

加筋砂土挡墙极限荷载的上限解

彭芳乐^{1,2}, 曹延波¹

(1. 同济大学 地下建筑与工程系, 上海 200092; 2. 同济大学 岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092)

摘要: 室内模型试验结果表明加筋砂土挡墙的破坏模式可以简化为双楔形体形式. 以此为依据, 构建了对应破坏模式的速度场. 基于传统的塑性极限分析上限定理, 考虑面板刚度影响, 分别推导了前加载和后加载条件下的加筋砂土挡墙的极限荷载上限解的计算公式, 并提出了采用序列二次规划法(SQP)对导出公式进行优化求解的计算方法. 利用建议的公式和方法对加筋砂土挡墙的极限荷载上限解进行了系列性的计算, 并将计算结果与模型试验结果进行了比较全面的比较. 结果表明: 利用该上限解计算方法所获得的加筋砂土挡墙极限荷载与模型试验结果一致性良好. 另外, 所提出的上限解计算方法还可以比较准确地反映加筋层数以及面板刚度变化对加筋砂土挡墙极限荷载的影响.

关键词: 加筋砂土挡墙; 极限荷载; 上限解; 双楔形体

中图分类号: TU 441

文献标识码: A

Upper Bound Solutions for Ultimate Load of Reinforced-sand Retaining Walls

PENG Fangle^{1,2}, CAO Yanbo¹

(1. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. China Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of the Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: Model test results show that the failure mode of reinforced-sand retaining walls can be simplified into a two-wedge block. Based on the above-mentioned failure mode and the upper bound theorem of classical plasticity theory limit analysis, the upper bound solutions for the ultimate load of reinforced-sand retaining walls under front loading and back loading are derived with a consideration of the effects of facing rigidity. By applying a nonlinear sequential quadratic programming (SQP) algorithm, the proposed upper bound solutions for each analytical expression is optimized for solving. Based on the proposed computational method, a series

of the upper bound solutions for the ultimate load of reinforced-sand retaining walls are solved. Results show that the computational solutions agree well with the ultimate loads obtained from the physical model experiments, and the proposed upper bound method can reasonably consider the effect of the reinforced layer numbers and the facing rigidity on the ultimate load of reinforced-sand retaining walls.

Key words: reinforced-sand retaining wall; ultimate load; upper bound solution; two-wedge block

国内外很多学者基于极限分析上限法对加筋土结构、特别是加筋土坡的稳定性进行了比较多的研究^[1-3], 但利用上限法对加筋土挡墙进行极限承载力计算与分析的研究目前尚少. 上限法应用的关键问题就是假定的破坏面模式与实际情况的一致性程度, 这个“程度”直接影响了上限解的计算精度. 从目前可调查的文献来看, 在以往的研究中针对加筋土挡墙所假定的破坏模式和滑动面基本上可分为以下三种类型: (1) 直线型破坏面^[4]; (2) 在墙下部接近 Rankine 理论破坏面, 上部则与墙面平行, 两个破坏面相交于填土中距离墙面板 $0.3H$ 处(即规范推荐的 $0.3H$ 法, H 为墙面板高)^[5]; (3) 对数螺旋型破坏面^[6-7]. 19 世纪 80 至 90 年代, Tatsuoka 等^[8-9]对加筋砂土挡墙模型的承载力和变形破坏进行了比较系统的室内试验研究, 其研究包括前加载(加载位置位于面板附近)和后加载(加载位置远离面板)两个系列. 试验结果表明加筋砂土挡墙的变形破坏虽呈渐进性破坏模式但其最终的破坏滑动面均表现为双楔形体, 与以往研究所假定的 3 种基本破坏模式均存在较大差异. 另外, 以往传统的加筋土挡墙的极限分析不能考虑面板的刚度效应, 即随着面板刚度的增加,

收稿日期: 2010-09-02

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(50679056, 40972176); 教育部新世纪优秀人才支持计划基金资助项目(NCET-06-0378); 上海市重点学科建设项目(B308)

第一作者: 彭芳乐(1965—), 男, 教授, 工学博士, 博士生导师, 主要研究方向为岩土力学, 基础工程及地下空间等.

E-mail: pengfangle@tongji.edu.cn

加筋土挡墙的承载力随之提高的效应^[8-9]. 因此, 本文利用经典塑性极限分析中的上限定理, 以假定加筋砂土挡墙的基本破坏模式为双楔形体为基础, 在考虑面板刚度效应的情况下对前加载和后加载方式下加筋砂土挡墙的极限荷载上限解开展系列性的推导和分析, 并结合室内试验结果^[8-9] 进行比较与验证.

