

DOI: 10.11779/CJGE201510010

高路堤预应力锚索桩板墙承载特性分析

孙书伟¹, 王 卫¹, 朱本珍²

(1. 中国矿业大学(北京)资源与安全工程学院, 北京 100083; 2. 中铁西北科学研究院有限公司, 甘肃 兰州 730000)

摘要: 以昆明—曼谷国际公路 k70 路堤加固工程为背景, 采用原位测试方法, 完成了不同工况下预应力锚索桩板墙承载特性的现场试验。通过观测结构位移、土压力、桩身内力以及锚索预应力等, 系统分析了预应力锚索桩板墙的受力特性与力学行为。锚索桩板墙对高路堤的加固效果显著, 填筑初期结构位移随填土高度线性增加, 锚索施工后增速有所减缓; 初始填筑阶段, 抗滑桩变形以刚性倾斜为主, 随着锚索张拉和桩后填土不断增高桩身产生了较为明显的弯曲变形。作用在抗滑桩后的土压力大致呈三角形分布, 板后土压力大致呈抛物线型分布; 相同埋深条件下作用在抗滑桩上的土压力明显大于挡板, 原因在于相邻抗滑桩间产生了明显的土拱效应, 下部相邻抗滑桩间的土拱效应更强; 与解析解的对比结果表明, 实测最大桩后土压力与滑坡推力接近, 远小于被动土压力; 实测板后土压力与主动土压力接近, 工程设计中可选取 Rankine 主动土压力作为挡板的设计荷载, 在不利位置采取增大板厚等措施避免挡板发生破坏。采用弹性弯曲梁理论对锚索桩板墙内力计算的结果与实测结果基本一致。张拉锁定初期锚索预应力损失较大, 约为设计荷载的 10%, 后期锚索预应力逐渐趋于稳定, 锚索预应力长期损失约为设计荷载值的 12%~15%。

关键词: 预应力锚索桩板墙; 现场试验; 土拱效应; 土压力; 预应力损失

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2015)10-1818-08

作者简介: 孙书伟(1980-), 男, 副教授, 主要从事岩土边坡工程方面的教学和科研。E-mail: ssw1216@163.com。

Bearing characteristics of prestressed sheet pile wall in embankment stabilization

SUN Shu-wei¹, WANG Wei¹, ZHU Ben-zhen²

(1. Faculty of Resources and Safety Engineering, China University of Mining and Technology (Beijing), Beijing 100083, China;

2. Northwest Research Institute Co., Ltd. of CREC, Lanzhou 730000, China)

Abstract: Based on the reinforcement project of k70 embankment along Kunming-Bangkok Expressway, the bearing characteristics of prestressed sheet pile wall in embankment stabilization are studied through a series of in-situ tests. The history of pile displacement, earth pressure, bending moment and prestress of cables are measured and used to illustrate the bearing characteristics and behaviors of the structure. The measured results show that the prestressed sheet pile wall significantly increases the stability of the embankment, and that the structural displacement increases linearly with the height of embankment at the beginning of backfill and then slows down with the construction of cables. The pile flexure rather than pile rotation becomes increasingly prevalent with the increasing height of filling embankment. The distribution of earth pressures exerting against the pile is triangular and that on the face of plate is parabolic. The earth pressures against the pile are systematically larger than those of plate at the same depth, which results from arching effects. The maximum value of earth pressures of the pile is close to the thrust, while the maximum value of the plate is close to the active earth pressure. Analysis of the piles using the simple elastic analysis gives that the bending moments and displacements are close to the measured ones. The test results also indicate that the percentage of loss for cables is about 10% in the short term and 12%~15% in the long term.

Key words: prestressed sheet pile wall; in-situ test; arching effect; earth pressure; loss of prestress

0 引言

预应力锚索桩板墙是一种新型路堤支挡结构, 由抗滑桩、挡板和预应力锚索组成(图 1)。20世纪 90 年代, 中国南(宁)一昆(明)铁路首次应用预应力锚索桩板墙并取得了成功^[1]。由于该结构承载力高、组合灵活并且适用性强, 近年来, 在中国西南和华南

山区高路堤加固中得到了广泛应用^[2-4]。

预应力锚索桩板墙中抗滑桩、锚索、挡板与路堤填土之间的相互作用是一个复杂系统, 国内外研究成果较少且不成熟。李中国等^[5]对两排锚索桩板墙进行

基金项目: 国家自然科学基金项目(51574245, 41002090)

收稿日期: 2015-01-11

了原型测试, 系统分析了填土高度及锚索拉力对桩身内力的影响, 指出预应力锚索桩板墙的内力及变形受施工工况影响较大。富海鹰等^[6]通过现场观测, 分析了锚拉式桩板墙中土压力、桩身弯矩、锚索内力及填土沉降等的变化特点, 并提出了锚拉式桩板墙土压力的拟合公式。曲宏略等^[7]通过振动台试验研究了预应力锚索桩板墙的地震响应, 分析了地震作用下结构的土压力分布规律、桩身位移和锚索预应力响应特征。目前工程设计主要采用简化方法^[8-9], 将锚索视为已知力, 假定桩为弹性地基梁, 忽略桩、锚索与挡板之间的相互作用。该简化方法不能准确反映结构的真实受力特性, 在一定程度上制约了预应力锚索桩板墙的应用和发展。深入开展预应力锚索桩板墙承载特性研究对完善预应力锚索桩板墙的设计理论具有重要的指导意义和理论价值。



