

大瑶山隧道 專題情报資料

第七期

大瑶山隧道科技情报组

1983年8月

目 录

大瑶山隧道设计——方案选择..... (1)

大瑶山隧道进口全断面开挖地段〔DK1938+505~DK1989
+102〕围岩变形的量测工作小结..... (7)

考虑了开挖面周边围岩动态的隧道支护基本概念..... (16)

在光面爆破中关于利用导向孔的模型试验..... (35)

隧道开挖中采用聚氯乙烯卷材作隧道防水层的施工工艺..... (42)

大瑶山隧道设计——方案选择

厉自凡

大瑶山隧道全长14.3公里，双线电化铁路隧道，位于京广铁路衡广段广东省坪石、乐昌之间，武水西岸园螺角至永济桥大弓形河湾取直处。是衡广段增建第二线的重点工程，是我国目前最长的铁路隧道，也是世界铁路长隧道之一。

这座隧道1978年初开始勘测设计，1980年7月完成设计，现在正紧张施工。

我国已修建单、双线铁路隧道共四千多座，总延长约二千公里左右，最长的只有7.032公里，而且是单线隧道。可见大瑶山隧道的修建，标志着我国铁路隧道勘测设计及施工技术水平，已进入了新的发展阶段。

本文将方案选择情况介绍如下：

一、坪石至乐昌间地形地质概况

坪石至乐昌为南岭山脉南麓的瑶山山区，丛山峻岭。整个地势北高南低。山脉多呈北北东向延伸。唯有北江支流武水由坪石迂迴曲折，环绕群山，流至乐昌。水流湍急，险滩多处，有九龙十八滩之称。河谷狭窄，两岸坡陡，冲沟发育，树木繁茂，是个地少人稀的峡谷地带。既有单线铁路沿武水绕行，新建复线铁路也是必经之地。

线路所经地段，坪石至白面石，属丘陵地貌。出露地层为第三系、白垩系红层、为红色厚层状石英砂岩及砾岩，质坚，边坡稳定，无不良物理地质现象，工程地质条件较好。白面石至老爷庙一段，属溶蚀中低山区，出露地层为泥盆系灰岩及薄层灰岩夹页岩，灰岩质地坚硬，岩溶发育，是溶沟、溶槽、漏斗及洼地等的岩溶地貌。工程地质对桥隧建筑有一定影响。但工程地质条件还是较好的。老爷庙至张滩一段，属瑶山山脉复背斜的轴心地段，是古老变质岩系组成的峻拔中低山区。出露地层为震旦系和寒武系浅变质石英、长石砂岩、板岩、绿泥片岩及中泥盆系石英砂岩、砂砾岩、灰岩、白云岩、泥灰岩、页岩等。本段复背斜两翼地层反复褶皱、挤压和断裂表现相当剧烈。主要有北北东向压性断裂和北西向张性断裂。如老爷庙断层、九峯大断层等。又该地区处于粤北山字型构造的脊柱部位，岩层受东西向主应力的挤压，局部形成强烈的挤压扭曲。沿河两岸，由于受构造、岩性、地形和水文等条件影响，山体变形类型有堆塌、崩坍、错落、滑坡等不良物理地质现象。处数不少，规模较大，是影响线路方案选择的不利工程地质条件。张滩至乐昌一段，为武水冲积阶地，地形开阔平缓，工程简易。

