

分类号 密级

U D C 编号

中南大學

CENTRAL SOUTH UNIVERSITY

硕士学位论文

论文题目 自密实高性能混凝土与

钢筋粘结性能试验研究

学科、专业 结构工程

研究生姓名 郑永阳

导师姓名及

专业技术职务 余志武 教授

二〇〇六年五月

摘 要

由于自密实高性能混凝土具有的众多优点，因而成为一种比较理想的建筑材料，目前已广泛应用于桥梁及各种工业民用建筑中。本文对自密实高性能混凝土与钢筋的粘结锚固性能进行了试验研究和理论分析，所作的主要工作有：

- (1) 通过分析钢筋与混凝土粘结锚固传力机理和二者界面受力情况，推导了钢筋与混凝土粘结特征强度值。
- (2) 通过对 24 个试件的拉拔试验探讨了自密实高性能混凝土及普通混凝土与钢筋之间的粘结锚固性能，并进行了对比分析。
- (3) 研究了在大体积自密实高性能混凝土中，不同钢筋端部弯钩形式及不同锚固长度的钢筋与自密实高性能混凝土的粘结锚固性能。
- (4) 根据特征粘结强度和特征粘结滑移值，建立了粘结应力-滑移本构关系，并利用 ANSYS 对拉拔试验全过程进行了模拟分析。

关键词：自密实高性能混凝土，粘结锚固强度，粘结应力-滑移本构关系

ABSTRACT

As we know, the self-compacting concrete(SCC) is an ideal building material on account of its advantages. Now it is widely used in civil engineering. The thesis carried out experimental research and theoretic analysis aiming at the bond of the steel bars in the SCC. The main findings are presented as follows:

(1) By understanding of the bond-anchorage mechanism of steel bar in concrete and the strength of the interface, the calculating formula of characteristic bond-anchoring strength has been established.

(2) The bonding mechanism between steel bar and SCC(NC) is discussed based on the pull-out test results of 24 specimens, and the results of the SCC and NC is compared.

(3) The effects of the steel-bar-end bending forms and anchorage length of steel bars for bond properties have been investigated on the pull-out test in huge volume SCC.

(4) According to the characteristic bond strength and characteristic bond slip, a bond strength-slip relationship was suggested, and computer simulation of pull-out test was also done by using ANSYS.

KEY WORDS: Self-compacting concrete, bonding strength, bond strength-slip relationship

目 录

第一章 絮论.....	- 1 -
1.1 自密实高性能混凝土的发展.....	- 1 -
1.1.1 自密实高性能混凝土的特点.....	- 1 -
1.1.2 自密实高性能混凝土的研究及应用现状.....	- 1 -
1.2 钢筋与混凝土粘结性能的研究.....	- 3 -
1.2.1 粘结锚固的基本问题.....	- 3 -
1.2.2 国内外粘结锚固研究的发展及现状.....	- 8 -
1.3 本文研究的主要内容.....	- 11 -
1.3.1 研究目的.....	- 11 -
1.3.2 研究的主要内容.....	- 12 -
第二章 钢筋与混凝土粘结特征强度.....	- 13 -
2.1 概述.....	- 13 -
2.1.1 分析计算原则.....	- 13 -
2.1.2 计算公式.....	- 14 -
2.2 变形钢筋粘结特征强度推导.....	- 16 -
2.2.1 界面内压力和环向应力.....	- 16 -
2.2.2 内裂粘结强度.....	- 16 -
2.2.3 劈裂粘结强度.....	- 22 -
2.2.4 极限粘结强度.....	- 26 -
2.2.5 残余粘结强度.....	- 31 -
2.2.6 计算公式与试验结果的对比.....	- 33 -
2.3 光圆钢筋粘结特征强度.....	- 34 -
2.3.1 胶结强度.....	- 34 -
2.3.2 极限粘结强度.....	- 34 -
2.3.3 残余粘结强度.....	- 37 -
2.4 小结.....	- 38 -
第三章 自密实混凝土与钢筋粘结性能基准试验研究.....	- 39 -
3.1 概述.....	- 39 -
3.1.1 试验目的.....	- 39 -
3.1.2 材料选用及力学性能.....	- 39 -

3.2 拉拔试验方案.....	- 40 -
3.2.1 试件制作.....	- 40 -
3.2.2 试验方法及加载装置.....	- 41 -
3.3 试验结果及分析.....	- 43 -
3.3.1 破坏形态.....	- 43 -
3.3.2 荷载—滑移曲线.....	- 44 -
3.3.3 结果分析.....	- 47 -
3.4 粘结-滑移本构关系	- 50 -
3.4.1 本构关系中的特征值.....	- 50 -
3.4.2 本构关系曲线.....	- 51 -
3.5 小结.....	- 53 -
第四章 自密实高性能混凝土与钢筋粘结大试块试验研究.....	- 54 -
4.1 概述.....	- 54 -
4.1.1 试验目的.....	- 54 -
4.1.2 材料选用及力学性能.....	- 54 -
4.1.3 试件制作.....	- 54 -
4.2 拉拔试验及结果分析.....	- 55 -
4.2.1 试验方法及加载设备.....	- 55 -
4.2.2 试验结果及分析.....	- 56 -
4.3 小结.....	- 62 -
第五章 自密实高性能混凝土粘结性能非线性有限元分析.....	- 63 -
5.1 概述.....	- 63 -
5.2 材料本构关系.....	- 63 -
5.2.1 钢筋本构关系.....	- 63 -
5.2.2 混凝土本构关系.....	- 63 -
5.3 单元模型.....	- 64 -
5.3.1 混凝土单元模型.....	- 64 -
5.3.2 钢筋单元模型.....	- 64 -
5.3.3 粘结单元模型.....	- 65 -
5.4 非线性方程组求解方法.....	- 66 -
5.5 数值分析结果.....	- 67 -
5.5.1 有限元模型的建立.....	- 67 -
5.5.2 模拟试验加载曲线.....	- 67 -
5.6 小结.....	- 70 -

第六章 结论与展望.....	- 71 -
6.1 结论.....	- 71 -
6.2 展望.....	- 71 -
参考文献	- 73 -
致谢	- 77 -
攻读硕士学位期间参与科研及发表论文情况.....	- 79 -

第一章 绪论

1.1 自密实高性能混凝土的发展

1.1.1 自密实高性能混凝土的特点

自密实高性能混凝土（Self Compacting Concrete，简称 SCC），也有人称为高流态混凝土(Highly Fluidized Concrete)，是一种高性能混凝土。它具有良好的工作性能，即高流动性、高抗分离性、高间隙通过性即高填充性；从而实现了混凝土在自重作用而不需外加振捣情况下即可穿越密集钢筋、自行填满模板的每个隅角。

与普通混凝土相比，自密实高性能混凝土有以下显著优点：

- (1) 填充性能好。自密实高性能混凝土能够穿越密集钢筋，填充复杂结构的各个部位，从而确保工程质量；
- (2) 节省劳动力，提高生产效率。由于不需要振捣，混凝土浇筑所用的时间将大大减少；
- (3) 增加结构设计的自由度。不需要振捣，可以浇筑成形状复杂、薄壁及密集配筋的结构；
- (4) 改善工作环境和减少噪音污染；
- (5) 大量利用粉煤灰等工业废料，有利于环境保护；
- (6) 节省电力资源；
- (7) 综合考虑，自密实高性能混凝土可产生显著的经济效益。

自密实高性能混凝土在一些特殊工程中及特殊条件下发挥着普通混凝土不可替代的作用。如：

- (1) 密集配筋的混凝土结构；
- (2) 大体积混凝土及水下混凝土施工；
- (3) 桩基础及钢管混凝土；
- (4) 结构加固及维修工程。

虽然自密实高性能混凝土具有以上诸多优点，但是自密实高性能混凝土对原材料选择、配合比设计及生产管理都有非常严格的要求，且敏感度很高。

1.1.2 自密实高性能混凝土的研究及应用现状

自密实高性能混凝土最早是在 20 世纪 70 年代初由前联邦德国发明并应用于工程中，后来传至欧美及日本等国。这种混凝土在日本得到了急速的发展，其使用量预计将占到了全部混凝土产量的 50%。

(1) 原材料选择及配合比设计

国内外在配制自密实高性能混凝土时所选用的水泥一般使用普通硅酸盐水泥。掺合料是自密实高性能混凝土不可缺少的组成部分之一，一般常用的有粉煤灰、硅粉和矿粉等。细骨料在自密实高性能混凝土中有双重效应，一是圆形颗粒的滚动减水效应；二是比表面积吸水率高的蓄水效应。因此宜选用级配好的中砂。自密实高性能混凝土中的粗骨料不应过大，一般以小于 20mm 为宜，且应选用圆形不含针状、片状颗粒的骨料。外加剂是配制自密实高性能混凝土的关键组成材料，常使用各类高效减水剂、高效 AE 减水剂等。

与普通混凝土相比，自密实高性能混凝土配合比计算涉及的因素较多，除了要满足强度要求外，对工作性能有着更高的要求。因此，自密实高性能混凝土配合比与普通混凝土配合比有很大差异，到目前为止，仍然没有形成统一的设计计算方法。

(2) 结构性能方面的研究

主要的研究有自密实高性能混凝土本构关系^[1]、自密实高性能混凝土与钢筋粘结锚固性能^{[2][3]}、基本构件受力性能^[1]、自密实高性能混凝土梁收缩徐变性能和自密实高性能混凝土框架结构抗震性能^[4]。

(3) 在工程中的应用

虽然在 20 世纪 70 年代，人们已经开始研究自密实高性能混凝土，但是由于当时对外加剂及掺合料等的性能认识不够深入，自密实高性能混凝土的应用并不广泛。直到 20 世纪 80 年代，人们对外加剂及掺合料的研究有了新的进展，高性能混凝土的研究和应用得到迅速发展，在此背景下，自密实高性能混凝土技术才取得重大突破。

世界上跨度最大（主跨 1990m）的悬索桥—明石海峡大桥工程是自密实高性能混凝土成功应用的典范。它的 2 个锚碇分别使用了 24 万 m³ 和 15 万 m³ 强度为 25MPa 的自密实高性能混凝土。由于采用自密实高性能混凝土施工新技术，两个锚碇的施工从两年半缩短到两年，缩短工期 20%；另外日本还在大量密集配筋工程中应用自密实高性能混凝土。欧美各国使用自密实高性能混凝土的工程也越来越多。美国西雅图双联广场是迄今为止自密实高性能混凝土用于实际结构中强度最高的，该工程中 62 层的双联广场钢管混凝土柱，为了保证混凝土的密实性，混凝土从底层泵送，无振捣。由于使用了自密实高性能混凝土降低成本 30%。在加拿大 Sherbrooke 市 Webster 停车场修缮工程中，自密实高

性能混凝土在没有任何振捣的情况下，成功地在布满纵向筋及箍筋的加固工程中，填入 7.5cm 的狭小空间。此外，在海洋平台工程、房屋工程及隧道工程得到大量应用。并且在工程预制的混凝土构件和制品的生产上使用自密实高性能混凝土技术有增多的趋势。

在我国，自 20 世纪 90 年代初起，已有一些高等院校、科研及施工单位开始对自密实高性能混凝土技术进行系统深入的研究，如清华大学、中国建筑科学研究院、中南大学、福州大学和北京城建集团等。自密实高性能混凝土也在工程中得到了广泛的应用，典型工程有：首都机场新航站楼筒体墙；国家大剧院超长环梁；河南省人民医院新病房楼底板；长沙市妇女儿童活动中心综合楼加固工程；湖南郴州市某高层宿舍；山西大学 0 号学生公寓；润扬长江公路大桥；福建莆田哑铃形钢管混凝土拱桥；长沙市洪山庙浏阳河大桥；华莹山隧道；澳门观光塔；武昌造船厂装焊厂房工程；此外在我国其他省市（包括台湾地区）都有许多工程应用。

（4）规范、指南等指导性技术文件的制定及国际会议的召开

日本和欧洲陆续制定了一些自密实高性能混凝土应用指南性的手册。中国土木工程学会于 2005 年也颁布了《自密实高性能混凝土设计与施工指南》（编号为 CCES 02—2004）。

此外关于自密实高性能混凝土的国际会议也层出不穷，如：1998 年自密实高性能混凝土国际会议在日本东京召开；1999 年在瑞典斯德哥尔摩 RILEM 年会上，召开了“首次国际 RILEM 自密实高性能混凝土研讨会”；2001 年在英国伦敦召开了 SCI 自密实高性能混凝土建筑材料会议；2001 年，由东京大学主持，SCC-Net, fib 及 RILEM 共同组织，在东京大学召开了“第二次自密实高性能混凝土国际研讨会”；2005 年，由中南大学、同济大学和江苏省建筑科学院主办，在中国长沙召开了“第一届自密实高性能混凝土技术国际会议”。

随着自密实高性能混凝土的发展，日本已经提出把自密实高性能混凝土作为标准混凝土，而不是特殊用途的混凝土。

1.2 钢筋与混凝土粘结性能的研究

1.2.1 粘结锚固的基本问题

钢筋和混凝土两种性能不同的材料组成的组合结构材料能够共同工作，其基本要素是二者之间的粘结锚固作用。然而由于钢筋和混凝土之间传力机理复杂，影响因素多，至今仍然是钢筋混凝土结构理论中的热点和难点问题之一。所谓钢筋和混凝土之间的粘结应力指的是二者接触面上的剪应力，由钢筋与混

凝土之间的胶结力、摩阻力和咬合力三部分组成。由于试验测试技术的落后及未出现计算机有限元等分析手段,对钢筋与混凝土的粘结性能的研究起步较晚,我国到七十年代才开始该领域的研究。

1.2.1.1 试验方法

1) 拉拔试验

拉拔试验是出现最早的试验方法,其试件的制作和试验都较简易。根据试

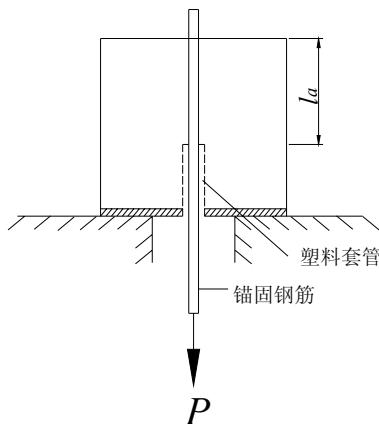


图 1-1 拉拔试验

件中是否配置了横向钢筋,拉拔试验可分为两类。早期钢筋混凝土结构研究中,多用拉拔试验确定临界锚固长度(钢筋屈服而不被拔出的最短长度),以供设计参考。一些国家和国际组织包括中国规定了以拉拔试验作为确定钢筋在混凝土中粘结锚固强度的测试方法,但是对试验作了不同的规定,如试件的尺寸、钢筋埋入和粘结长度以及是否配筋都有差异。拉拔试验中试件多为棱柱形,钢筋埋设在其中。试验时,试验机夹持钢筋施加拉力(图 1-1),直到钢筋拉断或者拉出或者试件发生劈裂破坏^[5]。

2) 梁锚试验

在钢筋混凝土结构中,构件除了受到拉力作用之外,还通常受到弯矩和剪力的作用,而拉拔试验无法模拟这一复杂受力情况,因此人们发明了梁锚试验^[6]。一些国家和国际组织规定了以梁锚试件确定受力钢筋的粘结锚固强度。梁式试件有不同的构造形式和尺寸,在此介绍常见的一种。梁试件(图 1-2)分两半制作,钢筋在加载端和支座端各有一段无粘结区,中间的粘结长度为 l_a 。跨中压区用铰相连,拉区为受力钢筋。试验过程中,可根据荷载准确控制钢筋拉力。相对拉拔试验,梁锚试验能更好地模拟实际钢筋混凝土结构中钢筋在混凝土中粘结锚固性能。但其缺点在于制作成本高、试验复杂。

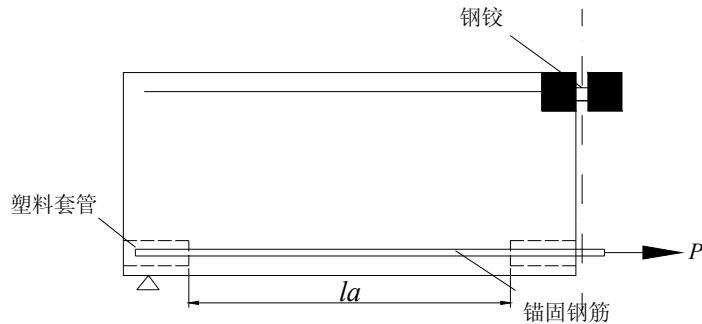


图 1-2 梁锚试验

3) 钢筋内贴片试验

通过拉拔试验或者梁锚试验，可以得到钢筋与混凝土之间的平均粘结应力，但并不能反映不同粘结锚固位置处的粘结应力，而事实上粘结应力沿锚固长度是变化的。

为了量测粘结应力沿锚固长度的分布，各国研究者^{[7],[8],[9],[10]}采取了在钢筋内开槽，布置电阻应变片精确量测和由加载端、自由端滑移推算内滑移分布的方法(图 1-3),探索粘结锚固 $\tau-s$ 关系沿锚固长度变化的规律，从而得出了一个位置函数 $\Phi(x)$ 来反映这种变化，实现了对 $\tau-s$ 本构关系更精确的描述。

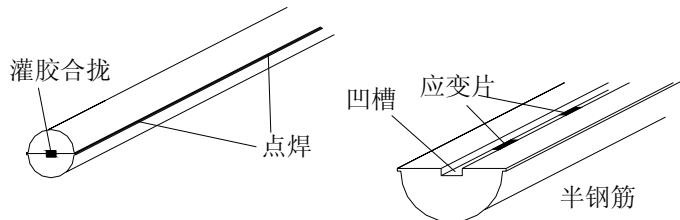


图 1-3 钢筋内贴片试验

1. 2. 1. 2 粘结机理

1) 胶结力

混凝土中的水泥凝胶体在钢筋表面产生的化学力即为胶结力，其主要与钢筋表面的粗糙程度和水泥的性能有关。

2) 摩阻力

由于混凝土收缩，使得包裹钢筋的混凝土紧压钢筋，两者产生滑移或者相对滑移趋势时，即产生了摩阻力。其主要受到混凝土和钢筋间的摩擦系数及二者之间的径向压应力影响。

3) 咬合力

由于变形钢筋存在凸肋及光圆钢筋表面粗糙不平，使得其与混凝土之间产生机械咬合力。

光圆钢筋的粘结力主要由胶结力和摩阻力组成，其强度较低。变形钢筋在加载初期，粘结力主要由胶结力和摩阻力组成。胶结力破坏之后，咬合力便成了粘结力的主要组成部分，因此其强度较高。

1.2.1.3 影响因素

1) 混凝土强度

随着混凝土强度提高，钢筋与混凝土的粘结力提高，且粘结力的提高与混凝土劈裂粘结强度大致成正比。同时，混凝土的组份也影响粘结强度。

2) 钢筋在混凝土中的相对位置

水平浇筑的钢筋比垂直浇筑的钢筋粘结力稍低，而在构件顶部的钢筋比在构件底部的钢筋粘结力差。

3) 钢筋直径和外形

直径越大的钢筋，相对粘结面积越小，不利于粘结锚固。光面钢筋的粘结力显然低于变形钢筋的粘结力。变形钢筋主要有月牙纹和螺纹钢筋，经过试验比较，月牙纹钢筋粘结锚固强度略低，滑移发生较早且发展较快，但下降段平缓，后期强度相对减小较慢，延性较好，在大滑移变形下仍能维持抗力，对结构抗震是一个有利因素。

4) 保护层厚度和钢筋净间距

对光面钢筋，此因素影响不大；对于变形钢筋，保护层厚度和钢筋净间距的增加，会提高粘结力，但当保护层厚度过大时，粘结破坏形式由劈裂破坏转向混凝土齿剪坏，该因素就不再起作用了。

5) 横向配筋

横向配筋使粘结力提高，延性增加。

6) 外部压力

一定的外部压力会提高粘结力，其值与外部压力的平方根成正比，破坏形式为剪切形破坏，破坏时端部滑移较大。但压力过大时，粘结力不但不增加，反而降低，这是由于与压应力垂直方向的横向拉应力显著增加。

7) 钢筋埋长

试件中钢筋的埋长越长，则受力后的粘结应力分布越不均匀，试件破坏时的平均粘结强度 τ_u 与实际最大粘结应力 τ_{max} 的比值越小，故试验粘结强度随埋长 (l/d) 的增加而降低。当钢筋的埋长 $l/d > 5$ 后，平均粘结强度值的折减已不大。埋长很大的试件，钢筋加载段达到屈服而不被拔出。

1. 2. 1. 4 本构关系

钢筋与混凝土粘结本构关系的建立，为二者间粘结性能的进一步有限元分析研究提供了必要的条件。然而对于钢筋与混凝土粘结本构关系，学者们并没有统一的见解。下面列举一些典型的本构关系：

1) Nilson 公式^[11]

$$\tau = 9.78 \times 10^2 S - 5.72 \times 10^2 S^2 + 8.35 \times 10^5 S^3 \quad (1-1)$$

式中， τ 的单位为 N/mm², S 的单位为 mm。

2) Houde 和 Mirza 公式^[12]

$$\tau = 5.29 \times 10^2 S - 2.52 \times 10^4 S^2 + 5.87 \times 10^5 S^3 - 5.47 \times 10^6 S^4 \quad (1-2)$$

式中， τ 的单位为 N/mm², S 的单位为 mm。

3) 滕智明公式^[13]

清华大学滕智明考虑了粘结力沿锚固长度发生变化的特性，提出以下的计算公式：

$$\tau = F(s) f_{ts} \sqrt{\frac{c}{d}} F(x) \quad (1-3)$$

$$F(s) = 61.5S - 693S^2 + 3.14 \times 10^3 S^3 - 0.478 \times 10^4 S^4 \quad (1-4)$$

$$F(x) = \sqrt{4 \frac{x}{l_a} \left(1 - \frac{x}{l_a}\right)} \quad (1-5)$$

$F(x)$ 即为用来描述粘结滑移关系随不同锚深变化的位置函数。式中， τ 的单位为 N/mm², S 的单位为 mm。

人们将 Nilson 及 Houde 的数据代入清华大学公式中，发现 Nilson 公式反映了粘结滑移点在裂缝中间的情况，而 Houde 公式则反映了粘结滑移点在靠近裂缝或者构件端部的情况，清华大学公式由于引入了位置函数，有着更为广泛的适应性。

4) 狄生林公式^[14]

$$\tau = 67.17 \times 10^3 S - 21.72 \times 10^6 S^2 + 2.19 \times 10^9 S^3 \quad (1-6)$$

式中 τ 的单位是 kg/cm², S 的单位是 cm。

5) 宋玉普和赵国藩公式^[15]

$$\tau = \frac{2\pi A_s E_c \sin \frac{2\pi x}{l_{cr}} (25.36 \times 10^{-1} s - 5.04 \times 10 s^2 + 0.29 \times 10^3 s^3)}{\Sigma_0 l_{cr} \left(\frac{A}{2ab} + \frac{E_c}{E_s} \right) \left(\frac{l_{cr}}{2} - x - \frac{l_{cr}}{2\pi} \sin \frac{2\pi x}{l_{cr}} \right)} \quad (1-7)$$

式中： Σ_0 —钢筋单位长度上的表面积， l_{cr} —裂缝间距， E_s —钢筋的弹性模量， E_c —混凝土的弹性模量， A_s —钢筋面积， a —钢筋重心至梁底的距离， b —梁宽。

6) 徐有邻公式^[16]

$$\tau = \psi(s)\phi(x) \quad (1-8)$$

式中， $\phi(x)$ 为位置函数。

仅根据钢筋在弹性范围内的单调受力情况来确定其锚固长度是不全面，因为在地震作用下，钢筋将受到反复荷载作用。因而研究加载历史对钢筋和混凝土的粘结性能的影响很有必要。1987年 Hawins^[17]提出了在反复荷载作用下局部粘结应力和滑移的关系曲线，并用于框架边节点在反复荷载作用下受力性能分析。1997年，美国学者 Hota 和 Naaman^[18]通过单调加载、重复加载和反复加载三种加载制度研究钢筋与混凝土的粘结-滑移关系。

1.2.1.5 数值分析方法

为了模拟钢筋和混凝土之间的粘结应力及相对滑移，在二者之间可以插入特殊的粘结单元。目前，国内外最常用的粘结单元有以下几种。

1) 双弹簧粘结单元

它在垂直和平行于钢筋表面方向设置了两个互相垂直的虚拟弹簧。这种单元具有弹簧刚度，而没有实际几何尺寸。

2) 四边形滑移单元

这是一种无厚度的矩形单元，由于双弹簧粘结单元只能集中在一点，因此相对而言，四边形滑移单元能够更好地反映粘结应力的分布。

随着大型通用有限元计算分析软件的出现，研究者开始利用它们作为计算工具，以及它们所提供的二次开发功能，编写相应的接口程序来进行钢筋与混凝土粘结性能的研究，从而提高了工作效率。

1.2.2 国内外粘结锚固研究的发展及现状

粘结锚固问题是钢筋混凝土结构的基本问题之一，但其研究却起步较晚。20世纪40年代后，随着试验测试技术的发展和有限元分析方法的出现，粘结锚固的研究才得到迅速发展。但是，钢筋混凝土粘结锚固理论仍然滞后于其他

