

典型顺层高边坡工程病害的地质力学模型试验研究

孙书伟^{1, 2}, 朱本珍², 马惠民²

(1. 铁道科学研究院, 北京 100081; 2. 中铁西北科学研究院, 甘肃 兰州 730000)

摘要:以万梁高速公路某顺层高边坡病害治理工程为背景, 采用地质力学模型试验方法, 完成了顺层高边坡有无支挡模型的对比试验。给出了顺层高边坡工程病害的相似物理模拟方法, 采用均匀毛细浸润技术模拟雨水对模型滑带材料的影响, 得到了开挖、降雨以及支挡工况下顺层高边坡工程病害的发展形态以及抗滑支挡结构的受力特点。结果表明, 在无支挡条件下坡体具有牵引式加速下滑的运动特点, 且坡面质点的运动速率比滑带质点大, 抗滑支挡结构的施加不仅限制了坡体位移, 而且使坡体呈现出了推动式的运动特点; 工后降雨会引起锚索预应力的较大损失, 对锚索抗滑桩中锚索而言, 约为设计值的10%; 对于框架锚索而言, 多次降雨会直接影响到结构的长期可靠性。

关键词:岩土工程; 顺层高边坡; 病害; 地质力学模型试验; 均匀毛细浸润技术; 预应力损失

中图分类号: U213.1

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2008)09-1349-07

作者简介: 孙书伟(1981-), 男, 河南洛阳人, 博士研究生, 主要从事边坡稳定性分析和加固方面的研究。E-mail: ssw1216@163.com。

Geomechanical model tests on slope hazards of typical high bedding rock slopes

SUN Shu-wei^{1, 2}, ZHU Ben-zhen², MA Hui-min²

(1. China Academy of Railway Sciences, Beijing 100081, China; 2. Northwest Research Institute Co., Ltd. of CREC, Lanzhou 730000, China)

Abstract: Based on the reinforcement engineering of the high bedding rock slope of Wanzhou Liangping Expressway, two models, among which one was reinforced and the other was not reinforced, were compared by geomechanical model tests. A method to simulate slope hazards of high bedding rock slope was given. During the tests, the influence of rain on slopes was simulated by the uniform capillary flooding method. The variation of displacement of slopes under excavation, rainfall and reinforcement and the variation of stress in anti-slide structures were presented. It was shown that, without anti-slide structure, the sliding mass moved in an accelerating pull type and the mass points on surface moved with a larger speed than that of the points in sliding body, but the effect of anti-slide structure could not only limit the displacement of sliding mass but also make the sliding mass moving in a push type. Rain fall caused a great loss of prestress of anchor wires. As for the anchor wires in anchor cable-pile, the percentage of loss was about 10%; repeated rain fall might have a disastrous effect on the long-term reliability of the structure with regard to the anchor wires in anchor frames.

Key words: geotechnical engineering; high bedding rock slope; hazard; geomechanical model test; uniform capillary flooding method; loss of prestress

0 引言

岩层走向和倾向与边坡走向和倾向一致的边坡称为顺层或顺倾边坡, 其余的叫反倾或斜向边坡。实际工程中, 常将边坡走向与岩层走向夹角小于 20° 、倾向接近的边坡视为顺层边坡。

在各类边坡工程中, 顺层边坡工程是十分常见的, 往往由于其顺坡向的层理结构及层间软弱夹层的存在而成为边坡工程中的重点和难点, 并成为主体工程的重要影响因素, 如重庆万梁高速公路、安徽铜黄高速公路、三峡水利工程等。许多学者对顺层边坡的变形特征、破坏机制与破坏过程进行了大量研究, 并针对

不同的岩体结构提出了边坡岩层变形破坏过程的模型, 如对于倾角较大且与岩层倾角相同的顺层开挖边坡, 提出岩层滑移弯曲拉裂的变形破坏失稳模型^[1-2]; 对于倾角比岩层倾角大的, 后缘完全被节理切断的顺层边坡, 提出了刚体滑移破坏模型^[3-4]。

顺层高边坡是万梁高速公路沿线最主要的失稳边坡类型, 主要分布在线路的孙家乡—梁平段, 尤其是安龙桥—金竹岭隧道出口蓼叶河段。全线发生变形滑

基金项目: 社会公益研究专项基金项目(2001DIB20113)

