

隧道的支护和衬砌

对使用收敛-约束法的建议(II)

执笔者 P. Gesta

4 收敛与掌子面距离关系的分析

这项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

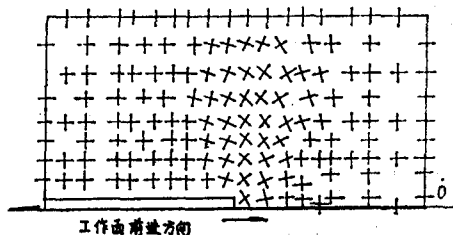


图11 主应力轨迹

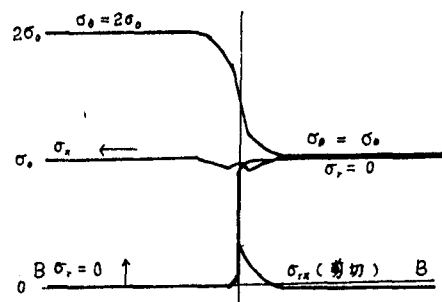


图12 工作面两边顶拱处应力

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认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错误结论。

本节讨论圆对称三维或二维数值模型的计算结果。这得到掌子面隧道的实际观测结果的支持，然后介绍一些实际准则以帮助人们正确使用收敛-约束法。

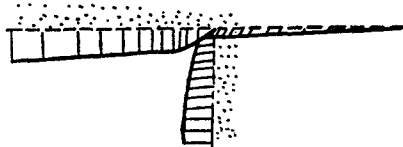


图13 隧道纵向剖面的变形

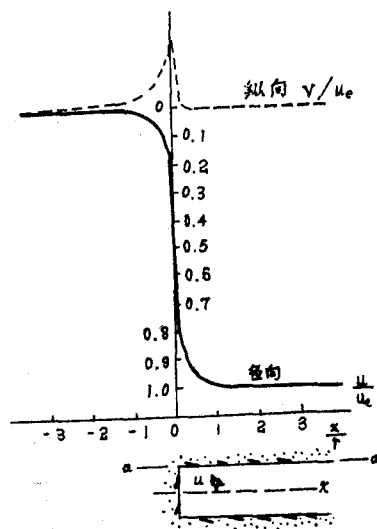


图14 掌子面附近位移的径向和纵向分量

4.1 掌子面附近岩层内部的应变和应力场 掌子面附近隧道的响应基本上是三维问题。图11表示隧道轴向平面的主应力场。应力张量的主方向起初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°，于是在掌子面前后一定距离外，垂直于隧道中心线的单位元素上的剪应力可忽略不计（这是对问题可作平面研究的原由），但是最大剪应力恰恰在这掌子面上。

图12表示平行于隧道中心线的轴线aa上的拱顶应力。它清楚地反映了剪应力 σ_{rx} 的变化，径向应力 σ_r 的消失和环向应力 σ_θ 逐步倍增的情况。纵向应力 σ_x 基本不变。

图13和图14表示应变场。前者表示特征剖面特别是掌子面的变形。图14则是一个沿着aa轴的径向和纵向应变的精确图示。两个图表示紧靠掌子面后面处，纵向分量有一个相对高的值，它导致掌子面“鼓向”自由面一侧。

掌子面附近隧道性状的观测结果激励 Lombardi 和 Egger 提出分析其效应的方法。Lombardi 侧重研究饼状岩芯的压力消除过程，假设材料中有径向体积力以计及掌子面处观测到的剪切力。Egger 把掌子面看作一个半球面以研究紧靠掌子面后面具有球对称特性的材料。这两种研究方法无疑非常接近实际的三维情况，并在1978年10月法国地下工程协会（AFTES）学术研讨会上作了讨论，但是在实践中不易使用。更可取的方法是基于径向虚拟支护压力的概念，尽管它不太忠实于实际条件，但其优点是使用起来非常方便。

4.2 收敛及虚拟支护压力与掌子面距离的关系 由松弛百分率 λ 的定义，在裸露洞壁任何点上的虚拟支护压力为

$$\sigma_r = (1 - \lambda)\sigma_0$$

与松弛率有关的收敛 u_r ，可以从3.2.2节的方程及上式的 σ_r 导出，它依赖于岩层的变形特性（弹性，具有或不具有应变软化的弹塑性）。

于是只要知道联系给定部位和掌子面之间的距离 x 和 λ 的函数，就能得出 σ_r 或 u_r ，随着这个距离而变化的情况。

但是函数 λ/x 本身也依赖于岩层的变形特性。

4.2.1 弹性特性 当 $\sigma_0 < \sigma_c/2$ 时，即侧限应力下降仅仅产生弹性变形时， λ 和掌子面距离 x 的关系曲线，如图15所示。

