

文章编号: 1007-2284(2020) 07-0202-06

# 预应力锚索桩板墙支护 多级高填方边坡监测研究与分析

朱彦鹏<sup>1 2</sup> 魏真红<sup>1 2</sup> 杨校辉<sup>1 2</sup> 朱乔红<sup>1 2</sup>

(1. 兰州理工大学甘肃省土木防灾减灾重点实验室, 兰州 730050;

2. 兰州理工大学西部土木工程防灾减灾教育部工程研究中心, 兰州 730050)

**摘要:** 预应力锚索桩板墙作为一种加固多级高填方边坡的新型支护结构, 加固效果显著, 但由于边坡土体与支护结构作用机理复杂, 相互影响较大, 经常由于支护方案选择不合理或者现场位移信息化监测不够导致高边坡工程事故时有发生, 严重危害人们的生命和财产安全。以兰州市城关区白道坪石沟不稳定斜坡支护工程为依托, 通过对支护结构位移、桩身内力以及锚索预应力监测值的采集归纳, 详细分析研究了预应力锚索桩板墙在支护过程中的受力情况。分析结果表明锚索桩板墙在高填方边坡加固过程中效果表现良好, 本次边坡支护完成以后最大位移为 10 mm 左右, 最大位移变化速度为 0.02 mm/d, 最大加速度为 0.025 mm/d<sup>2</sup>, 滑动趋势不明显。桩身所受弯矩正负交替, 避免了单级增大, 支护桩嵌固段因其桩后填土的负摩阻力作用, 使其只受压, 增加了支护桩的嵌固能力。锚索首次张拉以后预应力损失量为 15%~20%, 二次张拉以后损失较小, 满足工程使用要求, 能很好的避免因预应力损失造成的影响, 并且锚索预应力和边坡土体应力调整之后, 协同工作良好。

**关键词:** 多级高填方边坡; 锚索桩板墙; 现场监测

中图分类号: TU476 文献标识码: A

## Research on the Monitoring and Analysis of Multi-stage High-fill Slope Supported by Pre-stressed Anchor Cable Pile and Slab Wall

ZHU Yan-peng<sup>1 2</sup>, WEI Zhen-hong<sup>1 2</sup>, YANG Xiao-hui<sup>1 2</sup>, ZHU Qiao-hong<sup>1 2</sup>

(1. Key Laboratory of Disaster prevention and Mitigation in Civil Engineering of Gansu province, Lanzhou University of Technology, Lanzhou, 730050, China; 2. Western Engineering Research Center of Disaster Mitigation in Civil Engineering, the Ministry of Education, Lanzhou University of Technology, Lanzhou 7300580, China)

**Abstract:** As a new supporting structure for strengthening multistage high-fill slope, pre-stressed anchor cable pile sheet wall has a remarkable effect. However, due to the complex interaction mechanism between soil and supporting structure, it has a great influence on each other. Often because of the unreasonable selection of supporting scheme or the lack of on-site displacement information monitoring, high slope engineering accidents occur frequently, which seriously endangers people's life and safety and property security. Based on the supporting engineering of Baidaopingshigou Unstable Slope in Chengguan District of Lanzhou City, this paper analyzes in detail the stress intensity of the pre-stressed anchor cable pile sheet wall in the supporting process by observing the displacement of the supporting structure, the internal force of the pile body and the monitoring value of the pre-stressed anchor cable. The analysis results show that the reinforcement effect of anchor cable pile plate wall is good in the process of high-fill slope reinforcement. After the completion of the slope support, the maximum displacement is about 10 mm, the maximum displacement change speed is 0.02 mm/d, the maximum acceleration is 0.025 mm/d<sup>2</sup>, and the sliding trend is not obvious. The positive and negative bending moment of the pile body alternates to avoid single-stage increase.

收稿日期: 2019-08-14

基金项目: 甘肃省科技重大专项计划项目(1302FKDA030); 教育部  
长江学者创新团队支持计划项目(IRT\_17R51)。

作者简介: 朱彦鹏(1960-), 男, 教授, 主要从事支挡结构、地基处

理和工程事故分析与处理等方面的教学与研究工作。

E-mail: zhuyyp@lut.cn。

通讯作者: 魏真红(1990-), 男, 硕士研究生, 主要从事高边坡支挡  
结构方面的研究工作。E-mail: 2296680610@qq.com。

Because of the negative friction of the fill behind the pile , the embedded section of the support pile is only under pressure , increasing the embedded force of the support pile. After the first tensioning , the loss of pre-stress is 15% ~ 20%. After the second tensioning , the loss is small , which meets the requirements of the project. It can avoid the influence caused by the loss of pre-stress. After the adjustment of the pre-stress of the anchor cable and the stress of the slope soil , the cooperative work is good.

