

强度参数对边坡稳定性影响分析

汪璐¹, 秦少帅²

(1. 陕西省水利建设管理局, 陕西 西安 710032; 2. 中国葛洲坝集团股份有限公司 PPP 事业部, 湖北 武汉 430033)

摘要: 在研究材料强度对边坡稳定影响机理的基础上, 结合简单的均质边坡、非均质边坡算例, 分别采用基于强度折减法的 Plaxis 软件及基于极限平衡法理论的 Geo-Studio 软件进行计算, 采用 Mohr-Coulomb 弹塑性本构模型, 分析各材料参数对安全系数及边坡滑裂面的影响。结果表明: (1) 当 λ_{cr} 为定值时, 改变黏聚力 c 及内摩擦角 ϕ 对滑裂面位置没有影响; 当 λ_{cr} 由小变大时, 滑裂面由浅变深, 进出口逐渐远离边坡坡顶和坡底; 当 λ_{cr} 由大变小时, 滑裂面由深变浅, 进出口逐渐靠近边坡坡顶和坡底; (2) 安全系数与黏聚力 c 近似呈线性增大关系, 与内摩擦角 ϕ 呈非线性增大关系; (3) 安全系数随着坡角或坡高的增大不断减小, 但其对滑裂面的影响同结论(1)。

关键词: 边坡; 强度折减法; 极限平衡法; 滑裂面; 安全系数

中图分类号: TU457

文献标识码: A

文章编号: 1672-643X(2017)04-0210-06

Analysis of impact of strength parameters on slope stability

WANG Lu¹, QIN Shaoshuai²

(1. Shaanxi Water Conservancy Construction Administration, Xi'an 710032, China;

2. PPP Business Department, China Gezhouba Group CO., LTD, Wuhan 430033, China)

Abstract: On the base of studying the mechanism of the material strength on slope stability, combining a simple uniform slope and a non-uniform slope study, the plaxis software based on the strength reduction theory and the geo-studio software based on limit equilibrium theory were used for calculation. The material parameters impact on slope safety factor and slip surface was analyzed by using the Mohr-Coulomb constitutive model. The results show that: (1) when λ_{cr} is constant, changing cohesion c and internal friction angle ϕ had no effect on the sliding surface; when the λ_{cr} changes from small to large, the sliding surface changed from light to dark, and the import and export moved away from the top and base; while when the λ_{cr} changes from large to small, the sliding surface changed from dark to light, the import and export moved near the top and base; (2) the safety factor and the cohesion force c were approximately linearly increasing, and the internal friction angle ϕ was nonlinearly increasing; (3) the safety factor decreased with the increase of the slope angle or slope height, but its impact on slip surface was the same as that of conclusion (1).

Key words: slope; strength reduction theory; limit equilibrium theory; slip surface; safety factor

在进行边坡稳定分析时, 常规的方法主要有极限平衡法和强度折减法^[1]。其中极限平衡法^[2]原理简单, 但其并未考虑边坡材料的应力应变关系和实际的工作状态, 所求出的土条之间的内力或土条底部的反力均不能代表其在实际工作状态下真正的内力和反力^[3], 更不能求出变形强度折减法^[4]也是目前应用较为广泛的一种数值分析方法, 考虑了土的非线性应力-应变关系, 能计算出土坡内的应力

场和位移分布, 但其同时存在一些问题, 最主要的是如何确定破坏准则^[5-7]。目前, 无论哪种方法, 其研究重点在于如何准确确定安全系数的大小, 各种材料参数对于坝坡稳定安全系数的影响, 而很少有人研究滑裂面形状分布情况及其影响因素, 材料参数对于滑裂面的影响等。

本文在理论分析的基础上, 通过数值分析计算, 探讨了材料强度对于边坡滑裂面形状及其分布的影

收稿日期: 2017-03-02; 修回日期: 2017-03-28

作者简介: 汪璐(1990-), 女, 陕西延安人, 硕士, 主要研究方向: 水工结构工程。

通讯作者: 秦少帅(1989-), 男, 山西长治人, 硕士, 主要研究水工结构数值仿真模拟与水利水电施工。

响,为进一步的研究提供一定的参考。

1 计算原理

1.1 边坡稳定分析理论

1.1.1 极限平衡法 极限平衡法^[8-9]是建立在摩尔库仑强度准则基础上的,且其表达式为:

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi' = c' + (\sigma - \mu) \tan \phi' \tag{1}$$

式中: τ 为破坏面上的剪应力,Pa; c' 为土的有效黏聚力,Pa; ϕ' 为土的内摩擦角, (°); σ 、 σ' 为破坏面上总应力和有效法向应力,Pa。

1.1.2 强度折减法 强度折减法^[10]的要点是通过公式(2)~(3)调整土体的强度指标 c 、 ϕ ,其中 K 为折减系数, F_s 为安全系数。

$$c' = c/K \tag{2}$$

$$\phi' = \arctan(\tan \phi / K) \tag{3}$$

$$F_s = \frac{K}{K_{cr}} = K = \frac{c_0}{c_{cr}} = \frac{\tan \phi_0}{\tan \phi_{cr}} \tag{4}$$

式中: K 为安全系数,Pa; c 、 c' 分别为折减前后的黏聚力,Pa; ϕ 、 ϕ' 为折减前后的内摩擦角; c_0 、 ϕ_0 分别为初始状态下材料的黏聚力及内摩擦角; c_{cr} 、 ϕ_{cr} 、 K_{cr} 分别为边坡处于临近破坏状态时的黏聚力、内摩擦角、折减系数,其中 $K_{cr} = 1$ 。

1.2 两者安全系数及滑动面相同

极限平衡法计算得到的最危险滑裂面为边坡原始状态潜在滑面,即所有滑面中抗滑能力最小的;而当整个边坡的参数同时折减时,潜在滑面的抗滑能力在整个边坡中仍然是最小的,因此,可以通过文献[11-12]推导得出两者计算得到的滑裂面及安全系数应相同。

1.3 安全系数与滑裂面之间的关系

根据文献[13-15]的研究结果知,在几何形状尺寸、重度不变的情况下,边坡临近状态对应的黏聚力 c_{cr} 、内摩擦角 ϕ_{cr} 相同且对应的滑裂面位置及形状也被唯一确定。因此若要判断任意黏聚力 c 、内摩擦角 ϕ 对应的滑裂面是否相同,只需要判断其临近状态对应的黏聚力 c_{cr} 、内摩擦角 ϕ_{cr} 是否相同即可。

假设 c_{cr} 、 ϕ_{cr} 均设为定值,则总可以找到 K_1 和 K_2 使下式(5)~(6)成立:

$$c_{cr} = c/K_1 \tag{5}$$

$$\tan \phi_{cr} = \tan \phi / K_2 \tag{6}$$

联立可得式(7):

$$\frac{K_1}{K_2} = \frac{c}{\tan \phi} \frac{\tan \phi_{cr}}{c_{cr}} \tag{7}$$

根据安全系数的定义^[16], 令 $\lambda_{cr} =$

$c/(\gamma h \tan \phi_{cr})$,代入公式(7) 可得:

$$\frac{K_1}{K_2} = \frac{c}{\tan \phi} \frac{1}{\gamma h \lambda_{cr}} \tag{8}$$

当 $\frac{K_1}{K_2} = 1$ 时,即表示任意黏聚力 c 、内摩擦角 ϕ 对应的滑裂面均相同,而此时得式(9):

$$\frac{c}{\gamma h \tan \phi} = \lambda_{cr} = \text{const} \tag{9}$$

因此可知,只要满足上式(9),对于边坡的任意的黏聚力 c 、内摩擦角 ϕ ,其滑裂面位置及形状均相同。

2 均质边坡算例分析(滑裂面情况)

2.1 计算模型及参数

以均质边坡作为分析对象,坡高分别为 10、20、30 m,坡角分别为 30°、45°、60°,模型具体编号见表 2,其中模型 1 尺寸见下图 1 所示,材料参数见下表 1,模型 2、3、4、5 是在模型 1 的基础上改变坡高或者坡角得以实现。

表 1 均质土坡土料计算参数

内摩擦角 $\phi / (^\circ)$	黏聚力 c / kPa	容重 $\gamma / (\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	弹性模量 E / kPa	泊松比 ν
17	42	20	10000	0.3

