

锚固类结构杆体临界锚固长度问题综合研究 —国内相关研究进展

曾宪明 林大路 李世民 左 魁 徐孝华 杜宁波

(总参工程兵科研三所 洛阳 471023)

摘 要:锚固类结构是指注浆锚杆、锚索和土钉一类岩土工程加固支护结构。锚固类结构杆体临界锚固长度是指一定岩土介质中锚固类结构杆体的极限锚固长度,超过此长度,其承载力将不再明显增加;未达此长度,其承载力尚有一定潜力可挖。半个多世纪以来,国(境)外从不同的侧面对临界锚固长度的相关问题进行了研究,但系统的研究仍较为缺乏,直接的研究极为少见,因而此问题尚未真正解决,仍处于局部发现问题局部探讨解决的阶段。我国关于锚固类结构杆体临界锚固长度问题的相关研究起步晚于国外,但关于该问题的直接研究在近年来还是明显多于国外。我国已提出试验判别临界锚固长度的方法,已研究确定某些介质的临界锚固长度及相应的技术规范。

关键词:锚固类结构 临界锚固长度 问题 综合研究

1 概述

我国对锚固类结构杆体临界锚固长度问题的相关研究,迄今为止已经历了数十年时间,积累了许多成果和经验。但是,总的说来,国内研究起步显著晚于国外,并且在研究过程中借鉴了国外许多方法和经验。与国外的相近之处在于:研究方法相差无几,研究的系统性不强,离真正解决问题尚有很大距离。尽管我国关于锚固类结构杆体临界锚固长度问题的相关研究起步晚于国外,但关于该问题的直接研究在近年来还是明显多于国外。一个直接的原因是,锚固类结构杆体临界锚固长度的明晰概念不是源于国外,而是源于国内,尽管国外发现这个问题比国内早了十多年的时间。我国已提出试验判别临界锚固长度的方法,已研究确定某些介质的临界锚固长度及相应的技术规范,但在国外未见发表。

我国对锚固类结构杆体临界锚固长度的认识,经历了一个较长的时间历程。最初只是对诸界面平均剪应力的概念和方法提出质疑,这也与国外的影响有关。次后发现在一定岩土介质中,锚固力并不随锚杆长度的延长而增加,由此引起较长时间的思考。后来又发现峰值剪应力会发生向杆体深部的转移,而且这种转移是与浆体局部

破坏转移及零值剪应力向杆体深部转移差不多是同时发生;在剪应力峰值与零值点之间的空间距离几近一常数。这个常数是什么呢?呼之欲出的就是临界锚固长度。这一时间历程差不多是三十多年。其间许多研究者做了很有意义的工作。以下评述若干有代表性的研究成果。

2 现场试验与监测研究

现场试验与监测是研究锚固类结构杆体临界锚固长度的主要方法之一,历来受到人们关注。但现场条件一般较恶劣,有时试验数据特别是监测数据的获得不一定很完备。这是在以现场试验数据为基础进行半数分析时应特别注意的。

文[1](2004)根据对锚杆拉拔试验结果的分析及对锚杆与锚索锚固段受力差异的比较,提出了非全长粘结型锚固段剪应力沿长度的分布模式为

$$\tau_{(x)} = \frac{2np_x}{\pi d L_c^2} e^{-n(x/L_c)^2} \quad (1)$$

式中: $\tau_{(x)}$ 为沿杆体长度方向任意距离变量 x 点处的剪应力; n 为与力的边界条件以及与加固材料性质等有关的综合正常数, $0 \leq n \leq L_c$; L_c 为锚固段长度; p 为轴向拉力; d 为钻孔孔径; x 为沿杆体长度方向上的距离变量。

锚固段长度 L_c 的表达式为:

$$L_c = K \sqrt{2n/e} \cdot \frac{p}{(\pi d [\tau])} \quad (2)$$

式中： K 为安全系数； $[\tau]$ 为注浆体与孔壁间允许剪切强度；其余符号意义同上。

文[1]（2004）研究的是第2界面上剪应力分布规律与相应的锚固段长度。结果表明，剪应力是非均匀分布的。只是一定岩土介质中的临界锚固长度大体是一个常数，与是否“允许”无关。