收稿日期: 2007-06-15

移的顺层高边坡 31 处, 占全线调查路堑高边坡的 39.7%。多数顺层高边坡的工程地质环境和坡体结构基本相同, 变形机制也较为类似, 其变形破坏往往表现为开挖后坡体沿一层或多层软弱夹层的顺层滑动, 形成顺层岩石滑坡。

为揭示该类高边坡工程病害在工程因素和地下水作用下的发生发展规律, 项目选取万梁高速公路具有代表性的 K49+150 顺层路堑高边坡工点进行大型地质力学模型试验研究, 采用均匀毛细浸润技术模拟雨水入渗滑带改变滑带岩土抗剪强度的现象, 从而详细研究不同降雨强度对坡体稳定性和病害程度的影响, 通过顺层高边坡有无支挡模型的对比试验, 研究了两种状态下坡体的运动形态以及支挡结构的受力特点。

1 地质力学模型试验技术

地质力学模型试验是结构模型试验的一种, 它们是采用物理模拟的方法来研究结构及地基的问题。这种物理模型必须是根据原体结构的具体情况, 按照相似理论来确定模型的各项物理量, 这样才可以通过所模拟的物理量的变化规律来推断或预测原体结构的相应物理量将出现的结果。换句话说, 即模型与原体结构 (包括基础) 之间, 必须满足相似律的要求, 故可以认为, 相似理论是模型试验的理论基础^[5]。

通常把原型和模型间相同的物理量 i 之比叫做“相似系数 C_i ”, 即

$$C_i = \frac{i_p}{i_m} \quad (1)$$

i 为任一种物理量, 下标 “P” 和 “M” 分别代表原型和模型。通常采用的 C_l , C_σ , C_ε , C_ν , C_E , C_ρ , C_γ 相应为原型和模型的几何长度、应力、应变、位移、弹性模量、泊松比、体积力、材料密度、材料重度之比例, 亦即上列各物理量的相似系数。

在进行模型试验设计时, 模型的几何比例、力学参数、荷载强度、应力、应变和位移等各项参数均需满足相似的要求, 具体如下:

应变比例尺

$$C_\varepsilon = \frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_m} = 1.0 \quad (2)$$

泊松比例尺

$$C_\nu = \frac{\mu_p}{\mu_m} = 1.0 \quad (3)$$

摩擦因数比例尺

$$C_f = \frac{f_p}{f_m} = 1.0 \quad (4)$$

满足上述要求就能确保应力 - 应变关系全过程相

似, 如为线弹性材料, 还可以推导得到以下相似关系式

$$C_\sigma = C_l \cdot C_\chi \quad (5)$$

$$C_\sigma = C_E = C_\gamma \cdot C_l \quad (6)$$

由于试验中坡体可能会沿软弱滑带发生剪切破坏, 所以对于岩土体材料而言, 其抗剪强度也应满足一定的相似比的要求, 即要求满足下列关系式:

$$C_\tau = C_c = C_\sigma \quad (7)$$

本次试验几何相似系数 $C_l = 30:1$, 为重点考虑岩体在自重应力场作用下产生滑坡推力的作用, 试验中岩体容重相似系数取 $C_\gamma = 1$, 岩体其它相似系数随之而定, 可知本次模型试验中坡体材料的相似条件为

$$C_\gamma = C_\varepsilon = C_f = C_\nu = 1 \quad (8)$$

$$C_E = C_\sigma = C_c = C_\delta = C_l = 30 \quad (9)$$

其中 C_δ 为位移相似比。

需说明的是, 抗滑桩和框架结构重度相似比为 $C_\gamma = 1.56$; 预应力锚索主要是承受拉力, 其弹性模量的影响较大, 试验中确定锚索弹性模量的相似比为 $C_E = 14.3$, 在本次试验中锚索基本上处于弹性状态, 破坏的可能性很小, 试验中对锚索来讲相当于弹性阶段的模型试验, 因此锚索材料的强度相似比可以不满足相应的相似判据。

