含软弱基座危岩体倾倒崩塌机制试验研究

曾茹梦^{1,2}, 杨晓雨^{1,2}, 张 飞^{1,2}

(1. 石家庄铁道大学 道路与铁道工程安全保障省部共建教育部重点实验室,河北 石家庄 050043;2. 石家庄铁道大学 土木工程学院,河北 石家庄 050043)

摘要:通过室内模型试验,深入探究了含软弱基座危岩体的倾倒崩塌机制。试验选取砂土 模拟脆性基座、黏土模拟塑性基座,以红砖模拟上部结构。脆性基座模型试验中,随着倾斜角度 增加,砂土基座因合力改变致使前缘压溃,出现贯通裂隙,上部结构崩塌,崩塌前缘压力变化明 显,崩塌体位移呈"台阶状"且变形速率有3阶段特征。塑性基座模型试验里,倾角增大时黏土 基座与上部崩塌体变形增大、后缘裂缝间距增大,最终崩塌,其基座压力变化与位置相关,崩塌 体位移变化也具有3阶段特征。

关键词:倾倒崩塌类危岩;破坏特征;脆、塑性基座;模型试验

中图分类号: P642.21 文献标志码: A 文章编号: 2095-0373 (2025) 01-0071-06

0 引言

危岩主要是指那些在自然斜坡或边坡表面显露出来的岩体,具有潜在的坠落、滑移或者倾倒等不良 变形趋势,并且会对邻近的工程形成较大的威胁^[1]。近年来,国内外学者针对危岩体的稳定性展开了大 量研究,积累了一定的研究基础^[24]。陈洪凯等^[5]提出了现场易识性、力学机理明确性和失稳模式预判的 危岩分类原则,并将危岩分为单体危岩和群体危岩2大类。刘卫华^[6]对高陡边坡危岩体的分类进行了较 为系统的研究,认为危岩体变形失稳的发展过程都遵循一定的模式,如倾倒式危岩体对应倾倒模式。在 文献[7]以及相关铁路规范里,通常把危岩崩塌的破坏模式划分为"倾倒式"、"滑移式"、"鼓胀式"、"拉裂 式"与"错断式"这5种,其中"倾倒式"崩塌在工程中较为多见,常现于软硬岩互层陡崖和陡倾角裂隙发育 的高陡岩质边坡。其崩塌过程迅速,对工程建筑和施工人员造成威胁。因此,该类型危岩体稳定性研究 备受重视,逐步发展出多种危岩治理设计和稳定性评价方法^[8-10]。然而,此类研究往往忽略了岩体上部与 基座的力学性质差异,仅将危岩体简化为均匀块体或大量具有相近物理特性的颗粒柱。

受自重荷载影响,危岩体底部区域损伤演化速度更快,导致底部与上部岩体的物理力学性质差异显 著,形成软弱基座,对危岩体整体稳定性产生影响。贺凯等^[11]提出塔柱状岩体压裂溃屈崩塌的损伤理论, 对高陡岩体底部压裂失稳模式进行了研究,并分析了底部薄弱区域损伤对稳定性的影响。杨建^[12]分析了 2种倾倒式危岩从形成到崩塌的演化过程。黄达等^[13]考虑损伤基座风化效应,研究了损伤基座风化深度 对危岩变形破坏过程及机制的影响规律。吴茂林等^[14]研究了基座损伤型危岩的起动机理,依据精细化勘 察成果建立了该危岩的力学模型。

国内外学者针对该类危岩体的稳定性展开了大量研究,但仍存在一些不足之处。例如,以往的研究 往往忽略了岩体基座的力学性质差异,与实际情况存在一定差距,而本研究关注了危岩体底部软弱基座 对整体稳定性的影响,通过室内倾倒崩塌类危岩体模型试验,包括脆性基座和塑性基座模型试验,揭示其 基座破坏形态、基座压力特性以及崩塌体位移变化特征,为制定崩塌灾害的工程防治措施提供科学依据。

收稿日期:2024-10-18 责任编辑:车轩玉 DOI:10.13319/j. cnki. sjztddxxbzrb. 20240261

基金项目:河北省高层次人才资助项目(B2021003021)

作者简介:曾茹梦(2000—),女,硕士研究生,研究方向为边坡工程以及特殊土路基。E-mail:2963415724@qq.com

曾茹梦,杨晓雨,张飞.含软弱基座危岩体倾倒崩塌机制试验研究[J].石家庄铁道大学学报(自然科学版),2025,38(1):71-76.

