

# 浅埋隧道掌子面稳定性二维自适应上限有限元分析

阳军生, 张 箭, 杨 峰

(中南大学 土木工程学院, 湖南 长沙 410075)

**摘 要:** 为研究浅埋隧道掌子面稳定性及获取精细化的破坏模式, 提出了一种上限有限元非结构化网格自适应加密策略。以单元耗散能权重指标作为网格自适应加密评判准则, 该策略同时兼顾了单元尺度与塑性应变。应用高阶的 6 节点三角形单元并建立上限有限元线性规划模型, 以多次反复计算和网格加密的方式实现了二维自适应上限有限元分析并编制了计算程序。利用条形基础地基极限承载力课题, 从上限解精度和网格加密形态方面验证了该程序的有效性。针对浅埋隧道掌子面稳定性问题, 展开多参数条件下的自适应上限有限元计算, 分析了网格加密过程中单元总数与上限解精度的关系, 列出不同隧道埋深和内摩擦角对应的隧道掌子面稳定性临界值的上限解, 揭示出掌子面稳定性变化规律及精细化的破坏模式。

**关 键 词:** 浅埋隧道; 掌子面稳定性; 上限有限元; 6 节点三角形单元; 破坏模式; 网格自适应

中图分类号: U 452

文献标识码: A

文章编号: 1000-7598(2015)01-0257-08

## Stability analysis of shallow tunnel face using two-dimensional finite element upper bound solution with mesh adaptation

YANG Jun-sheng, ZHANG Jian, YANG Feng

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

**Abstract:** A finite element upper bound solution with unstructured mesh adaption to refinement criterion is presented to evaluate stability of shallow tunnel face and obtain accurate failure mechanism. Weight indexes of element energy dissipation are regarded as mesh adaption refinement evaluation criterion considering element scales and plastic strain. A two-dimensional finite element upper bound solution model with six-nodal triangular element and linear programming is compiled. It can perform mesh adaption with repeated mesh refinement during a series of computational process. Using strip foundation ultimate bearing capacity of foundation, the solution is verified to perform effectively in the aspects of accuracy of upper bound values and mesh features. Numerical calculation analysis is done using the finite element upper bound solution with mesh adaption. Different parameters are adopted to evaluate stability of shallow tunnel face. The relationship between element quantity and accuracy of upper bound value is analyzed during process of mesh refinement. The upper bound solutions of stability critical values of tunnel face at different depths and internal angles are demonstrated. Failure mechanism and variation law of stability of tunnel face are revealed.

**Key words:** shallow tunnel; face stability; finite element upper bound solution; six-nodal triangular element; failure mechanism; mesh adaptation

## 1 引 言

浅埋隧道掌子面稳定性是隧道工程设计和施工中需特别关注的问题。该课题的研究常采用简化方法(如极限平衡法)进行计算分析。有限元数值计算手段也常被用来分析隧道掌子面的变形和应力关系<sup>[1-3]</sup>, 但对于土体破坏形态的研究往往受制于

单元易畸变、收敛准则不易确定等因素的限制。

近年来, 极限分析成为浅埋隧道稳定性分析的又一种手段, 其中以上限法居多。如 Atkinson 等<sup>[4]</sup>采用极限分析上、下限法求解砂土地层圆形隧道失稳极限支护力。Davis 等<sup>[5]</sup>按横向和纵向平面应变问题分析隧道开挖面稳定性。Sloan 等<sup>[6]</sup>研究了不排水条件下矩形隧道稳定性。杨峰<sup>[7]</sup>编制了二维上限有

收稿日期: 2013-08-27

基金项目: 国家自然科学基金项目(No. 51008309); 中南大学中央高校基本科研业务费专项基金(No. 2014zzts045)。

第一作者简介: 阳军生, 男, 1969 年生, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事隧道与地下工程方面的研究工作。E-mail: jsyang@csu.edu.cn

通讯作者: 杨峰, 男, 1981 年生, 博士, 讲师, 从事隧道与地下工程方面的研究工作。E-mail: yf5754@126.com

限元程序,对排水和不排水条件下隧道围岩稳定性进行了分析。杨峰等<sup>[8]</sup>利用刚性块体上限法研究了浅埋隧道掌子面支护压力以及破坏模式状态。吕玺琳等<sup>[9]</sup>研究了盾构隧道开挖面极限支护压力影响系数。

上述极限分析法既包括需假定破坏模式的上限法,也包含与有限元技术相结合的上限有限元法。后者对复杂条件下隧道稳定性分析更适用。

对于隧道稳定性问题,破坏模式需特别关注。上限有限元法能自动获取破坏模式,然而塑流发生时破坏区域产生的剪切带和塑性区具有较强的网格依赖性,此时精细的破坏模式难以捕获。一种解决的思路是对模型划分密集的网格,这显然将增加计算规模。另一种思路是将网格自适应技术引入上限有限元,使得应变率较大处网格自适应加密,从而使上限解精度和破坏模式精细化程度大大提高。

