

学校代号 10731

学 号 082081402013

分 类 号 TU398

密 级 公开



硕士学位论文

长期荷载作用下钢管混凝土平面 框架力学性能研究

学位申请人姓名 邹爱华

培 养 单 位 兰州理工大学

导师姓名及职称 王文达 副教授

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4月

学校代号: 10731

学 号: 082081402013

密 级: 公开

兰州理工大学硕士学位论文

长期荷载作用下钢管混凝土平面 框架力学性能研究

学位申请人姓名: 邹爱华

导师姓名及职称: 王文达 副教授

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4月21日

论文答辩日期: 2011年6月2日

答辩委员会主席: 马国纲 教授级高工

**Research on mechanical behavior of concrete-filled steel tubular
planar frame under long-term loads**

By

B.E. (Harbin Institute of Technology) 2004

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

April, 2011

兰州理工大学

学位论文原创性声明

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

作者签名：邹爱华

日期：2011年6月12日

学位论文授权使用授权书

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

本学位论文属于

- 1、保密□，在_____年解密后适用本授权书。
- 2、不保密。

(请在以上相应方框内打“√”)

作者签名：邹爱华

日期：2011年6月12日

导师签名：王XX

日期：2011年6月12日

目 录

摘 要.....	I
ABSTRACT	II
第 1 章 绪论.....	1
1.1 前言.....	1
1.1.1 钢管混凝土结构的特点.....	1
1.1.2 钢管混凝土的发展现状.....	2
1.2 课题研究意义	3
1.3 相关课题研究现状	4
1.3.1 混凝土徐变和收缩研究现状.....	4
1.3.2 长期荷载作用下钢管混凝土研究现状	6
1.4 本文的主要研究内容及方法	10
第 2 章 长期荷载作用下钢管混凝土力学分析模型.....	12
2.1 引言.....	12
2.2 本构关系模型	12
2.2.1 长期荷载作用下混凝土本构关系模型	12
2.2.2 长期荷载作用下钢管混凝土本构关系模型	12
2.3 有限元模型	13
2.3.1 材料模型	13
2.3.2 计算模型	15
2.3.3 主要加载步骤	16
2.4 算例验证.....	16
2.5 矩形钢管混凝土构件受力特性分析	20
2.5.1 构件截面高宽比 β 的影响	21
2.5.2 钢管对混凝土的约束力分析.....	22
2.5.3 核心混凝土应力分析	23
2.5.4 小结	25
2.6 本章小结.....	25
第 3 章 长期荷载作用下钢管混凝土框架力学性能研究	26
3.1 概述.....	26
3.2 长期荷载作用钢管混凝土节点力学性能分析	26

3.2.1 有限元模型.....	26
3.2.2 圆形截面钢管混凝土柱-外加强环板钢梁节点受力特性.....	29
3.2.3 方形截面钢管混凝土柱-外加强环板钢梁节点受力特性.....	32
3.2.4 参数分析.....	35
3.2.5 小结.....	38
3.3 长期荷载作用下钢管混凝土平面框架有限元模型.....	38
3.3.1 材料本构模型.....	39
3.3.2 单元类型及网格划分.....	39
3.3.3 边界条件及荷载施加.....	40
3.3.4 界面接触模型.....	40
3.4 长期荷载作用与否钢管混凝土平面框架力学性能对比.....	41
3.4.1 圆形截面钢管混凝土平面框架.....	41
3.4.2 方形截面钢管混凝土平面框架.....	46
3.4.3 小结.....	51
3.5 本章小结.....	52
第 4 章 长期荷载作用下钢管混凝土平面框架力学性能参数分析.....	53
4.1 概述.....	53
4.2 组合框架典型算例.....	53
4.3 钢管混凝土平面框架应变-时间关系参数分析.....	54
4.3.1 层数.....	54
4.3.2 跨数.....	55
4.3.3 柱高厚比 H/D 或 H/B	56
4.3.4 长期荷载持荷时间.....	57
4.3.5 柱含钢率.....	58
4.3.6 长期荷载比.....	59
4.3.7 混凝土强度等级.....	60
4.3.8 梁柱线刚度比.....	61
4.3.9 小结.....	62
4.4 有侧移及无侧移钢管混凝土平面框架力学性能初步分析.....	63
4.4.1 方形截面钢管混凝土平面框架.....	63
4.4.2 圆形截面钢管混凝土平面框架.....	69
4.4.3 小结.....	74
4.5 本章小结.....	75
结论与展望.....	76

参考文献	78
致谢.....	82
附录 A 攻读学位期间所发表的学术论文目录	83

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>

摘要

徐变和收缩作为混凝土在长期荷载作用下的固有属性，一方面会降低构件及结构的整体刚度，而另一方面会对构件和结构的整体变形特性及承载力产生较大的影响，因此有必要对长期荷载作用下的钢管混凝土节点及框架力学性能进行研究。

本文研究了长期荷载作用下钢管混凝土柱-钢梁平面框架的力学性能影响规律，具体进行了如下几方面工作：

(1) 采用有限元软件 ABAQUS 建立了长期荷载作用下的钢管混凝土轴压构件力学性能分析模型。对考虑长期荷载作用下的钢管混凝土受压构件的荷载-变形关系曲线进行了计算，计算结果与试验结果吻合良好。

(2) 建立了长期荷载作用下的钢管混凝土柱-钢梁节点及平面框架的力学性能分析模型。利用该模型，对影响钢管混凝土柱-钢梁节点及平面框架应变-时间关系的主要参数及应力场进行了分析，如：柱截面含钢率、钢管钢材屈服强度、长期荷载比，梁柱线刚度比、混凝土强度等级等。

(3) 建立了一次加载与长期加载作用下的钢管混凝土平面框架的有限元分析模型，对比分析了一层一跨钢管混凝土平面框架中的核心混凝土、钢管、钢梁上下翼缘及腹板的应力分布。系统的分析了一层一跨、二层二跨、三层三跨等钢管混凝土平面框架模型中的主要参数的影响，其中主要包括：层数、跨数、柱截面含钢率、钢管钢材强度、长期荷载比，梁柱线刚度比、混凝土强度等级等参数对应变-时间关系的影响。对比分析了有无侧移影响二层二跨长期荷载作用下钢管混凝土平面框架的应力分布、应变-时间关系及应力-时间关系曲线的影响规律。

关键词：钢管混凝土；框架；长期荷载；徐变；有限元；数值模拟；变形；

Abstract

Considering the creep and shrinkage is the inherent nature of concrete under long-term loads, On the one hand, it can reduce the components and the integral structure stiffness, On the other hand it will produce great influences to deformation characteristics and bearing capacity of components and the integral structure. So it is necessary to research the mechanical properties about concrete filled steel tube joints and frames under long-term loads.

The main achievements of this paper includes the mechanical properties of concrete filled steel tubular columns to steel beam planar frames. It can be summarized as follows:

(1) For calculating load versus displacement curves of CFST axial compressive component under long-term loads, the general purpose FEM software ABAQUS was used to build mechanical properties analysis model of CFST axial compressive component under long-term loads. The calculated results by ABAQUS agree well with experimental results.

(2) The general purpose FEM software ABAQUS was used to build mechanical properties analysis model of steel beam to concrete filled steel tubular column connections and planar frame. The main parameters that affected the strain-time relationship and stress field of steel beam to concrete filled steel tubular column connections and planar frame were analyzed, for example: the steel ratio of the column section, steel strength, long-term load ratio, stiffness ratio of beam to column, concrete strength and so on.

(3) The general purpose FEM software ABAQUS was used to build one-story one-span concrete filled steel tubular columns to steel beam planar frames wether under long-term loads or not, the stress distribution of the core concrete, steel pipe, the steel beam flange and the web were all considered as analysis parameters. The main parameters of one-story one-span, two-story two-span and three-story three-span concrete filled steel tubular columns to steel beam planar frames were analyzed. Layer, cross number, the steel ratio of the column section, steel strength, long-term load ratio, stiffness ratio of beam to column, concrete strength , that affected the strain-time relationship were all considered as analysis parameters. Contrast analysis was made on the stress distribution, the strain-time relationship, the stress-time relationship of two-story two-span concrete filled steel tubular columns to steel beam planar frames with or without sidesway under long-term loads was analyzed.

Key Words:concrete-filled steel tubular;frame;long-term loading;creep;finite element; numerical simulation;displacement;

第 1 章 绪论

1.1 前言

1.1.1 钢管混凝土结构的特点

钢管混凝土结构是一种新型的结构或结构体系，它兼有钢管结构及螺旋配筋混凝土结构的优点，必要时可以在钢管内配置钢筋或型钢以增加其承载能力。

钢管混凝土结构的特点主要表现为(韩林海等, 2009^[1]):

(1) 承载力高。由于钢管中填充了混凝土，薄壁钢管的局部稳定性得以提高，防止钢管发生局部屈曲，混凝土受到钢管的约束作用，所以处于复杂的受力状态，从而混凝土的抗压强度得以有较大提高。

(2) 塑性性能好。由于钢管与混凝土相互作用，改善了使用阶段的弹性性质，破坏时产生了较大的塑性变形，因此钢管混凝土具有良好的塑性性能。

(3) 制作和施工方便。对一般情况而言，在钢管混凝土施工过程中减少了绑扎钢筋、支模和拆模等繁杂的工序使施工简便。此外，由于混凝土浇注工艺的不断完善可以加速混凝土浇注的施工速度。与钢结构相比，钢管混凝土构件的焊缝较少，更便于制作和安装。由此可见，钢管混凝土结构符合现代化施工的发展要求，更能节约人力物力，使降低工程造价和加快施工进度成为可能。

(4) 抗震性能优越。钢管混凝土结构自重轻，钢管的存在致使混凝土的塑性和韧性性能有较大的提高，脆性性能也得到有效的改善，所以钢管混凝土构件及结构抗震性能好。

(5) 耐火性能好。在钢管混凝土构件及结构中，由于钢管内混凝土能吸收大量的热量，在遭受火灾时，可以增加构件及结构的耐火时间。钢管混凝土具有优良的耐火性能主要体现在两个方面：一是火灾作用下构件和结构具有优良的抗火性能；二是火灾作用后构件或结构具有很好的可修复性。

(6) 经济效益显著。钢管混凝土同钢结构相比大约可以节约钢材50%左右，同钢筋混凝土结构相比，可以大概减少混凝土50%，用钢量略有增加或大致相当，并且由于构件截面尺寸大大的减小，从而是自重减轻50%以上，增加了建筑物的使用面积和有效的使用空间，其经济效益十分显著。

目前工程中最常用的三种钢管混凝土构件横截面形式主要有圆形、方形和矩形，如图1.1所示。

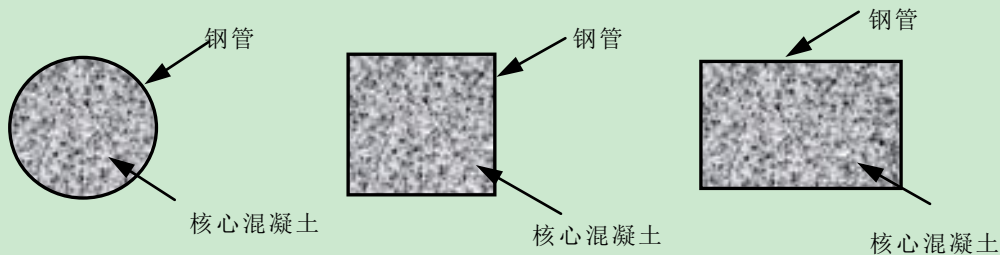


图1.1 钢管混凝土截面形式

近几十年来,随着我国经济和建设事业的迅猛发展,钢管混凝土在桩、大跨度及空间结构等复杂的工程领域应用越来越广泛,如:商业广场、地铁站台柱、多层办公楼及住宅、高层和超高层建筑中,另外桥梁结构中的应用也在增多。由于钢管混凝土具有诸多优点使钢管混凝土构件及结构不断向大跨和重载的方向发展,且在恶劣条件下扮演着重要的角色,因而长期荷载作用的影响亦变得十分突出。在长期荷载作用下,组成钢管混凝土的核心混凝土将不可避免地产生徐变和收缩现象,这种徐变和收缩一方面会降低构件及结构的整体刚度,另一方面会导致钢管混凝土的截面产生应力重分布,使由混凝土承担的部分荷载不断向钢管及其他构件转移,这样就有可能导致其他构件提前进入塑性状态,从而影响结构及构件的性能。

框架是一种广泛使用的结构形式,采用钢管混凝土柱-钢梁框架具有强度高,便于施工等优点,长期荷载作用可能会对框架的力学性能产生一定的影响。但目前还没有开展长期荷载作用下钢管混凝土柱-钢梁框架的力学性能研究。因此,对长期荷载作用下的钢管混凝土平面框架力学性能研究具有重要的理论和现实意义。

1.1.2 钢管混凝土的发展现状

钢管混凝土早期的应用并没有考虑钢管与混凝土之间的相互作用,钢管的壁厚一般都较大,用钢量较大,并且钢管内浇筑混凝土的施工工艺尚未得到很好的解决,所以在钢管混凝土发展早期经济效果不明显。真正考虑钢管与混凝土之间的相互作用影响是在20世纪六十年代末到七十年代初,到了80年代开展了对钢管混凝土的耐火及抗震性能的一系列研究工作。对钢管混凝土在长期荷载作用下的研究工作开展比较早的是Furlong(Furlong, 1968^[2]),他在钢管混凝土的一次加载试验中发现了长期荷载作用对钢管混凝土结构的影响。到目前为止,世界各国对钢管混凝土的研究工作正在进行中。

世界一些国家制定了钢管混凝土构件设计规范,如:欧洲规范 Eurocode4(BS EN 1994-1-1,2004)^[3]、英国标准 BS5400(BS5400-5,2005)^[4]、美国规程 ACI318-08(2008)^[5]和 ANSI/AISC360-10(2010)^[6]、日本规程 AIJ(2008)^[7]等。

近几十年中,在国内钢管混凝土领域的研究工作取得了一些重大进展,先后颁布了钢管混凝土结构在结构设计方面一些规程,例如:甘肃省工程建设标准《钢管混凝土结构技术规程》DB62/T25-3041-2009(2009)^[8]。天津市工程建设标准《天津市钢结构住宅设计规程》DB29-57-2003(2003)^[9]中也给出了钢管混凝土结构设计计算方面的规定。

河北省工程建设标准《钢管混凝土结构技术规程》DB13(J)/T84-2009(2009)^[10]。江西省工程建设标准《钢管混凝土结构技术规程》DB36/J001-2007(2007)^[11]。2003年颁布实施的福建省工程建设标准《钢管混凝土结构技术规程》DBJ13-51-2003(2003)^[12]可适用于圆形和方、矩形钢管混凝土结构的设计计算。内蒙古自治区工程建设标准《钢管混凝土结构技术规程》DBJ03-28-2008^[13]。中华人民共和国国家军用标准GJB4142-2000(2000)^[14]给出了方钢管混凝土结构设计方面的条文。中华人民共和国电力行业标准DL/T5085-1999(1999)^[15]等都给出了圆钢管混凝土结构设计方面的规定。国家建筑材料工业局标准JCJ01-89(1989)^[16]，中国工程建设标准化协会标准CECS28:90(1992)^[17]。

1.2 课题研究意义

由于钢管混凝土具有许多优点及良好的力学性能，所以钢管混凝土在桥梁、高层和超高层建筑、单层和多层工业厂房柱、地铁站台柱以及屋架等结构中得到更加广泛的应用。尽管钢管混凝土在实际工程领域中扮演着重要的角色，但长期荷载作用对钢管混凝土结构及构件的力学性能影响尚不十分清楚。

长期荷载作用下的钢管混凝土由于在长期持荷状态下其核心混凝土模量降低，核心混凝土内部应力发生卸载，钢管及混凝土的横向和纵向截面都发生内力重分布，这种内力重分布所带来的钢管应力的增加可能导致钢管提前进入塑性状态，使钢管发生局部屈曲破坏。目前，国内外已开展了一些钢管混凝土构件在长期荷载作用下力学性能的研究工作，但这些工作还不能完全解决实际工程中长期荷载作用的问题。

由于钢管混凝土的工作机理非常复杂，钢管混凝土在考虑长期荷载作用时，既要考虑混凝土的徐变和收缩特性，又要考虑钢管的参与作用，钢管与混凝土之间的各种影响因素相互耦合，相互关联，这使得研究钢管混凝土在长期荷载作用下的力学性能比研究长期荷载作用下的素混凝土和钢筋混凝土的力学性能要更加复杂与困难。由于理论研究的滞后，各国规范和相关标准中，尚没有给出较为合理的钢管混凝土在考虑长期荷载作用下的设计方法。在实际工程应用中，人们往往采用折减系数来考虑长期荷载作用的影响，或是在混凝土中添加膨胀剂，希望以此消除长期荷载作用的影响。

目前，对于钢管混凝土在一次加载情况下的研究应用已日趋成熟，对长期荷载作用下钢管混凝土轴压和偏压柱的理论计算、实验研究及分析计算也已较多并趋于完善，但对长期荷载作用下节点的力学性能研究尚不多见，对长期荷载作用下钢管混凝土框架理论研究则更少。框架是一种广泛使用的结构形式，采用钢管混凝土框架柱具有强度高及易于施工等优点，但是目前尚没有较多的开展钢管混凝土在长期荷载作用下节点及框架力学性能的研究。长期荷载作用下钢管混凝土节点及框架力学性能研究作为一个比较新的研究课题，对其研究具有很大必要性。

因此，为进一步完善钢管混凝土理论，有必要对考虑长期荷载作用影响下的钢管混凝土节点及框架的力学性能进行分析，进而为在工程实际中考虑长期荷载作用下钢管混

凝土节点及框架的设计提供参考。开展该方面的研究工作具有重要的理论价值和实用意义。

1.3 相关课题研究现状

1.3.1 混凝土徐变和收缩研究现状

混凝土的徐变是指在长期荷载作用下,混凝土构件或结构的变形(应变)随时间不断增加的一种现象。徐变和收缩是长期荷载作用下混凝土材料的一种固有属性,混凝土材料的徐变从总体上来说分为可恢复徐变和不可恢复徐变两部分。当施加长期荷载比较小时,混凝土受压处于弹性状态,在卸载后将产生瞬时弹性应变和随时间发展的徐变变形(应变)恢复,当施加在混凝土上的压应力小于极限强度 50%时可视为弹性应变(朱晓东, 2001^[18])。混凝土的徐变变形(应变)不仅与当前应力大小有关而且与应力的加载历史有关,这使得在加荷初期混凝土徐变变形增长很快,以后逐渐缓慢,大概在 1-2 年后其徐变变形逐渐达到一个极限值,并趋于稳定。

迄今为止为止解释混凝土徐变原理的理论有很多,许多研究人员试图从不同的角度去探索解释混凝土在长期荷载作用下的内在原理,其中最具有代表性和影响力的是长期荷载作用下水泥浆体的微观结构的研究理论。例如:(1)粘弹性理论认为水泥浆体是弹性的水泥凝胶骨料复合体,水泥凝胶骨料复合体充满着空隙,粘弹性液体的流动是导致徐变变形增加、减小及恢复的主要原因。(2)渗出理论考虑凝胶粒子表面吸附水和这些粒子之间的层间水(在荷载作用下)的流动是引起混凝土徐变变形的的主要原因。(3)粘性流动理论考虑徐变变形是长期荷载作用下水泥浆体产生粘性流动与不流动的骨料的相互作用所引起的。(4)微裂缝理论认为长期荷载作用下产生的变形是受荷前粘结微裂缝就已经存在的,拌合水析、干缩应力及骨料沉降是导致混凝土产生长期荷载变形的的主要原因。(5)内力平衡理论认为水泥浆体的徐变变形是由于荷载破坏了开始存在于水泥浆体中的内力平衡状态,并达到了一个新的平衡的变化过程所引起的(惠荣炎等, 1988^[19])。

然而,以上几种解释长期荷载作用下混凝土变形随时间增加原因的机理理论都不能完全满意地解释这种现象,长期荷载作用下的混凝土产生变形(应变)随时间增加的这种现象用这几种理论结合起来就可以说明。总体来说,采用粘弹性理论和粘性流动理论可以用来解释长期荷载作用下混凝土的变形速率在加载初期发展较快,随后随着时间的推移,长期荷载作用下混凝土的变形速率在加载后期逐渐减小且产生可恢复的长期荷载变形(弹性变形滞后)的这种现象;可以采用渗出理论来说明对于在长期加载作用下混凝土所产生的长期荷载变形。采用粘性流动理论来说明长期荷载作用下混凝土变形随着荷载增加而增加的原因。采用塑性流动理论和微裂缝理论来解释长期荷载作用下的加载的应力超过它的工作应力范围后,混凝土在长期荷载作用下的变形速率又急速增加的现象(惠荣炎等, 1988^[19]; 李永进, 2009^[20])。

非荷载因素引起的混凝土体积的缩小称为混凝土的收缩,对于普通混凝土而言,混凝土的收缩主要包括干燥收缩、温度收缩、自生体积收缩、化学收缩及碳化收缩等。干燥收缩是引起混凝土早期开裂的主要原因,而对于高性能混凝土自生体积收缩则不容忽视(周履和陈永春, 1994^[21])。

影响长期荷载作用下混凝土变形(应变)随时间不断增加的这种特性的因素主要有内外两部分因素组成(李永进, 2009^[20]; 周履和陈永春, 1994^[21])。混凝土的变形(应变)可分为由瞬时加载产生的瞬时弹性变形(应变)、长期荷载作用下产生的徐变变形(应变)、收缩应变和温度变形(应变)及由其他原因产生的非弹性应变(朱晓东, 2001^[18])。

(1)内部因素

水泥品种、骨料特性及含量、水灰比等是影响混凝土徐变的主要的内部因素。

水泥强度等级是影响混凝土徐变的主要因素,强度发展较快的混凝土(水泥)将引起较低的徐变变形(应变),混凝土的强度等级越高,混凝土提供的强度越大,混凝土承担的荷载就越多,所以混凝土发生徐变变形(应变)就越大。

对混凝土的徐变有一定的影响的还有骨料特性及其含量。徐变变形(应变)会随着骨料坚硬程度而发生变化,弹性模量越高,徐变变形(应变)会相应降低,骨料孔隙率大,弹性模量就低,徐变变形(应变)会相应增加。骨料含量越多则混凝土的徐变变形(应变)就越小;混凝土中的骨料在长期荷载作用下几乎不发生变形(应变),导致的混凝土发生徐变变形(应变)的主要是其中的水泥含量以及水泥水化的时间,随着时间的延长,由于水化热引起的温度变形就较大,导致的混凝土的徐变变形(应变)就越大。

影响混凝土收缩和徐变变形(应变)的主要因素还有水灰比。水灰比大的混凝土,水泥颗粒间距大、孔隙多、毛细管孔径大、质松强度低,因此水泥水化时产生的热量就越大,徐变和收缩变形(应变)就越大。

(2)外部因素

加荷龄期、加荷应力比、持荷时间、环境相对湿度与温度、结构尺寸与形状的影响是混凝土徐变变形(应变)的主要的外部因素(韩林海, 2007^[22])。

加荷龄期的增长及减小会对混凝土徐变变形(应变)产生一定影响。在加荷龄期初期,由于水泥水化正在进行中且水化速度较快,故强度很低,故徐变变形(应变)较大。在加荷龄期后期,随着加荷龄期的增长,水泥水化的更加充分,强度不断的提高,故加荷龄期后期徐变变形较小。

长期荷载作用下混凝土的变形伴随着长期荷载比的增加而增大。当长期荷载比小于0.4时,假定徐变与应力成正比;当长期荷载比大于0.4时,长期荷载作用下混凝土的变形随长期荷载比的增加而急剧增大,并呈现出非线性特征(刘威, 2001^[23])。

长期荷载作用下混凝土变形(应变)随长期持荷时间的延长而增大,随持荷时间的增长,混凝土变形增长率在加荷龄期后期反而降低。长期荷载作用下混凝土变形可以持续相当长的时间,但大部分长期荷载作用下的变形都在1-2年内基本完成(周履和陈永春,

1994^[21])。

虽然混凝土徐变机理十分复杂,但在实际工程应用中,人们更关心的是徐变变形对结构的整体影响,徐变计算模型就是要建立起联系徐变微观机理和结构宏观反应两者之间桥梁。

所谓徐变计算模型,就是建立徐变与加载龄期及长期持荷时间之间的数学关系(即反映了徐变变形随时间变化规律的数学函数表达式,或简称徐变变形曲线函数式)。

目前混凝土收缩和徐变的理论模型主要有两类(李永进, 2009^[20]): (1)通过大量的试验数据分布规律进行研究构造出如双曲线函数、指数函数、幂函数、对数函数等预测公式。Ross 教授在 1937 年提出的双曲线-幂函数预测模型影响较大,该模型在 1970 年被 ACI209 委员会修正后采用。至今 ACI209 委员会仍然保持这种模型的框架,仅对部分参数进行了修正。(2)以理论分析为基础建立预测模型框架,根据试验数据回归确定参数。CEB-FIP(1990)^[24]是以理论分析为基础建立的预测模型。

通过分析与对比 ACI209(1992)^[25]模型可以较好地模拟钢管混凝土中核心混凝土的徐变和收缩特性。该模型推荐的混凝土徐变系数 $\varphi(t, \tau_0)$ 的表达式如下:

$$\varphi(t, \tau) = \left[\frac{(t - \tau_0)^{0.6}}{10 + (t - \tau_0)^{0.6}} \right] \cdot \varphi_{\max}(\tau_0) \quad (1.1)$$

其中 $\varphi_{\max}(\tau_0)$ 为徐变终值, t 为持荷时间, τ_0 为加载龄期。该模型推荐的混凝土收缩应变计算公式

$$(\varepsilon_{\text{sh}})_t = \left(\frac{t}{35 + t} \right) \cdot (\varepsilon_{\text{sh}})_{\max} \quad (1.2)$$

式中: t 为干燥时间, $(\varepsilon_{\text{sh}})_{\max}$ 是干燥收缩最终值。

1.3.2 长期荷载作用下钢管混凝土研究现状

1.3.2.1 国外研究现状

对于钢管混凝土在长期荷载作用下的力学性能研究工作开展较早的是 Furlong(Furlong, 1968^[2]),他在钢管混凝土的一次加载试验中发现了长期荷载作用对钢管混凝土结构的影响。

近十几年来,国外研究者对长期荷载作用下钢管混凝土力学性能的进行了一些研究,例如: Ichinose 等(2001)^[26], Terry(1994)^[27], Morino 等(1996)^[28]等以及 Uy(2001)^[29]等。徐变和收缩是混凝土在长期荷载作用下的固有特性,长期荷载作用对钢管混凝土构件力学性能影响是有关研究者和工程技术人员一直关注的问题之一。

Nakai等(1991)^[30]给出了长期荷载作用下的加荷时间是160天的1个素混凝土试件轴向压缩试验和2个圆钢管混凝土试件轴向压缩试验,并进行了对比分析。该文指出长期荷载作用下的钢管混凝土徐变和收缩变形要小于同条件下的素混凝土徐变和收缩变形。

Terry等(1994)^[27]给出了长期荷载作用下是否考虑粘结作用的圆钢管混凝土试件变

形试验(钢管与混凝土之间是否抹油)、素混凝土试件变形试验和混凝土外包沥青的试件变形试验。其研究结果给出了外包沥青对混凝土在长期荷载作用下的变形影响不大,并对圆钢管混凝土进行了徐变系数的计算。

Morino等(1996)^[28]给出了长期荷载作用下的长期加载时间为200天的2个压弯、1个纯弯及6个轴压方钢管混凝土试件的试验研究,该文计算了弹性模量降低系数及徐变系数,其计算结果显示徐变系数及弹性模量降低系数与钢筋混凝土计算相比偏小。

Ichinose等(2001)^[26]进行了在试件的三个不同加载部位上加载的长期荷载作用下的徐变和收缩试验研究,试件共分三组即4个长期荷载直接作用在试验构件中核心混凝土上的试验研究,2个长期荷载直接作用在构件全截面上(钢管和混凝土)上的试验研究,2个长期荷载直接作用在钢管上的试验研究。该文采用Kelvinmodel(粘弹性理论)对徐变的试验结果进行研究分析,该文研究结果显示钢管混凝土的徐变系数远小于混凝土结构的徐变系数。

Uy(2001)^[29]对6个同一规格方钢管混凝土(高强混凝土)试件及23个圆柱体素混凝土(高强混凝土)试件在长期荷载作用下的试验研究。该文试验结果表明,在排除了试验过程中温度变化产生的影响,核心混凝土收缩的影响是可以忽略的。该文根据试验结果,推导出了钢管混凝土和高强素混凝土的徐变系数。该文对其中的3个长期荷载作用的试件进行了轴压承载力实验,剩余3个长期荷载试件按不同的偏心率进行了偏压承载力实验,与此同时,还进行了一个同尺寸的空钢管承载力对比试验。

Kwon等(2007)^[31]对方钢管混凝土进行了4种不同加载方式的徐变试验,包括钢管混凝土全截面受压,截面部分受压(模拟不同面积的横隔板传力情况),混凝土单独受压(约束钢管混凝土)。考察了在长期荷载作用下的8个试件随时间变化的变形性能。在随后的理论分析中,徐变模型采用CEB-FIP(1990)^[24]模型,徐变系数由试验数据推导而得,采用DIANA软件对每个试件建立了三维有限元模型并进行了计算,并与试验结果进行了比较。

1.3.2.1 国内研究现状

国内对长期荷载作用下的钢管混凝土力学性能研究进行较早的单位原哈尔滨建筑工程学院(现哈尔滨工业大学),最开始曾研究过长期荷载作用下的圆形钢管混凝土的徐变问题。谭素杰和齐加连(1987)^[32]对长期荷载作用下的24个轴压试件及16个偏压试件进行了试验研究,其研究表明长期荷载作用下的钢管混凝土变形在加荷早期变形率增加迅速,大概在150天左右时长期荷载变形曲线(徐变变形增加率)趋于平缓,在一年后长期荷载的变形基本结束。钟善桐(1987)^[33]以切线模量法对长期荷载作用下的钢管混凝土进行了承载力计算,其研究结果给出了长期荷载作用下的钢管混凝土的一些设计意见,就是在一次加载作用下的钢管混凝土承载力乘以考虑长期荷载作用下影响的降低系数进行考虑,与瞬时加载作用下钢管混凝土的承载力相比,其承载力大概降低25%左右。

韩冰等(2000)^[34]在考虑长期荷载作用下钢管混凝土轴压短柱的工作性能基础之上,对钢管混凝土轴心受压构件在考虑长期荷载作用影响时的初始应力进行了研究,其研究结果给出了构件截面面积的折减系数。

王湛等(2001)^[35]报道了8根钢管高强混凝土的收缩试验,考察了不同水胶比,掺和料,截面尺寸对混凝土收缩的影响。从该文试验规律来看,钢管高强混凝土的自收缩规律基本上与无约束的混凝土自收缩规律相同,说明钢管对收缩变形的约束作用是比较弱的,弱约束力下自收缩的变形规律与无约束条件下的规律基本相同。

陶忠等(2003)^[36]在基于考虑荷载-变形全过程关系的影响下及方钢管混凝土压弯构件参数进行了分析的基础上,提出了荷载偏心率、混凝土强度、钢材强度等级、长细比、轴压比等参数对方钢管混凝土在长期荷载作用下的承载力的影响规律,给出了考虑长期荷载作用影响下的方钢管混凝土压弯构件承载力计算简化公式。

梁亚平等(2003)^[37]给出的长期荷载作用影响下的方钢管混凝土轴心受压构件考虑长期荷载作用的计算公式是以长期荷载作用下的混凝土继效流动理论及轴压构件的受力特点为基础的,该文利用这些公式为基础,对考虑长期荷载作用影响下的钢管混凝土轴压构件的承载力进行了计算。

程晓东等(2004)^[38]该文提出的考虑长期荷载作用影响的核心混凝土变形是以三维有限元分析理论为基础进行计算的。该文利用对长期荷载作用下的两对钢筋混凝土梁试验的研究,通过模型中的三个参数对考虑长期荷载作用下的压弯钢管混凝土的变形规律进行了分析,该文通过采用切线模量法迭代及离散时间进行计算得到了长期荷载作用下的徐变-时间关系。

冯斌(2004)^[39]该文对长期荷载作用下钢管混凝土截面尺寸及形式对混凝土收缩变形影响的研究是以2个素混凝土试件、圆钢管混凝土试件以及方钢管混凝土试件的试验研究为基础进行的,该文通过试验研究和理论分析对一次加载作用下的钢管混凝土和长期荷载作用下的钢管混凝土的收缩变形进行了对比分析。该文通过7种国内外的长期荷载作用下混凝土收缩计算模型为基础,对各种模型的在计算长期荷载作用下收缩变形计算的适用性进行了探讨,并给出了长期荷载作用下的钢管混凝土中的核心混凝土的收缩计算模型。

王元丰(2007)^[40]该文给出的实际工程及设计中的钢管混凝土受弯构件徐变的设计公式是以通过考虑长期荷载作用影响下混凝土继效流动理论对受弯构件的长期加载时间、作用弯矩级别、含钢率等因素进行回归得到的。该文中指出该设计公式应用在实际工程中和设计规范中具有考虑因素全面和形式简单的特点。

韩冰和王元丰(2007)^[41]该文分别以龄期调整有效模量法和继效流动理论对考虑长期荷载作用下建立的圆形截面钢管混凝土轴压构件徐变模型进行分析,以2种理论方法对长期荷载作用下的圆钢管混凝土轴压构件的徐变进行了计算,该文把计算结果与通过试验回归计算的结果进行了对比。

方辉(2006)^[42]该文提出的超静定结构考虑施工过程和长期荷载作用下徐变影响的内力分析方法、静定结构分别承受变荷载、承受常荷载时的长期荷载作用下徐变的受力和变形规律研究是以力法和龄期调整有效模量法为理论前提的。该文提出了竖向荷载作用效应分析方法应用在高层建筑中是有缺限的,编制了相应的FORTRAN语言程序及提出了模拟高层建筑结构施工过程的计算方法,并应用该方法及其他方法对高层混合结构及高层框架结构进行了计算结果的比较。

韩林海等(2004)^[43]该文以考虑长期荷载作用效应影响下的矩形钢管混凝土轴心受压柱的荷载-变形关系曲线为基础,利用数值方法对考虑长期荷载作用影响下的矩形钢管混凝土轴压构件进行了分析与研究,该文给出了适用于考虑长期荷载作用下的矩形截面钢管混凝土轴心受压柱承载力的计算公式。

战启芳(2005)^[44]该文推出的长期荷载作用下的钢管混凝土轴压构件徐变计算的实用公式是以考虑长期荷载作用影响下的钢管混凝土构件徐变的各种因素为基础的,该文给出钢管混凝土轴心受压构件徐变计算的公式后,又对公式的使用效果进行了检验。

韩冰和王元丰(2005)^[45]对钢管混凝土受弯构件徐变进行了分析,提出长期荷载作用下钢管混凝土受弯构件的承载力计算方法。用该计算方法对具体构件进行计算分析,认为徐变将降低钢管混凝土受弯构件的承载力。

林军(2002)^[46]利用钢管混凝土轴压构件徐变过程中的内力重分布及应变协调性质建立了符合钢管混凝土轴压构件徐变的计算模型,给出轴向徐变度的计算公式,并以此编制程序计算了构件的徐变、研究了徐变对构件力学性能的影响。

徐兴等(2001)^[47]采用三维虚拟层合单元法,对钢管混凝土和素混凝土轴心受压构件在轴向荷载作用下产生的稳定承载能力和材料承载能力问题进行了分析比较,同时分析了前者失稳破坏和材料破坏的界限值。

谢肖礼等(2001)^[48]该文在考虑混凝土的弹性后效及受四周约束作用的徐变特性的基础上提出了一个在长期荷载作用下钢管混凝土(CFST)构件任意形状截面构件的设计荷载计算公式,此公式涉及徐变特征值、钢管和混凝土的弹模比及截面几何特征、偏心等因素。

韩林海等(2001)^[49]该文提出的方钢管混凝土中核心混凝土在长期荷载作用下的轴心受压时的应力-应变关系模型是以6个长期荷载作用下的方钢管混凝土轴心受压构件承载力的试验研究为基础的,该文利用数值方法计算出方钢管混凝土柱承载力在长期荷载作用下的影响系数。

韩林海和刘威(2002)^[50]该文通过对混凝土强度等级、加载龄期、构件截面含钢率、轴压比、持荷时间、钢材种类及荷载偏心率等参数进行分析得到了圆钢管混凝土构件在长期荷载作用下的变形性能。以ACI(1992)混凝土徐变和收缩模型为理论模型,提出了圆钢管混凝土构件变形在考虑长期荷载作用影响下的计算方法。