图1 预应力锚索桩板墙

Fig. 1 Photo of prestressed sheet pile wall

本文通过现场原位试验研究预应力锚索桩板墙加固高填方路堤的受力特性, 重点分析不同工况下结构的承载特性和受力行为, 旨在为完善预应力锚索桩板墙的设计理论提供指导。

1 试验点概况

试验点位于云南省西双版纳傣族自治州, 是国际大通道昆明至曼谷的重要组成部分, 试验段里程 k70+661~741。该区域气候属热带雨林气候, 降雨量大, 工程地质条件较为复杂, 自然斜坡坡度为 $35^\circ \sim 45^\circ$ 。勘察资料表明, 斜坡基岩主要为砂岩和泥岩, 上覆 $2.4 \sim 12.1$ m 厚的黏土层。

路基面设计标高为 994.0 m, 最大填土高度约 21m, 由于填方高度大, 支挡工程选用带 3 排预应力锚索的预应力锚索桩板墙, 工程立面图见图 2。抗滑桩长 $18 \sim 32$ m, 桩身截面为 $1.5 \text{ m} \times 1.75 \text{ m}$, 桩间距为 6.0 m; 桩后设置预制挡板, 板长 5.0 m, 厚 0.45 m, 高 1.0 m; 三排预应力锚索分别位于桩顶标高以下 4.0,

5.0 和 8.0 m 处, 每排锚索由两孔 $6\Phi 15.2$ mm 预应力锚索组成。

选取 #6 与 #7 抗滑桩所围成的加固单元为试验点, 现场照片和典型工程断面见图 3。抗滑桩悬臂段长 17 m, 锚固段长 15 m, 锚固段地层分别为老黏土、碎石土和弱风化砂岩, 桩后填土主要成分为黏土和碎石土混合体, 天然重度 $\gamma = 20.6 \text{ kN/m}^3$, 抗剪强度参数值 $c=5 \text{ kPa}$, $\varphi=32^\circ$; 预应力锚索设计荷载 900 kN, 锚固段长度均为 10 m, 锚索倾角分别为 15° , 20° 和 20° , 上排锚索总长 34 m, 中间和下排锚索总长分别为 32 和 30 m。

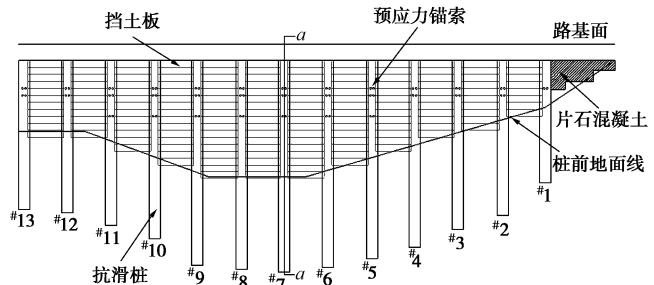


图2 试验点边坡立面图

Fig. 2 Elevation view of test embankment slope



(a) 施工照片

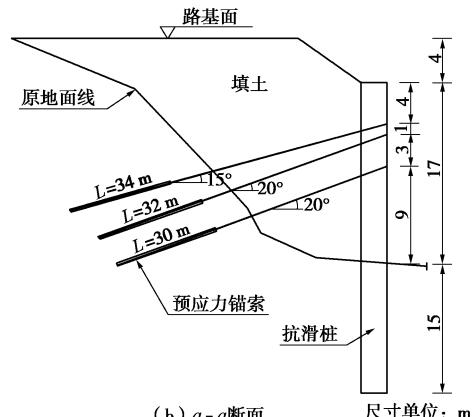


图3 工程断面

Fig. 3 Instrumented section of embankment slope

2 现场试验设计

2.1 试验方法

预应力锚索桩板墙为组合结构，其中抗滑桩为人工挖孔施工，预应力锚索为机械化钻孔施工，桩后挡板为预制式，与抗滑桩内挂式连接。

首先平整场地，其次放线、开挖、置放钢筋笼及浇注混凝土；桩身混凝土养护至设计强度后，挂板、填土；当填土高度超过下排锚索设计标高 2 m 时，进行锚索施工，包括成孔、置放钢绞线及注浆作业，待浆体达到 80% 设计强度后，对锚索施加预应力并进行锁定；锚索施工期间暂停填土，锚索施工完成后，重新开始挂板、填土，直至达到设计路基面标高。试验中桩上锚索孔位预埋外径 168 mm，内径 156 mm 钢管，确保锚索施工中直径为 140 mm 的钻头能够顺利通过，同时避免混凝土局部应力集中。

试验过程分为 7 种工况见图 4，其中 C1 工况为从开始填土至填土高度为 13 m，C2 工况为下排锚索的张拉和锁定，C3 工况为二次填土至 14 m，C4 工况为中排锚索的张拉和锁定，C5 工况为三次填土至 15 m，C6 工况为上排锚索的张拉和锁定，C7 工况为填土至设计标高。现场总工期为 115 d，各工况的起止日期以及对应工期见图 5。