1 破坏模式与速度场

1.1 破坏机制分析

根据 Tatsuoka 等的加筋砂土挡墙室内试验结果^[8-9] 可知: (1) 如图 1 所示, 前、后两种加载方式下加筋砂土挡墙破坏区域均由 2 个楔形体 I (BCD) 和 II (ABCE) 组成. 对于前加载情况, 在基础下方加筋区域内产生一个楔形体 I (BCD), 楔形体 II 整体受到压缩而破坏 (加筋区域内部破坏); 对于后加载情况, 在基础下方加筋区域背部砂土形成一个楔形体 I, 楔形体 II 整体向前发生倾覆破坏 (加筋区域整体倾覆破坏). (2) 两种加载方式下加筋砂土挡墙潜在破坏面均由 AB、BC 和 CD 三部分组成, 且 C 点一般位于基础前端, D 点一般位于基础后端. 对于面板刚度较大 (如 Tatsuoka 等的室内试验中全高刚性直立面板——D 型面板) 的加筋砂土挡墙, 破坏面 AB 总是从面板底部穿过 (A 点位于 O 点); 对于面板刚度较小 (如 Tatsuoka 等室内试验中组合式面板——C 型面板和柔性面板——B 型面板, 面板相对刚度大小为: B 型 < C 型 < D 型) 的加筋砂土挡墙, 破坏面 AB 一般从面板中间区域穿过 (A 点位于 O 点以上).

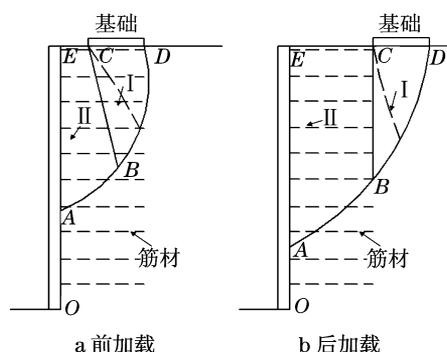


图 1 加筋砂土挡墙的破坏面示意图

Fig. 1 Failure plane of reinforced-sand retaining walls

1.2 破坏模式

根据上述破坏机制分析, 将图 1 所示的破坏面进行简化得到加筋砂土挡墙破坏模式, 由 BCD 和 ABCE 双楔形体组成的滑动刚体 (图 2). 破坏面 BC

平行于面板且 B 点位于通过基础前端 C 点的竖直线 (对于后加载情况, 破坏面 BC 位于加筋区域后端). 破坏面 AB 和 BD 与水平方向夹角分别为 α 和 β , 且 $0 < \alpha \leq \beta < \pi/2$. D 点位于基础后端 (CD 长度为基础宽度 b), BD 的垂直高度为 h . L 为加筋区的水平宽度. A 点位于面板上, 与面板底部 O 点之间距离为 y . 对于全高刚性直立面板 (D 型), 破坏面 AB 通过 O 点, 即 $y = 0$; 对于组合式面板 (C 型) 和柔性面板 (B 型), A 点一般位于 O 点上方, 即 $0 < y < H$ (H 为挡墙面板高度).

1.3 速度场

图 2 为前后加载方式下加筋砂土挡墙破坏模式及对应的速度场. 经典的塑性理论认为刚体平动时位移速度与刚体平面成夹角 ϕ (ϕ 为土体内摩擦角)^[10], 因此, 如图 2 所示, AB 面的速度间断量 V_1 与 AB 面的夹角、AE 面的速度间断量 V_{01} 与 AE 面的夹角、BD 面的速度间断量 V_2 与 BD 面的夹角, 以及 BC 面的速度间断量 V_{12} 与 BC 面的夹角均为 ϕ . q 为上部垂直分布荷载; b 为上部垂直分布荷载的宽度 (基础宽度).

假设墙以速度 V_0 作水平运动. 根据正弦定理并利用图 2 中的相容速度图, 破坏机构内的所有其他速度都可以通过 V_0 表示:

$$\left. \begin{aligned} \frac{V_0}{\sin(\frac{\pi}{2} - \alpha)} &= \frac{V_1}{\sin(\frac{\pi}{2} + \phi)} = \frac{V_{01}}{\sin(\alpha - \phi)} \\ \frac{V_1}{\sin(\frac{\pi}{2} - \beta)} &= \frac{V_2}{\sin(\frac{\pi}{2} + \phi)} = \frac{V_{12}}{\sin(\beta - \alpha)} \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

即

$$\left. \begin{aligned} V_1 &= \frac{V_0 \cos \phi}{\cos \alpha} \\ V_{01} &= \frac{V_0 \sin(\alpha - \phi)}{\cos \alpha} \\ V_2 &= \frac{V_0 \cos \phi}{\cos \beta} \\ V_{12} &= \frac{V_0 \cos \phi \sin(\beta - \alpha)}{\cos \alpha \cos \beta} \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

2 极限荷载上限解

2.1 基本假定

本文按平面应变问题推导加筋砂土挡墙的极限荷载上限解. 加筋砂土挡墙填土 (砂土) 为理想刚塑

性体,破坏时服从线性 Mohr-Coulomb 破坏准则,并遵循相关联流动法则.