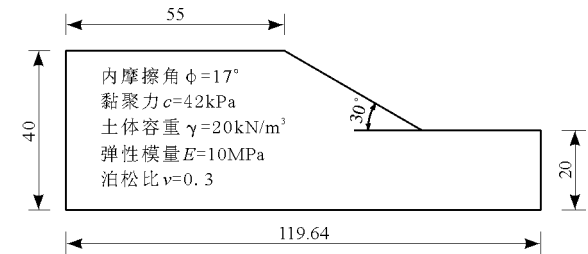


图 1 模型 1 示意图(单位:m)

边界条件为:下部固定约束,左右两侧水平约束,上部为自由边界。分别通过改变黏聚力和内摩擦角,坡高,坡角,得出不同的计算方案,讨论 λ_{cr} 分别为定值和不断增大、不断减小情况下,边坡安全系数和滑裂面的形状及位置的变化情况,令 $K_1 = K_2$ 分别为黏聚力 c 和内摩擦角 ϕ 的折减系数。

2.2 λ_{cr} 不变情况(模型 1)

λ_{cr} 不变,即 $\frac{K_1}{K_2} = 1$ 的情况,令 $K_1 = K_2 = 0.5 \sim 4$ 时,得出滑裂面的形状及位置情况,见图 2。在黏聚力和内摩擦角不断变化(增大)的过程中,安全系数不断增大,由于 $\frac{K_1}{K_2} = 1$ 不变,因此边坡滑裂面形状及

位置均未发生变化。

表 2 安全系数 F 与 λ_{cr} 随黏聚力和内摩擦角的变化情况

方案	K_1	K_2	λ_{cr}	F_s (geo)	F_s (plaxis)
1	0.5	0.5	0.3434	0.721	0.760
2	1.0	1.0	0.3434	1.440	1.515
3	1.5	1.5	0.3434	2.157	2.227
4	2.0	2.0	0.3434	2.877	3.035
5	2.5	2.5	0.3434	3.604	3.798
6	3.0	3.0	0.3434	4.321	4.554
7	3.5	3.5	0.3434	5.039	5.313
8	4.0	4.0	0.3434	5.763	6.089

2.3 λ_{cr} 变化情况(模型 1, K_1 变化, K_2 不变)

当 K_2 保持不变, K_1 从 0.2 ~ 6.4 变化时, 得出滑裂面的形状及位置情况, 见图 3。在黏聚力不断变化(增大), 内摩擦角保持不变的过程中, 安全系数不断增大, 见表 3, 但由于 $\frac{K_1}{K_2}$ 越来越大, 即 λ_{cr} 由小变大, 因此, 滑裂面由浅变深, 进口越远离坡顶, 出口越远离坡底。

表 3 安全系数 F 与 λ_{cr} 随黏聚力和内摩擦角的变化情况

方案	K_1	K_2	λ_{cr}	F_s (geo)	F_s (plaxis)
1	0.2	1	0.07	0.848	0.831
2	0.4	1	0.14	1.031	1.033
3	0.8	1	0.27	1.310	1.368
4	1.6	1	0.55	1.800	1.957
5	3.2	1	1.10	2.732	3.071
6	6.4	1	2.20	4.498	5.149

2.4 λ_{cr} 变化情况(模型 1, K_1 不变, K_2 变化)

当 K_1 保持不变, K_2 从 0.2 ~ 6.4 变化时, 得出滑裂面的形状及位置情况, 见图 4。在黏聚力保持不变, 内摩擦角不断变化(增大)的过程中, 安全系数不断增大, 见表 4, 但由于 $\frac{K_1}{K_2}$ 越来越小, 即 λ_{cr} 由大变小, 因此, 滑裂面由深变浅, 进口越靠近坡顶, 出口越靠近坡底。

表 4 安全系数 F 与 λ_{cr} 随黏聚力和内摩擦角的变化情况

方案	K_1	K_2	λ_{cr}	F_s (geo)	F_s (plaxis)
1	1	0.2	1.72	0.746	0.853
2	1	0.4	0.86	0.935	1.042
3	1	0.8	0.43	1.276	1.374
4	1	1.6	0.21	1.904	1.957
5	1	3.2	0.11	3.042	3.023
6	1	6.4	0.05	5.130	5.041

