

# 考虑孔隙水压力效应和 nonlinear 破坏准则的 浅埋地下洞室支护力上限分析

黄 阜, 杨小礼, 黄 戡, 张道兵

(中南大学土木工程学院, 湖南 长沙 410075)

**摘 要:** 由于孔隙水压力的作用, 位于饱和土体中地下结构的力学和变形特征与完全干燥土体中的结构有很大不同。根据浅埋地下洞室的 nonlinear 破坏特征构建了一个新的曲线形破坏机制, 并将孔隙水压力做的功率作为一个外力功率引入极限分析上限定理的虚功率方程中, 推导了孔隙水压力作用下饱和土体中浅埋洞室支护力和速度间断线上限解的解析表达式。利用变分原理, 对此支护力的上限解进行了优化计算, 得到了支护力的最优上限解, 并对单一影响参数变化下的支护力随埋深变化规律和洞室顶部塌落面的形状进行了研究。研究结果表明: 孔隙水压力对饱和土体中浅埋洞室的支护力和塌落面均有重大影响; 支护力和塌落面都随孔隙水压力系数的增大而增大。

**关键词:** 孔隙水压力; nonlinear 破坏准则; 上限定理; 曲线形破坏机制; 浅埋洞室

中图分类号: TU921 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2011)12-1903-07

**作者简介:** 黄 阜(1983-), 男, 湖南岳阳人, 博士研究生, 主要从事隧道与地下工程稳定性的研究。E-mail: hfzndx2002@yahoo.com.cn.

## Upper bound solutions of supporting pressure of shallow cavities subjected to pore water pressure based on nonlinear failure criterion

HUANG Fu, YANG Xiao-li, HUANG Kan, ZHANG Dao-bing

(College of Civil Engineering, Central South University, Changsha 410075, China)

**Abstract:** Due to the effect of pore water pressure, the mechanical and deformation characteristics of underground structures located in saturated soils are different from those located in completely dry soils. According to the nonlinear failure characteristics of shallow cavities, a new curved failure mechanism is constructed. By regarding the work rate of pore water pressure as an external loading work rate, the effect of pore water pressure is introduced into the virtual work rate equation of the upper bound theorem, and the upper solution expressions of supporting pressure and detaching curve of the shallow cavities subjected to pore water pressure are derived. By using variational calculation to optimize the objective function, the optimal upper solutions of supporting pressure and collapsing block shape of shallow cavity are obtained. According to the results of parametric analysis, the pore water pressure has significant influence on the supporting pressure and collapsing surface of the shallow cavities. Furthermore, both the supporting pressure and collapsing surface increase with the increase of pore water pressure coefficient.

**Key words:** pore water pressure; nonlinear failure criterion; upper bound theorem; curved failure mechanism; shallow cavity

## 0 引 言

土体是典型的三相体材料, 由土壤颗粒、颗粒间的孔隙和孔隙中的水组成。对于饱和土体而言, 土壤颗粒和水一般被认为是不可压缩的, 土体体积的变化量完全由孔隙水从土体孔隙中的排出量决定。因此孔隙水压力对土体的变形和强度特征有很大影响。许多学者已经对饱和土体中的各种土力学问题展开了研究。Michalowski<sup>[1]</sup>根据极限分析上限定理将孔隙水压

力功率视为一个外力功率引入能量平衡方程中计算了饱和土质边坡的稳定性系数; Shin<sup>[2]</sup>采用了一种间接的无损伤的方法来对隧道衬砌的残余孔隙水压力进行计算, 现场调查表明能为孔隙水压力作用下隧道的施工提供安全评估; Bobet<sup>[3]</sup>推导了静态和动态荷载下饱

和多孔隙介质中深埋隧道周边应力和位移的解析解, 其研究成果表明目前工程中采用的不透水衬砌考虑了全部水压力的作用, 计算结果过于保守; Yang 等<sup>[4]</sup>采用非关联流动法则和强度折减法计算了孔隙水压力作用下的浅埋隧道稳定性系数, 其计算结果表明孔隙水压力对饱和土体中隧道的稳定性系数有重大影响。

