文章编号:1674-2974(2025)03-0141-10 DOI:10.16339/j.cnki.hdxbzkb.2025034

软弱地层隧道围岩承载环抗力计算

苏雅[1],苏永华[2,3†],刘阳阳[2],李明[2],罗彪[2]
(1. 浙江大学 建筑工程学院,浙江 杭州 310058;
2. 湖南大学 土木工程学院,湖南 长沙 410082;
3. 湖南大学 建筑安全与节能教育部重点实验室,湖南 长沙 410082)

摘 要:软弱地层中隧道锚喷支护的力学效果主要是形成基于空间边界附近围岩的承载环.利用岩体评级(RMR)系统中的相关因素与岩体地质强度指标(GSI)所涉及要素之间的对应关系,建立了GSI各项要素指标及其总值确定的简明途径.利用岩体内摩擦角、黏聚力与霍克-布朗(Hoek-Brown,H-B)准则常数m_s、s及a的等效换算关系,结合拉布西维兹剪切楔体滑移失稳模式,导出了基于H-B非线性屈服准则的承载环抗力及其稳定安全系数计算表达式.实例分析计算结果显示,基于H-B准则计算获得的承载环安全系数与实际情况更为接近,而基于Mohr-Coulomb(M-C)准则的安全系数则过于保守.承载环力学机制及其总体特征由岩体自身力学属性及锚喷拱架支护结构协同决定.锚杆长度控制承载环厚度,其与承载环抗力首先正相关,超过一定值后,转变为负相关.拱架的主要效能在于避免围岩早期出现过大变形松散,喷射混凝土是承载环紧固力(围压)的主要贡献者.岩体力学属性是承载环抗力大小的控制性要素.

关键词:岩体力学;隧道工程;锚喷支护;霍克-布朗准则;承载环;安全系数
中图分类号:U451.2 **文献标志码**:A

Calculation Approach of Bearing Ring Resistance of Tunnel Surrounding Rock in Soft Strata

SU Ya[1],SU Yonghua[2,3†],LIU Yangyang[2],LI Ming[2],LUO Biao[2]
(1. College of Civil Engineering and Architecture, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China;
2. College of Civil Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China;
3. Key Laboratory of Building Safety and Energy Efficiency of Ministry of Education, Hunan University, Changsha 410082, China)

Abstract: In weak strata, the mechanical effect of tunnel anchoring and shotcrete support primarily results in the formation of a bearing ring based on the surrounding rock near the spatial boundary. Based on the corresponding relationship between the relevant factors in rock mass rating (RMR) system and the factors involved in geological strength index (GSI) of rock mass, concise ways to quantify sub-items of GSI and determine its total value were obtained. Based on the equivalent conversion relationship between the internal friction angle, cohesion force and Hoek-Brown (H-B) constants of rock mass as well as the sliding failure mode of Rabcewicz's shear wedge,

* **收稿日期**:2024-02-27
基金项目:国家自然科学基金资助项目(52408449,52478396),National Natural Science Foundation of China (52408449,52478396)
作者简介:苏雅(1994—),女,湖南涟源人,浙江大学在站博士后,博士
† 通信联系人,E-mail:yong_su1965@126.com

calculation approaches of the bearing ring resistance and its safety factor equivalent to H-B yield criterion were established. The case study results indicate that the safety factor of the bearing ring analyzed based on the H-B criterion is consistent with its actual state, while the safety factor based on the Mohr Coulomb (M-C) criterion is too conservative. The mechanical mechanism and overall characteristics of the bearing ring are determined by the mechanical properties of its rock mass itself and the support structure constituted by rock bolts and shotcrete and steel ribs. The thickness of the bearing ring is determined by the length of rock bolts. The resistance of the bearing ring is first positively correlated with the length of rock bolts, and after exceeding a certain value, it becomes negatively correlated. The main effectiveness of steel ribs is to avoid excessive deformation and loosening of surrounding rocks in the early stages. Shotcrete is the main source of bearing ring tightening force (confining pressure). The mechanical properties of rock mass are the dominant factor for the magnitude of bearing ring resistance.

Key words: rock mechanics; tunneling engineering; bolting and shotcrete support; Hoek-Brown strength criterion; surrounding rock bearing ring; safety factor

在岩石地下工程领域,围岩是地下空间承载结构的主体,人工安装的支护构件仅起到辅助作用.对于建造在节理裂隙化软弱地层中的隧道,锚杆、喷射混凝土等构件的主要作用是在靠近开挖空间边界附近的浅部围岩中形成具有一定强度的承载环[1-3],通过其维护空间稳定.目前地下工程的初期衬砌方案及其参数,在国际上广泛使用的Q系统[4]、RMR系统[5]及我国部分规范[6-7]中均基于承载环原理设计.

承载环的基本材料为围岩,在锚杆、喷射混凝土等构件的加固效应下形成.因此,承载环几何特征、承载能力除了与支护构件的力学、几何特征及布置形态等有关以外,围岩自身力学属性也具有重要影响.

为了探索承载环力学特征,中国科学院力学研究所、曾经的冶金工业部建筑研究总院、建工部建筑研究院[8]以及西南铁道科学院[9]等科研机构对此展开研究.此外,日本、奥地利、澳大利亚以及法国[8]等国家的相关研究机构均通过室内模型试验对承载环厚度及其抗力与锚杆的长度、间距、排距、喷射混凝土厚度等的关系进行了系统测试,得出了相关结果.在这些研究中围岩均被当做M-C材料.

为了描述工程岩体材料的复杂屈服力学行为,学者们提出了Mohr-Coulomb(M-C)、Drucker-Prager(D-P)及三参数模型[10]等多个准则.其中最为人熟知的是M-C准则,长期以来,围岩承载环力学特征及承载能力计算均基于线性的M-C准则.随着隧道埋深的增加,地层环境复杂程度急剧升高,围岩屈服破坏更多地呈现为非线性特征.对于深埋软弱地层中的隧道围岩,基于线性的M-C准则很可能导致误差过大.为了更准确地描述围岩的这种非线性屈服行为,Hoek等[11-16]在大量的工程实践基础上建立了Hoek-Brown(H-B)非线性模型,以该模型为基础,发展形成了H-B理论体系.该体系对软弱地层中隧道围岩具有从参数估算到强度预测的完整系列功能.因此,针对建造在节理裂隙化软岩地层中的隧道,本文尝试建立基于广义H-B理论的围岩承载环抗力计算方法.