**Key words:** multi-stage high-fill slope; anchor cable pile-plate wall; on-site monitoring

## 0 引言

随着山区城市用地的紧张和人们对住房的巨大需求 ,出现了越来越多的高填方边坡 ,由此而来也出现了许多多级高填方边坡支护结构<sup>[1-3]</sup>。但是边坡土体与支护结构之间的作用机理非常复杂 ,相互影响较大 ,经常由于支护方案选择不合理或者现场位移信息化监测不够使得高边坡支护工程事故时有发生 ,严重危害人们的生命和财产安全。因此对多级高填方边坡支护结构进行深入全面的系统性研究就显得非常必要。

预应力锚索桩板墙中填土-桩-锚索-挡土板之间的相互协同工作原理非常复杂<sup>[4]</sup> ,其研究过程也是一个系统工程。截止目前 ,国内外研究成果都比较少而且也不成熟。孙书伟<sup>[5]</sup>等对高路堤预应力锚索桩板墙支护结构的受力特性和力学行为进行了分析研究。李中国<sup>[6]</sup>对两排锚索桩板墙进行了分析研究 ,总结了填土高度及锚索预应力对支护桩受力的影响。朱彦鹏<sup>[7]</sup>等对预应力锚索格构梁支护结构进行了健康监测与分析 ,指出了支护初期 ,边坡内部的应力和位移的变化情况 ,随着支护结构的作用 ,边坡内部土体内力进行重新分布和调整 ,二者变化趋于平稳。孙书伟<sup>[5]</sup>、周勇<sup>[8]</sup>等对边坡支护结构的内力及边坡的变形情况进行了现场监测 ,指出坡体的变形对支护结构内力影响非常显著 ,而且支护结构的变形大部分属于被动变形 ,结构产生变形的程度相较于支护结构内力的变化程度较低。李京榜<sup>[9]</sup>、朱彦鹏<sup>[10]</sup>对某二级高边坡健康监测研究与分析中指出了二级边坡在支护结构的施工和运营阶段的一些变化规律。富海鹰<sup>[11]</sup>通过对锚拉式桩板墙中的土压力、桩身弯矩、锚索内力和沉降的变化特点进行了现场监测和分析。但将预应力锚索桩板墙支护结构用于多级高填方边坡工程的研究在研究报告中还不常见。这就严重的制约了预应力锚索桩板墙支护结构加固多级高边坡的发展。所以深入、系统的开展预应力锚索桩板墙支护结构加固多级高填方边坡的研究对多级高填方边坡支护结构的发展和完善具有非常重要的工程指导意义。

本文依托实际高填方边坡支护工程 ,通过现场监测设备和远程传输系统对该边坡的变形情况和支护结构的内力变化情况进行实时监测 ,然后对监测数据进行分析研究 ,总结出一些对多级高边坡支护结构的施工和设计具有参考价值的结论和建议。

## 1 工程概况

### 1.1 工程地质情况

该边坡施工场地位于兰州市城关区 ,总长度约 800 m ,且地形复杂 ,坡度较陡 ,坡高最高处约为 36 m ,最低处约为 21 m。边坡在西北侧较高 ,边坡顶标高为 1 582.76 m ,边坡标高为

1 548.60 m; 东南侧稍低 ,坡顶标高为 1 575.80 m ,坡底标高为 1 533.00 m。黄土埋深厚度为 32.1~50.70 m ,层面标高 1 584.30~1 599.85 m。根据地质勘查情况工程场地内土层地质情况为:表层 1~2 m 为人工堆积的松散填土。2~30 m 为马兰黄土 ,30 m 以下为紫红色红砂岩。该项目为兰州市城关区白道坪石沟不稳定斜坡支护工程 ,为多级高填方边坡 ,分三级支护 ,按设计坡率进行坡面清理 ,每级间有 2 m 的挖方平台及平台排水槽。第一级边坡采用预应力桩板墙垂直支护 ,高 12 m ,第二级边坡采用预应力锚索格构梁支护 ,坡率为 1 : 0.7。第三级边坡采用预应力锚托板支护 ,坡率为 1 : 0.7 ,高 12 m。锚索预应力设计值为 250 kN ,预应力锚托板承载力设计值 170 kN。选取最典型的高填方区断面布设监测设备 ,该监测为永久监测 ,采用无线传输。支护前和桩板墙施工完成时现场情况如图 1、2 所示 ,支护结构和典型工程地质剖面见图 3 和图 4。