关于自适应极限分析有限元方法已有相关报道,如 Christiansen 等<sup>[10]</sup>提出 von Mises 材料的屈服函数残余变形准则,实现极限分析的网格自适应。Borges 等<sup>[11]</sup>利用恢复 Hessian 各向异性的误差估计方法,剖分和拉伸混合极限分析网格。Lyamin 等<sup>[12]</sup>将该误差估计用于下限有限元中。Ciria 等<sup>[13-14]</sup>利用单元上、下限极限值误差的贡献判断局部误差,Munoz 等<sup>[15]</sup>对该法进一步引入边界误差的贡献,利用误差估计实现网格自适应需同时求解上、下限解。李大钟等<sup>[16]</sup>对于摩尔-库仑材料,通过衡量屈服准则残余误差及等效塑形应变对网格进行剖分加密以实现极限分析有限元网格自适应。

上述极限分析有限元网格自适应实现过程通常较繁琐。为此,本文提出一种直观的上限有限元加密策略。通过引入单元耗散能权重指标作为网格自适应加密评判准则,兼顾单元尺度与塑性应变,应用高阶的 6 节点三角形单元并建立线性规划模型,以多次加密方式实现提高上限解精度并降低计算规模的目的。

应用该策略编制了二维网格自适应上限有限元程序,并验证其可靠性。最后将该程序应用于浅埋隧道掌子面稳定性问题,开展了多种参数条件下的计算分析,获得了隧道掌子面稳定性图表及精细化的破坏模式。

## 2 上限有限元与 6 节点三角形单元

6 节点三角形单元应用于上限有限元已有报道<sup>[17-18]</sup>,由于该高阶单元能适应较大的塑性应变,

本文拟将其拓展应用于自适应上限有限元,同时未设置单元间的速度间断线,6 节点三角形单元上限有限元基本理论如下<sup>[17-20]</sup>。

### 2.1 6 节点三角形单元

如图 1 所示,6 节点三角形单元每节点含两个速度分量,顶节点 1、2、3 分别包含  $p$  个塑性乘子  $\dot{\lambda}_k$ 。

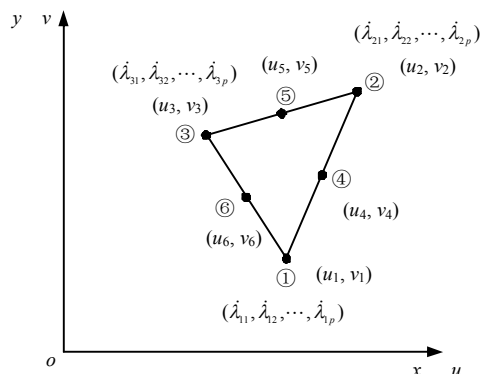


图 1 上限有限元 6 节点三角形单元

Fig.1 Six-nodal triangular element for finite element upper bound solution

单元速度可表示为

$$u = \sum_{i=1}^6 N_i u_i, \quad v = \sum_{i=1}^6 N_i v_i \quad (1)$$

式中:  $u_i$  和  $v_i$  为节点  $x$  和  $y$  向速度分量;  $N_i$  为单元形函数,可用面积坐标  $M_1$ 、 $M_2$  和  $M_3$  表示。

### 2.2 单元内部约束条件

6 节点三角形单元应变率  $\dot{\epsilon}_x$ 、 $\dot{\epsilon}_y$ 、 $\dot{\gamma}_{xy}$  和塑性乘子  $\dot{\lambda}$  在单元内部线性变化。此时,单元内部相关联流动法则约束需施加于顶节点  $i$  ( $i=1, 2, 3$ ) 处:

$$\left. \begin{aligned} \dot{\epsilon}_{ix} &= \sum_{k=1}^p \dot{\lambda}_{ik} \frac{\partial F_k}{\partial \sigma_x} = \sum_{k=1}^p \dot{\lambda}_{ik} A'_k \\ \dot{\epsilon}_{iy} &= \sum_{k=1}^p \dot{\lambda}_{ik} \frac{\partial F_k}{\partial \sigma_y} = \sum_{k=1}^p \dot{\lambda}_{ik} B'_k \\ \dot{\gamma}_{ixy} &= \sum_{k=1}^p \dot{\lambda}_{ik} \frac{\partial F_k}{\partial \tau_{xy}} = \sum_{k=1}^p \dot{\lambda}_{ik} C'_k \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

式中:  $F_k$  为线性化后的屈服函数(此处限定为摩尔-库仑屈服函数);  $A'_k$ 、 $B'_k$ 、 $C'_k$  均为系数;  $\dot{\lambda}_{ik}$  为  $i$  节点在屈服函数外接多边形第  $k$  边对应的塑性乘子,  $k=1, 2, \dots, p$ 。于是,式(2)变为

$$a_{11}x_1 - a_{12}x_2 = 0 \quad (3)$$

其中:

$$\left. \begin{aligned} a_{11} &= \begin{bmatrix} \frac{\partial N_1}{\partial x} & 0 & \dots & \frac{\partial N_6}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_1}{\partial y} & \dots & 0 & \frac{\partial N_6}{\partial y} \\ \frac{\partial N_1}{\partial y} & \frac{\partial N_1}{\partial x} & \dots & \frac{\partial N_6}{\partial y} & \frac{\partial N_6}{\partial x} \end{bmatrix} \\ x_1 &= \{u_1, v_1, \dots, u_6, v_6\}^T \\ a_{12} &= \begin{bmatrix} A'_1 & A'_2 & A'_3 & \dots & A'_k & \dots & A'_p \\ B'_1 & B'_2 & B'_3 & \dots & B'_k & \dots & B'_p \\ C'_1 & C'_2 & C'_3 & \dots & C'_k & \dots & C'_p \end{bmatrix} \\ x_2 &= \{\lambda_{11}, \lambda_{12}, \dots, \lambda_{ip}\}^T \geq 0 \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

