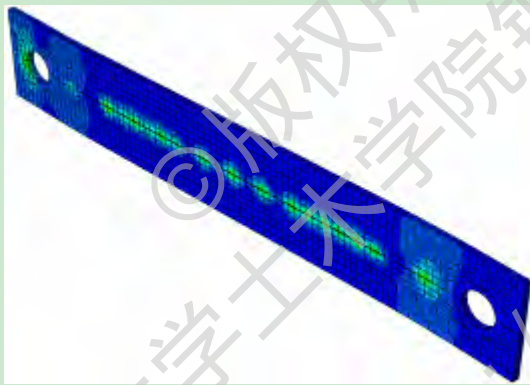


(a) 柱端轴向变形

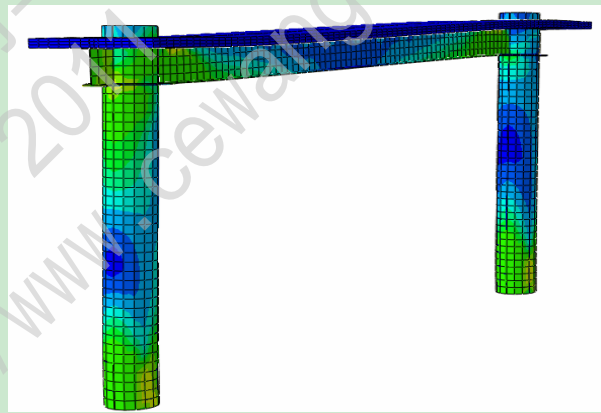
(b) 梁端竖向变形

图 3.22 钢管混凝土柱-组合梁节点变形(Δ)-升温时间(t)关系曲线

由以上对钢管混凝土柱-组合梁节点计算结果与试验对比发现，总体吻合良好。因此上述建模方法是合理可行的，下面采用上述建模方法来模拟分析考虑火灾全过程的钢管混凝土柱-组合梁框架力学性能。组合框架的基本信息如下：圆截面钢管混凝土柱 $D \times t \times H = 400\text{mm} \times 9.31\text{mm} \times 3300\text{mm}$ ，工字形钢梁截面为 $\text{H}320\text{mm} \times 160\text{mm} \times 7\text{mm} \times 7\text{mm}$ ，外加强环板宽 80mm ，钢筋混凝土楼板 $b_{\text{slab}} \times t_{\text{slab}} \times L_{\text{slab}} = 1000\text{mm} \times 80\text{mm} \times 6000\text{mm}$ ，楼板内纵向钢筋 $8@200$ ，分布钢筋 $8@200$ ；栓钉为 16 ，间距 200mm ，沿梁轴线方向单排布置，柱含钢率 $\alpha=0.1$ ，Q345 钢，C60 混凝土。



(a) 钢筋混凝土楼板



(b) 带楼板组合框架

图 3.23 组合框架应力云纹图

图 3.24 所示为钢管混凝土柱-组合梁框架经历火灾全过程后与单根钢管混凝土压弯构件 $P-\Delta$ 关系曲线对比，平面框架取左柱为研究对象。压弯构件算例基本条件为： $D \times t_s \times L = 400\text{mm} \times 9.3\text{mm} \times 4000\text{mm}$ ，Q345 钢，C60 混凝土， $N_0 = 3619\text{kN}$ 。可见，由于钢梁以及楼板的约束作用，火灾全过程后组合框架钢管混凝土柱的水平抗侧力明显高于单根构件，因此研究整体框架的受火性能具有更好的实际意义。图 3.25 所示为组合框架柱顶位移 (Δ) 与时间 (t) 关系曲线，在受火升温与降温过程中，柱顶轴向位移随着火灾全程不同阶段变化不同，在升温时，由于高温使得钢材和混凝土材性有着不同程度的劣化，轴向变形压缩量较大；进入降温段后，

由于钢材材性的恢复，轴向压缩量减少并最终保持平缓变化趋势。

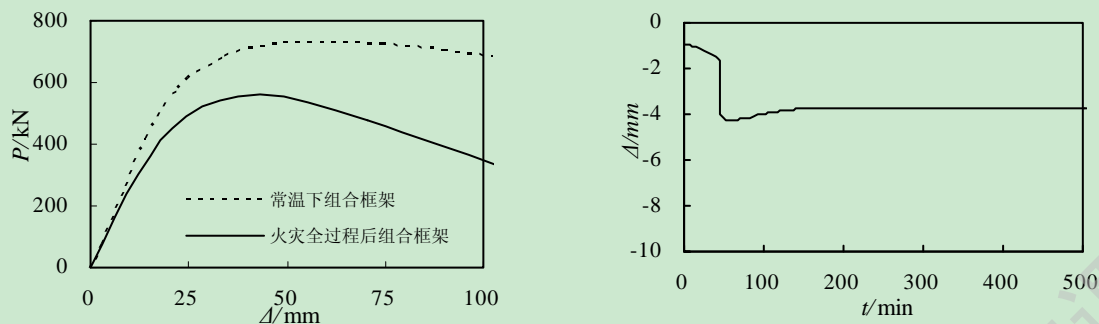


图 3.24 组合框架火灾全过程后 $P-\Delta$ 关系曲线 图 3.25 组合框架柱顶位移(Δ)与时间(t)关系

下面采用上述建模方法建立考虑火灾全过程的方钢管混凝土组合框架力学模型，具体信息如下：方截面钢管混凝土柱 $B \times t \times H = 400\text{mm} \times 9.31\text{mm} \times 3300\text{mm}$ ，工字形钢梁截面为： $H320\text{mm} \times 180\text{mm} \times 7\text{mm} \times 7\text{mm}$ ，外加强环板宽 80mm，钢筋混凝土楼板 $b_{\text{slab}} \times t_{\text{slab}} \times L_{\text{slab}} = 1000\text{mm} \times 100\text{mm} \times 6000\text{mm}$ ，楼板内纵向钢筋 8@200，分布钢筋 8@200；栓钉为 16，间距 200mm，沿梁轴线方向单排布置，柱含钢率 $\alpha = 0.1$ ，Q345 钢，C60 核心混凝土。图 3.26 为方截面组合框架在经历火灾和荷载共同作用下的应力云纹图。图 3.27 为方截面组合框架火灾后 $P-\Delta$ 关系曲线示意图。可见，由于高温对钢管和混凝土材性的影响使得火灾全过程后组合框架的极限水平抗侧力低于常温下框架。图 3.28 组合框架柱顶轴向位移 (Δ) 与时间 (t) 关系，在受火升温与降温过程中，柱顶轴向位移随着火灾全程不同阶段变化不同，升温时由于高温使得钢材和混凝土材性有不同程度劣化，轴向变形压缩量较大；降温段由于钢材材性的恢复，轴向压缩量减少并最终保持平缓变化趋势。