图 1 加固前边坡坡面

Fig.1 reinforcing the front slope



图 2 一级桩板墙施工完成图

Fig 2 Construction completion drawing of the first-stage pile-slab wall

### 1.2 水文地质条件

边坡所在区域地处黄河北岸高阶地 ,场地地下水类型主要为第四系松散岩类孔隙水。分布于白垩系砂岩顶面与第四系粉土、卵石底面之间。赋存于卵石、砂岩的孔隙裂隙中 ,无统一潜水面。本工程位于透水但不含水的粉土地区 ,只有在降雨比较集中的季节会有少量的水流在沟谷地形平缓或低洼处富集 ,

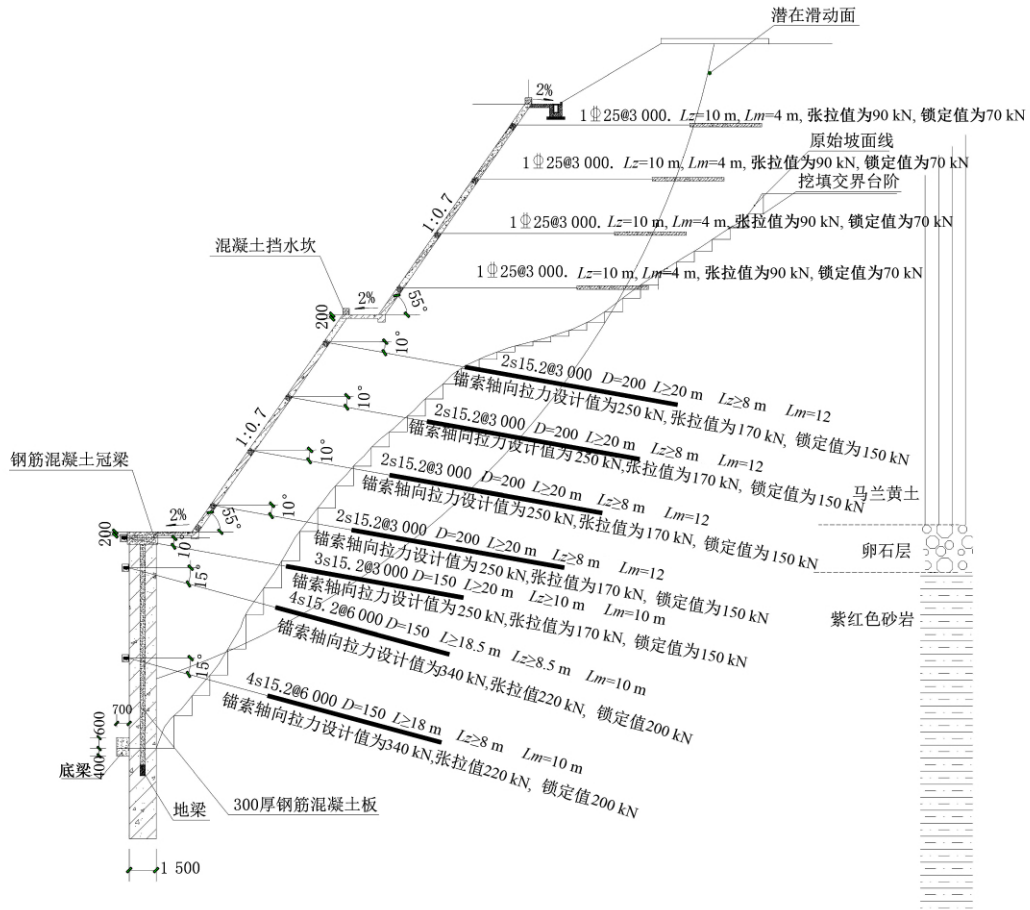


图3 预应力锚索桩板墙支护结构剖面图

Fig.3 Section diagram of prestressed anchor cable pile slab wall supporting structure