### 2.3 速度边界条件

设节点  $i$  位于与  $x$  轴夹角为  $\theta$  的边界上，其切向和法向速度分别为  $\bar{u}$  和  $\bar{v}$ ，则  $u_i$  和  $v_i$  须满足：

$$a_{21}x_1 = b \quad (5)$$

其中：

$$a_{21} = \begin{bmatrix} \cos \theta & \sin \theta \\ -\sin \theta & \cos \theta \end{bmatrix}, x_1 = \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \end{Bmatrix}, b = \begin{Bmatrix} \bar{u} \\ \bar{v} \end{Bmatrix} \quad (6)$$

### 2.4 自重功率

参照图 1 所示坐标系，令土体重度为  $\gamma$ ，单元面积为  $S$ ，则每个单元自重功率  $P_t$  为

$$P_t = c_1^T x_1 \quad (7)$$

其中：

$$\left. \begin{aligned} c_1^T &= -\frac{\gamma}{3} [0 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0 \ S \ 0 \ S \ 0 \ S] \\ x_1 &= \{u_1, v_1, \dots, u_6, v_6\}^T \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

### 2.5 单元内部耗散功率

令土体内摩擦角和黏聚力分别为  $\varphi$  和  $c$ ，则每个单元内部耗散功率  $P_c$  为

$$P_c = c_2^T x_2 \quad (9)$$

其中：

$$\left. \begin{aligned} c_2 &= \frac{2c \cos \varphi}{3} S \{1, 1, \dots, 1\}^T \\ x_2 &= \{\lambda_{11}, \lambda_{12}, \dots, \lambda_{1p}, \lambda_{21}, \lambda_{22}, \dots, \lambda_{2p}, \lambda_{31}, \lambda_{32}, \dots, \lambda_{3p}\}^T \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

### 2.6 上限有限元的线性规划模型

根据上限定理，由耗散能、外力功率和虚功率平衡方程建立目标函数。其决策变量为节点速度分

量  $u_i$  和  $v_i$ ，单元塑性乘子  $\lambda_{ik}$ 。对于整个计算域，上限有限元线性规划模型为

$$\left. \begin{aligned} \text{最小化: } & C_2^T X_2 + C_1^T X_1 \\ \text{服从于: } & A_{11} X_1 + A_{12} X_2 = 0 \\ & A_{21} X_1 = B \\ & X_2 \geq 0 \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

式 (11) 中大写字母代表其为全局变量，与式 (3)、(4)、(5)、(7)、(9) 中的局部变量对应。

## 3 非结构化网格自适应加密策略

基于上述 6 节点三角形单元上限有限元方法，本文提出如下非结构化网格自适应加密策略，即通过反复加密（加密方式为单元一分为四或长边一分为二）模型中耗散能较大的三角形单元，更新网格并重新计算，以达到降低破坏区域各单元耗散能差异的目的，随之形成耗散能密度较大的区域单元密集，而耗散能密度较小的区域单元稀疏的状态。

模型任意 6 节点三角形单元  $i$  的耗散能  $P_i$  为

$$P_i = \frac{2c \cos \varphi}{3} \left( \sum_{k=1}^p \lambda_{1k} + \sum_{k=1}^p \lambda_{2k} + \sum_{k=1}^p \lambda_{3k} \right) S_i \quad (12)$$

为实现上述加密策略，将所有单元按耗散能值由大到小依次排序，定义前  $n_r$  个单元耗散能之和与所有  $n_e$  个单元耗散能之和的比值为  $\eta$ ，即

$$\eta = \sum_{k=1}^{n_r} P_k / \sum_{i=1}^{n_e} P_i \quad (13)$$

于是，由  $\eta$  值可筛选出下一次分裂加密对应的单元编号。 $\eta$  取值范围为 0~1 之间；取值越大，每次加密单元越多，计算规模增长迅速；反之，则加密单元较少，后续计算结果精度增加有限。因此， $\eta$  需合理选取，可在 0.1~0.9 范围内通过试算确定。

同时，为抑制每次加密产生的单元增量，防止破坏范围外围单元过度加密，本文选用三角形单元一变二的长边加密方式。

加密过程上限解的相对误差  $\Delta$  确定如下：

$$\Delta_i = (Q_{i-1} - Q_i) / Q_i \times 100\% \quad (14)$$

式中： $Q_i$  为第  $i$  次网格加密后所得上限解；相应  $Q_0$  为初始网格对应的上限解； $\Delta_i$  为第  $i$  次加密后所得上限解  $Q_i$  的相对误差。由上限定理知  $\Delta_i \geq 0$ ，可设定一个较小值作为加密次数的终止标准。同时，当  $\Delta_i \leq 0$  时还需停止网格加密计算。

若对 3 节点三角形单元上限有限元采用上述非

结构化网格自适应加密策略时,需修改式(12),此时单元耗散能计算公式见文献[7]。

基于上述上限有限元理论和网格自适应加密方法,编制了二维自适应上限有限元求解程序。以下利用该程序进行算例验证和浅埋隧道掌子面稳定性分析。

## 4 地基极限承载力算例验证

选取条形基础地基极限承载力问题进行算例验证。刚性条形基础在无重条件下的承载力系数  $N_c$  已有理论解<sup>[21]</sup>:

$$N_c = \cot \varphi \left[ e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) - 1 \right] \quad (15)$$

