

非线性破坏准则下土体剪胀性对地震主动土压力的影响

郭诗惠^{1,2}, 刘炳³(1.南阳理工学院 土木工程学院, 河南 南阳 473000; 2.长沙理工大学 桥梁工程安全控制教育部重点实验室;
3.南阳市高速公路有限公司)

摘要: 该文基于极限分析上限法, 提出一种可以综合考虑土体强度非线性及剪胀性的主动土压力系数的计算方法。在引入非关联流动法则的基础上, 借助切线技术将非线性强度参数转化为线性参数。考虑地面超载以及地震力作用的影响, 推导了各项外力功率和内能耗散功率的表达式, 建立能量极限平衡方程, 进而获得主动土压力的显式解, 并最终获得主动土压力系数的最优上限解。参数分析表明: 主动土压力系数随非线性系数、水平地震力系数和地面超载的增大而增大, 随初始黏聚力和剪胀系数的增大而减小。通过算例说明在边坡挡土墙的设计中, 非线性系数及剪胀系数应予以重视。

关键词: 极限分析; 非关联流动法则; 主动土压力系数; 非线性

在岩土工程领域中, 土压力计算在挡土墙设计中至关重要。在计算土压力的传统方法中通常假设土体强度遵循线性 M—C 屈服准则。大量试验数据表明: 土体破坏时其强度包络线几乎都是非线性的, 采用线性强度准则计算土压力, 获得结果可能偏离实际情况。

国内外学者基于极限分析理论, 对于非线性破坏准则下的土压力计算进行了一系列的研究: 林松应用切线法和迭代法求解非线性参数, 推导出非线性 M—C 准则下被动土压力上限解; 张国祥引入非线性破坏准则求解主动土压力, 并将研究成果与线性条件下土压力计算结果进行对比; 王作伟等采用拟静力法, 将地震力作用引入非线性主动土压力中, 得到平动破坏机制下挡土墙地震主动土压力。随着塑性理论的发展, 非关联流动法则在岩土工程中得到广泛应用。吕绍文基于极限分析理论, 考虑非关联流动法则, 探讨了剪胀系数对支护反力的影响; 姚聪采用非关联流动法则计算非线性隧道掌子面支护力, 并给实际工程提出建议; 张培文等采用平面应变分析了剪胀角对边坡稳定性的影响; 邓国瑞等在求解锚杆加固边坡稳定性时引入非关联流动法则, 对土体强度参数进行折减。

现有研究表明: 非关联流动法则更符合土体实际的破坏特性。然而, 非关联流动法则在土压力的计算方法中应用较少。因此, 该文综合考虑土体强度非线性

性及非关联流动法则对主动土压力的影响, 并在此基础上考虑水平地震力及地面超载的作用, 运用极限分析方法, 推导主动土压力系数的显式表达式, 借助最优化方法计算得到主动土压力系数上限解, 并对相关参数的影响进行分析研究。

1 基本原理

1.1 非线性破坏准则

目前应用最为广泛的强度非线性准则为非线性 M—C 准则, 传统的 M—C 准则是其中的特例, 在 $\tau-\sigma_n$ 应力空间中, 其表达式为:

$$\tau = c_0 (1 + \sigma_n / \sigma_t)^{1/m} \quad (1)$$

式中: c_0 为初始黏聚力; m 为非线性系数 ($m=1$ 时非线性破坏准则退化为线性破坏准则); σ_n 为破坏面上的正应力; σ_t 为单轴抗拉强度。

1.2 非关联流动法则

土体服从非关联流动法则时, 剪胀角和内摩擦角的关系如下:

$$\begin{cases} \eta = \frac{\cos\psi \cos\varphi}{1 - \sin\psi \sin\varphi} \\ \psi = \eta\varphi \end{cases} \quad (2)$$

式中: ψ 为剪胀角; φ 为内摩擦角; η 为剪胀系数。

收稿日期: 2018-08-06

基金项目: 国家重点基础研究发展计划 (973 计划) 项目 (编号: 2015CB057701); 河南省科技攻关—国际合作项目 (编号: 182102410068)

