

DOI: 10.11779/CJGE201502006

理想弹-塑性岩体的自承载系数

张常光, 赵均海, 朱 倩, 李爱国

(长安大学建筑工程学院, 陕西 西安 710061)

摘 要: 针对岩体自身承载能力的评价, 修改抗力系数提出了岩体新的自承载系数, 给出其物理意义, 并以理想弹-塑性围岩中圆孔收缩和扩张为例, 推导了岩体缩孔自承载系数 K_c 和扩孔自承载系数 K_e , 得出各参数的影响特性。研究结果表明: 岩体自承载系数是一个受多因素共同影响的综合评价指标, 应力状态和孔壁压力对其具有显著影响; 岩体自承载系数随岩体强度参数和统一强度理论参数的增加而增大, 随剪胀参数的增加岩体缩孔自承载系数 K_c 减小, 而扩孔自承载系数 K_e 却增大。应充分考虑岩体强度参数的变化、中间主应力效应和剪胀特性的影响, 合理利用岩体的强度潜能和自承载能力。

关键词: 自承载系数; 孔收缩; 孔扩张; 中间主应力; 剪胀

中图分类号: TU452

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2015)02-0250-07

作者简介: 张常光(1982-), 男, 山东菏泽人, 博士, 副教授, 从事非饱和土与地下工程等研究。E-mail: zcg1016@163.com。

Self-bearing capacity coefficient of ideal elastic-plastic rock mass

ZHANG Chang-guang, ZHAO Jun-hai, ZHU Qian, LI Ai-guo

(School of Civil Engineering, Chang'an University, Xi'an 710061, China)

Abstract: By revising the resistance coefficient, a new self-bearing capacity coefficient of rock mass is proposed in this study to evaluate the bearing capacity of rock mass, and its physical meaning is also given. A circular opening in the ideal elastic-plastic rock mass is taken as an example to derive the self-bearing capacity coefficients K_c under contraction and K_e under expansion, and parametric studies are discussed. The obtained results show that the self-bearing capacity coefficient of rock mass is a comprehensive evaluation index by multiple factors, which is significantly influenced by stress state and wall pressure, and increases with strength parameters of rock mass and the unified strength theory parameter. With the increase of the dilation parameter, the coefficient K_c decreases, whereas the coefficient K_e increases. The effects of changes in strength parameters of rock mass, intermediate principal stress and dilatancy should be fully considered in order to take full advantage of the latent potentialities of rock mass.

Key words: self-bearing capacity coefficient; cavity contraction; cavity expansion; intermediate principal stress; dilatancy

0 引 言

广义的圆孔扩张理论包括孔扩张理论和孔收缩理论两部分, 广泛应用于岩(土)体工程中的隧洞开挖与支护设计、旁压理论与顶管设计、挤密注浆和桩基承载力确定等^[1-9], 均涉及岩(土)体自身承载能力的分析与评价, 如桩-土界面间的接触设置、隧洞围岩与管片间的弹簧刚度以及隧洞开挖面的空间效应等问题。只有清楚认识并充分利用岩(土)体自身的承载能力, 才能做到合理设计、节约材料和工程费用。抗力系数 $k=p_i/u_o$ (p_i , u_o 分别为孔壁压力和位移) 在压力隧洞设计和数值分析中应用广泛^[10-13], 但将其直接应用于评价岩(土)体的自身承载能力则存在明显不足: 首先, 没有考虑岩(土)体所处的初始地应力 p_o 状态, 进而认为孔壁压力 p_i 是产生孔壁位移 u_o 的直接

原因; 其次, 扩孔和缩孔所要求的孔壁压力 p_i 大小不同, 对应产生孔壁位移 u_o 的方向也不同, 没有保证做比时二者变化量方向的一致性; 最后, 如果孔壁压力 p_i 等于初始地应力 p_o , 则圆孔处于初始静止状态, 不产生孔壁位移 u_o , 此时对应抗力系数 k 为无穷大; 相反, 若孔壁压力 p_i 为零, 对应抗力系数 k 也为零, 这都与常识有悖。俞茂宏^[14-15]提出的统一强度理论能合理考虑中间主应力 σ_2 对材料强度的影响, 具有分段线性表达易于得出解析解的优点, 已形成一个统一的强度理论新体系。因此, 本文针对抗力系数在岩(土)

基金项目: 国家自然科学基金项目(41202191); 中国博士后科学基金项目(2014M562358); 中央高校基本科研业务费专项基金项目(2013G2283007, 2014G1281072)

收稿日期: 2014-03-31

体自身承载能力评价方面的上述不足, 提出岩(土)体新的自承载系数, 进而结合统一强度理论, 对理想弹-塑性岩(土)体中的圆孔收缩和扩张进行推导与参数影响特性分析。为论述简便, 下文将岩(土)体简称为岩体, 将孔洞周围的岩(土)体简称为围岩。

1 岩体自承载系数

将围岩概化为均匀、连续、各向同性岩体, 深埋圆孔处于平面应变状态, 如图1所示, 圆孔内表面受均匀压力 p_i 作用, 无穷远处受等值地应力 p_0 作用, 图中 r_i 和 R 分别为圆孔半径和围岩塑性区半径。此处的均匀压力 p_i 代表的是孔扩张问题中顶管或沉桩施工对孔壁围岩的挤压力, 或孔收缩问题中砂浆锚杆、喷射混凝土等初期支护或由隧道开挖面空间效应而产生的虚拟支护力对孔壁围岩所提供的支护力。