二、既有单线铁路的状况

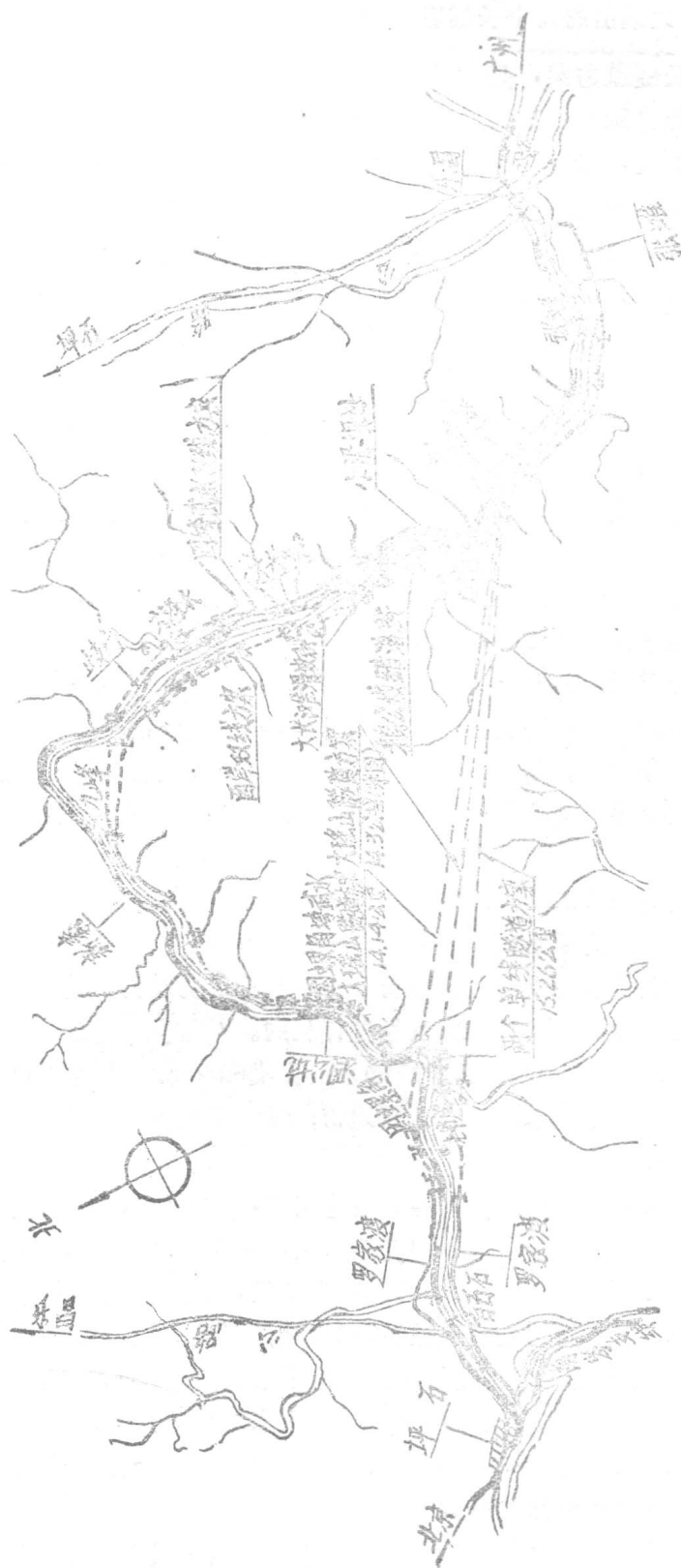
坪石至乐昌，既有单线铁路长53.2公里，修建40多年了。铁路沿武水地质条件较好的东岸依山傍水蜿蜒而行。该段曲线多，半径小，共有曲线130个，占该段线路长度的64.7%，其中半径小于400米的曲线65个，占该段线路长度的32.8%，最小半径229米。既有单线铁路路基多为半填半挖，沿线上护下挡，或上挡下护。路基防护工程逐年增加，据统计，已占该段的三分之一以上。每年雨季路基病害仍在不断发生，运营提心吊胆。而且按现行规范，路基宽度不足，还有13.14公里不能满足洪水位的的要求。桥梁隧道除限界不足外，隧道还存在衬砌圯工薄和开裂漏水的现象。涵洞类型繁多，孔径小，养护维修困难。总之，既有单线铁路技术标准低，通过能力小。随着客货运量的增长，现有运量和既有单线铁路的运能成了极为突出的矛盾。目前已成京广铁路南段限制运输卡脖子的区段。因此，在修建复线期间，考虑对既有铁路的干扰应减少到最小程度。不然就会直接影响对外贸易物资的运输和广东省四个现代化建设的进程。鉴于上述原因，既有单线铁路改造利用作为复线铁路的一条线路是很困难的。

三、预留武水峡谷水库，铁路与水库兼顾

1975年，京广铁路衡阳至韶关增建第二线铁路工程开始进行勘测设计之后，广东省曾多次要求坪石至乐昌武水峡谷新建铁路应考虑保留水利资源，预留武水峡谷水库位置，改迁既有单线铁路。理由是：武水峡谷全长41公里，天然落差约60米，峡谷内地少人稀，具备兴建水利水电枢纽的优良条件。坝址设在小沿附近（见图1），坝顶标高156米，库容为4.6亿立方米，可安装发电机组容量10~12.5万千瓦，每年发电量3.6~4.4亿度。同时能灌溉面积1.75万亩、控制流域面积达5026平方公里，是北江流域防洪控制工程的重要组成部分，可减轻广州市及珠江三角洲受北江洪水的威胁，解除乐昌县的洪水灾害。是发电、防洪、灌溉的综合工程。对航运、筏运也有显著的收益。但建水库，既有铁路将被淹没。因此，预留武水峡谷水库水利资源，铁路与水库兼顾，是该段新建复线铁路选线的重要依据。