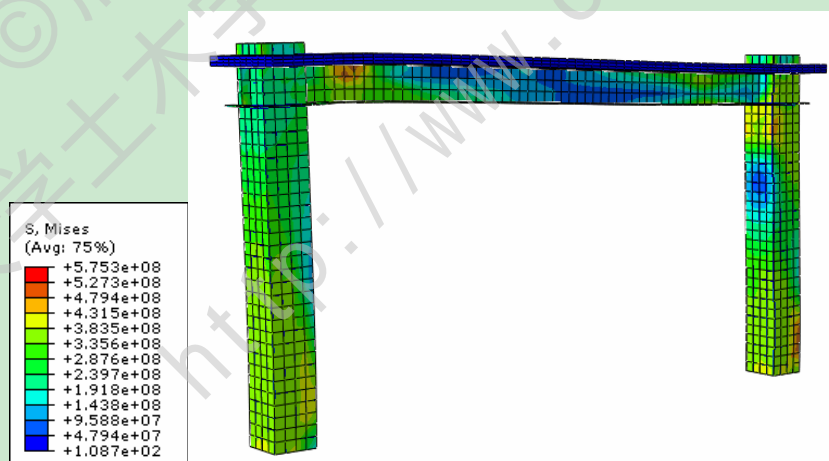


图 3.26 方截面组合框架应力云图

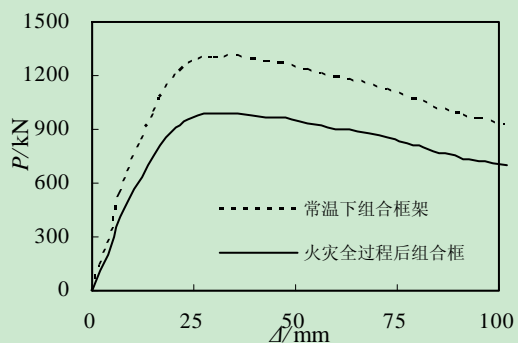


图 3.27 框架火灾后 $P-\Delta$ 关系曲线

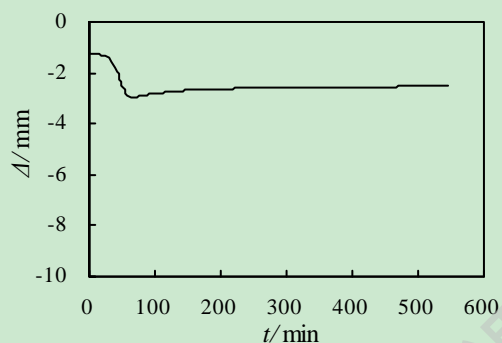


图 3.28 框架柱顶位移 (Δ) 与时间 (t) 关系

3.6 火灾全过程后框架水平荷载 (P) - 变形 (Δ) 关系分析

以上就经历火灾全过程圆（方）组合框架在外荷载和火灾共同作用的 $P-\Delta$ 关系曲线进行了模拟计算，并与常温进行了对比，发现由于高温的作用使得经历火灾全过程的框架水平极限承载力要低于常温框架。下面以圆组合框架计算曲线为例，进行组合框架水平荷载 (P) - 变形 (Δ) 关系分析。如图 3.29 所示，在曲线上选取 3 个特征点，A 点为组合框架柱钢管进入屈服的点，B 点为组合框架水平极限承载力最大值对应点，C 点为组合框架极限二倍位移随对应点 ($2\Delta_{max}$)。通过分析曲线中特征点的应力状态，可以了解组合框架在经历火灾全过程的工作机理。图 3.30 所示为组合框架特征截面位置图。

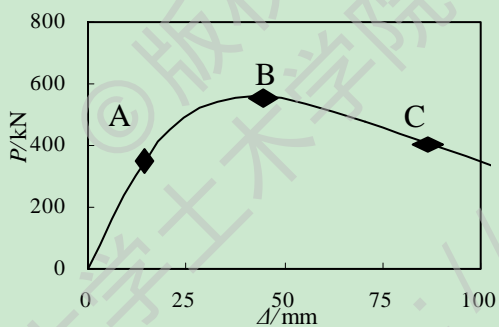
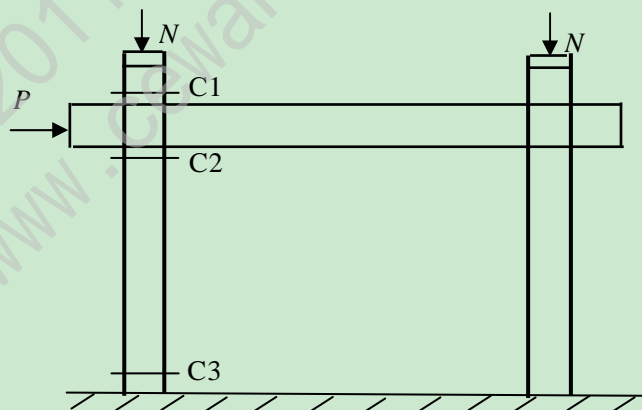
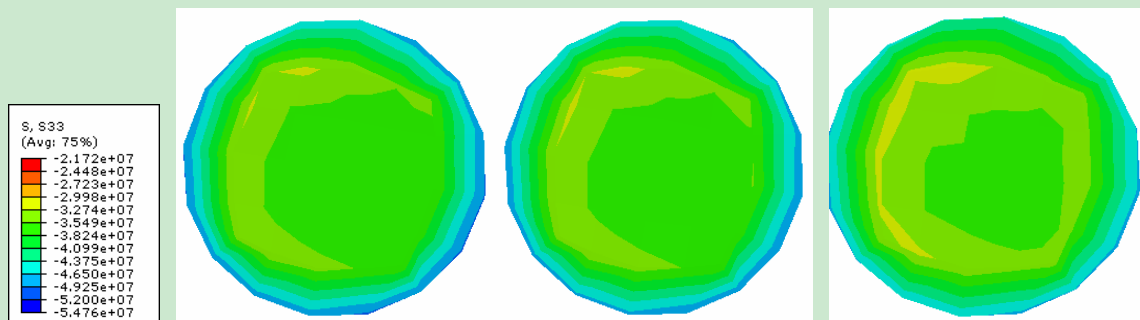


图 3.29 圆组合框架 $P-\Delta$ 关系曲线图



3.30 圆组合框架特征截面位置图

图 3.31 所示为组合框架特征位置 C1、C2、C3 在 A、B、C 点的核心混凝土纵向应力分布（取左柱为研究对象）。截面位置见图 3.30。



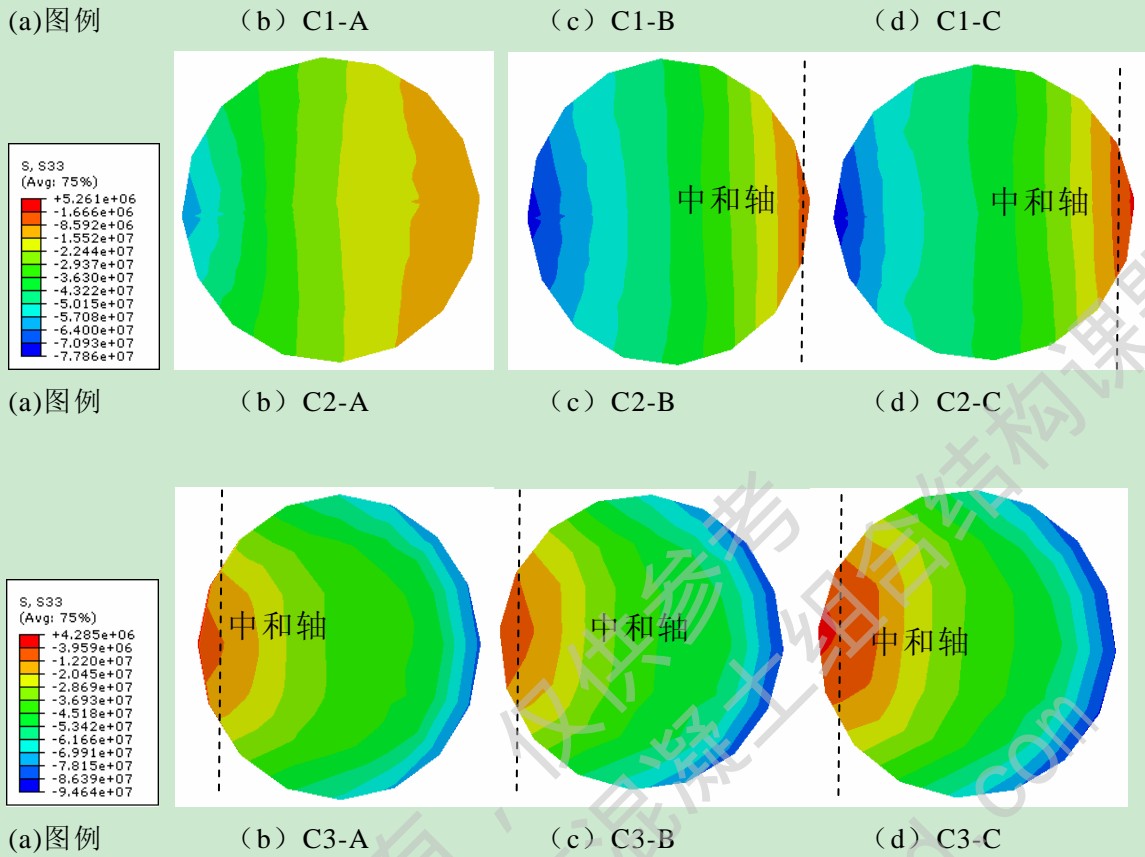


图 3.31 不同截面不同时刻核心混凝土纵向应力分布

由图 3.31 可见，对于组合框架位置点 C1，在特征点 A、B、C 处均处于受压状态，核心混凝土全截面受压，应力分布较均匀。对于 C2 位置，刚开始在轴向压力作用下截面处于受压状态，到达 A 点由于水平荷载的增大使得右半截面压应力减小，有向拉应力过渡的趋势；在 B 点和 C 点出现了拉应力区，并且随着水平荷载的增大，受拉区面积增大，中和轴向截面中间部位移动。对于位置 3 点，由于位于组合框架柱脚位置，在水平荷载作用下出现明显的受拉区和受压区，且随着水平荷载的增大，受拉区面积也相应增大，中和轴逐渐向截面中间移动。

