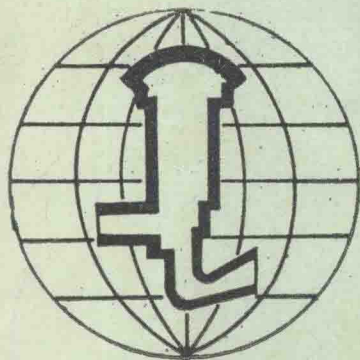


地下工程与地基勘察规程译文集



水利水电地下建筑物情报网
中国科学院武汉岩土力学所 合编

一九八七年十月

前 言

随着我国国民经济建设的发展,地下工程和地基勘察工作引起了人们极大的关注。为了促进我国地下工程和地基勘察工作的发展,我们特收集了这方面的文献资料,并组织网内部分成员单位的同志进行翻译。本集收入了近几年国外地下工程与地基勘察规程方面的文献 7 篇,文种为英文和法文。

本译文集由水利水电地下建筑物情报网和中国科学院武汉岩土力学研究所共同编辑出版,并得到武汉岩土力学所领导的大力支持,李其桐和余诗刚两同志负责选题。参加翻译的人员有:徐世志、王可钧、姚奇石、徐庆辉、姚廉华、冯光北、董家良、余诗刚等同志,参加校对工作的有:刘祖德、倪国荣、李廷芥、石金良、陆宏策、冯遗兴、苑秩伦、俞水福等同志。陈守义、王可钧两同志对部分文章进行了审校和复校,余诗刚同志为该文集责任编辑。

由于水平所限,错误和不妥之处,请同志们批评指正。

水电地下建筑物情报网《地下工程编辑部》

中国科学院武汉岩土力学研究所情报室

一九八七年十月

目 录

地下工程

- 隧道的支护和衬砌——收敛—约束法的使用建议方法(英)……王可钧 余诗刚译(1)
- 瑞士大型洞室设计和施工的经验——过去25年的发展和趋势(英)……姚奇石译(30)
- 隧道爆破技术(英)……徐世志译(43)
- Vilarinho发电厂的监测和三维分析(英)……徐庆辉译(54)
- 某污水隧道及其泵房洞室的设计与施工(英)……姚廉华 冯光北译(60)
- 地下发电站洞室的开挖控制(英)……董家良译(69)

地基勘察规程

- 土工试验和地基勘察统一技术规程(草案)(法)……余诗刚译(79)
- 序言……(80)
- 第一章 总则……(81)
- 第二章 机械钻探与取样的探测方法……(85)
- 第三章 原位探测和原位试验……(94)
- 第四章 地球物理勘探方法和原位动力试验……(140)
- 第五章 实验室分析与试验……(145)

隧道的支护和衬砌

收敛—约束法的使用建议方法

咨询主席P. Gesta及其他编写人员: A. Bouvard夫人和G. Colombet, J. Coste, A. Guenot, Guillaume, Lesot, J.P. Magnas, F. Nelva, M. Panet, M. Rauzy等先生

序 言

隧道的支护设计仍是一个争议性很大的课题。

如今岩土力学的新近发展使工程师们藉助于施工前后和施工过程中进行的适当量测能够稍有代表性地分析研究岩土介质对与之相接触的人造结构物的响应过程, 这些人造结构物诸如挡土墙、隔板墙、隧道衬砌、建筑物基础以及锚固设施等等。

从这一点看来, 和分析其它结构物的可相比较的方法一样, 隧道支护设计的现代方法也具有代表意义。但是在使用这些方法时, 在解释理论分析结果时仍然要小心谨慎, 并注意把这些结果与施工过程中记录的实际情况进行比较。

法国地下工程协会(AFTES)的建议方法绝非是保证理论与实际完全一致的灵丹妙药, 而仅仅是使工程师们比较容易而又正确使用这些方法的指南介绍。使用这些方法的成功与否主要取决于所用参数的代表性, 换句话说, 也就是取决于工程测试的质量。

在解释测量结果并修正支护设计以适应现场测量揭示出来的条件时, 争取有经验的专家的帮助仍是至关重要的。

1. 建议方法的目的

收敛—约束法及其在预报和分析具有支护或衬砌的地下结构性状方面的应用已在参考文献所列的许多出版物中得到讨论。近年来这一方法得到越来越广泛的应用。法国地下工程协会(AFTES)在“对隧道衬砌设计常用方法的意见”一文(法文杂志《隧道与地下工程》, 第14期, 1976.3~4.)以及在巴黎召开的有关收敛—约束法会议(1978.10.26.)的报告中(《隧道与地下工程》第32期, 1979.3~4.)叙述了这一方法的基本原理和使用的一般准则。

法国施工合同总技术手册的69分册论述地下工程施工的规定, 其中某些条款叙述支护和衬砌设计(附录3, 7), 包括“帮助岩层自立”的支护方法。

本建议方法参考了所有这些出版物, 其目的在于论述设计和施工阶段使用这种方法的实际途径, 并有助于分析解释有关结果。

2. 一般原理概述

2.1 岩层的自承能力

隧道设计的收敛—约束法是在近二十年来与充分调动岩层本身自承能力的支护方法（喷浆混凝土、岩石锚杆、轻型拱肋）的使用平行发展起来的。

这些施工方法通常称为新奥法（NATM）或按法文起首字母拼写的PTSS法。这两种方法具有共同的出发点，目的在于更强调岩层、支护复合体中围岩的强度作用，并注意开挖渐进过程和三维问题这两个事实的重要性。与“超静定反力法”不同，收敛—约束法不是研究在代表围岩的作用荷载作用下的支护的工作情况，而是集中考察在代表支护的约束压力的效应作用下的岩层的性状。一个基本宗旨在于支护的目的通常不是阻止围岩的弹性变形，甚至也不是要阻止已经超过破坏准则的准塑性区的形成。