图 3 为加筋砂土挡墙破坏滑动刚体上所作用的外力. 对于前加载情况,外力包括:

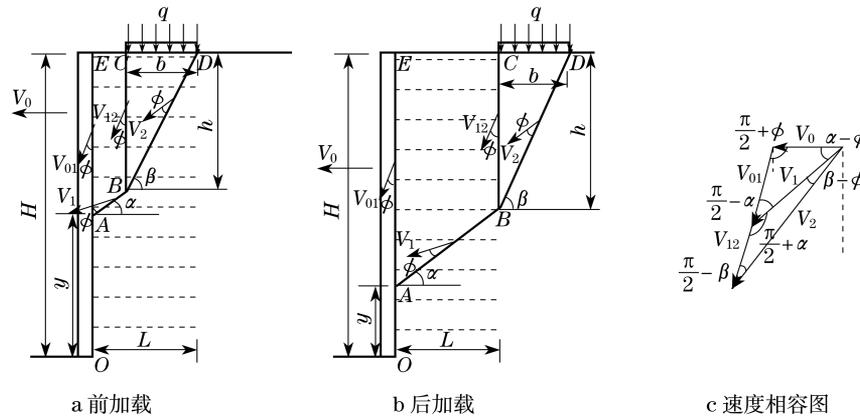


图 2 加筋砂土挡墙的破坏模式及速度场

Fig. 2 Failure mode and velocity field of reinforced-sand retaining walls

G_{ABCE} 、 G_{BCD} 、 P 、 T_{AB} 、 T_{BC} 、 T_{BD} 以及 q ; 对于后加载情况,外力包括: G_{ABCE} 、 G_{BCD} 、 P 、 T_{AB} 以及 q . 其中, G_{ABCE} 和 G_{BCD} 分别为滑动刚体 $ABCE$ 和 BCD 的自重, P 为面板作用在滑动刚体 $ABCE$ 上压力(为面板土压力 P_A 的反作用力)且与水平方向夹角为 δ (面板与填土之间内摩擦角), T_{AB} 、 T_{BC} 和 T_{BD} 分别为破坏面 AB 、 BC 以及 BD 处筋材拉力之和, h_{AB} 为破坏面 AB 的竖向高度. 面板土压力和破坏面处筋材拉力按照以下方法确定.

d 为基础宽度投影在墙板面上的长度. 作用在面板上土压力合力 P_A 为

$$P_A = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 + K_a q b \quad (3)$$

式中: γ 为填土(砂土)的重度; K_a 为库仑主动土压力系数,取值如下:

$$K_a = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta (1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)}{\cos \delta}})^2} \quad (4)$$

式中, δ 为填土(砂土)与面板之间摩擦角. 对于 B 型面板, $\delta = 0$; 对于 C 型和 D 型面板,认为 δ 与填土内摩擦角 ϕ 相等. 另外,如图 4 所示, P_A 与水平方向夹角也为 δ .

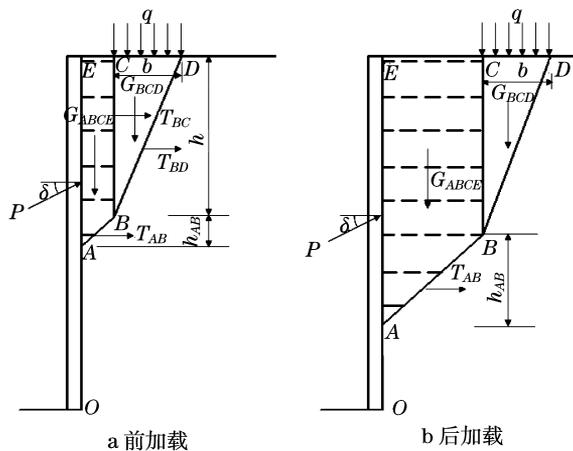


图 3 加筋砂土挡墙的破坏滑动刚体 $ABCE$ 和 BCD 外力示意

Fig. 3 External forces on the slipping rigid bodies $ABCE$ and BCD of reinforced-sand retaining walls

加筋砂土挡墙面板土压力按照无加筋砂土挡墙面板主动土压力计算^[8-9],其土压力分布如图 4 所示. 图中, p_1 为填土在 H 高度处的压力, p_2 为由上覆荷载产生在墙板高度 d 上的单位长度的土压力,