韩冰和王元丰(1999)^[51]根据钢管混凝土受弯构件的受力特点及继效流动理论对钢

管混凝土受弯构件的徐变进行了分析。

韩冰和王元丰(1999)^[52]对长期荷载作用下钢管混凝土的轴心受压构件徐变进行了分析。针对钢管混凝土受力的特点,对计算模型进行简化,提出了一维的钢管混凝土徐变的计算公式。

宋兵(2001)^[53]对4组钢管高强混凝土构件进行力学试验研究,该文对不同水胶比、不同掺和料及4种不同构件尺寸等参数的影响进行了试验研究与分析,并对试验结果进行了理论分析。

韩冰等(2002)^[54]对钢管混凝土偏心受压构件的徐变进行了分析,考虑徐变对偏心受压构件挠度的影响,构造了一个在徐变过程中的钢管混凝土偏心受压构件挠度的计算公式。

韩冰等(2000)^[55]对在长期荷载作用下的钢管混凝土轴心受压构件的初始应力进行了分析,推导出在长期荷载作用下及三向应力状态下的核心混凝土的应力计算公式,引进了钢管混凝土构件截面积的折减系数。

刘可为(2005)^[56]对钢管混凝土框架结构的徐变性能进行了研究,采用了有限元方法建立了钢管混凝土框架结构的徐变计算模型,对钢管混凝土框架结构的核心混凝土应力、钢管应力以及框架柱的节点位移进行了分析。

李永进(2009)^[20]该文进行了六个钢管混凝土试件在考虑长期荷载作用影响时的力学性能的试验研究,此外还进行了十个对比试件承载力的试验研究。该文对实心钢管混凝土和中空夹层钢管混凝土中的混凝土收缩和徐变对组合柱力学性能的影响规律进行了研究。分别采用纤维模型法和有限元法对长期荷载作用下实心钢管混凝土轴压和偏压及中空夹层钢管混凝土柱力学性能进行了分析。

综上所述,对长期荷载作用下钢管混凝土轴压和偏压柱的理论计算、试验研究及分析计算也已较多,但对长期荷载作用下节点及框架的力学性能研究尚不多见。长期荷载作用下钢管混凝土节点及框架力学性能研究作为一个比较新的研究课题,对其研究具有很大必要性。

1.4 本文的主要研究内容及方法

由于钢管混凝土具有多方面的良好性能,钢管混凝土已经在工程中得到了广泛的应用。对于钢管混凝土在一次加载情况下的研究应用已日趋成熟,对长期荷载作用下钢管混凝土轴压和偏压柱的理论计算、试验研究及分析计算也已较多并趋于完善。因此,为进一步完善钢管混凝土理论,有必要对考虑长期荷载作用影响下的钢管混凝土节点及框架的力学性能进行研究。

在阅读和总结了大量相关文献之后,又借鉴了部分研究者的研究方法,利用了相关的一些研究成果,对本课题进行了研究。

基于上述分析,本文拟采用有限元软件 ABAQUS 对长期荷载作用下的一些试验进

行模拟验证，在校验模型正确性的基础上采用有限元软件 ABAQUS 对长期荷载作用下的钢管混凝土柱-钢梁节点以及钢管混凝土-钢梁平面框架进行力学性能分析。具体工作如下：

(1) 采用有限元法建立了长期荷载作用下钢管混凝土轴压柱力学性能分析模型。考虑长期荷载作用下的钢管混凝土构件的应力-应变关系进行了分析，理论计算与试验结果基本吻合。

(2) 选择合理的材料本构关系、单元模型、钢管与混凝土接触面模型，建立长期荷载作用下与一次加载作用下钢管混凝土柱-外加强环板钢梁节点模型，并进行对比分析。

(3) 利用上述有限元模型，建立长期荷载作用下钢管混凝土柱-外加强环板钢梁框架典型算例。并对一次加载作用下与长期荷载作用下的一层一跨的钢管混凝土-外加强环板钢梁框架力学性能进行对比分析。

(4) 在建立合理的长期荷载作用下钢管混凝土柱-外加强环板钢梁框架的模型基础上，对可能影响长期荷载作用下的钢管混凝土柱-钢梁框架的力学性能影响的参数进行分析，如：层数、跨数、梁柱线刚度比、混凝土强度等级、钢材强度等级、长期荷载比、长期加载时间等参数。

第2章 长期荷载作用下钢管混凝土力学分析模型

2.1 引言

长期加载与一次加载作用下的钢管混凝土模型最本质的区别就是核心混凝土的本构关系及加载时间的差别,因此选取合适的混凝土本构关系是对考虑长期荷载作用下钢管混凝土工作机理进行研究的基础。

本文采用大型有限元分析软件ABAQUS及用Fortran语言编写的用户自定义子程序UMAT进行数据交换来实现长期加载。在ABAQUS分析软件中通过定义Key Word来实现时间参数控制。

2.2 本构关系模型

2.2.1 长期荷载作用下混凝土本构关系模型

在一次加载作用下,当施加荷载小于极限强度40%-50%时,混凝土的应力-应变关系可以认为是线形关系,与一次加载作用相对应的长期荷载作用下的混凝土应力-应变关系的认识尚无统一定论(李永进, 2009^[20])。目前,从事该领域的许多研究人员试着从不同的角度去探索混凝土在长期荷载作用下的内在机理,主要包括粘弹性理论、渗流理论、微裂缝理论、塑性流动理论、内力平衡理论和粘性流动理论等。与一次加载作用相比长期荷载作用下的混凝土凝固后的流变特性主要表现为强度、弹性、塑性和粘性(与时间相关的特性)。弹性变形仅与应力状态有关,塑性变形与应力状态、加载历史以及加载路径有关,弹性与塑性变形都与时间无关。因此,一次加载作用下混凝土的弹塑性本构关系不能反映混凝土在长期荷载作用下变形随时间变化的特性(粘性)。为了反映混凝土的流变特性有些研究人员利用粘弹性和粘塑性理论模型(杨挺青等, 2004^[57]; 周光泉等, 1996^[58]; R.M.克里斯坦森, 1990^[59]; 蔡峨, 1989^[60]; 欧阳鬯, 1986^[61])来作为混凝土的本构模型。

2.2.2 长期荷载作用下钢管混凝土本构关系模型

对大多数实际工程来说,考虑长期荷载作用影响下的钢管混凝土的工作范围一般都在弹性范围内,一般不加载到破坏,而弹性工作范围内的钢管混凝土的最大加载荷载一般为钢管混凝土极限荷载的70%-80%左右,使用阶段的荷载基本都在50%-60%的极限荷载范围内,所以对考虑长期荷载作用下的钢管混凝土的力学性能进行研究大多都是在弹性范围内。通过对比分析认为ACI209(1992)^[25]可以较好地模拟钢管混凝土中核心混凝土徐变和收缩特性,详见1.3.1节。

本文在考虑长期荷载作用效应影响时采用类似于 Chu 等(1986)^[62]、和 Goyal 等(1971)^[63]的方法对一次加载模型进行修正。

考虑长期荷载作用影响与否的核心混凝土应力-应变关系模型的比较如图 2.1 所示(韩林海等, 2007^[22]):

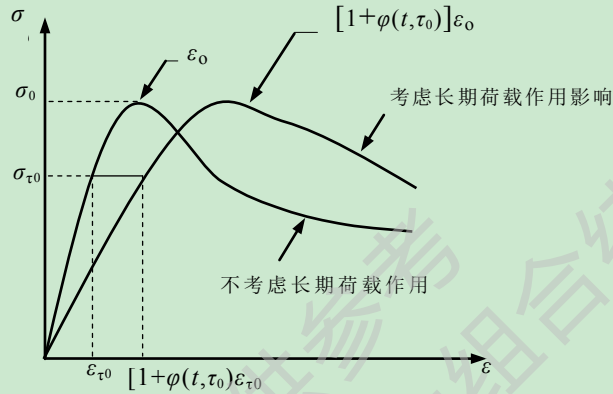


图2.1 核心混凝土应力-应变关系

2.3 有限元模型

本节采用 ABAQUS 有限元分析软件对钢管混凝土轴压时的力学性能进行了计算。并对 ABAQUS 中材料的本构关系、单元类型、网格划分、荷载及边界条件做了介绍。

2.3.1 材料模型

本文模型主要用到材料模型分别为钢材材料、混凝土材料(一次加载塑性损伤模型和长期加载作用下混凝土本构模型)、加载端板材料。

2.3.1.1 钢材的应力-应变关系模型

对于 Q235-Q390 钢等建筑工程中常用的低碳软钢及合金结构钢, 一般采用二次塑性流模型(韩林海等, 2009^[1])。钢材的应力-应变关系曲线一般可分为弹性段(oa)、弹塑性段(ab)、塑性段(bc)、强化段(cd)和二次塑性流(de)等五个阶段, 如图 2.2(a)所示, 图中 f_p 、 f_y 和 f_u 分别为钢材的比例极限、屈服强度和抗拉强度极限。

对于高强度钢材, 一般采用如图 2.2(b)所示的双折线模型, 该模型分为弹性段(oa)和强化(ab)。 E_s 为钢材的弹性模量, 强化段的模量可取 $0.01E_s$ 。

本文中, 钢材采用 ABAQUS 软件中提供的等向弹塑性模型, 使用 Von Mises 屈服准则, 这种模型多用于模拟仿真金属材料的力学性能。用一系列的函数曲线来逼近金属材料真实的应力-应变关系, 因此非常逼近材料的真实行为。钢材弹性模量取 206000MPa, 泊松比取 0.3。

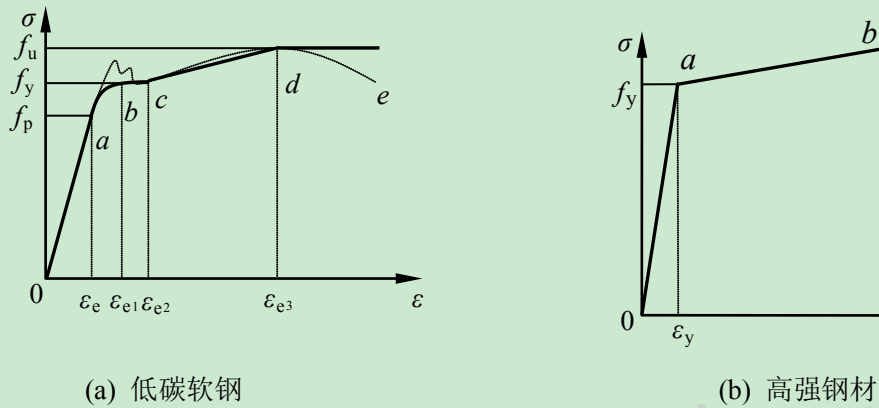


图 2.2 钢材的 σ - ϵ 关系曲线

2.3.1.2 核心混凝土应力-应变关系模型

由于本文中要用到一次加载作用与长期加载作用钢管混凝土进行对比分析，所以本文对一次加载作用下和长期荷载作用下的钢管混凝土中核心混凝土的材料模型分别进行了介绍。

(1) 一次加载作用下混凝土本构关系模型

本文中一次加载作用下的混凝土受压模型采用韩林海(2007)^[22]提出的核心混凝土单轴受压应力-应变关系模型。

$$y = \begin{cases} 2 \cdot x - x^2 & (x \leq 1) \\ \frac{x}{\beta_0 \cdot (x-1)^\eta + x} & (x > 1) \end{cases} \quad (2.1)$$

式中参数由式(2.4)–(2.6)计算得到

$$x = \frac{\epsilon}{\epsilon_0}, \quad y = \frac{\sigma}{\sigma_0}, \quad \sigma_0 = f_c', \quad \epsilon_0 = \epsilon_c + 800 \cdot \xi^{0.2} \cdot 10^{-6}, \quad \epsilon_c = (1300 + 12.5 \cdot f_c') \cdot 10^{-6} \quad (2.2)$$

$$\eta = \begin{cases} 2 & \text{(圆形钢管混凝土)} \\ 1.6 + 1.5/x & \text{(方、矩形钢管混凝土)} \end{cases} \quad (2.3)$$

$$\beta_0 = \begin{cases} (2.36 \cdot 10^{-5})^{[0.25 + (\epsilon - 0.5)^7]} \cdot (f_c') \cdot 0.5 \geq 0.12 & \text{(圆形钢管混凝土)} \\ \frac{(f_c')}{1.2\sqrt{1 + \xi}} & \text{(方、矩形钢管混凝土)} \end{cases} \quad (2.4)$$

本文中一次加载作用下的混凝土弹性模量按照韩林海(2007)^[22]中给出的混凝土轴压强度不同表示值之间的对应关系进行取值。在描述混凝土受拉破坏时本文采用的是破坏能量准则来考虑混凝土受拉软化性能。混凝土的断裂能 G_f 和破坏应力 σ_{t0} 用每单位面积内产生一条连续裂缝所需的能量值来表示。其中，当 $f_c=40\text{MPa}$ 时，破坏能取 $G_f=120\text{N/m}$ ，当 $f_c=20\text{MPa}$ 时，破坏能取 $G_f=40\text{N/m}$ ；中间断裂能数值采用线性插值求得(Hillerborg等, 1976^[64])。破坏

应力由式 $\sigma_{t0}=0.26 \cdot (1.5f_{ck})^{2/3}$ 计算得到(沈聚敏等, 1993^[65])。

(2) 长期荷载作用下混凝土本构关系模型

由于工程问题的复杂性和材料类型的多样性, ABAQUS并不能把所有的材料都包括其中, 为了弥补这一不足, ABAQUS提供了用户自定义材料的二次开发用户子程序接口, 用户用UMAT子程序来定义自己所需的材料属性。

在ABAQUS材料库中并没有考虑长期荷载作用下混凝土本构模型, 因此本文采用子程序UMAT来定义长期荷载作用下混凝土的本构关系模型。混凝土凝固后的流变特性主要表现为强度、弹性、塑性和粘性(随时间变化的特性)。考虑长期荷载作用的混凝土, 其变形不仅与应力状态有关, 而且还与时间有关(粘性), 存在徐变和收缩的现象。因此可以采用粘弹性流变理论来模拟长期荷载作用下混凝土的徐变和收缩行为(李永进, 2009^[20])。本文采用ABAQUS提供的用户子程序接口subroutine与用户自定义UMAT子程序来进行本构关系模型与主求解程序之间进行数据交换(庄茁等, 2005^[66]), 来得到用户需要的本构关系模型。

2.3.1.3 加载端板

在对长期荷载作用下钢管混凝土构件进行加载时, 在 ABAQUS 有限元软件计算过程中加载端板采用刚度很大的垫块来模拟, 加载端板采用三维实体单元 C3D8, 其弹性模量取为 $1 \times 10^{18} \text{Pa}$, 泊松比取为 0.00001。为使加载过程中加载端板与混凝土接触面单元的转角及位移保持一致, 所以采用 Tie 对加载端板与混凝土顶面进行约束。加载端板与钢管采用实体与壳体耦合方式进行连接。施加荷载时, 直接在加载端板上施加 Z 方向(纵向)的荷载。

2.3.2 计算模型

(1) 单元选取

本文模型单元选取为两种, 一种为实体单元, 本文实体单元在 ABAQUS 中采用 C3D8 单元。另一种为壳单元, 本文壳单元采用 ABAQUS 中提供的 S4 壳单元。

钢管单元选取采用四节点完全积分格式的壳单元 S4, 为了满足精度以及便于收敛, 在壳单元厚度方向上采用 9 个积分点的 Simpson 积分(缺省值为 5 个分点)。

混凝土采用八节点积分格式的三维实体单元 C3D8, 该单元可用于模拟产生较大网格扭曲, 适合进行大变形分析。

(2) 单元网格划分

本文中 ABAQUS 模型网格的划分采用映射网格, 为兼顾计算精度与速度, 也可以采用扫掠网格。钢管与核心混凝土的网格划分密度应相同, 以便于计算结果收敛(韩林海, 2007^[22])。

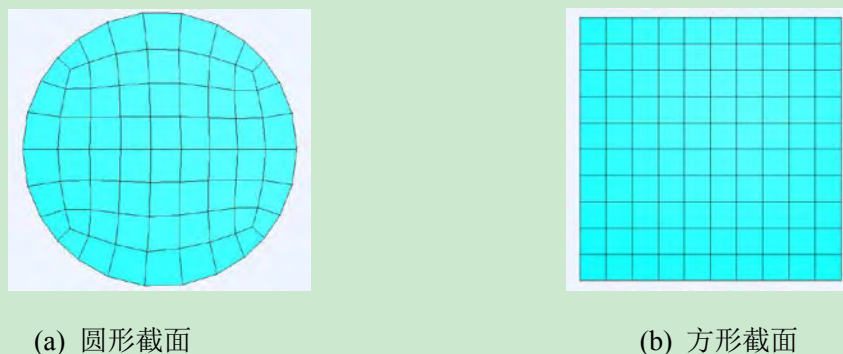


图 2.3 截面网格划分示意图

(3) 钢管与混凝土界面接触模型

钢管与混凝土界面法线方向采用垂直于接触面的压力可以完全地在界面间传递的硬接触。钢管与混凝土在界面间切向力的传递可以采用库仑摩擦模型来模拟，剪应力可以在该界面自由传递，直到产生相对滑动。

2.3.3 主要加载步骤

在对考虑长期荷载作用影响下钢管混凝土轴心受压柱承载力进行计算时，有限元计算分为两个步骤：其中，第1步为对长期荷载作用下钢管混凝土轴心受压柱的变形-时间曲线进行计算，由于在此阶段，核心混凝土还处于弹性阶段，因此，混凝土采用的是粘弹性本构关系模型；第2步为徐变结束后，对钢管混凝土轴心受压柱进行荷载-变形曲线计算，此时，核心混凝土采用的是考虑长期荷载作用影响的本构关系模型。

具体计算步骤如下：

(1) 采用力加载的方式对构件进行瞬时加载，所加的荷载值为持荷所需的长期荷载值 N_L 。

(2) 当完成瞬时加载后，对钢管混凝土轴心受压构件进行长期持荷，一直持续到徐变结束。

(3) 通过定义场变量(field)的形式定义用户自定义材料 variable 和 hydrostatic fluid pressure。通过 control 语句控制 reset 和通过定义 parameters=time incrementation 来控制时间增量。然后调用长期荷载作用下影响混凝土的本构关系模型的用户自定义子程序 UMAT 来与主求解程序之间进行数据交换。

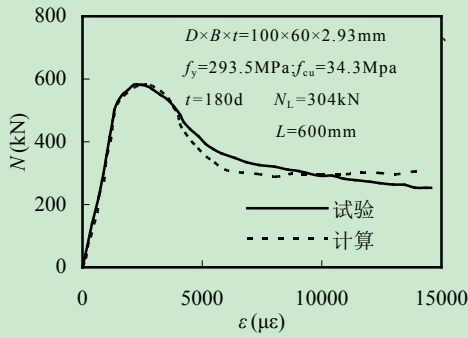
(4) 保持模型中的单元类型、单元网格划分、钢材和核心混凝土界面模型、边界条件不变。

(5) 采用位移加载的方式对模型进行加载从而得到长期荷载作用下影响钢管混凝土荷载-变形的全过程曲线。

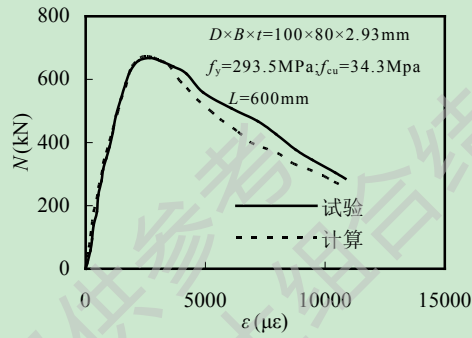
2.4 算例验证

为了验证理论计算结果的正确性，本文利用有限元分析软件 ABAQUS 对考虑长期

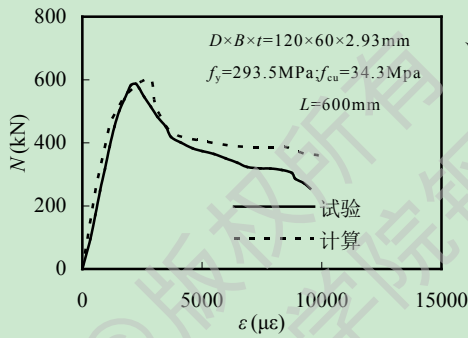
荷载作用影响的一些试验研究结果进行了数值计算，如：对韩林海(2007)^[22]考虑长期荷载作用影响的 12 个矩形钢管混凝土轴心受压构件、李永进(2009)^[20]中的 1 个长期荷载作用下的圆形钢管混凝土构件及 1 个长期荷载作用下的方形钢管混凝土构件、谭素杰等(1987)^[32]中的 5 个长期荷载作用下的钢管混凝土构件、Nakai 等(1991)^[30]中的 1 个试件 CR-80-4.5 等试验研究结果进行了数值计算。其中 L 为计算长度， D 为截面高度， B 为截面宽度， t 为长期持荷时间， N_L 为长期荷载值。详见图 2.4 及图 2.5。



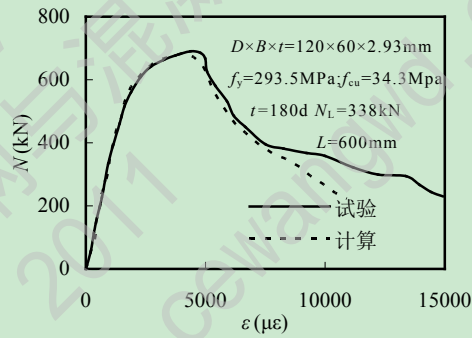
(a) R-2



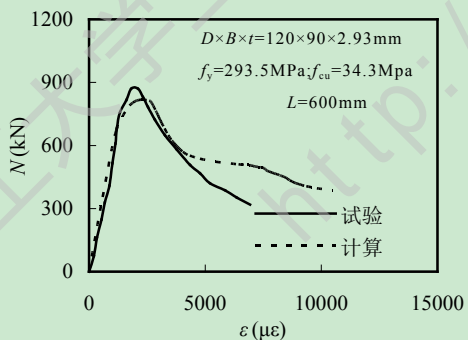
(b) R-3



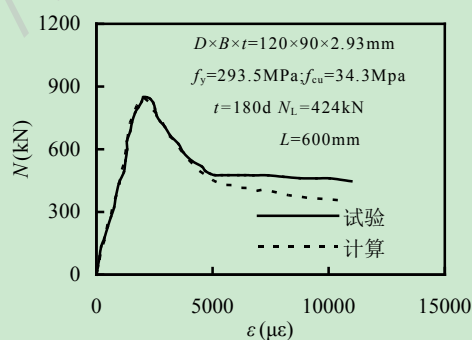
(c) R-5



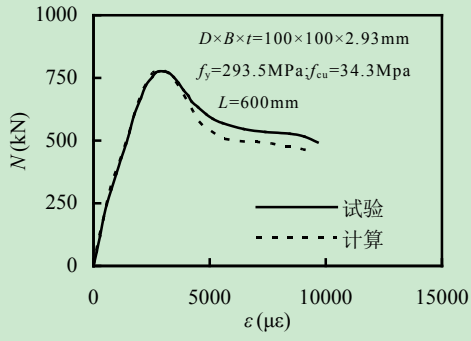
(d) R-6



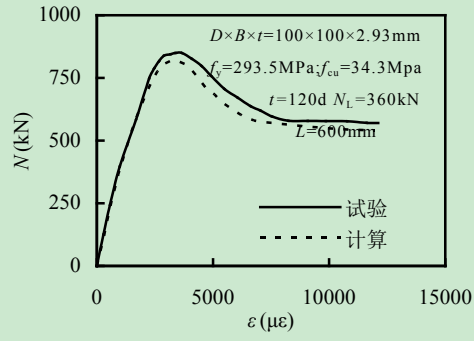
(e) R-7



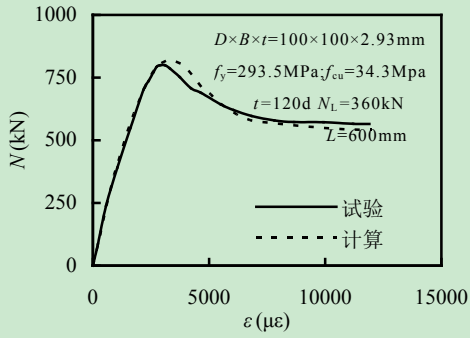
(f) R-8



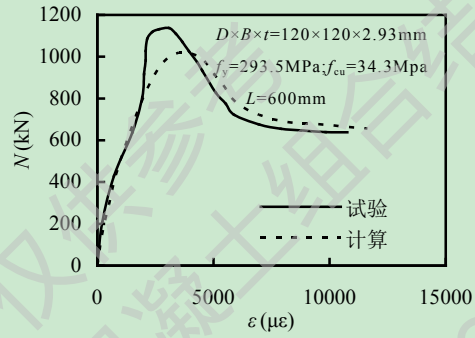
(g) S-1



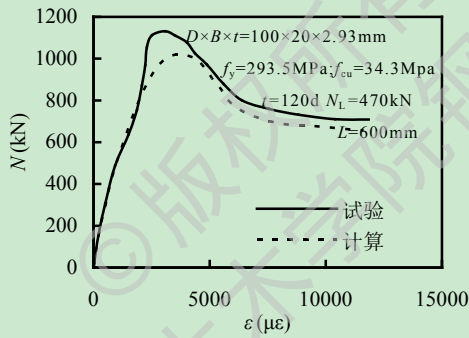
(h) S-2-1



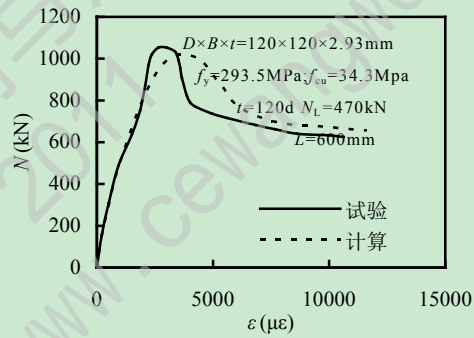
(i) S-2-2



(j) S-3

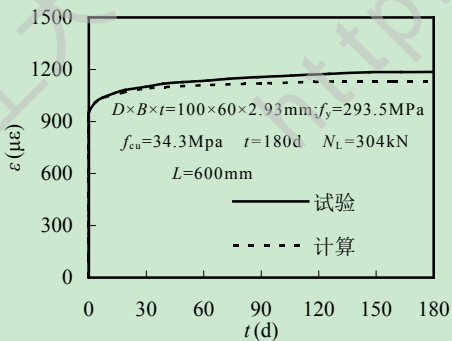


(k) S-4-1

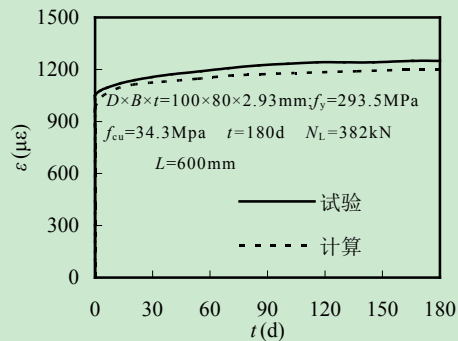


(m) S-4-2

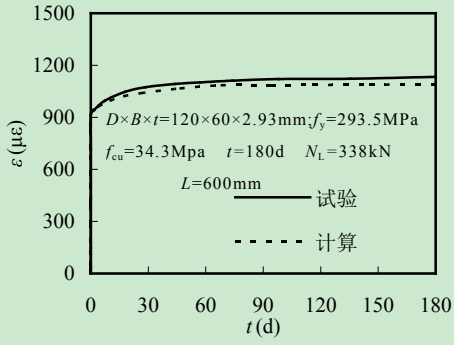
图2.4长期荷载作用下钢管混凝土轴压构件试验与计算 $N-\varepsilon$ 关系对比(韩林海, 2007^[22])



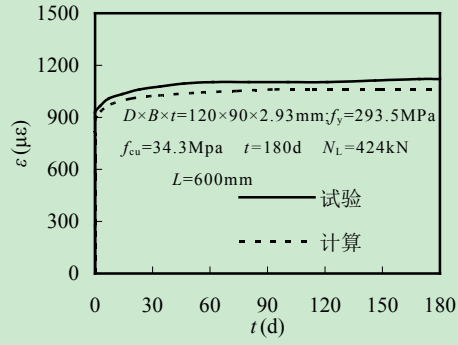
(a) R-2(韩林海, 2007^[22])



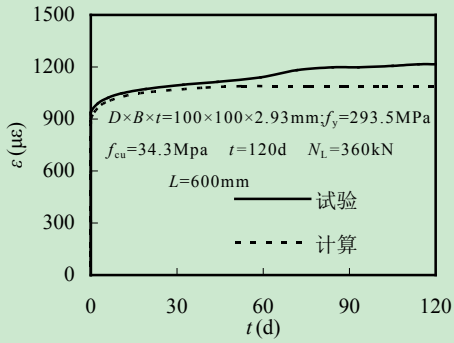
(b) R-4(韩林海, 2007^[22])



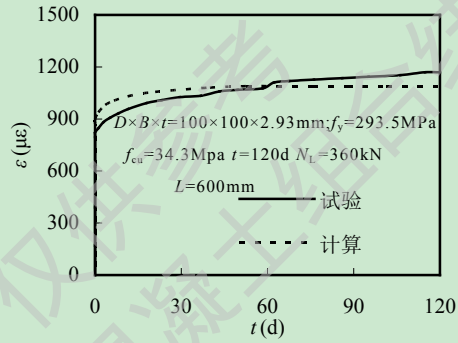
(c) R-6(韩林海, 2007^[22])



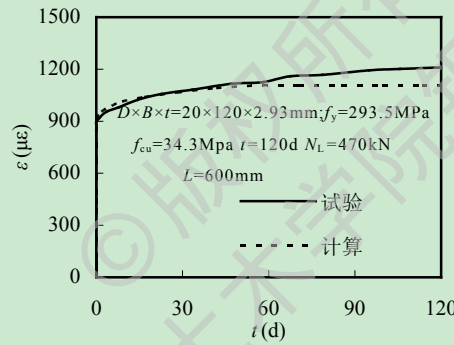
(d) R-8(韩林海, 2007^[22])



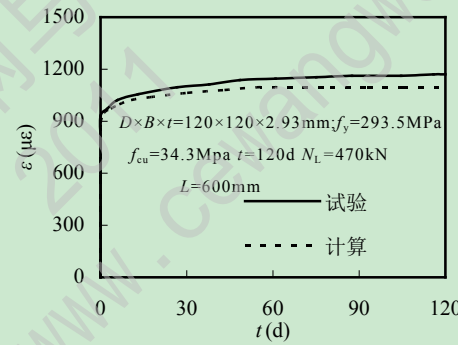
(e) S-2-1(韩林海, 2007^[22])



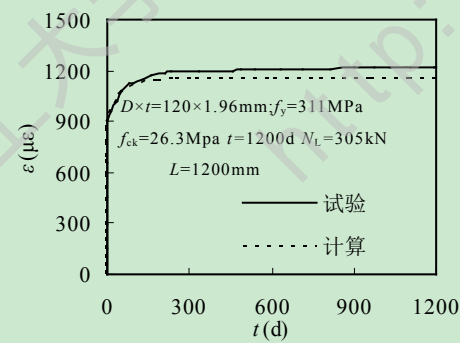
(f) S-2-2(韩林海, 2007^[22])



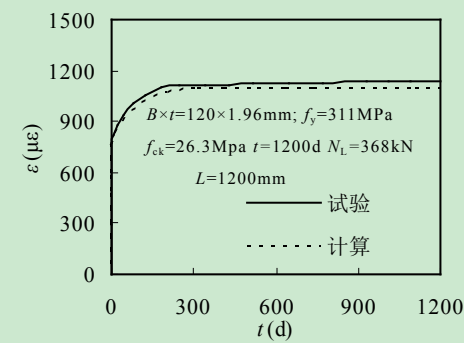
(g) S-4-1(韩林海, 2007^[22])



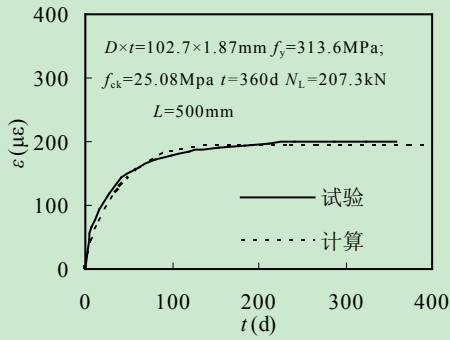
(h) S-4-2(韩林海, 2007^[22])



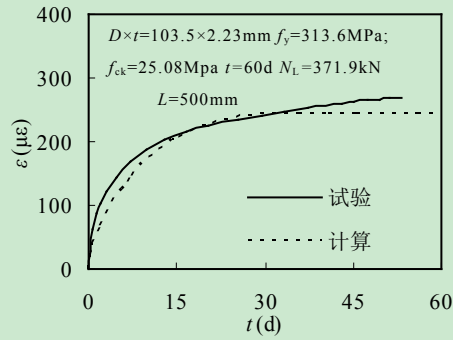
(i) C-1(李永进, 2009^[20])



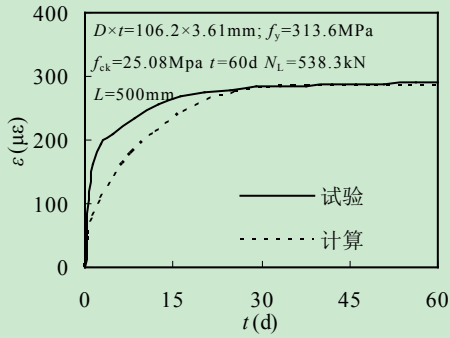
(j) S-1(李永进, 2009^[20])



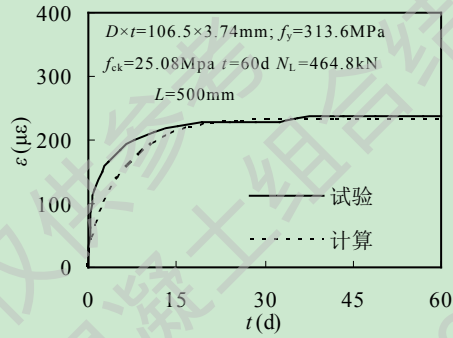
(k) 试件 4(谭素杰等, 1987^[32])



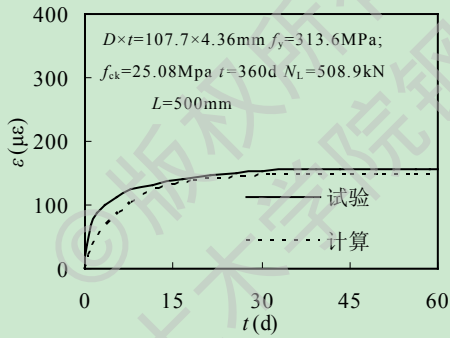
(m) 试件 8(谭素杰等, 1987^[32])



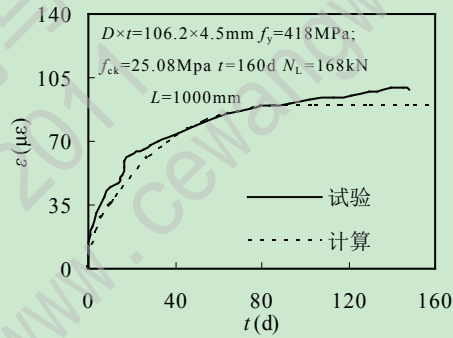
(n) 试件 14(谭素杰等, 1987^[32])



(p) 试件 16(谭素杰等, 1987^[32])



(q) 试件 24(谭素杰等, 1987^[32])



(r) 试件 CR-80-4.5(Nakai 等, 1991^[30])

图 2.5 长期荷载作用下钢管混凝土轴压构件试验与计算 $\varepsilon-t$ 关系对比

2.5 矩形钢管混凝土构件受力特性分析

目前,在长期荷载作用下的方形和圆形钢管混凝土的力学性能试验与理论研究已经较多,研究结果表明长期荷载作用对于钢管混凝土结构有一定影响。迄今为止,相对于方形和圆形钢管混凝土构件,矩形钢管混凝土构件在长期荷载作用下的力学性能研究较少,在桥梁结构中长期荷载作用下钢管混凝土桥墩力学性能研究也较少,为进一步完善长期荷载作用下钢管混凝土的力学性能,有必要对长期荷载作用下矩形钢管混凝土轴压短柱的受力性能进行研究。

在长期荷载作用下矩形钢管混凝土具有以下特点:

- (1) 构件截面高宽比为 $\beta=D/B$ 不同,在长期荷载作用下受力性能有可能不同。

(2) 核心混凝土的纵向徐变与收缩会受到其外包钢管的限制作用，矩形钢管对核心混凝土的纵向影响尚不清楚。

(3) 在受力过程中，当核心混凝土的泊松比大于钢管的泊松比时，将会受到钢管的横向有效约束而处于复杂受力状态。

这些都会影响到混凝土的徐变和收缩变形，与方形钢管混凝土相比，矩形钢管混凝土的徐变与收缩性能更为复杂。因此在验证了数值计算方法正确性的基础上，有必要对考虑长期荷载作用影响时矩形钢管混凝土构件的力学性能进行研究。

计算采用的核心混凝土 $f_{ck}=25.08\text{MPa}$ ，混凝土弹性模量 $E_c=31900\text{MPa}$ ，混凝土泊松比取 0.2，钢管屈服强度 $f_y=313.6\text{MPa}$ ，钢管弹性模量 $E_s=206000\text{MPa}$ ，钢管泊松比取 0.3，计算长度 $L=600\text{mm}$ ，截面高 $D=100\text{mm}$ ，截面宽分别为 $B=60,70,80,100\text{mm}$ 。长期持荷时间 d 为 360 天。长期荷载值 N_L 为 207.3kN，徐变变化终值系数 φ_u 取 0.60，计算中幂指数 k 取 0.02。

2.5.1 构件截面高宽比 β 的影响

矩形钢管混凝土和方形钢管混凝土最本质的区别就是构件截面高宽比 $\beta=D/B$ 不同。因此本文通过 β 对长期荷载作用下方形和矩形钢管混凝土轴心受压短构件的受力性能规律进行对比分析，从而找出矩形钢管混凝土在长期荷载作用下的受力性能规律。

图 2.6 为 $\beta=1.7$ 时一次加载与长期加载作用下轴压短柱应力-应变关系计算结果对比。长期持荷时间 d 为 360 天，长期荷载值 N_L 为 207.3kN。徐变变化终值系数 φ_u 取 0.60，计算中幂指数 k 取 0.02。由图 2.6 可见，考虑长期荷载与一次加载作用时钢管混凝土极限应力值相差不大，考虑长期荷载作用下的钢管混凝土应力峰值略有提高，这是因为考虑长期荷载作用时钢管对核心混凝土的约束要大于一次加载作用时钢管对核心混凝土的约束作用。考虑长期荷载作用下的钢管混凝土纵向应变要大于一次加载时的钢管混凝土纵向应变，这是因为考虑长期加载时，核心混凝土发生徐变和收缩导致纵向应变增大。

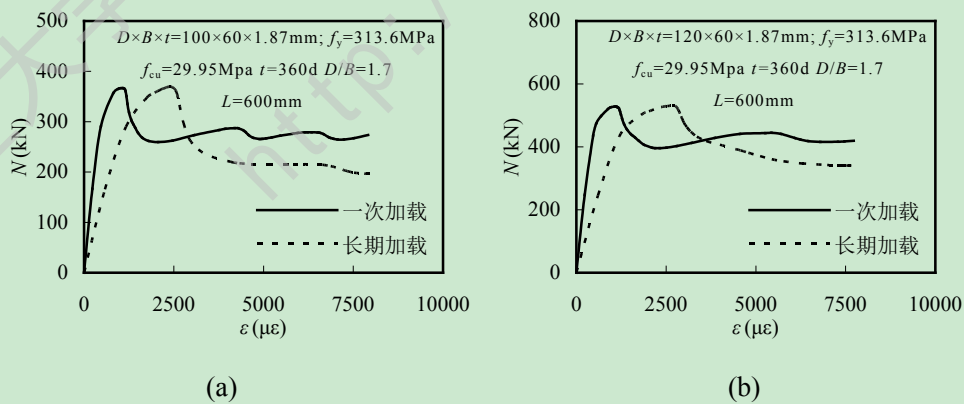


图 2.6 一次加载与长期加载应力-应变关系对比

图2.7为3种不同截面高宽比 β 时在长期荷载作用下矩形钢管混凝土的应变-时间关系曲线，可见长期荷载作用下矩形钢管混凝土的纵向应变随着 β 增大而不断减小，这是因

为钢管混凝土中外包钢管对混凝土的纵向徐变和收缩变形有一定的影响,这说明核心混凝土发生徐变和收缩变形减小导致整个构件纵向变形减小,随着构件横截面变小,矩形钢管混凝土在同条件下的徐变和收缩变形要小于方形钢管混凝土的徐变和收缩变形。

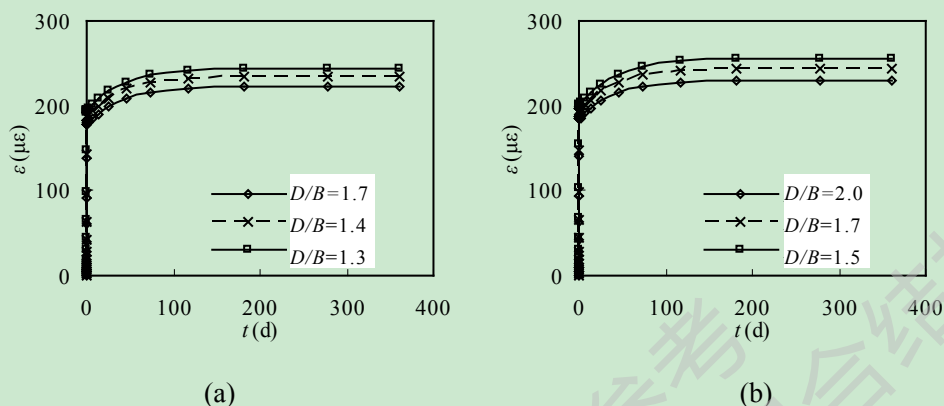


图 2.7 不同截面高宽比($\beta=D/B$)应变-时间关系曲线对比

2.5.2 钢管对混凝土的约束力分析

考虑长期荷载作用下钢管混凝土轴压短柱同一高度处约束力沿横截面分布不均匀,核心混凝土沿横向变形将受到其外包钢管的限制作用,为了深入分析长期荷载作用下钢管对混凝土约束力分布规律,所以取一次加载与长期荷载作用下钢管混凝土中钢管对混凝土在 $L/2$ 高度处的平均约束力进行了对比分析。

从图2.8(a)中可见,一次加载与长期加载作用下钢管混凝土轴压短柱中钢管对混凝土约束规律类似,在本算例中一次加载时钢管与核心混凝土之间出现约束力所对应的应变大致为 $3000\mu\epsilon$,长期加载时钢管与混凝土之间出现约束力时所对应的应变大致为 $5000\mu\epsilon$,即考虑长期荷载作用下的钢管与混凝土之间出现约束力的时间向后延迟了。这是因为长期荷载作用下核心混凝土发生了徐变和收缩现象,钢管与混凝土一直保持着脱开的趋势,随着纵向荷载的增大,核心混凝土的横向变形系数超过钢管的泊松比后,钢管与核心混凝土之间产生了约束力。

由图2.8(b)可见考虑长期荷载作用时矩形钢管混凝土轴压短柱中钢管对混凝土的横向平均约束力在高度 $L/2$ 处最大(L 为构件长度),然后向矩形钢管混凝土轴压短柱两端逐渐减小。由于矩形钢管混凝土轴压短柱在受荷过程中受两端边界条件的约束及限制,其端部刚度比构件中部截面的刚度大,所以长期荷载作用下的矩形钢管混凝土轴压短柱中部的截面横向变形较大。长期荷载作用下的矩形钢管混凝土轴压短柱中钢管与核心混凝土的相互作用力是被动约束力故钢管对混凝土构件中部的约束力较大。

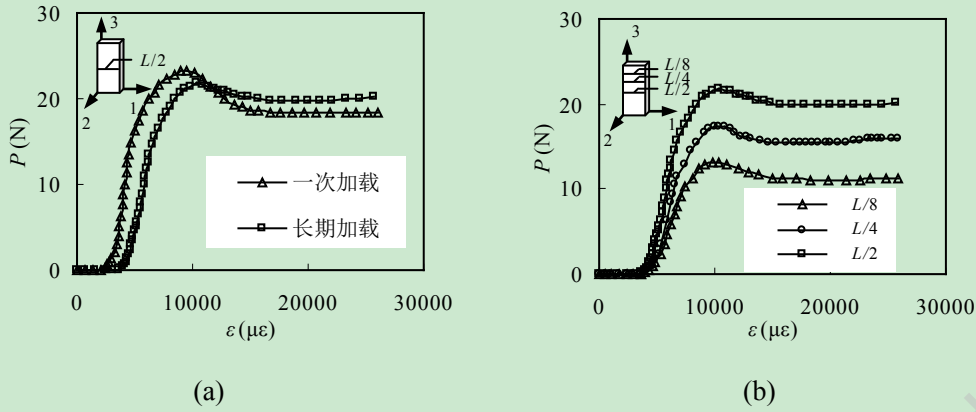


图 2.8 钢管对混凝土约束力情况对比

2.5.3 核心混凝土应力分析

为了对长期荷载作用下矩形钢管混凝土受力性能进行深入分析, 本文对一次加载和长期加载作用下矩形和方形钢管混凝土中核心混凝土的应力场进行了对比分析。考虑到构件端部应力较大, 所以本算例中对轴压构件顶部横截面和纵向截面给出了应力场图。

图 2.9 和图 2.10 为一次加载与长期加载作用影响时方形和矩形钢管混凝土中核心混凝土横截面应力场分布情况。从图中对比分析可知, 一次加载作用下的核心混凝土受压构件端部应力值明显高于长期荷载作用下的核心混凝土应力值, 矩形和方形混凝土横截面应力都随着与混凝土中心的距离增大而增大。与一次加载作用相比长期荷载作用下钢管混凝土中核心混凝土发生了应力重分布, 这是因为相对一次加载作用下的钢管混凝土而言, 长期荷载作用下的钢管混凝土中核心混凝土发生徐变和收缩导致核心混凝土刚度降低, 应力发生卸载, 混凝土应力值降低。

从图 2.9 和图 2.10 对比可见长期加载作用下矩形钢管混凝土中核心混凝土横截面应力值要小于方形钢管混凝土中核心混凝土横截面应力值, 这主要是因为混凝土发生徐变与收缩矩形钢管混凝土中钢管对混凝土的约束力要小于方形钢管混凝土中钢管对混凝土的约束力, 矩形钢管混凝土中混凝土卸载了更多的应力给钢管, 应力重分布现象更加明显。

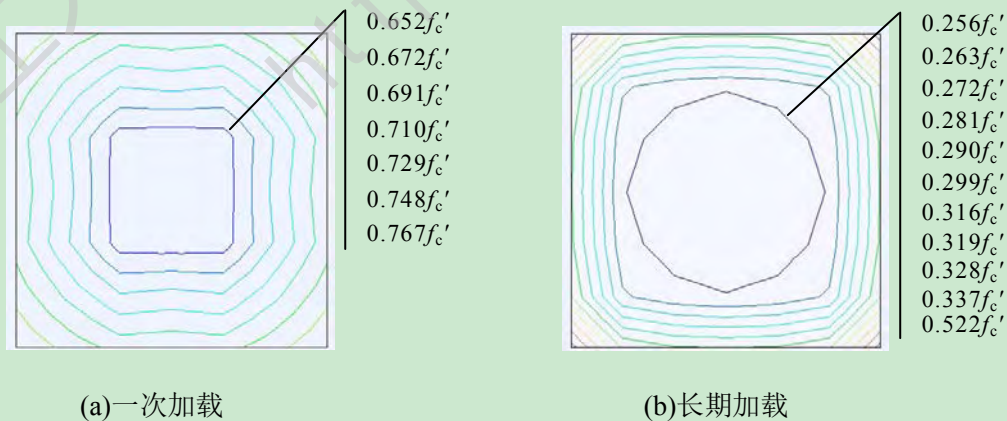


图 2.9 方形钢管核心混凝土正截面应力对比

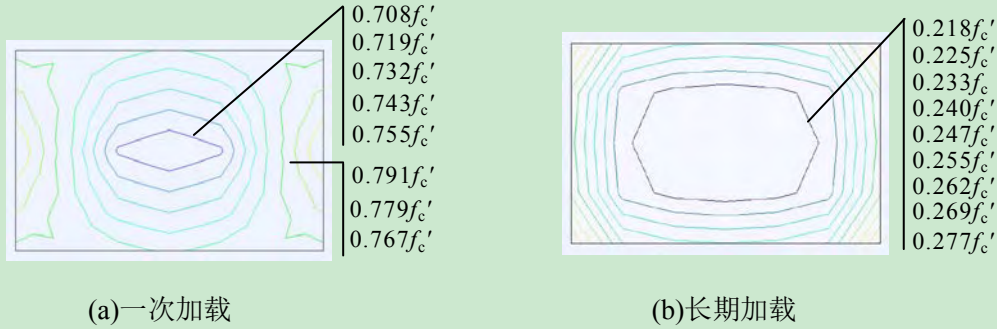


图 2.10 矩形钢管核心混凝土正截面应力对比

图 2.11 和图 2.12 为一次加载与长期加载作用影响时方形和矩形钢管混凝土轴压短柱端部核心混凝土纵向截面应力分布情况。从图 2.11 和图 2.12 对比分析可知一次加载作用下钢管混凝土轴压短柱端部核心混凝土纵向应力值要明显比长期荷载作用下的核心混凝土应力值大，混凝土纵向截面应力值的大小由构件顶部向构件中部递减，这是因为相对一次加载作用下的钢管混凝土而言，长期荷载作用下的钢管混凝土中核心混凝土发生徐变和收缩导致混凝土刚度降低、应力发生卸载。

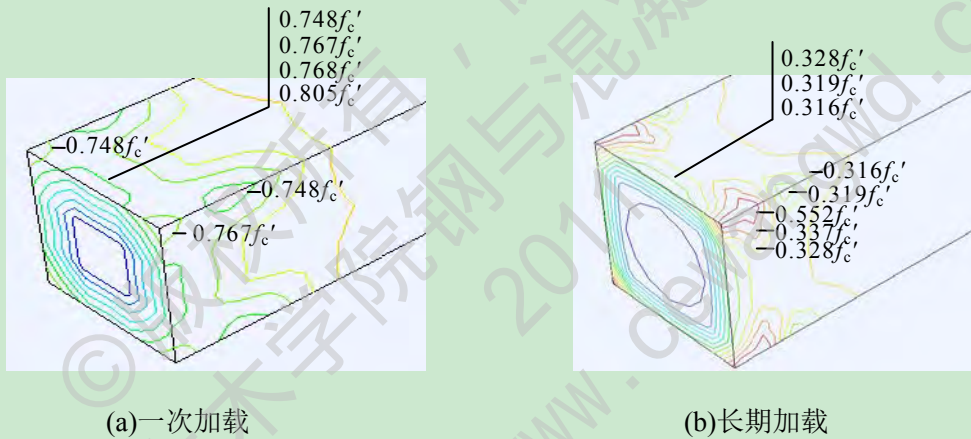


图 2.11 方形钢管核心混凝土纵向应力对比

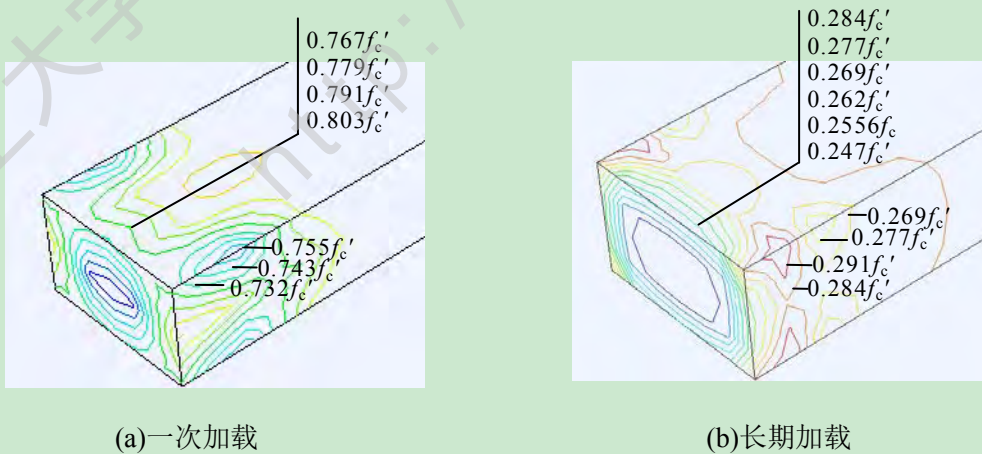


图2.12矩形钢管核心混凝土纵向应力对比

考虑长期荷载作用下的方钢管混凝土中混凝土应力大于矩形钢管混凝土中核心混

混凝土的应力，这是由于长期荷载作用下钢管混凝土中核心混凝土发生徐变和收缩，方形钢管混凝土中钢管对混凝土的纵向约束作用要大于矩形钢管混凝土中钢管对混凝土的纵向约束作用，这正解释了本文中图2.7的曲线规律，钢管混凝土中外包钢管对混凝土的纵向徐变和收缩变形有一定的影响，随着 $\beta=D/B$ 的增大，外包钢管将承担更多由混凝土卸下的荷载。

2.5.4 小结

基于2.5节的研究，有以下初步结论：

- (1) 长期荷载作用下矩形钢管混凝土轴压柱的纵向应变随着 β 的增大而不断减小。
- (2) 考虑长期荷载作用时，矩形钢管混凝土轴压柱中，钢管对混凝土的平均约束力在高度 $L/2$ 处最大(L 为构件长度)，然后向构件两端逐渐减小。
- (3) 矩形钢管混凝土轴压柱在长期荷载作用下，核心混凝土发生了徐变与收缩，构件截面出现了应力重分布现象。

2.6 本章小结

对本章进行工作简单总结如下：

- (1) 利用 ABAQUS 有限元软件，在确定合理的材料本构关系的条件下，通过定义合理的边界条件、单元类型、加载步骤及网格划分等，建立了长期荷载作用下钢管混凝土轴压构件的 ABAQUS 分析模型。
- (2) 通过对已有的一些研究者所做试验中多个长期荷载作用下的钢管混凝土轴压构件的的试验模型进行计算分析，计算结果与试验结果吻合良好，从而为进行有限元 (ABAQUS)模型正确性的校验，验证模型的有效性做了铺垫及基础。
- (3) 在验证 ABAQUS 模型有效性的前提下，利用有限元 ABAQUS 建立了适合长期荷载作用的有限元模型，并对长期荷载作用下矩形钢管混凝土的力学性能进行了分析。为下一步长期荷载作用下钢管混凝土节点及框架力学分析模型做准备。

第3章 长期荷载作用下钢管混凝土框架力学性能研究

3.1 概述

目前,对于钢管混凝土在一次加载情况下的研究应用已日趋成熟,对长期荷载作用下钢管混凝土轴压和偏压柱的理论计算、试验研究及分析计算也已较多并趋于完善,但对长期荷载作用下钢管混凝土节点的力学性能研究尚不多见,对长期荷载作用下钢管混凝土框架理论与试验研究则更少。目前国内外学者对长期荷载作用下钢管混凝土构件进行了一系列的试验及理论研究,从而为进一步完善长期荷载作用下钢管混凝土的新领域研究工作创造了条件。钢管混凝土构件主要应用在以承受竖向荷载为主的柱构件,在结构体系中必将受到其它周围构件以及整体结构体系的影响,而长期荷载作用下的平面框架力学性能和工作机理可能与单个构件的力学性能有一定的区别。因此,有必要对长期荷载作用下钢管混凝土平面框架结构体系的力学性能进行研究与分析,研究结构体系中各个构件的力学性能、工作机理以及相互作用影响,以便更合理地了解其受力状态,为结构分析和结构设计提供参考。目前长期荷载作用下的钢管混凝土平面及空间框架的力学性能试验及理论研究还比较少,而单层单跨钢管混凝土平面框架又是组成复杂多层多跨钢管混凝土平面及空间框架的最基本的单元。因此,研究长期荷载作用下单层单跨钢管混凝土平面框架的力学性能可为以后进行多层多跨的钢管混凝土平面及空间框架的力学性能研究创造条件。

框架是一种广泛使用的结构形式,采用钢管混凝土框架柱具有强度高,易于施工优点,但是目前尚没有较多的开展钢管混凝土在长期荷载作用下节点及框架力学性能的研究。长期荷载作用下钢管混凝土节点及框架力学性能研究作为一个比较新的研究课题,对其研究具有很大必要性。

因此,为进一步完善钢管混凝土理论有必要对考虑长期荷载作用影响时钢管混凝土节点的力学性能进行分析,同时更有必要对长期荷载作用下钢管混凝土框架进行试验研究和理论分析,进而为在实际中工程考虑长期荷载作用下钢管混凝土节点及框架的设计提供参考,开展该方面的研究工作具有重要的理论价值和实用意义。

3.2 长期荷载作用钢管混凝土节点力学性能分析

3.2.1 有限元模型

钢管混凝土柱-外加强环板钢梁节点具有受力明确与易于施工等优点,因此本节将对长期荷载作用下钢管混凝土柱-外加强环板钢梁节点的工作机理进行分析。

本节中钢管混凝土节点模型的基本建模信息如下:

本节中的方形截面钢管采用 $B \times t = 400 \times 10\text{mm}$,圆形截面钢管采用 $D \times t = 400 \times 10\text{mm}$,

柱高 $H=3.3\text{m}$ ，钢管钢材强度及钢梁钢材强度取值范围为 $f_y=235\text{-}345\text{MPa}$ ，混凝土强度等级取值范围为C30-C50，钢梁截面信息为H400×200×10×10mm，钢梁跨度为 $L=6.6\text{m}$ ，含钢率取值范围为 $\alpha=0.1\text{-}0.2$ (含钢率 $\alpha=A_s/A_c$ ，其中 A_s 为钢管横截面面积， A_c 为核心混凝土的截面面积)。钢管混凝土柱的长期荷载比取 $n=0.2\text{-}0.4$ (定义 $n=N_L/N_u$ ，其中 N_L 为施加在柱顶的长期荷载， N_u 为钢管混凝土柱极限承载力(按照《钢管混凝土结构技术规程》DB62/T25-3041-2009(2009)^[8]给出的公式进行计算)。梁柱线刚度比取为 $i=0.12\text{-}0.35$ ($i=E_bI_bH/E_{sc}I_{sc}L$)，其中 E_bI_b 梁的弹性抗弯刚度和 $E_{sc}I_{sc}$ 为柱的弹性抗弯刚度， L 为梁跨度， H 为柱高。公式 $E_{sc}I_{sc}=E_sI_s+\alpha\times E_cI_c$ (按照《钢管混凝土结构技术规程》DB62/T25-3041-2009(2009)^[8]中给出的公式确定)。 E_s 为钢材的弹性模量； E_c 为混凝土的弹性模量； I_s 为钢管截面惯性矩， I_c 为混凝土的截面惯性矩，系数 α 取值为(圆钢管混凝土 $\alpha=0.8$ ，方形钢管混凝土 $\alpha=0.6$)。

3.2.1.1 单元模型

长期荷载作用下钢管混凝土模型中混凝土、钢管及加载板(刚性垫块)同 2.3.1 节介绍的轴压模型。钢梁采用壳体单元。加载板(刚性垫块)为两块，分别定义在构件的上下端部。

3.2.1.2 材料模型

钢材的应力-应变关系模型、混凝土的应力应变关系模型及加载板(刚性垫块)采用本文 2.3.1 节的材料模型。

3.2.1.3 界面模型

(1) 钢管与混凝土接触面的定义

钢管与混凝土接触面是通过定义法线方向接触以及切线方向接触构成的，本节中采用硬接触来模拟法线方向的接触，切线方向接触通过定义库仑摩擦模型来模拟切向力，在钢管与混凝土接触的切线方向的界面，在界面中可以传递剪应力，直到钢管与混凝土之间产生相对滑动，此时在钢管与混凝土在滑动过程中界面上的剪应力保持为临界值不变。

(2) 钢梁环板与钢管的接触

本节中在采用有限元软件ABAQUS对钢管混凝土柱-外加强环板钢梁建模过程中，构成钢梁的翼缘、腹板、外加强环板与钢管的接触均采用焊接即用绑定约束(Tie)来模拟，采用绑定约束(Tie)来模拟焊缝连接则至少等强。本节中采用用实体与壳体耦合(Shell-to-Solid Coupling)来定义柱两端加载板与钢管的接触。用绑定约束(Tie)来模拟柱两端加载端板与混凝土的接触。

3.2.1.4 荷载施加及边界条件

本节的边界条件采用柱底部铰接，钢梁两侧各有一链杆。加载方式采用在柱顶施加轴向荷载(长期加载值)。在分析研究长期荷载作用下钢管混凝土柱-外加强环板钢梁节点受力性能时，采用全模型建模进行模拟。

在对考虑长期荷载作用影响的钢管混凝土柱-钢梁节点力学性能进行计算时，一般在ABAQUS中的Step选项中设置两个分析步，第一个分析步是以集中力(或面荷载)的形式施加于柱顶部的加载端板，将瞬时轴向荷载施加完毕。第二个分析步是对钢管混凝土柱进行长期持荷，加载直到长期持荷加载结束。

具体计算步骤如下：

(1) 采用力加载的方式对钢管混凝土柱-外加强环板钢梁节点进行瞬时加载，所加的荷载值为持荷所需的长期荷载值 N_L 。

(2) 当完成瞬时加载后，对钢管混凝土柱-外加强环板钢梁节点进行长期持荷，一直持续到长期荷载加载结束。

(3) 通过定义场变量(field)的形式来定义用户自定义材料 variable 和 hydrostatic fluid pressure。通过 control 语句控制 reset 和通过定义 parameters=time incrementation 来控制时间增量。然后调用长期荷载作用下影响混凝土的本构关系模型的用户自定义子程序 UMAT 来与主求解程序之间进行数据交换。

(4) 保持模型中的单元类型、单元网格划分、钢材和核心混凝土界面模型、边界条件不变。

(5) 得到长期荷载作用下钢管混凝土柱-外加强环板钢梁节点的应变-时间曲线。

3.2.1.5 网格划分

网格划分与边界条件如图3.1所示。模拟钢管混凝土柱底部的铰支座过程中，采用对加载板底面中线施加1、2、3三个方向的位移约束的方法来模拟柱底部的铰支座，并对左右梁端施加2、3方向的约束。

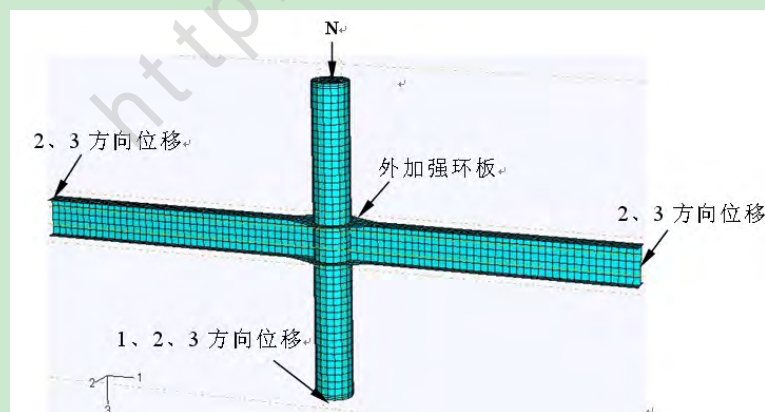


图3.1 钢管混凝土柱-钢梁节点网格划分示意图

3.2.2 圆形截面钢管混凝土柱-外加强环板钢梁节点受力特性

为了更好地分析长期荷载作用下钢管混凝土柱-外加强环板钢梁节点的工作机理及状态，所以选择不同时间的应力状态进行受力性能对比分析。

3.2.2.1 不同长期持荷时间作用下的核心混凝土应力场对比

由图 3.2 可以看出圆形截面钢管混凝土柱-外加强环板钢梁节点中的核心混凝土在不同时间点的应力云图，从图中可知钢管混凝土柱-外加强环板钢梁节点中核心混凝土的应力随着长期持荷时间的增加，混凝土的应力峰值在不断减小。这说明随着持荷时间的增加混凝土的刚度在不断降低，核心混凝土应力发生卸载及应力重分布。长期荷载作用下的钢管混凝土柱-外加强环板钢梁节点中的核心混凝土在完成瞬时加载后，进入长期持荷状态，由于核心混凝土在长期荷载作用下发生徐变和收缩，核心混凝土刚度降低，承载力下降。从图中可知核心混凝土的应力场在 100 天时，核心混凝土的应力发生卸载现象，且卸载应力较多，在 160 天后核心混凝土应力卸载状态趋于稳定，在 360 天后刚度和承载力降低趋于平稳，核心混凝土的应力卸载趋于平缓。

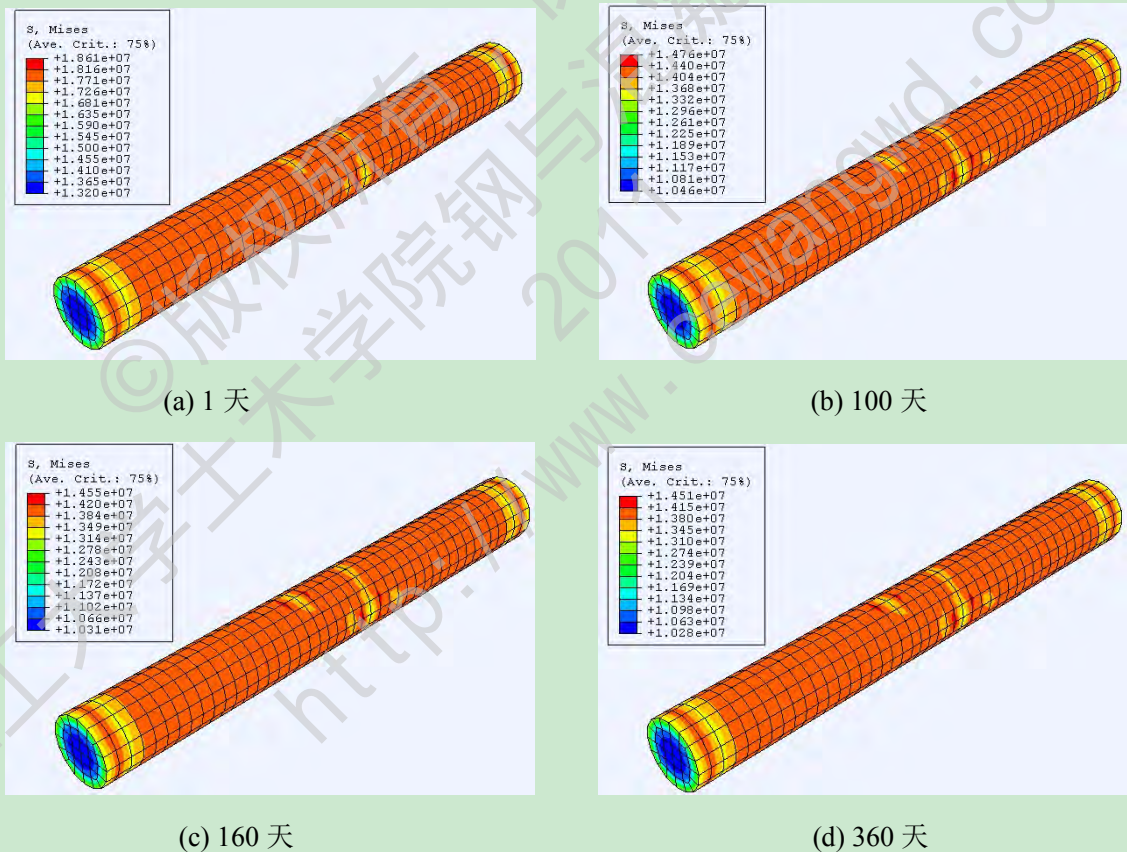


图 3.2 不同持荷时间作用下圆形截面核心混凝土应力场分布

3.2.2.2 不同长期持荷时间作用下外包钢管应力场对比

图 3.3 表明长期荷载作用下的圆形截面钢管混凝土柱-外加强环板钢梁节点中的钢管在不同持荷时间作用下应力场应力的峰值不同，具体表现为：瞬时加载完成后进入长

期持荷状态，钢管则承担由于混凝土发生徐变和收缩所卸下的荷载，这种现象的发生导致了钢管应力场应力峰值随着持荷时间的增加在不断的增加，当持荷 160 天以后，钢管应力场的应力峰值的增加趋与稳定，由于钢管外有钢梁约束作用，所以在钢梁约束部位钢管的应力场峰值小于其他部位，这说明钢梁的存在可以帮助钢管承担部分由于核心混凝土在长期荷载作用下发生徐变和收缩所卸载下来的应力。

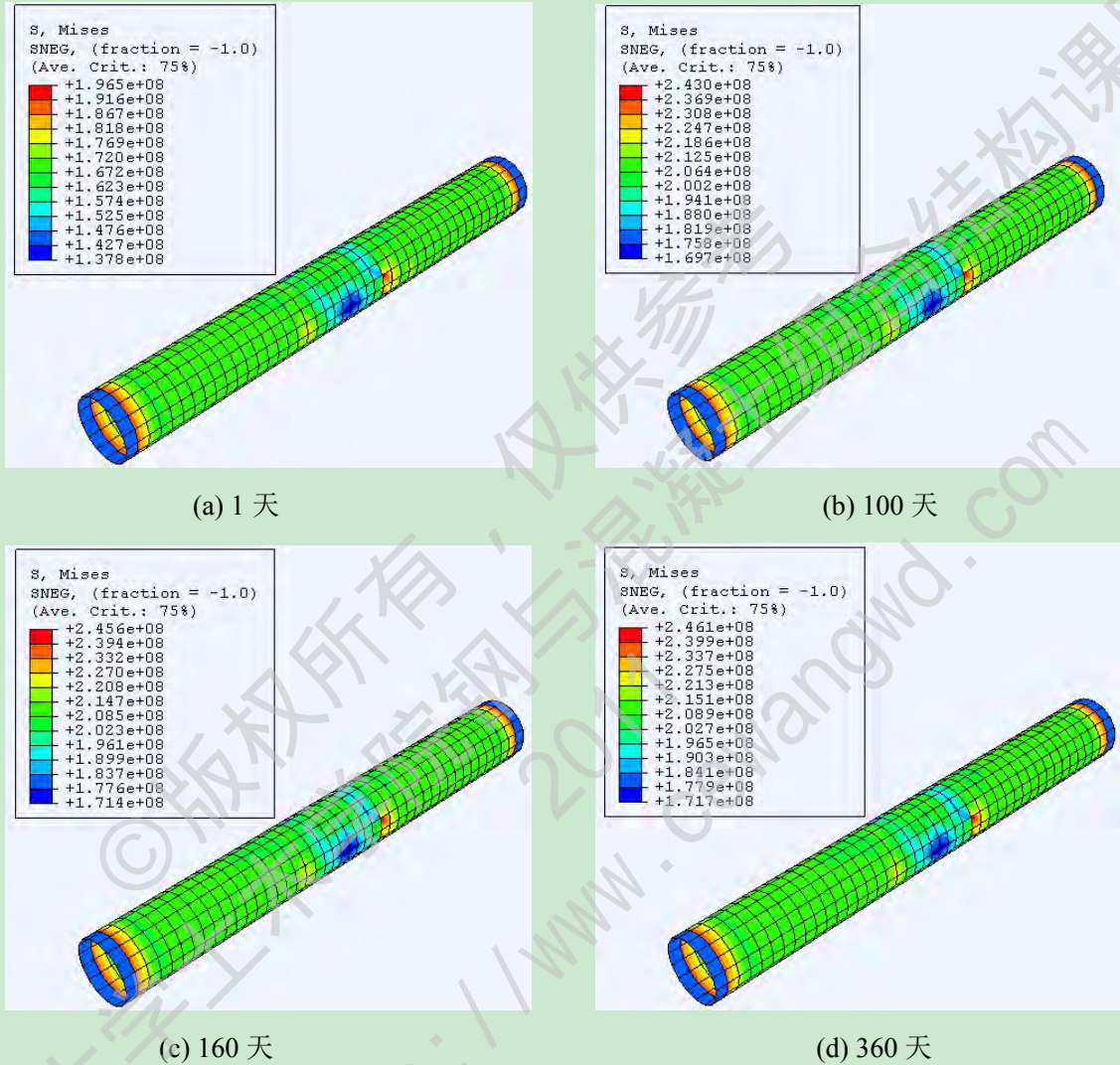


图 3.3 不同持荷时间作用下外包钢管应力场分布

3.2.2.3 不同长期持荷时间作用下的外加强环板钢梁翼缘应力场对比

如图 3.4 所示，不同持荷时间影响下圆形截面钢管混凝土柱-外加强环板钢梁节点中的钢梁翼缘应力场峰值表现为：随着一次加载的完成，进行长期持荷 100 天后，靠近钢管一侧的钢梁翼缘的应力明显增加，在 160 天以后应力增加趋于平缓，这说明钢梁翼缘在一次加载完成后，由于长期荷载作用下的核心混凝土发生徐变和收缩，钢梁翼缘承担了由钢管传递过来的混凝土卸下的部分荷载，在 160 天后钢梁翼缘的应力场应力峰值趋与稳定。

