第8卷 第2期 岩 土 工 程 学 报 Vol.8, No.2
1986年 3月 YANTU GONGCHENG XUEBAO Mar., 1986

二滩水电站地下厂房三维边界元分析及稳定性评价

王靖涛 黄明昌 肖春喜

（中国科学院武汉岩土力学研究所）

提 要

我们用三维边界元法计算了二滩水电站地下厂房围岩的应力重分布和变形。不仅分析了厂房稳定性的应力条件，还考察了开挖引起的围岩能量变化对厂房稳定性的影响。

该厂房处于高应力区，由三个大洞室和许多与它们相连接的管道组成，所以厂房围岩的应力重分布和变形是一个典型而又复杂的空间问题。为此采用了特别适于处理空间问题的边界元法。在计算中又采用了笔者提出的"数值积分的非均匀精度法"有效地节省了计算机时。

分析结果表明，在主厂房与管道的连接处附近应力集中相当严重。同时也证实，就大型岩石工程的空间课题研究而言，无论在输入数据准备量、计算机时和结果的精确度方面，边界元法都显著优于有限元法。

我们认为，这分析结果对类似的水电站地下厂房的稳定性研究也有一定的参考价值。

一、前 言

二滩水电站位于金沙江支流雅砻江下游的峡谷中，两岸山高坡陡。坝址左岸山体深厚，岩性单一，构造破坏微弱，具有布置大型地下厂房的条件。但现场地应力测量表明，工区属高应力区，这将给大型地下厂房的建造带来一定的困难。

该地下厂房规模大，除了三个主要大洞室（主厂房、主变压室和尾水调压室）外，还有母线洞、引水压力管道、尾水管和尾水隧洞等与它们相连结。在高地应力区建造这样一个大型的地下结构群体，必将使它处于非常复杂的三维应力状态。为此，我们采用了比较先进的三维边界元法来分析研究这个问题。

边界元法是七十年代才发展起来的一个数值应力分析方法[1、2]。该法的最大优点是降维，即可把三维问题转化为二维分析。特别是处理空间问题，这一点使它显著地优于目前广泛使用的有限元法，它大大地减少了在网格的划分和输入数据准备方面的工作量。边界元法实质上是半解析法，其解答精度较高。另外，边界元法最适合于处理无限域、半空间和多联域的问题。

我们对坝肩地下厂房的现场条件进行分析，把计算的重点放在主厂房，特别是放在它与母线洞和尾水管的交接处附近。

在进行边界元的分析计算中，使用了由作者提出的“数值积分的非均匀精度法”①。在大型岩石工程分析中，该法可以节省计算时间。

根据计算得到的主厂房周围应力和变形状况，分析了应力条件，同时也考察了开挖引起的围岩的能量变化，对主厂房的稳定性作了评价。

二、现场条件

拟建的主厂房位于左坝肩处，主厂房轴线为N6°E，上复岩体最大厚度为250m。厂区的岩体主要为正长岩，部分为蚀变玄武岩。它们的力学指标见表 1②。

现场地应力测量及分析表明，地形对坝区地应力场有显著的影响[8]。但离岸边250m以远的区域，地应力受河谷影响较小，是应力平稳区。主厂房正处在应力平稳区内。同时，在厂房区两个测点上所测得的应力值在量级上是接近的，取它们的平均值作为地下厂房工区的地应力场强度是具有代表性的（见表 2。）

表 1　岩石力学指标

项　目		正长岩	玄武岩
有效弹模 E_0 (MPa)		2.0×10^4	1.6×10^4
泊松比 μ		0.15	0.2
抗拉极限强度 Re(MPa)		1.0	1.0
抗剪强度	c(MPa)	2.5	1.5
	$tg\phi$	2.1	1.55

表 2　厂区地应力平均值

σ_1			σ_2			σ_3		
数值 (MPa)	方位 (°)	倾角 (°)	数值 (MPa)	方位 (°)	倾角 (°)	数值 (MPa)	方位 (°)	倾角 (°)
26.42	11.5	30.1	21.49	63.4	-42.7	15.88	117.4	32.6