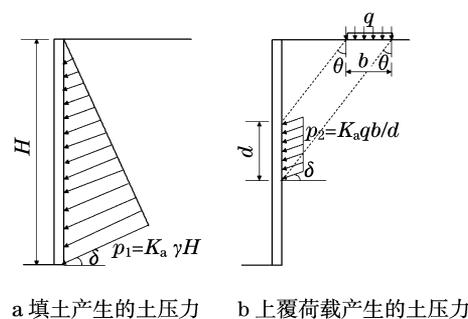


图 4 土压力分布假定

Fig. 4 Assumptions for the distribution pattern of earth pressure

筋材在破坏面处拉力 T 一般取筋材抗拉强度 T_a 和拉拔力 T_p 的最小值,即

$$T = \min(T_a, T_p) \quad (5)$$

对于顶部下第 i 层筋材,此时筋材在破坏面处的拉

拔力 T_{pi} 近似假定为^[9]:

$$T_{pi} = 2\sigma_{vi} L_{ai} \tan \phi \quad (6)$$

式中: σ_{vi} 为第 i 层筋材位置处的垂直应力; L_{ai} 为筋材的锚固长度(滑动面后的筋材长度); ϕ 为填土(砂土)内摩擦角.

2.2 前加载下加筋砂土挡墙极限荷载的上限解

2.2.1 能耗计算(前加载)

由图 3a 可知,总外功率 W_{total} 包括 4 个部分,滑动土体 $ABCE$ 自重 G_{ABCE} 作的功率 W_{ABCE} 、滑动土体 BCD 自重 G_{BCD} 作的外功率 W_{BCD} 、上部竖向荷载 q 作的功率 W_q 和面板压力 P 作的功率 W_P . 即:

$$W_{total} = W_{ABCE} + W_{BCD} + W_q + W_P \quad (7)$$

其中,

$$W_{ABCE} = G_{ABCE} V_1 \sin(\alpha - \phi) = \frac{1}{2} \gamma (H - y + h) (L - h / \tan \beta) \cdot \frac{V_0 \cos \phi}{\cos \alpha} \sin(\alpha - \phi) \quad (8)$$

$$W_{BCD} = G_{BCD} V_2 \sin(\beta - \phi) = \frac{1}{2} \gamma h^2 \frac{V_0 \cos \phi}{\sin \beta} \sin(\beta - \phi) \quad (9)$$

$$W_q = \frac{qh}{\tan \beta} V_2 \sin(\beta - \phi) = \frac{qh V_0 \cos \phi \sin(\beta - \phi)}{\sin \beta} \quad (10)$$

$$W_P = -P \cos \delta V_0 = - \left[\frac{1}{2} K_a \gamma (H - y)^2 + K_a q b \right] V_0 \cos \delta \quad (11)$$

式(8)~(10)中,

$$h = b \tan \beta \quad (12)$$

内能耗损率包括土体间断面上(AB 、 BC 以及 BD)的能量耗损率、筋材上能量耗损率以及面板与滑动土体 $ABCE$ 之间的能量耗损率. 由于本文土体为砂土,土体间断面上能量耗损率为 0^[10]. 面板与滑动土体之间的能量耗损率为

$$D_t = P \sin \delta V_{01} = \left[\frac{1}{2} K_a \gamma (H - y)^2 + K_a q b \right] \cdot \sin \delta \frac{V_0 \sin(\alpha - \phi)}{\cos \alpha} \quad (13)$$

本文中,考虑所有的筋材上的能量耗损率沿着速度间断面发生. 如图 5 所示,由筋材拉力破坏产生的单位面积速度间断面上的能量耗损率^[7]为

$$dr = \int_0^{t/\sin \eta} k_t \epsilon_x \sin \eta dx = k_t V \cos(\eta - \phi) \sin \eta \quad (14)$$

式中: ϵ_x 为筋材方向上的应变; t 为筋材破坏层厚度; η 为筋材与破坏层的夹角; V 为速度间断面上的速度间断量; k_t 为单位截面上筋材拉伸强度.

对于前加载情况(图 2),在破坏面 AB 、 BC 以及 BD 上作用的筋材拉力分别为 T_{AB} 、 T_{BC} 和 T_{BD} (图 3a),则筋材总能量耗损率为筋材在破坏面 AB 、 BC 以及 BD 上能量耗损率之和. 可根据式(14)和图 5 计算得到筋材在各破坏面上的能量耗损率.

