

传递系数法中条块间应力的探讨*

易朋莹^{①②} 邓时义^③ 吕涛^④

(①重庆大学土木工程学院 重庆 400045)

(②重庆市高新工程勘察设计院有限公司 重庆 401121)

(③四川宏扬建筑集团有限公司 资阳 641500)

(④重庆市交通规划勘察设计院 重庆 401121)

摘要 根据对传递系数法条块间作用力性质及与主动土压力和被动土压力关系进行的分类,揭示了其中3类计算成果与条块间的实际应力状态不符,分析成果偏危险。结合 Mohr-Coulomb 屈服准则,分析了问题原因,并求解了条块间应力的极限值。结论表明:当条块间作用力小于主动土压力时后侧条块发生主动破坏,条块间作用力应采用主动土压力,当作用力大于被动土压力时前侧条块将发生被动破坏,条块间作用力采用被动土压力,并将研究成果运用到工程案例。

关键词 传递系数法 Mohr-Coulomb 主动土压力 被动土压力 下滑力

中图分类号:TU457 **文献标识码**:A

DISCUSSION OF INTER-SLICE ACTION IN TRANSMITTING COEFFICIENT METHOD

YI Pengying^{①②} DENG Shiyi^③ LV Tao^④

(①College of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045)

(②Chongqing Hi-Tech Engineering Reconnaissance & Design Institute, Chongqing 401121)

(③Sichuan Hong-yang Construction Clan Company, Ziyang 641500)

(④Chongqing Communications Planning Survey & Design Institute, Chongqing 401121)

Abstract The inter-slice action of transmitting coefficient method is classified according to its properties and the relationship among the inter-slice action and active earth pressure and passive earth pressure. This paper reveals that the three types of calculation results discord with the real stress state, which is more dangerous. The reason for the problem is analyzed. The limit value of the inter-slice stress is solved with the Mohr-Coulomb yield criterion. The finding shows that the rear slice can occur active destruction when the inter-slice action is less than the active earth pressure. So the inter-slice action should take active earth pressure. The anterior slice can occur passive destruction when the inter-slice action is more than the passive earth pressure. So the inter-slice action should take passive earth pressure. The research results are applied to engineering cases.

Key words Transmitting coefficient method, Mohr-Coulomb, Active earth pressure, Passive earth pressure, Downslide strength

* 收稿日期: 2011-10-11; 收到修改稿日期: 2012-03-01.

基金项目: 国家杰出青年科学基金(50625824)和重庆市科委重点攻关项目(CSTC 2006AB7003).

第一作者简介: 易朋莹, 研究方向为地基处理及地质灾害防治预警. Email: yipyipy@126.com

1 引言

传递系数法又名折线法、不平衡推力传递法或剩余下滑力法,属刚体极限平衡分析法。它将坡体材料当作理想刚性材料,在加载过程中滑坡体不会发生任何形变;将边坡稳定问题视为平面应变问题,在滑面变化点用竖直线将滑体分成若干个计算条块,假定条块滑动时只沿滑面产生整体移动,不考虑条块转动,忽略各计算单元的土体两侧的剪切力,条块间作用力方向与上条块滑动面倾角一致^[1~4],计算模型如图1所示。由于该法理论简单明晰,便于理解和运用,适用范围广泛,并可获得任意形状滑动面在复杂荷载作用下的滑坡推力,备受工程界的青睐,在我国水利、交通和铁道部门滑坡稳定分析中得到了广泛的应用,并已纳入相关行业的设计施工技术规范^[5~8]。

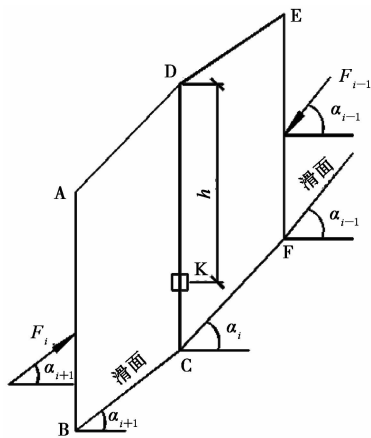


图1 条块受力示意图

Fig. 1 Diagram of slice forcing

由于传递系数法假定条块为理想刚性体,刚性体外荷载作用下既可以承受任意大小压应力作用又可以承受拉应力作用,在滑动面外滑坡的土体力学性质几乎没被考虑,条块除了上部条块的下滑力,还受到土体内部的土压力作用,它对滑坡剩余下滑力计算和稳定性分析产生重要影响,在某些特定条件下条块间的作用力与实际应力状态不符,计算成果是偏于不安全的^[1~4]。本文通过对传递系数法条块间内力与土压力的对比,分析了条块间作用力的极限值,揭示了传递系数法的缺陷并研究了相应的处理措施。