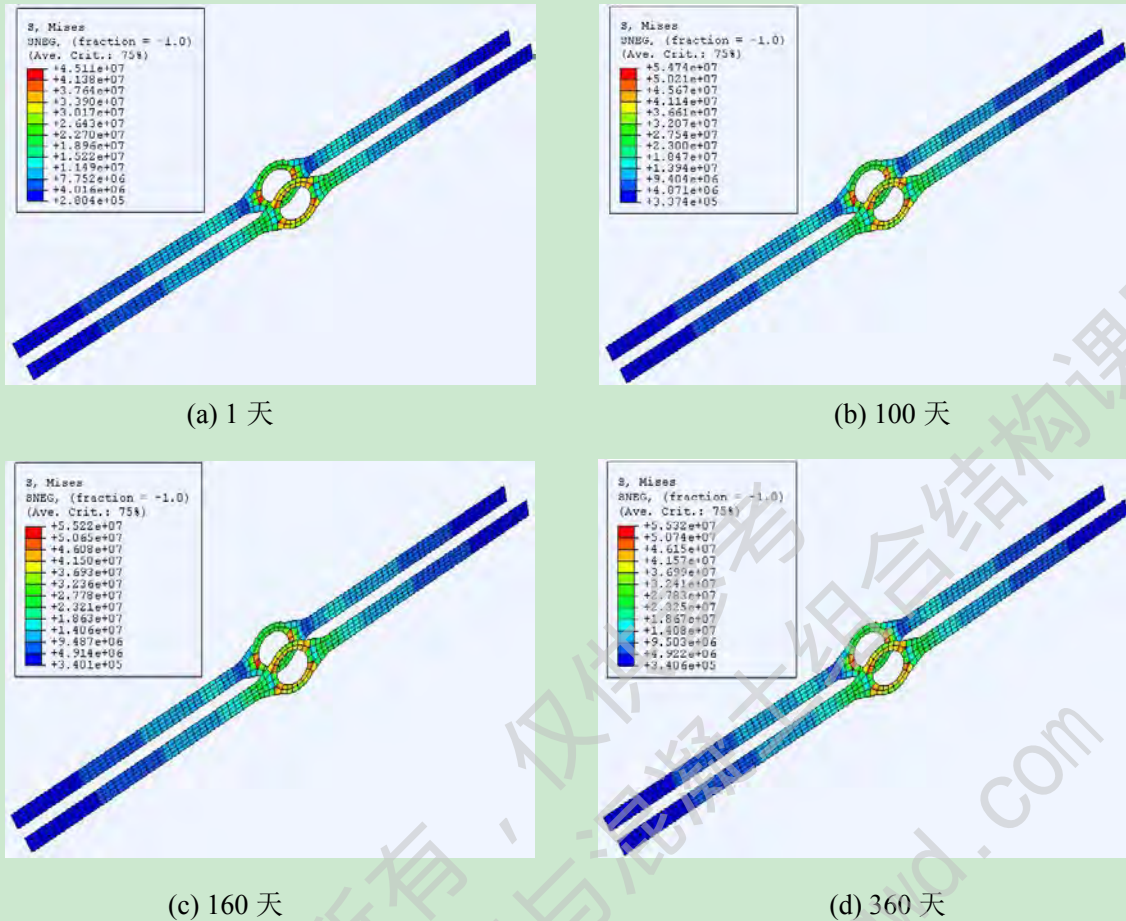
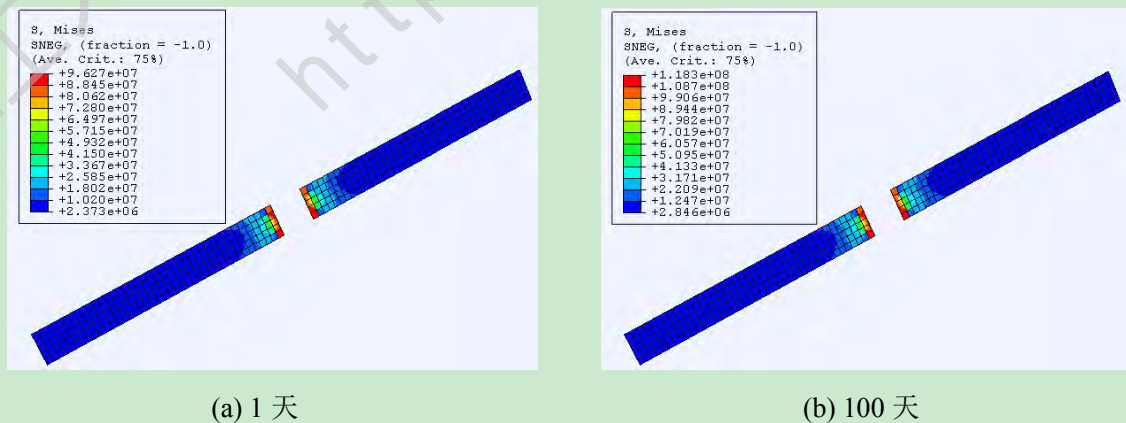


图 3.4 不同持荷时间作用下钢梁翼缘应力场

3.2.2.4 不同长期持荷时间作用下的外加强环板钢梁腹板应力场对比

由图 3.5 可知，圆形截面钢管混凝土柱-外加强环板钢梁节点中的钢梁腹板在不同持荷时间作用下的应力场变化情况。长期荷载作用下的钢管混凝土柱-外加强环板钢梁节点中的钢梁腹板的应力场分布与翼缘的分布规律类似，在靠近钢管的一侧应力明显高于其他部位的应力，这说明翼缘与腹板在靠近钢管一侧承担了由钢管传递过来的核心混凝土发生徐变和收缩所卸载下来的部分应力，所以在靠近钢管一侧，钢梁腹板和翼缘发生应力重分布现象。



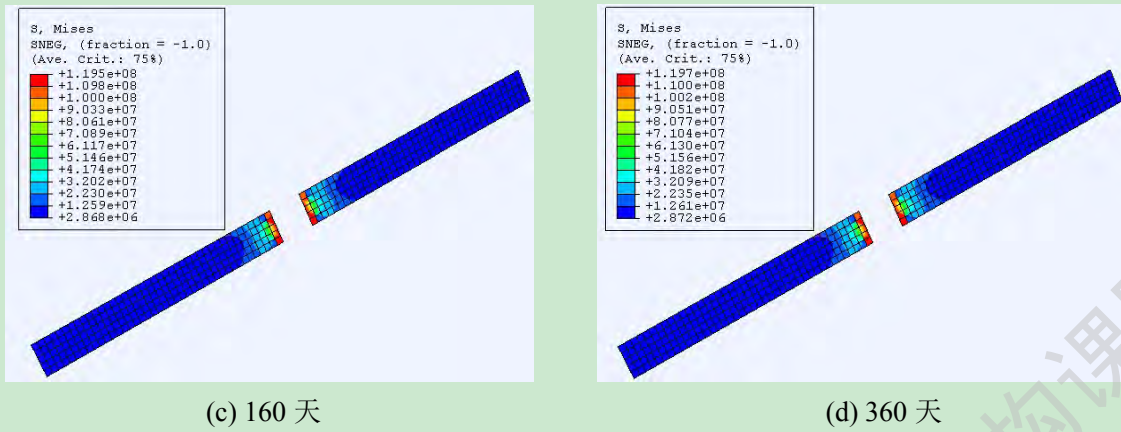


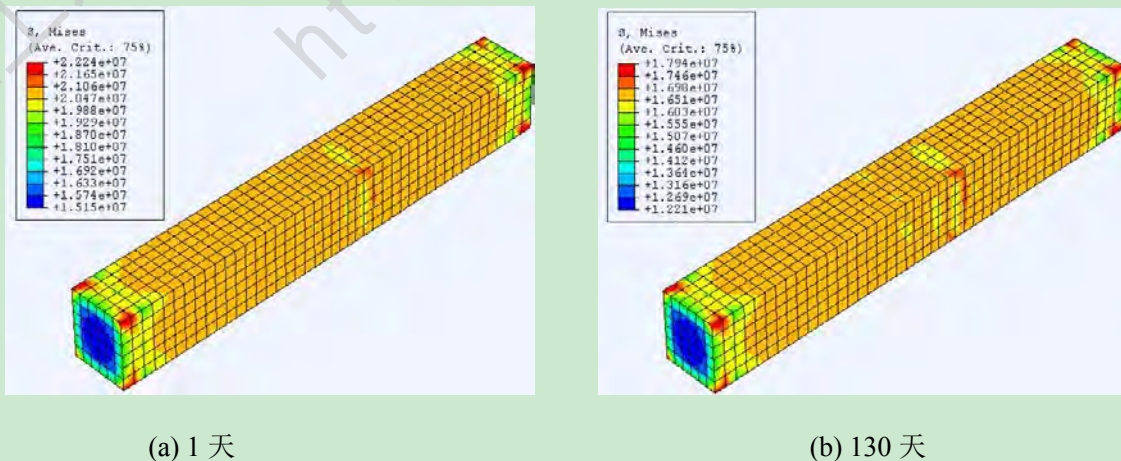
图 3.5 不同持荷时间作用下钢梁腹板不同持荷时间应力场

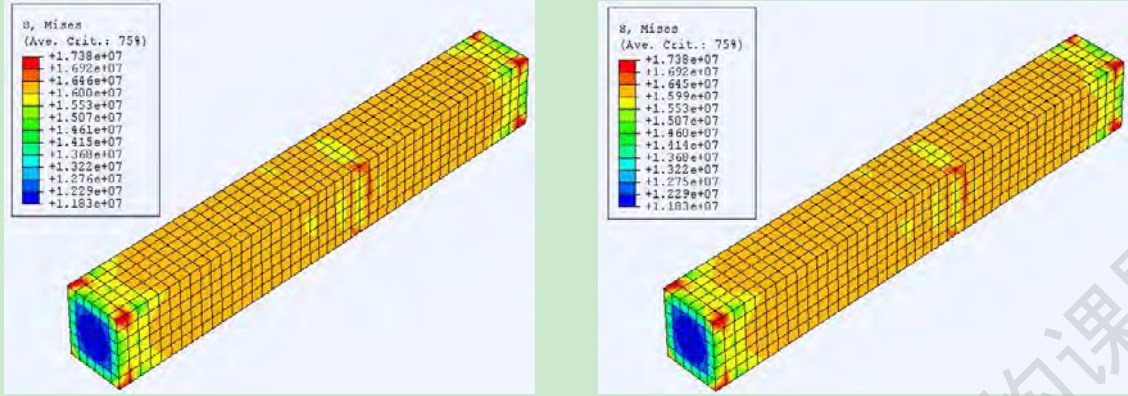
3.2.3 方形截面钢管混凝土柱-外加强环板钢梁节点受力特性

3.2.3.1 不同长期持荷时间作用下的核心混凝土应力场对比

由图 3.6 所示,长期荷载作用下方钢管混凝土柱-外加强环板钢梁节点中核心混凝土的应力的发展规律与圆钢管混凝土相似,方钢管混凝土柱-外加强环板钢梁节点中核心混凝土的应力随着长期持荷时间的增加混凝土的应力值在不断减小。这说明随着持荷时间的增加混凝土的刚度在不段的降低,混凝土发生应力卸载及应力重分布,方钢管混凝土柱-外加强环板钢梁节点中核心混凝土的角部应力有明显的应力集中现象。钢梁作用处的混凝土的应力值相对有所降低,这是因为钢梁承担了由钢管传递的核心混凝土发生徐变和收缩所卸载的部分应力。

图 3.6 说明长期荷载作用下的方钢管混凝土柱-外加强环板钢梁节点中核心混凝土应力场的分布与持荷时间有关系,其分布规律与圆截面钢管混凝土节点在不同持荷时间作用下应力场分布规律类似。长期荷载作用下的方钢管混凝土柱-钢梁节点中的核心混凝土在完成瞬时加载后,进入长期持荷状态,由于长期荷载作用下的核心混凝土发生徐变和收缩导致核心混凝土应力发生卸载,在 130 天时核心混凝土应力降低较多,在 200 天后,刚度和承载力降低趋于稳定,与长期荷载作用下圆钢管混凝土柱-钢梁节点中的混凝土不同的是在方形混凝土截面角部位有应力集中现象发生,且应力场峰值较高。





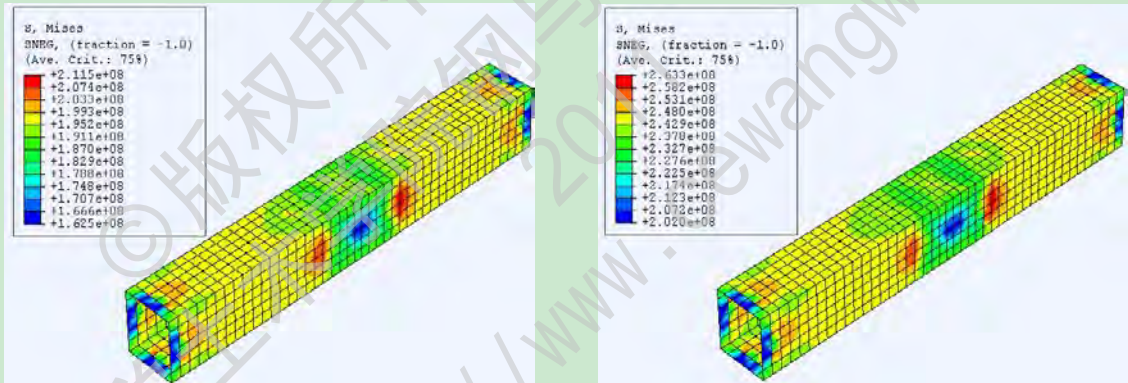
(c) 200 天

(d) 360 天

图 3.6 不同持荷时间作用下方形截面核心混凝土应力场分布

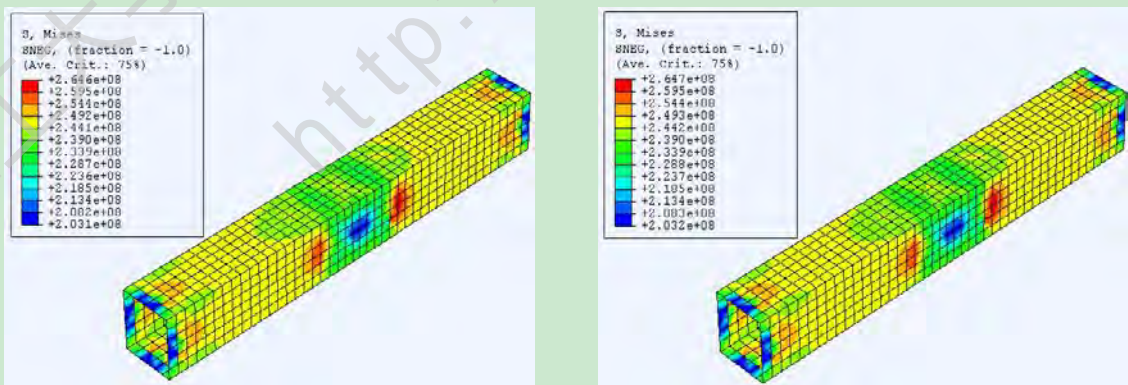
3.2.3.2 不同长期持荷时间作用下的外包钢管应力场对比

由图 3.7 可知,长期荷载作用下方钢管混凝土柱-外加强环板钢梁节点中钢管在不同持荷时间应力场的应力峰值随着持荷时间的延长,方钢管的应力场应力峰值明显增加,这说明方钢管已经开始承担越来越多的由于核心混凝土发生徐变和收缩所卸载下来的应力,但持荷 200 天和 360 天后方钢管应力增长并不明显这说明在持荷 200 天左右时,钢管承担核心混凝土卸载的应力开始趋于稳定。



(a) 1 天

(b) 130 天



(c) 200 天

(d) 360 天

图 3.7 不同持荷时间作用下外包方钢管应力场分布

3.2.3.3 不同长期持荷时间作用下的外加强环板钢梁翼缘应力场对比

图 3.8 给出了长期荷载作用下方钢管混凝土柱-外加强环板钢梁节点中钢梁翼缘在不同持荷时间作用下应力场分布规律及应力峰值与圆形钢管混凝土柱-外加强环板钢梁节点中钢梁类似，都是随着一次加载的完成，进行长期持荷 130 天后，钢梁翼缘的应力峰值明显增加，在 200 天以后应力峰值增加趋于平缓，靠近钢管一侧的应力峰值较高。由于长期荷载作用下的核心混凝土发生徐变和收缩，钢梁翼缘承担了由钢管传递过来的混凝土卸下的部分荷载。当在 200 天后钢梁翼缘的应力增长状态趋与稳定。

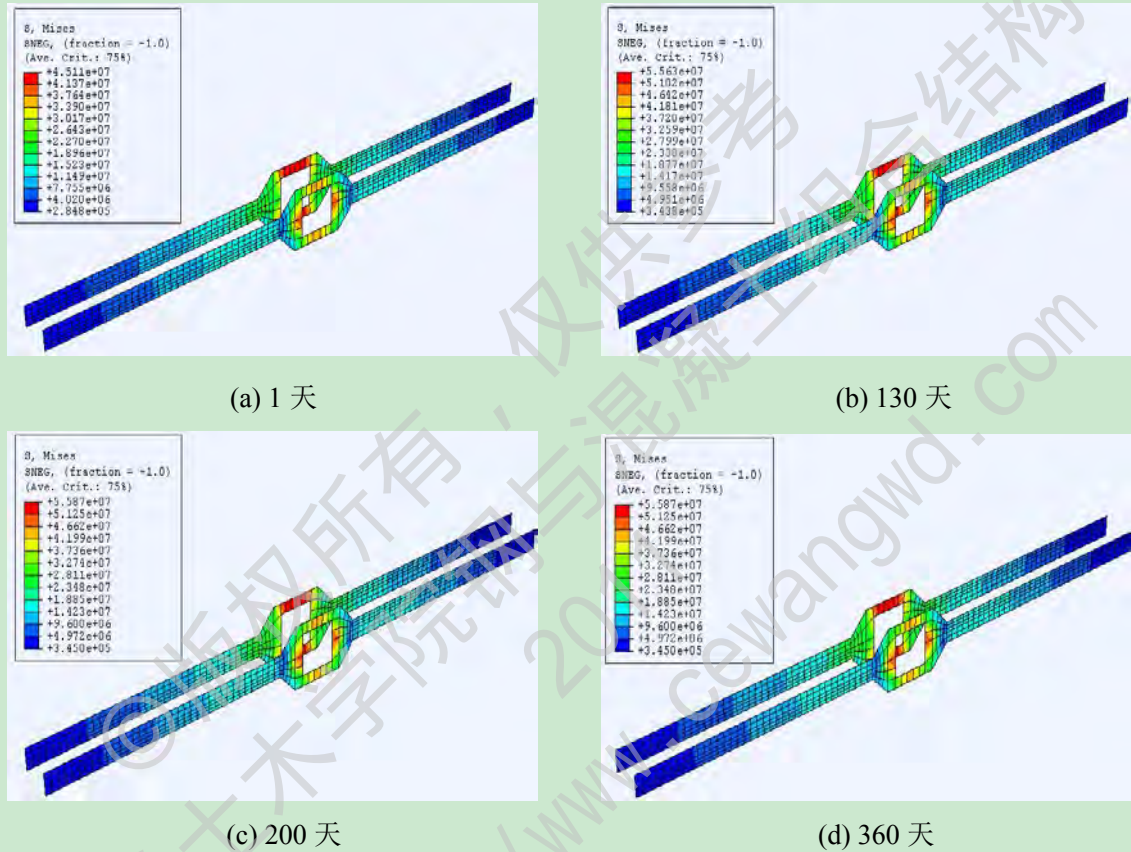


图 3.8 不同持荷时间作用下钢梁翼缘应力场分布

3.2.3.4 不同长期持荷时间作用下的外加强环板钢梁腹板应力场对比

由图 3.9 可知，长期荷载作用下方钢管混凝土柱-外加强环板钢梁节点中钢梁腹板在不同持荷时间作用下应力场变化情况。长期荷载作用下的方钢管混凝土柱-外加强环板钢梁节点中钢梁腹板的应力场分布与翼缘的分布规律类似，在靠近钢管的一侧应力峰值明显高于其他部位应力峰值，这说明翼缘与腹板在靠近钢管一侧承担了由钢管传递的核心混凝土发生徐变和收缩所卸载下来的部分应力，所以在靠近钢管一侧，钢梁腹板和翼缘发生应力重分布现象。当在 200 天后钢梁腹板的应力增长状态趋与稳定。

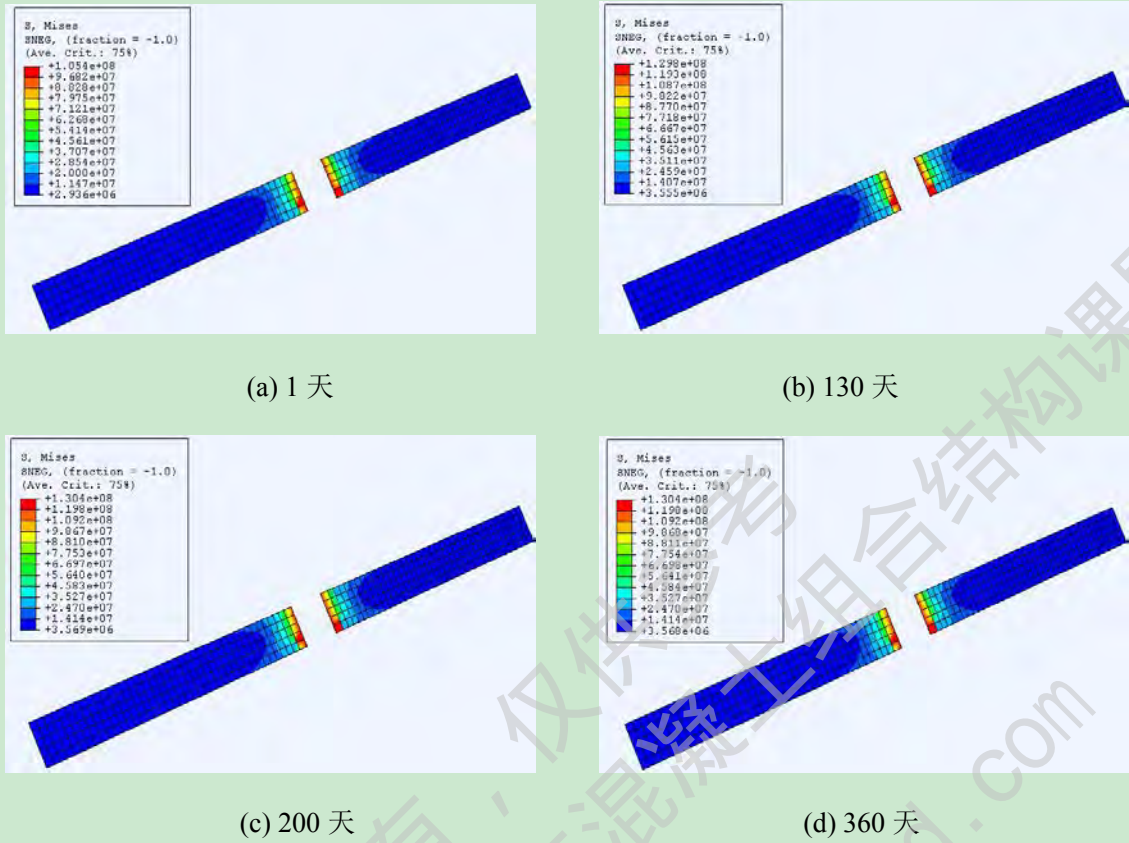


图 3.9 不同持荷时间作用下钢梁腹板应力分布

3.2.4 参数分析

通过第二章的计算验证和 3.2.2 及 3.2.3 节的力学性能的分析,说明利用有限元软件 ABAQUS 建立长期荷载作用下钢管混凝土节点模型是合适的,可以通过此模型对钢管混凝土柱-钢梁节点进行力学性能的参数分析。

本节利用非线性有限元软件对考虑长期荷载作用下可能影响钢管混凝土柱-外加强环板钢梁节点力学性能的因素进行分析,如:钢管钢材的强度、核心混凝土的强度、柱截面的含钢率、柱钢材强度、长期荷载比、梁柱线刚度比等参数进行分析,确定各因素影响的规律,为实际工程设计与施工提供参考。

3.2.4.1 长期荷载比

图 3.10 所示为不同长期荷载比作用对长期荷载作用下圆、方形钢管混凝土柱-外加强环板钢梁节点纵向应变-时间关系曲线的影响。由图可见,长期荷载比 n 对曲线的形状影响不大,长期荷载比 n 越大钢管混凝土柱-外加强环板钢梁节点的竖向应变越大,钢管混凝土柱-外加强环板钢梁节点中核心混凝土的刚度降低越多,随着时间增加应变在增大,大约在 200 天左右趋于稳定,应变增加率变小。

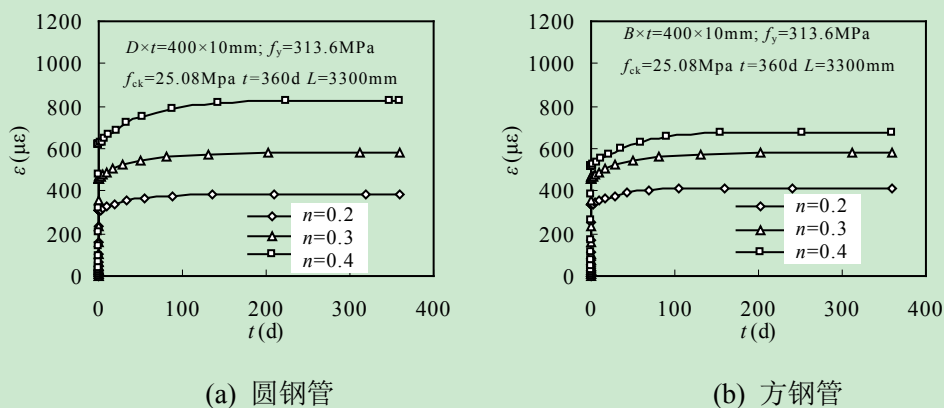


图 3.10 不同长期荷载比作用下应变-时间关系曲线对比

3.2.4.2 柱钢材的屈服强度

图 3.11 给出了柱钢材的屈服强度对长期荷载作用下圆、方形钢管混凝土柱-外加强环板钢梁节点纵向应变-时间关系的影响曲线，柱钢材的屈服强度对长期荷载作用下圆形和方形钢管混凝土柱-钢梁环板节点纵向应变-时间关系曲线的形状类似。结果表明，柱钢材屈服强度对钢管混凝土柱-钢梁环板节点的纵向应变影响不大，这是因为随着时间的增加，钢管屈服强度增加虽然可以承担更多由混凝土卸下的荷载，从而减少长期荷载作用下的混凝土的徐变变形，但在长期荷载比不变的情况下，钢管钢材强度的提高，节点的承受轴压力将增大，又会增大长期荷载的作用。因此，钢管钢材强度对长期荷载作用下的钢管混凝土节点的影响不显著。

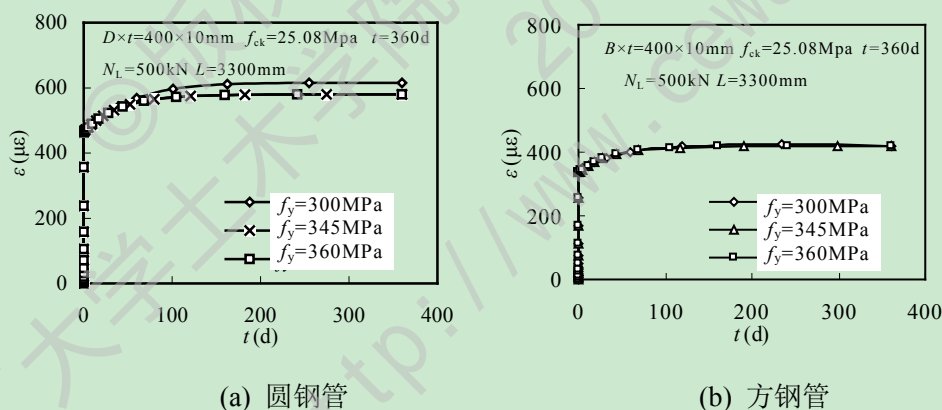


图 3.11 柱钢材屈服强度影响下应变-时间关系曲线对比

3.2.4.3 柱截面含钢率

图 3.12 给出了考虑长期荷载作用下不同柱截面含钢率对圆、方形钢管混凝土柱-外加强环板钢梁节点纵向应变-时间关系影响曲线。柱截面含钢率对长期荷载作用下的钢管混凝土柱-外加强环板钢梁节点的纵向应变影响较大，圆形和方形钢管混凝土柱-外加强环板钢梁节点纵向应变-时间形状类似且应变随着柱截面含钢率 α 的增加而减小，这是因为含钢率 α 越大，对于长期荷载作用下的钢管混凝土节点来说钢管将承担更多由混凝土卸下的荷载，因此减小了混凝土徐变变形，从而减小了整个节点的纵向应变。

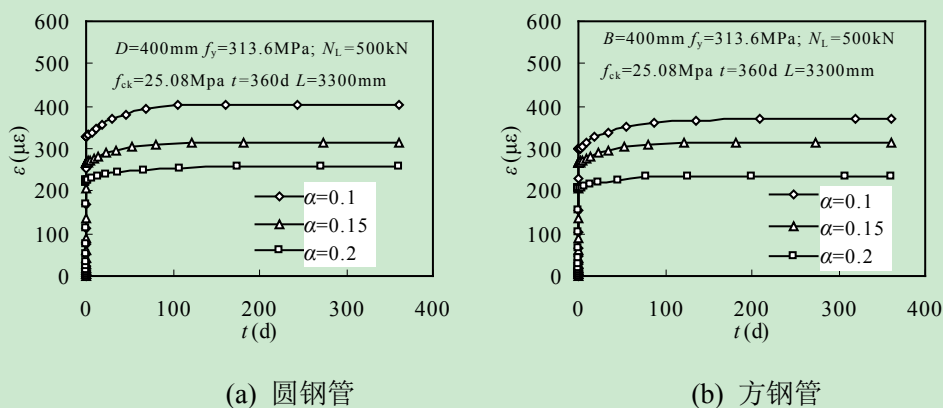


图 3.12 柱截面含钢率影响下应变-时间关系曲线对比

3.2.4.4 梁柱线刚度比

梁柱线刚度比对长期荷载作用下钢管混凝土柱-外加强环板钢梁节点的纵向变形影响的主要是考虑钢梁对节点的约束作用。图 3.13 所示为不同梁柱线刚度比影响下的长期荷载作用下的钢管混凝土柱-外加强环板钢梁节点纵向应变-时间关系曲线。从图 3.13 可见，梁柱线刚度比对长期荷载作用下的钢管混凝土柱-外加强环板钢梁节点纵向应变影响不大。这主要是因为，钢梁对钢管约束的加强，并没有直接对混凝土直接产生约束，所以梁柱线刚度比对节点的纵向应变影响不大。在进行分析时，由于各参数与梁柱线刚度比之间的耦合关系使得大部分参数的变化都会影响到梁柱线刚度比的变化。本算例在计算时，为了使得梁柱线刚度比作为主要影响因素，只变化钢梁的计算长度，保持其余参数不变，以保证其他参数对梁柱线刚度比不发生影响。

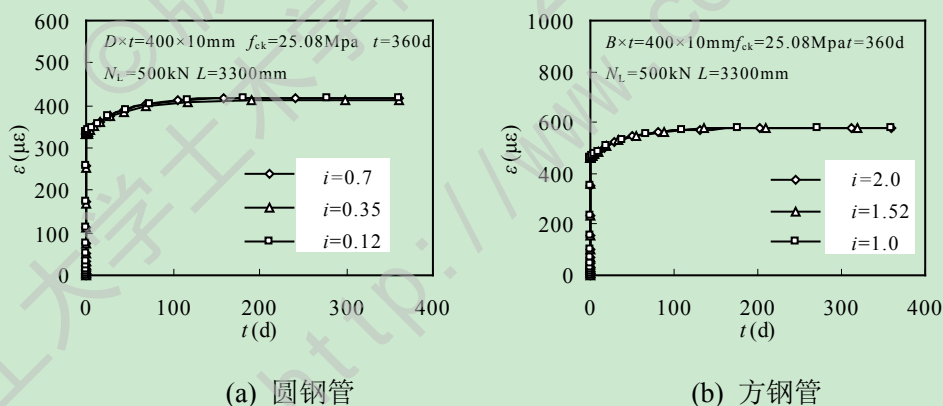


图 3.13 不同梁柱线刚度比作用下应变-时间关系曲线对比

3.2.4.5 混凝土强度

由图 3.14 所示为混凝土强度等级对长期荷载作用下圆形及方形截面钢管混凝土柱-外加强环板钢梁节点应变-时间关系曲线的影响。由图可见，在其他参数一定的情况下，钢管混凝土柱-外加强环板钢梁节点的纵向应变随着混凝土强度等级的提高应变在不断增加，这是因为在长期荷载比一定的情况下，混凝土对截面承载力的贡献在增大，所承担的荷载越大，混凝土在长期荷载作用下产生的变形就越大。

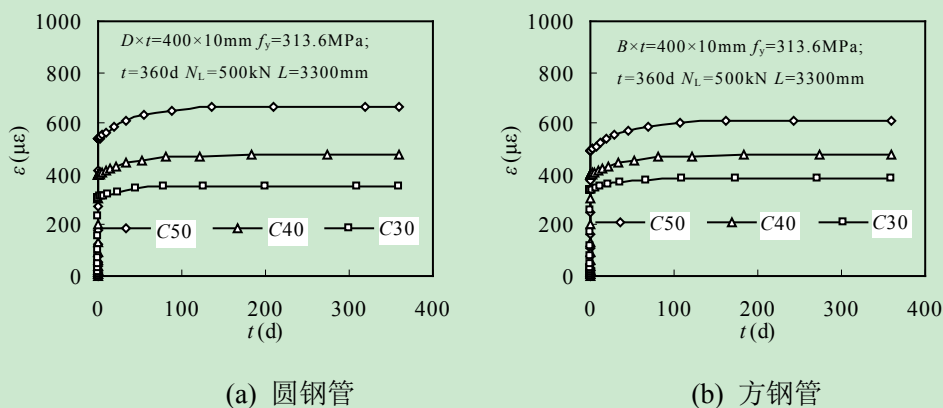


图 3.14 不同混凝土强度等级影响下应变-时间关系曲线对比

3.2.5 小结

基于3.2.2-3.2.4节的研究，进行归纳总结如下：

- (1) 长期荷载比 n 越大钢管混凝土柱-外加强环板钢梁节点的竖向应变越大，随着时间增加应变在增大，大约在 200 天左右趋于稳定，应变增加率变小。
- (2) 柱钢材屈服强度对钢管混凝土柱-钢梁环板节点的纵向应变影响不大。
- (3) 柱截面含钢率对长期荷载作用下的钢管混凝土柱-外加强环板钢梁节点的纵向应变影响较大，应变随着柱截面含钢率 α 的增加而减小。
- (4) 钢梁对钢管约束的加强，并没有直接对混凝土直接产生约束，所以梁柱线刚度比对节点的纵向应变影响不大。
- (5) 在其他参数一定的情况下，钢管混凝土柱-外加强环板钢梁节点的纵向应变随着混凝土强度等级的提高应变在不断增加。

3.3 长期荷载作用下钢管混凝土平面框架有限元模型

单层单跨框架是最基本的平面及空间框架的组成单元，多层多跨框架从基本组成上可看成是单层单跨框架的组合与叠加(王文达等, 2006^[67])。工程中钢管混凝土柱与钢梁的刚接构造常采用加强环板式节点。外加强环板节点具有节点区应力分布较均匀、传力明确、塑性性能好、刚度大、承载力高等优点(韩林海等, 2009^[1])，因此本文框架模型采用钢管混凝土柱-外加强环板钢梁框架模型。研究长期荷载作用下单层单跨的平面框架的力学性能可为以后进行多层多跨框架以及空间框架力学性能的研究提供理论基础。

为了获取长期荷载作用下钢管混凝土框架的力学性能影响规律，必须建立合理的理论分析模型，迄今为止对长期荷载作用下的钢管混凝土平面及空间框架力学性能的试验及理论研究较少，建立合理有效的长期荷载作用下的钢管混凝土框架的理论计算模型是十分必要的，考虑到长期加载作用下框架模型与一次加载作用下框架模型本质区别是核心混凝土本构关系的不同，所以本节中采用ABAQUS有限元建立的框架模型的约束条件参考了王文达等(2006)^[67]中框架的约束条件。由于需要分析的长期荷载作用下钢管混凝土