2.5 坡角 α 变化情况

分别就上述 3 种情况, 对坡角 α 为 30°、45°、60° 的情况进行对比分析。方案 1 为材料参数不变; 方案 2 为 c 不断增大, ϕ 不变; 方案 3 为 ϕ 不断增大, c 不变。从模拟结果看, 在几种坡角情况下具有类似的滑裂面形状和位置, 但随着坡角的不断增大, 在相同材料的参数的情况下, 安全系数不断减小。同时安全系数与黏聚力 c 的增大近似呈线性关系。具体见下图 5。

2.6 坡高 h 变化情况

对于上述 3 种情况, 分别对坡高 h 为 10、20、30 m 的情况进行对比分析。方案 1 为材料参数不变; 方案 2 为 c 不断增大, ϕ 不变; 方案 3 为 ϕ 不断增大, c 不变。发现在几种坡高情况下具有类似的滑裂面形状和位置, 但随着坡高的不断增大, 在相同材料的参数的情况下, 安全系数不断减小。同时安全系数与黏聚力 c 的增大近似呈线性关系。具体见下图 6。

3 非均质边坡算例分析(滑裂面情况)

3.1 计算模型及参数

图 7 所示非均质边坡作为分析对象, 具体材料参数见下表 5。边界条件为: 坡底为固定约束, 左右边界为水平约束, 其它边界无约束。

以下计算方案的前提条件是 $\lambda_{cr1} = \lambda_{cr2}$ 。

3.2 λ_{cr} 不变情况

$\lambda_{cr1} = \lambda_{cr2}$ 不变, 即 $\frac{K_1}{K_2} = 1$ 的情况, 令 $K_1 = K_2 =$

0.5 ~ 4 时, 得到各方案下滑裂面情况, 见图 8。

3.3 λ_{cr} 变化情况(K_1 变化, K_2 不变)

λ_{cr} 变化情况, 即 K_2 保持不变, $K_1 = 0.2 \sim 6.4, \frac{K_1}{K_2}$

不断增大的情况, 得到各方案下滑裂面情况, 见下图 9。

3.4 λ_{cr} 变化情况(K_1 不变, K_2 变化)

λ_{cr} 变化情况, 即 K_1 保持不变, $K_2 = 0.2 \sim 6.4, \frac{K_1}{K_2}$ 不

断减小的情况, 得到各方案下滑裂面情况, 见下图 10。

对于 $\lambda_{cr1} = \lambda_{cr2}$ 情况下非均质边坡而言, 上述分析得到的材料参数与滑裂面情况的有关结论与 3.2 ~ 3.4 节所得结论相同。

4 安全系数变化情况

对上述均质边坡及非均质边坡安全系数计算结果汇总如下图 11。由图 11 可知: 不论对于均质边坡或是非均质边坡, 其安全系数与粘聚力 c 近似呈线性增大关系, 与内摩擦角 ϕ 呈非线性增大关系。

