古滑坡体挖方边坡局部变形分析及二次加固方案研究

戴 伟* 刘俊佳
（同济大学建筑设计研究院（集团）有限公司，上海 200092）

摘 要 本文以山西省沁水县某大型医院古滑坡体挖方边坡为研究对象，针对其在施工期因连续强降雨诱发局部蠕滑的工程问题，开展了变形机理分析与二次加固设计研究。通过现场勘查与监测数据反分析，揭示了边坡失稳是“坡脚开挖卸荷”与“降雨入渗软化”共同作用的结果，并确定了浅层滑移面位于碎石土与基岩界面。研究表明，原“坡脚锚索抗滑桩+放坡+锚杆框架梁”支护体系因桩前开挖导致抗力不足。在此基础上，提出了以“固脚强腰”为核心的分级支护二次加固方案，即在坡脚与坡腰分级补设桩，使其与原结构协同工作。数值模拟结果表明，加固后边坡安全系数提升至1.36，变形得到有效控制。本工程的成功处置为类似古滑坡体上的边坡工程提供了从险情识别、机理分析到协同加固的完整经验。

关键词 古滑坡体，挖方边坡，二次加固，固脚强腰，分级支护
中图分类号：U419.3 **文献标志码**：A **DOI**：10.15935/j.cnki.jggcs.202604.0022

Deformation Analysis and Secondary Reinforcement of an Excavated Slope on a Reactivated Ancient Landslide

DAI Wei* LIU Junjia
（Tongji Architectural Design (Group) Co., Ltd, Shanghai 200092, China）

Abstract This paper focuses on an excavation slope located on an ancient landslide body for a hospital project in Qinshui County, Shanxi Province. The study addresses the engineering challenge of local creep sliding induced by continuous heavy rainfall during the construction period. Through field investigation and back-analysis of monitoring data, the slope failure mechanism was identified as a combined effect of excavation unloading at the toe and rainfall infiltration softening, with the shallow slip surface determined at the interface between residual soil and bedrock. The original support system, which combined toe piles, grading, and anchor frame beams, was found insufficient due to the loss of passive resistance after toe excavation. A secondary reinforcement scheme centered on the "strengthening the toe and waist" concept was subsequently proposed, involving the implementation of additional anti-slide piles at the slope toe and mid-slope to work in concert with the existing structures. Numerical simulation results demonstrate that the safety factor of the reinforced slope increased to 1.36, with deformations effectively controlled. The successful treatment of this case offers a valuable reference for similar slope engineering projects on ancient landslide bodies, encompassing hazard identification, mechanism analysis, and synergistic reinforcement.

Keywords ancient landslide body, excavation slope, secondary reinforcement, strengthening the toe and waist, hierarchical support

收稿日期：2025-09-11

* **联系作者**：戴 伟，男，高级工程师，研究方向：桥梁工程设计、结构工程设计。E-mail：7815169@qq.com。

0　引　言

我国中西部山区地质环境复杂，古滑坡体分布广泛。随着山区基础设施建设的不断深入，工程扰动导致边坡变形失稳的问题日益突出。国内学者已开展大量研究，但当前研究与实践仍存在一些难点：首先，对于在复杂地层中，开挖卸荷与连续强降雨共同作用下，古滑坡体局部复活的具体演化过程与机理，仍需结合具体案例进行精细研究。其次，当初次支护后边坡出现显著变形时，如何在紧急抢险后，基于详尽的监测数据与反分析，设计出与既有支护结构协同工作的二次加固方案，体现出一定经济性，是工程成败的关键。类似工程的案例及文献对既有支护体系失效后，利用剩余抗力二次加固，与既有结构协同受力的相关研究较少，陈秀清等[1]以兰州某边坡治理工程为例，开展了抗滑桩二次加固措施研究，为二次加固设计提供了有益借鉴，但针对“锚索已破坏、桩体已变形”的复杂工况下的协同受力设计，仍需更多工程案例支撑。

本研究以山西省沁水县某大型医院工程为背景，针对其挖方边坡在施工期因降雨诱发局部蠕滑的险情，系统开展以下工作：①结合地质勘察、现场监测与反分析，深入揭示该边坡的变形发展过程与滑坡成因机理；②定量评估初次支护体系的失效原因与剩余抗力；③在此基础上，研究并提出一种以“固脚强腰”为核心、与原有支护结构协同受力的分级支护二次加固方案，并通过数值模拟验证其有效性，可以为同类复杂工况下的边坡处治提供借鉴。

1　工程概况

背景工程位于山西省沁水县，地处太行、太岳、中条三大山系之间，地质条件复杂。区内广泛出露二叠系、三叠系软硬相间的泥岩、页岩、砂岩互层及第四系粉土、粉质黏土[2]。山高坡陡、水系发育的地形特征，形成了多处不稳定斜坡，在降雨、工程开挖等作用下易发生崩滑灾害。工程场地毗邻一特大型深层古滑坡体。该古滑坡体平面呈面向县河的“圈椅状”，具有“双沟同源”的典型特征（图 1）。古滑坡体前缘高程为 820 m，后缘高程为 1 016 m，东西宽 400 m，南北长 700 m，面积约 32 万 m^2，平均厚度为 50 m，体积约 1 600 万 m^3，目前整体处于稳定状态。