四、大瑶山隧道的几个比选方案

为了尽可能地作到新建铁路施工时，不干扰既有铁路的运营，不影响其运输和安全，解决铁路线与水争地的矛盾，达到合理选择方案的目的，在该段进行了细致认真的勘测设计工作，做了考虑预留水库的大瑶山的几个长隧道方案，和不考虑水库的两个沿线方案，见图1，进行了精心的比选。这些方案的比较，主要在园螺角至永济桥大弓形河湾地段。也就是大瑶山隧道取直范围地段。大瑶山隧道进出口前后，线路位置虽不一致，但工程和地质条件差异不大。下面叙述此段方案情况。



國
心
一
張
十

(一). 大瑶山的几个长隧道方案

这几个长隧道方案,是考虑预留水库的。因受地形限制,平面位置几乎没有变动,均系大弓形河湾取直作长隧道的方案。因此隧道长度,洞身地质条件等,是基本相同的。但由于线路坡度,单、双线隧道及隧道进口引线等条件的不同,而提出了几个方案。

1. 大瑶山隧道方案

这个方案,隧道全长14.3公里,双线电化铁路隧道。除进口处104米位于园曲线和缓和曲线上外,其余为直线。为便于施工排水,设计为人字坡。从北向南,3%上坡4450米;平坡210米;4.5%下坡9640米。因该隧道处于罗家渡至张滩车站间,地形复杂,区间长达27公里,为解决该区间线路维修期间通过能力的问题,在本隧道内出口端正线间设置了双八字渡线。两个八字渡线间有效长度为1050米,线间距仍为4米,净跨较直线段加宽1.3米。

隧道穿越瑶山山区,瑶山由北北东方向延绵的两排大山组成,山顶海拔1100多米。两排山间有一狭长谷地,宽约1公里左右,海拔300~600米,大致与隧道轴线相垂直。洞身埋藏深度70~900米,是一座深埋隧道。进出口位于武水陡岸上,地形狭窄,施工场地布置及弃碴条件困难。

隧道洞身穿过地层,是震旦系(Z)、寒武系(E)和泥盆系(D)。震旦、寒武系浅变质碎屑岩,主要为变质的石英砂岩、长石石英砂岩、板岩和板状页岩等。分布于隧道进出口两端的大部分地段。泥盆系之石英砾岩、石英砂岩、页岩,以及白云岩、灰岩、白云质灰岩、泥灰岩等,分布在隧道的中部约1.6公里的槽谷地段。见图2大瑶山隧道纵断面图。

隧道所处地质构造部位,系湘桂经向构造的东侧,南岭纬向构造的中段南侧,粤北山字型脊柱部位,为瑶山复背斜轴部。构造线呈SN至NNE或NNW向,与隧道轴线近乎垂直。虽通过十多条断层,但是影响不大。构造应力场方向为近东西向的挤压,与隧道轴线几乎平行,对洞身围岩的稳定也是有利的。

洞身围岩:Ⅰ类520米;Ⅲ类1780米;Ⅳ类6970米;Ⅴ类5030米。Ⅰ、Ⅲ类只占全长的16%,分布于进出口地段及各断层地带;Ⅳ、Ⅴ类占全长的84%。总的看来,绝大部分围岩是较好的。

隧道地下水的情况:震旦、寒武系地层中,以裂隙水为主,分布普遍,渗透系数 $K=0.049$ 米/昼夜,为弱富水区。泥盆系地层,砂岩、砾岩地段孔隙度稍大,渗透系数 $K=0.16$ 米/昼夜,为弱偏中等富水区。灰岩地段,岩溶一般不发育,岩溶最大深度在地面以下100~250米,而此处隧道埋深400余米,对隧道没有影响。渗透系数 $K=0.0285$ 米/昼夜,为弱富水区。断层破碎地带,地下水较集中, F_4 、 F_5 、 F_9 三条断层,由于破碎带宽度较大,胶结填充较差,施工时,有突水的可能,需要根据其具体情况采取措施。全隧道预计总涌水量为3070吨/昼夜。沿隧道长度分布的地下水看是不大的。

2. 大瑶山隧道单面坡方案

该方案是根据地势北高南低的特征,在大瑶山隧道方案进口位置不动,出口稍向河侧偏移的条件下,设计成单面坡。隧道全长14.302公里,仍是双线电化铁路隧道。从进

口以4.5‰一直下坡至出口。这样出口标高较大瑶山隧道方案低约31米，则出口线路工程量略小。但辅助坑道工程，如斜、竖井均稍有增长。且施工排水不利，影响工程进度。又出口要接长单侧偏压明洞，边坡较高，进洞较为困难。