领域的发展。

早期研究中，为满足工程构造要求，主要以简单的拉拔试验确定临界锚固长度。随着研究的深入，尤其是有限元分析方法的运用，从试验和理论上对粘结锚固机理进行了深入的探讨，并且提出了较准确和应用广泛的粘结滑移本构关系 ($\tau-s$)。在工程应用方面，也解决了锚固、搭接等设计和施工中的大量问题。

在 20 世纪 30 年代，美国学者 Menzel^[19]就钢筋与混凝土之间的粘结性能进行了研究，提出了影响粘结强度的各个因素：钢筋表面情况、锚固长度、变形肋的尺寸和位置、混凝土的密实度、混凝土保护层厚度、钢筋在混凝土中的位置及混凝土浇筑后的泌水程度等。1951 年，Mains^[8]用钢筋内开槽贴应变片的方法测出了钢筋的应变，从而可以间接得到沿钢筋长度上的粘结应力分布。日本的后藤幸正采用在构件中注入墨水的方法，第一次形象地揭示了变形钢筋与混凝土间通过咬合作用的机理^[20]。Nilson 通过对拉伸试件试验的分析，提出了 $\tau-s$ 的曲线形式。后来，他又通过预埋应变片的方法，得出了随锚固位置变化的 $\tau-s$ 关系。Mirz 等学者通过各自的试验提出了各种 $\tau-s$ 关系，其形式和 Nilson 的大致相同，只是修改了其中的一些参数。1967 年，L.A.Lutz 和 P.Gergely^[21]在总结前人工作的基础上，明确提出了组成粘结力的三种力，并分析了变形钢筋的变形肋对粘结破坏机理的影响，以及开裂前后钢筋应力，混凝土应力和粘结应力的变化，首次提出了钢筋肋前混凝土压碎对粘结应力的影响。同年，Ferguson 和 Thompson^[22]通过试验研究影响粘结的因素时，提出了粘结力的大小与混凝土强度成正比。

1977 年，Orangun^[23]等学者提出了包括各主要因素的粘结应力公式

$$\tau_u = (032 + 0.8 \frac{c}{d} + 13.3 \frac{d}{l_m} + \frac{A_{sv} f_{sv}}{133 s d}) \sqrt{f_c} \quad (1-9)$$

式中 τ_u 单位为 kg/cm^2 。

R·Tepfers^[24]基于横肋对混凝土斜向挤压而形成的锥楔受力机制，通过理论推导，计算出考虑保护层厚度的劈裂粘结强度 τ_{cr} 。

$$\tau_{cr} = (0.3 + 0.6 \frac{c}{d}) f_t \quad (1-10)$$

式中， c/d 为混凝土保护层相对厚度， f_t 为混凝土抗拉强度。

1996 年，Darwin^[25]等学者提出有关粘结锚固力的计算公式：

$$T = A_s f_s = [63 l_d (c_m + 0.5d) + 2130 A_s \left(0.1 \frac{c_M}{c_m} + 0.9 \right) f_c^{1/4}] \quad (1-11)$$

1998 年, Esfahani 和 Rangan^[26]在前人的基础上, 对劈裂粘结应力提出了以下计算公式:

$$\text{普 通 混 凝 土 : } \tau_{cr} = 4.9 \frac{\frac{c}{d} + 0.5}{\frac{c}{d} + 3.6} f_t \quad (1-12)$$

$$\text{高 强 混 凝 土 : } \tau_{cr} = 8.6 \frac{\frac{c}{d} + 0.5}{\frac{c}{d} + 5.5} f_t \quad (1-13)$$

上世纪八十年代以后, 为了适应高层及大跨度结构的需要, 各种高性能混凝土相继出现, 如高强度混凝土和钢纤维混凝土等。Aziziamin^{[27],[28]}等学者通过对高强度混凝土与钢筋粘结锚固性能的研究, 提出随着高强度混凝土等级的提高, 平均粘结应力与混凝土强度的比值下降。对钢纤维混凝土的粘结锚固性能, 也进行了大量的试验研究^{[29],[30],[31],[32],[33]}。在混凝土中加入钢纤维, 混凝土强度增加, 延性提高, 钢筋与混凝土之间的粘结性能也有一定的改善。

我国钢筋混凝土粘结锚固的研究起步较晚, 设计规范中对锚固和搭接等问题很长一段时间内照搬原苏联规范。在 20 世纪 70 年代初修订设计规范时, 也仅做了一些临界锚固(搭接)长度的验证试验, 并未有深入的研究。

1977 年之后, 清华大学、华东水利学院(河海大学)、冶金建筑研究总院、中国建筑科学研究院、南京工学院(东南大学)等科研院校参阅分析了大量的国内外文献资料, 得到了大量的试验数据, 也提出了许多粘结锚固的新概念^{[34][35][36][37]}。与此同时, 他们开展了一些深入的试验研究。

1981 年, 南京工学院狄生林用钢筋内贴片和预埋传感器的方法量得受弯钢筋的应变和滑移, 得出了粘结滑移本构关系。

20 世纪 80 年代中后期, 清华大学滕智明等提出了考虑粘结力随锚固长度而发生变化的粘结滑移本构关系。1987 年, 大连理工大学宋玉普和赵国藩采用钢筋内贴片的方法, 建立了粘结滑移本构关系。

中国建筑科学研究院的徐有邻经过长期的理论和试验研究, 建立了适用于粘结锚固的系统看法, 提出了比较科学合理的锚固设计方法^[37]。他给出的粘结本构关系形式为基本模式与位置函数的乘积。

宋玉普应用应力变分法建立了钢筋混凝土梁在集中荷载作用下钢筋与混凝土间的粘结滑移模型, 该模型能够考虑材料特性、保护层厚度等因素的影响及粘结滑移关系沿钢筋位置的变化^[38]。

为了提高结构的耐久性，人们用环氧树脂包裹钢筋的方法达到防腐的效果，对包裹了环氧树脂以后钢筋与混凝土的粘结性能，国内外许多学者^[39~48]在这方面作了大量的工作。试验研究表明，粘结力下降了 10%~20%。

随着建筑结构使用年限的增加，混凝土会碳化而钢筋会锈蚀，粘结强度也因此发生改变。上世纪 40 年代，Johnston 和 Cox^[49]对不同锈蚀程度的钢筋进行了研究。1990 年，沙特阿拉伯的 Al-Sulaimani^[50]就对不同锈蚀程度的拔出试件和梁试件进行了试验研究，发现轻微锈蚀不会降低粘结力和梁的承载力，只有在锈蚀较为严重的时候会使得粘结力降低。我国学者全明研^[51]对使用了 15 年的厂房上拆下来的三块屋面板进行了耐久性研究，首次提出了考虑钢筋与混凝土协同工作降低系数的概念。西安科技大学的王科林^[52]于 1996 年对旧房屋拆下的钢筋混凝土构件进行了试验粘结耐久性研究。中国矿业大学袁迎曙^[53]通过电化学原理对钢筋进行加速锈蚀，得出了粘结性能特征的计算式。

粘结锚固是混凝土结构的基本力学性能之一。时至今日，关于钢筋和混凝土间的粘结作用已有大量的试验和理论研究。然而，粘结锚固作用属于局部应力问题，应力和应变分布复杂，又有混凝土的局部裂缝和二者的相对滑移，其影响因素众多，这些都成为研究工作的难点。因此，有关钢筋与混凝土粘结机理、粘结-滑移本构关系并没有取得完全的共识。许多有关粘结强度以及粘结滑移的本构关系都来自试验数据的统计回归，而这些表达式受到试验条件等因素的影响，很难以一概全。如对于自密实高性能混凝土与钢筋的粘结问题的分析是否还能采用普通混凝土与钢筋的粘结理论。因此研究自密实高性能混凝土与钢筋的粘结性能很有必要。

1.3 本文研究的主要内容

结合国家自然科学基金项目“自密实高性能混凝土结构性能及设计方法的研究”，对自密实高性能混凝土与钢筋的粘结锚固性能进行了研究。

1.3.1 研究目的

在以往的普通混凝土与钢筋的粘结锚固研究中，基本上解决了钢筋在普通混凝土中粘结锚固问题，提出了科学合理的锚固设计方法。

自密实高性能混凝土作为一种新型的高性能混凝土，以其良好的工作性能，受到工程界的欢迎，然而关于其与钢筋的粘结锚固性能方面的研究却较少。因此，本文通过对各种试件的试验和分析研究，力求弥补以上的缺欠和不足，最终为在我国推广应用自密实高性能混凝土提供试验和理论依据。

1.3.2 研究的主要内容

为实现以上目的，对以下问题进行了研究：

- (1) 通过理论推导，分别探讨了变形钢筋和光圆钢筋与混凝土粘结特征强度。
- (2) 进行了 12 个自密实高性能混凝土和 12 个普通混凝土拉拔试验，研究粘结破坏的各个阶段和相应的特征粘结锚固强度值和滑移值。
- (3) 在试验的基础上，通过统计回归，结合理论分析得出的粘结强度特征值，分别就自密实高性能混凝土和普通混凝土建立了粘结滑移本构关系。
- (4) 进行了大体积自密实高性能混凝土的粘结锚固试验，探讨不同类型、锚固长度以及弯钩形式下的钢筋与自密实高性能混凝土粘结锚固性能。
- (5) 利用计算机模拟拉拔试验。

第二章 钢筋与混凝土粘结特征强度

2.1 概述

前人通过大量的试验分析，从宏观试验现象将锚固破坏全过程分为若干个阶段，定义了相应的特征强度并通过试验统计回归出了相应的计算公式。然而这只是宏观统计的结果，事实上包裹层混凝土处于多轴应力状态，其强度和破坏条件十分复杂。而变形钢筋与光圆钢筋的粘结锚固机理不同，需要对它们分别讨论。

根据变形钢筋粘结锚固传力机理分析咬合齿混凝土各个阶段的应力状态，用混凝土多轴强度准则计算相应的特征强度，从而得到了 τ - s 本构关系中理论粘结特征强度值。根据光圆钢筋与混凝土界面受力情况，推导了各个粘结状态下的粘结应力计算公式。

2.1.1 分析计算原则

变形钢筋咬合作用来源于肋前挤压力 p ，挤压面上同时还有摩阻力 fp ，由于力的斜向作用使得周围混凝土产生径向压力 σ_r 和环向拉力 σ_θ ，而混凝土咬合齿的受力和破坏往往取决于这些力所形成的多轴应力状态，可以通过几何条件得出挤压面上作用力 (p 和 fp) 与破坏面 (咬合齿根部) 上的应力状态 (σ_r 、 σ_θ 和 τ) 的关系，用多轴强度条件的 Ottosen 准则^[54]确定混凝土破坏条件，进而找出各受力临界状态的挤压力，得到相应的特征强度。

咬合齿受力模型及应力状态如图 2-1 所示，分析计算过程如图 2-2 所示。由挤压面应力 (p 、 fp) 计算破坏面的应力 (σ_r 、 σ_θ 和 τ) 取决于各受力阶段的咬合齿形状，而应力状态及强度准则将在下面阐述。

由于前述所有值都是以挤压力 p 表示的，因此可按破坏条件求出 p 值 (破坏时的挤压力)，再将 p 即 fp 向水平投影，就得到了该状态下的名义粘结锚固特征强度。

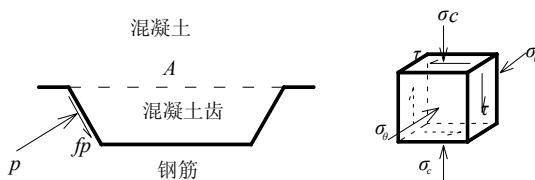


图 2-1 受力模型与应力状态

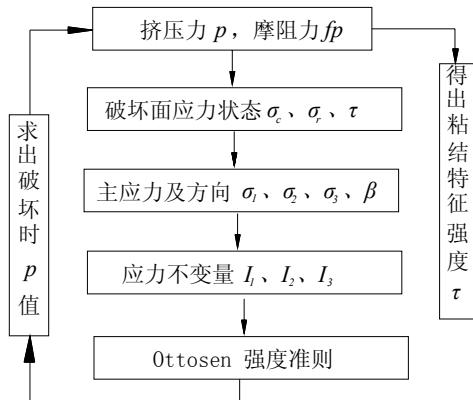


图 2-2 分析计算过程

2.1.2 计算公式

1. 应力状态计算公式

咬合齿根部（破坏面）上作用的应力为 σ_c 、 σ_θ 和 τ ，其三向主应力 σ_1 、 σ_2 和 σ_3 及主压应力方向（可能产生裂缝的方向） β 按下式计算。

$$\sigma_1 = -\frac{\sigma_r}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_r}{2}\right)^2 + \tau^2} \quad (2-1)$$

$$\sigma_2 = \sigma_\theta \quad (2-2)$$

$$\sigma_3 = -\frac{\sigma_r}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_r}{2}\right)^2 + \tau^2} \quad (2-3)$$

$$\beta = \frac{1}{2} \arctan \left(-\frac{2\tau}{\sigma_r} \right) + \frac{\pi}{2} \quad (2-4)$$

由各主应力可以求得各个应力不变量。

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad (2-5)$$

$$\sigma_m = \frac{1}{3} (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad (2-6)$$

$$J_2 = \frac{1}{6} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] \quad (2-7)$$

$$J_3 = (\sigma_1 - \sigma_m)(\sigma_2 - \sigma_m)(\sigma_3 - \sigma_m) \quad (2-8)$$

求得应力状态参数。

$$\xi = \frac{I_1}{\sqrt{3}} \quad (2-9)$$

$$r = \sqrt{2J_2} \quad (2-10)$$

$$\theta = \frac{1}{3} \arccos \frac{3\sqrt{3}J_3}{2J_2^{\frac{3}{2}}} \quad (2-11)$$

式中：

ζ ——静水压力轴坐标长度，即主应力轴坐标原点到偏平面的垂直距离；

r ——偏平面上包络线到静水压力轴距离；

θ ——偏平面包络线上任一点与静水压力轴连线和拉子午线的夹角。

2. 强度准则的计算公式

按 Ottosen 准则计算多轴应力状态下混凝土的破坏条件。

$$a \frac{J_2}{(f_c)^2} + \lambda \frac{\sqrt{J_2}}{f_c} + b \frac{I_1}{f_c} - 1 = 0 \quad (2-12)$$

当 $\theta \leq 30^\circ$ ，或 $\cos 3\theta \geq 0$ 时，

$$\lambda = \frac{1}{r} = k_1 \cos \left[\frac{1}{3} \cos^{-1}(k_2 \cos 3\theta) \right] \quad (2-13)$$

当 $\theta \geq 30^\circ$ ，或 $\cos 3\theta \leq 0$ 时，

$$\lambda = \frac{1}{r} = k_1 \cos \left[\frac{\pi}{3} - \frac{1}{3} \cos^{-1}(-k_2 \cos 3\theta) \right] \quad (2-14)$$

表 2-1 Ottosen 准则中的参数

f_{cu}	f_c	f_t	f_{cc}	a	b	k_1	k_2
20	16.00	1.92	18.56	1.736	2.815	10.102	0.981
30	24.00	2.51	27.84	2.072	3.290	11.516	0.989
40	32.00	3.04	37.12	2.367	3.732	12.845	0.994
50	40.00	3.53	46.40	2.618	4.117	14.008	0.996
60	48.00	3.98	55.68	2.891	4.564	15.372	0.998
70	56.00	4.42	64.96	3.194	5.061	16.889	0.999
80	64.00	4.83	74.24	3.472	5.517	18.279	1.000

式中共有 4 个参数，其中 a 和 b 决定子午线的形状， k_1 和 k_2 则分别决定偏平面包络面 (r 或 τ_{oct}) 的大小和形状。确定这些参数选用的 4 个特征强度值分别是：单轴抗压 f_c 、单轴抗拉 f_t 、二轴等压 (f_{cc}) 和三轴受压 ($\theta = 60^\circ$ ， $I_1/f_c = -5.0$ ， $\sqrt{J_2}/f_c = 2\sqrt{2}$)。根据我国现行混凝土结构设计规范，不同强度混凝土的 f_{cu} 值如表 2-1 所示，表中还给出通过 Maple10 数学软件确定的计算参数。

2.2 变形钢筋粘结特征强度推导

2.2.1 界面内压力和环向应力

大量拉拔试验表明^[37]，相对保护层厚度(c/d)不仅决定了裂缝形态和破坏形式，还是影响粘结锚固强度的重要因素。保护层较薄时，中心锚固试件强度较低且与 c/d 呈正比。保护层厚度中等($c/d = 2.6 - 4.5$)时，强度提高大体呈线性关系。保护层厚度更厚时，增长趋势停滞，多半在无劈裂情况下发生拔出破坏，这个厚度称为临界保护层厚度(c/d)_{cr}，它表明了有效混凝土握裹层的大致范围，即在此以外的混凝土已基本不起作用。对螺纹钢筋而言，(c/d)_{cr}值为4.5左右。

保护层厚度对粘结锚固强度的影响是由于锥楔斜向挤压作用引起的环向应力导致纵向劈裂，而保护层厚度恰好是劈裂截面的高度，假定劈裂截面上混凝土拉应力呈线性分布，内层最大值为抗拉强度 f_t ，而应力零点在临界保护层厚度(c/d)_{cr} = 4.5处，如图2-3所示。

根据对常用直径螺纹钢筋的几何条件进行统计，取平均横肋高度 $h = 0.07d$ ，基圆直径 $d' = 0.96d$ 。则线性分布的环向应力 σ_θ 可以与圆心的距离 r 表示。

$$\sigma_\theta(r) = \frac{5}{5 - 0.96/2} \left(1 - \frac{r}{5d}\right) f_t \quad (2-15)$$

由界面条件，界面上的内应力 p_{cr} 可通过积分求得。

$$p_{cr} \cdot d = 2 \int_{0.48d}^{\frac{d}{2}+c} \sigma_\theta(r) dr \quad (2-16)$$

$$p_{cr} = \left(0.04 + 1.98 \frac{c}{d} - 0.2 \frac{c^2}{d^2} \right) f_t \quad (2-17)$$

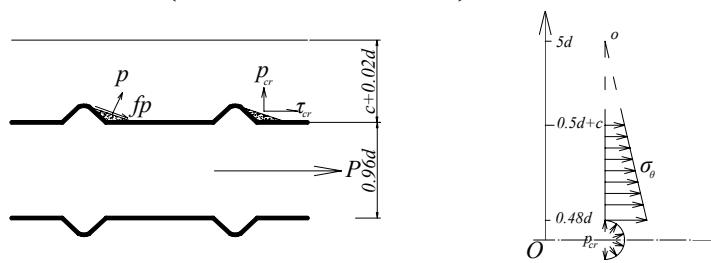


图 2-3 锥楔作用和环向应力分布

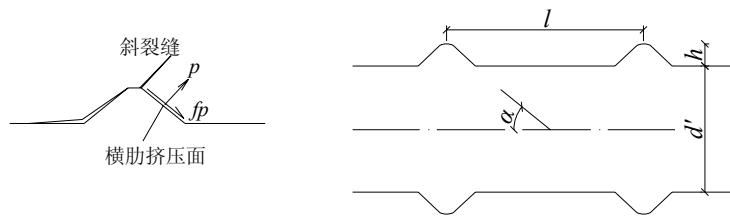
2.2.2 内裂粘结强度

钢筋与混凝土之间的粘结应力和钢筋的锈蚀程度有很大的关系，故而测得不同锈蚀状态下钢筋与混凝土界面的力学性能很有必要(表 2-2)^[7]。

内裂状态如图 2-4 (a) 所示，横肋面上挤压压力 p ，摩阻力 fp ，摩擦系数取为 $f=0.3$ 。挤压面积为 $\pi(d'+h)h/\sin\alpha$ ，咬合齿根面积为 $\pi(d'+2h)l$ 。取横肋高度 $h=0.07d$ ；横肋间距 $l=0.6d$ (齿距)；肋面倾角 $\alpha=45^\circ$ ；基圆直径 $d'=0.96d$ ，如图 2-4 (b) 所示。

表 2-2 不同锈蚀状态下钢材与混凝土界面的作用

锈蚀状态	无锈	轻锈	重锈	腐锈
鉴别依据	手感平滑，少量锈斑可用干布拭去	手感粗糙，砂纸打磨后基本平整	颗粒状锈渣，砂纸打磨后有局部锈坑	片状锈渣，砂纸打磨后表面布满锈坑
粗糙度 Δ (mm)	0.033	0.113	0.246	0.464
胶结剪切强度 τ_u/f_{cu} (MPa)	0.04	渐增	0.14	
摩阻系数 f	0.20~0.25	0.26~0.30	0.40~0.50	0.45~0.60



(a) 斜向内裂

(b) 钢筋几何形状

图 2-4 内裂状态和钢筋几何形状

作用力向齿根投影可由几何关系计算平均剪应力 τ 和径向压应力 σ_r 。

$$\tau = (\sin \alpha + f \cos \alpha)p \cdot \frac{\pi(d'+h)h/\sin \alpha}{\pi(d'+2h)l} = 0.142015p \quad (2-18)$$

$$\sigma_r = (\cos \alpha - f \sin \alpha)p \cdot \frac{\pi(d'+h)h/\sin \alpha}{\pi(d'+2h)l} = 0.07647p \quad (2-19)$$

还可以计算界面上的平均内压力 p_r 和环向应力 σ_θ 。

$$p_r = (\cos \alpha - f \sin \alpha)p \frac{\pi(d'+h)h/\sin \alpha}{\pi d' l} = 0.087622p \quad (2-20)$$

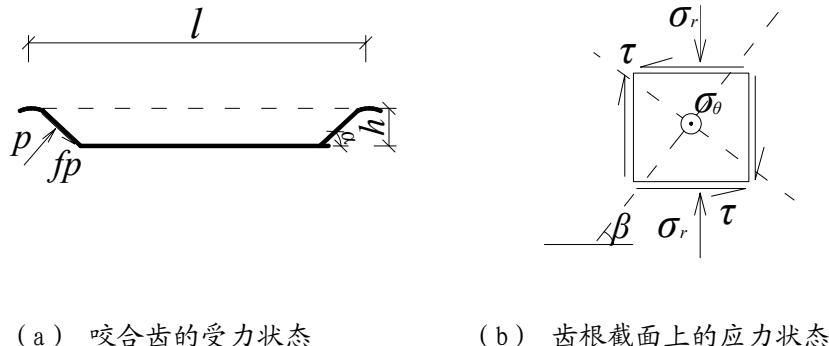
$$\sigma_\theta = \frac{5}{5-0.96/2} \left(1 - \frac{r}{5d}\right) K_\theta \cdot p_r = 0.087622 K_\theta \cdot p \quad (2-21)$$

$$K_\theta = \frac{1}{0.04 + 1.98 \frac{c}{d} - 0.22 \frac{c^2}{d^2}} \quad (2-22)$$

式中系数 K_θ 为环向应力系数，取决于保护层厚度 c/d 。

由强度准则确定 p 值后，挤压力和摩阻力向水平投影可求得内裂粘结强度 τ_s 。

$$\tau_s = (\sin \alpha + f \cos \alpha) p \cdot \frac{\pi(d+h)h}{\pi d l \sin \alpha} = 0.156217 p \quad (2-23)$$



(a) 咬合齿的受力状态

(b) 齿根截面上的应力状态

图 2-5 内裂时应力状态

内裂应力状态如图 2-5 所示，对不同的保护层厚度和混凝土强度，用上述方法计算的结果如表 2-3 所示，由表中数据可以分析斜向内裂发生时应力状态和局部破坏的一些规律。

(1) 加载初期尽管荷载不大，但咬合齿局部混凝土应力已不小，斜向内裂发生时挤压力 p 约为 $(0.6 \sim 0.9) f_c$ ，摩阻力约为 $(0.2 \sim 0.3) f_c$ 。此时齿根截面上径向压力 σ_r 很小 ($0.07 f_c$ 左右)，环向应力 σ_θ 也较小 ($0.2 f_t$ 左右)，而剪应力 τ 相对较大，约为 $(0.7 \sim 0.9) f_c$ ，它是引起裂缝的主要因素。

(2) 主拉应力相对较大 $\sigma_1 = (0.6 \sim 0.7) f_t$ 是造成混凝土破坏（出现裂缝）的主要原因；中间应力较小， $\sigma_2 = 0.2 f_t$ 左右；主压应力也不大， $\sigma_3 = 0.15 f_c$ 但它的存在降低了主拉应力方向的强度。垂直拉应力方向发生的裂缝与主压应力方向相同， $\beta = 52.5^\circ$ 。

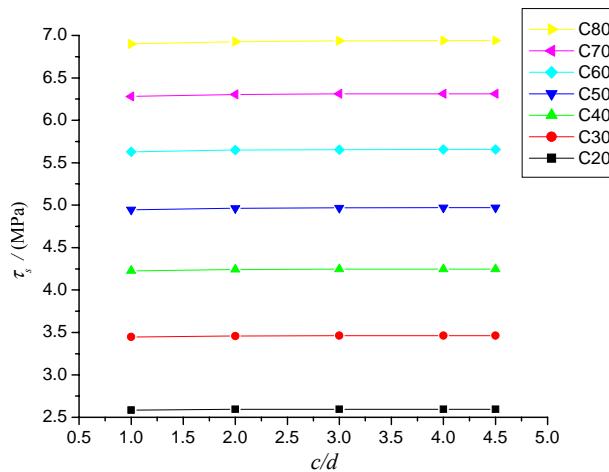


图 2-6 内裂粘结强度与保护层厚度关系

(3) 应力状态参数 $\theta = 42^\circ \sim 49^\circ$, ξ 较小且为负值, r 较大, 表明平均正应力为负值, 剪力相对较大。