1 H-B准则及岩体参数

在M-C屈服准则中,岩体强度参数如黏聚力c_{rm}、内摩擦角φ_{rm}及变形参数(如弹性模量E_{rm}、泊松比ν_{rm})可利用工程岩体分级等方法确定[17].在非线性的H-B理论中,岩体的强度特征通常采用m_{s}、s及a三个H-B常数表示.在获得未触动岩块单轴抗压强度σ_{ci}及弹性模量E_{i}后,岩体屈服准则表达如下:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{\mathrm{ci}}\left(m_{\mathrm{s}}\sigma_3/\sigma_{\mathrm{ci}} + s\right)^a \tag{1}$$

岩体参数m_{s}、s及a是岩体组成及结构特征的量化.Hoek等[15-16]对m_{s}、s、a及变形参数的确定进行了大量的研究,其确定方法分别如下:

$$m_{\mathrm{s}} = m_{\mathrm{i}} \exp\left[(\mathrm{GSI} - 100)/(28 - 14D)\right] \tag{2}$$

$$s = \exp\left[(\mathrm{GSI} - 100)/(9 - 3D)\right] \tag{3}$$

$$a = 1/2 + \left(\mathrm{e}^{-\mathrm{GSI}/15} - \mathrm{e}^{-20/3}\right)/6 \tag{4}$$

$$E_{\mathrm{rm}} = E_{\mathrm{i}}\left[0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + \exp\left((1 + 15D - \mathrm{GSI})/11\right)}\right] \tag{5}$$

式中:m_i、E_i分别为未触动岩块的H-B常数和弹性模量;GSI为岩体地质强度指标[14],是地层组织及结构特征描述参数;D为围岩施工扰动指标,描述开挖受到的损伤程度[15].

GSI可按如下方式确定:

$$GSI=GSI_1+GSI_2+GSI_3+GSI_4+10 \tag{6}$$

式中:GSI_1为未触动岩块强度对GSI的贡献分值;GSI_2为岩体RQD的贡献分值;GSI_3为结构面间距的贡献分值;GSI_4为结构面特征的贡献分值.

各分值确定方法如表1所示.

表1　GSI的分项指标值确定

Tab.1　Determination of sub indicator values for GSI

岩块单轴抗压强度/MPa	GSI_1	RQD/%	GSI_2	节理间距/cm	GSI_3	节理条件	GSI_4
>250	15	(90 100]	20	>200	20	节理不连续且宽度为零,节理面很粗糙且岩石坚硬	30
(100 250]	12	(75 90]	15	(60 200]	15	节理宽度<1 mm,节理面稍粗糙且岩石坚硬	25
(50 100]	7	(50 75]	10	(20 60]	10	节理宽度<1 mm,节理面稍粗糙且岩石软弱	20
(25 50]	4	(25 50]	8	[6 20]	8	节理面光滑或含厚度<5 mm的软弱夹层,张开度1~5 mm,节理连续	10
(5 25]	2						
[1 5]	1	< 25	8	< 6	5	含厚度>5 mm的软弱夹层,张开度>5 mm,节理连续	0
<1	0						

2　围岩承载环及失效特征

2.1　空间初始失稳

拉布西维兹(Rabcewicz)等[18-19]在大量的工程现场实践中发现,对于处在软弱地层中的地下工程,开挖后在空间两侧中心线上、下一定深度围岩中,形成局部应力集中,产生如图1所示的$ABCB'A'$楔形剪切滑移体.如果承载环提供的支护阻力不够,则楔形体沿剪切面向空间滑落,承载结构发生初始失稳,后继更大规模的坍塌随之出现.显然,空间稳定的关键在于阻止初始失稳的发生,即由锚杆和喷射混凝土协助形成的承载环的抗力必须大于楔形体朝空间方向的滑动力.因此,承载环的抗力计算是锚喷支护设计的关键之一.

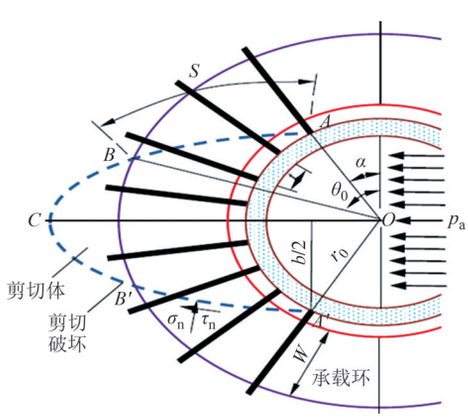


图1　承载环初始失稳楔体的剪切滑移模式

Fig.1　Shear slip mode of the initial failure wedge of the bearing ring

2.2　剪切滑移楔体几何特征

按照Rabcewicz等[18-19]的研究结论,对于圆心在O点、半径为r_0的似圆形隧道,滑移楔形体呈径向水平线对称.设围岩内摩擦角为φ_{rm},黏聚力为c_{rm}.建立以垂直直径方向为起始位置,以逆时针方向为极角θ的极坐标系.滑移体上部边迹线与空间边界的交点为A,与承载环外边界的交点为B(如图1所示).则AO与垂直直径方向的夹角α,即滑移面的最小倾角为:

$$\alpha=\pi/4-\varphi_{rm}/2 \tag{7}$$

滑移楔体边界迹线AB为对数螺线,其方程为:

$$\rho=r_0\exp[(\theta-\alpha)\tan\alpha] \tag{8}$$

显然滑移体在空间边缘的高度b为:

$$b=2r_0\cos\alpha \tag{9}$$

滑移边迹弧线(AB)在承载环内的长度S为:

$$S=r_0\left[\exp\left(\theta_0\tan\alpha-\alpha\tan\alpha\right)-1\right]/\sin\alpha \tag{10}$$

式中:θ_0为BO线与竖直轴的交角,即滑移面的最大倾角,θ_0和α的单位为弧度.

$$\theta_0=\alpha+\left[\ln\left(r_0+W\right)-\ln r_0\right]/\tan\alpha \tag{11}$$

式中:W为承载环的宽度.

$$W=\left(l+r_0\right)\sin\left(t/2r_0\right)\tan\left(\pi/4+t/2r_0\right)+\left(l+r_0\right)\cos\left(t/2r_0\right)-r_0-\left(l+r_0\right)\sin\left(0.5t/r_0\right)/\cos\left(0.25\pi+0.5t/r_0\right) \tag{12}$$

式中:l、t分别为锚杆长度和环向间距,正弦、余弦及正切三角函数后面的角度单位为弧度.

