

锚固类结构杆体临界锚固长度问题综合研究 —国（境）外相关研究进展

曾宪明 林大路 左魁 李世民 杜宁波 徐孝华

（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。

关键词:锚固类结构 临界锚固长度 问题 综合研究

1 概述

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，超过该长度，其承载力将不再明显增加；不达此长度，其承载力尚有一定潜力可挖。锚固类结构杆体临界锚固长度问题研究，涉及诸界面剪应力或侧阻力分布形态、规律和机理，涉及锚固类结构杆体第1界面（杆体-注浆体）、第2界面（注浆体-孔壁介质）和第3界面（发生在围岩介质内部，大体呈圆弧锥形）剪应力相互作用关系问题，涉及界面剪应力沿杆体轴线和垂直于该轴线的两个正交方向上的衰减特性和速率，还与地层条件、环境条件、施工工艺及工程质量等紧密相关，情况较为复杂。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，仍处于局部发现问题局部探讨解决阶段，因而此问题尚未真正解决。本文综合论述了锚固类结构杆体临界锚固长度问题相关研究的国外进展。

国外关于锚固类结构杆体临界锚固长度问题的相关研究方法主要有：（1）试验方法；（2）解析方法；（3）数值分析方法；（4）综合方法。研究的核心是界面剪应力分布特性与规律，

主要有两类相佐的观点：一种认为界面剪应力是均匀分布的，另一种则相反，并由此建立了临界锚固长度的概念。以下综合地给予介绍，但主要是后一种观点。这与笔者倾向性有关。

2 关于平均剪应力的研究结论和理论基础

锚固类结构杆体临界锚固长度的概念和设计方法，根本区别于平均剪应力的概念和设计方法。但长期以来，平均剪应力的观点在国际占有主导地位，一个重要的证据就是许多国家的相关技术标准中，大都采用了平均剪应力的概念和设计方法。我国受国外影响，其情形亦相仿。因而讨论临界锚固长度问题，就无法避免谈到平均剪应力问题。有关平均剪应力的研究著述甚多，这里只介绍有代表性的观点及其理论基础。

H.Stang等研究了滑移与剪应力分布规律，指出采用他们的分析模型可以推导出沿钢纤维的界面平均剪应力分布^[1]（1990）。在此计算模型中，剪切层外的浆体材料被假设为刚性材料，并且不考虑泊松比的影响。笔者分析认为，钢纤维是直接打筑在浆体材料中的，因而上述模型描述的是第1界面剪应力分布形态，并且是按平均剪应力处理的。

Here, Patrikis, Andrews和Yong等根据其他研究者的工作，推导建立了沿钢纤维界面剪应力的分布模型^[2]（1994）。在此模型中，作者应用了cox的剪力层理论并且考虑了泊松比的影响。与文献[1]分析模型相似，该模型也是以第1界面

为研究对象的。这两个模型都显示出当钢纤维的长细比较小(如 $L/D=1$, L 为锚固段长度, D 为纤维或锚杆钢筋直径—笔者注, 以下同)时, 界面剪应力趋向于均匀分布。问题是: ①锚杆能不能简化为钢纤维? 大量试验证明是不行的; ②实际锚固段长度 L 怎么可能只与锚杆或锚孔直径 D 一般大? ③锚固段长度很短, 发生破坏和转移的峰值剪应力及其演化特性就难以测得。

文[3]也提出了类似于文献[1, 2]的分析模型^[3](1991), 并指出, 当钢纤维长细比很小时, 界面开裂时的受力即为最大拔出力; 界面粘结被破坏后, 由于界面正压力的存在, 机械咬合作用与界面摩擦力仍对钢筋滑移产生抗力, 此时摩擦力沿钢筋分布也可视为均匀分布。如果界面剪应力沿钢筋长度方向为均匀分布, 则界面剪应力可以很容易地求得。文献[3]所提出第1界面剪应力的公式与我国现行规范相同, 较大的区别在于纤维的长细比 L/D 很小。

早在上世纪80年代, Lang, G等^[4, 5](1979), 就对单根锚杆的粘结强度进行了研究。拉拔试验时不饱和聚酯药卷状粘结锚杆的平均粘结强度, 假定为沿锚固段黏结体—钢筋界面(即第1界面)全长均匀分布, 其值为 $\tau_u \geq 10\text{N/mm}^2$ 。作者认为, 该值适用于试块(200mm立方体)抗压强度约为 20N/mm^2 的混凝土和埋深约为 $9d$ 的情形(d 为锚杆直径)。研究发现, 平均粘结强度随混凝土强度的增加而增加。文献[4, 5]有如下特点: ①界面粘结强度取为平均值; ②研究对象为第1界面。

在上世纪80年代及以后, 人们就用不同的试件与方法研究了钢纤维与水泥浆体材料界面的微观结构^[6~8](1978, 1985, 1997)。研究发现: 浆体材料在界面处存在一个相对较弱的界面区。此界面区主要由氢氧化钙晶体、C-S-H等组成, 对界面力学特性起着非常重要的作用。此界面层材料的微观构造尺寸即使与很细的钢纤维相比仍然非常小, 因而纤维直径的变化不会引起界面层微观结构的变化。有鉴于此, 提出了基于平均剪应力的界面剪切强度与摩擦剪应力计算方法, 并

认为可以用表面处理相同的钢条或钢筋替代钢纤维进行试验, 以确定界面的力学特性。文献[6~8]研究的都是打筑在浆体材料中钢纤维(或锚杆钢筋)的力学性能(第1界面), 研究也很深入, 可看作是平均剪应力的基本理论依据, 至今仍有重要影响而被引用。但该理论经不起试验和工程实践检验是不争的事实, 原因可能是其应用超出了理论的适用范围。

文[9](1999)综合报道了国外的锚固类结构杆体极限承载力研究的情况。Little-John和Bruce(1975)认为, 一般情况下, 锚杆极限拉拔承载力按下式计算:

$$P = \pi \cdot D \cdot L \cdot \tau_{uct} \quad (1)$$

式中: P 为极限承载力; τ_{uct} 为土与注浆界面的侧向剪切应力; D 、 L 分别为砂浆锚固体的直径和胶结长度。

假设锚杆处在硬岩中, 则

$$\tau_{uct} = 10\% \cdot S_a; S_a < 600\text{psi} \quad (2)$$

式中: S_a 为单向压缩强度。

如果锚杆在粘状土中, 则

$$\tau_{uct} = \alpha \cdot S_u \quad (3)$$

式中: S_u 为土的平均不排水剪切强度; α 为粘着系数, 通常在 $0.3 \sim 0.75$ 范围内变化(Tomlinson, 1957; Peck, 1958; Woodward等, 1961), 对坚硬土层, α 取较小值。