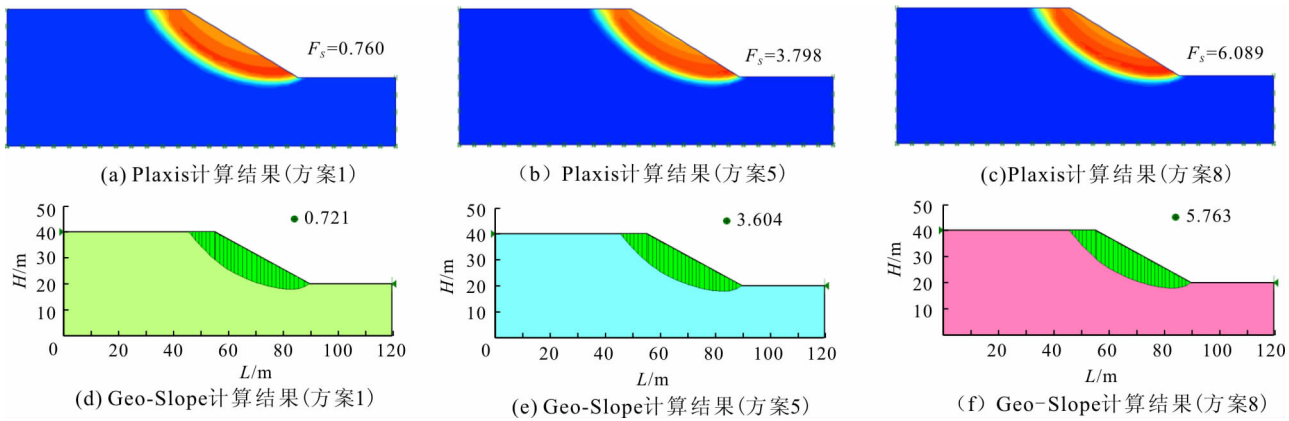


图 2 滑裂面位置及形状

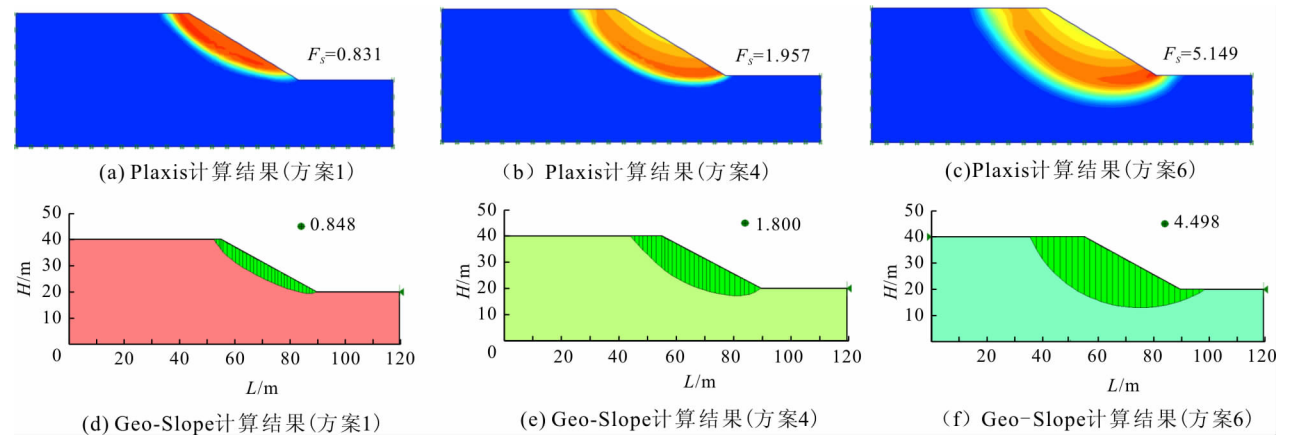


图 3 滑裂面位置及形状

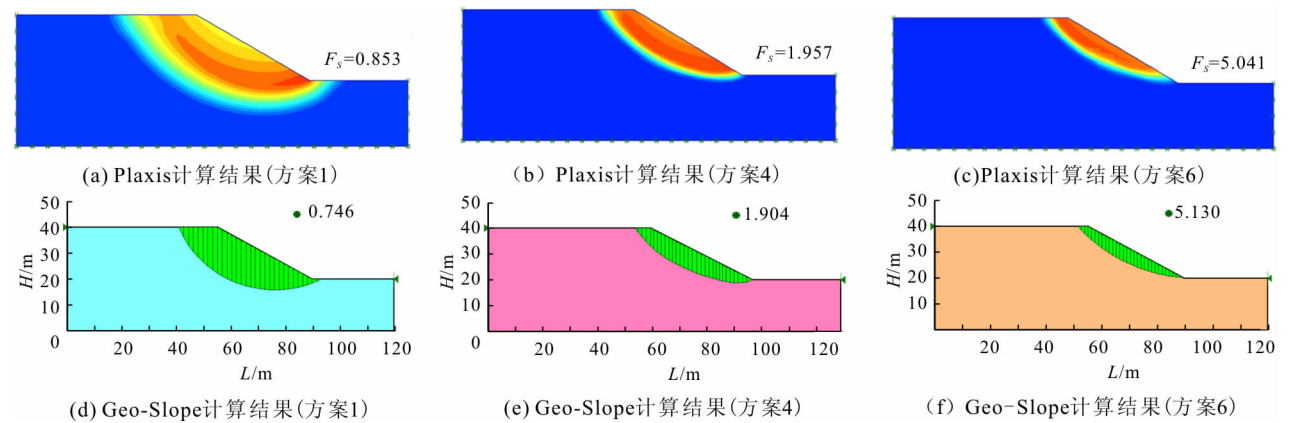


图 4 滑裂面位置及形状

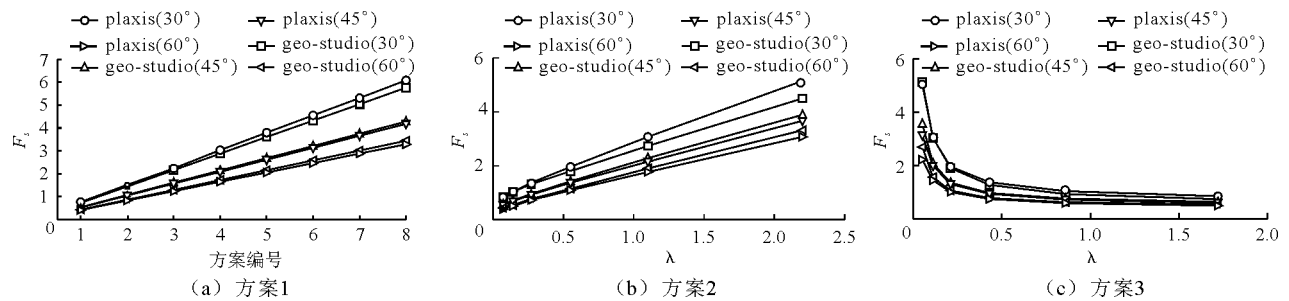


图 5 坡角 α 对安全系数 F 的影响

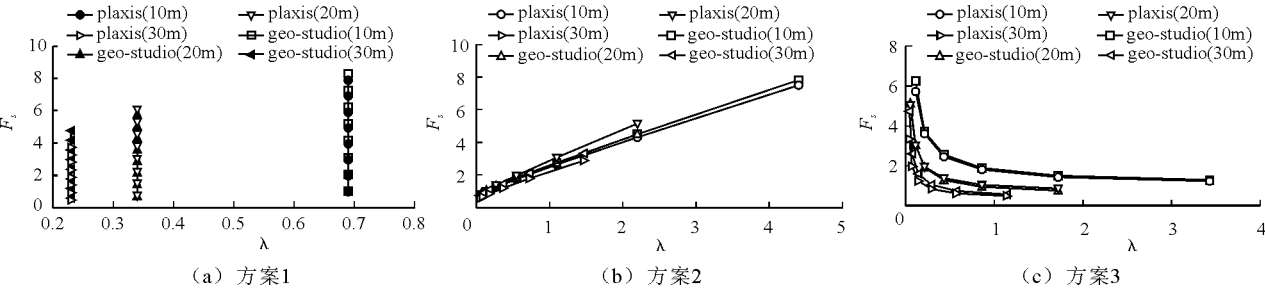


图6 坡高 h 对安全系数 F 的影响

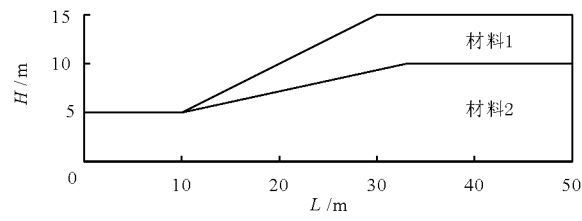


图7 非均质边坡计算简图

表5 非均质边坡材料参数图

材料	内摩 擦角/ ($^{\circ}$)	粘聚 力 c / kPa	容重 γ / ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	弹性 模量 E / kPa	泊松比 ν
材料 1	12	10.94	15	10000	0.25
材料 2	17	42	20	30000	0.30