为了方便人们出行, 地铁车站、地下停车场等地下结构的埋深都较浅, 如何保证浅埋地下结构的稳定是工程人员最为关注的问题之一。在众多的分析方法中, 极限分析上限定理利用构建的机动许可速度场中外力做功和内能耗散的关系建立虚功方程, 对极限状态下的各种岩土工程问题进行分析。这一方法最大的优越性在于, 无论土体的力学特性多么复杂, 都可以得到一个接近实际情况的破坏荷载<sup>[5]</sup>。因此, 该方法被广泛用于各种岩土工程问题的稳定性分析中<sup>[6-9]</sup>。杨峰等<sup>[10]</sup>构筑了一个由多块刚性体组成的浅埋隧道破坏机制, 并根据功能关系得到了浅埋隧道支护力的表达式, 通过对支护力进行优化, 最终得到了浅埋隧道支护力的上限解。Leca 等<sup>[11]</sup>利用刚性圆锥体构建了3种三维浅埋隧道破坏机制并据此得出了摩擦材料中浅埋隧道开挖面支护力的上限解。然而上述浅埋隧道的上限分析都是采用线性 Mohr-Coulomb 破坏准则进行的, 且没有考虑孔隙水压力的影响。孔隙水压力和非线性破坏准则作用下浅埋洞室的力学特性还有待研究。

根据浅埋地下洞室的破坏特征, 本文构建了一个曲线形的破坏机制, 并采用非线性破坏准则计算了此破坏机制的内能耗散功率。通过将孔隙水压力作为一个外力引入虚功率方程, 得到了孔隙水压力作用下饱和土体中浅埋洞室支护力的表达式。利用变分法对此表达式进行优化, 得出了饱和土体中浅埋洞室支护力的上限解和极限状态下浅埋洞室顶部塌落面的形状。

## 1 Power-Law 非线性破坏准则

Power-Law 非线性破坏准则的表达式简洁明了, 通过切向应力和法向应力反映了土体屈服时的非线性关系, 被广泛应用于分析各种岩土工程问题<sup>[12-15]</sup>。其表达式为

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

式中  $\tau$  和  $\sigma_n$  分别为破坏面上的切向应力和法向应力;  $c_0$ ,  $\sigma_t$  和  $m$  均为土体材料参数, 其值可由三轴试验确定。当  $m=1$  时, 式(1)转化成线性的 Mohr-Coulomb 破坏准则。

## 2 孔隙水压力作用下的极限分析上限定理

根据 Chen<sup>[5]</sup>的论述, 极限分析上限定理可以表述: 如果所假设的机动许可速度场满足位移边界条件, 则根据外力功率与内能耗散功率相等所确定的荷载必定大于或等于极限状态下的实际荷载。为了对孔隙水压力作用下的边坡进行上限分析, Viratjandr 等<sup>[16]</sup>将孔隙水压力视为一个外力作用在土体颗粒上, 则孔隙水压力作的功等于孔隙水压力使土体颗粒膨胀做的功和水压力在边界上作的功之和。因此, 孔隙水压力作用下的极限分析上限定理可表达为

$$\int_V \sigma_{ij} \dot{\epsilon}_{ij} dV \geq \int_s T_i v_i ds + \int_V X_i v_i dV - \int_V u \dot{\epsilon}_{ij} dV - \int_s n_i v_i u ds \quad (2)$$

式中  $\sigma_{ij}$  和  $\dot{\epsilon}_{ij}$  分别是机动许可速度场中的应力张量和应变率;  $T_i$  是作用在边界  $s$  上的荷载;  $X_i$  是体力;  $V$  是速度场的微观体积;  $v_i$  是速度场中速度间断线上的速度;  $n_i$  是曲线的单位法向矢量;  $u$  为孔隙水压力。根据极限分析定理的应用条件, 本文对土体材料和速度场做出了如下假设: 土体材料为理想塑性材料, 即不考虑材料的应变硬化和应变软化特性; 材料的屈服面是外凸的且塑性应变率可以根据非关联流动法则由屈服函数求出; 机动许可速度场中的塌落体是一个刚性体, 由极限荷载产生的几何变形可以忽略。根据上述假设, 机动许可速度场内的应变率  $\dot{\epsilon}_{ij}$  为零, 从而导致孔隙水压力作用在刚性塌落体中的功为零。孔隙水压力做的功仅由式(2)中不等号右边最后一项即孔隙水压力作用在速度间断线上的那一部分产生。

## 3 孔隙水压力作用下浅埋洞室支护力上限分析

### 3.1 浅埋洞室破坏机制

Fraldi 等<sup>[17]</sup>基于 Hoek-Brown 破坏准则构建了一种曲线形破坏机制对深埋矩形隧道进行上限分析, 并根据虚功率方程和变分法得到了极限状态下深埋隧道顶部塌落面的破坏形状。然而, 与深埋隧道在顶部形成一个拱形塌落面不同, 浅埋洞室由于上覆岩层较薄, 塌落面不再形成一个拱形结构, 而是沿两条对称的曲线延伸到地表。随着地下洞室的埋深逐渐增加, 达到一个临界深度后, 浅埋洞室转变成深埋洞室, 此时的塌落面又将在洞室顶部形成一个拱形。因此, 参照前人的研究成果<sup>[10, 17]</sup>, 本文构建了一种新的浅埋隧道曲线形破坏机制, 即浅埋洞室的顶部土体在极限状态下形成一个上窄下宽的倒漏斗形塌落面, 塌落面的顶部半宽  $L$  小于洞室的半宽  $b$ , 速度间断线上任一点处的

