

高地应力黄土公路隧道稳定性储备

黄俊^{1,2}, 党发宁², 覃源³, 郭婵娟⁴

(1. 西安石油大学 地球科学与工程学院, 陕西 西安 710065; 2. 西安理工大学 土木建筑工程学院, 陕西 西安 710048; 3. 西安理工大学 水利水电学院, 陕西 西安 710048; 4. 中国电力工程顾问集团公司 西北电力设计院, 陕西 西安 710075)

摘要: 为了更加全面准确地定量评价高地应力黄土隧道的稳定性, 介绍了考虑材料抵抗变形和抗力强度储备等力学性质的高地应力黄土隧道稳定性分析方法; 通过 Q_3 黄土试样的三轴试验结果规律, 提出采用原状黄土双曲线应力-应变模型探讨高地应力黄土隧道稳定性储备; 考虑原状黄土的抗力强度和抵抗变形能力耦合效用, 构建反映围岩任一点稳定性状态的映射关系, 探索黄土隧道的极限状态; 采用卸围压方式类比黄土隧道开挖过程, 进而研究黄土抗力强度和抵抗变形能力的变化, 并根据 Q_3 黄土试样的围压卸荷试验结果, 拟合得到卸荷过程中强度、弹性模量和泊松比与围压的变化规律, 从而计算黄土隧道安全系数; 在此基础上, 对山西平阳(平定—阳曲)高速公路某隧道进行了实例分析。研究表明: 双曲线模型能得到更加真实的变形场, 并能较好反映黄土隧道的稳定-失稳力学特征; 本文方法所得隧道稳定性评价结果与现场监测结论较为一致。

关键词: 隧道工程; 黄土公路隧道; 抵抗变形能力; 隧道稳定性储备; 围压卸荷; 安全系数

中图分类号: U451

文献标志码: A

Stability reserve of loess highway tunnel under high ground stress

HUANG Jun^{1,2}, DANG Fa-ning², QIN Yuan³, GUO Chan-juan⁴

(1. School of Earth Science and Engineering, Xi'an Shiyou University, Xi'an 710065, Shaanxi, China; 2. School of Civil Engineering and Architecture, Xi'an University of Technology, Xi'an 710048, Shaanxi, China; 3. School of Water Resources and Hydro-electric Engineering, Xi'an University of Technology, Xi'an 710048, Shaanxi, China; 4. Northwest Electric Power Design Institute, China Power Engineering Consulting Group Co. Ltd., Xi'an 710075, Shaanxi, China)

Abstract: For a more comprehensive and accurate quantitative assessment on loess tunnel stability under high ground stress, an analytical method via considering stress mechanical properties of materials' deformation resistance and strength reserve was introduced. Through the triaxial test results in Q_3 loess samples, this paper proposed the hyperbolic stress-strain model of undisturbed loess to explore the stability of loess tunnel reserves under high ground stress. By considering the coupling effect of strength resistance and deformation resistance of undisturbed loess, a mapping relation reflecting the stability state of any point of the surrounding rock was established, and the loess tunnel limit state was explored. By using unloading confining pressure test to analog loess tunnel excavation process, the change of the strength resistance and deformation resistance of

loess was further studied. Besides, based on the results of the confining pressure unloading test in Q_3 loess sample, it fitted the change law of strength, elastic modulus and Poisson's ratio in the unloading process. Finally the safety factor of loess tunnel was calculated, and the proposed method was applied to a loess tunnel in Pingding to Yangqu expressway in Shanxi. The results show that it is able to get closer to the real deformation field by the hyperbolic model, and to better reflect the stability of loess tunnel. The evaluation results in this method are more consistent with the on-site monitoring conclusions. 4 tabs, 10 figs, 20 refs.

Key words: tunnel engineering; loess highway tunnel; deformation resistance; stability reserve; confining pressure unloading; safety factor

0 引言

隧道的设计、施工和运营均离不开对其安全性的考虑,于是关于隧道稳定性研究也备受关注。

Broms 等认为粘聚力、埋深与洞径之比、支护等是影响粘土隧道稳定性的主要因素,并首次引入稳定数 N_c 定量评价其稳定性^[1]; Atkinson 等从理论和模型试验角度研究了浅埋圆形隧道的破坏模式^[2]; Davis 等探讨了维持隧道稳定性所需支护力的上下限解^[3-4]; Zymis 等利用极限分析闭型解答研究了各向刚度异性的线弹性土中因隧道开挖引起的地面位移^[5]; Sloan 等提出有限元极限分析方法,将上下限定理与有限元结合,提高了隧道稳定性分析的效率和计算精度^[6]; Yamamoto 等采用有限元极限分析方法研究了附加上部荷载对浅埋圆形隧道稳定性的影响^[7-8]; Marshall 等采用离心机模型试验研究真实隧道的破坏模式和破坏机理,深刻了人们对隧道稳定性的认识^[9-10]。针对黄土隧道稳定性的研究,无论是理论分析、数值模拟或模型试验的探讨均相对较少;然而直接沿用建立于其他土层的理论、方法等却不符合普适性原则。扈世民等探讨大断面黄土隧道工程实例三维数值模拟所得应力场、位移场与现场监测数据的一致性^[11];王明年等引入黄土的结构性计算隧道围岩压力^[12-13];方钱宝等从大断面黄土隧道施工设计出发,试验研究了弹性抗力系数、变形模量和压缩模量的影响^[14];郑颖人等应用强度折减法直接求解黄土隧道的剪切安全系数和拉裂安全系数,从强度储备角度实现了对隧道稳定性的定量评价^[15-16]。

