

天荒坪抽水蓄能电站试验洞 的位移反分析研究

杨林德 朱合华 何裕仁 瞿金敏

(同济大学地下建筑与工程系, 上海) (能源部华东勘测设计院, 杭州)

提 要

为查明天荒坪抽水蓄能电站地下厂房所在位置围岩初始地应力场的情况, 沿厂房的拟设轴线开挖了模型试验洞, 量测了围岩位移与洞周收敛位移, 并据以进行了反分析计算。文中所用的数值算法为边界单元性, 包括弹性问题和粘弹性问题的反演计算, 所得初始地应力的方向及量值与以其它方法测得的结果符合较好。

一、前 言

天荒坪抽水蓄能电站位于浙江省天目山区中部, 综合地形与工程地质特征, 决定选用地下厂房方案。地下厂房设计位置的围岩为块状均质含砾流纹质熔凝灰岩, 岩质新鲜坚硬, 完整性尚好, 地层层厚约10~30cm, 属单斜构造, 倾向山里, 陡倾角, 利于稳定。上覆岩层深厚, 相对埋深达200m以上。主要节理有四组, 走向与倾角分别为: ①N5°~20°E, SE<50°~77°; ②N5°~15°W, NE<34°~43°; ③N38°~67°E, NW(或SE)<40°~55°; ④N40°~55°W, SW(或NE)<61°~84°。其中①、②组节理为主节理, 规律性较强。厂房附近有两条断层, 其中主要断层f(101)的产状为N25°E, NW65°, 宽15cm, 主要由石英脉充填。地质探洞掘进中发生过岩爆, 爆落岩片一般约厚2~5cm, 大者7~10cm。地下水在个别地点沿裂隙呈脉状渗流, 涌水量不大。

为查明厂房所在位置围岩初始地应力场的情况, 沿厂房的拟设轴线开挖了模型试验洞, 量测了围岩位移与洞周收敛位移, 并据以进行了反分析计算。所得结果与以其它方法测定的初始地应力量级一致, 证实了地层中存在较高的初始地应力。然而, 因厂房轴线与最大主应力作用方向间的夹角较小, 开挖后围岩稳定性仍较易保证。

二、位移反分析计算原理

三维问题的反分析计算采用正反分析法。设初始地应力场为均布应力场, 并将应力分量记为 $p_{ij}(i, j=1, 2, 3)$, 则对弹性问题可由优化原理写出反演确定围岩初始地应力分量与 E, μ 值的基本方程为

$$\sum_{k=1}^n [D^k - (\sum_{i,j=1}^3 p_{ij} d_{ij}^k)] [d_{ij}^k]^k = 0 \quad (i, j=1, 2, 3) \quad (1)$$

式中 n 为量得的相对位移值的总数, D^k 为第 k 个相对位移实测值(同时包括洞周收敛位移量测值与围岩内部测点之间的相对位移量测值); d_{ij}^0 为由 $p_{ij}=1$ 引起的在量测方向上测点之间的相对位移的计算值。如假设竖向初始地应力分量等于自重, 并将式(1)改写为

$$\sum_{k=1}^n [ED^k - (\sum_{i,j=1}^3 p_{ij} d_{ij}^0)^k] [d_{ij}^0]^k = 0 \quad (i, j=1, 2, 3) \quad (2)$$

则由上式可同时反算出初始地应力与围岩的 E 值。式中, $d_{ij}^0 = E d_{ij}^*$, d_{ij}^* 与 d_{ij}^0 均采用直接边界单元法进行计算。

二维问题的反分析计算采用逆反分析法。假设地层性态符合图1所示的三单元粘弹性模型, 则对二维问题有

$$\{\epsilon\} = \left(\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2 + \eta_2 D} \right) [A] \{\sigma\} \quad (3)$$

式中 $D = d/dt$; $\{\epsilon\} = [\epsilon_x, \epsilon_z, \gamma_{xz}]^T$; $\{\sigma\} = [\sigma_x, \sigma_z, \tau_{xz}]^T$;

$$[A] = \begin{bmatrix} 1-\mu^2 & -\mu(1+\mu) & 0 \\ -\mu(1+\mu) & 1-\mu^2 & 0 \\ 0 & 0 & 2(1+\mu) \end{bmatrix}。$$