由这个图可见，掌子面处的松弛率为0.265，松弛率为10%和90%的点分别为 x_{10} （掌子面后）和 x_{90} （掌子面前），结果 $x_{10} = -0.9r$ ， $x_{90} = 2r$ 。

因为有 $u_r = \lambda u_{r,0}$ ，故可由 λ 立即得出收敛值，其中 $u_{r,0}$ 是由方程1给出的最终收敛值。

在这种情况下，25%以上的总变形在掌子面前部出现。

4.2.2 弹塑性性状 当 $\sigma_0 > \sigma_c/2$ 时，侧限应力的下降常常导致隧道周围应力场局部材料强度被超过。这就产生发生塑性应变的所谓卸载区，它可以包含掌子面本身，这就减小了加在支护上的载荷。

很容易理解，在这些条件下松弛百分率 λ 和掌子面距离 x 的关系图不同于所有应变都是弹性的状态，如同 Egger 1978 年在法国地下工程协会研讨会上指出的那样，曲线 $\lambda = f(x)$

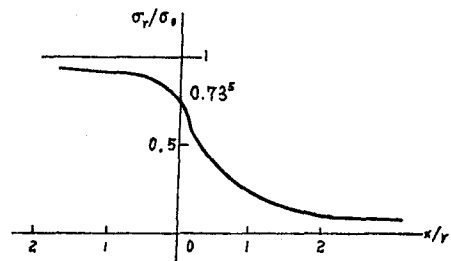


图15 膨胀率 λ 和掌子面距离 x 的关系曲线（弹性状态）

的形状取决于岩层的地力学特性。

Panet 和 Guenet (1982) 的研究得出纯粘聚材料不同塑化条件下虚拟支护压力与 x 的关系曲线 (图 17)。这曲线上的参数 N_s 为下式定义的“稳定数”：

$$N_s = \sigma_0 / C_u \quad (20)$$

式中 σ_0 为初始应力， C_u 为材料非排水粘聚力。

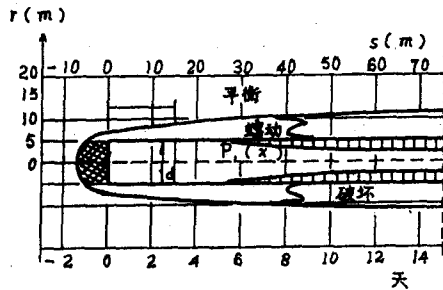


图16 掌子面前后破坏区的范围
(据 Lombardi, Montreux, 1979)

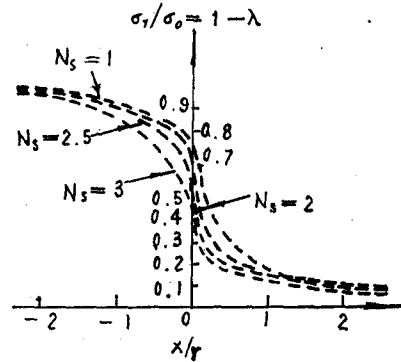


图17 膨胀约束曲线 λ (弹塑性材料)

对于每一个稳定性参数，存在一条不同的曲线。掌子面松弛率在一个很大范围里变化，具体取决于 N_s 的大小。变化范围从 $N_s = 1$ 时的 0.25 到 $N_s = 3$ 时的 0.60。Egger 甚至还提出了一个 0.85 的极端值。

然而，这个研究表明，尽管掌子面松弛率变化范围相当大，但掌子面前部已经出现的收敛部分相对不变，且和岩层的变形特性无关。这个相对不变的收敛部分在最终收敛的 20%—30% 之间。

在掌子面后部距离不小于断面半径、具体值为 x 的地方，这组松弛曲线 (图 17) 在很小的范围里变化，且松弛率和 N_s 没有多少依赖关系。

例如，当 $x/r = 1$ 时， $0.81 < \lambda < 0.90$ ；当 $x/r = 2$ 时， $0.90 < \lambda < 0.95$ 。