三、边界元法和计算模型

边界元法的实质是构造一个联系物体边界上位移和表面力的约束方程。建立这种关系式的主要途径是利用一个已知的特解（称基本解），一般取无限体中点荷载的开尔文（Kelvin）解，再根据贝蒂（Betti）互等定理，建立起边界积分方程

$$\frac{1}{2}u_j(P)+\int_s u_i(Q)T_{ji}(Q,P)dS(Q)=\int_s t_i(Q)U_{ji}(Q,P)dS(Q) \tag{1}$$

①Wang, J. T. and Haimson, B. C., Nonuniform Accuracy Demands for Numerical Integrals in the Boundary Integral Equation Method, Int. J. for Numerical Methods in Eng., in press.

②二滩水电站地下厂房专题研究阶段报告，第一册，水利电力部成都勘测设计院，1981年。

式中 P,Q——物体边界上的点；u_i——表面位移分量；t_i——表面力分量；T_{ji},U_{ji}——由开尔文基本解给出的二阶张量；S——物体的表面。

当物体边界上的位移或表面力，或两者的联合是已知时，与它们相应的未知量，就可通过解边界积分方程(1)求出来。如果把物体表面分割成许多小元素，由方程(1)可以导出离散化的代数方程组

$$\frac{1}{2}u_j(P_m)+\sum_n u_i(Q_n)\int_{\Delta s_n}T_{ji}(Q,P_m)dS(Q)$$

$$=\sum_n t_i(Q_n)\int_{\Delta s_n}U_{ji}(Q,P_m)dS(Q) \qquad (2)$$

式中 Δs_n——物体表面上的小元素。

据代数方程组(2)可以直接数值求解。利用边界上全部的表面力和位移值，用下面方程式(3)可求得任一内点P处的应力值。

$$\sigma_{ji}(P)=-\sum_n u_k(Q_n)\int_{\Delta s_n}S_{kij}(Q,P)dS(Q)$$

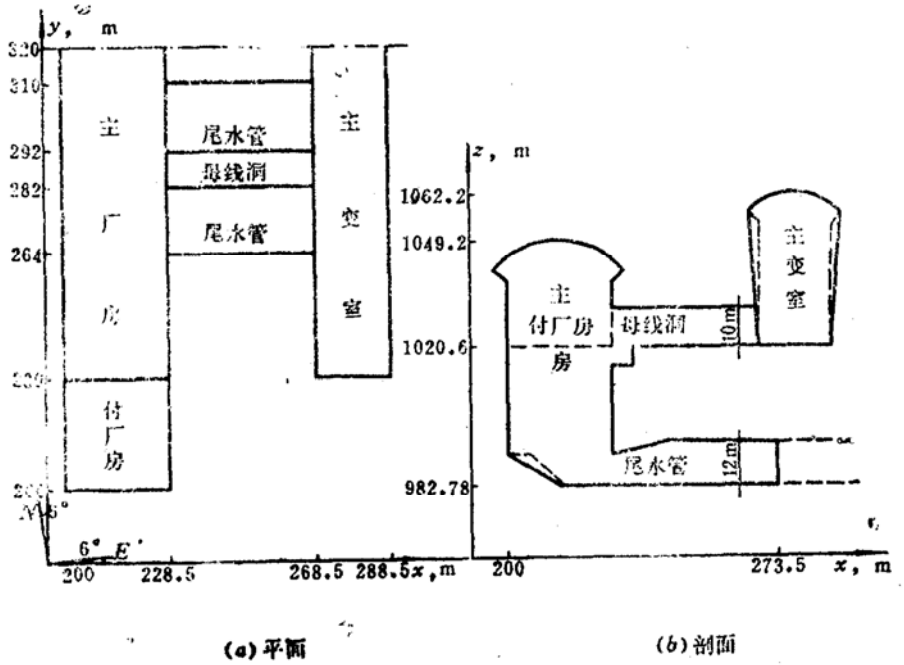
$$+\sum_n t_k(Q_n)\int_{\Delta s_n}D_{kij}(Q,P)dS(Q) \qquad (3)$$

式中 S_{kij}，D_{kij}——两个三阶张量。

从方程(2)和(3)可以看出，在边界元法中存在大量的数值积分，它们将消耗相当多的计算时间。鉴於此，我们采用了数值积分的非均匀精度要求的方法，合理地选取不同的积分精度，这样既可保证最终结果的精度要求，又可减少计算时间。