试验方案 1

由于室外试验条件有限、观测困难,因此选择在室内进行倾倒崩塌类危岩体模型试验,分别为倾倒压 碎式崩塌脆性基座模型试验以及倾倒压碎式崩塌塑性基座模型试验。模型选取砂土和黏土作危岩体倾 倒崩塌基座材料,红砖模拟上部结构,可变角度的装置可以模拟不同倾角的变化过程。试验研究的危岩 针对实际中软硬岩互层陡崖和陡倾角裂隙发育的高陡岩质边坡的倾倒式危岩。

由于砂土内聚力非常小,因此其破坏具有突发性,这与危岩体突发破坏特征相一致,因此选取砂土作 为危岩体倾倒崩塌脆性基座材料:黏土的力学性质与其含水量有着较大的关系.含水率越高则塑性指数 越高,黏土则相应越软弱,因此选取黏土作为危岩体倾倒崩塌塑性基座材料;选取红砖模拟上部结构,其 可模拟受节理裂隙切割的危岩块体特征,强度、稳定性适宜,且常见易获取,便于试验操作与开展。

1.1 试验模型的制作

崩塌模型试验前需搭建倾倒压碎式危岩体模型,模型构建的高陡形态与实际危岩高陡特点相似,反 映形态对稳定性影响。具体步骤为:①铺设基座,在图 1(a)所示的模型平台上侧的装载台填 10 cm 厚砂 土或黏土并夯实,两侧用有机玻璃板作挡板,可阻挡并观察砂土和黏土受压破坏过程,如图1(b)、图1(c) 所示。②安装土压力计,砂土填筑后在其表面附近安装,以观测崩塌时砂土基座压力变化。③砌筑上侧 砖块,土压力计安装后,用红砖砌筑崩塌体部分,其多为完整或多个块体叠加,如图1(d)所示。砌筑后的 脆性基座崩塌体模型长 46 cm、宽 23 cm、高 62 cm。塑性基座崩塌体模型长 40 cm、宽 20 cm、高 63 cm,偏 心荷载5 kg作用于前缘,模型高宽比近1:3,如图1(e)所示。



(a)模型平台



(c)黏土基座

(d)上侧砖块砌筑

1.2 传感器的安装

倾倒崩塌物理模型试验主要监测底部基座压力变化规律和崩塌体位移变化特征,采用拉线式位移传 感计、土压力传感器和倾角仪。拉线式位移计固定在模型后侧支架,与倾倒模型顶部同高且纵向与模型 中线一致(如图2(a)所示)。土压力传感器埋于底部砂土基座纵向轴线,从内边缘至临空面,传感器从内 侧向临空面依次编号为1~6,均匀布置,间距1.5 cm,布设位置如图2(b)所示。因危岩体模型崩塌能量 大,将倾角仪固定在模型试验台(图1(a))底板以防破坏(如图2(c)所示)。

图1 倾倒压碎式崩塌模型



(a)拉线式位移传感计布设



(b) 土压力传感器布设



图 2 监测传感器布设



2.1 脆性基座危岩体模型试验结果分析

2.1.1 砂土基座危岩体模型破坏形态分析 从危岩体崩塌的过程可以看出(见图3、图4),当模型的倾斜角度达到一定的程度后,底部砂土基础 前端被压溃,前缘出现了贯通的裂隙。这些现象 是由于模型倾斜角度增加,砂土基座合力改变, 前缘压力大而后缘压力小,不均匀压力使前缘易 被压溃。倾斜过程中,砂土颗粒摩擦力和咬合力 难以平衡上部荷载剪切力,导致前缘出现贯通裂 隙,削弱基座整体性;上部荷载持续作用加剧砂 土颗粒变形位移,超过变形能力极限时基座 破坏。



