

高地应力区深埋软岩洞室开挖及支护虚拟仿真实验帮助文件

高地应力软岩地下洞室开挖会诱发洞室大变形、围岩破损、地下水突涌、支护结构失效等工程灾害。为了提升高地应力软岩地下洞室开挖的安全性能，需要进行地应力测试确定地应力的分布大小，为围岩级别判定和工程危害防治提供有效的数据支撑；联合 TSP 超前地质预报系统和超前地质钻孔进行超前地质预报，探测地下水的分布情况，为高地应力软岩洞室开挖的地下水突涌防治措施提供判断依据；联合超前注浆帷幕预加固堵水和超前小导管注浆预支护进行超前预处理，提高围岩的隔水性能和自承载能力；选择安全合理的开挖施工方法，减少对围岩的扰动，增强围岩的自承载能力；选择针对性的支护技术，适应高地应力软岩地下洞室开挖工程灾害特征，确保支护结构和开挖过程的稳定；进行实时的监控量测，根据监控量测结果对地质情况和支护方案进行实时分析，及时调整施工方案，达到动态设计和信息化施工的目的。

1 地应力测试与围岩分级

1.1 地应力测试

1.1.1 水压致裂法测试地应力的原理和流程

地应力是由岩体自重、构造运动、渗流作用、地温作用、地球化学作用等多种作用产生的，在岩体空间有规律分布的，天然原岩应力。高地应力将对地下工程施工造成严重的危害，如：硬质岩体中，易造成岩爆；软质岩体中，易产生蠕变和大变形。因此，确定地应力的分布大小，是高地应力软岩地下洞室开挖的首要工作。地应力的分布大小，目前尚无成熟的理论计算方法，需要通过现场测试而得到。水压致裂法，通过液压泵向钻孔内拟定深度加水压，测定压裂过程中各个特征压力，计算测点附近岩体中地应力大小和方向，是最常用的地应力测试方法之一。

水压致裂法测试地应力的主要试验步骤如图 1 所示，包括：1.测量放线，确定待测区域的准确位置；2.钻机钻孔，到达待测位置；3.井架、卷扬机、流量计、高压泵、控制器、数据采集仪等地面设备就位；4.定向仪、印模器、封隔器、封隔器/压裂段转换阀、压力传感器、高压油管、电缆等孔内设备就位；5.通过高压泵注入高压水，同时通过数据采集仪观测泵压变化过程，到达关闭压力时可以选择结束试验或者重复试验；6.根据泵压过程曲线，确定特征压力值，计算地应力大小。

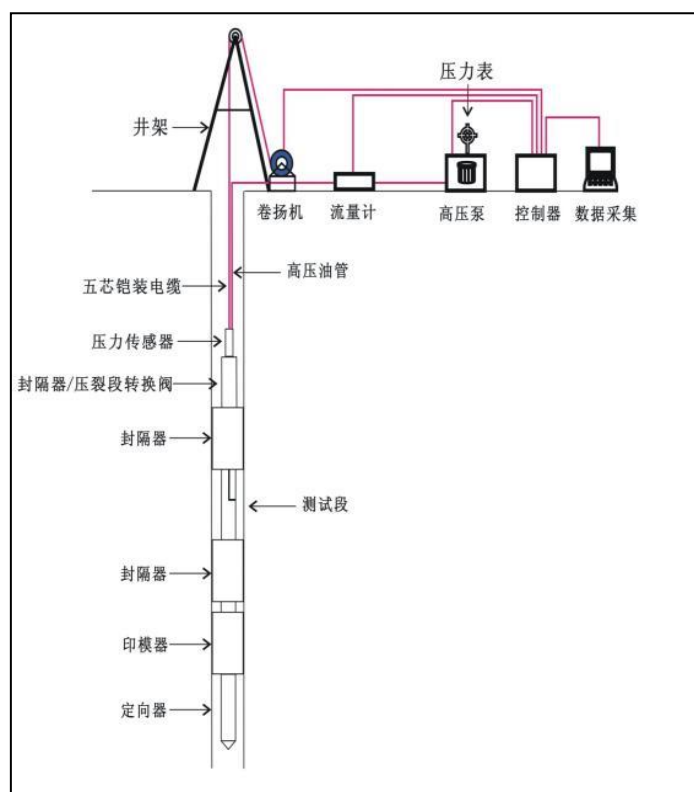
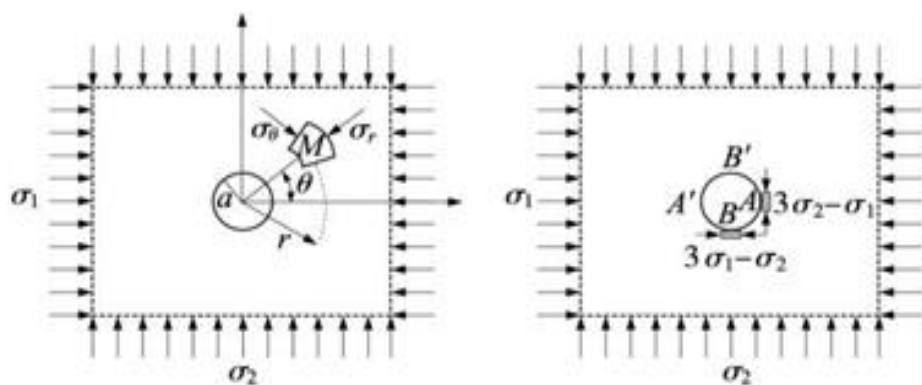


图 1-1 水压致裂法测试地应力示意图

1.1.2 水压致裂法测试地应力的计算

水压致裂法测试地应力，基于以下的 3 个假定：1.岩体为各向同性线弹性体；2.岩体是完整的，相对于压裂液体而言，是非渗透的；3.岩体中有一个主应力方向，与孔轴平行。因此，可以将测试点的应力状态，可以简化为如图 1-2 所示的平面应力问题。



(a) 有圆孔的无限大平板收到应力 σ_1 和 σ_2 的作用 (b) 圆孔壁上的应力集中

图 1-2 地应力分布示意图

当钻孔中存在孔隙压力时，可以将应力分解为有效应力（岩体晶格承受的应力）和孔隙压力（岩体孔隙中的应力）：

$$\sigma_{h,max} = \sigma'_{h,max} + p_0$$

$$\sigma_{h,min} = \sigma'_{h,min} + p_0$$

$$\sigma_v = \sigma'_v + p_0 \quad (1-1)$$

式中, $\sigma_{h,max}$ 和 $\sigma_{h,min}$ 分别为最大和最小水平主应力; σ_v 为垂直主应力; $\sigma'_{h,max}$ 和 $\sigma'_{h,min}$ 分别为最大和最小有效水平主应力; σ'_v 为垂直有效主应力; p_0 为孔隙压力。

在上图 1-2 中, 相当于有 2 个主应力 σ_1 和 σ_2 , 作用在一个半径为 a 的圆孔的无限大平板上; 根据弹性力学分析, 当 $r=a$ 时, 孔壁上的应力状态为:

$$\sigma_\theta = (\sigma_1 + \sigma_2) - 2(\sigma_1 - \sigma_2)\cos 2\theta$$

$$\sigma_r = 0$$

$$\tau_\theta = 0 \quad (1-2)$$

水压致裂法测试地应力大小, 测试结果如图 1-3 所示。根据如图 1-3 所示的泵压变化过程曲线, 确定各个特征压力。

孔壁 A、B 两点, 当 $\theta = 0$ 及 $\theta = 90^\circ$, 及其对称处的应力分别为

$$\sigma_A = \sigma_{A'} = 3\sigma_2 - \sigma_1$$

$$\sigma_B = \sigma_{B'} = 3\sigma_1 - \sigma_2 \quad (1-3)$$

假设 $\sigma_1 = \sigma_{h,max}$ 、 $\sigma_2 = \sigma_{h,min}$ 。当泵入高压后, 在钻孔内壁作用有内水压力 P_b , 则拉裂时 A 破坏的条件为

$$3\sigma_{h,min} - \sigma_{h,max} - P_b = -\sigma_t \quad (1-4)$$

式中, σ_t 为岩石的抗拉强度。

在孔壁拉裂隙形成以后, 如果要继续维持拉裂张开而又不进一步扩展, 则水压需要满足以下条件:

$$\sigma_{h,min} = P_s \quad (1-5)$$

式中, P_s 为稳定裂隙而不张开需维持的水压。

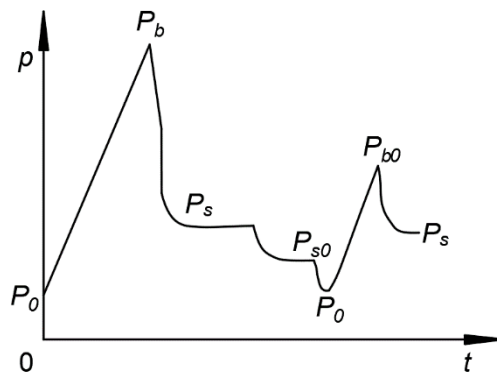
联立上面两式, 可解得水平天然应力为:

$$\sigma_{h,max} = \sigma_t + 3\sigma_{h,min} - P_b$$

$$\sigma_{h,min} = P_s \quad (1-6)$$

$$(1-7)$$

式中, P_b 和 P_s 都是试验测得得, σ_t 是孔壁岩石的抗拉强度, 可由试验确定。因此, 通过水压拉裂试验可以求出 $\sigma_{h,min}$ 和 $\sigma_{h,max}$ 的值。



① P_0 -孔隙水压力或地下水压力② P_b -初始压裂压力③ P_s -稳定开裂压力④ P_{s0} -关闭压力⑤ P_{b0} -重张压力

图 1-3 压裂过程泵压变化及特征压力

1.1.3 高地应力的判断和工程危害

（《公路隧道设计细则》（JTG-T D70-2010）6.3.4 条）

根据上述方法求得地应力的大小后，根据下表 1-1，可以判断地应力是属于“高地应力”或者“极高地应力”。

表 1-1 初始地应力状态定量值与定性值的对应关系

定性值	定量值 R_c/σ_{max}		
	$R_c \geq 30$	$15 < R_c < 30$	$R_c \leq 15$
极高应力	<2	<4	<6
高应力	2-4	4-7	6-8

注： σ_{max} 为垂直洞轴线方向的最大初始应力（MPa）； R_c 为岩石单轴饱和抗压强度（MPa）。

（《公路隧道设计细则》（JTG-T D70-2010）6.3.4 条）

“高地应力”和“极高地应力”作用下，地下洞室开挖将出现下表 1-2 所示的工程危害。根据表 1-2 所示的工程灾害，在施工过程中采用相应的施工方案，预防工程灾害的发生。并且，根据地应力的大小，可以对围岩分级进行修正。

表 1-2 初始地应力状态定性值

定性值	隧道开挖状况和位移大致标准
极高应力	（1）硬质岩：开挖过程中有岩爆发生，有岩块弹出，洞壁岩体发生剥离，新生裂缝多，成洞性差；（2）软质岩：岩芯常有饼化现象，开挖过程中洞壁岩体有剥离，位移极为显著，甚至发生大位移，持续时间长，不易成洞
高应力	（1）硬质岩开挖过程中可能出现岩爆，洞壁岩体有剥离和掉块现象，新生裂缝较多，成洞性差；（2）软质岩：岩芯时有饼化现象，开挖过程中洞壁岩体位移显著，持续时间较长，成洞性差

1.2 围岩分级

1.2.1 围岩分级方法

（《公路隧道设计细则》（JTG-T D70-2010）6.2、6.3 款）

公路隧道围岩分级方法如表 1-3 所示。铁路隧道围岩分级方法具有操作性强的特点，可以作为公路隧道围岩分级的参考。

表 1-3 公路隧道岩质围岩的基本质量分级

围岩基本质量分级		围岩的定性特征	围岩基本质量指标 BQ
基本级别	亚级		
I	——	坚硬岩，岩体完整，整体状或巨厚层状结构	≥551
II	——	坚硬岩，岩体较完整，块状或厚层状结构 较坚硬岩，岩体完整，块状或整体状结构	550-451
III	III1	坚硬岩，较破碎 $K_b=0.4-0.55$ ，结构面较发育，结合差，裂隙块状或中厚层状结构 较坚硬岩 $R_b=45-60\text{MPa}$ ，岩体较完整，结构面较发育，结合好，块状结构； 较坚硬岩 $R_b=30-45\text{MPa}$ ，岩体完整，整体状或巨厚层状结构	450-401
	III2	坚硬岩，较破碎 $K_b=0.35-0.4$ ，结构面较发育，结合好，镶嵌碎裂结构或裂隙块状结构 较坚硬岩 $R_b=45-60\text{MPa}$ ，岩体较破碎，结构面较发育，结合好，块状结构； 较坚硬岩 $R_b=30-45\text{MPa}$ ，岩体较完整，整体状或巨厚层状结构 较软岩，岩体完整，结构面不发育，结合好或一般，整体状或巨厚层状结构	400-351
IV	IV1	坚硬岩，较破碎 $K_b=0.28-0.35$ ，结构面极发育，结合差，碎裂状结构 较坚硬岩 $R_b=45-60\text{MPa}$ ，岩体破碎-较破碎，结构面发育，结合一般，碎裂状结构； 较坚硬岩 $R_b=30-45\text{MPa}$ ，结构面发育，结合好，镶嵌碎裂结构 较软岩，岩体较完整 $R_b=20-30\text{MPa}$ ，结构面较发育，结合好或一般，块状结构 较软岩，岩体完整 $R_b=15-20\text{MPa}$ ，结构面不发育，结合好或一般，整体状或巨厚层状结构 较软岩，岩体完整 $R_b=10-15\text{MPa}$ ，结构面不发育，结合好或一般，整体状或巨厚层状结构	350-316
	IV2	坚硬岩，岩体破碎 $K_b=0.2-0.28$ ，结构面极发育，结合一般差，碎裂状结构 较坚硬岩 $R_b=45-60\text{MPa}$ ，结构面发育，结合一般，碎裂状结构； 较坚硬岩 $R_b=30-45\text{MPa}$ ，结构面发育，结合好，镶嵌碎裂结构 较软岩，岩体较完整 $R_b=20-30\text{MPa}$ ，结构面较发育，结合好或一般，块状结构	315-285

		较软岩或以软岩为主的软硬岩互层，较破碎，结构面发育，结合一般，薄层状结构 较软岩，岩体完整 $R_b=7.5-10\text{MPa}$ ，结构面不发育，结合好或一般，整体状或巨厚层状结构	
	IV3	坚硬岩，岩体破碎 $K_b=0.15-0.2$ ，结构面极发育，结合一般差，碎裂状结构 较坚硬岩，岩体破碎，结构面发育，结合一般，碎裂状结构； 较坚硬岩，岩体较破碎，结构面较发育，结合好或一般，块状结构 较软岩，岩体较破碎，结构面较发育，结合好或一般，块状结构 软岩，岩体完整 $R_b=5-7.5\text{MPa}$ ，结构面不发育，结合好或一般，整体状或巨厚层状结构	284-251
V	V1	坚硬岩及较坚硬岩，岩体较破碎 $K_b=0.06-0.15$ 较软岩，破碎 $R_b=20-30\text{MPa}$ ，结构面发育或极发育 较软岩，较破碎 $R_b=15-20\text{MPa}$ ，结构面发育，结合一般或破碎 软岩，较破碎，结构面发育，结合一般，碎裂状结构 极软岩 $R_b=2-5\text{MPa}$ ，较完整-完整，结构面不发育或结构面较发育但结合较好	250-211
	V2	坚硬岩及较坚硬岩，岩体较破碎 $K_b=0-0.06$ 较软岩，岩体极破碎，碎裂状结构或散体状结构 软岩，岩体破碎，结构面极发育，结合一般或差，碎裂状结构 极软岩 $R_b<2\text{MPa}$ ，较破碎-完整	210-150

围岩的基本质量指标 BQ 应根据分级因素的定量指标 R_c 值和 K_v 值，按式(1-8)计算：

$$BQ = 90 + 3R_c + 250K_v \quad (1-8)$$

按式(1-8)计算时，应符合下列限制条件：

- 1.当 $R_c > 90K_v + 30$ 时，应以 $R = 90K_v + 30$ 和 K_v 代入计算 BQ 值。
- 2.当 $K_b > 0.04R_c + 0.4$ 时，应以 $K_b = 0.04R_c + 0.4$ 和 R_c 代入计算 BQ 值。

岩石坚硬程度的定量划分应采用岩石单轴饱和抗压强度 R_e 表示，其对应关系可按表 1-4

的规定确定。

表 1-4 R_e 与岩石坚硬程度定性值的对应关系

R_e (MPa)	>60	60-30	30-15	15-5	<5
定性值	坚硬岩	较坚硬岩	较软岩	软岩	极软岩

如无 R_e 实测值，可按式 (1-9) 进行换算：

$$R_e = 22.82I_{5(50)}^{0.75} \quad (1-9)$$

式中： $I_{5(50)}$ ----岩石点荷载强度指数，与岩石坚硬程度定性值相对应关系可按表 1-5 的规定确定； R_e ----岩石单轴饱和抗压强度。

表 1-5 $I_{5(50)}$ 与岩石坚硬程度定性值的对应关系

$I_{5(50)}$ (MPa)	>3.63	3.63-1.44	1.44-0.57	0.57-0.13	<0.13
定性值	坚硬岩	较坚硬岩	较软岩	软岩	极软岩

K_v 值应针对不同的工程地质岩组或岩性段，选择有代表性的点、段，测定围岩弹性纵波速度，并应在同一围岩段取样测定岩石弹性纵波速度。

K_v 值可按式（1-10）计算：

$$K_v = (\nu_{pm} / \nu_{pt})^2 \quad (1-10)$$

式中： ν_{pm} ——评价区域岩体的弹性纵波速度（ km/s ）； ν_{pt} ——评价区域岩石的弹性纵波速度（ km/s ）。

如 K_v 无实测值，可根据岩体体积节理数 J_v 按表 1-6 确定。

表 1-6 J_v 及 K_v 与岩体完整程度定性值的对应关系

J_v	<3	3-10	10-20	20-35	>35
K_v	>0.75	0.75-0.55	0.55-0.35	0.35-0.15	<0.15
岩石完整程度定性值	完整	较完整	较破碎	破碎	极破碎

1.2.2 考虑地应力等因素的围岩分级修正

（《公路隧道设计细则》（JTG-T D70-2010）6.3 款）

对岩质围岩分级时，如遇下列情况之一，应对岩体基本质量指标 BQ 进行修正，根据修正后的岩体质量指标[BQ]重新进行围岩分级：1. 有地下水。2. 围岩的稳定性受软弱结构面影响，且有一组起控制作用。3. 存在高初始地应力。

岩质围岩修正指标对围岩级别的定性修正可按式(1-11)计算：

$$[BQ] = BQ - 100(K_1 + K_2 + K_3) \quad (1-11)$$

式中： $[BQ]$ —岩质围岩基本质量指标修正值； BQ —岩质围岩基本质量指标； K_1 —地下水状态影响修正系数，可按表 1-7 确定； K_2 —主要软弱结构面产状影响修正系数.可按表 1-8 确定； K_3 —初始地应力状态影响修正系数，可按表 1-9 确定。

表 1-7 地下水状态影响修正系数 K_1

地下水出水状态	BQ			
	>450	450-351	350-251	≤250
潮湿或点滴状出水	0	0.1	0.2-0.3	0.4-0.6
淋雨状或涌流状出水[水压<0.1MP 或单位出水量<10l/（min·m）]	0.1	0.2-0.3	0.4-0.6	0.7-0.9
淋雨状或涌流状出水[水压>0.1MP 或单位出水量>10l/（min·m）]	0.2	0.4-0.6	0.7-0.9	1.0

表 1-8 主要软弱结构面产状影响修正系数 K_2

结构面产状及其与洞轴线的组合关系	结构面走向与洞轴线夹角 $>60^\circ$ ，结构面倾角 $>75^\circ$	其他组合	结构面走向与洞轴线夹角 $<30^\circ$ ，结构面倾角 $30^\circ\sim 75^\circ$
K2	0-0.2	0.2-0.4	0.4-0.6

表 1-9 初始地应力状态影响修正系数 K_3

初始地应力状态	BQ				
	>550	550-451	450-351	350-251	≤ 250
极高应力区	1.0	1.0	1.0-1.5	1.0-1.5	1.0
高应力区	0.5	0.5	0.5	0.5-1.0	0.5-1.0

1.2.3 各级围岩的自稳能力

（《公路隧道设计细则》（JTG-T D70-2010）6.3 款）

各级围岩的自稳能力，宜根据围岩变形量测和理论计算予以评定，也可按表 1-9 的规定加以判断。

表 1-9 围岩自稳能力判断

围岩级别		自稳性
基本级别	亚级	
I	—	跨度 20m，可长期稳定，偶有掉块，无塌方
II	—	跨度 10-20m，可基本稳定，局部可发生掉块或小塌方；跨度 10m，可长期稳定，偶有掉块
III	III1	跨度 $>18m$ ，可发生中～大塌方；跨度 10-18m，可暂时稳定，可发生小～中塌方；跨度 10m，基本稳定
III	III2	跨度 $>14m$ ，可发生中～大塌方；跨度 7-14m，可暂时稳定，可发生小～中塌方；跨度 7m，基本稳定
IV	IV1	跨度 $>9m$ ，可发生中～大塌方；跨度 7-9m，暂时稳定，可发生小塌方；跨度 $<7m$ ，可基本稳定
	IV2	跨度 $>7m$ ，可发生中～大塌方；跨度 6-7m，暂时稳定，可发生小塌方；跨度 $<6m$ ，可稳定
	IV3	跨度 $>5m$ ，可暂时稳定-不稳定，可直接发生中～大塌方；跨度 $\leq 5m$ ，可基本稳定
V	V ₁	跨度 $>6m$ ，完全无自稳性；跨度 4-6m，可暂时稳定，可发生中～大塌方；跨度 $<4m$ ，可基本稳定
	V ₂	跨度 $>4m$ ，完全无自稳性；跨度 3-4m，可暂时稳定，可发生中～大塌方；跨度 $<3m$ ，可基本稳定
VI	---	无自稳性

注：（1）小塌方：塌方高度 $<3m$ ，或塌方体积 $<30m^3$ 。

（2）中塌方：塌方高度 3～6m，或塌方体积 30～100m³。

（3）大塌方：塌方高度 $>6m$ ，或塌方体积 $>100m^3$ 。

2 超前地质预报

2.1 超前地质预报的适用条件和使用频率

2.1.1 超前地质预报手段的适用条件

（《公路隧道施工技术细则》（JTGTF60 2009）10.2 款）

根据地质对隧道安全的危害程度，地质灾害分为 A、B、C、D 四级，其影响因素见《公

路隧道施工技术细则》(JTGT_F60 2009)附录 B。

复杂地质的预测、预报,应坚持隧道洞内探测与洞外地质勘探相结合,地质方法与物探方法相结合,辅助导坑与主洞探测相结合,并贯穿于施工全过程。不同地质灾害级别的预报方式可采用:

1 级预报可用于 A 级地质灾害。采用地质分析法、地震波反射法、超声波反射法、陆地声纳法、地质雷达法、瞬变电磁法、红外探测法、超前水平钻探法等进行综合预报。

2 级预报可用于 B 级地质灾害。采用地质分析法、地震波反射法、陆地声纳法、超声波反射法,辅以红外探测法、瞬变电磁法、地质雷达法,必要时进行超前水平钻孔。

3 级预报可用于 C 级地质灾害。以地质分析法为主。对重要地质层界面、断层或物探异常地段宜采用地震波反射法或超声波反射法进行探测,必要时采用红外探测和超前水平钻孔。

4 级预报可用于 D 级地质灾害。采用地质分析法。

对于高地应力软岩地区的地下洞室开挖,超前地质预报的最主要目的是探明掌子面前方的地下水分布,防止在开挖过程中揭穿地下水导致高压地下水突涌等工程灾害。常采用 TSP (地震波反射法)超前地质预报系统和超前地质钻孔探水等进行高地应力软岩地区地下水的超前预报:前者大范围地进行地下水是否存在的探测,后者在前者的基础上,对于有地下水分布的区域进行出水量的精确测定。

2.1.2 超前地质预报的使用频率

(《公路隧道施工技术细则》(JTGT_F60 2009) 10.2 款)

地质预测预报的频率可按下列规定执行:

- 1.地质素描,随开挖进行,每循环进行一次,包括掌子面、左右侧墙、拱顶和隧底。
- 2.超前水平孔,宜每 30~50m 循环一次。断层破碎地层每循环钻 3~5 个孔。连续预报时,前后两循环钻孔应重叠 5~8m。
- 3.地震反射波法、超声波反射法需连续预报时,前后两次重叠长度应大于 5m。
- 4.红外探测每次预报有效探测距离宜为 10m,连续预报时,前后两次重叠长度应大于 5m。

2.2 TSP 超前地质预报

2.2.1 TSP 超前地质预报系统的原理和流程

TSP 超前地质预报系统是由瑞士 Amberg 量测技术公司为隧道及地下工程施工期地质超前预报而研发的,具有使用范围大、预报距离长、时间段、干扰小、费用少等优点,在我国公路隧道、铁路隧道、水利水电工程地下洞室等地下工程领域得到了广泛的应用。

TSP 超前地质预报系统，首先在洞内制定的震源点用小量炸药激发，产生的地震波在岩石中以球面波的形式向前传播，当地震波遇到物性界面（即波阻抗差异界面，如断层、岩石破碎带、地下水等），一部分地震波信号反射回来，一部分透射进入前方介质，反射的地震信号将被 2 个三维高灵敏度的地震检波器接受。通过对接受信号的运动学和动力学特征进行分析，可推断断层、地下水等不良地质体的位置、规模、产状等。

TSP 超前地质预报系统的主要试验步骤包括：1.放线确定炮孔和接收器孔的位置；2.钻孔；3.安装接收器套管；4.填装炸药；5.安装仪器；6.爆破，采集数据；7.分析测试结果。

振动波由在特定位置人为制造的小型爆破产生，一般是沿隧道一侧洞壁布置 24 个爆破点，爆破点平行于隧道底面呈直线排列，孔距 1.5m，孔深 1.5m，炮孔垂直于边墙向下倾斜 15°~20°，以利于灌水堵孔。距最后的爆破点 15~20m 处设接收器点（在一侧或双侧），接收器安装孔的孔深 2m，内置接收传感器。图 2-1 为观测系统与隧道关系平面示意图。

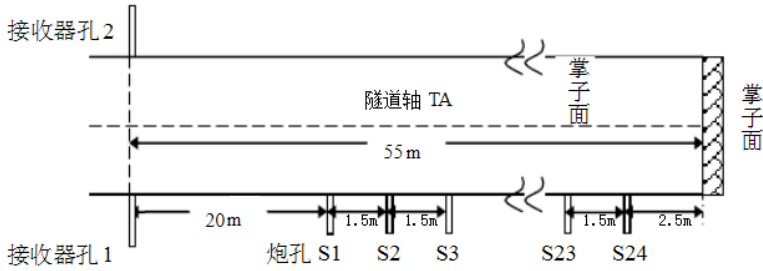


图 2-1 观测系统与隧道关系平面示意图

2.2.2 TSP 超前地质预报系统的使用要求

（《公路隧道施工技术细则》（JTGT_F60 2009）10.2 款条文）

采用 TSP、TCPI2 等仪器探测时，应符合下列要求：

- ①应在隧道边墙一侧布置激发孔，同时在隧道边墙两侧布置接收孔。
- ②孔距、孔深、孔的倾斜角度及密封应按仪器操作要求进行。
- ③激发所用雷管应使用瞬发电雷管。
- ④数据采集和处理过程须按仪器的使用方法和操作步骤进行。
- ⑤探测应避免施工机械噪声的干扰。

2.2.3 超前地质预报的地下水预报功能

TSP208 系统虽然不能预报地下水水量大小、水压高低，但通过对各个物理参数变化情况的分析，并结合地质学知识，对地下水的有无还是能够进行预报。如图 2-2 是某工程进行 TSP203 系统测试后得到的地质预报成果图。该次预报成功的判断了地下水的存在，并且在后续的开挖过程中得到了证实。

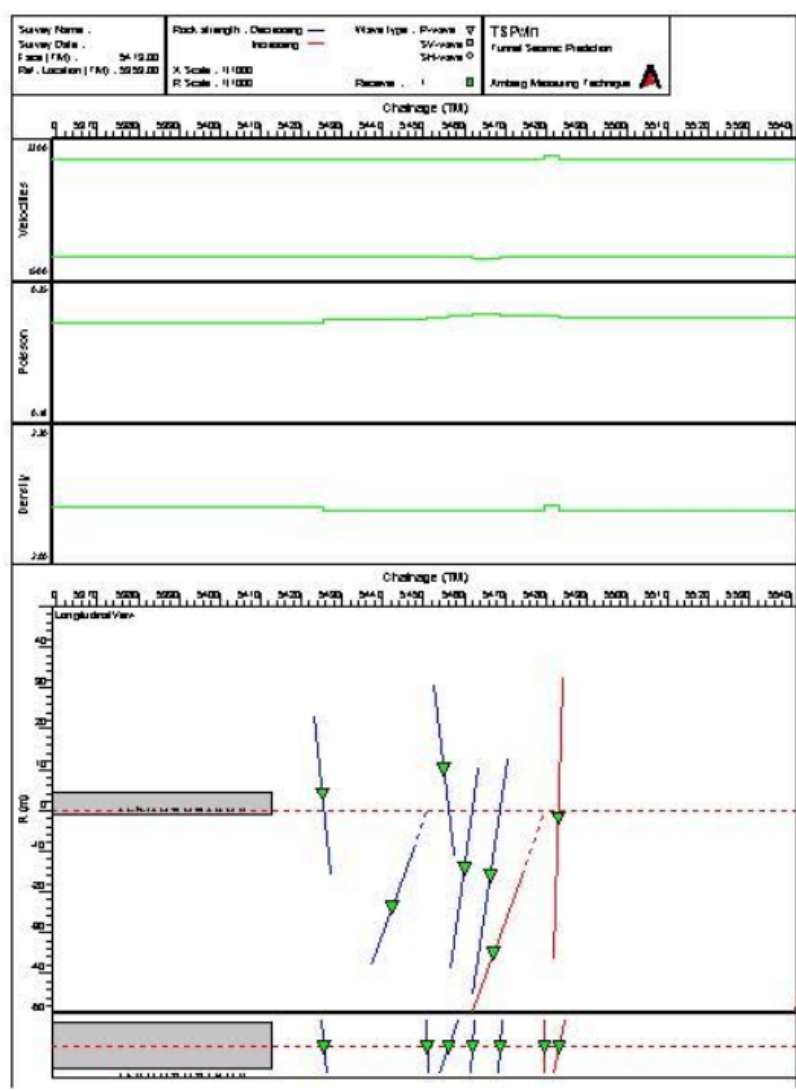


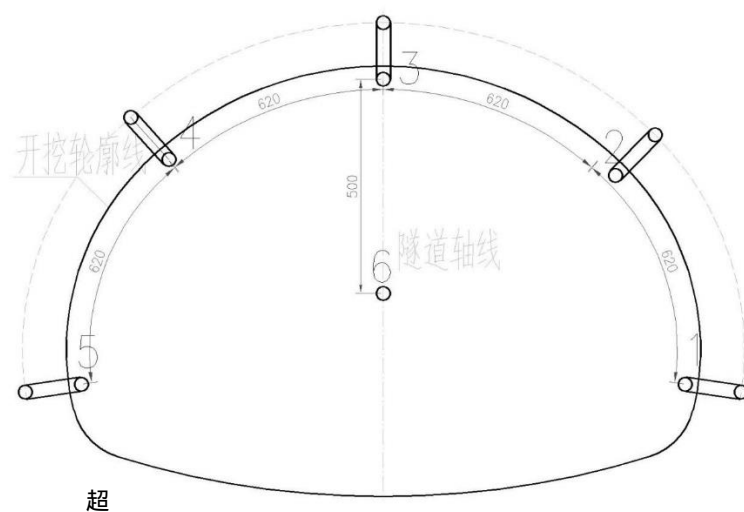
图 2-2 波速、泊松比、密度曲线和反射面二维图

2.3 超前地质探水钻孔的钻孔布置和结果分析

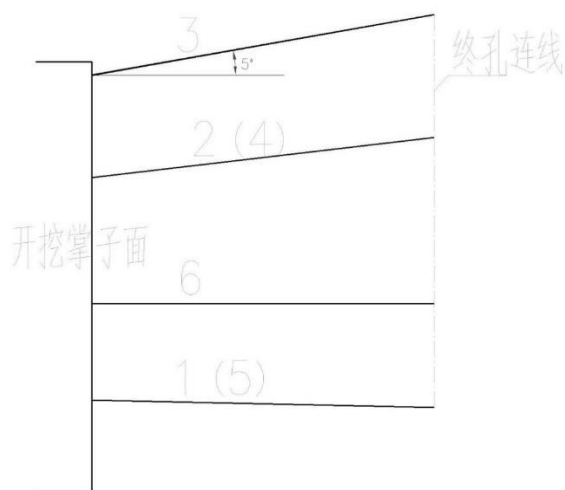
（《公路隧道施工技术细则》（JTGT_F60 2009）10.2 款）

TSP 超前地质预报系统能够确定地下水是否存在和大致的分布区域，但是无法对地下水含量进行精确的判断。因此，需要进行超前地质钻孔，以进一步确定地下水的出水量，以及相应的堵水方案。超前地质探水钻孔通常可以在掌子面的拱顶、拱脚、墙角和掌子面中心等位置设置钻孔，一般设置 3~5 个钻孔，探孔长度约 30~50 米，孔径约 55mm，探孔外倾 5°；钻孔完成后，记录每个孔的出水量；预测地下水分布比较复杂时，可以增加探孔的数量。

根据超前钻孔探水的结果，分别采用不同的措施进行下一循环工作：当探水孔 2/3 孔满水且总水量大于 $15\text{m}^3/\text{h}$ 时，采用全断面注浆帷幕进行堵水；当总水量小于 $15\text{m}^3/\text{h}$ 但个别孔出水量大于 $3\text{m}^3/\text{h}$ 时，采用局部注浆堵水；当 6 个孔出水量均小于 $3\text{m}^3/\text{h}$ 且总出水量小于 $15\text{m}^3/\text{h}$ 时，不需要进行处理，直接进入下一个循环。



(a) 钻孔探水横断面图



(b) 钻孔探水纵断面图

图 2-3 超前钻孔个布置图

3 超前支护加固

3.1 超前支护加固的分类和适用条件

3.1.1 超前支护加固的分类

(《公路隧道设计规范》(JTG D70-2004) 13.1 款)

当隧道通过浅埋、严重偏压、岩溶流泥地段、砂土层、砂卵(砾)石层、回填土、自稳性差的软弱破碎地层、断层破碎带以及大面积淋水或涌水地段时，应采用辅助工程措施，以进行超前支护和加固。辅助工程措施有管棚、超前导管、超前钻孔注浆、超前锚杆、地表砂浆

锚杆、地表注浆加固、护拱、井点降水、深井排水等。

隧道常用辅助施工措施按其功能和效果，可分为地层稳定措施与涌水处理措施。地层稳定措施又可分为地层支护措施与地层加固措施，涌水处理措施又可分为排水措施与注浆止水措施，可见表 3-1 的分类。

表 3-1 常用辅助施工措施分类

地层稳定措施	地层支护措施	超前支护	超前锚杆
			超前自进式锚杆
			超前小钢管
			超前小导管
			超前大管棚
			超前水平高压旋喷
		临时封闭或支撑	掌子面封闭
			临时仰供封闭
			临时构件支撑
			拱部扇形支撑
	地层加固措施	超前加固	超前周边加固注浆
			超前全断面加固注浆
		周壁加固	周壁加固注浆
		地表加固	地表砂浆锚杆
			地表加固注浆
		保护构造物	墙式遮挡
涌水处理措施	排水措施	超前排水	超前钻孔排水
			超前导坑排水
		排水槽（坑）	
		井点降水	轻型井点降水
			深井降水
	注浆止水措施	超前周边止水注浆	
		超前帷幕止水注浆	
		周边止水注浆	

3.1.2 超前支护加固的适用条件

（《公路隧道设计细则》（JTG-T D70-2010）16.1 款）

超前支护，可按照以下规定执行：

- 1 当围岩自稳时间大于 24h 时，如为 I -III级围岩，可不必采用超前支护等辅助施工措施。
- 2 当围岩自稳时间在 12~24h 时，如为 IV 级围岩，宜采用超前锚杆辅助施工措施；如为 V 级围岩，宜采用超前钢管等辅助施工措施，防止局部稳定块体坍塌。
- 3 当围岩自稳时间在 3 -12h 时，如为 V -VI级围岩地段，宜考虑超前小导管等辅助施工措施。
- 4 当围岩自稳时间小于 3h 时，如为地下水较丰富的VI级围岩地段，宜考虑采用超前预注浆等辅助施工措施。