但在实践中发现,当前许多方法未考虑黄土特殊力学性质和地应力对围岩材料属性的影响,且强度折减法仅考虑了材料抗力强度储备,忽略了材料抵抗变形的物理力学属性,因此难以全面反映其实际的稳定性储备。在探索高地应力下 Q_3 黄土隧道稳定性储备定量评价方面,首先应选取适合的 Q_3

黄土力学模型,并尝试考虑黄土抗剪强度与抵抗变形能力的耦合效用^[14,17]。鉴于此,本文尝试构建反映围岩任一点稳定性状态的映射关系,并根据室内三轴试验及围压卸荷试验探索其与强度参数和变形参数的关联;寻求强度参数和变形参数各自折减系数间的联系,从而提出计算高地应力下 Q_3 黄土隧道安全系数的方法;在此基础上,利用有限元软件 ABAQUS 对山西平阳(平定—阳曲)高速公路某隧道进行稳定性分析,以验证本文方法的有效性,为工程应用提供参考。

1 黄土隧道围岩破坏状态

除地震、爆炸等动力的影响,一般隧道静力失稳破坏可分为 2 个方面:①开挖使围岩内地应力重分布,应力释放加剧,当超过极限状态时即失稳(失稳前累积变形可能未超过极限值),如岩爆等;②开挖处固定约束的释放,使得隧道周边在地应力作用下变形增大,当超过极限时即失稳(可能此时的应力状态并未超过极限值)^[14]。强度折减法认为围岩中某点应力状态达到极限时(屈服面与应力状态相切),变形会急剧增大(也称突变点),因此判定隧道失稳(该方法更适合于高地应力下的岩爆失稳分析)。而实际黄土隧道的失稳过程并不完全具有上述①描述的破坏特征。一般情况下,黄土隧道的失稳多具有②的特征,所以对其稳定性储备的探讨应兼顾围岩抵抗变形的能力劣化^[18]。

本文假设存在反映黄土围岩内任一点稳定性的状态函数 S ,该函数涵盖了任一点的应力状态和变形状态,于是从强度和抵抗变形能力 2 个方面共同探讨黄土隧道实际的稳定性储备,即

$$S=s(\sigma,u) \quad (1)$$

式中: σ 为围岩任一点的应力状态; u 为围岩任一点的位移。

由状态函数定义可知,处于极限状态可以表示

为:①围岩某一点应力状态及位移均达到极限值,即极限状态 $S_1 = s(\sigma_1, u_1)$,其中 σ_1 为应力状态极限或强度, u_1 为位移极限;②仅围岩某一点的应力状态达到极限值,即 $S_1 = s(\sigma_1, u)$;③仅围岩某一点的位移达到位移极限值,即 $S_1 = s(\sigma, u_1)$ 。

当围岩中某一点的稳定性状态函数超过以上3种情况之一($S > S_1$)时,即认为隧道失稳破坏;当 $S = S_1$ 时,隧道处于极限平衡状态;当 $S < S_1$ 时,隧道处于稳定状态。为方便讨论,假定当黄土隧道围岩某一点达到极限状态时即认为其整体进入极限状态(实际上黄土隧道往往会当围岩形成局部化区域才会发生整体失稳)。

2 高地应力黄土隧道稳定性储备

由于黄土隧道(尤其是 Q_3 、 Q_4 黄土)的抗拉强度相对较小,此处仅讨论抗剪强度的影响,所以黄土围岩内任一点的实际状态函数 S_0 为

$$S_0 = s(\tau_0, u_0) \quad (2)$$

式中: τ_0 为围岩内任一点实际剪应力状态; u_0 为围岩内任一点实际变形状态(位移、应变等)。

在不考虑外力边界条件改变及降雨等水因素影响的情况下,原状黄土的应力历史、开挖方案、隧道埋深及截面形状等均影响着黄土隧道的稳定性;所以当隧道开挖方案、埋深及截面形状已知时,一般情况下,黄土隧道稳定性程度主要由开挖处黄土的强度和抵抗变形的能力决定。

因此在研究黄土隧道稳定性储备时,应考虑黄土围岩的抗剪强度和抵抗变形能力的耦合衰减,即

$$S_0 = s(\tau_0, u_0) = s\left(\frac{\tau_1}{F_1}, \frac{u_1}{F_2}\right) \quad (3)$$

式中: τ_1 为围岩内任一点剪切强度; u_1 为围岩内任一点抵抗变形能力(一般用极限位移或应变表示)。

反映黄土隧道稳定性储备的安全系数 F_s 可以定义为:在外荷载不变且不考虑水及动力因素影响时,黄土围岩的最大抗剪强度和最大抵抗变形能力与外荷载在围岩内产生的实际剪应力或实际变形之比,即

$$F_s = \frac{S_1}{S_0} = \frac{s(\tau_1, u_1)}{s(\tau_1/F_1, u_1/F_2)} \quad (4)$$