Hanna(1982)提出, 对于粒状土, 界面极限剪应力按下式计算:

$$\tau_{uct} = q \cdot A \cdot \tan \phi \quad (4)$$

式中: q 为有效注浆压力; q 通常限于小于 50psi 或每英尺超载 2psi 的情况(Little John, 1970); ϕ 为土界面的摩擦角; A 为小于1的无量纲经验系数。

Little John(1970)提出了一种评价低压注浆锚杆极限承载力的方法:

$$p = L \cdot n \cdot \tan \phi \quad (5)$$

式中: L 为锚固长度; ϕ 为内摩擦角; n 为取决于土的渗透性、注浆压力和复土厚度的参数。

对于有效锚固面积而言, 承载力表示为:

$$p = \pi \cdot D \cdot L \cdot \sigma_n' \cdot \tan \phi + \frac{\pi}{4} (D^2 - d^2) \gamma \cdot Z \cdot N_q \quad (6)$$

式中： δ 为外套表面摩擦角； D 为固定锚杆的有效直径； d 为锚杆上外套的有效直径； γ 为土的容重； Z 为锚杆上部的覆盖层厚度； L 为锚固长度； N_q 为承载力因素； σ'_n 为锚固长度内有效平均接触压力。

在有较高注浆压力条件下，锚杆极限承载力用下式表示（Jorge, 1969）：

$$p = K \cdot \pi \cdot D \cdot L \cdot \sigma'_v \cdot \tan \phi \quad (7)$$

式中： K 为锚杆外套壁上土压力系数； δ 为锚杆外套表面摩擦角；通常小于土的内摩擦角； σ'_v 为靠近锚固段的平均有效复土压力。

在高压注浆条件下，锚杆极限承载力由下式计算（Ostermayer, 1974）：

$$p = a \cdot P_c \cdot \pi \cdot D \cdot L \cdot \tan \phi \quad (8)$$

式中： P_c 为注浆压力； a 为小于1的无量纲系数；其余符号意义同前。

锚杆极限承载力是人们特别关心的，因为它与临界锚固长度相对应。但上述式（1）~（8）是基于平均剪应力的系列公式，其中锚固长度 L 是无限制的，因而在逻辑上是相悖的，在一定条件下具有经验性参考价值。

3 关于临界锚固长度的现场试验研究

现场试验是（境）外确定临界锚固长度的主要方法之一。很多现象是从现场试验中发现的，临界锚固长度现象即是如此。但要把现场试验做得很精细便很难，若不精细则破坏过程可能不完整，破坏机理的分析就可能出现偏差，很多文献给出的结果出现矛盾结论就缘于此。

以下介绍文[9]援引的几个比较典型的现场试验结果。

Fujita等（1977）利用一种分析模型和30个现场试验结果，得出砂层中平均最大表面摩擦阻力与标准贯入试验 N 值的平均值密切相关。在这种介质中，锚杆锚固长度为6m左右，超过此长度，极限抗拔力增加很少。Ostermay（1974）所做独立试验也证明了这一点（图1）。其临界锚固长度是由拉拔力与位移的相关关系表述并确定的。这是国外较早发现临界锚固长度现象的例子。从图1中可以看出，长度为16m的锚杆的抗拔力与长度为8m的基本无差别。

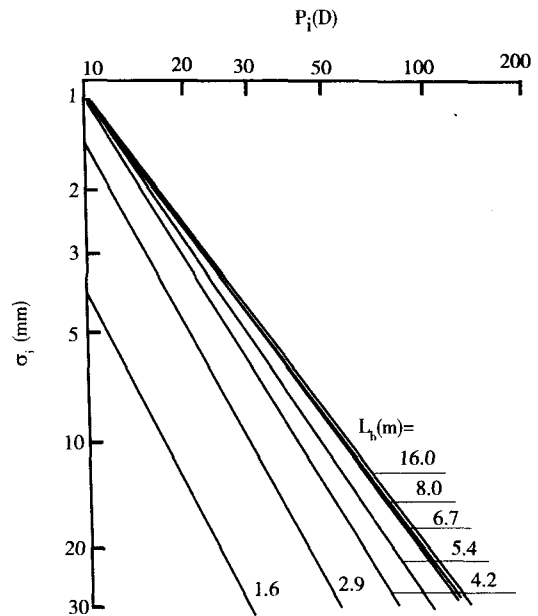


图1 砂土中锚固长度对荷载与锚杆位移的影响

Bustmente（1975, 1976）、Dstermayer和Sheale（1977）、Shilde等（1978）、Bustamente（1980）、Dausand Plumelle（1982）研究了沿压力注浆和超高压注浆锚杆的荷载转移问题。Ostermayer和Sheele（1977）给出不同密度的砾质砂中沿注浆锚杆侧向界面剪应力的分布曲线如图2所示。

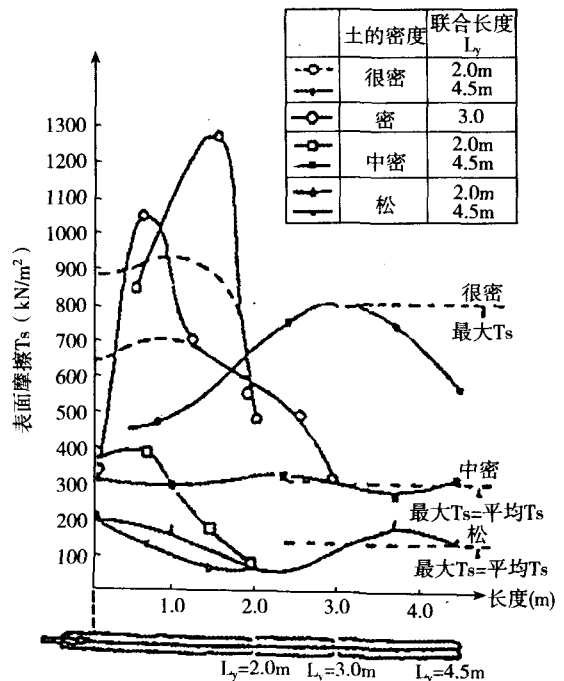


图2 压力注浆锚杆侧向界面剪切应力的分布 (After Ostermayer and Sheele, 1977)

由该图可见,在不同介质中,界面剪应力峰值均不相同,但由于试验锚杆较短,峰值和零值剪应力的转移不明显。笔者认为,图中的曲线峰值是发生过多次转移后的峰值,曲线形态只是某个阶段的形态,缺乏一般性。

