

预应力锚索桩内力的一种计算方法*

周德培

(西南交通大学岩土工程系 成都 610031)

王建松

(铁道科学研究院西北分院 兰州 730000)

摘要 推荐采用横向变形约束弹性地基梁法设计预应力锚索桩,按变形协调原理计算锚索拉力、桩的位移及内力,并将这种方法应用于南昆铁路一软岩深路堑高边坡的预应力锚索桩设计。现场测试结果表明,设计计算结果较好地反映了桩的受力状态,计算方法较为合理,可操作性强。

关键词 预应力锚索桩,高边坡,计算方法

分类号 P 642.22

文献标识码 A

文章编号 1000-6915(2002)02-0247-04

1 前言

预应力锚索桩从20世纪80年代中期开始研究,首先应用于滑坡整治,由于桩顶增加水平约束,从而改善了悬臂桩的受力状态,减小了截面尺寸及锚固长度,因此,近十多年来获得了广泛应用^[1~3]。预应力锚索桩的设计计算,文[4,5]将预应力锚索桩受力图式简化为顶端铰支,下端弹性固结成简支的梁式结构较为合理,设计简化为:由作用于每根桩上的滑坡推力和桩前滑面以上岩土抗力来计算出桩在滑面处的剪力 Q_0 ,锚索拉力按 $1/2 \sim 4/7 Q_0$ 设计,此方法将锚索与桩连接简化为铰支,未考虑锚索受力后出现的弹性伸长,与实际受力情况不符。前苏联学者И.К.金布格等人提出用控制桩顶水平位移的方法计算锚索的拉力,该方法考虑了桩与桩周岩土的共同作用以及桩的变形,但把桩顶变形作为已知条件,忽略了锚索的变形与桩的共同作用。文[6]在衡广复线曾设计两座拉杆锚固桩墙,采用分段算法及有限差分法,分段算法将桩锚固段与悬臂段分成两部分计算,锚固段作为固端,按一次超静定求解拉杆拉力,解除约束后按弹性地基梁求解锚固段内力,该计算方法在计算拉杆拉力时未考虑桩锚固段的变形与位移,当锚固段桩周围岩性较差或风化较严重时,采用该模式与实际出入较大。文[7]

取桩锚固端处弯矩 $M_0=0$ 来计算锚索拉力,未考虑桩身及锚索受力后的变形,这与实际不符。预应力锚索桩也可采用有限单元法等数值计算方法计算,但用于设计较为繁琐。

本文建议将桩、锚固段桩周岩土、锚索作为一个整体,视为超静定结构,锚索与桩的连接处按弹性支承,桩按弹性地基梁计算,即横向变形约束弹性地基梁法,按此计算模式可推导出任意排锚索的锚索桩内力计算公式。

2 计算方法

2.1 计算假定条件

(1) 锚索桩用于加固路堑边坡,主要起稳固整个山体的作用。假定每根锚索桩承受相邻两桩“中~中”岩土压力,作用于桩上的力主要有岩土压力、锚索拉力及锚固段桩周岩土作用力,不计桩体自重、桩底反力、桩与岩土间摩擦力以及锚索与桩背后岩土的相互作用。

(2) 考虑锚索系统的伸长变形与桩的位移,假定坡体内潜在破裂面为库仑破裂面,土压力按库仑主动土压力计算,土压力分布简化为梯形(含三角形)。

(3) 将桩、锚固段桩周岩土及锚索系统作为一个整体,视为超静定结构,锚索与桩连接处桩的位移

2000年4月30日收到初稿,2000年6月19日收到修改稿。

* 铁道部科研基金资助项目(No31)。

作者 周德培 简介: 52岁,博士,1981年毕业于西南交通大学土木工程系隧道与地下工程专业,现任教授、博士生导师,主要从事岩土工程、地下工程方面的教学与研究工作。