2 条块间作用力分析

滑动面的形状具有多样性,条块间作用力也会出现多种情况,根据条块间作用力性质及与土体内主动土压力、被动土压力的关系可以分为4类:

$F_i < 0, 0 \leq F_i < P_a, P_a \leq F_i \leq P_p, P_p < F_i$ 式中, P_a 为主动土压力; P_p 为被动土压力。

2.1 $F_i < 0$

当滑坡中后部滑面倾角平缓或反倾时,条块阻滑作用较为显著,运用传递系数法计算时在该条块后的剩余下滑力小于零(拉应力),显然滑坡土体不能承受拉力作用,工程界在 $F_i < 0$ 时假定 $F_i = 0$,从下一块开始重新计算。在对这类滑面进行稳定性分析时往往会出现稳定系数很高但仍有剩余下滑力的矛盾,其矛盾根源及修正方法详见文献[7]。

2.2 $0 \leq F_i < p_a$

当滑坡体后部滑面较缓时,条块间虽有下滑力产生,但小于该条块间的主动土压力,滑坡不会沿原滑动面整体滑动,将在该条块位置发生主动破坏。这个现象在滑坡计算中时有存在,但其危害性尚未引起工程人员的重视,将可能导致滑坡剩余下滑力计算值偏小。

2.3 $p_a \leq F_i \leq p_p$

在滑坡的下滑段,条块间的作用力较大,但仍小于条块界面的被动土压力。此时界面两侧土体均处于弹性状态,不会产生塑性破坏,滑坡推力是可以相互传递的,满足刚体传递静力平衡的条件。

2.4 $P_p < F_i$

在滑坡前缘阻滑段承受的剩余下滑力大,条块间作用力较大,当滑体较薄时土体到达被动极限平衡状态,将在后侧条块内形成新的破坏面,滑坡剩余下滑力计算值偏小。

以上4种情况,除了(3)中的土体处于弹性平衡状态可以实现条块间的静力传递外,(1)(2)可能发生在牵引式滑坡中,(4)可能发生在推移式滑坡中,条块内均会出现塑性破坏,不满足传递系数法中刚体理论的假定。如果不对滑坡体中的土压力进行分析而生硬的运用传递系数法所得的滑坡推力偏小,稳定系数偏大,结论偏不安全,容易导致工程事

故。因此在运用传递系数法计算滑坡推力及稳定系数时还必须对条块间的土体应力分析,进一步确定条块间的作用力。

3 理论分析

3.1 条块间土应力关系

根据 Mohr-Coulomb 强度准则,处于塑性状态的单元体在应力变化较小的范围内的抗剪强度与法向应力关系函数为^[5~6]:

$$\tau = f(\sigma) = \sigma \tan \phi + c \quad (1)$$

将 σ 和 τ 用主应力 σ_1 和 σ_3 表示:

$$\sigma_1 = \sigma_3 k_p + 2c \sqrt{k_p}$$

或
$$\sigma_3 = \sigma_1 k_a - 2c \sqrt{k_a} \quad (2)$$

式中, c 为土体黏聚力; ϕ 为土体内摩擦角; $k_p = \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2})$, $k_a = \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2})$ 。

σ_1 和 σ_3 的关系可用图 2 表示:

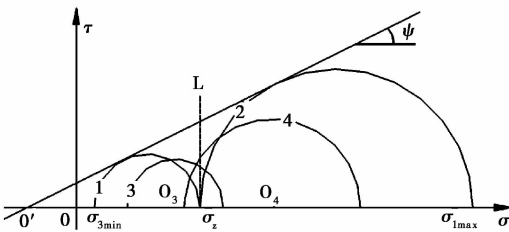


图 2 土体中各种应力状态的应力圆

Fig. 2 Stress circle of various stress state in soil

在条块间 CD 面上选取微单元 K 为研究对象,其应力状态如图 3-a 所示,其中垂直方向的应力 σ_z 可以求解而 σ_h 和 τ 求解困难,但当土单元处于极限