3. 大瑶山两个单线隧道方案

两个单线隧道，研究了两个方案。一是以大瑶山隧道方案线路左线设左线隧道，而距左线25米设右线隧道，则右线隧道进口处于错落体中，条件恶劣。如果将左线隧道向武水一侧移动25米，则隧道进口地形地质也很不好，且前面的三层滩大桥为顺河桥，技术条件很差。另一方案，在大瑶山隧道方案进口右侧约500米处，做两个单线隧道，长约15.26公里，较大瑶山隧道方案增长960米。两个单线隧道，虽然在施工过程中，可互为平行导坑，用以解决施工通风之用。但是，两个单线隧道较之一个双线隧道，即使在长度相等的条件下，造价是比较高的。运营管理不便。列车洞内运行阻力大，对于高速行驶不利。而且在此峡谷地带，给进出口引线带来很大困难，也要提高造价。现在国外复线铁路多修建双线隧道，很少分修为两个单线隧道的。因此，分修两个单线隧道是不合适的。

4. 园螺角跨武水大瑶山隧道方案

此方案，隧道全长14.14公里，也为人字坡双线电气化铁路隧道。进口引线走在武水的东岸，约4公里双绕于既有铁路的左侧山坡上。多为石方。施工时必须爆破开挖，跨既有铁路线弃碴。且园螺角武水大桥处于圆螺角和大瑶山两座长隧道之间，又跨既有铁路。施工将严重干扰既有铁路的行车，影响运营，影响安全。又洞口、桥头无施工场地，施工条件很差。

在这几个长隧道方案中，根据其优缺点，选取了大瑶山隧道方案，与沿河线方案进行比较。

(二). 两个沿河线方案

在这大弓形河湾地段除做了上述的几个长隧道方案之外，同时还做了两个沿河方案。这两个方案，沿河绕线，因标高关系，无法考虑预留水库位置。

1. 西岸双绕方案

此方案，线路长25.61公里；土石方73.6万立方米；挡护墙圻工14.6万立方米；双线大桥一座，164延长米；双线中桥3座，234延长米；双线小桥一座，32延长米；涵洞63座，1348横延长米；双线隧道23座，14504延长米，其中九峰隧道长2605米，长滩隧道长3202米。线路曲线多，隧道成群，隧挡相连，施工互相干扰。洞口偏压、斜交、接长明洞等条件差。工程量大。且沿河傍山，地质复杂。特别是九峰隧道以南，线路约有2.2公里路基处在顺层地段；通过大长滩滑坡群，其中规模较大者有四处，长150~400米，宽120~390米，深30~70米，以及鹁公岱错落群等，岩层风化严重，局部地段最深达数十米。这些对路基工程的稳定和施工都是不利的。

2. 四跨武水双绕方案

本方案，是为了避开西岸双绕方案九峰隧道以南地质复杂地段，而在九峰隧道洞后，跨河至东岸，走在既有铁路的左侧山坡上，行为9公里，再跨河至西岸。线路长35.95

大瑶山隧道进口全断面 开挖地段[DK1988+505~DK1989+102]围岩变形 的量测工作小结

为了配合台车全断面开挖,确保施工安全和工程质量,在施工过程中进行了量测工作。自1982年9月14日埋设第Ⅰ量测断面以来,至今已过半年,现将测试工作简要汇报如下:

上接第6页

公里;土石方60万立方米;挡护墙圻工7万立方米;双线大桥3座,468延长米;单线大桥1座,131延长米;双线中桥4座,340延长米;单线中桥1座,87延长米;双线小桥1座,34延长米;涵洞70座,1399横延长米;双线隧道18座,12839延长米;单线隧道1座,1065延长米。其中九峰隧道长2537延长米,歧门隧道长2234延长米。与西岸双绕方案比较,则九峰隧道以南地质条件较好。但北段靠近既有铁路,施工时将严重干扰运营行车,影响安全和运输,对运输和施工都是不利的。

(三). 大瑶山隧道较沿河线方案的优缺点

经过全面比选,大瑶山隧道较沿河线方案具有下列优缺点:

1. 优点:

- (1) 隧道线路较沿河线短11公里以上,而且顺直,运营费用省。
- (2) 隧道洞身地质条件较好,有利于施工。且建成后,可不留后患。
- (3) 隧道离既有铁路较远,对运营行车、安全和运输没有干扰。
- (4) 预留了武水峡谷水库,保存了水利资源,解决了铁路和水库争夺该峡谷地带的矛盾。

(5) 大瑶山隧道的弃碴,可通过辅助坑道弃于洞身上面之山谷中,避免了弃碴对武水河道的淤塞,不影响航运和筏运。

2. 缺点:

- (1) 采用长隧道方案,运营通风困难,致使本段复线需提早电气化。
- (2) 工程费较高。

鉴于上述理由,因而选取大瑶山隧道为该地段的采用方案。

一、量测地段地质概况

量测地段处于设计文件中Ⅲ、Ⅳ、Ⅴ三种类型的围岩中，其中DK1988+525~705延长180米是F₁断层及其影响带，其岩性为震旦系砂岩夹板岩，局部板岩夹砂岩，构造发育，断层带岩层破碎，呈碎裂状结构、弱富水区、Ⅲ类围岩；DK1988+855~DK1989+102为震旦系长石石英砂岩及砂岩与板岩互层，节理发育，岩体较为完整，板岩连续厚度0.38~1.34米，砂岩连续厚度0.72~2.45米，有石英脉穿插使胶结良好，弱富水区属于Ⅴ类围岩；其余地段为Ⅳ类围岩。

二、量测手段和量测元件的布置

从DK1988+505开始间隔约50米埋设一个量测断面，目前共进行了600米13个断面的量测工作。每断面内分别进行了水平净空收敛量测和围岩内部径向相对位移两种测试项目。净空收敛量测采用SWJ81型隧道周边位移计；围岩内部径向相对位移量测采用GSJ80型灌浆式钢管或塑料管三点或单点位移计。先后共埋设净空收敛量测断面13个，每断面分别在起拱线、墙中和轨面线三处埋设水平收敛基线三条共39条。在13个断面中，其中10个断面同时埋设了围岩内部相对位移量测元件，每断面分别在河侧和山侧墙中各埋设位移计1根，共18根（有两个断面仅在一侧边墙埋设了），元件的布置见（图一）。

量测元件的埋设：

1. 收敛基线的埋设：开挖后在预定的里程分别在起拱线、墙中和轨面线位置两侧洞壁钻0.2~0.3米长的钻孔（一般风钻即可）各一个，要求每对孔轴线尽量在一条直线上，然后用快凝水泥砂浆（掺加速凝剂）将测杆固结在孔内，孔口部分应用木楔楔牢，1~2小时后即可测读初始读数。

2. 灌浆杆式位移计的埋设：开挖后在预定位置分别在两侧边墙中点钻孔，孔深同



图1 量测元件横断面布置

位移计长，本隧道为2.5米~3.0米，利用锚杆注浆的方法，将钻孔中注满砂浆，然后将位移计插入，并用木楔将位移计楔紧，然后可测读初始读数。

表一 净空收敛量测资料汇总表

[DK1988+505~+803.5]

里 程	围岩类别	编 号	位 置	时 间	最大收敛量	T _{0.2}	备注
DK1988 +505	IV	I—1	拱 脚	82年15/9	0.92毫米	1天	
		2	墙 中	~24/11	1.77毫米	4天	
		3	轨面线	71天	0.94毫米	1天	
+560	III	I—1	拱 脚	82年30/9	1.69毫米	5天	
		2	墙 中	~19/12	0.19毫米	1天	
		3	轨面线	81天	0.36毫米	1天	
+602	III	III—1	拱 脚	82年15/10	0		
		2	墙 中	~28/12	0.94毫米	2天	
		3	轨面线	75天	0.56毫米	2天	
+650	III	IV—1	拱 脚	82年25/10	0.40毫米	1天	
		2	墙 中	~28/11	0.89毫米	4天	
		3	轨面线	35天	0		
+701	III	V—1	拱 脚	82年14/11	0.48毫米	1天	
		2	墙 中	~23/12	0.67毫米	2天	
		3	轨面线	45天	0.65毫米	1天	
+752	IV	VI—1	拱 脚	82年26/11	1.05毫米	2天	
		2	墙 中	~31/12	0.62毫米	2天	
		3	轨面线	36天	1.82毫米	3天	
+803.5	IV	VI—1	拱 脚	82年3/12	0.70毫米	1天	
		2	墙 中	~83年11/1	1.20毫米	1天	
		3	轨面线	35天	0.75毫米	1天	

表一' 净空收敛量测资料汇总表
[DK1988+850~DK1989+102]

里 程	围岩类别	编 号	位 置	时 间	最大收敛量	T _{0.2}	备注
DK1988 +850	IV	VII-1	拱 脚	82年8/12	0.70毫米	1 天	
		2	墙 中	~83年11/1	1.20毫米	1 天	
		3	轨面线	35天	0.75毫米	1 天	
+885	V	IX-1	拱 脚	82年16/12	1.57毫米	2 天	
		2	墙 中	83年21/1	1.08毫米	1 天	
		3	轨面线	37天	1.16毫米	2 天	
+940	V	X-1	拱 脚	83年10/1	1.85毫米		
		2	墙 中	~16/2	1.60毫米		
		3	轨面线	38天			
DK1989 +00	V	XI-1	拱 脚	83年24/1	0.95毫米	4 天	
		2	墙 中	~14/2	1.06毫米	4 天	
		3	轨面线	22天	0.43毫米	1 天	
+50	V	XII-1	拱 脚	83年7/2	5.59毫米	7 天	
		2	墙 中	~16/3	4.73毫米	6 天	
		3	轨面线	38天			
+102	V	XIII-1	拱 脚	83年23/2	2.79毫米	7 天	
		2	墙 中	~9/3	3.21毫米	5 天	
		3	轨面线	15天	7.32毫米	14天	