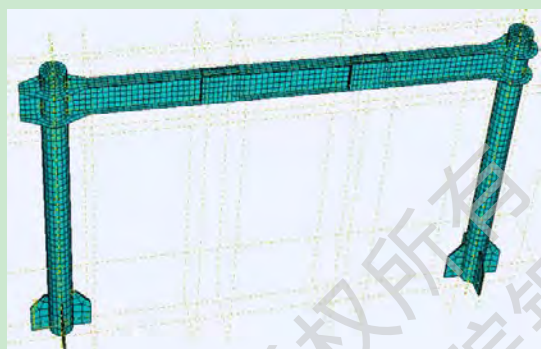
土框架结构中的构件较多，所以本文选择框架柱的左边边跨的第一根柱子为研究对象(柱1)。

3.3.1 材料本构模型

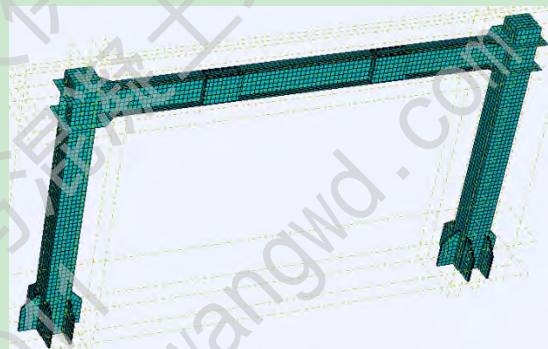
钢材的应力-应变关系模型、混凝土的应力-应变关系模型及加载端板(刚性垫块)采用本文中 2.3.1 节的材料模型。

3.3.2 单元类型及网格划分

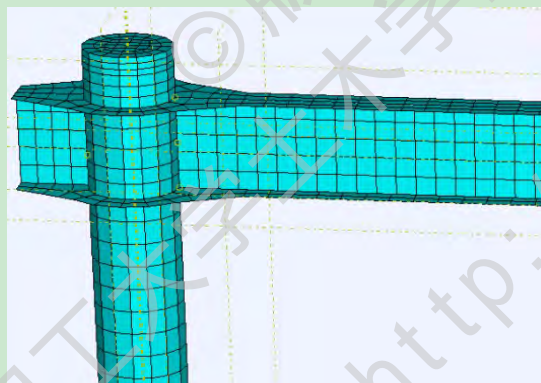
钢管混凝土平面框架是由钢管、外加强环板、核心混凝土、钢梁及加载板组成。长期荷载作用下钢管混凝土模型中混凝土、钢管及加载板(刚性垫块)单元类型及网格划分同 2.3.1 节介绍的轴压模型。钢梁采用壳体单元。加载端板(刚性垫块)分别定义在柱构件的上部两端。钢梁环板单元类型及网格划分同 3.2.1 节。一层一跨的钢管混凝土柱-外加强环板钢梁平面框架模型的网格划分如图 3.15 所示。



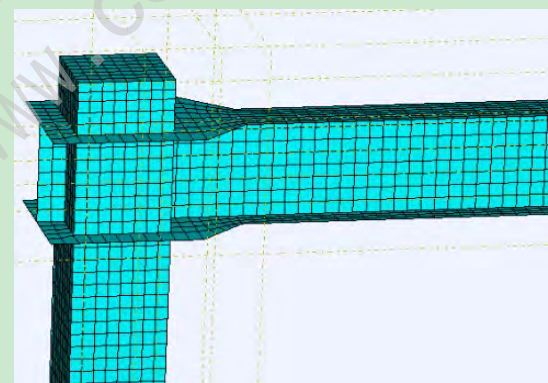
(a) 圆形钢管混凝土柱-钢梁框架



(b) 方形钢管混凝土柱-钢梁框架



(c) 框架柱顶网格划分示意(圆框架)



(d) 框架柱顶网格划分示意(方框架)

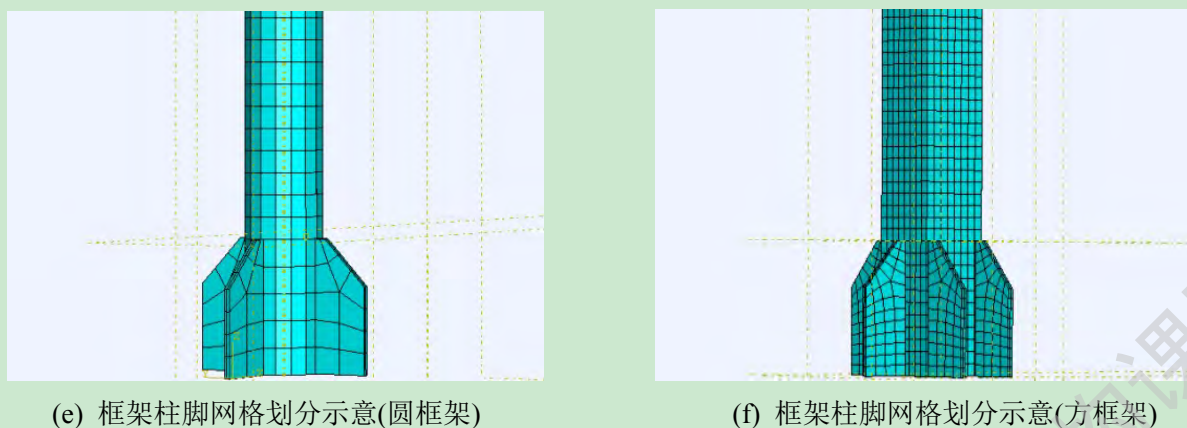


图 3.15 钢管混凝土柱-外加强环板钢梁框架网格划分示意图

3.3.3 边界条件及荷载施加

为了保证荷载的均匀施加,所以在有限元 ABAQUS 中钢管混凝土柱-外加强环板钢梁框架计算模型加载端设置一块刚度很大的加载端板(刚性垫块)来模拟,加载板采用的是三维实体单元(C3D8),弹性模量为 1×10^{12} MPa,泊松比为 0.0001。

本节中 ABAQUS 有限元框架模型的约束条件参考了王文达等(2006)^[65]中框架的约束条件。钢管混凝土柱脚采用固接,钢管底部约束 1、2、3 三个方向的位移,混凝土柱底部约束 3 方向位移。在柱顶部施加轴向荷载,梁端施加水平荷载,钢管采用嵌固边界,核心混凝土在柱底限制其轴向位移。

在对考虑长期荷载作用影响时钢管混凝土柱-外加强环板钢梁框架结构进行计算时,有限元加载计算分为两步:第一步对钢管混凝土柱进行瞬时加载,采用力加载的方式对柱构件进行瞬时加载,同时在柱顶端进行水平位移加载,所加的荷载值为持荷所需的长期荷载值 N_L 。第二步当完成瞬时加载后,对钢管混凝土轴心受压构件进行长期持荷,一直持续到徐变结束。轴向力的施加为集中力,荷载通过加载垫块进行传递,以保证施加的荷载能均匀的传递给钢管混凝土柱。

具体计算步骤采用同 3.2.1 节,这里不再重复。

3.3.4 界面接触模型

钢管与混凝土的界面接触模型由切向的粘结滑移及法向的硬接触组成。本文中钢管与混凝土法线方向的接触采用垂直于接触面的压力可以完全的在界面之间传递的硬接触,切向接触采用可以传递剪应力的库仑摩擦模型。

在 ABAQUS 有限元软件中,加载端板和钢管之间采用 shell-to-coupling 定义约束,加载端板与混凝土之间采用 Tie 进行约束,以保证加载端板与钢管混凝土柱子之间的荷载位移能够完全传递。钢管与环板、钢梁与腹板以及钢管和腹板之间的接触面采用 Tie 进行约束。

3.4 长期荷载作用与否钢管混凝土平面框架力学性能对比

目前尚未找到长期荷载作用下钢管混凝土平面框架试验结果,故暂对一次加载作用下与长期荷载作用下钢管混凝土平面框架一层一跨模型进行了对比分析,本节模型的几何尺寸及边界条件等参考了王文达等(2006)^[67]中的部分试验数据。

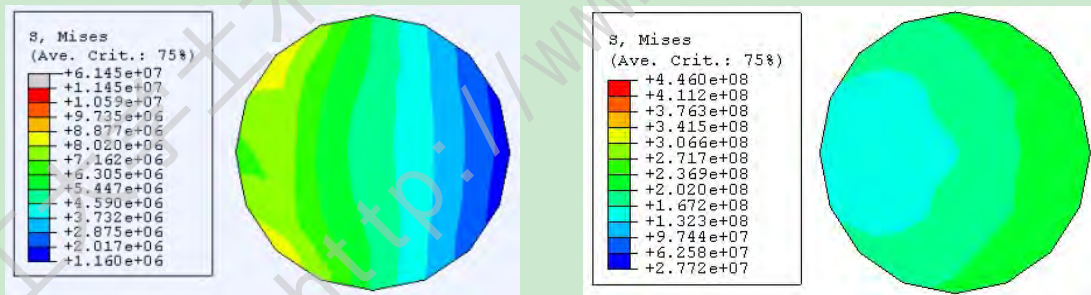
本文中的长期荷载作用下与一次加载作用下的钢管混凝土平面框架一层一跨方截面钢管采用 $B \times t = 120 \times 3.46 \text{mm}$,圆截面钢管采用 $D \times t = 120 \times 3.46 \text{mm}$,柱高 $H = 1.45 \text{m}$,钢管钢材强度及钢梁钢材强度取值范围为 $f_y = 235\text{-}345 \text{MPa}$,混凝土强度等级取值范围为C30-C50,钢梁截面信息为H160 \times 80 \times 3.44 \times 3.44mm,钢梁跨度为 $L = 2.5 \text{m}$ 。

3.4.1 圆形截面钢管混凝土平面框架

3.4.1.1 核心混凝土应力场对比

图3.16和图3.17分别给出了考虑长期荷载作用与否时圆形截面钢管混凝土柱-外加强环板钢梁框架中核心混凝土的峰值荷载对应的横截面和纵向截面应力分布情况比较,图中应力单位为Pa。对于考虑长期荷载作用影响下圆形截面核心混凝土达到峰值荷载时的应力值小与一次加载时的核心混凝土达到峰值荷载时的应力值,这主要是因为考虑长期荷载作用下的圆形截面钢管混凝土柱-外加强环板钢梁框架中核心混凝土发生徐变与收缩导致应力场应力峰值降低,应力发生卸载。

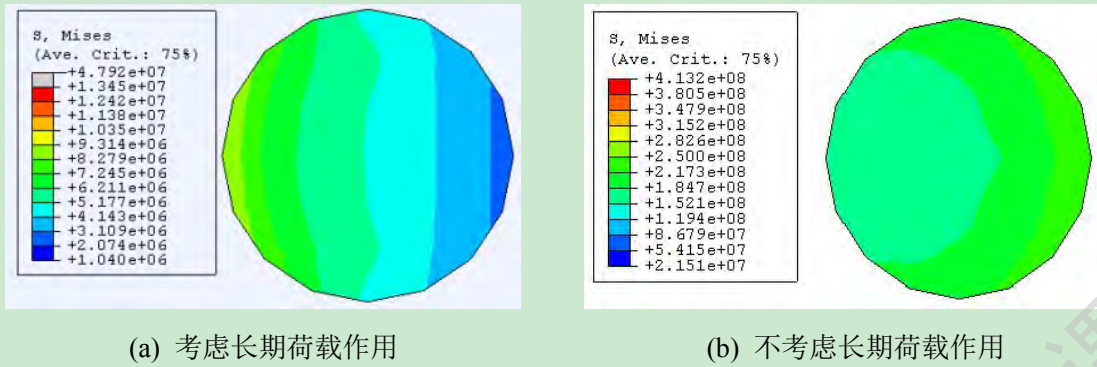
图3.16给出了考虑长期荷载作用与否时圆形截面钢管混凝土柱-外加强环板钢梁框架中核心混凝土正截面应力分布图,从图中我们可以看出考虑长期荷载的核心混凝土与一次加载作用下的核心混凝土相比,应力分布呈条状分布,且应力峰值要偏小,应力发生了重分布。



(a) 考虑长期荷载作用

(b) 不考虑长期荷载作用

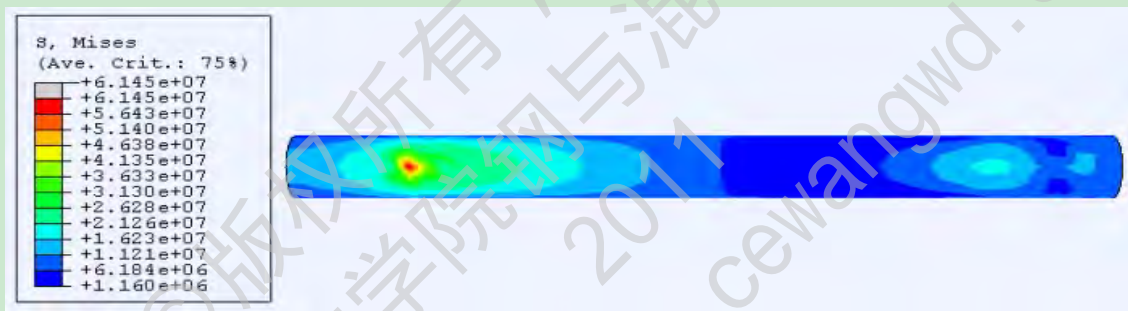
(1) 柱1顶部核心混凝土横截面应力分布



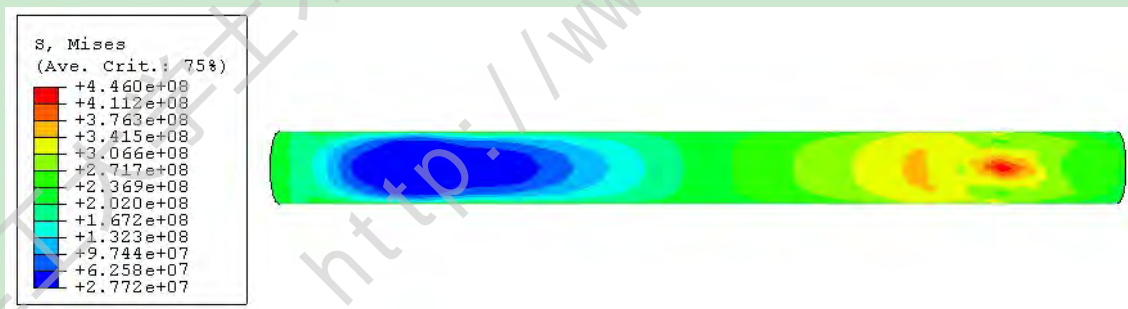
(2) 柱 2 顶部核心混凝土横截面应力分布

图 3.16 考虑长期荷载与否核心混凝土横截面应力场对比分析

图 3.17 给出了长期荷载作用与否时圆形截面钢管混凝土柱-外加强环板钢梁框架中柱 1 与柱 2 的核心混凝土纵向应力分布图，从图中可以看出考虑长期荷载作用下的纵向核心混凝土应力场应力峰值要小于一次加载作用时核心混凝土应力场应力峰值。由于一次加载与长期加载都在梁端施加了水平荷载，故纵向混凝土应力分布情况基本类似，都是在钢梁作用处以及柱脚加强部位核心混凝土的应力场峰值较大，这主要是因为钢梁与柱脚加强部位给混凝土施加了反力的作用。

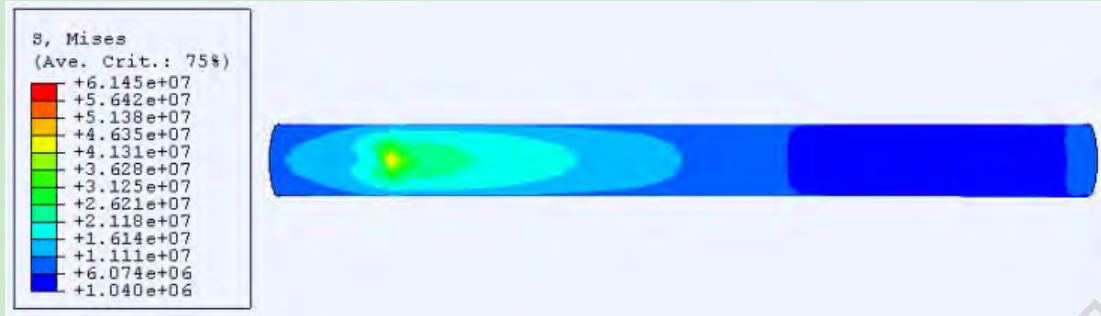


(a) 考虑长期荷载作用

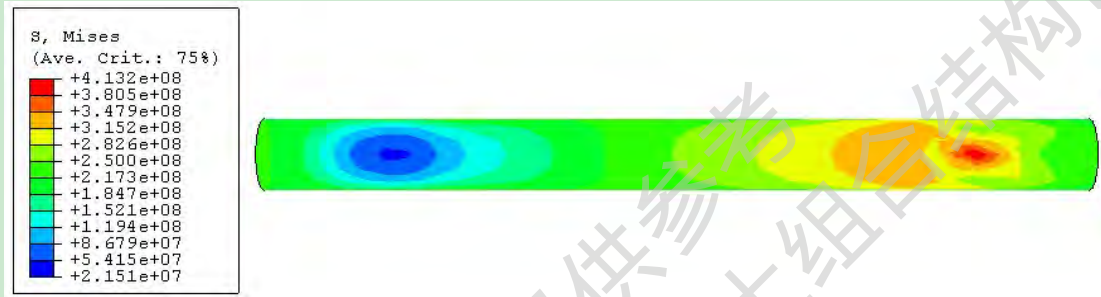


(b) 不考虑长期荷载作用

(1) 柱 1 纵向核心混凝土横截面应力分布



(a) 考虑长期荷载作用



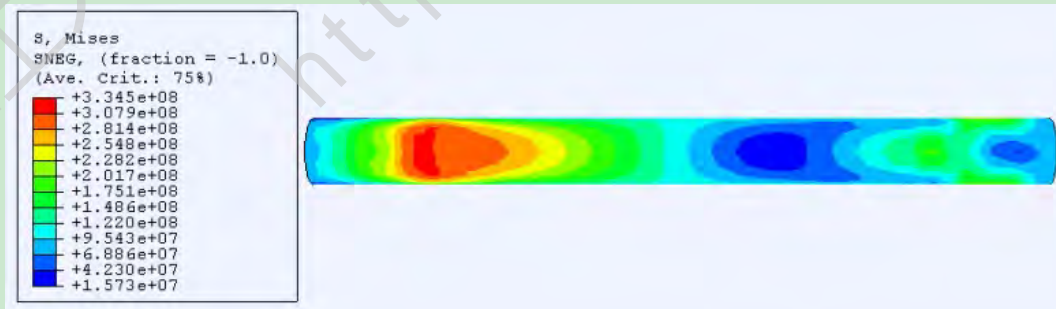
(b) 不考虑长期荷载作用

(2) 柱 2 纵向核心混凝土横截面应力分布

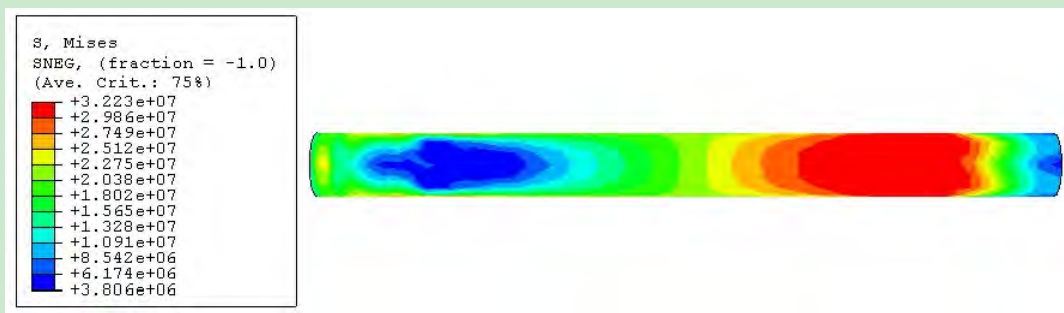
图3.17 考虑长期荷载作用与否圆形截面核心混凝土应力分布

3.4.1.2 钢管应力场对比

图 3.18 中显示了圆形截面钢管混凝土柱-外加强环板钢梁平面框架中柱 1 及柱 2 的外包钢管中纵向 Mises 应力分布情况，图中应力单位为 Pa。从图中可以看出，考虑长期荷载作用影响的圆形截面外钢管 Mises 纵向应力场应力值较一次加载作用下的钢管 Mises 应力值有增大的趋势，且在钢梁作用处圆形截面外钢管的局部应力值较其他部位应力值低，这说明圆形截面外包钢管在承担核心混凝土由于发生徐变和收缩卸载下来的应力后，又将部分由核心混凝土卸载下的应力传递给了钢梁。一次加载作用下钢梁作用处的钢管应力值较大，这主要是因为施加水平荷载后，钢梁给钢管施加了反作用力的缘故。

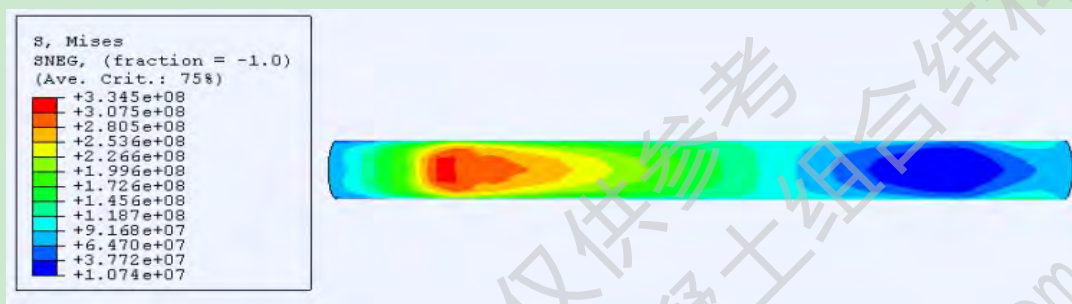


(a) 考虑长期荷载作用



(b) 不考虑长期荷载作用

(1) 柱 1 钢管纵向截面应力分布



(a) 考虑长期荷载作用



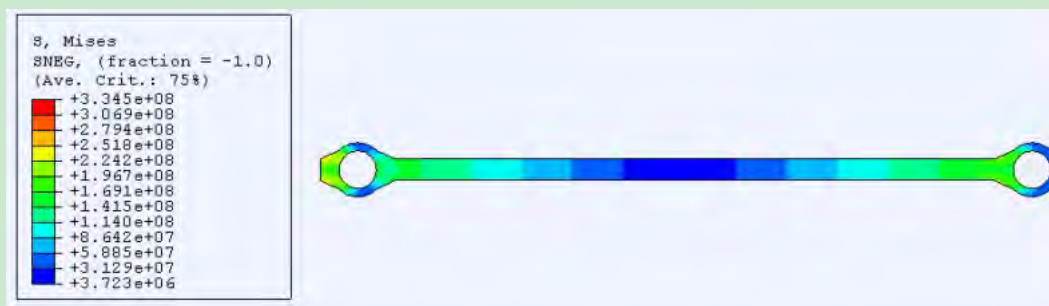
(b) 不考虑长期荷载作用

(2) 柱 2 钢管纵向截面应力分布

图 3.18 考虑长期荷载作用与否圆形截面钢管纵向应力分布

3.4.1.3 钢梁翼缘应力场对比

图 3.19 给出了考虑长期荷载作用与否时圆形截面钢管混凝土柱-外加强环板钢梁平面框架中钢梁上下翼缘的 Mises 应力分布的比较情况，图中的应力单位为 Pa。从图 3.19 中可以看出考虑长期荷载作用下与一次加载作用下钢管混凝土框架中钢梁上翼缘的 Mises 应力都要小于下翼缘的 Mises 应力值，这主要是应为在施加水平荷载时，下翼缘受到的约束要大于上翼缘的约束，所以下翼缘分的应力要大于上翼缘的 Mises 应力。同时，考虑长期荷载作用下钢管混凝土框架中钢梁翼缘的 Mises 应力值要大于一次加载作用下的钢梁翼缘的 Mises 应力，这主要是因钢管混凝土框架中核心混凝土发生徐变和收缩而导致的，钢梁上下翼缘承受了由钢管传递过来的核心混凝土卸载的部分应力。



(a) 考虑长期荷载作用

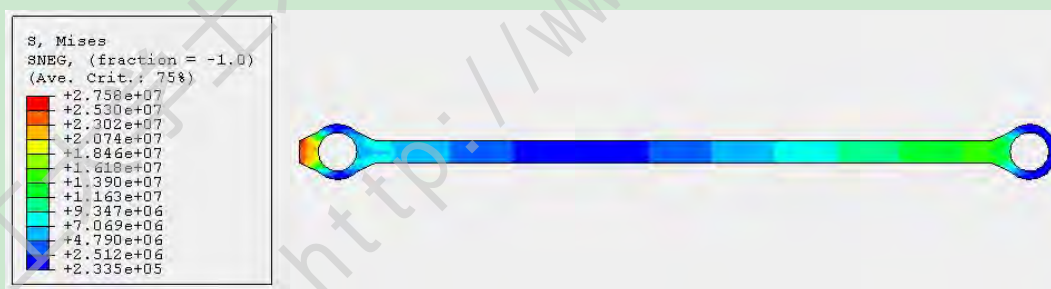


(b) 不考虑长期荷载作用

(1) 钢梁上翼缘应力分布



(a) 考虑长期荷载作用



(b) 不考虑长期荷载作用

(2) 钢梁下翼缘应力分布

图 3.19 考虑长期荷载作用与否钢梁翼缘应力分布

3.4.1.4 钢梁腹板应力场对比

图 3.20 给出了考虑长期荷载作用与否时，在同一加载条件下最大峰值处的圆形截面钢管混凝土柱-外加强环板钢梁框架中钢梁腹板应力分布图，图中的应力单位为 Pa。

从图中可见，本算例中考虑长期荷载作用和一次加载作用下的钢管混凝土框架中钢梁腹板的应力分布形状类似，但考虑长期荷载作用下的钢梁腹板应力要高于一次加载作用下的应力值，这主要是腹板应力的发展主要来自于钢管的传递，钢梁腹板焊接在钢管上，焊缝的强度要大于钢管和腹板强度，所以应力可以从钢管传递到钢梁腹板上，又有考虑长期荷载作用下的钢管混凝土框架中核心混凝土在长期持荷过程中发生徐变和收缩，核心混凝土刚度发生降低，那么混凝土承担的荷载应力值降低导致核心混凝土发生应力卸载，致使钢管应力增加，钢管又将混凝土卸载下的部分应力传递给了钢梁腹板，所以考虑长期荷载作用下的钢管混凝土框架中钢梁腹板的应力要大于一次加载作用下的钢管混凝土框架中的腹板应力值。



(a) 考虑长期荷载作用



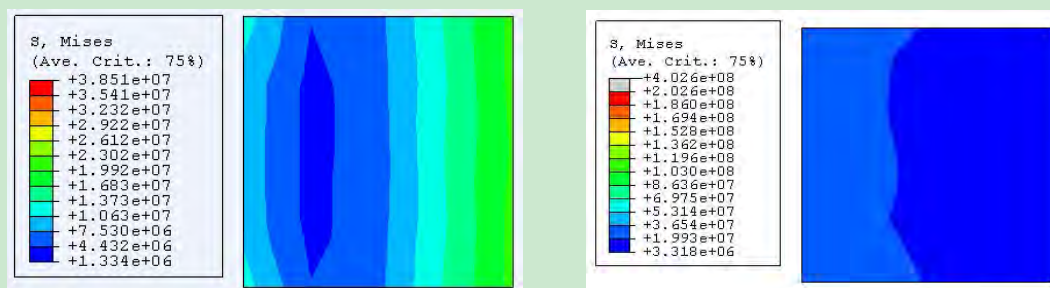
(b) 不考虑长期荷载作用

图 3.20 考虑长期荷载作用与否钢梁腹板应力分布

3.4.2 方形截面钢管混凝土平面框架

3.4.2.1 核心混凝土应力场对比

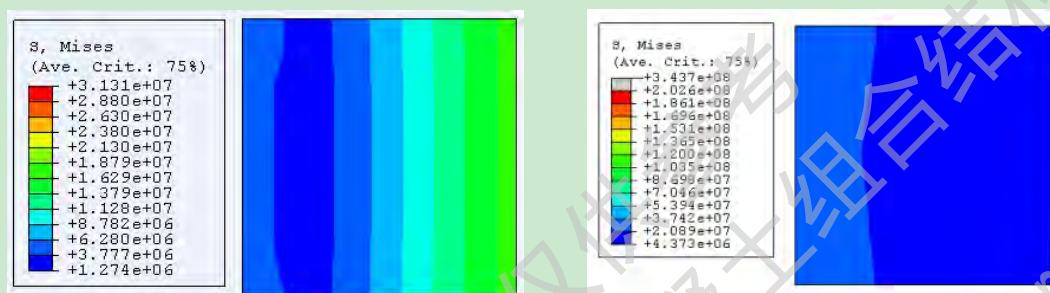
图 3.21 给出长期荷载作用下与一次加载作用下钢管混凝土柱-外加强环钢梁中柱 1 及柱 2 顶部核心混凝土横截面应力分布情况，图中的应力单位为 Pa。可以看出与一次加载作用相对应的长期荷载作用下的钢管混凝土框架中核心混凝土沿着横截面发生了应力重分布现象且应力值较一次加载作用下的应力值有所降低，混凝土的应力场发生了应力重分布现象，这是因为长期荷载作用下的核心混凝土发生徐变和收缩，混凝土横截面应力发生卸载，卸下的荷载则由钢管及钢梁承担。



(a) 考虑长期荷载作用

(b) 不考虑长期荷载作用

(1) 柱 1 顶部核心混凝土横截面应力分布



(a) 考虑长期荷载作用

(b) 不考虑长期荷载作用

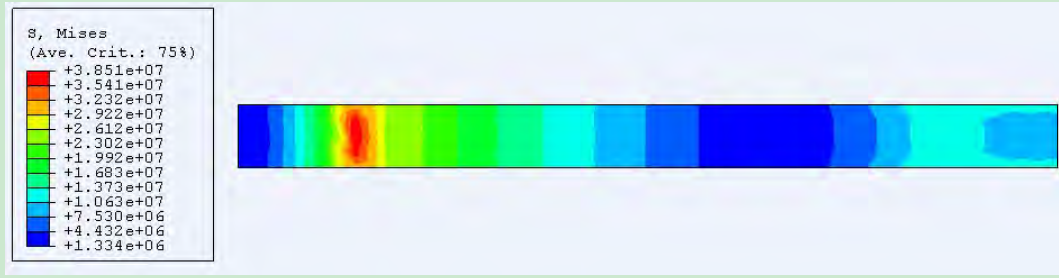
(2) 柱 2 顶部核心混凝土横截面应力分布

图 3.21 考虑长期荷载作用与否核心混凝土正截面应力分布

从图 3.22 中可以看出，考虑长期荷载作用影响时钢管混凝土框架中核心混凝土纵向应力沿着纵向的分布情况，从图中得知一次加载作用下和长期荷载作用下的钢管混凝土框架纵向应力都是在钢梁作用处应力值较高，这说明钢梁作用处的钢管约束作用较强，从长期荷载作用下的核心混凝土柱 1 和柱 2 的纵向应力分布情况来看，与一次加载作用相对应的长期荷载作用下的核心混凝土纵向应力场明显发生应力重分布，且长期荷载作用下的核心混凝土纵向应力值较一次加载作用下的核心混凝土应力值低，这是由于在长期荷载作用下核心混凝土发生徐变和收缩现象导致核心混凝土发生纵向应力卸载，且在钢梁作用处核心混凝土纵向应力值稍低。



(a) 不考虑长期荷载作用

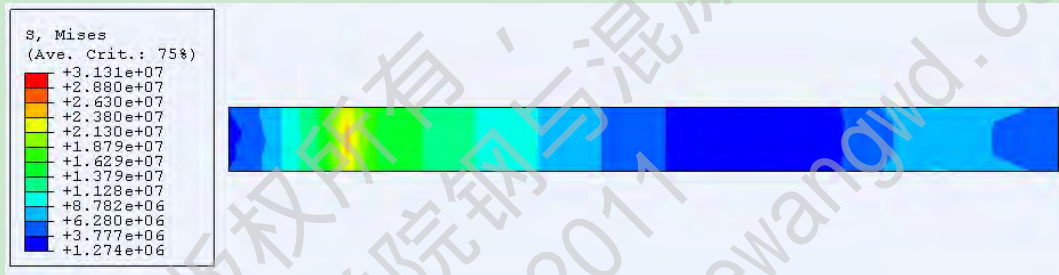


(b) 考虑长期荷载作用

(1) 柱 1 纵向核心混凝土横截面应力分布



(a) 不考虑长期荷载作用



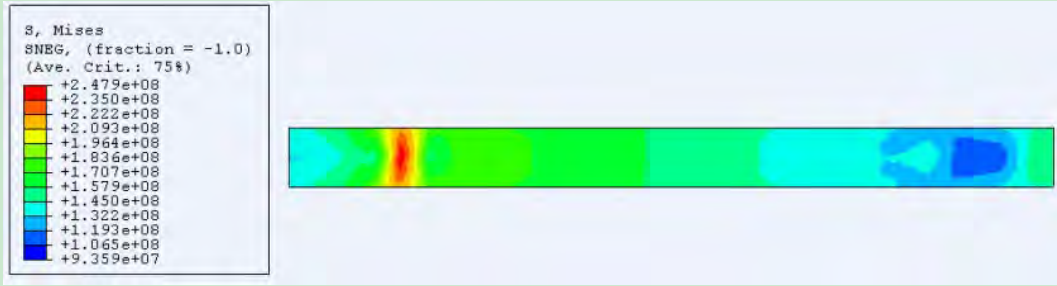
(b) 考虑长期荷载作用

(2) 柱 2 纵向核心混凝土横截面应力分布

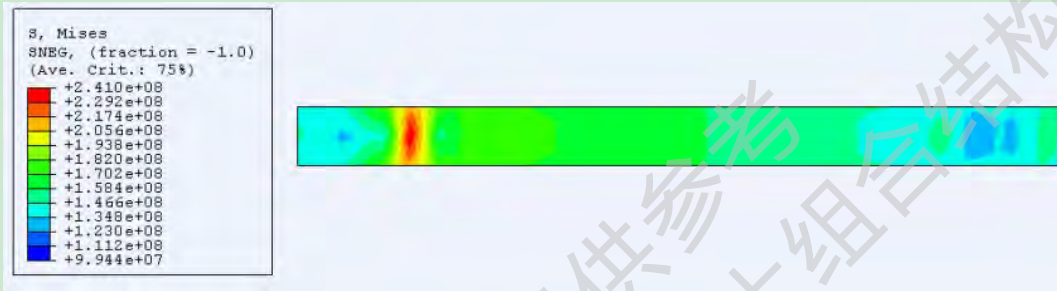
图 3.22 考虑长期荷载作用与否核心混凝土纵向截面应力分布

3.4.2.2 钢管应力场对比

图 3.23 和图 3.24 中显示了方形截面钢管混凝土柱-外加强环板钢梁平面框架中外钢管中纵向 Mises 应力分布情况，图中应力单位为 Pa。从图中可以看出，考虑长期荷载作用影响的方形截面外包钢管 Mises 纵向应力场应力峰值较一次加载作用下的外包钢管 Mises 应力峰值有增大的趋势，且在钢梁作用处方形截面外包钢管的局部应力值较其他部位应力值低，这说明方形截面外包钢管在承担核心混凝土由于发生徐变和收缩卸载下来的应力后，又将部分由核心混凝土卸载下的应力传递给了钢梁，考虑长期荷载作用下的方形截面钢管混凝土柱-外加强环板钢梁平面框架中外钢管中纵向 Mises 应力发生了重分布现象。



(a) 不考虑长期荷载作用柱 1 钢管纵向截面应力分布



(b) 不考虑长期荷载作用柱 2 钢管纵向截面应力分布

图 3.23 一次加载作用下方形截面钢管应力分布图



(a) 考虑长期荷载作用柱 1 钢管纵向截面应力分布



(b) 考虑长期荷载作用柱 2 钢管纵向截面应力分布

图 3.24 考虑长期荷载作用下方形截面钢管应力分布图

3.4.2.3 钢梁翼缘应力场对比

图 3.25 和图 3.26 给出了考虑长期荷载作用与否时的方形截面钢管混凝土柱-钢梁外环板钢梁框架中钢梁上下翼缘的 Mises 应力分布的比较情况，图中的应力单位为 Pa。从图 3.25 和图 3.26 中可以看出考虑长期荷载作用下与一次加载作用下钢管混凝土框架中