我们这次主要是分析主厂房周围，尤其是主厂房与母线洞和尾水管相交处的应力状态。鉴此，在建立计算模型时，对实际结构群体进行了简化：由于尾水调压室距主厂房较远，故略去它对主厂房周围应力的影响，模型仅纳入主厂房和主变室；如果所有管道都出现在计算模型中，势必大大增加计算量。为此取消了压力管道，同时也略去相距较远的管道的影响，而仅考虑一条母线洞和两条尾水管道。所构成的计算剖面见图1。另外，由于地应力场中剪应力分量τ_{xy}和τ_{xy}的绝对值都很小，故近似地取主厂房的中间断面作为对称面。以上这些简化虽引进了一些误差，但却能显著地减少计算量。

为了考察主变室和连接管道对主厂房周围应力场的影响，进行了三次计算：第一个计算模型只是一个主厂房；模型2是主厂房和主变室；模型3包括主厂房、主变室、一个母线洞和二条尾水管。这里使用了三角形元素。模型的结构及相应网格的划分见图1～4。模型3的边界元素总共400个。在29个内点处计算了应力值，这些内点的分布也在图2中标出。所采用的计算模型是三维线弹性的。由于厂区大部分是正长岩，故岩石的弹模和泊松比是取正长岩的。主厂房高66.4m，宽28.5m，长240m。厂区最大上复岩层厚度为250m。自重引起的应力值比起地应力场的强度小得多，故忽略不计。鉴于上述情况，我们近似地把计算模型处理为无穷域的问题，即把地应力场作为无穷远处的边界条件。全部计算都是在IBM 4341机上完成的。



