

# 土层扩大头锚杆设计理论研究

何思明

**【提要】** 基于土层扩大锚杆的原位实测资料, 作者研究分析了土层扩大锚杆的设计理论, 包括其抗拔力、抗拔力与变位关系等问题, 提出了土层扩大锚杆抗拔力计算公式以及抗拔力-变位计算方法。通过实例分析比较, 验证了本方法的正确性。

**关键词** 土层 扩大头锚杆 设计理论

## 一、前言

随着锚杆理论研究及工程实践的不断深入, 锚杆技术已成为一种常用、重要的地基加固方法之一, 已广泛地运用于支挡结构、深基坑支护、滑坡、边坡治理等工程之中。人们通过大量的工程实践, 已开发出了多种型式的锚杆以达到投资少、效果好的目的。其中, 扩大头锚杆就是深受岩土工程界推崇的一种型式。实测结果表明, 在条件完全相同的情况下, 扩大头锚杆的承载力是普通锚杆承载力的3~4倍, 由此可见其巨大的优越性。但是, 扩大头锚杆的设计理论还不成熟, 对其工作机理的认识还不是很清楚, 扩大头锚杆的设计大多建立在经验的基础上。为了保证设计安全, 往往在设计上过于保守, 造成不必要的浪费, 未能将扩大头锚杆所能提供的潜能充分发挥出来。为此, 本文在分析实测扩大头锚杆资料的基础上, 比较系统地阐述了扩大头锚杆的工作机理, 提出了一套计算方法, 供设计人员参考。

## 二、抗拔力计算

为研究方便, 我们考察图一所示的典型扩大头锚杆问题。将扩大头锚杆的抗拔力划分成两部份。其一为锚杆前段提供的抗拔力, 我们可按普通锚杆的抗拔力公式计算; 其二是扩大头提供的抗拔力。

### 1. 普通锚杆抗拔力计算

抗拔力计算公式:

$$T_1 = \sum U_i L_i \tau_i \quad (1)$$

式中:  $U$ ——锚杆周长;  
 $L_i$ ——锚杆某段的长度;  
 $\tau_i$ ——锚杆的抗剪强度。

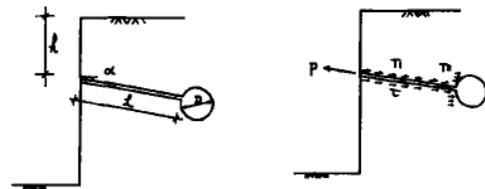
作者曾推导了锚杆的抗剪强度公式<sup>[1]</sup>, 该公

式考虑了锚杆外斜角的影响, 并对原有公式作了修正。其表达式为:

$$\tau = \lambda (k_0 \gamma h \sin^2 \alpha + \gamma h \cos^2 \alpha) \operatorname{tg} \delta + c \quad (2)$$

式中:

- $\lambda$ ——修正系数, 对粘土, 在0.4~0.6间取值;
- $\alpha$ ——锚杆外斜角;  $h$ ——锚杆覆盖层厚度;
- $k_0$ ——土体侧压力系数, 对正常固结粘土或轻微超固结粘土可表达为:  $1 - \sin \varphi$ ;
- $\delta$ ——混凝土与土体间的外摩擦角, 一般可表达为0.75 $\varphi$ ;
- $\varphi$ 、 $c$ ——土层的内摩擦角、内聚力;
- $\gamma$ ——土层重度;



图一 典型扩大头锚杆 图二 扩大头锚杆的受力状况

### 2. 扩大头抗拔力计算

扩大头锚杆的受力状况可用图二来表示。我们假设锚杆在极限荷载作用下, 扩大头仅受到前方土体的被动土压力作用。为此, 我们可以建立锚杆的扩大头部分所受到的抗拔力计算公式:

$$T_2 = \pi r_0^2 \gamma (h + L \sin \alpha) \operatorname{tg}^2 (45 + \varphi/2) \quad (3)$$

式中:  $L$ ——锚杆长度。

### 3. 扩大头锚杆的抗拔力公式

扩大头锚杆抗拔力等于锚杆前段的抗拔力与扩大头的抗拔力之和, 即:

$$T = T_1 + T_2$$

$$T = \sum U_i L_i \tau_i + \pi r_0^2 \gamma (h + L \sin \alpha) \operatorname{tg}^2 (45 + \varphi/2) \quad (4)$$