钢梁上翼缘的 Mises 应力都要小于下翼缘的 Mises 应力值，这主要是应为在施加水平荷载时，下翼缘受到的约束要大于上翼缘的约束，所以下翼缘分的应力要大于上翼缘的 Mises 应力。同时，考虑长期荷载作用下的钢管混凝土框架中钢梁翼缘的 Mises 应力值要大于一次加载作用下的钢梁翼缘的 Mises 应力，这主要是因为钢梁承受了由于钢管混凝土框架中核心混凝土发生徐变和收缩所卸载的部分应力的缘故。



(a) 不考虑长期荷载作用下钢梁上翼缘应力分布



(b) 不考虑长期荷载作用下钢梁下翼缘应力分布

图 3.25 不考虑长期荷载作用下钢梁翼缘应力分布



(a) 考虑长期荷载作用钢梁上翼缘应力分布



(b) 考虑长期荷载作用钢梁下翼缘应力分布

图 3.26 考虑长期荷载作用下钢梁翼缘应力分布

3.4.2.4 钢梁腹板应力场对比

图 3.27 给出了考虑长期荷载作用与否时,在同一加载条件下最大峰值处的方形截面钢管混凝土柱-外加强环板钢梁框架中钢梁腹板应力分布图,图中的应力单位为 Pa。从图中可见,考虑长期荷载作用和一次加载作用下的钢管混凝土框架中钢梁腹板的应力分布形状类似,但考虑长期荷载作用下的钢梁腹板应力要高于一次加载作用下的应力值,这主要是腹板应力的发展主要来自于钢管的传递,钢梁腹板焊接在钢管上,焊缝的强度要大于钢管和腹板强度,所以应力可以从钢管传递到钢梁腹板上,又有考虑长期荷载作用下的钢管混凝土框架中核心混凝土在长期持荷过程中发生徐变和收缩,核心混凝土刚度降低,那么混凝土承担的荷载应力值降低导致核心混凝土发生应力卸载,致使钢管应力增加,钢管又将混凝土卸载下的部分应力传递给了钢梁腹板,所以考虑长期荷载作用下的钢管混凝土框架中钢梁腹板的应力要大于一次加载作用下的钢管混凝土框架中的腹板应力值。

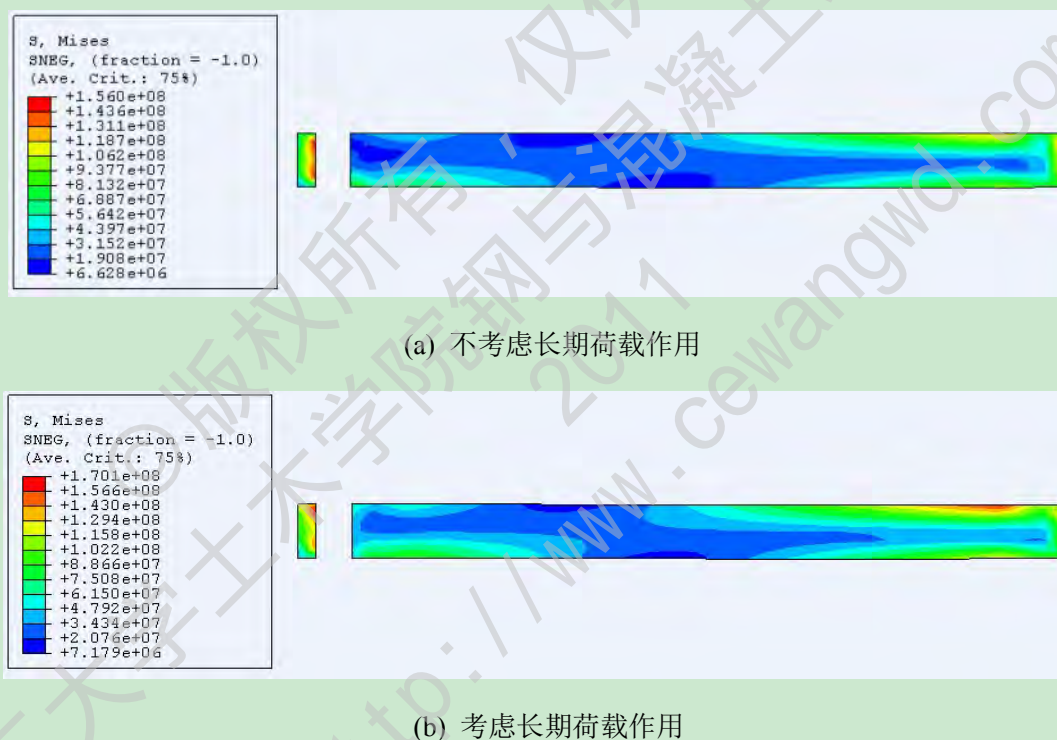


图 3.27 考虑长期荷载作用与否钢梁腹板应力分布

3.4.3 小结

基于3.3-3.4节的研究,进行归纳总结如下:

(1)考虑长期荷载作用影响下核心混凝土达到峰值荷载时的应力值小与一次加载时的核心混凝土达到峰值荷载时的应力值,核心混凝土发生徐变与收缩导致应力场应力峰值降低,应力发生卸载。

(2)考虑长期荷载作用影响的钢管 Mises 纵向应力场应力值较一次加载作用下的钢管 Mises 应力值有增大的趋势,且在钢梁作用处钢管的局部应力值较其他部位应力值低。

(3) 考虑长期荷载作用下与一次加载作用下钢管混凝土框架中钢梁上翼缘的 Mises 应力都要小于下翼缘的 Mises 应力值, 考虑长期荷载作用下钢管混凝土框架中钢梁翼缘的 Mises 应力值要大于一次加载作用下的钢梁翼缘的 Mises 应力。

(4) 考虑长期荷载作用和一次加载作用下的钢管混凝土框架中钢梁腹板的应力分布形状类似, 但考虑长期荷载作用下的钢梁腹板应力要高于一次加载作用下的应力值。

3.5 本章小结

对本章主要工作进行归纳如下:

(1) 在验证有限元 ABAQUS 分析构件模型正确性的基础上, 建立了长期荷载作用下的钢管混凝土柱-外加强环板钢梁节点的计算模型。并对考虑长期荷载作用影响下的钢管混凝土柱-外加强环板钢梁节点中的各构件在不同加载时间作用下应力场值及分布情况进行了对比分析。

(2) 本章利用有限元 ABAQUS 软件建立了长期荷载作用下钢管混凝土柱-外加强环板钢梁节点模型, 对可能影响长期荷载作用下钢管混凝土柱-外加强环板钢梁节点力学性能的参数进行了系统的分析, 如: 钢管钢材的强度、核心混凝土的强度、柱截面的含钢率、长期荷载比、梁柱线刚度比等。

(3) 建立了长期荷载作用下的一层一跨钢管混凝土柱-外加强环板钢梁框架计算模型, 对一次加载及长期加载作用下的一层一跨方形及圆形截面钢管混凝土柱-外加强环板钢梁框架中的各构件进行了应力场的对比分析。

第4章 长期荷载作用下钢管混凝土平面框架力学性能参数分析

4.1 概述

通过上一章的分析,说明利用有限元软件ABAQUS建立长期荷载作用下组合框架模型是适用的,可以通过此模型对长期荷载作用下的钢管混凝土柱-钢梁框架力学性能的研究与分析,从而得到长期荷载作用下组合框架各组成部分的力学性能指标,但此分析方法比较复杂,不便于工程应用。因此,本章利用有限元程序ABAQUS对影响钢管混凝土柱-钢梁框架的力学性能的部分参数进行分析,从而得出较为合理的钢管混凝土柱-钢梁框架的力学性能规律,为工程实践提供参考。

框架是一种广泛使用的结构形式,采用钢管混凝土柱-钢梁框架具有高强、易于施工等优点,但是,目前尚没有开展长期荷载作用下的钢管混凝土柱-钢梁框架结构的力学性能研究,因此本文对长期荷载作用下的钢管混凝土柱-外加强环板钢梁框架结构的力学性能进行研究。在长期荷载作用下的钢管混凝土构件计算与试验理论研究的基础上,本文采用了有限元软件ABAQUS方法建立长期荷载作用下钢管混凝土平面框架结构的计算模型,在考虑长期荷载作用下对钢管混凝土框架结构位移-时间变化曲线进行分析,分析结果表明,长期荷载对于钢管混凝土柱-钢梁框架结构有不可忽略的影响,应该予以重视。除此之外,本文对有无侧移影响的长期荷载作用下二层二跨的钢管混凝土柱-外加强环板钢梁框架进行了对比分析,分析结果表明有侧移影响的钢管混凝土柱-钢梁框架的钢管及钢梁应力要大于无侧移影响的钢管混凝土柱-外加强环板钢梁框架且应力发生了重分布的现象。由于长期荷载作用下的钢管混凝土框架结构的构件较多,所以本文选择框架柱的左边边跨的第一根柱子为研究对象(柱1)。

4.2 组合框架典型算例

由于在长期荷载作用下的钢管混凝土框架结构的力学性能研究非常少,选择合适的钢管混凝土框架模型的几何尺寸等参数进行分析至关重要,所以本文中ABAQUS有限元框架模型的几何条件尽可能的参考了实际工程中框架的几何条件。

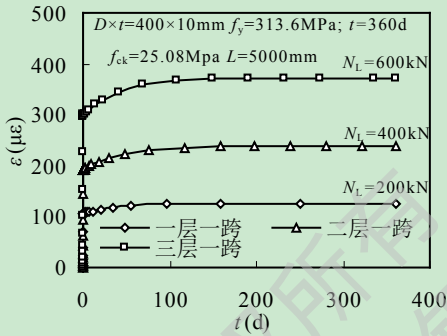
本节中长期荷载作用下钢管混凝土柱-外加强环板钢梁平面框架中的方钢管截面尺寸采用 $B \times t = 400 \times 10 \text{mm}$,圆钢管截面尺寸采用 $D \times t = 400 \times 10 \text{mm}$,柱高 $H = 3.6 \text{m}$,钢管钢材强度及钢梁钢材强度取值范围为 $f_y = 235 - 345 \text{MPa}$,混凝土强度等级取值范围为C30-C50,钢梁截面信息为 $H400 \times 200 \times 10 \times 10 \text{mm}$,钢梁跨度为 $L = 5 \text{m}$,含钢率取值范围

为 $\alpha=0.05-0.2$ 。钢管混凝土柱的长期荷载比取 $n=0.2-0.4$ 。梁柱线刚度比取为 $i=0.1-1.2$ 。

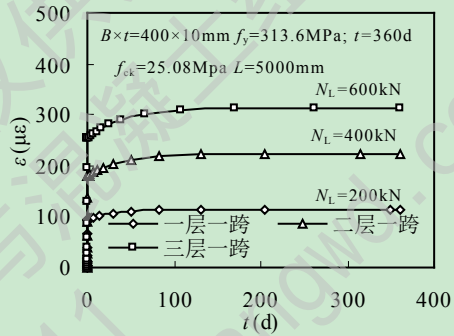
4.3 钢管混凝土平面框架应变-时间关系参数分析

4.3.1 层数

图 4.1 给出了不同层数的长期荷载作用下的圆形及方形截面钢管混凝土柱-外加强环板钢梁的应变-时间关系曲线，从图中可以看出钢管混凝土框架中柱的应变随着层数的增加，应变在不断的加大，这主要是因为随着层数的增加，层数越多，底层柱所承受的压力就越大，施加给钢管混凝土的压力也将增加，这势必加大长期荷载比的作用，通过本文上一章可知，长期荷载比的增加会引起变形(应变)的增加，所以钢管混凝土柱-外加强环板钢梁框架结构随着层数的增加，钢管混凝土柱中的核心混凝土产生徐变和收缩现象将会加大圆形及方形截面钢管混凝土柱-外加强环板钢梁框架的纵向的变形。

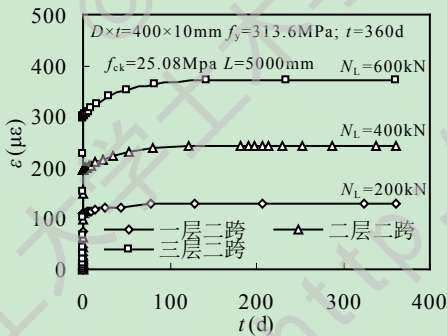


(a) 圆形截面-柱 1

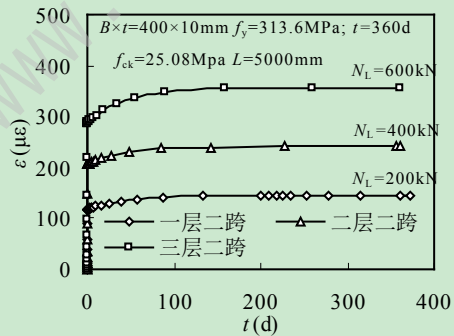


(b) 方形截面-柱 1

(1) 一层一跨、二层一跨、三层一跨对比分析

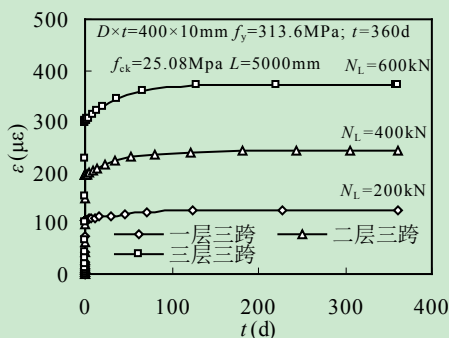


(a) 圆形截面-柱 1

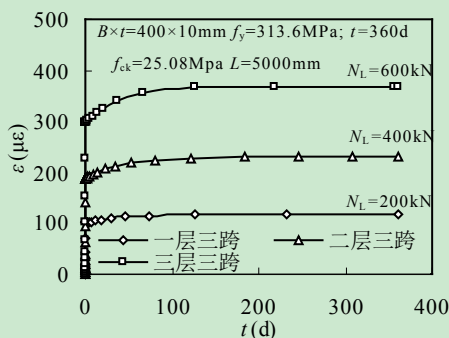


(b) 方形截面-柱 1

(2) 一层二跨、二层二跨、三层二跨对比分析



(a) 圆形截面-柱 1



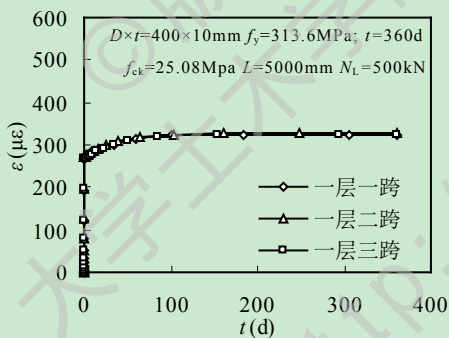
(b) 方形截面-柱 1

(3) 一层三跨、二层三跨、三层三跨对比分析

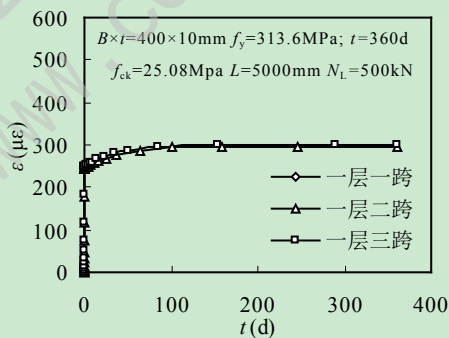
图 4.1 层数对钢管混凝土柱-钢梁纵向应变-时间关系曲线的影响

4.3.2 跨数

图 4.2 所示跨数变化对于钢管混凝土柱-钢梁框架的应变-时间关系的影响曲线。从图中可以看出跨数变化对长期荷载作用下的钢管混凝土柱-外加强环钢梁框架应变-时间关系曲线的影响不显著。这种现象主要是因为长期荷载作用下钢管混凝土框架中的核心混凝土发生徐变和收缩，核心混凝土发生卸载的应力主要由钢管承担，钢梁虽然可以承担由钢管传递的部分由核心混凝土卸载下来的应力，但主要集中在靠近钢管一侧的钢梁端部，且承担的由核心混凝土卸载下来的应力非常有限并向钢梁中部逐渐递减，并趋于稳定，所以跨数变化对长期荷载作用下的钢管混凝土柱-外加强环板钢梁框架的纵向应变-时间关系影响不大。

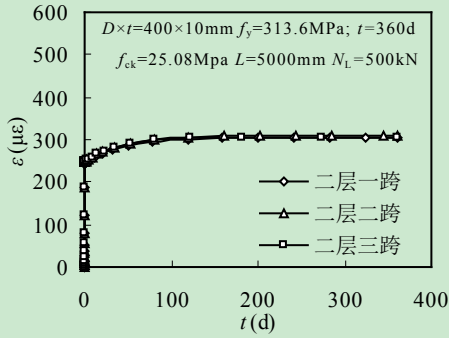


(a) 圆形截面-柱 1

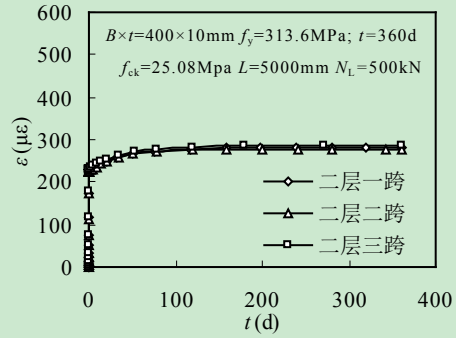


(b) 方形截面-柱 1

(1) 一层一跨、一层二跨、一层三跨对比分析

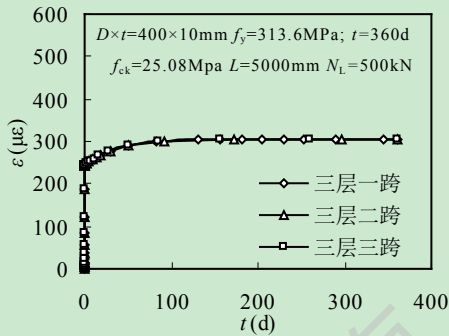


(a) 圆形截面-柱 1

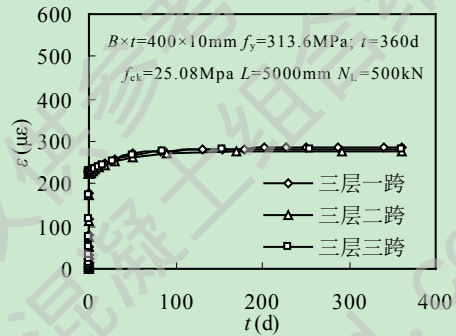


(b) 方形截面-柱 1

(2) 二层一跨、二层二跨、二层三跨对比分析



(a) 圆形截面-柱 1



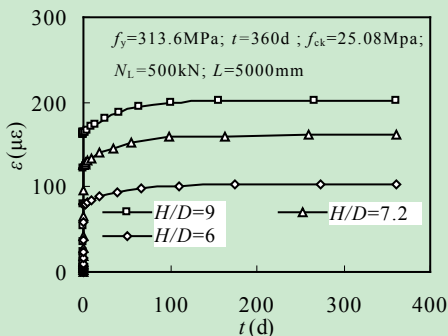
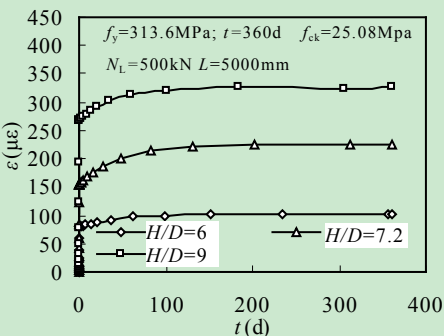
(b) 方形截面-柱 1

(3) 三层一跨、三层二跨、三层三跨对比分析

图 4.2 跨数变化对钢管混凝土柱-钢梁纵向应变-时间关系曲线影响

4.3.3 柱高厚比 H/D 或 H/B

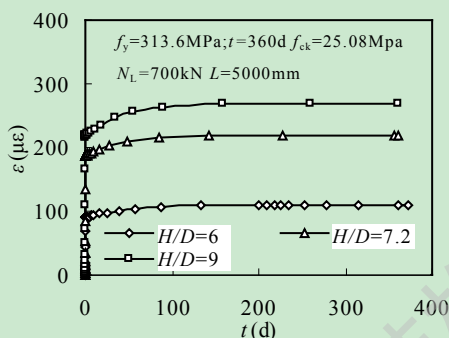
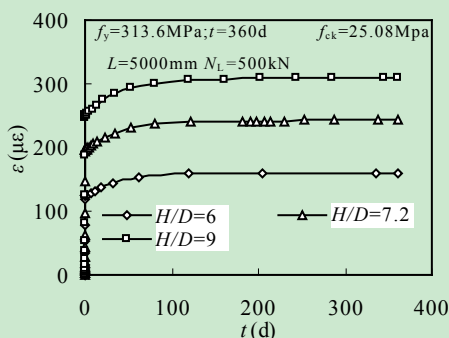
图 4.3 中给出了长期荷载作用下的钢管混凝土柱-外加强环板钢梁框架的柱高厚比 H/D 或 H/B 变化对应变-时间关系曲线的影响，从图中可以看出柱高厚比对一层一跨、二层二跨及三层三跨应变关系曲线的影响规律基本一致，都是随着高厚比 H/D 或 H/B 的增加应变在不断的加大，产生这种现象的原因主要是因为随着高厚比 H/D 或 H/B 的增加，核心混凝土对承载力的贡献将增大，分担的荷载也将增大，所以导致作用于钢管混凝土柱-外加强环板钢梁框架的长期荷载比将增加，这将导致钢管混凝土柱变形(应变)的增加。



(a) 圆形截面-柱 1

(b) 方形截面-柱 1

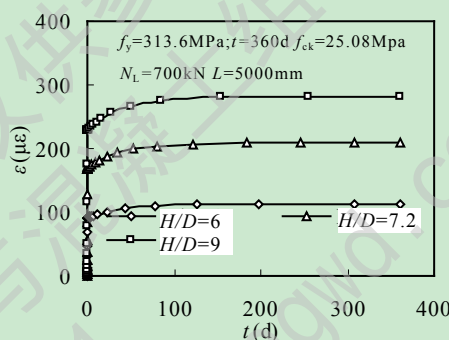
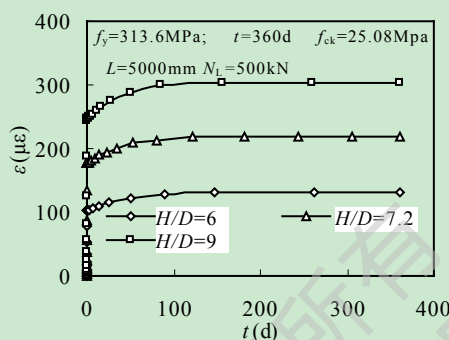
(1) 一层一跨对比分析



(a) 圆形截面-柱 1

(b) 方形截面-柱 1

(2) 二层二跨对比分析



(a) 圆形截面-柱 1

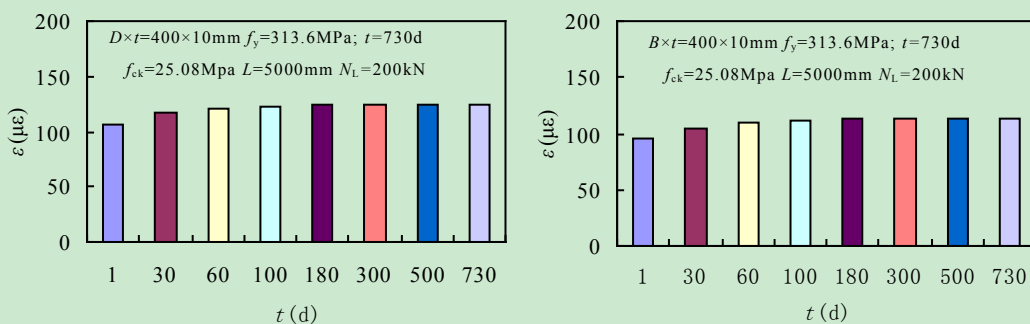
(b) 方形截面-柱 1

(3) 三层三跨对比分析

图 4.3 柱高厚比 H/D 或 H/B 对钢管混凝土柱-钢梁纵向应变-时间关系曲线影响

4.3.4 长期荷载持荷时间

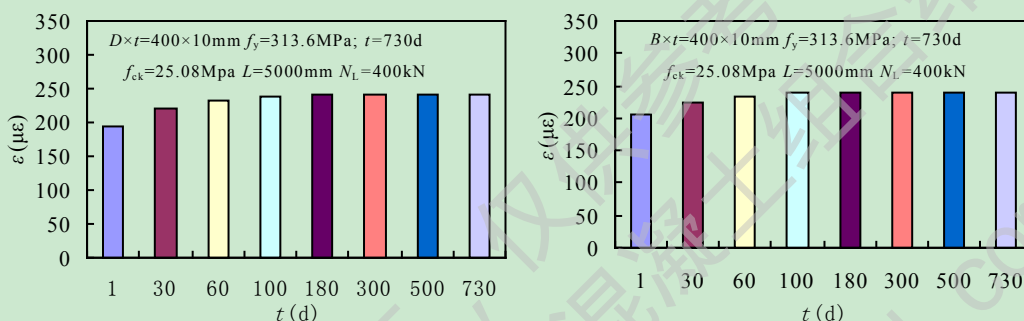
图 4.4 给出了长期加载时间对一层一跨、二层二跨及三层三跨的长期荷载作用下圆形及方形截面钢管混凝土柱-外加强环板钢梁框架的应变-时间关系柱状图，从图 4.4 中可以看出钢管混凝土柱-钢梁框架柱 1 的应变在加荷初期的应变变形较大，大概在为长期加载 180 天左右趋与稳定，这主要是因为，在加载初期，水泥的水化尚未完成，强度较低，长期加载产生的变形(应变)较大，随着长期持荷时间的增加，水泥不断的水化，强度也不断的增加，故长期加载产生的变形(应变)率在降低，大概在 180 天左右的时候变形(应变)率趋于稳定。



(a) 圆形截面-柱 1

(b) 方形截面-柱 1

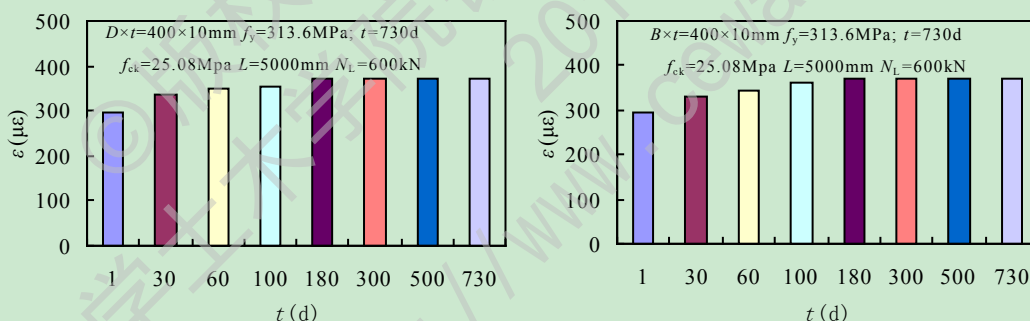
(1) 一层一跨钢管混凝土柱 1 应变-时间柱状图



(a) 圆形截面-柱 1

(b) 方形截面-柱 1

(2) 二层二跨钢管混凝土柱 1 应变-时间柱状图



(a) 圆形截面-柱 1

(b) 方形截面-柱 1

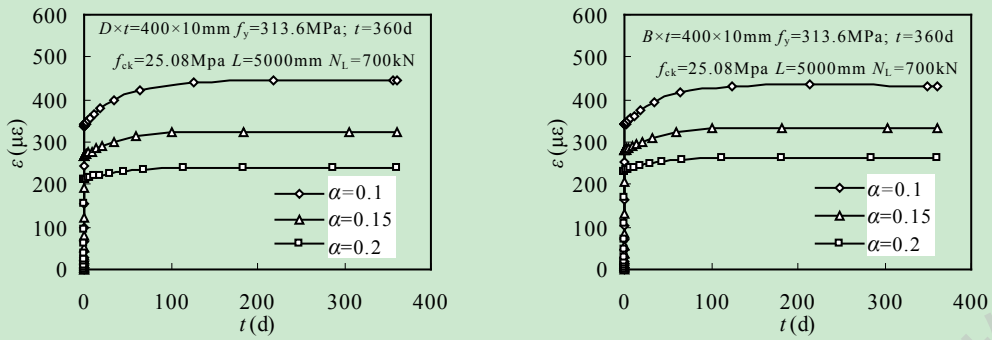
(3) 三层三跨钢管混凝土柱 1 应变-时间柱状图

图 4.4 长期持荷时间(天)对钢管混凝土柱-钢梁纵向应变-时间关系曲线的影响

4.3.5 柱含钢率

图 4.5 所示为柱截面含钢率对钢管混凝土柱-外加强环板钢梁框架的应变-时间关系曲线的影响，从图中可以看出圆形和方形钢管混凝土柱-外加强环板钢梁框架纵向应变-时间关系曲线形状类似且应变随着含钢率 α 的增加而减小，这是因为含钢率 α 越大，对于长期荷载作用下的钢管混凝土框架来说钢管将承担更多由混凝土卸下的荷载，核心混凝土承担的压力将减小(长期荷载比减小)，因此混凝土徐变变形减小，从而减小了整个

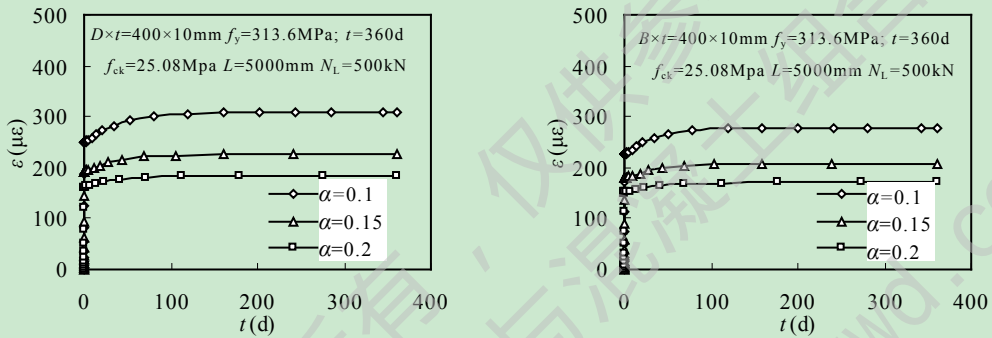
钢管混凝土柱-外加强环板钢梁框架纵向应变的纵向应变。



(a) 圆形截面-柱 1

(b) 方形截面-柱 1

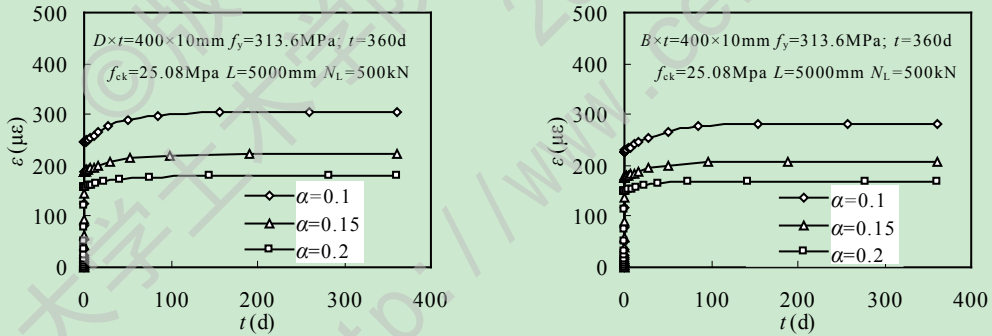
(1) 一层一跨对比分析



(a) 圆形截面-柱 1

(b) 方形截面-柱 1

(2) 二层二跨对比分析



(a) 圆形截面-柱 1

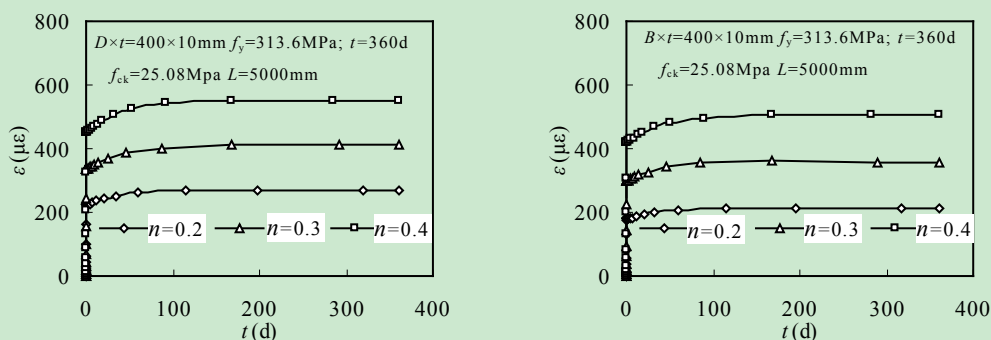
(b) 方形截面-柱 1

(3) 三层三跨对比分析

图 4.5 柱含钢率对钢管混凝土柱-钢梁纵向应变-时间关系曲线的影响

4.3.6 长期荷载比

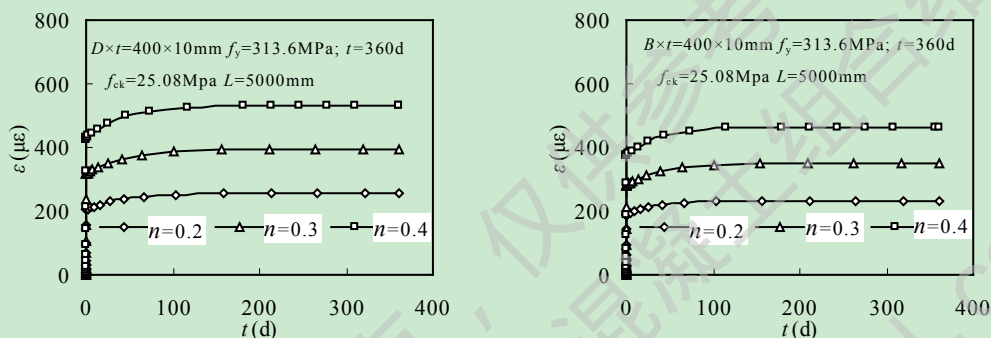
图 4.6 所示为不同长期荷载比作用对钢管混凝土柱-外加强环板钢梁框架应变-时间关系曲线的影响。由图可见，不同长期荷载比 n 作用下应变-时间关系曲线的形状类似，长期荷载比 n 越大长期荷载作用下的钢管混凝土柱-外加强环板钢梁框架的竖向应变越大，随着时间增加，应变在大约 200 天左右趋于稳定，应变增加率变小。



(a) 圆形截面-柱 1

(b) 方形截面-柱 1

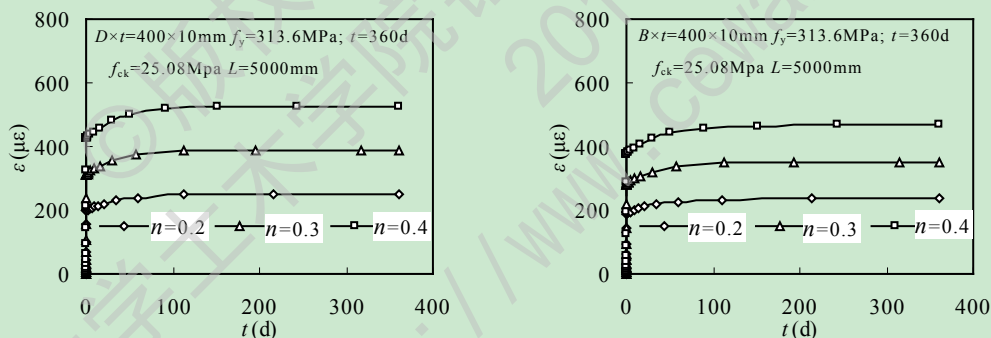
(1) 一层一跨对比分析



(a) 圆形截面-柱 1

(b) 方形截面-柱 1

(2) 二层二跨对比分析



(a) 圆形截面-柱 1

(b) 方形截面-柱 1

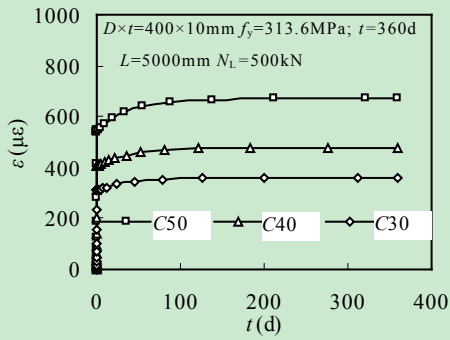
(3) 三层三跨对比分析

图 4.6 长期荷载比对钢管混凝土柱-钢梁纵向应变-时间关系曲线的影响

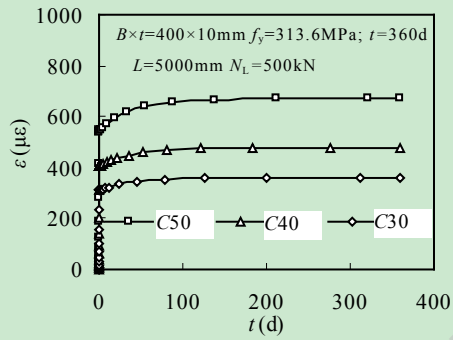
4.3.7 混凝土强度等级

从图 4.7 中可以看出,在其他参数不变的情况下,长期荷载作用下的钢管混凝土柱-外加强环板钢梁框架中钢管混凝土柱顶部纵向应变随着混凝土强度等级的提高而相应增加,这主要是因为长期荷载比及截面尺寸一定时,核心混凝土强度越高(混凝土处于弹性工作范围内时),核心混凝土对于整个框架结构的承载力分担的就越多,这就导致核心混凝土随着强度等级的提高承受的压力就越大(长期荷载比就越大),所以钢管混凝土