下图 3.32 所示为钢管在特征点 A、B、C 时刻的纵向应力沿着长度方向示意图。可见。在钢管与钢梁相互作用位置以及柱脚位置应力值最大，在反弯点区域应力相对较小，从 A 点到 C 点，随着水平荷载的增大，应力和变形增大，受拉区应力面积增大。

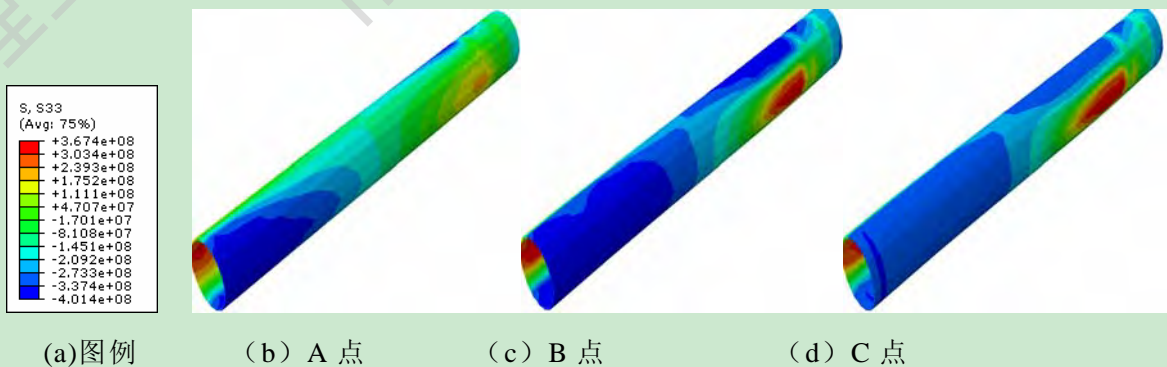


图 3.32 钢管纵向应力沿长度方向分布

图 3.33 所示为组合框架节点核心区在 A、B、C 相应时刻的应力分布图。可见，随着水平荷载的增大，钢梁和钢管应力相应增大，变形也随之增大；到达 C 点后，节点核心区应力有所减小，这是由于水平荷载越大，组合框架右柱部分将分担更多的应力，所以左柱部分应力有所减小。

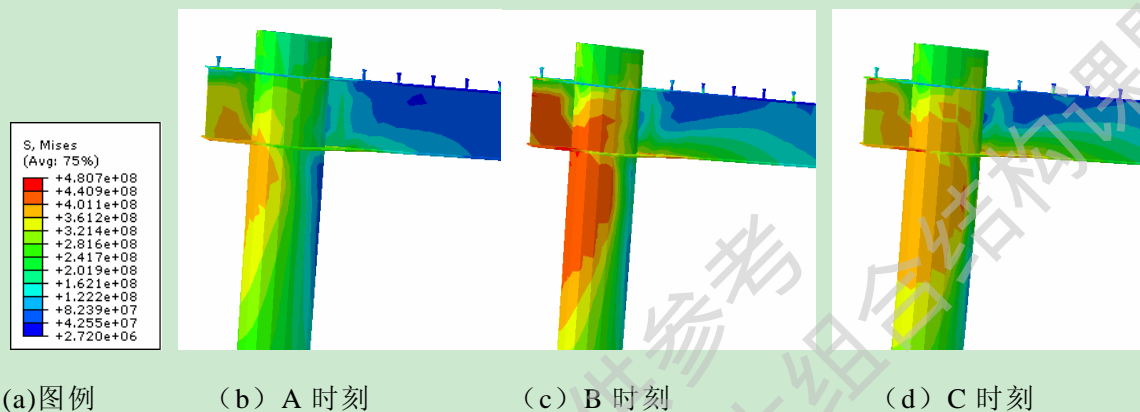


图 3.33 节点核心区应力分布

3.7 本章小结

本章通过合理选取钢和混凝土在常温、升温、降温以及火灾后各个阶段的热力本构模型，利用定义场变量子程序 USDFLD 实现不同阶段材料本构关系模型的转换，建立了考虑火灾全过程的钢管混凝土单个构件以及组合框架的力学有限元模型，具体内容与结论如下：

(1) 首先，本章通过火灾下钢管混凝土构件耐火性能的计算发现，防火保护层对计算影响结果较大，当防火保护层厚度超过 15mm 时，其火灾对其承载力和变形影响很小，几乎与常温构件相同，钢管混凝土较钢结构具有更好的耐火性能；其次，对火灾后钢管混凝土轴压、偏压、压弯构件的力学性能进行分析，并与已有的相关试验进行对比，结果吻合良好。发现火灾后钢管混凝土构件仍然具有较好的耗能性能。

(2) 在此基础上进行了考虑火灾全过程的钢管混凝土构件的力学性能研究，包括轴向荷载作用下的 $N-\varepsilon$ 关系曲线和滞回性能，并对钢管和核心混凝土在整个受火过程中相互作用进行了分析。结果表明构件单向加载的荷载-位移曲线与滞回骨架曲线基本重合。

(3) 基于火灾全过程构件力学性能分析，建立了带楼板的钢管混凝土组合框架的力学性能分析，包括组合框架在不同阶段 $P-\Delta$ 关系和组合框架柱顶位移 (Δ) 与时间 (t) 关系，并与常温下进行对比，发现由于高温作用使得组合框架的水平极限承载力有所降低，框架柱顶轴向压缩量有所增大，这与实际理论也是相符合的。

(4) 进行了简单的火灾全过程后钢管混凝土组合框架的工作机理分析，发现

组合梁上部柱端全截面处于受压状态，应力分布较均匀，而组合梁下部柱截面应力分布不均匀，既有受压区，又有受拉区，中和轴随着水平荷载的变化而发生相应的移动。

兰州理工大学土木学院钢与混凝土组合结构课题组
© 版权所有，仅供参考
2011
<http://www.cewangwd.com>

第4章 考虑火灾全过程的组合框架力学性能参数分析

4.1 概述

通过前面第二章对钢管混凝土组合框架截面温度场变化规律分析和第三章对考虑火灾全过程钢管混凝土组合框架在标准参数下（具体参数见第三章）的力学性能进行初步的分析,包括水平荷载(P)与水平位移(Δ)关系曲线和柱顶轴向位移(Δ)与升温时间(t)关系曲线。在此基础上,为了更加全面的了解考虑火灾全过程的钢管混凝土组合框架在不同参数下的力学性能,本章拟通过对框架柱火灾荷载比、柱(梁)防火保护层厚度、升温时间比、含钢率、钢材屈服强度、混凝土强度以及柱长细比等参数变化下考虑火灾全过程的钢管混凝土柱-组合梁平面框架的力学性能进行分析,更加清楚的了解该类结构在考虑火灾全过程作用下的力学性能研究。下面就影响组合框架在火灾全过程后水平荷载(P)与水平位移(Δ)关系曲线的可能参数进行分析,已发现其影响规律。

4.2 组合框架 P - Δ 曲线参数分析

由前面内容分析可得,采用上述建模方法分析考虑火灾全过程的钢管混凝土组合框架的力学性能是合理可行的,故本章按照相同的建模方法对不同计算参数下的组合的剩余承载力进行分析。本文考虑按照图 4.1 所示的加载方式进行计算,在进行考虑火灾全过程的钢管混凝土组合框架力学性能参数分析时,主要考虑以下影响参数进行(其中下划线参数为计算标准参数,方便与其他参数进行对比分析):

- (1) 火灾荷载比 (n): 0.2、0.4、0.6、0.8;
- (2) 升温时间比 (t_0): 0.2、0.3、0.4、0.5、0.6;
- (3) 含钢率 (α): 0.05、0.1、0.15、0.2;
- (4) 柱保护层厚度 (a): 0、5、10、15 (mm);
- (5) 钢材屈服强度 (f_y): 235、345、420MPa;
- (6) 混凝土强度 (f_{cu}): 40、60、80 MPa;
- (7) 柱长细比 (λ): 33、40、60、80。

进行以上参数分析时,其变化范围主要依据工程中常用参数进行选取,即组合框架火灾荷载比 $n=0.2\sim 0.8$,升温时间比 $t_0=0.2\sim 0.6$,钢管混凝土柱截面含钢率 $\alpha=0.05\sim 0.2$,柱防火保护层厚度 $a=5\sim 15\text{mm}$,钢材屈服强度 $f_y=235\sim 420\text{Mpa}$,混凝土强度 $f_{cu}=40\sim 80\text{Mpa}$,柱长细比 $\lambda=33\sim 80$ 。本文在计算中发现,组合框架在受火过程中虽然钢梁最先达到最高温度,但是由于钢筋混凝土楼板的存在,钢梁的温度会向混凝土楼板传递,从而温度最先开始降低,故本文在可能参数分析中暂时没有考虑工字形钢梁保护层厚度对其的影响。