切线与水平方向的夹角为  $\theta$ , 如图 1 所示。洞室顶部的刚性塌落体和未塌落的土体之间发生相对滑动, 造成了塌落面上的速度不连续, 因而此塌落面也可称为速度间断面,  $f(x)$  为速度间断曲线。

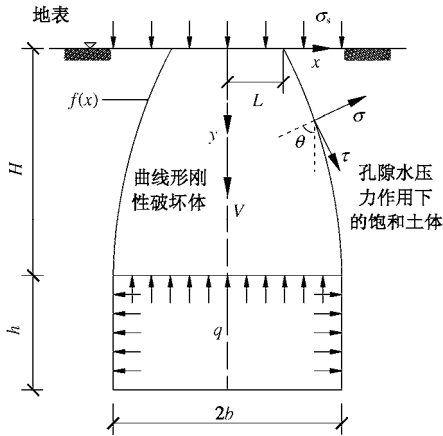


图 1 饱和土体中浅埋地下洞室曲线形破坏机制

Fig. 1 Curved failure mechanism of shallow cavity in saturated soils

### 3.2 基于非线性破坏准则的饱和土体中浅埋洞室能耗计算

根据相关联流动法则, 塑性势面与屈服面一致且塑性应变增量与塑性势的应力梯度成正比。因此, 由式 (1) 可以求得速度间断面上的法向和切向应变, 而此速度间断面上任一点的内能耗散功率  $D$  等于该点的法向应力与应变之积加上切向应力应变之积<sup>[17]</sup>:

$$D = \sigma_n \dot{\epsilon}_n + \tau_n \dot{\gamma}_n = \left\{ (m-1) \left[ \frac{c_0 f'(x)}{m} \right]^{m-1} \sigma_t^{1-m} + \sigma_t \right\} \frac{v}{t} \frac{1}{\sqrt{1+f'(x)^2}} \quad (3)$$

式中  $v$  为塌落体的速度;  $t$  为速度间断面的厚度;  $\dot{\epsilon}_n$  为法向应变增量;  $\dot{\gamma}_n$  为切向应变增量;  $f'(x)$  为速度间断曲线  $f(x)$  的一阶导数。将式 (3) 沿着整个速度间断面积分, 即可求得整个速度间断面上的内能耗散功率:

$$W_D = \int_L^b \left\{ (m-1) \left[ \frac{c_0 f'(x)}{m} \right]^{m-1} \sigma_t^{1-m} + \sigma_t \right\} \frac{v}{t} dx \quad (4)$$

由于整个破坏机制关于  $y$  轴对称, 因此可以取一半进行计算以简化计算过程。

洞室顶部塌落体的重力功率为

$$W_\gamma = \left[ Hb\gamma - \int_L^b \gamma f(x) dx \right] v \quad (5)$$

式中,  $\gamma$  为土体重度 ( $\text{kN/m}^3$ ),  $H$  为浅埋洞室的埋深。洞室支护力  $q$  的功率为

$$W_q = bqv \cos \pi \quad (6)$$

地表超载  $\sigma_s$  的功率为

$$W_{\sigma_s} = \sigma_s Lv \quad (7)$$

根据式 (2) 孔隙水压力  $u$  产生的功率为

$$W_u = \int_s n_i v_i u ds \quad (8)$$

而孔隙水压力  $u$  可由下式求出<sup>[16]</sup>:

$$u = r_u \gamma z \quad (9)$$

式中  $r_u$  为孔隙水压力系数;  $z$  为地表到速度间断线  $f(x)$  上任一点的垂直距离。因此, 将式 (9) 代入式 (8) 可得

$$W_u = \int_L^b r_u \gamma f(x) v dx \quad (10)$$

根据极限分析上限定理, 总外力功率等于内能耗散功率:

$$W_\gamma + W_q + W_{\sigma_s} - W_u = W_D \quad (11)$$

将式 (4) (5) (6) (7) (10) 代入式 (11) 并通过计算可得浅埋洞室支护力  $q$  的表达式:

$$q = \frac{1}{b} \int_L^b \left\{ -\sigma_t - \left[ \frac{c_0 f'(x)}{m} \right]^{m-1} \sigma_t^{1-m} (m-1) - (1+r_u) \gamma f(x) \right\} dx + \frac{\sigma_s L}{b} + H\gamma = \frac{\sigma_s L}{b} + H\gamma + \frac{1}{b} \int_L^b \psi [f(x), f'(x), x] dx \quad (12)$$