作者简介: 郭诗惠, 女, 博士, 副教授, E-mail: guoguo91@126.com

在解决岩土材料问题时,采用的本构模型一般为 M-C 模型,当考虑土体的剪胀性质时,需修正强度参数:

$$\begin{cases} c^* = \eta c_0 \\ \tan \varphi^* = \eta \tan \varphi \end{cases} \quad (3)$$

式中: c^* 和 φ^* 分别为修正后的黏聚力和内摩擦角。

当采用非关联流动法则时,非线性 M-C 破坏准则表示为:

$$\tau = c^* (1 + \sigma_n / \sigma_t)^{1/m} = \eta c_0 (1 + \sigma_n / \sigma_t)^{1/m} \quad (4)$$

借助极限分析解决非线性强度准则时,一般要采取方法将非线性强度参数转化为线性强度参数,该文采用切线技术处理此问题,鉴于此,破坏曲线上的任意一点处的切线可表示为:

$$\tau = c^* + \sigma_n \tan \varphi^* \quad (5)$$

式中: $\tan \varphi^*$ 和 c^* 分别为在应力空间 $\tau - \sigma_n$ 上的切线斜率和纵轴截距。

根据式(4)、(5)可得:

$$\begin{cases} c_t^* = \frac{m-1}{m} \eta c_0 \left(\frac{m \sigma_t \tan \varphi_t^*}{\eta c_0} \right)^{\frac{1}{1-m}} + \sigma_t \tan \varphi_t^* \\ \tan \varphi_t^* = \frac{\eta c_0}{m \sigma_t} \left(1 + \frac{\sigma_n}{\sigma_t} \right)^{\frac{1-m}{m}} \end{cases} \quad (6)$$

式(6)为非线性 M-C 强度准则下的土体抗剪强度参数表达式,进行目标函数优化时, φ_t^* 为自变量。

2 求解过程

2.1 破坏机构

考虑非关联流动法则及非线性 M-C 强度准则的挡土墙加固边坡破坏机构如图 1 所示,边坡高度为 H ; AB 长度为 L ; 墙背倾角为 β ; W 为墙后土体自重; k_h 为水平地震力系数; q 为地面超载; P_a 为主动土压力。钢塑体 ABC 以角速度 ω 绕 O 点顺时针旋转,其假设滑动面为曲线 BC , θ_0 和 θ_h 分别为起始旋转半径 r_0 及终止旋转半径 r_h 和水平面的夹角。根据图 1 可知:该挡土墙加固边坡的形状可由 θ_0 和 θ_h 这两个变量唯一确定。

由几何关系可知,边坡高度 H 与初始旋转半径 r_0 的比值和宽度 L 与初始旋转半径 r_0 的比值可分别表示为:

$$\frac{H}{r_0} = \sin \theta_h \exp[(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi_t^*] - \sin \theta_0 \quad (7)$$

$$\frac{L}{r_0} = \frac{\sin(\theta_0 + \beta) - \sin(\theta_h + \beta) \exp[(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi_t^*]}{\sin \beta} \quad (8)$$

2.2 功率计算

借助极限分析上限法对主动土压力进行求解时,首先需要对发生在图 1 所示的破坏机构上的内能耗散和各项外力功进行计算。

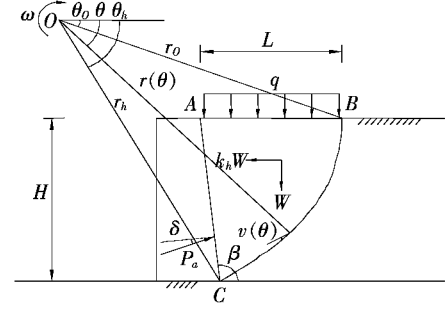


图 1 挡土墙加固边坡旋转破坏机构

2.2.1 外力做功

外力做功由土体重力、地面超载、主动土压力和水平地震力产生的功率构成。

(1) 土体重力做功

$$\dot{W}_{soil} = \gamma r_0^3 \omega (f_1 - f_2 - f_3) \quad (9)$$

式中: ω 为角速度; γ 为土体重度; f_1 、 f_2 、 f_3 分别为:

$$f_1 = \{ (3 \tan \varphi_t^* \cos \theta_h + \sin \theta_h) \exp[3(\theta_h - \theta_0) \cdot \tan \varphi_t^*] - (3 \tan \varphi_t^* \cos \theta_0 + \sin \theta_0) \} / [3(1 + 9 \tan^2 \varphi_t^*)] \quad (10)$$

