

基于不完全拱效应的隧道预处理机制与计算方法

叶飞¹, 樊康佳¹, 宋京¹, 段智军¹, 贾涛²

(1. 长安大学公路学院, 陕西西安 710064; 2. 北京城建设计发展集团股份有限公司, 北京 100037)

摘要: 隧道开挖中, 掌子面-超前核心土的变形同样会使其周围产生拱效应, 但该种拱效应不同于后方已开挖区域周围的拱效应, 称之为不完全拱效应。不完全拱效应的发挥与预收敛变形和挤出变形有很大的关系, 基于不完全拱效应提出了超前核心土周围围岩压力的计算公式, 此公式与太沙基公式的不同在于考虑了预收敛变形对围岩压力的影响, 并在黏性土的推导中考虑了非垂直滑移面效应, 假定破裂面与垂直方向存在夹角 θ 。算例分析显示, 随着预收敛变形的增加拱顶土压力的变化可分为近线性快速下降、缓慢下降及稳定阶段, 计算土压力随内摩擦角、埋深比及黏聚力的增大而减小, 且在黏性土中随破裂面倾角的增大而增大。在此基础上, 推导了计算基于新意法的超前核心土加固参数的理论计算公式, 结合算例验证了理论公式的适用性, 该公式计算简单, 便于理解, 可用于新意法的初步设计阶段。

关键词: 隧道工程; 不完全拱效应; 超前核心土; 新意法; 理论分析

中图分类号: U 45

文献标识码: A

文章编号: 1000-6915(2017)06-1469-10

The pretreatment mechanism of tunnels and its calculation method based on the incomplete arch effect

YE Fei¹, FAN Kangjia¹, SONG Jing¹, DUAN Zhijun¹, JIA Tao²

(1. School of Highway, Chang'an University, Xi'an, Shaanxi 710064, China; 2. Beijing Urban Construction Design and Development Group Co., Ltd., Beijing 100037, China)

Abstract: In the tunnel excavation, the deformation of the soil core in front of the surface of tunnel excavation may stimulate the arch effect in the surrounding soil ahead of the tunnel face. This kind of arch effect is different from the one produced behind the tunnel face and is called the incomplete arch effect. The performance of the incomplete arch effect is closely related to the pre-convergence deformation and extrusion. The formulas for calculating the soil pressure around the front soil core considering the incomplete arch effect are proposed and are different from Terzaghi formula, because in the proposed method, an angle between the fracture face and vertical direction is assumed and the effect of the pre-convergence deformation on the surrounding soil pressure and the non-vertical sliding surface effect of cohesive soils are taken into consideration. The results show that as the increase of the pre-convergence deformation, the earth pressure exhibits three stages: the rapid near-linear decrease, the slow decrease and the stable ones. The earth pressure decreases with the increase of internal friction angle, thickness-span ratio and cohesion. However, the earth pressure increases with the increase of the angle of rupture surface. The formula for calculating the reinforcement parameters of the front soil core based on

收稿日期: 2016-11-17; **修回日期:** 2017-01-12

基金项目: 国家自然科学基金面上项目(51478044, 51678062)

Supported by the National Natural Science Foundation of China(Grant Nos. 51478044 and 51678062)

作者简介: 叶飞(1977-), 男, 博士, 1999年毕业于西安公路交通大学(现长安大学)隧道与地下工程专业, 现任硕士生导师, 主要从事隧道与地下工程等方面的教学与研究工作。E-mail: xianyefei@126.com

DOI: 10.13722/j.cnki.jrme.2016.1457

ADECO-RS is deduced and its applicability is verified in a case study.

Key words : tunnelling engineering ; incomplete arch effect ; the advanced core soil ; analysis of controlled deformation in rock and soils(ADECO-RS) ; theoretical analysis

1 引言

围岩拱效应是地下工程区别于地上建筑工程的一个显著特点^[1]。目前,关于拱效应的研究主要集中在拱效应在围岩中的影响范围和拱效应的形成机制及过程。研究方法主要有理论分析、模型试验及数值计算。王非和缪林昌^[2]运用莫尔圆推导了土工织物不同挠曲变形时土中剪应力的计算方法,得出不完全发展的土拱效应计算公式。吕伟华等^[3]基于路堤加固提出了“不完全土拱效应”的概念,推导了能够考虑差异沉降发展过程与土工格栅膜效应耦合的计算模型,但计算模型具有一定的局限性,对于路堤填土较高,形成完整形土拱的问题,有待更进一步的研究。加瑞^[4]设计了研究土拱效应的室内挡板下落模型试验,并通过实测模型箱底部的土压力分布情况探讨了砂土拱效应的形成机制。武军等^[5]基于颗粒流椭球体理论,提出了砂土中隧道松动区的计算方法,并对 Terzaghi 松动土压力计算公式进行了改进,改进后的公式可用于砂性地层中深埋地下管道和隧道的垂直土压力的计算。李君等^[6]建立了直径为 1 m 的盾构模型,对于砂地层中盾构隧道掌子面的稳定性开展了研究,从土体应力变化的角度,揭示了随着土拱的形成、发挥和发展过程,开挖面经历了局部失稳到整体失稳的渐进破坏过程。汪成兵和朱合华^[7]通过室内模型试验,研究公路隧道 IV, V 级围岩在不同埋深条件下全断面开挖时的围岩破坏情况,实现了自重应力场作用下毛洞状态时隧道围岩破坏过程的试验模拟,得到拱形塌方和塌穿型塌方 2 种围岩破坏模式。何本国等^[8]采用 FLAC^{3D} 软件,针对不同锚杆支护方案进行了数值模拟并指出:隧道拱效应是控制毛洞洞室稳定的关键。

已有研究成果对拱效应的发展具有十分重要的意义,但同时可以看出,当前关于隧道开挖后围岩拱效应的研究主要是针对掌子面后方临空面周围的围岩压力拱特性,然而,隧道的开挖是一个动态过程,在掌子面通过之前,掌子面-超前核心土的变形同样会引起超前核心土周围围岩的应力重分布,产生拱效应。这种状态下的拱效应不同于隧道开挖完成后临空面周围围岩的拱效应形态,因此有必要