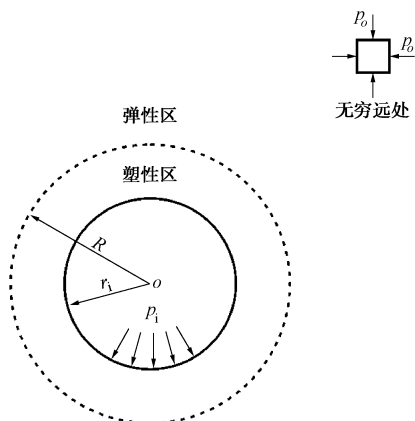


图1 圆孔力学模型

Fig. 1 Mechanical model of a circular opening

抗力系数 k 以不受初始地应力作用的圆孔为初始状态, 则 $k=(p_i-0)/(u_0-0)$ (分子中的 0 代表孔壁处的初始应力为零, 分母中的 0 代表孔壁处的初始位移为零)。借鉴抗力系数的概念, 本文定义的岩体自承载系数 K 为

$$K = \frac{\Delta p}{\Delta u}, \quad (1)$$

式中, Δp 为圆孔孔壁处压力的变化量, Δu 为圆孔孔壁处位移的变化量, 因开挖前圆孔孔壁处静止无位移, Δu 即为圆孔孔壁处的实际位移 u_0 , 故 $\Delta u=u_0$ 。

本文的围岩自承载系数 K 是在给定状态(不同的孔壁压力 p_i)下, 孔壁压力与孔壁位移这两个物理量分别相对初始状态变化量的比值, 这是与实际工程情况相符合的也是有必要的, 与一般增量表达式的中间任意两个状态间的增量比值有很大不同^[13]。

孔扩张理论和孔收缩理论的本质差别在于孔壁均匀压力 p_i 在初始地应力 p_0 的基础上前者不断增大、后

者不断减小, 导致二者主应力顺序和应力状态不同, 进而使其孔壁位移 u_0 的产生机理和方向也不同: 孔扩张时指向围岩、孔收缩时指向洞内。故应考虑二者之间的差异, 分别定义岩体在不同应力状态下的自承载系数。

孔扩张时岩体自承载系数 K_e 为

$$K_e = \frac{\Delta p}{\Delta u} = \frac{p_i - p_0}{u_0}, \quad (2)$$

孔收缩时岩体自承载系数 K_c 为

$$K_c = \frac{\Delta p}{\Delta u} = \frac{p_0 - p_i}{u_0}. \quad (3)$$

从式(2)、(3)可以看出, 岩体自承载系数的物理意义为: 圆孔孔壁处产生单位位移所需压力的改变量。对于孔扩张问题, 自承载系数 K_e 越大, 即圆孔孔壁处产生单位位移所需的压力越大; 对于孔收缩问题, 自承载系数 K_c 越大, 即圆孔孔壁处产生单位位移所需的压力越小, 这都表明岩体的自承载能力越好, 反之亦然。同时, 岩体自承载系数 K_e 和 K_c 明确了围岩产生变形的原因和力变化量与位移变化量的方向一致性, 对初始静止围岩和无支护圆孔同样适用。

通过以上分析可知: 本文新提出的岩体自承载系数 K 与抗力系数 k 的形式相同, 物理意义亦有相同点, 但所取的参考初始状态不同, 要表达的含义也有差别。相比抗力系数 k , 岩体自承载系数 K 应用于隧道开挖和沉桩挤土等问题则具有明显优势^[13]。

1.1 岩体缩孔自承载系数 K_c

统一强度理论充分考虑了中间主应力 σ_2 效应及其区间性, 适用于各种拉压特性不同的材料^[14-15]。设围岩为理想弹-塑性材料, 并以压应力为正, 则平面应变状态下的统一强度理论为^[9, 14-15]

$$\sigma_1 = M\sigma_3 + Y. \quad (4)$$

式中 M, Y 为方程常数, $M = \frac{(2+b)+(2+3b)\sin\varphi}{(2+b)(1-\sin\varphi)}$,

$Y = \frac{4(1+b)c\cos\varphi}{(2+b)(1-\sin\varphi)}$; c, φ 分别为黏聚力和内摩擦

角; b 为统一强度理论参数, 反映中间主剪应力及其面上的正应力对围岩屈服或破坏的影响程度, 即中间主应力 σ_2 效应, $0 \leq b \leq 1$ 。

钻孔和隧洞开挖等孔收缩问题, 孔壁压力 p_i 在初始地应力 p_0 的基础上不断减小, 围岩首先产生指向洞内的弹性变形; 当孔壁压力 p_i 小于缩孔临界压力 p_{yc} 时, 围岩进入塑性变形状态。此时, 在围岩塑性区内: $\sigma_1 = \sigma_\theta$, $\sigma_3 = \sigma_r$, 则统一强度理论式(4)变为

$$\sigma_\theta = M\sigma_r + Y, \quad (5)$$

平面问题的平衡方程为

$$d\sigma_r/dr + (\sigma_r - \sigma_\theta)/r = 0 \quad (6)$$

联立式 (5)、(6)，并以孔壁处应力 ($r=r_i$, $\sigma_r=p_i$) 为边界条件，求得塑性区应力为

$$\sigma_r = (p_i + c \cot \varphi)(r/r_i)^{C_1} - c \cot \varphi \quad (7a)$$

$$\sigma_\theta = M(p_i + c \cot \varphi)(r/r_i)^{C_1} - c \cot \varphi \quad (7b)$$

