

钢 筋 混 凝 土 结 构

下 册

[新西兰] R. 帕克、T. 波利著
重庆建筑工程学院 秦文钺等译

重 庆 大 学 出 版 社

目 录

下 册

第九章 粘结与锚固

9.1 引 言	(1)
9.1.1 需要考虑的基本问题	
9.1.2 锚固粘结或使钢筋发挥效力的粘结	
9.1.3 抗弯粘结	
9.2 粘结抗力的本质	(2)
9.2.1 粘结抗力的基本特性	
9.2.2 钢筋在浇注周围混凝土时所处的位置	
9.2.3 钢筋的外形和表面状况	
9.2.4 周围混凝土中的应力状态	
9.2.5 劈裂破坏	
9.2.6 约 束	
9.2.7 重复加载及循环交变加载	
9.3 可用粘结强度的确定	(10)
9.4 钢筋的锚固	(12)
9.4.1 受拉钢筋的直线锚固	
9.4.2 受拉钢筋的弯钩锚固	
9.4.3 受压钢筋的锚固	
9.5 对抗弯粘结的锚固要求	(16)
9.6 接 头	(17)
9.6.1 引 言	
9.6.2 受拉接头	
9.6.3 受压接头	
9.6.4 机械式接头或接触式接头	

9.7 参考文献	(20)
第十章 使用荷载下的性能	
10.1 使用荷载下的性能	(23)
10.2 关于构件中弯曲应力的弹性理论	(23)
10.2.1 有效弹性模量	
10.2.2 弹性理论的各项假定	
10.2.3 用内力偶法进行梁的分析	
10.2.4 用换算截面法进行梁的分析	
10.2.5 用另一种可供代换的方法 (弹性理论方法) 进行梁的设计	
10.2.6 短柱分析	
10.2.7 收缩应力	
10.3 挠度控制	(46)
10.3.1 控制挠度的必要性	
10.3.2 挠度的控制方法	
10.3.3 挠度计算	
10.3.4 用来计算挠度的更精确的方法	
10.4 对裂缝的控制	(54)
10.4.1 控制裂缝的要求	
10.4.2 开裂的各种原因	
10.4.3 弯曲开裂的机理	
10.4.4 在设计中对弯曲裂缝的控制	
10.5 参考文献	(65)
第十一章 框架的强度和延性	
11.1 引 言	(68)
11.2 弯矩重分布与塑性铰转角	(68)
11.3 框架的全过程分析	(71)
11.4 确定用于设计的极限荷载下的弯矩、剪力和轴向力分布的方法	(73)
11.4.1 弹性弯矩图	
11.4.2 考虑弯矩重分布而加以调整的弹性弯矩图	
11.4.3 极限设计	
11.5 极限设计方法	(79)
11.5.1 美国混凝土学会-美国土木工程师协会428委员会的报告	
11.5.2 可供使用的极限设计方法	

11.5.3	计算所需塑性铰转角的一般方法	
11.5.4	使用荷载弯矩及应力的计算	
11.5.5	对极限设计法的评论	
11.6	考虑地震荷载的设计	(97)
11.6.1	基本概念	
11.6.2	对位移延性的各项要求	
11.6.3	对曲率延性的各项要求	
11.6.4	利用静力倒塌机构确定对多层框架曲率延性的要求	
11.6.5	利用非线性动力分析法确定对多层框架曲率延性的要求	
11.6.6	延性分析中的另外一些因素	
11.6.7	ACI规范关于延性框架抗震设计的专门条款	
11.6.8	对ACI规范用于延性框架抗震设计的专门条款的讨论	
11.6.9	计算柱子塑性铰区域内特殊横向约束钢筋的另一种方法	
11.6.10	用特殊装置耗散地震能量	
11.6.11	框架在地震荷载下的承载能力设计	
11.7	参考文献	(136)

第十二章 多层建筑的剪力墙

12.1	引 言	(140)
12.2	悬臂墙的受力性能	(140)
12.2.1	具有矩形截面的高墙	
12.2.2	具有矩形横截面的矮宽剪力墙	
12.2.3	带翼缘的悬臂式剪力墙	
12.2.4	剪力墙截面中弯矩与轴向力的相互作用	
12.2.5	悬臂式剪力墙之间的相互作用	
12.3	剪力墙与刚接框架的相互作用	(153)
12.4	带洞口的剪力墙	(154)
12.5	联肢剪力墙	(155)
12.5.1	引 言	
12.5.2	用来预测线弹性反应的薄片分析法	
12.5.3	联肢剪力墙的弹塑性性能	
12.5.4	联肢剪力墙的试验	
12.5.5	设计原则摘要总结	
12.6	参考文献	(170)

第十三章 细部构造技巧

13.1 引言	(173)
13.2 配筋的目的	(173)
13.3 内力方向的改变	(174)
13.4 梁的细部构造设计	(177)
13.4.1 锚固部位	
13.4.2 抗弯和抗剪钢筋的相互作用	
13.4.3 加载点及支座的细部构造设计	
13.4.4 抗弯钢筋的切断	
13.5 受压构件的细部构造设计	(187)
13.6 支托及牛腿	(189)
13.6.1 受力性能	
13.6.2 破坏机构	
13.6.3 牛腿的截面选择及细部构造	
13.6.4 其它支托形式	
13.7 深梁	(196)
13.7.1 引言	
13.7.2 简支梁	
13.7.3 连续深梁	
13.7.4 深梁中的腹筋	
13.7.5 集中荷载的传入	
13.8 梁柱节点	(205)
13.8.1 引言	
13.8.2 角节点	
13.8.3 多层平面框架的边节点	
13.8.4 多层平面框架的中间节点	
13.8.5 关于节点细部构造设计的建议	
13.8.6 多层空间框架的节点	
13.9 结论	(232)
13.10 参考文献	(232)

第九章 粘 结 与 锚 固

9.1 引 言

9.1.1 需要考虑的基本问题

由于外荷载很少直接作用于钢筋，钢筋就只能从它周围的混凝土获得它所承受的那一部分荷载。“粘结应力”是给钢筋和混凝土界面上的剪应力所定的名称，它在钢筋与其周围混凝土之间起着传递荷载的作用，从而使钢筋的应力发生变化。这种粘结在得到有效发挥时就能使这两种材料形成一种组合结构。结构构件中配筋细部设计的最主要目的就是要能获得良好的粘结性能。

粘结力的大小是用钢筋中力的变化率来衡量的。在任意两个截面之间的钢筋应力如果没有变化，粘结应力就不存在。粘结应力 u 通常是定义为钢筋表面单位面积上的剪力，即用下式表示：

$$u = \frac{q}{\Sigma o} = \frac{\Delta f_s A_b}{\Sigma o} = \frac{d_b}{4} \Delta f_s \quad (9.1)$$

式中： q ——钢筋中的力在单位长度上的变化；

Σo ——单位长度钢筋的公称表面面积；

d_b ——钢筋的公称直径；

Δf_s ——钢筋应力在单位长度上的变化；

A_b ——钢筋截面积。

过去在只采用光面钢筋时，粘结强度曾经是一个更加严重的问题。而表面变形的钢筋却能提供附加的粘结强度和安全成份。但是在另一方面，变形钢筋的性能，特别是当采用高强钢筋和粗钢筋时，却又带来了一些新的问题。这就需要对传统的粘结原理重新进行研究^[9.1]。