在确定α、θ_0之后,可得到滑移面AB的平均倾角ψ为:

$$\psi=(\theta_0-\alpha)/2 \tag{13}$$

3 围岩承载环抗力计算

3.1 承载环围压

设锚杆长度、轴向间距、环向间距、横截面积、抗拉及抗拔强度分别为l、e、t、S_b、σ_{bt}及σ_{bc};喷射混凝土厚度、剪切破坏角及抗剪强度分别为d_s、α_s及τ_s;喷射混凝土内的钢质增强构件(钢拱架、钢筋网及钢格栅)的钢材剪切破坏角、抗剪强度、沿轴向隧道单位长度钢材当量面积(单位长度钢材面积)分别为α_{st}、τ_{st}、S_{st}.

按照Rabcewicz等的研究,锚杆、喷射混凝土及喷射混凝土钢质增强构件在水平方向为剪切滑移体提供的围压p_b、p_s及p_{st}分别为:

$$p_b=S_b\sigma_{bt}(\cos\alpha-\cos\theta_0)/(et\cos\alpha) \tag{14}$$

$$p_s=2\tau_s d_s/(b\sin\alpha_s) \tag{15}$$

$$p_{st}=2S_{st}\tau_{st}/(b\sin\alpha_{st}) \tag{16}$$

式(14)为端锚锚杆提供的支护阻力,如果采用全长黏结锚固,则其提供的围压为:

$$p_b=S_b\sigma_{bc}(\cos\alpha-\cos\theta_0)/(et\cos\alpha) \tag{17}$$

锚杆、喷射混凝土及钢拱架等构件对滑移楔体$ABCB'A'$提供的水平方向的总围压p_a为:

$$p_a=p_b+p_s+p_{st} \tag{18}$$

3.2 承载环抗力

按照屈服准则,楔体开始滑动的条件是B点上的σ_1和σ_3构成的应力圆与岩体的强度包络线相切(如图2所示的Q点).通常情况下,σ_3由喷锚联合结构提供,即$\sigma_3=p_a$.设滑移发生时,B点(图1)的正应力及剪应力分别为σ_n和τ_n.则承载环能够承受的最大荷载,即抗力p_w为:

$$p_w=2S\tau_n\cos\psi/b-2S\sigma_n\sin\psi/b \tag{19}$$

由图2可知,σ_n和τ_n由σ_1与σ_3构成的极限应力圆与强度包络线的切点确定.由于是剪切滑移,强度包络线的切点确定,强度包络线需要以σ~τ的形态出现,但H-B准则表达式(1)体现为第一和第三主应力形式,显然需要找到其对应的σ~τ形式包络线.

为了使用方便,Hoek和Carranza-Torres[13]建立了与式(1)对应的σ~τ函数形式,表达如下:

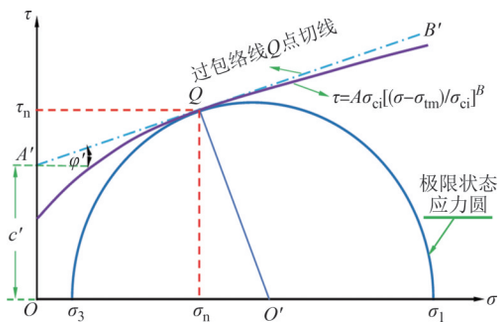


图2 剪切滑移破坏发生时应力状态

Fig.2 Ultimate equilibrium stress state of shear slip body

$$\tau=M\sigma_{ci}\left[(\sigma-\sigma_{tm})/\sigma_{ci}\right]^L \tag{20}$$

式中:M、L为材料常数;σ_{tm}为岩体抗拉强度,可由下式确定

$$\sigma_{tm}=\sigma_{ci}\left(m_s-\sqrt{m_s^2-4s}\right)/2 \tag{21}$$

显然,对于图2所示求解σ_n和τ_n而言,只需要确定极限应力圆Q点的切线$A'QB'$,即等效摩擦角φ'和黏聚力c'.

对于φ'和c'的确定,Hoek和Brown建立了如下等效求法:

$$\varphi'=\sin^{-1}\left[\frac{6am_s\left(s+m_s\sigma'_{3n}\right)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)+6am_s\left(s+m_s\sigma'_{3n}\right)^{a-1}}\right] \tag{22}$$

$$c'=\frac{\sigma_{ci}\left[(1+2a)s+(1-a)m_s\sigma'_{3n}\right]\left(s+m_s\sigma'_{3n}\right)^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{1+6am_s\left(s+m_s\sigma'_{3n}\right)^{a-1}/\left[(1+a)(2+a)\right]}} \tag{23}$$

其中,

$$\sigma'_{3n}=\frac{0.47\sigma'_{cm}}{\sigma_{ci}}\left(\frac{\gamma h}{\sigma'_{cm}}\right)^{0.94} \tag{24}$$

$$\sigma'_{cm}=\frac{\sigma_{ci}\left[m_s+4s-a\left(m_s-8s\right)\right]\left(m_s4+s\right)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} \tag{25}$$

式中:h、γ分别为隧道埋深及地层岩体重力密度.

确定了φ'、c'以后,由图2可以得到σ_1和σ_3的关系如下:

$$\sigma_1=\sigma_3\frac{1+\sin\phi'}{1-\sin\phi'}+2c'\frac{\cos\phi'}{1-\sin\phi'} \tag{26}$$

根据图2中σ_n与σ_1和σ_3的几何关系,τ_n与σ_1和σ_3的几何关系,可以得到

$$\tau_n=(\sigma_1-\sigma_3)\cos\varphi'/2 \tag{27}$$

$$\sigma_n=(\sigma_1+\sigma_3)/2-(\sigma_1-\sigma_3)\sin\phi'/2 \tag{28}$$

由于$\sigma_3=p_a$,至此就完全确定了计算σ_n和τ_n所

需参数.将σ_n和τ_n代入式(17)即可确定承载环的支护抗力p_w.