式中，方程常数 $C_1 = \frac{4(1+b)\sin \varphi}{(2+b)(1-\sin \varphi)}$ 。

围岩弹性区的应力和位移为^[6]

$$\sigma_r = p_o - (p_o - p_{yc})R^2/r^2 \quad (8a)$$

$$\sigma_\theta = p_o + (p_o - p_{yc})R^2/r^2 \quad (8b)$$

$$u = \frac{1}{2G} \frac{R^2(p_o - p_{yc})}{r}, \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (9)$$

式中， E , ν 分别为围岩的弹性模量和泊松比， G 为围岩剪切模量。

在弹塑性交界 $r=R$ 处，围岩弹性区的应力满足强度条件式 (5)，且径向应力 σ_r 连续，整理得缩孔临界压力 p_{yc} 和围岩塑性区半径 R 分别为

$$p_{yc} = \frac{2p_o - Y}{1+M} \quad (10)$$

$$R = r_i \left[\frac{p_{yc} + c \cot \varphi}{p_i + c \cot \varphi} \right]^{\frac{1}{C_1}} \quad (11)$$

岩体破坏时塑性区体积应变不再为零，具有明显的剪胀性。应用非关联线性流动法则，并以指向洞内的位移为正，则塑性应变 ε_1^p 与 ε_3^p 的关系为^[1]

$$\beta \varepsilon_1^p + \varepsilon_3^p = 0 \quad (12)$$

式中，剪胀特性参数 $\beta = (1 + \sin \psi)/(1 - \sin \psi)$ ， ψ 为剪胀角，一般小于或等于内摩擦角 φ 。

在缩孔围岩塑性区内， $\varepsilon_1 = \varepsilon_\theta$ ， $\varepsilon_3 = \varepsilon_r$ ，由式 (12) 知 $\beta \varepsilon_\theta^p + \varepsilon_r^p = 0$ ，不计塑性区弹性应变的影响，且由 $\varepsilon_r = du/dr$ ， $\varepsilon_\theta = u/r$ 得

$$\frac{du}{dr} + \beta \frac{u}{r} = \beta \varepsilon_\theta + \varepsilon_r = \beta \varepsilon_\theta^e + \varepsilon_r^e = 0 \quad (13)$$

以围岩弹塑性交界 $r=R$ 处的位移式 (9) 为边界条件，积分得围岩塑性区的位移为

$$u = \frac{(p_o - p_{yc})R^{\beta+1}}{2G r^\beta} \quad (14)$$

进而得圆孔孔壁位移 u_o 为

$$u_o = \frac{(p_o - p_{yc})R^{\beta+1}}{2G r_i^\beta} \quad (15)$$

将式 (15)、(11) 代入式 (3)，得理想弹-塑性岩体的缩孔自承载系数 K_c 为

$$K_c = \frac{2G(p_o - p_i)}{p_o - p_{yc}} \frac{r_i^\beta}{R^{\beta+1}} = \frac{2G(p_o - p_i)}{r_i(p_o - p_{yc})} \left[\frac{p_i + c \cot \varphi}{p_{yc} + c \cot \varphi} \right]^{\frac{\beta+1}{C_1}} \quad (16)$$

1.2 岩体扩孔自承载系数 K_c

顶管和沉桩挤土等孔扩张问题，孔壁压力 p_i 在初始地应力 p_o 的基础上逐渐增大，孔壁首先产生指向围岩的弹性变形；当孔壁压力 p_i 大于扩孔临界压力 p_{yc} 时，围岩进入塑性变形状态。此时，在围岩塑性区内： $\sigma_1 = \sigma_r$ ， $\sigma_3 = \sigma_\theta$ ； $\varepsilon_1 = \varepsilon_r$ ， $\varepsilon_3 = \varepsilon_\theta$ ，则统一强度理论式 (4) 变为

$$\sigma_r = M \sigma_\theta + Y \quad (17)$$

以指向围岩的位移为正，按照 1.1 节思路可得如下结果：

围岩塑性区应力为

$$\sigma_r = (p_i + c \cot \varphi)(r/r_i)^{C_2} - c \cot \varphi \quad (18a)$$

$$\sigma_\theta = (\sigma_r - Y)/M \quad (18b)$$

式中，方程常数 $C_2 = -\frac{(2+b)+(2+3b)\sin \varphi}{4(1+b)\sin \varphi}$ 。

围岩弹性区的应力和位移为

$$\sigma_r = p_o + (p_{yc} - p_o)R^2/r^2 \quad (19a)$$

$$\sigma_\theta = p_o + (p_{yc} - p_o)R^2/r^2 \quad (19b)$$

$$u = \frac{1}{2G} \frac{R^2(p_{yc} - p_o)}{r} \quad (19c)$$

扩孔临界压力 p_{yc} 和围岩塑性区半径 R 分别为

$$p_{yc} = \frac{2Mp_o + Y}{1+M} \quad (20a)$$

$$R = r_i \left[\frac{p_{yc} + c \cot \varphi}{p_i + c \cot \varphi} \right]^{\frac{1}{C_2}} \quad (20b)$$