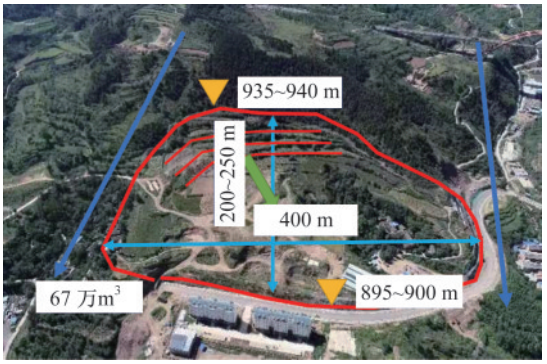


图 1　古滑坡体全貌

Fig.1　Overview of the ancient landslide

项目建于古滑坡体中部，因受到现状山体及用地的制约，挖方形成高约 34 m（高程为 895 m—929 m）的工程边坡，原设计采用坡脚锚索抗滑桩+放坡+锚杆框架梁+绿化植草的四级支护形式。施工期间（3—5 月）遭遇连续强降雨，监测数据显示坡顶水平位移持续增大，边坡出现局部蠕滑迹象。该蠕滑段呈扇形，东西长约 110 m，南北宽约 86 m，面积约 6 500 m^2，堆积厚度为 3~20 m，体积约 13 万 m^3，属于古滑坡体后缘的浅层滑移，即古滑坡体的“局部复活”（图 2）。

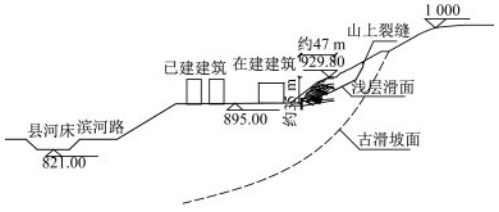


图 2　古滑坡体浅层滑坡

Fig.2　Shallow landslide in the ancient landslide body

2　滑坡成因分析

2.1　原支护方案概述

现状山体地面标高为 900~990 m，现状山体自然斜率为 1∶1.7，地面设计标高为 893~895 m。采用坡脚支挡+放坡的形式，边坡最大开挖高度为 31.5 m。原方案采用四级支护，由下至上分别为：

第一级，挖方坡脚支挡结构为桩锚挡墙。

第二级，1∶0.5 放坡段采用钢筋混凝土面板墙支护，设预应力锚索。

第三级，1∶0.75 放坡段采用锚索框架梁。

第四级，1∶1 放坡段采用锚索框架梁。

每级边坡坡高为 8 m，设 2 m 宽平台，平台处设置排水边沟，边坡坡顶水平距离大于 5 m 外设截洪沟（图 3）。



图3 边坡原支护方案全貌

Fig.3 Layout of the original support scheme for the slope

2.2 边坡病害演化过程调查

边坡支护结构于2023年3月20日完成主体施工，其后经历了明显的病害演化过程：

（1）初始变形阶段（3月20日—4月18日）。3月22日，部分桩顶位移由10 mm急剧增至100 mm，显示坡体应力状态发生显著变化。随后至4月18日期间，变形速率逐步降低，坡面未见明显裂缝，表明坡体进入应力调整的相对平衡期。

（2）病害发展阶段（4月19日—4月30日）。此阶段遭遇连续暴雨，抗滑桩变形重新活跃。4月20日监测显示桩顶最大位移达180 mm，同时抗滑桩冠梁与截水沟间出现裂缝，坡顶开口线后方40 m处发育宽约20 cm的纵向裂缝。4月27日，坡面喷混凝土出现鼓胀裂缝，截洪渠结构产生斜向裂缝，显示坡体变形已向多部位扩展。4月30日实施的坡脚局部回填虽使回填区变形得到控制，但未回填区变形仍在加速发展。

（3）险情加剧阶段（5月4日—5月9日）。边坡区域再遭暴雨侵袭，病害进一步恶化。坡顶裂缝持续扩展，框架梁发生剪切破坏，抗滑桩桩顶最大位移增至300 mm，表明支护体系已接近承载极限。

（4）应急控制阶段（5月10日后）。5月10日实施抗滑桩前全面回填反压后，桩顶变形迅速趋于稳定，坡顶裂缝停止扩展，证明坡脚反压措施有效抑制了变形发展，坡体进入暂时稳定状态。

2.3 边坡监测分析

为全面掌握边坡变形特征，在坡体关键位置布设了监测点，监测系统覆盖第三级边坡坡顶锚索框架梁顶部（PW）、二级面板墙（M）、坡脚抗滑桩桩顶（W）以及深层水平位移监测点（CX）等部位，形成了完整的变形监测网络（图4）。