由于在临近掌子面的地方，在可能安设任何形式的支护以前，经常出现这种应变状态，所以这种方法就显得更为实际。

收敛—约束法认为支护的目的主要在于限制掌子面的变形和准塑性区的延伸，以便在可能遵从下述三项条件的情况下达到平衡状态：

- 1) 限制收敛变形到一个可以接受的数值，使其与洞室开挖和结构物的最终目的相协调；
- 2) 控制围岩的减压（这种减压几乎总要引起围岩力学特性的严重弱化）；
- 3) 考虑仅仅作用足够的约束压力来限制收敛变形于一个可以接受的限度以内，据此来作支护数量和费用的最佳选择。

2.2 可以接受的约束和收敛

由于收敛大小不是所考虑的唯一因素，因此要定义“限制收敛变形于一个可以接受的限度”的确切含义是极为困难的。一般来说运动速率更为重要，而通常的安全判据是随着掌子面的后延，岩层运动应该逐渐减慢。

2.2.1 收敛的定义

开挖洞室和掘进隧道要引起围岩原始应力场的变化，随之应变场也要发生变化，其三维变化大小取决于原始应力和岩层的力学特性。

在最通常情况下，岩层的每个质点都在运动，这个运动可以沿轴向、径向、切向三个方向进行分解。一般这个运动用其径向分量来表示，这是一个最为重要的运动分量。通常量测到的这个量就是收敛，也就是裸露壁面两点间距离的变化。当这两点在直径方向两两相对时，在大多数情况下，可以把收敛看作是这两个径向位移之和。收敛值一般以毫米计，参照基准值是在壁面上安置螺栓时两点间的距离。相对收敛则是收敛量和基准长度间的比值。这通常认为和径向位移与半径的比值相同（ $C_v/l \approx U_r/r$ ）。它是一个无量纲的因子。

表征围岩变形的其它量测项目包括浅埋隧道上部的沉降（地表下陷）和岩层膨胀（岩层径向变形）（见7.3节）。

2.2.2 各种支护的最大约束压力

支护在破裂或坍塌前所能达到的最大约束压力可由各种支护通常使用的工艺技术条件得知。实际上,经验表明这个变化范围相当狭窄。

对于岩石锚杆来说,不管隧道直径的影响,由锚杆间距、结合或锚固强度、锚杆尺寸和钢材型号等相关条件所导得的最大约束压力为 $0.05\text{MPa}\sim 0.2\text{MPa}$ ($0.5\sim 2\text{bar}$)。

单独使用的轻型钢拱肋通常可提供 $0.05\text{MPa}\sim 0.1\text{MPa}$ 的约束压力,而重型拱肋如果其惯量与洞室直径相适应的话,它提供的约束压力可高达 0.2MPa (参见法国地下工程协会有关钢拱肋的使用建议方法,《隧道与地下工程》专辑第80~97页,1982.7.)。

标准厚度为 $0.05\sim 0.2$ 米的喷浆混凝土在小型隧洞里可提供较高的约束压力。如果隧洞直径为4米,约束压力可高达 0.5MPa ,而如果直径为10米,则约束压力为 0.20MPa 。

显然,不管采用什么合适的临时支护(拱肋、锚杆、喷浆混凝土),最大的约束压力都具有同一个数量级,通常不会超过 $0.2\sim 0.3\text{MPa}$;可是另一方面不同支护所对应的变形却变化很大,在这一点上,不同支护之间表现了明显的差异。只有拱楔块石支护可提供真正较高的约束压力($1\sim 2\text{MPa}$)。

2.2.3 收敛的大小与相应的支护

如果迅速安置合适的支护,大多数情况下相对收敛 U_r/γ 为 $10^{-3}\sim 4\times 10^{-2}$ 。支护类型、收敛和约束压力三者相互有关。

刚性或半柔性支护(重型拱肋、有或没有轻型拱肋的喷浆混凝土以及岩石锚杆)在一定的约束压力下可减少收敛。记录到的相对收敛通常低于 5×10^{-3} 。

在岩层变形很大或原始应力很高时,拱肋会有毁塌的危险。

柔性支护,特别是岩石锚杆,可以发生非破坏性的运动。记录到的相对收敛可高达 10^{-2} 。

对于可以接受的变形和修正设计使之适合实际情况所需要的量测来说,收敛—约束法提供了一个比较好的途径。

2.3 方法说明

在收敛—约束法中,考察隧道典型横断面,以确定作用在隧道周边上的径向应力 σ ,由初始值 σ_0 连续减少为零的效应,这样就把洞室围岩三维响应的分析简化为一个平面应变问题。径向应力为零表示无限长的隧道在未加支护时洞壁的受力条件。在相当精确的程度上可以证明,从力学观点来看,掌子面附近的条件(图1)等价于沿着洞壁作用有数值为 $(1-\lambda)\sigma_0$ 的虚拟支护压力。距离掌子面足够远处,因为它不受影响,故其初始状态对应于 $\lambda=0$ 。当掌子面接近、到达和超越这个位置时, λ 逐步由0增加到1;而裸露洞壁的径向位移 U_r 也随之增加;隧道收敛了。