与锚索伸长变形相等。

2.2 锚索拉力的确定

将桩与锚索视为一整体，桩简化为受横向变形约束的弹性地基梁，根据位移变形协调原理，按地基系数法确定锚索拉力及桩身内力。

图 1 为锚索桩结构计算图式。OA 为 n 次超静定结构，桩锚固段 O 点处的剪力 Q_0 及弯矩 M_0 计算如下：

$$\left. \begin{aligned} Q_0 &= Q - \sum_{j=1}^n R_j \\ M_0 &= M - \sum_{j=1}^n R_j L_j \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

式中： M 、 Q 分别为岩土压力作用于桩 O 点的弯矩及剪力； R_j 为 j 点锚索拉力； L_j 为 j 点距 O 点的距离。

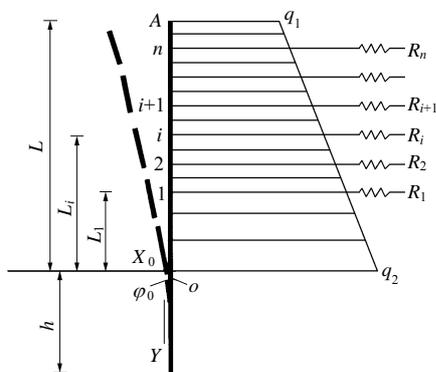


图 1 锚索桩结构计算图式

Fig.1 Calculation pattern of retaining pile with prestressed cable

由位移变形协调原理，每根锚索伸长量 Δi 与该锚索所在点桩的水平位移 f_i 相等，建立位移平衡方程：

$$f_i = \Delta i \quad (2)$$

$$f_i = X_0 + \varphi_0 L_i + \Delta i q - \sum_{j=1}^n \Delta_{ij} \quad (3)$$

$$\Delta i = \delta_i (R_i - R_{i0}) \quad (4)$$

式中： X_0 、 φ_0 分别为桩锚固段顶端 O 点桩的位移及转角； Δ_{ij} 及 $\Delta_{ij} q$ 分别为岩土压力及锚索拉力 R_j 作用于 i 点桩的位移， $\Delta_{ij} = R_j \delta_{ij}$ ， δ_{ij} 为锚索拉力 R_j 作用于桩上 i 点的位移系数； R_{i0} 为第 i 根锚索的初始预应力； δ_i 为第 i 根锚索的柔度系数，

$$\delta_i = \frac{4l_i}{NE_g \pi d_i^2} \quad (5)$$

式中： l_i 、 d_i 分别为锚索自由段长度及每束锚索直径； E_g 为锚索的弹性模量； N 为每孔锚索的束数。

$\Delta i q$ 和 δ_{ij} 可由结构力学计算确定：

$$\Delta i q = \frac{\alpha_i^2 L^4}{120EI} [5q_1(6 - 4\alpha_i + \alpha_i^2) + q_0(10 - 10\alpha_i + 5\alpha_i^2 - \alpha_i^3)] \quad (6)$$

式中： $\alpha_i = 1 - \frac{L_i}{L}$ ， $q_0 = q_2 - q_1$ 。

$$\left. \begin{aligned} \text{当 } j \geq i, \text{ 则 } \delta_{ij} &= \frac{L_j^3 \gamma_i^2}{6EI} (3 - \gamma_i), \quad \gamma_i = \frac{L_i}{L_j}, \quad L_i \leq L_j \\ \text{当 } j < i, \text{ 则 } \delta_{ij} &= \frac{L_j^3}{6EI} (3\gamma_i - 1), \quad \text{此时, } L_i > L_j \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

X_0 、 φ_0 由地基系数法(均简化为多层 K 法)确定：

$$\left. \begin{aligned} X_0 &= \frac{Q_0}{\beta^3 EI} \phi_1 + \frac{M_0}{\beta^2 EI} \phi_2 \\ \varphi_0 &= \frac{Q_0}{\beta^2 EI} \phi_2 + \frac{M_0}{\beta EI} \phi_3 \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