图4 边坡测点分布图

Fig.4 Layout of slope monitoring points

2.3.1 变形时空演化特征

监测数据显示，边坡随着施工进展表现出明显的变形状态。抗滑桩桩前被动区开挖后，W12—W14测点迅速达到10 cm的位移控制值，其中W13测点处逐渐发展为变形量与变形速率最大的区域（图5），表明该区域应力集中效应显著。

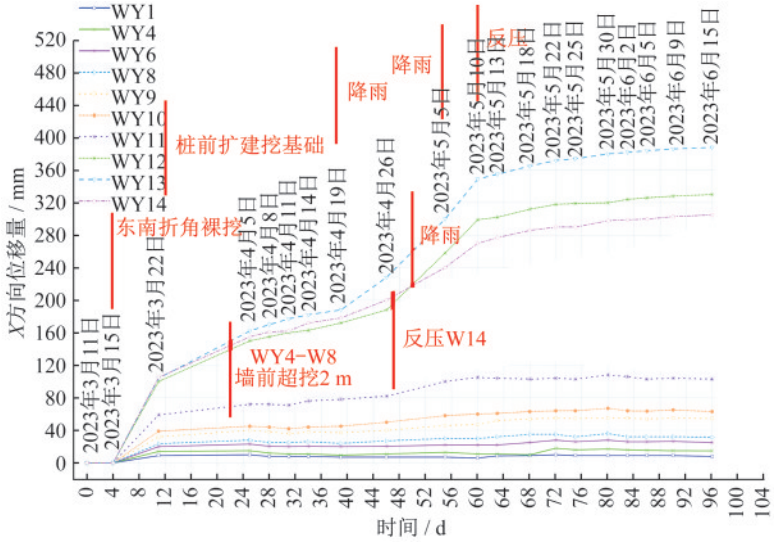


图5 抗滑桩桩顶变形趋势

Fig.5 Time history of pile top displacement for anti-slide piles

值得关注的是，坡顶沉降变形与抗滑桩最大变形几乎处于同一位置，但二者变形特征存在差异：坡顶水平变形最大点 PW10 与抗滑桩最大变形点 W13 并不重合（图 6），且坡顶变形速率显著大于抗滑桩的变形速率，对降雨响应的敏感性也更为明显。

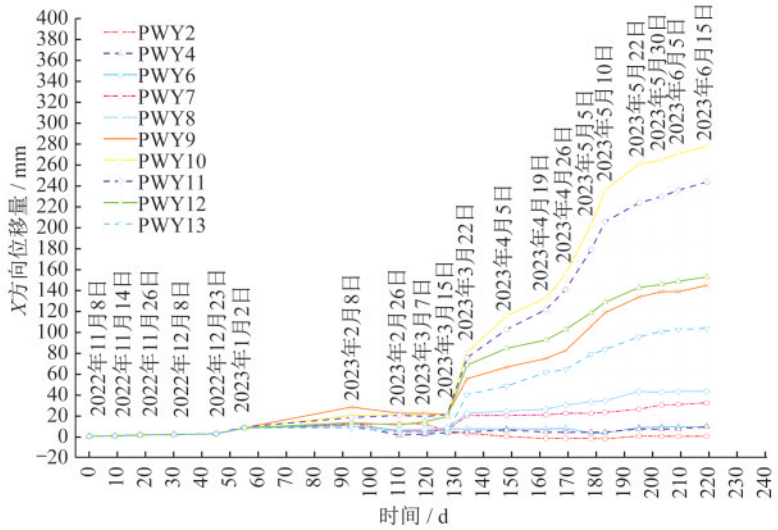


图 6　坡顶水平变形趋势图

Fig.6　Time history of horizontal displacement at the slope top

从变形量值来看，坡顶沉降最大达 170 mm（PW11），水平变形最大达 280 mm（PW10）；而抗滑桩桩顶最大水平变形达 390 mm（W13），变形速率最高达 8.1 mm/d，反映出坡体正处于活跃变形阶段（图 7）。