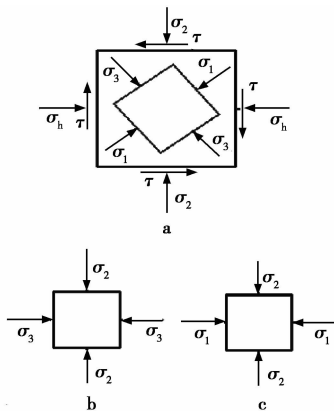


图 3 K 单元应力分析

Fig. 3 Stress analysis of K element

状态时可以确定 σ_h 极限值:当 σ_z 为最大主应力时 σ_h 为最小主应力 σ_3 ,如图 3-b 所示;当 σ_z 为最小主应力时 σ_h 为最大主应力 σ_1 ,如图 3-c 所示。

3.2 条块间最小水平应力

滑坡的坡面一般来讲都不是水平的,滑体内部单元体的竖向应力除了与其深度有关外还和边坡坡面有关。对于 K 点,其上部土条高度为 h ,其竖向应力可以表示为:

$$\sigma_z = \gamma h + dp \quad (3)$$

式中, γ 为滑体土容重; dp 为地面倾斜引起 K 点应力值,当 K 点正上方附近坡面变化不大时可以证明 $dp > 0$ 。当坡面水平时 $dp = 0$ 。

根据土力学理论可知影响土体中土压力的因素很多,其中前缘土体的位移条件是最主要的因素,其位移方向和位移大小决定着土压力的性质和大小。

前侧土体(即图 1 中 ABCD 条块)可能产生背离计算条块(CDEF)的位移,条块间的作用力逐渐减小,当 ABCD 土体位移达到一定程度时 CDEF 中某些土体将达到主动极限平衡状态,此时其应力如图 3b 所示,土体单元的最大主应力为 σ_z ,水平向应力 σ_h 为最小主应力,其应力圆如图 2 中应力圆 1 所示。通过 Mohr-Coulomb 强度理论,有:

$$\sigma_h = \sigma_3 = \sigma_z k_a^2 - 2k_a c \quad (4)$$

从图 2 圆 1 也可以看出,如果水平向应力 σ_h 小于 σ_{3min} 时,通过 σ_h 和 σ_z 两点所作的应力圆与强度包线相割,表明该单元已经破坏,其应力状态是不存在的。也就是说,水平向应力不是可以任意小的,不会小于 0,其极值为最小主应力 σ_{3min} 。

3.3 条块间中最大水平应力

处于抗滑段的前侧土条(如图 1 中 ABCD 条块),受其后条块(CDEF 条块)可能产生向它的位移,当 CDEF 土体位移达到一定程度时 ABCD 中某些土体将达到被动极限平衡状态,此时其应力如图 3c 所示。此时土体单元的竖向应力 σ_z 为最小主应力 σ_3 ,水平向应力 σ_h 为最大主应力 σ_1 ,通过 Mohr-Coulomb 强度理论,有:

$$\sigma_h = \sigma_1 = \sigma_z k_p^2 + 2k_p c \quad (5)$$

其应力圆如图 2 中应力圆 2 所示,如果水平向应力 σ_h 大于 σ_{1max} 时,通过此时的 σ_h 和 σ_z 两点所作的应力圆必然会与强度包线相割,表明该单元已经破坏,这种应力状态也是不存在的。因此土体中的水平向应力不是可以任意大的,其极限值为 σ_{1max} 。

3.4 条块间非极限状态下的水平应力

上面分析了条块间土体完全处于极限状态下的2种情形,实际上条块间竖直界面上只有个别土体单元处于极限状态,绝大部分处于弹性平衡状态,其应力状态如图3a所示,应力圆为图2中的圆3或圆4。受条块相对位移的影响,土体单元的应力变化范围较大,对每个单元的应力状况精确分析是非常困难的,在滑坡计算中也是没有必要的。

从图3a中可以发现,运用剪力互等定理后仍有3个应力变量,即 σ_h 、 σ_z 和 τ ,目前的已知量只有 σ_z ,其他两个量为未知量。由于在滑动面变化不剧烈的情况下条块间剪力对滑坡推力的影响较小(许多学者对此有过论证并且部分计算方法中忽略了条块间的剪切力),因此下面对影响滑坡推力较为重要的 σ_h 进行分析。

根据材料力学和弹性力学理论,结合图3a的应力状态,可以获得该单元点上的两个主应力值,即:

$$\sigma_1 = \frac{1}{2}(\sigma_h + \sigma_z) + \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_h - \sigma_z)^2 + 4\tau^2} \quad (6)$$

$$\sigma_3 = \frac{1}{2}(\sigma_h + \sigma_z) - \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_h - \sigma_z)^2 + 4\tau^2} \quad (7)$$