式中,  $\psi [f(x), f'(x), x]$  为一个泛函, 其表达式为

$$\psi [f(x), f'(x), x] = -\sigma_t - \left[ \frac{c_0 f'(x)}{m} \right]^{m-1} \sigma_t^{1-m} (m-1) - (1+r_u) \gamma f(x) \quad (13)$$

根据上限定理, 由总外力功率和内能耗散功率相等求出的浅埋洞室支护力只是众多上限解中的一个, 不是接近真实解的最优上限解。而最优的上限解是由虚功率方程得到的任意机动许可的速度场对应的极限荷载中的最大值。因此, 为了求得支护力  $q$  的最优上限解, 必须求出式 (12) 的最大值。从式 (12) 可以看出, 当各个参数一定时,  $q$  的值完全由  $\psi$  决定。这样, 求解  $q$  的最优上限解转化为求解  $\psi$  的最大值问题。 $\psi$  为一个最简单的积分型泛函, 通过变分运算这一最简泛函的驻值问题可以转化为求解欧拉方程在满足边界条件下的边值问题<sup>[18]</sup>。对式 (13) 进行变分运算, 可得

$$\delta \psi = \frac{\partial \psi}{\partial f(x)} - \frac{d}{dx} \left[ \frac{\partial \psi}{\partial f'(x)} \right] = - \left( \frac{c_0}{m} \right)^{m-1} \frac{m}{m-1} \sigma_t^{1-m} \left[ f'(x) \right]^{m-1} f''(x) - (1+r_u) \gamma \quad (14)$$

泛函的驻值条件为

$$\delta\psi = 0 \quad (15)$$

将式(14)代入式(15)就可以得到一个二阶常系数齐次微分方程:

$$-(1+r_u)\gamma + \left(\frac{c_0}{m}\right)^{\frac{m}{m-1}} \frac{m}{m-1} \sigma_t^{\frac{1}{1-m}} [f'(x)]^{\frac{2-m}{m-1}} f''(x) = 0 \quad (16)$$

解此微分方程,可以得到速度间断曲线  $f(x)$  的解析表达式:

$$f(x) = [(1+r_u)\gamma]^{m-1} c_0^{-m} \sigma_t \left[ \frac{A_0}{(1-r_u)\gamma} + x \right]^m + A_1 \quad (17)$$

式中,  $A_0$  和  $A_1$  都是积分常数,可由边界条件确定。将式(17)代回式(12)即可求得极限状态下浅埋洞室支护力  $q$  的最优上限解:

$$q = \frac{\sigma_s L}{b} - \frac{1}{b} c_0^{-m} \sigma_t \frac{m}{m+1} [(1+r_u)\gamma]^m \cdot \left\{ \left[ \frac{A_0}{((1-r_u)\gamma)} + b \right]^{m+1} - \left[ \frac{A_0}{((1-r_u)\gamma)} + L \right]^{m+1} \right\} + \frac{1}{b} [-\sigma_t - (1+r_u)\gamma A_1] (b-L) + H\gamma \quad (18)$$

式中  $A_0, A_1$  和  $L$  需要通过应力边界条件和几何关系进行求解。

在塌落体与地表交界处取一个微小的单元进行力学分析。根据此微元  $X$  轴方向的力学平衡方程可以得到

$$\tau_{xy} = \frac{1}{2} \sigma_n \sin 2\theta - \tau \cos 2\theta \quad (19)$$

根据实际力学情况,地表处无切应力分布,因此有

$$\tau_{xy}(x=L, y=0) = 0 \quad (20)$$

由于  $\theta$  为速度间断线上任一点处的切线与水平方向的夹角,因此  $\theta$  的正切值等于  $f'(x)$ 。将法向应力和切向应力及通过三角变换得到的由  $f(x)$  表示的  $\sin 2\theta$  和  $\cos 2\theta$  代入上式并运算可以解得

$$A_0 = -L\gamma(1+r_u) \quad (21)$$

此外,根据图1所示的几何关系,可得

$$\left. \begin{aligned} f(x=L) &= 0, \\ f(x=b) &= H_0 \end{aligned} \right\} \quad (22)$$

将式(17)、(21)代入式(22)即可解得  $A_1$  和  $L$ :

$$\left\{ \begin{aligned} A_1 &= 0 \\ L &= b - [(1+r_u)\gamma]^{\frac{1-m}{m}} C_0 \sigma_t^{\frac{1}{m}} H^{\frac{1}{m}} \end{aligned} \right. \quad (23)$$

