

砂泥岩互层缓倾切向边坡应力特征及变形机理研究

何茂维¹, 李松²

(1.中国市政工程西南设计研究总院有限公司,四川成都 610208; 2.成都高新未来科学城建设开发有限公司,四川成都 610208)

摘要:为了更好地分析砂泥岩互层缓倾切向边坡的变形机理情况,以西南某红层边坡为例,基于数值模拟软件建立了软硬互层三维切向地质模型,探讨了边坡开挖、支护后的应力场和位移场。结果表明:砂泥岩互层切向边坡开挖后,边坡 XX 方向应力和 YY 方向应力出现了沿切向的锯齿形状,应力分布受岩层切向与互层岩性差异的影响较大, ZZ 方向应力几乎不受影响;切向岩层受侧向约束的影响,致使边坡变形出现了层次性,且 X 方向较为显著, Y 方向次之, Z 方向最弱;边坡整体变形趋势类似于均质岩坡,呈现圆弧滑动趋势;边坡采用框架锚杆支护,仅起到构造护坡作用,边坡的变形和应力状态并未发生实质性的影响。研究成果对砂泥岩缓倾切向边坡的变形预测和支挡防护具有一定的工程借鉴意义。

关键词:砂泥岩;软硬互层;切向坡;变形机理;数值模拟

中图分类号: U417.1

文献标志码: B

文章编号: 1009-7716(2023)06-0213-04

0 引言

砂泥岩互层边坡广泛分布于西南地区,以侏罗系、白垩系地层为主。由于工程建设的需要,不可避免地会对山体进行开挖改造,涌现了许多砂泥岩互层切向边坡。砂泥岩互层边坡通常是由红色砂岩、粉砂质泥岩、页岩、泥岩等软硬岩交互形成,软岩和硬岩力学性质相差较大。一般而言,粉砂质泥岩、泥岩、页岩等软岩具有强亲水性、弱透水性,遇水容易软化且脱水易崩解等性状^[1-2]。苗朝等^[3]利用离散元软件系统探讨了边坡空间几何参数和岩体力学参数软硬互层反倾边坡的破坏模式和稳定性影响,得出了边坡稳定性系数的影响规律,总结了软硬互层反倾边坡的破坏模式分为块体倾倒、坍塌滑动、倾倒破坏3种形式。黄润秋等^[4]指出,暴雨作用下近水平分布的软硬互层红层边坡极易因为裂隙水和渗流水产生的扬压力而促使滑移破坏。史文兵等^[5]以赤水边坡为例,基于离散元软件,探讨了平缓反倾红层边坡的变形破坏机理,得出这类边坡变形发展的4个阶段,分别是卸荷回弹、浅表生改造-局部变形、列席扩展延伸和裂隙贯通深部蠕滑。张涛等^[6]归纳了红层缓倾岩质滑坡的变形发展过程阶段,并针对不同演化阶段提出了识别特征。蒋金阳^[7]在现场调查的基础上,结合离心机试验和有限差分软件FLAC3D,系统探

讨了软硬互层边坡倾倒变形破坏特征和支挡防护效果。黄达等^[8]融合离心模型试验与离散元 UDEC 讨论了软硬互层岩质反倾边坡的变形机制,总结得出了该类边坡变形可分为3个阶段,即起始蠕变、稳态变形和失稳破坏。

目前,对于砂泥岩互层缓倾切向边坡的变形机理、破坏模式和稳定性评价仍局限于切向坡的理解,尚未形成系统有效的认识。为了弄清这类边坡的变形机理和有效分析该类边坡的稳定性,探讨砂泥岩缓倾切向边坡的变形机理是个亟待解决的问题,研究结果具有重要的工程指导意义。

1 工程概况

项目区地处云贵高原西北部,属中亚热带湿润季风气候区,具有冬暖春早,夏季炎热多伏旱,全年日照少,初夏、晚秋多阴雨,立体气候和地区差异显著的气候特点。年平均气温为 18.1°C (最高气温 43.2°C ,最低气温 -1.2°C)。降水量在 $800\sim 1\,700\text{ mm}$ 之间,年均降雨量为 $1\,195.7\text{ mm}$ 。场区属侵蚀-构造地貌单元,边坡区自然坡度 $20^{\circ}\sim 45^{\circ}$,为中坡地形。项目区场区无断层通过,边坡上覆土层为第四系(Q_4^{+dl})粉质黏土,含少量碎石、角砾,厚 $1.0\sim 2.5\text{ m}$,基岩局部裸露。下伏基岩为侏罗系上统蓬莱镇组(J_{3p})砂岩、泥岩互层,强风化层 $3\sim 4\text{ m}$,呈碎裂结构,碎块间结合差,岩体类型为IV类;中风化岩体较破碎,岩体类型为III类。岩层单斜产出,岩层产状 $232^{\circ}\angle 11^{\circ}$,为切向坡,如