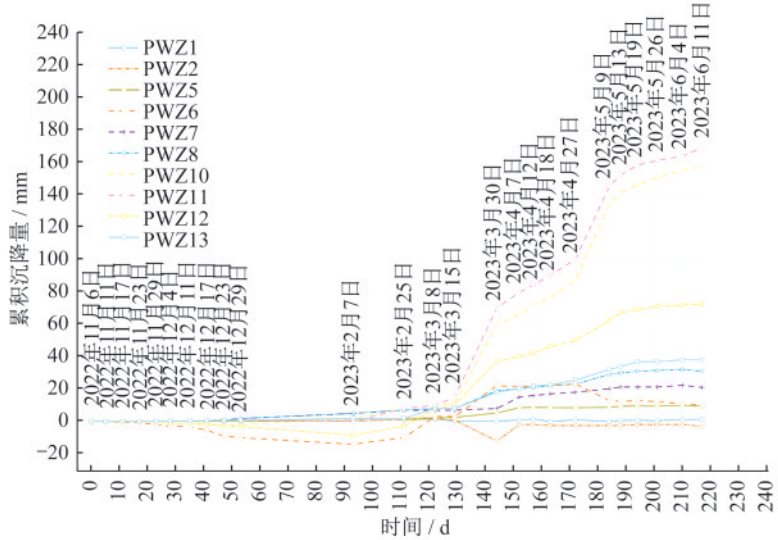


图 7　坡顶沉降变形趋势图

Fig.7　Time history of settlement displacement at the slope top

2.3.2　变形剧变成因分析

结合施工过程与降雨条件，边坡经历了两次明显的变形加速过程：

第一次变形加速（2023 年 3 月 15 日—22 日）发生于桩前土体开挖期间。此阶段桩板墙顶水平与竖向变形急剧增加，坡顶变形量约为桩顶变形的 50%。这一现象主要源于桩前土体被挖除后，坡脚支撑力削弱，引起应力重分布，侧向土压力完全由桩板墙承担，导致支护结构通过变形调整内力。由于变形后期呈现收敛趋势且未出现明显裂缝，判断此时边坡处于基本稳定状态（安全系数取 1.05）。

第二次变形加速(2023年4月19日—5月10日)与连续强降雨及冰雪消融过程同步发生。此阶段已完成的支护结构与地表出现大量裂缝,表明坡体已发生局部蠕滑。降雨入渗软化了潜在滑动面上下的土体,显著降低了滑带土抗剪强度,使得支挡结构抗力不足以平衡下滑力,导致坡体进入蠕滑状态(安全系数降至0.95~1.0)。

2.3.3 应急处治效果验证

5月10日实施坡脚反压与裂缝封闭后,坡体变形速率快速衰减并趋于稳定。尽管后续仍经历多次降雨,但变形持续收敛的态势表明应急措施有效提升了坡体稳定性,使其恢复至基本稳定状态(安全系数取1.05)。

2.3.4 锚索轴力响应特征

锚索轴力监测结果(2023年3月5日—5月6日)揭示了支护体系的内力演化过程(表1)。桩前土开挖前,锚索轴力均小于设计值;开挖完成后,轴力普遍增大,其中位于最大变形区的MS06测点处轴力骤增至780 kN(设计值的2.2倍),随后急剧下降至195 kN,表明该处锚索已发生锚固破坏。这一现象与桩顶位移突变相互印证,反映了支护体系的渐进失效过程。

表1 锚索轴力监测结果

Table 1 Monitoring results of anchor cable axial forces

监测点号	锚索轴力/kN (2023.3.5)	锚索轴力/kN (2023.3.24)	锚索轴力/kN (2023.4.2)	锚索轴力/kN (2023.5.3)	锚索轴力/kN (2023.5.6)	计算值/kN
MS01	93.72	148.30	152.68	170.55	189.33	243
MS02	107.21	239.06	247.32	287.65	129.63	351
MS03	91.55	236.56	246.60	292.50	310.68	351
MS04	110.16	—	—	—	—	351
MS05	88.19	355.22	399.72	460.16	514.93	351
MS06	131.73	390.10	465.08	780.20	194.93	351
MS07	98.99	—	—	—	—	351

2.3.5 深层变形特征

布置于边坡开口线处的深层位移监测点显示,土体深层水平位移呈波浪形分布,最大位移量约45 mm(图8)。这一特征表明坡体变形受到锚索锚固作用的约束,同时也反映出滑动面正在逐步贯通的形成过程。

2.4 局部滑坡成因分析

综合工程勘察、施工过程与监测数据,该古滑坡体后缘发生局部复活的根本成因可归结为地质基础、工程扰动与降雨触发三者的耦合作用,其演化呈现典型的渐进式特征[3]。

首先,古滑坡体内部由松散堆积的碎石土与下伏碎裂砂岩构成,二者界面即为一个天然的软弱带。同时,边坡中下部存在砂泥岩互层的顺倾地层,其层面与岩性差异界面在空间上构成了潜在的次级滑移面。这些先存的结构面为滑坡的发育提供了明确的几何边界与优势路径。

其次,在古滑坡体中部进行挖方,形成了高约34 m的临空面,其直接后果是:① 显著削弱了坡体前缘的天然阻滑力;② 引起坡体应力重分布,

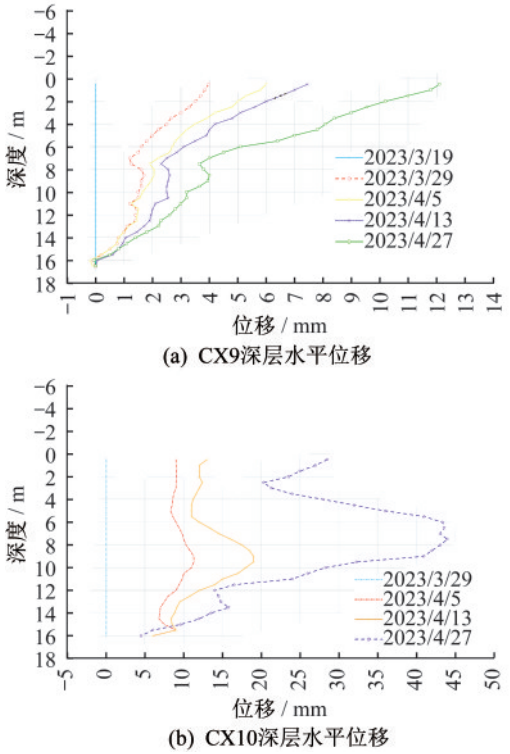


图8 土体深层水平位移图

Fig.8 Depth displacement profile of subsoil horizontal movement

在坡脚及潜在滑面附近产生应力集中，促使原有闭合的微裂隙张开、扩展。监测数据表明，桩前土体开挖直接导致了抗滑桩位移的第一次剧增，这证实了工程扰动对稳定性的决定性影响[4-5]。