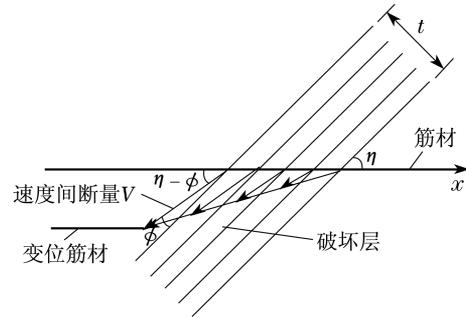


图 5 筋材拉伸破坏^[7]

Fig. 5 Reinforcement rupture across a velocity discontinuity

破坏面 AB 对应的筋材与破坏层夹角 $\eta = \alpha$, 速度间断量为 V_1 , 则筋材沿着破坏面 AB 的能量耗损率为

$$D_{rAB} = \int_{AB} dr = k_{t1} V_1 \cos(\alpha - \phi) \sin \alpha \frac{L - h / \tan \beta}{\cos \alpha} = \frac{k_{t1} V_0 (L - h / \tan \beta) \cos \phi \cos(\alpha - \phi) \tan \alpha}{\cos \alpha} \quad (15)$$

对于均匀分布的筋材,

$$k_{t1} = \frac{T_{AB}}{h_{AB}} \quad (16)$$

式中: T_{AB} 为破坏面 AB 范围内所有筋材拉力的总和; h_{AB} 为破坏面 AB 的竖向高度 ($h_{AB} = (L - h / \tan \beta) \tan \alpha$). 破坏面 BC 对应的筋材与破坏层夹角 $\eta = \pi/2$, 速度间断量为 V_{12} , 则筋材沿着破坏面 BC 的能量消耗率为

$$D_{rBC} = \int_{BC} dr = k_{t2} V_{12} \cos\left(\frac{\pi}{2} - \phi\right) \sin \frac{\pi}{2} h = \frac{k_{t2} V_0 h \sin \phi \cos \phi \sin(\beta - \alpha)}{\cos \alpha \cos \beta} \quad (17)$$

对于均匀分布的筋材,

$$k_{t2} = \frac{T_{BC}}{h} \quad (18)$$

式中: T_{BC} 为破坏面 BC 范围内所有筋材拉力的总和. 破坏面 BD 对应的筋材与破坏层夹角 $\eta = \beta$, 速度

间断量为 V_2 , 则筋材沿着破坏面 BD 的能量耗损率为

$$D_{rBD} = \int_{BD} dr = k_{13} V_2 \cos(\beta - \phi) \sin \beta \frac{h}{\sin \beta} = \frac{k_{13} V_0 h \cos \phi \cos(\beta - \phi)}{\cos \beta} \quad (19)$$

对于均匀分布的筋材,

$$k_{13} = \frac{T_{BD}}{h} \quad (20)$$

式中: T_{BD} 为破坏面 BD 范围内所有筋材拉力的总和. 则前加载下加筋砂土挡墙的总内能耗损率为

$$D_{total} = D_f + D_{rAB} + D_{rBC} + D_{rBD} \quad (21)$$

2.2.2 极限荷载上限解(前加载)

根据上限法基本原理^[10], 令外功率与内能耗损率相等, 即

$$W_{total} = D_{total} \quad (22)$$

并将式(7)~(21)代入式(22), 整理得

$$q = \left[\frac{k_{11}(L-b)\tan \alpha \cos \phi \cos(\alpha - \phi)}{\cos \alpha} + \frac{k_{12} b \tan \beta \sin \phi}{\cos \alpha \cos \beta} \right. \\ \cdot \cos \phi \sin(\beta - \alpha) + \frac{k_{13} b \tan \beta \cos \phi \cos(\beta - \phi)}{\cos \beta} + \\ \left. \frac{1}{2} K_a \gamma (H-y)^2 \cos \delta + \frac{K_a \gamma (H-y)^2 \sin \delta \sin(\alpha - \phi)}{2 \cos \alpha} \right. \\ \left. \frac{\gamma (H-y + b \tan \beta)(L-b) \cos \phi \sin(\alpha - \phi)}{2 \cos \alpha} - \right. \\ \left. \frac{\gamma b^2 \tan^2 \beta \cos \phi \sin(\beta - \alpha)}{2 \sin \beta} \right] \left/ \left[\frac{b \cos \phi \sin(\beta - \phi)}{\cos \beta} - \right. \right. \\ \left. \left. K_a b \cos \delta - \frac{K_a b \sin \delta \sin(\alpha - \phi)}{\cos \alpha} \right] \right] \quad (23)$$

式(23)给出了前加载下加筋砂土挡墙的极限荷载 q 的解析式, 它是以 α 、 β 和 y 为变量的函数, 即 $q = q(\alpha, \beta, y)$.

由上限定理知, 极限荷载上限解为式(23)的最小值. 当式(23)取最小值时, 应满足以下条件:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial q}{\partial \alpha} = 0, \quad \frac{\partial q}{\partial \beta} = 0, \quad \frac{\partial q}{\partial y} = 0 \\ 0 < \alpha \leq \beta < \pi/2, \quad 0 \leq y < H \\ y + (L-b)\tan \alpha + b \tan \beta - H = 0 \end{aligned} \right\} \quad (24)$$

从理论上讲, 通过解方程(24), 可获得 α 、 β 和 y 的极值, 在所有的极值点中选择能使式(23)取最小值的极值点, 然后将此极值代入式(23), 可获得前加载下加筋砂土挡墙的极限荷载上限解. 实际上, 式(24)是一个带约束条件的三元偏微分方程组, 直接求解一般很难得到结果. 另外, 式(23)有时没有极值点. 为了避免这一困难, 本文基于数学软件 Matlab

平台, 采用序列二次规划(sequential quadratic programming, SQP)^[11-12]对式(23)求最小值.