当内摩擦角  $\varphi = 30^\circ$  时,  $N_c = 30.14$ 。以此例建立地基极限承载力上限有限元模型如图 2 所示。利用对称性取模型右侧一半,左侧边界  $u = 0$ ,底部和右侧边界  $u = 0, v = 0$ ,基础边界  $u = 0, v = -1$ 。图 2 显示了加密前初始网格和模型尺寸。

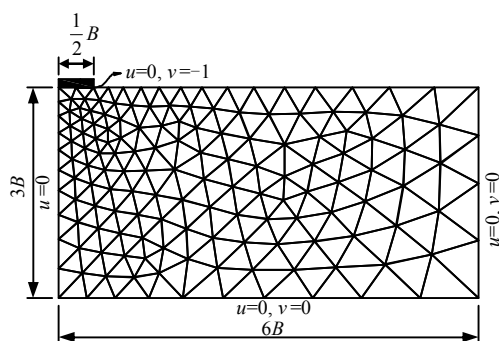


图 2 条形基础地基极限承载力计算模型网格和边界条件  
Fig.2 Mesh and boundary conditions of strip footing bearing capacity calculating model

选取加密参数  $\eta = 0.2$ , 相对误差  $\Delta = 0.1\%$ , 摩尔-库仑屈服准则线性化参数  $p = 48$ <sup>[7]</sup>。分别采用 6 节点和 3 节点三角形单元自适应上限有限元计算得到网格加密次数与承载力系数  $N_c$  和单元总数的关系如图 3 所示。

从图 3 可知,随着加密次数的增加,承载力系数  $N_c$  值减小并向理论解 30.14 靠近。与此同时,单元总数稳步增长,特别是在后期增长显著。

采用 6 节点三角形单元自适应加密策略,初次(第 0 次)、第 11 次和第 22 次(最终)计算所得  $N_c$  分别为 37.98、31.70 和 30.59,单元总数为 264、1 202 和 6 955,误差为 26.01%、5.18%和 1.49%。采用 3 节点三角形单元自适应加密策略,初次、第 15 次和第 30 次计算所得  $N_c$  分别为 69.17、33.91 和 31.06,单元总数为 264、2 499 和 28 200,误差为

129.50%、12.51%和 3.05%,且第 29 次与第 30 次加密后结果间的相对误差为 0.18%,说明后期单元加密对上限解精度的提高作用有限。

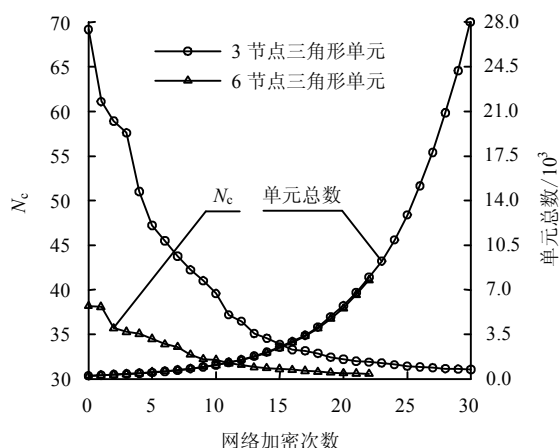


图 3 网格加密次数与承载力系数  $N_c$  和单元总数的关系图  
Fig.3 Relationships of bearing capacity factor  $N_c$  and total numbers of element with numbers of mesh refinement

对比可知,采用 6 节点三角形单元自适应加密策略能以较少的单元获得较优的上限解。

为说明加密过程网格变化特征,将 6 节点三角形单元第 11 次、第 22 次(最终)和 3 节点三角形单元第 15 次、第 30 次对应的加密网格示意如图 4 所示。由图 4(a)可知,网格自适应加密的区域已能反映出基础下方的主动区,相邻的扇形过渡区以及右侧的被动区,与经典的 Prandtl 模型一致。由图 4(b)可知,第 22 次网格加密所反映的破坏形态与图 4(a)一致且更清晰。特别是单元高度集中的带状区域即为地基破坏时产生的滑动面。由图 4(c)和 4(d)可知,3 节点三角形单元网格加密后的变化规律与 6 节点三角形单元近似,然而其加密范围相对较大,对于破坏模式或者剪切带的模拟不够精细。

由本例知,采用 6 节点三角形单元(无间断线)结合单元耗散能评判指标的网格自适应策略,在上限有限元计算精度和破坏模式搜索方面是高效的。

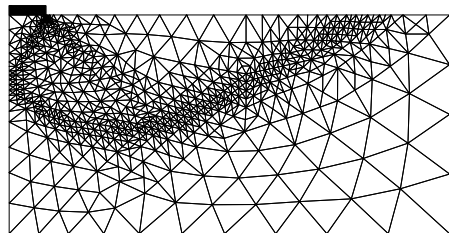
## 5 浅埋隧道掌子面稳定性上限有限元分析

### 5.1 问题描述

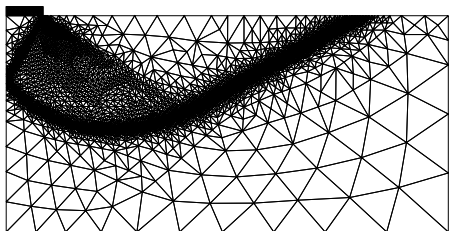
图 5 为浅埋隧道掌子面二维纵向稳定性分析模型。图中  $D$  为隧道高度,  $C$  为埋深,  $\gamma$  为土体重度,  $\varphi$  为内摩擦角,  $c$  为黏聚力。