根据 Mohr-Coulomb 原理,任意状态下 σ_1 和 σ_3 为:

$$\sigma_1 \leq \sigma_3 k_p^2 + 2ck_p \quad (8)$$

将(6)(7)式代入(8)式并整理为关于 σ_h 的一元二次方程:

$$k_p^2 \sigma_h^2 - (A\sigma_z + 2Bck_p)\sigma_h + k_p^2 \sigma_z^2 - 2Bck_p \sigma_z - 4c^2 k_p^2 + C^2 \tau^2 \leq 0 \quad (9)$$

式中, $A = k_p^4 + 1$ 、 $B = k_p^2 - 1$ 、 $C = k_p^2 + 1$

求解可得:

$$\frac{1}{2k_p^2}(A\sigma_z + 2Bck_p) - \frac{1}{2k_p^2}[(BC\sigma_z + 2Cck_p)^2 - 4C^2 k_p^2 \tau^2]^{0.5} \leq \sigma_h \leq \frac{1}{2k_p^2}(A\sigma_z + 2Bck_p) + \frac{1}{2k_p^2}[(BC\sigma_z + 2Cck_p)^2 - 4C^2 k_p^2 \tau^2]^{0.5} \quad (10)$$

当 $\tau = 0$,即竖向应力 σ_z 为主应力时, σ_h 的极值:

$$\sigma_{h\min} = \frac{\sigma_z - 2ck_p}{k_p^2}, \sigma_{h\max} = k_p^2 \sigma_z + 2ck_p \quad (11)$$

式(11)与4.2节和4.3节的分析结论一致。

从图2中的应力圆3和4也可以看出当水平应力小于竖向应力时, $\sigma_{h\min} > \sigma_{3\min}$;水平应力大于竖向应力时, $\sigma_{h\max} < \sigma_{1\max}$ 。

因此,当条块间应力的4种情况中只有第(3)种情况是合理的,其余3种状态均不可能存在。第(1)情况人们早就对它做出了修正,但修正后仍然不符合条块间应力状况,和第(2)种情况一样,土体条块间作用力计算值小于实际值,在工程设计中偏危险。对于第(4)种情况,条块间的水平应力值大于土体极限侧压力,条块不能像刚体一样传递力,内部将产生破坏,其结果会导致过高的计算了滑坡前缘的抗滑力,使设计值低于土体中应力的实际值,使工程设计偏危险。

4 处理措施及工程案例

当条块间作用力计算值小于(4)式时后条块将处于主动极限平衡状态,采用主动土压力作为条块间作用力;当条块间作用力计算值大于(5)式时前侧条块将处于被动极限平衡状态,采用被动土压力作为条块间作用力,按此法则修正条块间作用力,可

表1 剩余下滑力计算表

Table 1 Calculation table of surplus downslope strength

条块	滑面倾角/(°)	滑面长度/m	条块面积/m ²	传力系数	下滑力/kN·m ⁻¹	阻滑力/kN·m ⁻¹	剩余下滑力/kN·m ⁻¹	主动土压力/kN·m ⁻¹	被动土压力/kN·m	一次修正剩余下滑力/kN·m ⁻¹	二次修正剩余下滑力/kN·m ⁻¹	三次修正剩余下滑力/kN·m ⁻¹
1 [#]	31.60	26.16	158.90	1.00	1707.08	702.70	1516.50	1191.89	2674.32	1516.50	1516.50	1516.50
2 [#]	48.80	21.09	308.16	0.73	4753.15	850.70	6843.32	5561.92	10870.64	6843.32	6843.32	6843.32
3 [#]	13.51	13.21	376.18	0.99	1802.12	1255.19	6089.90	5557.94	10863.35	6089.90	6089.90	6089.90
4 [#]	10.53	19.73	563.58	0.92	2110.82	1898.31	6880.52	5376.38	10530.74	6880.52	6880.52	6880.52
5 [#]	-5.96	17.69	480.60	0.99	-1022.24	1645.18	3335.41	4257.40	8472.25	4257.40	4257.40	4257.40
6 [#]	13.75	20.78	477.09	0.98	2325.28	1635.59	4693.38	2885.05	5920.11	5607.28	5607.28	5607.28
7 [#]	7.89	22.60	440.68	0.89	1240.56	1574.50	4636.31	1948.90	4150.62	5531.65	4150.62	4150.62
8 [#]	-12.32	19.91	260.50	1.01	-1139.34	993.40	1639.74	418.44	1123.62	2434.27	1208.74	1123.62
9 [#]	-8.67	24.25	108.63		-335.70	596.70	618.71			1419.09	184.53	98.78