文[2]（2005）通过对锚杆承载机理的分析，根据预应力锚杆在同一拉拔力作用下锚固段的切向位移越小锚杆承载性能越好这一特性，给出了杆体切向位移计算方法。作者利用预应力锚杆在拉拔过程中所测得的切向位移，对杆体锚固段长度作了较系统分析，并由此得出了在180kN预应力作用下锚杆的最佳锚固段长度为6m。试验场地位于山东泰安市境内的某高速公路段，地层情况不详。

文[3]（2004）报道结合某工程深基坑边墙单孔复合型锚杆施工，对锚固体在不同张拉荷载下的应力分布状态进行了现场测试研究。根据单孔复合型锚杆的结构特点，对代表性锚固体建立有限元数值模型，对锚固体的应力-应变特征进行了数值分析。根据上述两方面的工作，综合地对单孔复合型锚杆锚固体的应力分布规律和锚固机理进行了研究。典型的承载体张拉与锚固应变增长关系曲线见图1、2。

从该图可明显看出，随着荷载升高，既有应变峰值点的转移，也有零值点的转移。但都不是很显著，因而还不便确定临界锚固长度值。试验所处地层主要为粉质粘土、粉质粉土、密实细砂和中砂层。单孔复合型锚杆的研制，最初是为了改善单孔非复合型锚杆的受力状态，但是引入临界锚固长度的概念后，必要时就可使临界锚固长度有效地加以延长。在设计锚固力显著大于临界锚固长度所能提供的最大锚固力的场合，采用单孔复合型锚杆可能是解决此悖论问题的有效方法之一。

文[4]（2004）报道为深入研究全长粘结砂浆锚杆锚固机理，完成了螺纹钢锚杆与圆钢锚杆对比试验研究。试验结果表明，前者受力范围比后者小且衰减快。螺纹钢锚杆界面粘结应力水平高于圆钢锚杆，且其变形破坏更显著；前者以屈服形式破坏，而后者则被整体拔出；前者由于存在起伏螺纹使其与粘结物之间存在明显挤压、剪