2 试验工点概况

K49+150 边坡位于重庆市梁平县城东乡金胜村境内, 万梁高速公路的左坡。线路在该路段以路堑形式通过, 设计边坡高度为 25 m, 分为三级边坡。

出露的地层岩性主要为第四系 (Q_4^{el+dl}) 残坡积层和侏罗系中统新田沟组 (J_{2x}) 泥岩、砂岩岩组; 岩层产状为 $50^\circ \sim 60^\circ / \angle 24^\circ \sim 25^\circ$; 当地的地质构造主要是黄泥塘背斜构造, K49+150 边坡位处背斜的北东翼倾伏端, 岩层相互重叠和软硬相间接触, 破碎程度差别较大, 层间错动带或泥化夹层在坡体内非常发育, 勘察表明, 坡体中主要发育潜在的浅层和深层滑带, 浅层滑带主要依附强风化粉砂岩和粉砂质泥岩中的层间错动带发育, 埋深 7~8 m; 深层滑带依附砂岩顶面与上覆泥岩中的层间错动带发育, 平均埋深约为 15~17 m, 两层滑带的倾角均为 $21^\circ \sim 22^\circ$ 。

3 模型试验设计

3.1 原型选取

模型试验选取 K49+150 边坡 II-II 断面为原型断面 (如图 1), 图中字母分别表示: scd—上层间错动体; xcd—下层间错动体; ht—滑体; hd—滑带; hc—滑床; jc—软弱夹层; jy—基岩; I—第一次开挖范围;

II—第二次开挖范围; III—第三次开挖范围; IV—第四次开挖范围。本次模拟的原型范围为长 175 m, 高 80 m, 沿坡体纵向厚 27 m。

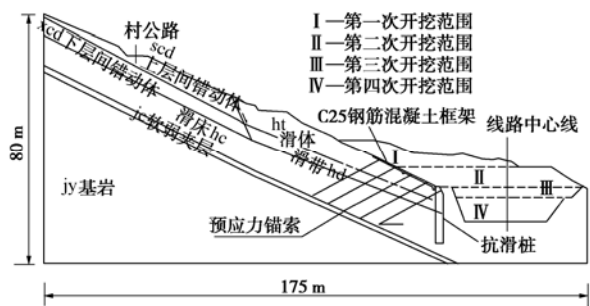


图 1 边坡原型及支挡结构布置

Fig. 1 Layout of anti-slide structure in prototype slope

3.2 相似材料

根据相似关系, 主要选用重晶石粉、石英砂、滑石粉、铁砂等相似材料配置坡体相似模型材料。坡体材料的物理力学参数如表 1 所示, 其中 γ , c , φ , E , ν 分别表示重度、黏聚力、内摩擦角、弹性模量及泊松比。

试验中模拟的抗滑支挡结构包括抗滑桩、框架地梁和锚索。桩和框架采用石膏、白水泥和白乳胶的混合浆液浇筑, 加入金属丝网以模拟钢筋笼, 混合浆液配比为石膏: 白水泥: 白乳胶: 水=72: 22: 6: 80。用主要成分为铅的金属丝模拟锚索, 锚索孔内的注浆液配比为石膏: 白乳胶: 水=89: 11: 130。桩、框架

地梁、锚索等支挡结构的原型和模型的物理力学指标如表 2 所示。 γ , E , ν , σ_c , σ_t 分别表示重度、弹性模量、泊松比、抗压强度和抗拉强度。

3.3 雨水的模拟——均匀毛细浸润技术

已有研究结果及现场调查均表明^[6-7], 雨水是坡体失稳的主要诱发因素, 试验主要考虑滑带在雨水作用下的软化效应, 因此在开挖工况后, 采用均匀毛细浸润技术模拟雨水对模型滑带材料的影响。该技术的要点是在各层滑带中相隔一定间距预埋周壁遍钻小孔(2 mm)的 $\phi 8$ PVC 管, 将一端封闭, 另一端与柔性注水管相连, 注水管从试验槽壁引出至坡体外, 试验中根据滑体的含水率差值、滑体厚度和注水管的间距确定每管的注水量。该技术不仅可以模拟不同滑带具有不同含水率的情形, 而且可以模拟雨水自上而下浸润同一滑带的全过程。

3.4 试验方法及量测系统

(1) 试验方法

试验分两个阶段, 第一阶段试验(试验一)为无支挡试验, 在不加任何支挡结构的情况下对自然边坡进行分级开挖(共 4 次), 然后进行 3 次注水工况; 第二阶段试验(试验二)在第 2 次开挖后施加抗滑支挡结构, 然后依次进行第 3, 4 次开挖, 采用与试验一相同的注水工况。两阶段试验采用相同的位移观测系统和雨水入渗系统。模型长 6 m, 高 2.7 m, 沿坡体纵向厚 1 m, 如图 2 所示。