对于采用 D 型面板(全高刚性直立面板)的加筋砂土挡墙, $y=0$, 此时 q 变为以 α 和 β 为变量的函数, 仍采用非线性 SQP 优化方法求解得到极限荷载上限解.

2.3 后加载下加筋砂土挡墙极限荷载的上限解

与前加载的推导方式一样(由于篇幅所限其中的推导此处省略), 按照图 2 和如图 3b 所示的后加载下加筋砂土挡墙的破坏模式及速度场进行能耗计算, 进而可得后加载情况下加筋砂土挡墙的极限荷载上限解, 如下所示:

$$q = \left[\frac{k_1 L \tan \alpha \cos \phi \cos(\alpha - \phi)}{\cos \alpha} + \frac{1}{2} K_a \gamma (H-y)^2 \cos \delta + \right. \\ \left. \frac{K_a \gamma (H-y)^2 \sin \delta \sin(\alpha - \phi)}{2 \cos \alpha} - \frac{\gamma (H-y + b \tan \beta)}{2 \cos \alpha} \right. \\ \left. L \cos \phi \sin(\alpha - \phi) - \frac{rb^2 \tan^2 \beta \cos \phi \sin(\beta - \phi)}{2 \sin \beta} \right] \left/ \right. \\ \left[\frac{b \cos \phi \sin(\beta - \phi)}{\cos \beta} - K_a b \cos \delta - \frac{K_a b \sin \delta \sin(\alpha - \phi)}{\cos \alpha} \right] \quad (25)$$

式(25)给出了后加载下加筋砂土挡墙的极限荷载 q 解析式, 它是以 α 、 β 和 y 为变量的函数, 即 $q = q(\alpha, \beta, y)$. 由上限定理知, 极限荷载上限解为式(25)的最小值. 当式(25)取最小值时, 应满足以下条件:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial q}{\partial \alpha} = 0, \quad \frac{\partial q}{\partial \beta} = 0, \quad \frac{\partial q}{\partial y} = 0 \\ 0 < \alpha \leq \beta < \pi/2, \quad 0 \leq y < H \\ y + L \tan \alpha + b \tan \beta - H = 0 \end{aligned} \right\} \quad (26)$$

式(26)是一个带约束条件的三元偏微分方程组, 直接求解一般很难得到结果. 与前加载情况相同, 本文也基于数学软件 Matlab 平台, 采用序列二次规划算法 SQP 对式(25)可求最小值.

3 极限荷载上限解的计算与讨论

3.1 加筋层数不同情况下极限荷载上限解

文献[9]给出了 3 种配置不同层数(2 层、5 层和 10 层)加筋材料的全高刚性直立面板型(D 型)加筋砂土挡墙前加载和后加载模型试验结果, 填土的重度 $\gamma = 16 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$, 筋材的长度 $L = 0.15 \text{ m}$, 面板高度 $H = 0.52 \text{ m}$, 基础宽度 $b = 0.1 \text{ m}$, 砂土内摩擦角 $\phi = 45^\circ$, 全高刚性直立面板与砂土之间的摩擦角 $\delta = 40^\circ$, 主动土压力系数 $K_a = 0.170$ (根据式(4)确定). 为了简化起见, 对于均匀分布筋材, 式(23)中的 k_{11} 、

k_{12} 和 k_{13} 以及式(25)中的 k_t 均取为 nT/H , 其中 n 为筋材层数, H 为面板高度, T 为各层筋材拉力的平均值(可根据室内试验量测到的峰值荷载下各层筋材的拉力^[9]确定). 其他有关参数见表 1. 试验所用全高刚性直立面板属于 D 型面板, 则 $y = 0$, 则式(23)和(25)中只有 2 个参数 α 和 β 未知.