根据图2及式(26)可知,如果将围岩视为M-C材料,则将式(26)~式(28)中的等效摩擦角φ'和内聚力c'用其实际的摩擦角c_{rm}和内聚力φ_{rm}替换,则可得到基于M-C准则下,承载环抗力的相应算法.

3.3　承载环安全系数

对于软岩岩层中的隧道围岩,在埋深较大的情况下,环境应力近似静水应力状态,即$\sigma_0=\sigma_1=\sigma_2=\sigma_3=\gamma h$.按照地下工程承载系统荷载分担机制[15],在隧道围岩屈服行为遵从H-B准则的情况下,围岩接近极限稳定状态需要外界提供的支护力p_{min}可由下式确定[20-22]:

$$\sigma_0=\frac{\sigma_{ci}}{m_s}\left[m_s(1-\alpha)\ln\frac{2p_{min}+\gamma r_0}{\gamma r_0}+\left(\frac{m_s p_{min}}{\sigma_{ci}}+s\right)^{(1-\alpha)}\right]^{\frac{1}{1-\alpha}}-\frac{s\sigma_{ci}}{m_s}+\sigma_{ci}\left[m_s(1-\alpha)\ln\frac{2p_{min}+\gamma r_0}{\gamma r_0}+\left(\frac{m_s p_{min}}{\sigma_{ci}}+s\right)^{(1-\alpha)}\right]^{\frac{\alpha}{1-\alpha}} \tag{29}$$

在隧道围岩屈服行为遵从M-C准则情况下,按照岩石地下工程结构承载机制,相应的p_{min}可由下式确定[23]:

$$p_{min}=r_0\gamma\left[\frac{(c_{rm}\cot\varphi_{rm}+\sigma_0)(1-\sin\varphi_{rm})}{(c_{rm}\cot\varphi_{rm}+p_{min})(1+\sin\varphi_{rm})}\right]^{\frac{1-\sin\varphi_{rm}}{2\sin\varphi_{rm}}}-\gamma r_0 \tag{30}$$

确定了抗力及荷载后,则安全系数F_w为:

$$F_w=p_w/p_{min} \tag{31}$$

4　计算实例

4.1　工程概况

湘南零陵-道县高速公路双峰隧道K47+420~K47+780段(图3)埋深h为250.0 m左右,地层岩体主要为中风化砂岩,开挖等效半径约为5.10 m.未触动岩块单轴抗压强度σ_{ci}平均约为37.7 MPa,围岩弹性模量E_{rm}为4.0 GPa,节理裂隙较发育.节理平均间距0.7~1.5 m,节理面有薄层泥质物,岩心质量指标RQD约为50.0%.岩体完整性系数k_v约为0.65.根据《工程岩体分级标准》(GB/T 50218—2014)[17],该段围岩质量指标[BQ]值约为335.0,重力密度γ为23.5 kN/m^3,泊松比ν、内摩擦角φ_{rm}及黏聚力c_{rm}分别为0.32、35°及0.5 MPa.

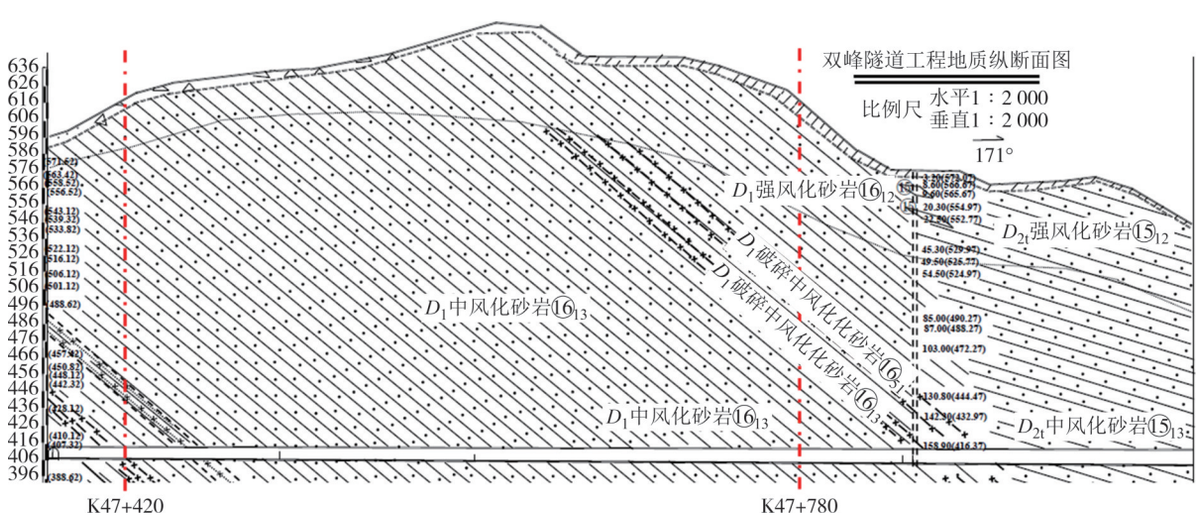


图3　双峰隧道中段(K47+420~K47+780)地质剖面简图

Fig.3　Geological profile diagram of the middle section of Shuangfeng Tunnel (K47+420~ K47+780)

采用锚杆+钢筋网+喷射混凝土+钢拱架组合支护(图4).锚杆为端锚,长度l、直径ϕ、间距e、排距t及抗拉强度σ_{bt}分为3.0 m、22 mm、1.2 m、1.0 m及400 MPa;喷射混凝土厚度d_s、剪切破坏角α_s及抗剪强度τ_s分别为20 cm、30°及5.38 MPa;钢拱架采用14型工字钢,轴向间距为1.2 m,钢筋网采用直径为8 mm的钢丝,@25 cm×25 cm.钢材的剪切破坏角α_{st}及抗剪强度τ_{st}分别为45°及125 MPa.