将抗剪强度和抵抗变形能力同步折减,当黄土隧道处于极限状态时,即停止迭代计算,对应有抗剪强度折减系数 F_1 ,抵抗变形能力折减系数 F_2 (F_1 与 F_2 的取值可能不同)。从黄土隧道稳定性储备的含义,并考虑最不利原则,确定隧道安全系数 F_s 为

$$F_s = \min(F_1, F_2) \quad (5)$$

大量实践亦表明,隧道开挖造成黄土围岩内应力重分布,细观上表现为内部原处于稳定的黄土颗粒状态改变,结构重组等,从而引起黄土力学性质发生改变,体现为粘聚力、内摩擦角、弹性模量和泊松比等参量的改变。因此开挖引起围岩强度和抵抗变形能力劣化现象亦可用上述参变量变化规律表征。

由 Coulomb 定律可知,影响抗剪强度的主要因素为粘聚力 c_0 和内摩擦角 φ_0 ;而影响抵抗变形能力的主要因素不仅包括粘聚力 c_0 和内摩擦角 φ_0 ,还应有弹性模量 E_0 和泊松比 μ_0 。则式(3)、式(4)可以进一步表示为

$$S_0 = \frac{S_1}{F_s} = s\left[\frac{\tau_1(c_0, \varphi_0)}{F_1}, \frac{u_1(c_0, \varphi_0, E_0, \mu_0)}{F_2}\right] \quad (6)$$

由于 F_1 和 F_2 为任意大于0的常数,则式(6)可进一步整理为

$$S_0 = \frac{S_1}{F_s} = s\left[\frac{c_0}{F_c}, \frac{\varphi_0}{F_\varphi}, \frac{E_0}{F_E}, \frac{\mu_0}{F_\mu}\right] \quad (7)$$

根据式(5),相应的安全系数 F_s 即为

$$F_s = \min(F_c, F_\varphi, F_E, F_\mu) \quad (8)$$

式中: F_c 、 F_φ 、 F_E 、 F_μ 分别为粘聚力、内摩擦角、弹性模量和泊松比的折减系数。

2.1 高地应力黄土隧道稳定性储备分析试验基础

由黄土隧道安全系数的定义可知,选取的力学模型应能较好地反映高地应力下黄土的力学行为,才能获得较为真实的抗剪强度和抵抗变形能力(或变形场)。将山西平阳高速公路某处 Q_3 黄土制成3种试样:原状黄土、重塑黄土和饱和重塑黄土,分别对其进行三轴试验。图1给出了围压 $\sigma_3 = 300$ kPa 时其应力-应变拟合曲线。

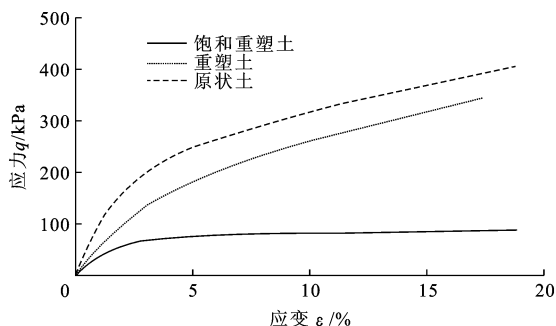


图1 黄土应力-应变关系

Fig. 1 Stress-strain relationship of loess

3种试样在图中的差异也直接反映出了高围压下原状黄土结构性对其力学行为的影响;图示原状黄土的应力-应变关系能用双曲线较好拟合,而饱和和重塑黄土更类似于理想弹塑性材料。大量试验也

表明,在围压较大(一般不小于 250 kPa)时,黄土(Q_3 、 Q_4)的应力-应变关系能较好地被双曲线拟合,而且中国的黄土隧道多修建于 Q_3 、 Q_4 黄土中,可见选取双曲线模型更为合适,应用更加广泛。

由于在地下洞室和隧道开挖过程中,岩体处于围压卸荷状态,研究黄土隧道稳定性的意义在于黄土在围压卸荷时的力学特性。针对山西平阳高速公路阳曲段原状 Q_3 黄土制成的试样(重塑黄土和原状黄土)进行室内围压卸荷试验。卸荷的起始应力 $\sigma_1 = 6\ 537.2$ kPa; $\sigma_2 = \sigma_3 = 750$ kPa。图 2 给出了在卸荷过程中原状黄土试样抗剪强度与围压之间的关系。

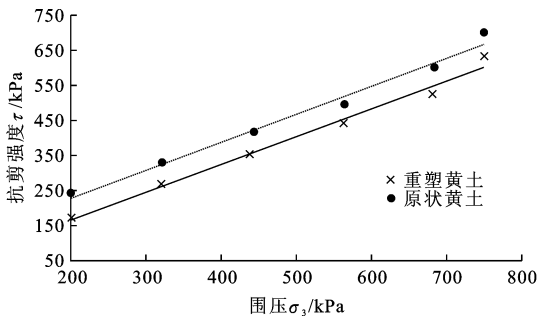


图 2 抗剪强度与围压的关系

Fig. 2 Relationship between shear strength and confining pressure

图 2 中显示出在围压卸荷试验中,原状黄土和重塑黄土呈现出不同的抗剪强度,但是抗剪强度与围压之间仍均可近似线性拟合,则对于黄土隧道开挖而言,其围岩的抗剪强度仍应具有相似的规律。