在地层极其松散、软弱的地段，为预防洞室周边岩体坍塌、减少洞室周边地层的变形，

宜采用地层加固措施；在地质条件较差且地下水较为丰富的地段，直采用注浆止水措施。

对于本项目涉及的高地应力软岩 V 级围岩地下洞室，超前支护加固主要包括超前注浆帷幕预加固（堵水）和超前小导管注浆预支护（高地应力软岩预支护）：前者的主要功能是堵水，防止开挖过程中地下水突涌；后者的主要功能是对高地应力软岩（V 级围岩）进行预支护，保证开挖过程中围岩的稳定性。

3.2 超前注浆帷幕预加固堵水

3.2.1 超前注浆帷幕的原理和适用条件

（《公路隧道设计细则》（JTG-T D70-2010）16.6 款）

超前注浆帷幕，在掌子面上布置注浆孔，通过注浆泵向孔内注入水玻璃浆体，水玻璃在注浆压力的作用下，向注浆孔四周的围岩中扩散，填充围岩裂隙，挤密围岩，改善围岩物理力学性能的同时，能够起到非常好的堵水作用，防止开挖过程中的地下水突涌。

地下工程穿越下列地层时，可以采用超前注浆帷幕：1.涌水、涌泥或者塌方严重地段；2.富水围岩段；3.地下水位的变化造成地层变形段；4.地下水十分丰富的断层破碎带等。

3.2.2 超前注浆帷幕加固范围的确定

（《公路隧道设计细则》（JTG-T D70-2010）16.6 款）

超前注浆帷幕的加固范围应该根据隧道埋深、地下水压力及浆液固结体强度通过计算确定，加固范围宜为开挖轮廓线外 3~5m，或者根据下式(3-1)计算后确定。

$$E = R \sqrt{\frac{[\sigma]}{[\sigma] - 2P} - 1}$$
$$[\sigma] = R_b / K$$
$$P = 1.3 \times \gamma \times H$$
$$R = 2A / S \quad (3-1)$$

式中：E——洞室周边及尾端帷幕的厚度(m)； $[\sigma]$ ——注浆固结后土体的容许抗压强度(MPa)； R_b ——固结体极限抗压强度(MPa)；K——安全系数，可取为 2；P——初始地层压力(MPa)； γ ——覆盖层平均重度(kN/m³)；H——覆盖层厚度(m)；R——隧道断面当量半径(m)；A——开挖面面积(m²)；S——开挖面周长(m)；

3.2.3 超前注浆帷幕的止浆岩盘

（《公路隧道设计细则》（JTG-T D70-2010）16.6 款）

超前注浆帷幕注浆施工前，应该对注浆工作面进行封闭，可采用加固止浆岩墙。止浆岩墙的厚度一般取为 5~10m，可以根据设计注浆压力及地质条件按下式计算：

$$H = \frac{P_0 A \lambda}{[\tau] S} \quad (3-2)$$

式中：H——止浆岩墙的厚度(m)； P_0 ——设计注浆压力(MPa)；A——隧道断面积(m²)；

[τ]——岩体的容许抗剪强度 (MPa); S ——隧道端面周长 (m); λ ——过载系数, 取 1.1-1.2。

施作止浆岩墙前, 应该对掌子面进行网喷混凝土封闭处理。根据注浆压力不同调整封闭掌子面混凝土的厚度, 可以采用 10~15cm, 必要时应铺设钢筋网并打设锚杆, 确保掌子面在注浆时不产生裂纹和隆起。

3.2.4 浆液扩散半径

(《公路隧道设计细则》(JTG-T D70-2010) 16.6 款)

浆液扩散半径可根据地质条件及注浆压力, 按下式确定:

$$R = \sqrt[3]{\frac{300Khrtv_w}{nv_\varepsilon} + r^3} \tag{3-3}$$

式中: R ——浆液扩散半径 (cm); n ——围岩孔隙率 (%); r ——注浆孔半径 (cm); v_w ——水的黏度 (Pa·s); v_ε ——浆液黏度 (Pa·s); h ——以水头表示的注浆压力 (cm); K ——围岩渗透系数 (cm/s); t ——注浆时间 (s)。

3.2.5 超前注浆帷幕的注浆孔的布置方法

(《公路隧道设计细则》(JTG-T D70-2010) 16.6 款)

注浆孔布置宜按照伞形呈辐射状布置, 钻孔布置成一圈或者数圈, 内外圈按梅花形排列, 并采用长短孔相结合, 从外向内分层操作。每环注浆孔先施作奇数孔, 然后施作偶数孔, 钻一孔, 注一孔。注浆宜采用反复注入、稀浆与浓浆交替、压力控制与注入浆量控制相结合的措施, 注浆压力应该从低到高逐渐加压。

注浆孔孔底间距可按单孔注浆的浆液扩散半径 R 确定, 孔间距 D 宜为 (1.4~1.7) R 。注浆钻孔深度、倾角和偏角, 可根据注浆段长度、注浆范围等作图确定或者计算求得。注浆方式和注浆分段长度, 应根据不同工程地质、水文地质等条件确定, 可以按照下表 3-2 确定。

表 3-2 注浆方式和注浆分段长度

岩石裂隙发育程度	钻孔出水量 (m³/h)	注浆分段长度 (m)	注浆方式
发育	≥10	5-10	前进式
较发育	5-10	10-15	前进式
不够发育	2-5	15-20	后退式
不发育	≤2	20-30	一次全孔

例如, 如图 3-1 所示, 某工程的外层注浆孔为 22 个, 内层注浆孔为 18 个, 孔深 35 米, 开挖长度 30 米, 预留 5m 的止浆岩盘。第一次钻孔分布于开挖边界 0.5m 处, 外倾角为 9.3°; 第二次注浆孔分布于开挖边界 1.0m 处, 外倾角为 9.7°。为了防止串浆, 2 次注浆之间隔开 2~3 小时。

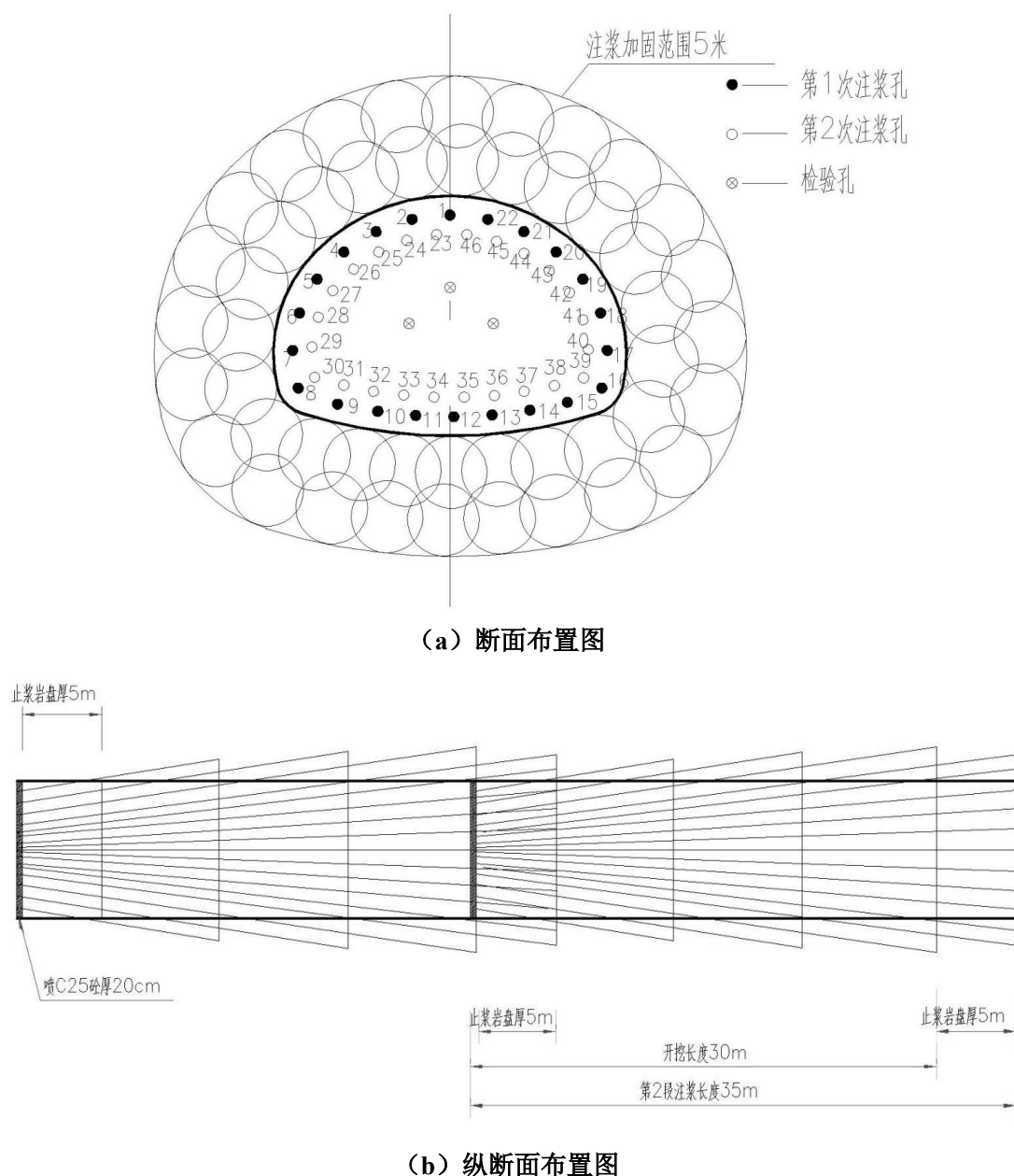


图 3-1 超前注浆帷幕的断面图和纵断面布置示意图

3.2.6 注浆材料、注浆压力和注浆终止条件

超前注浆帷幕宜为劈裂注浆，注浆压力不宜过高。初始注浆压力采用 1.2~1.5 倍的静水压力，最高注浆压力可采用 2~2.5 倍的静水压力。注浆材料主要采用水玻璃单液浆，注浆困难时采用水泥（425 普通硅酸盐水泥）-水玻璃双液浆。注浆施工的过程中如果注浆压力突然升高，表明浆体无法进入裂隙，应该停止水玻璃注浆，改为水泥浆或者清水。当注浆量很大但是压力长时间不升高时，表明浆体浓度太小，应该调整注浆浓度和配比。另外，注浆压力临近设计注浆压力，或者进浆速率接近极限注浆速率，可以停止注浆。例如，某工程的设计注浆压力为 3MPa，当注浆压力达到 3MPa，进浆量小于 100L/min，而且压力升高较快则

可停止注浆；注浆压力超过 5MPa，停止注浆。或者根据检验孔的出水量判断停止注浆的时间，例如，某时间工程设置 3 个检验孔，总出水量小于 2m³/h，且 1 孔出水量小于 0.6m³/h 时，停止注浆。注浆结束后，应该进行注浆效果检验。

3.2.7 注浆效果检验

检测方法可以采用声波测试法。声波测试操作步骤：**1.钻孔。**在待测试区域一定长度范围内钻孔；**2.清孔。**把已成形的钻孔内的浮渣和碎屑清除，尽量保证钻孔内壁平整；**3.将耦合用水管与声波测试探头绑定，一起推进钻孔内部；4.先打开耦合水，再打开信号采集箱，小幅度转动测试探头时信号相对稳定说明界面耦合良好，可以开始测试；5.每隔 20cm 采集一次声波信号，并在波形相对稳定状态保存数据；6.多次测试，结果在注浆区域的波速接近且变化范围相对平稳说明注浆效果良好。**

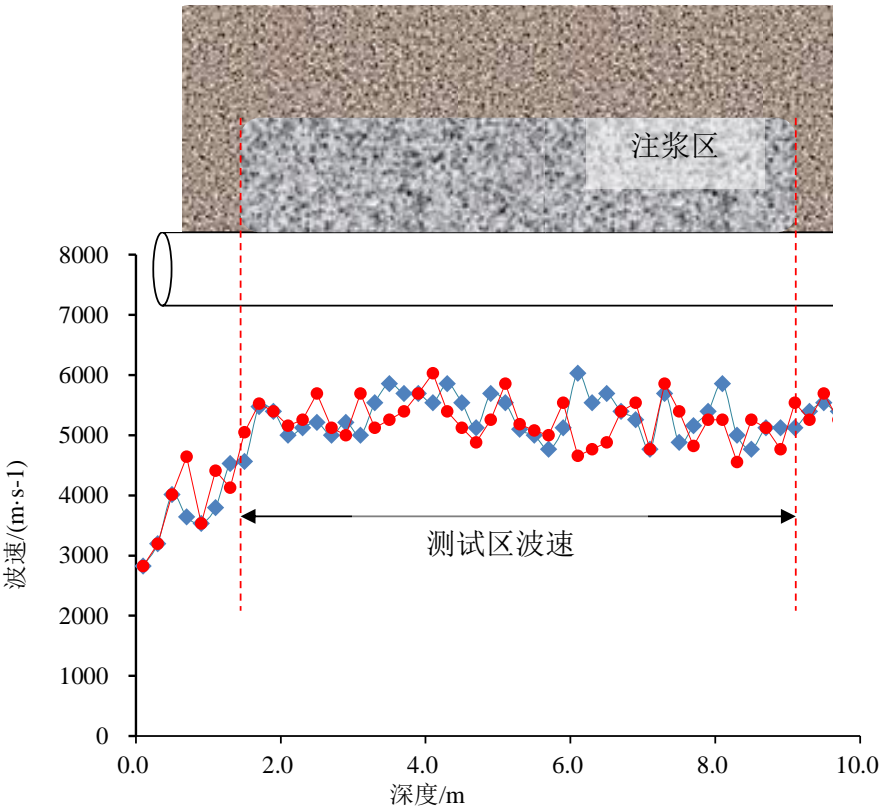


图 3-2 声波测试检验注浆效果

3.3 超前小导管注浆预支护

3.3.1 超前小导管注浆的原理

超前小导管注浆，向带有注浆孔的小导管内注入水泥浆或者水泥-水玻璃浆体，浆体在注浆压力的作用下通过注浆孔渗入围岩裂隙，与小导管一起形成有机质的嵌入体系，兼具预加固和预支护的功能。

3.3.2 超前小导管的适用条件

（《公路隧道设计细则》（JTG-T D70-2010）16.2.3 款）

IV~V 级围岩的土质地段宜设置超前小钢管或者超前小导管，其作用效果与超前锚杆类似。超前小钢管宜使用在地质条件较差，但又不需要注浆或不宜注浆的地段，以充分发挥钢管抗弯刚度较大的特点；超前小导管是利用钢花管对隧道开挖面前方的拱部软弱围岩进行注浆加固的一种辅助施工方法。可用于地下水量较小的砂土、砂卵(砾)石层断层破碎带、软弱围岩及浅埋等地段。

3.3.3 超前小导管注浆的浆液扩散半径

（《公路隧道设计细则》（JTG-T D70-2010）16.2.6 款）

浆液扩散半径：

$$R = (0.6-0.7)L_0 \tag{3-4}$$

式中：L₀——导管中心间距，m，取 L₀=0.30 或 0.40。

3.3.4 超前小导管注浆材料和注浆量的确定

（《公路隧道设计细则》（JTG-T D70-2010）16.2.6 款）

超前小导管及超前长管棚注浆宜采用水泥浆，水泥浆水灰比可采用 1:0.5-1:1。加固地层或堵水注浆时可采用水泥-水玻璃双液注浆，不透水的黏土层宜采用高压劈裂注浆。

每孔注浆量达到设计注浆量，或注浆压力达到最高设计注浆压力并保持 10min 以上时，可以结束注浆。注浆量计算可见以下规定：

1.土层中注浆所需的浆液总用量 Q 可参照下式计算：

$$Q = kVn \tag{3-5}$$

式中：Q-浆液总用量（m³）；V-注浆对象的土量（m³）；n-土的孔隙率；k-经验系数，按表 3-3 取用。

表 3-3 经验系数取值表

类别	软土、黏性土	中砂、粗砂	砾砂	湿陷性黄土
K	0.15-0.4	0.4-0.6	0.5-0.7	0.5-0.8

注：黏性土地层中的浆液注入率宜为 15%-20%。

2.岩层中注浆用量 Q 可根据浆液扩散半径及岩层裂隙率按下式估算：

$$Q = \pi r^2 H n \beta \tag{12}$$

式中：r——浆液扩散半径(m)；H——压浆段长度(m)；n——岩层裂隙率，可取 1% -5% ；β——浆液裂隙内的有效充填系数，可取 0.3 -0.9，视岩层性质而定。

对于大的溶裂，大的溶洞，η（裂隙率）>5%时，浆液注入量难以计算，宜采用注浆压力控制注浆量，注浆量可按注浆终压规定值时的注浆总量来确定。

3.3.5 超前小导管的杆体结构和工程布置

（《公路隧道设计细则》（JTG-T D70-2010）16.2.3 款）

超前小导管杆体结构和工程布置应符合以下规定：

1.杆体材料宜采用热轧无缝钢管。

2.杆体外径宜为 $\phi 42$ - $\phi 50$ mm。

3.注浆小导管应每隔 10-20cm 交错钻直径为 6 - 8mm 的注浆孔，前端制成锥形，尾部应预留不小于 30cm 长的无孔止浆段，如图 3-3 所示。

4.杆体长度宜为 350cm，掌子面稳定性极差时也可采用 500cm，实际施工长度应根据初期支护钢拱架间距及设计的纵向搭接长度确定，如图 3-4 所示。

5.纵向搭接长度不应小于 100cm，特殊情况下可采用 150 - 200cm，如图 3-4 所示。

6.环向间距宜为 30-40cm，当地质条件较差时可为 20 - 30cm，当地质条件端好时可为 40 - 50cm，如图 3-4 所示。

7.超前小钢管与超前小导管设置范围宜为衬砌中线两侧各为 60°- 75°区域，如图 3-4 所示。当地形地质条件明显不对称时应采用不对称布置，当地质条件较差时可设置双层小导管及加大纵向搭接长度。

8.外插角可采用 10°- 30°，如图 3-4 所示。

9.小导管应该与钢拱架组成支护系统。

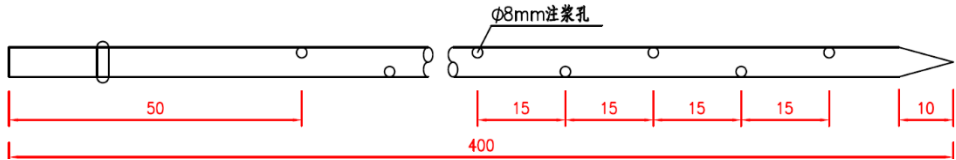
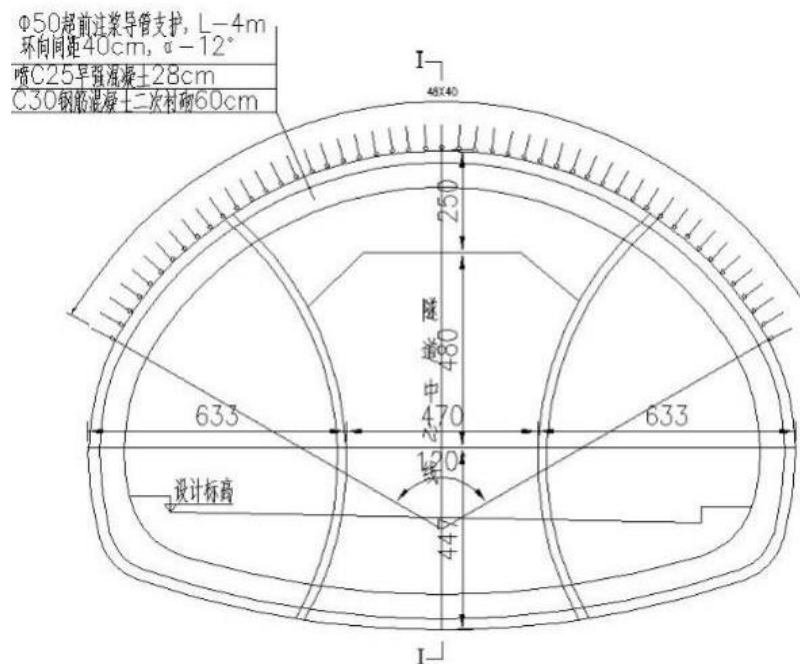
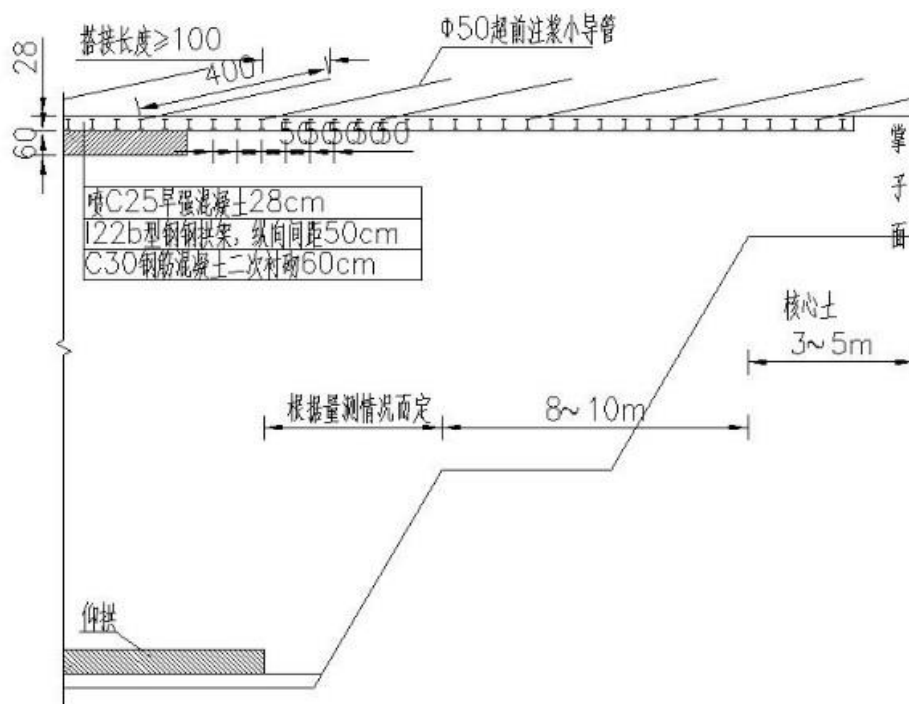


图 3-3 $\phi 50$ 钢管大样图



(a) 横断面布置图



(b) 纵断面布置图

图 3-4 超前小导管注浆横断面和纵断面布置图

3.3.6 超前小导管注浆的注浆过程控制

小导管注浆压力建议为 $1\sim 2\text{MPa}$, 注浆过程中, 注浆压力应该为逐渐缓慢上升。超前小导管及超前长管棚注浆宜采用水泥浆, 水泥浆水灰比可采用 $1:0.5\sim 1:1$, 地下水较大导致注浆

困难时，应该采用水泥-水玻璃浆液，水泥浆水灰比为 1：1，水泥浆与水玻璃浆液的体积比为 1：0.5，水玻璃浓度为 35 波美度。当注浆压力上升到设计终压（建议为 2.0MPa），继续注浆 10min，然后停止注浆。注浆压力无法达到设计值，但是有一定的注浆量，与设计注浆量大致相当，注浆速度稳定在 20~30L/min，可以停止注浆。注浆结束后，应该采用声波测湿法进行效果检测。

4 地下洞室开挖方法

4.1 开挖方法的分类和适用条件

4.1.1 地下洞室开挖的控制原则

（《公路隧道施工技术细则》（JTGT_F60 2009）6.1 款）

地下洞室开挖作业应符合下列规定：

- 1 确定合理开挖步骤和循环进尺，保持各开挖工序相互衔接，均匀施工。
- 2 应采用有效的测量手段控制开挖轮廓线。开挖宜预留变形量。
- 3 监控量测应及时进行，地质变化处和重要地段，应有相应照片或文字描述记载。
- 4 开挖作业必须保证安全，以减少对围岩的扰动。

隧道爆破，必要时可采用预裂爆破技术。施工中应提高爆破效率和爆破效果，降低工料消耗。开挖爆破应选用适当的炸药品种和型号，在漏水和涌水地段应采用非电导爆管起爆。

4.1.2 地下洞室开挖方法的分类和适用条件

（《公路隧道施工技术细则》（JTGT_F60 2009）6.2 款）

开挖方法主要有全断面法、台阶法，以及环形开挖留核心土法、中隔壁法、双侧壁导坑法及中导洞法等其他施工方法。应根据隧道长度、断面大小、结构形式、工期要求、机械设备、地质条件等，选择适宜的开挖方案，并应具有较大适应性。变换开挖方法时，应有过渡措施。地下洞室开挖方法分类如表 4-1 所示。

全断面法可用于 I~III 级围岩的中小跨度隧道，IV 级围岩中跨度隧道和 III 级围岩大跨度隧道在采用了有效的预加固措施后，也可采用全断面法开挖。对于邻近有建筑物需要控制爆破震动速度的隧道用全断面开挖时，可以选择导洞超前再全断面扩挖的方法施工，但应控制导洞超前距离。

台阶法可用于 III~IV 级围岩的中小跨度隧道，V 级围岩的中小跨度隧道在采用了有效的预加固措施后亦可采用台阶法开挖。采用台阶法施工时应符合下列规定：

- 1 上台阶高度宜为 2.5m，装渣机械应紧跟开挖面，减少扒渣距离；
- 2 控制上台阶钢架下沉和变形，可采用扩大拱脚和加强锁脚锚杆，加设临时仰拱等措施；

3 当岩体不稳定时，应缩短进尺，先施工边墙支护，后开挖中间土体，左右错开或拉中槽后再挖边帮，并及时施工仰拱；

4 应解决好上、下部施工干扰问题，下部应减少对上部围岩、支护的干扰和破坏。

环形开挖留核心土法可用于Ⅳ~Ⅴ级围岩或一般土质围岩的中小跨度隧道。与微台法相比，环形开挖留核心土法的主要优点是，其台阶可以加长，一般可取 1 倍洞跨；比较侧壁导坑法，其机械化程度较高，施工速度可加快；核心土及下部开挖在拱部初期支护保护下进行，施工安全性好。

中壁法(CD 法)或交叉中壁法(CRD 法)适用于围岩较差、跨度大、浅埋、地表沉降需要控制的场合。双侧壁导坑法适用于浅埋大跨度隧道及地表下沉量要求严格而围岩条件很差的情况。国内外工程实践表明，与台阶法开挖相比，侧壁导坑法尤其是双侧壁导坑法开挖引起的地表下沉量较小，因此特别适用于平坦大跨度浅埋隧道开挖。

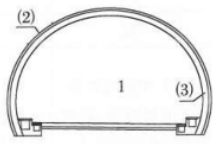
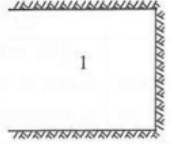
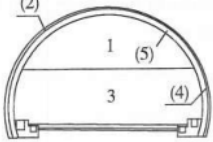
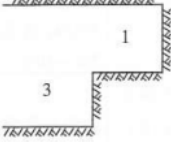
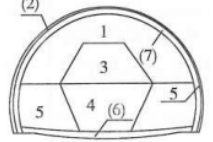
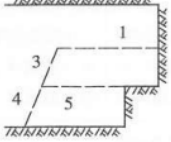
中隔壁的拆除，一定要等围岩变形稳定后才能进行，这是考虑到如果过早拆除中隔壁，该处围岩会加速变形，最终导致失稳、坍塌。一次拆除长度应根据量测数据分析慎重确定，拆除后应立即施作二次衬砌。

Ⅵ级围岩自稳性差，易坍塌，必须采用适当预加固措施，经处治后，才能保证结构和施工的安全。

目前国内外围岩预加固技术发展较快，除了围岩超前预注浆、超前大管棚、小导管注浆等常用的措施外，还有加水平高压旋喷桩、水平搅拌桩、采用专用的链式切削机或多轴钻机开凿拱形槽进行预衬砌等。施工时，应根据围岩性质和工程技术条件选择合适的预加固方法。

（《公路隧道施工技术细则》（JTGT_F60 2009） 附录 C）

表 4-1 地下洞室开挖方法分类

开挖方法	横断面示意	纵断面示意	施工顺序说明
全断面法			1.全断面开挖；（2）初期支护； （3）全断面二次衬砌
台阶法			1.上台阶开挖；（2）上台阶初期支护； 3.下台阶开挖；（4）下台阶初期支护； （5）全断面二次衬砌
环形开挖留核心土法			1.上弧导坑开挖；（2）拱部初期支护； 3.预留核心土开挖；4.下台阶中部开挖 5.下台阶侧壁部开挖；（6）仰拱

			超前浇筑; (7) 全断面二次衬砌
双侧壁导坑法			1.左(右)导坑开挖;(2)左(右)导坑初期支护; 3.左(右)导坑开挖;(4)左(右)导坑初期支护; 5.上台阶开挖;(6)上台阶初期支护、导坑隔壁拆除; 7.下台阶开挖;(8)仰拱初期支护 (9)仰拱超前浇筑;(10)全断面二次衬砌
中隔壁法(CD法)			1.先行导坑上部开挖;(2)先行导坑上部初期支护;3.先行导坑中部开挖;(4)先行导坑中部初期支护; 5.先行导坑下部开挖;(6)先行导坑下部初期支护; 7.后行导坑上部开挖;(8)后行导坑上部初期支护; 9.后行导坑中部开挖;(10)后行导坑中部初期支护; 11.后行导坑下部开挖;(12)后行导坑下部初期支护; (13)仰拱超前浇筑;(14)全断面二次衬砌
交叉中隔壁法(CRD法)			1.左侧上部开挖; (2)左侧上部初期支护;3.左侧中部开挖; (4)左侧中部初期支护;5.右侧上部开挖; (6)右侧上部初期支护;7.右侧中部开挖; (8)右侧中部初期支护;9.左侧下部开挖; (10)左侧下部初期支护;11.右侧下部开挖; (12)右侧下部初期支护;(13)仰拱超前浇筑;(14)全断面二次衬砌

4.1.3 高地应力软岩隧道的施工要求和开挖方法的选择

《公路隧道设计细则》(JTG-T D70-2010) 14.5 款)

高地应力软岩地下洞室,地质超前预报及大变形预测施工前,应对设计文件中的大变形区段进行核对。施工时,应根据实际地质条件,采用相应的勘察方法及现场监控量测资料,分析和预测围岩变形程度及对工程稳定性(安全性)的影响,及时修正支护结构形式及参数,避免盲目施工。

在软岩开挖中要尽可能减少爆破震动对围岩的扰动,采用预裂爆破或光面爆破,预留松动层,变深孔爆破为浅孔爆破,采取短进尺、多循环,加密初期支撑等措施,各工序宜衔接紧凑,步步为营,及时对基底采取临时封闭,严格控制各工序的施作时间与空间效应。有条

件时采用无爆破掘进。

宜采用双侧壁导坑法、中隔壁法或交叉中隔壁法开挖，开挖断面宜小于发生大变形的临界断面。

在洞室开挖过程中应根据软岩洞室变形特征预留足够的变形量，允许围岩产生一定变形，但应防止支护结构变形侵入限界。

在隧道开挖后施作初期支护的同时，应按照工程量测要求安设各种测点，对洞室收敛变形（垂直和水平位移）、围岩内部变形、喷层接触压力及锚杆轴力进行量测。通过对量测资料的反馈分析，结合软岩变形与地压分布特点，确定围岩变化趋势和支护结构的工作状态，并调整支护参数。通过逐步调整与完善，建立软岩变形控制管理基准，进行最终位移的预测。

4.1.4 超欠挖控制

（《公路隧道设计细则》（JTG-T D70-2010）6.3 款）

当岩层完整、岩石抗压强度大于 30MPa，并确认不影响衬砌结构稳定和强度时，允许岩石个别突出部分（每 1m² 内不宜大于 0.1m²）欠挖，但其隆起量不得大于 50mm。

应采取光面爆破、提高钻眼精度、控制药量等措施，并提高作业人员的技术水平。

开挖后宜采用断面仪或激光投影仪直接测定开挖面面积，并绘制断面图。

隧道的开挖轮廓应按设计要求预留变形量，设计无要求时，可先按表 4-2 选用，并据监控量测信息进行调整。

表 4-2 开挖轮廓预留变形量

围岩级别	预留变形量（mm）		围岩级别	预留变形量（mm）	
I	两车道	-	IV	两车道	50~80
	三车道	-		三车道	80~120
II	两车道	-	V	两车道	80~120
	三车道	10~50		三车道	100~150
III	两车道	20~50	VI	两车道	现场量测确定
	三车道	50~80		三车道	

注：1. 围岩破碎取大值，围岩完整取小值。
2. 有明显流变和膨胀性岩体，应根据量测信息反馈计算分析选定。

4.2 双侧壁导坑法施工的工序

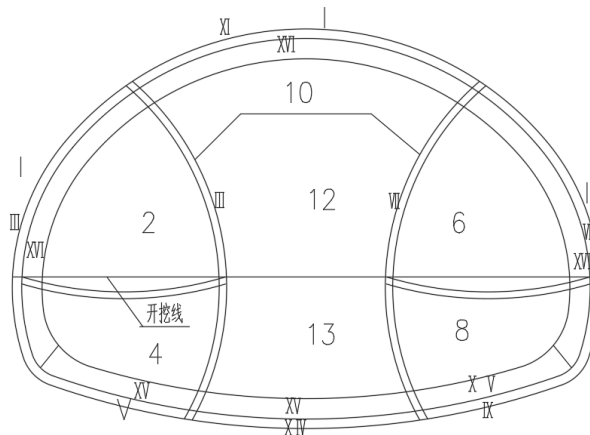
（《公路隧道施工技术细则》（JTGT_F60 2009）附录 C）

高地应力软岩隧道开挖，最重要的控制指标是拱顶下沉和洞周收敛，双侧壁导坑法能够起到非常好的控制效果。双侧壁导坑法将开挖断面切割为多个小块进行开挖和支护，每一个分部的开挖和支护逐步推进，保证前一个开挖部分稳定的前提下再进行下一个分部的开挖，在工程中得到了非常广泛的应用。

双侧壁导坑法施工的工序如下：

- 1.主洞长管棚超前注浆或者超前小导管注浆预支护；
- 2.左侧导洞上半断面（台阶 4 米）开挖；左侧导洞上半断面初期支护（安装钢拱架，挂钢筋网，安装锚杆，喷混凝土）
- 3.左侧导洞下半断面开挖，向前推进 4 米；左侧导洞下半断面初期支护（安装钢拱架，挂钢筋网，安装锚杆，喷混凝土）
- 4.右侧导洞上半段开挖；右侧导洞上半断面初期支护；
- 5.右侧导洞下半断面开挖，向前推进 3 米；右侧导洞下半断面初期支护（安装钢拱架，挂钢筋网，安装锚杆，喷混凝土）；
- 6.主洞上部开挖；主洞上部初期支护（安装钢拱架，挂钢筋网，安装锚杆，喷混凝土）；
- 7.主洞中部开挖；
- 8.主洞下部开挖；主洞下部初期支护（安装钢拱架、喷混凝土）；拆除临时侧壁支护；
- 9.浇筑主洞仰拱；
- 10.敷设防水板，采用模板台车全断面依次模筑二次衬砌混凝土。

其中，没有与隧道外轮廓面直接接触的支护，称为临时支护，需要在浇筑仰拱之前拆除。

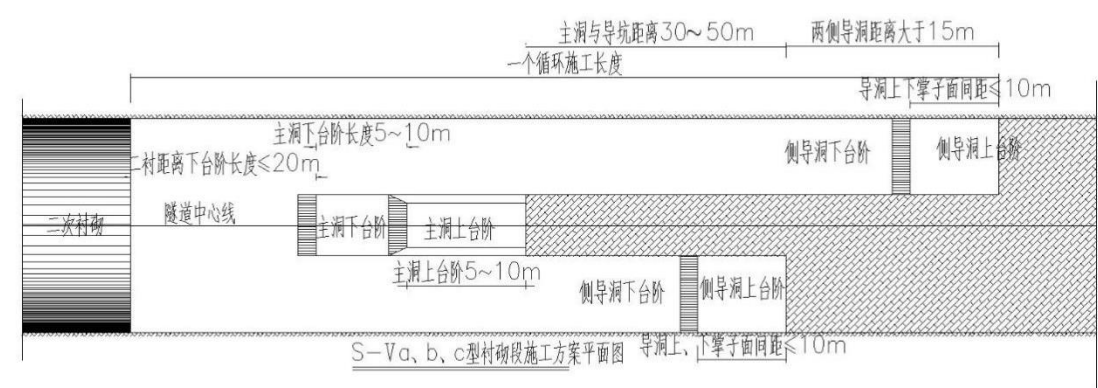


I. 主洞长管棚超前注浆或超前小导管注浆预支护 2. 左侧导洞上半断面开挖 III. 左侧导洞上半断面初期支护（安装钢拱架、挂钢筋网、安装锚杆、喷混凝土）4. 左侧导洞下半断面开挖 V. 左侧导洞下半断面初期支护（安装钢拱架、挂钢筋网、安装锚杆、喷混凝土）6. 右侧导洞上半断面开挖 VII. 右侧导洞上半断面初期支护8. 右侧导洞下半断面开挖 IX. 右侧导洞下半断面初期支护（安装钢拱架、挂钢筋网、安装锚杆、喷混凝土）10. 主洞上部开挖 XI. 主洞上部初期支护（安装钢拱架、挂钢筋网、安装锚杆、喷混凝土）12. 主洞中部开挖 13. 主洞下部开挖 XIV. 主洞下部初期支护（安装钢拱架、喷混凝土）；拆除临时侧壁 XV. 浇筑主洞仰拱 XVI. 敷设防水板，采用模板台车全断面依次模筑二次衬砌混凝土