胀、剪断等作用，从而较大地提高了锚固强度。典型试验结果见图3、图4。

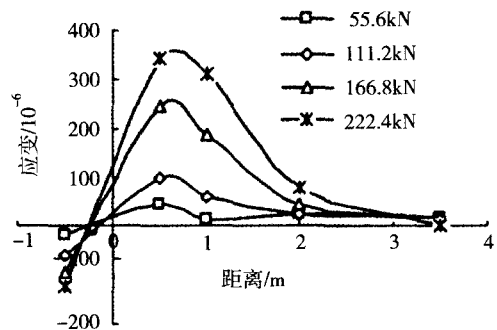


图1 141[#]-A₂承载体张拉与锚固体应变增长关系曲线

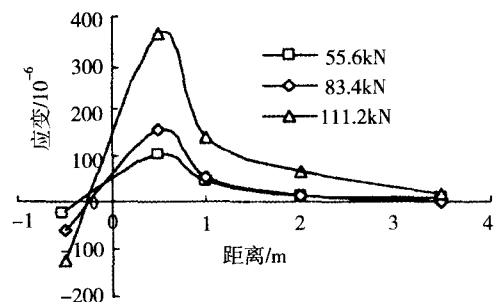


图2 179[#]-A₃承载体张拉与锚固体应变增长关系曲线

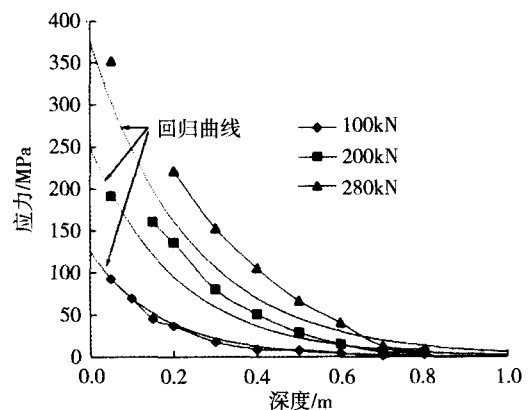


图3 不同荷载下螺纹钢锚杆应力变化图

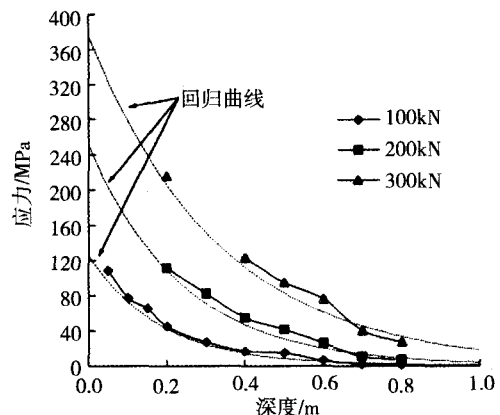


图4 不同荷载下圆钢锚杆应力变化图

该项试验做得较为精细，规律性甚好，螺纹钢锚杆出现明显峰值和零值，但未发生转移；圆钢锚杆应力峰值已发生转移，但零值点已超过杆体长度；尽管不能确定这两种类型锚杆的临界锚固长度，但螺纹钢锚杆的临界锚固长度将更短，却是可以定性确定的。这里给人的启示是，在相同的地层中，锚固类结构不同，相应临界锚固长度不等。

文[5]（2006）报道了玻璃纤维增强聚合物锚杆承载特性现场试验的情况。试验采用千斤顶施加拔荷载，用锚杆应力计和分布式光纤BOTDR技术测量锚杆应力，研究不同荷载条件下玻璃纤维增强聚合物锚杆应力随深度变化的典型曲线如图5所示。

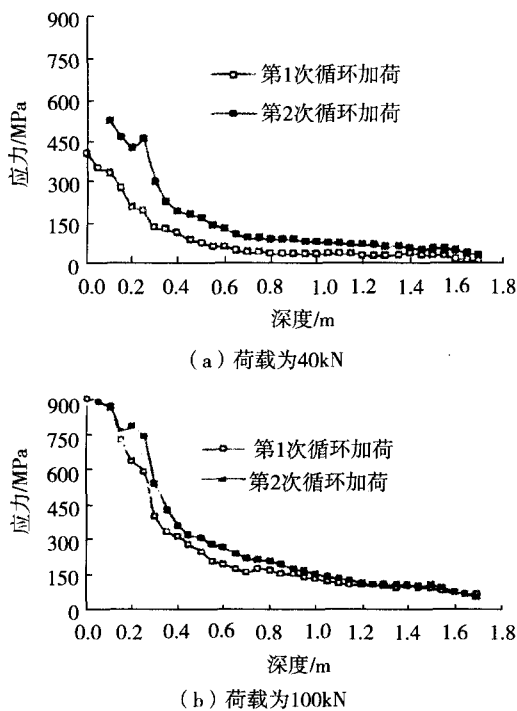


图5 分布式光纤实测的锚杆应力随深度变化曲线

图5a表明，峰值应力和零值应力点都在发生转移，但后者是非真零值点；图5b表明，峰值应力未转移，且无零值点。这说明：①试验条件下的临界锚固长度可能大于设计锚杆锚固长度1.8m；②GFRP锚杆界面剪应力分布形态与一般锚杆的相近。

文[6]（2004）结合南京市玄武湖隧道基坑支护工程，介绍了自钻式土钉与深层搅拌桩相结合

的复合土钉支护技术的设计和施工方法。通过对复合土钉支护的土钉受力、深层水平位移等的现场测试和分析，研究了复合土钉支护在施工及使用阶段的工作性能。这些工作为研究复合土钉临界锚固长度积累了有益资料。需要指出，在相同的地层条件下，复合土钉的土钉临界锚固长度，与单一土钉的相等。