令

$$X_0 + \varphi_0 L_i = A_i Q_0 + B_i M_0 \quad (9)$$

$$\left. \begin{aligned} A_i &= \frac{\phi_1}{\beta^3 EI} + \frac{\phi_2}{\beta^2 EI} L_i \\ B_i &= \frac{\phi_2}{\beta^2 EI} + \frac{\phi_3}{\beta EI} L_i \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

式中： ϕ_1 、 ϕ_2 、 ϕ_3 为无量纲系数； β 为桩的变形系数； E 为桩的弹性模量； I 为桩的截面惯性矩。将式(1)，(3)，(4)，(9)代入式(2)并整理得

$$\sum_{j=1}^n (A_i + B_i L_j + \delta_{ij}) R_j + \delta_i R_i = A_i Q + B_i M + \delta_i R_{i0} + \Delta_{iq} \quad (11)$$

令 $\zeta_{ij} = A_i + B_i L_j + \delta_{ij}$ ， $C_i = A_i Q + B_i M + \delta_i R_{i0} + \Delta_{iq}$ 则

$$\sum_{j=1}^n \zeta_{ij} R_j + \delta_i R_i = C_i \quad (12)$$

解线性方程组(12)，可确定锚索拉力 R_i ，从而可求解桩身内力。

2.3 桩身内力计算

(1) 非锚固段 OA 桩身内力

令 $L_0 = 0$ ， $L_{n+1} = L$ ， $R_{n+1} = 0$ 。当 $y = L - L_i$ 时，取 $k = n+1 - i$ ($i=1, 2, \dots, n$)，有

$$\left. \begin{aligned} Q_{y^-} &= Q(y) - \sum_{j=1}^k R_{n+2-j} \\ Q_{y^+} &= Q(y) - \sum_{j=1}^k R_{n+1-j} \\ M_y &= M(y) - \sum_{j=1}^k R_{n+1-j} [y - (L - L_{n+1-j})] \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

式中： Q_y ， M_y 分别为桩身剪力和弯矩； $Q(y)$ ， $M(y)$ 分别为岩土压力作用于桩上的剪力及弯矩； k 为从桩顶往下数到第 i 根锚索支承点的个数。

(2) 锚固段桩身内力计算

锚固段桩身内力按普通抗滑桩计算，采用多段地基系数法，将锚固段桩身等分成若干小段，每小段地基系数视为矩形分布，具体计算参见文[8]，此处不再赘述。

3 计算实例及与现场实测结果的分析

南昆铁路百威段 DK339+480~DK339+590 段软质岩高边坡处于塘兴—潞城大断裂带，该工点作为“软岩路堑高边坡预应力锚索桩及桩间喷锚网支护试验工点”。采用横向变形约束弹性地基梁法，编制了计算程序，进行预应力锚索桩的设计计算。

图 2 是采用此计算方法设计的作用于锚索桩上的岩土压力、锚索拉力以及锚索桩的弯矩和剪力图。该工点有 7 根预应力锚索桩，对作用于桩上的岩土压力、锚索拉力、桩的内力和桩顶位移进行了现场测试。采用了先制作桩后分层开挖岩体并在相应处施设锚索的施工方法。图 3 是由现场实测结果得出的作用于 4# 锚索桩上的岩土压力、锚索拉力以及锚索桩的弯矩和剪力图。设计桩背岩土压力为相邻的两桩间库仑主动土压力水平分力之和，沿桩背呈三角形分布， $E_x = 5451 \text{ kN}$ ，实测桩背岩土压力却呈上下小、中间大(可简化为梯形)的分布形式， $E_x = 1688 \text{ kN}$ ，为设计值的 31%。设计锚索拉力从上至下分别为 728, 706, 690 kN，实测值分别为 571, 380, 255 kN，实测值为设计值的 37%~78.4%，究其减小原因，可能是桩背山体潜在库仑破裂面未形成，远未达到库仑临界状态。另外桩间喷锚结构承