图 4.1 组合框架加载及边界条件简图

4.2.1 火灾荷载比 (n)

图 4.2 给出了不同火灾荷载比 (n) 情况下考虑火灾全过程后钢管混凝土组合框架的 $P-\Delta$ 关系曲线。本算例的基本条件为： $D(B) \times t \times L = 400\text{mm} \times 9.3\text{mm} \times 3300\text{mm}$ ，Q345 钢，C60 混凝土，工字形钢梁： $320\text{mm} \times 160\text{mm} \times 7\text{mm} \times 7\text{mm}$ ，外加强环板宽 80mm，钢筋混凝土楼板 $b_{\text{slab}} \times t_{\text{slab}} \times L_{\text{slab}} = 1000\text{mm} \times 80\text{mm} \times 6000\text{mm}$ ，楼板内纵向钢筋 8@200，分布钢筋 8@200；栓钉为 16，间距 200mm，沿梁轴线方向单排布置，柱含钢率 $\alpha = 0.1$ ，火灾荷载比 (n)：0.2、0.4、0.6、0.8 (0.6 为标准条件计算参数)。

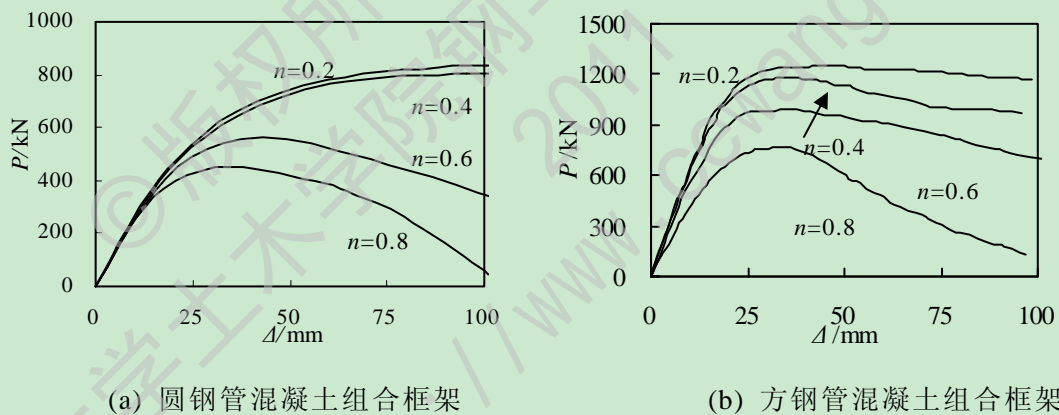


图 4.2 火灾荷载比对 $P-\Delta$ 曲线的影响

由图 4.2 可见，火灾荷载比 (n) 对 $P-\Delta$ 骨架曲线的形状影响较大，即随着火灾荷载比的增大，组合框架水平极限承载力呈减小趋势。当轴压比达到一定数值时， $P-\Delta$ 骨架曲线会出现下降段，而且下降段的幅度随着火灾荷载比的增大而增大，组合框架的位移延性的越来越小，这是因为当火灾荷载比 (n) 较小时，组合框架在受火前大部分区域处于弹性阶段，在降温阶段，随着温度的降低，钢材的材性相对于升温段有所恢复，故水平极限承载力较高，位移延性较好；相反，当火灾荷载比 (n) 较大时，组合框架在受火前已经承受了较大的应力，截面单元大部分处于塑性状态，当火灾发生时，框架材性随着温度的升高而发生劣化，即使在降温段钢材材性有所恢复，总体框架水平极限承载力较大，变形较大。由图 (a)

和图 (b) 比较可见, 火灾荷载比 (n) 对圆形和方形截面钢管混凝土 $P-\Delta$ 骨架曲线的影响规律基本相似。

4.2.2 升温时间比 (t_0)

图 4.3 给出了不同升温时间比 (t_0) 情况下考虑火灾全过程后钢管混凝土组合框架的 $P-\Delta$ 关系曲线, 基本算例条件与上述基本相同, 变化参数升温时间比 (t_0): 0.2、0.3、0.4、0.5、0.6; 其中升温时间比 (t_0) 定义为:

$$t_0 = \frac{t_h}{t_R} \quad (4.1)$$

式中: t_h 为升降温临界时间; t_R 为组合框架耐火极限, 目前由于很少关于钢管混凝土组合框架耐火极限的报道, 所以本文在计算框架柱耐火极限时参考韩林海 (2007) [11] 中关于钢管混凝土柱耐火极限的计算公式。

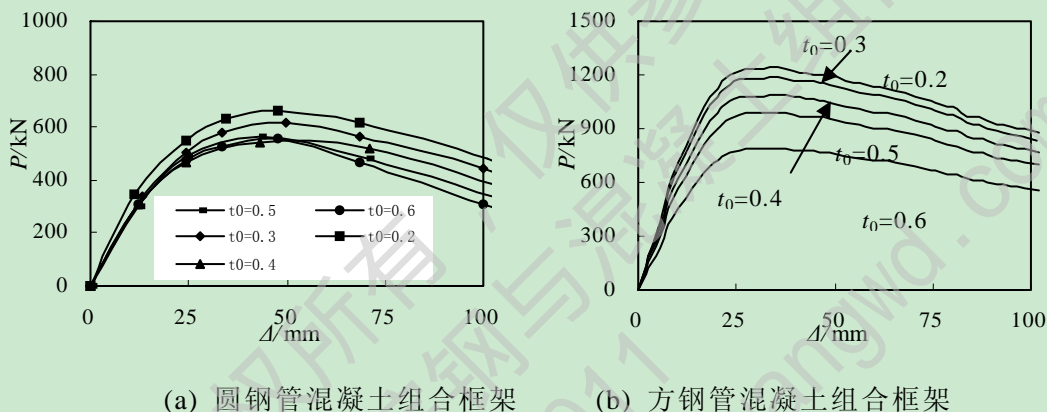
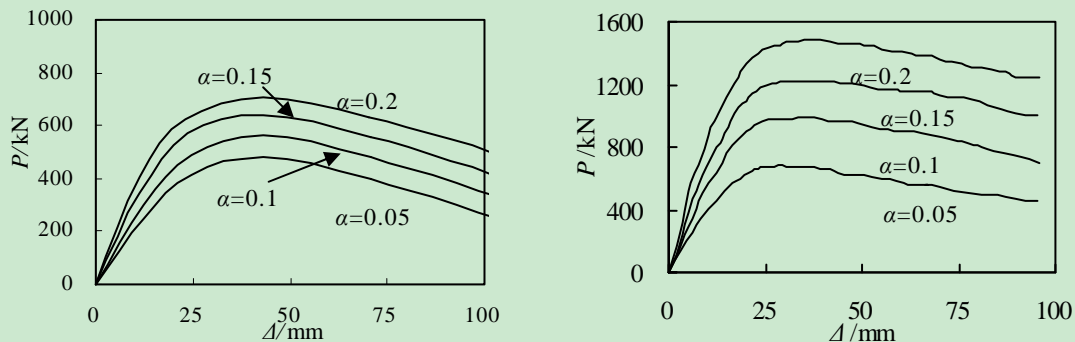


图 4.3 升温时间比对组合框架 $P-\Delta$ 曲线的影响

由图 4.3 可见, 随着火灾升温时间比 (t_0) 的增大, 组合框架的水平极限承载力有所降低, 而且初始阶段的刚度也有所下降, 这主要是由于随着火灾升温比的增大, 高温作用使得钢材和混凝土材性发生劣化而引起的。火灾升温时间比对圆截面组合框架 $P-\Delta$ 关系曲线与方截面影响规律基本相似。

4.2.3 含钢率 (α)

图 4.4 给出了不同含钢率 (α) 情况下考虑火灾全过程后钢管混凝土组合框架的 $P-\Delta$ 关系曲线, 基本算例条件与上述算例基本相同, 变化参数含钢率 (α): 0.05、0.1、0.15、0.2;