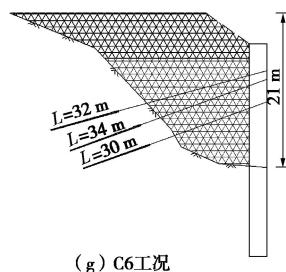
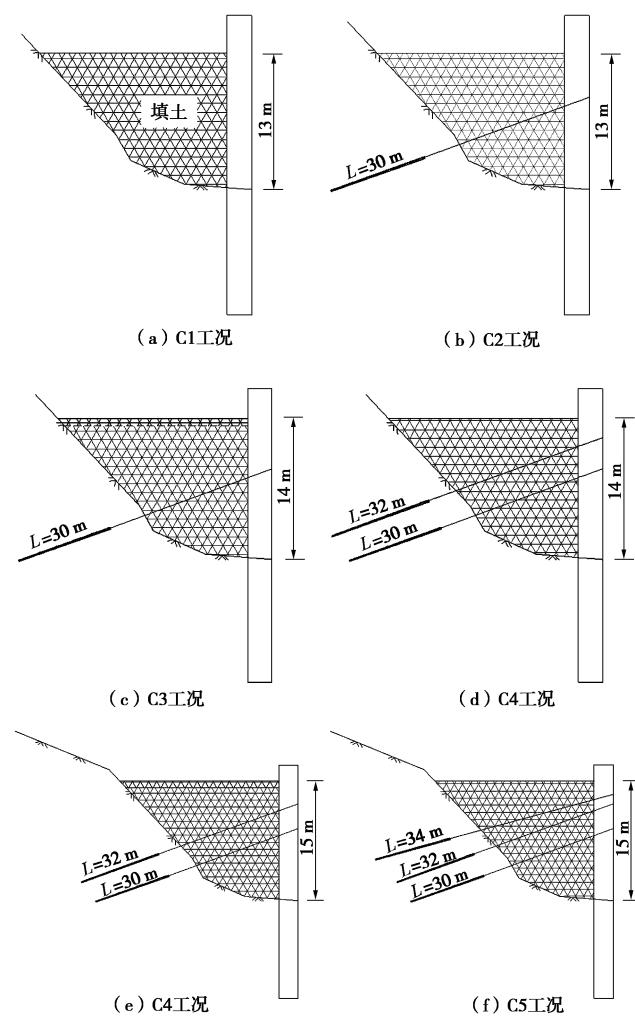


图 4 试验工况

Fig. 4 Schemes of in-situ test

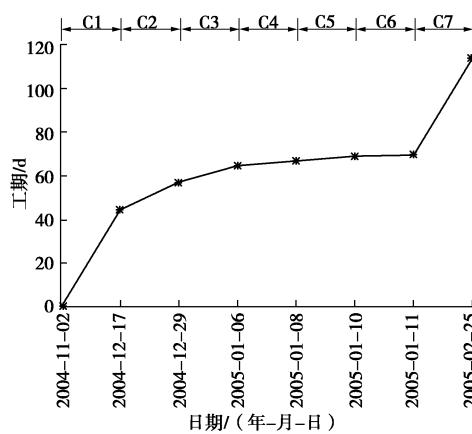


图 5 工况时间点

Fig. 5 Construction period of tests

2.2 试验方法

(1) 采用测斜仪测试抗滑桩在推力作用下的桩身位移，测斜仪布设在#7 桩体的平面中心位置（图 6），并利用全站仪对#7 桩顶部位移进行定期观测。

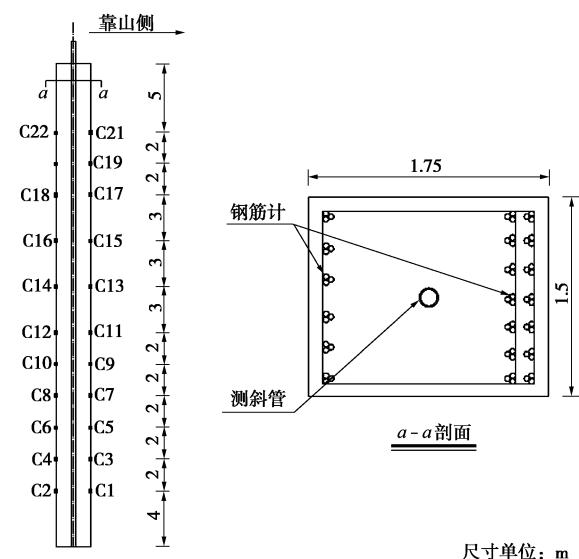


图 6 钢筋应力传感器与测斜管布设位置

Fig. 6 Monitoring points of pile

(2) 采用钢筋应力传感器测试抗滑桩的受力，钢筋应力传感器对称布置于抗滑桩的两侧，共计 22 个，测点位置和编号见图 6。试验过程中钢筋应力传感器

布设在抗滑桩的主筋上, 两端拔丝后与主筋采用套筒进行机械连接。

(3) 采用土压力计测试抗滑桩和挡板受到的推力荷载, 试验中沿深度布设 5 条土压力测试断面, 分别为 $Y=1.5, 4.5, 7.5, 10.5$ 和 13.5 m ; 板上土压力计的水平间距为 1.25 m , 测点位置如图 7 所示。