最终，降雨入渗通过两条路径加剧滑体的不稳定性：① 软化效应：大量雨水下渗至潜在滑面（碎石土与基岩界面），使作为滑带的铝土质泥岩发生泥化，其黏聚力与内摩擦角显著降低，抗剪强度急剧丧失；② 加荷效应：入渗雨水增加滑体土体重度，并在潜在滑面附近产生暂态孔隙水压力，从而增大了下滑力。这也解释了为何在4月至5月的强降雨期间，坡体变形会出现第二次，呈现为更具破坏性的剧增[6]。

综上所述，本次局部滑坡的成因是：在工程开挖形成临空面这一人为创造的边界条件下，降雨入渗激活了古滑坡体内固有的软弱地质结构面，最终在抗力最薄弱的古滑坡体后缘浅部发生了以牵引式渐进型破坏为特征的滑移[7]。

2.5　滑坡范围及潜在滑移面的确定

根据现场实地调查，记录坡顶贯穿裂缝勘查地质情况判断滑移面、坡顶深层水平位移监测剪出口。浅层滑坡滑面起点位置根据裂缝位置确定，滑面剪出口位置根据桩板墙顶深层水平位移监测变形曲线确定，滑体厚度根据坡顶深层水平位移监测变形曲线及勘察揭露地层资料确定[8]。

滑面主要是根据勘察坡体地层中混合土与基岩界面及深层变形监测深度曲线结果结合现场调查裂缝位置确定的。据此确定的滑坡滑面位于第①层碎石类混合土与第②层碎裂结构砂岩地层界面交界处。滑带厚度约3 m（即图9所示滑坡上、下1.5 m），最小埋深3 m，最大埋深近20 m，岩性以褐红色粉末状铝土质泥岩夹杂少量破碎砂岩块为主。滑床主要为碎裂结构砂岩，褐灰色。勘探结果显示坡体上部砂泥岩地层不连续，个别钻孔出现土岩倒置，厚层砂泥岩下见有中粗砂层（深度50余米），砂层位于平场标高895 m以下近40 m；砂层以下的地层连续性较好，表明抗滑桩桩前地面以下40 m可能为古滑坡面。边坡现状滑动面远高于古滑坡滑动面；场地现阶段的边坡问题实际为古滑坡上堆积体边坡的稳定问题，是古滑坡的浅部、局部复活。

根据裂缝扩展的范围以及抗滑桩变形的区域，确定浅层滑坡的平面范围为东西长约110 m，南北宽86 m。

在确定潜在滑移面后，为获取可靠的滑带土强度参数用于加固设计，本研究采用了基于边坡稳定性状态的反分析方法。其核心在于，黏聚力（c）与内摩擦角（φ）并非独立变量，而是在摩尔-库仑强度准则框架下高度相关、相互耦合的一对参数。

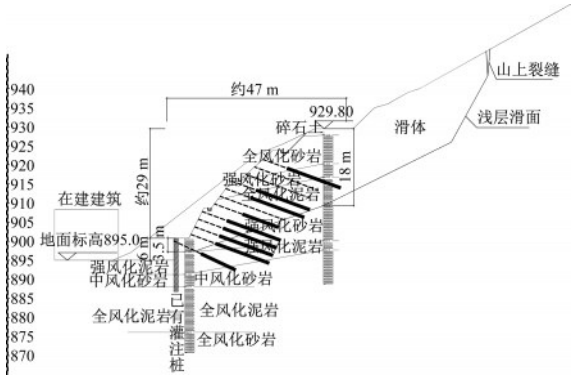


图9　滑坡剖面图

Fig.9　Landslide profile

基于反演安全系数边界的边坡状态建立联立方程：

工况一（基本组合）：对应于2023年3月坡脚开挖后、降雨前的边坡基本稳定状态（安全系数K_1=1.05）。此时，边坡荷载主要为自重与工程开挖形成的临空面。

工况二（特殊组合）：对应于2023年5月连续强降雨后、坡脚反压前的边坡失稳蠕滑状态（安全系数K_2=0.98~1.0）。此工况在基本荷载基础上，增加了降雨入渗导致滑带土饱和、孔隙水压力升高的特殊荷载[9]。