开展相应的研究。

2 新意法的隧道围岩拱效应分析

新意法是意大利学者 P. Lunardi 和 G. Barla^[9]历经多年的探索与实践,在新奥法理论上创立的一套完整的隧道勘察、设计及施工体系。根据新意法的理论,在软弱围岩隧道中,围岩的成拱效应在远离隧道轮廓线的地方形成,而在极端地质条件下,围岩中则根本无拱效应存在。这种情况下,各种预约束和预加固措施就成为了隧道安全掘进的保障。其中,在掌子面到达之前,通过预约束和预加固措施保护和增强掌子面-超前核心土的强度,从而促使拱效应在靠近隧道理论轮廓线区域形成,是新意法的一个重要理念。预约束措施和预加固措施分别如图 1 和 2 所示。

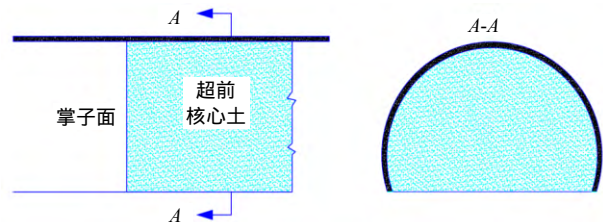


图 1 预约束措施

Fig.1 Prestressing restraint measures

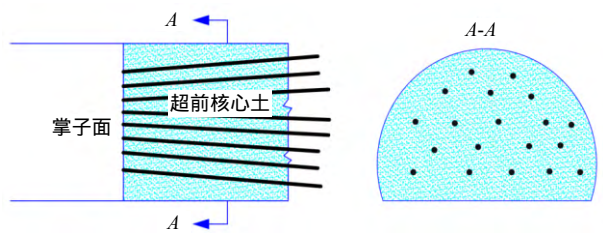


图 2 预加固措施

Fig.2 Pre-reinforcement measures

预约束及预加固措施的存在使得围岩中的应力流向靠近隧道洞壁的方向发展,从而使洞室周围的塑性区减小,但由于这些措施同时限制了围岩的径向位移,导致隧道周围土体虽然发生了松弛但其剪应力并未达到其抗剪强度,成拱效应不能充分发挥,这种情况下的围岩压力介于松散压力与太沙基松动土压力之间,称之为不完全拱效应下的围岩压力。隧道拱效应示意图如图 3 所示。

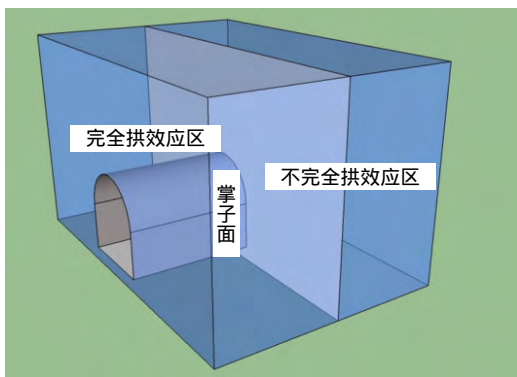


图 3 隧道拱效应示意图

Fig.3 The tunnel arch effect diagram

通过对太沙基理论公式及基于新意法的隧道围岩拱效应的分析提出以下问题进行进一步的探讨：

(1) 掌子面 – 超前核心土的拱效应形态是不同于隧道开挖完成后围岩的拱效应形态，因此有必要开展相应的研究。

(2) 太沙基理论假定拱顶上方潜在破裂面以内的土体处于极限平衡状态，然而在隧道施工中，如果围岩条件较差，围岩的充分变形是不被允许的，此时太沙基理论公式的计算结果偏于不安全。

(3) 在基于新意法的隧道设计施工中，预约束和预加固的强度将直接影响掌子面前方的围岩变形，而超前核心土的变形程度又决定了围岩拱效应的发挥程度。因此，新意法的隧道围岩不完全拱效应的研究，可间接指导超前核心土的约束和加固强度，具有进一步讨论的必要。

(4) 太沙基在计算土中竖向应力时假设滑移面是垂直的，这种假设在砂土和埋深较浅的黏性土中是较为合理的(见图 4^[10])。然而刘燕鹏^[10]的模型试验研究表明，对于埋深稍大的黏性土，破裂面与竖直方向存在一定的夹角(见图 5^[10])。

本文以太沙基理论公式为基础，结合主应力轴旋转理论对不完全拱效应进行分析，进而提出一套

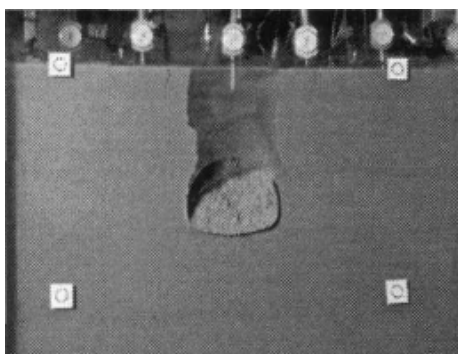


图 4 10 m 埋深时破坏形态^[10]

Fig.4 Failure mode at the depth 10 m^[10]

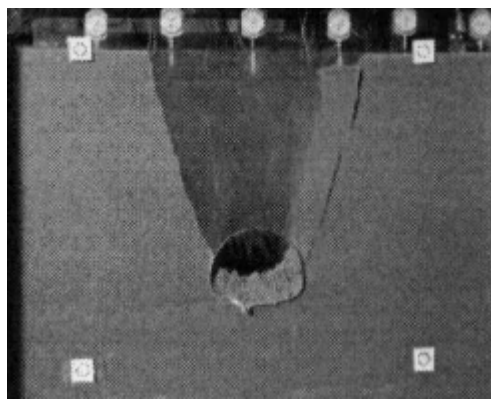


图 5 20 m 埋深时破坏形态^[10]

Fig.5 Failure mode at the depth 20 m^[10]

依靠理论公式确定掌子面 – 超前核心土加固参数的方法。

3 不完全拱效应下土体竖向应力的计算方法

3.1 基本假定

(1) 围岩为各向同性弹塑性体。

(2) 岩体是松散体，但存在一定的黏结力，其强度服从 Mohr-Coulomb 准则。

(3) 假设黏性土隧道开挖后拱顶上方岩体内存在 2 个关于隧道中心线对称的潜在破裂面，破裂面与竖直方向的夹角为 θ ；而无黏性土中破裂面沿竖直方向发展。

(4) 围岩在超前预约束(预加固)的作用下无法充分变形，破裂面以内的收敛变形量在平面内是曲率半径为 R 的弧线，拱顶处的预收敛变形量为 δ ，此时隧道拱顶潜在破裂面以内的岩体剪应力未达到其屈服强度。