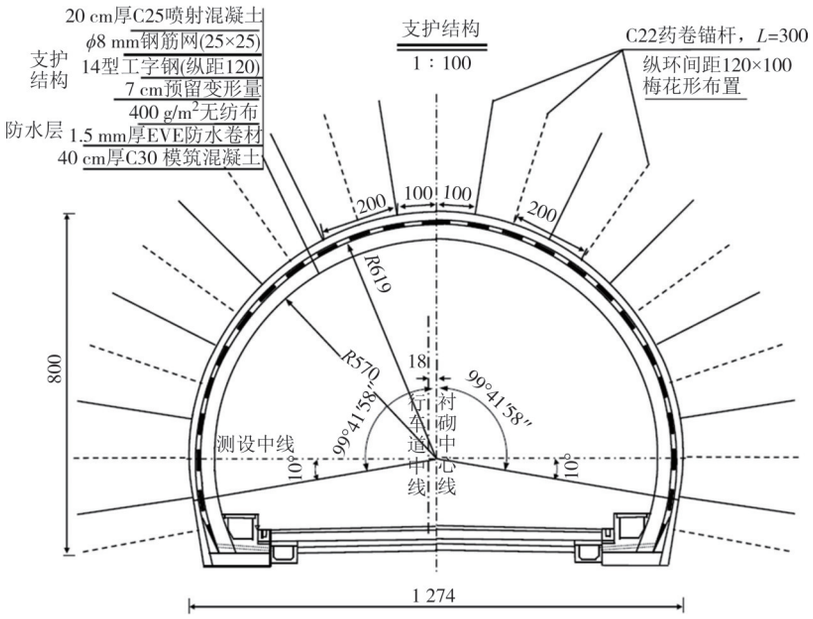


图4 隧道锚喷支护布置图(单位:cm)

Fig.4 Layout for rock bolt and shotcrete (unit:cm)

4.2 承载环抗力

根据围岩地质概况,对照表1可得到,GSI_1=4,GSI_2=8,GSI_3=15,GSI_4=10,因此,GSI=47. 按照Hoek及Brown[15]的研究结果,中风化砂岩岩块的H-B常数m_i为15,采用钻爆法破岩,D取0.5. 由式(2)、式(3)及式(4)得到m_s=1.202 3,s=8.530 7×10^{-4},a =0.500 8. 由式(22)~式(25)分别得到φ'=38.126°,c'=0.474 1 MPa,σ'_{3n}=0.072 99,σ'_{cm}=5.547 6 MPa.

由式(7)~式(13)可分别确定剪切滑移楔体的几何特征参数α=π/4-35°/2=27.5°=0.48 rad,b=9.048 m,W=2.677 1 m,θ_0=73.941°=1.291 rad,S= 5.798 m,ψ=23.221°.

对于锚杆,按照式(14)得到p_b=0.087 2 MPa;对于喷射混凝土,按照式(15)得到p_s=0.475 7 MPa. 14型工字钢拱架,横截面面积为21.516×10^{-4} m^2,间距为1.2 m,则每米钢材面积S_{st}为17.93×10^{-4} m^2. 按照式(16)得到p_{st}=0.070 1 MPa. 由式(18)得p_a=p_b+p_s+p_{st}=0.087 2+0.475 7+0.070 1=0.633 MPa. σ_3=p_a=0.633 MPa,按照式(26)、式(27)及式(28)分别有σ_1=4.625 4 MPa,τ_n=1.570 3 MPa,σ_n=1.396 8 MPa. 按照式(19)得到p_w= 1.143 7 MPa. 因此,在屈服行为遵从H-B准则的情况下,围岩承载环的抗力为1.143 7 MPa.

按照M-C准则,双峰隧道K47+420~K47+780段围岩,内摩擦角φ_{rm}及黏聚力c_{rm}分别为35°及0.5 MPa. 由式(26)、式(27)及式(28)分别得到σ_1=4.256 9 MPa,τ_n=1.484 2 MPa,σ_n=1.405 7 MPa. 按照式(19)得到p_w=1.035 6 MPa.

4.3 安全系数

隧道埋深较大且为Ⅳ级围岩,属于较差的软岩,将地层原始应力近似为静水应力状态. 按照H-B准则,将σ_0=σ_1=σ_2=σ_3=γh=5.875 MPa,σ_{ci}=37.7 MPa,γ=23.5 kN/m^3,r_0=5.10 m,m_s=1.202 3,s=8.530 7×10^{-4},a=0.500 8代入式(29),得到p_{min}=0.571 1 MPa. 承载环相应承载力(抗力)p_w=1.143 7 MPa. 因此,F_w=1.143 7/0.571 1≈2.0.

该隧道在建造期间及投入运营后,相应监测资料显示,围岩变形延续时间较短,总变形量小于预留变形量,支护结构一直稳定、完好. 这意味着围岩及结构具有较大安全储备,与以上计算得出的支护结构安全系数值较为吻合,设计方案安全可行.

假设围岩屈服破坏行为遵从M-C准则,由式(30)得到p_{min}=1.030 8 MPa. 已知承载环的抗力p_w=1.035 6 MPa,安全系数F_w=1.035 6/1.030 8≈1.0,没有安全余量. 隧道建造及服役过程观测表明,承载环经受了各种偶然过载及不利因素,但依然状态良好. 这意味着结构实际上具有足够的安全余量,显然基于M-C准则的结果过于保守.

5　承载环抗力影响因素

5.1　围岩力学属性

从式(1)~式(4)可以看到,对于力学行为遵从H-B规则的岩体,其独立参数有岩块单轴抗压强度的σ_{ci}、H-B常数m_i、描述岩体结构的GSI及开挖影响系数D. 以双峰隧道地层平均力学属性为基础,图5~图8分别展示了软岩地层隧道围岩未触动岩块单轴抗压强度σ_{ci}、岩块H-B常数m_i、岩体结构地质强度指标GSI及开挖影响系数D在常规分布区间范围变化对承载环抗力p_w的影响情况.

由图5~图8可知,总体上σ_{ci}、m_i、GSI与p_w正相关,D与p_w负相关. 由图5可知,当σ_{ci}从20 MPa增长到120 MPa、增长幅度为500%时,p_w从约0.87 MPa增长到2.2 MPa,增长幅度约153%. 由图6可知,当m_i从5 MPa增长到30 MPa、增长幅度为500%时,p_w从约0.68 MPa增长到1.72 MPa,增长幅度约153%. 由图7可知,当GSI从10增长到60,增长幅度为500%时,p_w从约0.30 MPa增长到2.14 MPa,增长幅度约613%. 图8显示当开挖影响系数D从0增长到1.0时,p_w从约1.77 MPa降到0.54 MPa,减少幅度约69%.