Bustament (1980) 完成了塑性粘土中装有量测元件的锚杆拉拔试验,发现拉拔承载力与锚杆长度不成比例(图3)。

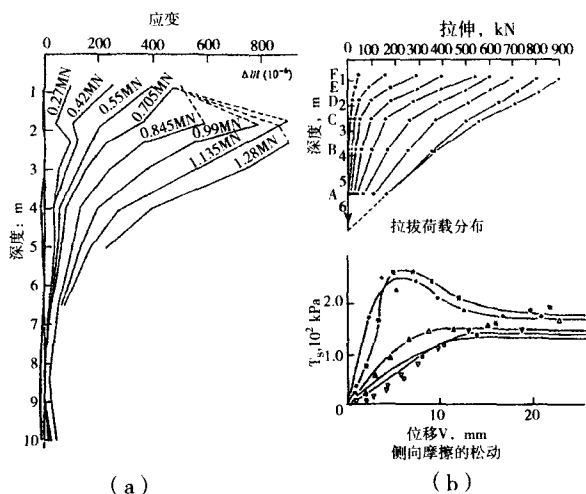


图3 (a) 沿IKP锚杆长度方向变形的分布
(Afer Bustamente,1972)
(b) 塑性土中沿锚杆方向侧向位移分布
(Winnezele,Bustament,1980)

笔者认为,这是一个非常经典的结果,其中既有峰值应变和侧阻力的转移,也有零值转移。这在国外文献中并不多见。

澳大利亚Marc A. Woodward^[10] (1997) 报道,在西澳大利亚黑德兰港的耐尔森BHP铁矿翻车机矿井,进行了2组4根锚索试验,研究确定了在红土层和砾岩层中,锚索注浆体与地层之间(即第2界面)的极限粘结应力为477KPa,此时锚索长度为8m。试验方法依照BS8081:1989《英国地锚施工标准规范》进行。方法是:测取荷载~位移关系曲线,将设计弹性极限荷载确定在整个试验极限荷载的62.5%处。这里所谓极限粘结力就是我们通常所指发生转移之前的峰值剪应力;试验方法也有可借鉴之处;设计荷载的确定是偏于安全的。但由于未安装测点进行量测,临界锚固长度尚难确定。

英国M J Turner^[11]报道采用一种高强、价廉、防腐、抗弯折和抗撕裂性能优异的新型Paraweb聚酯织带材料替代土钉并进行了现场测试,试验测得织带与水泥浆之间“界面上达到的最大粘结应力为41kN/m²,并且没有损伤和明显的位移”。笔者认为,此“最大粘结应力”就是尚未发生转移的峰值应力,但由于缺少零值点测试结果,临界锚固长度尚不能确定。

文[12] (1984) 报道在非粘性土中进行了大量锚固试验,致密砂层中锚杆最大表面粘结力分布长度甚短,而在松砂和中密砂中,表面粘结力分布则较长且接近于均匀分布;随着外荷载增加,表面粘结力的峰值点向锚固段远端转移。笔者认为,这是国外较早涉及粘结应力峰值点转移的论述。

文[13] (1995) 报道了所研究荷载由锚索向粘结砂浆传递的特性为:在位移较小时,便达到峰值荷载,此后随位移增加,荷载下降,直至残余荷载仅约为峰值的1/2为止。笔者认为,峰值荷载下降至残余荷载的实质,是外锚端附近浆体局部发生破坏、峰值剪应力发生向杆体深部转移的结果。这些结果和现象均与临界锚固长度的确定密切相关。

文[14, 15] (1981, 1990) 分别报道了土钉支护的现场测试结果与分析,研究发现土钉受力很不均匀,既存在最大值点,也存在较小值和零值点。但未发现转移现象,因而临界锚固长度尚不确定。

文[16] (2004) 报道了采用玻璃纤维增强聚合物(glass fiber reinforced polymer, 简称GFRP)筋材所制成的GFRP螺纹锚杆的性能。试验指出,GFRP螺纹锚杆与混凝土具有优异的黏结性能,GFRP螺纹筋与混凝土的化学胶结力可以达到黏结强度的80%,较之一般钢筋锚杆更高,且轴向应力随深度的变化既存在峰值点,也存在零值点。但未出现峰值和零值点的转移现象,因而难以确定杆体的临界锚固长度。需要指出,GFRP是以玻璃纤维为增强材料,以合成树脂为基体,通过掺入适量辅助剂,经拉挤成型和表面

处理而形成的一种新型复合筋材,目前国内外已有大量应用[17, 18] (2002, 1999)。

文[19~22] (1983, 1995, 1997, 1997)报道了锚杆在荷载作用下,锚固段沿长度分布的界面粘结力很不均匀的试验研究结果。采用较长锚固段条件下,加载开始时,粘结应力峰值出现在临近自由段处,而在离自由段较远的锚固段深部,则不出现粘结应力(即零值点—笔者注),随着荷载升高,粘结应力峰值逐步向锚固段深部转移,而锚固段前端的粘结应力则显著下降。当荷载进一步升高、粘结应力峰值转移至锚固段底部时,锚固段前部较长范围内的粘结应力值进一步下降,而趋近于零(图4)。这是关于界面粘结应力研究较深入的例子,很值得我国读者学习和借鉴,稍有遗憾之处在于,文[44~47]均未发现,在峰值应力点发生转移同时,零值点也会发生向杆体深部转移,且逐次发生的峰值与零值点之间的空间距离若大体为一常数,则此常数就是临界锚固长度。

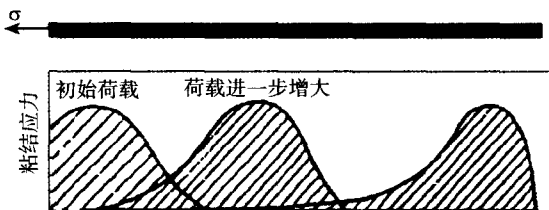


图4 拉力型锚杆锚固段全长粘结应力的分布

文[23, 24] (1977, 1977)分别报道在硬砂土和非粘性土中观测到了锚杆临界锚固长度现象,即锚杆杆体超过一定长度时,锚固力并不增加或增加不显著(图5)。

文[25] (1997)研究了注浆锚杆的注浆体与钢筋束之间的界面(即第1界面)力学性能。指出:在锚固段长度增加过程中,位移有下降趋势。这种下降趋势抑制了极限承载力随着锚固段长度增加而无限增加的趋势。这意味着,在一定岩土介质中,锚固类结构杆体存在一个极限承载力值。笔者认为,此值是与临界锚固长度相对应的。