表 1 加筋层数不同情况下的计算相关参数

Tab.1 Computational parameters for different reinforced layer numbers

加载位置	试验名称	加筋层数 n	$T/$ ($N \cdot cm^{-1}$)	$k_t, k_{11}, k_{12}, k_{13}/$ ($kN \cdot m^{-2}$)
前加载	RW-2F	2	3	1.154
	RW-5F	5	3	2.885
	RW-10F	10	3	5.769
后加载	RW-2B	2	1.5	0.577
	RW-5B	5	1.5	1.442
	RW-10B	10	1.5	2.885

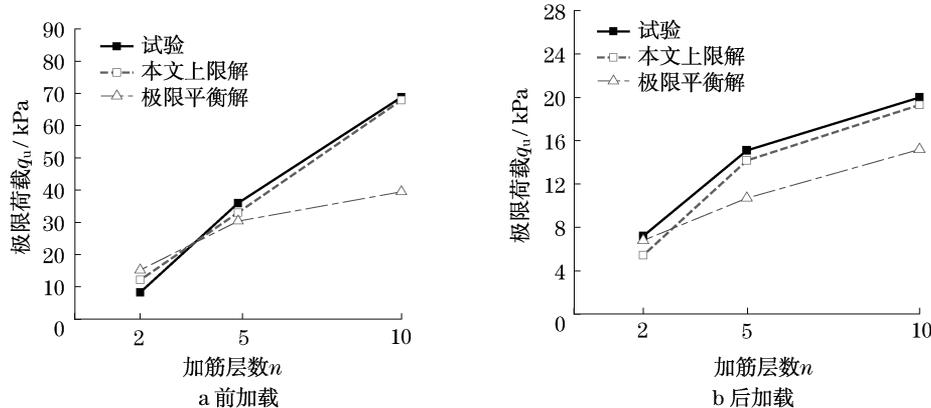


图 6 加筋层数不同情况下加筋砂土挡墙的极限荷载计算结果与试验结果的对比

Fig.6 Comparison between the results obtained from calculations and model tests with different reinforced layer numbers

3.2 面板刚度不同情况下极限荷载上限解

文献[8-9]给出了 3 种配置不同刚度面板(B 型、C 型和 D 型, 采用相对刚度评价面板刚度大小: B 型 < C 型 < D 型, 见表 2)的加筋砂土挡墙前加载和后加载模型试验结果, 填土的重度 $\gamma = 16 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$, 筋材的长度 $L = 0.15 \text{ m}$, 面板高度 $H = 0.52 \text{ m}$, 基础宽度 $b = 0.1 \text{ m}$, 砂土内摩擦角 $\phi = 45^\circ$, 加筋层数 n 均为 10 层. 其他有关计算参数见表 2.

图 7 对前后加载下不同刚度面板对应的极限荷载的上限解与室内试验结果^[8-9]进行了比较. 从图 7 中可以看到: (1) 上限解与试验值基本吻合, 说明本文所假定的破坏模式及速度场与实际情况一致性程

图 6 将前后加载下不同加筋层数对应的极限荷载的上限解与室内试验结果以及极限平衡解^[9]进行了比较. 从图 6 中可以看到: (1) 上限解与试验值基本吻合, 说明本文假定的破坏模式及速度场与实际情况相符合, 推导的上限解计算公式合理可信, 但其结果稍小于试验值, 可能是由于模型试验边界条件与计算采用的理想条件不同或者假设的面板土压力分布与实测土压力分布存在差异或者理论计算中忽略了加筋砂土挡墙的渐进性变形破坏过程(从室内试验^[9]观察到加筋砂土挡墙的变形破坏具有明显的渐进性特点)的能量损耗, 导致了上限解与试验结果的偏差; (2) 基于极限平衡法^[9]求解得到的极限荷载值小于试验值, 特别是随着筋材层数增加, 两者差别更大, 这说明了基于极限平衡法得到的极限荷载较为保守; (3) 本文推导的上限解计算公式比较准确地反映了室内试验中加筋层数对加筋砂土挡墙极限荷载的影响效果, 即随着筋材层数的增加, 极限荷载也增大, 特别是前加载情况下增大幅度更大.

表 2 面板刚度不同情况下的计算参数

Tab.2 Computational parameters for different degree of facing rigidity

加载位置	试验名称	面板类型	$T/$ ($N \cdot cm^{-1}$)	$k_t, k_{11}, k_{12}, k_{13}/$ ($kN \cdot m^{-2}$)	面板相对刚度 $\log[EI/(EI)_0]$
前加载	RWB-10F	B 型	1	1.923	1
	RWC-10F	C 型	1.5	2.885	6.53
	RW-10F	D 型	3	5.769	8.53
后加载	RWB-10B	B 型	1	1.923	1
	RWC-10B	C 型	1.5	2.885	6.53
	RW-10B	D 型	1.5	2.885	8.53

注: EI 为面板刚度; $(EI)_0 = 6.67 \times 10^{-12} \text{ N} \cdot \text{m}^2$.

度高,推导的上限解计算公式合理可信,但其结果稍小于试验值(除了前加载下B型面板工况),可能也是由于模型试验边界条件与计算采用的理想条件不同或者假设的面板土压力分布与实测土压力分布存在差异或者理论计算中忽略了加筋砂土挡墙的渐进性变形破坏过程(从室内试验^[8-9]观察到加筋砂土挡墙的变形破坏具有明显的渐进性特点)的能量

损耗,导致了上限解与试验结果的偏差;(2)本文所推导的上限解计算公式可以比较准确地反映室内试验中面板刚度对加筋砂土挡墙极限荷载的影响效果,即随着面板刚度的增加,极限荷载也增大,特别是前加载情况下增大幅度更大.本文所提出的基于双楔形体的极限分析上限法可以合理地考虑面板刚度效应.