为便于分析,将计算参数无量纲化,即求解一个临界值  $\gamma D/c$ ,使得掌子面恰好处于塑流发生时的临界状态;临界值  $\gamma D/c$  为  $\varphi$  和  $C/D$  的函数。假

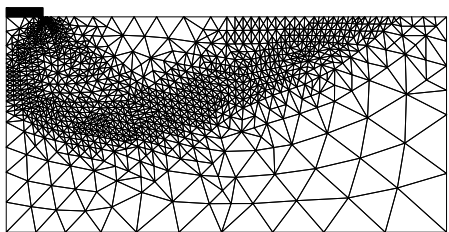
定土体破坏时服从摩尔-库仑屈服准则,选取该准则线性化参数 $p=48^{[7]}$ 。



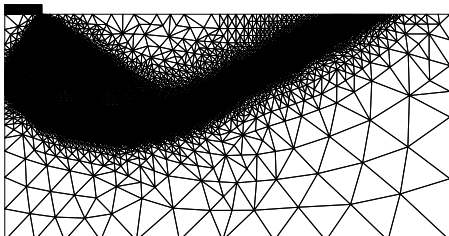
(a) 第 11 次自适应加密后的网格 (6 节点三角形单元)



(b) 第 22 次自适应加密后的网格 (6 节点三角形单元)



(c) 第 15 次自适应加密后的网格 (3 节点三角形单元)



(d) 第 30 次自适应加密后的网格 (3 节点三角形单元)

图 4 地基极限承载力自适应上限有限元网格型式  
Fig.4 Refined mesh for ultimate bearing capacity of strip foundation obtained by finite element upper bound solution with mesh adaptation

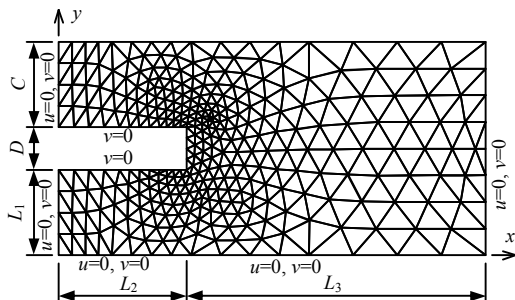


图 5 浅埋隧道掌子面稳定性分析模型  
Fig.5 Analysis model for stability of shallow tunnel face

## 5.2 计算参数

为分析内摩擦角 $\varphi$ 和 $C/D$ 对系数 $\gamma D/c$ 的影响,选取计算参数见表 1。

表 1 浅埋隧道掌子面稳定性分析模型参数

Table 1 Parameters for stability model of shallow tunnel face

| $D/m$ | $C/m$      | $\varphi/(^\circ)$        | $c/kPa$ | $C/D$   |
|-------|------------|---------------------------|---------|---------|
| 10    | 10, 20, 30 | 5, 10, 15, 20, 25, 30, 35 | 1       | 1, 2, 3 |

此外,网格自适应加密参数 $\eta$ 值取 0.7,前后两次加密的相对误差 $\Delta$ 取 0.5%。

## 5.3 上限有限元模型

浅埋隧道掌子面二维纵向稳定性分析的上限有限元模型见图 5 (仅以 $C/D=2$ 为例)。隧道下方延伸长度 $L_1=20$  m,隧道纵向长 $L_2=30$  m,模型在水平方向延伸长度 $L_3=70$  m。当 $C/D$ 为 1 和 3 时, $L_1$ 、 $L_2$ 和 $L_3$ 的取值不变。

模型左侧、右侧和下侧边界 $x$ 和 $y$ 两向速度均约束,即 $u=0, v=0$ ;隧道顶部和底部边界约束 $y$ 向速度,即 $v=0$ ;地表和隧道掌子面边界自由。以图 5 所示坐标系为速度正方向,令模型土体单位重度时的重力功率为 $\int_S v dS = -1$ ,此时数学规划模型的目标函数便为土体临界重度 $\gamma$ ,之后无量纲系数 $\gamma D/c$ 也可获得。

图 5 同时示意了自适应加密前的初始网格。当 $C/D$ 为 1 和 3 时,初始网格划分相似,即掌子面附近网格稍密、远处稀疏。

## 5.4 上限有限元计算结果讨论

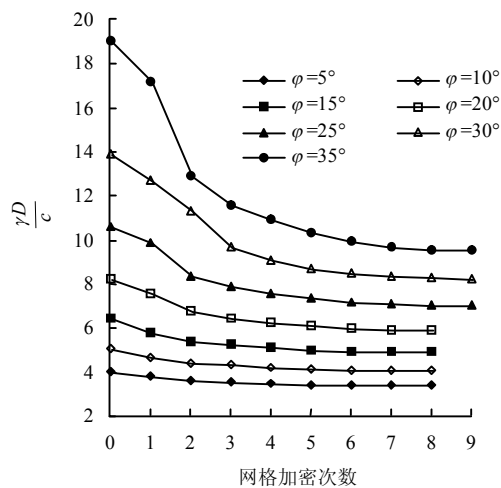
图 6 为隧道掌子面稳定性自适应上限有限元计算结果。其中图 6(a)、图 6(b)对应于 $C/D=1$ 时,计算所得 $\gamma D/c$ 与单元总数和加密次数间的关系图。可以看出,网格加密次数为 8 或 9 次。每次加密后所得 $\gamma D/c$ 均比前次有所减小,即精度提高。不过,随加密次数和单元总数的增长, $\gamma D/c$ 减小幅度变缓。对于单元总数而言,该值最初增长较缓,而到第 6~9 次加密时,单元总数增长剧烈。