(4) 统计表明, τ_s 与保护层厚度的关系不大, 如图 2-6 所示, 这是由于内裂主要取决于咬合齿内的局部应力, 与外层围箍关系不大。

(5) 内裂粘结强度 τ_s 随混凝土强度增大而增长, 但与单轴抗拉强度 f_t 呈非线性增长。由表 2-3 计算所得的内裂粘结强度值进行统计回归, 可得内裂粘结强度简化计算公式为:

$$\tau_s = 1.294 f_t^{1.085} \quad (2-24)$$

图 2-7 为内裂粘结强度与混凝土强度的关系。

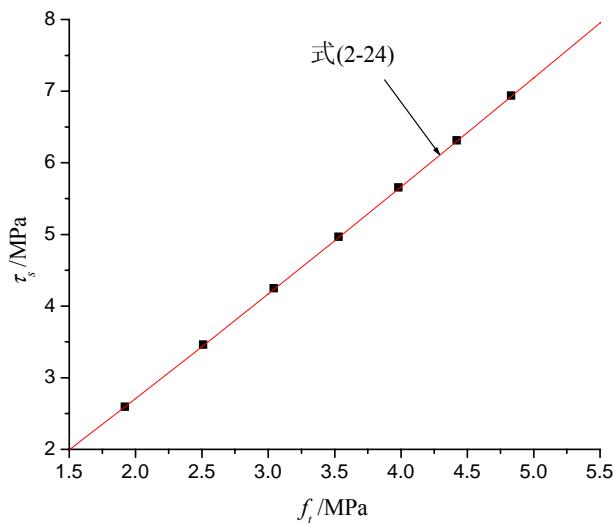


图 2-7 内裂粘结强度与混凝土抗拉强度关系

表 2-3 内裂应力状态及计算强度

c/d	1							
	$f_{cu}(\text{MPa})$	20	30	40	50	60	70	80
$p(\text{MPa})$	16.546	22.069	27.062	31.665	36.031	40.201	44.167	
$fp(\text{MPa})$	4.963	6.620	8.119	9.500	10.809	12.061	13.249	
$\beta(^{\circ})$	52.534							
$\tau(\text{MPa})$	2.350	3.135	3.844	4.496	5.117	5.710	6.272	
$\sigma_r(\text{MPa})$	-1.265	-1.687	-2.069	-2.422	-2.756	-3.074	-3.378	
$\sigma_\theta(\text{MPa})$	0.806	1.075	1.319	1.544	1.756	1.960	2.153	
$\sigma_l(\text{MPa})$	1.801	2.402	2.946	3.446	3.922	4.375	4.807	
$\sigma_2(\text{MPa})$	0.806	1.075	1.319	1.544	1.756	1.960	2.153	
$\sigma_3(\text{MPa})$	-3.066	-4.090	-5.014	-5.868	-6.676	-7.450	-8.185	
$\theta(^{\circ})$	48.851							
$\xi(\text{MPa})$	-0.265	-0.353	-0.434	-0.507	-0.577	-0.644	-0.708	

r (MPa)	3.636	4.851	5.948	6.960	7.919	8.835	9.707
τ_s (MPa)	2.585	3.447	4.228	4.947	5.629	6.280	6.899
τ_s/f_t	1.349	1.373	1.390	1.402	1.413	1.422	1.429

续表 2-3

c/d	2						
f_{cu} (MPa)	20	30	40	50	60	70	80
p (MPa)	16.613	22.148	27.155	31.776	36.161	40.355	44.346
fp (MPa)	4.985	6.644	8.147	9.533	10.848	12.107	13.304
$\beta(^{\circ})$	52.534						
τ (MPa)	2.360	3.146	3.857	4.513	5.136	5.731	6.297
σ_r (MPa)	-1.270	-1.693	-2.077	-2.430	-2.766	-3.085	-3.391
σ_{θ} (MPa)	0.463	0.617	0.756	0.885	1.007	1.124	1.236
σ_l (MPa)	1.809	2.410	2.956	3.458	3.936	4.392	4.826
σ_2 (MPa)	0.463	0.617	0.756	0.885	1.007	1.124	1.236
σ_3 (MPa)	-3.079	-4.104	-5.032	-5.888	-6.701	-7.478	-8.217
$\theta(^{\circ})$	44.544						
ξ (MPa)	-0.466	-0.622	-0.762	-0.892	-1.015	-1.133	-1.245
r (MPa)	3.570	4.760	5.835	6.828	7.770	8.671	9.529
τ_s (MPa)	2.595	3.459	4.242	4.964	5.649	6.304	6.927
τ_s/f_t	1.355	1.378	1.395	1.407	1.418	1.427	1.435

续表 2-3

c/d	3						
f_{cu} (MPa)	20	30	40	50	60	70	80
p (MPa)	16.626	22.165	27.178	31.803	36.195	40.396	44.395
fp (MPa)	4.988	6.649	8.153	9.541	10.858	12.118	13.319
$\beta(^{\circ})$	52.534						
τ (MPa)	2.361	3.147	3.859	4.517	5.140	5.736	6.305
σ_r (MPa)	-1.271	-1.695	-2.078	-2.431	-2.768	-3.090	-3.395
σ_{θ} (MPa)	0.361	0.480	0.589	0.688	0.784	0.874	0.962
σ_l (MPa)	1.810	2.413	2.958	3.462	3.939	4.397	4.832
σ_2 (MPa)	0.361	0.480	0.589	0.688	0.784	0.874	0.962
σ_3 (MPa)	-3.081	-4.108	-5.036	-5.893	-6.707	-7.485	-8.227
$\theta(^{\circ})$	43.232						

ξ (MPa)	-0.526	-0.702	-0.860	-1.006	-1.145	-1.278	-1.405
r (MPa)	3.553	4.736	5.807	6.796	7.733	8.631	9.485
τ_s (MPa)	2.597	3.462	4.246	4.968	5.654	6.311	6.935
τ_s/f_t	1.356	1.379	1.396	1.408	1.419	1.429	1.437

续表 2-3

c/d	4						
f_{cu} (MPa)	20	30	40	50	60	70	80
p (MPa)	16.629	22.170	27.184	31.812	36.206	40.411	44.412
fp (MPa)	4.990	6.652	8.156	9.544	10.862	12.123	13.324
$\beta(^{\circ})$	52.534						
τ (MPa)	2.362	3.148	3.860	4.518	5.143	5.739	6.308
σ_r (MPa)	-1.271	-1.695	-2.079	-2.433	-2.768	-3.090	-3.396
σ_{θ} (MPa)	0.325	0.432	0.531	0.620	0.706	0.787	0.866
σ_l (MPa)	1.810	2.413	2.958	3.462	3.940	4.398	4.833
σ_2 (MPa)	0.325	0.432	0.531	0.620	0.706	0.787	0.866
σ_3 (MPa)	-3.081	-4.109	-5.037	-5.895	-6.710	-7.488	-8.230
$\theta(^{\circ})$	42.769						
ξ (MPa)	-0.547	-0.729	-0.894	-1.047	-1.191	-1.329	-1.461
r (MPa)	3.547	4.728	5.797	6.785	7.722	8.618	9.471
τ_s (MPa)	2.597	3.463	4.247	4.970	5.656	6.313	6.938
τ_s/f_t	1.356	1.380	1.397	1.408	1.419	1.429	1.437

续表 2-3

c/d	4.5						
f_{cu} (MPa)	20	30	40	50	60	70	80
p (MPa)	16.630	22.170	27.186	31.813	36.207	40.412	44.414
fp (MPa)	4.990	6.652	8.156	9.544	10.862	12.124	13.324
$\beta(^{\circ})$	52.534						
τ (MPa)	2.362	3.148	3.860	4.518	5.143	5.739	6.308
σ_r (MPa)	-1.271	-1.696	-2.079	-2.433	-2.768	-3.090	-3.396
σ_{θ} (MPa)	0.320	0.427	0.523	0.612	0.698	0.778	0.855
σ_l (MPa)	1.810	2.413	2.958	3.462	3.940	4.398	4.833
σ_2 (MPa)	0.320	0.427	0.523	0.612	0.698	0.778	0.855
σ_3 (MPa)	-3.081	-4.109	-5.037	-5.895	-6.710	-7.488	-8.230

$\theta(^{\circ})$	42.718						
$\zeta(\text{MPa})$	-0.550	-0.732	-0.898	-1.051	-1.195	-1.335	-1.467
$r(\text{MPa})$	3.547	4.727	5.797	6.783	7.721	8.617	9.470
$\tau_s(\text{MPa})$	2.597	3.463	4.247	4.970	5.656	6.313	6.938
τ_s/f_t	1.356	1.380	1.397	1.408	1.419	1.429	1.437

2.2.3 剥裂粘结强度

方向为 52.5° 的斜裂缝发展至一定高度处停滞，斜裂及向前延伸之不可见微裂缝将握裹层混凝土切割成一系列斜向受压的圆锥状筒体，并在筒顶承受斜向压力。该压力是由横肋斜向挤压提供的，由于肋前破碎堆积锥状楔形成了新的挤压-摩阻面，界面作用转为混凝土间的摩阻，取 $f = 0.60$ 。锥面斜角变化范围较大，平均取 $\alpha = 25^{\circ}$ 。



图 2-8 剥裂（极限）受力模型

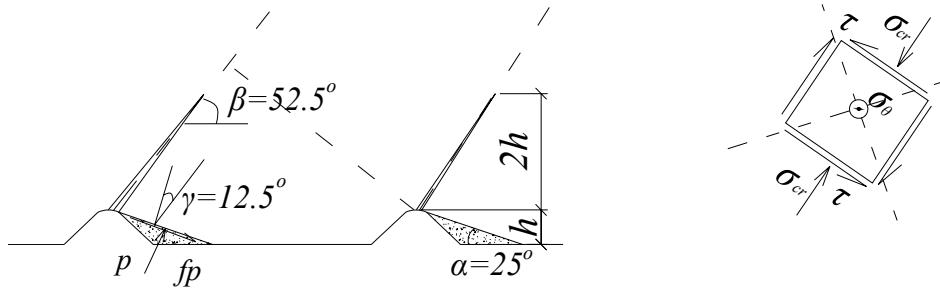


图 2-9 剥裂（极限）应力状态

锥筒顶局部区域的受力状态如图 2-8 所示，在正压力 p 和摩阻力 fp 的作用下，混凝土咬合齿根部的应力状态可由几何条件求出。图中 p 的作用方向与斜裂的夹角 $\gamma = 90^{\circ} - \alpha - \beta$ 。 p 和 fp 的合力指向齿根中心，近似认为应力在齿根截面均匀，简化求得破坏面应力如下（图 2-9）。

$$\sigma_c = (\cos \gamma + f \sin \gamma) p \frac{\pi(d'+h)h / \sin \alpha}{\pi(d'+2h)hl \cdot \sin \beta} = 0.287282 p \quad (2-25)$$

$$\tau = (-\sin \gamma + f \cos \gamma) p \frac{\pi(d'+h)h / \sin \alpha}{\pi(d'+2h)hl \cdot \sin \beta} = 0.095921 p \quad (2-26)$$

还可以计算界面上的平均内压力 p_r 和环向应力 σ_θ 。

$$p_r = (\cos \alpha - f \sin \alpha) p \frac{\pi(d'+h)h / \sin \alpha}{\pi d' l} = 0.19333 p \quad (2-27)$$

$$\sigma_\theta = \frac{5}{5 - 0.96/2} \left(1 - \frac{r}{5d}\right) K_\theta \cdot p_r = 0.087622 K_\theta \cdot p \quad (2-28)$$

$$K_\theta = \frac{1}{0.04 + 1.98 \frac{c}{d} - 0.22 \frac{c^2}{d^2}} \quad (2-29)$$

由强度准则确定 p 值后，挤压力和摩阻力向水平投影可求得劈裂粘结强度

τ_{cr} 。

$$\tau_{cr} = (\sin \alpha + f \cos \alpha) p \cdot \frac{\pi(d'+h)h}{\pi d l \sin \alpha} = 0.274786 p \quad (2-30)$$

整个计算过程如表 2-4 所示，由计算结果同样可以分析保护层发生劈裂时的应力状态和局部破坏的一些规律。

(1) 保护层劈裂时，挤压力 p 已经接近或超过混凝土的受压强度，肋前混凝土已破碎并挤压成楔状堆积，但仅为局部应力，破碎仅限于肋前局部区域。

(2) 在破坏截面上（齿根）混凝土受压 $\sigma_{cr} = (0.3 \sim 0.5)f_c$ ，环向应力 σ_θ 较大 ($0.6 \sim 0.9f_t$ 左右)，已接近抗拉强度，它是引起破坏的主要因素。

(3) 主拉应力 $\sigma_1 = \sigma_\theta$ 较大，是造成混凝土破坏（发生纵向劈裂裂缝）的主要原因；中间应力不大， $\sigma_2 = (0.3 \sim 0.5)f_t$ 左右；主压应力也不大， $\sigma_3 = (0.3 \sim 0.4)f_c$ ，但它的存在降低了主拉应力方向的强度，加速了纵向劈裂的发生。

(4) 应力状态参数 $\theta = 50^\circ \sim 59^\circ$ ， ξ 较小且为负值， r 较大，表明平均正应力为负值，剪力作用相对较大。

(5) 劈裂粘结强度 τ_{cr} 随混凝土强度增大而增长，但呈非线性。还可以看出，随保护层厚度 (c/d) 增大， τ_{cr} 值也加大，但增长趋势逐渐趋缓，并止于一定值。这是由于保护层厚度加大时，环向应力系数 K_θ 减小（但趋于 $2/9$ ），故环向应力 σ_θ 减小，提高了劈裂粘结强度（但也有一定的限值）。从物理意义上理解，这是外层混凝土约束和劈裂厚度增加带来的影响。

由表 2-4 计算所得劈裂粘结强度值与保护层相对厚度和混凝土抗拉强度进行统计回归，可得计算劈裂粘结强度的简化计算公式。

$$\tau_{cr} = \left[-0.154 \left(\frac{c}{d} - 4.5 \right)^2 + 3.721 \right] f_t^{1.35} \quad (2-31)$$

图 2-10 表示了混凝土强度不同时劈裂粘结强度 τ_{cr} 与保护层厚度的关系。

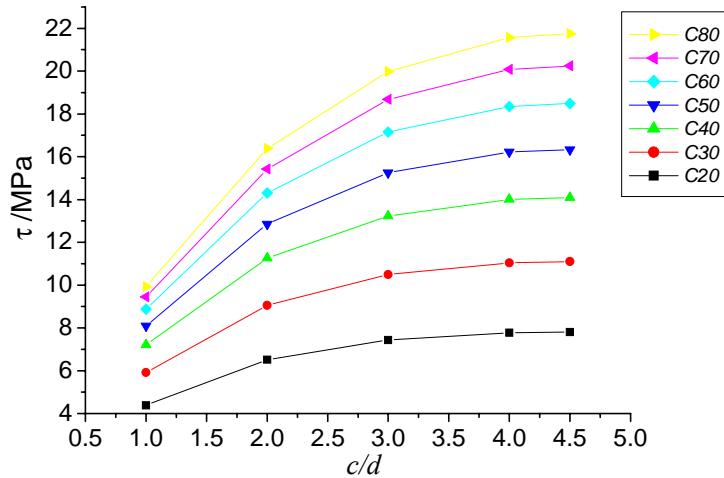


图 2-10 剥裂(极限)强度与保护层厚度的关系

表 2-4 剥裂应力状态及计算强度

c/d	1							
	f _{cu} (MPa)	20	30	40	50	60	70	80
p(MPa)	15.485	20.903	25.458	28.597	31.364	33.381	35.101	
f _p (MPa)	9.292	12.542	15.275	17.159	18.819	20.028	21.061	
τ(MPa)	1.488	2.008	2.447	2.749	3.014	3.208	3.373	
σ _{cr} (MPa)	-4.445	-6.001	-7.310	-8.210	-9.005	-9.583	-10.077	
σ _θ (MPa)	1.613	2.177	2.651	2.978	3.267	3.476	3.655	
σ _I (MPa)	1.613	2.177	2.651	2.978	3.267	3.476	3.655	
σ ₂ (MPa)	0.453	0.610	0.744	0.835	0.916	0.974	1.024	
σ ₃ (MPa)	-4.898	-6.611	-8.052	-9.046	-9.921	-10.559	-11.102	
θ(°)	50.381							
ξ(MPa)	-1.636	-2.208	-2.689	-3.021	-3.313	-3.526	-3.707	
r(MPa)	4.911	6.629	8.074	9.070	9.947	10.586	11.132	
τ _{cr} (MPa)	4.255	5.744	6.996	7.859	8.618	9.174	9.645	
τ _{s/f_t}	2.216	2.289	2.301	2.226	2.165	2.075	1.997	

续表 2-4

c/d	2							
	f _{cu} (MPa)	20	30	40	50	60	70	80
p(MPa)	27.506	38.191	47.514	54.197	60.324	65.072	69.125	
f _p (MPa)	16.503	22.914	28.508	32.517	36.194	39.042	41.475	
τ(MPa)	2.644	3.670	4.566	5.208	5.797	6.253	6.643	

σ_{cr} (MPa)	-7.897	-10.965	-13.640	-15.559	-17.319	-18.682	-19.845
σ_θ (MPa)	1.637	2.272	2.827	3.225	3.590	3.872	4.113
σ_l (MPa)	1.637	2.272	2.827	3.225	3.590	3.872	4.113
σ_2 (MPa)	0.802	1.115	1.387	1.582	1.761	1.900	2.019
σ_3 (MPa)	-8.701	-12.079	-15.028	-17.142	-19.081	-20.582	-21.864
$\theta(^{\circ})$	55.837						
ζ (MPa)	-3.027	-4.203	-5.229	-5.964	-6.639	-7.162	-7.607
r (MPa)	6.801	9.443	11.749	13.401	14.917	16.090	17.093
τ_{cr} (MPa)	6.331	8.790	10.935	12.474	13.884	14.976	15.909
τ_s/f_t	3.297	3.502	3.597	3.534	3.488	3.388	3.294

续表 2-4

c/d	3						
f_{cu} (MPa)	20	30	40	50	60	70	80
p (MPa)	26.270	37.065	46.739	53.873	60.591	65.984	70.590
fp (MPa)	15.762	22.239	28.043	32.324	36.354	39.591	42.355
τ (MPa)	2.524	3.562	4.492	5.177	5.823	6.341	6.784
σ_{cr} (MPa)	-7.542	-10.642	-13.419	-15.467	-17.395	-18.944	-20.267
σ_θ (MPa)	1.215	1.716	2.164	2.493	2.805	3.054	3.267
σ_l (MPa)	1.215	1.716	2.164	2.493	2.805	3.054	3.267
σ_2 (MPa)	0.767	1.082	1.365	1.572	1.770	1.927	2.061
σ_3 (MPa)	-8.309	-11.724	-14.784	-17.040	-19.165	-20.871	-22.328
$\theta(^{\circ})$	57.607						
ζ (MPa)	-3.652	-5.153	-6.499	-7.490	-8.424	-9.175	-9.815
r (MPa)	7.601	10.725	13.523	15.586	17.530	19.091	20.423
τ_{cr} (MPa)	7.219	10.186	12.844	14.804	16.650	18.132	19.399
τ_s/f_t	3.760	4.058	4.225	4.194	4.184	4.102	4.016

续表 2-4

c/d	4						
f_{cu} (MPa)	20	30	40	50	60	70	80
p (MPa)	27.467	39.000	49.472	57.310	64.803	70.937	76.181
fp (MPa)	16.480	23.400	29.684	34.386	38.881	42.563	45.709
τ (MPa)	2.640	3.748	4.755	5.508	6.228	6.817	7.320
σ_{cr} (MPa)	-7.885	-11.197	-14.204	-16.453	-18.605	-20.366	-21.872

σ_θ (MPa)	1.144	1.625	2.061	2.387	2.700	2.955	3.174
σ_l (MPa)	1.144	1.625	2.061	2.387	2.700	2.955	3.174
σ_2 (MPa)	0.802	1.139	1.445	1.673	1.892	2.072	2.224
σ_3 (MPa)	-8.688	-12.335	-15.649	-18.127	-20.497	-22.438	-24.096
$\theta(^{\circ})$	58.243						
ζ (MPa)	-3.892	-5.527	-7.011	-8.122	-9.183	-10.052	-10.795
r (MPa)	7.891	11.206	14.215	16.466	18.619	20.382	21.888
τ_{cr} (MPa)	7.547	10.717	13.595	15.749	17.807	19.493	20.934
τ_s/f_t	3.931	4.270	4.472	4.461	4.474	4.410	4.334

续表 2-4

c/d	4.5						
f_{cu} (MPa)	20	30	40	50	60	70	80
p (MPa)	27.599	39.216	49.781	57.702	65.290	71.518	76.843
fp (MPa)	16.560	23.530	29.869	34.621	39.174	42.911	46.106
τ (MPa)	2.652	3.768	4.784	5.545	6.274	6.873	7.385
σ_{cr} (MPa)	-7.923	-11.259	-14.292	-16.567	-18.745	-20.533	-22.062
σ_θ (MPa)	1.135	1.613	2.048	2.374	2.687	2.942	3.162
σ_l (MPa)	1.135	1.613	2.048	2.374	2.687	2.942	3.162
σ_2 (MPa)	0.806	1.145	1.453	1.685	1.907	2.088	2.244
σ_3 (MPa)	-8.729	-12.404	-15.745	-18.251	-20.651	-22.622	-24.305
$\theta(^{\circ})$	58.314						
ζ (MPa)	-3.919	-5.569	-7.070	-8.194	-9.271	-10.156	-10.912
r (MPa)	7.923	11.258	14.292	16.567	18.745	20.533	22.062
τ_{cr} (MPa)	7.584	10.777	13.680	15.856	17.942	19.653	21.117
τ_s/f_t	3.950	4.294	4.500	4.492	4.508	4.446	4.372

2. 2. 4 极限粘结强度

劈裂以后，环向应力 σ_θ 为零，握裹层混凝土对锚筋的直接握裹作用解除。箍筋（外层混凝土）因跨越裂缝而应力迅速增大，箍筋（外层混凝土）拉力在四个角隅形成推力，在横截面上形成十字形的交叉压杆(图 2-11)。这些压杆在环向被劈裂裂缝所分割，在纵向被肋前斜裂缝分割，形成四角锥状的斜向受压短柱，压应力为 σ_c 。随荷载增加，短柱顶端局部区域混凝土受压破坏，并逐渐向外发展，达到表面滑脱裂缝时，因约束较小沿 A 面破坏，荷载下降形成峰值。

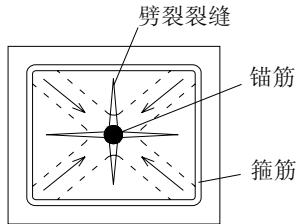


图 2-11 极限状态传力模型

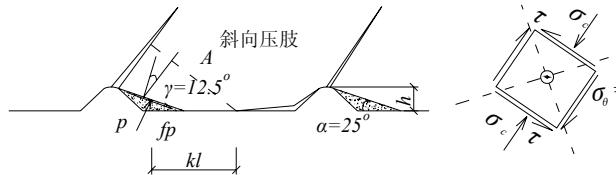


图 2-12 极限状态受力模型及应力状态

极限粘结强度 τ_u 取决于破坏面的应力状态，而破坏面的大小又取决于表面滑脱裂缝的长短。当混凝土保护层较大时，因握裹层约束较强，滑脱长度较短，破坏面 A 因而较大，反之亦然。

不同保护层厚度，其破坏面的水平投影长度不同。保护层厚度与破坏面投影长 kl 的关系取值如表 2-5 所示。

表 2-5 保护层厚度与破坏面的关系

c/d	1	2	3	4	4.5
k	0.375	0.50	0.55	0.575	0.575

如图 2-12 所示，肋前锥楔斜面上作用着挤压力 p 和摩擦力 fp ，由几何关系可求出破坏面上的平均压力 σ_c 、剪力 τ 和环向应力 σ_θ ，

$$\begin{aligned} \sigma_c &= (p \cos \gamma + fp \sin \gamma) \frac{\pi(d'+h)h / \sin \alpha}{\pi(d'+kl \tan \theta)kl / \cos \theta} \\ &= \frac{0.2495}{k(0.96 + 0.4604k)} p \end{aligned} \quad (2-32)$$

$$\begin{aligned} \tau &= (-p \sin \gamma + fp \cos \gamma) \frac{\pi(d'+h)h / \sin \alpha}{\pi(d'+kl \tan \theta)kl / \cos \theta} \\ &= \frac{0.0833}{k(0.96 + 0.4604k)} p \end{aligned} \quad (2-33)$$

$$\sigma_\theta = 0 \quad (2-34)$$

由强度准则确定 p 值后，挤压力和摩阻力向水平投影可求得极限粘结强度 τ_{cr} 。

$$\tau_u = (\sin \alpha + f \cos \alpha) p \cdot \frac{\pi(d+h)h}{\pi d l \sin \alpha} = 0.274786 p \quad (2-35)$$