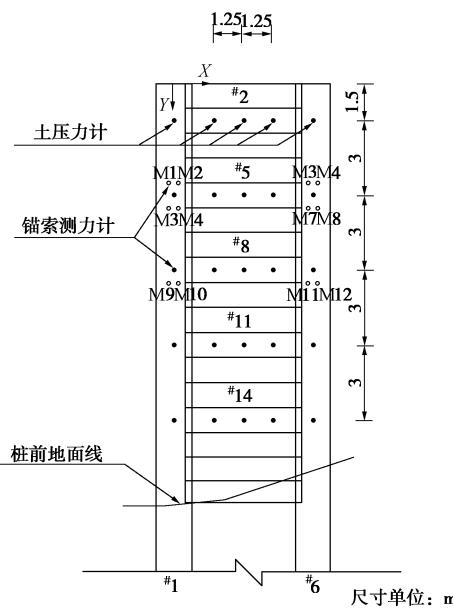


图 7 压力与锚索应力测点布置

Fig. 7 Monitoring points of cable and plate

(4) 在各锚头部位分别布设锚索应力计 $M_1 \sim M_{12}$, 共计 12 个, 用于测试试验过程中和工后锚索预应力的变化情况。

(5) 采用 ZX-12 型振弦频率检测仪进行数据采集。钢筋应力传感器读数由下式换算为钢筋截面外力荷载:

$$F = (R_1^2 - R_0^2)G \quad , \quad (1)$$

式中, R_1 为当前读数 (Hz), R_0 为零荷载读数 (Hz), G 为钢筋应力传感器的率定系数 (kN/Hz^2), F 为钢筋计截面应力的换算荷载 (kN)。

3 测试成果分析

3.1 位移观测结果

图 8 为^{#7} 桩顶位移监测曲线, S_x 为边坡倾向方向, S_y 为走向方向。由图 8 可知, 路堤填筑过程中抗滑桩沿边坡倾向方向产生了一定的倾斜变形, 整体变形量不大, 工后趋于稳定, 表明预应力锚索桩板墙对于高路堤具有良好的支撑作用。此外, 填筑阶段 S_x 随填土高度线性增加, 且增速较快, 填土高度为 11.5 m 时 (2004 年 12 月 2 日), S_x 约为 135 mm ; 随着预应力锚索施工, 增长速度有所减缓, 高路堤填筑完成后约为 160 mm 。

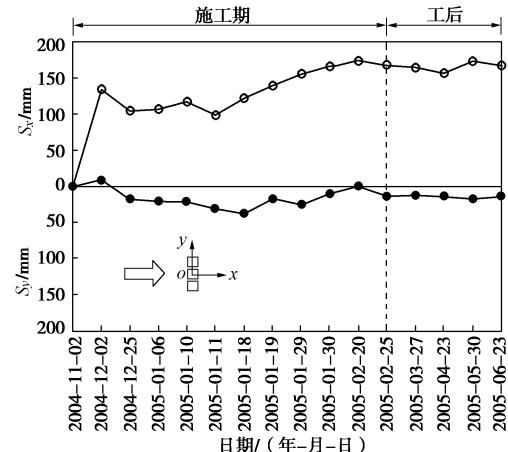


图 8 ^{#7} 桩顶位移监测曲线

Fig. 8 Measured horizontal displacements at head of pile No. 7

图 9 为^{#7} 抗滑桩深孔位移观测曲线。由图可知, 初始填筑阶段, 抗滑桩变形以刚性倾斜为主, 随着预应力锚索张拉和桩后填土的增高, 抗滑桩产生了较为明显的弯曲变形, 抗滑桩的变形深度约为 22 m , 桩身 22 m 以下位移较小。

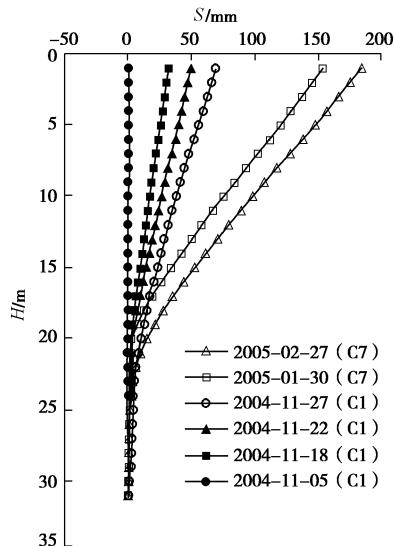


图 9 ^{#7} 桩深孔位移监测曲线

Fig. 9 Measured horizontal displacements along pile No. 7

3.2 土压力分布规律

图 10 为各测试断面土压力随时间的分布曲线, L_x 为测点距离^{#7} 桩中心线的水平距离, 纵坐标 p 为实测土压力。由图可知, 土压力随着填土高度的增加而明显增大, 一方面是由于自重应力有所增大, 另一方面填土的作用会造成下推力明显增大。此外, 相同埋深条件下作用在抗滑桩上的土压力明显大于挡板, 这种现象在埋深较大时 ($Y=13.5$) 更为显著, 表明在推力作用下相邻抗滑桩之间产生了土拱效应。