σ 和 U_r 的关系图(图2上的曲线b)表征岩层的性状。它是隧道壁面上一点的岩层特征曲线(收敛曲线)。这条曲线的形状取决于岩层的响应类型、隧道横断面的形状以及初始应力状态。

图2上的具体点迹表示隧道开挖和支护设置的相继连续阶段。

点F(座标为 $u_{r,f}$ 和 $(1-\lambda_f)\sigma_0$)表示掌子面通过该区段时的变形。点S(座标为 U_r 和

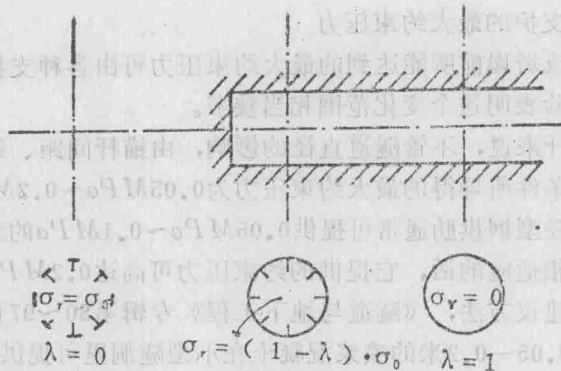


图1 掌子面附近的虚拟支护压力

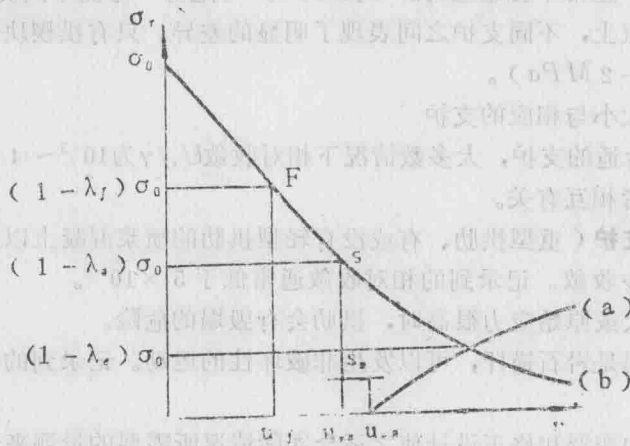


图2 支护(a)和岩层(b)的特征曲线

$(1-\lambda_e)\sigma_0$) 表示距离掌子面 d 处设置支护后该区段的变形。

即支护式 8.3

显然, $U_{r,s} \geq U_{r,f}$ 。

一旦设置了支护, 它就限制了后续收敛。

图2中曲线a定义有关横断面处支护的工作性能, 它表示与径向位移有关的支护所提供的约束压力。这就是这一点**支护的特征曲线**(或约束曲线)。

这条曲线的形状显然取决于支护结构的力学特性和几何形状(横断面、惯量、模量和屈服点、屈服后的性状、最终强度)。

为了画出这个图, 还需知道图中纵座标为零的点所对应的位置。换言之, 必需了解设置支护时该断面已经出现的收敛值。它可能等于 $U_{r,s}$ 。但是就某些支护类型而言, 有必要在支护和岩石之间留有初始间隙 S_0 , 这就需要考虑支护能够起作用之前岩石的某些附加径向变形。对于钢拱肋来说, 这个间隙就是拱背和岩石间所量测到的径向间隙和的平均值。值 S_0 取决于支护的类型、充填间隙的工作质量和充填材料的可压缩性。

在一般情况下, $U_{r,s} = U_{r,f} + S_0$ 。

为了确定 $U_{r,f}$ 和 $U_{r,s}$ ，必须了解减压百分比随着掌子面和考虑区段间的距离而变化的情况。

如此所定义的两条特征曲线a和b的交点就产生出距掌子面后足够远处的最后平衡参数，因为如果不考虑时间效应的话，掌子面对远处不会有什么影响。这些参数是平衡时的支护所达到的最大约束压力和相应的总收敛：

$$(1 - \lambda q) \sigma_0 \text{ 和 } Urq$$

上述分析表明，在应用约束—收敛法组构特征曲线时有三个关键步骤：

- 1) 绘制岩层特征曲线图；
- 2) 考察掌子面临近的影响，以便了解两条曲线的相对位置；
- 3) 画出支护和衬砌的特征曲线。

如果了解该方法的局限程度并知道如何适当地解释分析结果，相当范围内可以接受的假定假设可以对这些问题找到相对简单的解析解。下面的章节将讨论这些内容。

3. 绘制岩层的特征曲线

3.1 简化假设

能够给出岩层曲线方程的解析公式通常假定地下洞室为均质各向同性材料中的圆形隧道（图3）。它还假定各个方向的初应力相同，且隧道有足够埋深，以至于隧道周围的初始应力无大的差异（这就要求最小复盖厚度为隧道直径的3—4倍）。