文[26] (1995)报道,二十世纪80年代,美

国、日本等国研究开发了一种新型单孔复合锚固技术,显著改善了锚杆传力机制,能大幅度提高锚杆的承载力和耐久性。美国采用此技术,使在软土中锚杆的承载力达到1337kN。1989年,澳大利亚在Warragamba重力坝加固工程中采用由65根 $\phi 15.2\text{mm}$ 钢绞线组成的单孔复合锚索,使其承载力达到了16500kN。笔者认为,这一技术的实质,就是多次利用了一定岩土介质中的临界锚固长度;在这种情况下,锚杆(索)长度势必加长,且单元锚杆(索)之间彼此不相扰。

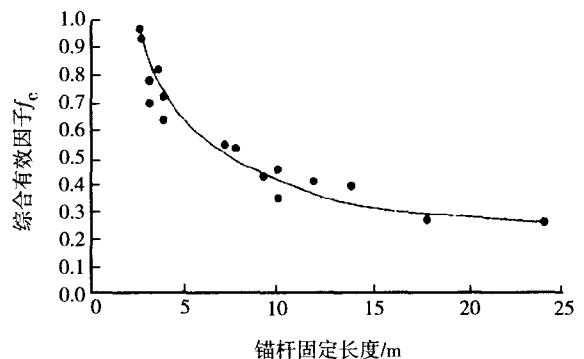


图5 坚硬粘土中锚杆固定长度与综合有效因子 f_c 的关系曲线

4 关于临界锚固长度的模拟试验研究

相似模拟试验也是一种很有效的研究方法,国内外均采用较多。该方法的特点是,模型是对原型的一种简化,试验条件较好控制,只要所建立相似法则抓住了事物的本质方面,试验结果仍有较高置信度。

以下介绍国外有代表性的模型试验结果。

日本S.Sakurai^[27] (1998)报道了锚杆加固节理岩体的机理与分析方法。试验方法为:用熟石膏制作3个试件,其中不连续面由在三维方向上随机放置的许多薄片形成,然后钻孔、注浆,分别安装铜锚杆、熟石膏锚杆、不安装锚杆。试验获得三种支护型式下轴向应力与轴向应变关系曲线(见图6)。该试验做得很精细。作者未刻意研究锚杆临界锚固长度,但笔者认为,在该试验条件下,在比例极限点处与相应轴向应力相对应的锚杆长度可认为就是临界锚固长度。

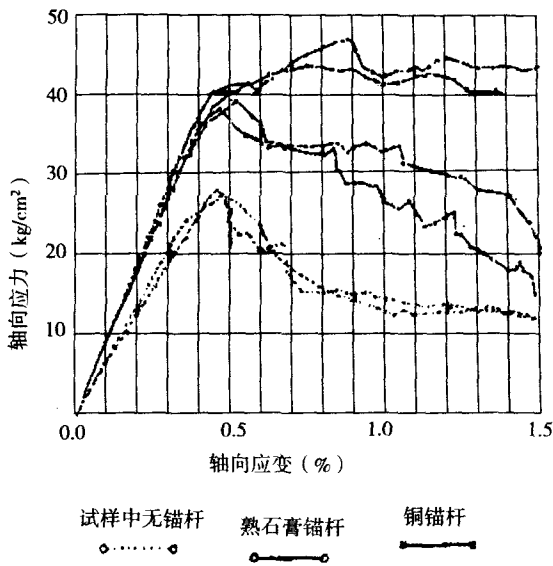


图6 考虑锚杆作用的应力应变关系

文[28, 29] (1995, 1996) 根据室内系统试验, 提出了计算锚杆长度、直径、锚固段长度与拉拔力之间的关系式。不过计算方法受室内试验条件限制, 难以获得临界状态下的锚杆杆体及锚固段长度。

文[30] (2002) 经研究认为, 对于破碎围岩的加固, 锚索长度 L 应大于3倍以上的群锚间距 d , 而 $d \leq (1/2 \sim 1/3)L$ 。这一结果与总参工程兵科研三所的研究结果相近。这里实际上涉及到一个优化锚固长度问题。

文[31] (1975) 报道, 锚索锚固段侧阻力分布是很不均匀的, 侧阻力按指数形式衰减, 其形式与文[15]给出的完全相同。实际上, Hawkers和Evans早在1951年就认识到了钢材与浆体界面(即第1界面)粘结应力的非均匀分布形态, 并提出了相应计算公式。其形式与式(9)完全相同。

文[32] (1997) 报道了模拟实验的结果: 杆体与注浆体界面(即第1界面)剪切强度随侧限刚度增大而增大, 注浆长度 L 短于15cm时, 剪切强度 τ 大体为一常数(15.1MPa), L 为15cm~35cm时, τ 随注浆长度增加而减小($L=35\text{cm}$, $\tau=8\text{MPa}$), 此后注浆长度的增加对剪切强度的影响不明显。需要指出, 上述剪切强度是指平均剪切强度, 因而长度越长, τ 值越低。当注浆长度增加对 τ 值几乎无影响时, 可认

为此长度就是临界锚固长度。

文[33, 34] (1996, 1999) 报道分别采用在冲(淤)积土中进行竖直锚杆试验和砂土中进行拉锚墙加固的数值模拟方法, 也观测和发现了剪应力分布不均匀并沿杆体深部发生衰减的现象。这是国外直接观测和分析临界锚固长度现象的例子, 时间跨度近于30a。

文[35] (1999) 通过模型试验研究和数值分析后指出, 锚索体与浆体材料之间(即第1界面)的粘结应力在中等及坚硬地层中呈指数分布形态, 并受控于荷载大小、锚索体与地层及浆体材料弹性模量之间的比值, 比值越小, 锚固段外端应力越集中, 比值越大, 侧阻力分布越均匀。Hawkers和Evans (1951) 以及后来的Phillips给出了一个钢体与浆体间粘结应力分布的计算公式, 该公式与式(9)完全相同。以该公式为基础, 进而假定锚固体与岩体间(即第2界面)也存在类似的关系式。笔者认为, 在被加固支护介质连续性尚好条件下, 第2界面剪应力就是第1界面剪应力衰减的结果, 因而这个假设是可以接受的。

5 关于临界锚固长度的理论研究

理论研究是对原型和模型试验研究的重要补充手段, 它一般包括解析方法和数值方法, 还可包括半理论半经验、半数值半经验方法。理论研究的价值依赖于计算模型的正确性和计算参数取值的可靠性。以下简介国外采用理论研究方法探讨锚固类结构杆体临界锚固长度相关问题的情况。