表二 围岩内部相对位移量测资料汇总表

[DK1988+505~DK1989+102]

里 程	围岩类别	位 置	埋深	位移计类型	时 间	最大位移量	T _{0.1}
DK1988 +505.5	Ⅳ	河侧墙中	1	2.5 ^M 钢管三点 位移计	82年15/9 ~8/11 55天	0.06	1
			2			0.04	1
			3			0.06	1
+560	Ⅲ	河侧墙中	3.0 ^M	钢管单点 位移计	82年30/9 ~8/11 40天	0.34	1
		山侧墙中				0.40	1
+602	Ⅲ	河侧墙中	2.60 ^M	塑料管 单点位移计	82年18/10 ~26/12 70天	0.40	1
		山侧墙中				1.66	2
+701	Ⅲ	河侧墙中	3.0 ^M	"	82年13/11 ~83年10/1 59天	0.11	1
		山侧墙中				0.19	1
+776	Ⅳ	河侧墙中	3.0 ^M	"	82年30/11 ~29/12 30天	0.03	1
		山侧墙中				0.09	1
+803.5	Ⅳ	河侧墙中	2.7 ^M	"	82年10/12 ~83年14/1 36天		
		山侧墙中				0.11	1
+866	Ⅴ	河侧墙中	2.7 ^M	"	82年22/12 ~83年31/1 41天	0.04	1
		山侧墙中				0.01	1
+940	Ⅴ	河侧墙中	2.7 ^M	"	83年10/1 ~16/2 38天	0.05	1
		山侧墙中				0.02	1
DK1989 +050	Ⅴ	河侧墙中	2.5 ^M	"	83年6/2 ~12/3 35天	1.22	3
		山侧墙中				2.18	8
+102	Ⅴ	河侧墙中	2.7 ^M	"	83年21/2 ~9/3 17天	0.82	3
		山侧墙中				2.67	8

表三 回归分析表

测点	对数函数					指数函数			
	$u=A+B\ln T$	γ	T_1	$T_{0.5}$	$T_{0.2}$	$T_{0.1}$	$u=A\exp(-B/T)$	γ	u_{∞}
Ⅷ-1	$u=0.41+1.3\ln T$	-0.94	1天	/	7天	/	$u=5.31\exp(-3.99/T)$	-0.91	5.31毫米
—2	$u=0.32+1.13\ln T$	-0.98	1	/	6	/	$u=4.62\exp(-4.26/T)$	-0.91	4.62
Ⅷ-1	$u=-0.76+1.29\ln T$	-0.90	1	/	7	/	$u=5.24\exp(-8.49/T)$	-0.89	5.24
—2	$u=0.41+1.01\ln T$	-0.93	1	/	5	/	$u=4.07\exp(-3.69/T)$	-0.93	4.07
—3	$u=-0.15+2.65\ln T$	-0.97	3	/	14	/	$u=10.93\exp(-5.77/T)$	-0.97	10.93
Ⅷ-H	$u=0.03+0.31\ln T$	-0.97	/	1	/	3	$u=1.30\exp(-6.09/T)$	-0.92	1.30
Ⅷ-S	$u=0.22+0.54\ln T$	-0.99	/	1	/	6	$u=2.16\exp(-8.18/T)$	-0.98	2.16
Ⅷ-H	$u=0.13+0.24\ln T$	-0.99	/	1	/	3	$u=0.94\exp(-2.90/T)$	-0.99	0.94
Ⅷ-S	$u=0.45+0.76\ln T$	-0.99	/	2	/	8	$u=2.98\exp(-2.79/T)$	-0.98	2.98