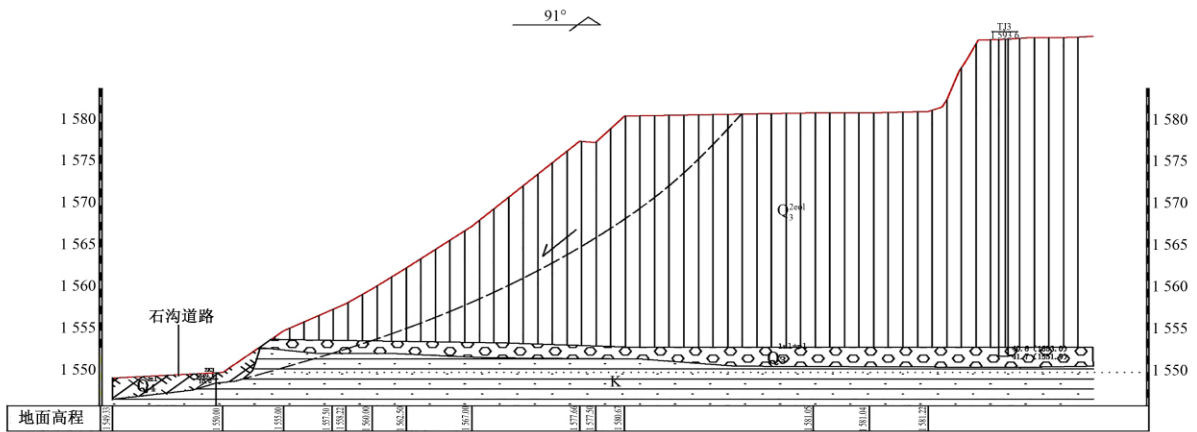


图4 典型位置工程地质剖面图

Fig.4 Engineering geological profile of typical position

且含水层厚度小,一般1~2 m左右。本工程在支护高度内无地下水。

## 2 监测设计

根据支护结构的设计原则和实际的现场情况,将各类监测仪器埋设于边坡的主滑动面及其附近部分位置。结合该工程的支护结构形式,确定好传感器在支护结构的布置位置。本次支护工程中监测内容如下(本次监测仪器均采用长沙金码的监

测仪器,具体型号分类列出):

(1) 采用(JMDL-3210A型)单点位移计测试支护桩在推力作用下的桩身位移,单点位移计布置在桩板墙顶部。

(2) 采用钢筋应力计(JMZX-422A型)来监测支护桩的受力情况,钢筋应力计对称焊接在支护桩的挡土侧和临空侧,具体的监测位置和监测仪器的布置见图5。测试过程中钢筋应力传感器布设在抗滑桩的主筋上,两端与主筋焊接连接,为防止焊接时损坏监测仪器,焊接时靠近仪器一侧用湿抹布包裹,防止焊接过程中温度过高而烧坏仪器,影响监测效果。

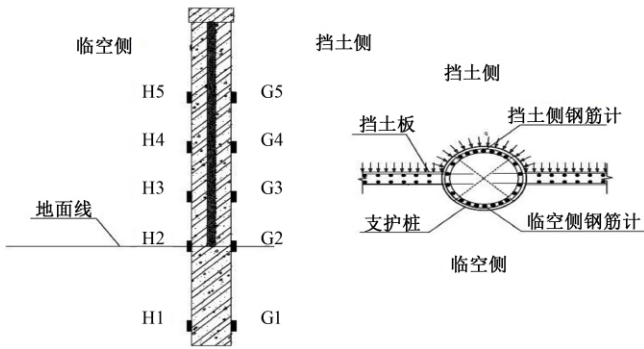


图5 钢筋计布置图  
Fig.5 Rebar layout plan

(3) 锚索预应力监测: 在锚索锚具安装过程中, 将锚索测力计(JMZX-3104HAT型)置于锚具和锚垫板之间, 监测锚索张拉锁定后预应力损失情况及后期预应力变化规律。具体仪器安装方法见图6。

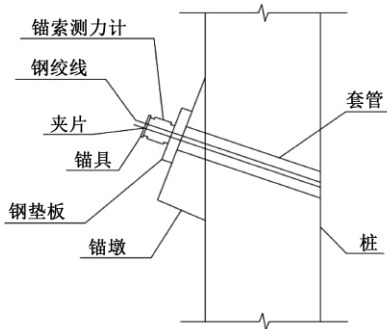


图6 锚索计安装详图  
Fig.6 Anchor installation detail

### 3 监测分析

此次边坡监测试验建立一套远程无线自动化健康监测系统, 便于对边坡运营阶段稳定性状态进行实时监测。经过调试, 该系统开始数据自动化监测采集。

#### 3.1 位移观测结果

由于预应力锚索桩板墙属于钢筋混凝土结构所以与填土之间的内摩擦力较大, 简而言之就是和填土之间的黏结性能比较好即二者在变形时协同工作性能良好, 因此支护桩桩顶位移即反映了该位置处边坡坡面位移。该试验采用(JMDL-3210A型)单点位移计监测桩板墙的水平位移, 该位移计主要由位移传感器、拉杆及锚头组成。锚头锚固到稳定土层(本工程为红砂岩), 位移计本体锚固到支护桩顶部的冠梁表面。当锚头和位移计本体发生相对变化时, 传感器的螺管线圈与测杆之间发生相对位移, 输出信号, 接收装置获取变化读数。在位移计安装过程中, 一般设定5cm作为测杆与线圈之间的相对位移作为位移计的变化初始值。1~6号位移计在桩顶沿长度方向布置。根据监测结果显示, 3号位置(图7蓝色曲线)位移从28mm急剧减小为15mm, 主要是因为该时期处于锚索初次张拉阶段, 固定在桩顶冠梁位置位移计本体在锚索张拉时锚固端向边坡方向回缩变形, 导致位移急剧减小。在张拉结束的一周内, 预应力损失较大, 产生应力松弛, 使得位移快速增长; 在