图 1 也揭示了高围压下原状黄土的切线模量在应力路径上不断衰减的规律,对于黄土隧道而言,该规律的物理意义为:开挖使围岩(原本处于稳定状态的)中任一点的变形由 0 逐渐增大,而整个过程中变形并非线性变化,因为切线模量逐渐减小,则围岩抵抗变形能力也逐渐劣化,所以在获取黄土围岩较为真实的变形场时,需考虑其抵抗变形能力的衰减。

可见本文研究黄土隧道稳定性分析方法考虑黄土围岩强度和抵抗变形能力的思想是可行且符合实际的。

2.2 折减系数的确定

当不考虑非饱和等因素的影响,黄土抗剪强度仍可用 Coulomb 定律表示,即

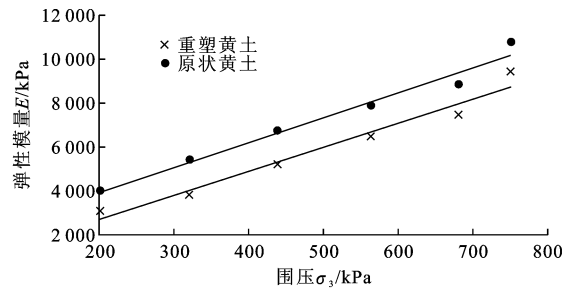
$$\tau_1 = c_0 + \sigma \tan(\varphi_0) \quad (9)$$

由强度折减法基本原理^[19],将 c_0 和 $\tan(\varphi_0)$ 分别折减 F_1 ,折减为 c_0/F_1 和 $\tan(\varphi_0)/F_1$,即

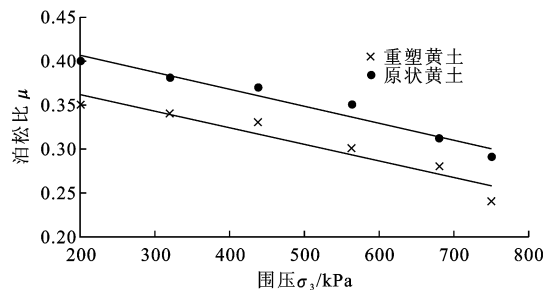
$$\frac{\tau_1}{F_1} = \frac{c_0}{F_1} + \sigma \frac{\tan(\varphi_0)}{F_1} \quad (10)$$

式(10)从黄土围岩抗剪强度方面,表征了开挖隧道过程中围岩抗剪强度的衰减原理,从而反映了该围岩的强度储备。

图 3 (a)、(b)列出了该试验中围压不低于 200 kPa 时,切线模量和泊松比与围压关系的拟合规律。由图可知,虽然 2 种试样对应了不同切线模量和泊松比的值,但是所得规律却无明显差异,切线模量与围压仍能用线性方程拟合,并且随着围压减小;泊松比虽然也能线性拟合,但是却随围压卸荷而增大。图示切线模量与泊松比随围压减小呈现出的规律性变化,也间接反映出开挖隧道过程中黄土围岩抵抗变形能力劣化的现象。于是本文尝试运用原状黄土在围压卸荷试验中的拟合规律来研究高地应力下黄土隧道围岩内弹性模量和泊松比折减系数的取值。



(a) 弹性模量与围压的关系



(b) 泊松比与围压的关系

图 3 围压卸荷时弹性模量、泊松比变化规律

Fig. 3 Change law of elastic modulus and poisson ratio under confining pressure unloading

抗剪强度 τ_1 的拟合线性表达式为

$$\tau_1 = b_1 + a_1 \sigma_3 \quad (11)$$

弹性模量 E 和泊松比 μ 的拟合表达式为

$$\begin{cases} E = b_2 + a_2 \sigma_3 \\ \mu = b_3 + a_3 \sigma_3 \end{cases} \quad (12)$$

将式(11)、式(12)化简合并,得

$$\begin{cases} E + \left(\frac{a_2}{a_1} b_1 - b_2 \right) = \frac{a_2}{a_1} \tau_1 \\ \mu + \left(\frac{a_3}{a_1} b_1 - b_3 \right) = \frac{a_3}{a_1} \tau_1 \end{cases} \quad (13)$$

式中: a_1 、 a_2 、 a_3 、 b_1 、 b_2 、 b_3 均为试验拟合系数,不同地区的黄土均可通过三轴试验确定,则可令

$$\begin{cases} E_0 = E + \left(\frac{a_2}{a_1} b_1 - b_2 \right) \\ \mu_0 = \mu + \left(\frac{a_3}{a_1} b_1 - b_3 \right) \end{cases} \quad (14)$$