收稿日期: 2022-08-12

作者简介: 何茂维(1982—),男,本科,高级工程师,从事道路桥梁设计工作。

图 1 所示。

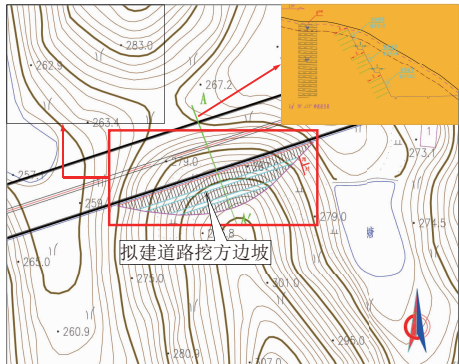


图 1 边坡概况图

2 计算模型建立

2.1 网格划分

根据地形图中的等高线,导入犀牛软件,先生成点云,然后通过点形成网格面。最后布帘出三维地表,再通过组合、分割、切面等操作形成三维模型。考虑到主要研究区开挖后为切向边坡,故对其开挖坡体附近进行局部加密,控制尺寸为 1 m。由于该模型为互层切向岩层,岩层划分不宜太大,因而其余区域按 2 m 尺寸划分,最终形成以四面体为辅、六面体为主的混合渐变网格,如图 2 所示,单元数量共计 205 964 个,节点数量共计 107 283 个。

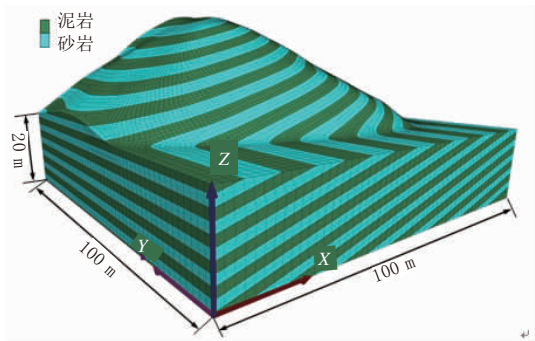


图 2 三维边坡网格划分

2.2 本构模型与材料参数

鉴于覆盖层和强风化层较薄,对研究问题影响有限,为便于分析,仅考虑中风化层。岩体服从摩尔-库伦理想弹塑性本构模型,力学参数结合勘察报告、《工程地质分析手册》及相关文献综合确定,具体参数见表 1。

2.3 支护方案

考虑到本次模拟项目为互层切向边坡,边坡按 1 : 0.5 坡率放坡,每级边坡高 10 m,开挖后没有明显滑动面,整体相对稳定,故对该边坡拟采用框架锚杆进行加固。其中,锚杆长 6 m,直径 32 mm,纵向间距 2.5 m,每级边坡布置 4 排。由于框架梁的建立较

表 1 岩体材料参数

岩性	密度 / ($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$)	体积模 量 /GPa	剪切模 量 /GPa	黏聚力 / kPa	内摩擦 角 /($^{\circ}$)	抗拉强 度 /kPa
砂岩	2 650	7.73	3.16	600	28	300
泥岩	2 360	3.83	1.66	200	26	200

为复杂,本次模拟采用面状结构单元进行简化模拟分析,具体参数见表 2。模型四周和底部约束法向位移,地表为自由边界。

表 2 支护结构材料参数

结构	密度 / ($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$)	弹性 模量 / GPa	泊松 比	抗拉 强度 / GPa	灌浆 黏结力 / ($\text{GPa}\cdot\text{m}^{-1}$)	灌浆 摩擦 角 / ($^{\circ}$)	灌浆 剪切 刚度 /GPa
框架 植草	2 500	30	0.2	—	—	—	—
锚杆	7 850	210	0.25	1.32	0.184	26	21