文[36~38] (1967, 1969, 1971) 研究了荷载从锚索(杆)传递到灌浆体的力学机制(即第1界面)。研究指出, 锚索(杆)表面上存在着微观的粗糙皱曲, 浆体围绕着锚索(杆)表面将其充满, 而形成灌浆柱, 在锚索(杆)与灌浆体之间的粘结被破坏之前, 其粘结力发挥作用, 当锚索(杆)与浆体产生一定的相对位移之后, 两者界面的某些部位即遭到破坏, 这时, 锚索与灌浆柱之间摩擦阻力就发挥主要作用。最后的结果可能是灌浆体的开裂和压碎, 锚头滑动并附带部分砂浆体而被拔出。笔者认为, 这些国外较早期的

观点,今天一般都是认同的,它们是研究锚固类结构杆体临界锚固长度的基础。只不过这些现象不是孤立的。

文[39](1997)介绍了国际上著名的岩土工程分析软件FLAC-3D,该软件的基本原理与方法源于Cundall等人提出的显式有限差分法。采用该方法也可分析计算锚固类结构作用机理及临界锚固长度问题。但仍应以试验结果作比对。

文[40](1986)指出拉力型锚索表面剪应力(即第1界面)不是均匀分布的,而是呈以下指数形式:

$$\tau_x = \tau_0 e^{-\frac{\alpha x}{d}} \quad (9)$$

式中: τ_x 为距锚固段近端距离为 x 处的剪应力; τ_0 为邻近锚固段的剪应力; d 为锚索直径; A 为锚索中粘结应力与主应力相关的常数; x 为距离变量。

上式与我国许多研究者发表的若干公式相近。采用半理论半经验方法也是求得锚固类结构杆体临界锚固长度的途径之一。

文[41, 42](1988, 1994)报道了锚固结构与节理岩体的相互作用关系。文[43~46](1989, 1991, 1997, 1980)报道了加固节理岩体的离散模型特性。上述文献资料均涉到了锚固节理岩体的机理与有效锚固长度问题。建立加固节理岩体分析模型研究,是一个现实而又非常敏感的问题。笔者认为,在节理岩体中,临界锚固长度问题是同样存在的。当注浆体及其与结构面的粘结强度不小于节理岩体介质强度且注浆饱满时,采用连续介质模型分析其临界锚固长度仍然是可行的。

文[47](1999)假定锚杆尾端的轴向拉应力为 σ ,破坏区长度为 a ,总破坏区长度为 b ,最大侧剪应力为 τ_f ,则未破坏区剪应力 $\tau_1(x)$ 和破坏区剪应力 $\tau_2(x)$ 可分别用指数方程和抛物线方程来描述:

$$\tau_1(x) = \frac{\alpha}{2} \sigma e^{-\frac{2\alpha x}{D}} \quad (10)$$

$$\tau_2(x) = \tau_f + \frac{2\tau_f}{3b}x - \frac{\tau_f}{3b^2}x^2 \quad (11)$$

式中: α 为参数; D 为锚杆直径。

需要指出,上述破坏区长度 a 具有转移特性,在较理想条件下,其转移是与峰值侧剪应力的转移,基本上是同时发生的。

文[48](1999)综合论述了与临界锚固长度有关的锚固结构的破坏模式问题。作者认为在极限抗拔荷载作用下,一种假设是锚杆(索)沿浆体与岩土体之间界面(即第2界面)产生破坏,二是破裂面发生在岩土体内部,破裂面为圆锥面(Mors, 1959)(即第3界面); Balla(1961)经大量试验研究,认为此破裂面为圆弧锥面。笔者认为,第1界面即钢筋(索)杆体与浆体的交接面的破坏也不容忽视,且3个界面间存在复杂的相互作用关系。这3种破坏方式都有可能发生,但一般不会同时发生。在不同的破坏方式下,杆体将具有不同的临界锚固长度。

文[49, 50](2002, 1975)研究认为,内锚固段相对于加固范围内应力叠加区或塑性区的长度直接关系到加固效果,以及内锚固段的轴向应力和剪应力分布形态。内锚固段极限承载力是灌浆材料与围岩之间(第2界面)以及与束体材料之间黏结力(第1界面)的函数。灌浆材料与周围岩体剪切强度的大小直接决定了极限抗拔承载力的大小。剪切强度与以下3个力有关:黏结力、嵌固力和摩擦力(浆体材料破坏后才起作用且远小于前两个力—笔者注)。笔者认为,这里所谓极限承载力就是与临界锚固长度相对应的承载力。极限承载力采用试验方法是不难获得的,但临界锚固长度采用简单拉拔试验则不易获得。

文[51](1995)采用3阶段线性函数描述了预应力锚索锚固体与孔周围岩间界面(第2界面)剪应力-剪切位移关系。第一阶段为弹性阶段,界面处于无损状态。第二阶段为软化损伤阶段,采用降低弹性模量方法描述界面上剪应力随剪切位移增长而降低的性质。第三阶段为界面上的残余强度阶段,此时界面处于完全损伤阶段,其上仅有摩阻力存在。作者的论述清晰而简化。不过,从第2阶段开始,已涉及到浆体局部破坏转移,从工程安全性角度考虑,笔者认为设计临界

锚固长度宜确定在第1阶段之内。

文[52] (1975) 经研究建立了锚杆锚固段侧阻力的以下指数形式:

$$\tau = \frac{\alpha}{2} \sigma e^{-2\alpha \frac{x}{d_g}} \quad (11)$$

式中:

$\alpha = 2G_r G_g E_b [G_r \ln(d_g/d_b) + G_g \ln(d_o/d_g)]$;
 $G_r = E_r/2(1+\nu_r)$; $G_g = E_g/2(1+\nu_g)$; τ 为剪应力;
 σ 为锚固段法向应力; E_r 、 ν_r 为岩体的杨氏模量和泊松比;
 E_g 、 ν_g 为注浆体材料的杨氏模量和泊松比;
 d_g 为钻孔直径; d_o 为岩体影响直径。

文[52]反映了锚固类结构杆体界面侧阻力的非均匀特性,能够求得峰值侧阻力,但不便求出临界锚固长度。

文[53] (2004) 报道采用2阶段线性函数来描述预应力锚索锚固段注浆体与岩体之间界面(第2界面)剪应力与剪切位移关系。第一阶段对应于弹性阶段,此时界面处于无损状态。第二阶段锚固体与围岩体之间产生相对运动,界面上仅有残余强度存在。这是一种有益的尝试。对于永久性工程而言,将弹性极限范围内的剪应力按照一定百分比进行折减后作为设计剪应力标准值,不失为取代平均剪应力设计方法的试验方法之一。