由于现行规范的要求全然是以实验为基础的，因此在本章中就不去讨论一系列设计规定的详尽背景情况。可是设计者必须对那些能够对结构性能产生关键性影响的粘结锚固特性有所认识。所以，对这类问题就要在一定的深度上加以探讨，为的是使设计者能以做出效果较好的配筋细部设计。

需要阐明的关于粘结方面的若干问题已由ACI408委员会提出了报告^[9.2]。这个报告包括有完整的参考文献目录。

钢筋混凝土构件中的粘结应力产生于性质不同的两种情况，即钢筋的锚固和由于弯矩沿构件长度的变化而引起的钢筋内力沿其长度的变化。

9.1.2 锚固粘结或使钢筋发挥效力的粘结

在任一截面处需要承受一定内力的钢筋必须延伸至该截面以外距离为 l_d 处。这个 l_d 也就是能通过粘结把钢筋的内力传给混凝土所需要的距离。如果规定了平均粘结应力为 u ，并假定它均匀分布在这一长度上，则由平衡条件（图9.1a）即可得出如下关系：

$$T = A_b f_s = u l_d \Sigma o \quad (9.2a)$$

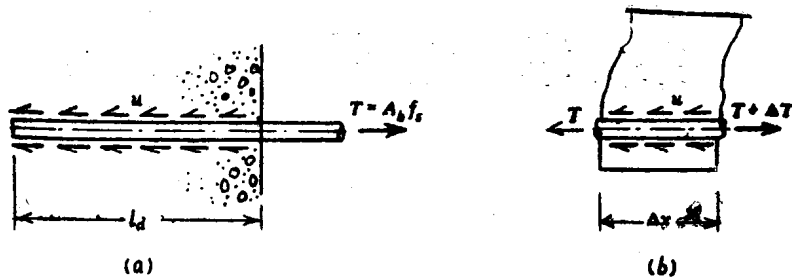


图 9.1 锚固粘结和抗弯粘结的形成。

因此，发挥长度即为

$$l_d = \frac{d_b}{4u} f_s \quad (9.2b)$$

有些规范规定了锚固粘结应力 u 的安全值，以便能按公式9.2b来计算这段发挥长度。ACI规范^[9.3]也对用于各种设计情况的最小发挥长度 l_d 作了规定，在第9.4节中给出了这些建议值。

9.1.3 抗弯粘结

在第七章中已经指出，在任一梁的剪跨内都将沿受弯钢筋产生粘结力 ΔT （见图7.7及7.14）。如果假定粘结应力 u 在相互靠近的任意两个截面之间均匀分布，这一小段长度钢筋的平衡（图9.1b）就要求 $\Delta T = u \Sigma o \Delta x$ 。可是，要像第7.3.3节中所讨论的那样产生理想的梁式作用，内拉力 T 就必须按外弯矩 M 相同的变化率变化（亦可见公式7.10）。于是

$$\Delta T = \frac{\Delta M}{jd} = \frac{V}{jd} \Delta x$$

所以

$$u = \frac{V}{jd \Sigma o} \quad (9.3)$$

这一公式表明，当外弯矩的变化率（即剪力）较大时，弯曲粘结应力也将表现出较高的数值。然而，公式9.3大体上是过份地简化了这种情况，它甚至连近似地预测实际粘结应力的大小也未做到。这是因为沿构件长度方向每隔一定距离就有混凝土裂缝存在，它导致由于裂缝之间的混凝土承担拉力而引起的附加粘结应力（见图6.22）。所以即使当剪力为零（等弯矩区段）时，也将形成粘结应力。但是已经观察到，只要钢筋具备了足够的锚固长度，起源于抗弯粘结应力的破坏就不致发生。而对抗弯粘结情况的考虑是要求在构件弯矩为零的部位（简支支座及反弯点处）验算锚固长度，因为在这些部位受拉钢筋的面积可能较小而剪力则可能较大，从而导致较高的粘结应力。ACI规范^[9.3]对于满足抗弯粘结条件的锚固所做的建议在第9.5节中叙述。

9.2 粘结抗力的本质

9.2.1 粘结抗力的基本特性

通常都认为光面钢筋的粘结抗力就是砂浆膏与钢筋表面之间的化学附着力。可是，即使较低的应力也会引起足够的滑移而使混凝土和钢筋之间的附着力遭到破坏。一旦发生滑移，

进一层的粘结抗力就只能靠摩擦和在钢筋与其周围混凝土之间已经移位的小砂粒的楔固作用来产生了。摩擦阻力取决于钢筋表面的状况。从瑞姆 (Rehm) [9.4] 的著作中引用的图 9.2 展示了在不同的锈蚀情况下光面圆钢筋表面的典型纵剖面图。这里凹痕程度的变化是明显的, 而大多数设计者都乐于采用轻度锈蚀状态下的钢筋也就并不意外了。光面圆钢筋在经受标准加荷试验时, 破坏是发生在附着力和摩擦阻力被克服的时候, 而且钢筋通常是被从它埋入的混凝土中拔出。

变形钢筋因其肋条与周围混凝土互相咬合而具有大为提高了的粘结能力。在钢筋两个肋条之间 (见图 9.3) 发挥出的粘结强度与下述各种应力有关:

1. 由于沿钢筋表面的附着力而产生的剪应力 v_a ;
2. 对肋条侧面的压应力 f_b ;
3. 作用在相邻两个肋条之间混凝土圆柱面上的剪应力 v_c 。

在两个肋条中点之间的一小段钢筋长度范围内, 这些应力与要通过粘结传给混凝土的力之间的关系可以根据简单的平衡条件得出如下:

$$\Delta T = \pi d_b' (b + c) v_a + \pi \frac{d_b'^2 - d_b'^2}{4} f_b \approx \pi d_b' c v_c \tag{9.4}$$