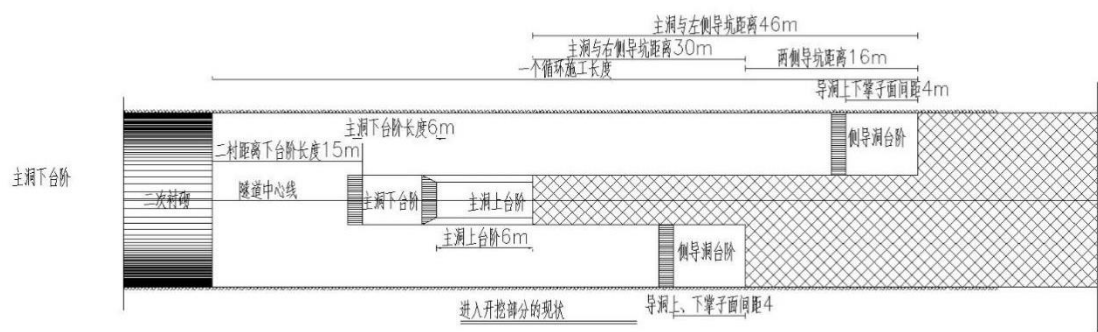
图 4-1 双侧壁导坑法断面图

双侧壁导坑开挖后，应及时施工初期支护并且尽早形成封闭环。侧壁导坑的形状应该近似于椭圆形断面，导坑跨度宜为整个隧道跨度的三分之一。两侧导洞不能齐头并进的开挖，

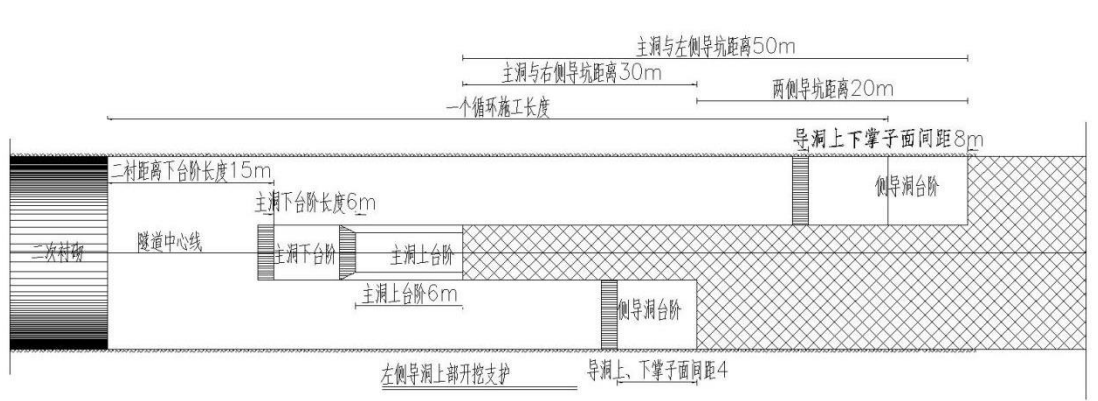
需要保持不小于 15 米的距离。导坑与中间土体应该保持 30~50m 的距离。侧壁导坑上下台阶的掌子面应该小于 10m，以尽快形成封闭环。主洞开挖时，上台阶长度以为 5~10m，下台阶长度宜为 5~10m，以发挥预留核心土的作用。下台阶具有已经完成的二次衬砌的距离宜小于 20m，以减小没有完全闭合的开挖段的长度。双侧壁导坑法纵向工序控制要求和某实际工程的工序设置，如图 4-2 所示。



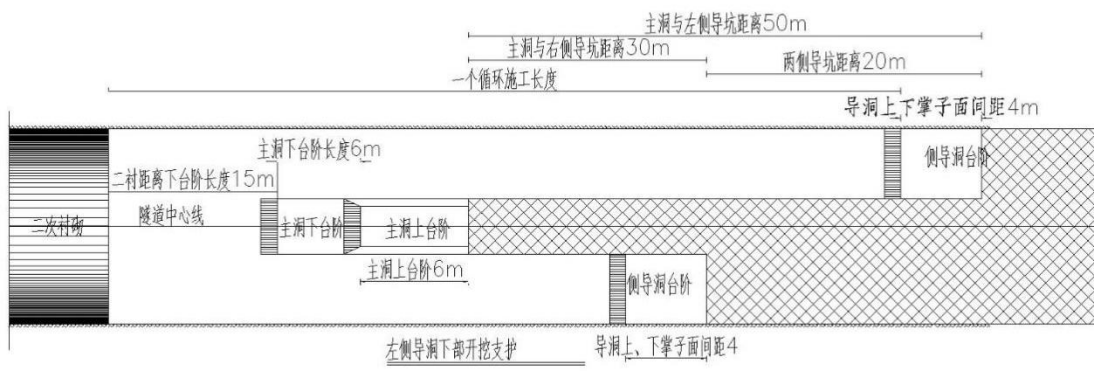
(a) 控制要求



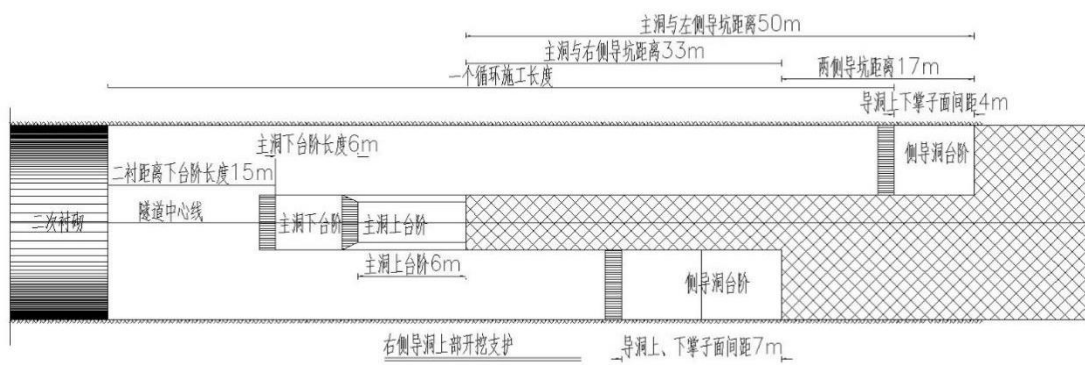
(b) 进入开挖部分的初始状态



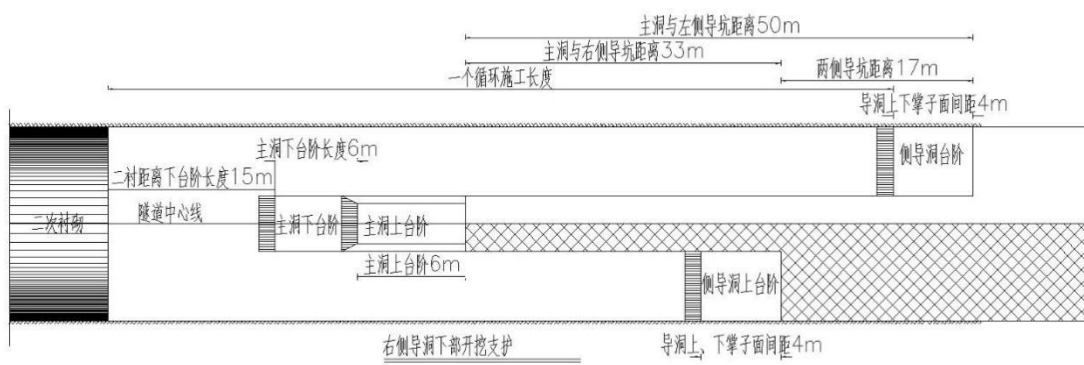
(c) 左侧导洞上部分开挖支护



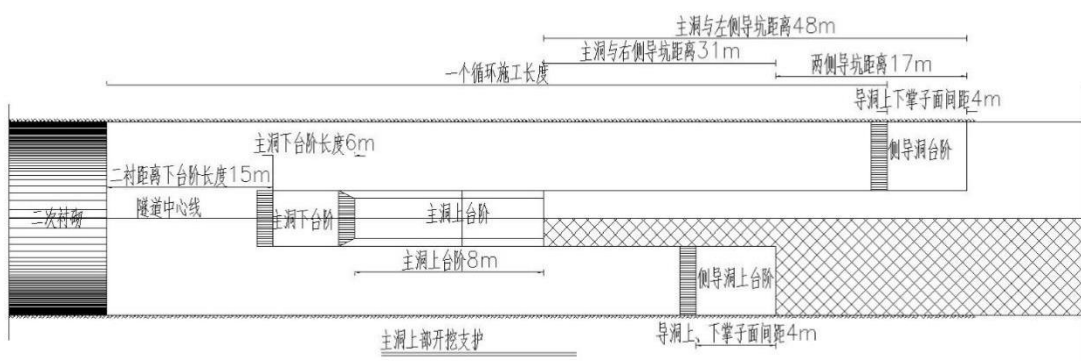
(d) 左侧导洞下部分开挖支护



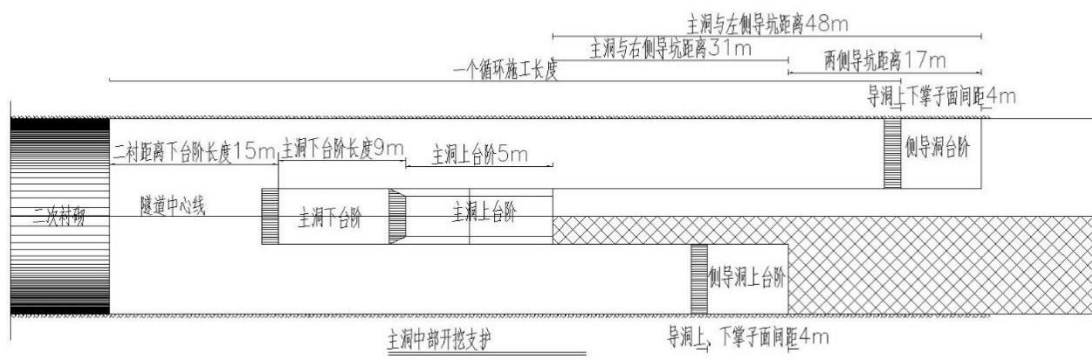
(e) 右侧导洞上部分开挖支护



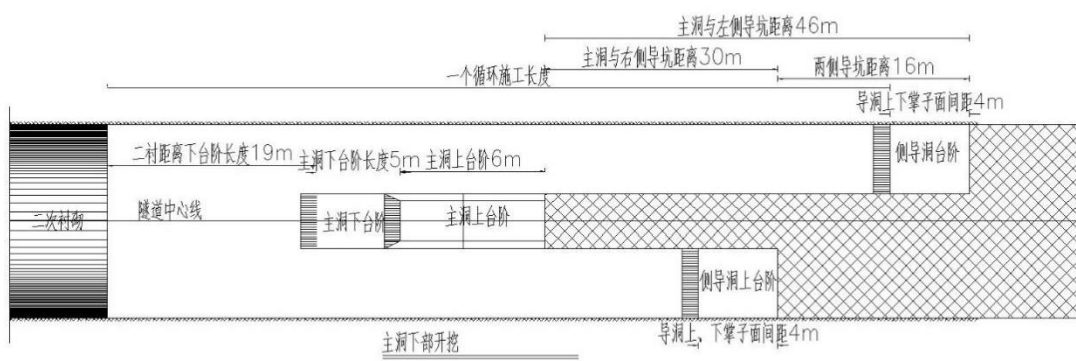
(f) 右侧导洞系部分开挖支护



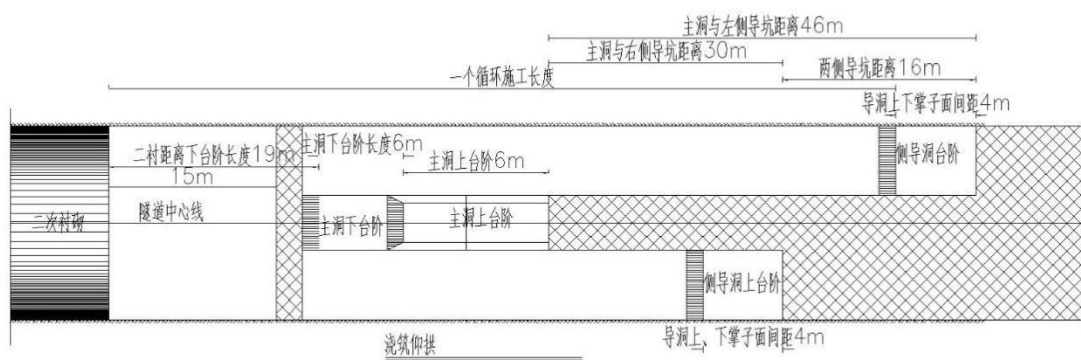
(g) 主洞上部分开挖



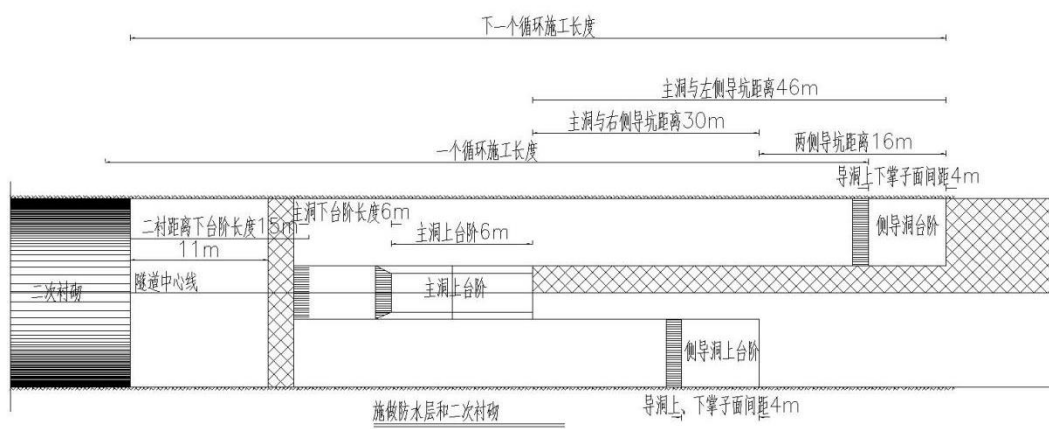
(h) 主洞中部开挖支护



(i) 主洞下部分开挖支护



(j) 浇筑仰拱



(k) 施作防水层和二次衬砌

图 4-2 双侧壁导坑法纵向工序控制

5 地下洞室支护结构设计施工要求

5.1 地下洞室支护结构的技术特点

5.1.1 隧道衬砌的类型和适用条件

《公路隧道设计规范》(JTG D70-2004) 8.1 条

公路隧道应作衬砌,根据隧道围岩地质条件、施工条件和使用要求可分别采用喷锚衬砌、整体式衬砌或者复合式衬砌。高速公路、一级公路、二级公路的隧道应采用复合式衬砌;三级及三级以下公路隧道,在 I、II、III级围岩条件下,隧道洞口段应采用复合式衬砌或整体式衬砌,其它段可采用喷锚衬砌。

隧道衬砌设计应综合考虑地质条件、断面形状、支护结构、施工条件等,并应充分利用围岩的自承能力。衬砌应有足够的强度和稳定性,保证隧道长期安全使用。

衬砌结构类型和尺寸,应根据使用要求、围岩级别、工程地质和水文地质条件、隧道埋置深度、结构受力特点,并结合工程施工条件、环境条件,通过工程类比和结构计算综合分析确定。在施工阶段,还应根据现场监控量测调整支护参数,必要时可通过试验分析确定。

5.1.2 复合式衬砌的技术特点

《公路隧道设计规范》(JTG D70-2004) 8.4 条

复合式衬砌是由初期支护和二次衬砌及中间夹防水层组合而成的衬砌形式。复合式衬砌设计应符合下列规定:

1 初期支护宜采用锚喷支护,即由喷射混凝土、锚杆、钢筋网和钢架等支护形式单独或组合使用。锚杆支护宜采用全长粘结锚杆。锚杆、喷混凝土和钢筋网组成地下洞室的柔性支护体系,主要功能是改善围岩的物理力学环境,增强围岩的自承载能力;钢拱架是刚性支撑构件,主要功能是抵挡开挖后短时间内发生的大变形。

2 二次衬砌宜采用模筑混凝土或模筑钢筋混凝土结构,衬砌截面宜采用连接圆顺的等厚衬砌断面,仰拱厚度宜与拱墙厚度相同。

3 在确定开挖断面时,除应满足隧道净空和结构尺寸外,还应考虑初期支护并预留适当的变形量。预留变形量的大小可根据围岩级别、断面大小、埋置深度、施工方法和支护情况等,采用工程类比法预测。当无预测值时可参照规范选用,并应根据现场监控量测结果进行调整。

复合式衬砌可采用工程类比法进行设计,并通过理论分析进行验算。初期支护及二次衬

砌的支护参数可参照（《公路隧道设计规范》（JTG D70-2004）8.4 条选用，并应根据现场围岩监控量测信息对设计支护参数进行必要的调整。

5.1.3 高地应力软岩地下洞室复合式衬砌的技术特点

（《公路隧道设计细则》（JTG-T D70-2010）14.5 款

软岩大变形衬砌支护宜采取主动式（柔性）与被动式（刚性）相结合的综合处置方法，宜在适当控制下产生一个合理的塑性圈，允许变形，有控制地释放围岩变形能，且尽可能保护围岩的强度不致快速下降，不产生松动圈。软岩大变形地段的支护结构应满足如下要求：

1 柔性。支护结构应具有较大的柔性，允许围岩变形，减少支护结构上所承受的围岩压力，降低切向应力集中程度，但又不使围岩因过分松弛而导致坍塌，即有控制地充分“卸压”。

2 可缩性。支护结构应有很高的可缩性，允许收敛量达到一个较大值(须小于极限值)，使围岩压力明显降低，支护结构与洞室变形相适应。

3 边支边让、先柔后刚。初期支护结构应紧跟掌子面，支护要快，全过程地及时给围岩提供一定的支撑力，防止岩体松散，使围岩在变形过程中强度不至于有太大的降低。在变形后期，围岩压力不再随变形调整而减少，反而增大时，应提高支承抗力，施作刚度较大的支护结构，防止围岩变形破坏。

4 采用两次支护或多次支护。软岩大变形宜采用喷锚复合衬砌，应根据“围岩-变形”曲线适时调整支护抗力与支护柔性间的关系，使变形量与收敛速度受到控制。

隧道在软岩大变形段宜采用“加固围岩、预留变形、先柔后刚、先放后抗、刚柔并举、分次支护、及早封闭、底部加强、信息化施工”的综合治理措施，可采用喷锚支护复合结构。

5.2 复合式衬砌支护结构的荷载确定

5.2.1 地下洞室支护结构承担的荷载来源

（《公路隧道设计细则》（JTG-T D70-2010）10.2 款

地下洞室支护结构的主要功能，是承担地下洞室开挖卸荷和周边环境作用而产生的各种荷载，荷载来源见表 5-1。当采用分项系数法进行结构承载能力校核时，荷载分类和各类荷载的分项系数应参照表 5-1 取用，其作用效应应用 N_F 、 Q_F 、 M_F 表示。

表 5-1 地下洞室支护结构承担的荷载和内力组合的分项系数

编号	荷载分类	荷载名称	QZH- I	QZH- II	QZH-III	QZH-IV	QZH- V
1	永久荷载	围岩形变压力或膨胀压力	1.0	1.2	1.1	1.0	1.35
2		围岩松散压力	1.0	1.35	1.2	1.0	1.2
3		结构自重	1.0	1.35	1.2	1.0	1.2

4		结构附加恒载	1.0	1.35	1.2	1.0	1.2
5		混凝土收缩和徐变影响力	1.0	1.35	1.2	1.0	1.2
6		水压力	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
7		水的浮力	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
8		结构基础变位影响力	1.0	1.2	1.2	1.0	1.35
9		地面永久建筑荷载影响力	1.0	1.35	1.2	1.0	1.2
10	基本可变荷载	通过隧道的公路车辆荷载、人群荷载	1.0	1.4	1.4	1.0	1.2
11		与隧道立交的公路车辆荷载	1.0	1.4	1.4	---	1.2
12		与隧道立交的铁路荷载	1.0	1.4	1.4	---	1.2
13		风机等设备引起的动荷载	1.0	1.4	1.4	1.0	1.2
14	其他可变荷载	与隧道立交的渡槽流水压力	1.0	---	1.4	---	---
15		温度变化影响力	1.0	---	1.4	---	---
16		冻胀力	1.0	---	1.4	---	---
17		地面施工荷载	---	---	1.4	---	---
18		隧道施工荷载	---	---	1.4	---	---
19	偶然荷载	落石冲击力	---	---	---	1.0	---
20		地震作用力	---	---	---	1.0	---
21		人防荷载	---	---	---	1.0	---

5.2.2 荷载组合

《公路隧道设计细则》(JTG-T D70-2010) 10.2 款

在结构计算过程中,应对支护结构之上可能出现的荷载,按承载能力状态和正常使用极限状态进行组合,取最不利组合进行设计和验算。荷载组合分类如下:

1 基本组合 I (QZH-I): 用于正常使用极限状态的校核,即在结构设计基准期内可能出现的全部荷载+在结构使用期内可能出现的基本可变荷载+其他可变荷载。该项荷载组合验算结构在荷载作用下的变形或裂缝开展,控制在规定范围之内。

$$Q_1^I = \Sigma(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) \quad (5-1)$$

$$Q_2^I = \Sigma(Q_2^I + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + Q_{13} + Q_{14} + Q_{15} + Q_{16}) \quad (5-2)$$

2 基本可变荷载组合 II (QZH-II): 用于承载能力极限状态校核,即在结构设计基准期内可能出现的全部永久荷载和在结构使用期间内可能出现的基本可变荷载。该荷载组合演算结构在基本可变荷载作用下的可靠度。

$$Q^{II} = \Sigma(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + Q_{13}) \quad (5-3)$$

3 其他可变荷载组合Ⅲ (QZH-Ⅲ): 用于承载能力极限状态校核, 即在结构设计基准期内可能出现的全部永久荷载+在结构使用期间可能出现的基本可变荷载+在结构使用期间可能出现的其他可变荷载。该项荷载组合验算结构在其他可变荷载参与作用下的可靠度。

$$Q_1^{III} = \sum (Q_1' + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + Q_{13} + Q_{14} + Q_{15} + Q_{17} + Q_{18}) \quad (5-4)$$

$$Q_2^{III} = \sum (Q_1 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + Q_{13} + Q_{14} + Q_{15} + Q_{16} + Q_{17} + Q_{18}) \quad (5-5)$$

本类组合中, 冻胀力不参与水压力及松散土压力组合。

4 偶然荷载组合Ⅳ (QZH-Ⅳ): 用于承载能力极限状态校核, 即在结构设计基准期内可能出现的全部永久荷载+在结构使用期间可能出现的偶然荷载+可能与偶然荷载同时出现的基本可变荷载。该项荷载组合验算结构在偶然荷载参与作用下的可靠度。

偶然坍塌组合:

$$Q_1^{IV} = \sum (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{13} + Q_{19}) \quad (5-6)$$

偶然地震组合:

$$Q_2^{IV} = \sum (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{13} + Q_{20}) \quad (5-7)$$

偶然人防组合:

$$Q_3^{IV} = \sum (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{13} + Q_{21}) \quad (5-8)$$

本类组合中: 基本可变荷载中, 立交公路及立交铁路荷载不参与偶然荷载组合; 其他可变荷载不参与偶然荷载组合; 偶然荷载相互之间不组合。

5 验算荷载组合Ⅴ (QZH-Ⅴ): 用于承载能力极限状态校核, 即在结构设计基准期内可能出现的全部永久荷载+在结构使用期间可能出现的基本可变荷载。该项荷载组合验算结构在形变压力、水压力及基础变位影响力参与作用下的可靠度。

$$Q^V = \sum (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + Q_{13}) \quad (5-9)$$

5.2.3 隧道围岩松散压力的计算

(《公路隧道设计规范》(JTG D70-2004) 6.2 条)

Ⅳ~Ⅵ级围岩中深埋隧道的围岩压力为松散荷载, 其垂直均布压力及水平均布压力可按下列公式计算:

1) 垂直均布压力按下式计算。

$$q = \gamma h \quad (5-10)$$

$$h = 0.45 \times 2^{s-1} \omega \quad (5-11)$$

式中: q -----垂直均布压力 (kN/m^2); γ -----围岩重度 (kN/m^3); s -----围岩级别;
 w -----宽度影响系数, $w = 1 + i(B - 5)$; B -----隧道宽度(m); i ----- B 每增减 1m时的围岩

压力增减率，以 $B = 5m$ 的围岩垂直均布压力为准，当 $B < 5m$ 时，取 $i = 0.2$ ； $B > 5m$ 时，取 $i = 0.1$ 。

2) 水平均布压力按表 5-2 的规定确定。

表 5-2 围岩水平均布压力

围岩级别	1、2	3	4	5	6
水平均布压力 e	0	$<0.15q$	$(0.15\sim0.3)q$	$(0.3\sim0.5)q$	$(0.5\sim1.0)q$

注：应用式(5-10)及表 5-2 时必须同时具备下列条件：

1. $H/B < 1.7$ ， H 为隧道开挖高度（ m ）， B 为隧道开挖宽度（ m ）。
2. 不产生显著偏压及膨胀力的一般围岩。

浅埋隧道荷载的计算方法，参考《公路隧道设计规范》（JTG D70-2004）附录 E 进行计算。

5.2.4 高地应力软岩隧道围岩形变压力的计算

（《公路隧道设计细则》（JTG/T D70-2010）8.5 条）

当隧道的围岩抗压强度与初始地应力的比值(围岩强度应力比)为式(5-12)或(5-13)两种情况时，应考虑围岩对支护结构的形变压力。

$$R_b > 30MPa \text{ 时, } R_b/R_s \leq 4 \tag{5-12}$$

$$R_b \leq 30MPa \text{ 时, } R_b/R_s \leq 6 \tag{5-13}$$

式中： R_s ----隧道附近垂直于隧道轴线的最大初始地应力（ MPa ）。

深埋单洞隧道形变压力可采用以下方法计算(图 5-1)：

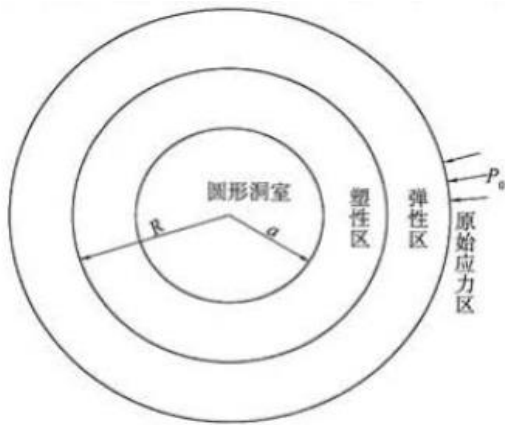


图 5-1 深埋单洞隧道形变压力计算简图

① 当洞室为圆形断面时，作用于衬砌上任意一点的围岩形变压力为：

$$P_i = [(P_0 + c \cdot \cot \varphi)(1 - \sin \varphi)] \left(\frac{a}{R} \right)^{\frac{2+\tan \varphi}{1-\cot \varphi}} - c \cdot \cot \varphi \tag{5-14}$$

式中： P_i ----作用于衬砌上任意一点的形变压力(kPa)； P_0 ----洞室深埋处原始地应力(kPa)； c ----围岩的黏聚力(kPa)； φ ----围岩体内摩擦角(°)； a ----洞室开挖半径(m)； R ----洞室开挖后形成的塑性区半径(m)。

② 当洞室接近圆形断面时，可以直接将开挖跨度或开挖高度作为拟合断面的直径，采

用式(5-14)计算。

③ 当洞室断面与圆形断面差异较大时,可以采用开挖断面的最小外接圆作为拟合断面,采用式(14)计算。

④ 当洞室在双向不等压状态下,洞室周围的地层将出现椭圆形的塑性区,在塑性区以外的地层逐渐趋于均匀,此时可将不等压受力状态近似折算为双向等压状态,可采用式(5-15)调整原始地应力:

$$P_0' = \frac{1+\lambda}{2} P_0 \tag{5-15}$$

式中: λ ----初始水平应力与垂直应力的比值; P_0' ----换算地应力(kPa)。
根据施工过程中对洞室周边位移的监控量测结果,可按式(5-16)计算围岩形变压力:

$$P_i = \frac{\delta_i \times K_{si} \times K_{li}}{K_{si} + K_{li}} \tag{5-16}$$

式中: P_i ----计算点处二次衬砌上的形变压力 (kPa); δ_i ----计算点从二次衬砌施作至结构设计基准期内的总变形量 (m),应减除防水层及无纺布的变形量、结构基础沉降或滑移量; K_{si} ----计算点附近二次衬砌径向形变刚度 (kPa/m); K_{li} ----计算点附近外围岩体及初期支护的径向形变刚度 (kPa/m)。

5.2.5 初期支护和二次衬砌的荷载承担比例

（《公路隧道设计细则》（JTG/T D70-2010）10.3 条）

围岩压力计算完成后,可以采用荷载结构法（《公路隧道设计规范 JTG D70-2004》附录 I),通过有限元的数值模拟计算方法,计算二次衬砌各个位置的弯矩、轴力和剪力。荷载结构法具有简单实用的特点,在工程中得到了非常广泛的应用。使用该方法计算式事,需要根据下表 5-3 确定初期支护结构和二次衬砌分别承担的荷载比例。按照比例将荷载分配给不同支护结构,对支护结构进行内力计算,验算支护承载能力。

表 5-3 复合式衬砌的初期支护与二次衬砌承载比例（%）

围岩级别	初期支护承载比例		二次衬砌承载比例	
	双车道隧道	三车道隧道	双车道隧道	三车道隧道
I、II	100	100	安全储备	安全储备
III	100	≥80	安全储备	≥20
IV	≥70	≥60	≥30	≥40
V	≥50	≥40	≥50	≥60
VI	≥30	≥30	≥80	≥85
浅埋地段	≥50	≥30~50	≥60	≥60~80

5.3 复合式衬砌锚杆的施作要领

5.3.1 锚杆的总体布置

钻机钻孔,将锚杆插入孔内,通过机械锚固或者注浆锚固等手段,将锚杆固定于岩体中,抵挡围岩变形所产生的拉力。锚杆的功能,主要包括加固围岩效应、悬吊效应和成拱效应等,主要目的是补偿工程开挖对围岩造成的扰动,增强围岩自身的稳定性和承载能力。

(1) 高地应力软岩地下洞室锚杆的特殊要求

(《公路隧道设计规范》(JTG D70-2004)) 8.2 条

1 锚杆支护设计应根据隧道围岩条件、隧道断面尺寸、作用部位、施工条件等合理选择锚杆设计参数。锚杆种类如下：1) 全长粘结型锚杆有：普通水泥砂浆锚杆、早强水泥砂浆锚杆、树脂锚杆、水泥卷锚杆、中空注浆锚杆和自钻式注浆锚杆等。2) 端头锚固型锚杆有：机械锚固锚杆、树脂锚固锚杆、快硬水泥卷端头锚杆等。3) 摩擦型锚杆有：缝管锚杆、楔管锚杆、水胀锚杆等。4) 预应力锚杆。

2 永久支护的锚杆应为全长粘结型锚杆或预应力注浆锚杆。其它类型的锚杆不能作为永久支护，当需作永久支护时，锚孔内必须注满砂浆或树脂。

3 自稳时间短的围岩，宜采用全粘结树脂锚杆或早强水泥砂浆锚杆。

(《公路隧道设计细则》(JTG-T D70-2010) 14.5 款

可伸缩、可屈服锚杆：较常规锚杆的变形模量低，锚杆的孔中灰浆难以适应大变形所产生的强烈的滑移性剪切力而产生破坏；锚杆与锚孔产生脱离时，可采用可伸缩锚杆或者全长锚固复合材料微伸长可屈服锚杆；锚杆端头锚板宜增加弹簧垫圈，通过弹簧的压缩来适应大变形的发生。

(2) 锚杆的布置位置、间距、长度

(《公路隧道设计规范》(JTG D70-2004)) 8.2 条

在 III、IV、V、VI 级围岩条件下，锚杆应按系统锚杆设计，并符合下列规定：

- 1) 锚杆一般应沿隧道周边径向布置，当结构面或岩层层面明显时，锚杆应与岩体主结构面或岩层层面呈大角度布置。
- 2) 锚杆应按矩形排列或梅花形排列。
- 3) 锚杆间距不得大于 1.5m。间距较小时，可采用长短锚杆交错布置。
- 4) 两车道隧道系统锚杆长度一般不小于 2.0m，三车道隧道系统锚杆长度一般不小于 2.5m。

软岩、收敛变形较大的围岩地段，可采用预应力锚杆，预应力锚杆的预加应力应不小于 100kPa。预应力锚杆的锚固端必须锚固在稳定岩层内。

(《公路隧道设计规范》(JTG D70-2004)) 8.4 条

三车道复合式衬砌结构的锚杆的布置位置、间距和长度，见表 5-4。

表 5-4 三车道隧道复合式衬砌的锚杆设计参数

围岩级别	锚杆 (m)		
	位置	长度	间距

I	局部	2.5	-
II	局部	2.5~3.5	-
III	拱、墙	3.0~3.5	1.0~1.5
IV	拱、墙	3.0~4.0	0.8~1.0
V	拱、墙	3.5~5.0	0.5~1.0
VI	通过试验、计算确定		

(3) 锚杆截面积

(《岩土锚杆与喷射混凝土支护工程技术规范》(GB50086-2015)) 4.6 条

锚杆截面积根据杆体受拉承载力进行控制:

1) 对于钢绞线或预应力螺纹钢筋应按下式计算:

$$N_d \leq f_{py} \cdot A_s \quad (5-17)$$

2) 对于普通钢筋应按下式计算:

$$Nd \leq f_y \cdot A_s \quad (5-18)$$

式中: N_d ----锚杆拉力设计值 (N); f_{py} ----钢绞线或预应力螺纹钢筋抗拉强度设计值 (N/mm²); f_y ----普通钢筋抗拉强度设计值 (N/mm²); A_s -----预应力筋的截面积(mm²).