计算过程如表 2-6 所示, 由计算结果可得出以下规律。

1. 极限状态时挤压压力 p 和摩阻力 fp 比劈裂时均有增长, 其中 p 已超过抗压强度 f_c , 故在肋前造成局部挤压破坏。
2. 由于劈裂, 环向应力 $\sigma_\theta = 0$, 在破坏面上, 压应力 σ_c 很大 (0.6 f_c 左右), 是引起混凝土挤压破坏的原因, 剪力 τ 也不小 (0.2 f_c 左右)。
3. 由于中间应力 $\sigma_2 = 0$, 故为二轴应力状态, 主拉应力 σ_1 为 $0.45 \sim 0.6 f_t$, 主压应力 σ_3 为 $0.65 \sim 0.7 f_c$, 二者共同作用使得混凝土破坏。斜缝方向 73.1° , 与纵轴夹角 $\beta' = 35.6^\circ$, 垂直主拉应力方向而与主压应力方向相同。裂缝形态为平行压碎裂缝。
4. 应力状态参数 $\theta = 55.6^\circ$, 接近受压破坏, ξ 为负值, 表示平均应力为压应力, ξ 和 ρ 较劈裂时增大, 这主要是由于 $\sigma_\theta = 0$ 使承载力有所增大。
5. 极限粘结强度 τ_u 随 c/d 和 f_{cu} 的变化规律与 τ_{cr} 类似, 但稍有提高, 约为 7.6%。其计算公式为:

$$\tau_u = \left[-0.168 \left(\frac{c}{d} - 4.5 \right)^2 + 4.004 \right] f_t^{1.35} \quad (2-36)$$

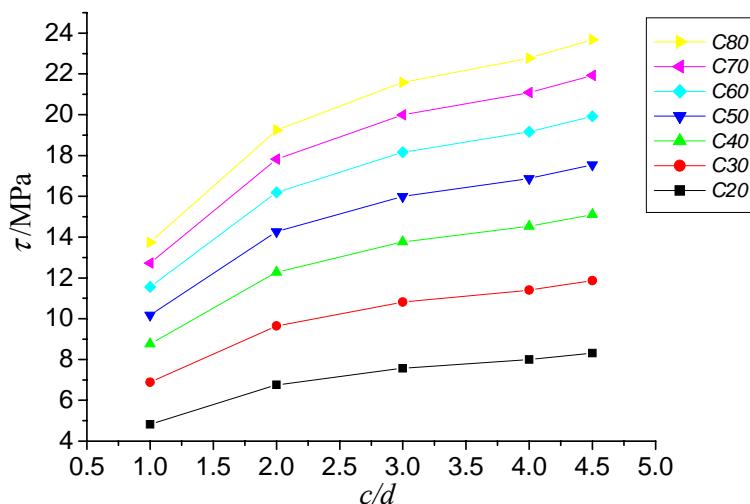


图 2-13 极限粘结强度与保护层厚度的关系

表 2-6 极限应力状态及计算强度

c/d	1							
	f_{cu} (MPa)	20	30	40	50	60	70	80
p (MPa)	17.035	24.317	30.960	35.972	40.840	44.939	48.536	
fp (MPa)	10.221	14.589	18.576	21.583	24.503	26.963	29.122	

τ (MPa)	3.341	4.769	6.071	7.054	8.009	8.813	9.519
σ_c (MPa)	10.007	14.284	18.187	21.130	23.990	26.398	28.512
σ_θ (MPa)	0						
$\beta(^{\circ})$	73.134						
σ_I (MPa)	1.013	1.446	1.841	2.138	2.429	2.672	2.886
σ_2 (MPa)	0.000						
σ_3 (MPa)	-11.019	-15.730	-20.027	-23.269	-26.417	-29.070	-31.397
$\theta(^{\circ})$	55.648						
ζ (MPa)	-5.778	-8.247	-10.500	-12.199	-13.850	-15.240	-16.460
r (MPa)	9.439	13.472	17.153	19.929	22.626	24.898	26.891
τ_u (MPa)	4.682	6.682	8.508	9.885	11.222	12.350	13.338
τ_s/f_t	2.438	2.662	2.799	2.800	2.820	2.794	2.762

续表 2-6

c/d	2						
f_{cu} (MPa)	20	30	40	50	60	70	80
p (MPa)	23.867	34.068	43.376	50.396	57.216	62.960	68.001
fp (MPa)	14.320	20.441	26.026	30.238	34.330	37.776	40.800
τ (MPa)	3.341	4.769	6.071	7.054	8.009	8.813	9.519
σ_c (MPa)	10.007	14.284	18.187	21.130	23.990	26.398	28.512
σ_θ (MPa)	0						
$\beta(^{\circ})$	73.134						
σ_I (MPa)	1.013	1.446	1.841	2.138	2.429	2.672	2.886
σ_2 (MPa)	0.000						
σ_3 (MPa)	-11.019	-15.730	-20.027	-23.269	-26.417	-29.070	-31.397
$\theta(^{\circ})$	55.648						
ζ (MPa)	-5.778	-8.247	-10.500	-12.199	-13.850	-15.240	-16.460
r (MPa)	9.439	13.472	17.153	19.929	22.626	24.898	26.891
τ_u (MPa)	6.559	9.362	11.920	13.849	15.723	17.301	18.686
τ_s/f_t	3.416	3.730	3.921	3.923	3.950	3.914	3.869

续表 2-6

c/d	3						
f_{cu} (MPa)	20	30	40	50	60	70	80
p (MPa)	26.758	38.195	48.630	56.501	64.146	70.587	76.237

f_p (MPa)	16.055	22.916	29.178	33.901	38.489	42.352	45.742
τ (MPa)	3.341	4.769	6.071	7.054	8.009	8.813	9.519
σ_c (MPa)	10.007	14.284	18.187	21.130	23.990	26.398	28.512
σ_θ (MPa)				0			
$\beta(^{\circ})$				73.134			
σ_I (MPa)	1.013	1.446	1.841	2.138	2.429	2.672	2.886
σ_2 (MPa)				0.000			
σ_3 (MPa)	-11.019	-15.730	-20.027	-23.269	-26.417	-29.070	-31.397
$\theta(^{\circ})$				55.648			
ζ (MPa)	-5.778	-8.247	-10.500	-12.199	-13.850	-15.240	-16.460
r (MPa)	9.439	13.472	17.153	19.929	22.626	24.898	26.891
τ_u (MPa)	7.353	10.496	13.363	15.527	17.627	19.398	20.950
τ_s/f_t	3.830	4.182	4.396	4.399	4.429	4.389	4.337

续表 2-6

c/d	4						
f_{cu} (MPa)	20	30	40	50	60	70	80
p (MPa)	28.232	40.300	51.311	59.615	67.682	74.477	80.439
f_p (MPa)	16.939	24.180	30.786	35.769	40.609	44.685	48.264
τ (MPa)	3.341	4.769	6.071	7.054	8.009	8.813	9.519
σ_c (MPa)	10.007	14.284	18.187	21.130	23.990	26.398	28.512
σ_θ (MPa)				0			
$\beta(^{\circ})$				73.134			
σ_I (MPa)	1.013	1.446	1.841	2.138	2.429	2.672	2.886
σ_2 (MPa)				0.000			
σ_3 (MPa)	-11.019	-15.730	-20.027	-23.269	-26.417	-29.070	-31.397
$\theta(^{\circ})$				55.648			
ζ (MPa)	-5.778	-8.247	-10.500	-12.199	-13.850	-15.240	-16.460
r (MPa)	9.439	13.472	17.153	19.929	22.626	24.898	26.891
τ_u (MPa)	7.759	11.074	14.100	16.382	18.599	20.466	22.105
τ_s/f_t	4.041	4.412	4.638	4.641	4.673	4.630	4.577

续表 2-6

c/d	4.5						
f_{cu} (MPa)	20	30	40	50	60	70	80

p (MPa)	29.353	41.900	53.348	61.982	70.370	77.434	83.634
fp (MPa)	17.612	25.140	32.009	37.190	42.222	46.461	50.180
τ (MPa)	3.341	4.769	6.071	7.054	8.009	8.813	9.519
σ_c (MPa)	10.007	14.284	18.187	21.130	23.990	26.398	28.512
σ_θ (MPa)				0			
$\beta(^{\circ})$				73.134			
σ_l (MPa)	1.013	1.446	1.841	2.138	2.429	2.672	2.886
σ_2 (MPa)				0.000			
σ_3 (MPa)	-11.019	-15.730	-20.027	-23.269	-26.417	-29.070	-31.397
$\theta(^{\circ})$				55.648			
ζ (MPa)	-5.778	-8.247	-10.500	-12.199	-13.850	-15.240	-16.460
r (MPa)	9.439	13.472	17.153	19.929	22.626	24.898	26.891
τ_u (MPa)	8.067	11.514	14.660	17.032	19.338	21.279	22.982
τ_s/f_t	4.202	4.587	4.822	4.825	4.859	4.814	4.758

2.2.5 残余粘结强度

下降段后期滑移接近肋距 l , 咬合齿被剪断, 钢筋肋间填满了混凝土碎屑, 从而形成了新的沿变形钢筋外轮廓的滑移-摩阻面。这是混凝土之间的摩擦, 并且由于大滑移引起的混凝土颗粒磨细, 摩擦系数将会衰减, 取摩擦系数 $f=0.45^{[7]}$ 。摩阻面上的正压力 p 是极限状态时挤压力径向分力的残存, 可由表 2-6 的相应的 p 计算而得。摩阻发生在咬合齿根部截面, 根据几何条件计算正压力为:

$$p_r = (\cos \alpha - f \sin \alpha) p_u \frac{\pi(d'+h)h}{\pi(d'+2h)l \sin \alpha} = 0.1687 p_u \quad (2-37)$$

式中 p_u ——极限状态时的挤压力, 即表 2-5 中的 p 值。

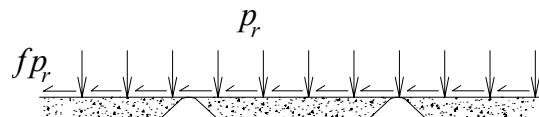


图 2-14 残余状态受力模型

残余粘结强度即为滑移面上的摩阻力:

$$\tau_r = f p_r = 0.0759 p_u \quad (2-38)$$

代入 p_u 值计算, 结果如表 2-7 所示。由表中数据可以看出, 残余粘结强度与 f_{cu} 、 c/d 有关。图 2-15 为不同强度混凝土粘结残余强度与 c/d 。其简化计算公

式为：

$$\tau_r = \left[-0.0464 \left(\frac{c}{d} - 4.5 \right)^2 + 1.1059 \right] f_t^{1.35} \quad (2-39)$$

前面建立了各个临界状态的受力模型，分析了咬合齿上的应力状态，并由多轴强度准则得到了各个特征强度的简化计算公式。

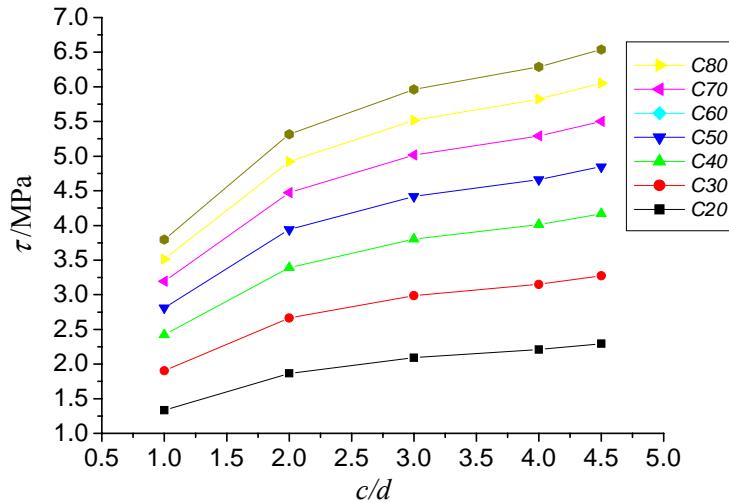


图 2-15 残余粘结强度与 c/d 的关系

表 2-7 残余应力状态及计算强度

c/d	1							
	f _{cu} (MPa)	20	30	40	50	60	70	80
p(MPa)	17.039	24.324	30.969	35.981	40.851	44.951	48.550	
p _r (MPa)	2.875	4.103	5.224	6.070	6.891	7.583	8.190	
τ _r (MPa)	1.293	1.847	2.351	2.731	3.100	3.412	3.685	
τ _s /f _t	0.840	0.919	0.983	1.034	1.088	1.141	1.185	

续表 2-7

c/d	2							
	f _{cu} (MPa)	20	30	40	50	60	70	80
p(MPa)	23.873	34.078	43.387	50.410	57.233	62.977	68.020	
p _r (MPa)	4.028	5.749	7.320	8.504	9.655	10.625	11.475	
τ _r (MPa)	1.812	2.587	3.293	3.827	4.344	4.779	5.163	
τ _s /f _t	1.177	1.287	1.378	1.449	1.523	1.599	1.660	

续表 2-7

c/d	3						
	f _{cu} (MPa)	20	30	40	50	60	70

p (MPa)	26.765	38.205	48.644	56.517	64.165	70.606	76.258
p_r (MPa)	4.516	6.445	8.206	9.534	10.824	11.911	12.864
τ_r (MPa)	2.031	2.899	3.692	4.290	4.871	5.359	5.788
τ_s/f_t	1.319	1.443	1.544	1.624	1.709	1.792	1.860

续表 2-7

c/d	4						
	f_{cu} (MPa)	20	30	40	50	60	70
p (MPa)	28.240	40.311	51.325	59.632	67.701	74.497	80.461
p_r (MPa)	4.764	6.801	8.659	10.060	11.421	12.568	13.574
τ_r (MPa)	2.144	3.060	3.896	4.527	5.138	5.654	6.107
τ_s/f_t	1.391	1.523	1.630	1.714	1.803	1.891	1.963

续表 2-7

c/d	4.5						
	f_{cu} (MPa)	20	30	40	50	60	70
p (MPa)	29.361	41.911	53.362	61.999	70.389	77.456	83.657
p_r (MPa)	4.953	7.071	9.003	10.459	11.875	13.067	14.113
τ_r (MPa)	2.228	3.180	4.050	4.705	5.342	5.878	6.349
τ_s/f_t	1.448	1.583	1.694	1.782	1.875	1.966	2.041

2.2.6 计算公式与试验结果的对比

图 2-16 显示了国内大量变形钢筋拉拔试验结果，本文提出的极限粘结强度计算公式与试验结果吻合较好。

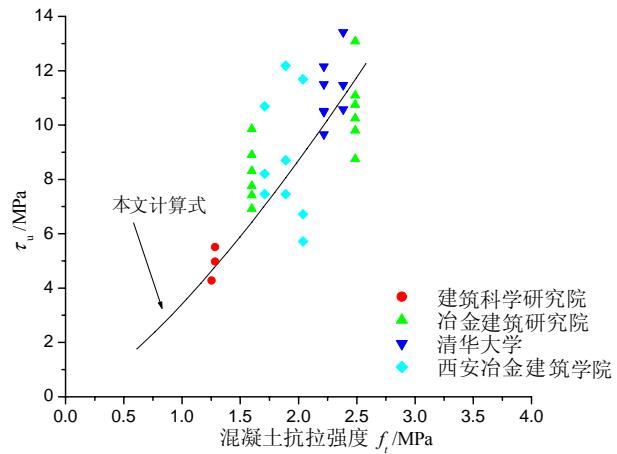


图 2-16 极限粘结强度与混凝土抗拉强度的关系

2.3 光圆钢筋粘结特征强度

光圆钢筋的粘结力主要由化学胶结力和摩擦力组成。在滑移之前主要取决于化学胶结力，发生滑移后进一步的粘结力就只能靠摩擦和在钢筋与周围混凝土之间已经移位的小砂粒的楔固作用来产生。

2.3.1 胶结强度

胶结强度受胶结剪切强度和胶结面积影响。清华大学^[7]等单位曾做过胶结剪切试验，试验表明：随着钢筋锈蚀程度增加，平均胶结强度增大，与无锈表面相比，轻锈表面胶结剪切强度均增加30%，重锈和腐锈表面相差不大，均增加75%左右，随着锈蚀程度的不同，胶结剪切强度约为0.4~0.8MPa。取平均胶结剪切强度为0.55MPa。

因此可得每单位长度的光圆钢筋的胶结力为：

$$T_s = 0.55\pi d \quad (2-40)$$

式中， d —光圆钢筋直径。

2.3.2 极限粘结强度

随着光圆钢筋与混凝土表面的剪切应力和剪切应变不断增加，钢筋将与混凝土表面拉脱，一旦拉脱，化学胶结力丧失。因而光圆钢筋与混凝土之间的粘结极限粘结强度就是界面摩阻力。

摩阻力等于光圆钢筋与混凝土界面法向力和摩阻系数的乘积。摩阻系数随着钢筋锈蚀程度的增加而加大。无锈和轻锈接近0.3，重锈和腐锈接近0.6。界面法向力是由于混凝土的收缩使钢筋周围的混凝土裹压在混凝土上而产生的。混凝土收缩变形早期发展较快，往后逐渐减慢，收缩应变—时间关系曲线呈水平渐近线，混凝土第一年的收缩应变约为 0.3×10^{-3} ，其80~90%可在前6个月完成，一年后收缩仍有发展，但不明显。在钢筋混凝土构件中，混凝土的收缩会受到钢筋的约束，利用弹性力学分析圆环受均布压力作用的方法来求得界面法向力。混凝土收缩作用相当于圆管受内压力作用，在《弹性力学》^[55]中给出了弹性解。

$$\sigma_r = -\frac{\frac{(c+d/2)^2}{r^2}-1}{\frac{(c+d/2)^2}{(d/2)^2}-1} q_a \quad (2-41)$$

$$\sigma_\theta = \frac{\frac{(c+d/2)^2}{r^2} + 1}{\frac{(c+d/2)^2}{(d/2)^2} - 1} q_a \quad (2-42)$$

当 σ_θ 达到混凝土的抗拉强度 f_t 后以及抗拉极限应变 ε_u 之前，混凝土将出现塑性变形。因此在混凝土截面上将出现弹性区和塑性区。在作以下分析时，采用下面两个基本假定：

1. 在塑性区域混凝土应变符合下面规定

$$\varepsilon_{r\theta} = \frac{\frac{(c+d/2)^2}{r^2} + 1}{\frac{(c+d/2)^2}{(d/2)^2} + 1} \varepsilon_{a\theta} \quad (2-43)$$

2. 混凝土的轴向受拉应力-应变采用两段关系式，其表达式为：

$$\text{当 } 0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_t \text{ 时, } \sigma = E_c \varepsilon \quad (2-44)$$

$$\text{当 } \varepsilon_t \leq \varepsilon \leq \varepsilon_u \text{ 时, } \sigma = f_{ct} \quad (2-45)$$

式中， E_c ——混凝土弹性模量；

f_{ct} ——混凝土抗拉强度。

我们已经知道 $\varepsilon_{a\theta} = 0.3 \times 10^{-3}$ ，从而就可以得到应变沿径向的分布，进而就可以通过混凝土的本构关系得到混凝土应力沿径向分布，最后对应力进行积分得出界面法向力。首先求得弹塑性区分界半径 r_s ，

$$\frac{f_{ct}}{E_c} = \frac{\frac{(c+d/2)^2}{r_s^2} + 1}{\frac{(c+d/2)^2}{(d/2)^2} + 1} \varepsilon_{a\theta} = \frac{\frac{(c+d/2)^2}{r_s^2} + 1}{\frac{(c+d/2)^2}{(d/2)^2} + 1} \times 0.3 \times 10^{-3} \quad (2-46)$$

解上述方程，得

$$r_s = \frac{0.5 \sqrt{(120000 f_{ct} \cdot c^2 + 120000 f_{ct} \cdot c \cdot d + 60000 f_{ct} \cdot d^2 - 9d^2 E_c) \cdot E_c} \cdot (2c + d)d}{40000 f_{ct} \cdot c^2 + 40000 f_{ct} \cdot c^2 + 20000 f_{ct} \cdot d^2 - 3E_c \cdot d^2} \quad (2-47)$$

将 $r=r_s$ 及 $\sigma_\theta = f_{ct}$ 代入式 2-42 中，求得弹塑性分界处的法向应力

$$q_a' = \frac{\frac{(c+d/2)^2}{(d/2)^2} - 1}{\frac{(c+d/2)^2}{r_s^2} + 1} \sigma_\theta \quad (2-48)$$

在 $r > r_s$ 的范围内, 变形仍属弹性的, 式 2-42 依然适用, 只不过把式中的 $d/2$ 改为 r_s , q_a 改为界面处的 q_a' , 然后就可以求得弹性区的环向应力。环向应力分布如图 2-17 所示。

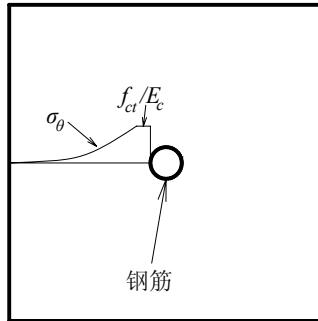
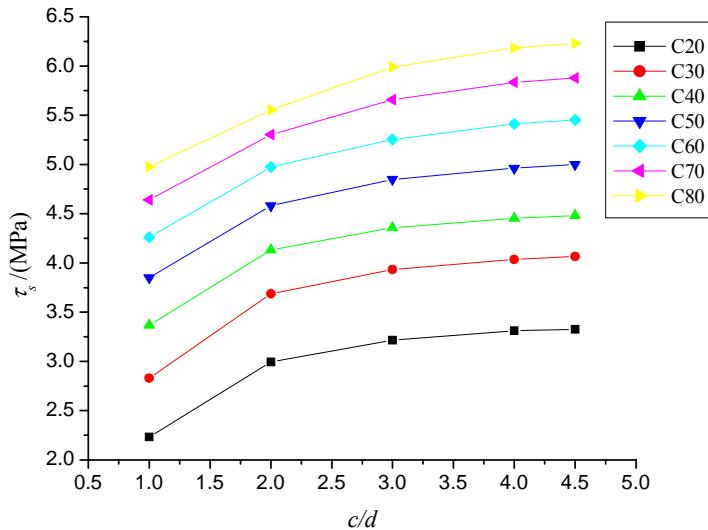


图 2-17 混凝土中环向应力分布

用上述方法计算的结果如表 2-8 所示, 由表可以分析光圆钢筋极限粘结力的一些规律。

表 2-8 光圆钢筋极限粘结强度

混凝土强度 f_{cu} (MPa)		20	30	40	50	60	70	80	
混凝土抗拉强度 f_t (MPa)		1.92	2.51	3.04	3.53	3.98	4.42	4.83	
$E_c (\times 10^4 \text{ N/mm}^2)$		2.55	3.00	3.25	3.45	3.60	3.70	3.80	
c/d	1	法向应力 p_r (MPa)	7.444	9.435	11.230	12.833	14.195	15.470	16.583
	1	粘结应力 τ (MPa)	2.233	2.830	3.369	3.850	4.259	4.641	4.975
	2	法向应力 p_r (MPa)	9.988	12.289	13.770	15.270	16.583	17.680	18.515
	2	粘结应力 τ (MPa)	2.996	3.687	4.131	4.581	4.975	5.304	5.555
	3	法向应力 p_r (MPa)	10.719	13.114	14.523	16.167	17.512	18.859	19.964
	3	粘结应力 τ (MPa)	3.216	3.934	4.357	4.850	5.254	5.658	5.989
	4	法向应力 p_r (MPa)	11.038	13.455	14.844	16.541	18.043	19.448	20.608
	4	粘结应力 τ (MPa)	3.311	4.037	4.453	4.962	5.413	5.834	6.182
	4.5	法向应力 p_r (MPa)	11.091	13.556	14.938	16.669	18.175	19.595	20.769
	4.5	粘结应力 τ (MPa)	3.327	4.067	4.482	5.001	5.453	5.879	6.231

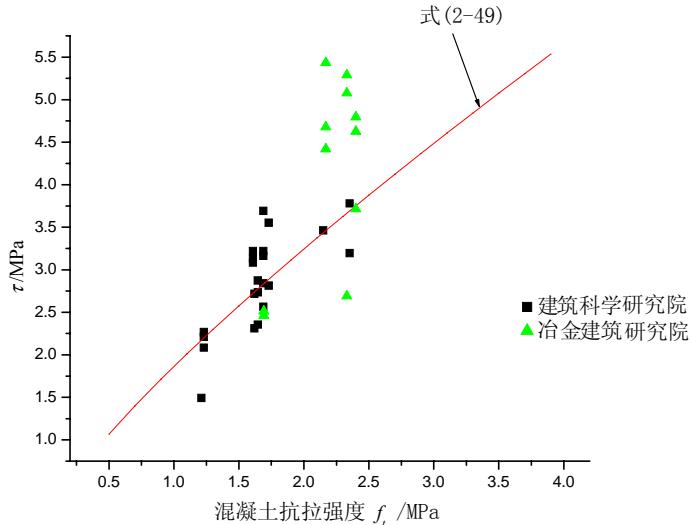
图 2-18 光圆钢筋极限粘结强度与 c/d 的关系

由表看出，极限粘结强度与混凝土强度和钢筋直径有关，图 2-19 为混凝土强度不同时极限粘结强度与 c/d 的关系。

通过以上数据回归，得到一个简便的计算公式：

$$\tau_u = [-0.11(c/d - 4.5)^2 + 2.25] f_t^{0.8} \quad (2-49)$$

图 2-19 显示了国内大量拉拔试验结果，本文提出的极限粘结强度计算公式与试验结果吻合较好。

图 2-19 光圆钢筋极限粘结强度与 c/d 的关系

2.3.3 残余粘结强度

随着粘结锚固力增加滑移加大，混凝土颗粒磨细，到达峰值后钢筋与混凝土之间的摩阻系数开始衰减，粘结应力也因此衰减。当颗粒充分磨细后，粘结应力不再下降，残余粘结强度 τ_r 即反映了摩阻力的最低点。取摩阻系数衰减为