式中各项的含义可以在图 9.3 中查明。

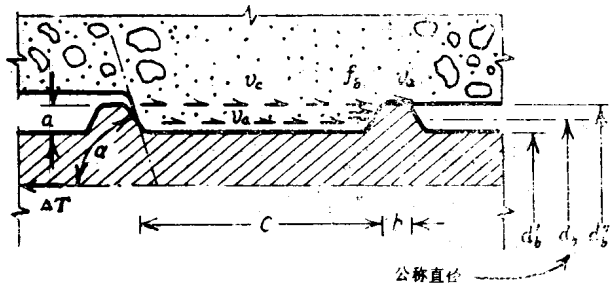


图 9.3 变形钢筋两个肋条之间的应力。

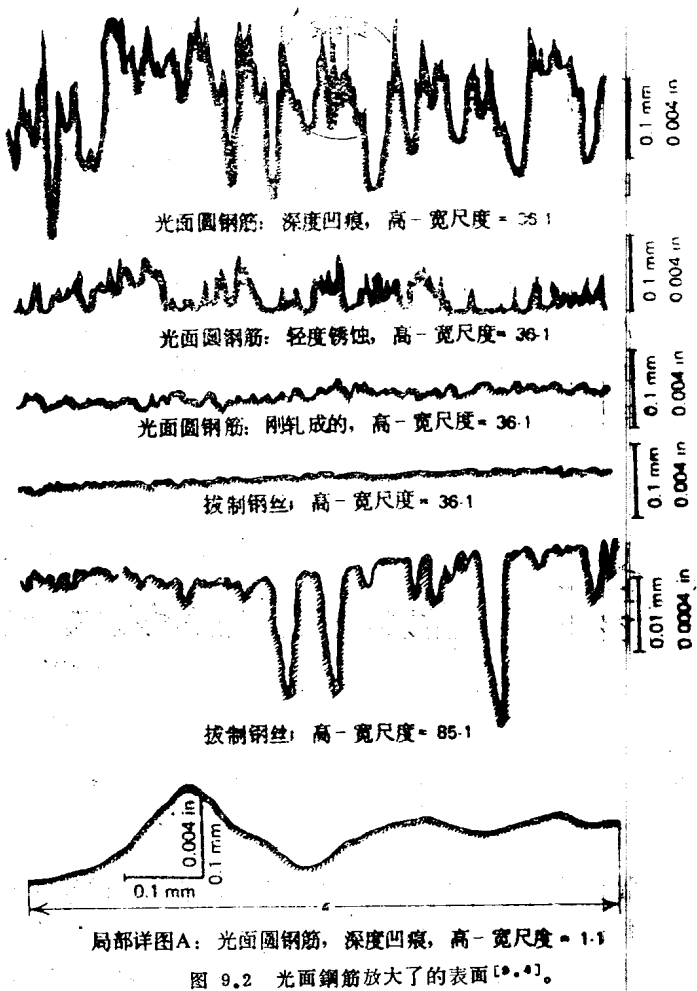


图 9.2 光面钢筋放大的表面 [9.4]。

当荷载增大时, 沿钢筋表面的附着力必然要遭到破坏, 而余下的摩擦抗剪强度与产生于肋旁的承压强度相比又非常小, 所以实际上 v_a 就可以忽略不计。其余两个能产生粘结力的重要组成部分 f_b 和 v_c 之间的关系即可简化如下:

1. 由于 $b \approx 0.1c$, 故肋间距近似为 c ;

2. 由于 $a \approx 0.05d_b'$ ，一根肋条的承压面积为

$$\pi \frac{d_b'^2 - d_b'^2}{4} \approx \pi d_b a$$

式中 d_b 为钢筋的公称直径。所以，由公式(9.4)即可得出

$$\Delta T = \pi d_b a f_b \approx \pi d_b c v_c$$

因此

$$v_c \approx \frac{a}{c} f_b \quad (9.5)$$

瑞姆(Rehm)^[9.4]已经成功地把粘结问题的几个方面与几何参数 a/c 联系起来。他发现，当 a/c 为0.065^①左右时，埋入混凝土中的钢筋在一小段长度 c 上表现出最令人满意的性能。当肋过高和相距过近时，剪应力 v_c 就会控制粘结性能，而钢筋将被拔出。当肋的间距约大于10倍肋高时，局部压碎的混凝土就可能在肋前形成一个楔块，因而破坏便通常是由周围混凝土

土的劈裂所引起的。由于肋条前面的混凝土处于被约束状态，它能承受数倍于圆柱体抗压强度的挤压应力。这两种与肋条有关的破坏机理已在图9.4中示出。显然，变形钢筋的几何形状必须使剪切拔出破坏(图9.4a)不能发生。

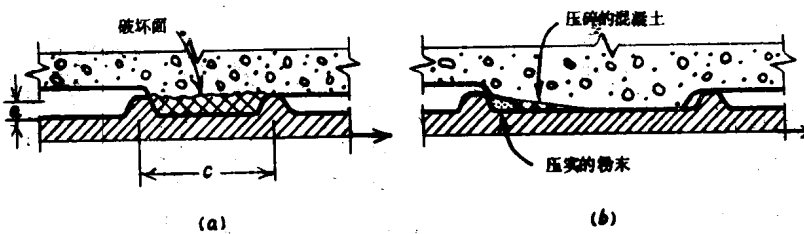


图 9.4 变形钢筋在肋条处的破坏机理。
a) $a/c > 0.15$, b) $a/c < 0.1$ 。

而可能对符合图9.4b那种条件的变形钢筋在极限承载能力及使用性能方面产生影响的各项因素则在以后各节中探讨。

粘结性能最重要的一个方面就是它对裂缝开展的影响。这一点与某一特定类型的钢筋在不同情况下的粘结滑移特性有密切关系。一般说来，与可用的粘结力同时产生的滑移愈小，粘结的质量也就愈好。

9.2.2 钢筋在浇注周围混凝土时所处的位置

变形钢筋的荷载-粘结滑移关系主要是受直接位于肋条前面的混凝土性能所影响。这个部位混凝土的质量取决于它在浇注时的相对位置。在第七章关于销栓作用的讨论中曾经注意到在钢筋和粗骨料颗粒下面的积水和沉积现象的影响。由这种现象产生的结果就可能在肋条下面形成一个松软的混凝土层。这时如果要在这样一个松软区域内产生很高的压应力，就可能会发生较大的滑移。图9.5表示了三根钢筋虽然全都趋向于达到相同的极限荷载，但却是如何以不同的方式受到松软混凝土层的影响。在这些试验中^[9.4]产生在一根肋条前面的计算压应力都超过了混凝土立方抗压强度的7倍。

浇注位置对粘结的影响对光面圆钢筋来说甚至更为严重。图9.6表明，在水平钢筋情况下的极限粘结强度与垂直钢筋的情况相比是急剧下降了^[9.4]。图中每对曲线的上面一根曲线是对严重锈蚀和有深度凹痕的钢筋求得的；每对曲线的下面一根则是对表面平滑的钢筋求