围岩塑性区位移和圆孔孔壁位移 u_o 分别为

$$u = \frac{(p_{yc} - p_o)R^{1/\beta+1}}{2G r^{1/\beta}} \quad (21a)$$

$$u_o = \frac{(p_{yc} - p_o)R^{1/\beta+1}}{2G r_i^{1/\beta}} \quad (21b)$$

将式 (20b) 中的围岩塑性区半径 R 和式 (21b) 中的圆孔孔壁位移 u_o 代入式 (2)，得理想弹-塑性岩体的扩孔自承载系数 K_c 为

$$K_c = \frac{2G(p_i - p_o)}{p_{yc} - p_o} \frac{r_i^{1/\beta}}{R^{1/\beta+1}} = \frac{2G(p_i - p_o)}{r_i(p_{yc} - p_o)} \left[\frac{p_i + c \cot \varphi}{p_{yc} + c \cot \varphi} \right]^{\frac{1/\beta+1}{C_2}} \quad (22)$$

从式 (16)、(22) 可以看出，岩体自承载系数 K_c 和 K_c 能反映围岩承载区范围（塑性区半径 R ）和围岩

应力水平状态(无穷远处的初始地应力 p_0 和孔壁压力 p_i)的影响。对于同一岩体, 其自承载系数 K 也并非常数, 而是与应力状态、地应力、孔壁压力、隧道几何尺寸和围岩特性等有关的综合指标。当围岩处于弹性状态时, 可将式(16)、(22)中的临界压力 p_{yc} 和 p_{ye} 以孔壁压力 p_i 替换, 得岩体弹性自承载系数为 $2G/r_i$, 此时岩体孔收缩与孔扩张的自承载系数相同, 并与围岩弹性抗力系数相等。

2 算例及参数分析

主要探讨应力状态(缩孔和扩孔)、孔壁压力和围岩特性对岩体自承载系数的影响。此处的围岩特性主要包括围岩强度参数(即参数 c 与 φ)、中间主应力 σ_2 效应(即参数 b)以及剪胀特性(即参数 β)。统一强度理论参数 b 能反映中间主应力 σ_2 效应和不同强度准则的影响, $b=0$ 时退化 Mohr-Coulomb 准则, 没有考虑中间主应力 σ_2 的影响, $b=1$ 时为双剪应力准则, $0 < b < 1$ 时为一系列有序的新准则。剪胀特性参数 $\beta \geq 1$, 能反映不同剪胀特性的影响, $\beta=1$ 时不考虑围岩剪胀影响, $\psi=\varphi$ 时为相关联流动法则。取文献[5]中的深埋软岩(土)圆孔算例进行分析, 圆孔半径 $r_i=3$ m, 初始地应力 $p_0=40$ MPa, 围岩剪切模量 $G=5$ GPa, 黏聚力 $c=2.9$ MPa, 内摩擦角 $\varphi=30^\circ$ 。

2.1 应力状态和孔壁压力影响

孔壁压力 p_i 与初始地应力 p_0 的相对大小不同, 圆孔所处的应力状态就不同, 对应岩体的自承载能力也就有所不同。当参数 b 取 0, 0.5, 1.0, $\beta=2$ 时, 由式(16)、(22)求得的岩体自承载系数与孔壁压力 p_i 的变化关系, 如图2所示, 其中图2(a)按照收敛约束法的围岩特征曲线取定纵坐标 p_i/p_0 , 且横坐标岩体缩孔自承载系数 K_c 的原点取在右端, 并以向左增大为正。

由图2可以看出, 孔壁压力 p_i 不同, 岩体缩孔和扩孔的自承载系数变化明显不同。对于岩体缩孔自承载系数 K_c , 以 A 点为界分为两段: A 点以上的竖直 AB 段, 围岩处于弹性变形阶段, 其自承载系数 $K_c=3.33$ GPa/m, 最大且为常数, 此值即为围岩的弹性抗力系数; A 点以下的围岩处于塑性变形阶段, 随着孔壁压力 p_i 的减小, 自承载系数 K_c 不断减小, 直至孔壁压力 p_i 为零时自承载系数 K_c 也达到最小值; A 点恰好为缩孔围岩弹性变形和塑性变形的分界点, 此时孔壁压力 p_i 对应围岩缩孔临界压力 p_{yc} 。

相对于缩孔, 岩体扩孔自承载系数 K_e 以 A 点和 C 点为界分为3段: A 点以前的水平 AB 段同缩孔, 围岩处于弹性变形阶段, 其自承载系数 $K_e=3.33$ GPa/m

为常数, 此值亦为围岩的弹性抗力系数; A 点和 C 点之间的围岩处于塑性挤密变形阶段, 孔壁位移 u_0 增加的速率小于孔壁压力 p_i 增加的速率, 自承载系数 K_e 略有增加, 在 C 点达到最大值; 超过 C 点以后, 围岩处于塑性流动变形阶段, 孔壁位移 u_0 增加的速率大于孔壁压力 p_i 增加的速率, 自承载系数 K_e 随着孔壁压力 p_i 的增加不断减小。 A 点恰好为围岩扩孔弹性变形和塑性变形的分界点, 此时孔壁压力 p_i 对应扩孔围岩临界压力 p_{ye} ; C 点为围岩挤密变形与塑性流动变形的分界点, C 点前后的自承载系数 K_e 变化规律恰好相反。