(a)前缘裂隙

(b)侧面裂隙

图 3 模型崩塌后砂土基座破坏特征



(a)开始变形

(b)产生倾斜

图 4

(c)破坏发生

(d)彻底崩塌

2.1.2 砂土基座压力特性分析

为分析危岩体崩塌过程中基座受力,绘制土压 力计压力曲线如图 5 所示。前 10 min 内基座压力因 上部结构砌筑完成对底部砂土基座压实而总体增 长。之后调整试验平台倾角,从 0° 增大到 7°, 10~120 min内软弱基座土压力不断调整,监测点5、 6 土压力逐渐增大,监测点1~4 压力逐渐减小,且 断面后侧的监测点1~3压力值减小幅度较大,与理 论一致。其中测点4压力最大,主要因其布设高度 较高。从变化曲线可知,危岩体模型试验经历基座 压实、崩塌前缘压力增大、后缘压力减小,前缘压力 超过砂土极限承载强度时,前缘砂土发生压剪破坏, 因砂土黏聚力小,前缘压溃后上部结构迅速变形,同 时前缘压力迅速向后传递,致使崩塌体出现突发性 崩塌。

2.1.3 崩塌体位移变化特征

崩塌体位移变形曲线如图6所示,由图6可知,每 次改变模型倾角,模型位移会突然增大,因倾角改变 使拉应力和重力向外合力骤增。位移增大一段时间 后趋于稳定。随模型倾角不断增大,砂土基座所受合 力渐增,模型变形持续且呈"台阶状",类似分级加载。 当合力超过砂土基座承载极限,基座与上部崩塌体破 坏。同时,因砂土基座黏聚力小,崩塌体失稳突然。 这表明倾角变化和基座性质共同影响着崩塌体的稳 定性和破坏过程。



图 5 砂土基座压力变化曲线



模型变形速率曲线如图 7 所示,由图 7 可看出, 模型变形速率有3阶段特征。倾角较小时,合力力矩 小,只有初始和等速变形阶段。试验开始阶段,变形 速率较大,原因是初始变形时模型突然倾斜产生弯 矩,使底部砂土基座产生拉应力和位移,此时变形速 率与试验平台调整角度快慢有关。当模型倾角较小 时,向外的合力力矩小,不足以引发明显的加速变形 阶段。而随着倾角持续增大,底部砂土基座所受合力 超过承载极限,模型的变形速率突然增大是因为超出 承载的外力打破了原有的平衡状态,使得模型内部结 构迅速调整以适应新的受力情况。这些现象说明外 力施加的方式和速度也会对模型的变形产生影响。



砂土基座模型变形速率曲线 图 7

2.2 塑性基座危岩体模型试验结果分析

在模型崩塌后,对现场的崩塌模型物理量进行量测,并对相关的试验数据进行整理和分析。与崩塌 模型相关的物理量测结果主要有崩塌体下侧的土压力变化情况、模型崩塌变形过程中的位移变化情况。 2.2.1 黏土基座危岩体模型破坏形态分析

崩塌体的变形过程如图 8 所示,由图 8 可以看出,随着模型倾角的不断增大,当倾角由 0°增大到 10° 时,底部黏土基座的变形逐渐增大,上部崩塌体模型的变形开始逐渐增大,后缘裂缝间距也在逐渐增大。 随着黏土基座的变形进一步增大,模型发生崩塌破坏。这是由于随着模型倾角增大,作用于底部黏土基 座的重力分力不断增加,使得黏土基座所受压力增大,进而导致其变形逐渐增大。黏土基座与上部崩塌 体相互作用,基座的变形会传递给崩塌体,从而使上部崩塌体模型的变形也随之增大。另一方面,随着黏 土基座变形的加剧,对崩塌体的支撑作用逐渐减弱,崩塌体内部应力重新分布,后缘裂缝间距逐渐增大。 当黏土基座的变形达到一定程度,无法继续支撑上部崩塌体时,就会发生崩塌破坏。



图 8 崩塌体变形过程

2.2.2 黏土基座压力结果分析

从图9压力曲线变化特征可知,黏土基座最外缘监 测点6随倾角增大压力渐增,每次倾角改变后土体压力 明显增大,是因为倾角增大使得该位置所受重力分力及 其他外力的合力增加。监测点4压力大于1、2、3,是由 于其位置在特定情况下更易受到外力作用,与理论相符。 模型旋转中心超过监测点 4 时其压力降低, 与监测点 3 趋势一致。监测点5传感器数据在原点附近,压力绝对 值虽增大但数值小,是因为其受力状态发生改变,其数据 异常是第一次试验损伤传感器影响了数据准确性。测点 2 压力在 0 点附近,是其位于 1 和 3 之间,上部荷载被分