式中: E_0 、 μ_0 分别为初始弹性模量和初始泊松比。

则式(13)变为

$$\begin{cases} E_0 = \frac{a_2}{a_1} \tau_1 \\ \mu_0 = \frac{a_3}{a_1} \tau_1 \end{cases} \quad (15)$$

由此可知,根据强度折减法原理,当黄土抗剪强度按折减系数 F_1 进行折减后,初始弹性模量和泊松比也将随之发生变化,则对抗剪强度和初始弹性模量进行等比例折减和初始泊松比相应增大,能较好地拟合高地应力下黄土围岩抗剪强度和抵抗变形能力的劣化过程。

由上述分析可知,高地应力下黄土隧道安全系数 F_s 为

$$F_s = \min(F_c, F_\varphi, F_E, F_\mu) = F_1 \quad (16)$$

本文方法物理意义上既考虑了围岩的强度影响,又考虑了抵抗变形能力的相关变化,并通过折减强度参数和变形参数而应用。

2.3 方法计算原理及过程

图 4 给出了满足双曲线应力-应变关系的黄土隧道稳定性储备的计算原理及其物理含义。假设 (τ_0, ϵ_0) 为双曲线上某一点,即表示该黄土隧道的实际应力应变状态;图中水平线为渐近线,反映了黄土的极限强度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult1}$ (可由 c, φ 求得);当折减粘聚力 c 和内摩擦角 φ 减小时,图中水平渐近线 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult1}$ 不断递减,与强度折减法原理基本一致。但是从图中发现,若仅改变强度,在保持初始弹性模量 E_0 不变的情况下(如图中 OA 所示),若使 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult1} \rightarrow (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult3}$ 使得应力状态接近于 σ_0 ,将出现 $\epsilon_1 \neq \epsilon_0$;而此时将初始弹性模量 E_0 同时折减至 E_2 ,如 OC 所示,那么屈服点应力状态更接近于 (σ_0, ϵ_0) ,虽然图上无法反映出泊松比的折减,但是上节试验已分析了其折减规律。

该方法假定了高地应力下黄土变形强度符合具有非线性硬化特征的双曲线模型,确定黄土隧道稳定性储备的计算过程如图 5 所示。由图 5 可知,该方法与强度折减法在确定安全系数上的迭代思想一致,但本文方法主要根据试验结果选取相应的计算模型及失稳判据,而强度折减法的计算模型为理想

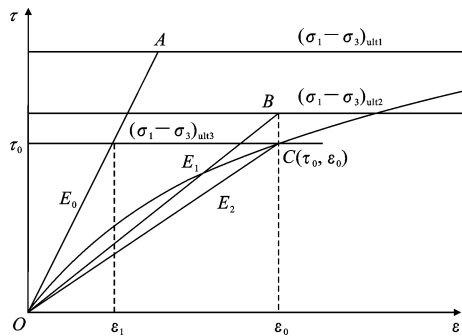
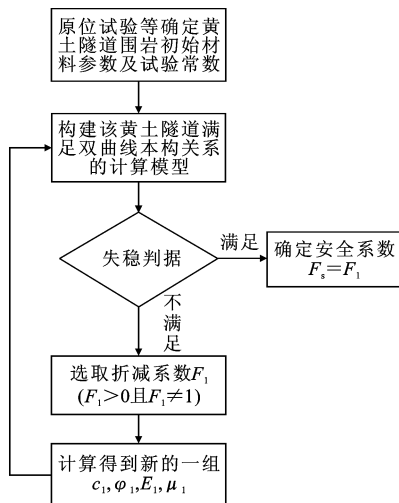


图 4 满足双曲线模型的黄土隧道稳定性储备计算原理
Fig. 4 Theory of calculation of stability reserve in loess tunnel satisfied hyperbolic model



注: $F_1=1$ 为隧道围岩的初始参数;若 $F_1=1$, 隧道处于失稳状态, 则使材料参数增大, 使之处于极限平衡状态, 故此时 $F_1 < 1$ 。

图 5 黄土隧道稳定性储备计算过程
Fig. 5 Computational process of stability reserve in loess tunnel

弹塑性模型,难以反映实际状况,亦无法考虑变形参数对稳定性的影响。

3 黄土隧道稳定性分析

3.1 工程概况与建模

以山西平阳高速公路某隧道深埋段为例,该隧道位于凌井小盆地 Q_3 黄土层中,设计埋深 $C=132$ m,跨度 $D=15$ m,高度 $H=12$ m,圆弧半径 $R=10.2$ m, $R_1=8.7$ mm, $R_2=3.6$ m, $R_3=1.4$ m,偏心角 $\alpha=55^\circ$,洞室特征点位置及简化模型如下页图 6 所示(1、2、3 点)。对 3 个特征点进行竖向位移(亦称垂直位移)监测。

数值分析时黄土围岩的应力-应变关系用双曲线进行拟合^[20],具体过程如图 5 所示。材料各向同性且均匀分布,选取的屈服准则为非关联流动的 Mohr-Coulomb 准则^[15]。为进行对比分析,采用强