①ASTM A 305对表面变形的要求为 $0.057 < a/c < 0.072$ ^[9.6]。

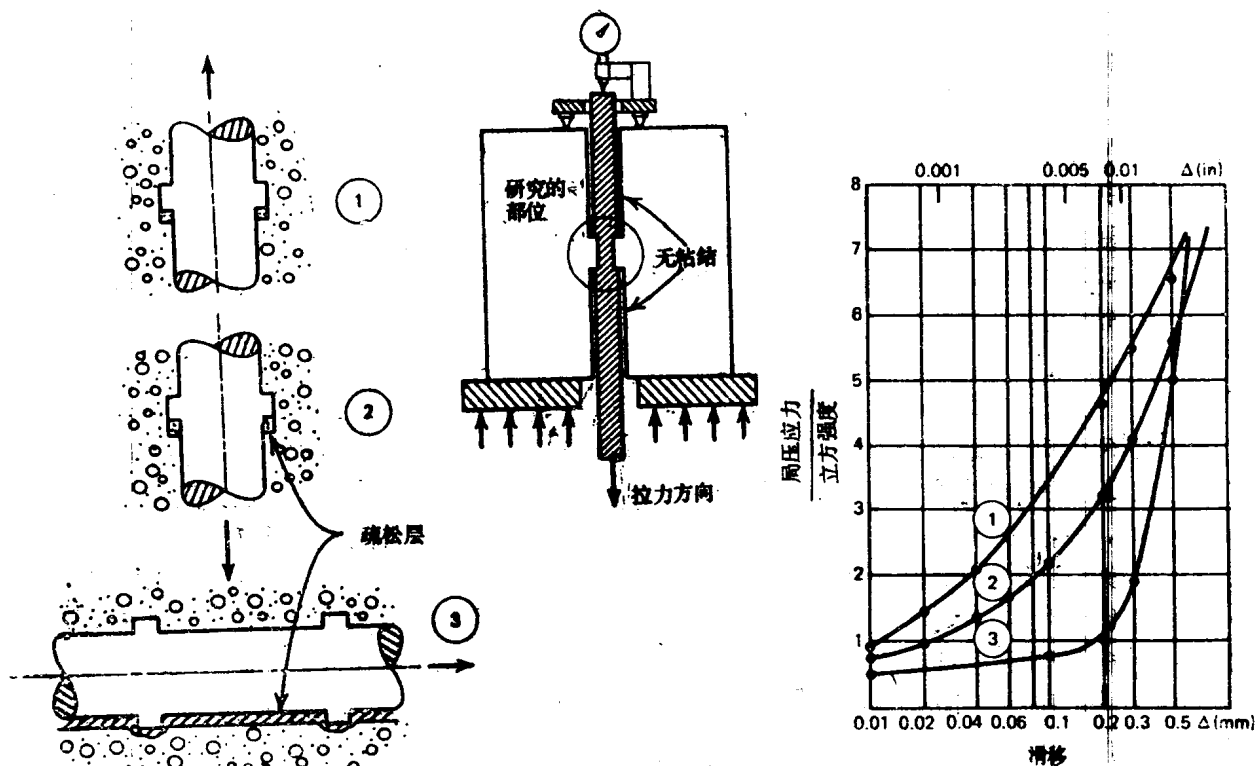


图 9.5 浇注位置对粘结性能的影响 [9.4]。

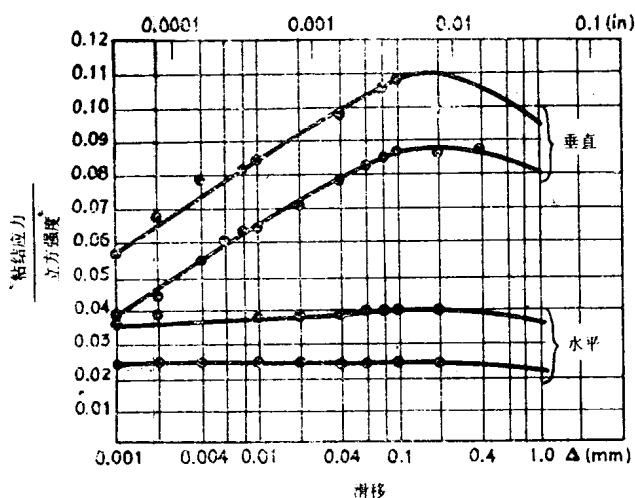


图 9.6 5号(16mm)光面圆钢筋在不同浇注位置处的荷载-滑移关系曲线 [9.4]。

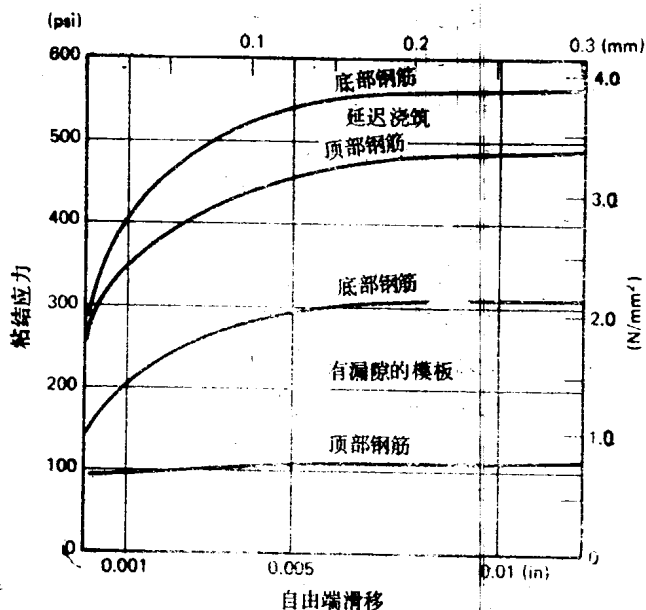


图 9.7 光面圆钢筋受新拌混凝土沉陷影响的粘结应力-滑移曲线 [9.5]。

得的。

可以预料，梁的顶部钢筋将比底部钢筋的粘结质量差，因为在顶部钢筋下面水和空气增加得较多，而且由新鲜混凝土拌合物的沉陷所引起的周围混凝土的相对位移也会比较大。这里产生的沉陷量将取决于新拌混凝土的析水程度以及有可能从模板向外漏水的速度。维尔希（Welch）和帕特恩（Patten）研究了这种影响，并对在有漏隙的木模中和在密封良好的钢模中成形的混凝土所包围的钢筋的粘结性能进行了对比^[9.5]。在后一种情况下，他们还把混凝土的浇筑延迟了40分钟。他们的研究结果（图9.7）展示了沉陷对于粘结，特别是对于顶部钢筋粘结的极大影响。ACI规范^[9.3]考虑到这一现象，对浇筑在顶部的变形钢筋要求锚固长度增大40%。

9.2.3 钢筋的外形和表面状况

看来只要肋条侧面与钢筋轴线之间的夹角（图9.3中的 α 角）大于 70° ，这个角度的改变就不致影响粘结强度。当 α 角在 45° 和 70° 之间时，钢筋每一面上的肋纹或者两个对面上的肋纹就必须反向^[9.6]。用只有一根肋条的钢筋试件所作的专门拔出试验表明，只要 α 角大于 40° ，肋条的侧面与混凝土之间的摩擦力就足以制止沿此界面产生滑移^[9.7]。这时，钢筋的滑移可能主要是归因于肋条前面混凝土的压碎（见图9.4b）。反之，如果 α 角较小，而表面又比较平滑，滑移就可能沿着肋的侧面发生，而肋条势必会把混凝土从钢筋推开^[9.8]。这种楔入作用可能就是沿钢筋产生纵向劈裂的一个主要原因。

只要一根干净的变形钢筋的单位长度重量符合标准规格的最低要求，其表面锈蚀程度或原有轧制铁鳞的多少看来对它的粘结性能就没有什么不利影响。凯姆普（Kemp）等人^[9.9]曾发现，钢筋在用于混凝土结构之前，它的表面并不需要清刷或擦净，对于一定的引起锈蚀的环境来说，锈蚀深度对一切尺码的钢筋都将是大致相同的。因此，肋条比较高的大直径钢筋受锈蚀的影响将比较小。