之后的70d内边坡处于卸荷阶段(图7竖向红线), 各位置处的位移缓慢增长; 两个月以后, 各监测点位移变化逐渐趋于平稳, 其位移变化速度介于-0.02~0.02mm/d之间。84d的时候5号桩位置出现较明显的减小, 是因为上一级边坡的施工机械设备撤出一级平台。2号位置位移趋势相同, 但位移量较大, 通过调现场调查分析了解到该位置是由于超填引起。但由于锚索的存在很好地控制了位移过大。

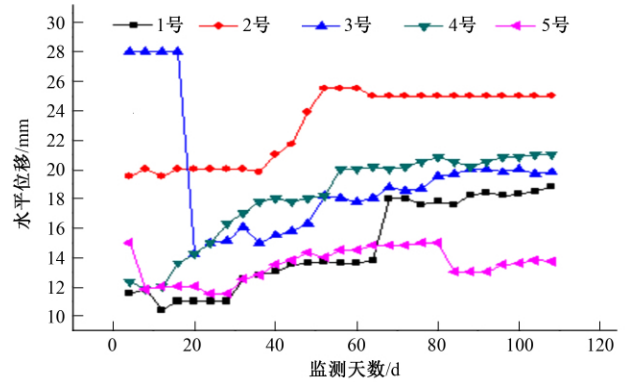


图7 不同监测点水平位移变化曲线图  
Fig.7 Curve diagram of horizontal displacement change at different monitoring points

截止本文撰写之日, 1~5号位移计累计变化量分别为7、6、4、8、-2mm; 支护工程施工完成以后, 边坡的位移变化速率最大为0.02~0.03mm/d范围内波动, 但相对较平稳。边坡的最大位移小于10mm, 最大加速度也逐渐平稳在0.025mm/d<sup>2</sup>左右, 边坡趋于稳定(见图8)。

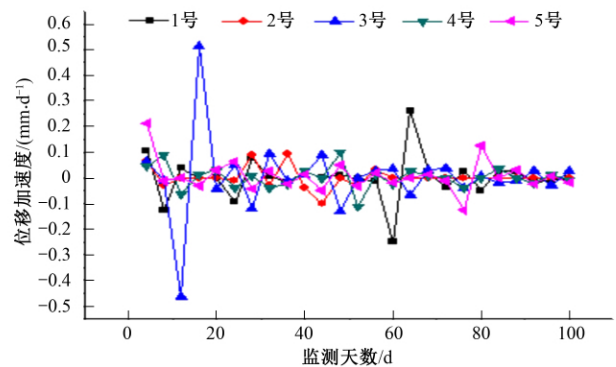


图8 桩顶位移加速度变化曲线图  
Fig.8 Displacement acceleration curve of pile top

该试验采用钢筋计对支护桩桩身内力变化进行监测, 监测结果见图9和图10。由数据显示, 各点钢筋计应力变化很好地显示了桩身的受力情况。支护初期变化比平缓, 但随着后期填土高度的增加, 土压力的增大, 支护桩挡土侧钢筋拉力也逐渐增长, 而且随着填土的增高, 支护桩受拉侧纵筋的受力也越加明显(见图9 G2)。监测点G3正好位于反弯点位置, 所以该点钢筋既不受拉也不受压, 也不受填土高度的变化而变化。G1是嵌固段监测点, 从监测曲线可以看出, 地面以下桩身钢筋均受压, 究其原因是因为支护桩嵌固段临空侧和挡土侧均有土压力, 区别于支护桩地面以上部分受填土压力和锚索拉力影响较显著。而且由于桩周所受负摩阻力, 所以G1位置支护桩受压, 且变化较小。所以综合G1点监测曲线可知, 桩自身重力和周

围土体对嵌固段的负摩阻力<sup>[12]</sup>和有关,与上部填土和锚索的影响较小。G4、G5 监测点位置处支护桩桩身钢筋受拉,且随着填土高度增加,受拉程度也变得越来越,但由于 G4、G5 总体靠近支护桩桩顶位置,所以侧向土压力整体小于下部 G2 监测点所受土压力的影响,曲线的变化也没有 G2 曲线那样明显。支护桩临空侧钢筋应力变化如图 10。整体也分受拉区,反弯点,受压区,且各个部分的变化趋势和挡土侧相似,这儿不再赘述。总体而言临空侧的钢筋所受钢筋应力小于挡土侧,这表明桩身截面在受桩后填土压力时,桩身截面的中性点并没有严格经过桩身截面形心位置。图 11 为支护桩身截面所受弯矩分布曲线。桩身弯矩由钢筋应力值根据公式(1)进行推算。

$$M = W(\sigma_1 - \sigma_2) \tag{1}$$

式中:  $M$  为桩身弯矩;  $W$  为桩的弯曲截面系数,  $m^3$ ;  $\sigma_1$  为挡土侧压力;  $\sigma_2$  为临空侧土压力。