(4) 锚杆锚固长度

(《岩土锚杆与喷射混凝土支护工程技术规范》(GB50086-2015)) 4.6 条

锚杆锚固长度应该根据抗拔承载力进行控制,抗拔承载力由锚固段注浆体与地层间的粘结强度,和锚固段注浆体与筋体间粘结强度,共同控制,如式(5-19)和(5-20)所示;设计锚固长度取较大值:

$$N_d \leq \frac{f_{mg}}{K} \cdot \pi \cdot D \cdot L_a \cdot \psi \quad (5-19)$$

$$N_d \leq f'_{ms} \cdot n \cdot \pi \cdot d \cdot L_a \cdot \xi \quad (5-20)$$

式中: N_d ----锚杆或单元锚杆轴向拉力设计值(kN); L_a ----锚固段长度(m); f_{mg} ---锚固段注浆体与地层间极限粘结强度标准值(MPa 或 kPa), 应通过试验确定, 当无试验资料时, 可按表 5-5 取值; f'_{ms} ---锚固段注浆体与筋体间粘结强度设计值(MPa), 可按表 5-7 值; D ----锚杆锚固段钻孔直径(mm); d ---钢筋或钢绞线直径(mm); K ---锚杆段注浆体与地层间的粘结抗拔安全系数, 按表 5-6 取值; ξ ---采用 2 根或 2 根以上钢筋或钢绞线时, 界面粘结强度降低系数, 取 0.70~0.85; ψ ---锚固段长度对极限粘结强度的影响系数, 可按表 5-8 选取; n ---钢筋或钢绞线根数。

表 5-5 锚杆锚固段注浆体与周边地层间的极限粘结强度标准值 (N/mm²)

岩土类别			极限粘结强度标准值 f_{mg}
岩石	坚硬岩		1.5~2.5
	较硬岩		1.0~1.5
	软岩		0.6~1.2
	极软岩		0.6~1.0
砂砾	N 标贯值	10	0.1~0.2
		20	0.15~0.25
		30	0.25~0.30
		40	0.30~0.40
砂	N 标贯值	10	0.10~0.15
		20	0.15~0.20
		30	0.20~0.27
		40	0.28~0.32

		50	0.30~0.40
粘性土	软塑		0.02~0.04
	可塑		0.04~0.06
	硬塑		0.05~0.07
	坚硬		0.08~0.12

注：1 表中数值为锚杆粘结段长 10m（土层）或 6m（岩石）的灌浆体与岩土间的平均极限粘结强度经验值，灌浆体采用一次注浆；若对锚固段注浆采用带袖阀管的重复高压注浆，其极限粘结强度标准值可显著提高，提高幅度与注浆压力大小关系密切。
2 N 值为标准贯入试验锤击数。

表 5-6 锚杆锚固段注浆体与地层间的粘结抗拔安全系数

锚固工程安全等级	破坏后果	安全系数	
		临时锚杆	永久锚杆
		< 2年	≥ 2年
I	危害大，会构成公共安全问题	1.8	2.2
II	危害较大，但不致出现公共安全问题	1.6	2.0
III	危害较轻，不构成公共安全问题	1.5	2.0

注：蠕变明显地层中永久锚杆固体的最小抗拔安全系数宜取 3.0。

表 5-7 锚杆锚固段灌浆体与杆体间的粘结强度设计值（MPa）

锚杆类型	灌浆体抗压强度 (MPa) 杆体预应力筋种类	20	25	30	40
临时	预应力螺纹钢筋	1.4	1.6	1.8	2.0
	钢绞线、普通钢筋	1.0	1.2	1.35	1.5
永久	预应力螺纹钢筋	---	1.2	1.4	1.6
	钢绞线、普通钢筋	---	0.8	0.9	1.0

表 5-8 锚固段长度对粘结强度的影响系数 ψ 建议值

锚固地层	土层					岩石				
锚固段长度（m）	14~18	10~14	10	10~6	6~4	9~12	6~9	6	6~3	3~2
ψ 值	0.8~0.6	1.0~0.8	1.0	1.0~1.3	1.3~1.6	0.8~0.6	1.0~0.8	1.0	1.0~1.3	1.3~1.6

5.3.2 锚杆的承载能力验算

（1）锚杆内力计算

（《公路隧道设计细则》（JTG-T D70-2010））10.3 条

系统锚杆计算应符合以下规定：

1）系统锚杆计算适用于能在隧道周边形成稳定承载拱的Ⅲ、Ⅳ级围岩。对于Ⅴ级围岩，当现场确定可以形成稳定的承载拱的时候，可以使用下述方法；不然，应该使用地层-结构法进行计算。

2）系统锚杆形成的承载拱（图 5-2）的内力计算可分为两种状况：

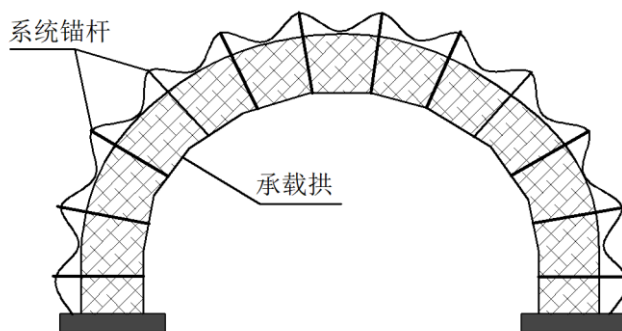


图 5-2 系统锚杆形成的承载拱示意图

① 当初期支护内设置有钢拱架时，仅计入系统锚杆与围岩的作用，而喷射混凝土的作用在计算钢拱架承载能力时再计入。

② 当喷射混凝土层内未设置钢拱架时，喷射混凝土层较薄(约 5~15cm)，喷射混凝土的承载能力通过与围岩联合作用来发挥。此时，不仅要计入系统锚杆与围岩的作用，而且还应计入喷射混凝土层的作用；承载拱应由岩体及喷混凝土两种材料构成的组合拱。

3) 在计算内力过程中，承载拱的重度及弹性模量直接取用初始围岩的参数，但是进行强度校核时应计入系统锚杆的作用，对围岩相关强度值进行修正。

4) 由系统锚杆及喷射混凝土层形成的承载拱厚度可近似按下式计算：

$$D_g = L_0 - B_s \cot \varphi_c - D_0 + D_{ph} \quad (17)$$

对于矩形布置的系统锚杆：

$$B_s = 0.5\sqrt{ab(1 + L_0/R_0)} \quad (18)$$

对于梅花形布置的系统锚杆：

$$B_s = 0.3\sqrt{ab(1 + L_0/R_0)} \quad (19)$$

式中： D_g ---系统锚杆形成的承载拱厚度(m)； L_0 ---系统锚杆的设计入土长度(m)； D_{ph} ---喷射混凝土层厚度(m)，如果喷射混凝土内设置钢拱架，则不考虑喷射混凝土层的影响，此时 $D_{ph}=0$ ； a 、 b ---系统锚杆纵向及环向间距(m)； B_s ---系统锚杆外侧端部折算间距(m)； R_0 ---承载拱内轮廓线半径(m)，可取设计开挖轮廓线半径； D_0 ---承载拱厚度安全系数，与开挖质量有关，可取 $D_0=0.1\sim 0.3$ ； φ_c ---岩体的计算内摩擦角（°）。

5) 计算由系统锚杆形成的承载拱的内力时，应考虑其周边岩体的弹性抗力，弹性抗力的作用范围宜由计算确定。当锚杆承载拱的弹性抗力零点为 $35^\circ\sim 45^\circ$ 时，也可直接按经验确定弹性抗力作用范围。承载拱的基础可模拟为弹性铰支座支承方式。

6) 系统锚杆宜紧随开挖面施作，所承受的形变荷载，由作用在承载拱之上的荷载侧压力系数进行计算，侧压力系数可取大于规范给出的松散岩土荷载的侧压力系数，小于（接近）地层初始侧压力系数。

(2) 锚杆承载力验算

(《公路隧道设计细则》(JTG-T D70-2010)) 10.4 条

1 系统锚杆承载拱的抗压强度验算应符合式 (5-20) 或式 (5-21) 的规定:

综合安全系数法:

$$K_{sy}N_z \leq \alpha b h R_{sy} \quad (5-20)$$

分项安全系数法:

$$\gamma_0 \gamma_1 N_F \leq \alpha b h \frac{R_{sy}}{\gamma_{sy}} \quad (5-21)$$

$$\alpha = \frac{1.0 - \left(\frac{e_0}{y}\right)^3}{1 + \left(\frac{e_0}{y}\right)^2} = \left[1.0 + \left(\frac{e_0}{y}\right)^4\right] \left[1.0 - \left(\frac{e_0}{y}\right)^2\right] \quad (5-22)$$

$$e_0 = \frac{M_z}{N_z} = \frac{M_F}{N_F} \quad (5-23)$$

式中: K_{sy} -----承载拱抗压安全系数, 可按《公路隧道设计细则》(JTG-T D70-2010) 表 10.4.4 的规定采用; α -----轴向力偏心影响系数, 当 $e_0 < 0.3h$ 时按公式 (5-22) 计算; e_0 -----计算截面的偏心距(m), 可按公式 (5-23) 计算; y -----计算截面重心至受压边缘的距离(m); b -----承载拱计算宽度(m); h -----承载拱计算厚度(m); γ_0 -----构件工作条件系数, 按《公路隧道设计细则》(JTG-T D70-2010) 表 10.4.5-1 查取; γ_1 -----地下结构附加安全系数, 按《公路隧道设计细则》(JTG-T D70-2010) 表 10.4.5-2 查取; N_z -----构件验算截面的轴向合力(kN); M_z -----构件验算截面的弯矩合力(kN·m); N_F -----构件验算截面的轴向力组合设计值(kN); M_F -----构件验算截面的弯矩组合设计值(kN·m); γ_{sy} -----承载拱岩体的极限抗压强度的分项系数, 按《公路隧道设计细则》(JTG-T D70-2010) 表 10.4.5-3 查取; R_{sy} -----承载拱岩体的极限抗压强度(kPa)。

2 系统锚杆承载拱的抗剪强度验算应符合式 (24) 或式 (25) 的规定:

综合安全系数法:

$$K_{sj}Q_z \leq N_z \tan \varphi + b h c \quad (5-24)$$

分项安全系数法:

$$\gamma_0 \gamma_1 Q_F \leq \frac{N_F \tan \varphi + b h c}{\gamma_{sj}} \quad (5-25)$$

式中: K_{sj} -----承载拱抗剪安全系数, 按《公路隧道设计细则》(JTG-T D70-2010) 表 10.4.4 查取; b -----承载拱计算宽度(m); h -----承载拱计算厚度(m); φ -----岩体内摩擦角(°); c -----岩体黏聚力(kPa); γ_{sj} -----承载拱岩体的极限抗剪强度的分项系数, 见《公路隧道设计细则》(JTG-T D70-2010) 表 10.4.5-3。

3 系统锚杆承载拱强度校核时, 需计入锚杆加固对提高承载拱岩体强度的作用效应, 应根据修正后的岩体强度验算承载拱的承载能力。修正后的岩体强度可按下式计算:

$$R'_{sy} = R_{sy} + \frac{R_m \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2})}{ab} \quad (5-26)$$

式中: R'_{sy} -----修正后岩体极限抗压强度 (MPa); R_m -----锚杆设计抗拔力(kN), 与锚杆长度、围岩级别以及锚杆类型有关, $R_m=50\sim 150\text{kN}$; a 、 b ---系统锚杆纵向及环向间距(m); φ -----

岩体的内摩擦角(°); R_{sy} ----承载拱岩体单轴极限抗压强度(kPa), 宜计入爆破松动对抗压强度的影响。

5.3.3 锚杆的施工控制

(1) 锚杆施工过程

《《岩土锚杆与喷射混凝土支护工程技术规范》(GB50086-2015)》5.6 条

1. 钻孔应按设计图所示的位置、孔径、长度和方位进行, 并不得破坏周边地层。

2. 锚杆的杆体制作与安放应符合下列规定: 1) 严格按设计要求制备杆体、垫板、螺母等锚杆部件, 除摩擦型锚杆外, 杆体上应附有居中隔离架, 间距不应大于 2.0m; 2) 锚杆杆体放入孔内或注浆前, 应清除孔内岩粉、土屑和积水。

3. 锚杆注浆应符合下列规定:

1) 根据锚孔部位和方位, 可先注浆后插杆或先插杆后注浆; 2) 先注浆后插杆时, 注浆管应插入孔底, 然后拔出 50mm~100mm 开始注浆, 注浆管随浆液的注入缓慢匀速拔出, 使孔内填满浆体; 3) 对仰斜孔先插杆后注浆时, 应在孔口设置止浆器及排气管, 待排气管或中空锚杆空腔出浆时方可停止注浆; 4) 当遇塌孔或孔壁变形, 注浆管插不到孔底时, 应对锚杆孔进行处理或择位补打锚孔; 5) 自钻式锚杆宜采用边钻边注水泥浆工艺, 直至钻至设计深度。

4. 永久性非预应力锚杆杆体水泥浆或水泥砂浆保护层厚不应小于 20mm。

5. 锚杆杆体与孔壁间的水泥浆或水泥砂浆结石体的强度等级不应低于 M20。

6. 锚杆安装后, 在注浆体强度达到 70%设计强度前, 不得敲击、碰撞或牵拉。

《《岩土锚杆与喷射混凝土支护工程技术规范》(GB50086-2015)》5.5 条

(2) 锚杆注浆设备和注浆工艺

《《岩土锚杆与喷射混凝土支护工程技术规范》(GB50086-2015)》4.7 条

注浆设备与注浆工艺应符合下列规定: 1) 注浆设备应具有 1h 内完成单根锚杆连续注浆的能力; 注浆由钻孔底部向端部推进; 2) 对下倾的钻孔注浆时, 注浆管应插入距孔底 300mm~500mm 处; 3) 对上倾的钻孔注浆时, 应在孔口设置密封装置, 并应将排气管内端设于孔底, 如图 5-3 所示。4) 注浆压力不宜大于 0.4MPa。

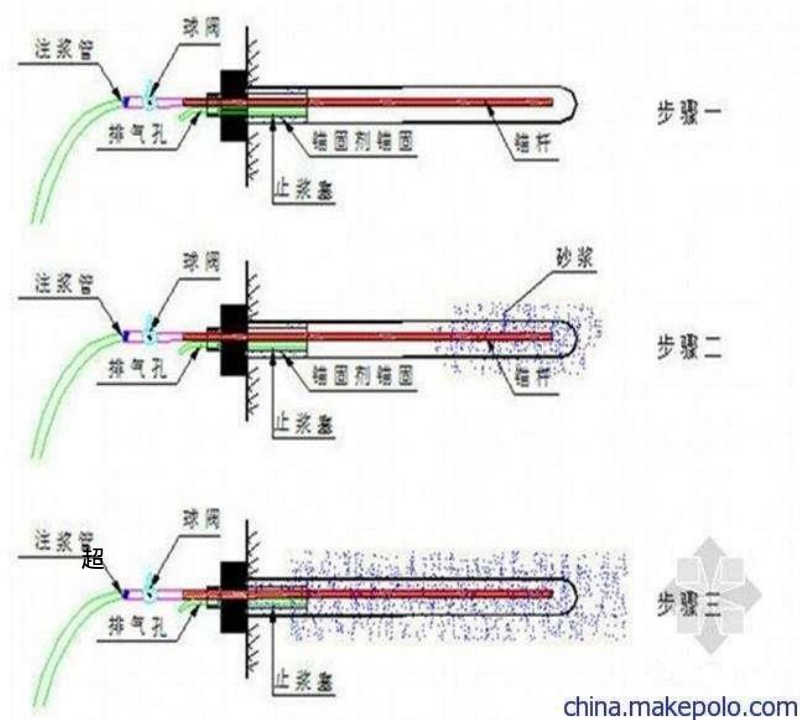


图 5-3 锚杆注浆和排气布置

(3) 注浆浆液制备

注浆浆液的制备应符合下列规定：1) 注浆材料应根据设计要求确定，并不得对杆体产生不良影响，对锚杆孔的首次注浆，宜选用水灰比为 $0.5\sim0.55$ 的纯水泥浆或灰砂比为 $1:0.5\sim1:1$ 的水泥砂浆，对改善注浆料有特殊要求时，可加入一定量的外加剂或外掺料；2) 注入水泥砂浆浆液中的砂子直径不应大于 2mm ；3) 浆液应搅拌均匀，随搅随用，浆液应在初凝前用完。

采用密封装置和袖阀管的可重复高压注浆型锚杆的注浆还应遵守下列规定：1) 重复注浆材料宜选用水灰比 $0.45\sim0.55$ 的纯水泥浆；2) 对密封装置的注浆应待初次注浆孔口溢出浆液后进行，注浆压力不宜低于 2.0MPa ；3) 一次注浆结束后，应将注浆管、注浆枪和注浆套管清洗干净；4) 对锚固体的重复高压注浆应在初次注浆的水泥结石体强度达到 5.0MPa 后，分段依次由锚固段底端向前端实施，重复高压注浆的劈开压力不宜低于 2.5MPa 。

5.4 复合式衬砌混凝土喷层的施作要领

5.4.1 喷层的总体布置

《公路隧道设计规范》(JTG D70-2004)) 8.4 条

复合式衬砌喷层包括钢筋网、钢拱架和喷射混凝土。喷射混凝土的主要功能，包括填充围岩裂隙和防止围岩风化。钢筋网主要功能，是增强喷层混凝土与开挖岩面的密切接触，将锚杆和喷层混凝土连成一个整体，形成一个整体性强的柔性支护系统。钢拱架的主要功能，是给围岩提供及时的支撑能力，与喷射混凝土一起形成比较“柔性”(相对于二次衬砌而言)

的支护系统，一般在围岩开挖后变形发展很快的Ⅲ级、Ⅳ级、Ⅴ级和Ⅵ级围岩中使用。各级围岩初期支护的总体布置，见下表 5-9。

表 5-9 三车道隧道复合式衬砌喷层的设计参数

围岩级别	喷射混凝土厚度（cm）		钢筋网	钢架
	拱部边墙	仰拱		
I	8	-	局部	-
II	8~10	-	局部	-
III	10~15	-	拱、墙 @25×25	拱、墙
IV	15~20	-	拱、墙 @20×20	拱、墙、仰拱
V	20~30	-	拱、墙 （双层） @20×20	拱、墙、仰拱
VI	通过试验、计算确定			

注：有地下水时，可取大值；无地下水时，可取小值。采用钢架时，宜选用格栅钢架。

5.4.2 喷层的承载能力验算

（1）喷层内力计算

（《公路隧道设计细则》（JTG-T D70-2010））10.3 条

应符合以下规定：

1）Ⅳ~Ⅵ级围岩地段，喷射混凝土层内部需设钢拱架。喷射混凝土层厚度应为 18~30cm，将喷射混凝土层与钢拱架视为整体进行内力计算，共同分析其承载能力。

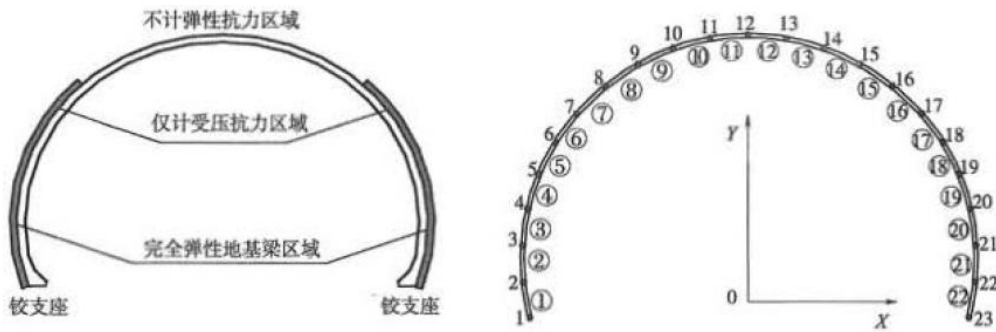


图 5-4 初期支护喷射混凝土及钢拱架的简化

2）在计算喷射混凝土及钢拱架承载能力时，周边岩体对结构的弹性抗力应按完全的弹性地基梁计算。在边墙及拱部靠近边墙一定范围内，当结构在外荷载作用下具有压向围岩的位移时，应计算围岩对结构的压抗力作用；当结构具有远离围岩的位移时，应计算围岩对结构的拉力作用，作用力的大小与位移成正比。拱部弹性抗力作用范围应根据分析计算确定。

（2）喷层承载能力验算

（《公路隧道设计细则》（JTG-T D70-2010））10.4 条

钢拱架与喷射混凝土进行强度校核时轴力由钢拱架与喷射混凝土共同承担，弯矩仅由钢

拱架承担，可按下列公式计算：

喷射混凝土承担的轴力：

$$N_h = N \frac{A_h E_h}{A_h E_h + A_g E_g} \quad (5-27)$$

喷射混凝土承担的弯矩：

$$M_h = 0 \quad (5-28)$$

钢拱架承担的轴力：

$$N_g = N \frac{A_g E_g}{A_h E_h + A_g E_g} \quad (5-29)$$

钢拱架承担的弯矩：

$$M_g = M \quad (5-30)$$

式中： N 、 M ----单位长度内验算截面的轴力及弯矩(kN， kN·m)； A_h 、 A_g ---喷射混凝土及钢拱架计算截面的面积； E_h 、 E_g ---喷射混凝土及钢拱架的弹性模量(kPa)； N_h 、 N_g ---喷射混凝土及钢拱架分别承担的轴力(kN)； M_h 、 M_g ---喷射混凝土及钢拱架分别承担的弯矩(kN·m)。

喷射混凝土及钢拱架强度校核应符合式 (5-31) ~ (5-33) 或式 (5-34) ~ (5-36) 的规定：

综合安全系数法：

喷射混凝土截面受压强度：

$$K_{hy} N_h \leq \alpha R_{hy} A_h \quad (5-31)$$

钢拱架受压强度：

$$K_g \left(\frac{N_g}{A_g} + \frac{M_g}{W_g} \right) \leq R_{gy} \quad (5-32)$$

钢拱架拉受拉强度：

$$K_g \left(\frac{N_g}{A_g} - \frac{M_g}{W_g} \right) \leq R_{gl} \quad (5-33)$$

分项安全系数法：

喷射混凝土截面受压强度：

$$\gamma_0 \gamma_1 N_h \leq \alpha \frac{R_h^a}{\gamma_{hy} h_y} A_h \quad (5-34)$$

钢拱架受压强度：

$$\gamma_0 \gamma_1 \left(\frac{N_g}{A_g} + \frac{M_g}{W_g} \right) \leq \frac{R_{gy}}{\gamma_{gy}} \quad (5-35)$$

钢拱架拉受拉强度：

$$\gamma_0 \gamma_1 \left(\frac{N_g}{A_g} - \frac{M_g}{W_g} \right) \leq \frac{R_{gl}}{\gamma_{gl}} \quad (5-36)$$

式中： R_{gy} ----拱架钢材的抗压极限强度(kPa)； R_{gl} ----拱架钢材的抗拉极限强度(kPa)；

K_{hy} ---喷射混凝土的抗压强度综合安全系数； K_g ---钢拱架的抗压、抗拉强度综合安全系数，按《公路隧道设计细则》（JTG-T D70-2010）表 10.4.4 确定； W_g ---钢拱架验算截面抗弯刚度（ m^3 ）； α ---偏心影响系数，按《公路隧道设计细则》（JTG-T D70-2010）10.4 条表 10.4.13-2 查取； γ_{hy} ---混凝土材料抗压强度分项系数； γ_{gy} ---钢材抗压强度分项系数。

5.4.3 钢筋网的施工控制

钢筋网喷射混凝土设计应符合下列规定：

- 1、钢筋网网格应按矩形布置，钢筋间距宜为 150~300mm。
- 2、钢筋网钢筋的搭接长度应不小于 30d(d 为钢筋直径)。
- 3、钢筋网喷射混凝土保护层厚度应不小于 20mm，当采用双层钢筋网时，两层钢筋网之间的间隔距离应不小于 60mm。
- 4、单层钢筋网喷射混凝土厚度不得小于 80mm，双层钢筋网喷射混凝土厚度不得小于 150mm。
- 5、钢筋网应配合锚杆一起使用，钢筋网宜与锚杆绑扎连接或焊接。

5.4.4 钢拱架的施工控制

（1）一般要求

（《公路隧道设计规范》（JTG D70-2004）） 8.2 条

钢架支护的一般规定：

- 1、钢架支护必须有足够的刚度和强度，能够承受隧道施工期间可能出现的荷载。
- 2、钢架支护间距宜为 0.5~1.5m。
- 3、采用钢架支护的地段连续使用钢架的数量不少于 3 榀；钢架支护幅与幅之间必须用直径为 18~22mm 的钢筋连接，连接筋的间距不大于 1m，并在钢架支护内缘，外缘交错布置。
- 4、钢架应分节段制作，节段与节段之间通过制板用螺栓连接或焊接。
- 5、钢架与围岩之间的混凝土保护层厚度不应小于 40mm；临空一侧的混凝土保护层厚度不应小于 20mm。

（2）高地应力软岩地区的特殊要求

（《公路隧道设计细则》（JTG-T D70-2010）） 14.5 款

初期支护中的钢拱架，主要功能是抵挡开挖后短时间内形成的较大的变形，属于刚性支撑，与锚杆、喷混凝土和钢筋网等柔性支护系统一起，保证隧道的稳定。Ⅴ级围岩三车道隧道条件下，钢拱架应该沿着拱部、墙部和仰拱等部位全断面布置，形成一个封闭的支护结构，保证隧道的稳定。高地应力软岩地区，需要采用可伸缩钢支撑，环向间距 2~4m 的地方设置 20cm 宽的伸缩段。宜采用摩擦型或者弹簧型接头，使得钢拱架既有一定的刚度，又具有一定的抗变形和伸缩能力，保证结构的稳定性。在隧道开挖初喷 3~5cm 厚度的混凝土后架设，

然后再喷混凝土填满并且覆盖。钢拱架纵向间距以为 0.5m（常规地质条件，纵向间距宜为 0.5~1.5m。）。（可伸缩钢拱架设计图，）

5.4.5 喷射混凝土的施工控制

（1）一般要求

（《公路隧道设计细则》（JTG-T D70-2010））13.3 条

初期支护中的喷混凝土，一般为 C25 的素混凝土，主要作用是封闭开挖面，防止大气环境对新鲜岩面的侵蚀；通过填充开挖面的裂隙，增强围岩的整体性和稳定性，以发挥围岩的自承载能力。一般与锚杆配合使用，形成柔性支护体系。Ⅴ级围岩三车道隧道条件下，喷混凝土的厚度一般为 20~30cm 厚，可以采用工程类比法进行设计。

喷射混凝土的一般规定如下：

- 1、公路隧道喷射混凝土的设计强度等级不应低于 C20；重要隧道及竖井、斜井工程，喷射混凝土的设计强度等级不宜低于 C25。
- 2、喷射混凝土的厚度不应小于 50mm，不宜大于 300mm。在含水较丰富的地层中，喷射混凝土支护厚度不应低于 80mm，且抗渗等级不应低于 S8
- 3、喷射混凝土宜采用普通硅酸盐水泥配制，水泥强度等级不得低于 32.5 级；有特殊设计需要时，可采用特种水泥配制。细集料可采用中砂或粗砂，细度模数宜大于 2.5，含水率宜控制在 5%~7%；粗集料可采用砾石或碎石，粒径不应大于 15mm。
- 4、当防水要求较高时，可采用强度等级大于 C30 的高性能喷射混凝土。

（2）高地应力软岩地区的特殊要求

（《公路隧道设计细则》（JTG-T D70-2010））13.3 条

在膨胀性围岩地段或可能产生较大收敛变形地段，隧道初期支护宜采用钢纤维喷射混凝土。钢纤维喷射混凝土的设计强度等级不应低于 C25，其抗拉强度标准值不应低于 2MPa，抗弯强度标准值不应低于 6MPa。

钢纤维喷射混凝土用的钢纤维应符合以下规定：

- 1、普通碳素钢纤维的抗拉强度不得低于 380MPa，且不应有油渍和明显的锈蚀。
- 2、钢纤维的直径宜为 0.3~0.5mm。
- 3、钢纤维的长度宜为 20~25mm，不得大于 25mm。
- 4、钢纤维掺量宜为干混合料质量的 1.5%~4.0% (33~96kg/m)。
- 5、钢纤维的体积率宜为 0.5%~2.0%，长径比为 40~100。

为了提高喷射混凝土的抗裂性能，喷射混凝土也可添加合成纤维。合成纤维喷射混凝土

的设计强度等级不应低于 C20，根据试验资料确定合成纤维掺量。

（《岩土锚杆与喷射混凝土支护工程技术规范》（GB50086-2015）6.3 条，附录 N）

喷射钢纤维混凝土或喷射混凝土用于含有大范围黏土的剪切带、高塑性流变或高应力岩层时，其抗弯强度不应小于表 5-10 的规定。抗弯强度试验的方法应符合本规范附录 N 的规定。

表 5-10 喷射混凝土的最小抗弯强度

抗压强度等级	C30	C35	C40
抗弯强度	3.4	4.0	4.4

处于大变形隧洞中的喷锚支护工程，宜采用具有高韧性的喷射钢纤维混凝土。喷射钢纤维混凝土的残余抗弯强度(韧性)试验方法及其不同残余抗弯强度等级的最小抗弯强度要求应符合本规范附录 P 的规定。

喷射混凝土抗弯强度可按下式计算：

$$f_c = \frac{p_{0.1} \times L}{b \times d^2} \quad (5-37)$$

式中： f_c —喷射混凝土抗弯强度标准值； $p_{0.1}$ —参见（《岩土锚杆与喷射混凝土支护工程技术规范》（GB50086-2015）6.3 条第 N.0.5 条（kN）； b —梁宽（125mm）； d —梁厚（75mm）。

（《公路隧道设计细则》（JTG-T D70-2010）14.5 款

高地应力软岩地区，易发生大变形，从而导致喷层开裂脱落，此时应采取以下的措施：

1.在喷层混凝土中，掺入各类纤维（钢纤维、维尼纶纤维）、专用聚合物（聚乙烯醇缩合物、丙烯酰胺、树脂类 SM 型超塑剂等），或者在喷层中铺设各类网片（菱形铰接柔性金属网、聚丙烯塑料网）增加其变形能力，形成柔性喷层；2.应该在喷层中预设纵向伸缩缝，环向间距取 2~3m，缝宽 10~15cm，变形稳定后采用高强喷混凝土进行封闭。

5.5 防水层的施作要领

55.1 地下洞室防排水的原则要求

《公路隧道设计规范》（JTG D70-2004）10.1、10.2 条

施作二次衬砌之前，应该沿着整个隧道四周铺设防水板，以防止地下水对二次衬砌造成侵蚀。一般规定，隧道防排水应遵循“防、排、截、堵结合，因地制宜，综合治理”的原则，保证隧道结构物和营运设备的正常使用和行车安全。隧道防排水设计应对地表水地下水妥善处理，洞内外应形成一个完整通畅的防排水系统。

高速公路、一级公路、二级公路隧道防排水应满足下列要求：

1、拱部、边墙、路面、设备箱洞不渗水。

2、有冻害地段的隧道衬砌背后不积水，排水沟不冻结。

3、车行横通道、人行横通道等服务通道拱部不滴水，边墙不淌水。

隧道采用复合式衬砌时，在初期支护与二次衬砌之间应设置防水板及无纺布。要求如下：

1、无纺布密度不小于 300g/m²。

2、防水板应采用易于焊接的防水卷材，厚度不小于 1.0mm，接缝搭接长度不小于 100mm。

隧道二次衬砌应满足抗渗要求。混凝土的抗渗等级，有冻害地段及最冷月份平均气温低于-15℃的地区不低于 S8，其余地区不低于 S6。

隧道二次衬砌的施工缝、沉降缝、伸缩缝应采取可靠的防水措施。

有侵蚀性地下水时，应针对侵蚀类型，采用抗侵蚀混凝土，压注抗侵蚀浆液，或铺设抗侵蚀防水层。

围岩破碎、涌水易坍塌地段，宜向围岩内预注浆。向衬砌背后压浆时，应防止因压浆而堵塞衬砌背后的排水管道。

当隧道位于常水位以下，又不宜排泄时，隧道衬砌应采用抗水压衬砌。

5.5.2 洞内防水层的技术要求

《公路隧道设计细则》(JTG-T D70-2010) 18.2 条

洞内防水层应符合以下规定：

1、隧道初期支护与二次衬砌间的防水层，宜选用耐老化，耐细菌腐蚀、易操作且焊接时无毒气的高分子柔性防水卷材。防水层应在拱部和边墙全断面铺设。

2、地下水非常丰富、水压较大地段及不适宜排水的隧道，应采用全封闭的防水衬砌结构。

3、铺设时，基层宜平整，无尖锐物，基层平整度应符合 $D/L \leq 1/6$ 的要求(D 为初期支护基层相邻两凸面凹进去的深度；L 为基层相邻两凸面间的距离)。

4、初期支护表面的各种突出物和二次衬砌中预埋的各种构件，不容许刺穿防水层，应采用“无钉铺设”工艺。

5、土工布在施工中应能保护防水板，且能起到毛细渗水的作用。

6、防水层各项指标应符合现行《聚氯乙烯防水卷材》(GB12952)的规定。

5.5.3 施作时机

防水层一般和二次衬砌同时施作。初期支护完成后，支护结构将在围岩压力的作用下继续变形。变形的过程，实际上是围岩发挥自承载能力的过程。现代化的隧道施工理念，鼓励初期支护结构变形的发展，要求在变形基本稳定后(高地应力软岩地区，Ⅴ级围岩地下洞室，变形量达到预留变形量的 80%)，再施作二次衬砌，否则二次衬砌将因为承担过大的荷载而

破坏。

5.6 复合式衬砌二次衬砌的施作

二次衬砌在初期支护完成后施作。围岩性质较好时，围岩荷载主要由初期支护承担，二次衬砌主要起到安全储备的作用。围岩性质较差时，二次衬砌与初期支护结构共同承担荷载。围岩性质很差时，主要由二次衬砌承担荷载。

5.6.1 二次衬砌的总体布置

（《公路隧道设计规范》（JTG D70-2004））8.4 条

二次衬砌的厚度，根据工程经验，按照下表 5-11 取初值进行设计，然后对二次衬砌结构进行受力验算，进而优化。

表 5-11 三车道隧道复合式衬砌的设计参数

围岩级别	二次衬砌厚度（cm）	
	拱、墙混凝土	仰拱混凝土
I	35	-
II	40	-
III	45	45
IV	50，钢筋混凝土	50
V	60，钢筋混凝土	60，钢筋混凝土
VI	通过试验、计算确定	

二次衬砌的配筋，包括环向筋、纵向筋和连接筋。其中，环向筋是主要的受力筋，承担弯矩、轴力和剪力，一般的设计方法是：通过工程经验进行环向筋的配置，然后内力计算，验算配筋是否满足受力要求。纵向筋的主要功能是与环向筋连接成一个整体的钢筋网，根据工程经验，按照构造进行配筋。连接筋的主要功能是将环向筋的上下 2 层钢筋网连接起来，主要起到构造配筋的作用，按照构造进行配筋。例如下图为某工程的二次衬砌配筋，其中序号 1、2 表示的是拱部和墙部的二次衬砌的环向筋，间距为 20cm；序号 5、6 表示的是仰拱部分的环向筋，间距为 20cm；序号 3 表示的是纵向筋，间距为 30cm；序号 4 表示的是连接筋，两端处于环向筋和纵向筋的交点位置，间隔 1 个点设置一个拉筋。不同钢筋的参数如下表 5-12 所示。

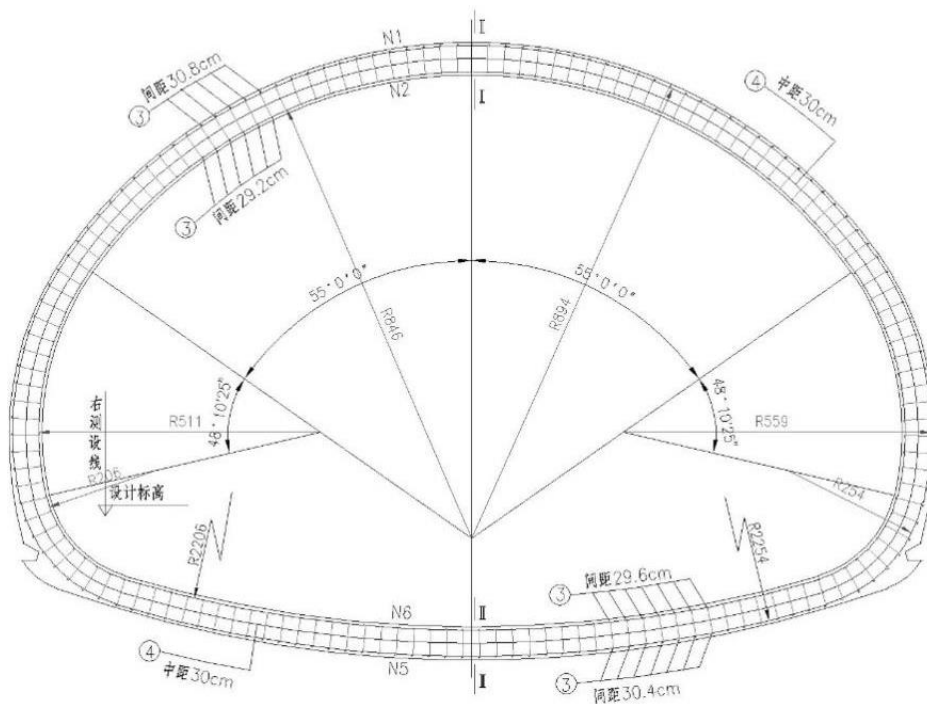


图 5-5 某工程二次衬砌配筋图

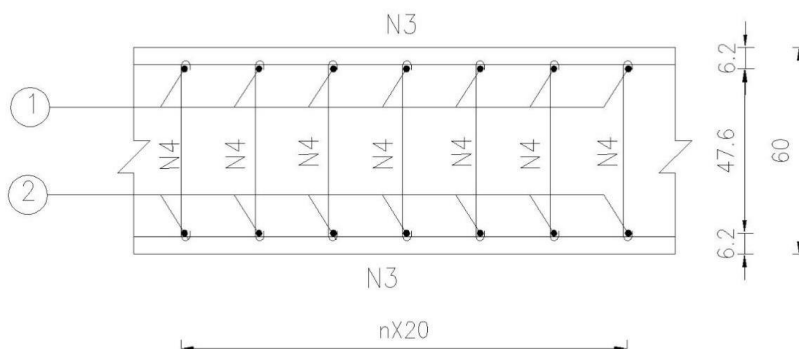


图 5-6 界面的钢筋配置图

表 5-12 某工程二次衬砌配筋参数（每延米）

编号	直径 (mm)	长度 (cm)	根数	共长 (m)	共重 (kg)	总重 (kg)
1	Φ25	2844.5	5	142.23	548.15	1732.43
2		2637.1	5	131.86	508.19	
5		1800.2	5	90.01	346.90	
6		1708.5	5	85.43	329.23	
3	Φ12	100	290	290.00	257.52	257.52
4	Φ8	62.6	725	453.85	179.27	179.27
定位角钢		100	12	12.0	16.44	16.44