Ellis 等^[10]通过研究水平荷载下桩土的相互作用,

提出了桩间土拱效应产生的临界条件:

$$\left(\frac{s}{d}\right)_{\text{crit}} = \frac{K_p^2}{K_p - K_a} \quad (2)$$

式中 K_p, K_a 分别为 Rankine 被动和主动土压力系数^[10]; s 为桩间距; d 为桩径。

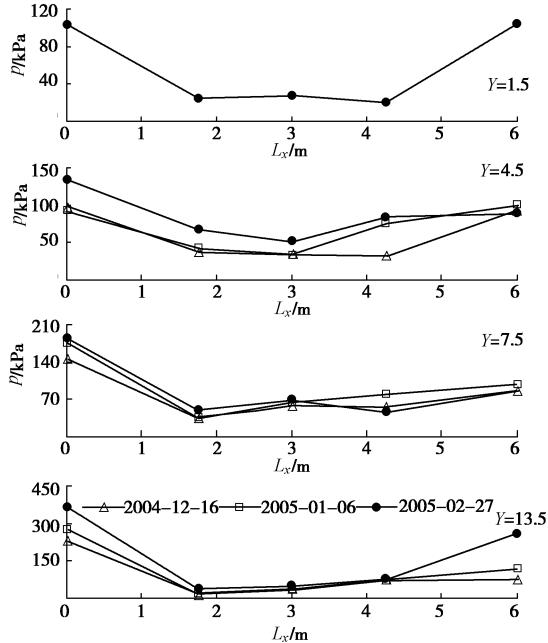


图 10 土压力分布曲线

Fig. 10 Distribution of earth pressure

本次试验中抗滑桩桩身截面为 $1.5 \text{ m} \times 1.75 \text{ m}$, 桩间距为 6 m , 等效直径为 $d=1.92 \text{ m}$ 。根据前述岩土材料参数 $K_p=3.25$, $K_a=0.31$, 可得 $(s/d)_{\text{crit}}=3.6 > (s/d)=3.1$, 说明本次设计桩间距小于临界桩间距, 故相邻抗滑桩之间将产生土拱效应, 土压力监测与理论分析结果基本一致。

设作用在桩后的土压力为 p_p , 相同埋深条件下作用在板后中点位置 ($X=3$ 断面) 土压力为 p_m , 定义 δ 为描述土拱效应的集度系数:

$$\delta = \frac{p_p}{p_m} \quad (3)$$

δ 值越高表明相邻桩间的土拱效应越强, 当 $\delta \geq 10$ 时, 抗滑桩与桩间土可视为“三维复合体”整体受力。如图 11 所示为本次试验结束时, δ 沿桩深的分布曲线。由图可知, δ 总体在 2.0 以上, 且随着埋深的增加 δ 逐渐增大, 表明下部相邻抗滑桩间的土拱效应更强。

不同时间点 #7 桩和中点位置板后实测土压力分布如图 12, 13 所示。由图 12 可知, 桩后土压力大致呈三角形分布, 工后土压力最大值为 389 kPa ; 由图 13 可知, 作用在挡板上的土压力大致呈抛物线型分布, 土压力最大值位于挡板的中下部, 约为 92 kPa 。

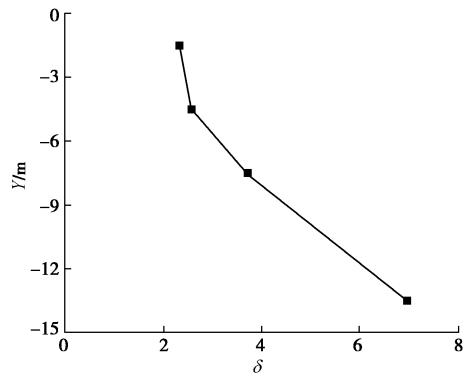


图 11 δ 分布曲线

Fig. 11 Values of δ

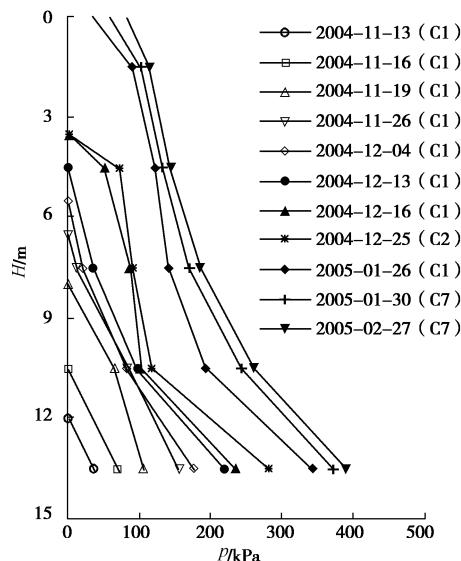


图 12 #7 桩后土压力沿埋深分布曲线

Fig. 12 Curves of measured earth pressure after pile No. 7

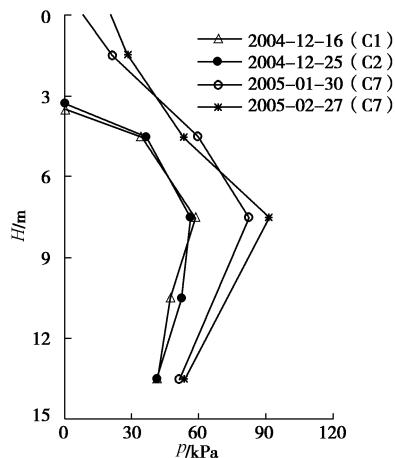


图 13 板后土压力沿埋深分布曲线($X=3$)