内摩擦角 $\varphi$ 对 $\gamma D/c$ 的影响体现在: $\varphi$ 值越大, $\gamma D/c$ 越大。也就是说,隧道掌子面稳定性越好,这是显而易见的规律。值得说明的是,此处上限有限元遵从了相关联流动法则,对于土体剪胀效应有所夸大,特别当 $\varphi$ 值较大时,应考虑剪胀效应以便修正上限解。

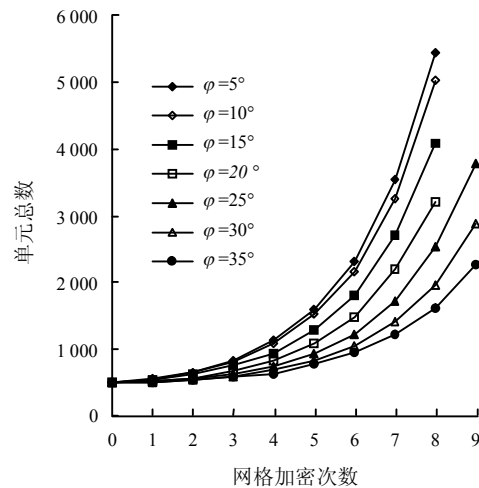
从图 6(a)和图 6(b)还可知,内摩擦角 $\varphi$ 对网格加密次数和单元总数亦有影响。直观来看, $\varphi$ 值越大,加密次数稍有增加,而单元总数明显减小,该特征与掌子面的破坏模式和范围有关。

图 6(c)、图 6(d)和图 6(e)、图 6(f)是  $C/D=2$  和  $C/D=3$  时网格加密次数与  $\gamma D/c$  和单元总数间的关系,其特征与图 6(a)和图 6(b)一致。对比可知,当  $C/D$  增加时,  $\gamma D/c$  将有所减小,即掌子面破坏

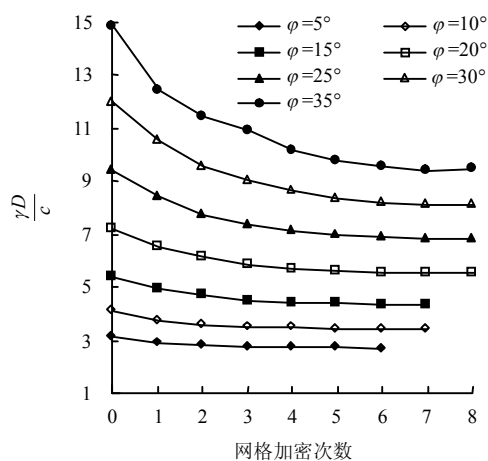
若能延伸至地表,则隧道埋深增大稳定性却变差;不过若内摩擦角  $\varphi$  较大时,  $\gamma D/c$  随  $C/D$  的增加变化不再明显,这可能因破坏仅发生在掌子面附近而未延伸到地表,此时  $C/D$  (埋深)与  $\gamma D/c$  无关。



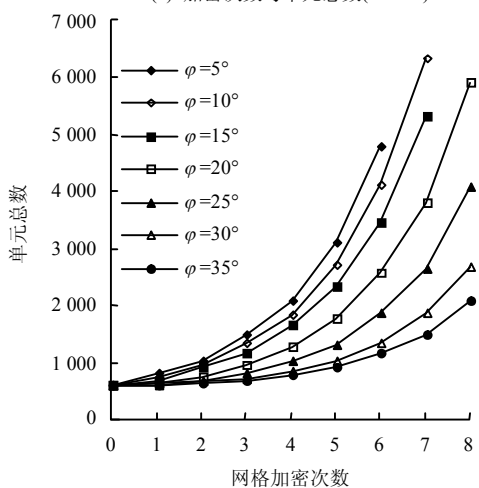
(a) 计算结果( $C/D=1$ )



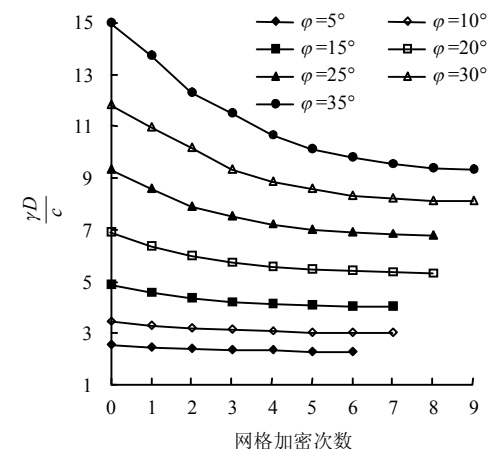
(b) 加密次数与单元总数( $C/D=1$ )