文[7]（1999）报道，在600kN张拉荷载作用下的锚杆，其主要受力范围在距孔口0.7m~1.2m内，在锚杆强度高于水泥浆体强度、锚杆足够长、岩体强度较高且完好条件下，即使受循环荷载作用，这一深度虽会不断加深，但锚杆的受力深度仍不超过距孔口深度2m。这里清晰描述了注浆体逐次发生局部破坏的转移现象。

文[8, 9]（2001, 2001）撰文指出，在反复张拉荷载作用下，锚杆、砂浆与岩体共同承担外荷载。在低荷载作用下，三者同步协调，随着外荷载增大，这种协调工作状态被破坏，首先出现砂浆体被拉断，然后出现砂浆体与孔壁被拉脱，使锚杆受力深度增大。试验条件下，砂浆体产生初始破坏的相应荷载为250kN~450kN，破坏深度随荷载大小和循环次数变化，一般破坏深度为距孔口1.2m~1.6m。这里再次涉及到了注浆体局部破坏向深部的转移现象。这种转移一般是与峰值剪应力的转移相伴而生。

文[10]（1999）报道了岩质高边坡预应力锚固研究成果，讨论了岩体蠕变对预应力损失的影响，给出了内锚固段轴力与剪应力沿长度的变化规律，指出剪应力主要集中在内锚固段的外端部（图6）。由图6显见，峰值和非零值剪应力均在发生规律转移，只是杆体较短，零值点未出现在杆体上。

文[11]（2004）报道结合某软岩高边坡工程，对土钉支护结构的受力和位移进行了系统的现场测试。通过对开挖过程中土钉所受轴力的试验数据分析，研究了土钉支护技术的加固机理，总结出确定软岩高边坡最危险滑裂面的判据。需要特别指出的是，该文给出了土钉轴力沿杆长分布的双峰曲线即双弓形分布形态曲线（图7）。

双弓形或多弓形是滑塌面有两个或多个的反应，常见于不良地质体如杂填土和软岩中。它是地质体不均匀造成的。从设计和安全角度考虑，其临界锚固长度一般应以其中第二峰的峰值和零值是否同时发生向杆体深部的转移来判断。

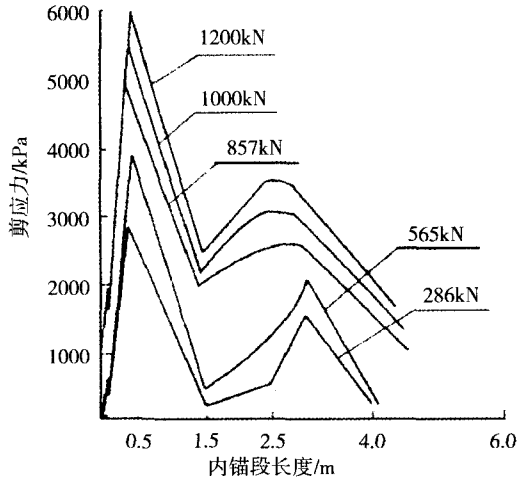
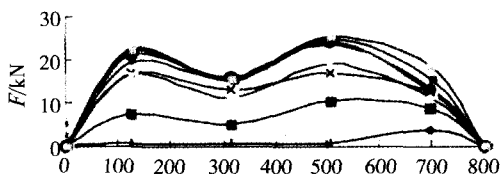
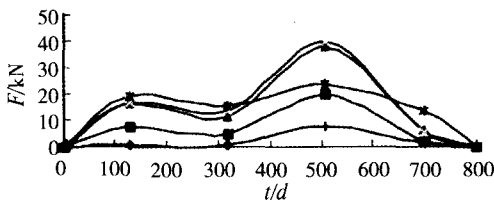


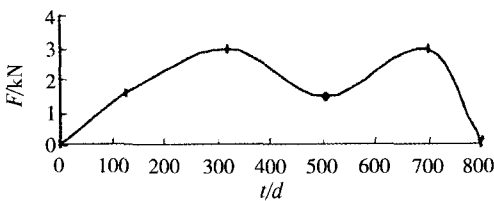
图6 剪应力沿锚固段分布



(a) L1



(b) L5



(c) L6

图7 高边坡施工各阶段土钉轴力分布图

文[12] (1996) 报道，经对基坑工程拉力型锚杆锚固段粘结应变分布形态的现场实测后指出，沿锚固段分布的粘结应力是很不均匀的，粘结应力主要分布在锚固段前端8~10m范围内，即使在最大张拉荷载作用下，锚固段后