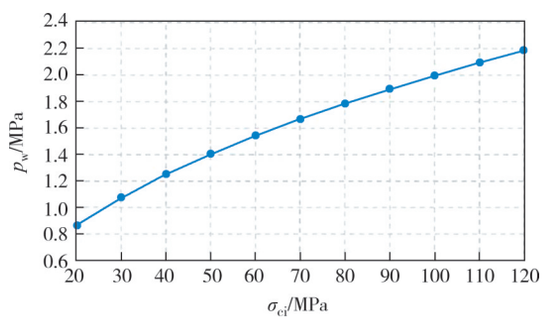


图5　岩块抗压强度对承载环抗力的影响

Fig.5　Influence of rock mass compressive strength on bearing ring resistance

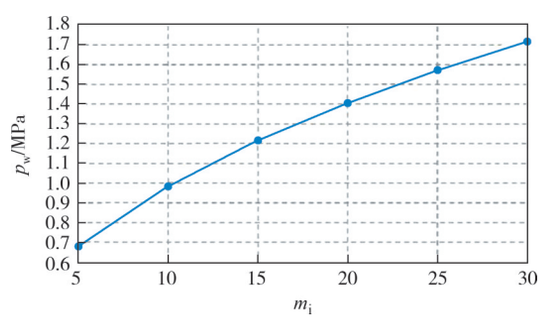


图6　岩块H-B常数m_i对承载环抗力的影响

Fig.6　Effect of H-B constant m_i on resistance of bearing ring

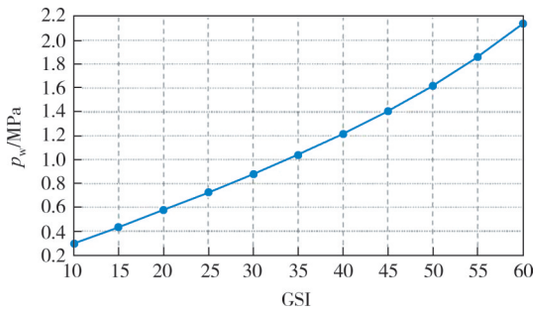


图7　GSI对承载环抗力的影响

Fig.7　Influence of rock mass geological strength index on bearing ring resistance

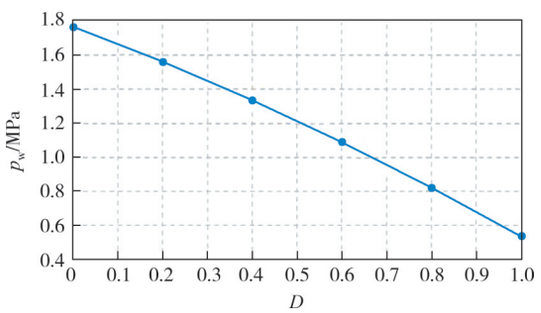


图8　D对承载环抗力的影响

Fig.8　Influence of excavation influence coefficient on bearing ring resistance

σ_{ci}和m_i表征了岩块的力学属性,GSI表征了岩体的地质构造特征,D表达工程活动对围岩的影响劣化程度. 简易对比可以看到,相对程度而言,GSI对p_w的影响强度最大,D次之. σ_{ci}和m_i对p_w的影响程度基本相当,且总体上低于D及GSI. 这表示岩体地质构造对p_w的影响最大,与关于岩体结构对其力学属性具有关键性影响的认识一致.

5.2　锚喷网架属性

根据承载环抗力形成过程,依次分析了锚喷各参数对p_w的影响. 图9~图12分别展示了锚杆长度l、喷射混凝土厚度d_s、环向间距t、钢拱架轴向间距L_{st}等参数对p_w的影响.

根据图9~图12可知,l和d_s与p_w正相关,t和L_{st}与p_w负相关. 图9显示,l在不超过3.5 m的状况下,p_w随其增大而增长,但超过该值后,p_w随其增大而降低,即锚杆超过一定长度后,对p_w产生削弱效应. 这一现象与通常的直觉及认知存在差异. 直观上认为锚固长度越大,承载环厚度越大,相应其抗力越大. 但实际其中的机制更加复杂.

从图9、图10可以看到,当参数值在其工程波动范围内变化时,d_s对p_w的增减幅度影响大于l. 由图11、图12可知,t、L_{st}与p_w负相关,在其工程波动范

围内变化时,t 和 L_{st} 在其可能值范围内波动对 p_w 的影响程度基本处在同一量级.

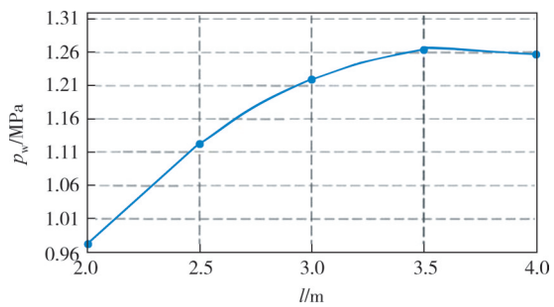


图 9 锚杆长度对承载环抗力的影响

Fig.9 Influence of rockbolt length on bearing ring resistance

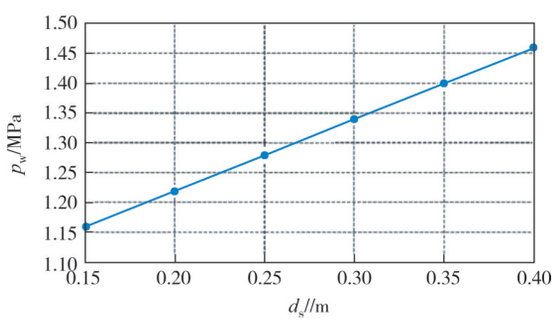


图 10 喷射混凝土厚度对承载环抗力的影响

Fig.10 Influence of shotcrete thickness on bearing ring resistance

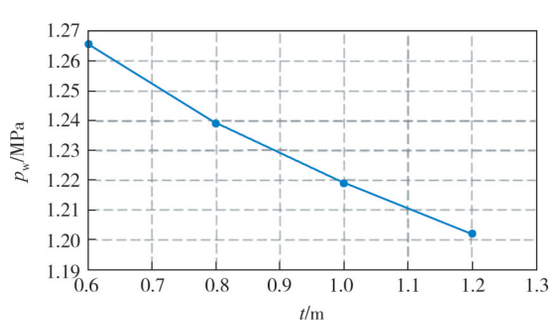


图 11 锚杆环向间距对承载环抗力的影响

Fig.11 Influence of rockbolt circumferential spacing on the bearing ring resistance