文[54] (1990) 报道,研究锚杆锚固段侧阻力分布规律,可采用孔壁岩土体位移的半解析解。方法是将岩土体视为弹性半无限空间介质,锚固段轴向与半无限体的自由面垂直。弹性半无限体内某点作用垂直于自由面的集中力,引起半无限体内部垂直于自由面的位移,则此问题可用第一Mindlin位移解进行描述。但应用方法仍有一些技术细节需作处理。

文[55, 56] (1971, 1972) 报道采用牛顿迭代法可获得结构破坏前的响应曲线,但当荷载增至结构承载能力的极限点附近时,应用该方法往往无法获得收敛点。于是采用了包含有迭代荷载变量的约束方程技术,针对结构进入负刚度阶段以及转折的临界点问题,有效地解决了临界后的响应问题。文[57] (1981) 报道在归纳总结前人研究成果基础上,将这些方法应用到间接法中,

使弧长法发展成为可以方便地引入有限元计算的程序之中,用以求解非线性有限元方程。这样做的结果,就使得研究锚固类结构临界后响应问题成为可能,其理论意义是不言而喻的。但对重要工程的安全性而言,临界点及临界锚固长度的获取更有其实用价值。

文[58] (1996) 报道了基于锚杆荷载传递理论的分析方法,作者假定摩擦阻力沿锚杆锚固段长度按幂函数分布,在此基础上,给出了一定条件下岩石锚杆的相关参数。作者承认界面剪应力分布不均匀,但摩阻力只有在第1或第2界面发生破坏后才产生,在破坏前主要是粘结力起作用,且后者比前者大得多。

6 关于临界锚固长度的动载试验研究

静力条件下,锚固类结构杆体临界锚固长度现象是存在的,动力条件下是否存在呢?是同样存在的。以下介绍的这些试验结果,尽管当时并不旨在研究锚杆的临界锚固长度,但从中仍能窥见其影子。

F.O.Otuonye^[59, 60] (美国, 1988, 1993) 对矿井内全长树脂锚杆对爆炸荷载动力响应进行了现场试验。结果表明:①由外锚头附近杆体应变计测得的锚杆频响与外锚头上加速度计测得的数据相关性很好,说明应变计可用于锚杆动力响应测量;②锚杆外锚头处的震动和应变值均高于内锚头处的相应值(这表明锚杆受力不均匀,且与静载下的分布规律相近—笔者);③阻尼自然频率(125.2Hz)对锚杆动力作用是主要的,占86.5%,而阻尼频率(1755.0Hz)动力作用较小,只占12.9%;④爆炸振动波衰减可能是由于重复爆炸在岩体内形成裂隙及其扩展所致,另外,锚杆与岩体间注浆胶结体被破坏,也导致了爆炸振动波衰减,减少了通过注浆胶结体传递给锚杆的能量。

Gisle Stjem^[61] (挪威, 1998) 报道,为评估近距离爆炸对注浆锚杆影响,在挪威Grong矿场进行了现场试验研究,包括锚杆拉拔试验及对岩石和锚杆进行振动测量。将临近爆炸点(3.4m)锚杆与安装在较远处(22.0m)锚杆作对比,发

现拉拔强度没有下降。把近期灌浆锚杆与早期灌浆锚杆作对比,发现在爆炸荷载作用后两者拉拔强度没有区别。对早先拉拔过的锚杆再次进行拉拔,结果显示浆体存在“愈合”效应。试验表明爆炸后锚杆/砂浆性能没有下降。因此得出结论:充分注浆锚杆可以应用在作业面上或接近作业面处。这项研究表明,近距离爆炸对锚杆锚固效果和临界锚固长度无影响。

D.K.V.Mothersille和H.Xu^[62, 63](英国,1989,1993)对冲击荷载作用下预应力对锚杆动力响应影响进行了实验室模型试验。结果表明,动载沿锚固段按指数规律衰减,冲击荷载大小一定时,锚杆上任意点的动应力都随预应力增加而减小。笔者认为,该项试验以及上述多项研究结果表明,动、静力条件下锚杆轴向受力规律相似具有一定普遍性。

Anders Ansell^[64~66](瑞典,2000,2005,2006)研制了一种用于抗爆的新型锚杆,并称其为“吸能锚杆”。吸能锚杆的杆体用软圆钢制作,不设套管,内锚段杆体呈肋状,并冲压有若干个椭圆形孔。垫板是一个壳形圆盘。当受高速冲击时,杆体受拉变长,杆径变细,从而使内锚固段以外杆体与砂浆脱落,锚杆外端便可自由让压。文[64, 65]介绍了对这种锚杆进行的自由跌落试验。结果表明:当受动载作用时,杆体塑性应变沿杆长分布不均匀,自锚杆外锚头向内递减(静载下受力规律亦大体如此—笔者),其塑性屈服没有被充分利用;动载作用下,外锚头处螺母以及内锚头段是可靠的;在12m/s的加载速度下,距螺母50mm处杆体发生断裂。文[66]对这种(软圆钢)锚杆在高速加载机上进行了动力试验,并根据实验结果,提出了对这种锚杆进行抗爆设计的基本原则。我国也研究了原理与之相近的“屈服”锚杆。这也是有效利用临界锚固长度的一种方法。

Ana Ivanovic等^[67](英国,2002)采用基于有限差分法的集中参数数值模型,计算分析了冲击荷载作用下预应力对锚杆动力响应影响。主要得出以下结论:①锚杆长度一定时,自由段长度与

锚固端长度比值增加将导致响应基频降低;②锚头是锚杆响应对预应力变化最敏感部位;③锚杆振动加速度衰减随预应力增加而增加;④预应力增加将导致锚杆锚固段动应力降低。这些结论与作者先前试验研究结论相一致。

7 结语

①国外关于锚固类结构杆体临界锚固长度的相关研究由来已久,但直接的研究仍较为少见,又尤其是系统的研究未见先例。

②国外关于锚固类结构杆体界面剪应力分布形态为均匀分布的观点是主流,一直占据主导地位,其研究结果和结论至今仍大量应用于各类技术标准之中而在设计施工使用(国内情况亦如此)。界面剪应力为非均匀分布的观点虽在少数,但也具有重要影响。

③国外关于锚固类结构杆体临界锚固长度问题的相关研究,一般都先于我国,且研究仍在继续而未结束,其原因是远未能完全解决此问题。

④国外关于锚固类结构杆体临界锚固长度问题研究,目前仍处于定性阶级,与我国的情况大同小异、相差无几。

⑤国外关于锚固类结构杆体临界锚固长度问题研究,目前尚未提出试验判别临界锚固长度的方法,也未建立沿锚杆(索)体轴线和垂直于该轴线的两个正交方向上界面剪应力的衰减特性的概念和规律,也未建立由三个同时转移(峰值应力转移、零值应力转移、注浆体局部破坏转移)和一个常数(峰值应力点与零值点之间的空间距离为常数)确定的临界锚固长度的概念和方法。