3 结果分析

3.1 边坡开挖后的应力和位移

(1)应力分析

图 3 为边坡开挖后的应力分布。从图中可以看出,边坡按 1 : 0.5 坡比开挖后,扰动了原有应力平衡,坡体应力进行重分布,整体仍表现为压应力,说明边坡处于一个应力稳定状态。特别地,边坡 XX 方向应力和 YY 方向应力出现了沿岩层切向的锯齿形状,应力分布受岩层的切向与互层岩性差异的影响较大;ZZ 方向的应力分布则较为规律,ZZ 方向应力与均质岩坡分布几乎一致。

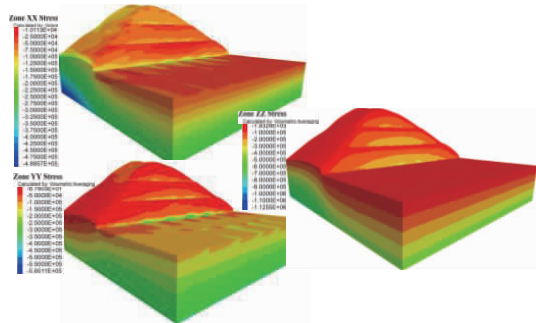
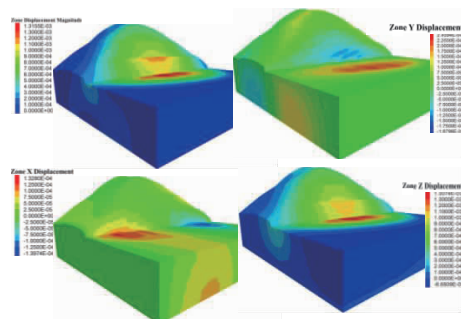


图 3 边坡开挖后的应力分布

(2)位移分析

边坡位移云图如图 4 所示。边坡开挖后,边坡整体位移位于最高剖面坡脚底部,拟建路基表面隆起,最大位移量为 1.316 mm,X 方向位移整体往 X 负方向变形,即往岩层倾向的方向变形。受岩层分布影响,岩层倾向底部(左侧)岩体受岩层倾向上部岩体(右侧)挤压,发生挤压变形,最大变形量为 0.133 mm,右侧岩体沿层面侧向变形,最大变形量为

0.14 mm, 最高剖面的岩体变形层次性明显, X 方向变形受切向层面影响显著。由于边坡为岩质切向坡, 沿临空面无潜在滑动面, 按 1:0.5 放坡后, 边坡侧向变形很小, 最大位移量仅为 0.25 mm, 位于坡脚路基基表面。 Y 方向位移受切向岩层影响较小。 Z 方向变形类似均质岩坡, 但其变形具有棱状, 最大位移量为 1.31 mm, 位于最高剖面底部。



(a)整体

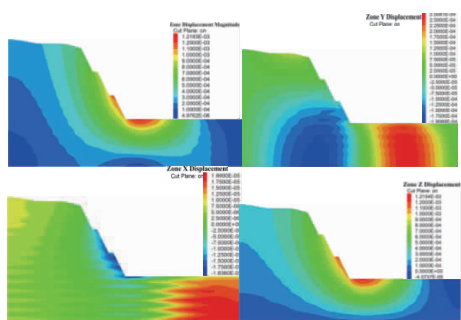
(b) $x=50$ 剖面

图4 边坡位移云图

(3)稳定性评价

针对破坏模式难以确定的边坡, 可采用有限差分(或有限元)强度折减法进行确定^[9-10]。图5为边坡临界破坏时的位移云图和最大剪切应变增量云图。从图中可以看出, 当折减系数为 3.511 时, 边坡整体表现为圆弧滑动趋势, 但受切向互层岩性的影响, 出现了局部的锯齿状, 临界滑动面云图也出现了一定的棱状, 与均质边坡差异微小。因此, 对于这类边坡的稳定性分析, 可采用圆弧滑动法进行近似计算。