注: 1. H表河侧, S表山侧

2. T_1 表示位移速率为 i 毫米/天时的天数

3. u_{∞} 为回归最终位移

三、测试结果与分析

量测结果的整理：表一为净空收敛量测资料汇总表，表二为围岩内部径向位移量测资料汇总表。

量测数据的回归分析

量测资料的数据处理和回归分析，是研究围岩变形规律的重要环节，围岩的变形规律与时间、空间、施工方法和地质条件多种因素有关，这个问题目前正在研究阶段。就目前情况而言，回归的目的旨在于寻求围岩达到基本稳定的时间和围岩最终位移值。我们曾对下坑隧道和金家岩隧道数十组量测资料进行了回归分析工作，回归结果表明对数函数和指数函数均比较符合实际量测结果。一般来讲：初期变形阶段较符合对数函数规律，而后期变形则较符合指数函数规律。针对上述情况在本量测地段采用不同函数形式来确定不同内容的回归方法。即用对数函数做为回归函数来寻求围岩稳定时间；用指数函数作为回归函数来寻求围岩最终位移值。用二种函数形式来寻求两种不同内容的回归方法只是第一次尝试。Ⅰ～Ⅻ断面量级较小，未进行回归分析，本文仅对变形比较大的Ⅺ、Ⅻ两个量测断面的5条收敛量测资料和4根单点位移计的量测资料进行了回归分析。回归结果见表三和图2、3。表中所列的18条回归函数的相关系数都是很高的， r 的平均值为-0.96，表明所选的回归函数是相关的。纵观表一、二、三和图2、3的量测数据可以说明如下问题：

1. 总的来讲该段围岩变形的量级是比较小的，净空收敛量测39条基线中只有五条收敛值超过2毫米，收敛值不足1毫米就有20条占50%以上，最大收敛值是在DK1989+102轨面线Ⅺ—3基线，观测到最大收敛值为7.32毫米，回归最终收敛值为10.97毫米。围岩内部径向位移量测资料同样说明了这个问题，2.5~3.0米埋深的围岩内部径向相对位移，18个位移计中位移量超过1毫米的只有4个，变形量不足0.2毫米就有10个，最大位移值是在DK1989+102山侧墙中Ⅺ—S观测最大位移值为2.67毫米，回归最终位移值为2.98毫米。

2. 该段位移速率变化比较缓慢

目前国内外尚没有衡量位移速率的统一标准，国外这方面各施工工点自行制定。例如：法国某隧道规定位移速率小于0.23毫米/天或连续一个月总变形量小于7毫米则认定围岩达到基本稳定。我们根据皖赣线下坑隧道和成渝线金家岩(双线)隧道量测结果制定了如下标准：当位移速率(指水平收敛量测)大于1毫米/天时为变形急剧增长阶段，位移速率0.2毫米~1毫米/天时为变形缓慢增长阶段，当位移速率小于0.2毫米/天为基本稳定阶段。对于围岩内部相对位移量测各项指标均减半。依照上述标准衡量量测资料，无论是净空收敛量测还是围岩内部相对位移量测，变形速度均很小，大部分测点均无急剧增长阶段，量测1~2天后围岩即达到基本稳定阶段。只有Ⅺ、Ⅻ两个量测断面，量测初期2~3天变形急剧增长，最迟14天后均达到基本稳定阶段。这里有必要指出，Ⅰ~Ⅻ断面因位移量级比较小，基本稳定时间的估算是采用量测资料直接对比方法；Ⅺ、Ⅻ两断面是采用回归分析方法来确定基本稳定时间的。

3. 量测结果与原设计的围岩类别相差甚大

表三所列为各类围岩中净空收敛值和围岩内部相对位移值,从表中数据可知:Ⅲ类围岩变形量一般都很小,平均净空收敛值为0.56毫米而Ⅳ类为1.09毫米,Ⅴ类反而为2.56毫米,特别是Ⅴ类围岩中的Ⅺ、Ⅻ两断面的收敛值和相对位移值均比Ⅲ、Ⅳ类围岩的收敛值和位移值大得多。这种现象说明:要准确地确定围岩类别,特别是在隧道施工前是比较困难的,研究用定量的方法或定量定性结合的方法来确定围岩类别,将是有待研究解决的课题。

4. 一般来讲山侧变形较河侧大,特别是Ⅺ、Ⅻ断面平均山侧位移值为2.42毫米,平均河侧位移值为1.02毫米,山侧位移为河侧的两倍。

表四 各类围岩变形状态表

围岩类别	量 测 手 段	平 均 值	最 大 值
Ⅲ	净空收敛	0.56毫米	1.69毫米
	内部相对位移	0.51	1.66
Ⅳ	净空收敛	1.09	1.82
	相对位移	0.07	0.11
Ⅴ	净空收敛	2.56	7.32
	相对位移	0.83	2.67

表五 两侧围岩变形状态

断 面	山 侧	河 侧
Ⅰ	0.40毫米	0.34毫米
Ⅱ	1.66	0.4
Ⅳ	0.19	0.11
Ⅴ	0.09	0.03
Ⅸ	0.01	0.04
Ⅺ	0.02	0.05
Ⅻ	2.18	1.22
Ⅼ	2.67	0.82

5. 围岩变形的范围不大

I 断面 3 点位移计量测资料表明埋深 2.5 米与埋深 0.8 米的位移基本相同, 表明变形范围在 0.8 米以内。Ⅱ、Ⅲ 两断面墙中 2.5 米~2.7 米埋深, 山侧与河侧变形之和为 3.4 毫米、3.49 毫米, 而该二断面墙中收敛值为 4.73 毫米与 3.21 毫米, 由此可见大部分变形发生在 3 米范围之内。