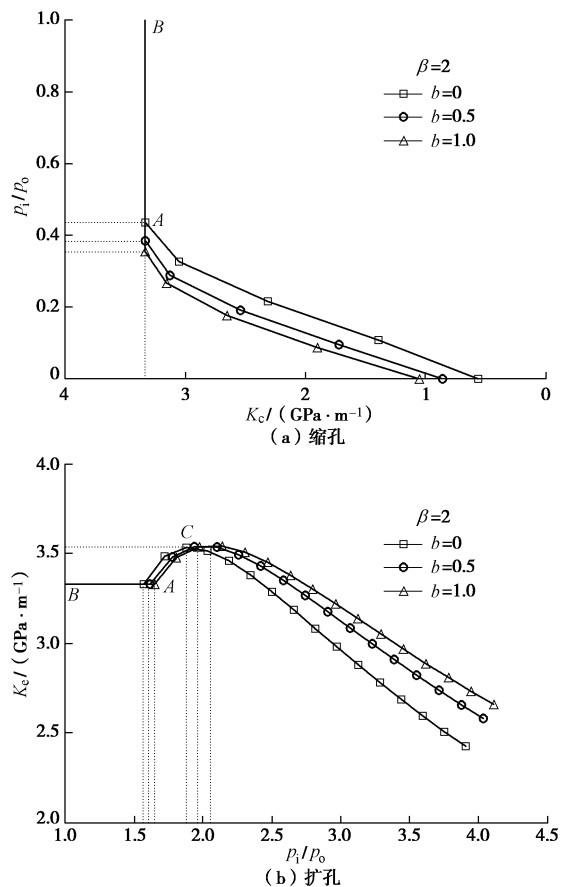


图2 应力状态和孔壁压力对岩体自承载系数的影响

Fig. 2 Influence of stress state and wall pressure on self-bearing capacity coefficient of rock mass

从图2还可以看出, 不同参数 b 下的 A 点位置有所不同, 随着参数 b 的增大, 缩孔的 A 点逐渐下移, 即只需较小的孔壁压力 p_i 就可以保持围岩处于完全弹性状态; 扩孔的 A 点逐渐右移, 即需要更大的孔壁压力 p_i 才能使围岩进入塑性状态; 这都推迟了围岩进入塑性变形阶段的时机, 更有利于岩体自承载能力的发挥。进入塑性变形阶段后, 不同参数 b 下的岩体自承载系数差异明显, 且岩体扩孔自承载系数 K_e 明显大于缩孔自承载系数 K_c 。

2.2 黏聚力和内摩擦角影响

岩体抗剪强度包括黏聚力和摩擦滑移两部分, 岩体参数的变异性常导致其强度的变化范围很大。对于缩孔, 孔壁压力 p_i 取为 0 MPa; 对于扩孔, 孔壁压力 p_i 取为 $2p_{yc}$ 。图 3, 4 分别给出了参数 b 取 0, 0.5 和 1.0, $\beta=2$ 时, 岩体自承载系数与黏聚力 c 和内摩擦角 φ 的变化关系。

由图 3, 4 可以看出, 随着黏聚力 c 和内摩擦角 φ 的增加, 岩体自承载系数 K_c 和 K_φ 均不断增加, 只是各自变化的规律和增加的幅度有所不同。对于黏聚力 c , 自承载系数线性增加。当参数 $b=0.5$ 时, $c=3.9$ MPa 时的岩体自承载系数比 $c=1.9$ MPa 时增大了 124.4% (缩孔)、1.4% (扩孔), 可见岩体缩孔自承载系数 K_c 受黏聚力 c 的影响较大, 而岩体扩孔自承载系数 K_φ 受黏聚力 c 的影响基本可以忽略。