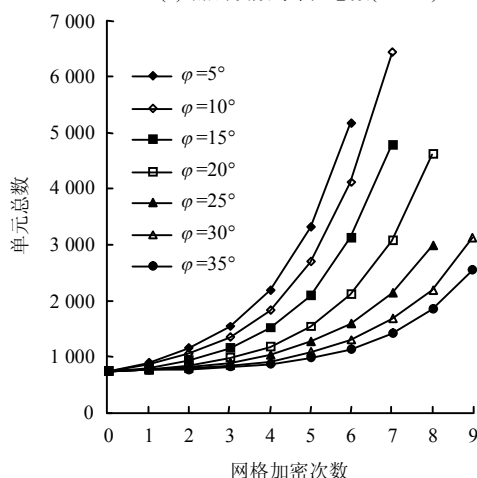
(c) 计算结果( $C/D=2$ )



(d) 加密次数与单元总数( $C/D=2$ )



(e) 计算结果( $C/D=3$ )



(f) 加密次数与单元总数( $C/D=3$ )

图 6 隧道掌子面稳定性自适应上限有限元计算结果

Fig.6 Calculated results of tunnel face stability from finite element upper bound solution with mesh adaptation

### 5.5 最终网格与破坏模式

本文提出的网格加密判据与耗散能直接关联,

于是网格加密后的形态直观反映出塑性应变较大的区域,即显示出破坏模式的形态。隧道掌子面稳定性

自适应上限有限元分析所得最终网格示意图见图7。

由图7(a)可知, 当 $C/D=1$ 、 $\varphi=5^\circ$ 时, 掌子面的破坏直达地表, 加密区形成两条主要的剪切带延伸至地表, 掌子面前方楔形区存在两条相交的剪切带, 外围分布网格较密的塑性区。在剪切带上可看出, 网格密度并不相同, 密集的网格表明该处塑性应变很大。

由图7(b)可知, 当 $C/D=1$ 、 $\varphi=35^\circ$ 时, 掌子面的破坏仅限于前方局部范围, 破坏区域呈楔形, 形成网格密集的剪切带。

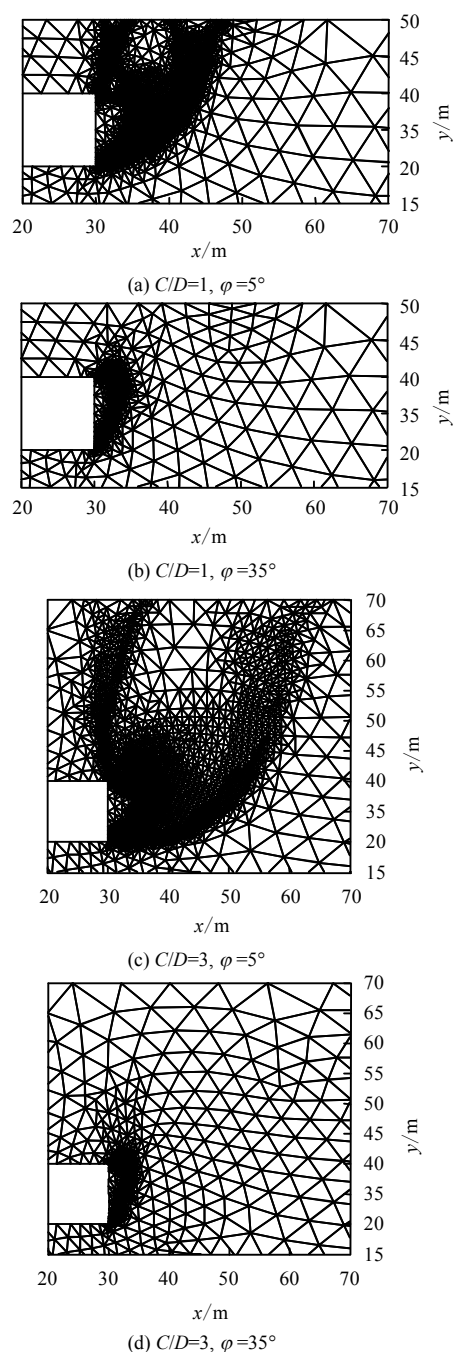


图7 隧道掌子面稳定性自适应上限有限元分析最终网格  
Fig.7 Final meshing of tunnel face stability using finite element upper bound solution with mesh adaptation

图7(c)为 $C/D=3$ 、 $\varphi=5^\circ$ 时计算所得最终网格。对比图7(a)可知, 隧道埋深增加时, 破坏模式的形态与埋深较浅的情况基本一致, 不过破坏范围向掌子面前方延伸的更广, 塑性区面积更大。

图7(d)为 $C/D=3$ 、 $\varphi=35^\circ$ 时计算所得最终网格。对比图7(b)可知, 掌子面破坏形态和范围基本相同。由图6可知, 其 $\gamma D/c$ 值也接近, 这说明土体内摩擦角较大时, 破坏范围变小, 埋深对掌子面破坏的影响逐渐可忽略。