端的相当长一段长度内，几乎测不到粘结应力值（即零值应力）。在外力作用下，拉力型锚杆的锚固体存在严重应力集中现象；应力峰值点的转移，说明锚固段前端界面可能已出现局部破坏。

文[13] (1995) 报道在李家峡水电站工程对预应力锚索传力深度进行了实测，其典型结果见图8和图9。文[14] (2003) 报道在三峡船闸高边坡锚索支护工程中对3000kN级锚索传力深度进行实测，其典型曲线见图9（为方便比较，笔者对图形作了90° 旋转）。上述两项成果中，实测应变衰减规律相近，传力深度不同，且第二项成果曲线已出现应变零值点，较为难得。

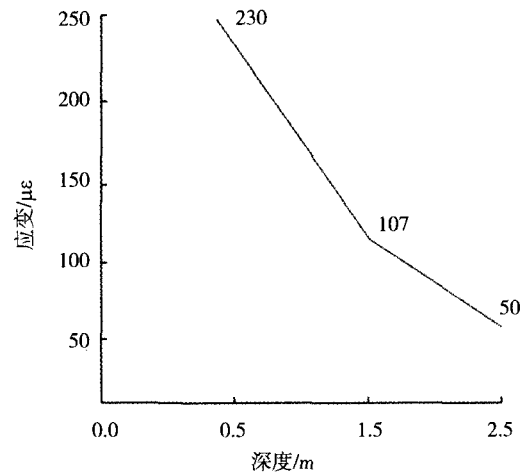


图8 李家峡600kN级预应力锚索岩体竖向应变与深度关系实测曲线

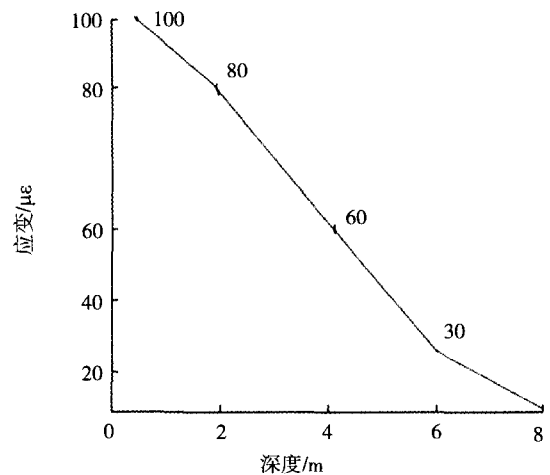


图9 长江三峡船闸边坡3000kN级锚索岩体竖向应变

文[15, 16] (1983, 2004) 以及水利部东北勘察设计院、西北勘察设计院、清华大学、中国科学院武汉岩土力学研究所等单位均对锚固类结构受力状态与作用机理进行了深入研究。指出对于拉力型锚索, 在超张拉条件下, 当拉力值达到1.3~1.5倍拉力设计值时, 砂浆芯柱开始破裂, 轴向力向根部转移, 与此同时, 根部产生变形反应。