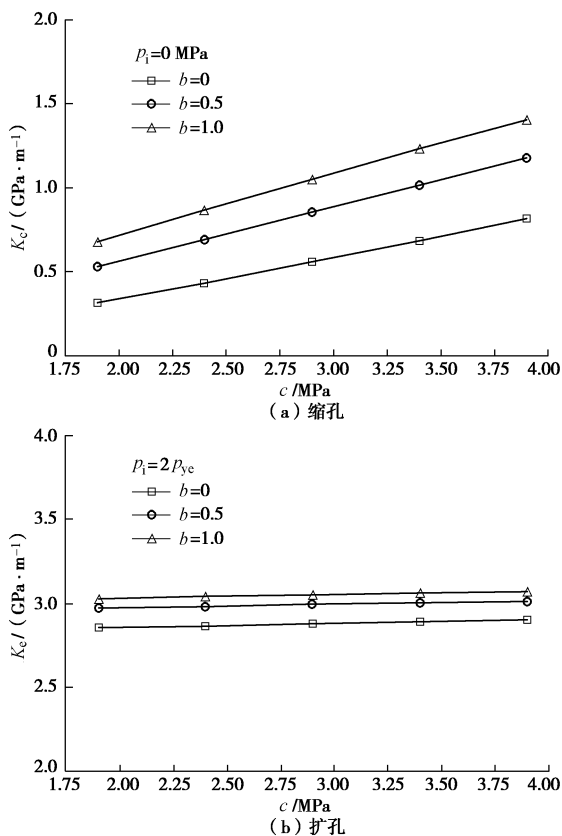


图 3 黏聚力对岩体自承载系数的影响

Fig. 3 Influence of cohesion on self-bearing capacity coefficient of rock mass

对于内摩擦角 φ , 自承载系数非线性增加。当参数 $b=0.5$ 时, 角 $\varphi=40^\circ$ 时的岩体自承载系数比角 $\varphi=20^\circ$ 时增大了 4.8 倍 (缩孔)、0.28 倍 (扩孔), 可见也是岩体缩孔自承载系数 K_c 受内摩擦角 φ 的影响较大, 且随着内摩擦角 φ 的增加, 缩孔自承载系数 K_c 增加的速率也逐渐增大, 而岩体扩孔自承载系数 K_φ 逐渐趋于平缓。另外, 参数 b 越大, 自承载系数 K_c

和 K_φ 均越大。同一参数 b 、不同黏聚力 c 下的自承载系数曲线近似平行, 但同一参数 b 、不同内摩擦角 φ 下的自承载系数曲线随内摩擦角 φ 的增加, 其相差逐渐增大 (缩孔) 或逐渐减小 (扩孔)。

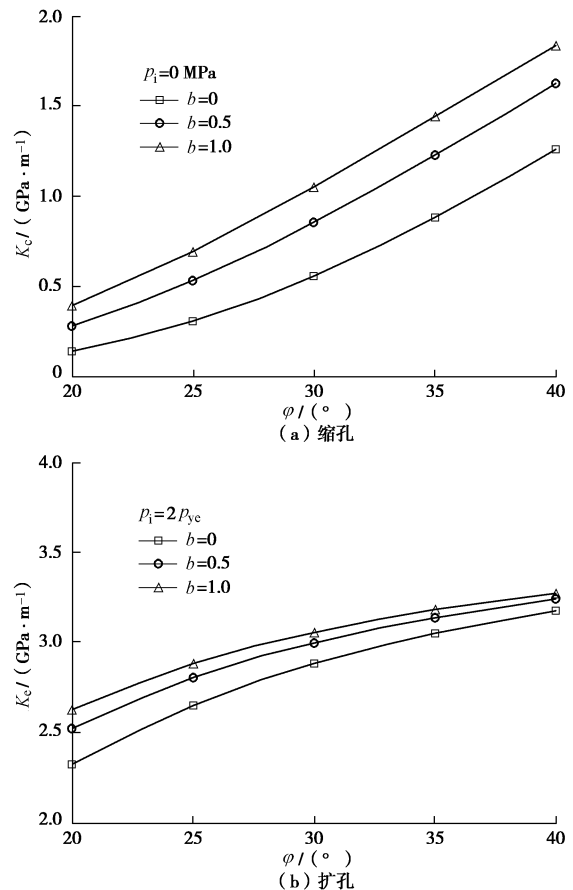


图 4 内摩擦角对岩体自承载系数的影响

Fig. 4 Influence of internal friction angle on self-bearing capacity coefficient of rock mass

2.3 中间主应力和剪胀影响

不同的岩体具有不同的中间主应力 σ_2 效应和剪胀特性, 将对圆孔孔壁位移 u_0 产生显著影响, 进而影响岩体的自承载能力。图 5 给出了参数 β 取 1, 2, 3 时, 岩体自承载系数与参数 b 的变化关系; 图 6 给出了参数 b 取 0, 0.5, 1.0 时, 岩体自承载系数与参数 β 的变化关系。

由图 5 可以看出, 随着参数 b 的增加, 岩体自承载系数 K_c 和 K_φ 均呈近似微弯直线不断增大。当参数 $\beta=2$ 时, $b=1$ 时的自承载系数比 $b=0$ 时增大了 88.4% (缩孔)、6.0% (扩孔), 即由参数 $b=0$ 对应 Mohr-Coulomb 准则计算的结果偏于保守, 易造成不必要的浪费, 应考虑岩体强度的中间主应力 σ_2 效应, 充分发挥岩体的强度潜能和自承载能力, 并且在钻孔和隧道开挖等卸荷缩孔岩体中更加明显。另外, 不同参数 β 下的自承载系数曲线平行。

由图6可以看出, 围岩的剪胀性越强, 即参数 β 越大, 岩体缩孔自承载系数 K_c 就越小, 而岩体扩孔自承载系数 K_e 相反就越大。当参数 $b=0.5$ 时, $\beta=3$ 时的自承载系数比 $\beta=1$ 时减小了59.9% (缩孔)、增大了85.9% (扩孔), 这是因为在给定应力状态(p_0-p_i)条件下, 圆孔孔壁位移 u_0 随参数 β 的增加而增大 (缩孔)、减小 (扩孔)。不考虑围岩剪胀($\beta=1$)将明显高估岩体缩孔自承载系数 K_c , 相反会明显低估岩体扩孔自承载系数 K_e , 这对合理确定数值模拟时围岩与管片之间接触单元的刚度、桩-土界面间的接触设置都极其重要。另外, 不同参数 b 下的自承载系数曲线平行, 参数 b 越大, 自承载系数 K_c 和 K_e 均越大。