原来的 0.3。则残余粘结强度为：

$$\tau_s = 0.3\tau_u \quad (2-50)$$

前面通过分析光圆钢筋与混凝土界面上的受力情况，推导出各个特征强度值的简化计算公式，与前人的大量粘结试验资料的结果相比较较为吻合。

2.4 小结

(1) 通过分析变形钢筋肋间混凝土齿在粘结力发展和破坏全过程中的几个应力状态，用混凝土多轴强度条件的 Ottosen 准则分别得到了粘结特征强度值：内裂粘结强度、劈裂粘结强度、极限粘结强度和残余粘结强度。

(2) 内裂粘结强度与混凝土强度大致成正比，而与保护层厚度关系不大。劈裂粘结强度随混凝土强度增大而增长，但呈非线性；随保护层厚度增大而增长，但增长趋势逐渐趋缓，并止于 $c/d=4.5$ 。极限粘结强度和残余粘结强度随锚固条件的变化规律与劈裂粘结强度一致。

(3) 利用前人胶结剪切试验研究结果，得出光圆钢筋与混凝土之间的胶结强度；通过分析二者界面受力特点，利用弹塑性力学分析方法，对粘结极限粘结强度和残余粘结强度进行了计算。

第三章 自密实混凝土与钢筋粘结性能基准试验研究

3.1 概述

研究钢筋与混凝土的粘结锚固性能的试验方法有许多种，但其基本方法依然是拉拔试验，虽然其受力状态与实际构件不同，但仍然可以反映粘结力的基本规律。在我国国家标准《混凝土结构试验方法标准》(GB50152—92)中，关于钢筋与混凝土粘结强度对比试验也是采用拉拔试验。本文进行了24个试件拉拔试验，得出了普通混凝土及自密实高性能混凝土与钢筋粘结力发展及破坏全过程。

3.1.1 试验目的

探讨自密实高性能混凝土与钢筋的粘结锚固性能。试验目的如下：

- (1) 通过对12个普通混凝土试件和12个自密实高性能混凝土试件的拉拔试验，得到粘结力-滑移全曲线；
- (2) 研究自密实高性能混凝土及普通混凝土与钢筋粘结性能的异同点；
- (3) 研究钢筋直径对自密实高性能混凝土及普通混凝土与钢筋的粘结锚固性能的影响。

3.1.2 材料选用及力学性能

1. 混凝土

水泥：湖南湘乡水泥厂韶峰牌P.O.42.5级普通硅酸盐水泥。28d抗压强度46.9MPa。密度 3.12g/cm^3 ；

砂：湖南湘江河砂，级配合格，中砂，细度模数2.5-3.0，表观密度 2727Kg/m^3 ；

碎石：5-20mm粒径的碎石；

粉煤灰：湖南湘潭电厂生产的风选I级粉煤灰，其物理性质如表3-1；

表3-1 粉煤灰物理性质

指标	含水率%	烧失量%	密度 g/cm^3	比表面积 m^2/kg
I级粉煤灰	0.2	4.12	2.48	635

减水剂：上海花王化学有限公司生产的萘磺酸盐-甲醛缩合物（粉剂）；

水：自来水。

混凝土配合比及其编号如表 3-2。

表 3-2 混凝土配合比

编号	水泥 (Kg/m ³)	粉煤灰 (Kg/m ³)	砂 (Kg/m ³)	碎石 (Kg/m ³)	水 (Kg/m ³)	减水剂 (Kg/m ³)	实验时抗压强度 (MPa)
SCC40	333	180	740	823	167	3	57.8
NC40	360	179	563	1143	205	0	50.2

注：其中 SCC40 是自密实高性能混凝土，NC40 是普通混凝土。

2. 钢筋：采用涟源钢铁厂生产的钢筋：HPB235 级和 RRB400 级，表面基本没有锈蚀。在制作试件的钢筋中，随机截取三根 300mm 长的试样，通过单向拉伸试验确定其屈服强度和极限强度。钢筋材料性能如表 3-3。

表 3-3 钢筋材料力学性能

钢筋型号	钢筋屈服强度	钢筋极限粘结强度	备注
Φ10I 级光圆钢筋	299.3	396.8	涟钢 HPB235
Φ16III 级螺纹钢筋	492.4	711.2	涟钢 RRB400
Φ20III 级螺纹钢筋	499.7	686.0	涟钢 RRB400

3. 2 拉拔试验方案

3. 2. 1 试件制作

采用无横向钢筋的立方体中心拔出试件，试件如图 3-1，施工现场如图 3-2 所示。拔出试件边长为 10 倍钢筋直径的混凝土立方体试件。钢筋放置在立方体的中轴线上，埋入部分长度和无粘结部分长度各为 5d。钢筋伸出混凝土试件表面的长度：自由端为 20mm，加载端为 450mm。为了避免试件的加载端混凝土受到局部挤压，与结构中钢筋端部附近的应力状态差别大，影响试验结果的真实性，采用试件加载端的局部钢筋与周围混凝土脱空的试件，在加载端用塑料套管把非粘结区的钢筋和混凝土隔离。

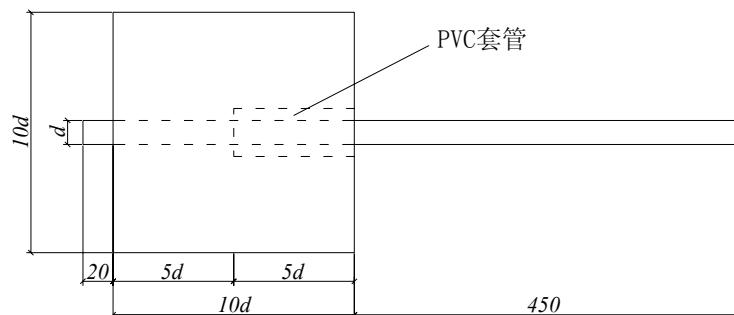


图 3-1 拉拔试件



图 3-2 施工现场

试件制作采用木模板，水平方向浇注。自密实高性能混凝土没有振捣，普通混凝土用振捣器振捣密实。在制作拉拔试件的同时，浇注边长 150mm 的立方体试块，并同期养护。试件编号的意义为：SCC、NC 分别代表自密实高性能混凝土和普通混凝土，其后的数字表示锚筋的直径，如 SCC16 表示锚筋直径为 16mm 的自密实高性能混凝土试件。

3.2.2 试验方法及加载装置

拔出试验采用如图 3-3 所示的吊篮，两端受荷面钢板通过强度和刚度计算选择厚度为 30mm 的 A3 钢。本次试验在 2000kN 电液压式万能试验机上进行。

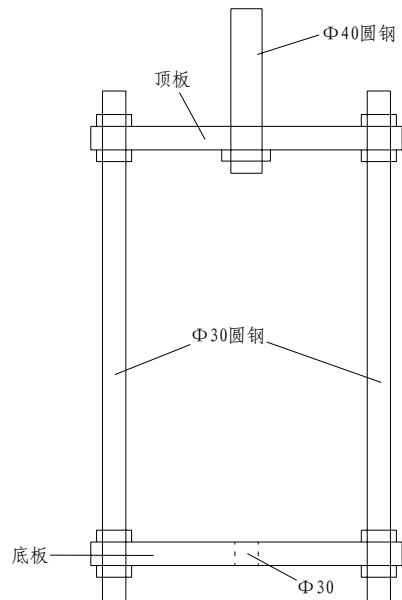


图 3-3 试验吊篮

拉拔试验采用连续加载，直到钢筋被拔出或者试件破坏为止。其加载速度

为：

$$V_F = 0.03d^2 \quad (3-1)$$

式中： V_F ——加载速度（kN/min）；

d ——钢筋直径（mm）。

2 种不同钢筋直径相应的加载速度如表 3-4 所示。

表 3-4 试验加载速度

钢筋直径 (mm)	加载速度 (kN/Min)
16	7.68
20	12.00

拉拔力和滑移量均通过数据采集系统由计算机自动采集，对试件自由端滑移量 S_s 的量测，采用万用表架夹持一段钢棒，将引伸计的两端分别夹在自由端露出的钢筋和钢棒上。对加载端滑移量 S_f 的量测，采用固定于钢筋的钢夹具，将固定于试件上电子百分表的表头顶住。

试验装置及试验现场如图 3-4、图 3-5 所示。

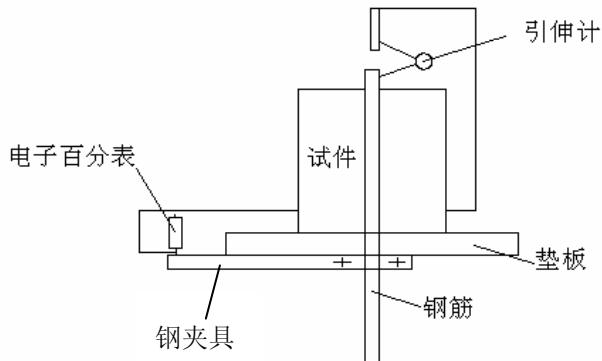


图 3-4 试验装置



图 3-5 试验现场

3.3 试验结果及分析

3.3.1 破坏形态

本次试验共作了 24 个试件，其中自密实高性能混凝土的 12 个，普通混凝土的 12 个，采用的均为无横向配筋的立方体试件。试件的破坏形式共有三种：拔出破坏、劈裂破坏和拔出且劈裂破坏。拔出破坏是指在拉拔过程中，混凝土试件始终未劈裂开，最终由于钢筋拔出而破坏的形式，如图 3-6 所示。劈裂破坏是指在荷载-滑移曲线的上升段，由于混凝土试件的劈裂而发生的破坏，如图 3-7 所示。拔出且劈裂破坏是指在拉拔过程中，钢筋首先被拔出，在荷载—滑移曲线的水平段或者下降段发生的混凝土的劈裂破坏，如图 3-8 所示。



图 3-6 试件的拔出破坏

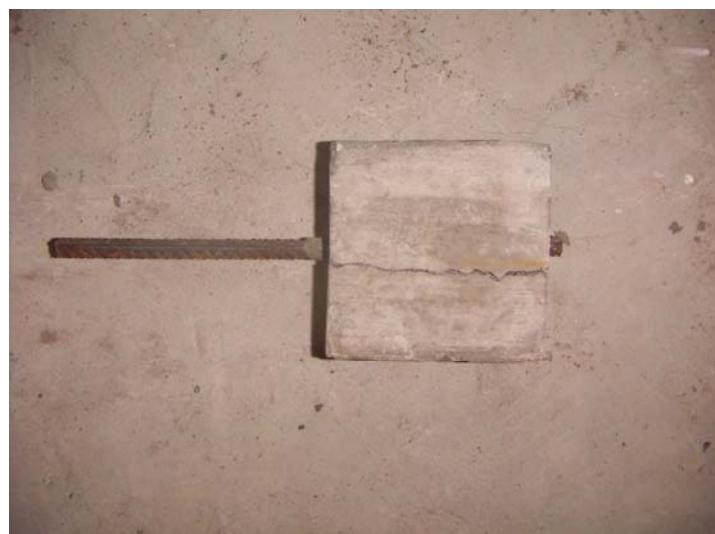


图 3-7 试件的劈裂破坏



图 3-8 试件的拔出且劈裂破坏

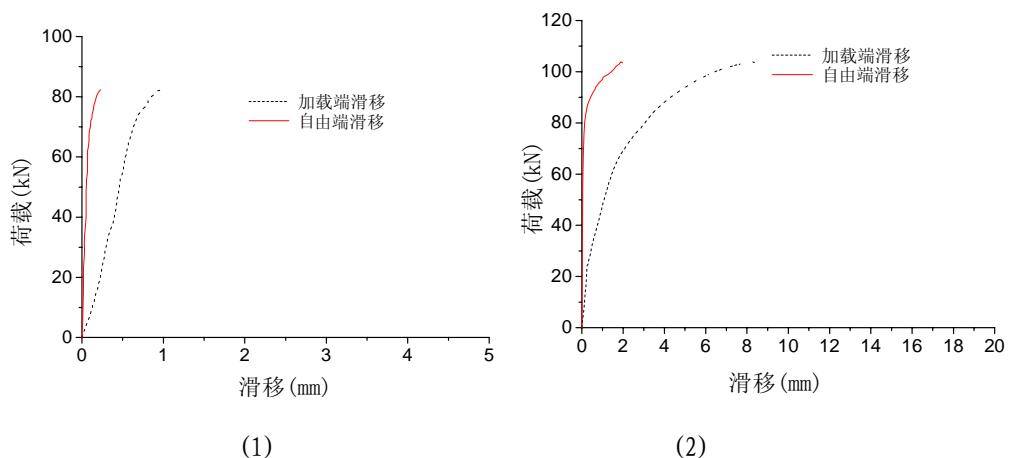
从拔出且劈裂破坏的试件的破坏面上，可以清晰地看到混凝土齿被剪碎的痕迹，如图 3-9 所示。



图 3-9 拔出且劈裂破坏的试件的破坏面

3.3.2 荷载—滑移曲线

试验中各组拉拔试验的荷载—滑移曲线如图 3-10~3-13 所示。



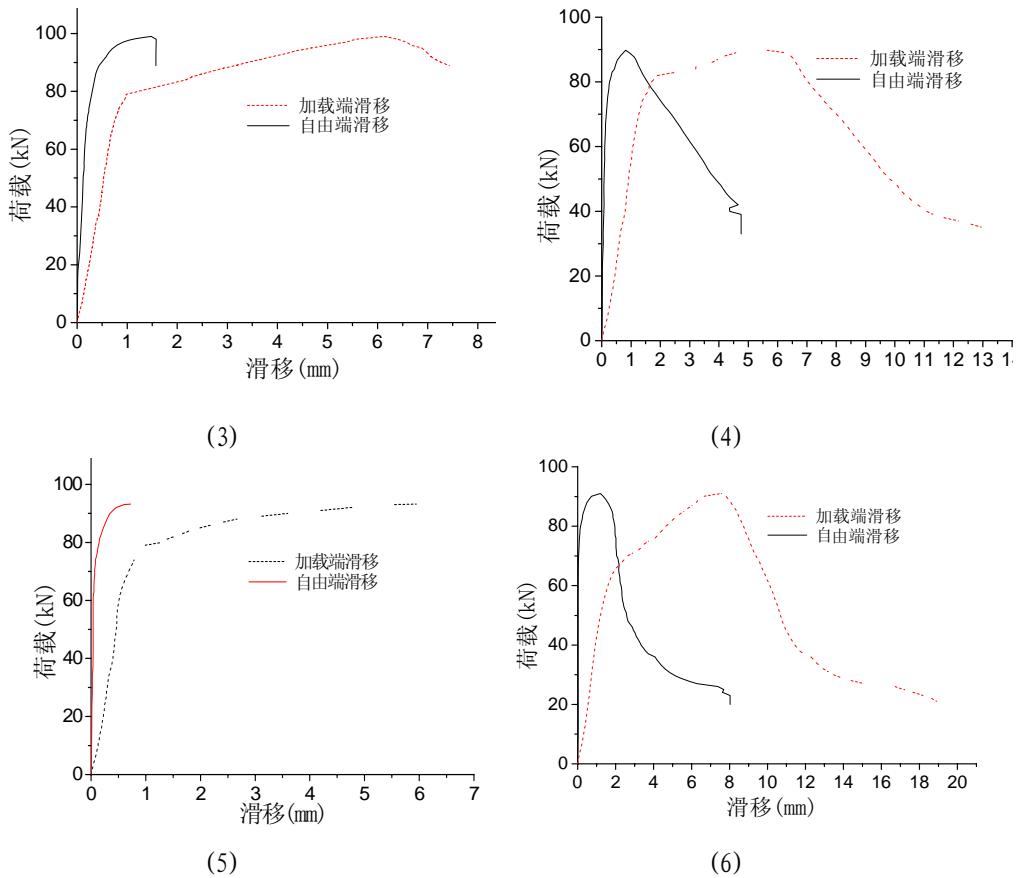
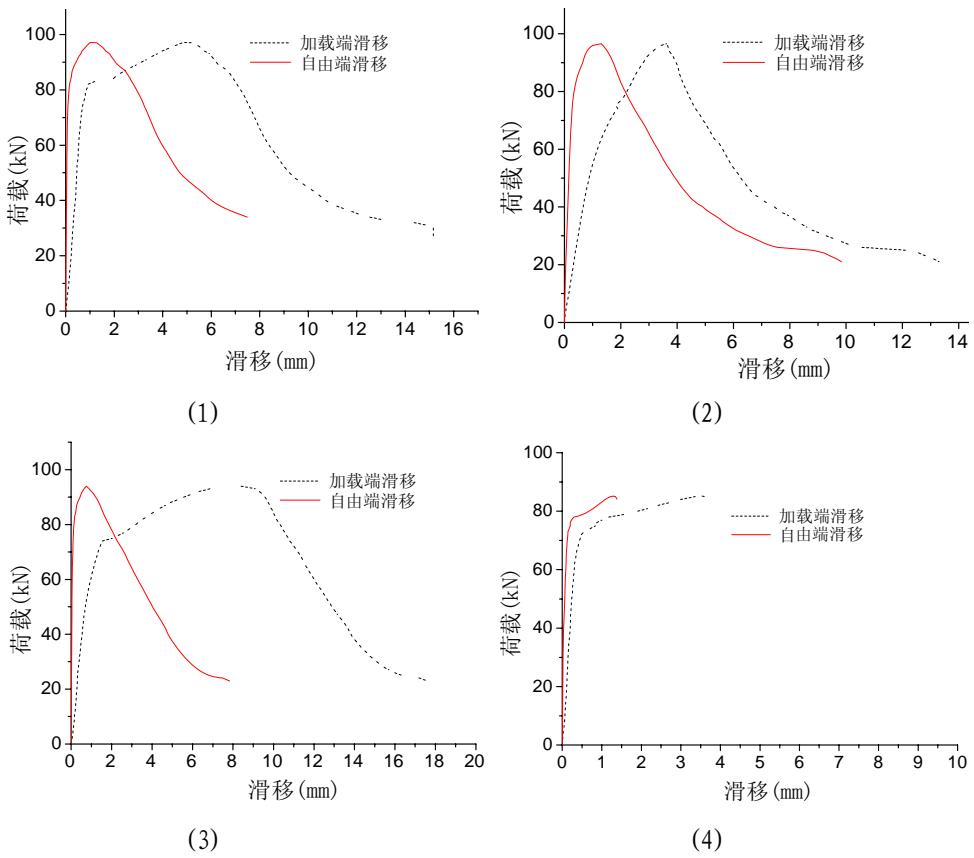


图 3-10 NC16 粘结滑移曲线



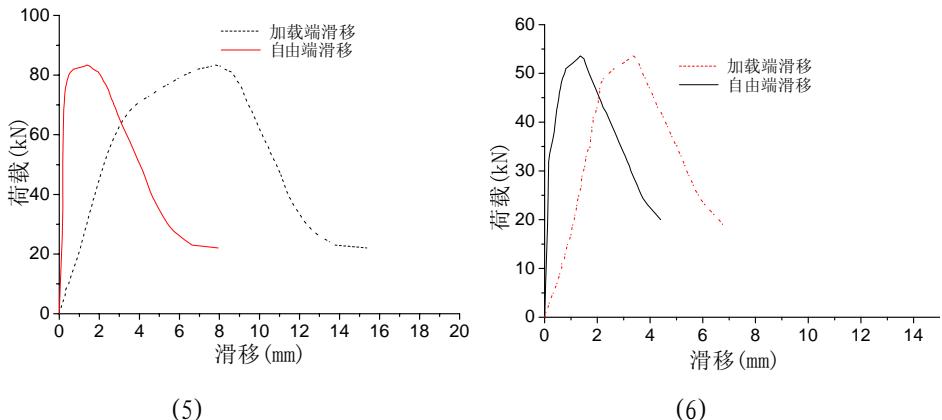


图 3-11 SCC16 粘结滑移曲线

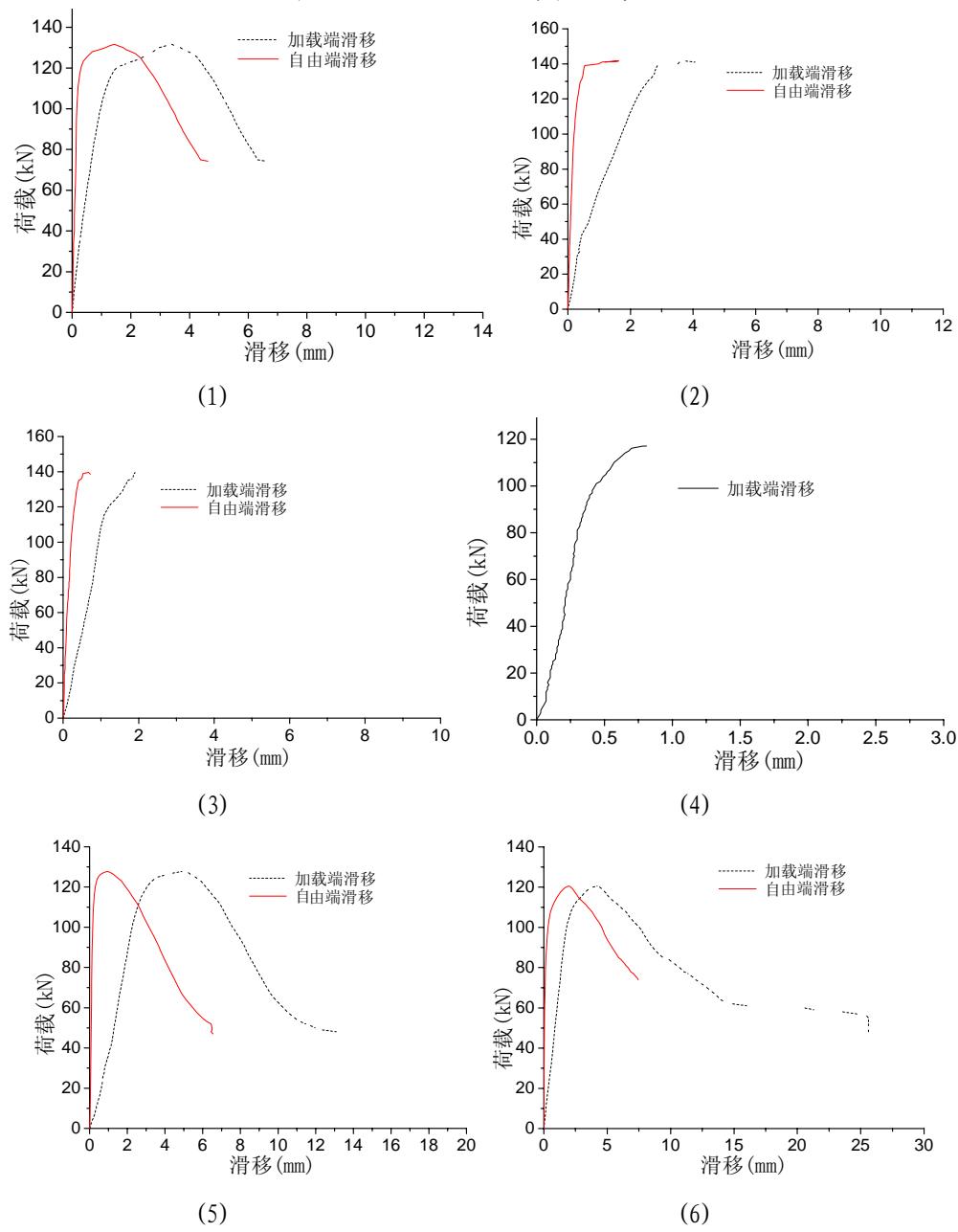


图 3-12 NC20 粘结滑移曲线

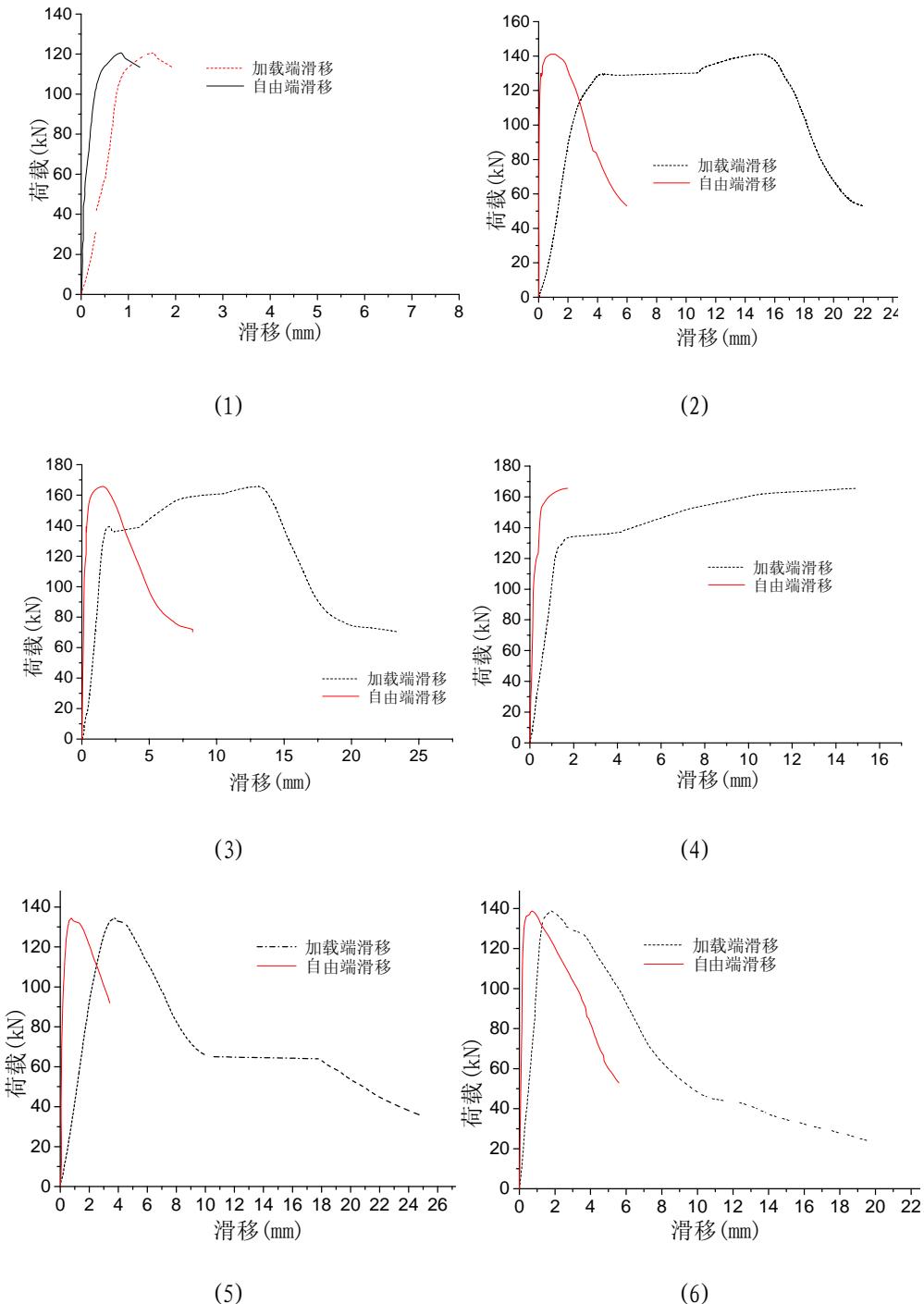


图 3-13 SCC20 粘结滑移曲线

3.3.3 结果分析

3.3.3.1 试验结果整理

参照我国《混凝土结构试验方法标准》(GB50152-92)计算各组试件平均粘

结强度： $\tau_u = \frac{P_u}{\pi d l_a}$ 。计算结果见表 3-5。

表 3-5 拉拔试件总表

试件编号		最大拉拔力 P_u (kN)	平均粘结强度 τ_u (MPa)	破坏形态
NC16	1	82.3	20.46	劈裂破坏
	2	103.9	25.84	劈裂破坏
	3	99.0	24.62	拉出且劈裂破坏
	4	89.8	22.33	拔出破坏
	5	93.2	23.18	劈裂破坏
	6	91.0	22.63	拔出破坏
SCC16	1	97.1	24.15	拔出破坏
	2	96.6	24.02	拔出破坏
	3	94.0	23.38	拔出破坏
	4	85.2	21.19	劈裂破坏
	5	83.4	20.74	拔出破坏
	6	53.6	13.33	拔出破坏
NC20	1	131.6	20.94	拔出破坏
	2	141.7	22.55	劈裂破坏
	3	139.6	22.22	劈裂破坏
	4	117.1	18.64	劈裂破坏
	5	127.7	20.32	拔出破坏
	6	120.6	19.19	拔出破坏
SCC20	1	120.6	19.19	拔出且劈裂破坏
	2	141.1	22.46	拔出破坏
	3	165.8	26.38	拔出破坏
	4	165.5	26.34	劈裂破坏
	5	134.4	21.39	拔出破坏
	6	138.7	22.07	拔出破坏