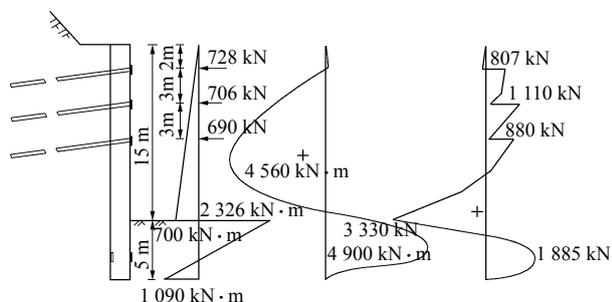


图 2 设计作用于桩上的岩土压力、锚索拉力以及桩的弯矩和剪力图

Fig.2 Diagram of soil pressure, cable tension, bending moment and shear force of pile by design

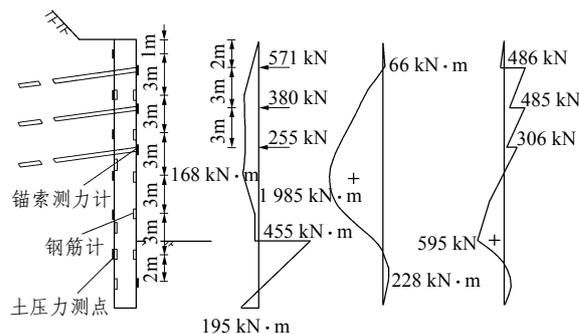


图 3 实测作用于桩上的岩土压力、锚索拉力以及桩的弯矩和剪力图

Fig.3 Diagram of soil pressure, cable tension, bending moment and shear force of pile by field surveying

受了部分土压力。

桩内钢筋计测试结果表明，悬臂段靠山侧桩体受压，靠线路侧受拉；锚固段测试结果则相反，即靠山侧受拉，靠线路侧受压；其结果与理论计算一致，受力最大的钢筋计所在位置其计算弯矩最大，桩身内力分布图形与设计基本一致，由于桩背承受土压力仅为设计值的三分之一，因而整个桩身弯矩和剪力均较小。实测桩身最大弯矩为 1985 kN·m，而设计值为 4530 kN·m，实测值为设计值的 43.8%；实测桩锚固段最大正弯矩为 228 kN·m，设计值为 4900 kN·m，实测值仅为设计值的 4.7%。实测最大剪力为 595 kN，设计值为 3330 kN，实测值为设计值的 17.9%。

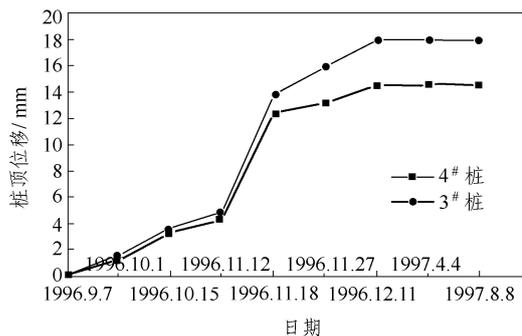


图 4 桩顶位移测试曲线

Fig.4 Curves of measured displacements on top of piles

分析表明，设计时锚索桩承受相邻两桩“中~中”岩土压力，其岩土压力按库仑主动土压力计算是偏于安全的；当桩背实际受力小于设计受力时，桩身内力及锚索受力均减小，最大正、负弯矩均不会超过设计值，对桩是有利的。

图 4 是 3#，4# 桩桩顶位移测试曲线，这是根据

每层施工完毕开挖下层时的测试值, 3[#]桩桩顶最大位移量是 18.12 mm, 4[#]桩桩顶最大位移量是 16.23 mm, 一般变化范围为 10~20 mm。