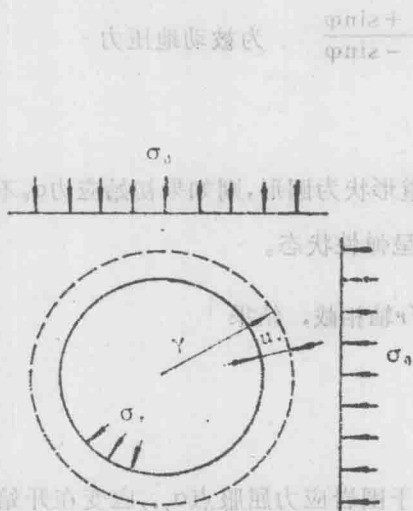


图3 均质各向同性体中的圆形隧道

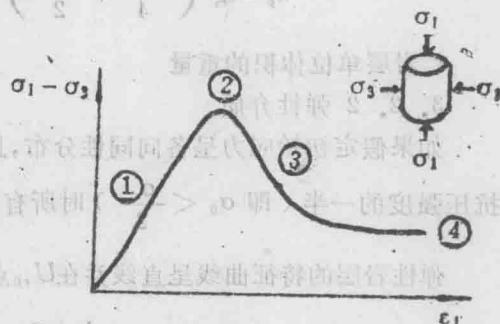


图4 岩层参数

- 1、准弹性性状
- 2、峰值强度
- 3、伴随扩容的强度损失
- 4、残余强度

由于柱面对称和其它假设，沿着隧道壁面整个长度方向特征曲线保持不变。

不管其实质上的限定性，在许多实际情况中这些假设还是可以接受的，并能使用有限的参数（图4）为支护系统的设计和可能受敏量级的评估提供充分的认识。

3.2 分析

3.2.1 一般符号表示法

分析中所用的方程主要取决于有关岩层的响应类型,而最常用的假定是(1)弹性;(2)理想弹塑性;和(3)弹脆性及应变软化特性。

文中所采用的参数和符号表示如下:

r 洞室半径

σ_0 均匀和各向同性的初始应力

σ_r 洞壁虚拟径向支护压力

λ 延伸比率,有关系 $1 - \lambda = \frac{\sigma_r}{\sigma_0}$

r_d 松弛半径(塑性区边界)

U_r 掌子面收敛幅值

E 岩层弹性应变模量

ν 岩层弹性泊松比

σ_c 岩层单轴抗压强度(对粗粒岩层,有关系 $\sigma_c = \frac{2c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$)

C 和 φ 内聚力和内摩擦角(峰值强度特征)

$C_r = 0$ 和 φ_r 为残余强度特征

$$\kappa_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad \text{为被动地压力}$$

γ 岩层单位体积的重量

3.2.2 弹性介质

如果假定初始应力呈各向同性分布,且隧道形状为圆形,则如果初始应力 σ_0 不到岩层单轴抗压强度的一半(即 $\sigma_0 < \frac{\sigma_c}{2}$)时所有应变呈弹性状态。

弹性岩层的特征曲线呈直线并在 U_{r0} 点与 U_r 轴相截,结果

$$U_{r0} = \frac{1 + \nu}{E} \sigma_0 r \quad (1)$$

当 σ_0 小于 $\sigma_c/2$ 时,所有应变为弹性状态。

当 σ_0 大于 $\sigma_c/2$ 时,只要虚拟支护压力 σ_r 大于围岩应力屈服点 σ_{re} ,应变在开始阶段仍然为弹性。

相关百分比 λ_e 与 σ_{re} 有关,结果 $\sigma_e = (1 - \lambda_e) \sigma_0$ 而 λ_e 为:

$$\lambda_e = \frac{1}{\kappa_p + 1} \left(\kappa_p - 1 + \frac{\sigma_c}{\sigma_0} \right) \quad (2)$$

如果 $\sigma_0 > \sigma_c/2$,仅仅考虑 λ 值为 $0 - \lambda_e$ 的那部分线段。

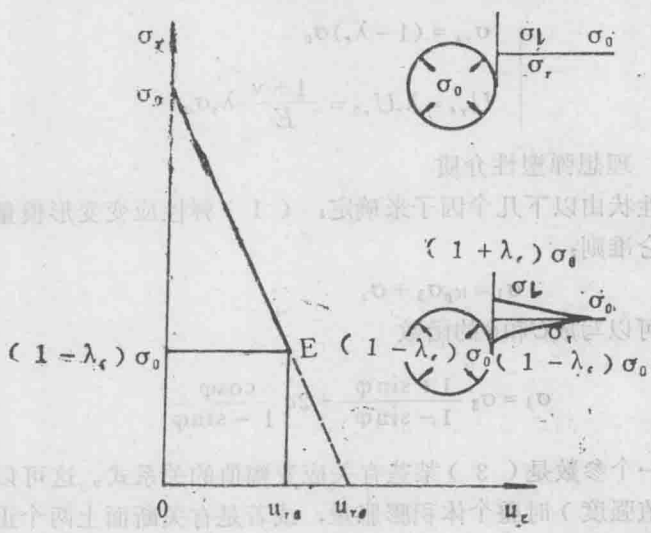
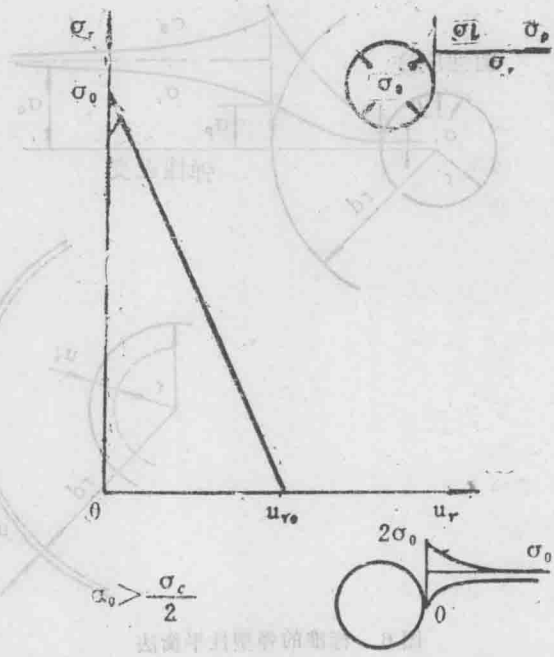