通过极限平衡法[10]（如简化Bishop法或Janbu法），分别建立上述两种工况下的平衡方程。两个方程联立，构成一个二元方程组，从而可以解出一组能够同时满足两种极限状态的c、φ值（即c=12 kPa，φ=20°）。滑坡中轴线处剩余下滑力最大为2 700 kN/m。

3　二次加固方案研究

3.1　现有支护体系效应评估

在采取桩板墙前土体反压措施后，坡体的受力体系得以重新调整。此时，下滑力主要由两部分抗力共同平衡：一是桩前反压土体产生的被动

土压力，二是二级边坡护面墙中四道锚索所提供的抗拔力。根据边坡稳定性分析结果，在此工况下边坡处于基本稳定状态，其安全系数为1.05。

值得关注的是，监测数据显示桩板墙的位移量显著大于坡顶坡肩位移，这一变形特征表明坡体已发生蠕滑变形，且其变形机制属于典型的牵引式破坏模式。

现有支护体系可归纳为坡脚反压土体、坡脚抗滑桩以及第二级边坡锚索三个主要组成部分（图10）。

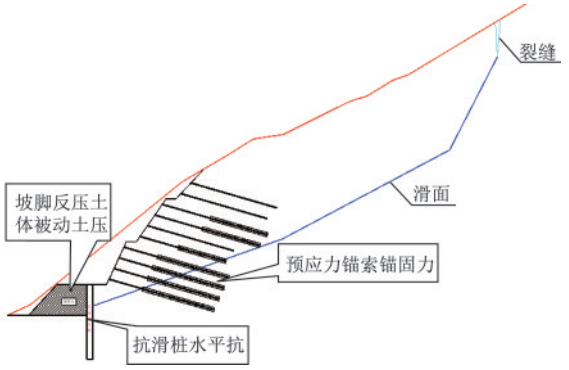


图10 滑坡治理前现有抗力分析

Fig.10 Analysis of existing resistance forces before landslide treatment

通过对各组成部分的抗力机制进行分析可知：反压土体通过基底摩擦作用提供抗力，根据其几何尺寸（顶宽6 m，高6 m，坡度1∶1）和物理参数（γ=20.5 kN/m^3，φ=25°，基底摩擦系数为0.4），计算得出其提供的抗力为442 kN。坡脚抗滑桩依据桩身抗剪强度提供抗力，基于桩体尺寸（直径1.2 m，间距3.0 m）和配筋条件（配筋率1.52%），确定其水平抗力为400 kN/m。预应力锚索则通过其在滑动面以下的锚固段提供锚固力，综合考虑强风化岩体与碎石类混合土中的侧阻力特性，计算其贡献的抗力。

综合分析计算表明，现有支护体系提供的总抗滑力为933 kN。

3.2 “固脚强腰”的分级支护方案[11-12]

基于边坡稳定性分析，确定滑坡体的剩余下滑力为2 700 kN/m。在加固方案设计中，采用保守原则，将现有支护结构的抗力作为安全储备，不考虑其贡献。按每3 m条带计算，设计抗滑力需达到8 121 kN。

遵循“固脚强腰”的支护理念，提出了分级支护方案：

在坡脚位置设置直径1.5 m、间距3 m的锚索抗滑桩，通过增强桩体抗剪能力（计算抗剪能力4 094 kN）强化坡脚稳定性（表2）。在坡顶区域布置两道直径1.2 m、间距3 m的锚索抗滑桩，形成中部加强带（单桩抗剪能力为2 602 kN）。

表2 锚索验算结果

Table 2 Verification results of anchor cables

锚索	深度z/m	轴力最大值 F/kN	锚索强度 R_t/kN	抗拔强度(岩土与锚固体) R_e/kN	抗拔强度(钢筋与砂浆) R_c/kN	验算
1	0.70	460.00	760.91	679.67	3 016.58	满足要求 (67.68 %)
2	0.75	460.00	760.91	679.67	3 016.58	满足要求 (67.68 %)
3	0.00	460.00	760.91	679.67	3 016.58	满足要求 (67.68 %)

经结构验算，该分级支护体系的总抗滑能力（9 298 kN）大于下滑力（8 121 kN），且坡脚抗滑桩的抗剪能力满足大于下滑力一半（4 060.5 kN）的分配要求，方案合理可行。

具体实施方案包括：在原有抗滑桩前补打直径1.5 m、长度16 m的抗滑桩，通过扩大冠梁尺寸并与二级边坡面板墙连接，形成整体受力体系；同时在边坡开口线外的滑坡体中部设置直径1.2 m、长度35 m的抗滑桩，采用非对称配筋设计以适应受力特点。

采用MIDAS GTS和库仑软件对加固后边坡进行稳定性验证（图11、图12），计算得到安全系数为1.36，满足规范要求的1.35。抗滑桩的变形分析表明，坡脚桩最大变形26.2 mm，坡顶桩最大变形为27.8 mm，均小于控制值；锚索受力均在允许范围内，支护体系各构件工作状态良好。