Fig. 13 Curves of measured earth pressure after plate ($X=3$)

为了进一步研究实测土压力与外荷载的关系, 分别将实测土压力和规范中滑坡推力^[8-9]、Rankine 土压力等^[11]进行对比分析, 计算结果如图 14 所示。图中 p_d 为滑坡推力, p_s 为最大桩后土压力, p_f 为最大板后

土压力, E_p , E_a , E_0 分别为 Rankine 被动、主动以及静止土压力。由图可知, 最大实测桩后土压力 p_s 值与滑坡推力 p_d 较为接近, 远小于被动土压力 E_p ; 最大实测板后土压力 p_f 则与主动土压力 E_a 较为接近, 工程设计中可选取 Rankine 主动土压力作为挡板的设计荷载, 同时可在不利位置采取增大板厚等措施避免板体发生破坏。

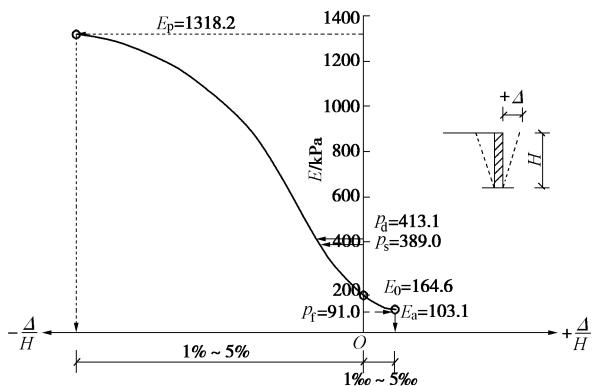


图 14 实测土压力与理论值对比

Fig. 14 Comparison between measured and calculated earth pressures

3.3 桩身弯矩分布特征

假定抗滑桩为线弹性材料, 可将抗滑桩内测点应变换算为截面弯矩, 公式如下^[12]:

$$M = \frac{(\varepsilon_{\text{up}} - \varepsilon_{\text{down}})}{D} \cdot EI \quad . \quad (4)$$

式中 ε_{up} , $\varepsilon_{\text{down}}$ 分别为抗滑桩山侧和河侧测点的应变值; D 为两侧测点的距离, 本次试验为 1.55 m; E 为弹性模量, 其值为 25×10^6 kN/m², I 为截面惯性矩, 其值为 0.67 m⁴。

图 15 为实测桩身弯矩分布曲线, 由图可知, 桩身弯矩大致呈抛物线型分布, 最大值 M_{\max} 位于 $H=20$ m 处, 桩身弯矩随路堤填筑高度的增加而逐渐增大, 工后 (2005 年 2 月 27 日) M_{\max} 为 11544.1 kN·m。

根据弹性梁弯曲理论, 利用图 9 中桩身位移监测曲线对抗滑桩的弯矩 M 和剪力 Q 进行解析求解, 公式如下^[13-14]:

$$M(z) = EI \frac{d^2 S(z)}{dz^2} \quad , \quad (5)$$

$$Q(z) = EI \frac{d^3 S(z)}{dz^3} \quad , \quad (6)$$

式中, $S(z)$ 为桩身挠度曲线方程, 其他符号意义同前。

图 16 为采用式 (5) ~ (6) 得到的#7 桩 2005 年 1 月 30 日和 2005 年 2 月 27 日的弯矩和剪力分布曲线。对比图 15 可知, 解析弯矩分布与实测弯矩分布形态较为类似, 均为抛物线型分布。工后 (2005 年 2 月 27

日) 桩身弯矩最大值 M_{\max} 约为 12000 kN·m, 略大于实测结果, 表明采用弹性梁弯曲理论进行预应力锚索桩板墙内力计算基本合理。此外, 由图 16 (c) 中桩身剪力可以看出, $H=17$ m 附近剪力值最大, 表明路堤填土依附原自然地表产生了滑动变形, 与实测结果基本一致。