土柱纵向应变随着核心混凝土强度提高有不断加大的趋势。

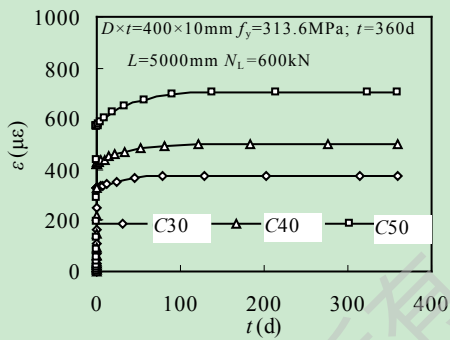


(a) 圆形截面-柱 1

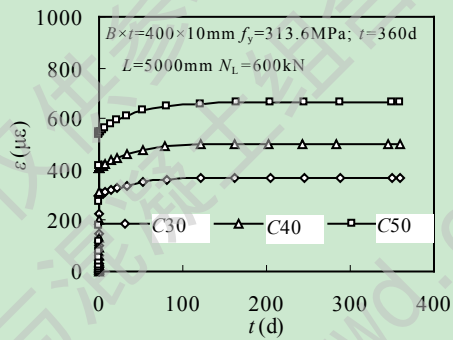


(b) 方形截面-柱 1

(1) 一层一跨对比分析

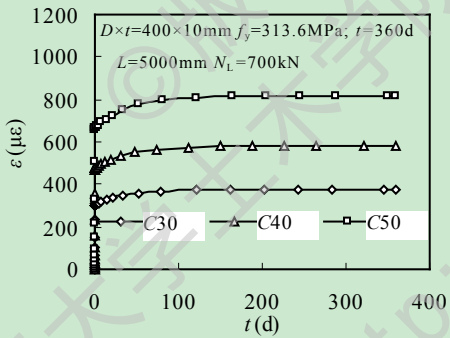


(a) 圆形截面-柱 1

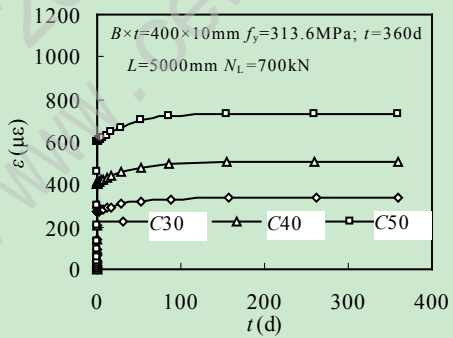


(b) 方形截面-柱 1

(2) 二层二跨对比分析



(a) 圆形截面-柱 1



(b) 方形截面-柱 1

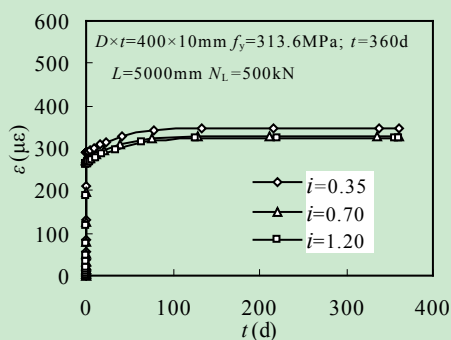
(3) 三层三跨对比分析

图 4.7 混凝土强度等级对钢管混凝土框架应变-时间关系曲线的影响

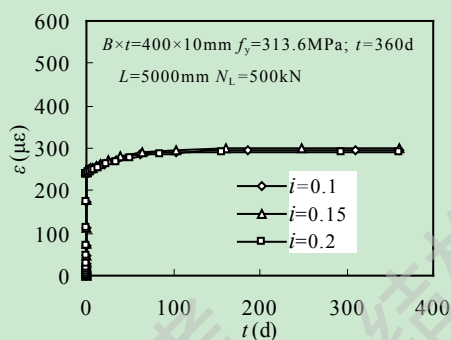
4.3.8 梁柱线刚度比

图 4.8 所示梁柱线刚度比对长期荷载作用下的方形及圆形截面钢管混凝土柱-钢梁框架中钢管混凝土柱的应变-时间关系影响曲线。从图中可以看出梁柱线刚度比变化对长期荷载作用下的钢管混凝土柱-外加强环钢梁框架中钢管混凝土柱的应变-时间关系曲线的影响不显著。这种现象主要是因为长期荷载作用下钢管混凝土框架中的核心混凝土

发生徐变和收缩后，核心混凝土发生卸载的应力主要由钢管承担，钢梁虽然可以承担由钢管传递的部分由核心混凝土卸载下来的应力，但主要集中在靠近钢管一侧的钢梁端部，向钢梁中部传递的很少，并趋于稳定。

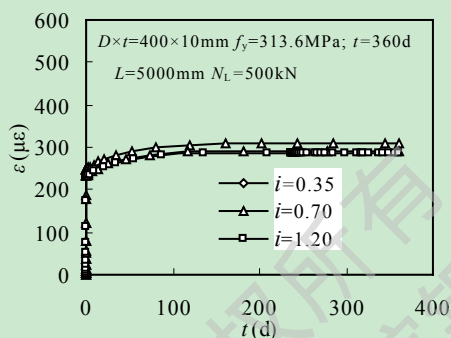


(a) 圆形截面-柱 1

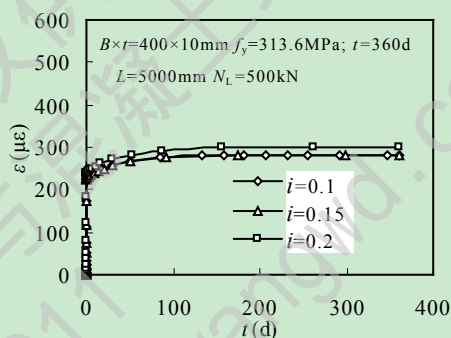


(b) 方形截面-柱 1

(1) 一层一跨对比分析

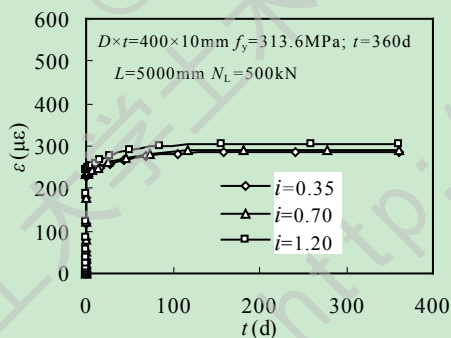


(a) 圆形截面-柱 1

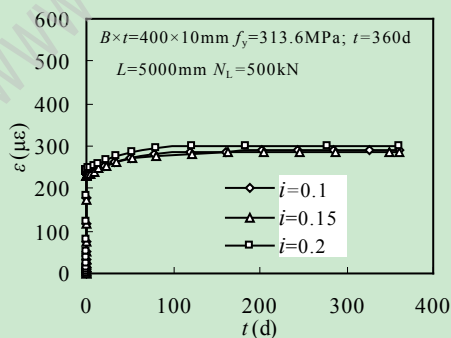


(b) 方形截面-柱 1

(2) 二层二跨对比分析



(a) 圆形截面-柱 1



(b) 方形截面-柱 1

(3) 三层三跨对比分析

图 4.8 梁柱线刚度比对钢管混凝土框架应变-时间关系曲线的影响

4.3.9 小结

基于 4.3 的研究结果，进行归纳总结如下：

(1) 长期荷载作用下的钢管混凝土框架中柱的应变随着层数的增加，应变在不断的

加大。

(2) 跨数变化对长期荷载作用下的钢管混凝土柱-外加强环钢梁框架应变-时间关系曲线的影响不显著。

(3) 柱高厚比对一层一跨、二层二跨及三层三跨应变关系曲线的影响规律基本一致，都是随着高厚比 H/D 或 H/B 的增加应变在不断的加大。

(4) 钢管混凝土柱-钢梁框架柱的应变在加荷初期的应变增加率较大，大概在为长期加载 180 天左右趋与稳定。

(5) 圆形和方形钢管混凝土柱-外加强环板钢梁框架纵向应变-时间关系曲线形状类似且应变随着含钢率 α 的增加而减小。

(6) 不同长期荷载比 n 作用下应变-时间关系曲线的形状类似，长期荷载比 n 越大长期荷载作用下的钢管混凝土柱-外加强环板钢梁框架的竖向应变越大，随着时间增加，应变在大约 180 天左右趋于稳定，应变增加率变小。

(7) 在其他参数不变的情况下，长期荷载作用下的钢管混凝土柱-外加强环板钢梁框架中钢管混凝土柱顶部纵向应变随着混凝土强度等级的提高而相应增加。

(8) 梁柱线刚度比变化对长期荷载作用下的钢管混凝土柱-外加强环钢梁框架中钢管混凝土柱的应变-时间关系曲线的影响不显著。

4.4 有侧移及无侧移钢管混凝土平面框架力学性能初步分析

长期荷载作用下钢管混凝土柱-外加强环板钢梁框架在柱顶轴力和梁端水平荷载在作用下的应力场及应变-时间关系的影响本文已经在本文中的其他章节已经介绍，但水平荷载对长期荷载作用下钢管混凝土柱-外加强环板钢梁框架的力学性能的影响尚不十分清楚，因此本节希望通过长期荷载作用下的有侧移和无侧移的二层二跨钢管混凝土柱-外加强环板钢梁框架的力学性能进行初步分析，希望能为以后的钢管混凝土框架结构的设计与施工提供参考。

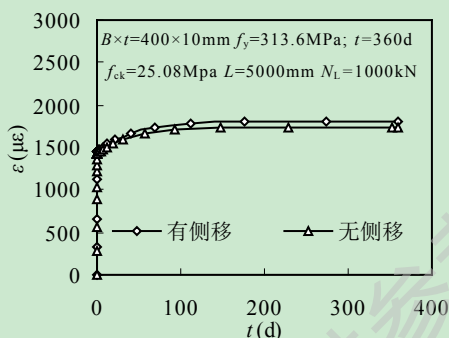
本算例中，长期荷载作用下的钢管混凝土柱-钢梁框架的典型模型的基本信息如下：钢管混凝土柱采用 $D(B) \times t = 400 \times 10 \text{mm}$ ，含钢率 $\alpha = 0.2$ 。钢材 $f_y = 235\text{-}345 \text{MPa}$ ，混凝土 $f_{ck} = 20\text{-}40 \text{MPa}$ ，柱高 $H = 7.2 \text{m}$ ，层高 3.6m ；钢梁截面 $H400 \times 200 \times 10 \times 10 \text{mm}$ ，跨度 $L = 5 \text{m}$ 。长期荷载比取 $n = 0.2\text{-}0.4$ 。

4.4.1 方形截面钢管混凝土平面框架

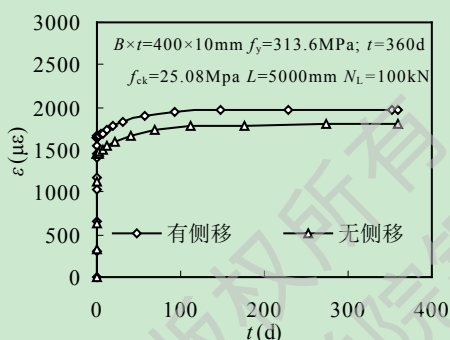
4.4.1.1 应变-时间关系曲线对比

图 4.9 所示为长期荷载作用下有侧移影响的二层二跨方形钢管混凝土柱-外加强环板钢梁框架的纵向应变-时间关系曲线对比分析图，从图中可以看出施加侧向水平力(有侧移)的二层二跨方形钢管混凝土柱-外加强环板钢梁在长期荷载作用下的柱顶应变要大于无侧移时柱顶应变，这主要是因为施加水平荷载后，在瞬时加载完成进入长期持

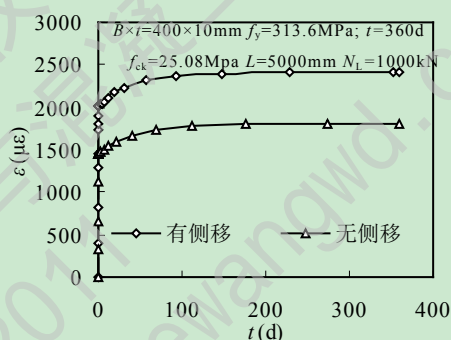
荷状态后，靠近施力一侧的混凝土由于受到水平推力的作用，受压应力减小而另外一侧的混凝土受压应力则比原来无侧移的受压应力要大，这就导致了受压区的核心混凝土要承担更多的压力，因此导致长期荷载比增大，从而核心混凝土发生徐变和收缩产生变形将随着长期荷载比的增加而增大，所以有侧移的方形钢管混凝土柱-外加强环板钢梁框架产生的应变要大于无侧移是方形钢管混凝土柱-外加强环板钢梁框架产生的应变。



(a) 二层二跨-方形截面柱 1



(b) 二层二跨-方形截面柱 2

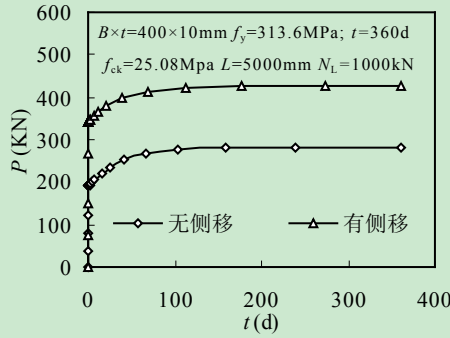


(c) 二层二跨-方形截面柱 3

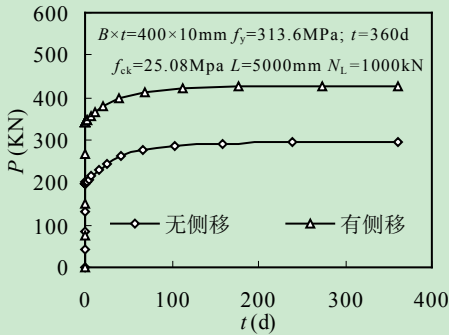
图 4.9 有无侧移影响下钢管混凝土框架应变-时间关系曲线的影响

4.4.1.2 钢管应力-时间关系曲线对比

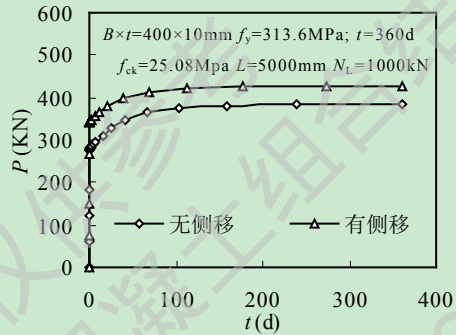
图 4.10 所示为长期荷载作用下有无侧移影响的二层二跨方形钢管混凝土柱-外加强环板钢梁框架中外包钢管的纵向应力-时间关系曲线的对比分析图，从图中可知长期荷载作用下的外包钢管有侧移的应力要大于无侧移时的应力，这主要是因为对二层二跨的方形钢管混凝土柱-外加强环板钢梁的钢梁施加水平荷载后，核心混凝土卸载了更多的应力给钢管，所以有侧移的方形钢管混凝土柱-外加强环板钢梁框架中外包钢管的纵向应力较无侧移的大。



(a) 二层二跨-方形截面柱 1



(b) 二层二跨-方形截面柱 2

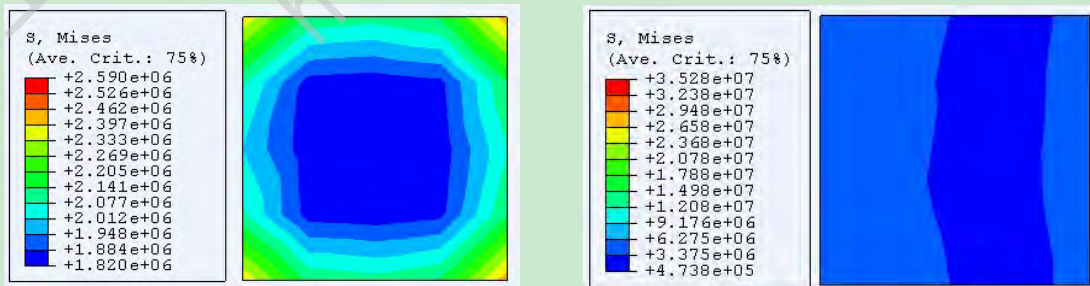


(c) 二层二跨-圆形截面柱 3

图 4.10 有无侧移影响对外包钢管应力-时间关系曲线的影响

4.4.1.3 核心混凝土的应力对比

图 4.11 中所示为长期荷载作用下有无侧移影响的二层二跨方形钢管混凝土柱-外加强环板钢梁框架中核心混凝土的横截面的应力分布图，从图中可以看出无侧移的核心混凝土应力分布规律是从中心向四周递增，而有侧移影响的钢管混凝土框架中的核心混凝土应力场分布成条状分布，中间条状带的应力要小于两侧的应力值，并且核心混凝土在有侧移作用下的应力场峰值要明显大于无侧移的核心混凝土的应力场值，应力场分布明显发生了重分布现象，这主要是因为方形截面钢管混凝土柱-外加强环板钢梁框架在梁端施加水平荷载后，使框架发生侧向移动，核心混凝土的靠近施加荷载一侧的压力较高并成带状向中间递减。



(a) 无侧移-方形截面柱 1

(b) 有侧移-方形截面柱 1

图 4.11 有无侧移影响下正截面柱顶部核心混凝土应力分布图

图 4.12 给出了长期荷载作用下有无侧移影响的二层二跨方形钢管混凝土柱-外加强环板钢梁框架中核心混凝土的纵向截面的应力分布图,从图中我们可以看出无侧移影响的核心混凝土纵向应力分布比较均匀,只是在钢梁作用处及柱底部脚板的部位应力有些降低,降低的部位主要是混凝土在长期荷载作用下卸载了更多的应力给其他构件(包括钢梁及脚板)。有侧移的钢管混凝土框架中核心混凝土的纵向应力场分布与无侧移的有明显的不同,从图中可以看出有侧移的钢管混凝土框架中核心混凝土的纵向应力分布并不均匀,主要是成条状分布,在靠近梁的地方应力场的值较高,并且有侧移的钢管混凝土框架中的核心混凝土在长期荷载作用下应力峰值要高于无侧移的钢管混凝土框架中的核心混凝土应力峰值。这主要是因为相对于无侧移的钢管混凝土框架而言,有侧移的钢管混凝土框架在梁端施加水平荷载后导致了混凝土局部的压力增大。

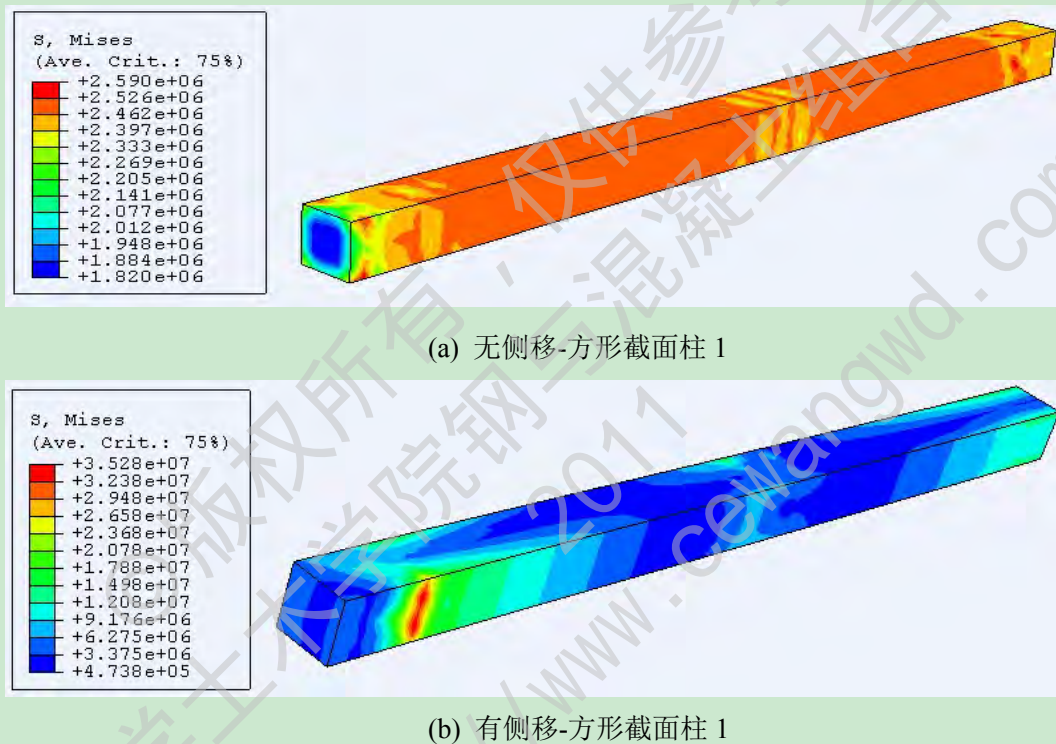
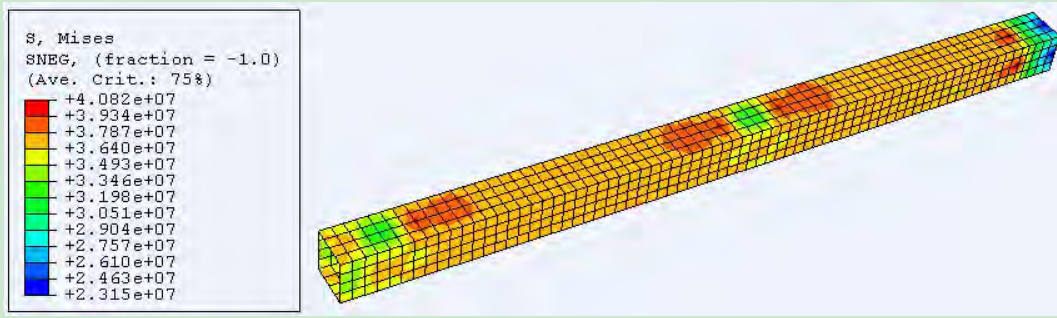


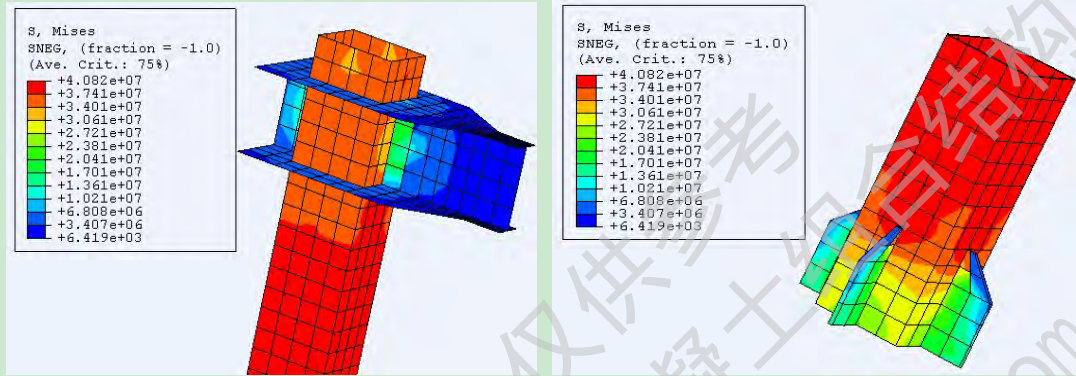
图 4.12 有无侧移影响下纵向核心混凝土应力分布图

4.4.1.4 钢管应力对比

图 4.13 所示的是长期荷载作用下无侧移影响的二层二跨方形钢管混凝土柱-外加强环板钢梁框架中的外包钢管的纵向、柱顶部及柱底部钢管的应力场分布图,从图中可以知道无侧移影响的外包钢管纵向应力分布较均匀,只是在钢梁及柱底部脚板作用处的钢管局部应力有所降低,这主要是因为核心混凝土在长期荷载作用下发生徐变和收缩后,卸载的应力通过钢管又传递了部分应力给钢梁及脚板等构件,所以在钢梁及脚板作用的部位钢管的应力有所降低,这一点在柱顶部钢管作用处及柱底部作用处都可以看到。



(a) 无侧移-方形截面柱 1 钢管

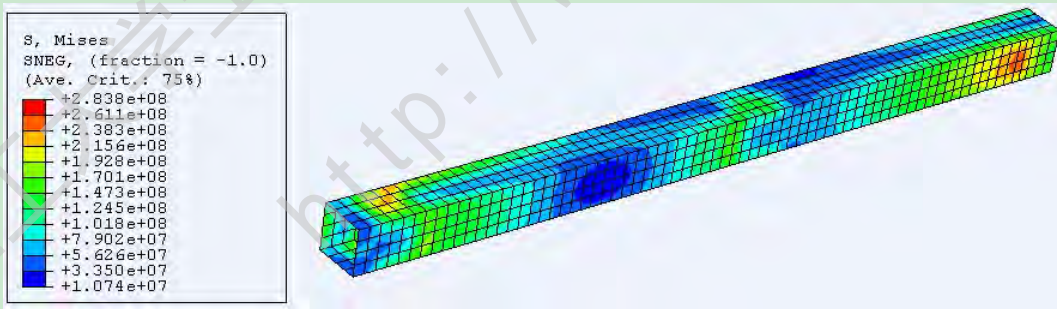


(b) 无侧移-柱 1 顶部钢管

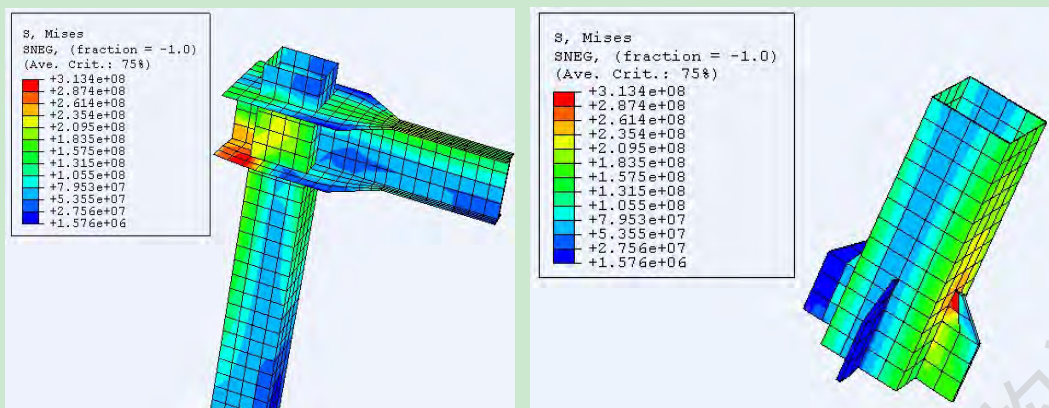
(c) 无侧移-柱 1 底部钢管

图 4.13 无侧移影响下外包方钢管纵向应力分布图

图 4.14 中给出了长期荷载作用下有侧移影响的方形钢管混凝土柱-外加强环板钢梁中的外包钢管的纵向、柱顶部及柱底部的钢管应力分布图，与无侧移的外包钢管应力图相比，有侧移的钢管纵向应力分布不均匀，纵向应力呈竖直条状分布，且钢梁及脚板构件作用处的应力较低，其他部位的应力向该局部应力较低处逐渐降低，这主要是因为，在施加水平荷载作用后核心混凝土在长期荷载作用下发生徐变和收缩后，卸载的应力通过钢管又传递了部分应力给钢梁及脚板等构件，所以在钢梁及脚板作用的部位钢管的应力有所降低，外包钢管在柱顶部及柱底部钢管的应力分布证明了这一现象发生的原因。



(a) 有侧移-方形截面柱 1 钢管



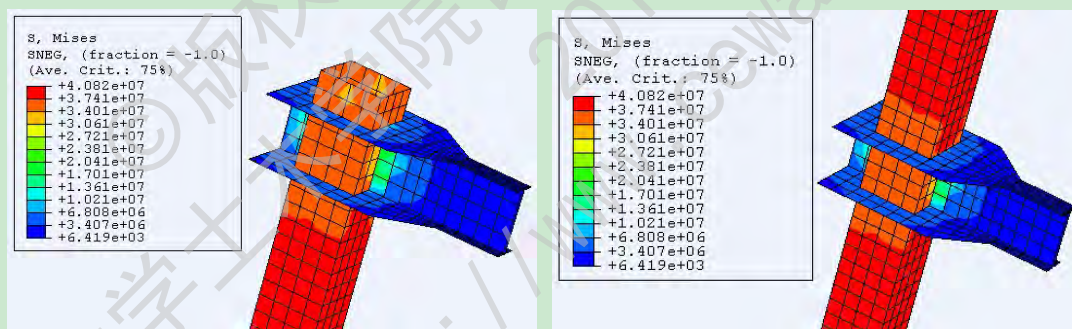
(b) 有侧移-柱 1 顶部钢管

(c) 有侧移-柱 1 底部钢管

图 4.14 有侧移影响下外包方钢管纵向应力分布图

4.4.1.5 钢梁应力对比

图 4.15 所示的是无侧移影响下的长期荷载作用下方形截面钢管混凝土柱-外加强环板钢梁框架中顶部钢梁和中部钢梁的应力场分布图，由于钢梁的应力只是在钢管附近的地方有变化，所以本节只给出了柱 1 顶部及柱 1 中部位置的钢梁应力图，从图中可以看出无侧移柱顶部和中部钢梁的应力分布规律类似，都是在钢管作用处的应力值稍大，钢梁的其他部位应力值分布较均匀，这主要是因为核心混凝土在长期荷载作用下发生徐变和收缩后，卸载的应力通过钢管又传递了部分应力给钢梁，所以在钢管与钢梁作用的部位钢梁的应力有所增加，但钢梁增加的应力向横向传递一段很短的距离后，趋于稳定。



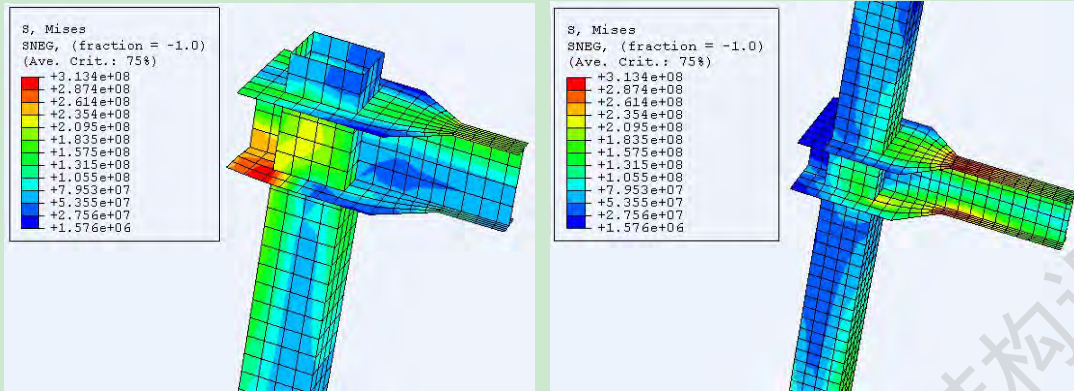
(a) 无侧移-方形截面柱 1 顶部钢梁

(b) 无侧移-方形截面柱 1 中部钢梁

图 4.15 无侧移影响下钢梁应力分布图

图 4.16 所示的是有侧移影响下的长期荷载作用下方形截面钢管混凝土柱-外加强环板钢梁框架中顶部钢梁和中部钢梁的应力场分布图，从图中可以看出有侧移柱顶部和中部钢梁的应力分布规律与无侧移影响的钢梁应力分布有很大的不同，有侧移影响下的钢梁应力成横条状分布，且应力场峰值较无侧移影响是的应力场峰值要高，钢梁上翼缘的应力峰值较大，并向施加水平力的方向进行传递，在钢管作用处的应力值稍大，这主要是因为核心混凝土在长期荷载作用下发生徐变和收缩后，卸载的应力通过钢管又传递了部分应力给钢梁，所以在钢管与钢梁作用的部位钢梁的应力有所增加，与无侧移影响的钢梁应力图相比，有侧移影响下的钢梁承担的长期荷载作用下的核心混凝土发生徐变和

收缩后卸载的应力可以沿着钢梁横向传递的更远。



(a) 有侧移-方形截面柱 1 顶部钢梁

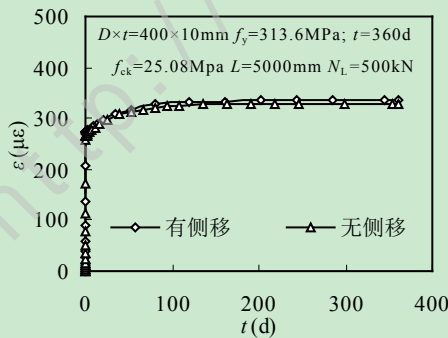
(b) 有侧移-方形截面柱 1 中部钢梁

图 4.16 有侧移影响下钢梁应力分布图

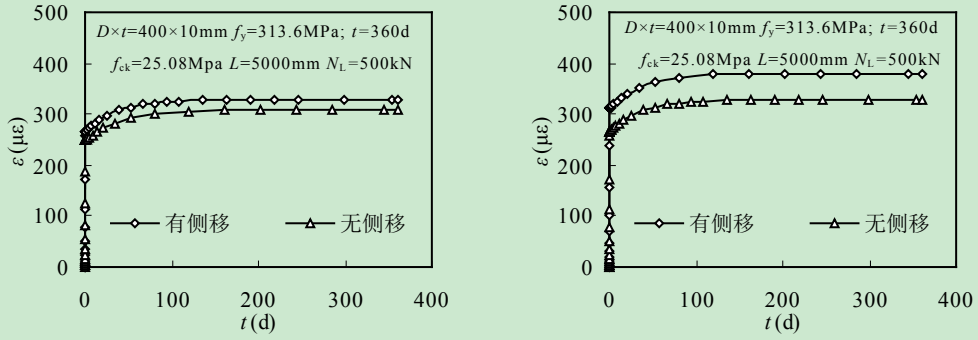
4.4.2 圆形截面钢管混凝土平面框架

4.4.2.1 应变-时间关系曲线对比

从图 4.17 中可以看出，圆形钢管混凝土柱-外加强环板钢梁柱应变随时间的变化关系与方形截面钢管混凝土柱-外加强环板钢梁的柱应变-时间关系曲线规律类似，从图 4.17 中可以看出在钢梁侧向施加水平荷载(有侧移)的二层二跨圆形钢管混凝土柱-外加强环板钢梁的柱纵向应变要大于无侧移时柱的纵向应变，这主要是因为施加水平荷载后，靠近施力一侧的混凝土在长期荷载作用下的受压应力减小，而另外一侧的混凝土受压应力则比原来无侧移的压力要大，这就导致了有侧移时受压区的核心混凝土要承担更多的压力从而导致长期荷载比增大，核心混凝土发生徐变和收缩产生变形随着长期荷载比的增加而增大，所以有侧移的钢管混凝土框架产生的纵向应变要大于无侧移是钢管混凝土产生的应变。