3.2 不完全拱效应下土中剪应力的计算方法

图 6 为隧道开挖后不完全拱效应下的围岩应力状态，其中 σ_1 为最大主应力； σ_3 为最小主应力； σ_v 为围岩竖向应力； σ_h 为围岩水平应力； β 为最大主应力与竖直方向的夹角，即隧道开挖前最大主应力方向为竖直方向，隧道开挖后主应力方向发生偏转，偏转角度为 β 。 σ_{ns} 为主应力发生偏转后垂直于破裂面的侧向应力， σ_n 为岩体内剪应力达到其屈服强度时的正应力，则岩体中各应力之间的关系可表示为

$$\tau = (\sigma_h - \sigma_3) \tan \beta \tag{1}$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_v &= \sigma_1 \sin^2 \beta + \sigma_3 \cos^2 \beta \\ \sigma_h &= \sigma_1 \cos^2 \beta + \sigma_3 \sin^2 \beta \end{aligned} \right\} \tag{2}$$

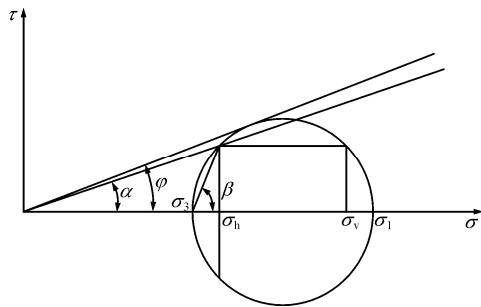


图6 土中应力偏转图示

Fig.6 Soil stress and deflection

根据式(1), (2)可得

$$K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{\sigma_1 \sin^2 \beta + \sigma_3 \cos^2 \beta}{\sigma_1 \cos^2 \beta + \sigma_3 \sin^2 \beta} = \frac{\sin^2 \beta + K_a \cos^2 \beta}{\cos^2 \beta + K_a \sin^2 \beta} \quad (3)$$

式中： K_a 为侧向主动土压力系数。由于隧道开挖，岩体内应力释放，所以 $K_a = \sigma_3 / (\sigma_1 K)$ 。因此有

$$\tau = \frac{K \sigma_v (1 - K_a) \tan \beta}{1 + K_a \tan^2 \beta} = \sigma_h \tan \alpha = K \sigma_v \tan \alpha \quad (4)$$

$$\tan \alpha = \frac{(1 - K_a) \tan \beta}{1 + K_a \tan^2 \beta} \quad (5)$$

由式(4), (5)可知，不完全拱效应下土中剪应力的大小与主应力旋转的角度 β 密切相关，而 β 与预收敛变形量之间存在相应的几何关系(见图7)，计算式为

$$\left. \begin{aligned} \tan \beta &= \frac{2(R - \delta)}{B_R} \\ (R - \delta)^2 &= R^2 - B_R^2 / 4 \\ R &= \frac{2\delta^2 + B_R}{4\delta} \end{aligned} \right\} \quad (6a)$$

其中，

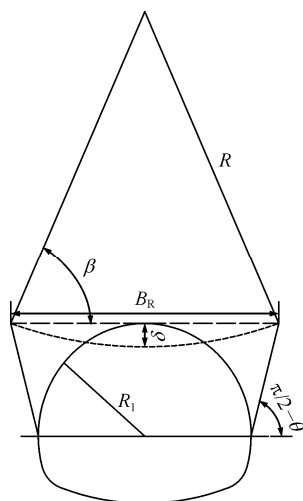


图7 不完全拱效应分析模型

Fig.7 Incomplete arch effect analysis model

$$B_R = 2R_1 + 2R_1 \tan \theta \quad (6b)$$

式中： R_1 为隧道断面半径， R 为破裂面以内预收敛变形弧线的曲率半径， δ 为拱顶处预收敛变形量。

3.3 无黏性土中土体竖向应力的计算方法

如图8所示， φ 为围岩内摩擦角，在垂直纸面方向取单位长度， B_R 为潜在破裂面以内拱顶水平线的宽度， B_h 为任意深度 h 处的微元体宽度，取破裂面以内微元体土条，当 dh 足够小时，假设作用在土条上的剪应力与正应力方向并未随着主应力方向的偏转而发生偏转，由平衡条件 $\sum y = 0$ 得

$$\sigma_v B_h + \gamma B_h dh = (\sigma_v + d\sigma_v) B_h + 2\tau dh \quad (7)$$

其中，

$$\tau = K \sigma_v \tan \alpha$$

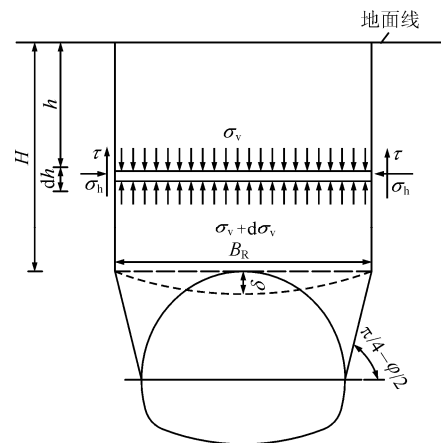


图8 砂土中不完全拱效应计算模型

Fig.8 A model for calculating the incomplete soil arch effect in sand

解微分方程，并代入边界条件： $\sigma_v|_{h=0} = 0$ 可得不完全拱效应下无黏性土中竖向应力表达式：

$$\sigma_v = \frac{\gamma B_R}{2K \tan \alpha} \left[1 - e^{-\frac{2K \tan \alpha h}{B_R}} \right] \quad (8)$$

式中： γ 为围岩重度。

3.4 黏性土中土体竖向应力的计算方法

对于黏性土，由前述假设可知：隧道开挖后围岩中潜在破裂面与竖直方向的夹角为 θ ，如图9所示，由平衡关系可得

$$\sigma_v B_h + \gamma B_h dh = (\sigma_v + d\sigma_v) B_h + 2(\tau + c) dh \quad (9)$$