图5 岩层特征曲线(弹性变形)

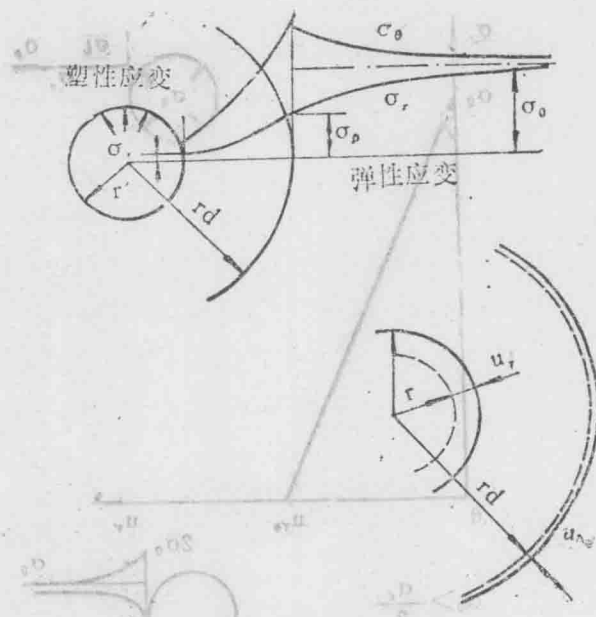


图6 标准的弹塑性平衡法

表示岩层 ($\lambda = \lambda_e$) 弹性极限的点E的坐标为

$$\begin{aligned} \sigma_{re} &= (1 - \lambda_e) \sigma_0 \\ U_{re} &= \lambda_e U_{r0} = \frac{1 + \nu}{E} \lambda_e \sigma_0 r \end{aligned} \quad (3)$$

3.2.3 理想弹塑性介质

这种介质的性状由以下几个因子来确定: (1) 弹性应变变形模量, (2) 峰值强度准则, 如莫尔—库仑准则;

$$\sigma_1 = \kappa_p \sigma_3 + \sigma_c \quad (4)$$

这个准则也可以写成C和φ的函数

$$\sigma_1 = \sigma_3 \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} + 2c \frac{\cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (5)$$

所需要的另一个参数是(3)某些有关应变幅值的关系式。这可以是材料承受塑性应变 (即材料达到峰值强度) 时整个体积膨胀量, 或若是有关断面上两个正交方向上应变间的关系式 (如径向和切向应变)。

根据所选择的不同的关系式, 方程当然也就不一样, 所需要的参数也会不同。

a) 拉巴斯 (Labasse) 方程

对于第一种情况, 设计者开始设定一个有关整个区域的均匀体积增量, 并取膨胀系数 κ 为:

$$\kappa = \frac{\pi r d^2 - \pi (r - U_r)^2}{\pi (r_d^2 - r^2)} \quad (6)$$

于是我们可建立拉巴斯方程, 由参数 C, φ 及膨胀系数 κ 把虚拟支护压力 σ_r 和沿着裸露

壁面的收敛 U ,联系起来。

由上述符号,拉巴斯方程可写为(对于 $\varphi \neq 0$ 的情况*):

$$\sigma_r = -C \cos \varphi + (1 - \sin \varphi)$$

$$(\sigma_0 + C \cos \varphi) \left\{ \frac{1}{1 + 2 \frac{U_r - U_{re}}{(\kappa - 1)r}} \right\} \frac{\sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (7)$$

式中 U_{re} 表示弹性状态结束时沿隧道壁面的收敛,它的定义和数值由前节给出(方程3)。

塑性应变区边界的半径 γ_d 为:

$$\gamma_d^2 = \gamma^2 \left[1 + 2 \frac{U_r - U_{re}}{(\kappa - 1)r} \right] \quad (8)$$

这样当 U 大于 U_{re} 时我们可计算出 σ 和松弛区的半径 γ_d

这就使我们可以绘制出岩层的特征曲线和表示塑性应变区边界位置与虚拟支护压力关系的图形来。

在必需确定的诸多参数中,峰值强度可由简单的试验得到。另一方面膨胀系数却很难定量确定,它取决于不连续面在拉应力下的张开和在剪应力作用下的扩容。经验似乎表明随着膨胀的增加发生塑性应变,且剪切变形往往是主导因素。