6. 因该段围岩变形的量级较小, 而我们选用的 SWT81 型收敛计本身量测精度为 0.3~0.45 毫米, 同时又因操作不熟练又增加了量测误差, 因此很多测点(指收敛)量测数据上下跳动较大, 有的甚至出现负值(向外变形)的异常现象, 系量测误差所致。对于变形量级比较小的围岩应选用量测精度比较高的如 SWT82.83 型收敛计, 会得到更好的测试效果。

四、结 语

1. 半年来和 600 余米地段的量测结果表明, 该段围岩稳定性是比较好, 特别是 DK 1988+505~1988+940 原Ⅱ、Ⅳ类围岩地段, 围岩稳定性更好。量测不仅为了指导施工而且将为支护系统的设计提供信息, 这是“新奥法”基本原则之一。因此建议该段的围岩的支护参数应作适当的调整, 原Ⅱ、Ⅳ类围岩地段是否可不挂钢筋网, Ⅱ类围岩的锚杆长度是否可由原来的 3 米减为 2.5 米, 间距不变, 以上建议当否, 请有关部门考虑。从目前工地施工情况来看, 钢筋网的敷设落后于掌子面数百米, 是在拱部灌注前才进行挂网和二次喷射, 然后紧接着进行打拱, 挂网根本未起到初期支护的作用。

2. 该段围岩整体稳定性是比较好的, 不会发生大坍方, 但是该段围岩节理裂隙较发育, 而且局部有裂隙水出露, 特别是 DK 1989+50~102 地段局部落石和局部小的塌坍还是有可能发生, 决不能麻痹大意。目前初期支护喷射厚度不够, 尤其边墙部位的初期支护没有紧跟开挖面进行, 而且落后很多, 这将造成不安全因素, 初期支护一定要紧跟开挖面施作。

3. 半年来的量测实践表明, 量测工作决非可有可无, 它不仅能及时监视围岩动态, 确保施工安全, 而且还可以为修改支护系统的设计提供定量的信息。在软弱围岩中量测工作必然重要, 但是在稳定性比较好的硬岩中同样能起到应有的作用。建议有条件的工点都能建立起一个量测班子, 把量测监视工作作为施工管理工作中的一个环节。

隧道局一处二队

大瑶山隧道进口支护科研组

执笔人 高尔洋

考虑了开挖面周边围岩动态的 隧道支护基本概念

1、前 言

为要数学解析隧道的力学动态，必须确定模型。拉布柴维茨、卡斯特奈等人用二维模型探讨了地压与孔洞周边的应力、物性变化和支护的关系，从定性的角度考虑了开挖面存在的影响，论及了开挖面周边围岩的稳定情况，但无法给出定量的解答。近来，在新奥法的研讨中，触及了这个非常重要的方面。

在二维模型中，只讨论均匀应力状态下隧道开挖瞬间的围岩状态，要明确地探讨支护效果是很困难的。著者通过数值解析和现场量测，完成了开挖面周边应力状态变化的三维状态研究。因而可以探明开挖面作为临时支护的作用效果。

除有明显蠕变的围岩外，通常隧道开挖面周边的力学稳定情况应是：以往在二维模型所考虑的横断面上环形支承作用与作为有效临时支护的开挖面在纵断面方向所产生的半穹窿作用的组合。开挖后(通过开挖面后)尽早闭合断面的必要性也将由此得到解释。即是说，处于原始应力的围岩中，仅仅依赖环形支承作用会导致强度不足而发展为不稳定状态。一旦在半穹窿作用的有效范围内施加人工支护以弥补围岩强度之不足，就能在围岩自身与人工支护共同组成的环形结构物的支承下达到稳定。

本论文中，我们依据实测值及数值解析来阐明这些基本概念。文中列举了沿用很广的弹塑性模型与应变软化模型的区别。在低强度围岩中，支护效果的微小差异对隧道的稳定也会产生明显的影响。同时，如果根据围岩的不同特性，能给出最大容许变形，再把各种支护结构的效果置换为作用于壁面的内压，就可以得到应力、应变、位移三者之间的关系。根据这个关系得知，以位移来进行施工管理、查明隧道的稳定程度是极好的方法。

依据这个概念进行隧道支护设计，並有可能在施工中把现场量测所得结果进行反馈。

2、掘进时开挖面周边的应力、位移状态

在不考虑开挖面存在的二维模型中，只讨论均匀应力状态下围岩开挖瞬时孔洞的情况，支护效果很难弄清楚。著者认为，通过数值解析和现场量测，就可以探明开挖面周