并将式(23)代入式(17)、(18)就得到极限状态下支护力和速度间断曲线的最优上限解:

$$q = \frac{\sigma_s L}{b} + H\gamma - \frac{1}{b} \sigma_t (b-L) -$$

$$\frac{1}{b} c_0^{-m} \sigma_t \frac{m}{m+1} [(1+r_u)\gamma]^m (b-L)^{m+1} \quad (24)$$

$$f(x) = [(1+r_u)\gamma]^{m-1} c_0^{-m} \sigma_t (x-L)^m \quad (25)$$

### 4 对比计算

Davis 等<sup>[19]</sup>针对黏性土体中浅埋隧道的破坏特征,提出了4种直线形破坏机制,并根据这4种破坏机制求出了浅埋隧道稳定系数的上限和下限解。杨峰等<sup>[10]</sup>根据浅埋隧道的破坏特征构建了一种直线形多块刚性体破坏机制,如图2所示。利用这种破坏机制和线性 Mohr-Coulomb 破坏准则,他们计算了浅埋隧道极限状态下支护力的上限值,通过与采用太沙基法得到的结果进行对比,证明浅埋隧道的直线形多块刚性体破坏机制是一种有效的破坏机制。为了证明本文所假设的浅埋洞室曲线形破坏机制的正确性,当 Power-Law 破坏准则转化成 Mohr-Coulomb 破坏准则时,将本文计算的支护力上限值与采用直线形多块刚性体得到的结果进行了对比。当参数  $m=1$  时, Power-Law 准则转化成线性的 Mohr-Coulomb 准则,此时 Mohr-Coulomb 准则中的参数可以根据式(26)等价转化为 Power-Law 准则中的参数:

$$\left. \begin{aligned} c_0 &= c, \\ \sigma_t &= \frac{c}{\tan \varphi} \end{aligned} \right\} \quad (26)$$

式中,  $\varphi$  为土体内摩擦角,  $c$  为土体黏聚力。

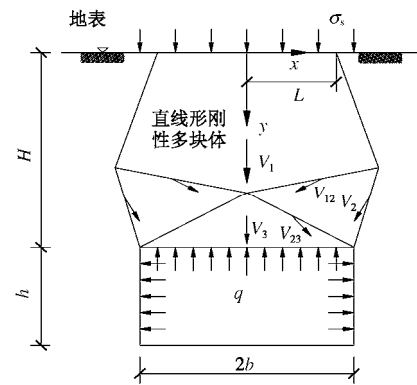


图2 浅埋地下洞室直线形多块体破坏机制

Fig. 2 Linear multiple blocks failure mechanism of shallow cavity

根据式(24)推导出  $m=1$  和  $r_u=0$  (即不考虑孔隙水压力)时浅埋隧道支护力上限解的公式,并将土体的  $c, \varphi$  值转化成等效的 Power-Law 参数并代入其中,得到了与 Mohr-Coulomb 准则等效的支护力最优上限解。通过与杨峰等<sup>[10]</sup>采用直线形多块刚性体破坏机制和 Mohr-Coulomb 破坏准则得出的上限解进行比较,可以发现在  $m=1$  和  $r_u=0$  的情况下本文的计算结果与采用直线形多块刚性体破坏机制得到的结果基本一致,最大差值不超过 3.45%,如图3所示。由此可

见, 本文所采用的破坏机制和计算方法是准确和有效的。

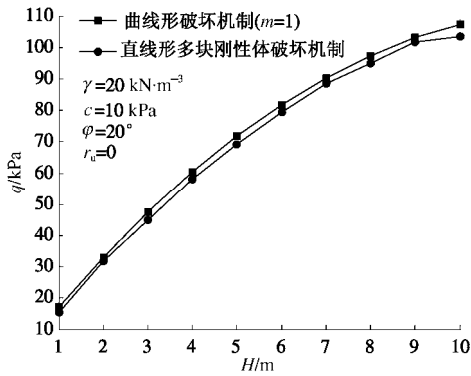


图 3 曲线形破坏机制 ( $m=1$ ) 与直线形多块刚性体破坏机制下浅埋洞室支护力上限解对比

Fig. 3 Comparison of upper bound solutions of supporting pressure  $q$  between curved failure mechanism ( $m=1$ ) and linear multiple blocks failure mechanism

### 5 影响参数分析

#### 5.1 各参数对饱和土体中浅埋洞室支护力 $q$ 上限解的影响

为了研究孔隙水压力对浅埋洞室支护力上限解的影响, 当洞室半宽  $b=10\text{ m}$ , 土体参数为  $c_0=90\text{ kPa}$ ,  $\sigma_t=240\text{ kPa}$ ,  $m=1.6$ ,  $\sigma_s=0$  和孔隙水压力系数  $r_u$  分别为  $0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4$  时, 根据式 (24) 绘制了支护力  $q$  随洞室埋深  $H$  的变化规律图, 如图 4 (a) 所示。从图 4 (a) 中可以看出, 浅埋洞室由于顶部土体较薄, 没有形成拱形塌落面以支撑上部压力, 支护力  $q$  随着埋深  $H$  的增大而快速增大。通过将不考虑孔隙水压力 ( $r_u=0$ ) 和考虑孔隙水压力 ( $r_u \neq 0$ ) 的情况进行对比, 表明孔隙水压力作用下的浅埋洞室支护力明显大于未考虑孔隙水压力作用的支护力  $q$ , 且在埋深相同时, 支护力随孔隙水压力系数的增大而增大。由此可见, 孔隙水压力对饱和土体中浅埋洞室的支护力有重大影响, 在分析饱和土体中地下结构的力学特征时必须考虑孔隙水压力的作用。