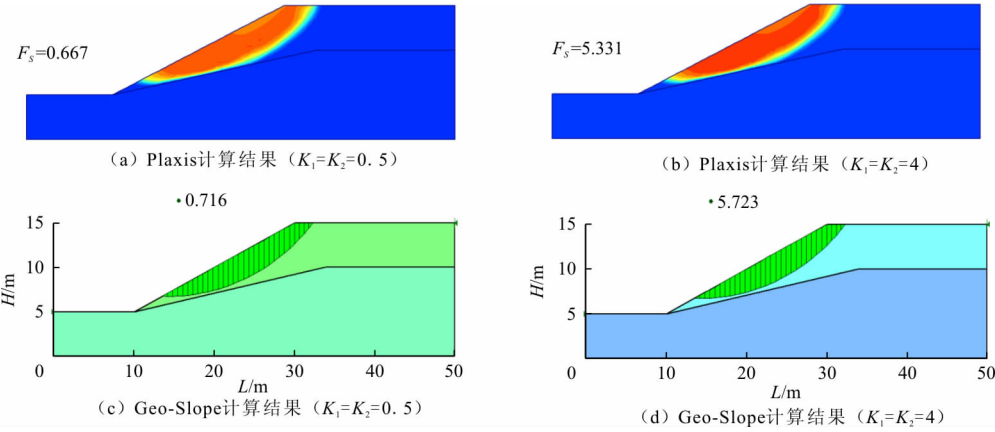


图8 各方案边坡潜在滑动面 (λ_{cr} 不变)

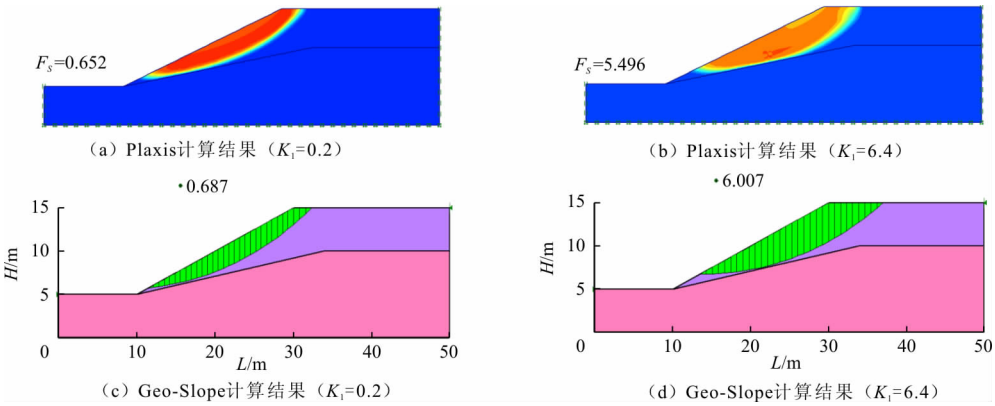
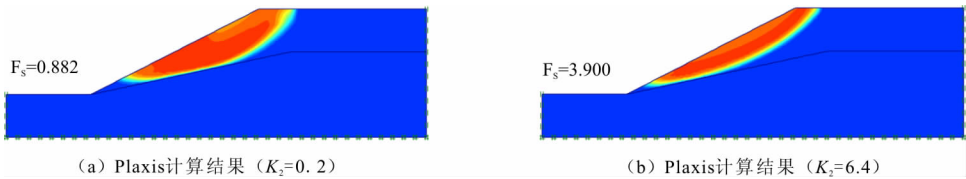


图9 各方案边坡潜在滑动面 (λ_{cr} 不断增大)



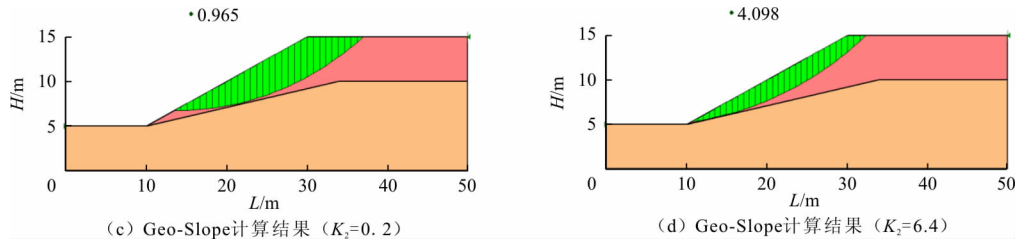


图 10 各方案边坡潜在滑动面(λ_{cr} 不断减小)