5.6.3 二次衬砌的承载能力验算

(1) 内力计算

《公路隧道设计细则》(JTG-T D70-2010)) 10.3 条

二次衬砌的内力计算应符合以下规定：

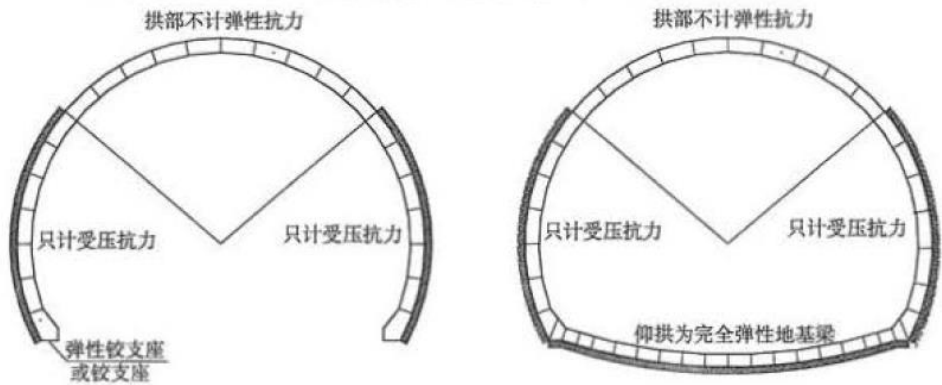


图 5-7 二次衬砌结构计算简化图

- 1) 当初期支护与二次衬砌之间设有防水层时，围岩对二次衬砌的弹性抗力作用仅计入径向压力。
- 2) 当初期支护与二次衬砌间未设置防水层时，应按叠合梁结构计算内力，并根据刚度大小进行内力分配。
- 3) 当二次衬砌基础较窄时，宜将其简化为完全铰支座；当二次衬砌基础较宽时，宜将其简化为弹性铰支座；如果二次衬砌设有仰拱，且先期施工的仰拱与边墙基础连接良好时，宜将其简化为封闭的受力结构，或将二次衬砌基础简化为完全固接的支座形式。

获取内力以后，可以根据钢筋混凝土构件的配筋量计算方法，对二次衬砌各个位置的配筋量进行计算，完成二次衬砌的配筋。通过该方法计算得到的是二次衬砌环向钢筋的配置。纵向钢筋和连接筋主要起到构造作用，一般通过工程类比或者数值分析的方法获取。

(2) 二次衬砌承载能力验算

《公路隧道设计细则》(JTG D70-2010) 10.4 条

不同受力特性的隧道支护结构构件，应该进行不同计算项目的极限状态校核。对于钢筋混凝土二衬，应该进行抗压强度、抗剪强度、抗拉强度、最大变形量、裂缝宽度、基底应力和地基承载力等多项指标的验算。详细的计算内容，请参考《公路隧道设计规范》(JTG D70-2004) 附录 K 和《公路隧道设计细则》(JTG D70-2010) 10.4 条。

1 钢筋混凝土轴心受压构件正截面强度

钢筋混凝土轴心受压构件其正截面强度应符合式(5-38)或式(5-39)的规定：

综合安全系数法：

$$K_{hy}N_z \leq \varphi(R_{hy}A + R'_{gy}A'_g) \quad (5-38)$$

分项安全系数法:

$$\gamma_0\gamma_1N_F \leq \varphi\left(\frac{R_{hy}}{\gamma_{hy}}A + \frac{R'_{gy}}{\gamma_{gy}}A'_g\right) \quad (5-39)$$

式中: N_z 、 N_F ---计算截面的轴向力; φ ---钢筋混凝土构件的纵向弯曲系数, 按《公路隧道设计细则》(JTG D70-2010) 10.4 条表 10.4.22 查取; R_{hy} ---混凝土抗压标准强度; A ---构件截面面积; R'_{gy} ---纵向钢筋抗压标准强度; A'_g ---纵向钢筋截面面积; K_{hy} ---钢筋混凝土构件的混凝土或钢筋抗压强度综合安全系数, 按《公路隧道设计细则》(JTG D70-2010) 10.4 条表 10.4.4 确定。当纵向钢筋配筋率大于 3% 时, 式中 A 应改用净截 A_{h0} , $A_{h0} = A - A'_g$ 。

2 钢筋混凝土受弯构件正截面强度

钢筋混凝土矩形截面或翼缘位于受拉区的 T 形截面受弯构件, 其正截面强度应符合式 (5-40) 或式 (5-41) 的规定 (图 5):

综合安全系数法:

$$KM_z \leq R_a b x \left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + R'_g A'_g (h_0 - a'_g) \quad (5-40)$$

分项安全系数法:

$$\gamma_0\gamma_1M_F \leq \frac{R_a}{\gamma_{hy}} b x \left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + \frac{R'_g}{\gamma_{gy}} A'_g (h_0 - a'_g) \quad (5-41)$$

此时, 中性轴的位置按下列公式确定:

$$R_g A_g - R'_g A'_g = R_a b x \quad (5-42)$$

混凝土受压区高度应符合下列条件:

$$x \leq \xi_{jq} h_0 \quad (5-43)$$

$$x \geq 2a'_g \quad (5-44)$$

式中: R_a ---混凝土抗压标准强度; R_g ---纵向受拉钢筋抗拉标准强度; A_g ---纵向受拉钢筋截面面积; R'_g ---纵向受压钢筋抗压设计强度; A'_g ---纵向受压钢筋截面面积; b ---矩形截面宽或 T 形截面腹板宽; x ---混凝土受压区高度; h_0 ---截面有效高度; ξ_{jq} ---混凝土受压区高度界限系数, 按《公路隧道设计细则》(JTG D70-2010) 表 10.4.23 采用; a'_g ---受压钢筋合力点至受压边缘的距离。

注: 在构件中, 如无受压钢筋或不考虑受压钢筋时, 不需要符合公式 (5-44) 的要求。

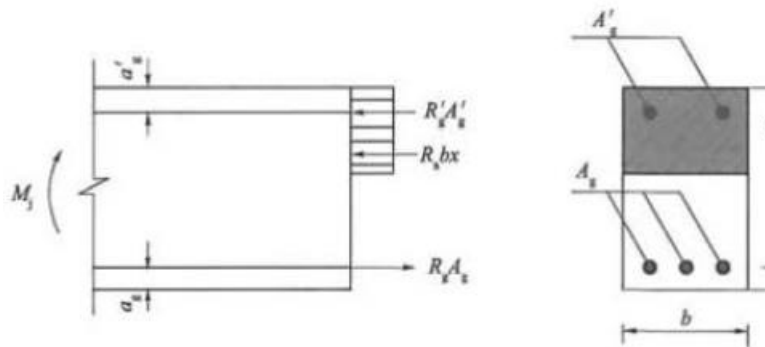


图 5-8 矩形-T 形截面钢筋混凝土受弯构件正截面强度计算简图

3 钢筋混凝土受弯构件抗剪强度

钢筋混凝土矩形、T 形和工字形截面的受弯构件，其截面尺寸应符合式(5-45)或式(5-46)的要求：

综合安全系数法：

$$KQ_Z \leq 0.066\sqrt{R}bh_0 \quad (5-45)$$

分项安全系数法：

$$\gamma_0\gamma_1Q_F \leq 0.066\frac{\sqrt{R}}{\gamma_{hj}}bh_0 \quad (5-46)$$

式中： Q_Z 、 Q_F ----计算截面上的最大剪力或最大剪力组合设计值(kN)； b ----计算截面的宽度(cm)； h_0 ----计算截面的有效高度(cm) γ_{hj} ---混凝土抗剪分项系数，按《公路隧道设计细则》(JTG D70-2010)表 10.4.5-3 确定； R ----混凝土标号或换算强度等级(MPa)。

4 钢筋混凝土偏心受压构件正截面强度

钢筋混凝土矩形截面偏心受压构件的正截面强度应按下列公式计算综合安全系数法：

$$KN_Z \leq R_a b x + R'_g A'_g - \sigma_g A_g$$

或

$$KN_Z e \leq R_a b x (h_0 - \frac{x}{2}) + R'_g A'_g (h_0 - a'_g) \quad (5-47)$$

分项安全系数法：

$$\gamma_0\gamma_1N_F \leq \frac{R_a}{\gamma_{hy}} b x + \frac{1}{\gamma_g} (R'_g A'_g - \sigma_g A_g)$$

或

$$\gamma_0\gamma_1N_F e \leq \frac{R_a}{\gamma_{hy}} b x (h_0 - \frac{x}{2}) + \frac{R'_g}{\gamma_{gy}} A'_g (h_0 - a'_g) \quad (5-48)$$

此时，中性轴位置按下式确定：

$$R_a b x \left(e - h_0 + \frac{x}{2} \right) = \sigma_g A_g e \pm R'_g A'_g e' \quad (5-49)$$

当 $\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_{jq}$ ，构件属于大偏心受压， σ_g 应该取为钢筋抗拉强度 R_g ，当 $\xi > \xi_{jq}$ ，构件属于小偏心， σ_g 的取值应该按照下式进行计算：

$$\sigma_g = 0.003E_g \left(\frac{0.9}{\xi} - 1 \right) \quad (5-50)$$

当纵向力作用在钢筋 A'_g 的合力点与钢筋 A_g 的合力点之间，上述等式 (5-49) 右边取正号；反之，取负号。

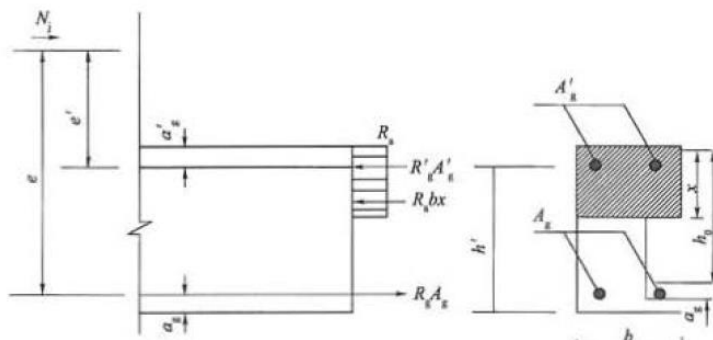


图 5-9 矩形截面钢筋混凝土偏心受压构件的正截面强度计算图

对于大偏心受压构件，如在计算中考虑受压钢筋时，则混凝土受压区高度应符合下列条件：

$$x \geq 2a'_g \quad (5-51)$$

如不符合公式（5-51），则构件正截面强度可按下式计算：

综合安全系数法：

$$KN_z e' \leq R_g A_g (h_0 - a'_g) \quad (5-52)$$

分项安全系数法：

$$\gamma_0 \gamma_1 N_F e' \leq \frac{R_g}{\gamma_{gy}} A_g (h_0 - a'_g) \quad (5-53)$$

如按式（5-52）或（5-53）求得的构件强度比不考虑受压钢筋更小时，则在计算中不应考虑受压钢筋。

对于小偏心受压构件，如纵向力作用于钢筋 A_g 合力点与 A'_g 合力点之间时，尚应符合下列条件：

综合安全系数法：

$$KN_z e' \leq 0.5 R_a b h_0'^2 + R'_g A_g (h'_0 - a_g) \quad (5-54)$$

分项安全系数法：

$$\gamma_0 \gamma_1 N_F e' \leq 0.5 \frac{R_a}{\gamma_{hy}} b h_0'^2 + \frac{R'_g}{\gamma_{gy}} A_g (h'_0 - a_g) \quad (5-55)$$

以上式中： N_0 、 N_F ----计算截面的纵向力或纵向力组合设计值； σ_g ----小偏心受压构件中受拉(或受压较小边)钢筋的应力； e 、 e' ----纵向力作用点至受拉及受压钢筋合力点之间的距离； a'_g ----受压钢筋合力点至受压边缘的距离； A_g ----受拉钢筋合力点至受拉边缘的距离； ξ_{jq} ----钢筋混凝土大、小偏心构件受压区高度界限系数，按《公路隧道设计细则》（JTG D70-2010）表 10.4. 23 采用； h'_0 ----受压钢筋 A'_g 合力点至靠近受拉钢筋 A_g 的截面边缘之间的距离。

5 钢筋混凝土偏心受压构件的偏心距增大系数

计算钢筋混凝土偏心受压构件时,对于矩形截面 $l_0/h > 8$ (h 为弯矩作用平面内的截面高度),对于圆形截面 $l_0/d > 7$ (d 为圆形截面直径),对于任意截面 $l_0/r_w > 28$ (r_w 为弯矩作用平面内截面的回转半径),均应考虑构件在弯矩作用平面内的挠度对纵向力偏心距的影响。此时,应将纵向力对截面重心轴的偏心距 e_0 乘以偏心距增大系数 η 。

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{\gamma_1 N_j}{10\alpha_e E_h I_h \gamma_b} l_0^2} \quad (5-56)$$

$$\alpha_e = \frac{0.1}{0.3 + \frac{e_0}{h}} + 0.143 \quad (5-57)$$

当 $e_0/h \geq 1$ 时,取 $\alpha_e = 0.22$ 。

当为圆形截面时,式中 e_0/h 用 e_0/d 代替(d 为直径)。

式中: E_h ---混凝土的弹性模量; I_h ---混凝土截面惯性矩; α_e ---考虑偏心距对 η 值的影响系数; l_0 -----构件计算长度(m)。

当全部纵向钢筋的配筋率大于 3%时,公式(5-56)中的 I_h 应乘以系数 1.2。当公式(5-56)求得的 η 值为负值或大于 3 时,应加大截面尺寸。

5 钢筋混凝土偏心受压构件垂直弯矩作用平面轴心抗压强度

钢筋混凝土偏心受压构件,除应计算弯矩作用平面的强度外,尚应按轴心受压构件验算垂直于弯矩作用平面的强度。此时不考虑弯矩的作用,但应考虑纵向弯曲的影响。

5.6.3 二次衬砌的施工控制

(1) 一般要求

(《公路隧道设计细则》(JTG-T D70-2010)) 13.2、13.4 条

二次衬砌宜采用模筑混凝土或钢筋混凝土结构,衬砌截面宜采用连接圆顺的等厚度衬砌断面,仰拱厚度宜与拱墙厚度相同。一般规定如下:

- 1、衬砌截面可设计为等截面或变截面。当衬砌承受偏压荷载或承受较大垂直荷载时,宜采用变截面形式。
- 2、设置仰拱的衬砌,不应急剧弯曲和出现棱角,边墙衬砌与仰拱宜采用小半径曲线连接。仰拱厚度宜与边墙厚度相同。
- 3、明洞衬砌与洞内衬砌交界处以及洞口段衬砌,应在距洞口 10 ~ 15m 的位置设置沉降缝;在洞内,软硬地层明显分界处宜设沉降缝;在连续 V、VI 级围岩中,每 30~80m 应设沉降缝一道。
- 4、严寒与酷热温差变化大的地区、月平均最低温度低于-15℃的寒冷地区,洞口 100~200m 范围应设伸缩缝。
- 5、沉降缝、伸缩缝缝宽度应大于 20mm,缝内可以嵌填浸沥青木板或沥青麻丝。沉降

缝伸缩缝应垂直于隧道轴线设置。

6、沉降缝、伸缩缝可兼作施工缝。沉降缝、伸缩缝及施工缝应统筹设置。

7、不设仰拱的地段，衬砌边墙的基底应置于稳固的地基上。在洞门墙厚度范围内，边墙基础底面高程应与洞门墙基础底面高程相同。

8、明显偏压地段，应采用抗偏压衬砌。抗偏压衬砌宜采用钢筋混凝土结构。

9、隧道横洞与主洞的交叉口段的衬砌宜采用钢筋混凝土结构。

10、地震动峰值加速度大于 0.2g 的地区，洞口段及软弱围岩段的衬砌应采用钢筋混凝土结构。

11、当衬砌采用钢筋混凝土结构时，混凝土强度等级不应小于 C25，受力主筋的净保护层厚度不应小于 40mm。

(2) 高地应力软岩地区的特殊要求

《公路隧道设计细则》(JTG-T D70-2010) 14.5 款

高地应力软岩地区，应该防止大变形导致的二次衬砌压坏开裂等情况，因此要求二次衬砌的混凝土应该为封闭式钢筋混凝土或者钢纤维混凝土。

6 监控量测

监控量测时地下工程新奥法施工的核心要素之一，主要功能是施工和运营过程中位移、应力、地下水等情况进行持续的监测，为施工方案的调整等工作提供依据，以达到动态设计和信息化施工的目的。

6.1 监控量测的项目分类

《公路隧道施工技术规范》(JTG F60-2009)) 10.2 款

复合式衬砌开工前，应该制定详细的全过程监控量测方案。监控量测的必测项目和选测项目如表 6-1 和 6-2 所示。各项监测必须要持续到变形稳定后 15-20 day 之后才可以结束。

表 6-1 隧道现场监控量测必测项目

序号	项目名称	方法及工具	布置	测试精度	量测间隔时间			
					1~15d	16d~1个月	1~3个月	大于 3个月
1	洞内、外观察	现场观测、地质罗盘等	开挖及衬砌支护后进行	—	—			
2	周边位移	各种类型收敛计	每 5~50mm 一个断面，每断面 2~3 对测试点	0.1mm	1~2 次/d	1 次/2d	1~2 次/周	1~3 次/月
3	拱顶下沉	水准测量的方法，水准仪、钢尺等	每 5~50mm 一个断面	0.1mm	1~2 次/d	1 次/2d	1~2 次/周	1~3 次/月

4	地表下沉	水准测量的方法, 水准仪、钢尺等	洞口段、浅埋段 ($h_0 \leq 2b$)	0.5mm	开挖面距离测断面前后 $<2b$ 时, 1~2次/d; 开挖面距离测断面前后 $<5b$ 时, 1次/2~3d; 开挖面距离测断面前后 $>5b$ 时, 1次/3~7d
---	------	------------------	------------------------------	-------	---

注: b —隧道开挖宽度; h_0 —隧道埋深

表 6-2 隧道现场监控量测选测项目

号	项目名称	方法及工具	布置	测试精度	量测间隔时间			
					1-15d	16d-1个月	1-3个月	大于3个月
	钢支撑内力及外力	支柱压力计或其他测力计	每代表性地段1-2个断面, 每断面钢支撑内力3-7个测点, 或外力1对测力计	0.1 MPa	1-2次/天	1次/2天	1-2次/周	1-3次/月
	围岩体内位移(洞内设点)	洞内钻孔中安设单点, 多点杆式或钢丝式位移计	每代表性地段1-2个断面, 每断面3-7个钻孔	0.1 mm	1-2次/天	1次/2天	1-2次/周	1-3次/月
	围岩体内位移(地表设点)	地面钻孔中安装各类位移计	每代表性地段1-2个断面, 每断面3-5个钻孔	0.1 mm	同地表下沉要求			
	围岩压力	各种类型岩土压力盒	每代表性地段1-2个断面, 每断面3-7个测点	0.0 1MPa	1-2次/天	1次/2天	1-2次/周	1-3次/月
	两层支护间压力	压力盒	每代表性地段1-2个断面, 每断面3-7个测点	0.0 1MPa	1-2次/天	1次/2天	1-2次/周	1-3次/月
	锚杆或锚索内力	各类电测锚杆, 锚杆测力计	每代表性地段1-2个断面, 每断面3-7个锚杆(素), 每根锚杆2-4测点	0.0 1MPa	1-2次/天	1次/2天	1-2次/周	1-3次/月
	支护, 衬砌内应力, 表面应力及裂缝量测	各类混凝土内应变计, 应力计, 测缝计及表面应力解除法	每代表性地段1-2个断面, 每断面3-7个测点	0.0 1MPa	1-2次/天 \leq	1次/2天	1-2次/周	1-3次/月
	围岩弹性波测试	各种声波仪及配套探头	在有代表性能地段设置		——	——	——	——
	爆破震动	测振及配套传感器	临近建筑物; 随爆破进行		——	——	——	——
0	渗水压力、水流量	渗压计、流量计	—	0.0 1MPa	——			

6.2 监控量测的频率控制

《公路隧道施工技术规范》(JTG F60-2009) 10.2 款

周边位移和拱顶下沉的测点, 应该布置在同一个断面内。量测面距离和测点数量, 应该根据隧道埋深/围岩级别/断面大小/开挖方法/支护形式等确定。隧道开挖后应该及时进行相关的监测。测点安设: 每次开挖后 12h 内, 不要超过 24 小时。并且应在下一个开挖循环前

完成。洞内必测项目的各个测定，应该埋入围岩中不小于 20cm，不可以焊接在钢支撑上，外露部分应有保护装置。

应按表 6-3 和表 6-4 检查净空位移和拱顶下沉的量测频率，并与按表 6-1 确定的量测频率比较取大值。施工状况发生变化时(开挖下台阶、仰拱或撤除临时支护等)，应增加监测频率。

表 6-3 净空位移和拱顶下沉的量测频率(按位移速度)

位移速度 (mm/d)	量测频率
≥5	2~3 次/d
1~5	1 次/d
0.5~1	1 次/2~3d
0.2~0.5	1 次/3d
<0.2	1 次/3~7d

表 6-4 净空位移和拱顶下沉的量测频率(按距开挖面距离)

量测断面距开挖面距离 (m)	量测频率
(0~1) b	2 次/d
(1~2) b	1 次/d
(2~5) b	1 次/2~3d
>5b	1 次/3~7d

6.3 监控量测的测点布置

（《公路隧道设计细则》（JTG-T D70-2010）9.2 款条文）

量测部位利测点布置的条文说明如下：

1、我国锚喷支护规范中规定，应测项目的量测间距一般为 20~50m，但对于洞口段，浅埋地段特别软弱地层段应小于 20m，间距为每 5~50m 一个量测断面。

选测项目的测点纵向间距应视需要而定，或在有代表性的地段选取若干个测试断面。凡是地质条件差或重要工程，应从密布点。

地表下沉量测的测点应与净空水平收敛和拱部下沉量测的测点布置在同一横断面上。

表 6-5 净空位移、拱顶下沉的测点间距（单位：m）

条件 围岩	洞口附近	埋深小于 2b	施工进展 200m 前	施工进展 200m 后
硬岩地层（断层破碎带除外）	10	10	20	30
软岩地层（不产生很大塑性地压）	10	10	20	30
软岩（产生很大塑性地压）	10	10	20	30
土砂	10	10	10~20	20

注：表 6-5 摘自日本《新奥法设计施工细则》；b 为隧道开挖宽度。

表 6-6 位移量测的测线数

地段	一般地段	特殊地段
----	------	------

开挖方法		洞口附近	埋深小于 2b	有膨胀压力或偏压地段	选测项目量测位置
全断面开挖	一条水平线		三条或六条		三条或六条
短台阶法	二条水平线	四条或六条	四条或六条	四条或六条	四条或六条
多台阶法	每台阶一条水平测线	每一台阶三条	每一台阶三条	每一台阶三条	每一台阶三条

注：b 为隧道开挖宽度。

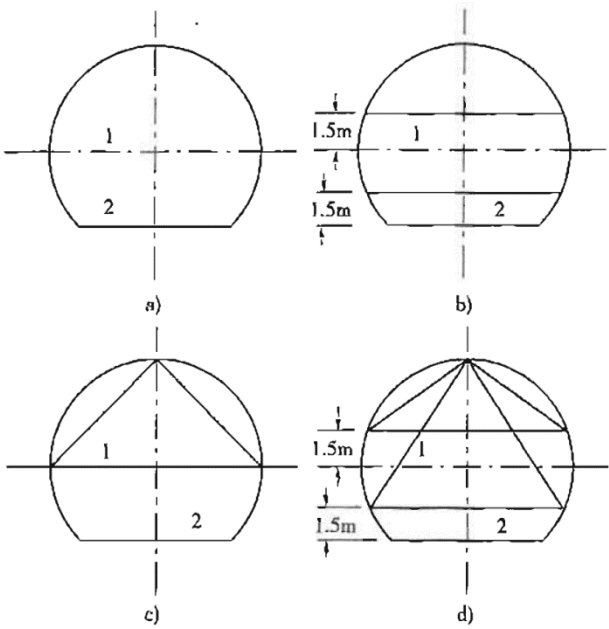


图 6-1 净空变形量测和拱顶下沉量测的测线布置示例

1—起拱线；2—施工基面

a)1 条水平测线；b)2 条水平测线；c)3 条测线示例；d)6 条测线示例

6.4 高地应力软岩地下洞室开挖支护监控量测技术特征

6.4.1 洞内、外观察

a.仪器设备

照相机；米尺，测量精度：10mm。

b. 量测方法：

洞外观察重点观察渗水情况，观察锚杆和钢支撑的变形情况，观察喷射混凝土和二次衬砌混凝土的开裂情况等。

洞内观察应分开挖工作面观察和已施工地段观察。开挖工作面观察应在每次开挖后进行，及时绘制开挖工作面地质素描图、数码成像，填写开挖工作面地质状况记录表，并与勘查资料进行对比。已施工地段观察，应记录喷射混凝土、锚杆、钢架变形和二次衬砌等的工作状态。

6.4.2 周边位移

a.仪器设备

收敛计，精度 0.01mm；全站仪要求测量精度测角为 2" 以内、测距精度为±(2mm+2ppm) 以内。

周边收敛底部测线可采自动张紧式收敛计进行量测。测点选用挂钩。

b.测点布置

双侧壁导坑法测线布置见图 6-2。开挖、支护和监控量测，形成一个小循环，交替进行；左侧导洞开挖支护时，进行 4 条周边收敛和 1 个拱顶下沉的监测；右侧导洞开挖支护时，另外再进行 4 条周边收敛和 1 个拱顶下沉的监测；主洞上部分开挖支护时，进行拱顶下沉的监测；中间临时支护后，进行 3 个拱顶下沉的监测和 4 条周边收敛的监测，此时，左右侧导洞同一水平线上的测点连成一条线。

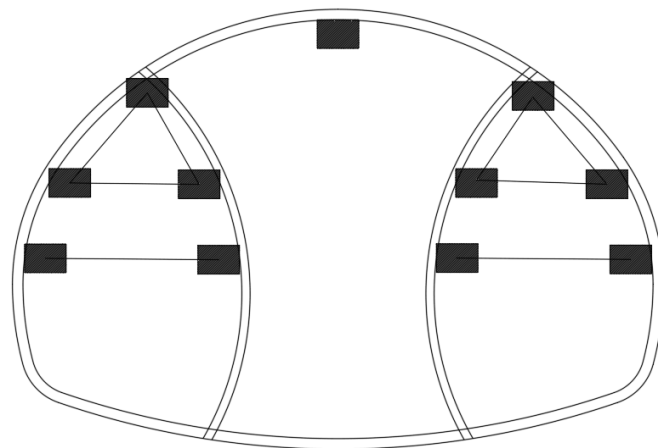


图 6-2 双侧壁导坑法测线布置图

c.量测方法：

1)采用收敛计量测时

测点应采用钻孔预埋。测点埋设选用Φ12 的钢筋，将一端弯成一个弯钩。

通过布设于洞室周边上两固定点，每次测出两点的净长 L，求出两次量测的增量（或减量）ΔL，即为此处净空变化值。读数时应该读 3 次，然后取其平均值。

2)采用全站仪量测时

上部测线由于收敛计操作困难，采用高精度全站仪对边测量方式进行测量，拱顶下沉量测时，采用在已完成或已施工的隧道设置固定点，并定期校准固定点，用全站仪后视固定点对下沉埋点进行测量。

用全站仪测量时，测点应采用膜片式回复反射器（反光贴）作为测点靶标，靶标粘附在

预埋件上。量测方法包括自由设站和固定设站两种，通过对比不同时刻测点的三维坐标 $[x(t), y(t), z(t)]$ ，可获得该测点在该时段的三维位移变化量（相对于某一初始状态）。在三维位移矢量监控量测时，必须保证后视基准点位置固定不动。



图 6-3 全站仪洞内监测

埋设时，用冲击钻或者风枪钻在测点位置处打孔，要求孔深进入岩体 20~30cm，用清水清洗孔后，用锚固剂将钢筋插入孔内，使铁片高出喷射混凝土 3cm，在贴片上粘贴反光贴，下部收敛测线选用 $\Phi 12$ 的钢筋埋设方式与上面一样。埋设完成后，对埋设点进行标识，并对测点进行保护。

上部收敛测线及拱顶测点，在钢筋一端焊接上一块 5cm×5cm 铁片。各测点应在避免爆破作业破坏测点的前提下，尽可能靠近工作面埋设，一般为 0.5~2m，并在下一次爆破循环前获得初始读数。初读数应在开挖后 12h 内读取，最迟不得超过 24h，而且在下一循环开挖前，必须完成初期变形值的读数。

拱顶下沉量测应与净空水平收敛量测在同一量测断面内进行。当地质条件复杂，下沉量大或偏压明显时，除量测拱顶下沉外，尚应量测拱腰下沉及基底隆起量。



图 6-4 靶标（膜片式靶标+膨胀螺丝）

6.4.3 拱顶下沉

a.仪器设备

精密水准仪，精度为 0.01mm；铟钢尺；全站仪要求测量精度测角为 2″ 以内、测距精度为±（2mm+2ppm）以内。

b.测点布置

采用水准仪时，拱顶下沉监控量测测点的埋设一般在隧道拱顶轴线处设 1 个带钩的测桩，悬挂铟钢尺。

用全站仪时，测点桩可用不锈钢膨胀钩或钢筋弯成三角形钩，埋进围岩内。（人员利用掌子面开挖时架子，钻孔埋设安装测点）

c.量测方法

量测方法同洞周位移。

6.4 监控量测的结果分析

（《公路隧道设计细则》（JTG-T D70-2010）9.3 款）

1、实测位移值不应大于隧道的极限位移，并按表 6-7 位移管理等级施工。一般情况下，宜将隧道设计的预留变形量作为极限位移，而设计变形量应根据监测结果不断修正。

表 6-7 位移管理等级

管理等级	管理位移（mm）	施工状态
III	$U < (U_0/3)$	可正常施工
II	$(U_0/3) \leq U \leq (2 U_0/3)$	应加强支护
I	$U > (2 U_0/3)$	应采取特殊措施

注：U—实测位移值； U₀—设计极限位移值。

2、根据位移速率判断：速率大于 1mm/d 时，围岩处于急剧变形状态，应加强初期支护；速率变化在 0.2~1.0mm/d 时，应加强观测，做好加固的准备；速率小于 0.2mm/d 时，围岩达到基本稳定。在高地应力、岩溶地层和挤压地层等不良地质中，应根据具体情况制定判断标准。

3、根据位移速率变化趋势判断：当围岩位移速率不断下降时，围岩处于稳定状态；当围岩位移速率变化保持不变时，围岩尚不稳定，应加强支护；当围岩位移速率变化上升时，围岩处于危险状态，必须立即停止掘进，采取应急措施。

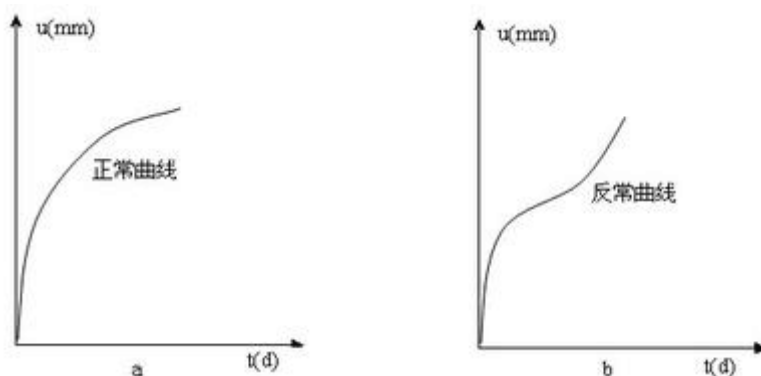


图 6-5 监控量测位移发展曲线

7 前沿探索

7.1 高地应力软岩开挖卸荷理论

基于前期得到的石英云母片岩流变试验结果，使用 FLAC 软件中的流变模块在考虑二云片岩流变特性的条件下，对试验洞围岩长期稳定性进行分析，将围岩变形规律与变形监测结果进行对比，从而对试验洞一年内以及引水洞 50 年开挖蠕变变形进行预测分析。

7.1.1 石英云母片岩流变力学特征和力学模型的选取

1 流变模型的选择

软弱围岩一般是指质软、结构松散、破碎的围岩，其工程特征主要表现为岩石强度低、岩体结构面发育、对工程扰动的反应灵敏和变形持续时间长等。。根据所提供岩体物理参数建议表，知本文所研究的高埋深的石英云母片岩也属于软弱围岩范畴。关于软岩的蠕变特征及其应用的研究，一般多建立粘塑性模型，通过对石英云母片岩的室内试验曲线以及现场监测曲线进行分析可知，石英云母片岩的蠕变变形量随着时间逐渐增长，但其蠕变变形的速率则随时间增长而减小，最后蠕变变形趋于一个稳定的极限值，即曲线存在一个水平渐近线，这一特征与 burger 流变模型类似，同时考虑到石英云母片岩力学性质中存在明显的弹塑性性质，且当应力超过一阈值后，石英云母片岩会在外力左右下出现拉坏或者剪坏，故本报告将同时考虑 burger 流变模型和 Mohr-Coulomb 屈服准则，即采用粘-弹-塑流变力学模型(cvisc)。

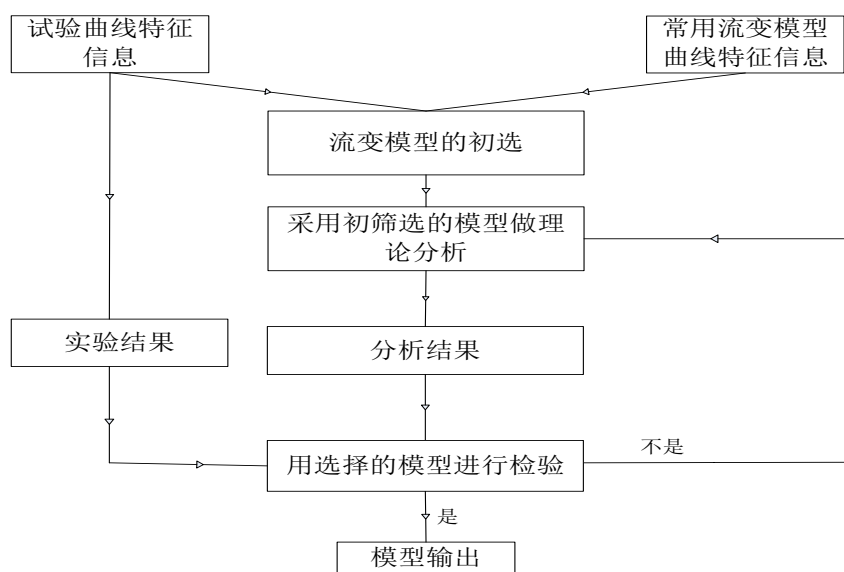


图 7-1-1 模型选择流程图

伯格斯模型有弹性、蠕变(包括弹性后效和流动)、松弛等，蠕变属亚稳定型，因此，适用于较软弱的岩石。这种模型是由马克斯威尔体与开尔文体串联而成，其力学模型如图 7-1-2 所示。

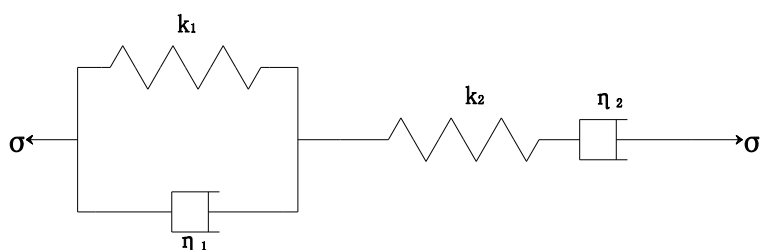


图 7-1-2 伯格斯体力学模型

伯格斯体的本构方程为

$$\begin{aligned} \epsilon &= \frac{\sigma}{k_1} + \frac{\sigma}{k_2} \left(1 - e^{-\frac{k_2}{\eta_2} t}\right) \\ \dot{\epsilon} &= \frac{\dot{\sigma}}{k_1} + \frac{\sigma}{\eta_2} \left(1 - e^{-\frac{k_2}{\eta_2} t}\right) \end{aligned} \quad (21)$$