当土体参数为  $c_0=70 \sim 110\text{ kPa}$ ,  $\sigma_t=240\text{ kPa}$ ,  $m=1.2 \sim 2.8$ ,  $\sigma_s=10 \sim 50\text{ kPa}$ ,  $r_u=0.3$  时, 为了分析孔隙水压力作用下各参数对浅埋洞室支护力的影响, 分别计算了其他参数确定, 仅一个参数变化的情况下不同埋深对应的支护力上限解, 如图 4 (b) (c) 和 (d) 所示。从这 3 幅图中可以看出, 参数  $c_0$ ,  $m$  和  $\sigma_s$  均对饱和土体中浅埋洞室的支护力  $q$  有重大影响; 当其它参数一定时, 支护力  $q$  随参数  $c_0$  和  $m$  的增大而减小; 与  $c_0$  和  $m$  对支护力的影响不同,  $q$  随  $\sigma_s$  的增大而增大。因此, 当土体参数  $c_0$  和  $m$  的值较大而地表荷载

$\sigma_s$  较小时, 仅需要较小的支护力浅埋洞室就可以实现的稳定。换言之, 较大的  $c_0$ ,  $m$  值和较小的  $\sigma_s$  值对浅埋洞室的稳定性有利。

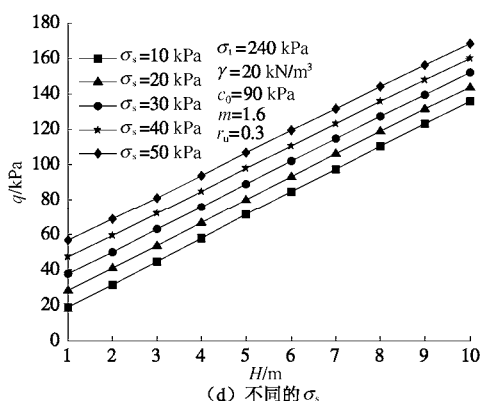
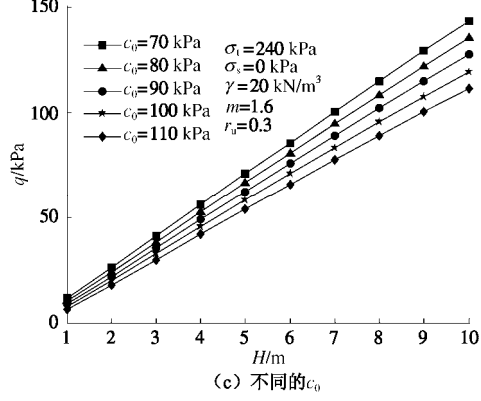
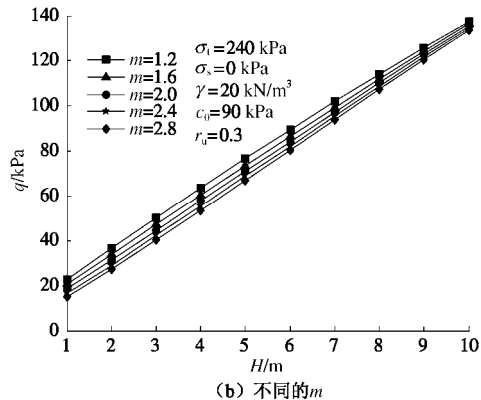
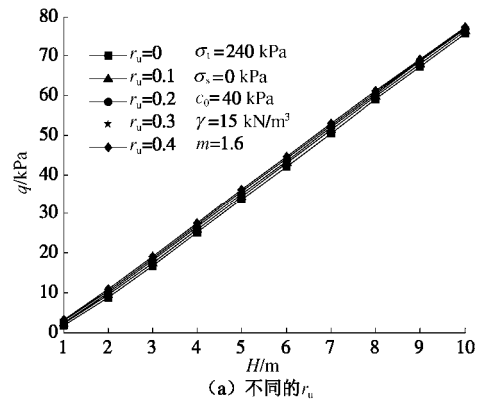