文[17] (1998) 完成了预应力锚索内锚固段受力特点现场试验研究, 其代表性试验结果见图10。

文[18] (2001) 报导在小湾拱坝进行了锚杆与混凝土之间(第1界面)粘结—滑移的系列动力试验, 其主要试验结果见图11。

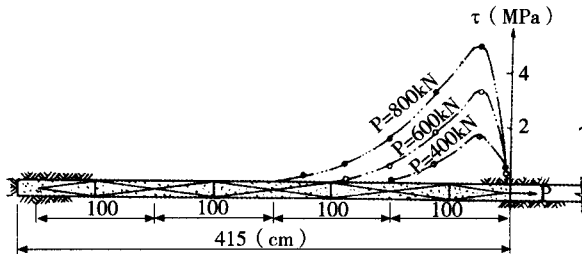


图10 文献[17]测邻近第二交结面剪应力分布

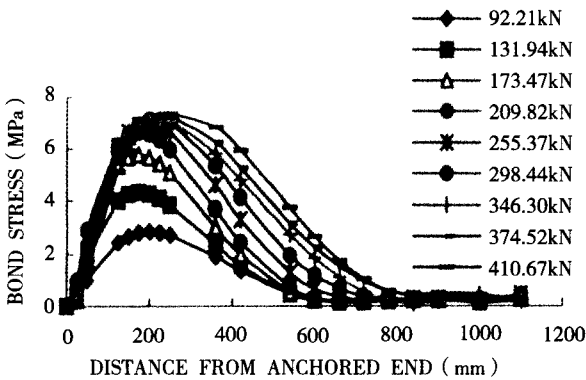


图11 文献[18]测唯一交结面上剪应力分布

上述图10, 图11以及后图16界面不同, 规律相近, 且均存在零值点转移, 但峰值转移不甚明显, 故临界锚固长度尚不能确定。曲线形态相近表明, 在连续介质中, 第2界面剪应力确是第1界面剪应力衰减传递的结果。

西安冶金建筑学院赵树德在上世纪80年代初发表了一篇名为“岩洞工程短锚支护的探讨”内文, 强调对于全长锚固的砂浆锚杆来说,

其锚固力并不随锚杆长度增加而增大。表1所示拉拔试验结果是赵文的主要依据之一。赵文还指出最佳锚固长度 $L=(20\sim30)d$, 式中 d 为锚孔孔径。这是我国较早发现临界锚固长度现象的例子。

表1 全长锚固砂浆锚杆试验结果

序号	有效锚杆长度/cm	破坏时最大荷载/t	实际破坏方式	备注
1	45	22.0T	拔出	
2	35	21.4	拉拔器歪, 试验停	(1) 锚杆用16锰钢 $\phi 22$ 。
3	40	19.5	未破坏	(2) 锚杆孔径为 $\phi 48$, 灰砂化为1:1, 水灰比为0.43, 养护期为一个月。
4	50	23.2	拔出	
5	40	19.5	拔出	
6	40	19.0	拔出	(3) 锚杆间距为1.5~2.0m。
7	45	19.5	拔出	(4) 9#、10#锚杆设置在石英正长斑岩上, 其余锚杆均设在白岗岩上。
8	90	26.0	拔出	
9	140	23.5	拔出	(5) 锚杆没有一根被拉断, 也看不出流动径缩现象。
10	115	22.9	拔出	
11	200	20.7	试验停	(6) 安装锚杆区域, 节理裂隙中等发育, 岩体为中等块状结构。
12	190	19.5	试验停	
13	190	19.0	试验停	
14	140	23.0	拔出	

文[19] (1989) 报道, 从1987年开始, 即对黄土坑道中动载条件下锚杆临界锚固长度进行试验研究和有限元数值模拟分析, 提出了土中喷锚网支护的“临界荷载法”, 获得部级科技成果一等奖。该方法已于1990年编入有关规范使用。这在已知的国内文献中是较早研究锚杆临界锚固长度的成果。此后又研究提出了软土、厚填土和强膨胀土中的锚杆临界锚固长度。

文[20~22] (1992, 2005, 2004) 指出, 研究锚固类结构诸界面剪应力分布规律和演化特征, 最终是为了探讨其作用机理和破坏模式, 确定其临界锚固长度, 为大量岩土加固支护工程优化设计提供科学依据。研究表明, 诸界面上既存在剪应力的峰值点, 也存在零值点; 他们都存在向里

端（拉力型锚索）或向外段（压力型锚索）发生转移的问题；峰值点和零值点转移的同时，浆体材料局部破坏部位也发生转移；峰值点与零值点之间的杆体长度大体（由不大的摩阻力所引起）为一常数，此常数即为临界锚固长度；超过临界锚固长度的设计不仅是不合理的，而且是不安全的。