$$f_2 = \frac{L}{6r_0} (2 \cos \theta_0 - \frac{L}{r_0}) \sin \theta_0 \quad (11)$$

$$f_3 = \frac{1}{6} \cdot \exp[(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi_t^*] \left[\sin(\theta_h - \theta_0) - \frac{L}{r_0} \cdot \sin \theta_h \right] \left\{ \cos \theta_0 - \frac{L}{r_0} + \cos \theta_h \exp[(\theta_h - \theta_0) \cdot \tan \varphi_t^*] \right\} \quad (12)$$

(2) 水平地震力做功

该文采用拟静力法,引入水平地震力系数 k_h ,水平地震力所做功率为:

$$\dot{W}_{k_h} = k_h \gamma r_0^3 \omega (f_4 - f_5 - f_6) \quad (13)$$

$f_4 \sim f_6$ 分别表示为:

$$f_4 = \{ (3 \tan \varphi_t^* \sin \theta_h - \cos \theta_h) \cdot \exp[3(\theta_h - \theta_0) \cdot \tan \varphi_t^*] - (3 \tan \varphi_t^* \cos \theta_0 - \cos \theta_0) \} / [3(1 + 9 \tan^2 \varphi_t^*)] \quad (14)$$

$$f_5 = \frac{L}{6r_0} 2 \sin^2 \theta_0 \quad (15)$$

$$f_6 = \frac{\exp[(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi_i^*]}{6} \left[\sin(\theta_h - \theta_0) - \frac{L}{r_0} \cdot \sin \theta_h \right] \{ \sin \theta_0 + \sin \theta_h \exp[(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi_i^*] \} \quad (16)$$

$$\begin{cases} 0 < \theta_0 < \pi/2 \\ \theta_0 < \theta_h < \pi \\ 0 < \varphi_i^* < \pi/2 \end{cases} \quad (24)$$

(3) 主动土压力做功

对于主动土压力 P_a , 采用文献[1]中提出的计算方法, 假定主动土压力的合力位置位于墙体的下 $1/3$ 处, 主动土压力所做功可表示为:

$$\dot{W}_{P_a} = -\omega r_0 P_a f_7 \quad (17)$$

f_7 的表达式如下:

$$f_7 = \sin(\beta + \delta) \left(\sin \theta_0 + \frac{2}{3} \frac{H}{r_0} \right) - \cos(\beta + \delta) \left(\cos \theta_0 - \frac{L}{r_0} - \frac{2}{3} \frac{H}{r_0} \cot \beta \right) \quad (18)$$

式中: δ 为墙土摩擦角。

(4) 地面超载做功

$$\dot{W}_q = \omega \frac{L}{r_0} (\cos \theta_0 - \frac{L}{2r_0}) = p r_0^2 \omega f_8 \quad (19)$$

f_8 的表达式如下:

$$f_8 = \frac{\exp[2(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi_i^*] - 1}{2 \tan \varphi_i^*} \quad (20)$$

2.2.2 内能消耗

土体在发生破坏时, 通常不考虑土体变形, 因此刚塑体 ABC 内能耗散仅发生在速度不连续面 AC 上:

$$\dot{D}_{int} = \int_{\theta_0}^{\theta_h} c_i^* V r d\theta = c_i^* r_0^2 \omega \cdot \frac{\exp[2(\theta_h - \theta_0) \cdot \tan \varphi_i^*] - 1}{2 \tan \varphi_i^*} = c_i^* r_0^2 \omega f_9 \quad (21)$$

f_9 的表达式为:

$$f_9 = \frac{\exp[2(\theta_h - \theta_0) \cdot \tan \varphi_i^*] - 1}{2 \tan \varphi_i^*} \quad (22)$$

2.3 主动土压力系数

由极限分析理论, 令外力做功功率等于内能耗散, 即 $\dot{W}_{soil} + \dot{W}_{kh} + \dot{W}_{P_a} + \dot{W}_q = \dot{D}_{int}$, 由 $P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 k_a$, 可以获得主动土压力系数的显式解:

$$k_a = 2 \left(\frac{H}{r_0} \right)^{-2} \cdot \frac{(f_1 - f_2 - f_3) + k_h (f_4 - f_5 - f_6) + \frac{p f_8}{\gamma} - \frac{c_i^* f_9}{\gamma r_0}}{f_7} \quad (23)$$