(a) 平面　　(b) 剖面

图 1　二滩坝肩地下厂房边界元法计算的平面、剖面图

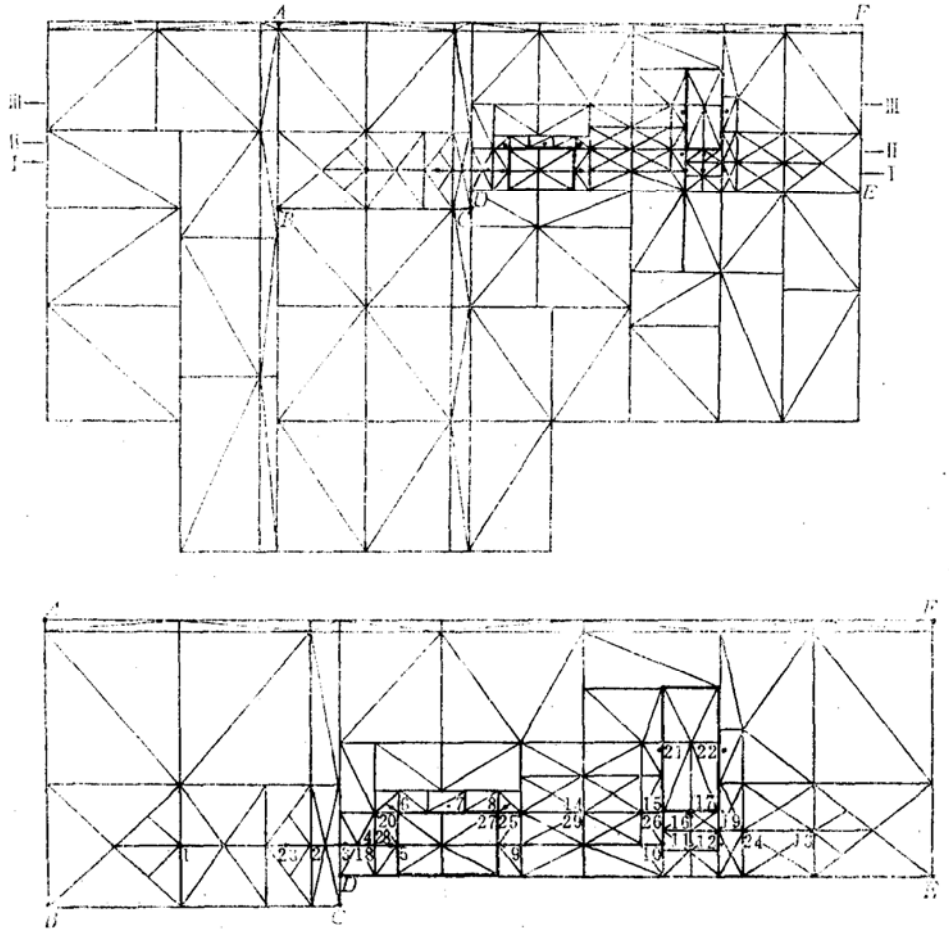


图 2　主厂房计算网格和内点布置图

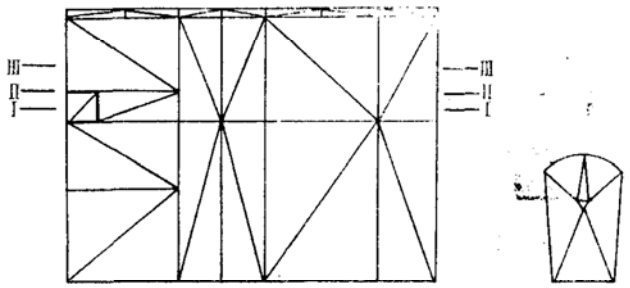


图3 主变室计算网格图

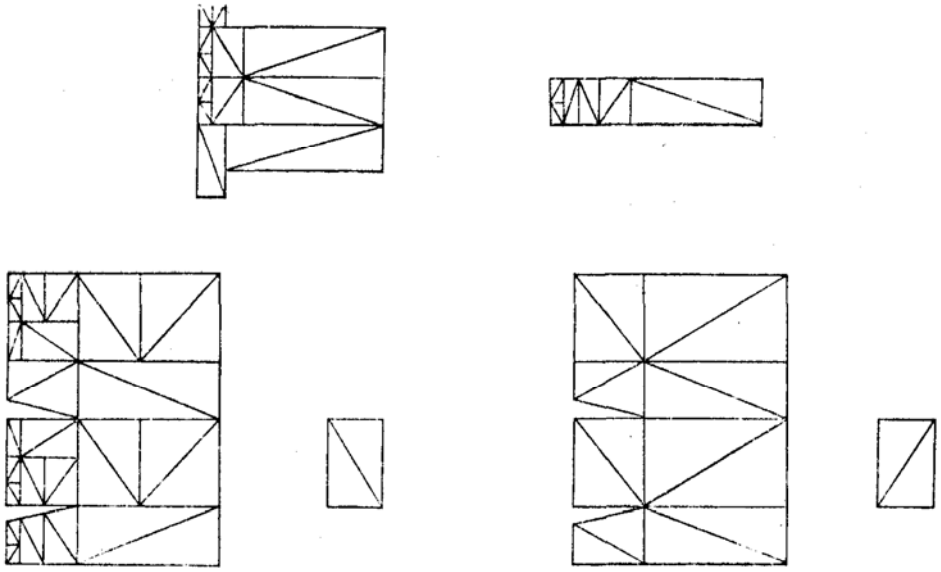


图4 母线洞和尾水管计算网格图

四、结果分析和稳定性评价

如前所述，这里我们着重考察主厂房周围的应力重分布和变形特征，为此在主厂房的三个断面上计算了应力值(见图2)。图5～8分别给出了模型1，2，3中剖面Ⅰ-Ⅰ和Ⅱ-Ⅱ上的主应力σ_1和σ_3的大小和方向。比较图5和6图可以看出，模型1和2在剖面Ⅰ-Ⅰ上的应力值和方向大部分都相差不大(上部略大，下部甚微)。这证实了在现有主厂房和主变室间距(40 m)下，仅主变室的存在并不对主厂房周围应力分布造成较大的扰动。