必须记住拉巴斯方程假定在塑性应变过程中,沿着半径为 γ_d 的圆形边界其径向位移 U_{re} 为零,这意味着在松弛区外的弹性应变忽略不计(有时这是不对的)。

b) 巴纳 (Panet) 方程 (1976)

巴纳方程可由下述方程和边界条件求得:

由柱面对称性确定径向和环向应变的方程为

$$\epsilon_r = \frac{d_r}{d_p}$$

$$\epsilon_\theta = \frac{u}{\rho}$$

而 $\rho = \gamma_d$ 处的边界条件为

$$u_p = \lambda_r \frac{1 + \nu}{E} \sigma_0 \gamma_d$$

下面来考察不同的假定条件

假定1

塑性区无体积变化。于是对平面应变

$$\epsilon_r + \epsilon_\theta = 0$$

在这种情况下

$$U_r = \lambda_r \frac{1 + \nu}{E} \sigma_0 \left(\frac{\gamma_d}{r} \right)^2 \times r \quad (9)$$

*关于 $\varphi = 0$ 的情况可见3.2.5

假定 2

塑性区内随着应变伴有正的体积变化, 并假定

于是

$$U_r = \lambda e \frac{1+\nu}{E} \sigma_0 \left(\frac{r_d}{r} \right)^{\alpha+1} \times \gamma \quad (10)$$

假定 3

在达到峰值强度以后, 减压区内出现应变, 而 $\Delta \varepsilon_p$ 和 $\Delta \varepsilon_0$ 必须满足

$$\Delta \varepsilon_p + \alpha \Delta \varepsilon_0 = 0$$

以及

$$\varepsilon_p = -\frac{1+\nu}{E} \lambda e \sigma_0 + \Delta \varepsilon_p$$

$$\varepsilon_0 = \frac{1+\nu}{E} \lambda e \sigma_0 + \Delta \varepsilon_0$$

我们得到

$$U_r = \frac{1+\nu}{E} \lambda e \sigma_0 \frac{1}{\alpha+1} \left[2 \left(\frac{r_d}{r} \right)^{\alpha+1} + \alpha - 1 \right] r \quad (11)$$

对理想的弹塑性介质, 在 $\varphi \neq 0$ 时, 其半径 r_d 由下式给出:

$$\frac{r_d}{r} = \left[\frac{2}{\kappa_p + 1} \times \frac{(\kappa_p - 1)\sigma_0 + \sigma_c}{1 - \lambda} \right]^{\frac{1}{\kappa_p - 1}} \quad (12)$$

于是每个 σ_r 值对应于一个 λ 值, 结果 $\sigma_r = (1 - \lambda)\sigma_0$; 从而可利用 λ 来计算 r_d , 然后由 U_r 在特征曲线图上定义一个点, 最后从这些点即可绘出整条曲线。

还要注意, r_d 的确定与 α 值无关, 且对 $\alpha = 1$ 的情况, U_r 和 r_d 的关系可写为:

$$U_r = U_{r_d} \left(\frac{r_d}{r} \right)^2 \quad (13)$$

c) 拉巴斯和巴纳方程式的比较

拉巴斯方程是较为常用的方程。当收敛—约束法首次出现时就开始使用这一方法了。由确定膨胀系数导致了问题的不定性, 这往往与物理真实性不相符合。新近研究似乎表明岩层膨胀通常并非收敛的主导因素, 收敛显然主要是由剪切变形引起的。因此巴纳方程可望给出更符合实际过程的结果, 尽管巴纳方程通过 α 系数也明显地依赖有关围岩膨胀的某些先验假定的适当选择。

在通常范围内, 分析结果对 α 变化的反映不如对拉巴斯方程系数 κ 的变化那么敏感。

如果我们对这两组方程进行分析比较, 结果发现如果拉巴斯方程考虑弹性应变 U_{re} 的话, 则 $\kappa = 1$ 时的拉巴斯方程将与 $\alpha = 1$ 时的巴纳方程完全一致。为了考虑这一点, 必须取

$$\kappa_0 = 1 + \frac{1+\nu}{E} \lambda e \sigma_0$$

κ 值表示弹性和塑性区域变形过程的连续性。特征曲线在点 U_{r0} , $(1 - \lambda e) \sigma_0$ 处的切线表示弹性应力释放。

在使用拉巴斯方程(7)时, 必须把值 κ_0 考虑为无扩容时的最小值。

d) 重力效应

伴随减压, 在拱顶上部形成最后可能坍落的不稳定区(图7)。

随着收敛的增加, 这一区域周围岩石的抗剪强度逐渐减小, 结果很大一部分材料的重量必须由工程支护直接承担。实际上这一现象在许多情况下都可以观察到, 不过在用上述方程绘制的特征曲线的形状上并不反映这个特征。上述方程和特征曲线只是表示随着收敛的增加, 支护压力连续减小。

如果存在有很大的收敛, 明智的做法是在这些曲线的 σ_r 轴方向上加上一个附加压力项 σ_{rg} 以反映有重力作用的减压区的稳定性。与支护压力不同, 当收敛增加时, 附加压力也随之增加。