表 1 原型坡体材料与模型材料的力学参数

Table 1 Mechanical parameters of in-situ rock mass and model materials

岩体结构	$\gamma/(\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	c/kPa	$\varphi/(^{\circ})$	E_p/MPa	ν_p	$\gamma_m/(\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	C_m/kPa	$\varphi_m/(^{\circ})$	E_m/MPa	ν_m
ht	20	80	25	100	0.30	20	2.4	23	3.5	0.30
hd	18	50	20	50	0.42	18	1.7	20	1.8	0.42
scd	19	70	22	70	0.30	19	2.5	21	2.4	0.30
xcd	19	80	22	120	0.25	19	2.5	21	3.8	0.25
jc	19	80	27	50	0.42	19	2.6	27	1.5	0.42
hc	21	100	26	240	0.25	21	3.1	25	6.9	0.25
iy	22	70	28	600	0.25	22	2.4	29	17.7	0.25

表 2 原型结构材料与模型材料力学参数

Table 2 Mechanical parameters of prototype structure and model materials

结构名称	$\gamma/(\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	E_p/MPa	ν_p	σ_{cp}/MPa	σ_{tp}/MPa	$\gamma_m/(\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	E_m/MPa	ν_m	σ_{cm}/MPa	σ_{tm}/MPa
桩	25	3×10^4	0.25	20	—	16	960	0.23	0.50	—
框架地梁	25	3×10^4	0.25	20	—	16	960	0.23	0.50	—
锚索	78	2×10^5	0.20	—	1860	72	0.14×10^5	0.30	—	32
锚体	20	1.4×10^4	0.25	15	—	16	435	0.23	0.45	—

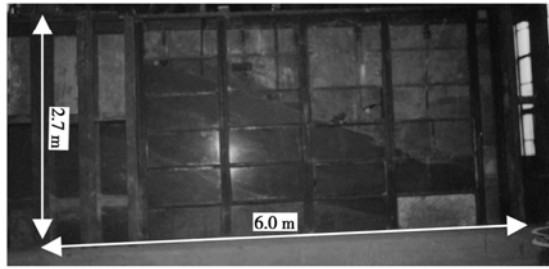


图 2 边坡模型及总体尺寸示意图

Fig. 2 Layout and size of model slope

(2) 量测系统

试验量测内容以位移为主, 测点布置如图 3、4 所示: 采用百分表量测坡体坡面位移, 主要有滑带位移 ($s_1 \sim s_9$ 测点)、坡面位移 ($p_1 \sim p_4$ 测点, ph —水平位移测点; pv —竖向位移测点); 桩 1 和桩 2 后分别布设 5 个土压力盒, 监测桩后土压力变化; 采用应力传感器监测试验中的锚索拉力, 每根桩头各布设 2 个传感器, 用 YJ-26 电阻应变仪采集数据; 采用电阻式电测应变计监测结构的内力变化, 在桩 1 和桩 2 桩身各布设 11 个应变测点, 用 YJ-26 电阻应变仪采集其数据。