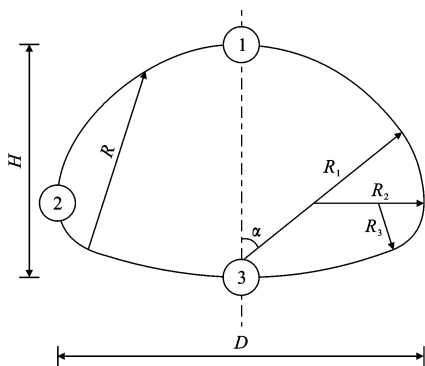


图 6 隧道断面形状
Fig. 6 Tunnel configuration

度折减法时,该隧道围岩材料为理想弹塑性,屈服准则及其他参数均一致。表 1 列出了该处黄土试验测得的初始物理力学参数。模型边界距离隧道中心轴均超过 3 倍跨度,且约束为:左右施加水平约束,底部施加固定约束,上部为自由边界,视为平面应变问题。

表 1 黄土初始物理力学参数

Tab. 1 Initial physics-mechanical parameters of loess				
密度/($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	弹性模量/MPa	泊松比	粘聚力/kPa	内摩擦角/($^{\circ}$)
1 950	5	0.3	43.4	22.0

采用双侧壁导洞开挖,并可分为 3 个阶段:阶段 I 为左导坑;阶段 II 为右导坑;阶段 III 为中间导坑。实际开挖分为 7 个步骤,开挖顺序如图 7 序号所示,采用柔性支护,喷射 C30 早强素(合成纤维)混凝土,充分发挥围岩的承载作用。

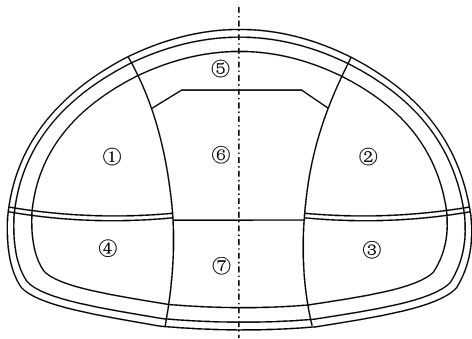


图 7 隧道实际开挖顺序
Fig. 7 Actual sequence of tunnel excavation

3.2 隧道极限状态特征及判断

在仅考虑围岩强度储备能力方面,许多专家提出多种判断隧道处于极限状态的数值试验依据,其中应用较为广泛的有:①塑性区贯通;②围岩特征点的应变或位移突然加速增大;③有限元静力平衡计算出现迭代不收敛^[8]。

由于本文采用双曲线模型拟合黄土应力-应变

关系,所以该隧道的围岩不会产生塑性应变,即不存在塑性区,则上述条件①不适用于本文方法,但是对于强度折减法仍可采用。

大量现场监测发现,围岩可能未发生位移(应变)突变等特征时就已经出现变形过大的现象(即实测数据表明关键点上的变形超过了变形极限),因此,本文采用更接近真实黄土力学行为的模型,使得该隧道变形场的数值分析结果更接近真实的情况。引入两测点间允许位移相对收敛值作为隧道失稳的进一步判定标准,即:当位移(应变)突变且计算不收敛时,若围岩内两特征点间的位移相对收敛值未超过允许极限值,则由突变判定隧道处于极限状态;若两测点间位移相对收敛值在位移(应变)突变前就超过了允许相对收敛值,则以允许相对收敛值判定隧道处于极限状态。

允许位移相对收敛值参考《锚杆喷射混凝土支护技术规范》(GB 50086—2001)选取,如表 2 所示。

表 2 规范推荐的洞周位移允许相对收敛值

Tab. 2 Allowable convergence displacement according to specification			
围岩级别	不同埋深 C(m) 的 β 值/%		
	$C < 50$	$50 \leq C \leq 300$	$C > 300$
Ⅲ	0.10~0.30	0.20~0.50	0.40~1.20
Ⅳ	0.15~0.50	0.40~1.20	0.80~1.80
Ⅴ	0.20~0.80	0.60~1.60	1.00~3.00

隧道两测点间允许位移相对收敛值 β 可表示为

$$\beta = \left| \frac{\Delta u}{X} \right| \times 100\% \tag{17}$$

式中: β 由表 2 确定,根据埋深进行线性插值; X 为两测点间的距离; Δu 为两测点间相对位移。

3.3 计算结果对比分析

下页图 8 列出了 3 个特征点的垂直位移与折减系数的变化关系,在 3 条曲线上均能找到位移突变点。特征点 1 的位移演化规律(曲线特征)较好地拟合了现场监测数据(下页图 9),且给出的拱顶竖向位移值($v=2.14 \text{ mm}$)与监测值($v=2.39 \text{ mm}$)相差不大,较准确地给出了该黄土隧道拱顶位移值。但是图 8 中 3 个特征点的隧道安全系数值却不相同: $F_{s1}=1.05$; $F_{s2}=1.10$; $F_{s3}=1.17$,这是因为单元间力和变形具有连续性,且逐一传递并迭代计算,致使 3 个特征点判定隧道安全系数值各不相同但差异不大(最大差异率为 11%)。由以上分析可知,本文方法基本不受特征点选取的影响。图 9 也显示在开挖阶段 II 右侧导洞时,现场监测特征点 1 的垂直位移增加较快,在 2009 年 9 月 1 日出现突变点。而且计