式中： c 为土体黏聚力。

解微分方程，代入边界条件，可得到不完全拱效应下黏性土中竖向应力的表达式：

$$\sigma_v = \frac{A_1 B_R \frac{K \tan \alpha}{\tan \theta} - 1}{C_1} - \frac{A_2 (B_R + 2h \tan \theta) \frac{K \tan \alpha}{\tan \theta} - 1}{C_1} \quad (10a)$$

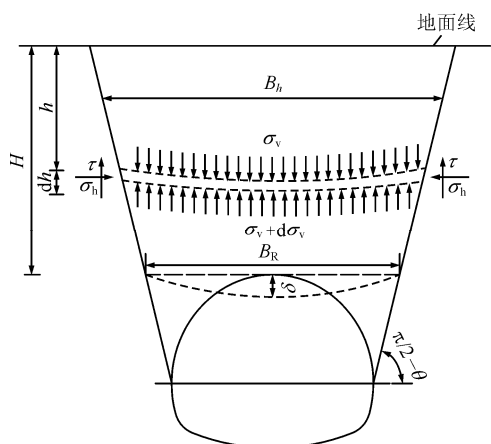


图 9 黏性土中不完全拱效应计算模型

Fig.9 A model for calculating the incomplete arch effect in clayey soil

其中，

$$\begin{aligned}
 A_1 &= 2cB \tan \theta + 2cK B \tan \alpha - \gamma B^2 K \tan \alpha \\
 A_2 &= 2cB \tan \theta + 2cK B \tan \alpha - \gamma B^2 K \tan \alpha - (4c \tan^2 \theta + \\
 &\quad 4cK \tan \alpha \tan \theta - 4\gamma K \theta h^2 \tan \alpha \tan^2 \theta) h \\
 C_1 &= (2K^2 \tan^2 \alpha + 2K \tan \alpha \tan \theta)(b + 2htan \theta) \frac{K \tan \alpha}{\tan \theta}
 \end{aligned}
 \tag{10b}$$

式中：B 为隧道跨度。

4 算例及分析

4.1 无黏性土理论公式算例分析

为验证本文计算公式的适用性，取加瑞^[4]中采用 PFC^{2D} 软件对松动土压力的颗粒流模拟结果及太沙基公式计算结果进行对比，计算参数列于表 1，计算结果如图 10 所示，结果表明，本文计算公式与加瑞颗粒流模拟结果所显示的预收敛变形量与土压力之间具有相同的变化关系，只是在数值上略有差异；而太沙基公式计算结果与颗粒流结果在预收敛变形量较大时的数值非常吻合，但其无法反映预收敛变形量对土压力的影响，具有一定的局限性。

表 1 无黏性土计算参数

Table 1 Parameters of cohesionless soil

重力密度/(kN · m ⁻³)	内摩擦角/(°)	埋深比(H/B)
26.3	41.8	2.5

图 11 为无黏性土中不同埋深比下土压力与预收敛变形的关系曲线，可以看出，随着预收敛变形量的增加，隧道拱顶土压力的变化可分为 3 个阶段：第 1 阶段为近线性快速下降阶段，这一阶段隧道拱

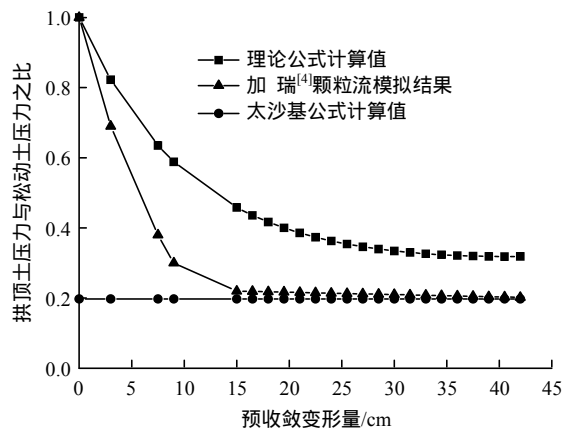


图 10 无黏性土中不完全拱效应下土压力变化图

Fig.10 Soil pressure variation under the incomplete arch effect in cohesionless soil

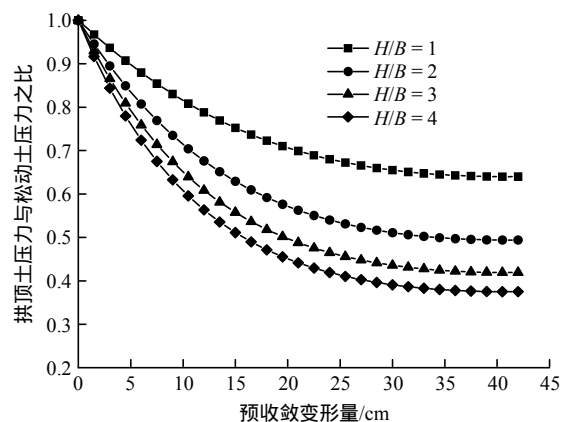


图 11 无黏性土中不同埋深比下土压力与预收敛变形的关系曲线

Fig.11 Curves of soil pressure and the pre-convergence deformation at the different tunnel depths in cohesionless soil

顶土压力随预收敛变形量的增加呈近线性关系，且斜率较大；第 2 阶段为近线性缓慢下降阶段，此阶段曲线的斜率有较大的减小；第 3 阶段为稳定阶段，这一阶段随着预收敛变形量的增加，拱顶土压力的值逐渐趋于稳定。

由以上计算分析可知，在算例条件下，当拱顶下沉量为 $\delta = 30$ cm 左右时，土压力的变化已不再明显，此时可认为土中剪应力已接近其抗剪强度，土中拱效应已完全发挥，取 $\delta = 30$ cm 计算土压力与埋深比和内摩擦角的关系如图 12 和 13 所示。

图 12 和 13 分别为无黏性土中拱顶下沉量一定时埋深比和内摩擦角的变化对隧道拱顶土压力的影响情况。可以看出，随着埋深比的增加，隧道拱顶土压力逐渐减小，并趋于稳定，这说明了当土体充分下移后，埋深比越大，拱效应的发挥越充分，但当埋深比增大到一定程度后，这种效应不再明显；