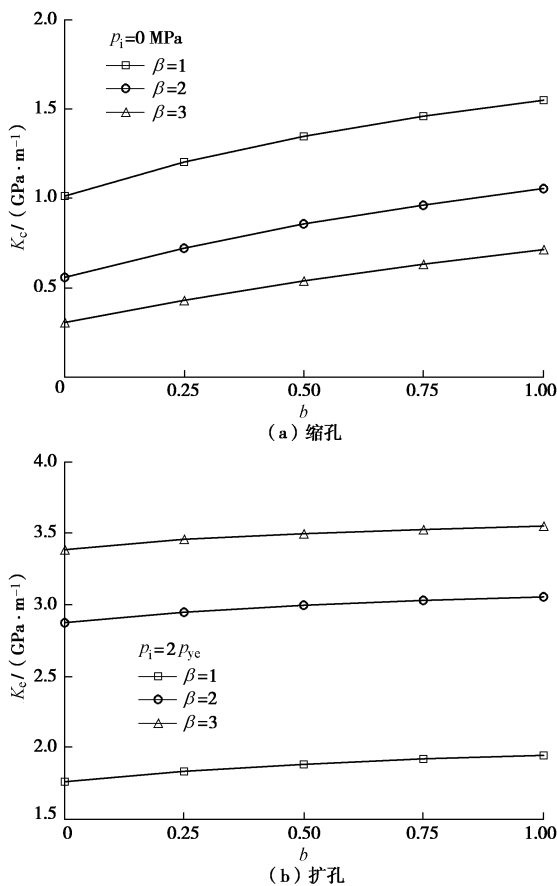


图5 中间主应力对岩体自承载系数的影响

Fig. 5 Influence of intermediate principal stress on self-bearing capacity coefficient of rock mass

综上所述, 岩体自承载系数 K_c 和 K_e 是对岩体自承载能力的综合评价指标, 受众多因素的共同影响, 本文岩体自承载系数式(16)、(22)仅适用于等值初始地应力作用下的圆形孔洞、且岩体为理想弹-塑性材料, 对其他地应力条件、孔洞形状或材料模型将另文详细探讨。因此应根据工程实际情况, 对各因素的参数变化范围及其影响程度做出合理估计, 力争做到既充分发挥岩体的自承载能力, 又保证孔壁围岩不发生

大变形和支护破坏或塑性流动。

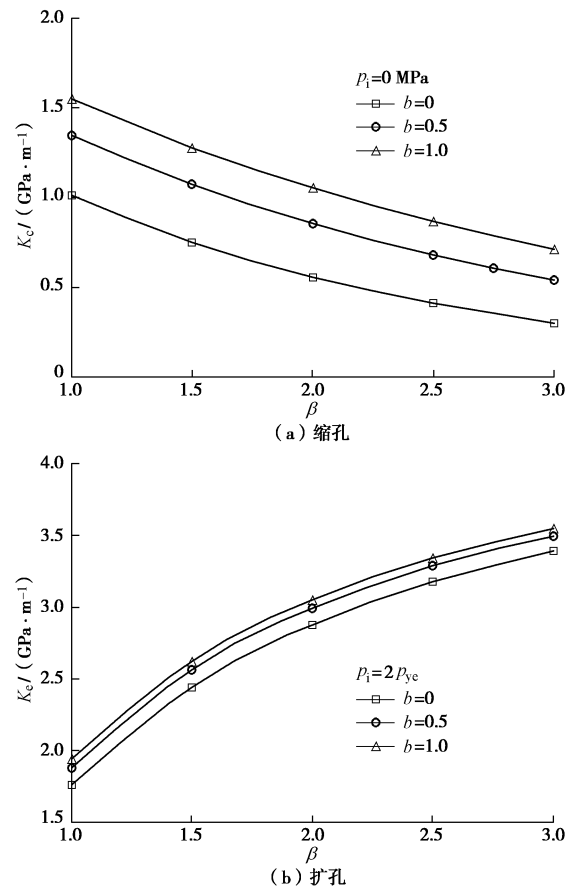


图6 剪胀对岩体自承载系数的影响

Fig. 6 Influence of dilatancy on self-bearing capacity coefficient of rock mass

3 结 论

(1) 针对抗力系数在岩体自身承载能力评价方面的不足, 提出用以评价岩体自身承载能力的自承载系数, 给出其物理意义, 明确了围岩产生变形的原因和力变化量与位移变化量的方向一致性, 同时对初始静止围岩和无支护圆孔亦适用。

(2) 以理想弹-塑性围岩中圆孔收缩和扩张为例, 结合统一强度理论推导了岩体缩孔自承载系数 K_c 和扩孔自承载系数 K_e , 能合理反映众多因素的综合影响, 特别是应力状态、孔壁压力、围岩强度和变形特性的影响, 包括围岩强度参数、中间主应力 σ_2 效应和剪胀特性。

(3) 应力状态和孔壁压力对岩体自承载系数具有显著影响, 缩孔自承载系数 K_c 以缩孔临界压力为界分为弹性和塑性两段, 弹性阶段岩体自承载系数为常数, 塑性阶段孔壁压力越大缩孔自承载系数 K_c 就越大; 扩孔自承载系数 K_e 以扩孔临界压力和峰值 C 点为界分为弹性、塑性挤密和塑性流动三段, C 点前后的变化