图 4 不同参数下浅埋洞室支护力  $q$  随埋深  $H$  的变化规律  
Fig. 4 Change laws of supporting pressure  $q$  with cavity depth  $H$  for different soil parameters

5.2 各参数对饱和土体中浅埋洞室极限破坏面的影响

假设洞室半宽  $b=10\text{ m}$ ，埋深  $H=10\text{ m}$ ，土体参数为  $c_0=90\text{ kPa}$ ， $\sigma_t=240\text{ kPa}$ ， $m=1.6$ ， $\sigma_s=0$  和孔隙水压力系数  $r_u$  分别为  $0, 0.2, 0.4, 0.6, 0.8$  时，根据极限状态下速度间断线  $f(x)$  的解析表达式 (25)，绘制了不同孔隙水压力系数下饱和土体中浅埋洞室顶部土体的塌落面形状，如图 5 (a) 所示。从图 5 (a) 中可以看出，当不考虑孔隙水压力作用时 ( $r_u=0$ )，浅埋洞室的塌落面最小。随着孔隙水压力系数  $r_u$  的增大，浅埋洞室顶部土体的塌落面也随之增大。

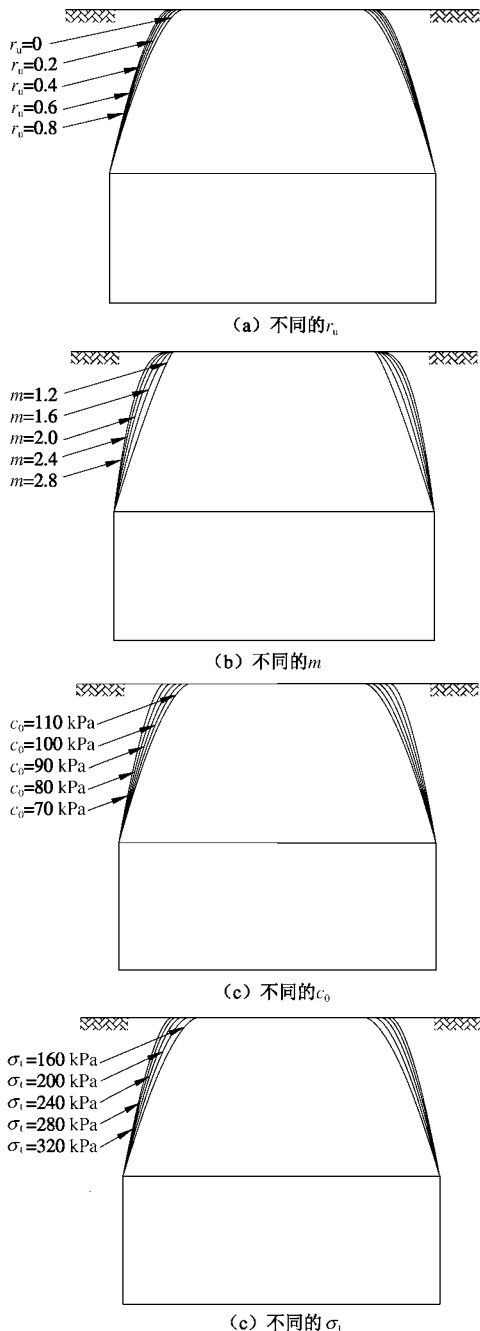


图 5 极限状态下饱和土体中不同参数的浅埋洞室顶部塌落面形状

Fig. 5 Shapes of collapsing surface over roof of shallow cavity in saturated soils for different soil parameters under limit state

为了分析孔隙水压力作用下各参数对浅埋洞室顶部塌落面的影响，当土体参数为  $c_0=70\sim 110\text{ kPa}$ ， $\sigma_t=160\sim 320\text{ kPa}$ ， $m=1.2\sim 2.8$ ， $r_u=0.3$  时，绘制了单一参数变化下浅埋洞室顶部土体的塌落面，如图 5 (b),(c) 和 (d) 所示。从这 3 幅图中可以看出，在其它参数一定的情况下，饱和土体中浅埋洞室顶部土体的塌落面随参数  $m$  和  $\sigma_t$  的增大而增大，随  $c_0$  的增大而减小。

6 结 论

根据极限分析上限定理和非线性破坏准则，对孔隙水压力作用下饱和土体中浅埋洞室的支护力和顶部塌落面形状进行了研究，研究结果表明：

(1) 当  $m=1$  时，非线性破坏准则中的参数可以等效转化成线性 Mohr-Coulomb 破坏准则中的参数。与此同时令  $r_u=0$ ，即不考虑孔隙水压力的作用。在这种情况下采用本文破坏机制得到的浅埋洞室支护力上限解与前人采用直线形多块刚性体计算的结果基本一致，证明了本文采用的方法是正确和有效的。