图 5 是 4[#] 桩第一排锚索拉力随时间的变化曲线。1996 年 9 月 30 日, 第 1 次将锚索张拉到 360 kN, 锁定后的荷载为 289 kN, 以后因第 2 层开挖, 其张力逐渐增加, 到 10 月 6 日已达 300 kN, 10 月 12 日再次张拉后锁定荷载力为 480 kN, 11 月 1 日张拉第二排锚索时锚索拉力下降约 10 kN, 11 月 11 日第二次张拉第二排锚索, 11 月 12 日开始进行第 4 层开挖。到 11 月 23 日张拉第 3 排锚索时锚索拉力增加到 581 kN, 增加了 102 kN, 这么大的增加量是由于第 4 层的开挖引起的, 由图 4 也可知, 第 4 层开挖使桩顶位移增加很大, 因而也使锚索张力产生了很大增加量。

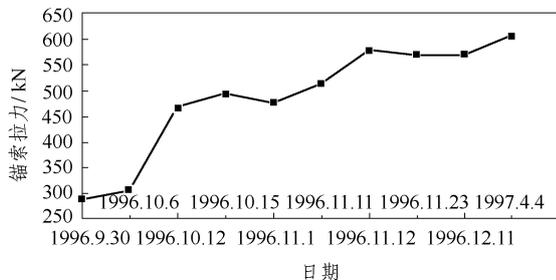


图 5 4[#] 桩第一排锚索拉力变化曲线

Fig. 5 Tensile force of the first row of cables for pile 4[#]

由测试的桩顶位移反算出锚索受力增幅(较初始拉力)为 50~200 kN, 可见理论计算与现场测试结果基本一致。

4 结 论

(1) 采用横向变形约束弹性地基梁法进行预应力锚索桩设计, 将桩、锚索、桩周岩土视为一个整体, 按变形协调原理计算锚索拉力、桩的位移及内力, 计算结果较为合理, 也较好地反映了桩的受力状态。该计算方法与抗滑桩通用程序相接, 计算简便, 可应用于预应力锚索桩及锚拉式桩板墙等类似结构的设计中。

(2) 实测结果表明, 设计锚索桩承受相邻两桩“中~中”岩土压力, 其岩土压力按库仑主动土压力计算。虽然在岩体中桩岩相互作用的受力状态不易达到库仑临界状态, 但计算结果偏于安全。

参 考 文 献

- 1 胡凌云, 刘金兴, 张德军. 深圳老虎坳滑坡治理[J]. 西部探矿工程, 1999, 11(3): 105~108
- 2 黄晓华. 公路边坡病害治理的轻型支挡结构[J]. 重庆交通学院学报, 1999, 18(3): 90~94
- 3 贺模红, 鄢毅, 成余粮. 锚拉桩施工技术[J]. 中国地质灾害与防治学报, 1999, 10(4): 1~6
- 4 王化卿, 李传珠, 刘励忠等. 预应力锚索抗滑桩设计与施工[A]. 见: 滑坡文集编委会编. 滑坡文集(七)[C]. 北京: 中国铁道出版社, 1990, 34~41
- 5 余振锡. 预应力锚索抗滑桩在滑坡治理中的应用[J]. 金属矿山, 1990, (5): 10~12
- 6 薄长顺. 拉杆锚固桩墙的设计与施工[J]. 路基工程, 1987, (3): 54~58
- 7 田景贵, 范草原. 预应力锚索抗滑桩的机理初步分析及设计[J]. 重庆交通学院学报, 1998, 17(4): 59~64
- 8 铁道部第二勘察设计院. 抗滑桩设计与计算[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1983

DESIGN METHOD OF RETAINING PILE WITH PRESTRESSED CABLE

Zhou Depei¹, Wang Jiansong²

(¹Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031 China)

(²Northwest Branch, China Academy of Railway Sciences, Lanzhou 730000 China)

Abstract The method of elastic foundation beam with restriction of transverse deformation is recommended to design of retaining pile with prestressed cable. According to deformation consistence principle, the tensile force of prestressed cable, displacement and internal force of the pile are calculated. Also, with the method, the retaining pile with prestressed cable is first designed for a high slope in weak rockmasses in Nankun Railway. Field testing results show that this calculation method is reasonable and easy to use.

Key words retaining pile, high slope, calculation method