### 三、抗拔力——变位关系计算

1. 锚杆荷载传递微分方程及其通解

作者曾将用于桩基分析的剪切位移的一些结论用于锚杆的分析之中,并推导了锚杆控制微分方程<sup>[2]</sup>。该微分方程为:

$$\frac{d^2s}{dx^2} = -\frac{U.G}{E.A.r_0 \ln(rm/r_0)} s \quad (5)$$

式中:

- s——锚杆的变位量;
- E、G——分别为土层的变形模量和剪切模量;
- A——锚杆的截面积;
- r<sub>0</sub>——锚杆半径;
- rm——锚杆剪切变形可忽略的范围,据Randolph(1978)建议取为: 2.5L(1-μ), L为锚杆长度、μ为土层的Poisson比。

该微分方程的通解为:

$$s=c_1e^{kx}+c_2e^{-kx} \quad (6)$$

式中:

$$k^2 = \frac{U.G}{E.A.r_0 \ln(rm/r_0)} \quad (7)$$

c<sub>1</sub>、c<sub>2</sub>为积分常数,可通过具体的边界条件确定。

锚杆轴力可用下式计算:

$$P(x)=-E.A.k(c_1e^{kx}-c_2e^{-kx}) \quad (8)$$

2. 边界条件的描述

在锚杆与扩大头受力的最初阶段,在外荷载下,系统一旦发生向前的极小位移时,在锚杆、扩大头周边与土层接触面上即产生剪应力,同时,在扩大头前方土体受到压缩而产生抗力。一般说来只需要很小的剪切变形就可以发挥全部剪应力,而压缩作用产生的抗力却需要相对较大的位移<sup>[3]</sup>。因此,在位移发生的初始阶段扩大头锚杆的抗拔力主要由锚杆的剪阻力承担,只有在外荷载超过最大剪阻力T<sub>1</sub>时,扩大头的抗拔作用才逐步发挥出来,其极限状态就是扩大头前方土体形成被动土压力。由此,可建立如下边界条件:

(1) 当外荷载P小于(等于)锚杆最大抗剪强度T<sub>1</sub>时:

$$\begin{aligned} x=0 \text{ 时} & \quad P(0) = P \\ x=L \text{ 时} & \quad P(L) = 0 \end{aligned} \quad (9)$$

(2) 当外荷载P大于T<sub>1</sub>时:

$$\begin{aligned} x=0 \text{ 时} & \quad P(0) = P \\ x=L \text{ 时} & \quad P(L) = P-T_1 \end{aligned} \quad (10)$$

建立上述边界条件,我们就能确定两个积分常数,从而获得扩大头锚杆的位移及轴力值。而扩大头端部的位移,建议按轴对称的圆形压模解答式<sup>[4]</sup>:

$$sd = \frac{(1-\mu).Pd}{4G.r_0} \quad (11)$$

式中sd、Pd分别为扩大头的位移、扩大头所承受的荷载; G、μ分别为土层的剪切模量、Poisson比; 扩大头锚杆的总变位就是(6)式与(11)两者之和。

四、算例

某高边坡决定采用锚杆挡墙进行治理<sup>[5]</sup>,边坡地层主要是第四纪二冰期冰水沉积的粉质粘土、第四纪间冰期粉质粘土、第四纪间冰期细砂、粉砂和卵石。经过比较论证,决定采用扩大头锚杆型式。为较准确地把握影响扩大头锚杆抗拔力的主要因素,以指导扩大头锚杆的设计,选择9根不同条件的扩大头锚杆进行抗拔力试验。

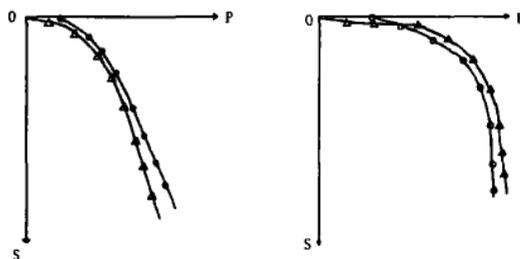
试验位置选在高边坡的中部进行,土质为第四纪粉质粘土,低压缩性,坚硬状态,其物理力学指标见表一。9根试验锚杆详细资料见表二。