从抗滑桩的位移图图13、图14可以看出，坡底的抗滑桩变形主要在桩顶，由于直接承受滑坡体的推力，近似呈现悬臂状态，最大变形26.2 mm<100 mm，满足要求。经计算桩顶锚索计算轴力为460 kN，锚杆抗拉力为760 kN，抗拔力为680 kN，满足要求。

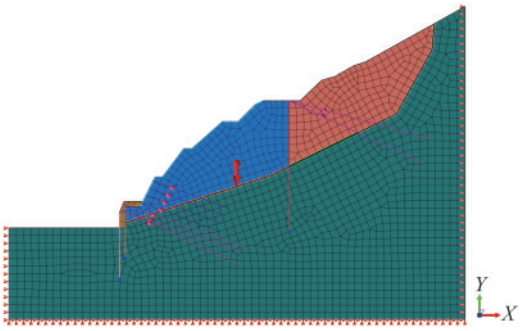


图 11　滑坡治理数值模型

Fig.11　Numerical model for landslide remediation

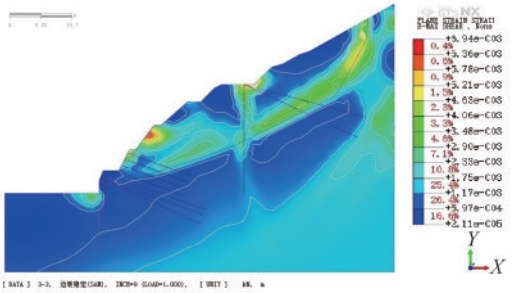


图 12　滑坡剪应力云图(安全系数 1.36)

Fig.12　Contour of shear stress (Safety Factor: 1.36)

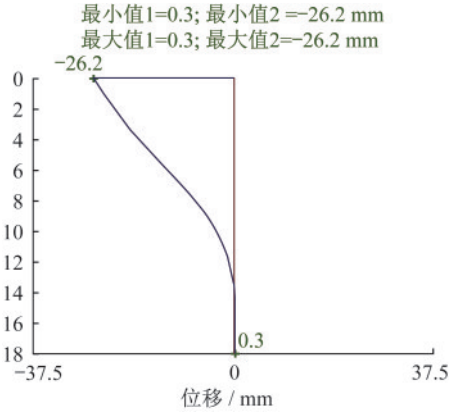


图 13　坡底抗滑桩的位移计算

Fig.13　Calculated displacement of the slope-toe anti-slide pile

坡顶的抗滑桩的最大变形位移发生在滑动面上部约 6 m 处,最大变形值为 27.8 mm,满足要求。经计算桩身锚索轴力为 245 kN,满足要求。

4　结　语

本文通过对山西省沁水县某大型医院古滑坡体挖方边坡局部失稳及二次加固全过程的系统分析,得出以下三点主要结论:

(1) 揭示出该边坡失稳的阶段性发展过程。坡脚抗滑桩前的开挖卸荷,直接削弱了关键的阻

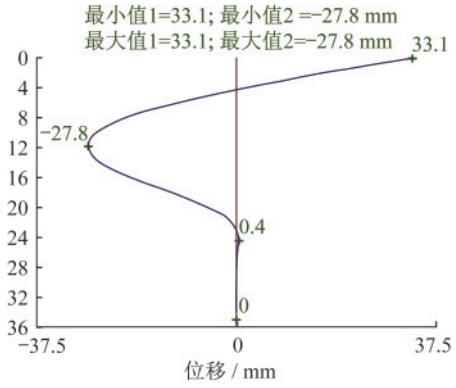


图 14　坡顶抗滑桩的位移计算

Fig.14　Calculated displacement of the slope-crest anti-slide pile

滑段,导致桩身变形过大、应力重分布,是边坡失稳的内在诱因;连续强降雨大量入渗,软化了潜在滑动面的岩土体,显著降低了其抗剪强度。这种“工程扰动”与“水文作用”的耦合效应,解释了古滑坡体后缘浅层滑移的启动机制。

(2) 验证了“应急坡脚反压”与“分级永久加固”相结合的处治策略的有效性。面对边坡急剧变形的险情,首先采取的坡脚反压和裂缝封闭措施被证明是快速控制变形、稳定险情的有效应急手段。在此基础上,二次加固方案并未完全废弃原有支护结构,且提出了“固脚强腰”的分级支护理念:通过在坡脚补强抗滑桩、在坡腰(滑坡中部)增设抗滑桩,并与原有锚索框架梁协同工作,构建了一个多道防线、深度锚固的立体抗滑体系,实现了对古滑坡体局部失稳的安全、经济且有效的长效控制[13]。

(3) 建立了基于“全过程监测反馈与反分析”的边坡动态设计与处治方法。本工程的成功处置,关键在于充分利用了施工期全过程监测数据(桩顶位移、坡顶裂缝、锚索应力等)进行反分析,不仅较精确地锁定了潜在滑移面的位置与范围,还反分析得到了滑带土的关键强度参数,为二次加固设计提供了可靠的定量依据,为处理类似复杂地质条件下的边坡工程问题提供了可复制、可推广的案例。

参　考　文　献

[1] 陈秀清,王宝玉,魏金龙,等.兰州徐家湾某边坡治理工程二次加固措施研究[J].安全与环境工程,2023,30(5):166-173.