使条块间作用力与实际受力状态较为接近,具体见以下工程案例。

重庆市万州区某滑坡滑面起伏变化大(图4),滑面强度参数为 $c = 11.2 \text{ kPa}$, $\phi = 8.4^\circ$,滑体重度 $\gamma = 20.5 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$,设计安全系数为 1.3。采用传递系数法计算结果见表 1,根据计算结果,5#条块后侧 FF' 处条块间作用力与主动土压力之差为 $-921.99 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$,FF' 后侧土体产生圆弧滑动破坏,按主动土压力来修正条块间主要力;经过第一次修正后,7#、8#条块的条块间作用力大于其被动土压力,将可能产生次级剪出破坏,而滑坡最后剩余下滑力减少较大,修正后的剩余下滑力见表 1,滑坡最终剩余下滑力相差 $519.93 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$,在 HH' 和 II' 后侧将出现次级剪出,应对滑面进行校核。

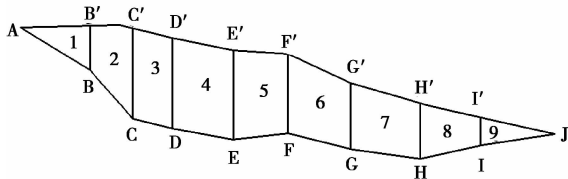


图 4 条块划分示意图

Fig. 4 Diagram of partition slice

5 结论及建议

计算滑坡剩余下滑力,除了满足该理论本身的假定外,还必须结合土体材料的力学特性,只有在两者都满足的情况下才能获得与实际情况相符的结果。根据条块间作用力与土体内主动土压力、被动土压力的关系可以分为 4 类: $F_i < 0$, $0 \leq F_i < P_a$, $P_a \leq F_i \leq P_p$, $P_p < F_i$, 分别讨论了各种类型的原因,分析了条块间应力极限值,当 $F_i < P_a$ 时,后侧条块将发生主动破坏, $F_i = P_a$; $P_p < F_i$ 时前侧条块将发生被动破坏, $F_i = P_p$, 并应重新校核滑面。

参 考 文 献

[1] 苏爱军, 冯明权. 滑坡稳定性传递系数计算法的改进[J]. 地

质灾害与环境保护, 2002, 13(3): 51 ~ 55.

Su Aijun, Feng Mingquan. Improving on transfer coefficient method applied to landslide stability analyse and landslide thrust value calculation. Journal of Geological Hazards and Environment Preservation, 2002, 13(3): 51 ~ 55.

[2] 苏爱军. 滑坡稳定性评价原理与方法——条分法的改进[M]. 武汉: 中国地质大学出版社, 2008.

Su Aijun. The Principle and Method for Landslide Stability Evaluation-revision on Sliced Method. Wuhan: China university of Geosciences press, 2008.

[3] 童广勤, 苏爱军. 改进的传递系数法[J]. 长江科学院院报, 2010, 27(6): 43 ~ 48.

Tong Guangqin, Su Aijun. Improved transfer coefficient method. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 2010, 27(6): 43 ~ 48.

[4] 何木, 赵其华. 基于方向角修正的改进传递系数法[J]. 地质灾害与环境保护, 2010, 21(1): 79 ~ 82.

He Mu, Zhao Qihua. Improved transfer coefficient method based on correcting direction angle. Journal of Geological Hazards and Environment Preservation, 2010, 21(1): 79 ~ 82.

[5] 李广信. 高等土力学[M]. 北京: 清华大学出版社, 2005.

Li Guangxin. Advanced soil Mechanics. Beijing: Tsinghua University Press, 2005.

[6] 郑颖人, 孔 亮. 岩土塑性力学[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.

Zheng Yingren, Kong Liang. Geotechnical Plastic Mechanics. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.

[7] 易朋莹, 唐红梅. 对用传递系数法求滑坡稳定系数的商榷——以万州太白岩中东段欠稳定斜坡为例[J]. 重庆交通大学学报, 2004, 23(2): 78 ~ 89.

Yi Pengying, Tang Hongmei. Discussion about calculating the stabilization coefficient through transferring coefficient method—Wanzhou Taibaiyan middle east segment unstable slopes as the example. Journal of Chongqing Jiaotong University, 2004, 23(2): 78 ~ 89.

[8] 张 丹, 李同春, 乐成军. 论传递系数法求边坡稳定安全系数的 2 种解法[J]. 水利水电科技进展, 2004, 24(2): 23 ~ 25.

Zhang Dan, Li Tongchun, Yue Chengjun. Two methods for calculation of safety factor of slope stability by use of transfer coefficient method. Advances in Science and Technology of Water Resources, 2004, 24(2): 23 ~ 25.