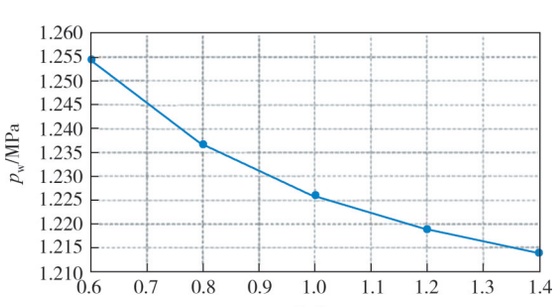


图 12 钢拱架间距对承载环抗力的影响

Fig.12 Influence of steel rib spacing on the bearing ring resistance

将图 5~图 8 中 p_w 的增减幅度与图 9~图 12 对比可以看到,图 9~图 12 中 p_w 的增减幅度绝对值远远小于前者,甚至达到约 30 倍差异. 这表明基于锚喷网架加固形成承载环后,对承载环抗力大小将起到主导作用的是地层岩体自身力学属性.

6 讨 论

由于 M-C 准则的提出比 H-B 准则早,目前岩石地下工程的很多规范[6-7,24]、论著[25]均基于 M-C 准则. 设计人员更趋向于采用 M-C 准则. 关于双峰隧道 K47+420~K47+780 段,当把围岩看成 M-C 材料时,得出隧道承载环处于极限稳定状态,意味着运营期间的各种随机过载及围岩性能随时间的劣化都将导致空间失稳. 但长期运营监测显示隧道结构稳定安全,这表明承载环具有足够的安全余量,而基于 M-C 准则所得稳定性系数小于实际值,过于保守. 相关研究[26-28]认为,通常情况下岩石结构的稳定性系数不能低于 1.2. 对于软弱地层中隧道围岩,其随机过载及材料随时间的劣化程度更大. 该隧道一直处于稳定状态,显然其稳定性系数大于 1.2. 当把围岩作为 H-B 材料时,承载环安全系数为 2.0,意味着该数值能有效地反映承载环的实际状态.

总体上,锚杆、喷射混凝土及钢拱架为承载环提供了紧固力(围压 σ_3),是承载环形成及其抗力产生的主要源头. 但是各自对于承载环的主要作用不完全相同. 相对于喷射混凝土、锚杆及软岩自身,钢拱架具有强大的刚度,其主要作用在于及时阻止承载环变形,避免软岩早期变形过大而松散;锚杆主要作用在于使承载环达到一定厚度,为抗力产生提供结构基础或载体;喷射混凝土的主要作用在于为承载环提供紧固力(σ_3). 双峰隧道 K47+420~K47+780 段围岩承载环 σ_3 的 75% 来自喷射混凝土. 因此,为了使承载环具有较高的抗力,对喷射混凝土参数进行优化调整不失为便利、有效的工程措施.

基于工程实例的参数影响分析显示,承载环抗力对岩体材料力学属性参数 σ_{ci}、m_i、GSI 及工程参数 D 的敏感性及随这些参数波动的升降幅度总体上远大于锚喷网架结构特征(包括几何及力学两方面)参数. 该现象表明承载环结构形成后,岩体材料力学属性对其抗力(承载能力)具有控制性影响. 因此,承载环整体综合性能由锚喷网架结构特征和岩体力学属性决定.

7 结 论

本研究建立了软弱地层中隧道围岩在锚喷网架支护下承载环抗力及其安全系数方法.在如下几个方面取得了新的认识及进展.

1)基于在实际工程应用广泛的RMR描述系统中岩体质量影响因素与GSI内涵之间的对应关系,得出了GSI值的简便计算方式.

2)通过内摩擦角φ_{rm}、黏聚力c_{rm}与其H-B常数GSI与m_s之间的等效换算关系,结合锚喷网架支护下的隧道围岩压缩带承载模型,导出了与H-B屈服准则等效的锚喷支护下承载环抗力计算方法.

3)利用拉布西维兹的软岩隧道围岩剪切滑移失稳模式,在分别获得当岩体为M-C材料及H-B材料时承载环极限稳定状态下荷载算法的基础上,建立了承载环安全系数计算式.

4)对于软岩隧道工程,基于H-B准则得出的承载环安全系数能够对其实际状态进行有效表征,而基于M-C准则的安全系数则过于保守,将导致对工程状态的误判.

5)锚喷拱架支护各构件的主要作用有所不同.钢拱架的主要贡献在于避免岩体早期变形过大,喷射混凝土的主要贡献在于为承载环提供围压σ_3,锚杆的作用主要在于使承载环具备一定厚度.

6)承载环的总体特征及能力由锚喷拱架支护结构参数和岩体力学属性协同确定,其中岩体力学属性对承载环的抗力具有控制性影响.承载环抗力首先随锚杆长度而增长,达到一定长度后,抗力会随锚杆长度的增大而减小.

参考文献

[1] 康永水,耿志,刘泉声,等. 我国软岩大变形灾害控制技术与方法研究进展[J].岩土力学,2022,43(8):2035-2059.
KANG Y S, GENG Z, LIU Q S, et al. Research progress on support technology and methods for soft rock with large deformation hazards in China [J]. Rock and Soil Mechanics, 2022, 43(8): 2035-2059.(in Chinese)

[2] 苏永华,付雄,肖旺.围岩收敛曲线形态对地下结构稳定系数影响分析[J].湖南大学学报(自然科学版),2015,42(7):87-92.
SU Y H, FU X, XIAO W. The analysis for stability coefficient of underground structure with the shapes of ground response curves [J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2015, 42(7): 87-92.(in Chinese)

[3] SU Y, SU Y H, ZHAO M H, et al. A case study of the failure of Liziping tunnel [J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2018, 80: 301-312.