算的安全系数也反映了该隧道若仅进行简单的喷射混凝土支护是不能使其自稳的,这也与现场监测结论较为一致。

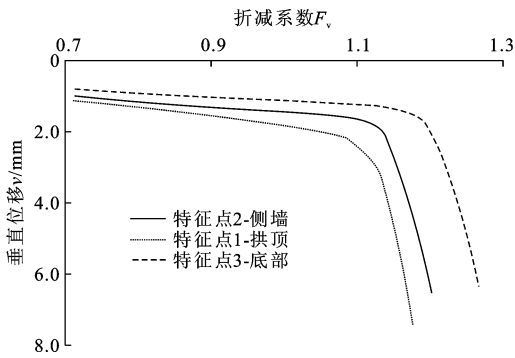


图 8 特征点垂直位移与折减系数关系

Fig. 8 Relationship between displacements of feature points and reduction factor

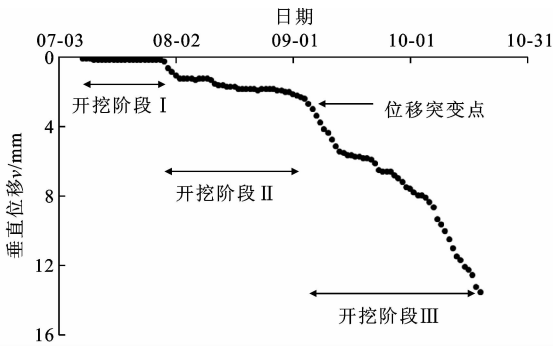


图 9 特征点 1 现场监测数据

Fig. 9 Field measurement of feature point 1

图 10 给出任意 2 个特征点间的位移相对收敛值与折减系数的变化关系。根据地质勘察报告,此处 Q_3 黄土可以认为属于 V 级围岩,且埋深超过 50 m,利用线性插值可知该隧道围岩的允许位移收敛值为 0.928%。由图 10 可知,本文计算的相对收敛值均处于该值之上,所以该隧道应用位移突变判据即可确定安全系数,但是特征点 1、3(以 1-3 表示)之间相对收敛值突变时最接近 0.928%。

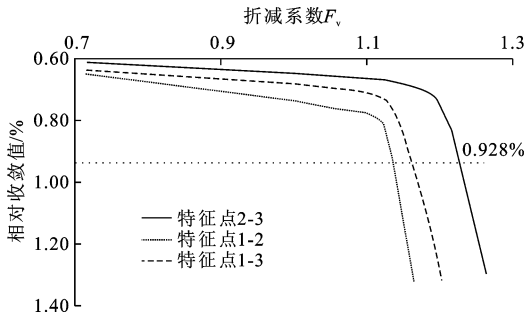


图 10 相对收敛值与折减系数关系

Fig. 10 Relationship between relative convergence and reduction factor

为反映强度折减法和本文方法预测该隧道变形场的差异性,给出特征点上相应的垂直位移,如表 3 所示。当材料不进行折减时(即 F_1 为 1),本文方法对应拱顶、侧墙及拱底特征点相应的垂直位移均与强度折减法结果不同,这是因为所选取的力学模型不同。但是随着折减系数不断增大(即 F_1 为 1.1、1.2),本文方法所给出的垂直位移增量更大,这进一步验证了变形参数劣化对隧道稳定性是有影响的,而强度折减法未考虑抵抗变形能力的劣化,故其位移增量相对更小。当 $F_1=1.2$ 时,本文方法计算位移值增大许多(如特征点 1 对应位移为 13.57 mm),而强度折减法计算结果却未出现突变,这是因为本文方法给出的安全系数即在 1.1~1.2 范围内。

表 3 不同方法计算特征点的垂直位移

Tab. 3 Displacements of feature points calculated by different methods

特征点	强度折减法计算位移值/mm			本文方法计算位移值/mm		
	$F_1=1.0$	$F_1=1.1$	$F_1=1.2$	$F_1=1.0$	$F_1=1.1$	$F_1=1.2$
1	2.07	2.21	2.96	1.81	2.38	13.57
2	1.68	1.79	2.11	1.49	1.79	6.34
3	1.33	1.54	1.83	0.94	1.21	2.06

表 4 给出了本文方法与强度折减法计算该隧道安全系数的相应值。实际上,虽然采用了 3 种看似不同的判据,但是其理论基础是一致的。从表 4 可发现,在不同失稳判据下,强度折减法所给出的安全系数相差较大,且较本文方法对判据更为敏感;而本文方法所给出的值较强度折减法的结果偏小(尤其以允许相对收敛值为判据时,差异率约为 -20.6%),这可能是因为强度折减法仅能考虑强度储备,而无法反映变形劣化对稳定性的影响所致。

表 4 不同失稳判据对应的隧道安全系数

Tab. 4 Safety factors under different instability criteria

失稳判据	强度折减法 F_s	本文方法 F_s	差异率 $\gamma = \frac{F_s - F'_s}{F'_s} \times 100/\%$
位移突变	1.22	1.05	-10.3
允许相对收敛值	1.41	1.12	-20.6
计算不收敛	1.36	1.21	-11.0