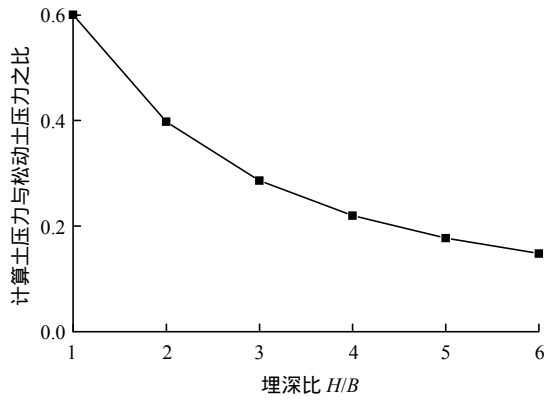


图 12 无黏性土中 $\delta = 30\text{ cm}$ 时埋深比与土压力关系曲线

Fig.12 Curve of buried depth ratio vs soil pressure in cohesionless soil($\delta = 30\text{ cm}$)

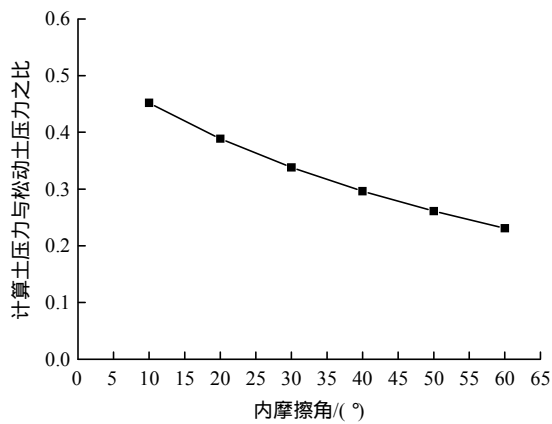


图 13 无黏性土中 $\delta = 30\text{ cm}$ 时内摩擦角与土压力关系曲线

Fig.13 Curve of internal friction angle vs soil pressure in cohesionless soil($\delta = 30\text{ cm}$)

同时，内摩擦角越大，拱效应的发挥也越充分。

4.2 黏性土理论公式算例分析

对于黏性土，取刘燕鹏^[10]模型试验中的围岩参数及试验中清渣前隧道破裂面倾角值进行计算分析，具体计算参数列于表 2。

表 2 黏性土计算参数

Table 2 Parameters of clay

重力密度/($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	内摩擦角/(°)	黏聚力/kPa	破裂面倾角/(°)
17.5	30.8	1.96	8.5

图 14 为黏性土中不同埋深比下土压力与预收敛变形的关系曲线，由图 14 可知，随着拱顶下沉量的增加，土压力的变化规律与无黏性土一致，只是拱顶下沉量增加到一定值后，稳定土压力值略小于无黏性土。同时，埋深比与不完全拱效应下的土压力关系也与无黏性土呈现出相同的规律。

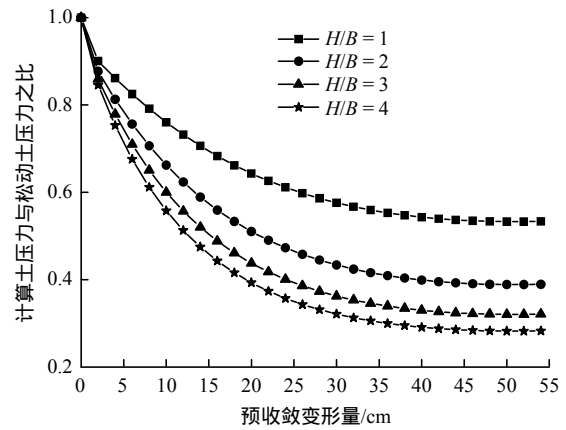


图 14 黏性土中不同埋深比下土压力与预收敛变形的关系曲线

Fig.14 The curve of soil pressure and the pre-convergence deformation at the different tunnel depths in clay

图 15 为不同黏聚力时土压力与拱顶下沉的关系曲线，图 16 为黏聚力与土压力的关系曲线，由图 15 和 16 可知，随着土体黏聚力的增大，拱顶土压力逐渐减小，且近似呈线性关系。

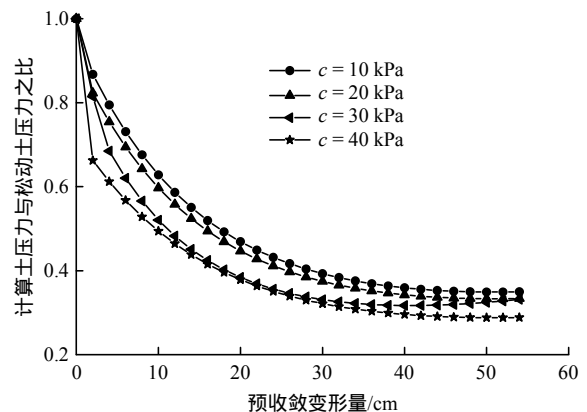


图 15 不同黏聚力时土压力与拱顶下沉量的关系曲线

Fig.15 Curves of soil pressure vs vault crown settlement under the different cohesion forces

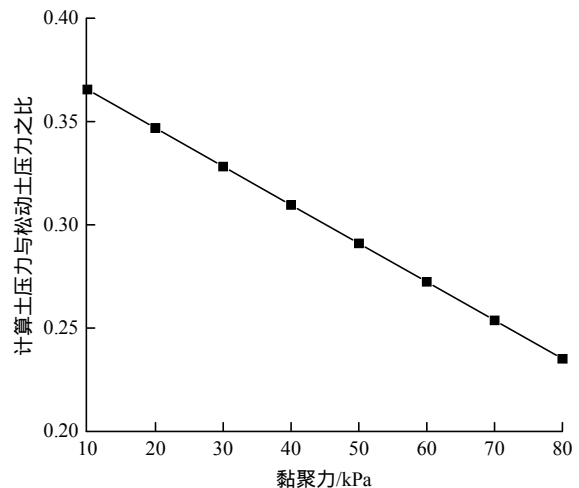


图 16 $\delta = 35\text{ cm}$ 黏聚力与土压力的关系曲线

Fig.16 Curve of cohesion force vs soil pressure($\delta = 35\text{ cm}$)