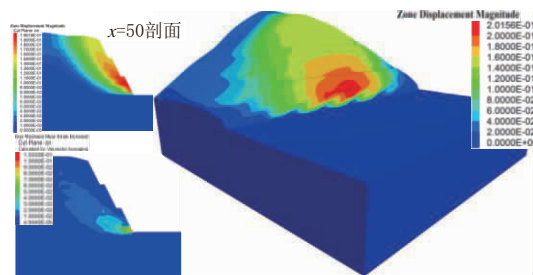


图5 边坡临界状态位移及最大剪切应变增量云图

3.2 边坡支护后的应力和位移

(1)锚杆轴力分布

图6为边坡开挖后锚杆轴力分布云图。从图中

可以看出, 锚杆中部作用效果强, 两侧作用效果弱, 对于中部边坡高度较大的区域, 锚杆下部作用效果强于上部。这是由于边坡开挖卸荷后, 层面切向受到约束, 边坡变形向临空面产生圆弧滑动趋势且中部边坡高度大的剖面变形较两侧显著所致。

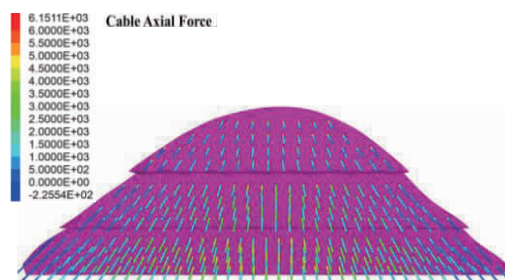


图6 锚杆轴力分布

(2)应力分析

图7为边坡支护后边坡应力分布云图。从图中可以看出, 边坡应力分布与未支护时差别不大。这是由于边坡开挖后坡体本就处于压应力状态, 受力状态良好。框架锚杆是被动支护结构, 仅起到构造支护作用, 即护坡作用, 并未对坡体应力状态产生实质性的改变。

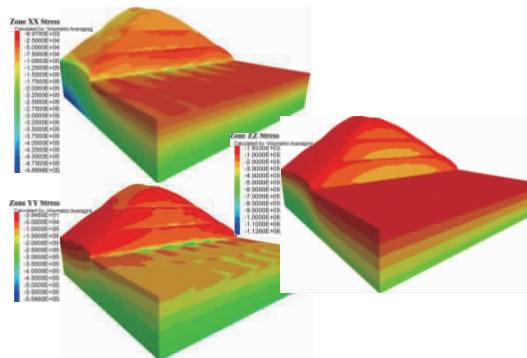


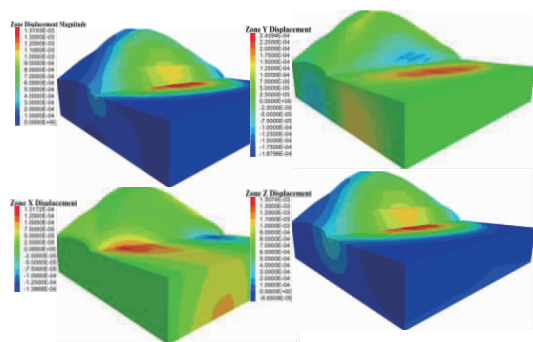
图7 边坡支护后的应力分布

(3)位移分析

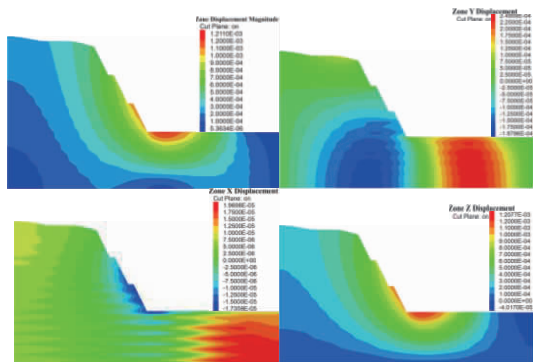
图8为边坡支护后的位移云图。从图中可以看出, 与应力分布类似, 边坡支护后位移与未支护时差别很小, 切向坡变形以圆弧滑动为主, 侧向变形很小, 变形量与未加固时几乎一致。由于边坡为切向坡, 沿临空面方向没有滑动面, 边坡变形类似于均质岩质边坡。边坡岩性本就良好, 再加上边坡按 1:0.5 放坡, 再次坡率下边坡本就能自身保持稳定, 结论与应力分布前呼后应。在实际工程中, 考虑到边坡开挖后裸露易被风化, 岩体力学性质会随时间推移发生劣化。为保证边坡长久稳定, 避免边坡开挖面剥落、局部垮塌, 边坡仍需采取构造支护。