将表 3-5 中各组的平均值和各种破坏形式的个数整理成表 3-6。

表 3-6 各组试件粘结强度平均值和各种破坏形式的个数

组号	混凝土抗压强度(MPa)	P_u 平均(kN)	τ_u 平均(MPa)	各组试件总数	拔出破坏个数	劈裂破坏个数	拔出且劈裂个数
NC16	50.2	93.20	23.18	6	2	3	1
SCC16	57.8	85.00	21.14	6	5	1	0
NC20	50.2	129.72	20.64	6	3	3	0
SCC20	57.8	144.35	22.97	6	4	1	1

从图 3-10~图 3-13 和表 3-5~表 3-6 可以明确地看出, 本文中所配制的自密实高性能混凝土强度比振捣成型的普通混凝土略高, 而自密实高性能混凝土与钢筋的粘结强度平均值比振捣成型的普通混凝土也略高一些, 进行相应的换算, 若在同等强度下, 它们的粘结强度基本相同。两种混凝土与钢筋的粘结锚固力-滑移曲线形状相同, 粘结破坏形态一致。

不同直径的钢筋与混凝土的粘结强度大体相当, 粘结锚固力随钢筋直径的增大呈线性增长趋势。

3.3.3.2 本文试验结果与其他研究者的公式计算值及试验结果对比

1977 年, Orangun^[56]通过对试验数据的非线性回归分析得到的粘结强度的计算表达式为:

$$\tau_u = \left(0.32 + 0.8 \frac{c}{d} + 13.3 \frac{d}{l_a} + \frac{A_{sv} f_{sv}}{133sd} \right) \sqrt{f_c} \quad (3-2)$$

式中, c —保护层厚度;

d —钢筋直径;

l_a —锚固长度;

A_{sv} —箍筋面积;

f_{sv} —箍筋强度;

s —箍筋间距;

f_c —混凝土棱柱体抗压强度, 其单位为 kg/cm²。

通过式 3-2 计算所得的粘结强度单位为 kg/cm²。

滕智明教授^[57]给出的极限粘结锚固强度的公式:

$$\tau_u = \left(1.162 + 1.802 \frac{d}{l_a} \right) \frac{c}{d} f_t \quad (3-3)$$

式中 $f_t = 0.26 f_{cu}^{2/3}$ 。

根据拉拔试验, 中国建筑科学研究院的徐有邻等^[58]由试验数据确定的极限

粘结强度的公式为：

$$\tau_u = \left(0.82 + 0.9 \frac{d}{l_a} \right) \left(1.6 + 0.7 \frac{c}{d} + 20 \rho_{sv} \right) f_t \quad (3-4)$$

同样式中 $f_t = 0.26 f_{cu}^{2/3}$ 。

将试验值和公式计算结果在同一个坐标系中表示出来，如图 3-14 所示。

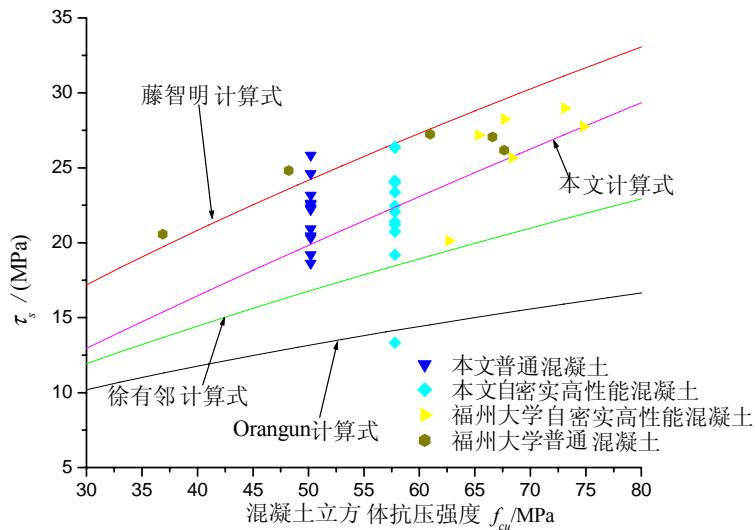


图 3-14 极限粘结强度与前人计算式对比

比较试验值与其他学者的计算值，从图 3-14 中可以看出，本次试验得到的自密实高性能混凝土最大粘结强度平均值基本位于 Orangun 计算式和腾智明计算式的包络范围内，前者为下限值，后者为上限值。与本文提出的计算公式较为接近。福州大学的试验结果位于本文计算式和藤智明计算式的包络范围内。

3.4 粘结-滑移本构关系

粘结滑移 $\tau-s$ 本构关系描述了钢筋锚固有效长度内各点的局部粘结应力 τ 和该点处滑移 s 的关系。通过第二章分析计算得到的粘结强度特征值以及第三章基准拉拔试验得到的粘结滑移曲线，就可以得出粘结滑移本构关系。在本章中只讨论变形钢筋的粘结滑移本构关系。

3.4.1 本构关系中的特征值

通过第二章的分析，确定了特征强度值，分别为：

内裂粘结强度值： $\tau_s = 1.294 f_t^{1.085}$ (3-5)

$$\text{劈裂粘结强度值: } \tau_{cr} = \left[-0.154 \left(\frac{c}{d} - 4.5 \right)^2 + 3.721 \right] f_t^{1.35} \quad (3-6)$$

$$\text{极限粘结强度值: } \tau_u = \left[-0.168 \left(\frac{c}{d} - 4.5 \right)^2 + 4.004 \right] f_t^{1.35} \quad (3-7)$$

$$\text{残余粘结强度值: } \tau_r = \left[-0.0464 \left(\frac{c}{d} - 4.5 \right)^2 + 1.1059 \right] f_t^{1.35} \quad (3-8)$$

特征滑移值共有四个：内裂滑移值、劈裂滑移值、极限滑移值和残余滑移值。在拉拔试验过程中，加载端滑移和自由端滑移并不是同步的，特别是有些试件中的钢筋发生了屈服，极限滑移值和残余滑移值相差较大，但其变化趋势一致，变化量基本相同。因而在对特征滑移值进行统计过程中，内裂滑移值和劈裂滑移值取加载端滑移和自由端滑移的平均值，极限滑移值和残余滑移值取自由端滑移，而不进行平均。

为消除钢筋直径的影响，特征滑移值以相对值(\bar{S}/d)的形式表达，如表 3-7 所示。

表 3-7 特征滑移值统计

混凝土类别	试件数 n	特征点	平均值 \bar{S}	标准差 σ_s	离散系数 δ_s
普通混凝土	11	内裂 S_s	0.0011 d	0.0008 d	0.792
		劈裂 S_{cr}	0.0292 d	0.0128 d	0.524
		极限 S_u	0.0578 d	0.0145 d	0.408
		残余 S_r	0.532 d	0.187 d	0.237
自密实高性能混凝土	12	内裂 S_s	0.0009 d	0.0005 d	0.768
		劈裂 S_{cr}	0.0296 d	0.0135 d	0.548
		极限 S_u	0.0543 d	0.0156 d	0.459
		残余 S_r	0.526 d	0.177 d	0.229

3.4.2 本构关系曲线

本构关系曲线形状如图 3-15 所示，它由四个特征点坐标就可以分段定义本构关系曲线方程。下面分别描述，式中粘结应力单位采用 MPa，滑移的单位采用 mm。

1. 微滑移段为经过原点(0,0)和内裂点(S_s, τ_s)的直线：

$$\tau = \tau_s \frac{S}{S_s} \quad (3-9)$$

2.滑移段为经过内裂点(S_s, τ_s)和劈裂点(S_{cr}, τ_{cr})的二次根曲线:

$$\tau = A + B\sqrt{S} \quad (3-10)$$

$$\text{式中, } A = \frac{\sqrt{S_s}\tau_{cr} - \tau_s\sqrt{S_{cr}}}{\sqrt{S_s} - \sqrt{S_{cr}}}, \quad B = \frac{\tau_s - \tau_{cr}}{\sqrt{S_s} - \sqrt{S_{cr}}}$$

3.劈裂段位经过劈裂点(S_{cr}, τ_{cr})和极限点(S_u, τ_u)的四次根曲线:

$$\tau = C + D\sqrt[4]{S} \quad (3-11)$$

$$\text{式中, } C = \frac{\tau_u \sqrt[4]{S_{cr}} - \tau_{cr} \sqrt[4]{S_u}}{\sqrt[4]{S_{cr}} - \sqrt[4]{S_u}}, \quad D = \frac{\tau_{cr} - \tau_u}{\sqrt[4]{S_{cr}} - \sqrt[4]{S_u}}$$

4.下降段为经过极限点(S_u, τ_u)和残余点(S_r, τ_r)的三角函数曲线

$$\tau = \frac{\tau_u + \tau_r}{2} + \frac{\tau_u - \tau_r}{2(S_r - S_u)} \cos(S - S_u)\pi \quad (3-12)$$

5.残余段为一水平直线:

$$\tau = \tau_r \quad (3-13)$$

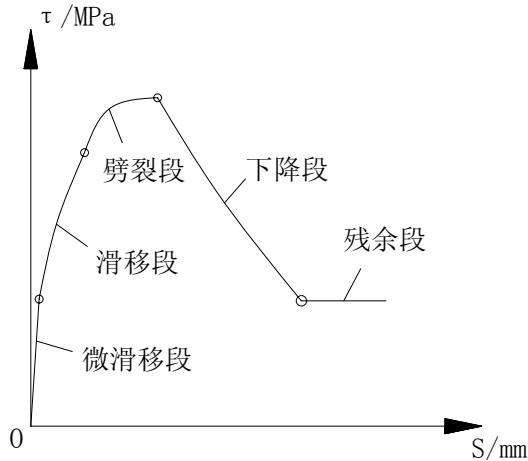


图 3-15 本构关系曲线形式

以本次试验的 SCC16 为例, 得到粘结-滑移曲线如图 3-16 所示。

上述粘结滑移本构关系具有合理的曲线形状, 同时考虑了主要锚固参数(混凝土强度、钢筋直径和保护层厚度)对本构关系的定量影响, 能够反映出粘结破坏的全过程, 与试验结果较为吻合。可直接应用于数值分析。

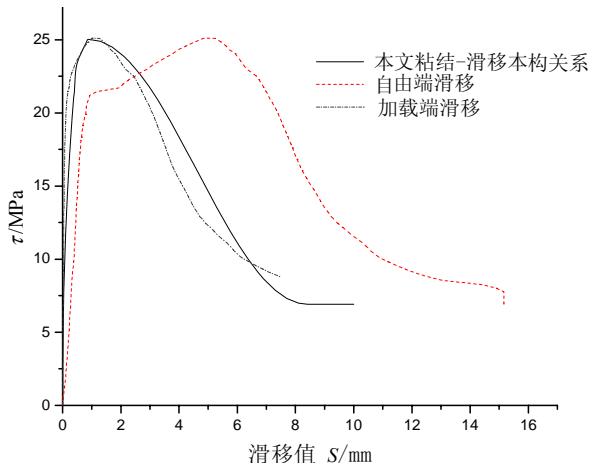


图 3-16 SCC16 计算粘结-滑移本构关系与实际粘结-滑移曲线

3.5 小结

本章通过拉拔试验，得到以下一些主要结论：

- (1) 普通混凝土与自密实高性能混凝土与钢筋的极限粘结强度基本相同，粘结破坏形态一致，粘结-滑移全曲线形式类似。两种混凝土的粘结性能没有本质差别。
- (2) 本次试验结果证明本次所配制的自密实高性能混凝土与钢筋粘结强度和其他研究者的试验结果及计算公式结果大体相同。
- (3) 本文建立了分段式粘结-滑移本构关系，该分段表达式能够描述粘结力从发展到破坏的全过程，与试验粘结-滑移曲线较为吻合。具有较好的精度和较大的应用范围。
- (4) 建议在自密实高性能混凝土结构设计中，仍按我国现行国家及行业有关混凝土结构设计标准进行锚固设计。

第四章 自密实高性能混凝土与钢筋粘结大试块试验研究

4.1 概述

自密实高性能混凝土和普通混凝土最大的不同在于普通混凝土需要振捣密实，而自密实高性能混凝土不需要振捣就可以自行密实。使用普通混凝土的历史较为久远，且一直采用振捣的方法使混凝土达到密实。对自密实高性能混凝土这种新型的不需要振捣的混凝土，人们还是很担心其密实的情况。因而探讨大体积自密实高性能混凝土的自行密实能力很有必要。

4.1.1 试验目的

- (1) 研究大体积自密实钢筋混凝土中钢筋与自密实高性能混凝土的粘结锚固性能，并与基准试验结果对比。
- (2) 研究直弯钩、半圆弯钩和直钢筋与自密实高性能混凝土的粘结锚固性能。
- (3) 研究不同外形和直径的钢筋与自密实高性能混凝土的粘结锚固性能。

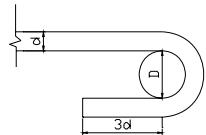
4.1.2 材料选用及力学性能

与第三章中采用的材料一致。

4.1.3 试件制作

在工程设计中，为确保钢筋良好地锚固于混凝土中，各国的设计规范或者指南中均要求宜将钢筋的端部做成各种弯钩形式，如半圆弯钩、斜弯钩和直弯钩。本次试验中，结合我国现行各设计规范^{[59],[60],[61]}，综合考虑，采用了以下几种类型的弯钩，如表 4-1 所示。

表 4-1 钢筋端部弯钩

钢筋形状 编号	形状	弯曲角度	钢筋	弯曲直径	平直段长 度
1		180°	Q235	2.5d	3d

2		135°	Q235 RRB400	5d	5d
3		90°	Q235 RRB400	5d	3d
4		90°	RRB400	5d	6d

在大试块中，各类锚筋的具体布置如图 4-1 所示。

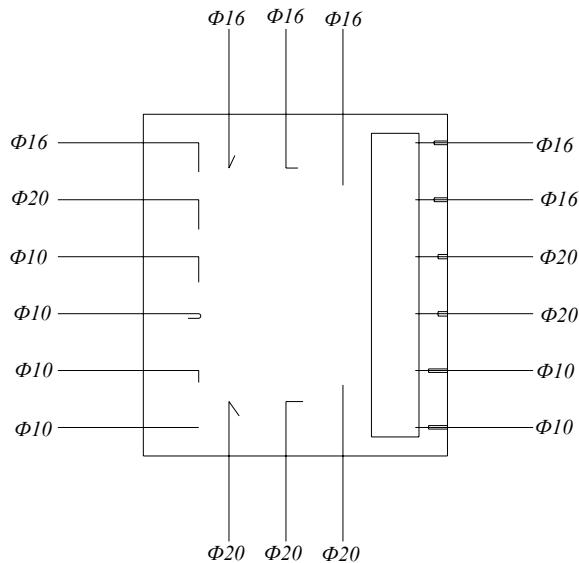


图 4-1 大试块中锚筋布置

4.2 拉拔试验及结果分析

4.2.1 试验方法及加载设备

采用拉拔试验方法。拉拔试验通过锚杆拉力计加载，如图 4-2 所示。加载端滑移和自由端滑移都通过百分表量测，如图 4-3 所示，拉力直接从锚杆拉力计中读出。



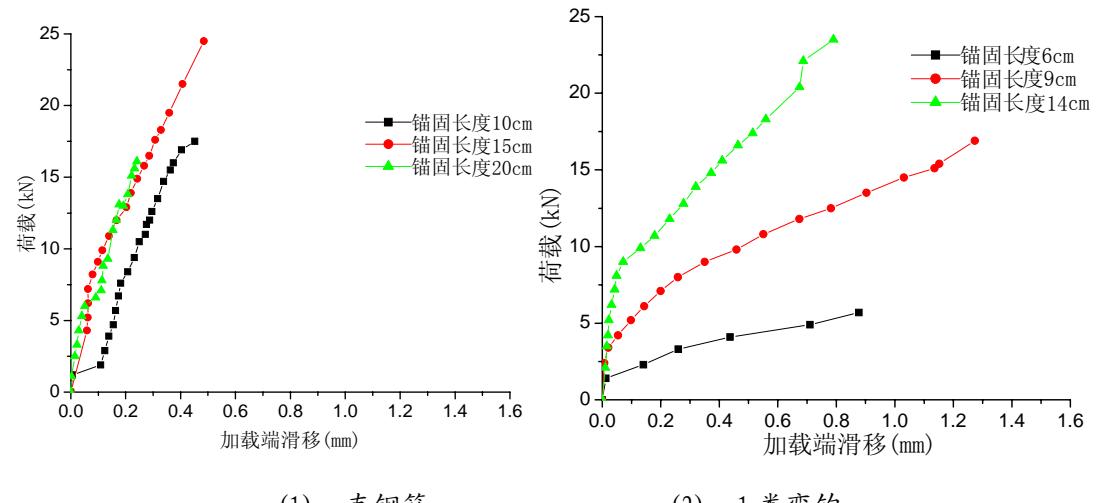
图 4-2 锚杆拉力计



图 4-3 自由端百分表安装

4.2.2 试验结果及分析

图 4-4~图 4-13 为各种类型的钢筋在不同的锚固长度下的典型加载端滑移值(已扣除从锚具到加载端之间钢筋的弹性伸长量)。



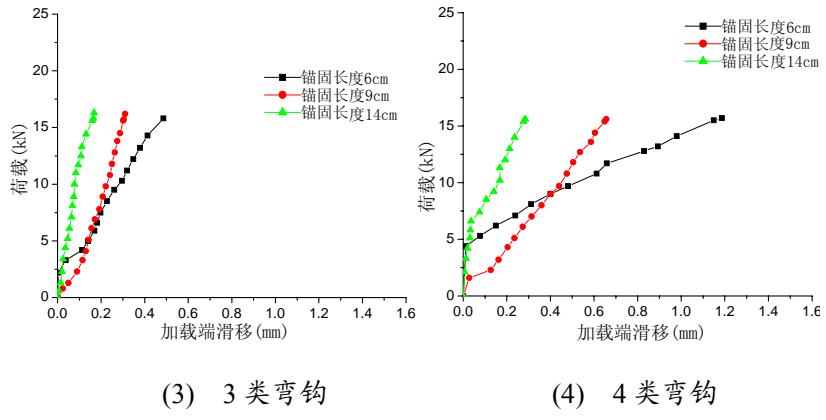


图 4-4 Φ10 钢筋荷载—加载端滑移曲线

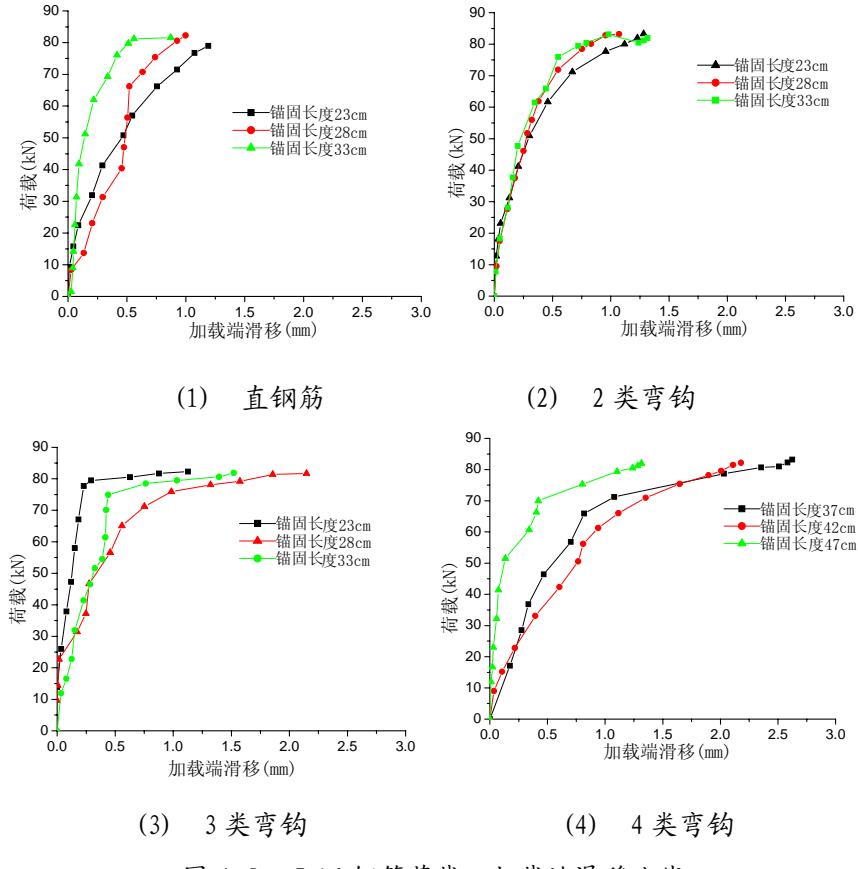
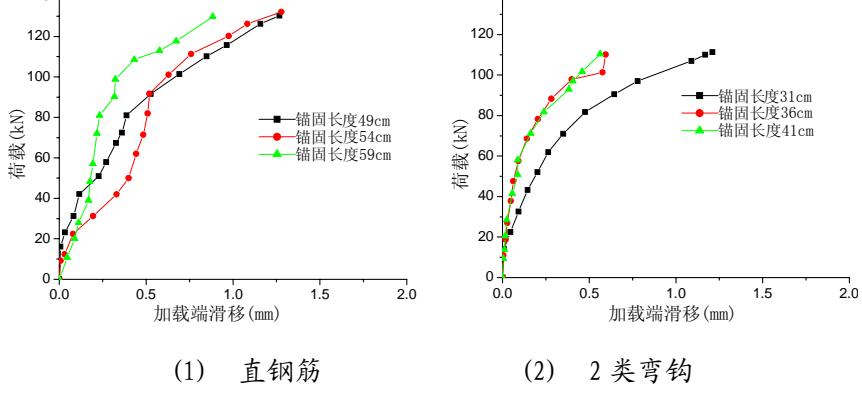