⑥国外采用缩短锚杆临界锚固长度以提高锚固效果的方法有:a、采用高压注浆工艺改变介质物理力学参数指标值;b、内锚端采用扩大头形式;c、采用螺纹钢锚杆;d、采用吸能锚杆;e、采用新型复合筋材锚杆;f、采用单孔复合锚固技术等。以上技术,我国均有研究与应用。

⑦动载条件下,锚杆诸界面剪应力分布形态与静载条件下的相仿,临界锚固长度现象是同样存在的。

参考文献

- [1] Stang, H., Li z., and Shah', S. P.:The pull-out problem—the stress versus fracture mechanical approach, ASCE, J. Engng Mech., 116[10], (1990), 21 36–50.
- [2] A. K. Patrikis, M. C. Andrews and R. J. Yong.: Analysis of the single-fibre pull-out test by the use of Ram an spectroscopy. Part I: pull-out of aramid fibers from an epoxy resin, Composites Science and Technology 52 (1994) 387–96.
- [3] Zongjin Li, Barzin M obersher, Surendra P. shah, Characterization of interfacial properties in fibre reinforced cementitious composites, Journal of American Ceramic Society, 74, 1991, p2156–64.
- [4] Lang, G.;Vollmer, H.:Dubelsysteme fur Schwerlastverbindungen. Die Bautechnik, Volume 6, 1979
- [5] Lang, G.:Festigkeitseigenschaften von verbundanker-systeem. Bauingenieur 54, 1979
- [6] D. J. Pinchin and D. Tabor.:Interfacial phenomena in steel fiber reinforced cement I:Structure and strength of interfacial region, Cement and concrete research, 8, (1978), 15–24
- [7] A. Bentur, S. Diamond and S. Mindess.:The microstructure of the steel fiber–cement interface., Journal of Materials Science, 20, (1985), 3620–26.
- [8] M. N. Khalaf, and C. L. Page.:Steel/mortar interface: microstructure features and mode of failure., Cement and concrete research, 9, (1997), 197–208.
- [9] 左魁, 曾宪明, 成竹刚.: 国外深基坑围护方法综述[R]. 洛阳: 总参工程兵科研三所, 1999. 4
- [10] (澳大利亚) Marc A. Wood Word文, 朱大明译, 锚索设计、试验、监测和施工方法, 见: 曾宪明, 王振宇, 徐孝华, 杨章甫等编译, 国际岩土工程新技术新材料新方法, 北京: 中国建筑工业出版社, 2003.5.
- [11] (英国) M J Turner文, 李世民译, 永久性防腐土钉墙的性能、设计与施工, 见: 曾宪明, 王振宇, 徐孝华, 杨章甫等编译, 国际岩土工程新技术新材料新方法, 北京: 中国建筑工业出版社, 2003.5.
- [12] Stillborg B. Experimental investigation of steel cables for rock reinforcement in hard rock[Doctoral thesis[D]. Sweden: Lulea University of Technology. 1984
- [13] Fuller P G, Cox R H T. Mechanics load transfer from steel tendons of cement based grouted[A]. In: Proc. of Fifth Australasian Conference on the Mechanics of Structures and Materials[C]. Melbourne: Australasian Institute of Mining and Metallurgy. 1995
- [14] Shen C K, Bang S, Romstad K M, et al. Field measurement of an earth support system[J]. Journal Geotechnical Engineering, ASCE, 1981, 107(12): 1625–1642
- [15] Plumelle C, Schlosser F, Delage P, et al. French national research project on soil nailing: clouterre[A]. In: Proc. Of Design and Performance of Earth Retaining Structures(25)[C]. [s. l.]: ASCE, Geotechnical Special Publication, 1990, 660–675
- [16] Achillides Z, Pilakoutas K. Bond behavior of fiber reinforced polymer bars under direct pullout conditions[J]. Journal of Composites for Construction, 2004, 8(2): 173 – 181.
- [17] Chen R H L, Choi J H. Effects of GFRP reinforcing rebars on shrinkage and thermal stresses in concrete[C]/Proceedings of the 15th ASCE Engineering Mechanics Conference. New York: Columbia University, 2002: 1 – 8.
- [18] Gremel D, Brothers H. Commercialization of glass fiber reinforced polymer(GFRP) rebar[M]. [s.l.]: SEA/OH Convention, 1999.
- [19] Hobst L, Zajic J. Anchoring in Rock and Soil[M]. New York: Elsevier Scientific Publishing Company, 1983.
- [20] Barley A D. Theory and practice of the single bore multiple anchor system[A]. In: Proc. Int. Symp. on Anchors in Theory and Practice[C]. Salzburg: [s.n.], 1995, 315 – 323.
- [21] Barley A D. The single bore multiple anchor system[A]. In: Proc. Int. Symp. on Ground Anchorages and Anchored Structures[C]. London: Thomas Telford, 1997. 65 – 75.
- [22] Woods R I, Barkhordari K. The influence of bond stress distribution on ground anchor design[A]. In: Proc. Int. Symp. on Ground Anchorages and Anchored Structures[C]. London: Thomas Telford, 1997. 55 – 64.
- [23] Evangelista A, Sapio G. Behaviour of ground anchors in stiff clays[A]. In: Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering[C]. Tokyo: The Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1977. 39 – 47.
- [24] Ostermayer H, Scheele F. Research on ground anchors in noncohesive soils[A]. In: Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering[C]. Tokyo: The Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1977. 92 – 97.
- [25] Jarred D J, Haberfield C M. Tendon/grout interface performance in grouted anchors[A]. Proc. Ground Anchorages and Anchored Structured[C]. London: Thomas Telford, 1997.
- [26] 朱维申, 白世伟. 预应力锚索加固机理研究[R]. 武汉: 中国科学院武汉岩土力学研究所, 1995
- [27] (日本) S. Sakurai文, 张新乐译, 锚杆加固节理岩体的机理与分析方法, 见: 曾宪明, 王振宇, 徐孝华, 杨章甫等编译, 国际岩土工程新技术新材料新方法, 北京: 中国建筑工业出版社, 2003.5.
- [28] Benmorkane B, Chennouf A, Mitri H S. Laboratory evaluation of cement-based grouts and grouted rock anchors[J]. Journal of Rock Mech. Min. Sci. & Geomech., 1995, 32(7): 633 – 642.
- [29] Collin J G. Controlling sacrificial problems on reinforced steepened slopes[J]. Geotextiles and Geomembranes, 1996, 14: 125 – 140.
- [30] Hoek E. 实用岩石工程技术[M]. 刘丰收, 崔志芳, 王学潮等译, 郑州: 黄河水利出版社, 2002, 198–227
- [31] Farmer A. Stress distribution along a resin grouted rock anchor[J]. Int. J. Rock Mech. And Geomech., 1975, (12):681–686
- [32] Jarred D J, Haberfield C M. Tendon/grout interface performance