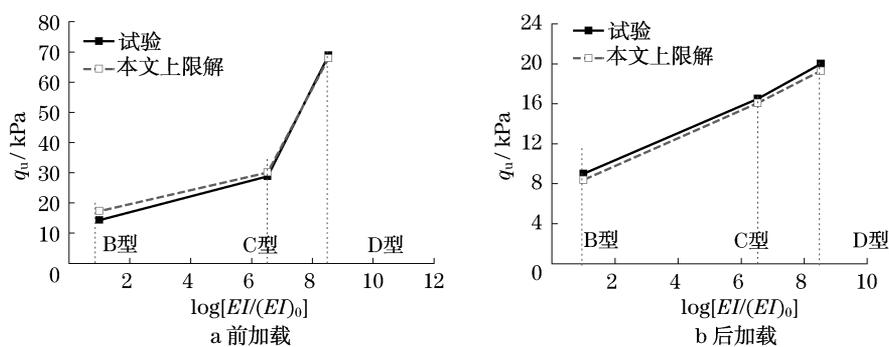


图7 面板刚度不同情况下加筋砂土挡墙的极限荷载计算结果与试验结果的对比

Fig.7 Comparison between the results obtained from calculations and model tests with different facing rigidity

4 结论

(1) 基于室内模型试验结果,假定加筋砂土挡墙破坏模式为双楔形体形式,获得了加筋砂土挡墙的极限荷载上限解计算公式,并基于SQP算法提出了上限解计算公式的优化求解方法.

(2) 计算结果与室内模型试验结果(前、后加载)比较表明,本文所建议的加筋砂土挡墙上限解与模型试验结果一致性良好.另外,建议的上限解还能够比较合理地反映加筋砂土挡墙极限荷载的加筋层数和面板刚度效果.

(3) 本文分析计算中引入了部分假定条件,例如,筋材拉力和面板土压力取值等假定.以上这些假定是否适用于所有一般情况还有待进一步研究.

参考文献:

[1] Radoslaw L M. Continuum versus structural approach to stability of reinforced soil [J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1995, 122(2): 152.
 [2] Radoslaw L M. Stability of uniformly reinforced slopes [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1997, 123(6): 546.
 [3] 赵炼恒,李亮,杨峰,等.加筋土坡动态稳定性拟静力分析[J].岩石力学与工程学报,2009,28(9):1904.
 ZHAO Lianheng, LI Liang, YANG Feng, et al. Dynamic stability pseudo-static analysis of reinforcement soil slopes [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, 28

(9):1904.
 [4] Yang J J, Moroto N, Ochiai H, et al. Application of the velocity field method to stability analysis of earth reinforcement [C] // Int Geo Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement, Rotterdam: Balkema, 1996: 285-288.
 [5] 徐俊,王钊.上限法分析加筋土挡墙破裂面及临界高度[J].武汉大学学报:工学版,2006,39(1):63.
 XU Jun, WANG Zhao. Analysis of rupture surface and critical height of reinforced retaining wall with upper-bound theory [J]. Engineering Journal of Wuhan University, 2006, 39(1): 63.
 [6] Porbaha A. Traces of slip surfaces in reinforced retaining structures [J]. Soils and Foundations, 1998, 38(1): 89.
 [7] Porbaha A, Zhao A, Kobayashi M, et al. Upper bound estimate of scaled reinforced soil retaining walls [J]. Geotextiles and Geomembranes, 2000, 18: 403.
 [8] Tatsuoka F. Roles of facing rigidity in soil reinforcing [C] // Earth Reinforcement Practice. Rotterdam: Balkema, 1993: 831-870.
 [9] 館山勝.壁面剛性の効果を利用した補強土擁壁工法に関する研究[D].東京:東京大学工学部土木工学科、平成8年(1997年).
 [10] 陈惠发.极限分析与土体塑性[M].北京:人民交通出版社,1995.
 CHEN Huifa. Limit analysis and soil plasticity [M]. Beijing: China Communications Press, 1995.
 [11] Powell D. Variable metric methods for constrained optimization [J]. Lecture Notes in Mathematics, 1979, 704: 62.
 [12] 杨小礼,李亮,刘宝琛.非线性破坏准则对竖直边坡稳定性分析的影响[J].岩石力学与工程学报,2004,23(4):592.
 YANG Xiaoli, LI Liang, LIU Baochen. Influences of nonlinear failure criterion on stability analysis of vertical cut using nonlinear SQP algorithm [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23(4): 592.