需要说明的是, 当隧道埋深和土体内摩擦角取其值时, 所得最终破坏网格为图7所示的过渡情况, 这里不再详述。

## 6 结 论

(1) 6节点三角形单元(无间断线)结合单元耗散能评判指标的网格自适应策略是高效的, 能达到提高上限解精度并使破坏模式精细化的目的。

(2) 浅埋隧道掌子面稳定性分析结果表明: 内摩擦角 $\varphi$ 对 $\gamma D/c$ 的影响较大,  $\varphi$ 越大,  $\gamma D/c$ 越大; 同时, 当 $\varphi$ 增大时, 掌子面破坏区域由贯通至地表转变为仅在掌子面附近; 当 $\varphi$ 值较大、破坏限于掌子面附近时, 隧道埋深与高度之比 $C/D$ 对 $\gamma D/c$ 的影响变小。

## 参 考 文 献

- [1] 秦建设. 盾构施工开挖面变形与破坏机理研究[D]. 南京: 河海大学, 2005.
- [2] KIM S H, TONON F. Face stability and required support pressure for TBM driven tunnels with ideal face membrane—Drained case[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2010, 25(5): 526—542.
- [3] 陈孟乔, 刘建坤, 肖军华. 砂土中盾构隧道开挖面失稳土体三维形状分析[J]. *岩土力学*, 2013, 34(4): 961—966.  
CHEN Meng-qiao, LIU Jian-hua, XIAO Jun-hua. Three-dimensional shape of unstable soil of shield tunnel surface in sands[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2013, 34(4): 961—966.
- [4] ATKINSON J H, POTTS D M. Stability of shallow tunnel in cohesionless soil[J]. *Géotechnique*, 1977, 27(2): 203—215.
- [5] DAVIS E H, GUNN 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.

- [6] SLOAN S W, ASSADI A. Undrained stability of a square tunnel in a soil whose strength increases linearly with depth[J]. **Computers and Geotechnics**, 1991, 12(4): 321—346.
- [7] 杨峰. 浅埋隧道围岩稳定性的极限分析上限法研究[D]. 长沙: 中南大学, 2009.
- [8] 杨峰, 阳军生, 赵炼恒. 浅埋隧道工作面破坏模式与支护反力研究[J]. **岩土工程学报**, 2010, 32(2): 279—284.  
YANG Feng, YANG Jun-sheng, ZHAO Lian-heng. Collapse mechanism and support pressure for shallow tunnel face[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2010, 32(2): 279—284.
- [9] 吕玺琳, 王浩然, 黄茂松. 盾构隧道开挖面稳定极限理论研究[J]. **岩土工程学报**, 2011, 33(1): 57—62.  
LÜ Xi-lin, WANG Hao-ran, HUANG Mao-song. Limit theoretical study on face stability of shield tunnels[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2011, 33(1): 57—62.
- [10] CHRISTIANSEN E, EDMUND O S. Automatic mesh refinement in limit analysis[J]. **International Journal for Numerical Methods in Engineering**, 2001, 50(6): 1331—1346.
- [11] BORGES L, ZOUAIN N, COSTA C, et al. An adaptive approach to limit analysis[J]. **International Journal of Solids and Structures**, 2001, 38(10—13): 1707—1720.
- [12] LYAMIN A V, SLOAN S W, KRABBENHOFT K, et al. Lower bound limit analysis with adaptive remeshing[J]. **International Journal for Numerical Methods in Engineering**, 2005, 63(14): 1961—1974.
- [13] CIRIA H. Computation of upper and lower bounds in limit analysis using second-order cone programming and mesh adaptivity[D]. Cambridge: Massachusetts Institute of Technology, 2002.
- [14] CIRIA H, PERAIRE J, BONET J. Mesh adaptive computation of upper and lower bounds in limit analysis[J]. **International Journal for Numerical Methods in Engineering**, 2008, 75(8): 899—944.
- [15] MUNOZ J J, BONET J, HUERTA A, et al. Upper and lower bounds in limit analysis: Adaptive meshing strategies and discontinuous loading[J]. **International Journal for Numerical Methods in Engineering**, 2009, 77(4): 471—501.
- [16] 李大钟, 郑榕明, 王金安, 等. 自适应有限元极限分析及岩土工程中的应用[J]. **岩土工程学报**, 2013, 35(5): 922—929.  
LI Da-zhong, ZHENG Rong-ming, WANG Jin-an, et al. Application of finite-element-based limit analysis with mesh adaptation in geotechnical engineering[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2013, 35(5): 922—929.
- [17] YU H S, SLOAN S W, KLEEMAN P W. A quadratic element for upper bound limit analysis[J]. **Engineering Computations**, 1994, 11(3): 195—212.
- [18] MAKRODIMOPOULOS A, MARTIN C M. Upper bound limit analysis using simplex strain elements and second-order cone programming[J]. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, 2007, 31(6): 835—865.
- [19] MAKRODIMOPOULOS A, MARTIN C M. Upper bound limit analysis using discontinuous quadratic displacement fields[J]. **Communications in Numerical Methods in Engineering**, 2008, 24(11): 911—927.
- [20] 杨峰, 阳军生, 李昌友, 等. 基于六节点三角形单元和线性规划模型的上限有限元研究[J]. **岩石力学与工程学报**, 2012, 31(12): 2556—2563.  
YANG Feng, YANG Jun-sheng, LI Chang-you, et al. Investigation of finite element upper bound solution based on six-nodal triangular elements and linear programming model[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2012, 31(12): 2556—2563.
- [21] CHEN W H. Limit analysis and soil plasticity[M]. Amsterdam: Elsevier Science, 1990.