当母线洞和尾水管出现时(模型3)，主厂房附近的应力分布发生了显著变化。这里我们发现了一个很有趣的现象：模型3中剖面Ⅰ-Ⅰ和Ⅱ-Ⅱ上的第一主压应力σ_1值，除点2和7附近外，比模型2中相应点的值都增高很多，最大增高3.65倍，发生在剖面Ⅱ-Ⅱ点15处，即主厂房与尾水管交叉口的上角点。在主厂房与母线洞和尾水管交叉处周围都产生了大的应力集中，如Ⅰ-Ⅰ剖面上的点3，4，5，9，10和11以及Ⅱ-Ⅱ剖面上的6，8，15，16和17。然而模型3中剖面Ⅰ-Ⅰ和Ⅱ-Ⅱ上的拉应力值，除个别点外，大部分都减小了。如图7中剖面Ⅰ-Ⅰ上的点9到点11的范围内。图8中剖面Ⅱ-Ⅱ上的情况也类似。需要指出的是，在模型2中应力集中很高的地方，如剖面Ⅰ-Ⅰ上的点1，23，2，12和13及剖面Ⅱ-Ⅱ上的点17和19，在模型3中这些相应的点仍保持相当高的应力值。在接近边墙脚，主厂房和尾水管交叉口的上角点15出现最大的压

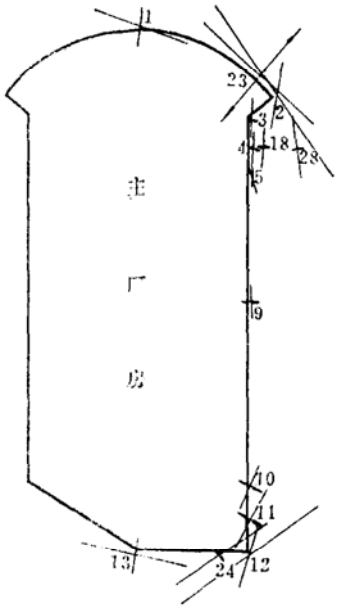


图 5　模型 1 中Ⅰ-Ⅰ剖面上主应力分布(σ_1,σ_3)

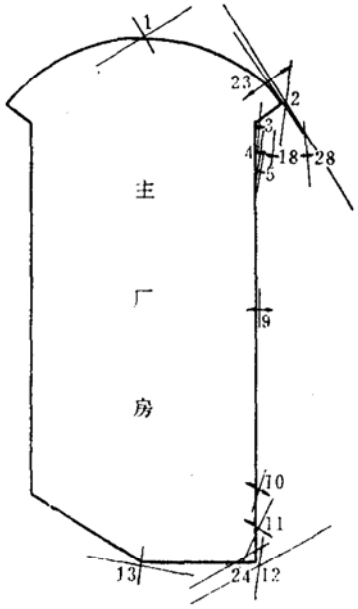


图 6　模型 2 中Ⅰ-Ⅰ剖面上主应力分布(σ_1,σ_3)

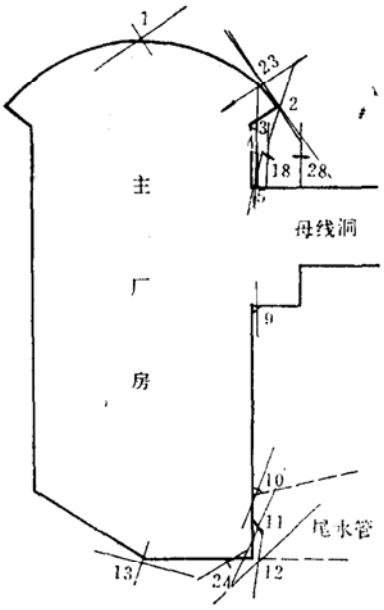


图 7　模型 3 中Ⅰ-Ⅰ剖面上主应力分布(σ_1,σ_3)

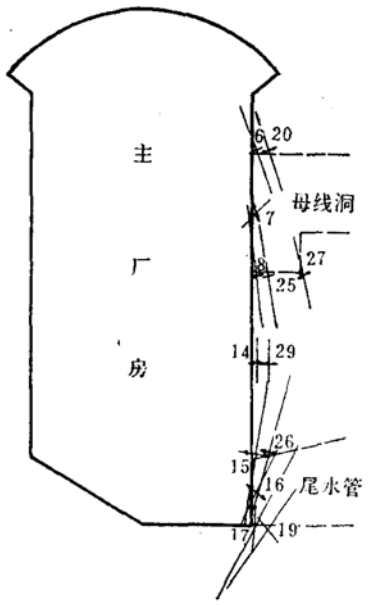


图 8　模型 3 中Ⅰ-Ⅰ剖面上主应力分布(σ_1,σ_3)