图 17 为黏性土中 $\delta = 35\text{ cm}$ 时破裂面倾角与土压力的关系曲线图，由图 17 可知，破裂面倾角越大，拱顶土压力值也越大。但是，破裂面倾角的取值还没有专门的研究，根据刘燕鹏^[10]的模型试验结果，本文建议对于 IV, V 级围岩的浅埋隧道可取 $\theta = 5^\circ \sim 15^\circ$ 。

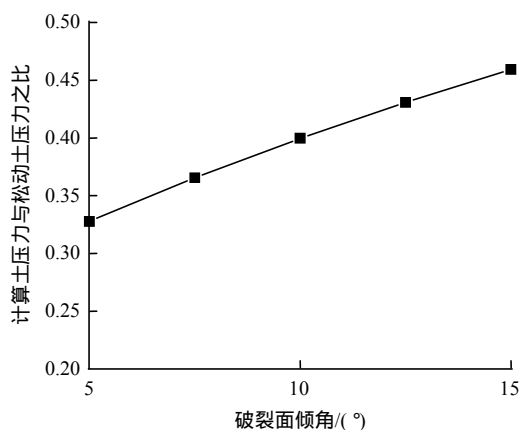


图 17 黏性土中 $\delta = 35\text{ cm}$ 时破裂面倾角与土压力的关系曲线
Fig.17 Curve of inclination angle of fracture surface vs soil pressure in clay ($\delta = 35\text{ cm}$)

5 基于新意法的隧道预处理机制及计算方法

超前核心土的保护性和加固性干预措施是重要的处置措施，但一直以来其加固参数都只能借助数值模拟的手段进行计算^[11]，本文基于不完全拱效应，给出加固参数的理论计算方法。

5.1 计算模型及公式推导

5.1.1 超前核心土加固间距的确定

如图 18 所示，隧道开挖后掌子面前方超前核心土周围的土压力是造成掌子面发生挤出变形，甚至破坏坍塌的主要原因。

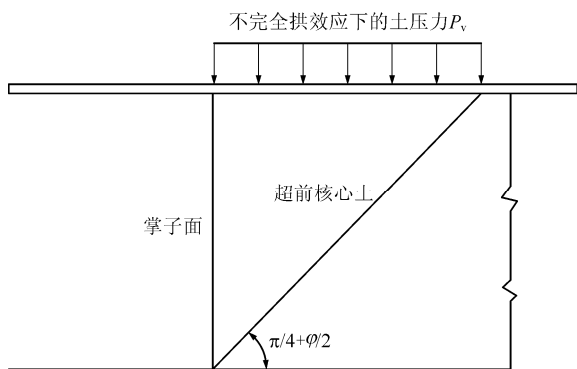


图 18 掌子面破坏图示
Fig.18 Failure of tunnel face

假设超前核心土的破坏模式为剪切破坏，符合 Mohr-Coulomb 准则，破坏面与水平面的夹角为 $\pi/4 + \varphi/2$ ，且以掌子面最底部为起始位置。 G_{bol} , M_{bol} 分别为加固超前核心土的剪切模量和剪切刚度， E_{bol} , K_{bol} 分别为加固超前核心土的弹性模量和抗压(抗拉)刚度，根据材料力学相关知识可得

$$\left. \begin{aligned} K_{bol} &= E_{bol} A_1 \\ G_{bol} &= \frac{E_{bol}}{2(1 + \nu')} \\ M_{bol} &= G_{bol} A_2 \\ \nu' &= \frac{1}{2}(1 - \sin \varphi') \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

式中： A_1 为截面惯性矩， A_2 为受剪截面面积， ν' 为加固超前核心土的泊松比， φ' 为加固超前核心土的内摩擦角。

根据 A. A. Maricee 等^[12]有

$$K_{bol} = \frac{1}{S_t S_l \left(\frac{4L_{bol}}{\pi \phi^2 E_{st}} + Q \right)} \quad (12)$$

式中： S_t , S_l 分别为锚杆的纵向和横向间距； L_{bol} 为锚杆加固长度； ϕ 为锚杆直径； E_{st} 为锚杆的弹性模量； Q 为锚杆、锚头、垫板等受力变形特征的有关常数。

P. B. Attewell 和 J. B. Boden^[13]通过试验研究发现，当黏土所受总垂直压力为黏土不排水剪切强度的 4.5 倍时，挤出变形的加速度速率最大，此时超前核心土刚好处于极限状态。根据材料力学原理可得

$$\tau = \varepsilon M \quad (13)$$

式中： τ 为加固超前核心土的抗剪强度， ε 为极限平衡状态下超前核心土沿破坏面方向上的变形量， M 为超前核心土的剪切刚度。

由前述分析可知：

$$\left. \begin{aligned} \tau &= P_v / 4.5 \\ \varepsilon &= \delta_x / \cos(\pi/2 + \varphi'/2) \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

式中： δ_x 为掌子面允许的挤出变形量； R 为掌子面影响半径，即超前核心土的加固范围； P_v 为不完全拱效应下的土压力(见图 18)。

代入式(14)可得

$$\frac{\delta_x}{\cos(\pi/2 + \varphi'/2)} = \frac{P_v}{4.5 M_{bol}} \quad (15)$$

将式(11)和(12)代入式(15)可得

$$\frac{\delta_x}{\cos\left(\frac{\pi}{2} - \frac{\varphi'}{2}\right)} = \frac{2P_v A_1 \left[1 + \frac{1}{2}(1 - \sin\varphi')\right]}{4.5A_2} \cdot S_1 S_1 \left(\frac{4L_{bol}}{\pi\phi^2 E_{st}} + Q\right) \quad (16)$$

φ' 可根据 B. Indraratna 和 P. K. Kaiser^[14] 提出的锚杆加固围岩等效参数计算公式得到：

$$\varphi' = \sin^{-1} \left[\frac{(1 + \sin\varphi)\alpha + 2\sin\varphi}{(1 + \sin\varphi)\alpha + 2} \right] \quad (17)$$

式中： α 为锚杆密度因子，且 $\alpha = \frac{2\pi\phi\eta}{S_1 S_1}$ ， η 为锚杆和岩石之间的摩阻系数，与锚杆表面的粗糙程度有关，使用非螺纹锚杆时，取 $\eta = \tan(\varphi/2)$ ，使用螺纹锚杆时，取 $\eta = \tan\varphi$ 。