表一: 试验土层的主要物理力学指标

天然含水量 ω %	重度 γ KN/M <sup>3</sup>	塑限 ω <sub>l</sub> %	塑限 ω <sub>p</sub> %	塑性指数 Ip	内聚力 C Kpa	内摩擦 φ 度	压缩系数 a
13.3	16.7	26	18	8	20	28	0.0075

按本文方法求得各锚杆的极限抗拔力及其对应位移与实测值的比较结果详见表三。

此外,我们还选择了两根锚杆(1#、8#)的实测P—S曲线与计算所得的P—S曲线进行比较,结果见图三、图四。



图三 1#锚杆P-S曲线 图四 8#锚杆P-S曲线

表二: 试验锚杆详细资料

编号	外斜角 (度)	覆盖层厚 (m)	锚杆直径 (mm)	锚杆长度 (m)	扩大头直径 (mm)	钢筋 16Mn	水泥砂浆	
							抗压强度	流动度
1	10	4.38	130	4.34	385	2Φ2	C40	12.0
2	10	2.56	130	6.42	390	2Φ2	C37	12.4
3	10	2.59	130	6.75	520	2Φ2	C39	12.4
4	10	2.55	130	2.25	480	2Φ2	C37	12.4
5	15	2.00	150	4.16	680	2Φ2	C42	15.0
6	15	2.00	150	5.30	640	2Φ2	C42	12.5
7	15	2.90	150	5.60	680	2Φ2	C42	12.5
8	15	2.00	150	6.70	680	2Φ2	C42	12.5
9	15	2.00	150	7.00	700	2Φ2	C42	15.0

表3 各扩大头锚杆的极限抗拔力及其对应位移实测值、计算值

编号	实测值		计算值	
	极限抗拔力 (kN)	极限位移 (mm)	极限抗拔力 (kN)	极限位移 (mm)
1	328	100	274	88.5
2	263	100	253	95.3
3	366	100	342	102
4	234	100	193	92.4
5	380	92	399	103
6	415	76	413	82
7	500	128.3	511	118
8	435	70.3	460	82.1
9	560	100	559	98.5

我们从表三及图三、图四的结果可以看出,按本文方法计算获得的结果与实测值比较一致,这一结论说明本文方法是合理的。

### 五、结论

本文在土层扩大头锚杆的实测资料基础上,分析了土层扩大头锚杆的工作机理,并建立了一套设计土层扩大头锚杆的方法。具体说来,得到了以下结果:

1. 提出了土层扩大头锚杆的极限抗拔力计算公式;

2. 提出了计算土层扩大头锚杆变位的新方法;

通过实例的分析比较,说明本文方法是正确

的,可运用于土层扩大头锚杆的设计之中,对土层扩大头锚杆的设计具有指导意义。

### 参考文献

[1] 何思明 深基坑锚固机理,第二届软岩土国际会议,1996年,南京。

[2] 何思明 攀枝花地区锚杆工作机理,四川建筑科学研究(已录用,待刊)。

[3] 卢肇钧等 锚定板挡土结构 中国铁道出版社

[4] 郑 雄等 土与基础板梁的相互作用,河海大学科技情报 1987/1。

[5] 《中部站土层锚杆挡墙试验、设计和施工总结》,中国第十九冶金建设公司第四工程公司、中国第十九冶金建设公司建研所。

## 郑州市新建12个 无粘结预应力沉淀池

郑州市污水净化有限公司王新庄污水处理厂工程,初沉池共4个,内径均为55米,池壁高度为4.3米。二沉池共8个,内径均为57米,池壁高度为4.75米。初沉池和二沉池的现浇壁板厚度均为25厘米,混凝土强度等级为C40,在池壁外侧设置六个扶壁柱,每圈分三段张拉,每段无粘结预应力钢绞线包角为 $120^\circ$ 。初沉池采用单根 $7\phi 5$ 钢绞线,锚具为OVM15-1。二沉池采用 $2\times 7\phi 5$ 钢绞线,锚具为OVM15-2。钢绞线强度标准值 $f_{pk}=1570\text{MPa}$ ,施工张拉控制应力 $\sigma_{con}=0.7\times 1570=1099\text{MPa}$ 。该工程上天津市市政工程设计研究院设计,土建工程分别由河南省第五、第六建筑公司承包,柳州欧维姆工程有限公司负责预应力施工。

(赵顺波)

注:摘自《预应力技术简讯》1999年第5期