4.3 实际准则 简单说来，根据给定区段相对于掌子面的位置和岩层的特性，估算松弛率的过程可归纳为下面的判定表 1。

表 1

	弹性状态 ($\sigma_0 < \sigma_c/2$)	弹塑性纯粘聚材料 ($\sigma_0 > \sigma_c/2$)
$x/r = 0$	$\lambda = 0.27$	$u_{r,f}/u_{r,\infty} = 0.25-0.30^*$
$x/r = 1$	$\lambda = 0.81$	$\lambda_1 = 0.81-0.90$ ，依赖于 N_s
$x/r = 2$	$\lambda = 0.90$	$\lambda_2 = 0.90-0.93$ ，依赖于 N_s
其他情况	图 17	图 17 或数值模型

* 由 $u_{r,0}/u_{r,\infty}$ 和由岩层的特征曲线导出对应值 λ_0 。目前研究状况似乎表明 (Tunnelling 1982)，这些结果对摩擦材料也同样适用。

如果需要很高的精度，或者塑性特性是一个非常重要的因素，则必需采用数值模型。

4.4 时间效应 当考虑时间因素时，上述确定约束曲线原点横坐标的准则仍然适用。但如第 3.4 节所讨论的，在试图画出精确的收敛曲线时会出现不确定性。

作为确定 u_r 的第一步逼近，可以采用短时间的收敛曲线 B_i 。这通常高估了作用在支护上的载荷，因为在掌子面后面给定距离 x 处安装支护会使初始收敛 u_r 极其微小。

5 图示衬砌或支护的特征曲线

5.1 总则 衬砌或支护的特征曲线（约束曲线）主要取决于这些结构部件的几何形状和力学特性。

这些构件的径向位移和作用于岩层的约束压力之间的关系方程必需包含这些构件的材料特性项（弹性状态、屈服点、塑性状态、最终载荷）和可能影响应变大小的其他诸多因子：楔体的屈服，承载板的变形，锚栓的滑移和拱肋的屈服等等。

对于某些类型的支护（喷浆混凝土或现浇混凝土，钢肋，楔石块），通常仅需考虑弹性应变。但是对用于大收敛的其他类型的支护，还需考虑它们的塑性变形状态。

如果考虑径向应变的弹性部分，则任何一对相邻状态之间的变形 Δu_r 对应于约束压力 $\Delta \sigma_r$ 的增加，结果有

$$\Delta \sigma_r = k_s \Delta u_r / r \quad (21)$$

其中 k_s 表示此类应变过程中的支护的刚度。

如果 $u_{r,a}$ 是岩层的初始径向位移，超出这个位移时即有载荷开始作用在支护上 ($u_r = u_{r,a} + s_u$)，则这时弹性应变部分的约束曲线（一条直线）的方程为

$$u_r = u_{r,a} + (r/k_s)\sigma_r \quad (22)$$

在材料到达屈服点以前均可应用这一方程。超过屈服点时通常假定在后继应变过程中约束压力 σ_{ru} 保持不变。这一类型的约束曲线如图 18 所示。项 σ_{ru} 定义为最终支护压力。

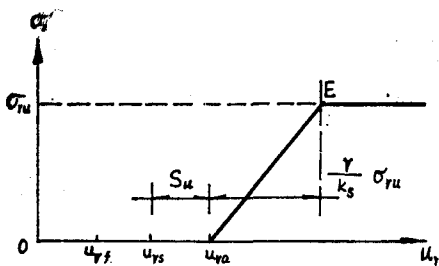


图 18 典型的约束曲线（弹塑性材料）

以下讨论不同类型的实用支护及可以采用的具体

方程。

这方面的大部分内容取自 E. Hoek 和 E. T. Brown 1980 年出版的专著《地下岩石工程 (Underground Excavations in Rocks)》。