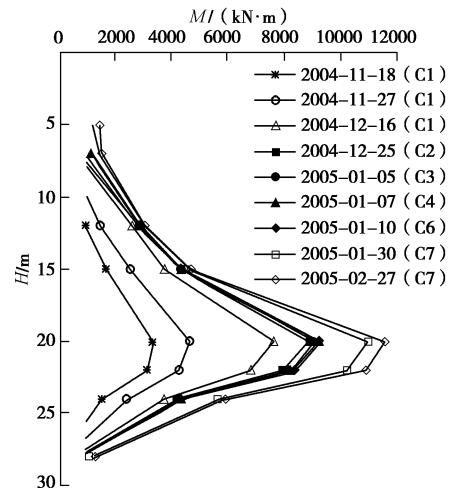
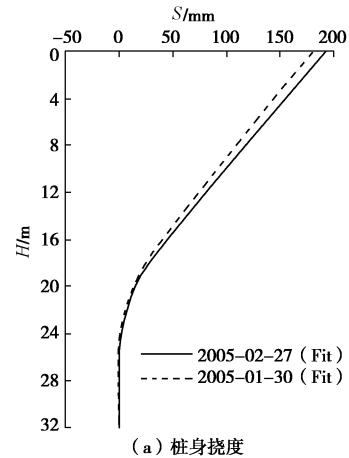
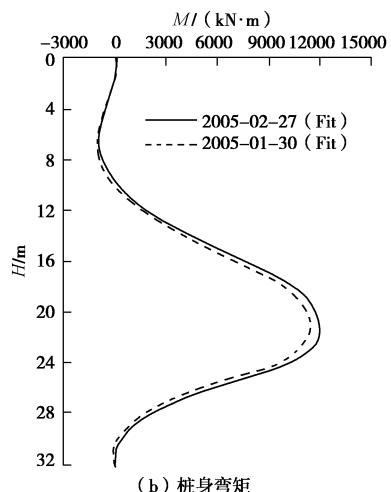


图 15 实测桩身弯矩分布曲线

Fig. 15 Curves of measured bending moment of pile No. 7



(a) 桩身挠度



(b) 桩身弯矩

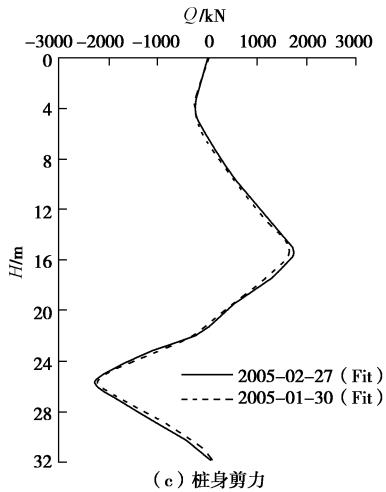


图 16 桩身内力计算结果

Fig. 16 Behaviors of pile No. 7

3.4 锚索预应力变化特征

传统边坡加固往往将锚索张拉至设计荷载，重点关注锚索预应力的长期损失。对于高路堤锚索桩板墙来说，由于路堤边坡尚未成型，这样一来，锚索在路堤填筑过程中易产生超载破坏，通常以较低荷载水平进行张拉锁定，使其在后期填筑过程中下逐渐达到设计荷载，最后进行补偿张拉。本次加固中预应力锚索的设计荷载值为 900 kN，考虑到锚索布设位置所对应的填方高度不同，所以各排锚索张拉荷载取值也有所不同，下排、中排和上排锚索的先期张拉荷载分别取 200, 300 和 400 kN。

图 17 为初始锁定后锚索预应力 T 随时间的变化曲线，M1 为上排锚索，M5 为中排锚索，M9 为下排锚索。由图可知，初始锁定后锚索测力计的测试值分别为 166.0, 237.7 和 334.4 kN，略小于相应的千斤顶张拉荷载值。随着桩后填土高度的增加，锚索预应力测试值逐渐增大，工后（2005 年 2 月 27 日）M1、M5、M9 锚索预应力测试值分别为 627.4, 585.4 和 529.6 kN，约达设计荷载的 70%，65% 和 59%。

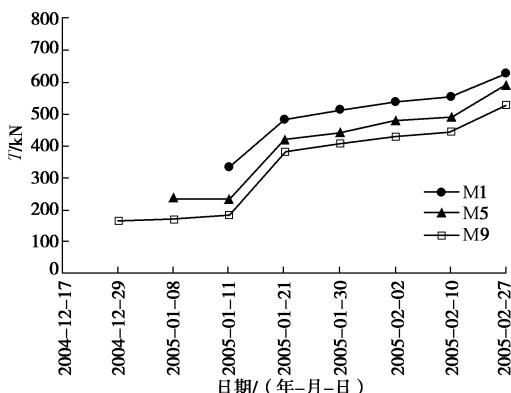


图 17 锚索预应力随时间变化曲线

Fig. 17 Evolution of cable prestress

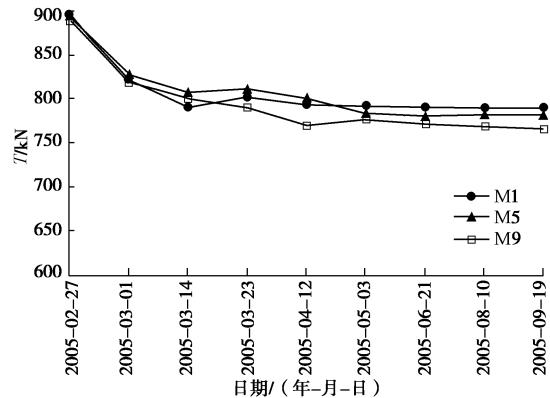


图 18 补偿张拉后锚索预应力随时间变化曲线

Fig. 18 Evolution of cable prestress after compensative tension

图 18 为锚索补偿张拉后预应力的变化曲线，由图可知张拉锁定初期锚索预应力损失较大，约为设计荷载的 10%，后期锚索预应力逐渐趋于稳定，长期损失约为设计荷载值的 12%~15%。