伯格斯体在恒定载荷 σ_0 的条件下， $\sigma = \sigma_0$ ，伯格斯体的变形由开尔文体和马克斯威尔体的变形组成，故伯格斯体的蠕变方程为

$$\begin{aligned} \epsilon &= \frac{\sigma_0}{k_1} + \frac{\sigma_0}{k_2} \left(1 - e^{-\frac{k_2}{\eta_2} t}\right) \\ \dot{\epsilon} &= \frac{\sigma_0}{\eta_2} e^{-\frac{k_2}{\eta_2} t} \end{aligned} \quad (22)$$

在 $t=t_1$ 时卸载， $\sigma = 0$ ，伯格斯体有一瞬时回弹，之后变形随着时间增长逐渐恢复，但变形不会恢复到零。伯格斯体蠕变和卸载曲线如图 7-1-3 所示。

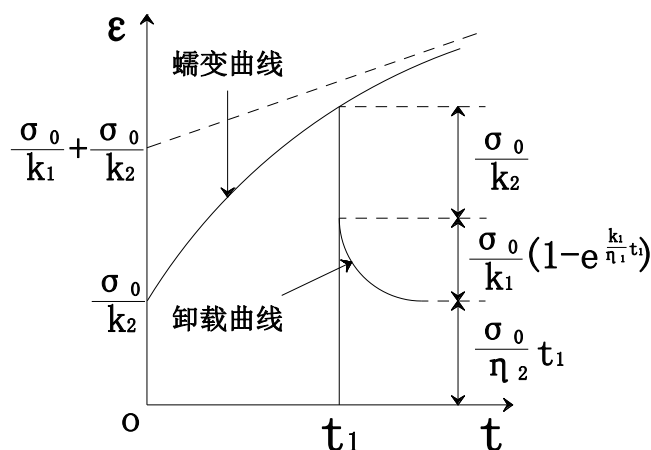


图 7-1-3 伯格斯体蠕变和卸载曲线

伯格斯体也具有瞬时变形、减速蠕变、等速蠕变、松弛等性质，有弹性后效现象，属于不稳定蠕变。伯格斯体适用于具有瞬时变形、减速蠕变、等速蠕变、松弛、有弹性后效等性质的粘性-粘弹性-粘弹塑性岩石，例如石灰岩、页岩、砂页岩、白云岩、大理岩等。

通过模型的初选及后期流变试验数据的验证最终选择了粘-弹-塑流变力学模型来描述开挖隧洞段岩体的蠕变特征。

2 室内试验所反映出的流变特征

通过前期对石英云母片岩流变试验数据的采集，由线性叠加并采用回归方法对丹巴石英云母片岩三轴蠕变曲线逐级进行无约束优化回归算法，得到石英云母片岩在加载与卸载各级应力水平下对应的 **Burgers** 蠕变本构参数。

为研究丹巴水电站软岩段引水隧洞石英云母片岩的流变特性，在现场取样后开展了加轴压破坏和卸围压两种路径下的试验，并进行了 **Burgers** 流变本构的模型识别及相应流变参数反演，反演结果如下（注：为了避免前期试验数据离散型较大，后期加入了部分长科院的流变试验数据进行统计）：

表 7-1-1 石英云母片岩三轴流变 **Burgers** 流变参数反演结果统计

参数类型		轴向蠕变模型参数			
		EM/MPa	η M/MPa·h	EK/MPa	η K/MPa
加载流变	最大值	2.18+04	4.50E+08	7.78E+05	2.38E+08
	最小值	7.08E+03	1.54E+07	7.37E+03	5.93E+06
	平均值	1.69E+04	1.59E+07	2.54E+05	7.57E+07
卸荷流变	最大值	1.62E+04	8.75E+07	2.97E+06	8.90E+07

	最小值	$1.84E+03$	$2.08E+06$	$1.84E+03$	$6.53E+04$
	平均值	$1.01E+04$	$2.52E+06$	$2.17E+04$	$2.19E+07$

上述室内试验反演了石英云母片岩的流变性，以上得到的蠕变参数的平均值为我们后期在 FLAC 中使用 model cvisc（MC-扩展的 burger 蠕变公式）计算隧洞在各个埋深下的蠕变状况提供的流变参数依据。

结合流变试验，给出的试验部位石英云母片岩流变力学参数的综合建议值，如下表所示：

表 7-1-2 石英云母片岩长期强度参数及流变参数综合取值

对应的 Burgers 模型流变参数				
参数类型	E_m /GPa	η_m /GPa·h	E_k /GPa	η_k /GPa·h
加轴压条件	16.9	159000	254	75700
卸围压条件	10	25200	21.7	21900

7.1.2 流变结果的分析与预测

通过上述的试验我们反演得到了石英云母片岩的四个伯格斯模型流变参数，给出了石英云母片岩长期强度参数以及流变参数的综合取值，为了验证得到的流变参数的正确性我们对试验洞部分进行了三维建模，与试验洞围岩附近断面监测点的位移时间曲线进行对比，检验流变参数在模拟隧洞开挖过程的契合性。建模过程中我们对模型的隧洞截面各部分岩体划分了卸荷与非卸荷区（卸荷区取开挖试验洞外 7m 范围内），隧洞并对各部分岩体赋予上述试验中得到的流变参数，通过在以上试验数据的基础上进行微调，使的试验洞围岩附近断面监测点位置的计算位移随时间变化曲线与实测曲线一致，以此确定流变参数的取值，需要说明的是在计算过程中并未考虑初衬的施加。

1 实测地应力下试验洞段岩体位移量预测

为了能在考虑地应力的影响下对开挖岩体做出趋于实际的流变计算，我们以 ZK33 处的实测地应力值（ $\sigma_1=31.22\text{MPa}$ ， $\sigma_2=23.15\text{MPa}$ ， $\sigma_3=13.48\text{MPa}$ ）作为本次计算的应力边界，由于 σ_2 方向与隧洞开挖方向偏差不大，我们对试验洞断面进行建模，另外两个面施加与 σ_1 、 σ_3 等值的面力，采用分段开挖用于模拟隧洞的不同开挖段，并通过如下图方法旋转模型的方法使得所见模型中的点与实测值相等：在该圆形隧洞中，我们假定 x 轴为大地水平方向，由于隧洞的进深方向与 σ_2 方向相近， σ_1 与 σ_3 相互垂直且 σ_1 与水平方向成 38 角（如图所示），为了方便施加地应力，我们先不考虑地应力方向将测点处的地应力值直接施加在边界上进行后续的计算满足洞室周围地应力大小要求，计算完毕后为了保证所施加的地应力方向与大地坐标相同，我们将模型沿坐标轴逆时针旋转 38° 正好满足方向要求。

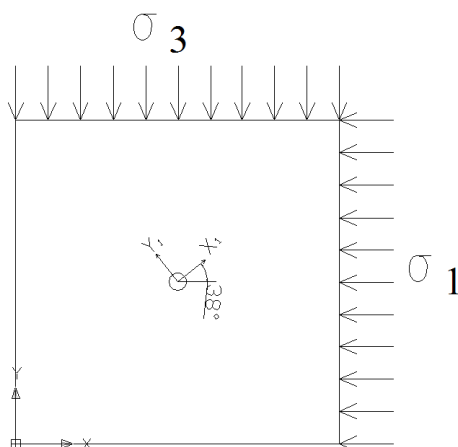


图 7-1-4 实测地应力模型受力边界图示

通过查看试验洞左侧围岩变形监测数据，试验洞围岩变形主要发生四个阶段：开挖扩挖期——停挖期的自然变形——延伸段的开挖——后期变形预测。各阶段的影响由于距开挖掌子面不同，位移变化规律有所不同，试验洞延伸方向至 K1+186 取开挖深度为 100m，我们在三维模型中进行模拟并建立了以下模型：

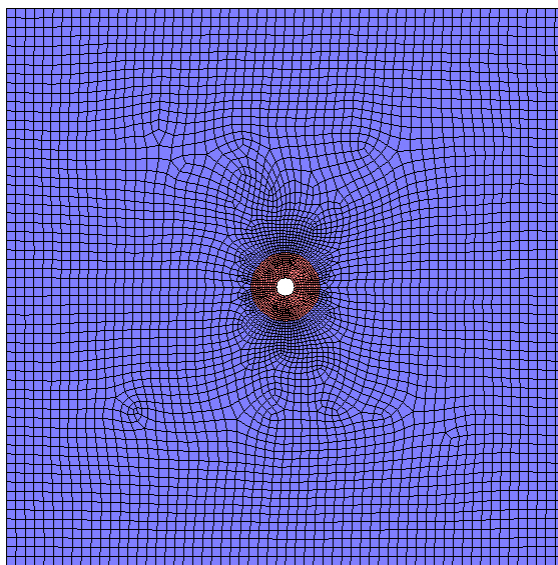
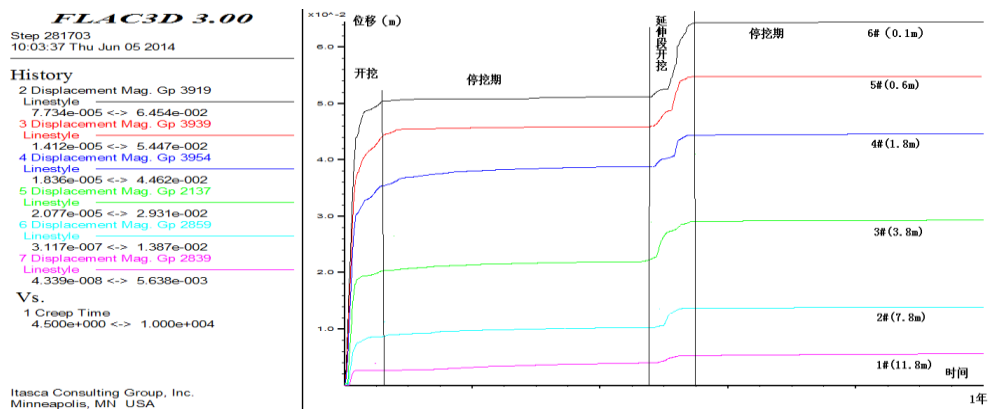


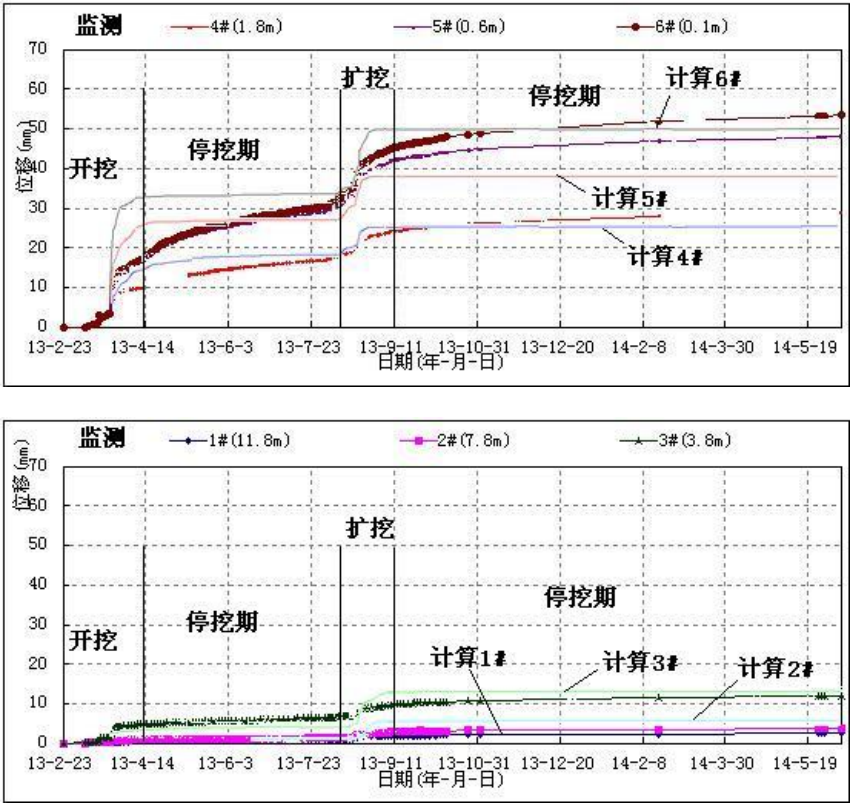
图 7-1-5 模型示意图

模型共 81108 个节点，35433 个单元，洞径为 8m，定义卸荷区与非卸荷区两段，考虑到隧洞开挖过程中洞周的岩体由于开挖产生的卸荷作用，其受力状态为卸荷，与流变试验中的卸围压的受力特性相近，故对此段区域取上述试验得到的卸围压的流变参数，对于卸荷区以外的区域，受卸荷作用较小，主要受构造用力与自重应力的影响，受力表现为加载，故对该部分区域取上述流变试验中的加载流变参数。计算分为开挖与后期流变两个步骤，模型中以该处的地应力监测值为基础，通过旋转断面及边界条件模拟地应力，计算周期为一年，其中以 B 断面洞深计算结果为例，得到了试验洞 B 断面处在开挖——停挖期——延伸段的开

挖——后期变形预测四个阶段靠近隧洞边缘位置点的位移变化趋势如下：



(a) B 断面左边墙关键点流变位移变化趋势线



(b) B 断面实际观测位移变化与流变计算趋势对比图

图7-1-6 B 断面计算与实测位移变化趋势线

通过以上对 B 断面进行数值模拟，试验洞在开挖的前一个月位移变化幅度最大，且又计算曲线与实测位移变化曲线的对比可以看出位移变化集中在试验洞开挖时期，变形速率大，而开挖后的一段时间后变形速率逐渐减小，通过对比计算中试验洞开挖后各阶段的位移变化发现其与实测曲线的位移变化较为吻合，说明了计算采用的力学模型及反演得到的力学参数具有很好的可靠度；后续预测阶段计算位移随时间变化曲线表明各监测点的位移是趋于收敛

的。

2 反演地应力下试验洞段岩体位移量预测

以上计算我们得出了实测地应力下试验洞岩体位移量的预测曲线，为了方便对比，我们在之前反演得到的地应力基础上对试验洞同一断面处岩体位移量进行预测。地应力的施加采用与上面相同的方式：我们以 ZK33 处的实测地应力值（ $\sigma_1=39.83\text{MPa}$ ， $\sigma_2=23.95\text{MPa}$ ， $\sigma_3=11.94\text{MPa}$ ）作为本次计算的应力边界，考虑 σ_1 与洞的进深方向一致，故在模型中对另外两个面施加与 σ_2 、 σ_3 等值的面力，并通过旋转模型的方法使得所见模型中的点与实测值相等：在该圆形隧洞中，我们假定 X 轴为大地水平方向，由于隧洞的进深方向与 σ_1 方向相近， σ_2 与 σ_3 相互垂直且 σ_2 与水平方向成 24° 角（如图所示），为了方便施加地应力，我们先不考虑地应力方向将测点处的地应力值直接施加在边界上进行后续的计算满足洞室周围地应力大小要求，计算完毕后为了保证所施加的地应力方向与大地坐标相同，我们将模型沿坐标轴逆时针旋转 24° 正好满足方向要求。

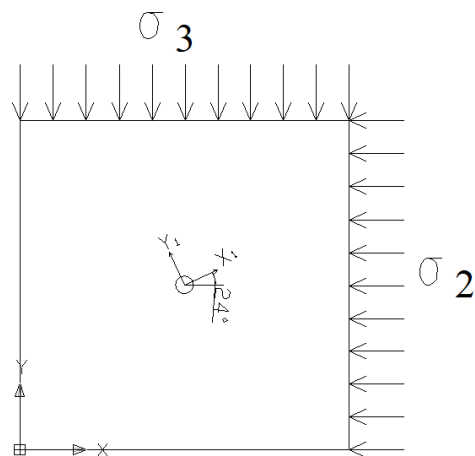


图 7-1-7 反演地应力模型受力边界图示

则在反演地应力下试验洞段岩体位移趋势图如下：

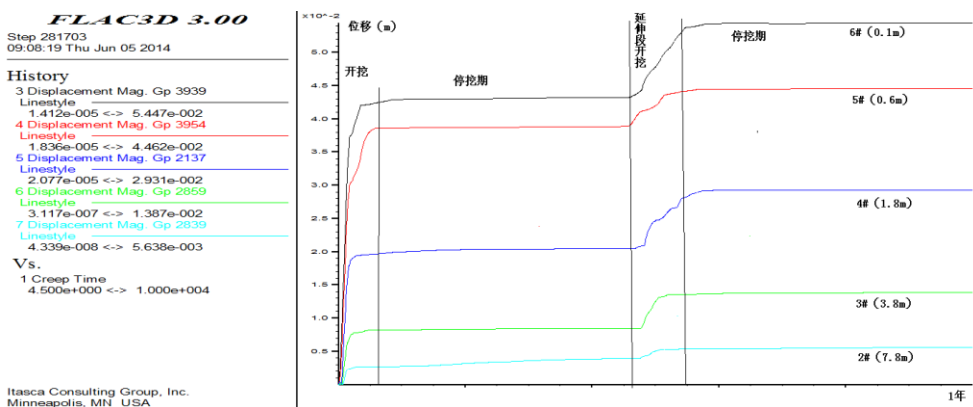


图 7-1-8 B 断面左边墙关键点流变位移变化趋势线

通过以上对 B 断面关键点的位移趋势的模拟得到了模拟探洞在实测地应力与反演地应力下的位移曲线,发现隧洞在开挖后的 1 个月里位移变化较为集中,在后期的自然变形中位移变化较为平缓,给出的流变参数在一定程度上能预测出试验洞关键点位移量的流变变化趋势。

故通过上述实测地应力与反演地应力下试验洞岩体位移的预测,列出模型中流变参数如下:

表 7-1-3 通过流变位移趋势线拟合得到的石英云母片岩流变参数调整值

对应的 Burgers 模型流变参数				
参数类型	E_m /GPa	η_m /GPa·h	E_k /GPa	η_k /GPa·h
加压条件	16	150000	254	2500
卸围压条件	4.2	7500	8.0	200

3 基于计算地应力引水隧洞 1200m 埋深岩体位移量预测

通过得到以上对试验洞段的建模与计算验证了流变参数的可靠性,在后面的计算中我们对引水洞(洞径为 16m)进行了二维建模,地应力同样采用上面旋转模型的方式释加,对引水隧洞进行了长期蠕变位移进行了预测。需要说明的是:由于所采用的计算工况与实际有差别,实际开挖施工过程中由于爆破作用等因素对试验洞围岩稳定性有一定影响,且由于考虑到后期蠕变的长期性,基于卸荷理论将原参数弱化为原来的 75%,而模型的蠕变计算并未考虑水作用,而据资料显示实际中隧洞过水后对隧洞本身的稳定性影响很大,故在计算过程中考虑过水后蠕变参数劣化,在上述得到的流变参数的基础上弱化 60%。在此基础上考虑了引水洞 600m,800m,1000m,1200m 四个埋深下洞侧附近点的位移变化趋势图。

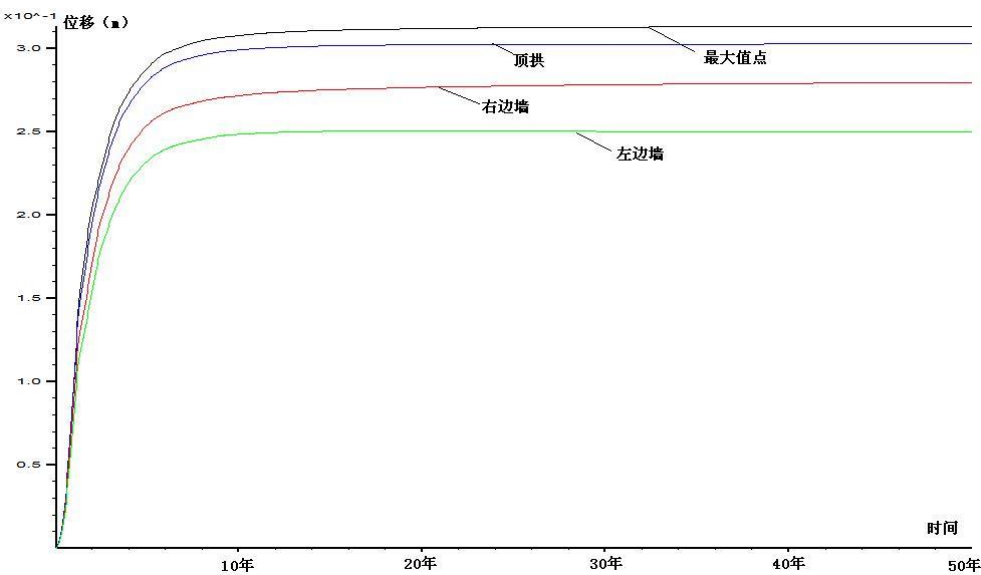


图 7-1-9 引水洞 1200m 埋深洞周关键点 50 年位移变化趋势线

在引水洞 1200m 埋深时最大位移达到了 31.2cm，出现隧洞的右上角，洞顶偏右 40° 左右；洞顶最大位移达到了位移 30.0cm，右边墙最大位移为 27.2cm，左边墙最大位移为 24.4cm。

4 基于实测地应力引水隧洞 1200m 埋深岩体位移量预测

通过之前的流变试验以及对试验洞的模拟分析证明了所得到的 cvisc 模型流变曲线与实际监测值吻合度较高，为了反映引水洞周围点位移变化情况，我们使用实测地应力值为依据并将其转化为边界约束条件并对建立的模型赋予各区域上述得到的流变参数，得到了实测地应力下引水隧洞 1200m 埋深下的流变曲线：

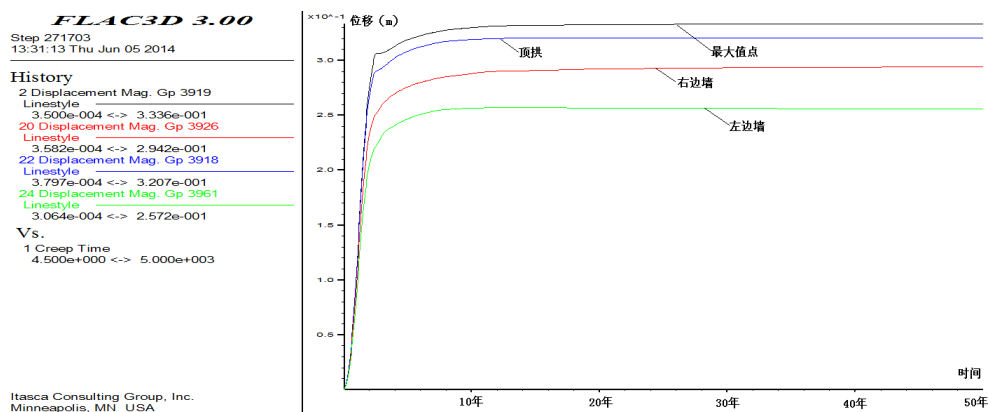


图 7-1-10 引水洞 1200m 埋深洞周关键点 50 年位移变化趋势线

在引水洞 1200m 埋深时最大位移达到了 33.4cm，出现隧洞的右上角，洞顶偏右 40° 左右；洞顶最大位移达到了位移 32.0cm，右边墙最大位移为 28.8cm，左边墙最大位移为 25.3cm。

根据反演得到的每个埋深下的位移流变曲线验证了随着埋深的增加位移变化量增加的趋势，且位移的变化量是在开挖后的几年里蠕变稳定。

7.1.3 引水隧洞的加固

在对隧洞未加衬砌工况的流变计算中，发现 1200m 埋深下隧洞由于受地应力的影响最大，其位移量也较大，隧洞在开挖后 3.8 年左右时达到了总体的位移量的 80%，我们考虑衬砌的施加是在隧洞完成了大部分变形的情况下施加，通过上面的计算我们记录了隧洞产生 80%最大位移的时间点，选择在该处施加 1.5m 厚衬砌（隧洞洞径为 16m），查看衬砌施加后的隧洞受力及位移变化情况。

从上面的计算可知，1200m 埋深的位移最大，洞顶位移变化最大，我们对该最危险埋深进行分析，此时洞顶最大位移量为 26.65cm，其位移变化趋势图如下：

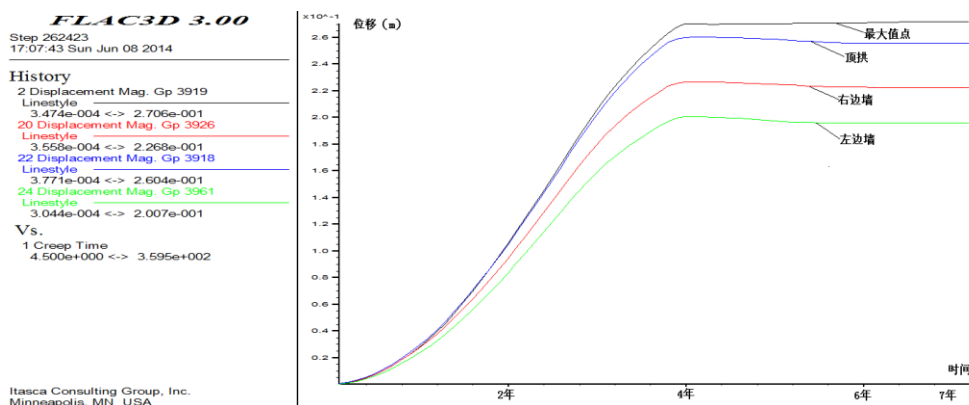


图 7-1-11 位移量达到总位移 80%时的加固前后位移趋势图

开挖后 3.8 年对隧洞施加衬砌，当衬砌施加后蠕变位移得到限制，位移不再增加。

在埋深 1200m 处的计算得出隧洞衬砌的弯矩图如下所示，我们将同一埋深下的左右洞衬砌弯矩图分别列出，以下为 1200m 埋深下隧洞衬砌弯矩图：

FLAC3D 3.00

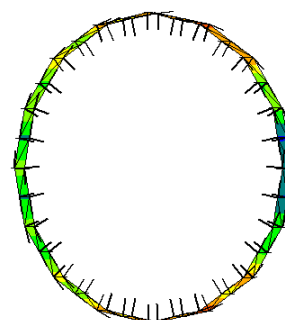
Step 263504 Model Perspective
 11:25:25 Wed Jun 04 2014

Center: X: 1.200e+002 Y: 1.200e+002 Z: 5.000e-001
 Rotation: X: 90.000 Y: 330.000 Z: 0.000
 Dist: 7.836e+002 Mag.: 11.6
 Increments: Move: 3.117e+001 Ang.: 22.500
 Rot.: 10.000

SEL sres-Mx

Magfac = 0.000e+000
 -6.3243e+005 to -6.0000e+005
 -6.0000e+005 to -4.0000e+005
 -4.0000e+005 to -2.0000e+005
 -2.0000e+005 to 0.0000e+000
 0.0000e+000 to 2.0000e+005
 2.0000e+005 to 4.0000e+005
 4.0000e+005 to 5.6438e+005
 Interval = 2.0e+005
 SurfX = (1.00, 0.00, 0.00)

Itasca Consulting Group, Inc.
 Minneapolis, MN USA



(a) Mx

FLAC3D 3.00

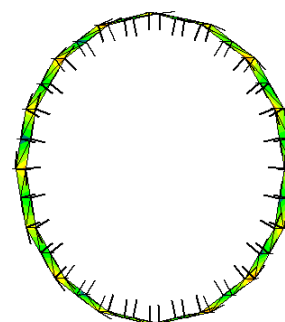
Step 263504 Model Perspective
 11:27:01 Wed Jun 04 2014

Center: X: 1.200e+002 Y: 1.200e+002 Z: 5.000e-001
 Rotation: X: 90.000 Y: 330.000 Z: 0.000
 Dist: 7.836e+002 Mag.: 11.6
 Increments: Move: 3.117e+001 Ang.: 22.500
 Rot.: 10.000

SEL sres-My

Magfac = 0.000e+000
 -6.2021e+004 to -6.0000e+004
 -6.0000e+004 to -4.0000e+004
 -4.0000e+004 to -2.0000e+004
 -2.0000e+004 to 0.0000e+000
 0.0000e+000 to 2.0000e+004
 2.0000e+004 to 4.0000e+004
 4.0000e+004 to 6.0000e+004
 6.0000e+004 to 6.6771e+004
 Interval = 2.0e+004
 SurfX = (1.00, 0.00, 0.00)

Itasca Consulting Group, Inc.
 Minneapolis, MN USA



(b) My

图 7-1-12 位移量达到总位移 80%时的加固后衬砌受力图

从上面的受力图中我们发现 M_x 最大值为 $-6.3243 \times 10^5 \text{N} \cdot \text{m}$, M_y 最大值为 $6.6771 \times 10^5 \text{N} \cdot \text{m}$, N_x 最大值为 $-1.3311 \times 10^6 \text{N}$, N_y 最大值为 $-2.2230 \times 10^5 \text{N}$, 由于在进行模拟地应力的过程中我们对模型进行了旋转处理,故我们按照不等于 $M \leq \sqrt{M_x^2 + M_y^2}$ 进行转换考虑最大弯矩,即在位移量达到总位移量 80%时, $M \leq 9.2341 \times 10^5 \text{N} \cdot \text{m}$; 同样的,对于轴向力 N 我们按照不等于 $N \leq \sqrt{N_x^2 + N_y^2}$ 进行转换考虑最大轴力,即在位移量达到总位移量 80%时, $N \leq 1.3498 \times 10^6 \text{N}$ 。

7.1.4 结论

在反演地应力下变形量随着埋深的增加逐渐增加,且在 1200m 埋深时位移量达到最大。
从蠕变角度考虑蠕变变形随着时间的增加,变形量会趋于稳定。因此在隧洞开挖过程中,由于开挖初期变形较大,建议采用滞后加固用于消除开挖时的变形。

本次取洞侧位移达到了总位移量的 80%种情况下衬砌加固情况,衬砌施加后隧洞围岩的变形量得到了明显的控制,说了衬砌的滞后施加对围岩的稳定性作用较为明显。

在计算地应力下对于 1200m 埋深下隧洞周围最大位移统计如表 7-1-4 所示,计算中我们统计隧洞周围点的最大值,并通过公式:位移预留量=位移最大值 \times 80%算的各个埋深下的位移预留量。

表 7-1-4 计算地应力 1200m 埋深下隧洞关键点最大位移及位移预留量统计表

埋深位置	洞顶最大位移 (cm)	洞左最大位移 (cm)	洞右最大位移 (cm)	最大位移 (cm)	位移预留量 (cm)
1200m 埋深	30.0	24.4	27.2	31.2	24.98

5、由于反演得到的 1200m 埋深的地应力值与实测值相比较小,我们基于引水洞 1200m 埋深下实测地应力得到的位移统计值和位移预留量如下:

表 7-1-5 实测地应力 1200m 埋深隧洞关键点最大位移及位移预留量统计

埋深位置	洞顶最大位移 (cm)	洞左最大位移 (cm)	洞右最大位移 (cm)	最大位移 (cm)	位移预留量 (cm)
1200 埋深	32.0	28.8	28.8	33.4	26.72

6、实测地应力 1200m 埋深下洞室衬砌弯矩如下表所示:

表 7-1-6 实测地应力 1200m 埋深下隧洞附近关键点蠕变后最大弯矩统计表

位移量	80%位移量
Mx	$-6.3243 \times 10^5 \text{ N} \cdot \text{m}$
My	$6.6771 \times 10^4 \text{ N} \cdot \text{m}$
Nx	$2.2099 \times 10^6 \text{ N}$
Ny	$3.6905 \times 10^6 \text{ N}$
最大控制弯矩	$9.2341 \times 10^5 \text{ N} \cdot \text{m}$
最大控制轴力	$4.3015 \times 10^6 \text{ N}$

(注: 上表中的轴力为正, 即衬砌受压)

7、在之前衬砌厚度选择的计算过程中考虑了内水、外水、灌浆三种计算工况，其中最危险工况为实测地应力隧洞在外水工况，由于本次的流变计算并未考虑上述三种工况，而为了验证长期流变后衬砌施加后是否能满足强度要求，故将之前算得最危险工况下的轴力与产生不同位移量时的隧洞最大轴力相加，数据如下表所示：

因为算得得衬砌受力为受压，参照混凝土的轴心抗压强度 f_{ck} ，见表 1.9 所示，可知在考虑最危险工况产生的轴力后当隧洞产生 80%时，C25 混凝土衬砌能满足控制轴力的强度作用。

表 7-1-7 考虑不同衬砌厚度最大轴力与混凝土强度对比表 (各向异性) (MPa)

埋深衬砌厚度	0.8m 衬砌		1.2m 衬砌		1.5m 衬砌		1.8m 衬砌		2.0m 衬砌	
1200m 埋深	26.44		15.61		14.35		13.59		13.75	
	4 .3	1. 3	4 .3	1. 3	4. 3	1 .3	4 .3	1 .3	4. 3	1 .3
	3 0.7	2 7.7	1 9.9	1 6.9	1 8.65	1 5.7	1 7.89	1 4.9	1 8.05	1 5.1
	> 17	> 17	> 17	= 17	> 17	< 17	> 17	< 17	> 17	< 17

表 7-1-8 考虑不同衬砌厚度最大轴力与混凝土强度对比表 (各向同性) (MPa)

[illegible]

表 7-1-9 混凝土强度标准值（MPa）

强度种类	号	混凝土强度等级										
		C10	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60
轴心抗压	ck	6.7	11.0	13.5	17.0	20.0	23.5	27.0	29.5	32.0	34.0	36.0
轴心抗拉	tk	0.9	1.2	1.5	1.7	2.0	2.2	2.4	2.6	2.7	2.8	2.9

考虑各向同性模型下，不同衬砌厚度在长期流变作用下，1.5m 衬砌厚度条件下衬砌所受最大轴压力，在 C25 混凝土衬砌能满足控制轴力的强度作用；在 80%预留量的情况下衬砌所受的最大轴压力超过了 C25 混凝土的抗压强度，因此需要采取其他加固措施保证其长期稳定性。

7.2 高地应力软岩开挖流质填充支护技术

7.2.1 高地应力软岩地下洞室工程灾害特征

近年来，核工业、国防工业、交通水利等行业地下工程规模和深度均在高速增长。世界各国已把地下岩土作为新的国土资源增长点在开发，岩土工程正向深部发展^[1-2]。据不完全统计，中国未来 20 年的矿井开采深度将达到接近 1000~1500 m 的深度^[3]。由于地质条件、变形特征的复杂性，深部高地应力围岩变形和破坏出现了一系列新形式并引发诸多亟待解决的世界性技术难题，2016 年我国将“深部岩体力学与开采理论”列入国家十三五重点研发计划，研发的热点之一是深部高地应力软岩开挖卸荷条件下长时蠕变大变形支护技术。

随着隧道工程在中国乃至世界范围的高速发展，国内外隧道工程越来越多的介入到高地应力和深部岩体区域，复杂地质条件下开挖的深部引水隧洞工程和交通隧洞工程正不断涌现，高地应力软岩事故频发（见表 7-2-1）。

表 7-1 高地应力软岩洞室工程破坏特征统计表

工程名称	岩体	变形量及变形时间	破坏特征
关角铁路隧道 ^[4] （青藏线）	泥质片岩	施工期间，隧底上鼓约 1m；通车后，隧底上鼓 30cm。	两侧边墙内挤很大，隧底上鼓，行车中断
金川矿采矿巷道 ^[5] （中国）	片麻岩、片岩、大理岩	收敛可达 1.0m 以上，底鼓可达数 10cm 甚至更大。	巷道破坏、钢拱架严重扭曲甚至折断、喷层开裂和剥离、锚杆失效、混凝土底板折断翘起。
代尔引水隧洞 ^[6] （印度）	千枚岩、页岩及各类片岩	3 年后钢拱架再次发生严重变形、隧底隆起 80cm。	初期混凝土开裂、钢拱架发生严重变形。
陶恩隧道 ^[6] （奥地利）	千枚岩、片麻岩、片岩	局部产生 1.2m 的支护位移、最大位移速率达 20cm/d。	施工中出现大变形
家竹管隧道 ^[6] （南昆线）	泥岩和泥质砂岩	洞壁最大位移达 1.6m，拱顶下沉 2.4m，边墙内移 1.6m。	钢拱架严重变形、喷层裂开、与拱架脱离、大幅度支护收敛。