借助 Matlab 编程软件进行参数的优化分析时, 需要在图 1 所示的加固边坡破坏机构的几何约束条件下进行, 即:

3 结果分析

3.1 对比验证

当 $\eta=1$ 时, 非关联流动法则退化为关联流动法则, 并将该文在此基础上获得的土压力解答与文献[4]的非线性破坏准则下的极限分析解、文献[3]的极限平衡及朗肯理论解进行对比分析。其中, $H=7$ m, $\beta=90^\circ$, $\delta=0^\circ$, $q=10$ kN/m², $\gamma=19$ kN/m³, $c_0=10$ kPa, $\sigma_i=30$ kPa, m 取不同值时, 对比结果如表 1 所示。

表 1 数据对比

m	P_a/kPa			
	该文解	文献[4]极限分析解	文献[3]极限平衡解	文献[3]朗肯理论值
1.2	214.680 4	215.286 4	215.3	217.9
1.4	245.084 0	243.834 9	243.8	247.8
1.6	266.788 8	265.396 7	265.4	269.9
1.8	282.448 5	281.995 3	282.0	286.7
2.4	315.656 1	314.115 9	314.1	318.5
2.8	326.861 0	327.257 5	327.3	331.2

由表 1 可知: 该文优化求解的土压力值与已有的研究成果大致吻合, 结果与朗肯值相差不超过 1.3%, 和其他方法相比结果更为接近, 验证了该文所采用的土压力求解过程与优化程序的正确性。同时, 文献[4]采用的也是极限分析方法, 但其采用的是平动破坏机制, 而该文采用的是旋转破坏机制。相比较而言, 由于旋转破坏机制含有的优化变量更少, 因而更易于求解。

3.2 参数分析

该文采用参数分析探讨水平地震力、地面超载、非关联流动法则和非线性破坏准则等因素对主动土压力系数的影响。具体参数取值为: 土体重度 $\gamma=20$ kN/m³、墙背倾角 $\beta=70^\circ$ 、边坡高度 $H=5$ m、墙土摩擦角 $\delta=10^\circ$ 、抗拉强度 $\sigma_i=30$ kPa。不同因素对主动土压力系数的影响见图 2~5。

由图 2 可知: 非线性系数 m 对主动土应力系数 k_a 有显著影响, 当非线性系数从 1.1 增大到 1.5 时, k_a 显著增大, 且增大幅度随着黏聚力 c_0 增大而增大, 且近似为线性增大; 而对于黏聚力 c_0 , 当非线性系数 m 不

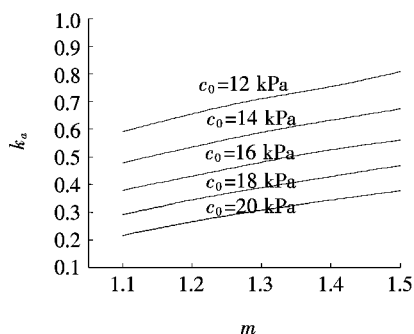


图2 非线性系数对主动土压力系数的影响

($\eta=0.6$, $k_h=0.2$, $q=10$ kPa)

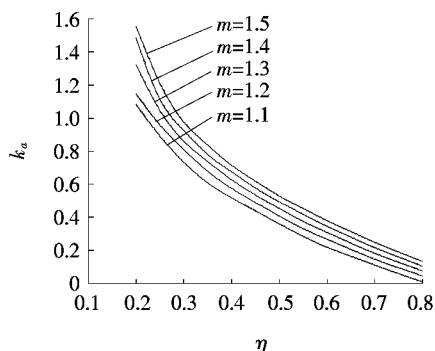


图3 剪胀系数对主动土压力系数的影响

($c_0=20$ kPa, $k_h=0.2$, $q=10$ kPa)