假设锚杆为梅花形布设，纵向间距和横向间距相等，则锚杆布设的间距 S 可表示为

$$S = \left\{ \frac{4.5A_2 \delta_x}{2P_v A_1 \left[1 + \frac{1}{2}(1 - \sin\varphi')\right] \cos\left(\frac{\pi}{2} + \frac{\varphi'}{2}\right) \left(\frac{4L_{bol}}{\pi\phi^2 E_{st}} + Q\right)} \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (18)$$

5.1.2 超前核心土加固区域的确定

根据新意法的理论，隧道开挖后掌子面影响区域在平面内是以掌子面中心为圆心， R_p 为半径的圆形区域，要保证隧道开挖过程中掌子面的稳定，应尽量保证掌子面影响区域内的超前核心土处于弹性变形范围内，据此确定锚杆长度 L_{bol} R_p $1.5B$ 。

另外，为保证加固影响范围能够深入隧道理论轮廓面以外，锚杆布设时应预留一定的外插角，一般为 $2^\circ \sim 5^\circ$ 。

由于隧道的开挖在纵向上是一个动态推进的过程，随着隧道的开挖，加固区域必然逐渐减小，未加固区域逐渐增大，因此在加固区域减小为 0 之前必须进行下一循环的加固工作，此时，如何确定下一循环的加固时机成为避免掌子面破坏的关键。

根据之前的假设及图 18 可知，掌子面 - 超前核心土为剪切破坏，破裂面与水平方向的夹角为 $\pi/4 + \varphi/2$ ，则最小加固长度(搭接长度)应不小于掌子面到破裂面边缘之间的最大距离，那么由图 18 可得

$$L_1 = D \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2}\right) \quad (19)$$

式中： L_1 为超前核心土最小加固长度(搭接长度)， D 为隧道开挖高度。

5.2 实例计算分析

武广客运专线浏阳河隧道过河段全长 362 m，隧道开挖断面接近 170 m^2 。隧道埋深最浅处仅为 19.1 m，且河底段位于一向斜核部，围岩破碎、透水性强，施工时极易发生拱部掉块、坍塌，最终导致涌水突泥。

隧道过河段在施工中设置了长度为 90 m 的岩土控制变形分析法试验段，经过数值计算和模型试验的验证后，研究人员最终确定了以超前管棚和注浆锚杆为主的预约束及预加固措施，其中超前管棚长 18 m，掌子面 GFRP 注浆锚杆长 18 m，密度为每 8 m^2 安装 1 根，搭接长度均为 5.4 m。掌子面每循环开挖进尺 1.8 m。试验结果表明，超前预加固及预约束措施明显增强了围岩稳定性，相比传统的分部开挖法既保证了施工安全又提高了施工效率。

为验证本文公式的适用性，基于不完全拱效应计算作用于超前核心土上的垂直土压力，根据陈涛等^[15]现场量测得到的挤出变形计算掌子面 - 超前核心土 GFRP 注浆锚杆的加固参数。围岩参数列于表 3。GFRP 注浆锚杆的物理力学参数列于表 4^[15]。

表 3 隧道工程背景及围岩基本参数
Table 3 Basic parameters of surrounding soil

围岩	隧道埋深/m	跨度/m	隧道断面/ m^2	容重/ $(\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	黏聚力/kPa	内摩擦角/ $(^\circ)$	泊松比	弹性模量/MPa
老黄土	19.25	15	168	20	35	25.6	0.3	45

表 4 玻璃纤维锚杆的物理力学参数^[15]

Table 4 Physical and mechanical parameters of glass fiber bolt^[15]

材料	长度/m	直径/cm	屈服强度/MPa	弹性模量/GPa
玻璃纤维锚杆	18	10.8	600	40

为得到不完全拱效应下作用于超前核心土上的垂直土压力，应先计算超前核心土的预收敛变形，由于加固后的超前核心土处于弹性变形范围内，预收敛变形与挤出变形之间的关系可近似表示为

$$\delta_x = -\nu' \delta_y \quad (20)$$

式中： δ_y 为预收敛变形量。

将预收敛变形量及表 3 中的围岩参数代入式(10a)

可求出作用于超前核心土上的围岩压力 $P_v = 0.282$ MPa。将 P_v ，挤出变形量、围岩及锚杆的物理力学参数代入式(18)可求得相应变形量下 GFRP 注浆锚杆加固超前核心土的间距 $S = 1.42$ m。

相比旷文涛^[16]中约 2.5 m×2.5 m 布置间距，本文计算的锚杆布置间距更小，这是由于现场施工时，布设玻璃纤维锚杆加固超前核心土的同时在掌子面前方理论轮廓面周围还施作了超前管棚保护超前核心土。超前管棚的作用主要为承担作用于超前核心土上的垂直土压力，假设超前管棚承担了 60% 的垂直土压力，则将式(10a)的 P_v 值进行折减重新代入式(18)可得 $S = 2.21$ m，这与现场的加固参数已非常接近。

将相关参数代入式(19)可得该隧道超前核心土加固的搭接长度 $L_1 = 6.06$ m，实际施工中，加固超前核心土的搭接长度 $L_1 = 5.4$ m，这是由于破裂面的起始位置可能并不在掌子面最底部，而是在掌子面底部以上的某个位置。

因此可认为本文中计算掌子面—超前核心土加固参数的公式具有一定的适用性。

6 结 论

本文分析了隧道工程围岩拱效应的发展现状，提出了基于不完全拱效应的超前核心土周围围岩压力计算公式。在此基础上，推导了基于新意法的超前核心土加固参数的理论计算公式，结合算例验证了理论公式的适用性，并得出了以下主要结论：

(1) 不同于掌子面后方临空面周围围岩中的拱效应，超前核心土周围围岩中拱效应的发挥程度与预收敛变形及挤出变形有很大的关系。

(2) 随着预收敛变形量的增加，隧道拱顶土压力的变化可分为 3 个阶段：第 1 阶段为近线性快速下降阶段，这一阶段隧道拱顶土压力随预收敛变形量的增加呈近线性关系，且斜率较大；第 2 阶段为近线性缓慢下降阶段，此阶段曲线的斜率有较大的减小；第 3 阶段为稳定阶段，这一阶段随着预收敛变形量的增加，拱顶土压力的值逐渐趋于稳定。