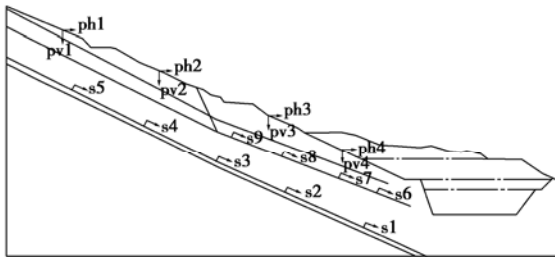


图 3 坡体模型位移测点布置

Fig. 3 Layout of displacement measuring points in model slope

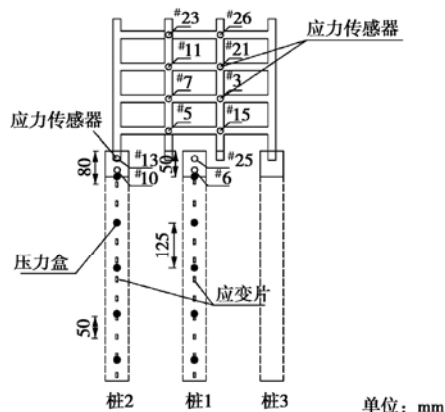


图 4 结构模型测点布置示意图

Fig. 4 Layout of measuring points in model structure

4 试验成果及分析

为了便于成果分析与应用, 以下所给出的试验成

果均已按相似系数换算至原型。

4.1 有无支挡条件下的位移特征比较

(1) 滑带测点的位移比较

图 5、6 分别是滑带上各测点在试验一和试验二两种条件下测点的位移变化曲线。

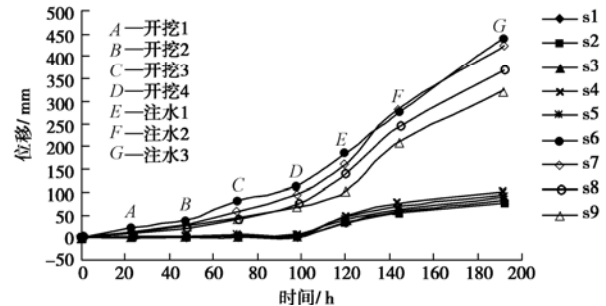


图 5 各工况末测点位移随时间的变化曲线 (无支挡)

Fig. 5 Time-displacement curves of measuring points in sliding zone without anti-slide structure

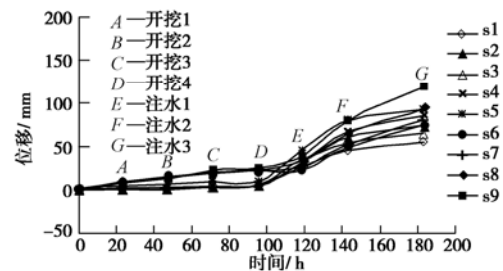


图 6 各工况末测点位移随时间的变化曲线 (有支挡)

Fig. 6 Time-displacement curves of measuring points in sliding zone with anti-slide structure

由图 5 可知:

a) 开挖对软弱夹层的影响不大, 从夹层上各测点 ($s_1 \sim s_5$) 位移比较来看, 上部测点 s_5 , s_4 比下部各测点的测试值大。

b) 在开挖 1 和开挖 2 (A 和 B) 过程中, 滑带各测点位移 ($s_6 \sim s_9$) 曲线一直是连续变化的, 增加量不大, 说明此阶段坡体仍然处于稳定状态。

c) 不加支挡开挖 3 后, 位移曲线斜率突然增大, 说明该工况后滑带位移发展较快, 且滑带前部测点 s_6 , s_7 的位移比滑带后部测点 s_8 , s_9 的位移明显偏大, 表明随开挖工况的进行, 滑体前端坡脚失去支撑后, 滑坡体具有牵引式加速下滑的破坏特点。

d) 注水工况下, 滑带和软弱夹层的位移均有显著增长。滑带测点 s_6 在注水 3 后最大位移达 441 mm, 表明开挖后如果不加支挡, 在雨水的作用下, 滑体将很快失稳; 相比开挖工况, 注水工况下软弱夹层的位移也有较大增长, 开挖 4 后测点 s_5 最大位移为 6.15 mm, 而注水 3 后其值为 94.2 mm, 表明雨水是影响该夹层稳定性的主要因素。

由图6可知:

a) 滑带位移在开挖1和开挖2中与试验一基本类似,但在施加抗滑支挡结构后,滑带位移增长明显变缓,可见支挡结构对滑体具有良好的加固效果。需要注意的是,在开挖3以后,出现了滑带后部测点s9, s8位移大于前部各测点的现象,显示坡体的变形具有推动式的特点。由此可见,抗滑支挡结构不仅限制了坡体位移,而且改变了坡体的变形趋势。

b) 对比试验一和试验二,软弱夹层的位移变化不大,由此表明,抗滑支挡结构仅对浅层滑体进行了加固,但在注水工况下坡体深层产生的位移是不容忽视的,故在实际工程中,必须加强坡体的截排水措施。

(2) 坡面各测点的位移比较

图7, 8分别是坡面上各测点在试验一条件下的位移变化曲线。

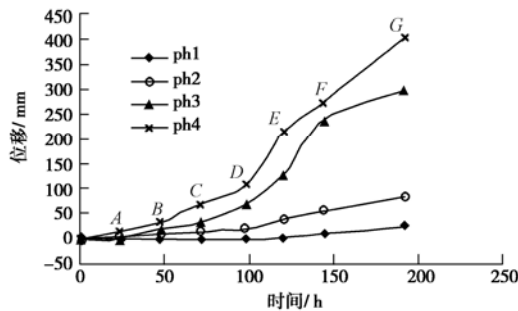


图7 坡面测点水平位移变化曲线(无支挡)

Fig. 7 Time-horizontal displacement curves of measuring points on surface of slope without anti-slide structure