Chen Xiuqing, Wang Baoyu, Wei Jinlong, et al.

Secondary reinforcement measures of anti-slide piles in a s1ope treatment engineering in Xujiawan, Lanzhou [J]. Safety and Environmental Engineering, 2023, 30 (5): 166-173. (in Chinese)

[2] 袁玉龙. 沁水县地质灾害核查分析与防治建议[J]. 西部探矿工程, 2015, 27(10): 165-168.
Yuan Yulong. Analysis and prevention suggestions for geological hazards in Qinshui County [J]. West-china Exploration Engineering, 2015, 27(10): 165-168. (in Chinese)

[3] 黄波, 鲁志雄, 何英东, 等. 湖北赤壁东洲大道工程边坡渐进破坏机理分析[J]. 中国地质灾害与防治学报, 2022, 33(5): 20-28.
Huang Bo, Lu Zhixiong, He Yingdong, et al. Analysis of progressive failure mechanism of engineering slope at Dongzhou Avenue, Chibi of Hubei Province [J]. The Chinese Journal of Geological Hazard and Control, 2022, 33(5): 20-28. (in Chinese)

[4] 穆景超, 宋琨, 黄海峰, 等. 某工业园区岩质古滑坡复活影响因素及开挖优化方案[J]. 水电能源科学, 2020, 38(5): 125-128.
Mu Jingchao, Song Kun, Huang Haifeng, et al. Effect of drying-wetting cycles on matric suction and shear strength of slip zone soil [J]. Water Resources and Power, 2020, 38(5): 125-128. (in Chinese)

[5] 邹文华, 受扰古滑坡稳定性和治理措施研究[D]. 长沙: 长沙理工大学, 2019.
Zou Wenhua. Study on stability and control measures of disturbed ancient landslides [D]. Changsha: Changsha University of Science & Technology, 2019. (in Chinese)

[6] 张硕, 张翰清, 张昕, 等. 动水驱动作用下边坡灾变防控研究综述[J]. 人民长江, 2025, 56(2): 134-143.
Zhang Shuo, Zhang Hanqing, Zhang Xin, et al. Review on prevention and control technology of slope disasters driven by dynamic wate [J]. Yangtze River, 2025, 56 (2): 134-143. (in Chinese)

[7] 蔡文, 曹洪, 罗彦, 等. 强度折减有限元法模拟边坡牵引式破坏过程[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, 30 (S2): 3529-3533.
Cai Wen, Cao Hong, Luo Yan, et al. Simulation of retrogressive landslide failure process by strength reduction FEM [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, 30 (S2): 3529-3533. (in Chinese)

[8] 许强. 滑坡的变形破坏行为与内在机理[J]. 工程地质学报, 2012, 20(2): 145-151.
Xu Qiang. Theoretical studies on prediction of landslides using slope deformation process data [J]. Journal of Engineering Geology, 2012, 20 (2): 145-151. (in Chinese)

[9] 江强强, 徐杨青, 王浩. 干湿循环对滑带土基质吸力与抗剪强度的影响[J]. 地球科学与环境学报, 2022, 44(6): 959-970.
Jiang Qiangqiang, Xu Yangqing, Wang Hao. Effect of drying-wetting cycles on matric suction and shear strength of slip zone soil [J]. Journal of Earth Sciences and Environment, 2022, 44(6): 959-970. (in Chinese)

[10] 叶帅华, 章瑞环, 袁中夏. 边坡稳定性分析及滑移面快速确定[J]. 地震工程学报, 2021, 43(6): 1361-1367.
Ye Shuaihua, Zhang Ruihuan, Yuan Zhongxia. Stability analysis of slope and quick determination of slip surface [J]. Earthquake Engineering Journal, 2021, 43(6): 1361-1367. (in Chinese)

[11] 李云铧. 高填方边坡多级支护的稳定性分析[D]. 郑州: 郑州大学, 2018.
Li Yunhua. Stability analysis of muti-level retaining structure in high fill slope [D]. Zhengzhou: Zhengzhou University, 2018. (in Chinese)

[12] 张海娜, 吴润富, 郑允, 等. 基于FLAC3D的多级路堑高边坡桩锚支护效果研究——以云南某滑坡为例[J]. 重庆交通大学学报(自然科学版), 2024, 43 (10): 28-38.
Zhang Haina, Wu Runfu, Zheng Yun, et al. Pile-anchor supporting effect of multi-level high cutting slope based on FLAC3D-Taking a landslide in Yunnan as an example [J]. Journal of Chongqing Jiaotong University (Natural Science), 2024, 43(10): 28-38. (in Chinese)

[13] 王伟, 郭德宁. 多级高边坡组合支护方案设计与稳定性预测研究[J]. 建筑机械, 2024(7): 198-203.
Wang Wei, Guo Dening. Design and stability prediction of multistage high slope combined support scheme [J]. Construction Machinery, 2024 (7): 198-203. (in Chinese)