若洞室的应力边界条件保持不变, 并假设围岩 μ 值不随时间而变化, 则 σ_{ij} 将与时间无关, 且可求得随时间而变化的等效弹性模量 $(E_1)_t$ 的表达式为

$$(E_1)_t = \frac{1}{\frac{1}{E_1} + \frac{1 - \exp\left(-\frac{E_2}{\eta_2} t_i\right)}{E_2}} \quad (4)$$

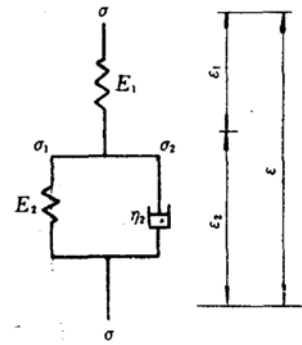


图1 三单元模型

将平面问题的初始地应力分量记为 p_x, p_z, p_{xz} 并假设竖向初始地应力分量 p_z 等于自重应力, 则由虚拟应力法可对任意时步 $t = t_m$ 建立反演计算方程组

$$\left. \begin{aligned} \sum_{j=1}^N (A_{ss}^j p_j^s + A_{sm}^j p_j^m) - \frac{1}{2} (\sin 2\beta_i) p_x + (\cos 2\beta_i) p_{xz} &= -\frac{1}{2} (\sin 2\beta_i) p_z \\ \sum_{j=1}^N (A_{ns}^j p_j^s + A_{nm}^j p_j^m) + (\sin^2 \beta_i) p_x - (\sin 2\beta_i) p_{xz} &= -(\cos^2 \beta_i) p_z \\ \sum_{j=1}^N (C_{is}^k p_j^s + C_{in}^k p_j^m) - (E_1)_m \Delta_{ik} |_{t=t_m} &= 0 \quad (i=1, 2, \dots, N; k=1, 2, 3) \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

式中 N 为边界单元总数; β_i 为单元 i 的局部坐标系 x 轴与总体坐标系 x 轴之间的夹角; $\Delta_{ik} |_{t=t_m}$ 为 t_m 时刻洞周相对收敛位移或域内任意两点之间的相对位移的量测值; $(E_1)_m$ 为 $t = t_m$ 时刻的等效弹性模量。进行三个时刻的反演计算, 得出不同时刻的 $(E_1)_m$ 值, 即可由式(4)建立求解 E_1, E_2, η_2 的方程组。

三维问题计算采用的边界单元为4节点等参单元, 二维问题计算采用的边界单元为直线常单元。

三、试验洞位移量测

模型试验洞沿地下厂房的拟选轴线布置。沿试验洞轴线共设置了五个量测断面, 分别记为 I—I、II—II、III—III、IV—IV、V—V (图2)。试验过程中以机械式多点位移计量取

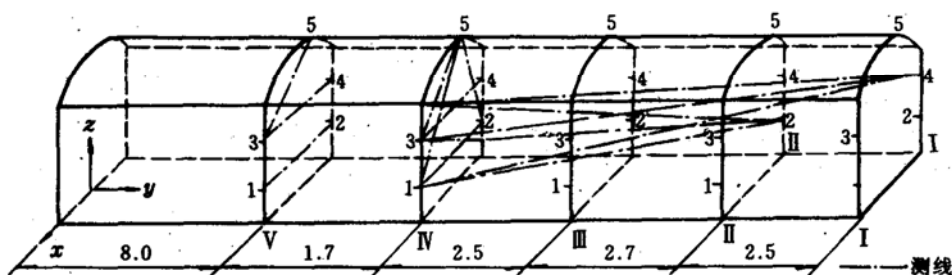


图4 空间与平面洞周收敛位移测线示意图

(长度单位: m)

表1 侧壁预埋多点位移计测值

孔号	位移计测值(mm)									
	孔深=0.7m	0.75m	0.83m	1.25m	1.30m	2.50m	2.60m	5.00m	5.20m	6.50m
I-1			2.766		2.612		1.468			1.021
II-2	3.134			2.370		1.433		0.940		
II-6		3.059			(3.184)		2.201		1.213	
II-11		2.979			(3.603)		1.941		0.512	