(a) 圆钢管混凝土组合框架

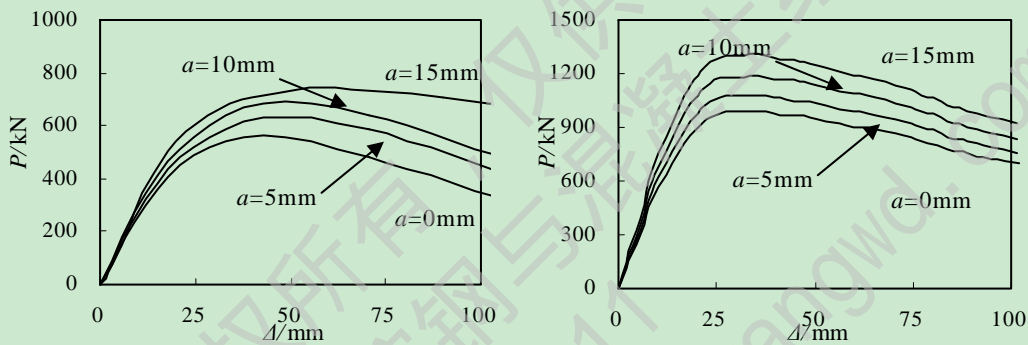
(b) 方钢管混凝土组合框架

图 4.4 含钢率对 $P-\Delta$ 曲线的影响

由上图可以看出，总体上含钢率 (α) 主要影响组合框架 $P-\Delta$ 骨架曲线的数值大小，对骨架曲线的形状影响较小；随着含钢率的增大，组合框架的水平极限承载力有所提高，而且开始弹性段的刚度亦有所增大，这主要是由于随着含钢率的增大，钢管的壁厚增大，从而承担更多的承载力；另外由于含钢率的增大，钢管对核心混凝土的约束亦有所增大，从而组合框架极限承载力提高。

4.2.4 柱保护层厚度 (a)

图 4.5 给出了钢管混凝土框架柱保护层厚度 (a) 情况下考虑火灾全过程后钢管混凝土组合框架的 $P-\Delta$ 关系曲线，基本算例条件与上述基本算例相同，变化参数框架柱保护层厚度 (a): 0、5、10、15 (mm); 当防火保护层厚度超过 15mm 时，火灾全过程后极限承载力基本与常温下极限承载力相同(李国强, 2006)^[104]。



(a) 圆钢管混凝土组合框架

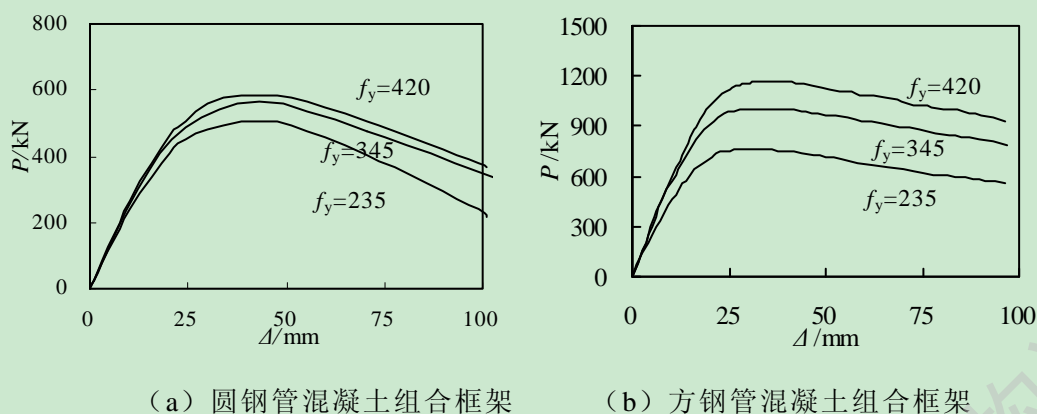
(b) 方钢管混凝土组合框架

图 4.5 柱保护层厚度对 $P-\Delta$ 曲线的影响

由上图可以看出，框架柱保护层厚度 (a) 对框架 $P-\Delta$ 骨架曲线的影响较大，总体变化规律为：在相同的受火时间下，裸钢管混凝土组合框架的水平极限承载力相对较低，保护层厚度 $a=0\text{mm}$ 和 $a=5\text{mm}$ 时曲线变化较大，当保护层厚度为 15mm 时，组合框架的水平极限承载力基本接近常温下，这与李国强 (2006)^[103] 中所提到的结论是相符合。另外，随着保护层的增大，组合框架的刚度亦有所增加，这主要是由于随着 a 的增大，框架的整体温度越低，对其材性的降低越小。

4.2.5 钢材屈服强度 (f_y)

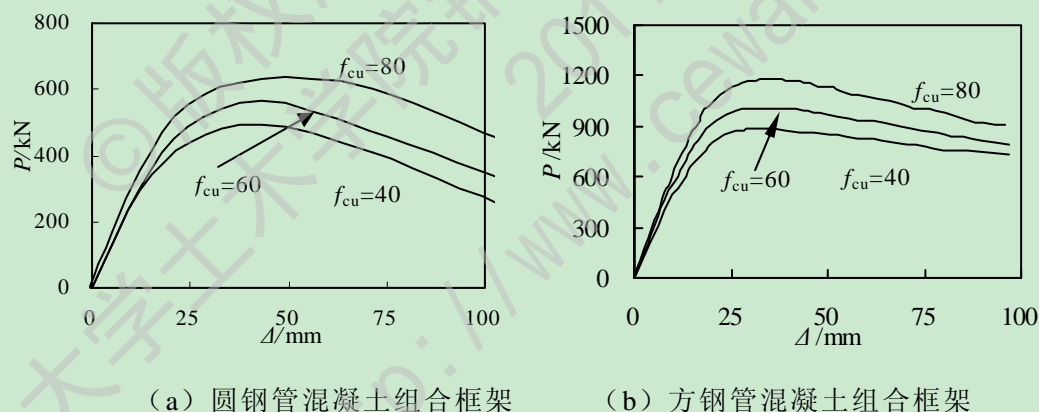
图 4.6 给出了不同钢材屈服强度 (f_y) 下的钢管混凝土组合框架的 $P-\Delta$ 关系曲线。本算例基本条件除钢材屈服强度外其他计算参数均为标准参数，钢材屈服强度 (f_y) 取 235、345、420MPa;

图 4.6 钢材屈服强度对 $P-\Delta$ 曲线的影响

由上图可以看出，随着钢材屈服强度的提高，组合框架的水平极限承载力和刚度有增大的趋势，特别是钢材屈服强度由 Q235 到 Q345，水平极限承载力提高较明显；另外，随着钢材屈服强度的提高，残余变形逐渐增大，这主要是由于钢材屈服强度越大，钢材在钢管混凝土中所占的比重越大，温度越高，组合框架整体刚度越差，所以变形越大。

4.2.6 混凝土强度 (f_{cu})

图 4.7 给出了不同混凝土强度 (f_{cu}) 下钢管混凝土组合框架的 $P-\Delta$ 关系曲线。本算例基本条件除混凝土强度外其他计算参数均为标准计算参数，混凝土强度 (f_{cu}) 取 40、60、80MPa；

图 4.7 混凝土强度对 $P-\Delta$ 曲线的影响

由上图可见，随着核心混凝土强度的提高，组合框架的水平极限承载力有增大的趋势，而且刚度也有所增大，而且增大趋势明显大于钢材的屈服强度所引起的，主要是由于随着核心混凝土强度的增大，承担更多的承载力，而且由于其热惰性比较好，因此受温度影响较小。

4.2.7 柱长细比 (λ)

图 4.8 给出了不同柱长细比 (λ) 下钢管混凝土组合框架的 $P-\Delta$ 关系曲线。本算例基本条件除柱长细比外其他计算参数均为标准计算参数，变化参数柱长细比 (λ) 取 33、40、60、80；可见框架柱的长细比不仅影响曲线的数值，而且对

曲线的形状也有较明显的影响。随着 λ 的增加，水平极限承载力和弹性段的刚度都有所减小，当长细比为60和80时，组合框架的初始刚度和水平承载力都非常小，曲线没有下降段，位移延性较差。本算例在参数分析时，保持框架柱直径 D 不变，改变其高度 L_0 进行柱长细比分析。

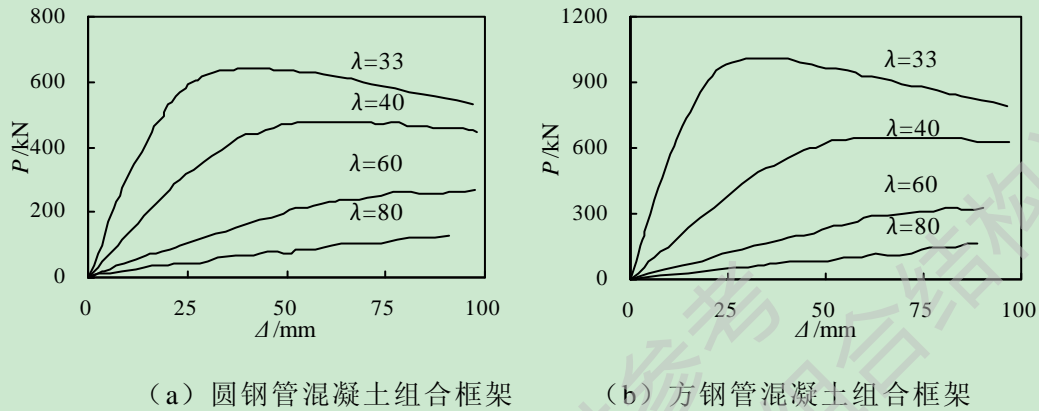


图 4.8 柱长细比对 $P-\Delta$ 曲线的影响

4.3 本章小结

本章主要进行了考虑火灾全过程后钢管混凝土组合框架水平荷载 (P) -位移 (Δ) 曲线影响因素的参数分析，包括：框架柱火灾荷载比、柱防火保护层厚度、升温时间比、含钢率、钢材屈服强度、混凝土强度以及框架柱长细比等参数变化对组合框架 $P-\Delta$ 骨架曲线的影响。其主要规律如下：