应力集中，其最大值为98.98MPa。同时这点的拉应力值也很大，达15.52MPa。最大拉应力发生在顶拱拱座附近的点23(由于该点附近网格较稀疏，计算出的应力值可能偏大)。如图 7 、8 所示，许多拉应力都近乎水平方向。这里还应指出的是，以上计算的应力都是在距洞表面0.5m处的值，因此，实际洞边上的应力集中还要大些。

我们使用莫尔-库仑强度准则和岩体的抗拉强度来分析判断岩体的剪切和拉伸破坏。图 9 和图10显示了模型 3 中剪切和拉伸破坏的位置。由图看出，围岩的破坏方式主要表现为拉破坏。实际上有些地方拉破坏和剪破坏同时发生。特别值得注意的是，在主厂房与母线洞交汇处附近，距主厂房东边墙表面6.5m远的点28仍发生拉破坏。

在图11,12中,描绘了模型 3 中主厂房断面的变形概况。从这些图可以发现主厂房变形的

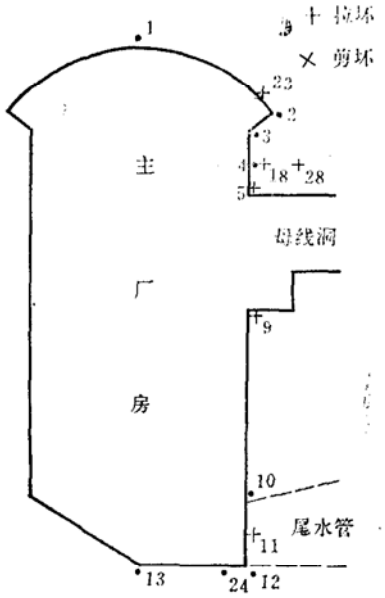


图 9 模型 3 中Ⅰ-Ⅰ剖面上洞周破坏图

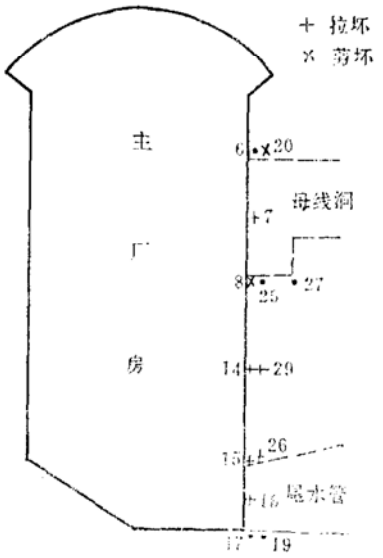


图10 模型 3 中Ⅰ-Ⅰ剖面上洞周破坏图

一些特征。顶拱拱座附近的位移较小，但在母线洞和尾水管之间的东边墙上位移都很大，而且这些位移的垂直洞壁方向的分量最大，其最大值是42.47mm，发生在该区的点238处。

还应注意到，底板的变形虽然不如边墙大，但在有连接管道的情况下，都比模型 1 和 2 的相应位移增大了约 1～5mm。较大的垂直位移均发生在底板和顶拱上，其最大垂直位移发生在底板上的点199，数值为29.0mm。值得提出的是，底板的垂直位移比顶拱的高1～5mm。

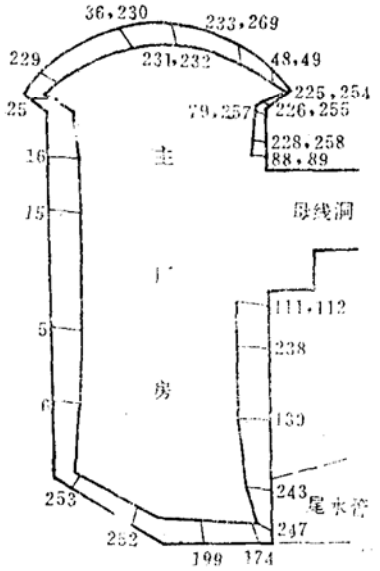


图11 模型 3 中Ⅰ-Ⅰ剖面洞周位移(x,z方向)