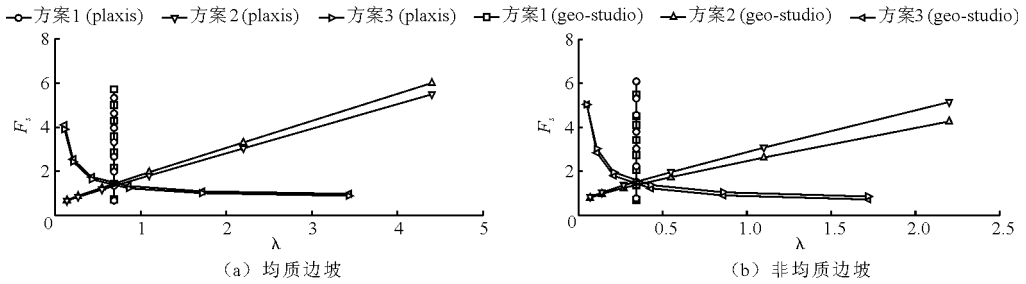


图 11 安全系数随 λ 的变化图

5 结 论

(1)对于均质、非均质边坡,安全系数随着材料参数的变化发生相应的变化,与黏聚力 c 近似呈线性增大关系,与内摩擦角呈非线性增大的关系。

(2)若 $\lambda = c/(\gamma h \tan \phi)$ 保持不变,虽 c, ϕ 将引起安全系数发生变化,但是滑裂面形状与位置不发生任何变化;若 $\lambda = c/(\gamma h \tan \phi)$ 由小变大(c 增大, ϕ 不变)时,滑裂面越来越深,滑动体积越来越大;若 $\lambda = c/(\gamma h \tan \phi)$ 由大变小(c 不变, ϕ 增大)时,滑裂面越来越浅,滑动体积越来越小。

(3)当坡角(坡高)发生变化时,对其中的任一坡角(坡高)仍存在上述结论。同时,随着坡角(坡高)的增大,安全系数不断减小。

(4)本文对非均质边坡的讨论只针对 $\lambda_{cr1} = \lambda_{cr2}$ 的特殊情况进行分析,因此对一般情况有待进一步研究分析。

参考文献:

[1] 张强. 基于有限元强度折减法与传统极限平衡法的边坡稳定性分析[J]. 北方交通,2016(6):95-98.

[2] 王旭,刘东升,宋强辉,等. 基于极限平衡法的边坡稳定性可靠度分析[J]. 地下空间与工程学报,2016,12(3):839-844.

[3] 王媛. 有限元极限平衡法在水利工程中的应用[D]. 大连:大连理工大学,2016.

[4] 刘金,李勤昌,马秀媛. 有限元强度折减法在边坡稳定性分析中的应用[J]. 山东大学学报(工学版),2016,46(4):83-88.

[5] 齐小静,石自堂,崔金鹏. 基于强度折减法的土石坝稳定性分析及失稳判据选择研究[J]. 水利与建筑工程学报,

2016,14(2):104-108.

[6] 李垠,程丹,苏凯. 基于有限元强度折减法的边坡失稳判据统一性研究[J]. 大地测量与地球动力学,2016,36(1):69-74.

[7] 陈倩倩. 基于强度折减有限元法的边坡失稳判据研究[D]. 西安:长安大学,2015.

[8] 刘士乙. 基于有限元极限平衡法的土工结构稳定分析研究[D]. 大连:大连理工大学,2015.

[9] Ouyang Chaojun, Xu Qiang, He Siming, et al. A generalized limit equilibrium method for the solution of active earth pressure on a retaining wall[J]. Journal of Mountain Science, 2013, 10(6): 1018-1027.

[10] 陈国庆,黄润秋,石豫川,等. 基于动态和整体强度折减法的边坡稳定性分析[J]. 岩石力学与工程学报,2014,33(2):243-256.

[11] 刘方琨. 基于强度折减法的金山尾矿坝稳定性分析[D]. 青岛:青岛理工大学,2013.

[12] 张昊,余巍伟,林杭,等. 不同安全系数对应的边坡滑动面位置分析[J]. 岩土力学,2012,33(2):449-452+475.

[13] Jiang Jingcai, Yamagami T. A new back analysis of strength parameters from single slips[J]. Computers and Geotechnics,2008,35(2):286-291.

[14] Jiang Jingcai, Yamagami T. Charts for estimating strength parameters from slips in homogeneous slopes[J]. Computers and Geotechnics,2006,33(6):294-304.

[15] Timothy D S, Hangseok C, Sean M. Drained shear strength parameters for analysis of landslides[J]. Journal of Geotechnical and Geo-environmental Engineering, 2005,31(5):575-588.

[16] 杨涛,周德培,马惠民,等. 滑坡稳定性分析的点安全系数法[J]. 岩土力学,2010,31(3):971-975