文[23]（2008）研究提出了试验判定临界锚固长度的方法。其方法是：

①判断最靠近外锚端处的测点应变峰值是否发生向杆体深部的转移。如转移，在较理想条件下，逐次转移的峰值应大体相等。

②观察外锚端浆体是否产生局部破坏，并观察破坏是发生在第一或第二界面，或在两个界面上同时发生。浆体破坏转移是与相应界面上应变峰值转移相对应并同时发生的。

③判断远离外锚端的测点应变值是否为零值，其转移是否与上述①和②两个转移同时发生。

④若上述①~③均成立，且在杆体直径足够大、长度足够长条件下，逐次发生的峰值点和零值点之间的空间长度接近相等，则此长度为临界锚固长度。

⑤临界锚固长度值的误差，是相邻两个测点之间的距离。

3 模型试验研究

采用模型试验方法研究锚固类结构杆体临界锚固长度是另一种有效方法，它是对现场试验与监测的重要补充。在相似法则建立得较好、试验做得很精细条件下，就规律的探讨而言，其价值并不亚于现场试验。但我国在这方面所做工作不是很多、很充分。

文[24]（2002）阐述了在张拉荷载作用下全长粘结锚杆的模拟试验结果和工作机理，指出锚杆在轴向受拉过程中，受锚杆螺纹影响，锚杆与粘结介质混凝土之间（即第1界面）将产生法向剪胀变形，从而导致锚杆周边混凝土出现径向和

环向裂纹，见图12。

图中结果很有意义，表明在一定条件下，锚杆与周围混凝土界面及其附近将产生局部破坏，由此导致相应部位的峰值剪应力会发生向杆体深部的转移。实验还测得，在三个加载循环下，界面剪应力稳定时的锚杆长度约为0.8m。

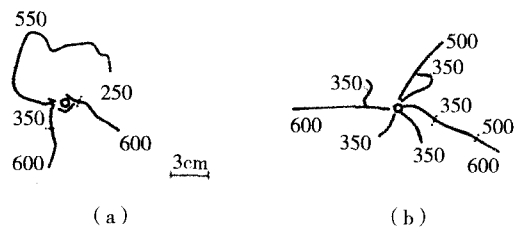


图12 锚杆周边混凝土破坏形态素描图
P=250kN时锚杆周边出现环状张开裂纹；P=350kN时产生短小径向裂纹；P=500kN时扩张裂向可见裂纹；P=550~600kN时现象普遍，裂纹长为6cm左右，裂纹扩张，宽为0.20mm左右。

图12 锚杆周边混凝土破坏形态素描图

文[25]（2002）根据模型试验结果，重点分析了块状岩体中锚索长度及预应力大小对加固效果的影响，并给出了影响范围与特征。研究指出，要使锚索对破碎岩体有效发挥加固作用，其长度L最小要等于2倍间距d，即 $L \geq 2d$ ；当 $L < d$ 时，锚索有可能与岩体一起脱落。锚索长度以 $L = (2 \sim 3)d$ 为宜。该项成果对类似条件下的加固工程设计具有参考价值，并与国外相关研究结论一致。

文[26]（2004）报道经对花岗岩、砂岩和石灰岩3种岩石进行试验，分析了不同岩体材料、张拉方案和试验段长度对试验结果的影响，测定了3种岩石内锚固段注浆体与孔壁之间（即第2界面）的峰值抗剪强度，并取得了与通常认识相反的结论：岩体强度越高，峰值抗剪强度就越低（国外也发现了这一现象一笔者）。作者指出，锚索第2界面峰值抗剪强度为：砂岩为 $\tau_0^E = 5.64 \text{MPa}$ ；石灰岩为 $\tau_0^E = 6.67 \text{MPa}$ ；花岗岩为 $\tau_0^E = 2.24 \text{MPa}$ 。这些试验结果对相同地层条件下的加固支护设计具有参考意义。