(1) 从总体参数分析来看，火灾荷载比和框架柱长细比对曲线的数值和形状影响较大，这主要是由于火灾荷载比的增大，使得框架柱截面塑性发展较快，而且由于高温作用，曲线的数值和形状都发生了较大的变化；对于框架柱长细比对曲线的影响主要是由于柱计算长度发生变化引起的，当长细比较大时，曲线没有下降段。

(2) 升温时间比对组合框架水平荷载 (P) -位移 (Δ) 曲线影响较小，特别是对于圆截面组合框架，这主要是由于标准算例模型是在裸钢管的基础上进行的，所以升温时间变化幅度较小。

(3) 钢材屈服强度、含钢率和混凝土强度总体上对曲线数值影响较明显，对其形状影响较小。基本上呈现随着钢材屈服强度、含钢率和混凝土强度的增大，组合框架水平极限承载力和初始刚度都有所增加。

结论与展望

1. 结论

本文对钢管混凝土柱-组合梁框架在外荷载作用下,经历火灾升、降温后的力学性能进行了理论研究与分析,下面将对本文进行的主要研究工作和获得的主要结论进行归纳:

(1) 在大量的文献综述的基础上,选择了适合本文的材料热工参数,在此基础上建立了构件与组合框架的温度场模型,计算结果与试验进行了对比验证与分析。分析结果表明:由于混凝土的热惰性,使得核心混凝土的温度要滞后于钢管和钢梁,钢管外表面和钢梁的温度变化基本与升温曲线一致,RC板在受火过程中的吸热作用是不可忽视的。

(2) 确定了钢材和混凝土在常温、升温、降温和火灾后等阶段的热力本构模型,基于有限元软件 ABAQUS 首先建立了钢管混凝土轴压、偏压、压弯构件在经历不同火灾阶段的力学性能进行分析,并对火灾后钢管与核心混凝土之间相互作用力进行了分析,计算结果与已有的相关试验进行了对比,结果吻合良好。在此基础上建立了考虑火灾全过程的钢管混凝土组合框架的力学有限元模型,通过对该模型在有侧移作用下荷载-位移曲线变化关系的计算与研究,了解了该类结构在火灾和外荷载共同作用下的工作机理。分析结果表明:考虑火灾全过程的组合框架水平承载力相对于自然冷却火灾后有所提高,这主要是由于降温段钢材材性有所恢复引起的。

(3) 基于标准参数下组合框架的力学分析,对影响火灾全过程的钢管混凝土组合框架 $P-\Delta$ 骨架曲线关系的可能参数进行了计算,包括:火灾荷载比 (n)、升温时间比 (t_0)、含钢率 (α)、柱保护层厚度 (a)、钢材屈服强度 (f_y)、混凝土强度 (f_{cu}) 以及框架柱长细比等。分析结果表明:火灾荷载比对 $P-\Delta$ 骨架曲线影响较大,当荷载比较大时,曲线会出现下降段;由于本文标准算例是以裸无防火保护层进行的,故火灾升温时间比对曲线影响较小。

2. 展望

为了更加全面的了解该类结构的耐火性能和抗火研究,在本文研究的基础上,作者认为可进一步开展以下几个方面的工作:

(1) 由于试验条件以及其他因素的制约,采用数值模拟的方法对火灾全过程的钢管混凝土组合框架进行了分析;对于框架的分析结果没有直接的试验验证,因此有必要进行火灾全过程组合框架的试验研究。

(2) 首先,本文所选结构体系为单层单跨的平面框架进行了分析,没有考虑空间结构体系某几跨或几榀框架单元同时受火时其结构整体耐火性能和抗火分

析；其次，本文算例均为四面均匀受火，即 RC 板以下区域均受火面积，这是一种较为理想的受火情况，而实际工程中大多数火灾工况为非均匀受火或局部受火，故有必要按照实际受火场景进行研究，例如：楼板下部单侧受火，楼板上下部同时受火，框架柱受火等。

(3) 在本文所进行的火灾全过程组合框架力学研究的基础上，可进一步开展对由地震引发结构火灾研究和火灾后结构的抗震性能研究等，从不同出发点来分析结构的耐火性能和抗火分析。

参考文献

- [1] 新华网. 近两年全国发生火灾 39.8 万起死亡 3865 人 [EB/OL]. (2011-6-29).
<http://news.eastday.com/c/20110629/u1a5968227.html>.
- [2] 新浪网. 菲律宾首都大马尼拉地区中央商务区 (CBD) 马卡蒂市一个居民区发生大火, 上万人痛失家园 [EB/OL]. (2011.4-19).
http://slide.news.sina.com.cn/w/slide_1_2841_17201.html#p=2.
- [3] 腾讯新闻. 青海西宁市一商场发生火灾 [EB/OL]. (2011-4-10).
<http://news.qq.com/a/20110410/000084.htm>.
- [4] 新浪网. 郑州广厦置业在建的一栋 34 层高楼工地发生火灾 [EB/OL]. (2011-3-11).
http://henan.sina.com.cn/news/m/2011-03-11/63-61967_2.html.
- [5] 中新网. 台中市一家夜总会凌晨发生火灾造成 9 死 12 伤 [EB/OL]. (2011-3-8).
<http://news.jxnews.com.cn/system/2011/03/06/011601968.shtml>.
- [6] 中国日报. 沈阳第一座白金五星级国际大厦“沈阳皇朝万鑫国际大厦”, 发生特大火灾 [EB/OL]. (2011-2-3).
<http://www.chinadaily.com.cn/micro-reading/dzh/2011-02-04/content1715391.html>.
- [7] 腾讯网. 突尼斯一所监狱突发火灾致 42 人死亡的严重后果 [EB/OL]. (2011-1-8).
<http://news.qq.com/a/20110116/000317.htm>.
- [8] 腾讯网. 上海胶州路教师公寓大火已致 49 人遇难 [EB/OL]. (2010-11-16).
<http://news.qq.com/a/20101116/000301.htm>.
- [9] 新浪网. 吉林市商业大厦发生火灾 [EB/OL]. (2010-11-8).
<http://news.sina.com.cn/c/p/2010-11-05/105821419743.shtml>.
- [10] 新华网. 北京央视新大楼北配楼发生火灾 [EB/OL]. (2009-2-9)
http://news.xinhuanet.com/photo/2009-02/09/content_10790495.htm.
- [11] 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.
- [12] 钟善桐. 钢管混凝土结构[M]. 北京: 清华大学出版社, 2003.
- [13] 杨有福, 韩林海. 矩形钢管混凝土构件抗弯力学性能的试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2001, 21(3): 41-48.
- [14] 韩林海, 游经团, 杨有福, 陶忠. 往复荷载作用下矩形钢管混凝土构件力学性能研究[J]. 土木工程学报, 2004, 37(11): 11-22.
- [15] 史艳莉, 陈宇超, 王文达. 矩形钢管混凝土构件基本剪切性能研究[J]. 铁道建筑, 2010, 3: 109-111.
- [16] 张大旭, 张素梅. 钢管混凝土梁柱节点动力性能试验研究[J]. 哈尔滨建筑大学学报, 2001, 34(4): 1-6.
- [17] 韩小雷, 王永仪, 季静, 陈庆军. 穿心暗牛腿钢管混凝土柱节点的试验研究[J]. 工业