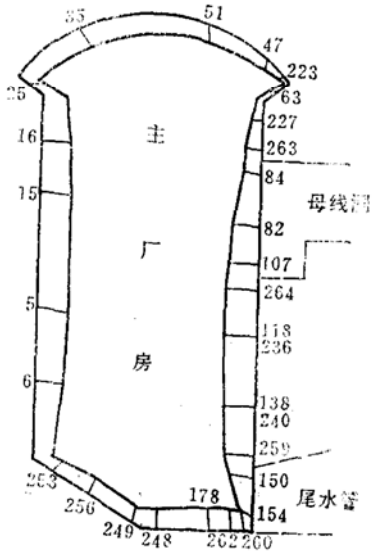


图12 模型 3 中Ⅰ-Ⅱ剖面洞周位移(x,z方向)

在评价地下洞室的稳定性时，通常采用地下结构中的应力要小于其岩体强度的准则。近期岩石力学研究和实践经验表明，这一稳定性准则并不是地下结构稳定的必要条件，而仅是个充分条件。换而言之，围岩局部发生断裂或破坏并不一定导致整个地下结构的失稳破坏。这是因为，倘若没有充分的能量供应，已发生的局部断裂并不能继续扩展或传播，不会造成更大范围的破坏。因此，除了要考虑围岩的应力集中情况外，还要考察它的能量条件。

因开挖引起的地下洞室周围岩体中能量的变化可由下式给出：

$$W = W_r + W_s$$

式中　W——由于开挖引起的围岩中总的能量变化；W_r——开挖时所释放出的能量；W_s——开挖引起的贮藏在围岩中的应变能。

释放出的能量W_r消耗在围岩的变形和破坏上，是直接与围岩破坏相关的量。贮藏的应变能W_s造成地下洞室围岩内的应力集中。释放出的能量W_r，在弹性体中，是初始应力沿洞室表面位移所做的功的一半。在这里初始应力就是地应力。因此在高地应力区开挖洞室将会释放出较多的能量。当围岩发生破坏时，释放出的能量还要增加。根据模型3中剖面Ⅱ-Ⅱ上的应力和位移条件，初步估算主厂房1m长的断面所释放出的能量$W_r^3 \approx 7385 \times 10^4$J。而模型1相应断面释放出的能量为$W_r^1 \approx 7182 \times 10^4$J。$W_r^3 - W_r^1 = 203 \times 10^4$J，这意味着，在邻近的主变室和相连的母线洞和尾水管存在时，主厂房1m长的断面所释放出的能量比单一主厂房时多203×10^4J，即增加了2.8%。

基于前面给出的主厂房周围的应力状况，结合能量条件的分析，可以估计到，一旦主厂房局部地方出现断裂，它将可能引起破坏的连锁反应，造成更大的失稳事故。为此，必须采取强有力的支护措施。为了降低所释放的能量W_r及贮藏的应变能W_s，必须减少围岩的变形量。主厂房东边墙的许多地方出现近乎水平的拉应力和高的压应力集中，特别在距离主厂房边墙表面6.5m处的点28，其拉应力值仍大大超过岩石的抗拉强度。为了有效地减少主厂房的收缩，在边墙上应锚入较长的水平方向锚杆，特别在母线洞上方和顶拱拱座附近以及交叉口周围的应力集中区域。锚杆长须在6.5m以上，以便使锚杆深入到非拉伸区。锚杆的作用不仅与它的长度、数量和方位有关，并与它的刚度有关。对于比较坚硬的二滩正长岩和玄武岩，应使用刚度大的锚杆。在确定锚杆的方位时还应考虑节理的方向。这里应强调指出，随着洞室表面的暴露，必须及时进行喷锚支护，把围岩的收缩降到最小。另外，开挖的方法也要得当，避免诱发围岩的断裂，防止产生大的岩石质点速度和加速度。使用光面爆破为宜，切忌放大炮。