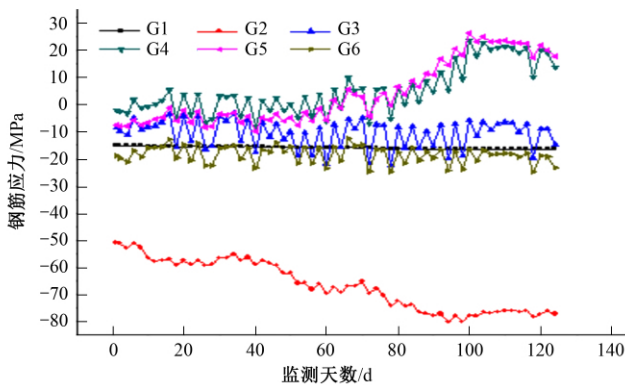


图 9 挡土侧钢筋计应力变化曲线图  
Fig.9 Stress change curve of bar on retaining side

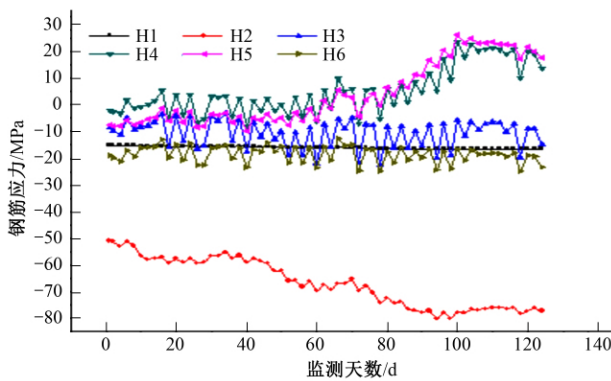


图 10 临空侧钢筋计应力变化曲线图  
Fig.10 Stress change curves of steel bars on the hollow side

由图 11 可以看出,填筑初期 50 d 内,受桩后填土作用和锚索拉力等的影响,桩身弯矩明显增大,50 d 以后增加趋势小幅放缓。随着锚索和边坡岩土体内部进行应力调整,当应力调整完成以后,锚索受力区域平衡,但固结沉降仍在进行,使得桩身弯矩显著增大,由于锚索应力调整已经完成,岩土体裂隙在应力调整过程中已经完成重新排布,所以桩身应力这次增大趋势虽然显著,但持续时间较短,大概 25 d 左右。而后因为锚索应力松弛、锚垫板损坏和夹具造成预应力的损失,使得桩身弯矩出现了回弹,出现了小幅变小。而后逐渐趋于稳定,形成稳定的桩身弯矩曲线。

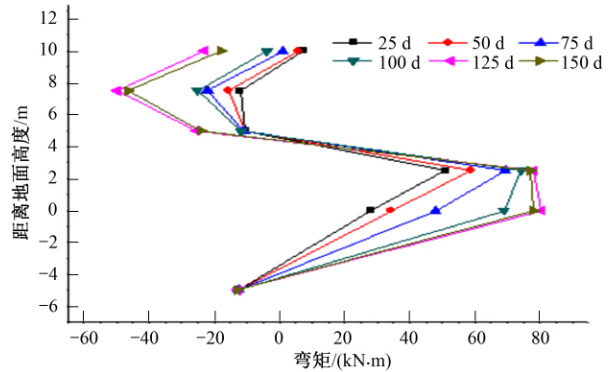


图 11 支护桩桩身弯矩变化曲线  
Fig.11 Moment curve of retaining pile

### 3.2 锚索预应力的监测分析

本次支护工程中,预应力锚索锚的锁定值为 220~250 kN (不同剖面略有不同),分两级进行张拉锁定。锚索张拉应在注浆体强度达到设计值的 85% 后进行,即至少在注浆完成 20 d 以后进行。锚索锁定之后,混凝土桩板墙变形、填土的变形,注浆体强度、锚具、锚索的松弛等因素的共同影响,锁定值会有一个明显的减小过程(图 12 中竖线 a 与 b 之间);待逐渐稳定后进行二次张拉(图 12 中竖线 b 与 c 之间)。在二次张拉之后,因为锚索的持续预应力的持续损失,会有小幅度的减小。但随着加固完成后边坡土体内部应力会有一个自行调整的过程,锚索的预应力会出现小幅度升降波动,当然边坡顶部的施工活动也会有一定影响,但影响程度有限,最后整体趋于稳定状态。当边坡有滑动趋势时,锚索的预应力才会出现较大幅度的上升,这时就应该增加观测频率,以便做出预警,及时查明变形原因。稳定后锚索预应力为 230 kN 左右,锁定后超发挥率为 15%,达到设计荷载的 92%,因为预应力锚索受施工工人的技术水平、施工现场环境制约和制造工艺的优劣,一般会留 18% 作为安全储备,以保障高边坡在后续使用工程中的安全。通过本次对预应力锚索的现场监测,发现从预应力的施加到最后锁定成为预应力的过程中,预应力的变化大致经历了如下 3 个阶段。