文[27]（2003）报道了以黄土地层作为对象的锚杆室内模型试验。该文按理论推导了最

佳安装角 α_{opt} 的计算公式,提出了剪应力沿锚杆长度分布的“黄金分割”规律,得出了各种不同锚固角条件下的有效锚固长度。不同安装角度的拉力型锚杆应变沿杆长的典型分布形态见图13和图14。

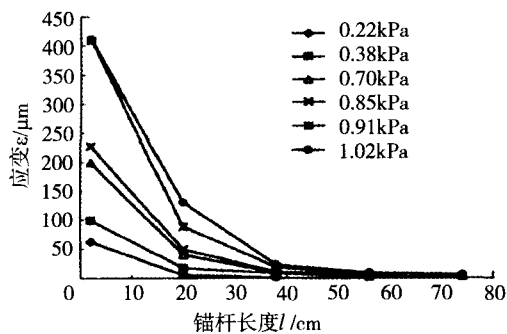


图13 60°倾角拉力型锚杆应变沿杆长分布图

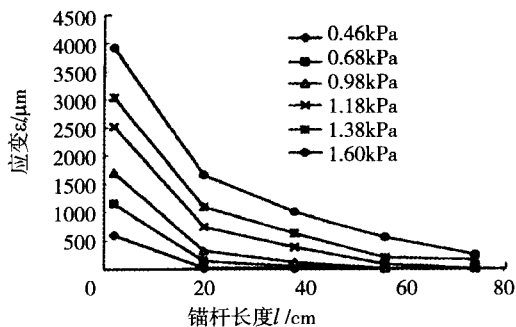


图14 30°倾角拉力型锚杆应变沿杆长分布图

由图13显见,应变峰值高但未发生转移,应变零值点已转移但可能已超过试验锚杆长度0.8m。由图14可见,应变峰值低而未发生转移,零值转移不明显。故临界锚固长度尚不确定。60°倾角锚杆应变峰值显著低于30°倾角锚杆(约低9倍),可能是锚杆受剪成分增加而量测元件难以反映出来的原因所致。

(下期待续)

(上接第4页)

2.5 有限元模型的加载和求解

2.5.1 加载子步

采用迭代法求解,求解时采用多荷载步,每荷载步又设若干子步。ANSYS程序提供了加载子步步长的选择。步长较大,则每一步荷载增量较大,计算收敛速度较快,但容易发散;步长较小,则每一步荷载增量较小,有利于计算的收敛,但耗费计算时间较长。本次建模最小子步长设为2,最大子步步长设为100,程序会在2~100之间根据收敛情况自动选择。

2.5.2 收敛准则

ANSYS程序在迭代计算时,对于钢筋混凝土实体单元,是通过结点力或位移提供收敛准则的。有牛顿—拉普森迭代原理可知:以力为准则的收敛是收敛的绝对量度,以位移为准则的收敛是收敛的相对量度。

本文以结点力为迭代收敛的控制条件,认为结点力的相对误差小于0.01为收敛。在迭代次数超过15次后,若迭代结果仍不收敛或不满足程序默认的最大位移条件,就认为计算模型已破坏,并把前一级荷载作为梁的破坏荷载。

3 计算结果

采用碳纤维布对混凝土简支梁加固前后的有限元计算结果见表1。

表1 有限元计算结果

梁	极限承载力(kN)	跨中挠度(mm)
加固前	72.31	33.6
加固后	128.87	23.9

4 结论

通过对碳纤维布区混凝土梁有限元计算分析,可得以下结论:

(1) 碳纤维布加固混凝土梁后,与未加固梁相比其极限承载力有显著的提高。

(2) 梁在进行加固后,在相同等级荷载作用下,其挠度均小于未加固梁的挠度,可见采用碳纤维布对梁进行加固后提高了梁在正常使用荷载下的刚度,但是其延性并没有明显降低。

参考文献

- [1] 吕西林主编. 建筑结构加固设计. 北京: 科学出版社. 2001
- [2] 纪卫红. 碳纤维布加固钢筋混凝土结构技术研究. 大连理工大学. 2000.2
- [3] 郝文化. ANSYS土木工程应用实例. 北京: 中国水利水电出版社. 2005.1