木寨岭公路隧道 ^[7] （甘肃）	碳质板岩夹泥岩	拱顶下沉量累计达 1.55m。	拱部变形巨大、部分地段初期支护进行了二次换拱
毛羽山隧道 ^[6] （青藏线）	灰质板岩	最大拱顶下沉达 54cm，水平收敛最大达 1.2m，最大日变形量达 12cm。	拱部变形巨大、部分地段初期支护进行了二次换拱。

高地应力软岩地下洞室开挖的蠕变具有以下的特点：

- 1) 围岩变形时间长：可达 3 年；
- 2) 围岩蠕变量大：水平收敛可达 1.9m ；隧底上鼓可达 1m；拱顶下沉可达 2.4m；
- 3) 围岩变形速率大：可达 20cm/d；
- 4) 围岩变形不均匀：可达 1.2m。

目前，大变形控制技术仍然处于争议和探索阶段^[8]。下面，将从深部高地应力软岩洞室工程问题分析方面进行研究必要性阐述，如图 7-2-1 所示。

将从力学特性、设计施工难点和工程破坏现象等三个方面进行阐述。



图 7-2-1 深部高地应力软岩洞室工程问题分析

目前，高地应力软岩隧洞存在的二衬支护过早、二衬支护不及时和衬砌受力极不均匀等设计施工难点，其导致的工程问题亟需解决。而在现有的治理软岩大变形问题上，一般是根据隧洞的大变形的力学机理，进行相应的支护，目前的支护技术主要是刚性支护和柔性支护，除了复杂的支护措施外，确定预留变形量的预留厚度，利用预留变形量给围岩一定的变形空间，也是一种可行的方法，此种技术相对传统刚性支护和柔性支护，可以大幅节约施工成本，

但是现有利用预留变形量的研究较少，如何有效利用预留变形量发挥其让压的性能，高效低成本地提高支护效果，需要进行进一步研究，因此，致力于解决这一系列问题的支护技术的研究对隧洞工程具有重要意义。

7.2.2 高地应力软岩流质充填衬砌支护技术原理

本文提出深部高地应力软岩隧洞流质充填衬砌支护技术，具有以下 4 个特性：
①可以给予围岩一定量变形空间（30cm~50cm）；②可在围岩蠕变过程中均化衬砌受力；
③可在围岩蠕变过程中给岩体提供指定的支护力，使得围岩最终蠕变量大幅降低；④降低整体的施工成本。

流质充填衬砌支护技术的支护原理分 3 个阶段，分别是流质充填衬砌初装阶段、低于卸压阈值的均化增压阶段、充填物泄出卸压阶段，如图 7-2 所示；下面对其工作原理作出详细阐述：

第一阶段--流质充填衬砌初装阶段：隧洞开挖后未安装流质充填衬砌时，隧洞支护结构受力如图 2.18 所示；初衬完成，即刻进行二衬支护，并在预留变形量处填充流质充填物，快速形成大范围的面式支护，给出卸压阈值 P_3 ；刚开始阶段缓冲层流质包裹体内压强为 P_1 ，此时钢拱架承受荷载为 q_1 ，包裹体内压强低于卸压阈值，即 $P_1 < P_3$ ，大幅缩短围岩临空面变形时间，大幅降低二衬不及时导致的松动圈发育深度。

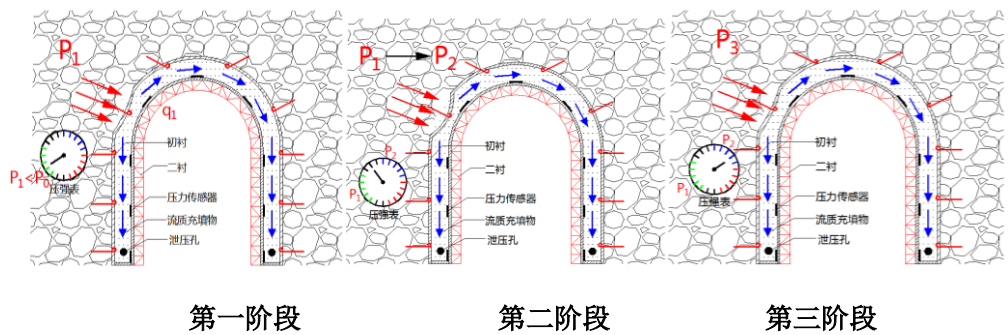


图 7-2-2 流质充填衬砌支护技术的支护原理

第二阶段--低于卸压阈值的均化增压阶段：随着围岩局部变形，包裹体受到的围岩压力，包裹体内压强由 P_1 增加到 P_2 。低于卸压阈值这一过程中，由于包裹体内填充物具有流动性，能均匀支护结构受力，使得钢拱架或者二衬受力均匀，可解决衬砌结构受力不均匀性显著的问题。这一过程中，包裹体内的压强持续增加，加大抑制临空面位移和塑性区向围岩深部发育的效应，如图 2.19 所示。

第三阶段--充填物泄出卸压阶段：在围岩蠕变量持续增长过程中，包裹体内压强高于卸

压阈值 p_3 时，利用主动抽吸仪进行抽吸泄出流质物，高效快速卸除包裹体及衬砌结构所受应力，释放围岩长期变形给支护结构造成的压力，保护衬砌不被持续增大的压力破坏，此过程中包裹体内压强保持不变，钢拱架承受荷载也保持 q_3 不变。该过程中流质衬砌可提供面式可控均化支护力，如图 2.20 所示。

由于高地应力软岩隧洞支护结构各个位置开挖支护后地应力分布不均匀，导致不同位置支护结构受力差异巨大，最大应力可达最小应力的 5 倍；施加流质充填衬砌支护结构后，在第二阶段由于流质充填物较好的卸压和压力均化效果，使得局部受力较大位置的应力均匀的传递到隧洞整体衬砌支护结构上，充分发挥支护结构自身强度；而在第三阶段由于卸压作用，整体受力减小，使得支护结构不会被持续增大的压力破坏，保证支护结构的安全性。

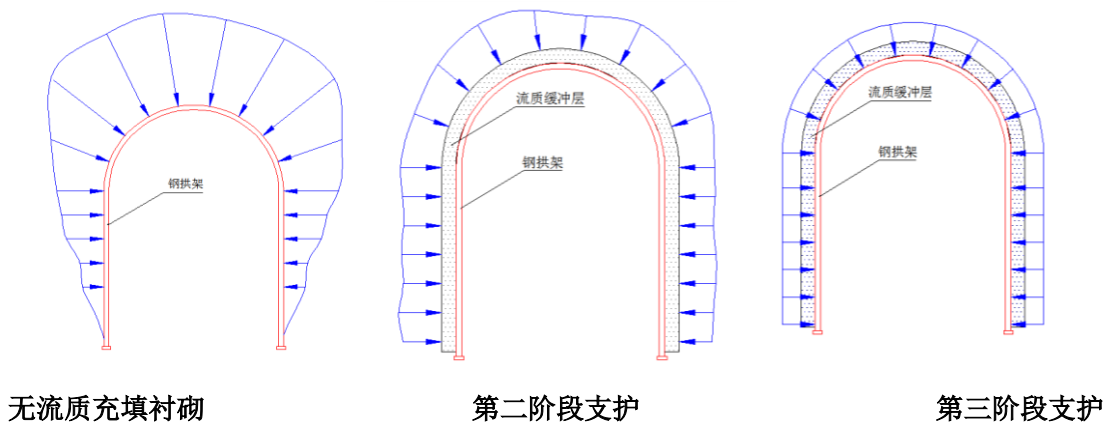


图 7-2-3 隧洞支护结构受力图

7.2.3 非泄出阶段不同流质充填物减载效果研究

1) 自主研发流质充填物非泄出条件下受力侧限装置，开展流质物非泄出条件下的加载试验，得出 5 种流质充填物在压密过程中提供给围岩卸力最大变形空间排序为 8mm 土体>4mm 土体>8mm 低强陶粒>粗砂>特细砂。



图 7-2-4 流质物压缩沉降试验图（砂、陶粒、土等）

2) 流质物非泄出条件下, 5 种流质充填物均有较好的削减缓冲层顶部结构荷载峰值的减载效果。加载至极限荷载时, 削减缓冲层顶部结构荷载峰值的减载效果排序为特细砂(削减缓冲层顶部结构荷载峰值达 49.29%)>粗砂(削减 40.36%)>8mm 土体(削减 25.20%)>4mm 土体(削减 17.43%)>8mm 低强陶粒(削减 12.33%)。

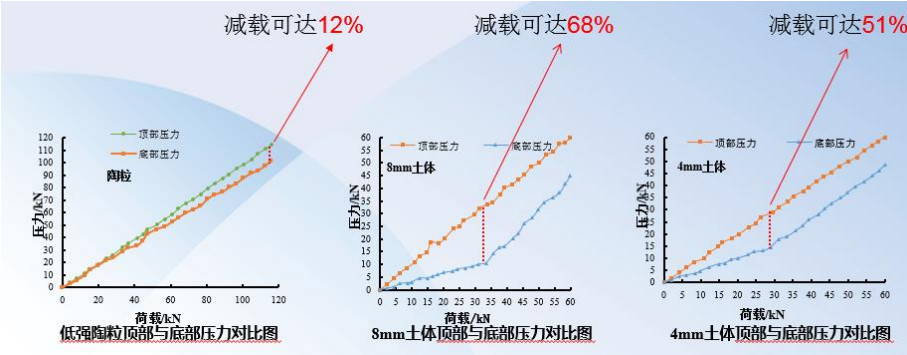
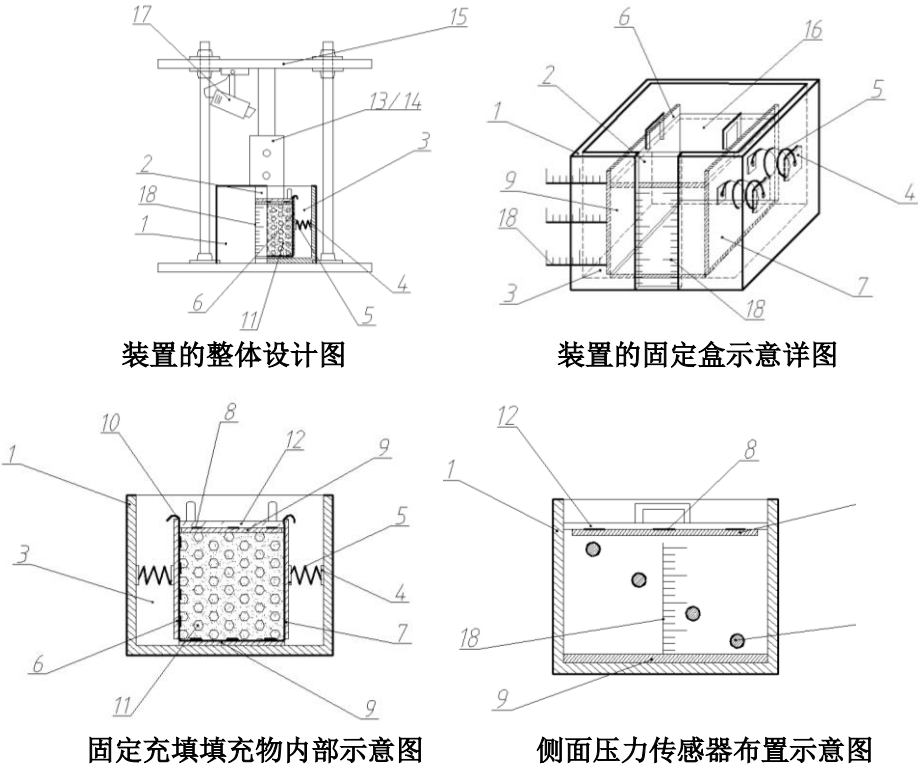


图 7-2-5 留置物非泄出条件下的减载效应

3) 研发可调侧限刚度的流质充填卸能效应装置, 给出考虑围岩不同侧限刚度下填充特细砂、粗砂、粗粒土的减载规律。



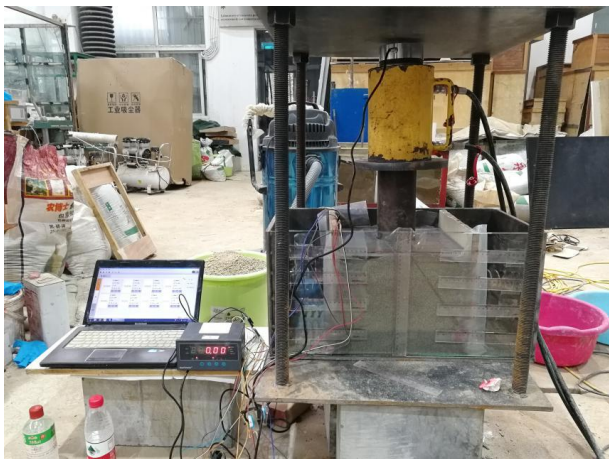


图 7-2-6 调侧限刚度的流质充填卸能效应装置

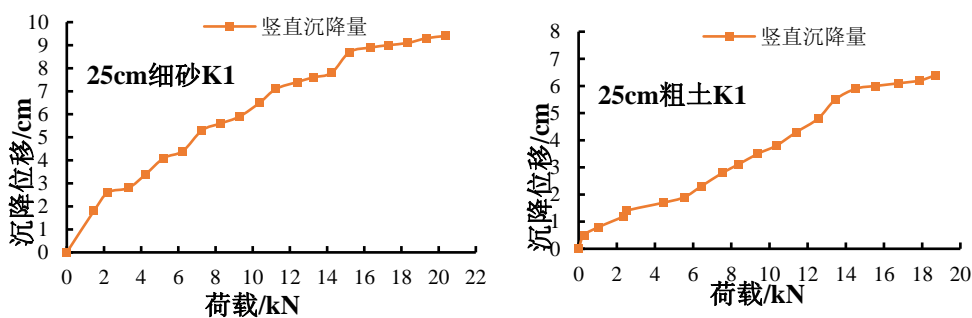


图 7-2-7 不同材料的压缩沉降规律

7.2.4 可抽吸砂和工程碎屑物衬砌支护技术研究

- 1) 可抽吸试验表明跨中和 $1/4$ 跨的挠度、弯矩和压力增长速率排序为无缓冲层衬砌>粗砂衬砌>特细砂衬砌，表明设置充砂缓冲层后衬砌结构受力较大的位置的弯矩随荷载增大速率大幅降低，减载效果显著，且特细砂衬砌减载效果优于粗砂衬砌。
- 2) 跨端的挠度、弯矩和压力增长速率排序为特细砂衬砌>粗砂衬砌>无缓冲层衬砌，表明充砂衬砌结构会将受力较大位置荷载均化到受力较小的位置，且特细砂衬砌均化效果优于粗砂衬砌。





图 7-2-8 可抽吸砂和工程碎屑物衬砌支护技术试验过程

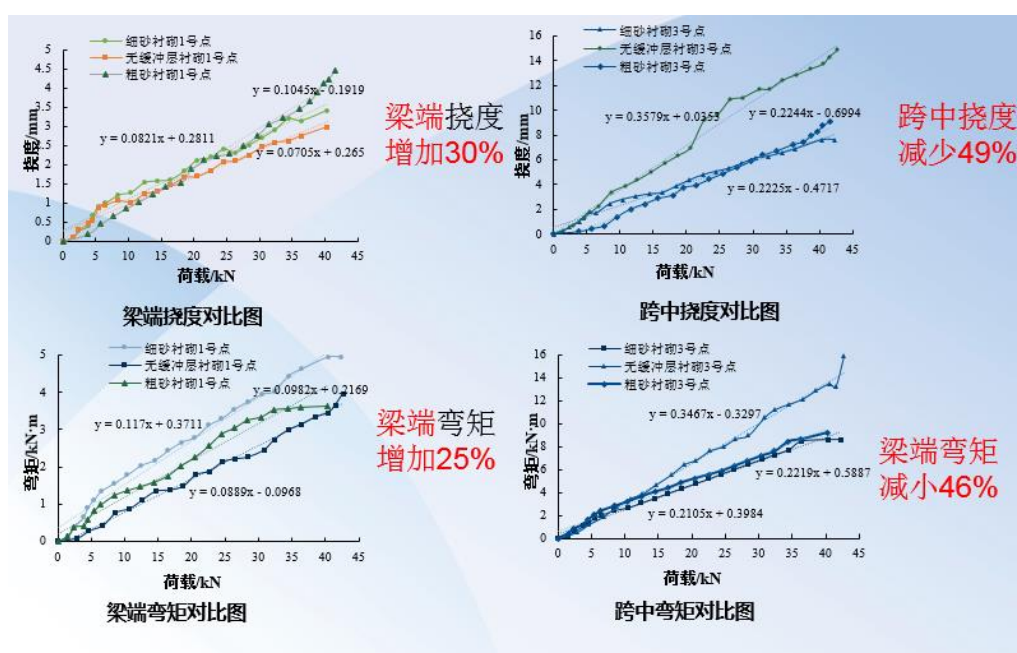


图 7-2-9 可抽吸砂和工程碎屑物衬砌支护技术试验结果

3) 提出成本更加低廉的废弃土体和碎石作为填充材料，综合考虑支护、减载均化及流质泄出效果情况，给出最优排序为特细砂>粗砂>8mm 废弃土>碎石。

7.2.5 流质充填衬砌支护技术可视化研究

研发可视化加载卸压装置，建立流质泄出空腔区时空演化规律及对应卸载效果，给出确定流质泄出空腔区发育情况的技术方法。

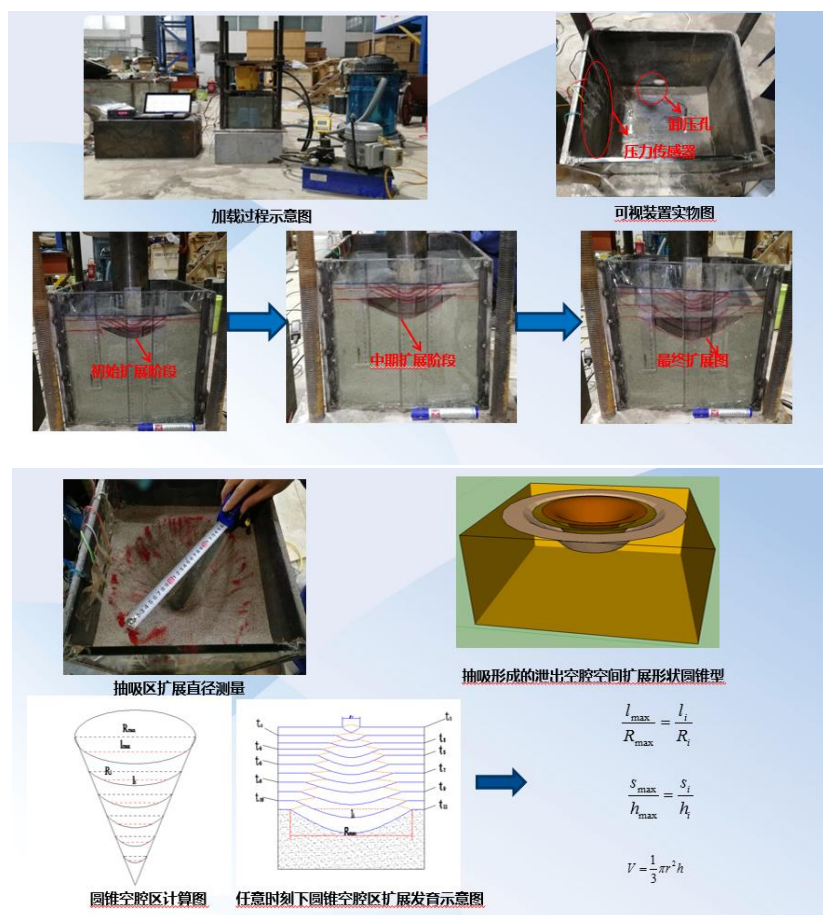


图 7-2-10 流质充填衬砌支护技术可视化研究装置

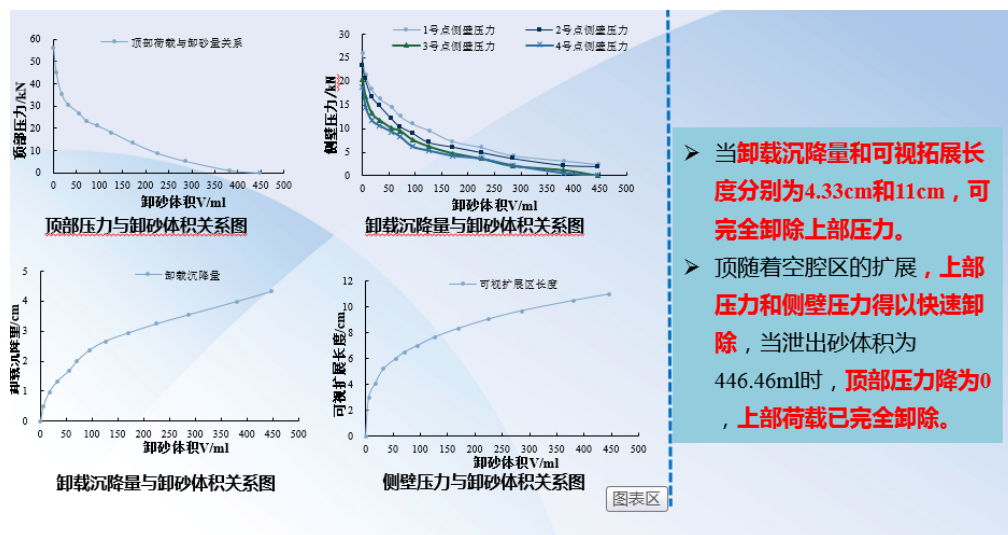
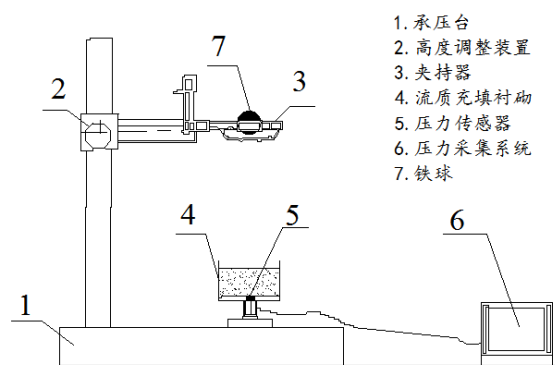


图 7-2-11 流质充填衬砌支护技术可视化研究结果

7.2.6 砂和工程碎屑物衬砌隔震和抗冲击性能研究

1) 针对砂和工程废弃碎屑物衬砌支护, 给出不同流质充填厚度下卸除震动和冲击荷载的规律, 最终给出确定完全卸除震动和冲击荷载最适流质填充厚度的判别方法。



1. 承压台
2. 高度调整装置
3. 夹持器
4. 流质充填衬砌
5. 压力传感器
6. 压力采集系统
7. 铁球



图 7-2-12 砂和工程碎屑物衬砌抗冲击性能研究装置

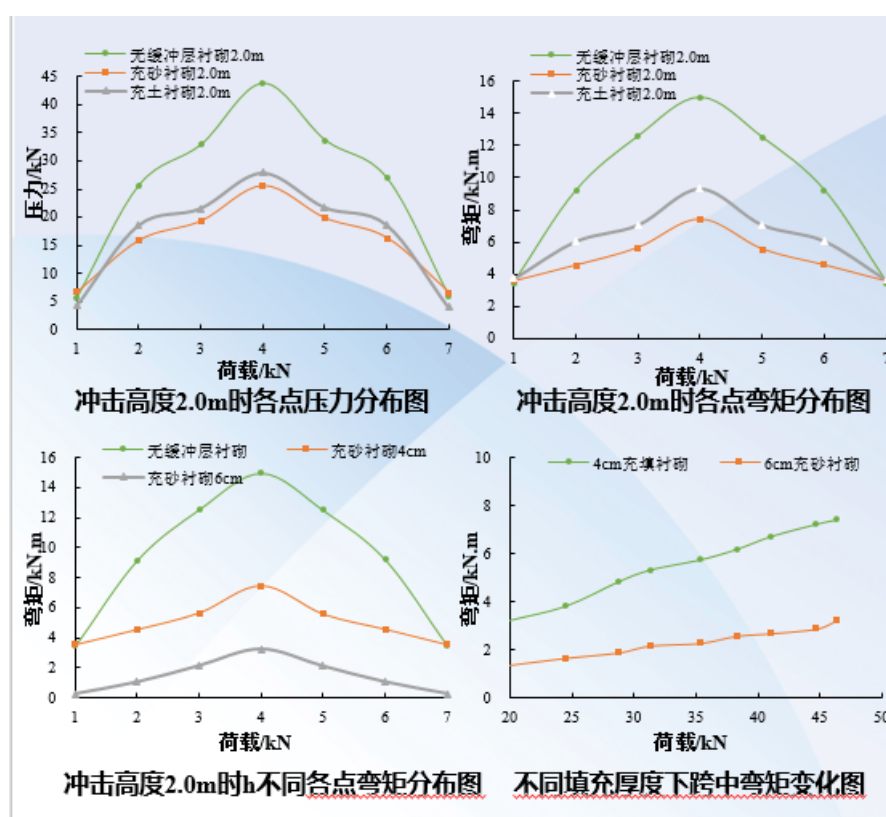


图 7-2-13 砂和工程碎屑物衬砌抗冲击性能研究结果

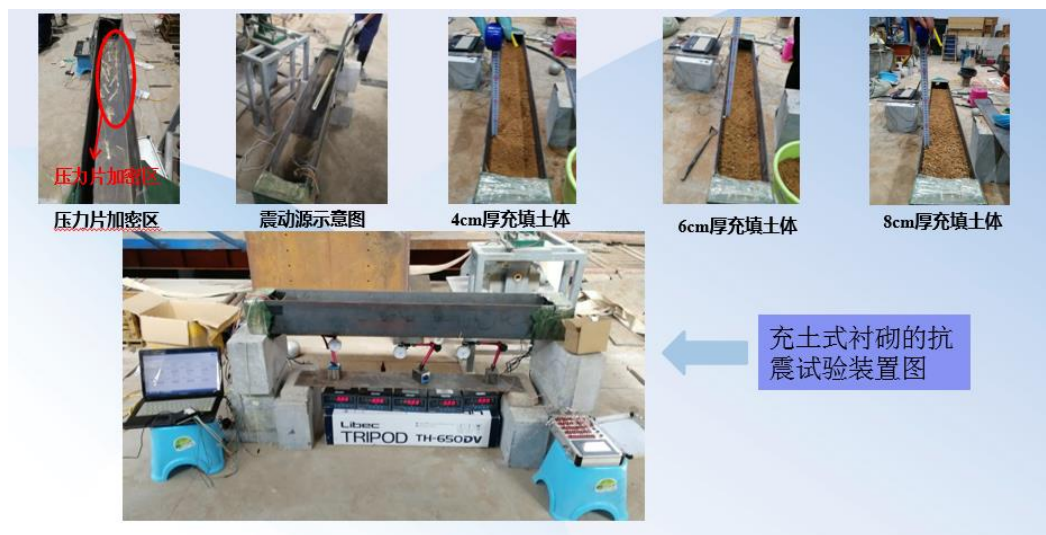


图 7-2-14 砂和工程碎屑物衬砌隔震性能研究装置

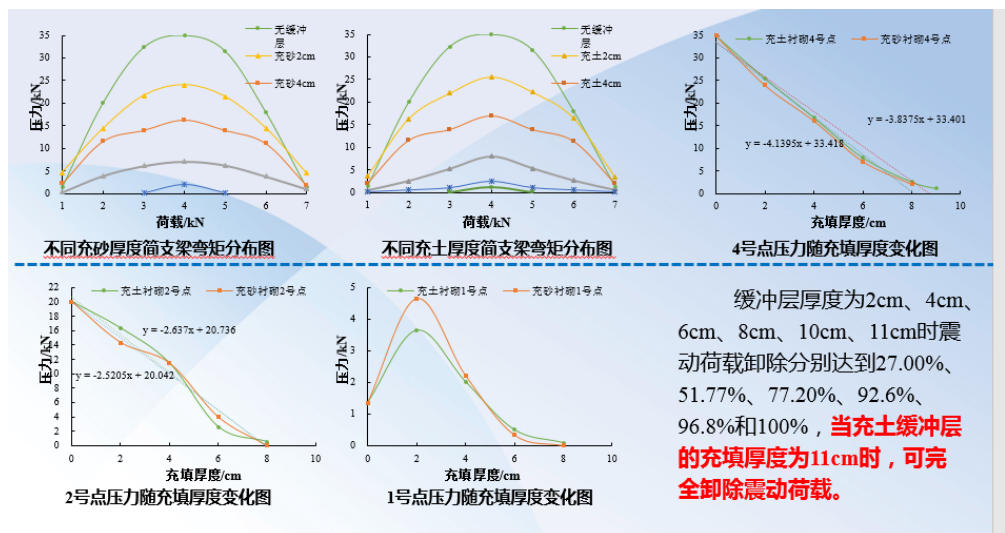


图 7-2-15 砂和工程碎屑物衬砌隔震性能研究结果

2) 给出冲击过程中任意时刻下冲击应力随沉降量的变化规律，并建立冲击应力 σ 与速度 v 、时间 t 、沉降量 s 的关系式。

7.3 高强预压锚杆

7.3.1 常规锚杆的局限性

在实际锚杆锚固工程中，锚杆极限抗拔力的提高可以有效增加锚固效果，体现出极高的经济效益。锚杆锚固段过长（6~15 米）及单位长度锚杆抗拔力过低是现有传统锚杆的劣势，这些均会在锚杆锚固中隐藏着安全问题。根据现有相关试验研究成果表明，在具有地应力的环境中进行锚固，锚杆的极限抗拔力将会有大幅度的增加；所以，很好的利用钻孔孔洞周围地应力条件，对大幅度提高锚杆极限抗拔力具有重要的意义。分析现有锚杆锚固技术的不足，如下图 7-3-1 所示。

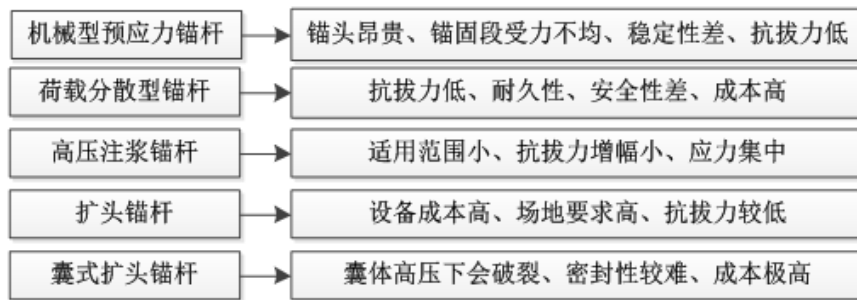


图 7-3-1 对比分析现有锚杆锚固技术的不足

目前，膨胀剂用于水泥浆材料中，最为重要的一点是对膨胀混凝土进行微膨胀，因其膨胀率较小，故仅仅用作混凝土的收缩补偿作用；其二是作为裂石剂，应用于静态爆破工程。而对于将掺入大含量的膨胀剂（比如水泥浆中的膨胀剂含量为 5%、10%、15%等）的水泥浆用作锚固材料，目前未有相关人员做系统性的研究。

7.3.2 新型高强预压锚杆的工作原理和先进性

该新型锚固技术主要是将膨胀水泥浆体作为锚杆锚固体材料，通过锚孔周围土层限制膨胀浆体的膨胀，以此产生径向的膨胀压应力，从而提高锚固体与土层界面的侧摩阻力，而且由于土层本身的弹塑性特性，在受到膨胀浆体膨胀产生的径向膨胀压应力后，锚固体本身的截面周长会增大，即产生扩头效应，增大锚固体与土层的接触面积，最终达到提高锚杆极限抗拔力的目的。具体工作原理如图 7-3-2 所示：

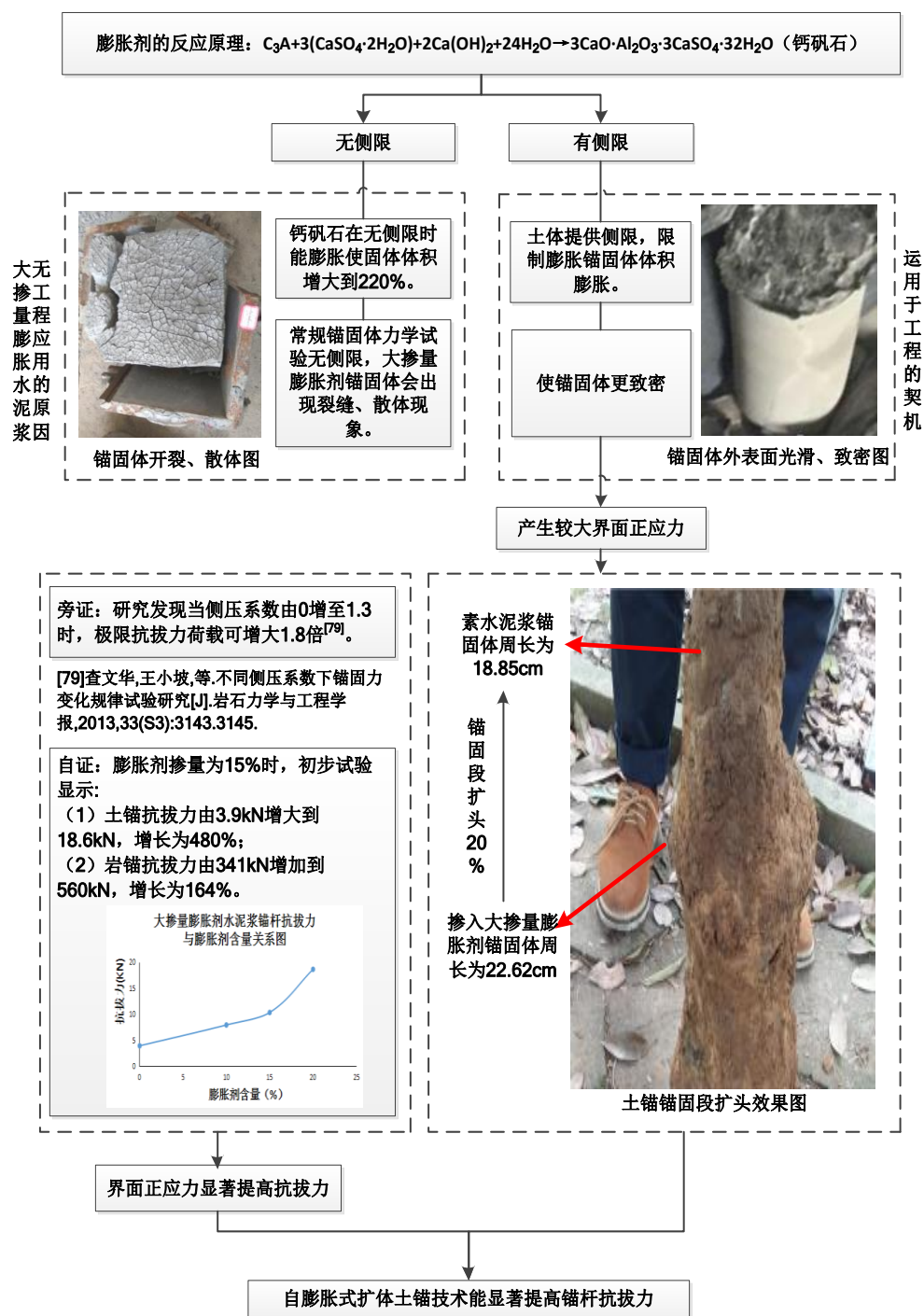


图 7-3-2 膨胀水泥浆的工作原理

土层自膨胀式扩体锚固技术主要优点如下图 7-3-3 所示：

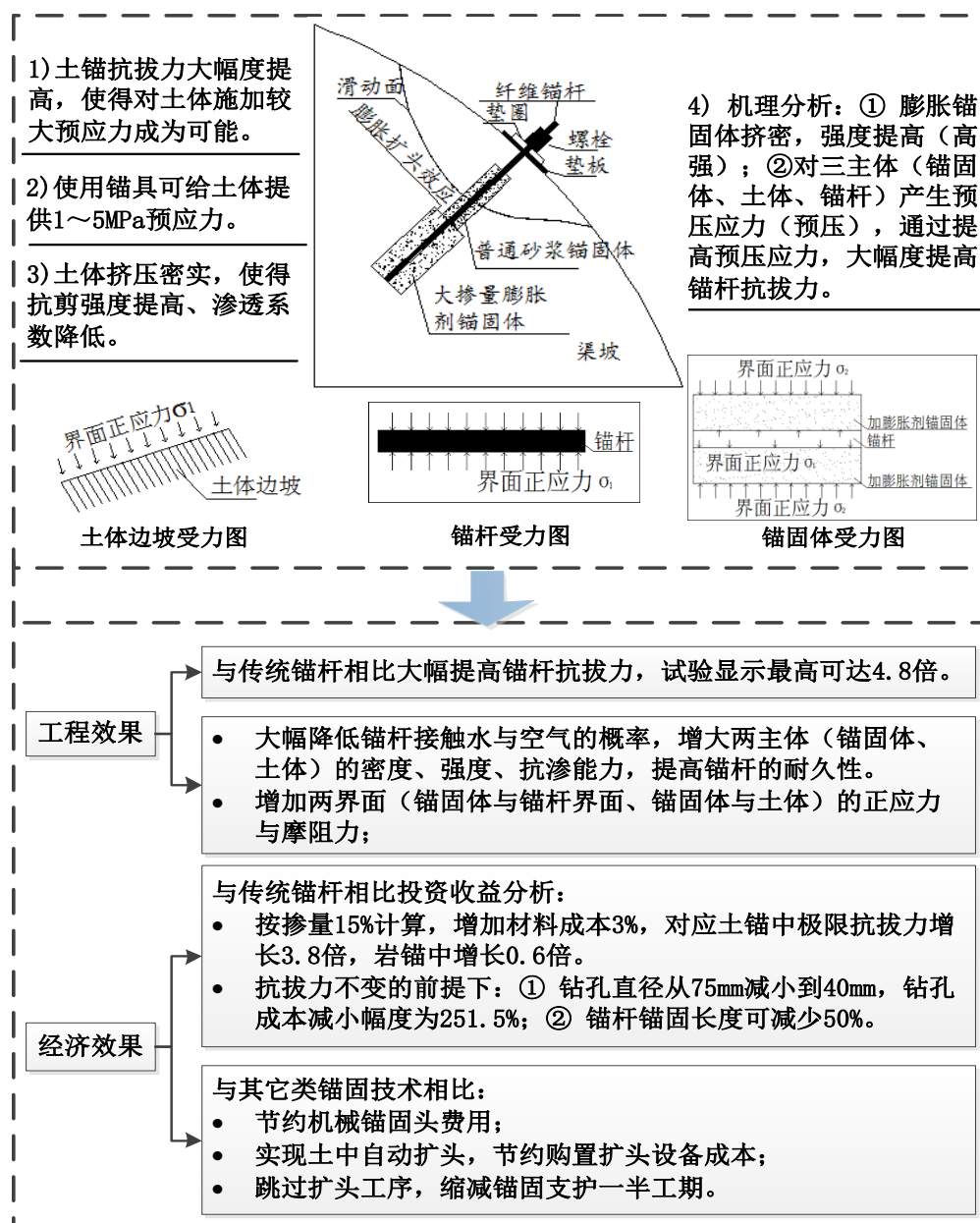


图 7-3-3 技术优点分析

综上所述优点，土层自膨胀式扩体锚固技术研究具有极高的工程应用价值，提高锚杆抗拔力效果显著，且该锚固技术可应用于锚杆、锚索、抗滑桩等实际锚固工程中，应用范围广泛，因此针对该锚固技术应用研发有着不可估量的市场价值。