担。测点3压力先平稳后减小,因模型向临空面倾斜致基座后侧压力减小,与理论一致。

2.2.3 崩塌体位移变化特征

由图 10 可知,随着模型倾角增大,重力产生的分力 对崩塌体的作用效果增强,导致所受合力的力矩逐渐 增大。在倾角较小时,合力小,不足以引发明显的加速 变形,所以主要处于初始和等速变形阶段。当倾角继 续增大,合力突然增大打破了原有平衡状态,使得变形 速率先增大后减小再趋于稳定(见图 11),位移也相应 增大。当倾角增大到 10°,底部黏土基座前端受力超过 承载极限,无法继续支撑上部崩塌体,使得崩塌体迅速 进入加速变形阶段并发生失稳破坏。这是由于黏土基 座的承载能力有限,无法承受过大的外力作用,而模型 倾角的变化直接影响了崩塌体的受力状态,进而引发 不同的变形阶段。

由图 11 可见,模型变形速率具有 3 阶段特征。这是 由于倾角变化影响了模型受力状态,当超过基座承载极 限时,引发了不同的变形阶段和破坏。当模型倾斜角度 较小时,所受外力相对较小,不足以使模型进入加速变形 阶段。在初始变形阶段,由于刚受到外力作用,内部结构 调整较大,变形速率随时间增加而逐渐减小。等速变形 阶段,模型内部应力逐渐平衡,变形速率趋于稳定。而当 倾角增大到 10°后,底部黏土基座承受的外力超过其极限 承载力,无法继续稳定支撑上部崩塌体,导致模型受力状 态发生急剧变化,变形速率迅速增大,进入加速变形阶 段,最终发生崩塌破坏。



3 结论

通过对脆、塑性基座倾倒崩塌类危岩体的模型试验,深入探究了其崩塌破坏特征及机理,试验中脆性 基座因受力改变、裂隙发育而破坏以及上部荷载变化致使崩塌体失稳,与实际危岩基座破坏和突然崩塌 相似;塑性基座随倾角增大变形且与上部相互作用致使危岩体崩塌,与实际危岩受外部因素影响从缓慢 变形到失稳崩塌的过程相似;模型构建的高陡形态与实际危岩高陡特点相似。研究得出以下结论:

(1) 脆性基座倾斜至 7°时,前端压溃且出现贯通裂隙,裂缝扩展迅速,致使上部结构迅速崩塌。原因 是倾斜使合力改变导致砂土基座应力重新分布,砂土基座无法抵抗前缘压力,上部荷载加剧颗粒位移,颗 粒间力失衡使裂隙贯通,导致基座整体性受损而崩塌。破坏过程受颗粒间摩擦力与咬合力影响显著,为 脆性破坏机制;而塑性基座在 0°~10°倾角增大过程中逐渐崩塌,重力分力增加使黏土基座受压变形并与 上部结构产生力学耦合作用,黏土基座和上部崩塌体变形以及后缘裂缝间距逐渐增大,但裂隙未达到贯 通状态,扩展相对缓慢。破坏过程与黏土基座变形相关,是随变形发展的渐进式破坏机制,其崩塌过程取 决于黏土基座变形特性与承载能力,过程相对缓慢。

(2) 脆性基座在前 10 min 因上部结构压实压力总体增长,随后 0°~7°倾角增大过程中,外侧测点 4~6 土压力持续增大,中线内侧减小,压力重新分布明显。而塑性基座最外缘监测点 6 随倾角增大土压力渐增, 监测点 4 土压力大于部分测点且受位置影响,模型旋转中心超过监测点 4 时其压力降低。总体而言,脆性基 座在较小倾角变化时压力调整显著,塑性基座则随倾角持续增大呈现出与位置相关的压力变化特征。