4 结 论

(1) 以昆明—曼谷国际公路 k70 路堤加固工程为背景，采用原位测试方法完成了不同工况下预应力锚索桩板墙承载特性的现场试验。

(2) 锚索桩板墙对高路堤的加固效果显著，填筑初期结构位移随填土高度线性增加，锚索施工后增速有所减缓；初始填筑阶段，抗滑桩变形以刚性倾斜为主，随着锚索张拉和桩后填土不断增高桩身产生了较为明显的弯曲变形。

(3) 作用在抗滑桩后的土压力大致呈三角形分布，板后土压力大致呈抛物线型分布；相同埋深条件下作用在抗滑桩上的土压力明显大于挡板，原因在于相邻抗滑桩间产生了明显的土拱效应，下部相邻抗滑桩间的土拱效应更强。实测最大桩后土压力与滑坡推力接近，远小于被动土压力；实测板后土压力与主动土压力接近，工程设计中可选取 Rankine 主动土压力作为挡板的设计荷载，在不利位置采取增大板厚等措施避免挡板发生破坏。

(4) 实测桩身弯矩呈抛物线分布，采用弹性弯曲梁理论对锚索桩板墙内力计算的结果与实测结果基本一致。此外，张拉锁定初期锚索预应力损失较大，约为设计荷载的 10%，后期锚索预应力逐渐趋于稳定，锚索预应力长期损失约为设计荷载值的 12%~15%。

参考文献：

- [1] 李海光. 新型支挡结构设计与工程实例[M]. 北京：人民交通出版社，2004. (LI Hai-guang. Design and applications of new structures [M]. Beijing: China Communications Press,

2004. (in Chinese))
- [2] 《中国公路学报》编辑部. 中国道路工程学术研究综述·2013[J]. 中国公路学报, 2013, 26(3): 1 - 36. (Editorial Department of China Journal of Highway and Transport. Review on China's road engineering research: 2013[J]. China Journal of Highway and Transport, 2013, 26(3): 1 - 36. (in Chinese))
- [3] 俞琛, 李昉. 预应力锚索桩板墙的设计原理、施工与经济分析[J]. 铁道标准设计, 2003(10): 109 - 110. (YU Chen, LI Fang. The design principle, constructive and economical analysis of pre-stressed anchors sheet-pile walls[J]. Railway Standard Design, 2003(10): 109 - 110. (in Chinese))
- [4] 陈新. 多点锚拉桩板墙的变形约束计算方法[J]. 四川联合大学学报(工程科学版), 1997, 1(5): 68 - 74. (CHEN Xin. The calculation for multi-anchored pile-plate wall with deformer restriction method [J]. Journal of Sichuan Union University (Engineering Science Edition), 1997, 1(5): 68 - 74. (in Chinese))
- [5] 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. (LI Zhong-guo, ZHAO You-ming, ZHANG Yu-fang. Field tests and analysis of sheet-pile walls with pre-stressed anchors [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, 30(5): 739 - 744. (in Chinese))
- [6] 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, 27(9): 1054 - 1050. (FU Hai-ying, HE Chang-rong. Prototype measurements of a new pre-stressed sheet-pile retaining wall[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, 27(9): 1054 - 1050. (in Chinese))
- [7] 曲宏略, 张建经, 王富江. 预应力锚索桩板墙地震响应的振动台试验研究[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(2): 313 - 320. (QU Hong-lue, ZHANG Jian-jing, WANG Fu-jiang. Seismic response of prestressed anchor sheet pile wall from shaking table tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(2): 313 - 320. (in Chinese))
- [8] JTGD30—2004 公路路基设计规范[S]. 北京: 人民交通出版社, 2004. (JTGD30—2004 Specifications for design of highway subgrade[S]. Beijing: China Communications Press, 2004. (in Chinese))
- [9] TB10025—2001 铁路路基支挡结构设计规范[S]. 北京: 中国铁道出版社, 2001. (TB10025—2001 Code for design on retaining engineering structure of railway subgrade[S]. Beijing: China Railway Publishing House, 2004. (in Chinese))
- [10] ELLIS E A, DURRANT I K, REDDISH D J. Numerical modeling of discrete pile rows for slope stability and generic guidance for design[J]. Géotechnique, 2010, 60(3): 185 - 195.
- [11] TERZAGHI K. Soil mechanics in engineering practice[M]. New York: Warren Press, 1996.
- [12] HOGNESTAD E. A study of combined bending and axial load in reinforced concrete members[R]. Urbana: University of Illinois Engineering Experiment Station, 1951.
- [13] 孙书伟, 朱本珍, 郑静. 基于极限抗力分析的微型桩群加固土质边坡设计方法[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(11): 1671 - 1677. (SUN Shu-wei, ZHU Ben-zhen, ZHENG Jing. Design method of micropile group for soil slope stabilization based on ultimate resistance of analysis[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(11): 1671 - 1677. (in Chinese))
- [14] SUN S W, ZHU B Z, WANG J C. Design method for stabilization of earth slopes with micropiles[J]. Soils and Foundations, 2013, 53(4): 487 - 497.