(3) 本文推导的不完全拱效应下土压力的计算公式考虑了预收敛变形(拱顶下沉量)对围岩压力的影响，除此之外，其余参数对土压力的影响与太沙基公式基本相同，即土压力随埋深的增加减小，并

趋于一个稳定值；土压力的大小随内摩擦角的增大而减小，且随黏聚力的增大也逐渐减小。

(4) 本文在推导黏性土中不完全拱效应下的土压力计算公式时，考虑了非垂直滑移面效应，假定土体破坏时的破裂面与垂直方向存在一个夹角 θ ，计算结果显示，土压力的大小随破裂面倾角的增大而增大。

(5) 通过实例计算，验证了基于不完全拱效应推导的超前核心土加固参数理论计算公式的适用性，该公式虽然假设较多，但计算简单，便于理解，可用于基于新意法设计施工的隧道工程的初步设计阶段。

(6) 本文推导的计算超前核心土加固参数的计算公式中假设加固后的超前核心土是各向同性材料，挤出变形与预收敛变形的关系也是在此基础上进行计算的，而实际工程中挤出变形和预收敛变形量受围岩完整性的影响较大。同时，关于超前核心土破裂面的假设也存在不确定性，这些方面的不足仍需进一步的研究。

参考文献(References)：

- [1] 李奎. 水平层状隧道围岩压力拱理论研究[博士学位论文][D]. 成都：西南交通大学，2010.(LI Kui. Pressure arch theory study of horizontal bedded tunnel surrounding rock[Ph. D. Thesis][D]. Chengdu：Southwest Jiaotong University, 2010.(in Chinese))
- [2] 王非，缪林昌. 落水洞上覆路堤土工加固设计新方法[J]. 东南大学学报，2009，39(6)：1 217-1 221.(WANG Fei, MIAO Linchang. New design method of geosynthetic-reinforced embankment over sinkholes[J]. Journal of Southeast University, 2009, 39(6)：1 217-1 221. (in Chinese))
- [3] 吕伟华，缪林昌，王非. 基于不完全土拱效应的土工格栅加固机制与设计方法[J]. 岩石力学与工程学报，2012，31(3)：632-639.(LU Weihua, MIAO Linchang, WANG Fei. Mechanism of geogrid reinforcement based on partially developed soil arch effect and design method[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, 31(3)：632-639.(in Chinese))
- [4] 加瑞. 盾构隧道垂直土压力松动效应的研究[硕士学位论文][D]. 南京：河海大学，2007.(JIA Rui. Study on relaxation effect of vertical pressure for shield tunnel[M. S. Thesis][D]. Nanjing：Hohai University, 2007.(in Chinese))
- [5] 武军，廖少明，张迪. 基于颗粒流球体理论的隧道极限松动区与松动土压力[J]. 岩土工程学报，2013，35(4)：714-721.

- (WU Jun, MIAO Shaoming, ZHANG Di. Loosening zone and earth pressure around tunnels in sandy soils based on ellipsoid theory of particle flows[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(4): 714–721.(in Chinese))
- [6] 李君, 陈仁朋, 孔令刚. 干砂地层中盾构开挖面失稳模式及土拱效应试验研究[J]. 土木工程学报, 2011, 44(7): 142–148.(LI Jun, CHEN Pengren, KONG Linggang. Model test study of the failure mechanism of shallow tunnels in dry sands[J]. China Civil Engineering Journal, 2011, 44(7): 142–148.(in Chinese))
- [7] 汪成兵, 朱合华. 埋深对软弱隧道围岩破坏影响机制试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(12): 2442–2448.(WANG Chengbing, ZHU Hehua. Experimental study of influence mechanism of buried depth on surrounding rock failure of tunnel constructed in soft rock[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(12): 2442–2448.(in Chinese))
- [8] 何本国, 张志强, 阚呈, 等. 基于拱效应的软岩大断面隧道锚杆作用效应研究[J]. 武汉理工大学学报, 2013, 35(1): 103–107.(HE Benguo, ZHANG Zhiqiang, KAN Cheng, et al. Support mechanism behavior of bolts for large cross-section tunnel in soft rock based on arch effect[J]. Journal of Wuhan University of Technology, 2013, 35(1): 103–107.(in Chinese))
- [9] LUNARDI P, BARLA G. Full face excavation in difficult ground[J]. Geomechanik Und Tunnelbau, 2014, 7(5): 461–568.
- [10] 刘燕鹏. 软弱破碎隧道围岩压力拱动态特性研究[硕士学位论文][D]. 西安: 长安大学, 2013.(LIU Yanpeng. Study on the dynamic pressure arching characteristics of the tunnel constructed in soft surrounding rock[M. S. Thesis][D]. Xi'an: Chang'an University, 2013.(in Chinese))
- [11] LUNARDI P. 岩土控制变形分析法(ADECO-RS)[M]. 北京: 中国铁道出版社, 2011: 88–90.(LUNARDI P. Analysis of controlled deformation in rock and soils(ADECO-RS)[M]. Beijing: China Railway Publishing House, 2011: 88–90.(in Chinese))
- [12] MARIEE A A, BELAL A M, EL-DESOUKY A. Application of the convergence-confinement approach to analyze the rock-lining interaction in tunnels(case study: Shimizu tunnel)[J]. Aerospace Sciences and Aviation Technology, 2009, 13(15): 1–11.
- [13] ATTEWELL P B, BODEN J B. Development of stability ratios for tunnels driven in clay[J]. Tunnels and Tunnelling International, 1971, 3(3): 195–198.
- [14] INDRARATNA B, KAISER P K. Analytical model for the design of grouted rock bolt[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1990, 14(4): 227–251.
- [15] 陈涛, 梅志荣, 李传富, 等. 隧道玻璃纤维锚杆全断面预加固技术的应用研究[J]. 现代隧道技术, 2008, (增1): 226–231.(CHEN Tao, MEI Zhirong, LI Chuanfu, et al. Construction parameters serialization for advance consolidation of large profile tunnels[J]. Modern Tunnelling Technology, 2008, (Supp.1): 226–231.(in Chinese))
- [16] 旷文涛. 超前预加固大断面隧道围岩稳定性影响因素研究[硕士学位论文][D]. 成都: 西南交通大学, 2010.(KUANG Wentao. Study on factors of influencing rock stability of advance reinforced tunnel with large cross-section[M. S. Thesis][D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2010.(in Chinese))