[4] BARTON N. Some new Q-value correlations to assist in site characterisation and tunnel design [J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2002, 39(2): 185-216.

[5] BIENIAWSKI Z T. Engineering rock mass classifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering[M]. New York: Wiley, 1989.

[6] 公路隧道设计规范 第一册 土建工程:JTG 3370.1—2018[S].北京:人民交通出版社,2019.
Specifications for design of highway tunnels section 1 civil engineering: JTG 3370.1—2018[S]. Beijing: China Communications Press, 2019.(in Chinese)

[7] 铁路隧道设计规范:TB 10003—2016[S].北京:中国铁道出版社,2017.
Code for design of railway tunnel: TB 10003—2016[S]. Beijing: China Railway Publishing House, 2017.(in Chinese)

[8] 王焕文,王继良.锚喷支护[M].煤炭工业出版社,1989.
WANG H W, WANG J L. Bolting and shotcreting support [M]. Beijing: China Coal Industry Publishing House, 1989. (in Chinese)

[9] 王建宇.地下工程喷锚支护原理和设计[M].北京:中国铁道出版社,1980.
WANG J Y. Principle and design of shotcrete and anchor support in underground engineering [M]. Beijing: China Railway Publishing House, 1980.(in Chinese)

[10] 赵炼恒,赵伟龙,韦彬,等.基于三参数破坏准则的均质边坡稳定性上限分析[J].湖南大学学报(自然科学版),2023,50(7):188-199.
ZHAO L H, ZHAO W L, WEI B, et al. Upper bound analysis of homogeneous slope stability based on three-parameter failure criterion [J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2023, 50(7): 188-199.(in Chinese)

[11] HOEK E, BROWN E T. Practical estimates of rock mass strength [J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 1997, 34(8): 1165-1186.

[12] MARINOS P, HOEK E. GSI: a geologically friendly tool for rock mass strength estimation [C]//International Conference on Geotechnical & Geological Engineering. Melbourne: Technomic publish, 2000: 1422-1442.

[13] HOEK E, CARRANZA-TORRES C, CORKUM B. Hoek-Brown failure criterion-2002 edition [C]//Proceedings of the 5th North American Rock Mechanics Symposium and 17th Tunnelling Association of Canada Conference. Toronto: Wiley, 2002: 267-273.

[14] HOEK E, MARINOS P. A brief history of the development of the Hoek-Brown failure criterion[J]. Soils and Rocks, 2007, 30(2): 85-95.

[15] HOEK E, BROWN E T. The Hoek-Brown failure criterion and GSI-2018 edition [J]. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 2019, 11(3): 445-463.

[16] HOEK E, DIEDERICHS M S. Empirical estimation of rock mass modulus[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2006, 43(2): 203-215.

[17] 工程岩体分级标准: GB/T 50218—2014[S]. 北京: 中国计划出版社, 2015.
Standard for engineering classification of rock mass: GB/T 50218—2014[S]. Beijing:China Planning Press, 2015.(in Chinese)

[18] RABCEWICZ L V, GOLSER J. Principles of dimensioning the supporting system for the "new Austrian tunnelling method"[J]. Water Power, 1973,25(2):67-75.

[19] RABCEWICZ L V. Stability of tunnels under rock load[J]. Water Power, 1969, 21(4):266-273.

[20] 李志业, 曾艳华. 地下结构设计原理与方法[M]. 成都: 西南交通大学出版社, 2003.
LI Z Y,ZENG Y H. Design principle and method of underground structure [M]. Chengdu: Southwest Jiaotong University Press, 2003.(in Chinese)

[21] 苏雅, 苏永华, 赵明华. 基于Hoek-Brwon准则的软岩隧道围岩极限变形估算方法[J]. 岩石力学与工程学报, 2021, 40(增刊2):3033-3040.
SU Y, SU Y H, ZHAO M H. An evaluation approach to ultimate deformation of tunnel surrounding rock in weak rocks based on the Hoek-Brown criterion [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2021, 40(Sup.2): 3033-3040.(in Chinese)

[22] SU Y, SU Y H, ZHAO M H, et al. Tunnel stability analysis in weak rocks using the convergence confinement method[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2021, 54(2): 559-582.

[23] 苏永华, 梁斌, 刘少峰, 等. 基于组合拱理论隧道锚喷支护稳定可靠度求解的一维积分方法[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, 34(12): 2446-2454.
SU Y H, LIANG B, LIU S F, et al. One-dimensional integral method of reliability analysis for structural stability of tunnel lining consisting of rockbolts and shotcrete based on build-up arch theory [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, 34(12): 2446-2454.(in Chinese)

[24] 水工隧洞设计规范: SL 279—2016[S]. 北京:中国水利水电出版社,2016.
Specification for design of hydraulic tunnel: SL 279—2016[S]. Beijing:China Water & Power Press, 2016.(in Chinese)

[25] 朱浮声. 锚喷加固设计方法[M]. 北京:冶金工业出版社, 1993.
ZHU F S. Design method of bolt and shotcrete reinforcement [M]. Beijing: Metallurgical Industry Press, 1993.(in Chinese)

[26] 苏永华,梁斌. 隧道结构中承载围岩变形失稳概率分析方法[J]. 土木工程学报,2015,48(8):110-117.
SU Y H, LIANG B. Probability analysis method for instability and deformation of surrounding rock in tunnel structure [J]. China Civil Engineering Journal, 2015, 48 (8): 110-117.(in Chinese)

[27] 郑颖人, 丛宇. 隧道稳定性分析与设计方法讲座之二: 隧道围岩稳定性分析及其判据[J]. 隧道建设, 2013, 33(7): 531-536.
ZHENG Y R, CONG Y. Analysis on and criteria of stability of surrounding rock of tunnel [J]. Tunnel Construction, 2013, 33(7): 531-536.(In Chinese)

[28] 郑颖人, 朱合华, 方正昌, 等. 地下工程围岩稳定分析与设计理论[M]. 北京: 人民交通出版社, 2012.
ZHENG Y R, ZHU H H, FANG Z C, et al. Stability analysis and design theory of surrounding rock of underground engineering[M]. Beijing: China Communications Press, 2012.(in Chinese)