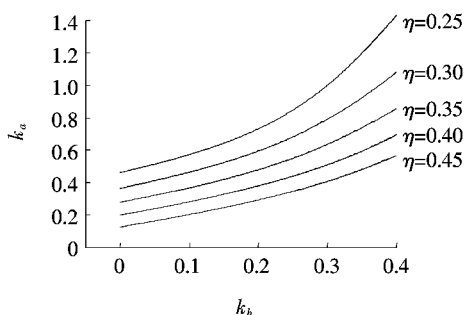


图4 水平地震力对主动土压力系数的影响

($c_0=24$ kPa, $m=1.1$, $q=10$ kPa)

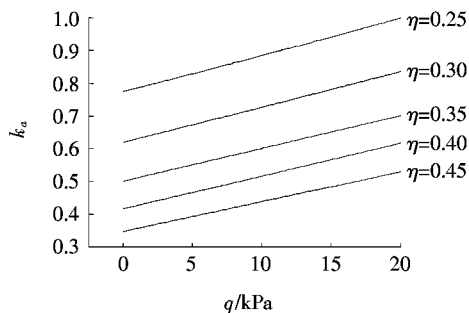


图5 地面超载对主动土压力系数的影响

($c_0=20$ kPa, $m=1.1$, $k_h=0.2$)

变时, k_a 随黏聚力 c_0 的增大而减小, 且当黏聚力 c_0 越大, 减小幅度越小。说明当计算土压力系数设计挡土

墙时, 不能忽略非线性系数 m 的影响, 且当 c_0 越小时, 越有必要考虑非线性系数 m 。

由图3可知: 剪胀系数 η 对 k_a 有显著影响。当非线性系数 m 保持不变时, k_a 随剪胀系数 η 的增大而减小, 且当剪胀系数 η 较小时, k_a 减小幅度较大, 而当剪胀系数 η 逐渐增大时, 减小幅度相对缓和; 而对于非线性系数 m , 当非线性系数 m 越大, k_a 随剪胀系数 η 的变化趋势越明显。说明在挡土墙的设计中, 剪胀系数 η 对主动土压力系数的影响不可忽略, 尤其当非线性系数 m 取值较大时。

由图4可知: 水平地震力系数 k_h 对 k_a 的影响显著, 当地震力系数 k_h 由0变化到0.4时, k_a 不断增大; 对于剪胀系数 η , 取较大值时, 曲线增大的趋势较弱, 而当剪胀系数 η 减小, k_a 随水平地震力系数 k_h 增大而增大的趋势越明显。所以在挡土墙抗震设计中, 当水平地震力系数 k_h 较大, 剪胀系数 η 的影响不可忽略。

由图5可知: 地面超载 q 对 k_a 影响显著, 而当剪胀系数 η 一定时, k_a 随地面超载 q 的增大而不断增大, 且地面超载对 k_a 的影响是近似线性的。

3.3 算例分析

以花峡线 K3+283~K3+430 右侧侵占河道的挡土墙为例: 挡土墙高 $H=6$ m, 挡土墙背倾角 $\beta=110^\circ$, 土体重度 $\gamma=19$ kN/m³, 墙土摩擦角 $\delta=10^\circ$, 地面设计超载为 10 kPa。挡土墙所在位置的地震烈度为 9 度, 对应的水平地震力系数 $k_h=0.1$ 。通过土体的三轴试验数据, 得到非线性强度参数的取值为: 初始黏聚力为 $c_0=12$ kPa, 单轴抗拉强度 $\sigma_t=5$ kPa, 非线性系数 $m=1.2$, 土体的实测平均剪胀角为 16.5° , 实测平均内摩擦角为 20.4° , 相应地剪胀系数 η 取 0.8。根据该文提出方法计算, 得到 $k_a=0.22$, 计算结果如图6所示。在采用关联流动法则的情况下, 计算得到的 $k_a=0.15$ 。从图6可以看出: 忽略剪胀角的影响会得到偏不安全的结果。

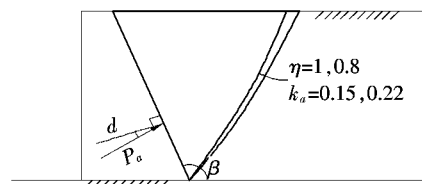


图6 花峡线线路右侧挡土墙加固边坡破坏位置图

4 结论

(1) 基于极限分析, 借助广义切线法, 将非关联流

DOI:10.14048/j.issn.1671-2579.2019.02.004

土工离心模型试验研究土石混合填料的沉降变形特性

孙静¹, 孙琳^{2*}

(1.重庆能源职业学院 土木工程系, 重庆市 402260; 2.河北交通职业技术学院 土木工程系)