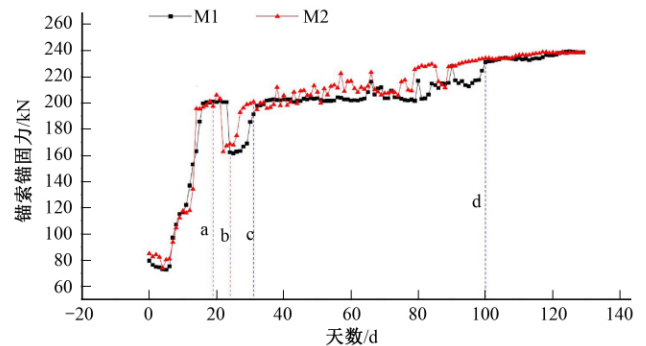


图 12 锚索预应力随时间变化曲线  
Fig.12 Anchor cable prestressing curve with time

第一阶段为施加的预应力加速损失阶段。该阶段的持续时间一般为两周,在这个阶段内预应力的损失最大。究其原因,第一个原因是该边坡为填方边坡,压实系数没有达到设计要求,强度较低。第二个原因是该边坡土体内部存在孔洞,土体宏观骨架会发生变化。第三个原因是钢绞线的应力松弛。

同时从锚具的变化情况来看锚具的质量和施工情况也是造成本次试验预应力损失的一个重要因素。

第二个阶段为预应力的平稳上升阶段。该阶段预应力出现小幅波动 整体趋势平缓上升,这种趋势大概会持续 3 个月左右(竖线 d 位置)。主要是该阶段锚索的锚固段与边坡土体内部的应力会重新进行分布,同时岩土体内部的宏观骨架自身也会进行一定的调整,但总体而言,岩土体内部逐渐调整完毕,锚索开始更好的受力,开始发挥支护效果。虽然上部人们的活动会使得锚索的受力出现了小范围的波动变化,但整体趋势放缓。

第三阶段为预应力稳定工作阶段。这个阶段锚索的锚固段与边坡内部的土体进行各自的调整之后,已基本成型,趋于平衡,开始发挥效果,并达到相对平衡的状态。该阶段的预应力出现了缓慢增长趋势(图 12 中竖线 d 之后),究其原因受到周围环境的影响(二级边坡继续施工)一级边坡内部受到较小的扰动,最主要的原因是填土内部的工后沉降还在继续,导致锚索锚固体周围土体的围压增大,受力增强。当然这也从侧面说明了这种支护结构用在高边坡的加固中是比较好的。

#### 4 结 语

(1) 高填方边坡支护工程中的自动化健康监测系统不仅能在前期起到良好的预警作用,而且在后期的运营阶段中也非常重要。更重要的是可以为以后高边坡支护结构的深入、系统的研究提供大量翔实的原始数据,为高边坡加固的研究打下良好的基础。

(2) 边坡坡面位移在监测初期受锚索张拉影响较大,后期逐渐趋于平稳;边坡支护结束以后最大位移变化速率介于  $-0.02 \sim 0.02 \text{ mm/d}$  之间,小于  $0.5 \text{ mm/d}$ ,监测点最大累计变化最大为  $8 \text{ mm}$ ,最大加速度为  $0.025 \text{ mm/d}^2$ ,该边坡支护完成以后滑动趋势不明显,表明预应力锚索在高填方支护结构中作用效果显著。

(3) 通过对支护桩钢筋计监测数据进行分析可知支护桩在预应力锚索和边坡土体推力的共同作用下存在受拉区、受压区和既不受拉也不受压的中性区。嵌固段因其受到负摩阻力的

影响为纯受压区,在嵌固段上部受拉受压具体表现在正负弯矩交替出现。填筑初期弯矩变化幅度较小,在锚索和边坡土体之间应力调整之后,桩身弯矩变化较明显,但持续时间较短,之后趋于稳定。