- in grouted anchors[A]. In: Proc. Ground Anchorages and Anchored Structures[C]. London: Thomas Telford. 1997
- [33] Liao H J, Ou C D, Shu S C. Anchorage Behavior of Shaft Anchors in Alluvial Soil[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1996, 122(7): 526-533.
- [34] Briaud J L, Lim Y J. Tieback Walls in Sand: Numerical Simulation and Design Implications[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1999, 125(2): 101-106.
- [35] Serrano A, Olalla C. Tensile resistance of rock anchors[J]. Int. J. Rock Mechanics and Mining Science. 1999, 36: 449-474
- [36] Lutz L. Gergeley P. Mechanics of band and slip of deformed bars in concrete[J]. Journal of American Concrete Institute, 1967. 64(11): 711-721
- [37] Hansor N W. Influence of surface roughness of prestressing strand on bond performance[J]. Journal of Prestressed Concrete Institute. 1969. 14(1): 32-45
- [38] Goto Y. Cracks formed in concrete around deformed tension bars[J]. Journal of American Concrete Institute. 1971. 68(4): 244-251
- [39] Itasca Consulting Group Inc. FLAC^{3D} (Version 2.0) users manual [R]. USA: Itasca Consulting Group Inc., 1997
- [40] 汉纳T H[英]. 锚固技术在岩土工程中的应用[M]. 胡定译. 北京: 中国建筑工业出版社, 1986
- [41] Sharma K G, Pande G N. Stability of rock masses reinforced by passive, fully-grouted rock bolts[J]. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 1988, 25(5): 273-285
- [42] Chen S H, Pande G N. Rheological model and finite element analysis of jointed rock masses reinforced by passive. Fully-grouted bolts[J]. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 1994, 31(3): 273-277
- [43] Aydan O. The stabilisation of rock engineering structures by rockbolts[Ph. D Thesis][D]. Japan: Nagoya University. 1989
- [44] Swoboda G, Marence M. FEM Model of rock bolts[A]. In: Proc. Computer Methods and Advances in Geomechanics[C]. Rotterdam: A. A. Balkema, 1991
- [45] Chen S H, Egger P. Elasto-viscoplastic distinct modelling of bolt in jointed rock masses[A]. In: Proc. Comp. Meth. and Adv., in Geomech[C]. Rotterdam: A. A. Balkema, 1997
- [46] Owen D R J, Hinton E. Finite Elements in Plasticity: Theory and Practice[M]. Swansea: Prineridge Press Ltd., 1980
- [47] Li C, Stillborg B. Analytical models for rock bolts[J]. Int. J. Rock Mech. Sci. and Geomech. Abstr., 1999, 36(8): 1013-1029
- [48] Ilamparuthi K, Muthukrishnaiah K. Anchor in sand bed: delineation of rupture surface[J]. Ocean Engineering. 1999. 26(6): 1249-1273
- [49] Kilic A, Yasar E, Celik A G. Effect of grout properties on the pull-out load capacity of fully grouted rock bolt[J]. Tunneling and Underground Space Technology, 2002, 17: 355-362.
- [50] Farmer A. Stress distribution along a resin grouted anchor[J]. Int. J. Rock Mech. and Geomech., 1975, 12: 681 - 686.
- [51] Benmokrane B, Chennouf A, Mitri H S. Laboratory evaluation of cement-based grouts and grouted rock anchors[J]. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech., 1995, 32: 633 - 642.
- [52] Farmer I W, Holmberg A. Stress distribution along a resin groute rock anchor[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, 1975, 12: 347 - 351.
- [53] Cai Y, Esaki T, Jiang Y J. An analytical model to predict axial load grouted rock bolt for soft rock tunneling[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2004, 19: 607 - 618.
- [54] Poulos H G, Davis E H. 岩土力学弹性解[M]. 孙幼兰译. 徐州: 中国矿业大学出版社, 1990, 23 - 24, 107 - 108. (Poulos H G, Davis E H. Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics[M]. Translated by Sun Youlan. Xuzhou: China University of Mining and Technology Press, 1990. 23 - 24, 107 - 108. (in Chinese))
- [55] Wemper G. Discrete approximation related to nonlinear theories of solids [J]. Int. J. Soilds Struct, 1971, 7: 1581 - 1599.
- [56] Riks E. The application of Newton, s method to the problem of elastic stability[J]. J. Appl. Mech., 1972, 39: 1060 - 1066.
- [57] Crisfield M. A. A Fast Incremental/Iterative Solution Procedure That Handles Snap-Through[J]. Computers and Structures, 1981, 13: 55 - 62.
- [58] Collin J. G. Controlling Surficial Problems on Reinforced Steepened Slopes [J]. Geotextiles and Geomembranes 1996, Vo1.14 p125-140.
- [59] Otuonye F O. Response of grouted roof bolts to blasting loading [J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 1988. 25(5):345-349
- [60] Otuonye F O. Influence of shock waves on the response of full contact rock bolts[A]. In: Proceedings of 9th Symposium on Explosives and Blasting Research[C]. San Diego, California, 1993:261-270
- [61] Gisle Stjern, Arne Myrvang. The influence of blasting on grouted rockbolts[J]. Tunneling and Underground Space Technology, 1998, 13(1):65-70
- [62] Mothersille D K V. The influence of close proximity blasting on the performance of resin bonded bolts. PhD thesis. University of Bradford, U. K. 1989
- [63] Xu, H. The dynamic and static behaviour of resin bonded rock bolts in tunneling. PhD thesis, University of Bradford, U. K. 1993
- [64] Anders Ansell. Testing and modelling of an energy absorbing rock bolt[A]. In: Jones N, Brebbia C A, Structure under Shock and impact VI[C]. The University of Liverpool, U. K. and Wessex Institute of Technology, U. K., 2000. 417-424
- [65] Anders Ansell. Laboratory testing of a new type of energy absorbing rock bolt[J]. Tunneling ad Underground Space Technology. 2005, 20(4):291-300
- [66] Anders Ansell. Dynamic testing of steel for a new type of energy absorbing rock bolt[J]. Journal of Constructional Steel Research. 2006, 62(5):501-512
- [67] Ana Ivanovic, Richard D Neilson, et al. Influence of prestress on the dynamic response of ground anchorages[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 2002, 128 (3):237-249