4 结 论

(1)砂泥岩互层切向边坡开挖后, 边坡 XX 方向



(a)整体



(b)x=50 剖面

图8 边坡位移云图

应力和YY方向应力出现了沿岩层切向的锯齿形状,应力分布受岩层切向与互层岩性差异的影响较大,而ZZ方向的应力分布则较为规律,ZZ方向应力与均质岩坡分布几乎一致。

(2)切向岩层受侧向约束的影响,边坡变形出现了层次性,且X方向较为显著,Y方向次之,Z方向最弱;整体变形趋势与均质岩坡类似,呈现圆弧滑动趋势。

(3)边坡按1:0.5开挖后临界状态的折减系数为3.511,即安全系数为3.511,边坡处于稳定状态。

(4)对于砂泥岩切向互层边坡,采用框架锚杆支护,仅起到构造护坡作用,边坡的变形和应力状态并未发生实质性的影响。实际工程中,为避免岩体力学性质因风化作用劣化,防止边坡开挖面剥落、局部垮塌,确保边坡长久稳定,采取构造支护是有必要的。

参考文献:

- [1] 程强,周永江,黄绍楦.近水平红层开挖边坡变形破坏特征[J].岩土力学,2004,25(8):1311-1314.
- [2] 程强.红层软岩开挖边坡致灾机理及防治技术研究[D].成都:西南交通大学,2008.
- [3] 苗朝,石胜伟,谢忠胜,等.红层缓倾岩质斜坡地下水作用机制及稳定性分析[J].人民长江,2016,47(18):50-55.
- [4] 黄润秋,赵松江,宋肖冰,等.四川省宣汉县天台乡滑坡形成过程和机理分析[J].水文地质工程地质,2005(1):13-15.
- [5] 史文兵,李洪建,曾臻,等.平缓反倾红层边坡变形破坏机制研究[J].防灾减灾工程学报,2018,38(5):881-888.
- [6] 张涛,谢忠胜,石胜伟,等.川东红层缓倾岩质滑坡的演化过程及其识别标志探讨[J].工程地质学报,2017,25(2):496-503.
- [7] 蒋金阳.软硬互层边坡倾倒变形破坏特征及支护效果的大型离心机试验研究[D].成都:成都理工大学,2017.
- [8] 黄达,马昊,孟秋杰,等.软硬互层岩质反倾边坡弯曲倾倒离心模型试验与数值模拟研究[J].岩土工程学报,2020,42(7):1286-1295.
- [9] 陈权川.缓倾顺层岩质边坡抗滑键支护承载性能研究[D].贵阳:贵州大学,2021.
- [10] 郑颖人,赵尚毅.有限元强度折减法在土坡与岩坡中的应用[J].岩石力学与工程学报,2004(19):3381-3388.

(上接第171页)

- [5] 李航.大跨径钢混组合梁桥施工关键技术研究[J].交通世界(上旬刊),2021(8):46-47.
- [6] 王德怀,王琦,张玉奇.超宽跨变截面连续钢混组合梁施工方案比选[J].中外公路,2021,41(2):193-197.
- [7] 安景峰,刘礼威,郭赵元,等.钢混组合钢板梁桥混凝土开裂影响因素及裂缝控制措施[J].南京工业大学学报(自然科学版),2020,42(3):389-398.
- [8] 苏庆田,胡一鸣,徐晨,等.整体预制钢-混凝土组合梁桥合理结构研究[J].建筑钢结构进展,2020,22(2):93-100.

- [9] 张晓杰,张金安,史艳.公路钢混组合梁装配化施工技术[J].价值工程,2021,40(8):146-148.
- [10] 文辉.高速公路桥梁工程中的钢混组合梁施工技术[J].交通世界(上旬刊),2021,(7):92-93.
- [11] 李义成.大跨径钢混组合箱梁工厂化制造关键技术[J].钢结构(中英文),2020,35(9):44-51.
- [12] 邹海军.市政高架桥钢混组合梁PLC同步顶升施工技术研究[J].价值工程,2021,40(5):192-194.
- [13] 蒯震宇,徐树堂.某市机场路高架桥钢混叠合梁预顶升施工技术研究[J].江苏建筑,2020(4):68-71.