(4) 通过对锚索的监测发现锚索的预应力在初次张拉完成后的 20 d 内预应力存在一个明显的增长期,之后大概一周之内由于预应松弛和锚索周围土体应力重分布,预应力大约损失 15%,经过二次张拉以后,锚索预应力虽有小幅波动,但整体开始稳定。锚索工作阶段整体可以分为 3 个,预应力加速损失阶段、预应力稳定上升阶段和预应力稳定工作阶段。 □

#### 参考文献:

[1] 汤连生,宋明健,廖化荣,等.预应力锚索复合土钉支护内力及变形分析[J].岩石力学与工程学报,2008,27(2):410-417.  
 [2] 董 诚,郑颖人,陈新颖,等.深基坑土钉和预应力锚杆复合支护方式的探讨[J].岩土力学,2009,30(12):3793-3796,3802.  
 [3] 朱彦鹏,王卫华,陈 涛,等.土钉墙与单支点桩板支护程序设计及经济对比[J].甘肃科学学报,2006,18(1):82-87.  
 [4] 朱彦鹏,陶 钧,杨校辉,等.框架预应力锚托板结构加固高填方边坡设计与数值分析[J].岩土力学,2020(2):1-13.  
 [5] 孙书伟,王 卫,朱本珍.高路堤预应力锚索桩板墙承载特性分析[J].岩土工程学报,2015,37(10):1818-1825.  
 [6] 李中国,赵有明,张玉芳.某高速公路锚索桩板墙原型测试与分析[J].岩土工程学报,2008,30(5):739-744.  
 [7] 朱彦鹏,李京榜,叶帅华,等.基于锚索格构梁支护结构的高边坡健康监测研究与分析[J].工程力学,2015,32(增刊):271-276,283.  
 [8] 周 勇,王旭日,朱彦鹏.强风化软硬互层岩质高边坡监测与数值模拟[J].岩土力学,2018,39(6):2249-2258.  
 [9] 李京榜,舟曲某高边坡治理工程健康监测研究与分析[D].兰州:兰州理工大学,2014.  
 [10] 李京榜,朱彦鹏,叶帅华.某二级高边坡健康监测试验研究与分析[J].岩土工程学报,2018,40(增刊):129-134.  
 [11] 富海鹰,何昌荣.新型预应力锚拉式桩板墙的原型观测分析[J].岩土工程学报,2005(9):1050-1054.  
 [12] 朱彦鹏,杨奎斌,王海明,等.特殊浸水下桩基负摩阻力试验研究[J].建筑科学与工程学报,2018,35(4):105-112.

(上接第 201 页)

#### 参考文献:

[1] 孙玉科,李建国.岩质边坡稳定性的工程地质研究[J].地质科学,1965(4):330-52.  
 [2] 杨天鸿,张锋春,于庆磊,等.露天矿高陡边坡稳定性研究现状及发展趋势[J].岩土力学,2011,32(5):1437-51,72.  
 [3] SARMA S K. Stability analysis of embankments and slopes [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1979,105 (ASCE 15068):  
 [4] CHEN Z-Y, MORGENSTERN N. Extensions to the generalized method of slices for stability analysis [J]. Canadian Geotechnical Journal, 1983,20(1):104-19.  
 [5] 潘家铮.重力坝深层抗滑稳定计算的几个问题[J].水利学报,1984(7):70-2.  
 [6] 张小勇,李晓军.顺层页岩边坡稳定性离散元分析[J].地震工程学报,2017,39(5):957-62.

[7] 但路昭,邓 琴,吴振君.涛源金沙江大桥宾川岸岸坡的长期稳定性研究[J].中国农村水利水电,2017(6):146-8,57.  
 [8] 鲁志强,徐伟然.鲁地拉水库金鸡达旦河拱桥段库岸稳定性评价[J].中国农村水利水电,2017(12):170-4,9.  
 [9] 宋桂锋,杜江梅,柯 鉴,等.基于拟动力法的顺层岩质边坡稳定性极限分析[J].地震工程学报,2019,41(4):931-8.  
 [10] 王永刚,任伟中,陈 浩,等.一次二阶矩法及其在边坡可靠性分析中的应用[J].中外公路,2006(2):42-6.  
 [11] 赵寿刚,兰 雁,沈细中,等.蒙特卡罗法在土质边坡可靠性分析中的应用[J].人民黄河,2006(5):65-6,73.  
 [12] 周 进,乔明叶.基于非确定性分析法的顺层边坡抗震性研究[J].地震工程学报,2019,41(4):925-30.  
 [13] BARTON N. Review of a new shear-strength criterion for rock joints [J]. Engineering Geology, 1973,7(4):287-332.  
 [14] 谢和平,W G PARISEAU.岩石节理粗糙系数(JRC)的分形估计[J].中国科学(B辑 化学 生命科学 地学),1994(5):524-30.