图 4-5 Φ16 钢筋荷载—加载端滑移曲线



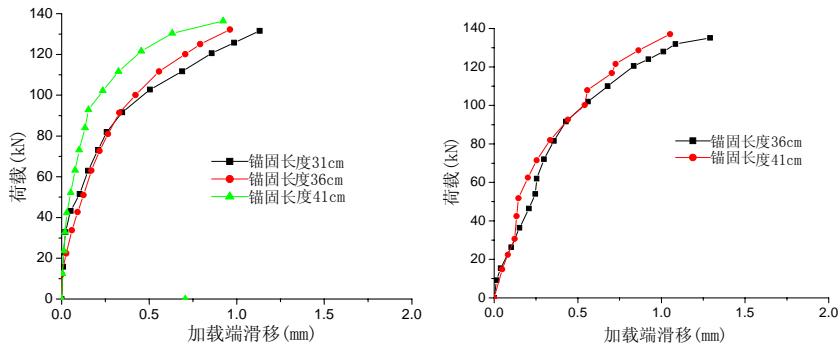


图 4-6 Φ20 钢筋荷载—加载端滑移曲线

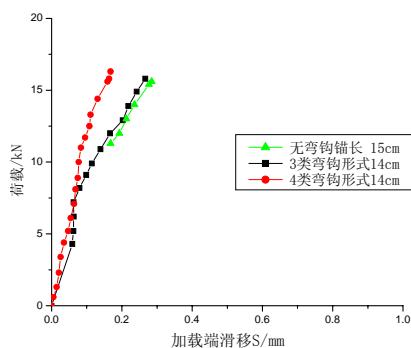


图 4-7 不同端部弯钩形式下 Φ10 钢筋荷载—加载端滑移曲线

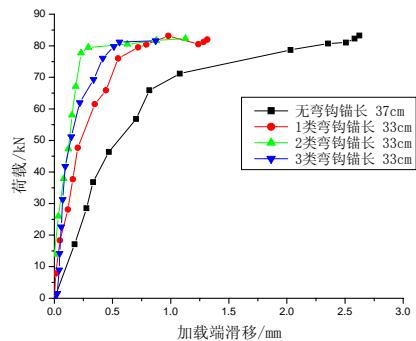


图 4-8 不同端部弯钩形式下 Φ16 钢筋荷载—加载端滑移曲线

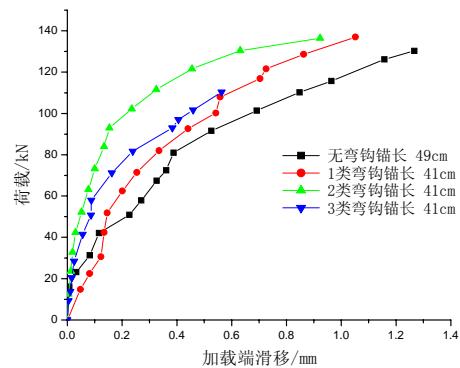


图 4-9 不同端部弯钩形式下 Φ20 钢筋荷载—加载端滑移曲线

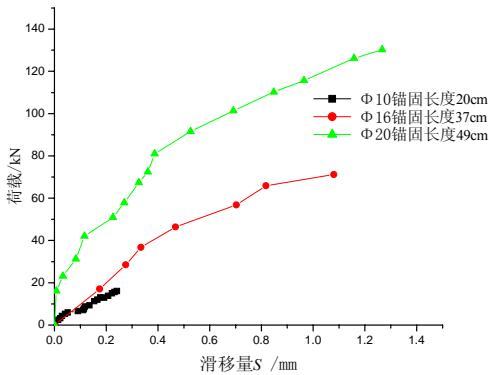


图 4-10 不同直径和外形的直钢筋与自密实高性能混凝土荷载一加载端滑移曲线

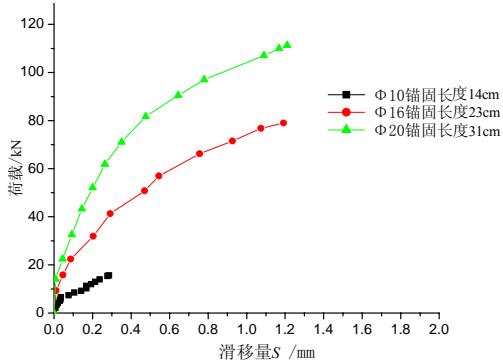


图 4-11 不同直径和外形的 2 类钢筋与自密实高性能混凝土荷载一加载端滑移曲线

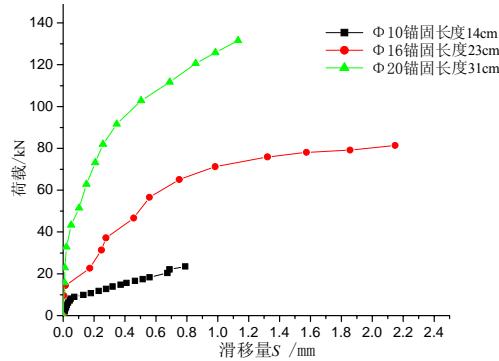


图 4-12 不同直径和外形的 3 类钢筋与自密实高性能混凝土荷载一加载端滑移曲线

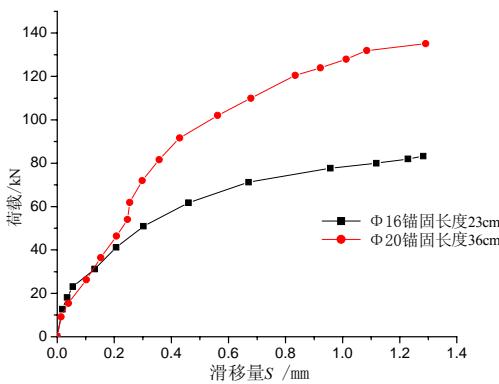


图 4-13 不同直径的 4 类钢筋与自密实高性能混凝土荷载一加载端滑移曲线

从上面各图中可以看出，粘结力-滑移曲线只与钢筋的锚固长度有关，而和其所处的位置基本不关联，因而本次所配制的自密实高性能混凝土能够达到自行密实，且其均质性较好。变形钢筋与自密实高性能混凝土的粘结强度远比光圆钢筋大。钢筋与自密实高性能混凝土的粘结锚固力随钢筋直径增大而呈线性增长，但二者粘结强度大体相当。

参照基准试验中钢筋的锚固长度，大试块中制作一些可以测出加载端和自由端的锚筋，得到的荷载-滑移曲线如图 4-14~图 4-18 所示。

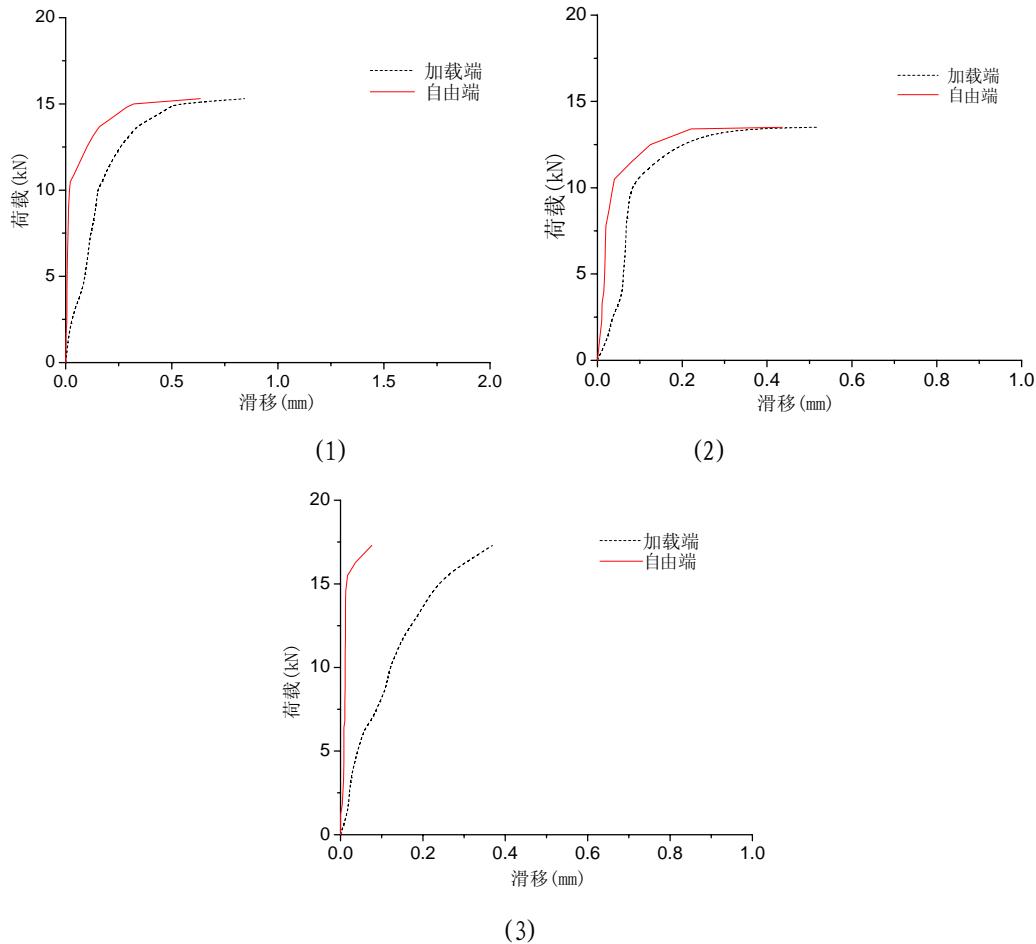
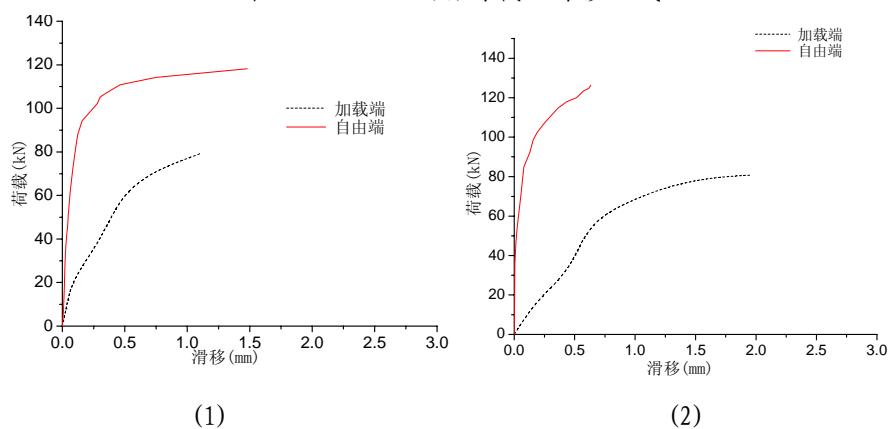


图 4-14 $\Phi 10$ 钢筋荷载-滑移曲线



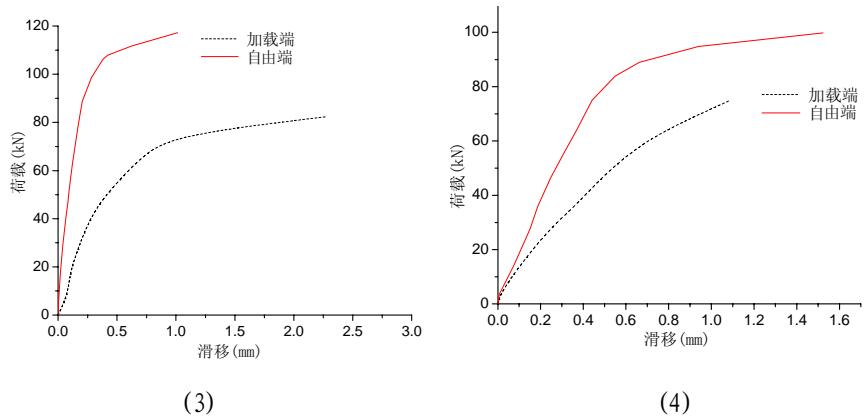


图 4-15 Φ16 钢筋荷载—滑移曲线

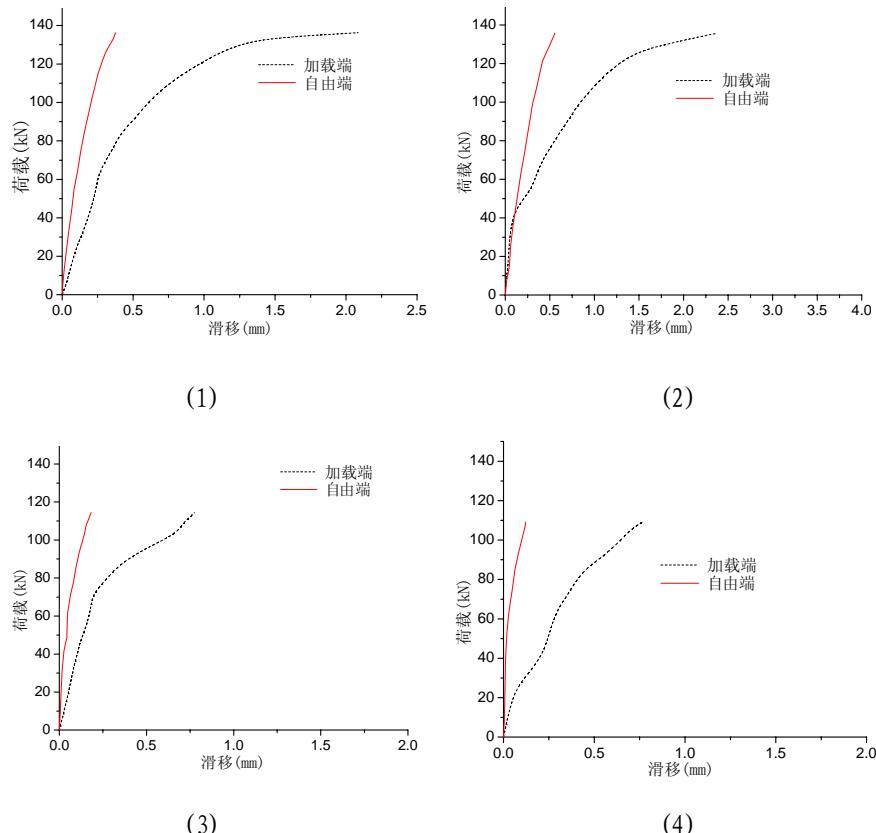


图 4-16 Φ20 钢筋荷载一滑移曲线

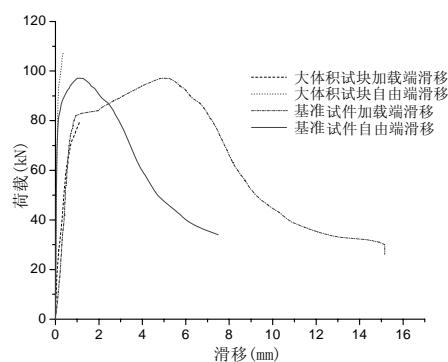


图 4-17 $\Phi 16$ 钢筋基准试验与大试块试验荷载—滑移曲线对比

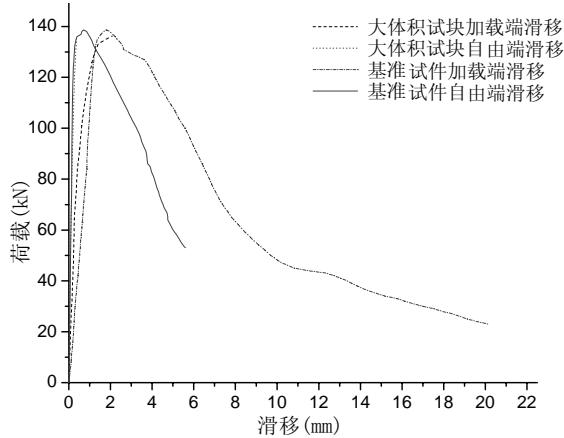


图 4-18 Φ20 钢筋基准试验与大试块试验荷载—滑移曲线对比

由于锚杆拉力计的工作量程为 140kN，而 Φ20 钢筋的锚固力大多超过 140kN，因而 Φ20 钢筋的最大粘结锚固力未能测出，其粘结-滑移的上升段曲线与基准试验中得到的结果大致相同。粘结强度和粘结刚度均比基准试验有所提高，其主要原因是试块在室外浇注，且浇注后很长时间才进行拉拔试验，钢筋已经轻度锈蚀(图 4-19)，从而使得粘结应力增大。



图 4-19 试验时钢筋的锈蚀状态

4.3 小结

- (1) 在钢筋端部设置弯钩，加载端滑移相对减小，因而其能够有效地提高锚固力和粘结刚度。
- (2) 钢筋与混凝土的粘结锚固性能与其所处的位置基本没有关系，而只与其锚固长度有关，表明自密实高性能混凝土均质性较好。
- (3) 变形钢筋与自密实高性能混凝土的粘结强度远比光圆钢筋大。
- (4) 钢筋与自密实高性能混凝土的粘结锚固力随钢筋直径增大而呈线性增长，但粘结强度大体相当。
- (5) 钢筋的轻度锈蚀能够使得粘结力有所提高。

第五章 自密实高性能混凝土粘结性能非线性有限元分析

5.1 概述

经过了几十年的发展，有限单元法的应用已经从弹性力学平面问题扩展到非线性空间问题，从连续问题扩展到接触问题，从静力问题扩展到动力问题，实践证明有限单元法是一种非常有效的数值分析方法。而且从理论上也已经证明，只要离散单元足够小，各种本构关系设置合理，求解方法得当，所得到的解可以逼近精确值。有限单元法在钢筋混凝土结构中也同样得到广泛的应用，研究钢筋与混凝土之间粘结滑移的有限元分析将涉及到以下内容：

- (1) 材料的非线性，对材料特性的处理直接决定了计算结果的准确性。
- (2) 单元模型，单元模型的选取将影响到分析问题的深度和计算结果的精度。
- (3) 求解方法的选择，正确的计算方法才能保证收敛性，还会影响到计算时间和精度。

5.2 材料本构关系

5.2.1 钢筋本构关系

软钢的应力-应变曲线可以分为三段：弹性段、屈服平台和强化段。在本文分析中，作了简化，将钢筋的应力-应变曲线分为两段：弹性段和强化段。强化段的弹性模量取为 $E' = 0.01E$ 。

钢筋的本构关系方程如下：

$$\text{弹性段} \quad \sigma = E\varepsilon \quad (5-1)$$

$$\text{强化段} \quad \sigma = f_y + E'\left(\varepsilon - \frac{f_y}{E}\right) \quad (5-2)$$

5.2.2 混凝土本构关系

目前，人们已经将各种力学理论用于建立混凝土本构关系，其中应用较多的是非线性弹性理论和弹塑性理论本构关系。ANSYS 采用的是弹塑性本构模型 [62]。

5.3 单元模型

钢筋混凝土结构有限元分析的单元模型主要有三种：分离模型、组合模型和整体模型。这里要考虑钢筋与混凝土之间的滑移，故只能采用分离模型，即把分析对象离散为钢筋单元和混凝土单元，并在两者之间加入没有体积和质量的非线性弹簧单元来模拟钢筋与混凝土之间的粘结滑移。

5.3.1 混凝土单元模型

混凝土单元采用八节点实体单元，图 5-1，此单元在多轴应力状态下采用 Willian-Warnke 五参数破坏准则。在 ANSYS 中，SOLID65 单元的弹性刚度矩阵为：

$$[D^c] = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu) & & & & & \\ \nu & (1-\nu) & & & & \text{对称} \\ \nu & \nu & (1-\nu) & & & \\ 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} \end{bmatrix} \quad (5-3)$$

式中， E ——混凝土的弹性模量；

ν ——混凝土的泊松比。

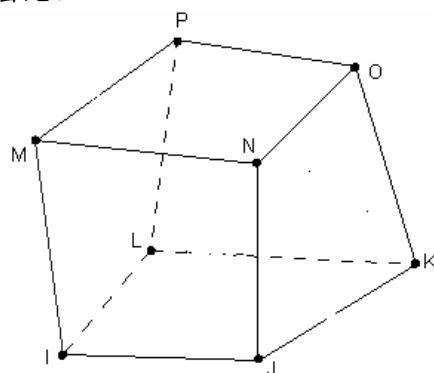


图 5-1 SOLID65 单元

5.3.2 钢筋单元模型

在钢筋混凝土结构中，钢筋的计算模型有线单元、实体单元和薄膜单元三种。本分析对象是结构形式简单、应力状态单一的受拉构件。因此，在分析中，钢筋的有限元模型采用杆件单元。

通过杆单元截面的变化和强度条件来模拟不同直径和等级的钢筋截面面积和钢筋强度。钢筋单元(LINK8)在局部坐标系下的单元刚度为：

$$[K]_i = \frac{A_i E}{L_i} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \text{对} & & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & & & & 0 \\ \text{称} & & & & & 0 \end{bmatrix} \quad (5-4)$$

式中， A ——单元截面积；

E ——弹性模量；

L ——单元长度。

5.3.3 粘结单元模型

埋于混凝土中的钢筋，在钢筋混凝土结构的计算模型中，与混凝土的联结方式主要有固结、双弹簧联结单元和接触单元三种方式。固结适用于分析结构的整体反应，若需要了解钢筋与混凝土界面上的反应则一般采用另外两种单元。

本分析中选择了双弹簧联结单元^[63]，如图 5-2 所示，在垂直与钢筋和平行与钢筋表面方向设置互相垂直的一组弹簧。这组弹簧是假想的力学模型，具有弹性刚度，但并无实际几何尺寸，因而它可以放置在需要设置联系的任何地方。设切向弹簧刚度为 k_h ，法向弹簧刚度为 k_v 。

$$\{F\}^e = \begin{Bmatrix} X_i \\ Y_i \\ X_j \\ Y_j \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_h & 0 & -k_h & 0 \\ 0 & k_v & 0 & -k_v \\ -k_h & 0 & k_h & 0 \\ 0 & -k_v & 0 & k_v \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \\ u_j \\ v_j \end{Bmatrix} = [k]^e \{\delta\}^e \quad (5-5)$$

式中， $\{F\}^e$ 为结点力的列阵， $[k]^e$ 为局部坐标系中的刚度矩阵， $\{\delta\}^e$ 为结点位移的列阵。进行坐标变换后，得到整体坐标系中的弹簧单元刚度矩阵如下：

$$[k] = \begin{bmatrix} k_h c^2 + k_v s^2 & k_h s c - k_v s c & -k_h c^2 - k_v s^2 & -k_h c s + k_v c s \\ \text{对} & k_h s^2 + k_v c^2 & -k_h s c + k_v s c & -k_h s^2 - k_v c^2 \\ & & k_h c^2 + k_v s^2 & k_h s c - k_v s c \\ & & & k_h s^2 + k_v c^2 \end{bmatrix} \quad (5-6)$$

式中， $c = \cos \theta$ ； $s = \sin \theta$ 。

钢筋用线单元，只需一个与钢筋平行的弹簧即可，此时在单元刚度矩阵中，令 $k_v=0$ 。切向刚度系数 k_h 按下式计算：

$$k_h = A \tau \quad (5-7)$$

式中, A 为分配给该弹簧的表面积; τ 为粘结应力。

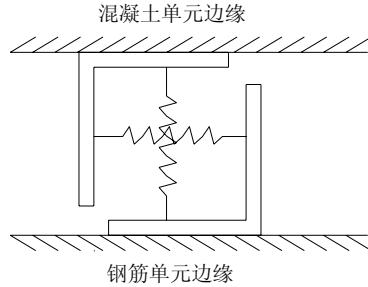


图 5-2 双弹簧联结单元

分析中采用了 ANSYS 的 COMBIN39 单元^[64], 如图 5-3 所示。

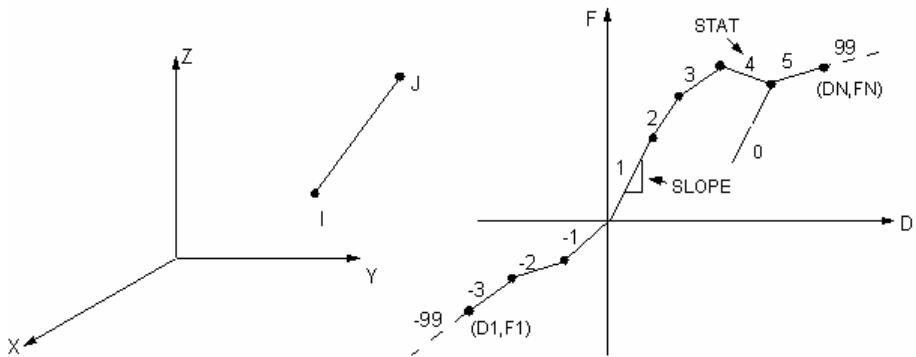


图 5-3 COMBIN39 单元

5.4 非线性方程组求解方法

非线性方程组的求解方法常用的有增量法、迭代法和混合法。通用的解法为迭代法中的切线刚度法, 也称之为 Newton-Raphson 法。

非线性问题一般都可以归结为以下的非线性方程组:

$$\{\Psi\} = [K(\delta)]\{\delta\} - \{P\} = \{F(\delta)\} - \{P\} = 0 \quad (5-8)$$

设 $\{\delta_n\}$ 是上式的第 n 近似解。一般地, 有

$$\{\Psi_n\} = [K(\delta_n)]\{\delta_n\} - \{P\} = \{F(\delta_n)\} - \{P\} \neq 0 \quad (5-9)$$

在 $\{\delta\} = \{\delta_n\}$ 附近将 $\{\Psi\}$ 式作泰勒展开, 并只保留其线性项, 得到

$$\{\Psi\} = \{\Psi_n\} + [K'_n]^{-1}(\{\delta\} - \{\delta_n\}) = 0 \quad (5-10)$$