(3) 脆性基座变形速率呈现3阶段特征, 倾角小时处于初始和等速变形阶段, 初始变形受试验平台角

度调整影响,合力超承载极限时进入加速变形阶段,颗粒间力学平衡破坏,结构动态变化大。而塑性基座 倾角小时同样处于初始和等速变形阶段,合力小、内部应力调整慢,随着倾角增大,底部黏土基座力学性 质改变,从弹性向塑性变形过渡,承载能力降低,上部崩塌体受力增大,变形速率迅速增加,体现了塑性材 料的非线性力学行为。

参考文献

- [1] SMALL R J. The study of landform [M]. Princeton, New Jersey: Cambridge University Press, 1982.
- [2]ZHOU F, LIU X, TANG H, et al. Analysis of the frequency-response stability and reliability of a tower-column unstable rock mass on a high and steep slope[J]. Scientific Reports, 2024, 14(1):20308-20308.
- [3] BAI M, CUI Z, MOU K. Early detection and stability assessment of hazardous rock masses in steep slopes [J]. Applied Sciences, 2024, 14(14):6317-6317.
- [4] WANG Linfeng, ZHANG Jixu, XIA Wanchun, et al. Dynamic stability and fuzzy reliability analysis of toppling perilous rock under seismic excitation[J]. Journal of Earth Science, 2024, 35(1):248-262.
- [5]陈洪凯, 唐红梅. 长江三峡水库区危岩分类及宏观判据研究[J]. 中国地质灾害与防治学报,2005,16(4):53-57.
- [6] 刘卫华. 高陡边坡危岩体稳定性、运动特征及防治对策研究[D]. 成都:成都理工大学,2008.
- [7]工程地质手册编委会.工程地质手册[M].4版.北京:中国建筑工业出版社,2007.
- [8]肖凡. 某拟建隧道洞口危岩落石稳定性分析与运动特性研究[J]. 山西建筑, 2024, 50(16):156-161.
- [9]和铁柱,邱海燕,王基禹,等. 地震作用下危岩体倾倒破坏过程的数值模拟[J]. 中国矿业,2023,32(12):212-218.
- [10]王润清,陈从新,郑允,等.考虑变形协调的地震作用下反倾岩质边坡弯曲倾倒稳定性分析方法[J].岩石力学与工程学报,2024,43(1):146-156.
- [11] 贺凯, 高杨, 殷跃平, 等. 基于岩体损伤的大型高陡危岩稳定性评价方法[J]. 水文地质工程地质,2020,47(4): 82-89.
- [12]杨健. 灰岩地区陡高边坡的倾倒式危岩失稳破坏机制研究[D]. 重庆:重庆交通大学,2024.
- [13] 黄达,杨伟东,陈智强.考虑软弱基座风化效应的望霞危岩崩塌机制分析[J].人民长江,2018,49(6):64-69.
- [14] 吴茂林, 罗刚, 梅雪峰, 等. 基座损伤型危岩崩塌的动力学机理研究[J]. 三峡大学学报(自然科学版),2024,46(4):44-51.

Experimental Study on Toppling and Collapse Mechanism of Dangerous Rock Mass with Weak Foundation

ZENG Rumeng^{1,2}, YANG Xiaoyu^{1,2}, ZHANG Fei^{1,2}

(1. Key Laboratory of the Ministry of Education for Road and Railway Engineering

Safety Assurance, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang 050043, China;

2. School of Civil Engineering, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang 050043, China)

Abstract: Through indoor model experiments, the toppling and collapse mechanism of dangerous rock masses with weak bases was explored. In the experiments, sandy soil was selected to simulate the brittle base, clay was chosen to simulate the plastic base, and red bricks were used to simulate the upper structure. In the model test of the brittle base, as the inclination angle increased, the sandy soil base collapsed at the front edge due to the change of the resultant force, resulting in a through crack. The upper structure collapsed, and the pressure change at the front edge of the collapse was significant. The displacement of the collapse body presented a "steplike" pattern with a three-stage deformation rate. In the model test of the plastic base, when the inclination angle increased, the deformation of the clay base and the upper collapse body increased, and the crack spacing at the rear edge increased. Eventually, the collapse occurred. The pressure change of the base was related to the position, and the displacement change of the collapse body also had a three-stage characteristics.

Key words: toppling and collapsing dangerous rock; failure characteristics; brittle plastic base; model test