(2) 饱和土体中孔隙水压力对浅埋洞室支护力上限解有重大影响，当其他参数不变时，支护力  $q$  随孔隙水压力系数  $r_u$  的增大而增大。在分析饱和土体中地下结构的力学特征时必须考虑孔隙水压力的作用。

(3) 在饱和土体中，浅埋洞室支护力随参数  $c_0$  和  $m$  的增大而减小，随  $\sigma_s$  的增大而增大。因此较大的  $c_0$ ， $m$  的值和较小的  $\sigma_s$  值有利于饱和土体中浅埋洞室的稳定。

(4) 孔隙水压力对浅埋洞室顶部塌落面的形状有重大影响，当其他参数不变时，浅埋洞室顶部塌落面随着孔隙水压力系数  $r_u$  的增大而增大。

参考文献：

[1] MICHALOWSKI R L. Slope stability analysis: a kinematical approach[J]. Géotechnique, 1995, 45(2): 283 – 293.  
 [2] SHIN J H. Analytical and combined numerical methods evaluating pore water pressure on tunnels[J]. Géotechnique, 2010, 60(2): 141 – 145.  
 [3] BOBET A. Effect of pore water pressure on tunnel support during static and seismic loading[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2003, 18(4): 377 – 393.  
 [4] YANG X L, HUANG F. Influences of material dilatancy and pore water pressure on stability factor of shallow tunnels[J]. Transactions of Nonferrous Metals Society of China, 2009, 19(3): 819 – 823.  
 [5] CHEN W F. Limit analysis and soil plasticity[M]. New York:

- Elsevier Scientific Publishing Company, 1975.
- [6] 赵炼恒, 罗 强, 李 亮, 等. 水平矩形浅锚极限抗拔力分析[J]. 岩土工程学报, 2009, **32**(9): 1414 – 1420. (ZHAO Lian-heng, LUO Qiang, LI Liang, et al. Ultimate pullout capacity of horizontal rectangular plate anchors[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, **32**(9): 1414 – 1420. (in Chinese))
- [7] MICHALOWSKI R L. Limit loads on reinforced foundation soils[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2004, **130**(4): 381 – 390.
- [8] LI Y, EMERIAULT F, KASTNER R, et al. Stability analysis of large slurry shield-driven tunnel in soft clay[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2009, **24**(4): 472 – 481.
- [9] 杨 峰, 阳军生, 张学民, 等. 斜坡地基单侧滑移破坏模式及承载力上限解[J]. 工程力学, 2010, **27**(6): 162 – 168. (YANG Feng, YANG Jun-sheng, ZHANG Xue-min, et al. One-side slip failure mechanism and upper bound solution for bearing capacity of foundation on slope[J]. Engineering Mechanics, 2010, **27**(6): 162 – 168. (in Chinese))
- [10] 杨 峰, 阳军生. 浅埋隧道围岩压力确定的极限分析方法[J]. 工程力学, 2008, **25**(7): 179 – 184. (YANG Feng, YANG Jun-sheng. Limit analysis method for determination of earth pressure on shallow tunnel[J]. Engineering Mechanics, 2008, **25**(7): 179 – 184. (in Chinese))
- [11] LECA E, DORMIEUX L. Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material[J]. Géotechnique, 1990, **40**(4): 581 – 606.
- [12] LI X. Finite element analysis of slope stability using a nonlinear failure criterion[J]. Computers and Geotechnics, 2007, **34**(3): 127 – 136.
- [13] JIANG J C, BAKER R, YAMAGAMI T. The effect of strength envelope nonlinearity on slope stability computations[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2003, **40**(2): 308 – 325.
- [14] YANG XL, YIN J H. Estimation of seismic passive earth pressures with nonlinear failure criterion[J]. Engineering Structures, 2006, **28**(3): 342 – 348.
- [15] ZHANG X J, CHEN W F. Stability analysis of slopes with general nonlinear failure criterion[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1987, **11**(1): 33 – 50.
- [16] VIRATJANDR C, MICHALOWSKI R L. Limit analysis of submerged slopes subjected to water drawdown[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2006, **43**(8): 802 – 814.
- [17] FRALDI M, GUARRACINO F. Limit analysis of collapse mechanisms in cavities and tunnels according to the Hoek-Brown failure criterion[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2009, **46**(4): 665 – 673.
- [18] 樊 涛. 非线性非保守系统弹性力学拟变分原理研究[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工程大学, 2007. (FAN Tao. Research on the quasi-variational principles in nonlinear non-conservative elasticity[D]. Harbin: Harbin Engineering University, 2007. (in Chinese))
- [19] DAVIS E H, DUNN M J, MAIR R J, et al. The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material[J]. Géotechnique, 1980, **30**(4): 397 – 416.