7.3.3 不同土体刚度下膨胀锚固体长期稳定性及其抗压强度试验研究

利用不同壁厚的钢管模拟不同固结程度的土体约束环境，开展长期浸水环境下膨胀水泥浆长期稳定性试验，分析表明：膨胀水泥浆在浸水前与长期浸水后的膨胀压应力最大相差仅3.10%；膨胀锚固体密实度（CT值）最大相差仅3.85%，故说明膨胀水泥浆在长期浸水环境中能长期保持稳定。

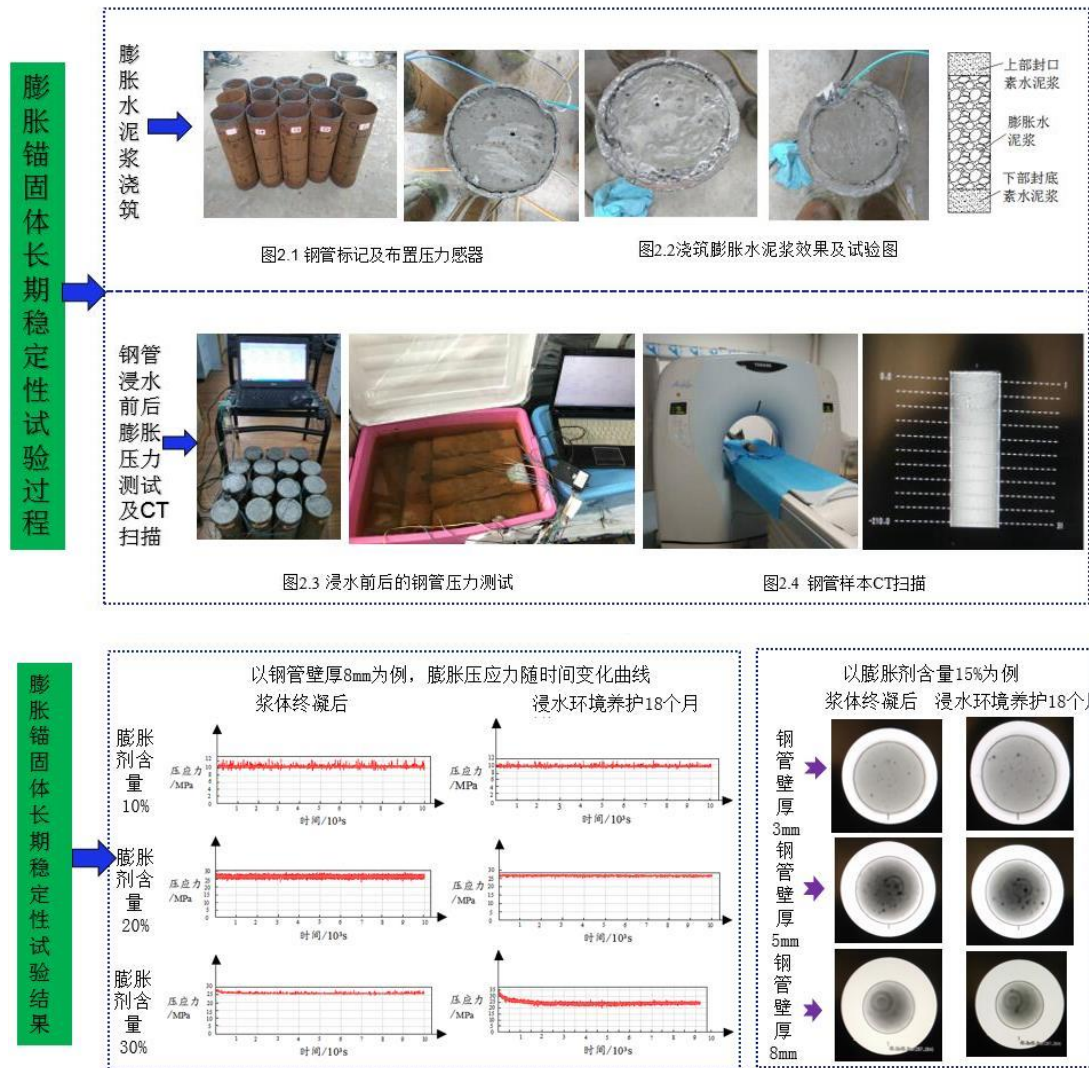


图 7-3-4 长期浸水环境下膨胀水泥浆长期稳定性试验装置和结果

自主研发一种在有侧限情况下测量膨胀锚固体抗压强度的装置，开展不同养护时间下膨胀锚固体抗压强度试验，分析表明：膨胀剂能有效提高膨胀锚固体抗压强度，且膨胀锚固体的抗压强度在 21d 左右基本形成，缩短浆体养护时间，节约施工工期。

膨胀锚固体抗压强度试验过程

土体
样本制
作及其
压力传
感器布
置



图2.5 组装置并在其内壁布置压力传感器



图2.6 填土并压实



图2.7 压力传感器



图2.8 土样中部布置压力传感器

浆体
浇筑、
养护及
其膨胀
压力监
测

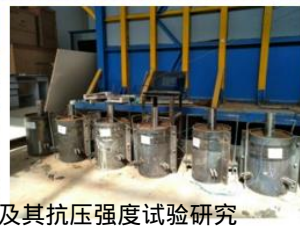
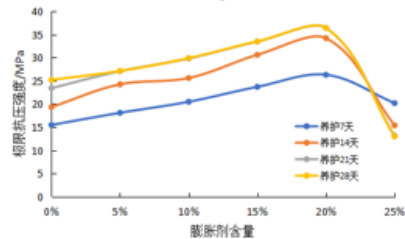
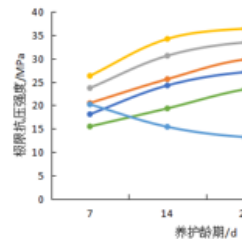


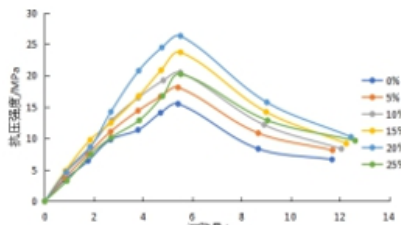
图2.9 拔出PVC管形成预留孔 图2.10 浇筑膨胀水泥浆 图2.11 固定限制膨胀水泥浆膨胀装置 图2.12 养护并测量压力数据

膨胀锚固体抗压强度试验数据分析

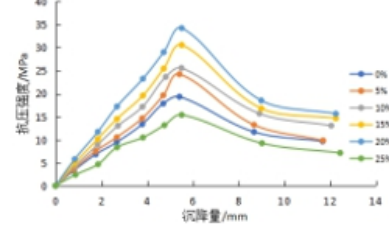
不同
养护时
间下各
膨胀锚
固体的
极限抗
压强度



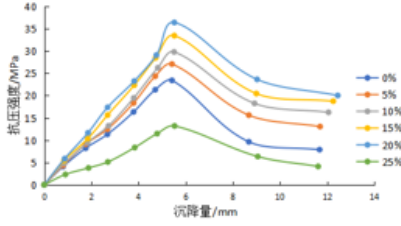
不同
养护时
间的锚
固体抗
压强度
随位移
沉降量
变化系



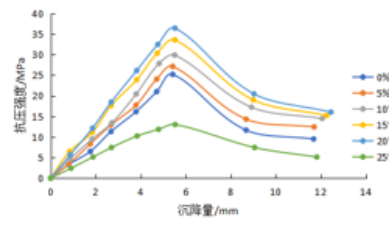
①养护7d



②养护14d



③养护21d



④养护28d

图 7-3-5 侧限情况下测量膨胀锚固体抗压强度装置和结果

7.3.4 土层自膨胀扩体锚固技术锚杆拉拔试验研究

①浅层原位土体锚杆拉拔试验研究

膨胀水泥浆锚固体的锚杆极限抗拔力较素水泥浆大幅度提高，最大为素水泥浆的 3.45 倍；相同膨胀剂含量下，锚杆极限抗拔力与锚固长度成正相关，说明膨胀压力所产生的侧摩

阻力是提高锚杆极限抗拔力的关键因素。

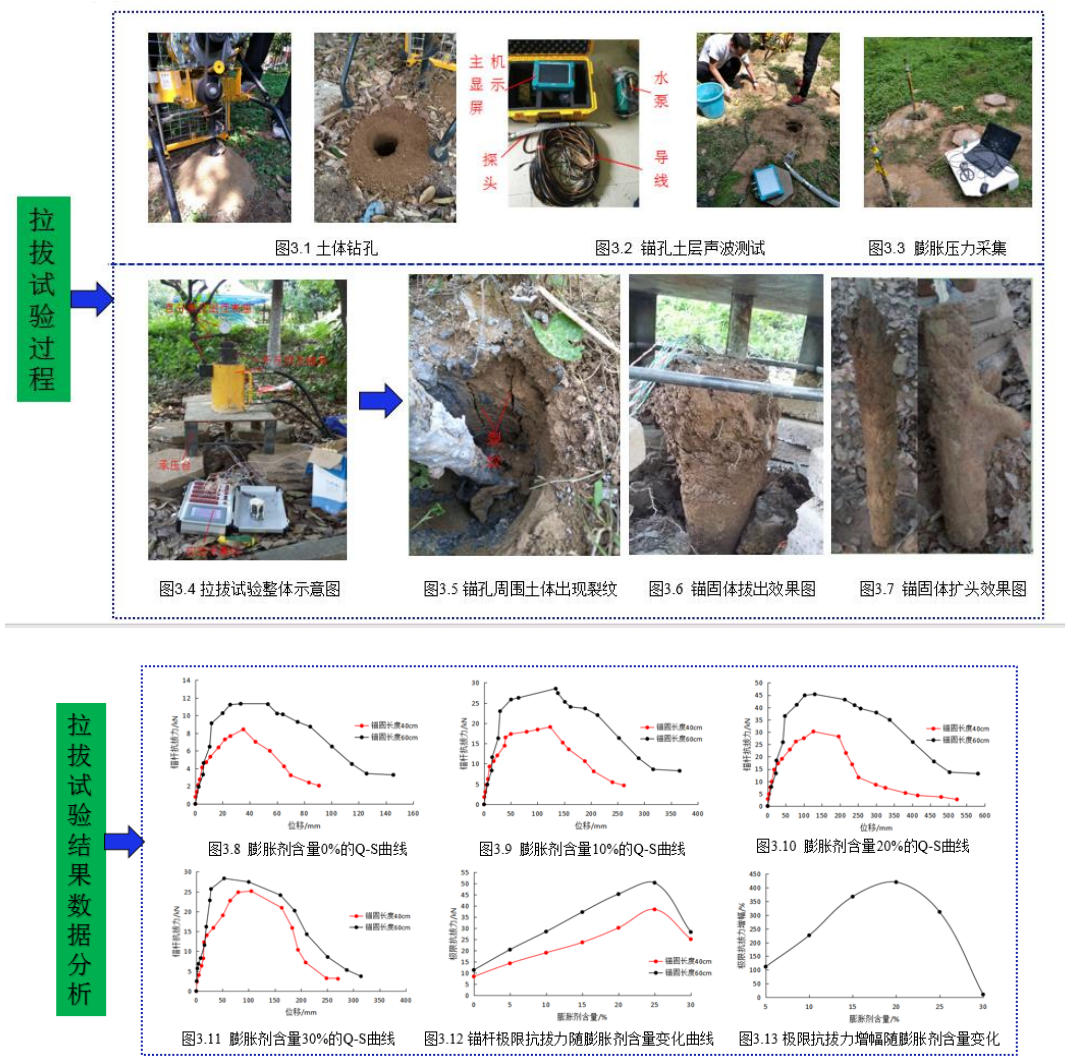


图 7-3-6 浅层原位土体锚杆拉拔试验研究

②重塑土不同上覆土压力及富水环境下锚杆拉拔试验研究

研发一种模拟不同上覆土压力下锚杆拉拔装置，以此开展锚杆拉拔试验，分析表明：锚杆极限抗拔力与土体施加的上覆土压力成正比，且相同上覆土压力加载等级下，锚杆极限抗拔力提高程度 K 值随着膨胀剂含量的增大而增大，最大值为 336%，说明该锚固技术提高锚杆抗拔力的效果显著。

模拟不同上覆土压力的锚杆拉拔试验



锚杆拉拔试验数据分析

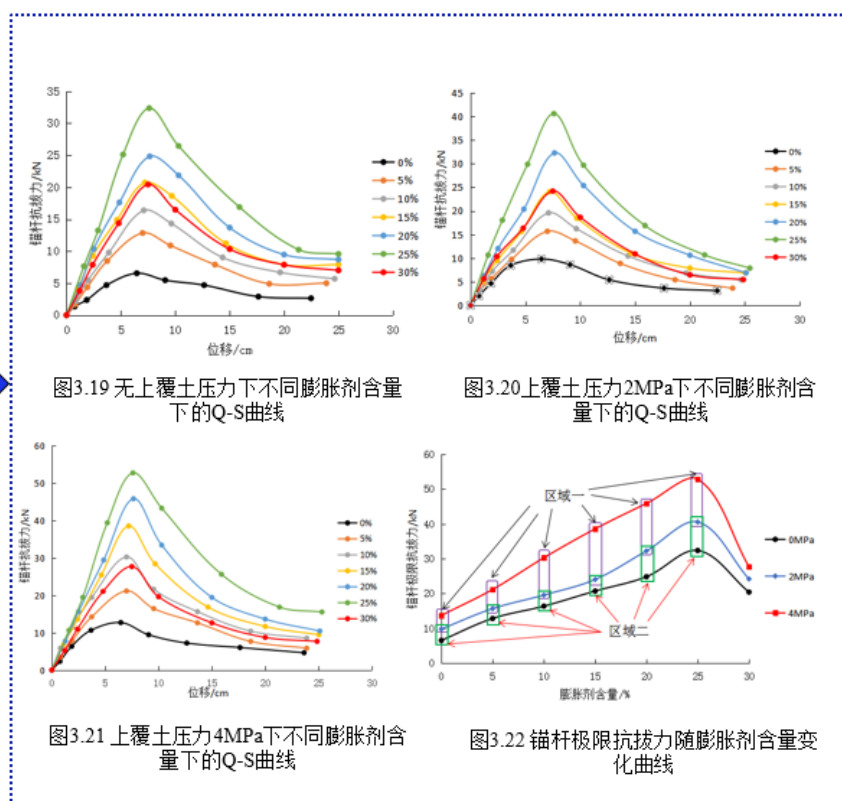
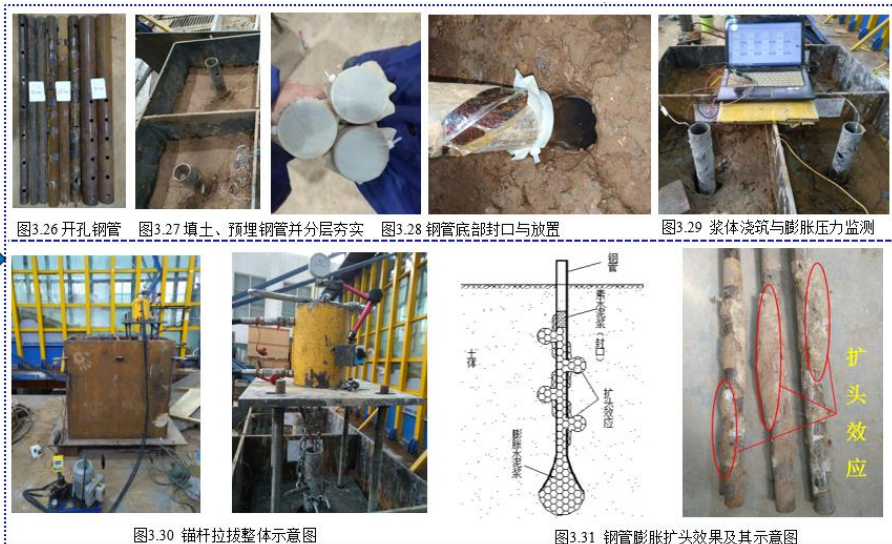


图 7-3-7 不同上覆土压力下锚杆拉拔试验装置和结果

以开孔钢管为载体，开展富水环境下的钢管拉拔试验，分析表明：钢管极限抗拔力与钢管直径、膨胀剂含量均成正相关，且膨胀剂提高钢管极限抗拔力的幅度大于钢管直径提高钢管极限抗拔力的幅度，说明在富水环境中该锚固技术提高钢管极限抗拔力效果更佳显著，能适应实际工程中的复杂环境。

模拟富水条件下的钢管拉拔试验研究



模拟富水条件下的钢管拉拔试验研究

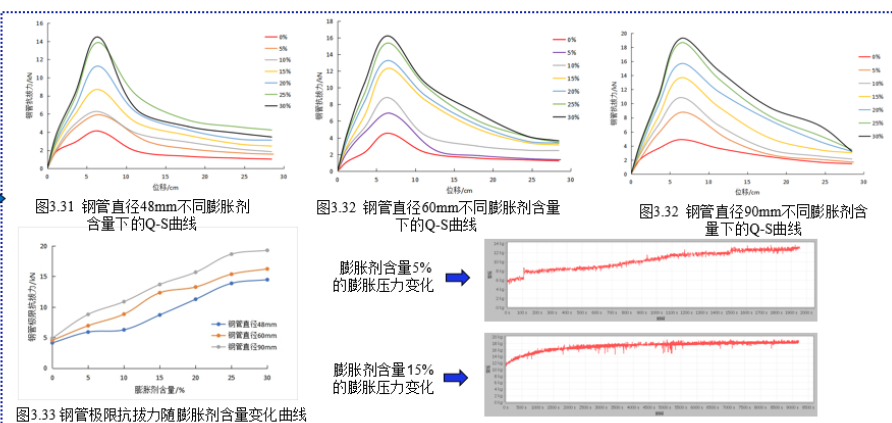


图 7-3-8 富水环境下的钢管拉拔试验装置和结果

7.3.5 土层自膨胀扩体锚固技术力学参数研究

提出锚固体侧向膨胀压力影响系数 λ_1 ，锚固体直径修正系数 λ_2 ，锚固体、土体侧向膨胀变形修正系数 λ_3 三个修正系数，并采用 Matlab 拟合得到 α 、 β 值随膨胀剂含量均呈现线性变化规律。建立适用于土层自膨胀式扩体锚固技术的锚杆剪应力，并提出土体密实度影响系数 k ，最终得到该锚固技术的极限抗拔力计算公式。

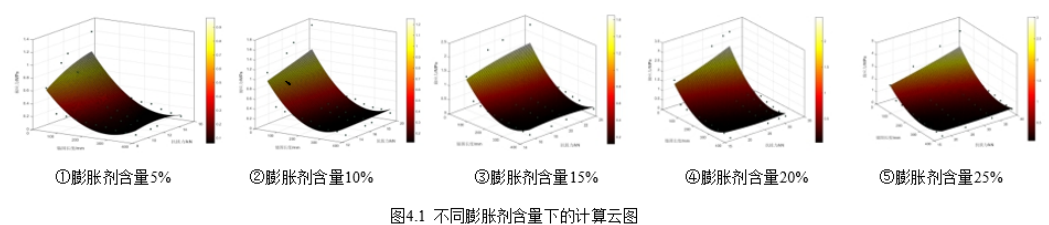
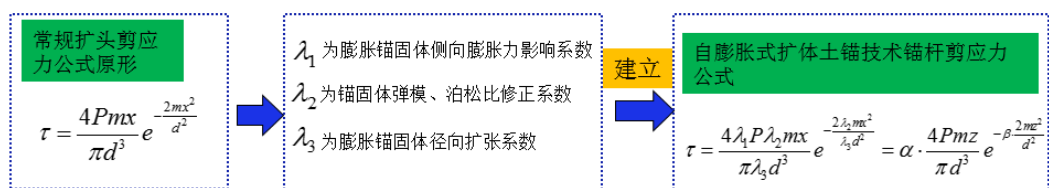
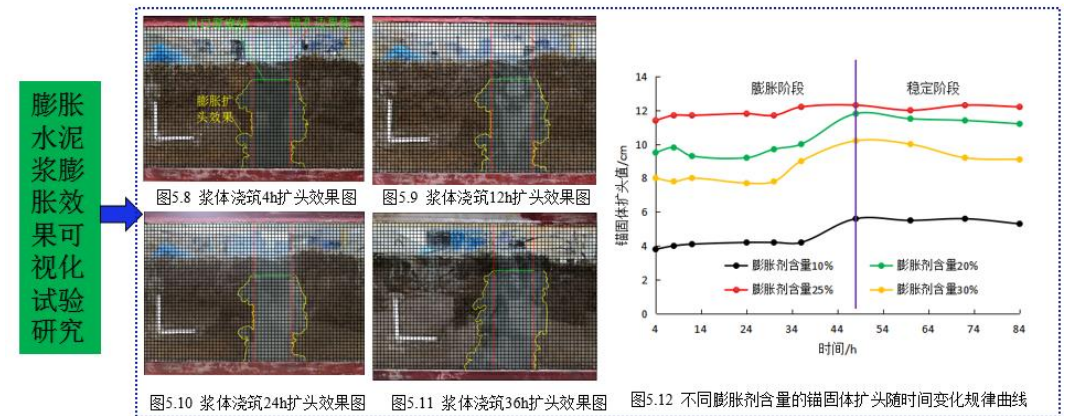
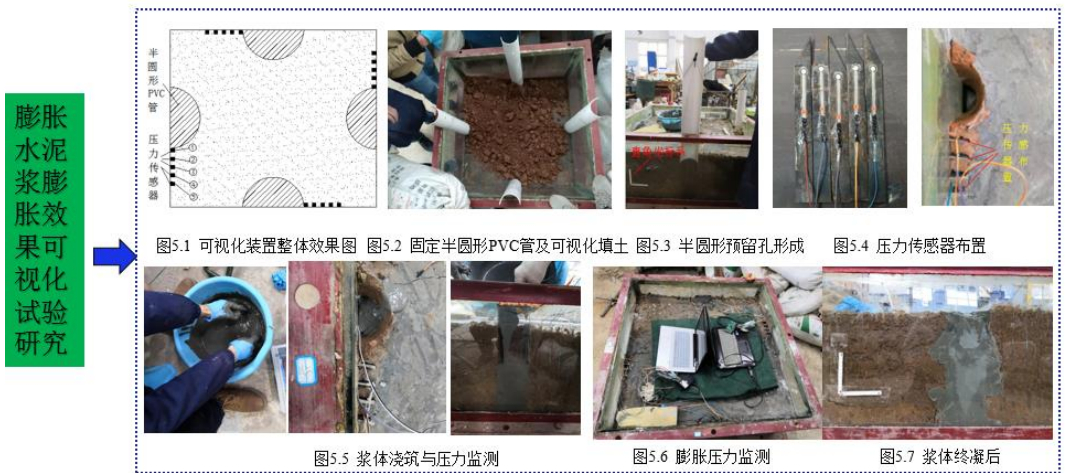


图4.1 不同膨胀剂含量下的计算云图

图 7-3-9 不同膨胀剂含量下的计算云图

7.3.6 土层自膨胀扩体锚固技术的锚固体膨胀机理可视化研究

研发一种观测膨胀水泥浆扩头效应的可视化装置,利用其开展试验并配合 CT 扫描试验,分析表明:在土体承受范围内,膨胀锚固体扩头范围与膨胀剂含量成正比的变化规律,并建立膨胀压应力在土层中径向传递力 ℓ 及土层环向密实度(CT 值)与其离膨胀锚固剂的距离 x 、膨胀剂含量 λ 之间的关系式,得到膨胀压应力在土体从里向外中成下降的传递规律。



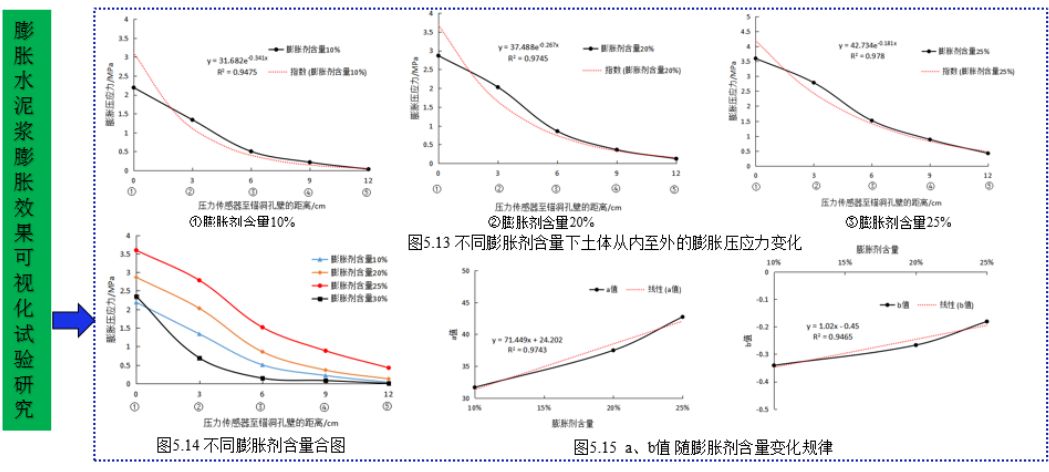


图 7-3-9 膨胀水泥浆膨胀效果可视化试验装置和结果

膨胀压力在锚固体自身从锚固体中心向锚固体外层呈现递增的传递规律，而膨胀压力在土体中传递从锚孔孔壁向土层外部扩散呈现下降的变化规律，二者是完全相反的规律，此为该技术在实际锚杆、锚索及抗滑桩锚固工程中的应用提供理论基础。

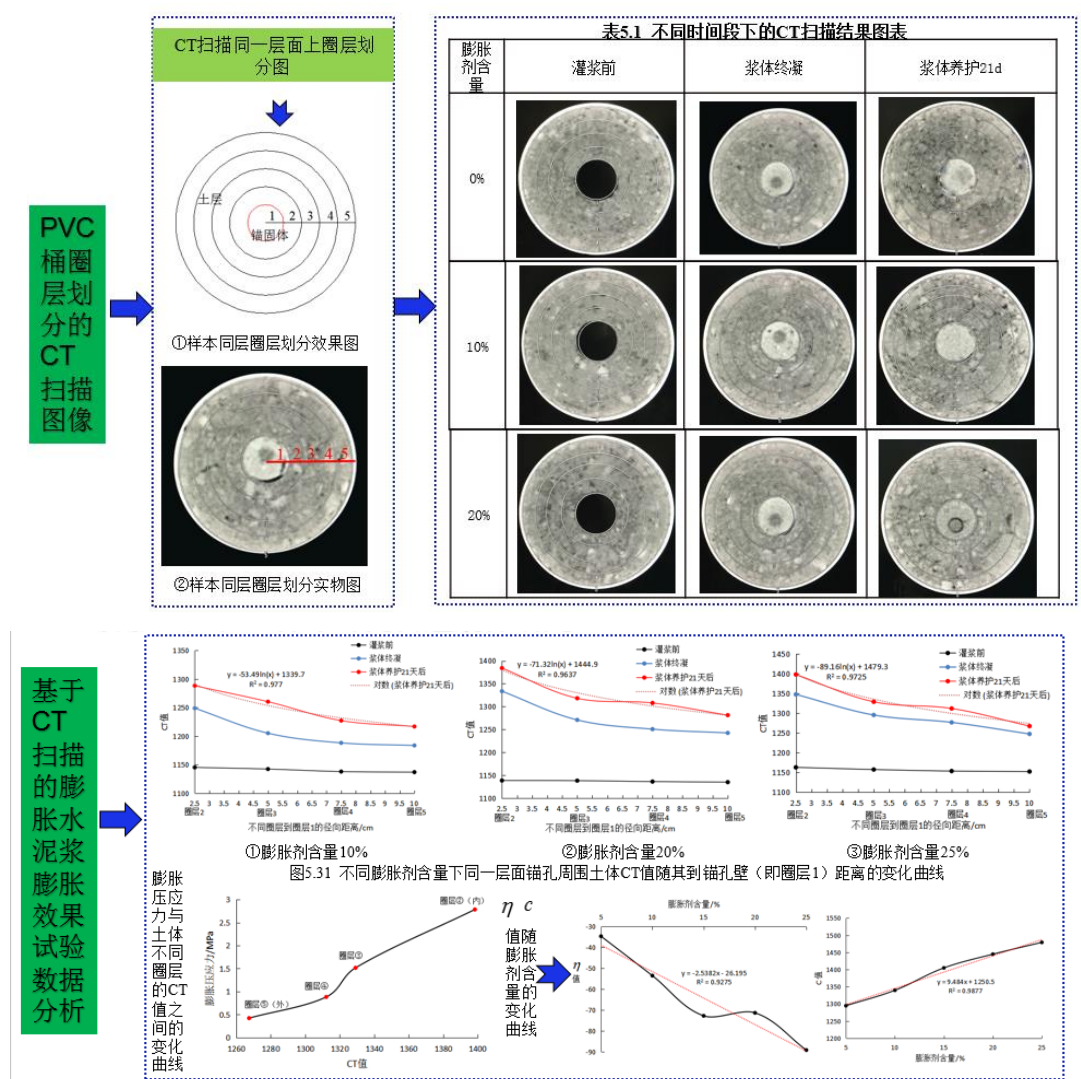


图 7-3-10 基于 CT 扫描膨胀水泥浆膨胀效果试验结果

7.3.7 三峡库区开展土层自膨胀扩体锚固技术现场试验应用研究

配合非金属声波测试、压力测试、应变采集、内窥镜探洞摄像等多种技术手段，验证及完善该新型土锚技术，再次表明提高锚杆极限抗拔力的主要原因是：①膨胀压力存在，②膨胀锚固体表现出来的扩头效应，两者同时决定锚杆最终的极限抗拔力，并提出一种土体中不同膨胀剂含量下锚杆极限抗拔力设计参数优化设计方法。

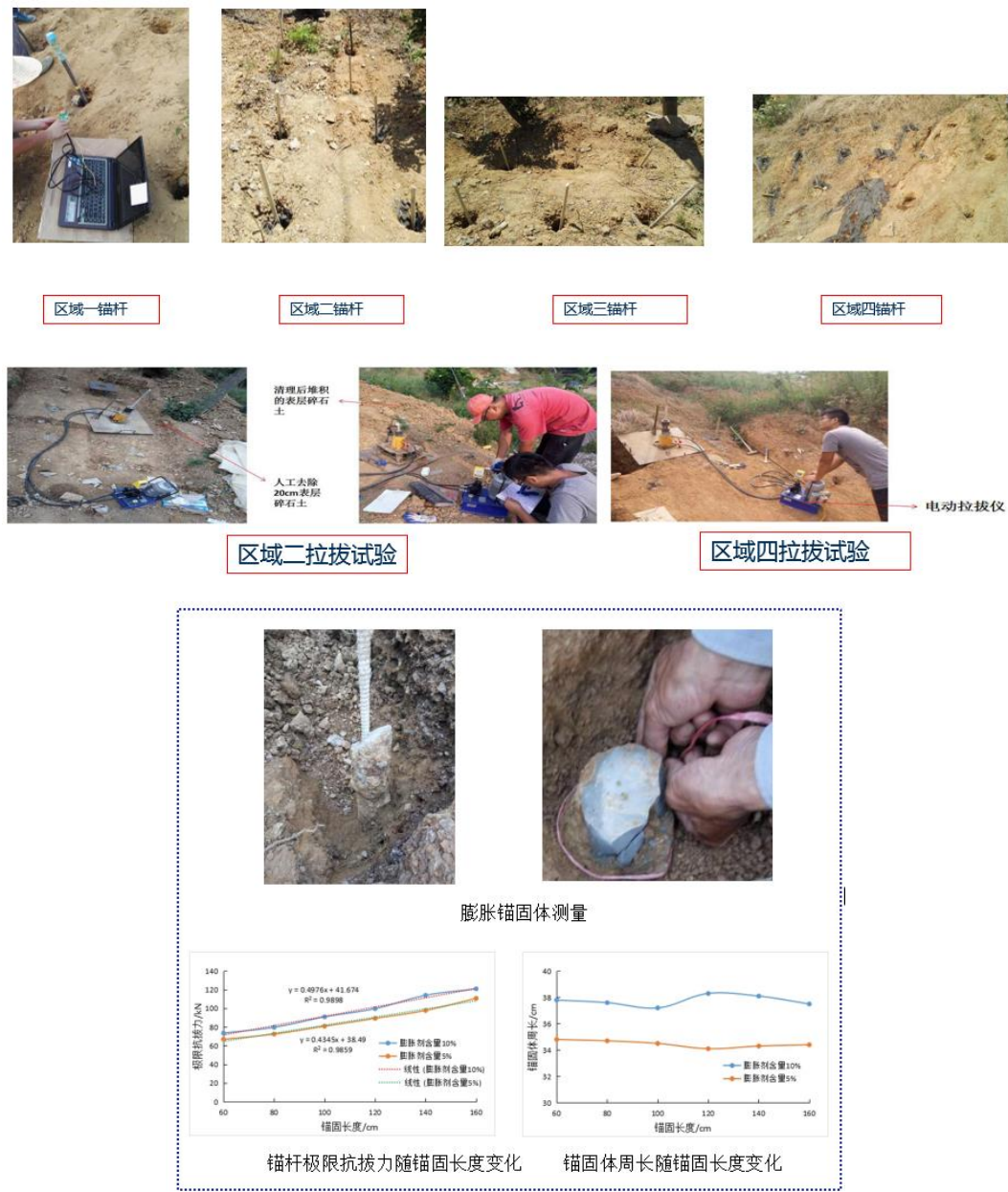


图 7-3-11 三峡库区开展土层自膨胀扩体锚固技术现场试验装置和结果

综上所述：土层自膨胀扩体锚固技术提高锚杆抗拔力效果显著，且建立该锚固技术的极限抗拔力预测公式，分析其膨胀压力在锚固体自身和土层中的传递规律，并提出不同膨胀剂

含量下锚杆极限抗拔力设计参数优化设计方法，为该锚固技术应用于锚杆、锚索及抗滑桩等锚固工程中提供理论基础与技术支持。