5.2 现浇混凝土和喷浆混凝土支护 在开挖半径为 r 的隧道中安装模板捣灌混凝土或厚度为 e 的喷浆混凝土衬砌。下面方程给出这种衬砌提供的支护压力 σ_r ：

$$\sigma_r = (u_r - u_{r,a}) / r \quad (23)$$

其中衬砌刚度 k_s 为

$$k_s = \frac{E_b (r^2 - r_i^2)}{(1 + \nu) [(1 - 2\nu)r^2 + r_i^2]} \quad (24)$$

式中 E_b 为混凝土的弹性模量； ν 是混凝土的 Poisson 比； r_i 是衬砌内半径。

如果和半径比起来衬砌厚度很小，则这个方程可简化为

$$k_b = E_b e / [(1 - \nu^2)r] \quad (24')$$

其中 r 是隧道半径（即岩石和混凝土交界面处的半径）。

这个方程仅适用于完全圆形的衬砌。只有在设计中适当考虑了承载能力的减弱以后，方可把这个一般分析推广到非圆形或部分圆形的衬砌中去。

在衬砌中使用重型钢筋混凝土时（如在钢拱肋上加混凝土），在计算复合体系的刚度时必须考虑各个部分的贡献。后面将研究这种复合支护体系的作用特性。

轻型钢筋（如纤维或小尺寸钢筋）混凝土对衬砌刚度的影响不大，可以忽略不计。

由现浇混凝土或喷浆混凝土衬砌提供的最终支护压力，可由受外径向外压力的空心圆筒理论算得：

$$\sigma_{r,u} = \frac{1}{2} \sigma'_b \left[1 - \frac{r_i^2}{r^2} \right], \quad \sigma_{t,u} = \sigma'_b \frac{e}{r} \quad (\text{用于 } e/r \text{ 小的薄衬砌}) \quad (25)$$

在这些方程中， σ'_b 是现浇混凝土或喷浆混凝土的单轴抗压强度。

上述方程仅适用于隧道全断面上均有圆形衬砌的情形。

如果不分开考虑屈曲作用，则支护或衬砌系统中混凝土的设计应力通常约为 6 MPa 以下。

5.3 未真实的岩石锚杆支护 未灌浆的通过机械或化学固定的岩石锚杆支护的作用效果，均等地依赖于锚、载荷分布板及锚杆头等的变形特性以及锚杆的伸长性状。

锚杆的线弹性伸长由下式给出：

$$\Delta L = \frac{4L \cdot T_b}{\pi d^2 \cdot E_a} \quad (26)$$

式中 L 是锚和栓头间的长度， d 为锚杆直径， E_a 是锚杆材料的 Young 氏模量， T_b 是锚杆上的作用载荷。

除了这种弹性伸长，还需考虑锚栓组合部件（锚，载荷板，栓头）的变形所引起的位移

$$s_b = QT_b \quad (27)$$

其中 Q 与组合部件的载荷-变形特性有关。

由拉拔试验得到的载荷-伸长曲线可求得 Q 值：

$$Q = \frac{(u_2 - u_{e,b2}) - (u_1 - u_{e,b1})}{T_2 - T_1} \quad (28)$$

式中 (u_1, T_1) 和 (u_2, T_2) 是图20所示的伸长曲线中直线段的两点。

为了消除各部件（锚和载荷板）初始安装引起的锚栓系统的非线性响应，通常在锚栓安装后立即进行预应力处理，由岩石与支护的相互作用分析，这样做

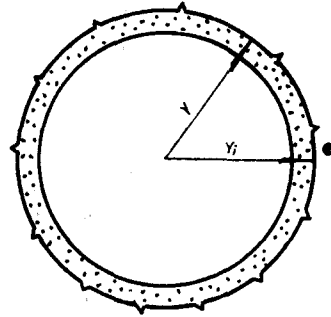


图19 喷浆或模板捣灌混凝土衬砌

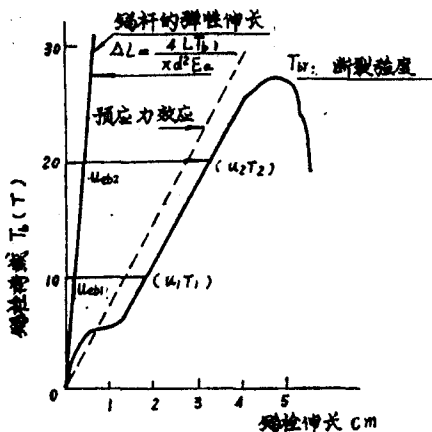


图20 由拉拔试验得到的锚栓荷载-伸长曲线
(锚栓直径 25 mm, 长 1.8 m,
Rawplug 胀壳式锚杆)

的结果使载荷-伸长曲线移动到图 20 所示的虚线位置。

如果不加数吨的预应力载荷, 则对于岩石变形的响应来说, 这种支护系统的特征曲线就变得不够刚硬。

但是预应力载荷也不能过大, 而要加以适当的控制, 以便让锚栓强度为后继的位移留下足够的裕量。

一旦超过锚栓系统的最终强度, 则未灌浆的机械或化学固定的岩石锚栓就会突然失效。

一组未灌浆的岩石锚栓, 其刚度 k_s 由下式给出:

$$\frac{1}{k_s} = \frac{c_c e_l}{r} \left[\frac{4L}{\pi \cdot d^2 E_a} + Q \right] \quad (29)$$