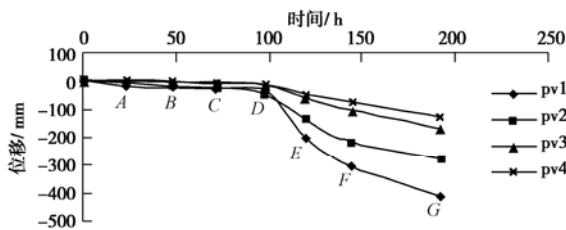


图8 坡面测点竖向位移变化曲线(无支挡)

Fig. 8 Time-vertical displacement curves of measuring points on surface of slope without anti-slide structure

由图7, 8可知:

a) 对比p1和p4的位移曲线, p1点的位移以竖向位移为主,而p4则以水平位移为主,二者位移矢量方向的不同恰恰反映了:开挖引起坡体的失稳滑移仅局限在坡体的某一区域;且滑体前部测点p4, p3的水平位移依次大于后部测点,则印证了无支挡条件下坡体具有牵引式的运动趋势的特点。

b) 比较同一断面上的坡面测点p4和滑带测点s7的位移水平分量, p4在开挖4末的水平位移ph4的测试值为107.07 mm, s7的位移水平分量为88.14 mm,

坡面测点的水平位移较滑带测点位移水平分量大,反映了该类岩体结构的坡体在滑移过程中,坡面质点的运动速率比滑带质点大。

图9, 10分别是坡面上各测点在试验二条件下的位移变化曲线。

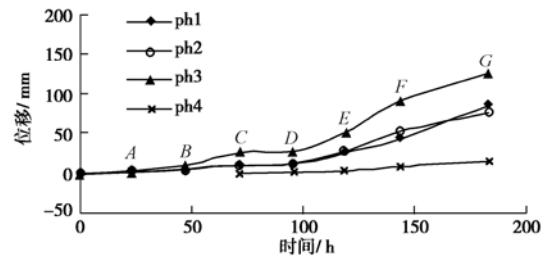


图9 坡面测点水平位移变化曲线(有支挡)

Fig. 9 Time-horizontal displacement curves of measuring points on surface of slope with anti-slide structure

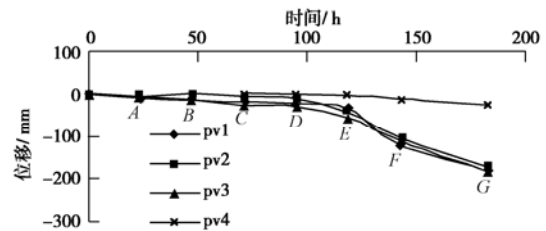


图10 坡面测点竖向位移变化曲线(有支挡)

Fig. 10 Time-vertical displacement curves of measuring points on surface of slope with anti-slide structure

由图9, 10可知:

a) 观察曲线上BC段可以看出,从施加支挡工程后到开挖3工况末,坡面位移仍有一定的增长,反观图6也有此现象,说明该过程中滑带位移也有一定的增长;观测CD段可以看出,此过程中,测点位移已不再增长。由此可知,抗滑支挡结构的作用并不是立竿见影,需一段时间后才能完全限制滑体变形的发展,而坡体在此应力场调整过程中,仍会产生一定量的位移。

b) 施加支挡结构后,各测点位移得到控制,桩前土体的开挖已对桩后影响不太,但在注水工况末(E, F, G),各测点位移仍有一定的发展,该情形与图6所表明的情形类似,都说明,无论施加支挡结构与否,雨水的作用都是不容忽视的。

4.2 支挡条件下结构受力特征

(1) 换算后的抗滑桩桩后土压力变化特征

如图11为#1桩后土压力在各工况下的分布曲线,其揭示如下规律:滑带附近(桩深7.5~8.1 m)土压力较大;在施加支挡工程后的短时间内(开挖3),桩身上部土压力比下部大,随着各工况下坡体应力场的调整,下部土压力逐渐增大,注水3后桩底土压力大