防止围岩发生断裂的另外一条途径是不要造成岩石断裂的应力条件——大的应力集中。为此应尽量使贮藏在围岩中的应变能分布均匀，防止能量密度过大。应尽可能使洞室和管道的几何形状合理，避免尖角出现。

五、结　论

前节给出的三维应力计算结果和围岩破坏的应力及能量条件的分析表明，处在强地应力场中的二滩水电站高边墙地下厂房系统，总的来说，其稳定性条件是较差的，必须采取强有力的加固支护措施。综上所述，可以得出以下一些结论：

1. 在母线洞和尾水管出现后，主厂房东边墙上的最大压应力值普遍显著提高，个别地方的拉应力值也有增加。尤其在主厂房与母线洞和尾水管交接处，顶拱拱座和边墙脚附近都出现很大的应力集中。最大压应力发生在主厂房与尾水管交叉口的上顶角处，其值为98.98MPa。最大拉应力发生在靠近顶拱拱座处。同时在大部分边墙上都出现了接近水平方向的较大的拉应力，尤其是在母线洞上方距边墙表面6.5m远的地方仍保持较大的拉应力值。

2. 根据莫尔-库仑强度准则和最大抗拉强度判断，主厂房东边墙大部分地方出现拉伸和剪切破坏，其中有的点是两者同时发生。拉伸破坏是主要的破坏方式。

3.垂直于边墙的最大水平位移是42.47mm，发生在母线洞和尾水管之间的边墙上。大的垂直位移均在底板和顶拱上出现，其最大值为29.0mm，发生在底板上。底板垂直位移约比顶拱大1～5mm。

4.基于典型断面Ⅱ-Ⅱ上的应力和位移条件，估算得到主厂房1m长的断面上，开挖所释放的最小能量$W_r \approx 7385 \times 10^4$J，$W_r$是引起围岩变形和破坏的能源。厂房区强地应力场为围岩的破坏提供了较大的能量。为了降低由于开挖所释放出的能量W_r和围岩中所贮藏的能量W_s，必须限制厂房的收敛。

5.在边墙应力集中区应使用刚度较大的长锚杆，要深入到非拉伸区，长度要6.5m以上，并考虑节理方向来确定锚杆方位。特别重要的是，在施工过程中，应及时喷锚支护，使厂房围岩的位移量最小。

6.最好使用光面爆破进行开挖，以避免诱发围岩的断裂。

7.由分析结果来看，所选取的主厂房和主变室之间距是合适的。为了减少应力集中，还可对厂房方位，主厂房、母线洞和尾水管断面形状做进一步的调整。

8.通过二滩水电站地下厂房三维边界元分析证实，边界元法对于处理大型岩石工程空间问题是非常有效的。

参 考 文 献

[1] Cruse, T. A., Numerical Solutions in Three Dimensional Elastostatics, Int., J. Solids Structure 5, 1969, pp. 1259～1274.

[2] Lachat, J. C. and Watson, J. O., Effective Numerical Treatment of Boundary Integral Equation a Formation for Three Dimensional Elastostatics, Int. J. for Numerical Methods in Eng. 10, 1976, pp. 991～1005,

[3] 白世伟、李光煜，二滩水电站坝区岩体应力场研究，岩石力学与工程学报，第1卷，第1期，1982年，第45～56页。

Three-dimensional Boundary Element Analysis of Ertan Hydroelectric Underground Powerhouse

Wang Jingtao, Huang Mingchang and Xiao Chunxi

(Institute of Rock and Soil Mechanics Academia Sinica, Wuhan)

Abstract

The paper presents the results of three-dimensional analysis of Ertan large hydroelectric underground powerhouse by boundary element method (BEM). The Ertan underground powerhouse, located in a high stress area, includes three large chambers linked by many tunnels and passages. The in-situ stresses, of which the magnitudes are very high up to 26.42 MPa, were determined by field overcoring stress measurements.

A technique of reducing computer time in BEM proposed by authors was used. Stresses and deformations around chambers, tunnels and passages, particularly joints between them, are illustrated and discussed for stability of Ertan underground powerhouse. The results of analysis presented here could also be of value to stability analysis of other underground construction projects. In addition, from this computation we conclude that three-dimensional BEM is much better than three-dimensional FEM in input data preparation, result accuracy and computer time.