式中 c_c 和 e_l 分别为岩石锚栓圆周环向间距和纵向间距。

由未灌浆的岩石锚栓提供的最终支护压力为

$$e_{r,u} = T_{br} / (c_c e_l) \quad (30)$$

式中 T_{br} 为每根锚杆所能承受的最大载荷, 它由拉拔试验确定。这种试验在锚栓系统设计使用环境的类似岩石中进行。

5.4 灌浆的岩石锚栓支护 在这种类型的支护系统(图21)里, 不可能把岩石和锚栓的变形区分开来。目前对此只能作定性的研究。

有些学者认为灌浆的锚栓支护从内部增强了岩体。这样的锚栓限制了岩体的扩容效应。

这种支护的基本作用是改善了岩体的残余特征参数 C 和 φ , 从而改变了岩层的特征曲线。

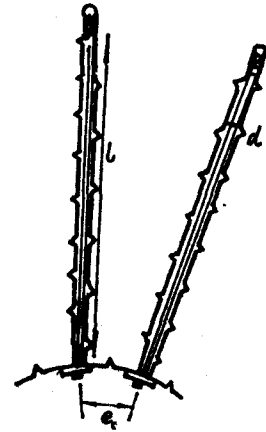


图21 岩石锚杆支护特征

5.5 分块联结的钢拱肋支护 分块联结的钢拱肋支护(图22)

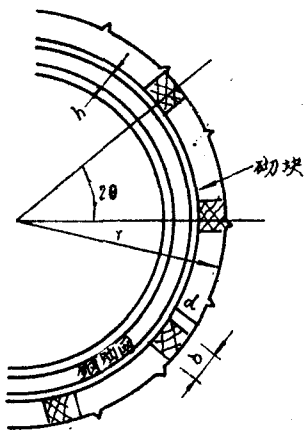


图22 分块联结拱肋支护的特征

的刚度 k_c 由下式给出:

$$\frac{1}{k_c} = \frac{er}{E_a S} + \frac{er^3}{E_a I} \left[\frac{\theta(\theta + \sin\theta \cos\theta)}{2\sin^2\theta} - 1 \right] + \frac{2e\theta d}{E_c b^2} \quad (31)$$

式中 r 为隧道半径, e 为钢肋纵向间距, θ 为两砌块间的角度的一半(弧度), b 为钢肋(和砌块)的宽度, S 为钢肋横断面积, I 为钢肋惯性矩, E_a 为钢的弹性模量, d 为砌块厚度, E_c 为砌块材料的弹性模量。砌块在平面图上假定为方形, 其边长 b 与钢拱肋宽度相同。

由钢拱肋提供的最大支护压力为

$$\sigma_{r,u} = \frac{3SI\sigma_a}{2er\theta\{3I + hS[r - (d + (h/2))](1 - \cos\theta)\}} \quad (32)$$

式中 σ_a 为钢的最终强度, h 是钢肋的径向厚度。

5.6 组合支护系统 假定组合支护系统的刚度为各个部件刚度的和:

$$k'_s = k_{s,1} + k_{s,2} \quad (33)$$

式中 $k_{s,1}$ 为第一个系统的刚度, $k_{s,2}$ 为第二个系统的刚度。

如果两个系统相继安装, 并且第一个系统开始承载时出现的径向位移为 $u_{r,1}$, 第二个系

统承载时的径向位移为 $u_{r,a2}$ ，则支护曲线由下式定义：

$$\left. \begin{aligned} u_r &= u_{r,a1} + (r/k_{s1})\sigma_r, & u_{r,a1} < u_r < u_{r,a2} \\ u_r &= u_{r,a2} + [r/(k_{s1} + k_{s2})]\sigma_r, & u_r > u_{r,a2} \end{aligned} \right\} \quad (34)$$