最大值。

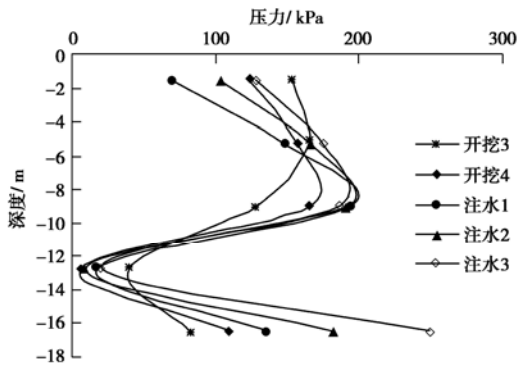


图 11 各工况下#1 桩后土压力变化曲线

Fig. 11 Depth-soil pressure curves for pile 1

(2) 换算后的桩身内力变化特征

图 12 为试验中通过监测微应变的变化换算得到的#1 桩在各工况下的桩身弯矩图,从图中可以看到:刚施加支挡结构后,弯矩值较小,随着各工况的进行,桩身弯矩逐渐增大,注水 3 后达最大。这种现象表明土压力随试验工况的进行不断作用在桩上,从而引起了结构内力的变化。此外,图中可以明显的看到开挖 4 和开挖 3 相比,桩身弯矩非常接近,说明了开挖 3 后坡体已经处于稳定状态;注水后,桩身弯矩又有了较大增加,由此表明,在进行支挡结构的设计时,必须考虑到雨水对坡体的影响会引起结构内力的变化;各工况下桩身正负弯矩基本相同,说明原设计桩身受力较为合理。

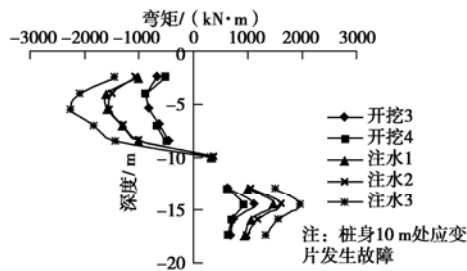


图 12 #1 桩身弯矩图

Fig. 12 Bending moment diagram of pile 1

(3) 锚索预应力变化特征

本试验重点研究了锚索抗滑桩和锚索框架两种结构形式中锚索预应力的损失,以预应力损失值与预应力设计值的比值求得各工况下预应力损失百分比,如图 13、14 分别为两种结构形式中锚索预应力损失百分比随时间的变化曲线。需说明一点,试验中在开挖 2 后施加支挡结构,在开挖 3 后调整锚索预应力达设计值,结果分析中以开挖 3 (C 点)的设计值为参考,求算各工况下预应力损失值。由图可知:

a) 开挖 4 引起的锚索预应力损失较少,框架锚索除测点 11 外,其余测点预应力损失均小于 3%,桩头

各测点锚索预应力不到 1%。

b) 曲线上 DE 段斜率突然变大,说明注水很快引起了锚索预应力的损失,至注水工况末,桩头锚索的预应力损失除测点 6 外,其余均不足 10%,且损失百分比趋于稳定;与之相比,框架锚索的预应力损失很快,注水 1 后测点 5 的预应力损失已达 35%,至注水工况末,除测点 3 外,其余锚索预应力损失均在 30%~50%,测点 5 最大,达 58.58%。

由此可见,锚索施工后降雨条件会引起锚索预应力的较大损失,这种损失对锚索抗滑桩中锚索而言,不到 10%;而对于框架锚索而言,反复降雨直接影响了结构的长期有效性,甚至会由于预应力损失过大而导致结构设计的失败。

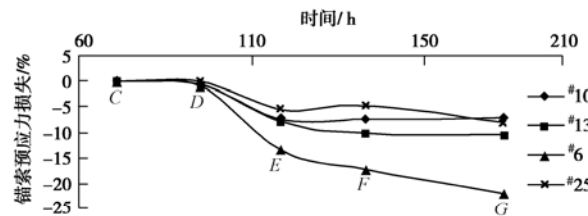


图 13 桩头锚索预应力损失随时间变化过程曲线

Fig. 13 Variation of prestress loss of anchor wires in piles with time

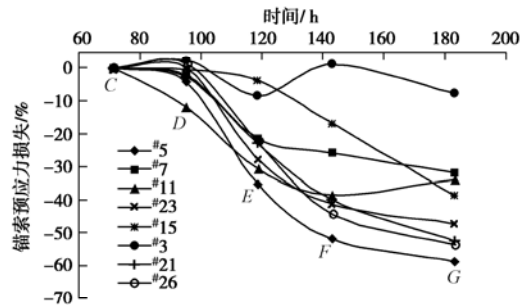


图 14 框架锚索预应力损失随时间变化过程曲线

Fig. 14 Variation of prestress loss of anchor wires in frames with time

5 结 语

选取万梁高速公路具有代表性的 k49+150 顺层路堑高边坡工点进行大型地质力学模型试验研究,采用地质力学模型试验方法,完成了顺层高边坡有无支挡模型的对比试验。给出了顺层高边坡病害的相似物理模拟方法,并引入均匀毛细浸润技术模拟研究了雨水对坡体的作用,通过对比试验,得到了开挖、降雨以及支挡工况下顺层高边坡工程病害的发展形态以及抗滑支挡结构的受力特点等规律性的结果,可供今后类似工程参考、借鉴。