(a) 二层二跨-圆形截面柱 1



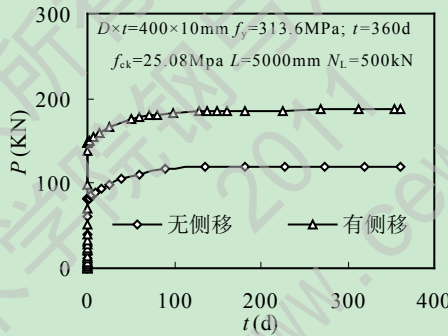
(b) 二层二跨-圆形截面柱 2

(c) 二层二跨-圆形截面柱 3

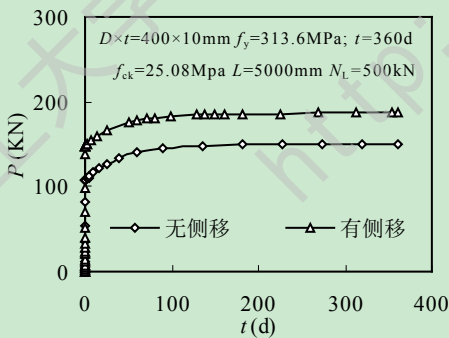
图 4.17 有无侧移影响下圆形截面钢管混凝土框架应变-时间关系曲线的影响

4.4.2.2 钢管应力-时间关系曲线对比

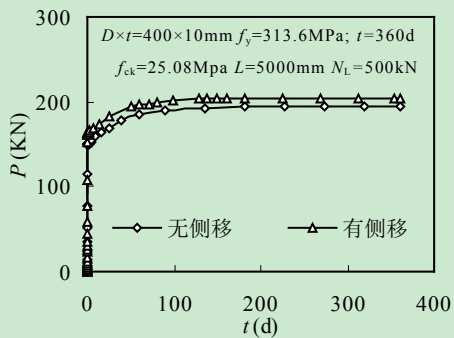
图 4.18 所示为二层二跨的在长期荷载作用下有无侧移对圆形截面钢管混凝土柱-外加环板钢梁中外包钢管的纵向应力-时间关系曲线影响的对比分析图，从图中可知长期荷载作用下的外包钢管有侧移的应力要大于无侧移时的应力，这主要是因为对二层二跨的方形钢管混凝土柱-外加环板钢梁的钢梁施加水平荷载后，核心混凝土卸载了更多的应力给钢管，所以有侧移的外包钢管的应力较无侧移时大。



(a) 二层二跨-圆形截面柱 1



(b) 二层二跨-圆形截面柱 2



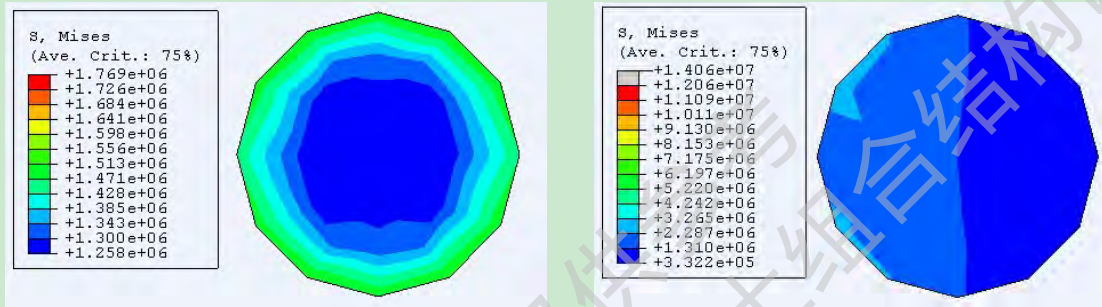
(c) 二层二跨-圆形截面柱 3

图 4.18 有无侧移影响下圆形截面外包钢管应力-时间关系曲线的影响

4.4.2.3 核心混凝土的应力对比

从图 4.19 中可以知道有无侧移的圆形截面钢管混凝土柱-外加环板钢梁框架中核

心混凝土的横截面的应力分布图，从图中可以看出无侧移的核心混凝土应力分布呈环形分布，分布规律是核心混凝土应力峰值从中心向四周递增。有侧移的圆形钢管混凝土柱-钢梁框架中的核心混凝土的应力场分布规律与无侧移的核心混凝土应力场的应力分布不一样，有侧移影响的钢管混凝土框架中的核心混凝土应力场分布成条状分布，并且核心混凝土在有侧移作用下的应力场峰值要明显大于无侧移的核心混凝土的应力场值，应力场明显发生了应力重分布现象，这主要是因为钢管混凝土框架结构在梁端施加水平荷载后，使框架发生侧向移动，核心混凝土的靠近施加荷载一侧的压力较高。



(a) 无侧移-方形截面柱 1

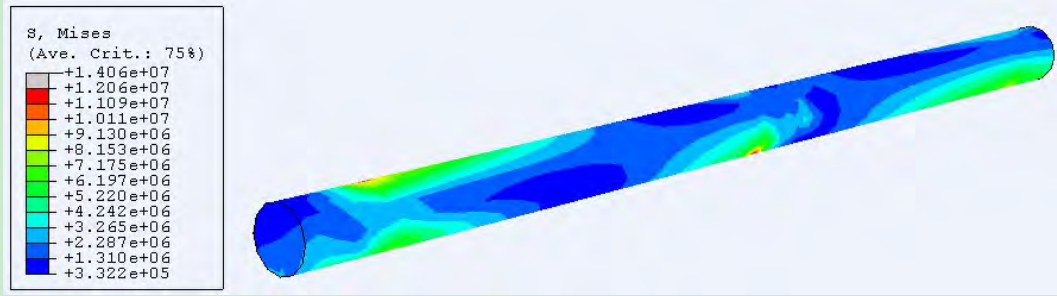
(b) 有侧移-方形截面柱 1

图 4.19 有无侧移影响下圆形截面柱顶部核心混凝土应力分布图

图 4.20 给出了长期荷载作用下的圆形截面钢管混凝土柱-外加强环板钢梁框架中核心混凝土的纵向截面的应力分布图，从图中我们可以看出无侧移的核心混凝土纵向应力分布比较均匀，只是在钢梁作用处及柱底部脚板的部位应力有些降低，降低的部位主要是混凝土在长期荷载作用下卸载了更多的应力给其他构件(钢梁及脚板)，这与有侧移方形钢管混凝土柱-钢梁框架中的核心混凝土分布规律类似。有侧移的钢管混凝土框架中核心混凝土的纵向应力场分布并不均匀，在靠近梁的地方应力场的值较高，有侧移的钢管混凝土框架中的核心混凝土在长期荷载作用下应力峰值要高于无侧移的钢管混凝土框架中的核心混凝土应力峰值。这主要是因为相对于无侧移的圆形截面钢管混凝土柱-钢梁框架而言，有侧移的钢管混凝土框架在梁端施加水平荷载后导致了核心混凝土局部的压力增大。



(a) 无侧移-圆形截面柱 1

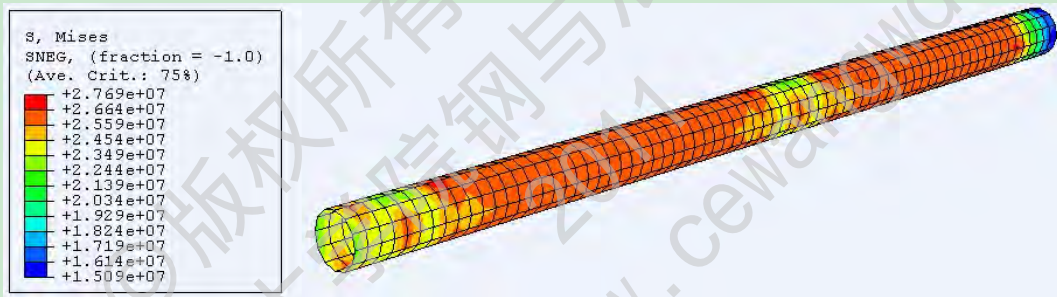


(b) 有侧移-圆形截面柱 1

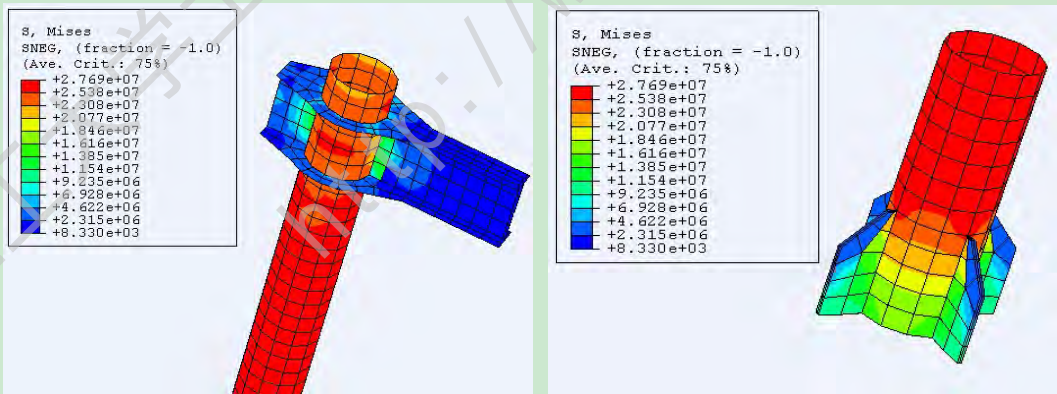
图 4.20 有无侧移影响下核心混凝土纵向应力分布图

4.4.2.4 钢管应力对比

图 4.21 所示的是无侧移影响下的长期荷载作用下圆形截面钢管混凝土柱-外加强环板钢梁中的外包钢管的纵向、柱顶部及柱底部钢管的应力场分布图，图中显示在非钢梁及脚板作用处的外包钢管纵向应力分布呈现均匀现象，在钢梁及脚板作用处的应力场应力峰值有一些降低，这主要是因为核心混凝土在长期荷载作用下发生徐变和收缩后，卸载的应力通过钢管又传递了部分应力给钢梁及脚板等构件，所以在钢梁及脚板作用的部位钢管的应力有所降低。



(a) 无侧移影响下柱 1 纵向钢管应力图



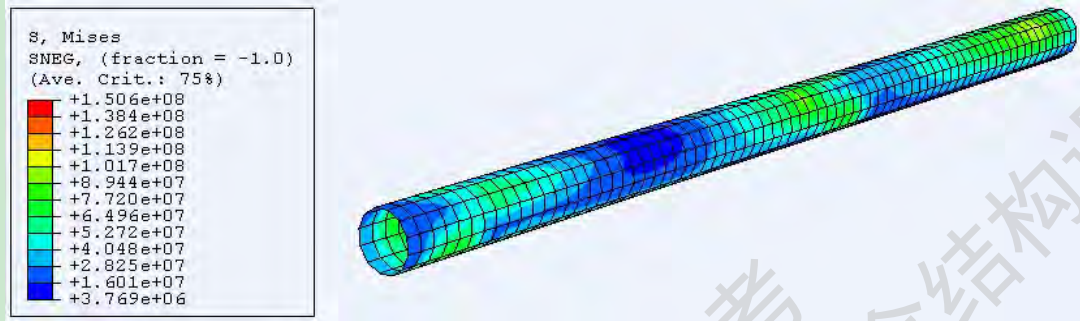
(b) 无侧移影响下柱 1 顶部钢管

(c) 无侧移影响下柱 1 底部钢管

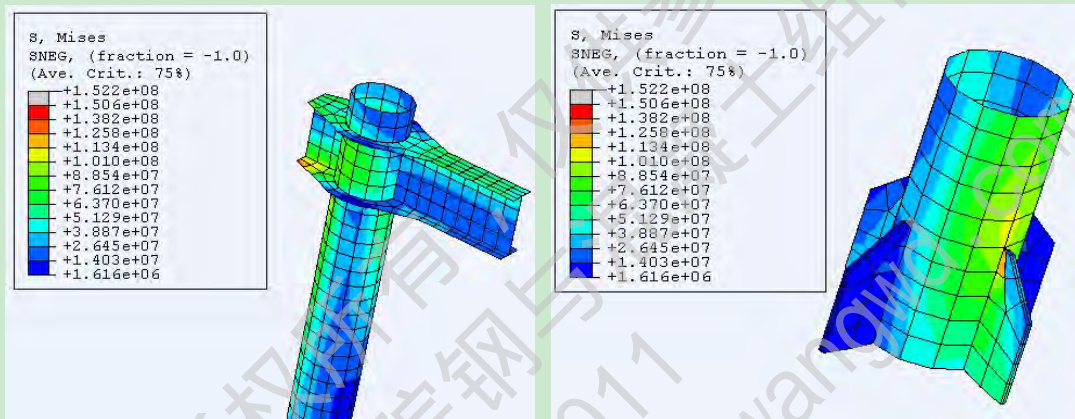
图 4.21 无侧移影响下纵向钢管应力分布图

图 4.22 中给出了长期荷载作用下有侧移影响的圆形钢管混凝土柱-外加强环板钢梁中的外包钢管的纵向、柱顶部及柱底部的钢管应力分布图，与无侧移的外包钢管应力图

相比，有侧移的钢管纵向应力分布不均匀，纵向应力呈竖直条状分布，且有侧移的外包钢管应力场应力峰值要大于无侧移是外包钢管的应力峰值，这主要是因为圆形钢管混凝土柱-外加强环板钢梁框架中的钢梁处施加水平荷载后，核心混凝土的局部受压应力增加，导致核心混凝土发生徐变和收缩卸载了更多的应力给钢管。



(a) 有侧移影响下柱 1 钢管纵向应力图



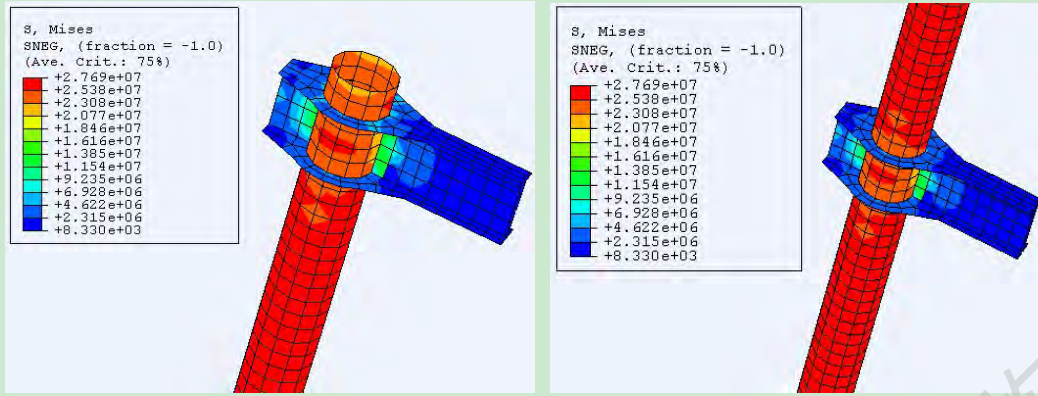
(b) 有侧移影响下柱 1 顶部钢管

(c) 有侧移影响下柱 1 底部钢管

图 4.22 有侧移影响下钢管纵向应力分布图

4.4.2.5 钢梁应力对比

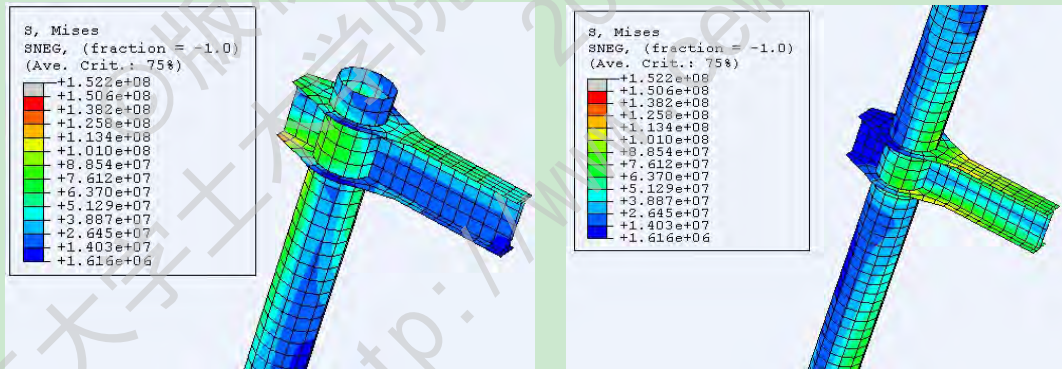
图 4.23 所示的是无侧移影响下的长期荷载作用下圆形截面钢管混凝土柱-外加强环板钢梁框架中顶部钢梁和中部钢梁的应力场分布图，由于钢梁的应力只是在钢管附近的地方有变化，所以本节只给出了柱顶部及柱中部位置的钢梁应力图。从图中可以看出无侧移柱顶部和中部钢梁的应力分布规律类似，都是在钢管作用处的应力值稍大，钢梁的其他部位应力图则应力分布较均匀，这主要是因为核心混凝土在长期荷载作用下发生徐变和收缩后，核心混凝土卸载的应力通过钢管又传递了部分应力给钢梁，所以在钢管与钢梁作用的部位钢梁的应力有所增加，但钢梁增加的应力向横向传递一段很短的距离后，趋于稳定。



(a) 无侧移-圆形截面柱 1 顶部钢梁 (b) 无侧移-圆形截面柱 1 中部钢梁

图 4.23 无侧移影响下-圆形截面柱 1 钢梁应力图

图 4.24 所示的是有侧移影响下的长期荷载作用下圆形截面钢管混凝土柱-外加强环板钢梁框架中顶部钢梁和中部钢梁的应力场分布图，从图中可以看出有侧移柱顶部和中部钢梁的应力分布规律与无侧移影响的钢梁应力分布有很大的不同，有侧移影响下的钢梁应力成横条状分布，且应力场峰值较无侧移影响是的应力场峰值要高，钢梁上翼缘的应力峰值较大，并向施加水平力的方向进行传递，在钢管作用处的应力值稍大，这主要是因为核心混凝土在长期荷载作用下发生徐变和收缩后，卸载的应力通过钢管又传递了部分应力给钢梁，所以在钢管与钢梁作用的部位钢梁的应力有所增加。与无侧移影响的钢梁应力图相比，有侧移影响下的钢梁承担的长期荷载作用下的核心混凝土发生徐变和收缩后卸载的应力可以沿着钢梁向横向传递的更远。



(a) 有侧移-圆形截面柱 1 顶部钢梁 (b) 有侧移-圆形截面柱 1 中部钢梁

图 4.24 有侧移影响下-圆形截面柱 1 钢梁应力图

4.4.3 小结

基于 4.4 节对有无侧移影响的二层二跨钢管混凝土平面框架力学性能对比分析，简单总结如下：

- (1) 有侧移的二层二跨钢管混凝土柱-外加强环板钢梁平面框架在长期荷载作用下的柱顶应变要大于无侧移时的柱顶应变。
- (2) 有侧移的二层二跨钢管混凝土柱-外加强环板钢梁平面框架在长期荷载作用下

的钢管的应力要大于无侧移时的应力。

(3) 无侧移的核心混凝土应力分布规律是从中心向四周递增, 而有侧移影响的的核心混凝土应力场分布成条状分布, 并且核心混凝土在有侧移作用下的应力场峰值要明显大于无侧移的核心混凝土的应力场值, 应力明显发生了重分布现象。

(4) 有侧移的钢管纵向应力分布不均匀, 纵向应力呈竖直条状分布, 且有侧移的外包钢管应力场应力峰值要大于无侧移是外包钢管的应力峰值。

(5) 无侧移柱顶部和中部钢梁的应力分布规律都是在钢管作用处的应力值稍大, 有侧移影响下的钢梁应力成横条状分布, 且应力场峰值较无侧移影响是的应力场峰值要高, 钢梁上翼缘的应力峰值较大, 并向施加水平力的方向进行传递。

4.5 本章小结

对本章主要工作归纳如下:

(1) 利用有限元法建立了长期荷载作用下方形及圆形钢管混凝土柱-外加强环板钢梁框架的力学性能分析模型。对考虑长期荷载作用影响时的应变-时间关系曲线进行了分析, 计算结果表明一些参数对考虑长期荷载作用影响时的应变-时间关系曲线影响显著, 如: 长期荷载比、柱截面含钢率、混凝土强度等级, 柱构件的高厚比 H/D 或 H/B 层数影响。一些参数对考虑长期荷载作用影响时的应变-时间关系曲线影响不明显, 如: 跨数、柱钢材屈服强度等级、钢材强度等级、梁柱线刚度比等影响。

(2) 利用有限元理论模型, 对钢管混凝土柱-外加强环板钢梁框架的各构件在长期荷载作用下的应力分布情况进行了分析, 较为深入的揭示了考虑长期荷载作用影响时的钢管混凝土柱-外加强环板钢梁框架的工作机理。

(3) 采用有限元法系统地分析了持荷时间, 长期荷载比, 柱截面含钢率, 钢材屈服强度, 混凝土强度, 柱构件高厚比等参数对长期荷载作用钢管混凝土柱-外加强环板钢梁框架的应变-时间及应力-时间影响规律。

结论与展望

结论

框架作为一种广泛使用的结构形式，在实际的工程中扮演了重要的角色，采用钢管混凝土柱-钢梁框架具有强度高，便于施工等优点，目前对长期荷载作用下钢管混凝土平面框架的力学性能研究还不够深入，因此，需要对长期荷载作用下的钢管混凝土平面框架力学性能进行更深入的研究。

本文采用大型有限元分析软件ABAQUS及用Fortran语言编写的用户自定义子程序UMAT进行数据交换来实现长期加载。在ABAQUS分析软件中通过定义Key Word来实现时间参数控制，对长期荷载作用下的钢管混凝土柱-外加强环板钢梁节点及框架进行了一系列的参数分析，得到以下结论：

(1) 在验证ABAQUS模型有效性的前提下，利用有限元ABAQUS建立了适合长期荷载作用的有限元模型，并对长期荷载作用下矩形钢管混凝土柱的力学性能进行了分析，分析结果表明长期荷载作用下的矩形钢管混凝土轴压短柱纵向应变随着 β (截面长宽比)的增大而不断减小，矩形钢管混凝土轴压短柱外包钢管对混凝土横向平均约束力在高度 $L/2$ 处最大，然后向构件两端逐渐减小，核心混凝土发生徐变与收缩，构件截面出现了应力重分布的现象。

(2) 利用有限元 ABAQUS 建立了长期荷载作用影响的圆形及方形截面钢管混凝土柱-外加强环板钢梁节点的分析模型，分析结果表明：长期荷载比 n 越大钢管混凝土柱-外加强环板钢梁节点的竖向应变越大，随着时间增加应变在增大，大约在 200 天左右趋于稳定，应变增加率变小，柱钢材屈服强度对钢管混凝土柱-钢梁环板节点的纵向应变影响不大。柱截面含钢率对长期荷载作用下的钢管混凝土柱-外加强环板钢梁节点的纵向应变影响较大，应变随着柱截面含钢率 α 的增加而减小。梁柱线刚度比对节点的纵向应变影响不大。在其他参数一定的情况下，钢管混凝土柱-外加强环板钢梁节点的纵向应变随着混凝土强度等级的提高应变在不断增加。

(3) 长期荷载作用下的钢管混凝土平面框架中核心混凝土发生卸载，钢管与混凝土都发生应力重分布现象。长期荷载作用下的钢管混凝土框架中柱的应变随着层数、柱高厚比、混凝土强度等级、长期荷载比 n 的增加应变在不断的加大，随着含钢率 α 的增加而应变减小。跨数、梁柱线刚度比对钢管混凝土平面框架的应变-时间关系曲线影响不大。有侧移影响的二层二跨的长期荷载作用下的钢管混凝土柱-外加强环板钢梁框架中钢管的纵向应变要大于无侧移钢管纵向应力，混凝土与钢管发生了应力重分布现象。

展望

为了更进一步完善长期荷载作用下钢管混凝土平面框架的这种常见的结构形式的力学性能，本文认为还应进行以下几个方面的研究工作：

(1) 考虑长期荷载作用下钢管混凝土的试验研究还主要集中在构件层次，目前尚未找到长期荷载作用下钢管混凝土平面及空间框架的试验数据，因此有必要对长期荷载作用下的钢管混凝土平面及空间框架的试验进行研究，为以后的理论研究提供参考。

(2) 本文中的长期荷载作用的组合框架模型选择了最常用也比较成熟的外加强环板式钢梁节点的框架形式，为了系统了解长期荷载作用下不同节点形式框架的力学性能影响规律，应进一步研究长期荷载作用下其他节点形式的框架力学性能。

(3) 本文研究的是长期荷载作用下的钢管混凝土平面框架的力学性能研究，对空间的钢管混凝土框架研究还没有开展，在本文的研究基础上，可以继续进行一些长期荷载作用下的多层多跨框架的平面及空间框架力学性能的试验研究及理论研究。

参考文献

- [1] 韩林海, 陶忠, 王文达. 现代组合结构和混合结构-试验、理论和方法. 北京: 科学出版社, 2009.
- [2] Furlong, R. W.. 1967. Strength of steel-encased concrete beam-columns. Journal of Structural Division, ASCE, 93(ST5): 113-124.
- [3] Eurocode 4(EN1994-1-1). Design of composite steel and concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings. EN 1994-1-1: 2004, Brussels, CEN, 2004.
- [4] British Standard. BS5400 Steel, concrete and composite bridges, Part 5, Code of practice for the design of composite bridges. British Standard Institution, 2005.
- [5] ACI 318-08. Building code requirements for structural concrete and commentary. American Concrete Institute, Detroit, U.S.A., 2008.
- [6] ANSI/AISC 360-10. Specification for structural steel buildings. American Institute of Steel Construction (AISC), An American National Standard, Chicago, U.S.A., 2010.
- [7] AIJ. Recommendations for design and construction of concrete filled steel tubular structures. Architectural Institute of Japan (AIJ), Tokyo, Japan, 2008.
- [8] 甘肃省工程建设标准(DB62/T25-3041-2009). 钢管混凝土结构技术规程. 甘肃省建设厅, 2009.
- [9] 天津市工程建设标准 DB29-57-2003. 天津市钢结构住宅设计规程. 天津, 2003.
- [10] 河北省工程建设标准(DB13(J)/T84-2009). 钢管混凝土结构技术规程. 河北省住房和城乡建设厅, 2009.
- [11] 江西省工程建设标准 DB36/J001-2007. 钢管混凝土结构技术规程. 江西省建设厅, 2007.
- [12] 福建省工程建设地方标准 DBJ13-51-2003. 钢管混凝土结构技术规程. 福州, 2003.
- [13] 内蒙古自治区工程建设标准 DBJ03-28-2008. 钢管混凝土结构技术规程. 内蒙古自治区建设厅, 2008.
- [14] 中华人民共和国国家军用标准 GJB4142-2000. 战时军港抢修早强型组合结构技术规程. 北京: 中国人民解放军总后勤部, 2001.
- [15] 中华人民共和国电力行业标准 DL/T5085-1999. 钢-混凝土组合结构设计规程. 北京: 中国电力出版社, 1999.
- [16] 中华人民共和国国家建筑材料工业局标准 JCJ01-89. 钢管混凝土结构设计与施工规程. 上海: 同济大学出版社, 1989.
- [17] 中国工程建设标准化协会标准 CECS28:90. 钢管混凝土结构设计与施工规程. 北京: 中国计划出版社, 1992.
- [18] 朱晓东. 高层建筑与钢管混凝土结构徐变收缩理论研究. 南京: 东南大学[硕士学位论文], 2001.
- [19] 惠荣炎, 黄国兴, 易冰岩. 混凝土的徐变. 北京: 中国铁道出版社, 1988.

- [20] 李永进. 考虑长期荷载作用影响时钢管混凝土柱的力学性能研究. 福州:福州大学[博士学位论文], 2009.
- [21] 周履, 陈永春. 收缩·徐变. 北京:中国铁道出版社, 1994.
- [22] 韩林海. 钢管混凝土结构-理论与实践(第二版)版. 北京:科学出版社, 2007.
- [23] 刘威. 长期荷载作用对钢管混凝土柱力学性能的影响研究. 哈尔滨:哈尔滨工业大学[硕士学位论文], 2001.
- [24] CEB-FIP Model Code 1990.1993.C.E.B. Bullentin d'Information No.203(final draft). Comité Euro-International du Béton, Lausanne, Switzerland.
- [25] ACI Committee 209. Prediction of creep, shrinkage and temperature effects in concrete structures(ACI 209R-92). American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich, 1992:51-93.
- [26] Ichinose L H, Watanabe E, Nakai H An experimental study on creep of concrete filled steel pipes. Journal of Constructional Steel Research,2011,57(4):453-466.
- [27] Terrey P J, Bradford M A, Gilbert R I. Creep and shrinkage of concrete in concrete-filled circular steel tubes. Proceeding of 6th International. Symposium on Tubular Structures, Melbourne, Australia, 1994: 293-298
- [28] Morino S, Kswanguchi J, Cao Z S. Creep behavior of concrete filled steel tubular members. Proceeding. of an Engineering Foundation Conference. on Steel-Concrete Composite Structure.ASCE, Irsee, 1996:514-525.
- [29] Uy B. Static long-term effects in short concrete-filled steel box columns under sustained loading. ACI Structural Journal, 2001:98(1):96-104
- [30] Nakai, H. , Kurita A, Ichinose L H... An experimental study on creep of concrete filled steel Pipes. Proceeding of 3rd Inter. Conference on Steel and Concrete Composite Structures, Fukuoka, Japan, 1991:55-60
- [31] Kwon S H, Kim T H, Kim Y Y, Kim J K. Long-term behaviour of square concrete-filled steel tubular columns under axial service loads. Magazine of Concrete Research,2007,59(1):53-68.
- [32] 谭素杰, 齐加连. 长期荷载对钢管混凝土受压构件强度影响的试验研究. 哈尔滨建筑工程学院学报, 1987, 20(2):10-24.
- [33] 钟善桐. 长期荷载对钢管混凝土受压构件临界力的影响. 哈尔滨建筑工程学院学报, 1987, 20(4):1-7.
- [34] 韩冰, 王元丰, 金红光. 长期荷载作用下钢管混凝土轴心受压构件初始应力分析. 北方交通大学学报, 2000, 24(1):15-17.
- [35] 王湛, 宋兵. 钢管高强混凝土自收缩规律的研究. 建筑结构学报, 2001, 23(3):32-36
- [36] 陶忠, 韩林海, 刘威. 长期荷载作用下方钢管混凝土压弯构件承载力简化计算, 钢结构, 2003,5(18):39-41.
- [37] 梁亚平, 王元丰. 方钢管混凝土轴心受压构件的徐变分析. 北方交通大学学报, 2003,27(1):59-67.

- [38] 程晓东, 叶贵如, 汪劲丰. 长期荷载作用下钢管混凝土徐变的理论研究. 浙江大学学报, 2004,38(8):1-9.
- [39] 冯斌. 钢管混凝土中核心混凝土的水化热、收缩与徐变计算模型研究:[硕士学位论文]福州:福州大学, 2004.
- [40] 王元丰, 朱海斌, 韩冰. 钢管混凝土受弯构件徐变的设计计算公式. 公路交通科技, 2007,24(4):105-112.
- [41] 韩冰, 王元丰. 圆钢管混凝土轴心受压构件徐变分析的比较. 中国公路学报, 2007,20(2):83-86.
- [42] 方辉. 高层混合结构考虑施工过程和混凝土徐变收缩影响的分析. 长沙:湖南大学[硕士学位论文], 2006.
- [43] 韩林海, 杨有福, 刘威. 长期荷载作用对矩形钢管混凝土轴心受压柱力学性能的影响研究. 土木工程学报, 2004,37(3):12-18.
- [44] 战启芳. 钢管混凝土轴心受压构件徐变的计算. 世界桥梁, 2005,49-50.
- [45] 韩冰, 王元丰. 长期荷载作用下钢管混凝土受弯构件承载力的计算. 公路交通科技, 2005,22(5):114-116.
- [46] 林军. 核心混凝土的徐变及其对钢管高强混凝土轴压构件力学性能的:[硕士学位论文]. 汕头:汕头大学, 2002.
- [47] 徐兴, 程晓东, 凌道盛. 钢管混凝土轴心受压构件极限承载力的有限元分析. 固体力学学报, 2002,23(4):419-425
- [48] 谢肖礼, 秦荣, 邓志恒. CFST构件考虑长期荷载作用的设计荷载计算公式. 广西大学学报, 2001,26(4):246-249
- [49] 韩林海, 陶忠, 刘威, 陈宝春. 长期荷载作用对方钢管混凝土柱承载力的影响. 中国公路学报. 2001,14(3):57-66.
- [50] 韩林海, 刘威. 长期荷载作用对圆钢管混凝土压弯构件力学性能影响的研究. 土木工程学报. 2002,35(2):8-19.
- [51] 韩冰, 王元丰. 钢管混凝土受弯构件徐变分析. 铁道标准设计. 1999,5:19-20.
- [52] 韩冰, 王元丰. 钢管混凝土轴心受压短柱的徐变分析. 铁道学报, 1999,21(6):87-90.
- [53] 宋兵. 核心混凝土的收缩及其对钢管高强混凝土轴压构件力学性能的影响. 汕头:汕头大学[硕士学位论文], 2001.
- [54] 韩冰, 王元丰, 明亮. 徐变对钢管混凝土偏心受压构件挠度的影响分析. 北方交通大学学报, 2002,26(4):5-11.
- [55] 韩冰, 王元丰, 金红光. 长期荷载作用下钢管混凝土轴心受压构件初始应力分析. 北方交通大学学报, 2000,24(2):15-18.
- [56] 刘可为, 王元丰, 韩冰. 钢管混凝土框架结构的徐变分析. 哈尔滨工业大学学报, 2005,37:504-506.
- [57] 杨挺青, 罗文波, 徐平等. 黏弹性理论与应用. 北京:科学出版社, 2004.
- [58] 周光泉, 刘孝敏. 粘弹性理论. 合肥:中国科学技术大学出版社, 1996.

- [59] R. M. 克里斯坦森. 郝松林, 老亮译. 粘弹性力学引论. 北京:科学出版社, 1990.
- [60] 蔡峨. 粘弹性力学基础. 北京:北京航空航天大学出版社, 1989.
- [61] 欧阳鬯. 粘弹塑性理论. 湖南:湖南科学技术出版社, 1986.
- [62] Chu K H, Carreira D J. Time-dependent cyclic deflections in R/C beams. *Journal of structural engineering*.1986, 112(5): 943-959.
- [63] Goyal B B, Jackson N. Slender concrete columns under sustained load. *Journal of Structural Division*.Proc. of ASCE, 1971, 97(ST11): 2729-2750.
- [64] Hillerborg A, Modeer M, Petersson P E. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements, *Cement and Concrete Research*, 1976, 6(6), 773-782.
- [65] 沈聚敏, 王传志, 江见鲸. 钢筋混凝土有限元与板壳极限分析. 北京:清华大学出版社, 1993.
- [66] 庄茁, 张帆, 岑松. ABAQUS 非线性有限元分析与实例. 北京:科学出版社, 2005.
- [67] 王文达, 韩林海, 陶忠. 钢管混凝土柱-钢梁平面框架抗震性能的试验研究, *建筑结构学报*, 2006, 27(3):9-19.

致谢

通过三年的努力，我的硕士学位论文《长期荷载作用下钢管混凝土平面框架力学性能研究》终于完成了。在本论文最终完成之际，首先要感谢我的导师王文达老师。三年的朝夕相处中，王文达老师为我提供了宝贵的学习平台和技术支持，课题的点滴进展都凝结着王老师的辛勤的汗水。王老师治学严谨、学识渊博、对学生的无私奉献与爱深深的影响着我，已经并将继续鼓舞着我在人生道路上不畏困难、风雨兼程；已经并将继续引领着我在学术科研的道路上不骄不躁、脚踏实地。在此谨向王老师致以最崇高的敬意和最美好的祝愿。

在本人攻读硕士学位期间得到了清华大学李永进博士后的热心帮助，使我能有幸分享他们课题组的成功经验，突破了十分关键的技术瓶颈，在此致以深深的谢意！

感谢我的叔叔邹永宏先生、婶婶蹇怡女士、姑姑邹雪梅女士，是他们给予我多年经济及精神上的支持让我能够走到今天，他们一直关注着我的课题进展以及对我今后工作的帮助，在此致以深深的谢意！

在兰州理工大学攻读硕士学位的三年时间里，让我有机会了解到西北的风俗人情，结识了许多的良师益友。这是我在攻读硕士学位之外的更大收获。

最后我要感谢我的父母。为了我能有所收获，渐渐年迈的父母依然在辛苦的劳动，他们节衣缩食多年，却从不抱怨、从不索取，用理解与爱一直支持着我，总是希望我能生活的更好。

最后，感谢所有关心我、帮助过我的老师、同学和朋友！

本论文的研究得到了甘肃省高等学校基本科研业务费专项(编号：0904ZTB147)及兰州理工大学科研发展基金的资助，特此致谢！

2011年4月

附录 A 攻读学位期间所发表的学术论文目录

发表的学术论文：

- [1] 王文达, 邹爱华, 张鹏鹏. 长期荷载作用下矩形钢管混凝土轴压短柱力学性能研究, 公路交通科技, 2011, 28(7)(录用)

在学期间参与的科研项目：

- [1] 甘肃省高等学校基本科研业务费专项(编号：0904ZTB147)：“钢管混凝土组合框架体系抗震关键技术研究”，项目参加人，在研。
- [2] 兰州理工大学科研发展基金：“钢管混凝土组合框架基于性能的抗震设计理论与试验研究”，项目参加人，在研。