9.2.4 周围混凝土中的应力状态

在前面几节中我们探讨了在变形钢筋一根肋条的紧邻部位经常出现的情况。为了使一根钢筋的强度得以充分发挥，跨越许多根相邻肋条的那些粘结力都必须得到传递。因此，周围混凝土中的应力状态是沿着埋入的钢筋而变化的，并且影响着粘结性能。这样就不能简单地根据一定数量的单根肋条的粘结强度的总和来获得钢筋的粘结强度或锚固强度。

围绕于变形钢筋周围的混凝土中的这种应力可以导致混凝土的裂缝和变形，如图9.8所示。这里传给混凝土的粘结应力 u 使混凝土保护层偏心受拉。这样形成的应力所造成的混凝土变形在主要裂缝附近有把混凝土拉离这根钢筋的趋势。而当钢筋与砂浆之间的附着粘结抗拉强度到达之时，周围的混凝土便与钢筋分离开来。这时还会形成许多可能扩展不到混凝土

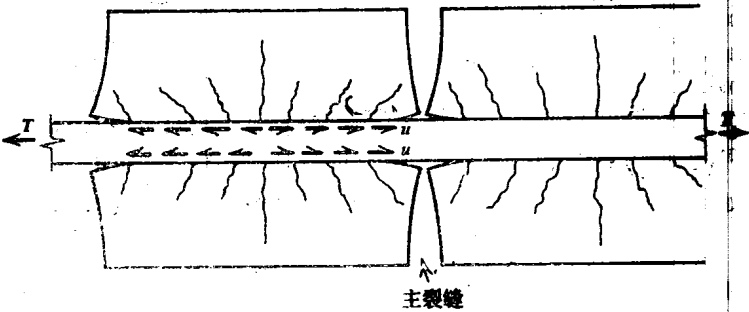


图 9.8 在受拉构件横向裂缝之间已变形的混凝土 [9.8]。

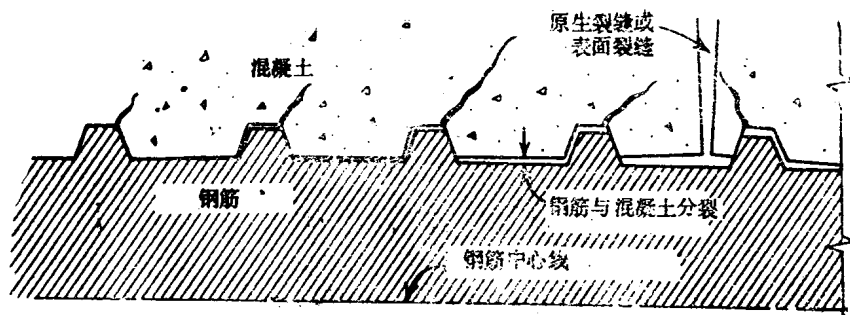


图 9.9 切过钢筋与混凝土的剖面，用以表示发生在一条主要裂缝附近的分离现象 [9.8]。

外表面的内部次生裂缝。对于光面钢筋来说，在钢筋与混凝土发生分离之处，可以预料粘结应力会完全消失。而当为变形钢筋时，这个区域的粘结力就必须全靠肋条的承压来传递。图 9.9 说明了这种情况。当有一条主要裂缝张开到接近钢筋表面时，混凝土中就要失去一些拉力。后藤 (Goto) [9.10] 曾以在钢筋与周围混凝土之间注入墨水的办法发现了有斜向次生裂缝从各个肋条放射出来 (见图 9.9)。他还通过试验证实了在主要裂缝附近钢筋与混凝土之间的分离现象。

当混凝土在一条主要裂缝处使它自己从钢筋周围分离开来时，原先与钢筋接触的混凝土表面的周长就要增大，从而引起环向拉应力。这类应力会导致纵向劈裂裂缝。卢茨 (Lutz) 和杰格里 (Gergely) 通过相应模型的有限元分析已经确定出这类应力的大致数值 [9.8]。

当接近于传递粘结力的极限能力时，肋条前面就出现压碎现象。被压实了的混凝土粉末在肋条前面延伸的距离直至达到肋高的三倍，并形成了一个扁平的楔子 (图 9.4b)，它往往会把混凝土进一步从钢筋推开。因此就引起了附加的环向拉应力，而这种拉应力可能导致劈裂破坏。

围绕某一根个别钢筋的混凝土，由于参与了其它的结构作用，还可能受到除粘结作用产生的应力以外的其它应力的作用。在建筑物框架横梁的交叉点处要引起横向作用于钢筋的压力或拉力。同样地，在支承连续板的梁中，顶部钢筋周围的混凝土中也可能招致横向拉力。这样的横向拉应力有可能导致沿主筋过早开裂，并对钢筋的粘结性能产生不利影响。相反地，横向压力则可能对埋入混凝土中的钢筋提供有利的约束作用。

9.2.5 劈裂破坏

在大体积混凝土中具有足够埋入长度的地方，标准的变形钢筋是有可能产生粘结破坏 (拔出破坏) 的；相反，这根钢筋却会在它的加荷端发生断裂。可是在大多数结构部件中，围绕一根钢筋或一组钢筋的混凝土面积却相对较小。在这种情况下通常的破坏形式就是劈裂，因为周围的混凝土承受不了那里的环向拉应力。

特别严重的情况是发生在梁的剪跨内，在那里有可能由于下列现象的综合作用而沿抗弯钢筋引起劈裂：

1. 在每条弯曲裂缝附近形成的环向拉应力；
2. 当有较大的粘结力需要传递时，由表面肋条的楔入作用和肋条前面的受压混凝土 (图 9.4b) 所引起的环向或横向拉应力；
3. 由抗弯钢筋的销栓作用所产生的横向拉应力。这一现象与沿斜裂缝的剪切位移有关。

杰格里 (Gergely) 曾发现, 如果没有起约束作用的压应力, 销栓力就会降低粘结强度, 导致在给定荷载情况下的较大滑移^[9.7]。由销栓作用引起了劈裂裂缝的梁已在图 7.8 中示出。

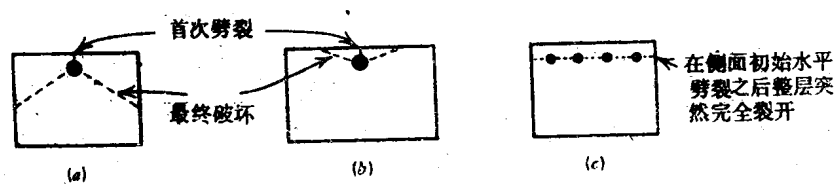


图 9.10 破坏时的劈裂裂缝^[9.1]。
(a) 典型情况; (b) 在特别宽的梁中; (c) 配有密排钢筋时。

一组钢筋, 特别是当排列较密时, 将会造成比单根钢筋更为不利的情况。图 9.10 所表示的观察到的典型劈裂裂缝就具体说明了这种情况^[9.1]。

9.2.6 约 束

若能对围绕钢筋的混凝土加以约束, 就能限制劈裂裂缝的开展。在某些部位, 例如在梁的简支端, 一般都有来自支反力的横向压力。横向压力对钢筋的锚固是有利的。在第十三章中讨论配筋细部设计的各个方面时还要更多地关注这个问题。