系统所能承受的最大变形为首先到达最大应变极限而引起整个支护系统破坏时的变形。

这时最终支护压力为系统提供的支护压力和其他系统提供的部分约束压力在它们变形的相应点上的总和（图23）。

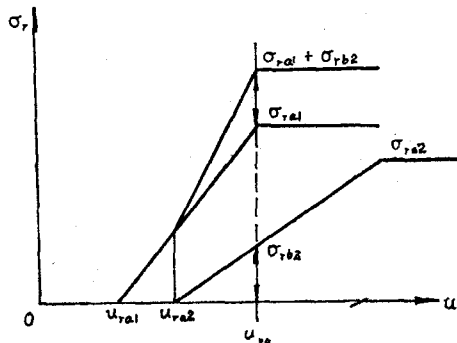


图23 同时或相继安装的支持构件的组合作用

6 设计应用

根据所要采用的结构物的几何形状，以及由钻孔勘探和最新的地球物理观测资料确定的岩层的地力学特性，设计者通常对选择最佳支护系统感兴趣。

工程上的初始分析应该在各种不同类型的有效支护中（见有关选择支护类型的推荐意见，“隧道与地下工程”杂志专辑，1982年7月）作出第一次选择。

然后可用收敛-约束法对各种可能支护类型的响应进行比较。通过研究不同的特征参数（岩石锚栓尺寸和间距，喷浆混凝土的厚度，钢拱肋尺寸和间距）以及安装过程（在安装支护以前掌子面的推进过程），人们可对支护系统进行最佳选择。这种选择与可以接受的最大收敛以及与相应施工方法有关的直接、间接的费用相一致。

一个典型的工作顺序可以象下面介绍的那样进行（见图24）：

- ①由第3节描述的方法绘制岩层特征曲线。
- ②决定掌子面到支护段的距离 x/r 。利用第4.3节的判定表1，图17或图19的曲线，或数值模型，确定安装支护时的松弛率 λ_s 。
- ③作图确定与 λ_s 有联系的 $u_{r,s}$ 值。

在岩石为弹塑性变形且支护安设在掌子面处（ $x/r=0$ ）的情况下，步骤②可如第4.3节所述的那样跳过不做而取 $u_{r,s}$ 值为

$$u_{r,s}/u_\infty = 0.3$$

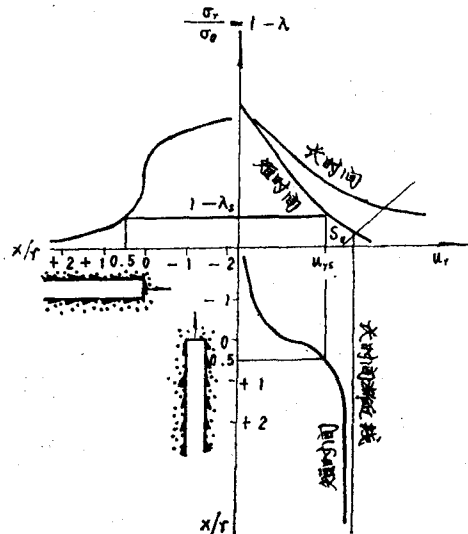


图24 已安装支护的隧道收敛预报曲线

式中 u_0 是由步骤①算得的掌子面后无穷远处的径向位移。

④在支护和岩石中间考虑有一空隙 s_0 (如果有的话)。

⑤画出支护压力曲线。

如图24所示,可在同一图上画出下述内容以作进一步的补充分析:

i) 在右上角画出上述岩层和支护的特征曲线;

ii) 在左上角画出松弛率与掌子面距离的关系曲线,这条曲线是图17所示的曲线之一,选择有关曲线以适合岩层和实际加载速率的特征 ($N_s = \sigma_0 / C_u$),它可图示 λ 。与支护到掌子面距离间的关系 (在本例中, $x/r = 0.5$);

iii) 在右下角画出收敛预报曲线 (u_r 与 x/r 的关系),它由其他两条曲线逐点转换坐标而得到。

通过绘制岩层长时间的特征曲线可以对这个图作进一步的改进。这条曲线与支护特征曲线的交点位置,可有助于深入了解最终的平衡状态(压力和收敛),并显示长时间收敛曲线的可能形状。

鉴于岩层的特征相对均匀且为已知,人们必将得到一组可以帮助进行支护类型初选的预报结果。这将会作为校核施工过程中有关情况的基础。但是由于大多数参数的不确定性,这一过程仅仅给出一个数量级。正在继续进行有关研究以改善这个方法并提高其精度。

7 适合实际条件的修正

7.1 引言 收敛-约束法的优点之一是速度快并且容易使用,因此可在施工过程中不断修正基本设计以符合实际条件,这常能明显节约支护费用。

因此连续监测结构物的响应对设计者来说是个非常重要的工作。对测量和记录结果要作分析解释,以便修正支护系统使其适合实际的岩层条件。记录到的响应数据对现场工程师的作出判断是一个决定性的因素。