注: 1. 孔深从模型洞壁面算起; 2. 括号中的值反算中未采用。

表2 测点与孔壁相对位移测值

孔号	相对位移测值(mm)				
	孔深=0.20m	1.30m	2.60m	5.20m	15.00m
IV-1	0.000	-0.006	-0.048	-0.418	-1.000
IV-2	0.000	0.086	-0.072	-0.148	-0.319

注: 1. 孔号见图3; 2. 采用预埋多点位移计测量。

表3 空间收敛位移测值(mm)

测线	4 ^I -6 ^N	2 ^{II} -6 ^N	4 ^I -1 ^N	2 ^{II} -1 ^N	4 ^I -3 ^N	2 ^{II} -3 ^N
位移测值(mm)	1.13	0.89	0.98	0.90	1.00	0.88

注: 测线编号4^I-6^N表示I-I断面上4号收敛点与IV-IV断面上6号收敛点间的连线, 余同。

表4 IV-IV、V-V断面收敛位移测值

量测时间	计算时间 (d)	IV-IV断面收敛位移量测值(mm)			V-V断面收敛位移量测值(mm)		
		3-5	3-4	4-5	1-2	1-5	2-5
7月7日	t=0	0.41	1.17	0.21			
7月11日	t=4	1.09	1.17	0.21			
8月2日	t=26	1.45	2.51	0.26			
8月14日		1.47	2.51	0.30	2.25	0.89	1.56

注: 三维计算采用值为8月14日的测值。

四、位移反分析计算结果

反演试运算所得数据的合理性检验结果表明,本工程由空间效应引起的位移量测值损失量的平均值约为总位移量的50%~52%,比按弹性理论计算所得的30%大。这主要有试验洞周围存在比较密集的裂隙组,影响了围岩的性态,量测仪表与开挖面很难处于同一平面上,以及各测点离开开挖面的距离也不尽相同等方面的原因。有关研究表明,对于不同的工程和不同的情况,由空间效应引起的收敛位移量测值平均损失量将有不同的比例。

如将收敛位移量测值的平均损失量系数取为50%,并假设竖向初始地应力分量 $p_z = \gamma H$,则由三维反分析计算所得的结果为

$$E = 6.076 \text{ GPa}, \mu = 0.23,$$

$$p_x = 5.635 \text{ MPa}, p_y = 23.500 \text{ MPa}, p_z = 6.429 \text{ MPa},$$

$$p_{xy} = 0.062 \text{ MPa}, p_{yz} = 1.999 \text{ MPa}, p_{xz} = 0.274 \text{ MPa}.$$

主应力值为 $\sigma_1 = 23.726 \text{ MPa}$, $\sigma_2 = 6.301 \text{ MPa}$, $\sigma_3 = 5.537 \text{ MPa}$ 。主应力作用方向列于表5。

表5 主应力方向的坐标角、方位角与倾角

主应力	x	y	z	方向角	倾角	备注
σ_1	89.71°	6.6°	83.5°	N29.7°W	6.5°	1.坐标轴见图4; 2.仰倾角为正,反之 之为负。
σ_2	68.4°	96.2°	22.5°	N75.8°E	67.5°	
σ_3	158.4°	92.1°	68.6°	S57.0°W	21.4°	

由IV—IV收敛断面的二维反分析计算所得的结果为

$$E = 61.348 \text{ GPa}, \mu = 0.23,$$

$$p_x = 4.023 \text{ MPa}, p_z = 6.429 \text{ MPa}, p_{xz} = 4.888 \text{ MPa}.$$

由于存在节理裂隙,使得 E 值随时间而变化,长期变形模量约为 $E = 39.20 - 45.08 \text{ GPa}$ 。设用三单元模型描述围岩的流变性态,则由式(4)可得

$$E_1 = 61.348 \text{ GPa}, E_2 = 110.740 \text{ GPa}, \eta_2 = 36.875 \times 10^6 \text{ GPa} \cdot \text{s}.$$

经比较,三维问题与二维问题的反演计算结果基本相符。

五、计算成果分析

我们对前述计算成果作如下讨论:

(一) 位移量测值的平均损失系数

掌子面上现埋多点位移计与收敛位移计位移量测值的损失量,按弹性理论算得的相当于损失量的系数值为0.3,本工程实测系数为0.43~0.53,由试运算结果的数据合理性检验得到的平均值为0.5~0.52。影响这个数值的因素甚多,除前已述及的因素外还有洞形和开挖过程等。该系数值实际上反映了各种因素的综合效应,故对各个具体工程,有必要通过试验得出综合平均损失系数值,以使由位移监控量测所得的数据可用于设计计算。本工程所得的数据,对岩性和工程地质构造类似的地层中的洞室有参考价值。

(二) 泊松系数

本工程在 $\mu = 0.18 \sim 0.27$ 的取值范围内对泊松系数的合理取值进行了试运算, 由数据合理性检验得出 $\mu = 0.23$, 与软岩情况相仿。这一结论对相同类型的围岩有参考价值。

(三) 最大初始地应力的作用方向

地层中能够保存的在地质史上经受的构造应力, 一般与地形地貌有关。天荒坪抽水蓄能电站厂房拟选位置在邻近制高点的同侧。由于该处制高点连线的方向大致与河谷走向平行, 加上山脊线在两个方向上都有很长的延伸, 这就构成了在顺山坡走向的方向上保留残余构造应力的条件。反演计算得出的最大初始地应力作用方向近似与山坡走向平行的结论显然是合理的, 可作为一般规律供其它工程借鉴。

(四) 垂直初始地应力分量的取值

尽管假设垂直初始地应力分量等于自重应力是有根据的, 但是由于自重应力的分布规律与地形有关, 因此垂直初始地应力分量的量值不一定满足关系式 $p_z = \gamma H$; 如按三维有限元法计算自重应力场时所得的结果选取 p_z , 这样可能更加合理。

(五) 初始地应力中残余构造应力的比例

残余构造应力在初始地应力总值中所占的比重, 看来与周围地区的地貌特征及埋深的关系极大。本工程山体肥厚, 且山脊在顺河谷走向的方向上有较长的延伸, 故构造应力所占的比重较大, 达到90%。这一特征对浅地层中的初始地应力场的研究有参考价值。

(六) 侧压力系数

由三维问题的反分析计算可知 $p_y/p_x \approx 3.65$, 与其它工程相应的研究结果相仿佛。

(七) 三维问题的变形模量

计算得出三维问题的变形模量仅有6.076GPa, 显得偏小。产生这种情况的原因, 主要是在试验过程中量得的空间收敛位移量都较大。鉴于最大初始地应力的作用方向与洞轴近于平行, 且量值较大, 洞室开挖后因密集表面节理的闭合而增大纵向收敛位移量是可能的。但因密集节理仅在试验洞周围出现, 主厂房洞室开挖后围岩纵向变形量估计仍将小于按简单比例关系计算所得的值。

六、结 论

由上述分析可知, 由反演计算所得的结果与现场情况基本相符。此外, 这些数值与采用三孔交会法或室内试验所得的数据也基本一致。由此可见, 在洞室围岩的稳定性分析中, 反演理论是可供实践采用的一种有效方法。

应予指出, 提高收敛位移量测值的精确度对提高反演计算法的推广价值有着重要的意义。虽然收敛位移易于量测, 且可结合施工监控加以实施, 但是本工程的实践表明, 我国目前已有的收敛位移计在位移量较小时一般都不能满足精度要求。这说明研制新的仪表和改进量测技术已成为推广这类方法的当务之急。

Deformation Back Analysis of Test Tunnel of Tianhuangping Pumped Storage Project

Yang Lin-de Zhu He-hua

(Tongji University, Shanghai)

He Yu-ren Qu Jin-ming

(East China Hydroelectric Power Investigation & Design Institute, Hangzhou)

Abstract

In order to ascertain the initial stress field in rock around the underground powerhouse of Tianhuangping project, a test tunnel was excavated along its longitudinal axis and deformation in the surrounding rock and convergence deformation on the boundary of the opening were measured. Back analysis on elasticity was proceeded based on the measurements by BEM. Results agreed with those measured by other methods.