综上分析,本文建议选取拱顶和底部 2 个特征点的位移场来研究隧道稳定性即可达到较为准确的结果,且拱顶沉降是整个洞周点内最大的,具有代表性。

4 结 语

(1)根据强度理论及实际变形规律,构建以应力状态和变形状态为参变量的隧道任一点稳定性状态函数,实现将围岩强度及抵抗变形能力耦合影响引

入其稳定性分析,更好地探讨了实际黄土隧道的稳定性储备。

(2)将现场高地应力原状 Q_3 黄土制样,以重塑黄土和饱和重塑土为参照,进行三轴试验,试验结果表明,采用双曲线力学模型能较好地拟合高地应力黄土力学行为;室内围压卸荷试验结果表明,高地应力下黄土的抗剪强度与围压仍可近似线性拟合,而切线模量在应力路径上呈现不断衰减的规律,进一步验证了本文方法的有效性及其合理性。

(3)根据室内围压卸荷试验结果,拟合得到卸荷过程中强度、弹性模量和泊松比与围压近似线性的变化规律,并得出高地应力下黄土隧道安全系数的计算原理。

(4)对山西平阳高速公路某隧道工程稳定性分析发现,与有限元强度折减法相比,本文方法给出的围岩拱顶位移更接近于实际拱顶变形规律,尽管给出的安全系数值偏小,但该定量描述更接近于实际情况。

(5)影响黄土隧道稳定性的因素可分为内在属性因素和工艺扰动因素,而文中重点探讨了高地应力下围岩强度及抵抗变形能力的内在影响,定量评价隧道稳定性储备,并未考虑支护形式、开挖方式等工艺扰动因素与隧道安全系数间的直接量化关系,而且该方法对复杂地层条件及浅埋黄土隧道的适用性仍需做进一步修正工作,同时为更好评价黄土隧道的稳定性,亦需建立黄土结构性(如湿陷性等)影响下围岩强度和抵抗变形能力劣化的理论关系。

参考文献:

References:

- [1] BROMS B B, BENNERMARK H. Stability of clay at vertical openings[J]. Journal of Soil Mechanics Foundation Division, 1967, 93: 71-94.
- [2] ATKINSON J H, POTTS D M. Stability of a shallow circular tunnel in cohesionless soil[J]. Géotechnique, 1977, 27(2): 203-215.
- [3] 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.
- [4] LECA E, DORMIENX L. Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material[J]. Géotechnique, 1990, 40 (4): 581-606.
- [5] ZYMNIS M, CHATZIGIANNELI S, WHITTLE A J. Effect of anisotropy in ground movements caused by tunneling[J]. Géotechnique, 2013, 63(13): 1083-1102.
- [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] YAMAMOTO K, LYAMIN A V, WILSON D W, et al. Stability of a circular tunnel in cohesive-frictional soil subjected to surcharge loading[J]. Computers and Geotechnics, 2011, 38(4): 504-14.
- [8] YAMAMOTO K, LYAMIN A V, WILSON D W, et al. Stability of dual circular tunnels in cohesive-frictional soil subjected to surcharge loading[J]. Computers and Geotechnics, 2013, 50: 41-54.
- [9] MARSHALL A M, FARRELL R, KLAR A, et al. Tunnels in sands-the effect of size, depth, and volume loss on greenfield displacements [J]. Géotechnique, 2012, 62(5): 385-399.
- [10] MAIR R J, TAYLOR R N, BRACEGIRDLE A. Sub-surface settlement profiles above tunnels in clays[J]. Géotechnique, 1993, 43(2): 315-320.
- [11] 扈世民, 张顶立, 王梦恕. 大断面黄土隧道开挖引起的围岩力学响应[J]. 中国铁道科学, 2011, 32 (5): 50-55.
HU Shi-min, ZHANG Ding-li, WANG Meng-shu. The mechanical response of the surrounding rock caused by the excavation of loess tunnel with large cross section[J]. China Railway Science, 2011, 32(5): 50-55. (in Chinese)
- [12] 王明年, 郭军, 罗禄森, 等. 高速铁路大断面深埋黄土隧道围岩压力计算方法[J]. 中国铁道科学, 2009, 30(5): 53-58.
WANG Ming-nian, GUO Jun, LUO Lu-sen, et al. Calculation method for the surrounding rock pressure of deep buried large sectional loess tunnel of high-speed railway[J]. China Railway Science, 2009, 30 (5): 53-58. (in Chinese)
- [13] 邵生俊, 邓国华. 原状黄土的结构性强度特性及其在黄土隧道围岩压力分析中的应用[J]. 土木工程学报, 2008, 41(11): 93-98.
SHAO Sheng-jun, DENG Guo-hua. The strength characteristics of loess with different structures and its application in analyzing the earth pressure on loess tunnel[J]. China Civil Engineering Journal, 2008, 41 (11): 93-98. (in Chinese)
- [14] 方钱宝, 马建林, 喻渝, 等. 大断面黄土隧道围岩弹性抗力系数、变形模量与压缩模量试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(增2): 3932-3937.