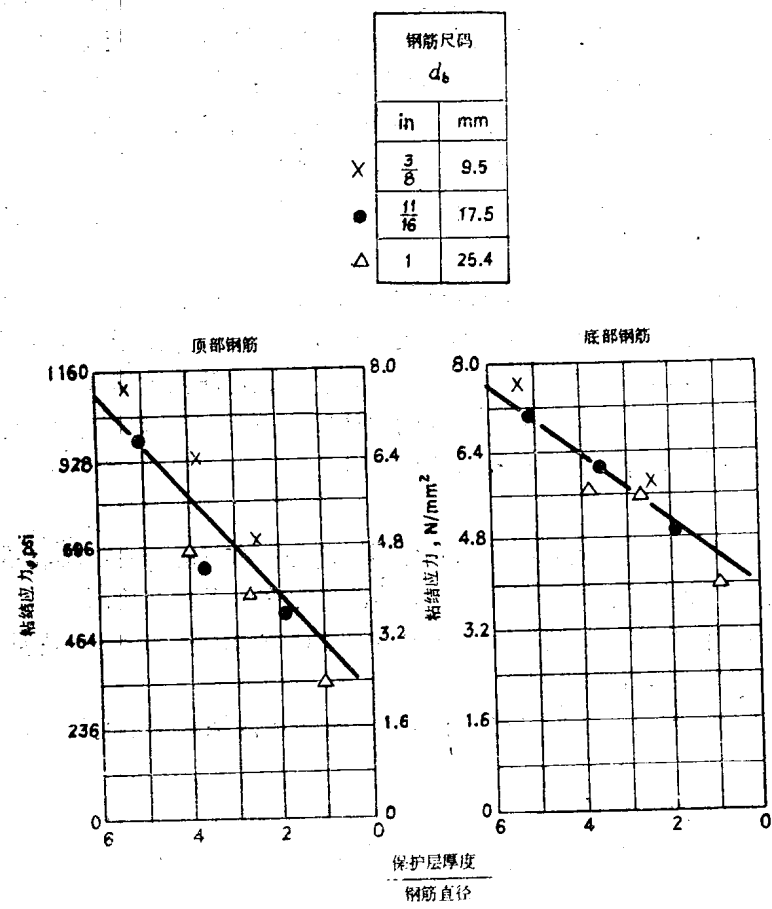


图 9.11 保护层对粘结强度的影响^[9.12]。

已经查明, 加厚的混凝土保护层可以对劈裂增加一些阻力。可是, 改善了的粘结性能并不与增加的保护层厚度成比例。对于大直径钢筋, 这种有利影响不很明显^[9.11]。通常, 对这些钢筋来说, 选择一个适当的平均粘结应力容许值的判别标准是对使用荷载情况下的裂缝形成和裂缝宽度的影响。追加的保护层并不是防止表面裂缝过宽的措施^[9.11] (见第十章)。中等直径的上部钢筋看来好像从附加的保护层受益较多, 如图 9.11 所示^[9.12]。当粘结受到销栓作用影响时, 保护层的影响就被消除了。

箍筋, 特别是密布的箍筋, 可以阻止沿埋入的钢筋所形成的裂缝的开展。

展，并使较大的粘结力能以被传递。在很多情况下（图 9.10 c）粘结力的传递只是当能通过骨料咬合作用把剪应力传过劈裂裂缝时才是可能的。箍筋并不能防止当在梁中采用粗钢筋时（例如11号钢筋，直径35.8mm）总要形成的劈裂裂缝；但正如第七章所述，它可以使摩擦力得以沿裂缝进行传递。箍筋看来并不能改善对裂缝宽度的控制^[9.11]，但它可以保证发生的是更具有延性的粘结破坏型式。

当钢筋的接头位于构件的要害区段内时就可能需要螺旋筋或矩形箍筋这类形式的特殊配筋。这种配筋的性能可以用界面剪力传递的概念来进行估计（见第7.8节）。

通过横向压力或横向配筋的方式形成约束的目的在于防止沿一条潜在的劈裂裂缝发生破坏，而且在必要时能实现与最大可得粘结强度相联系的剪切破坏（图9.4a）。与较细的钢筋相比，较粗的钢筋可以从约束中获得较大的效益。

9.2.7 重复加载及循环交变加载

当钢筋拉力增大而且钢筋与混凝土之间的附着粘结受到破坏时，在肋条处的承压能力充分发挥之前就会发生一些摩擦滑移。这时若从钢筋上卸去荷载，就会产生反向摩擦阻力，并在钢筋中引起一些残余拉力，同时在周围混凝土中引起相应的压力。而肋条附近的非弹性变形、混凝土中的微裂缝以及收缩应变的释放会导致一些永久性滑移，其数值主要取决于先前作用的荷载大小。基于这一原因，钢筋受拉时形成的裂缝在荷载卸去之后就不能完全闭合。在重复加载的情况下，摩擦阻力逐步减小，导致粘结机构刚度的退化。布瑞斯勒(Bresler)和贝尔特罗 (Bertero)^[9.13] 曾用精心设置仪器的试验来观察重复加载时粘结性能的衰减情况。图9.12描绘了埋在 6 in (150mm) 直径混凝土圆柱体中的 9 号 (直径28.6mm) 变形钢筋沿其 16in (406mm) 长度上的应变分布状况。在圆柱体长度中点处有一圈凹槽，用以诱发裂缝。沿这个试件的拉应变分布能够反映出在梁的等弯矩区段内，当裂缝中距为 8 in (203mm) 时，钢筋周围的粘结状况。这些曲线表明，在离开裂缝一个较小的距离处就存在着比较高的粘结