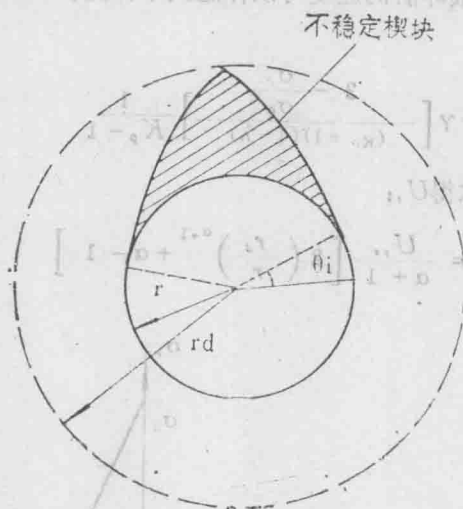


图7 减压区的重力效应

σ_{r0} 通常取为隧道裸露壁面和塑性应变区边界之间减压岩层楔状体的重量, 并采用下面的简化假定:

$$\sigma_{rg} = r(r_d - r)$$

在拱顶

$$\sigma_{rg} = 0$$

在边壁

作用在仰拱上的重力有时会有利作用, 不过这在一般情况下并未完全得到证实。

采用太沙基方程, 可考虑滑移面上的摩擦阻力, 因此只需要计及塑性应变楔状体的一部分重量, 这就是说:

$$\sigma_{rg} = \frac{rB - 2C}{2 \tan \varphi} \left(1 - e^{-\frac{2H}{B} \tan \varphi} \right) \quad (14)$$

式中 $B = b + 2htg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$ ，而 b 为隧道宽度， h 为隧道高度， H 为埋深。

最后仍用同样的符号表示，由Caquot给出的方程为

$$\sigma_{rs} = \frac{\gamma r}{\kappa_p - 2} \left[1 - \left(\frac{r}{rd} \right)^{\kappa_p - 2} \right] - \frac{\sigma_c}{\kappa_p - 1} \quad (15)$$

这两个压力项相加以后的理论尚未得到严格的证明，不过这种方法比较忠实地反映可以高度变形的或粘聚力很低的岩层中所发生的情况。

3. 2. 4 具有脆性破坏特性的弹塑性介质

如同理想弹塑性介质一样，这里所阐述的材料性状由下面两方面的因子所定义：(i) 弹性应变变形模量，(ii) 莫尔-库仑峰值强度准则

$$\sigma_1 = \kappa_p \sigma_3 + \sigma_c \quad (16)$$

然而与以前的情况不同，这里假定破坏后粘聚力为零，而残余强度仅仅由内摩擦力提供：

$$\sigma_1 = \kappa_p \sigma_3 \quad (16')$$

和以前的情况一样，破坏后的应变可以伴随或不伴随扩容现象。利用巴纳方程，由 σ_0 和 σ_c 可给出 r_d ：

$$r_d = \gamma \left[\frac{2 - \frac{\sigma_c}{\sigma_0}}{(\kappa_p + 1)(1 - \lambda)} \right] \frac{1}{K_p - 1} \quad (17)$$

如前所述，由 r_d 值可求得 U_r ：

$$U_r = \frac{U_{r,c}}{\alpha + 1} \left[2 \left(\frac{r_d}{r} \right)^{\alpha + 1} + \alpha - 1 \right] \quad (18)$$

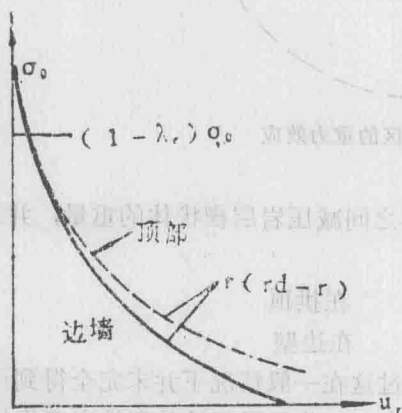


图8 图示岩层特征曲线的重力效应

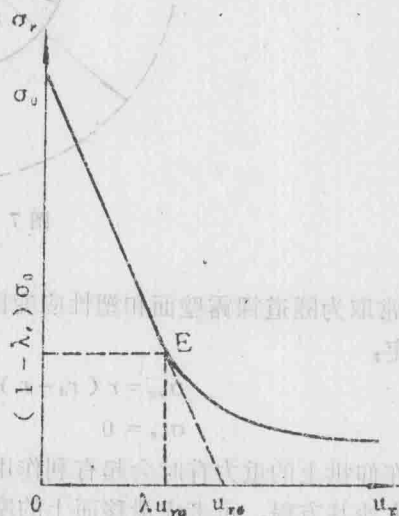


图9 岩层特征曲线(弹塑性性状)

3. 2. 5 纯粘聚材料 ($\varphi = 0$, $C \neq 0$)

在这种情况下，至今所讨论的方程通常是不确定的。然而这一问题有可能得到解决并导

出针对这一情况的合适的方程。这些方程如下所述。

拉巴斯方程(7)变成:

$$\sigma_r = -Cu + \sigma_0 - Cu \log_e \left(1 + 2 \frac{U_r - U_{r_0}}{(\kappa - 1)r} \right) \quad (7')$$