- 建筑, 2002, 32(7).
- [18] 王文达, 韩林海, 游经团. 方钢管混凝土柱-钢梁外加强环板节点滞回性能试验研究[J]. 土木工程学报, 2006, 39(9): 17-25.
- [19] 秦庚, 王文达. 钢管混凝土环板节点设计的关键问题探讨[J]. 华中科技大学大学学报(城市科学版), 2008, 25(4): 321-324.
- [20] 韩林海, 钟善桐. 高层钢管混凝土框架结构分析方法的初步探讨[J]. 工业建筑, 1995, 25(1): 22-26.
- [21] 宗周红, 林东欣, 房贞政, 邱法维. 两层钢管混凝土组合结构框架结构抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2002, 23(2): 113-117.
- [22] 杨建兴, 查晓雄, 朱宏平. 钢管混凝土框架结构抗震性能的非线性分析[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2005, 37: 22-24.
- [23] 戎贤, 李金钢, 樊少飞. 钢管混凝土框架结构有限元分析[J]. 河北工业大学学报, 2006, 35(3): 93-96.
- [24] 王文达, 韩林海. 钢管混凝土框架结构力学性能非线性有限元分析[J]. 建筑结构学报, 2008, 29(6): 75-83.
- [25] 王文达, 韩林海. 钢管混凝土框架实用荷载-位移恢复力模型研究[J]. 工程力学, 2008, 25(11): 62-66.
- [26] 孙力, 吕凤梧, 毛小勇, 袁维, 王康. 钢管混凝土柱-剪力墙组合框架抗震性能分析[J]. 结构工程师, 2009, 25(1): 62-65.
- [27] 李喜乐, 付红艳, 李斌. 矩形钢管混凝土框架的非线性有限元分析[J]. 内蒙古科技大学学报, 2009, 28(4): 342-347.
- [28] 王文达, 夏秀丽, 史艳莉. 钢管混凝土框架基于性能的抗震设计探讨[J]. 工程抗震与加固改造, 2010, 32(4): 96-100.
- [29] Han L H. Seismic Behaviour of Concrete-Filled Steel Tubular Frame to RC Shear Wall High-Rise Mixed Structures[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2009, 65(5): 1249-1260.
- [30] 尧国皇, 孙占琦, 孙素文, 潘东辉, 赵群昌. 某超高层钢管混凝土框架-核心筒结构的整体稳定性分析[J]. 钢结构, 2010, 25(134): 35-38.
- [31] Lie T.T. and Chabot, MM.. A method to predict the fire resistance of circular concrete filled hollow steel columns[J]. Journal of Fire Protection Engineering, 1990, 2(4): 111-123.
- [32] 徐蕾, 韩林海. 方形截面钢管混凝土温度场的非线性有限元分析[J]. 哈尔滨建筑大学学报, 1999, 32(5): 34-38.
- [33] 吴国忠, 齐哈兵, 张文福, 鲁刚. 方形截面钢管混凝土非均匀受火温度场的数值模拟[J]. 大庆石油学院学报, 2003, 27(4): 87-89.
- [34] 温海林, 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.
- [35] 郑永乾, 杨有福, 韩林海. 用ANSYS分析刚-混凝土组合柱的温度场[J]. 工业建筑, 2006, 36(8): 74-77.
- [36] 丁发兴, 余志武. 四面均匀受火下圆钢管混凝土温度场非线性有限元分析[J]. 华中科技大学学报(城市科学版), 2006, 23(3): 23-27.
- [37] 杨华, 张素梅, 王玉银. 三面火灾作用下方钢管混凝土柱温度场研究[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2007, 39(2): 216-219.
- [38] 王卫华, 陶忠. 钢管混凝土平面框架温度场有限元分析[J]. 工业建筑, 2007, 37(12): 39-43.
- [39] 江莹, 韩林海. 火灾下钢管混凝土结构梁-柱节点温度场的有限元分析[J]. 工业建筑, 2009, 39(4): 22-27.
- [40] 王卫华, 陶忠. 钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁框架结构温度场试验研究[J]. 工业建筑, 2009, 39(4): 18-21.
- [41] 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.
- [42] Bailey C.G., Moore D.B., Lennon T. The structural behavior of steel columns during a compartment fire in a multi-storey braced steel-frame[J]. Journal of Constructional Steel Research, 1999, 52: 137-157.
- [43] 韩林海, 徐蕾. 方钢管混凝土柱耐火极限的理论研究[J]. 消防科学与技术, 2000.
- [44] 毛小勇, 张耀春, 韩林海. 标准升温下钢与混凝土组合板的抗火性能[J]. 建筑结构学报, 2002, 23(2): 55-59.
- [45] 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, 2000, 33(6): 63-69.
- [46] 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, 3(4): 36-39.
- [47] 杨华, 韩林海. 钢管混凝土柱耐火极限的计算分析[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2003, 35.
- [48] 毛小勇, 肖岩. 标准升温下轻钢-混凝土组合梁的抗火性能研究[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2005, 32(2): 64-70.
- [49] 陶忠, 韩林海, 王永昌. 火灾下钢管混凝土梁柱节点性能研究若干问题探讨[J]. 钢结构, 2005, 4(20): 92-94.
- [50] 何佳琴, 罗永峰, 秦效启. 火灾下钢管混凝土柱承载力研究[J]. 结构工程师, 2006, 22(5): 44-49.
- [51] 丁兴发, 余志武. 局部楼层火灾下圆钢管混凝土框架结构抗火性能非线性有限元分析[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2007, 39: 476-480.
- [52] 郑永乾. 型钢混凝土构件及梁柱连接节点耐火性能研究[J]. 福州: 福州大学, 2007.

- [53] 王卫华. 钢管混凝土柱-钢筋混凝土梁平面框架结构耐火性能研究[J]. 福州: 福州大学, 20009.
- [54] 林晓康. 钢管混凝土柱耐火极限研究[J]. 福建建筑, 2008.
- [55] 查晓雄, 余敏, 王洪欣. 钢管混凝土框架结构和轻型集成房屋结构体系防火性能研究[J]. 建筑钢结构进展, 2009, 11(4): 47-55.
- [56] 杨秀萍, 靳刚, 姚斌. 不同火灾下单层钢框架梁柱结构性能分析[J]. 武汉大学学报(工学版), 2010, 43(6): 734-742.
- [57] S. Feih, E. Kandare and B. Y. Lattimer. Structural Analysis of Compression Deformation and Failure of Aluminum in Fire[J]. American Society of Civil Engineers, 2011, 728-737.
- [58] Yang H, Han L H and Wang Y C. Effects of heating and loading histories on post-fire cooling behaviour of concrete-filled steel tubular columns [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2008, 64(5): 556-570.
- [59] Huo J S, Huang G W and Xiao Y. Effects of sustained axial load and cooling phase on post-fire behaviour of concrete-filled steel tubular stub columns[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2009, 65(8-9): 1664-1676.
- [60] 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.
- [61] Song T Y, Han L H and Brian Uy. Performance of CFST column to steel beam joints subjected to simulated fire including the cooling phase [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2010, 66(3):591-604.
- [62] Yu M, Zha X X and Ye J Q. Fire responses and resistance of CFST frame structures, International[J]. Journal of Structural Stability and Dynamics, 2010, 66(3): 591-604.
- [63] 韩林海, 杨有福, 霍静思. 钢管混凝土柱火灾后剩余承载力的试验研究[J]. 工程力学, 2001, 18(6): 100-108.
- [64] 霍静思, 韩林海. ISO-834标准火灾作用后钢管混凝土的轴压刚度和抗弯刚度[J]. 地震工程与工程振动, 2002, 22(5): 143-151.
- [65] 霍静思, 韩林海. 标准火灾后钢管混凝土抗弯力学性能研究[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2003, 35: 88-92.
- [66] 李明, 姜绍飞, 许丕元. 火灾后钢管混凝土的残余应力的预测方法比较[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2003, 35: 133-136.
- [67] 霍静思. 火灾作用后钢管混凝土柱-钢梁节点力学性能研究[J]. 福州: 福州大学, 2005.
- [68] 易贤仁. 钢结构火灾后的性能分析与鉴定. 武汉理工大学学报[J], 2005, 27(1): 54-57.
- [69] 霍静思, 韩林海. 火灾作用后钢管混凝土轴压与纯弯荷载-变形关系曲线实用计算方法探讨[J]. 工业建筑, 2006, 36(11): 6-9.