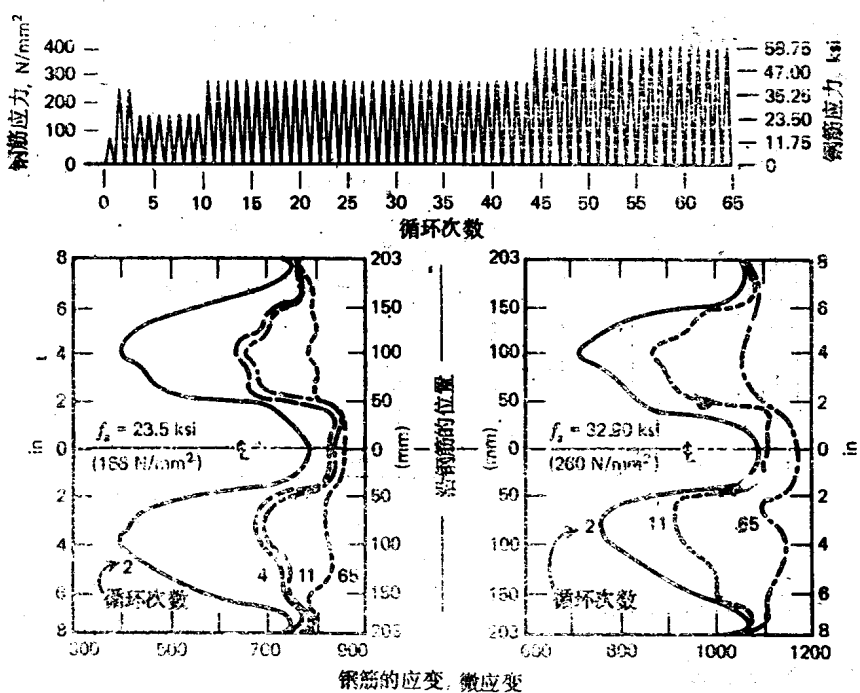


图 9.12 在两个应力水准下循环加载之后应变沿钢筋的分布^[9.13]。

应力，以及在若干次荷载循环之后当拉应力趋向于沿钢筋全长均匀分布时裂缝之间粘结力衰减的情况。粘结力的这种衰减想必就是促使钢筋混凝土结构的劲度全面丧失的原因之一。

在等弯矩区段中粘结性能退化的后果并不严重，因为它只影响刚度和裂缝宽度。而锚固区在重复荷载下的性能却重要得多，因为它能影响强度。帕里 (Perry) 和琼迪 (Jundi)^[9.14] 曾在偏心拔出试验中使 6 号钢筋 (直径 19mm) 承受重复作用的静力及动力荷载，他们发现粘结应力从试件的加载端到未加载端出现了逐渐重新分布的现象。在他们的试验中，试件经过数百次荷载循环后仍然达到了静力极限强度的 80%。

在地震过程中，像梁柱界面这样的临界截面可能会交替发生受拉和受压屈服的现象。粘结力的逐渐衰减可能导致屈服发展到锚固区内，从而使可以用来承担钢筋屈服强度的有效发挥长度急剧减小。伊斯梅尔 (Ismail) 和吉尔萨 (Jirsa)^[9.15] 曾经观察到，在循环超载作用下当锚固区混凝土还同时受有 1000psi (6.9N/mm²) 的横向压力时，屈服发展到锚固区内的距离达到了钢筋直径的 14 到 18 倍。在悬臂梁的试验中^[9.15]，屈服发展到锚固区内是造成最高达 60% 总挠度的原因。而结构中通常遇到的横向应力条件都不如在这次试验中所存在的那样有利。这个问题还要在第十三章中就各种节点进行探讨。

9.3 可用粘结强度的确定

各种钢筋埋入不同强度混凝土中的粘结性能传统上一直都是用拔出试验的方法确定的。通常所用的从周围混凝土中拔出钢筋的方法同时也引起了横向作用于钢筋的压力。这种横

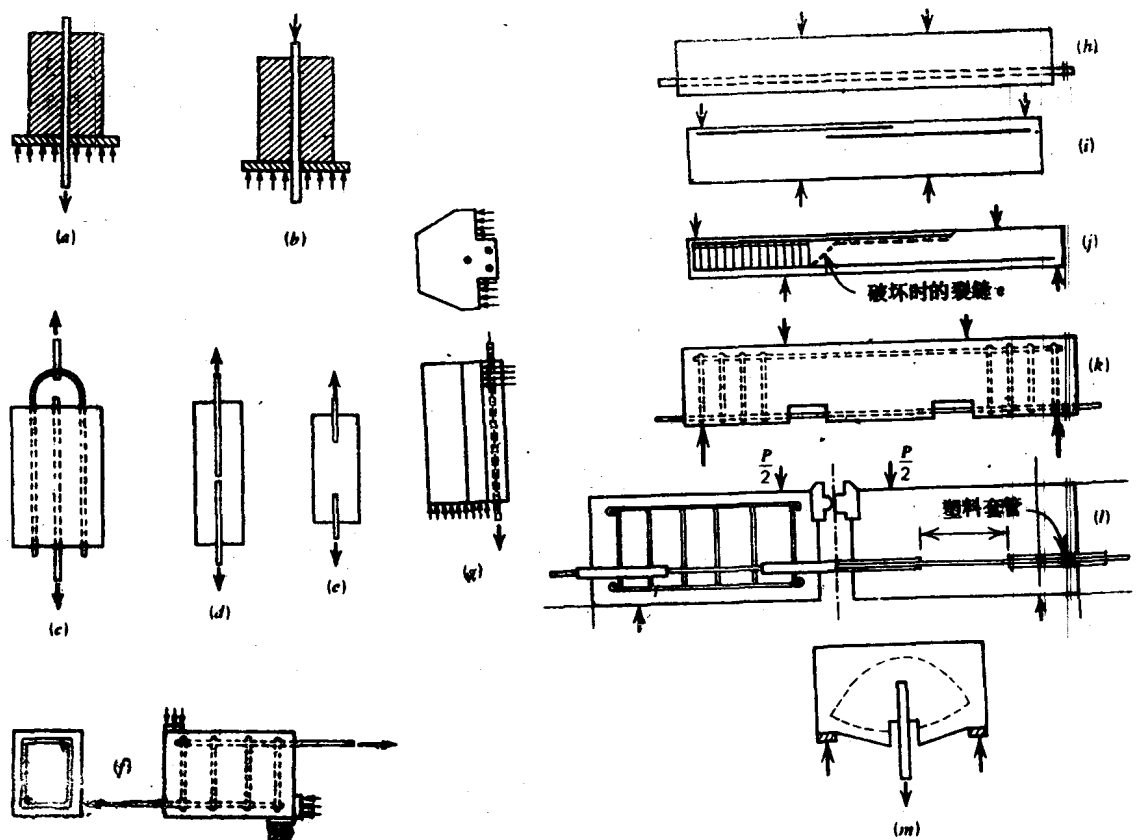


图 9.13 各种型式的粘结试验方法 [9.16]。

向压力对粘结强度产生了有利的影响，因而就不是结构中遇到的典型情况。为此而提出了可以消除横向压力的各种型式的试验试件。有代表性的一些试验方案描绘在图9.12中。在这些试验中粘结强度是以拔出力在埋入钢筋的表面上所引起的平均粘结应力来表示的。而大家都知道，在一些研究工作^[9.17]中测定的粘结应力峰值都远远地超过了这种平均应力。

由图9.13a至9.13e表示的拔出试验不能代表在梁中遇到的典型情况。在钢筋混凝土梁中影响粘结的主要参数是剪力及随之产生的斜裂缝、混凝土保护层以及由销栓作用引起的劈裂裂缝等。因此有人便主张采用其它形式的试验布置方案（见图9.13f和9.13g）。ACI408委员会也制定了一个关于确定梁式试件中粘结强度的详细指南^[9.18]。这个文件允许对ACI有关标准的应用有较大的灵活性^[9.18]。

可用粘结强度在多数情况下并不是单个拔出试验所求出的极限粘结强度的某个给定的百分数，而通常是用加荷端或非加荷端的滑移值来控制使用荷载条件下能够发挥出的“临界”粘结强度，因为这种滑移值将明显地影响裂缝宽度。所以，重要的是要在进行这种试验时测定出荷载-滑移的全过程。根据梅瑟（Mathey）和沃特斯坦（Watstein）^[9.20]的研究，“临界”粘结应力可以确定为在图9.13k那样的梁式试验中与0.002in（0.05mm）的自由端滑移或0.01in（0.25mm）的加荷端滑移同时出现的粘结应力中的较小者。这样的滑移会受到钢筋在浇注混凝土时的位置的颇大影响。在一些拔出试验中^[9.21]，早在试件发挥显著的强度或出现任何裂缝之前，就在浇注于混凝土顶部的钢筋自由端处观测到了少许的滑移。