参考文献:

- [1] 李云鹏, 杨治林, 王芝银. 顺层边坡岩体结构稳定性位移理论[J]. 岩石力学与工程学报, 2000, 19(6): 747 - 750. (LI Yun-peng, YANG Zhi-lin, WANG Zhi-yin. Displacement analysis of structure stability for rock mass bedding slope[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2000, 19(6): 747 - 750. (in Chinese))
- [2] LI Qiang, ZHANG Zhuo-yuan. Mechanism of buckling and creep-buckling failure of the bedding rock mass on the consequent slope[C]// Proc of the 6th Intern Congr of IAEG. Rotterdam: A A Balkema, 1990: 257 - 260
- [3] 孙广忠. 岩体结构力学[M]. 北京: 科学出版社, 1998. (SUN Guang-zhong. Rock mass structure mechanics[M]. Beijing: Science Press, 1998. (in Chinese))
- [4] WANG Z Y. Research on displacement criterion of structural deformation and failure for bedding rock slope[J]. Scientia Geological Sinica, 1998, 7(2): 217 - 224.
- [5] 周维垣, 杨若琼, 刘耀儒, 林 鹏. 高拱坝整体稳定地质力学模型试验研究[J]. 水力发电学报, 2005, 24(1): 53 - 56. (ZHOU Wei-yuan, YANG Ruo-qiong, LIU Yao-ru, LIN Peng. Research on geomechanical model of rupture tests of arch dams for their stability[J]. Journal of Hydroelectric Engineering, 2005, 24(1): 53 - 56. (in Chinese))
- [6] 宋克强, 崔中兴, 袁继国, 等. 古刘滑坡的蠕变特征及其预报分析[J]. 岩土工程学报, 1994, 16(4): 56 - 64. (SONG Ke-qiang, CUI Zhong-xing, YUAN Ji-guo. Creep characteristics analysis and prediction of guliu slide[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1994, 16(4): 56 - 64. (in Chinese))
- [7] 陈有亮, 徐 梁. 水与岩体的耦合作用及其对高边坡稳定性的影响[J]. 上海大学学报, 2000, 8(3): 273 - 277. (CHEN You-liang, XU Liang. Effect of coupling between rock mass and water and its influence upon stability of rock slope[J]. Journal of Shanghai University (Natural Science), 2000, 8(3): 273 - 277. (in Chinese))

《岩土工程学报》2009 年黄文熙讲座暨学报创刊 30 周年纪念学术报告会通知

《岩土工程学报》2009 年黄文熙讲座暨创刊 30 周年纪念学术报告会定于 2009 年 1 月 10~11 日在南京举行。

2009 年黄文熙讲座的主讲人为本刊编委会主任编委河海大学殷宗泽教授, 讲座题目为“土石坝的应力变形分析”, 讲座文稿将刊登在本刊 2009 年第 1 期, 为了更好地促进岩土工程学科的学术交流, 同时举行黄文熙讲座学术报告。

《岩土工程学报》自 1979 年创刊以来已历经 30 春秋, 在广大读者的支持和爱护下, 学报已经成为岩土工程领域具有较大影响的学术园地。在学报而立之年之际, 学报编委会研究决

定与 2009 年黄文熙讲座一并举办学术活动, 届时将邀请多名岩土工程前辈作学术报告。热烈邀请《岩土工程学报》的新老编委、广大的读者、作者和审稿人参加, 期待着《岩土工程学报》的新老朋友欢聚一堂, 共同回顾学报不平凡的历史, 展望学报美好的未来。

会议报到地点: 南京市广州路 223 号瑞迪大酒店, 会议的大致日程为 2009 年 1 月 9 日下午报到, 1 月 10 日、11 日举行学术报告会等活动。更及时具体的会议事项将届时公布在《岩土工程学报》网站 www.cgejournal.com, 敬请关注。

(本刊编辑部)