正如附录7所描述的那样,当支护系统由喷浆混凝土和岩石锚栓组成时,为了适合现场条件而进行设计,在施工过程中所作的监测是最最重要的工作。

7.2 施工过程中监测的目的和要求 上述附录7中5.5b节陈述了施工过程中的量测问题。这种测量的目的在于:①证实隧道支护后一般趋向于稳定平衡,从而核实支护的有效性;②在有不稳定趋势的地方修改支护系统,并得到事故的早期警报;③分析岩层变化以及修改支护类型或作业方式所起的影响;④如果修改合适的话,继续监视给定环境中作业所起的影响。

因此,在施工过程中用来监测作业的仪器必须满足下列条件:①安装或固定容易、快速;②自身强度和保护性能(这在靠近掌子面时更为重要);③灵敏度高(可检测到事故苗头的第一个讯号);④精度高(其重要性在于要测量随时间变化的速度和加速度);⑤读数迅速并立即解释(如果测到有用的数据,必须立即更新图示结果);⑥尽量不妨碍施工作业;⑦测得的物理量不得过于分散。

7.3 监测程序 所要求的基本测量数据,是粘结

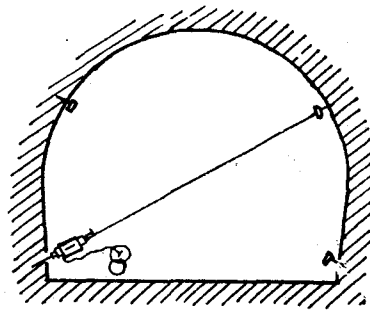


图25 用镍铁合金丝进行收敛测量

在裸露洞壁上螺栓的收敛记录。这是洞壁两点间的直接量测得的变形，它综合了岩石在这些点上各种类型的变形，因此读数不应过分离散。这一测量通常用与读数仪相连接的镍铁合金丝来进行。这种连接丝又与精密的测力计相连接，以便测丝的张力始终一样。视隧道尺寸的不同，可有3个（边墙和拱顶）或更多个（边墙，起拱点，拱顶等，见图25）测试螺栓。

目前正在研制反射相干辐射（雷达或激光）测试系统，这种系统可以解决难于接近拱顶和镍铁丝测试仪器妨碍隧道作业的问题。

如果条件合适，还可用下述记录对收敛测量结果进行补充：①地面地形测量；②水平测量，这在底板隆起或膨胀的地方特别有用；③岩石的位移测量（杆型三向应力计或钻孔伸长计）；④内窥镜探测（探测减压区）；⑤对浅埋隧道从地表测量垂直位移（沉降记录系统）；⑥倾斜测量（横向变形）；⑦混凝土中应力（用振动弦式应变计测量），岩层和/或岩石与混凝土交界面应力（用扁应力盒测量）；⑧岩石锚栓和钢拱肋的应力。

这些测量的优点在于可通过交叉校核（比如由应力和应变记录间的交叉校核）来改进测量结果的解释分析工作。

通常在许多“标准”的剖面上（如收敛和地形观测），加上在一些“加强的”剖面上（如内窥镜检测，应力，绝对位移等），进行不同的量测。

试验断面间的距离取决于岩层条件沿着隧道长度变化的频率。例如在“正常”条件下，标准的测量段可间隔15—40米。而加强的区段可间隔100—500米。

测量的频率与岩层类型有关，而最为重要的是它依赖于测试段到掌子面的距离（或掌子面过去的时间，这两者是一个意思）。在接近掌子面的区段（小于3—4倍隧道直径），至少每天测量一次，以后逐步延长到每个星期或更长时间观测一次。但是反常情况（如快速增加的运动速率）例外，在这种情况下，须在较短时间里反复测量。

7.4 分析解释并与预报的设计进行比较

7.4.1 总则 测试记录是时间的函数。时间相关的定量趋势（如给定岩层区域的变形）是工程师们的基本指示器。可以说，不随时间变化的量，不管它有多大，都表示力学上的稳定性，而外推一种趋势并非一个简单明确的过程。只有借助于力学模型才可以做到外推，它本身的合理性可从以往现场的测试结果得到“标定”。

通常人们假定最终的加速变形导致破坏。而实际上在用时间对数坐标画的图线上，只要不存在变形的“加速”现象，似乎总可以避免破坏的发生。换句话说，实际上在某种程度上必然存在减速变形。