埋在混凝土中的钢筋的加荷端滑移值（即在一条裂缝的一侧表面处的滑移值）主要取决于其邻近区域内粘结应力的集度。

在加荷端的滑移值超过0.01in（0.25mm）之前，埋置长度的增加以及随之发生的平均粘结应力的降低对该处的滑移几乎没有影响^[9.21]。

加荷端的滑移限值是取为容许裂缝宽度0.02in（0.5mm）的一半，所以便可对粗钢筋规定一个可用强度的上限。图9.14表示弗格森（Ferguson）等人从拔出试验得出的观测结果^[9.21]。图中下面一个条带表示在浇注混凝土时位于顶部和底部的不同尺码的钢筋在其加荷端滑移为0.01in（0.25mm）时产生的拉应力。而如果把作用于结构上的极限荷载将能产生的钢筋应力假定为滑移达0.01in（0.25mm）时的1.65倍，就会得出图9.14中的上部阴影带。这些观察结果对梁中遇到的情况虽然不一定具有代表

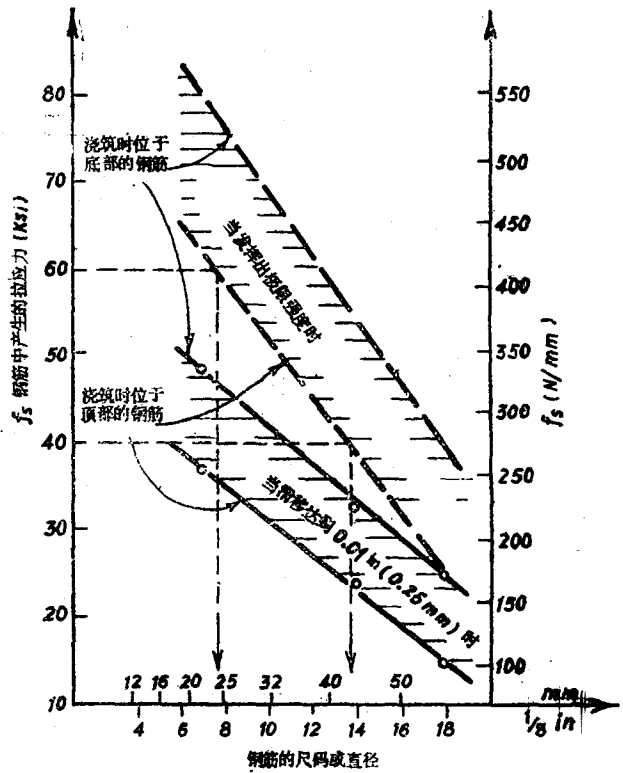


图 9.14 当滑移值达0.01in（0.25mm）时在拔出试件中产生的应力^[9.21]。

性,但图中曲线表明,在浇注时位于顶部的、直径大于8号(直径25.4mm)或14号(直径43mm)的钢筋,如要分别发挥出60ksi(414N/mm²)或40ksi(276N/mm²)的屈服强度,就很可能在使用荷载下引起过大的裂缝宽度。

9.4 钢筋的锚固

9.4.1 受拉钢筋的直线锚固

变形钢筋的全部抗拉强度通常都能在某一个截面处发挥出来,只要它能在混凝土中伸过该截面达到足够的距离。钢筋为了发挥它的强度而在那个截面以外需要延伸的长度称为锚固长度或发挥长度。发挥长度是在梁内各个最大弯矩截面处和有相邻钢筋切断处需要考虑的问题。而要求有一段直线发挥长度伸过它的那个点的位置不是总能非常精确地确定出来的。为此,除了在第7.5.1节提到的将弯矩图移位以外,还必须为确定计量发挥长度的起点留有足够的裕度。发挥长度 l_d 是与所要发挥出的力成正比的,并与混凝土的抗拉强度成反比,因为这两个因素都起着控制混凝土劈裂的作用。对于5号(直径16mm)到11号(直径35.8mm)的受拉变形钢筋,ACI规范^[9.3]指出:

$$l_d = m_f \frac{0.04 A_b f_y}{\sqrt{f_c'}} \quad (\text{in}) \tag{9.6}$$

式中所有的单位均为磅(lb)和吋(in)。

修正系数或判断系数 m_f 的引用是考虑:(1)对浇注混凝土时位于顶部的钢筋的不利影响〔当浇注在钢筋下面的混凝土的厚度大于12in(305mm)时 l_d 要增大40%〕;(2)钢筋的屈服强度大于60000psi(414N/mm²);(3)轻骨料混凝土的强度降低;(4)保护层及钢筋侧向间距的影响;(5)在截面中采用了超过需要量的抗弯钢筋;(6)螺旋配筋的影响(当钢筋系由适当的螺旋筋围绕时, l_d 可以减少25%)。

对于特别粗的钢筋和小于6号(直径18mm)的钢筋也都作了类似的规定。在利用公式9.2b并指定 $u = 8\sqrt{f_c'}/m_f d_b$ (psi)时,也可以得到相同的发挥长度(公式9.6)。

在图7.38中描述的例题7.1具体说明了按照ACI的要求^[9.3]考虑了发挥长度 l_d

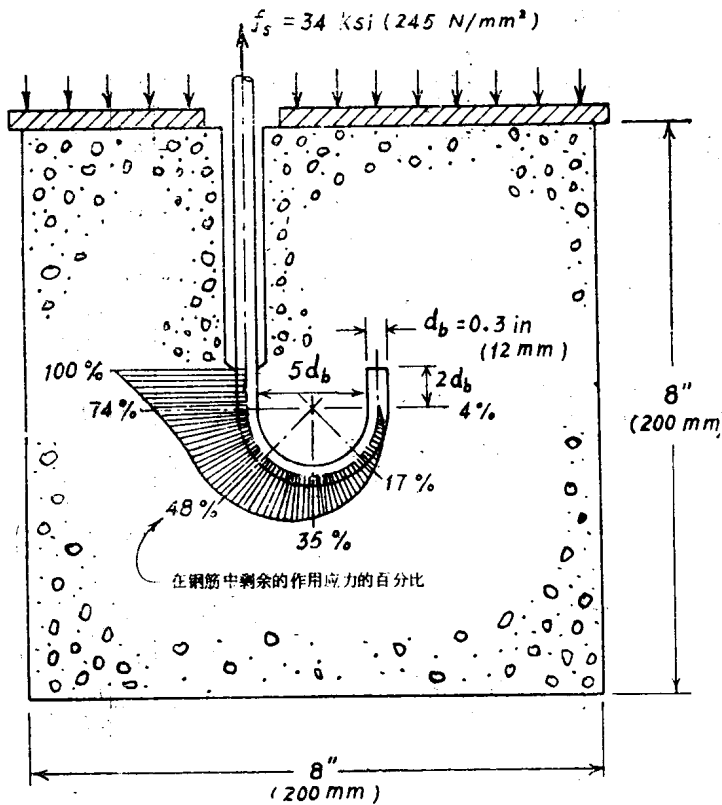


图 9.15 带弯钩的变形钢筋的拔出试验[9.22]。