- [70] 金伟良, 袁伟斌. 离心钢管混凝土短柱火灾下与火灾后的极限承载力[J]. 浙江大学学报(工学版), 2006, 40(7): 1206-1210.
- [71] 张鹏鹏, 王文达. 火灾后钢管混凝土框架力学性能初探. 第五届全国钢结构防火与防腐技术研讨会及第三届结构抗火学术交流会[C], 2009.
- [72] Huo J S, Zeng X and Xiao Y. Cyclic behaviours of concrete-filled steel tubular with pre-load after exposure to fire [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2010, 67(4): 727-739.
- [73] R. Pucinotti, O. S. Bursi, J-M. Franssen and T. Lennon. Seismic-induced fire resistance of composite welded beam-to-column joints[J]. Fire Safety Journal, 2011: 1-13.
- [74] 杨华. 火灾作用下(后)钢管混凝土柱力学性能研究[博士论文]. 福州: 福州大学, 2003.
- [75] 杨华, 韩林海. 圆钢管混凝土柱全过程火灾作用后剩余承载力实用计算方法[J]. 工业建筑与设计, 2005, 2: 26-28.
- [76] 黄国旺. 有初始应力作用圆钢管混凝土短柱火灾全过程试验研究[J]. 湖南: 湖南大学, 2008.
- [77] Yang H, Han L H and Wang Y C. Effects of heating and cooling histories on post-fire cooling behavior of concrete filled steel tubular columns[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2008, 64(5): 556-570.
- [78] 张家广, 霍静思, 肖岩. 火灾全过程后钢筋混凝土柱滞回性能试验研究[C]. 第18届全国结构工程学术会议论文, 2009.
- [79] 曾翔. 火灾全过程作用后钢管混凝土柱滞回性能试验研究[J]. 湖南: 湖南大学, 2009.
- [80] Mao X Y, V.K.R.Kodur. Fire resistance of concrete encased steel columns under 3-and 4-side standard heating[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2011, 67(3): 270-280.
- [81] Tao Z, Han L H Brian Uy, and Chen X. Post-fire bond between the steel tube and concrete in concrete filled steel tubular columns[J], Journal of Constructional Steel Research, 2011, 67(3): 484-496.
- [82] 孔祥谦. 有限单元法在热传学中的应用[M]. 北京: 科技出版社, 1998.
- [83] BSI, Structural Use of Steelwork in Building, Parts 8. Code of Practice for Fire Resistance Design, 1990.
- [84] CEN(European Committee for Standardisation) DAFT EVN 1993, Eurocode 3: Design of steel structures, British Standards Institution, 1995, 7.
- [85] 孙金香, 高伟译. 建筑物综合防火设计. 天津科技翻译出版公司, 1994.
- [86] T T Lie, R J Irwin. Fire resistance of rectangular steel columns filled with bar-reinforced concrete[J]. Journal of Structural Engineering. 1995, 121(5): 797-805.
- [87] 李引擎. 建筑结构防火设计与构造处理[M]. 中国建筑工业出版社, 1991: 234-2354.
- [88] ECCS, European Recommendations for the Fire Safety of Steel Structures, 1983.

- [89] Design of Concrete structures, Eurocode No.21, Part 10. Structural Fire Design. Commission of the European Communities. 1990.
- [90] Eurocode 1. Actions on structures-part 1-2: General actions-Actions on structures exposed to fire [S]. DD ENV 1991-1-2:2002, British Standards Institution, Landon.
- [91] Lie, T.T., Fire resistance of circular steel columns filled with bar-reinforced concrete[J]. Journal of Structure Engineering, ASCE, 1994, 120(5): 1489-1509.
- [92] Lie, T.T., and Chabot, M.. Experimental studies on the fire resistance of hollow steel columns filled with plain concrete. Ottawa, Canada: NPC-CNRC Internal Report, 1992, No.611.
- [93] EI-Rimawi J A, Burgess I W and Plank R J. The treatment of strain reversal in structural members during the cooling phase of fire [J]. Journal of Constructional Steel Research, 1996, 37(2):115-135.
- [94] AIJ. Recommendations for design and construction of concrete filled tubular structures. Architectural Institute of Japan(AIJ), Tokyo, Japan, 2008.
- [95] 陈肇元, 朱金拴, 吴佩刚. 高强混凝土及其应用[M]. 北京: 清华大学出版社, 1992.
- [96] 中华人民共和国国家标准 GB 50010-2002. 混凝土结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- [97] 林晓康. 火灾后钢管混凝土压弯构件的滞回性能研究[博士论文 福州: 福州大学, 2006.
- [98] 陆洲导, 朱伯龙, 谭玮. 钢筋混凝土梁在火灾后加固修复[J]. 同济大学土木工程防灾减灾国家重点实验室研究报告, 1996.
- [99] Bracci J M, Lobo R F and Reinhorn A M. Seismic retrofit of reinforced concrete strucures using damping devices. Proceeding ATC-17-1 Seminar on Seismic Isolation[J], Passive Energy Dissipation and Active Contron. California, Marh 11-12, 1993.
- [100] Ding J, Wang Y C. Experimental study of structural fire behaviour of steel beam to concrete filled tubular column assemblies with different types of joints[J]. Engineering Structures, 2007, 29(12):3485-3502.
- [101] 吴波. 火灾后钢筋混凝土结构的力学性能[M]. 北京: 科学出版社, 2003
- [102] Menzies J. Leaning from disaster[J]. The Struture Engineer , 2001.79(19): 14-15.
- [103] 李国强, 韩林海, 楼国彪, 蒋首超. 钢结构及钢-混凝土组合结构抗火设计[J]. 北京: 中国建工出版社, 2006.
- [104] DB36/J001-2007, 钢管混凝土结构技术规程[S]. 2008.
- [105] DB62/T25-3041-2009, 钢管混凝土结构技术规程[S]. 2009.
- [106] DB34/T1262-2010, 钢管混凝土结构技术规程[S]. 2010.

致谢

在本文即将完成之际，心里充满了激动与兴奋，谨此向我的恩师王文达教授致以衷心的感谢和崇高的敬意。本文的工作是在王老师的悉心指导下完成的，论文的字里行间凝聚着王老师的心血，是两年多付出的结晶。王老师他敏锐的洞察力、渊博的知识、严谨的治学态度、精益求精的工作作风和对科学的献身精神给我留下了很深的印象，这将成为我今后学习和工作的动力。

回想这两年多的硕士学习生活，忙碌而充实，王老师不仅为我创造了优越的学习和科研的环境，开启了我对知识进一步探求的征程；同时在思想、意志以及生活方面给了我谆谆教诲和鼓励，从而激发了我对科研的浓厚兴趣，这将伴随我一生。

感谢课题组史艳莉副教授和张鹏鹏老师，他们对我的学习和生活都给予了许多的指导和关照；感谢清华大学宋天诣，课题组周小燕、谢娜、王凤、付博啸、夏磊，师弟魏国强、包延红、王亚伟、孙战伟，师妹黄秋秋、未晓丽、李华伟、张海龙等在学习中的讨论与交流，正是大家集体的努力才使得我在科研中少走了许多弯路，节省了时间，从事新的科研工作。

衷心感谢我的家人和亲戚朋友的关心和支持，特别是苏艳萍女士在我学习中遇到困难时给我支持和鼓励，这给我以后在科研中继续前进的动力。

最后感谢曾经教育和帮助过我的所有老师。衷心地感谢为评阅本论文而付出宝贵时间和辛勤劳动的专家和教授们！

本文得到教育部科学技术研究重点项目（210228）和甘肃省自然科学基金项目（096RJZA100）的资助，特此致谢。

王景玄

2011年12月12号

附录A 攻读硕士学位期间发表的学术论文目录

硕士期间发表的学术论文：

- [1] 王景玄, 张鹏鹏, 王文达. Preliminary Research on Behavior of CFST Columns after Exposure to Overall Stage of Fire. *Advanced Materials Research*, Vols. 250-253(2011): 2729-2733. (EI 收录: 20112314040317)
- [2] 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. 哈尔滨工业大学学报, 2012, 44 (Sup1): 261-264. (EI 收录期刊)
- [3] 王景玄, 张鹏鹏, 王文达. 考虑火灾全过程的钢管混凝土组合框架力学性能初步研究. 防灾减灾工程学报, 2011. (已录用)
- [4] 张鹏鹏, 王文达, 王景玄. Preliminary study on post-fire behavior of composite frame with CFST columns and composite beam. *Advanced Materials Research*, Vols. 163-167(2011):713-716 (EI 收录: 20110313593253)
- [5] 张鹏鹏, 王文达, 王景玄. Research on the behavior of composite frame with CFST columns and composite beam after exposure to fire. The 11th *International Symposium on Structural Engineering(ISSE-11)*, p2235-2240, 18-20, Dec 2010, Guangzhou, China. (ISTP 收录: BVV39; UT WOS: 000292890601163)

附录B 攻读硕士学位期间参加的科研项目

- (1) 教育部科学技术研究重点项目(210228):“考虑火灾全过程作用的钢管混凝土组合框架工作机理研究”,主要参加人,2010.1-2012.12。
- (2) 甘肃省自然科学基金(096RJZA100):“火灾后钢管混凝土柱-钢与混凝土组合梁框架的力学性能研究”,主要参加人,2009.7-2011.12。

© 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
2011
<http://www.cewangwd.com>