下面来讨论如何对不同类型的测量结果进行解释。

7.4.2 收敛测量的解释 收敛记录可用来画出收敛与掌子面距离的关系曲线。在大多数情况下，在距离掌子面 $0.2-0.5r$ 以内不能安排任何试验断面，因此测量结果不包括掌子面处或掌子面前部的收敛变形。

在比较预报结果和用测试数据所画的曲线时有两个问题：①在整个收敛曲线上选择测试曲线的开始点；②由第一批测量记录预报最终的收敛量，以便需要时尽快组织另外的测量。

如果有可能画出第4节所描述的那种收敛预报曲线，则从测试曲线的原点可对两组曲线进行比较，并假定在原点以前时间的收敛已得到预报。

为了在沿隧道长度相对均一的岩层里由初始测量结果预报最终收敛，可依据经验对该岩

层找到收敛曲线的一个一般方程并外推到后来的测试断面。Panet 和 Guenot¹⁾ 对弹塑性材料建议采用下列方程:

$$\frac{C}{C_{\infty}} = 1 - \left(\frac{1}{1 + [x/(Ar)]} \right)^2 \quad (35)$$

式中 C 是作为与掌子面距离的函数的收敛 (如果岩层呈粘性, 则是与时间的函数), C_{∞} 为最终收敛, x 为距掌子面距离, r 为隧道半径, A 为依赖于岩层力学特性的一个常数。

在 $x > 0.5r$ 处, 这个方程与弹塑性结果吻合得很好。

理论上, 如果知道距掌子面 x_1 和 x_2 处的两个 C 值, 则可算得 A 和 C_{∞} 。但是这样一个外推需要多次测量的一致性。当有怀疑时, 应从全部测点数据中经验地画出一条最可能的曲线。如果在多次间隔中得到这种曲线, 那就容易画出收敛速率而不是收敛本身。

用这种方法即可在首次测试时估算出最终收敛值 C_{∞} 。

Panet 和 Guenot (见同一参考文献) 指出, A 以适当的方式与塑性区半径 r_d 相联系, 即 $A = 0.84 r_d/r$ 。 A 确定后就可以估算出塑性区的半径。不管从这样的分析中得到什么, 在工程师的判断中, 基本准则是要看收敛速率如何平稳地减小。收敛速率的任何增加 (除了长时间中断施工以后又恢复隧道的开挖), 总需要采取适当合理的措施与之匹配, 这通常是要安装更多的支护或改变隧道开挖方法与支护方式。

在出现异常的收敛幅度或收敛速率, 而又一时不能解释的时候, 也应采取上述的类似措施。

7.4.3 其他测量 除了在裸露洞壁面进行收敛测试外, 在加强的试验段另外作一些测量, 可用来证实收敛记录, 同时也可得到附加的信息。

地表沉降的测量可以得到掌子面通过一点时出现的初始位移大小的信息; 钻孔位移的测量和内窥镜的检测可以反映出塑性区的范围, 然后可与设计预报值进行比较。

应变计和扁压力盒有测量值分散的缺点。这是由于土、岩不是连续介质所致, 加之传感器的埋设扰动了它们周围的应力分布, 结果读数往往非常分散。应力的变化要比应力大小本身重要得多。

岩层或支护系统的应力测量可用来估算支护压力, 然后可和同样收敛量的理论压力值进行比较。这就和通过岩层或支护系统的特征曲线所做的工作雷同。

在解释埋在混凝土衬砌中的振动弦式应变计的应力读数时, 必须就温度效应和混凝土收缩作用作适当的修正。

8 结束语

本文对使用收敛-约束法来分析和预报隧道支护和衬砌的响应和性状的实际可能性, 提供了技术发展水平的综合评述。

这一方法的实际可靠性仍有不少值得改进的余地。重要的研究内容不是去完善理论模型或数学公式, 而是要更多地了解尤其与岩层时间相关的变形有关的物理过程。只有收集广泛的测试数据并在分析解释方面持续不断地努力, 才有可能取得这种研究的进展。

王可钧 余诗刚译自: *Tunnels et Ouvrages Souterrains*, No. 73

(Jan./Fév. 1986): 18—36. (王靖涛 董务民校)

1) M. Panet, A. Guenot. Analysis of convergence behind the face of a tunnel. Int. Symp., Brighton, 1982.