摘要:以龙井沟高填方路堤作为原型,采用土工离心模型试验研究了土石混合填料在不同土石比、不同填筑高度和不同填筑工艺时填筑路基体内的沉降变形规律。研究表明:土石混合填料填筑体内的沉降变形随着填筑高度的递增,其沉降变形逐渐增大,分层沉降规律显著;土石比 100:0 的土石混合填料填筑体最大沉降值出现在 2/3 填筑高度以上范围内。土石比 30:70 的土石混合填料填筑体的沉降规律与土石比 70:30 的一致,填筑体最大沉降值出现在 1/3 填筑高度以上范围内;填筑体沉降变形随着混合填料中石料含量的增加而减小;为满足土工离心模型试验的要求,土石混合填料的土石比应控制在 70:30~30:70 之间。填筑高度 20 m 以下的土石混合填料建议不采用强夯工艺,以降低造价。土石混合填料填筑采用分层强夯工艺的沉降变形是分层碾压工艺的 1/2,效果明显。

关键词:道路工程;高填方路基;离心模型试验;土石混合填料;沉降变形

在中国西部山区高速公路建设中,由于地形起伏较大,高填方路堤逐步成为山区公路路基的重要结构形式。与一般路堤相比,高填方路堤具有填筑高度大、施工时间长、累积沉降大等特点。高填方路堤的变形

破坏是路基工程质量的通病之一,表现为路堤填土开裂、路基滑动、边坡坍塌和与之有关的路基结构破坏、路基整体下沉或局部沉降,为确保高填方路堤的施工质量和长期稳定性,非常有必要开展填筑材料沉降变

动法则及非线性系数引入水平地震力及地面超载作用下的主动土压力系数计算分析中,推导了外力功率与内能耗散率,并建立了能量极限平衡方程。通过求解方程得到了主动土压力系数显式解,并借助 Matlab 编制的优化程序,得到目标函数的最优上限解。

(2)在非关联流动法则退化为关联流动法则的情况下,该文获得的土压力结果与现有的研究结果较为接近,验证了该文所采用的土压力求解过程与优化程序的正确性。

(3)通过参数分析研究了土体剪胀性及土体强度非线性等因素对主动土压力系数的影响。结果表明, k_a 随非线性系数 m 、水平地震力系数 k_h 和地面超载 q 的增大而增大,随初始黏聚力 c_0 和剪胀系数 η 的增大而减小。在挡土墙设计中,需要对非线性系数 m 及剪胀系数 η 予以重视,同时还要考虑水平地震力、地面超载 q 及初始黏聚力 c_0 带来的影响。

参考文献:

- [1] Chen, W. F. Limit Analysis and Soil Plasticity[M]. Amsterdam: Elsevier, 1975.
- [2] 林松.非线性破坏准则下被动土压力的计算[J].铁道科学与工程学报, 2008(4).
- [3] 张国祥,曹鑫.非线性破坏准则对主动土压力的影响[J].岩土力学, 2007(12).
- [4] 王作伟,杨小礼.水平地震力对非线性主动土压力上限解的影响[J].矿业工程研究, 2009(3).
- [5] 吕绍文.非关联流动法则对双线平行隧道上限解的影响分析[J].公路工程, 2014(3).
- [6] 姚聪,杨小礼.基于非关联流动法则的盾构隧道掌子面稳定性上限分析[J].矿冶工程, 2016(4).
- [7] 张培文,陈祖煜.剪胀角对求解边坡稳定的安全系数的影响[J].岩土力学, 2004(11).
- [8] 邓国瑞,芮勇勤,陈文胜.非关联流动法则下锚杆加固边坡稳定性研究[J].中外公路 2014(3).

收稿日期:2018-06-10(修改稿)

基金项目:河北省高等学校科学技术研究重点项目(编号:ZD2017226);河北省科技计划项目(编号:16211249)

作者简介:孙静,女,硕士,讲师.E-mail:757809546@qq.com

*通信作者:孙琳,女,大学本科,讲师.E-mail:22653170@qq.com