巴纳方程(12)变成:

$$\frac{r_d}{r} = e^{\frac{\lambda \sigma_0 - C_u}{2C_r}} \quad (12')$$

太沙基方程(14)变成:

$$\sigma_{r_0} = H \left(r - \frac{2C_u}{B} \right) \quad \text{及} \quad B = b + 2h \quad (14')$$

Caquot方程(15)变成:

$$\sigma_{r_0} = r(r_d - r) - \sigma_0 \log_e \frac{r_d}{r} \quad (15')$$

3.3 有限元分析

在某些情况下,隧道形状与圆形相差甚远(如高度较大的洞室)或者隧道开挖具有端部和分叉,或者隧道紧靠地表,或者围岩及初始应力具有强各向异性,这时在解析方程中用到的一些简化假设就离实际情况太远而未能认真考虑真实条件。

针对上述情况,只要考虑表征参数,特别是那些控制岩层响应的参数,目前适用的数值方法(有限单元法)即可综合考虑绝大多数相关的假设条件。

随着虚拟支护压力的不断减少,存在有一组不同的平衡状态。考察这些平衡状态以确定每一个中间平衡状态下的围岩变形。洞壁的收敛是一个最为重要的因素,它能够在隧道周边一些重要点(如拱顶、起拱点、仰拱)的岩层特征曲线图上画出有关特征点。

3.4 时间因子(图10)

岩层不会立即变形完毕,应变几乎总是时间相关的。收敛过程可以延续很长的时间,甚至掌子面已经前移到相当远的距离,或者已经停止前进了,收敛过程仍在作用。

时间因子从两方面影响岩层的收敛曲线,首先是通过施工的时间历史(开挖速度和安装支护前的等待时间);其二是通过材料的流变特性,通常由松弛时间 τ 来表示。

一个无量纲参数—粘性因子 K 把上述两种效应结合起来:

$$K = \frac{D}{V\tau} \quad (19)$$

其中 D 为隧道直径, V 为掌子面前进速率,而 τ 则是岩层时间相关性特征的特征时间,在粘弹性材料中 τ 为松弛时间。

对某些 K 值来说,时间可能是一个非常重要的因子,而当 $K > 0.1$ 时,它就不起显著作用了。

然而要画一个精确的收敛曲线实非易事,有关研究仍在进行,主要是确定现场材料的松弛时间。

但我们确实知道,这条曲线位于一对“理想”曲线所圈定的边界里面(图10)。其中曲

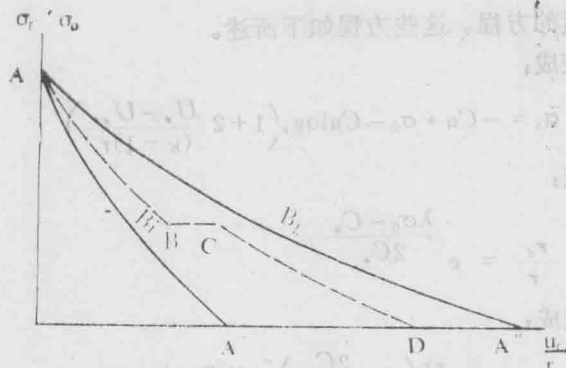


图10 伴有时间效应的岩层的特征曲线

线 $AA'A''$ 表示洞室瞬间开挖时洞壁可变形性的瞬时反应(曲线 B_1)。曲线 AA'' 表示很长的时间效应(曲线 B_2)，它反映缓慢开挖隧道，以至于安设支护式衬砌以前的每个平衡状态中全部应变均得以发生时的洞壁的可变形性。

在这两条边界里，存在有一条对应开挖隧道和安装支护不同时间历史的曲线。图10是一个收敛曲线的例子，它对应于掌子面停止在影响区以内而又未加支护时的隧道。在区段 AB 开挖过程以常速进行，而区段 BC 表示工程停止了，然后区段 CD 表示开挖工程又以常速恢复进行。

DA'' 是纯粹由岩层流变性质引起的收敛，它出现在掌子面影响区以外。

由于人们对于这一特殊领域还缺乏知识，我们建议在隧道设计考虑时间效应时，采用这些极端曲线作为第一步逼近。

4. 收敛与掌子面距离关系的分析

这个分析是初步和最终设计过程两者的基础部分，其目的在于确定支护和岩层特征曲线的相互位置。重要的是要考察对于给定的掌子面位置、沿着隧道长度收敛或虚拟支护压力的趋势，这时假定其余参数，包括岩层的力学特性均保持不变。

这个方法在模拟洞壁实际响应方面的精度，至少定性地说在很大程度上取决于我们对支护以前已经发生多大收敛的认识。忽略时间过程，并且如经常假定的那样以为两条曲线的原点是重合的，这是对实际作用过程的严重失真，从而导致关于结构最终平衡状态的荒谬结论。

这一节讨论三维或考虑轴对称的二维数值计算的结果，并由接近掌子面隧道的实际观测结果来补充，从而提出一些实际准则以帮助人们正确使用收敛—约束法。

4.1 掌子面附近岩层内部的应力场

掌子面附近隧道的响应基本上是一个三维问题。图11表示隧道轴向平面的主应力场。应力张量的主方向开始平行于模型隧道的轴向，随着隧道向前推进，主方向旋转了 90° 。于是