规律恰好相反。

(4) 岩体强度参数 c 与 φ 、统一强度理论参数 b 和剪胀参数 β 对岩体缩孔自承载系数 K_c 的影响均很显著, 但只有参数 φ 和 β 对扩孔自承载系数 K_e 的影响显著。岩体自承载系数 K_c 和 K_e 均随参数 c , φ 和 b 的增加而增大, 随参数 β 的增加岩体缩孔自承载系数 K_c 减小, 而扩孔自承载系数 K_e 却增大。应考虑岩体强度参数的变化、中间主应力 σ_2 效应和剪胀特性对岩体自承载能力的影响, 充分利用岩体的强度潜能。

参考文献:

- [1] 蒋明镜, 沈珠江. 岩土类软化材料的柱形孔扩张统一解问题[J]. 岩土力学, 1996, **17**(1): 1 - 8. (JIANG Ming-jing, SHEN Zhu-jiang. Unified solution of expansion of cylindrical cavity for geometries with strain softening behaviour[J]. Rock and Soil Mechanics, 1996, **17**(1): 1 - 8. (in Chinese))
- [2] 栾茂田, 李 波. 基于广义 SMP 破坏准则的柱形孔扩张问题理论分析[J]. 岩土力学, 2006, **27**(12): 2105 - 2110. (LUAN Mao-tian, LI Bo. Theoretical analysis of cylindrical cavity expansion based on extended SMP criterion[J]. Rock and Soil Mechanics, 2006, **27**(12): 2105 - 2110. (in Chinese))
- [3] CAI G J, LIU S Y, PUPPALA A J. Assessment of soft clay ground improvement from SCPTU results[J]. Proceedings of the ICE-Geotechnical Engineering, 2012, **165**(2): 83 - 95.
- [4] MARSHALL A M. Tunnel-pile interaction analysis using cavity expansion methods[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2012, **138**(10): 1237 - 1246.
- [5] XU S Q, YU M H. The effect of the intermediate principal stress on the ground response of circular openings in rock mass[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2006, **39**(2): 169 - 181.
- [6] SHARAN S K. Analytical solutions for stresses and displacements around a circular opening in a generalized Hoek-Brown rock[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2008, **45**(1): 78 - 85.
- [7] CHEN R, TONON F. Closed-form solutions for a circular tunnel in elastic-brittle-plastic ground with the original and generalized Hoek-Brown failure criteria[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2011, **44**(2): 169 - 178.
- [8] ZHANG C G, ZHAO J H, ZHANG Q H, et al. A new closed-form solution for circular openings modeled by the Unified Strength Theory and radius-dependent Young's modulus[J]. Computers and Geotechnics, 2012, **42**: 118 - 128.
- [9] 张常光, 赵均海, 张庆贺. 基于统一强度理论的深埋圆形岩石隧道收敛限制分析[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(1): 110 - 114. (ZHANG Chang-guang, ZHAO Jun-hai, ZHANG Qing-he. Convergence-confinement analysis of deep circular rock tunnels based on unified strength theory[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(1): 110 - 114. (in Chinese))
- [10] 蔡晓鸿, 蔡勇平. 水工压力隧洞结构应力计算[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2004. (CAI Xiao-hong, CAI Yong-ping. Structure stress calculation for hydraulic pressure tunnel[M]. Beijing: China Water Power Press, 2004. (in Chinese))
- [11] 马 青, 赵均海, 魏雪英. 基于统一强度理论的巷道围岩抗力系数研究[J]. 岩土力学, 2009, **30**(11): 3393 - 3398. (MA Qing, ZHAO Jun-hai, WEI Xue-ying. Investigation of rock resistant coefficient in rocks around tunnel based on unified strength theory[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, **30**(11): 3393 - 3398. (in Chinese))
- [12] 朱建明, 彭新坡, 徐金海. 基于 SMP 准则的衬砌隧道围岩抗力系数的计算[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(5): 700 - 704. (ZHU Jian-ming, PENG Xin-po, XU Jin-hai. Determination of rock resistant coefficient in lining tunnels based on SMP failure criterion[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(5): 700 - 704. (in Chinese))
- [13] 赵均海, 李爱国, 张常光. 圆形隧道弹-脆-塑性围岩自承载能力分析[J]. 中国公路学报, 2014, **27**(4): 85 - 90. (ZHAO Jun-hai, LI Ai-guo, ZHANG Chang-guang. Self-carrying capacity of surrounding rock for a circular tunnel based on the elastic-brittle-plastic model[J]. China Journal of Highway and Transport, 2014, **27**(4): 85 - 90. (in Chinese))
- [14] 俞茂宏. 双剪理论及其应用[M]. 北京: 科学出版社, 1998. (YU Mao-hong. Twin-shear theory and its application[M]. Beijing: Science Press, 1998. (in Chinese))
- [15] 俞茂宏. 岩土类材料的统一强度理论及其应用[J]. 岩土工程学报, 1994, **16**(2): 1 - 10. (YU Mao-hong. Unified strength theory for geomaterials and its applications[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1994, **16**(2): 1 - 10. (in Chinese))