由此得到第 $n+1$ 次近似解如下:

$$\{\delta_{n+1}\} = \{\delta_n\} - [K'_n]^{-1}\{\Psi_n\} \quad (5-11)$$

式中, $[K_t^n]$ 为切线刚度矩阵。

重复上述迭代过程, 即可无限逼近真实解。

5.5 数值分析结果

5.5.1 有限元模型的建立

利用对称性取试验模型的四分之一进行分析, 如图 5-4 所示。单元选择如表 5-1 所示。

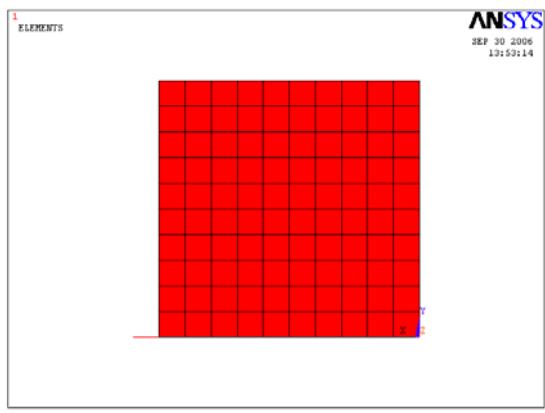


图 5-4 有限元模型

表 5-1 ANSYS 建模输入参数编号一览表

	钢筋	混凝土	非线性弹簧单元
材料属性	1	2	无
单元类型	1-Link8	2-Solid65	3-Combin39
实常数	1	2	3~4

按上述有限元模型对试件进行非线性有限元分析, 在后处理中得到粘结应力在不同滑移量下的结果。

5.5.2 模拟试验加载曲线

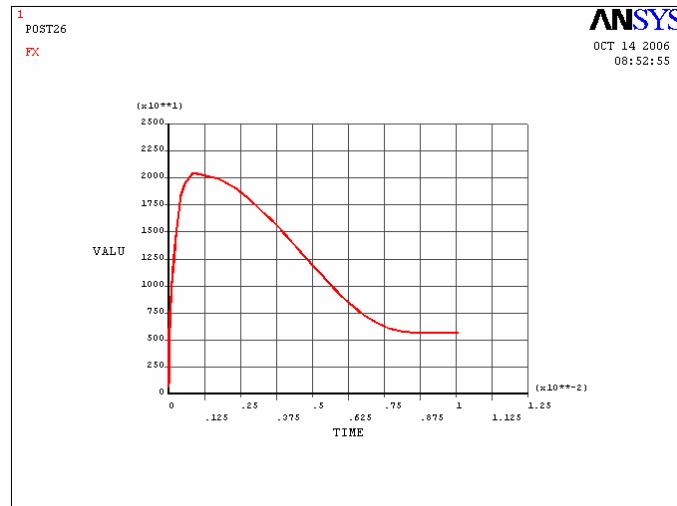
通过变化混凝土类型和钢筋直径(表 5-2), 分别得到其加载端及自由端的滑移。

表 5-2 模拟试件类型

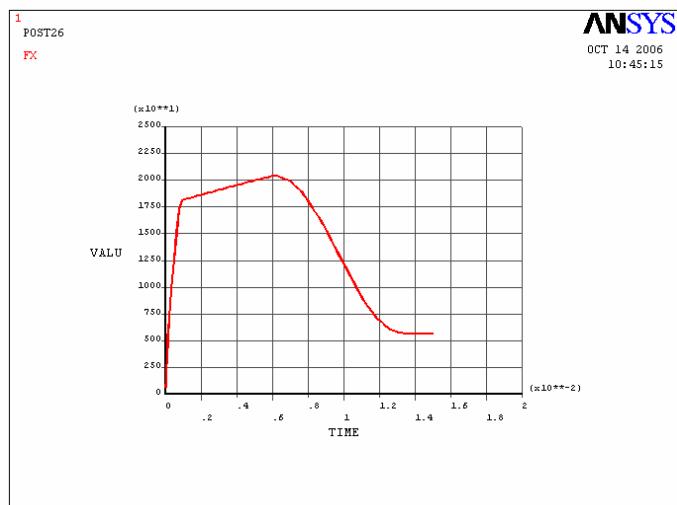
混凝土强度 f_{cu}	NC、SCC
钢筋直径 $d(\text{mm})$	16、20
锚固长度 $l_a(\text{mm})$	5d

注: 模拟试件中保护层厚度均为 $4.5d$ 。

在 ANSYS 中，可以通过 POST26 分别得到荷载与时间的关系和滑移与时间的关系，然后通过时间作为中介，建立荷载-滑移曲线，如图 5-5 所示。



(1) 自由端荷载一滑移曲线



(2) 加载端荷载一滑移曲线

图 5-5 ANSYS 中得到的荷载一滑移曲线

现将 ANSYS 分析结果导出，将加载端滑移和自由端滑移与荷载的关系同时绘制在一个坐标轴之内，得到结果如图 5-6~图 5-9。钢筋应力如图 5-10 所示。

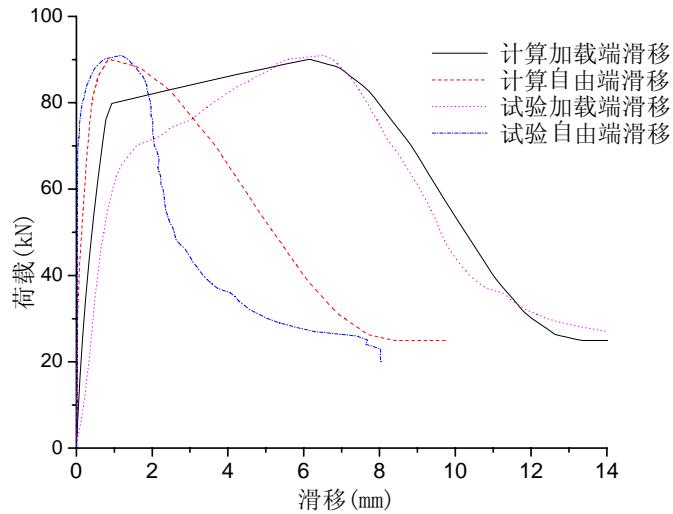


图 5-6 NC16 模拟粘结滑移曲线与试验粘结滑移曲线

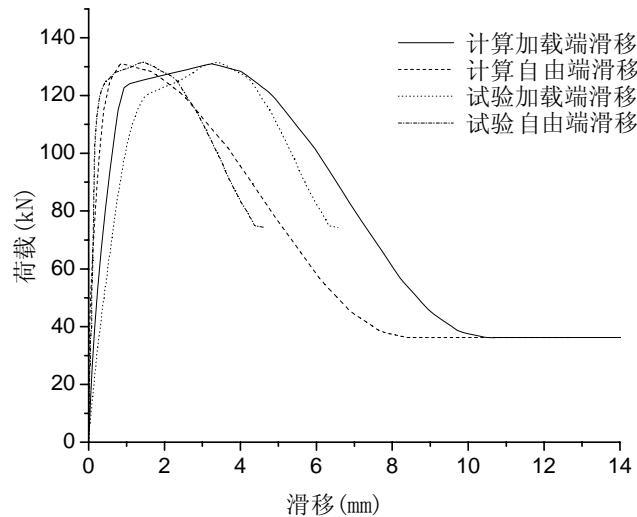


图 5-7 NC20 模拟粘结滑移曲线与试验粘结滑移曲线

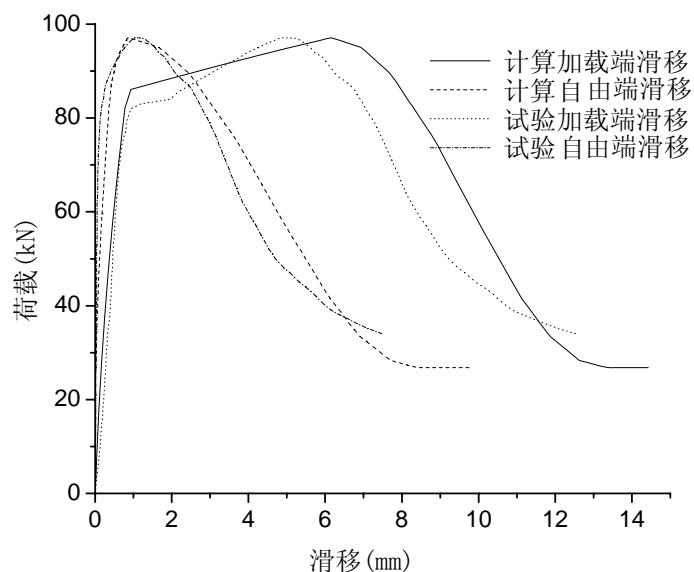


图 5-8 SCC16 模拟粘结滑移曲线与试验粘结滑移曲线

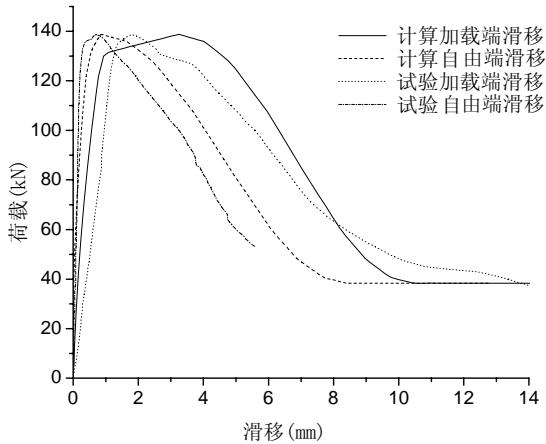


图 5-9 SCC20 模拟粘结滑移曲线与试验粘结滑移曲线

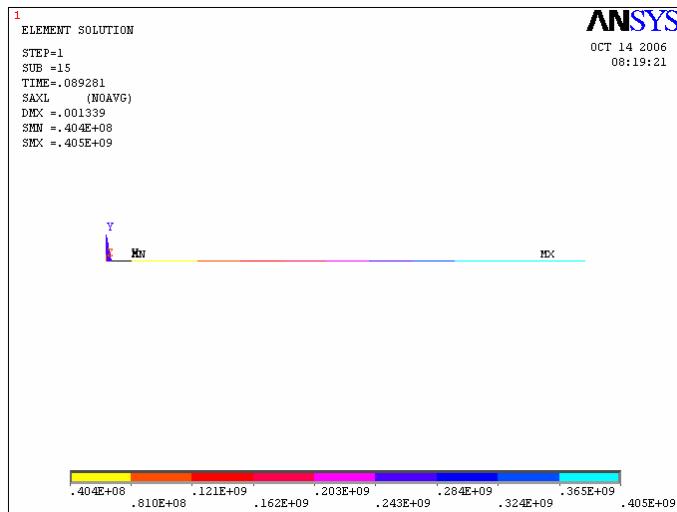


图 5-10 钢筋应力云图

从图中可以看出，在加载的初始阶段，自由端均没有滑移，这表明粘结尚未渗透到自由端。加载到钢筋屈服后，加载端滑移发展较快，自钢筋屈服至极限粘结强度范围内，模拟结果与实测差别较大，但仍然基本模拟了试验结果。到了下降段之后，自由端滑移和加载端滑移基本同步，在残余段完全同步，钢筋被徐徐拔出，计算机模拟与试验结果相当接近。从钢筋云图中可看出，钢筋应力沿锚固长度逐渐衰减，在自由端减为 0。

5.6 小结

利用 ANSYS 通用程序，结合合理的粘结—滑移本构关系和材料本构关系，模拟拉拔试验的全过程，与试验结果较吻合。

第六章 结论与展望

6.1 结论

为了探索自密实高性能混凝土与钢筋的粘结锚固性能，通过大量的文献检索，本文全面地综述了影响混凝土与钢筋的粘结性能的因素，分析了该领域的研究现状和发展动态。在此基础上，进行了大量的试验研究。总结本文的研究成果得到以下结论：

(1) 试验证明，本文所配制的自密实高性能混凝土与钢筋的粘结锚固性能与普通混凝土基本相同。比如本文所配制的强度为 57.8MPa 的自密实高性能混凝土与 Φ16 和 Φ20 的钢筋的粘结强度为 21.14MPa 和 22.97MPa，而强度为 50.2MPa 的普通混凝土与 Φ16 和 Φ20 的钢筋的粘结强度为 23.18MPa 和 20.64MPa，二者荷载-滑移曲线变化规律一致。按我国现行国家及行业有关混凝土结构设计标准进行自密实高性能混凝土锚固设计是可行的。

(2) 研究了在大体积自密实高性能混凝土中，不同钢筋端部弯钩(直弯钩、半圆弯钩和 135° 弯钩)及不同锚固长度的钢筋与自密实高性能混凝土的粘结锚固性能，试验结果表明，本次所配制的自密实高性能混凝土能够达到自行密实，且其均质性较好。

(3) 由各粘结特征强度值和特征滑移值，分别建立了普通混凝土和自密实高性能混凝土粘结应力-滑移本构关系模型，该模型能够描述粘结应力上升、下降直至破坏的全过程。

(4) 通过 ANSYS 模拟了拉拔试验，得到了荷载-加载端滑移曲线和荷载-自由端滑移曲线，并与试验对比，二者较为接近。

6.2 展望

自密实高性能混凝土的研究和应用日益受到土工工程领域的专家和工程师的广泛关注，关于钢筋与自密实高性能混凝土的粘结锚固性能研究中仍存在许多问题有待进一步完善和发展。对今后的工作提出以下几点展望：

(1) 对测定粘结锚固性能的试验手段和方法应该改进，传统的拉拔试验、梁锚试验等只能测得锚固力，而并没有得到真正的粘结应力。

(2) 粘结-滑移本构关系中的特征粘结强度值和特征滑移值应该如何合理

取值，有待进一步的研究。

(3)对于反复荷载作用下的自密实高性能混凝土与钢筋的粘结性能的试验和理论研究需要开展。

(4) 钢筋与自密实高性能混凝土的粘结耐久性的研究尚未开展。

参考文献

- [1] 中南大学土木建筑学院.自密实高性能在桥梁构件中的应用研究. 2001, 12
- [2] Frank.Dehn, Klaus.Holschemacher, Dirk,Weibe. Self-Compacting Concrete(SCC) Time Development of the Material Properties and the Bond Behavior. LACER,2000,5:115~124
- [3] 王国杰.高强度自密实混凝土及其与钢筋粘结锚固性能的试验研究: [硕士学位论文]. 福州: 福州大学, 2002
- [4] 王雪芳,郑建岚.自密实高强混凝土框架结构的抗震性能研究. 福州大学学报(自然科学版). 2004, 4
- [5] 工程结构教材选编小组. 钢筋混凝土结构. 1961
- [6] 冶金建筑研究总院. 国外钢筋与混凝土的粘结强度试验方法标准汇编. 1979
- [7] 过镇海. 钢筋混凝土原理. 北京: 清华大学出版社, 1999, 144~145
- [8] R.M.Mains. Measurement of the distribution of tensile and bond stresses along reinforcing bars. ACI Journal, V.23, 1951(3): 25~252
- [9] E. S. Perry, J. N. Thompson. Bond stress distribution on reinforcing steel in beams and pullout specimens. ACI Journal, proceedings, V. 63, 1966(8): 865~875
- [10] 赵羽习. 钢筋混凝土结构粘结性能和耐久性的研究: [博士学位论文]. 杭州: 浙江大学, 2001
- [11] A. H. Nilson. Internal measurement of bond-slip. ACI Journal 1972, 7: 439~441
- [12] S. M. Mirza, J.Houde. Study of bond-slip relationship in reinforced concrete ACI Journal 1979, 1: 19~46
- [13] 滕智明, 张合贵. 钢筋与混凝土的粘结滑移计算. 北京: 清华大学土木工程系, 1985: 40~53
- [14] 狄生林. 钢筋混凝土握裹应力—滑移关系的试验研究, 南京工学院土木工程系, 1981
- [15] 宋玉普, 赵国藩. 钢筋与混凝土粘结性能研究. 南京工学院学报, 1987(2): 94~100.
- [16] 徐有邻. 变形钢筋—混凝土粘结锚固性能的试验研究[博士学位论文]. 北京: 清华大学博士学位论文, 1990
- [17] Neil M. Hawkins, I. lin, T. Ueda. Anchorage of reinforcing bars for seismic forces.ACI Journal, V.84, 1987(4): 407~418

- [18] Siva Hota, Antoine E. Naaman. Bond stress-slip response of reinforcing bars embedded in FRC Matrices under monotonic and cyclic loading, ACI Journal, V. 94, 1997(1): 525~537
- [19] C. A. Menzel. Some factors influencing results of pull-out bond tests. ACI Journal, proceeding, V. 35, June,1939: 502~517
- [20] 王传志, 滕智明: 钢筋混凝土结构理论, 1985
- [21] L. A.Lutz, P.Gergely. Mechanics of bond slip of deformed bars in concrete. ACI Journal, proceedings, V63, 1966(8): 865~875
- [22] P.M.Ferguson,J.N.Thompson. Development length of high strength reinforcing bars in bond. ACI Journal, proceedings, V.59,1962(7): 887~922
- [23] C.O.Orangun, el al. A reevaluation of test data on development length and splices. ACI Journal, proceedings, V.74, 1977(3): 114~122
- [24] R. Tepfers. Cracking if concrete cover along anchored deformed reinforcing bars. Magazine of Concrete Research, V.31, No.106, March, 1979: 3~12
- [25] D.Darwin,et al. Development length criteria for conventional and high relative rib area reinforcing bars. ACI Structural Journal, V.93,1996(3):347~359
- [26] M.R.Esfahani and B.V.Rangan. Local bond strength of reinforcing bars in normal strength and high-strength concrete(HSC).ACI structural Journal, V.92, 1998(1):3~13
- [27] A.Azizinamin, el al. Bond performance of reinforcing bars embedded in high-strength concrete. ACI Journal, V.90,1993(5):554~561
- [28] S.J.Hwang, et al. Tensile bond strength of deformed bars of high-strength concrete. ACI Structural Journal, V.93,1996(1):11~20
- [29] G.Nammur, A.E.Naaman. Bond stress model for fiber reinforced concrete based on bond stress-slip relationship. ACI Structural Journal, V.86, 1989(1):45~57
- [30] K.A.Watson, J.M.Lafave. Effect of increased tensile strength and toughness on reinforcing-bar bond behavior. Cement and Concrete Composites,1994(6):129~141
- [31] M.H.Haraji. development/splice strength of reinforcing bars embedded in plain and fiber reinforced concrete. ACI Structural Journal, V.91,1994(5):511~520
- [32] S.Hota, A.E.Naaman. Bond stress-slip response of reinforcing bars embedded in FRC matrices under monotonic and cyclic loading. ACI Structural Journal, V.94,1997(5):525~537
- [33] P.Sorooushian, et al. Bonding of confined steal fiber reinforced concrete to deformed bars. ACI Material Journal, V.91,1994(2):141~149

- [34] 滕智明: 钢筋与混凝土间的粘结力, 清华大学建筑工程系, 1978
- [35] 华东水利学院: 关于混凝土与螺纹钢筋握裹力试验方法的调查及试验报告, 1978
- [36] 冶金建筑研究总院: 国外钢筋与混凝土的粘结强度试验方法标准汇编, 1979
- [37] 徐有邻. 各国规范关于粘结锚固的规定及修订我国规范的若干意见, 中国建筑科学研究院结构所, 1983
- [38] 宋玉普, 赵国藩. 钢筋与混凝土间粘结应力—滑移关系的应力变分模型. 大连理工大学学报, 1994, 2(1): 59~67
- [39] J.Caims,R.B.Abdullah. Influence of rib geometry on strength of epoxy-coated reinforcement. ACI Structural Journal, V.92,1995(1):23~27
- [40] J.Caims, R.Abdullah. fundamental test on the effect of an epoxy coating on bond strength. ACI Material Journal, V.91, 1994(4):331~338
- [41] H.H.Ghaffari, et al. Bond of epoxy-coated reinforced: cover, casting position, slump and consolidation. ACI Structural Journal, V.91,1994(1):59~68
- [42] B.S.Hamad, J.Q.Jirsa. Strength of epoxy-coated reinforcing bar splices confined with transverse reinforcement. ACI Structural Journal, V.90,1993(1):77~88
- [43] C.J.Hesster, et al. Bond of epoxy-coated reinforcement: splices. ACI Structural Journal. V90,1993(1):89~102
- [44] R.A.Treece, J.O.Jirse. Bond strength of epoxy coated reinforcing bars. ACI Material Journal, V.86,1989(2):167~174
- [45] O.C.Chi, et al. Bond of epoxy coated reinforcement: rib parameters. ACI Material Journal. V.88,1991(2):207~217
- [46] D.B.Cleary, D.A.Ramirez. Bond strength of epoxy coated reinforcement. ACI Material Journal, V.88,1991(2):146~149
- [47] B.B.Brettmann, et al. Bond of reinforcement to super plasticized concrete. ACI Journal, proceeding, V.83,1986(1):98~107
- [48] 徐有邻, 刘立新. 环氧涂层钢筋粘结锚固性能的试验研究. 建筑结构, 1998(6): 16~18
- [49] B.Johnston, K.C.Cox. The bond strength of rusted deformed bars. ACI Journal, proceedings, V.37,1941:57~72
- [50] G.J.Al-sulamani, et al. Influence of corrosion and cracking on bond behavior and strength of reinforced concrete members. ACI Journal, proceedings, V.87,1990(2):220~231

- [51] 全明研. 老化和损伤的钢筋混凝土构件的性能. 工业建筑, 1990(2): 15~19
- [52] 王科林. 锈后钢筋混凝土粘结锚固的试验研究. 工业建筑, 1996(4): 14~16
- [53] 袁迎曙,余索,贾福萍. 锈蚀钢筋混凝土的粘结性能退化研究. 工业建筑,1999,29(11): 47~50
- [54] Ottosen . N . S . A Failure Criterion for Concrete . ASCE , 1977,103(em4):527~535
- [55] 徐芝纶. 弹性力学简明教程. 北京: 高等教育出版社, 1979, 70~72
- [56] C. O. Orangun, et al. A reevaluation of test data on development length and splices. ACI Journal, proceedings, V.74,1977(3):114~122
- [57] 滕智明, 叶知满. 月牙纹钢筋粘结滑移关系的试验研究, 清华大学土木工程系. 1984
- [58] 徐有邻, 邵卓民, 沈文都. 钢筋与混凝土的粘结锚固强度, 建筑材料, 1988.4
- [59] 中华人民共和国行业标准. JTG D62-2004. 中华人民共和国交通部. 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范. 北京: 人民交通出版社, 2004-06-28
- [60] 中华人民共和国国家标准. GB 50010-2002. 中华人民共和国建设部. 混凝土结构设计规范. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002-02-20
- [61] 中华人民共和国行业标准. TB 100002.3-2005. 中华人民共和国铁道部. 铁路桥涵钢筋混凝土和预应力混凝土结构设计规范. 北京: 中国铁道出版社, 2005-08-01
- [62] 吕西林, 金国芳, 吴晓涵. 钢筋混凝土结构非线性有限元理论及应用. 上海: 同济大学出版社, 1996, 28~33
- [63] 朱伯芳.有限单元法原理与应用. 北京:中国水利水电出版社,1998,554~556
- [64] ANSYS Element Reference ,Electronic Release, SAS IP, Inc.,1998

致谢

本论文是在导师余志武教授悉心指导下完成的，在此我首先要衷心地感谢余志武教授。从选题、试验方法和研究思路的确定直至论文的撰写都得到了余教授的指导，导师对科学问题的洞察力、渊博的知识、宽阔的视野以及严谨的治学作风使我受益匪浅。导师的严格要求使我在科研上的水平得到很大提高，其严谨勤奋的工作态度更是我今后工作中的榜样。

感谢结构与市政工程中心蒋丽忠教授和陆铁坚教授在我三年求学过程中给予的指导和帮助。

在试验过程中，中南大学土木工程中心试验室、土木工程安全科学试验室和湖南中大建科土木科技有限公司的许多同志给予了很大的协助，在此向他们表示感谢。

特别感谢基础力学实验室主任王晓光教授在本次试验过程中给予的热心指导和无私的帮助。

感谢老师刘小洁副教授在学生求学过程中所给予的关心和指导。

感谢师兄王海波博士后对论文提出的许多珍贵修改意见。

感谢师兄王中强博士和丁发兴博士在试验研究和论文写作中所给予的指导和热心帮助。

感谢在求学过程中给予我关心和帮助的同窗陈学文、温海林、唐国庆和刘于。感谢中南大学结构与市政工程研究中心所有给予我帮助的师兄弟们。

感谢师兄及好友周坤三年中所给予的帮助，和他一起共处的经历是美好而难忘的，谨此表示衷心的感谢。

感谢各位授课老师以及中南大学研究生院和土木建筑学院领导的关心和帮助。向即将为本文进行审阅和审评的老师表示衷心的感谢。

最后，特别感谢含辛茹苦养育我的父母亲，他们给予我的爱是我前行的动力和勇气。

本课题得到了国家自然科学基金的资助，特此鸣谢！

作者：郑永阳
二〇〇六年五月于中南大学铁道学院

攻读硕士学位期间参与科研及发表论文情况

一、参与科研项目

- 1、国家自然科学基金项目“自密实高性能混凝土结构受力性能与设计方法研究”（项目号 50278097）
- 2、铁道部科技项目“大秦线 2 万吨重载综合试验”

二、发表论文

- 郑永阳. 钢筋与混凝土粘结性能研究综述. 山西建筑. 2005, 31(24)
- 余志武, 郑永阳. 钢筋与自密实高性能混凝土粘结性能试验研究 (待发表)