

第一章 长江三峡工程左岸厂房 #3 机 组坝段坝基节理裂隙特性随机 分析及本构模型研究

第一节 概 述

三峡工程左岸厂房 #3 机坝段坝基抗滑稳定概化模式剖面图如图 1-1(见第 2 页)所示,坝段的岩基属构造复杂的节理岩体,其中含有夹层与节理,在数值计算时,夹层可用夹层单元模拟,但节理不能。由于岩基中节理众多,而且分布极为复杂,给数值分析带来很大困难,在以往的计算中都没有考虑节理裂隙的弱化作用,仅在用刚体极限平衡方法求安全系数时,将节理裂隙作为滑移路径考虑一条。对于三峡工程中的技术问题,沿用完整岩体的本构模型不合适,必须专门研究。

岩体最基本的特性在于结构的不连续性。节理的力学特性和几何特性对节理岩体的力学特性具有重要的影响。与完整岩体相比,节理岩体的刚度和强度降低了很多,而且节理岩体表现出明显的各向异性特性。为了更好地模拟节理岩体的力学特性,节理岩体的本构关系的研究多年来一直受到人们的重视,而且已建立了多种模型。70 年代以来,一些研究者鉴于岩体是不连续体,提出沿着非连续介质的途径去研究,而且已发展了节理单元、离散单元和块体理论等多种离散模型。由于现场勘测的局限性和节理在岩体中位置分布的随机性,给这些模型的实际应用带来很大的困难。另一种途径是将岩体作为连续介质体进行研究,将节理岩体用能够反映节理影响的等效材料来代替。这些方法克服了离散模型的一些困难而且在岩体力学中得到了广泛应用。所谓“等效”模型就是在考虑本构模型时,根据一定的等效原则,笼统地考虑节理对岩体力学特性的影响,将整个节理岩体均匀化、连续化,得出一套本构关系的计算公式,然后再利用数值分析得出整个岩体的力学特性。目前常用的等效方法有材料参数等效法、能量等效法、变形等效法、复合体等效法、断裂力学法和损伤力学方法等。这里拟采用变形等效及材料参数等效方法。

概率统计方法是在概率论的基本理论指导下,对客观世界进行观察、分析和预测的一种思想方法和工作方法。众所周知,采用任何方法都涉及参数取值问题。由于该问题对岩体的工程分析至关重要而且难度很大,在实际工作中要凭经验判断。但是仅凭经验判断选择参数的可信值,不仅难以做到,而且也是不科学的。问题的实质在于,岩体中的所有参数都存在不同程度的不确定性。尽管岩土工程中采用概率方法比结构工程要困难得多,但用概率方法研究岩土工程是一种客观趋势,这里可用概率方法对节理裂隙的特性进行随机分析,得出节理的有关特征值。

第二节 坝基缓倾角结构面的基本特征

三峡大坝坝址基岩为古老的闪云斜长花岗岩,属于坚硬完整的工程岩体,确为优良的

大坝岩基。由于地质年代中的构造、风化和卸荷作用，不同程度地改变了岩体原有的结构特征，在岩体中形成了颇为发育的断层、裂隙系统。根据坝基地质调查及平洞、大口径钻孔，在竖井及岩壁共发现缓倾角小断层 39 条，长度一般为 10~20 m 最大可见长度 31 m。小断层构造岩层厚一般为 1~10 cm 最厚达 30 cm，其中比较明显的有 NNE 和 NNW 两套压扭性构造，生成一陡一缓两组结构面。另据地表测绘，以及平洞、竖井、大口径钻孔、岩壁和深槽揭露，共发现能测出产状的长度大于 5 m 的缓倾角裂隙 210 条，缓倾角裂隙面亦可分为 4 组，见表 1-1。优势面为 NEE，即其产状与坝轴线大致平行，该组占缓倾角裂隙总数的 68% 其倾向以 SE 为主，即倾向下游。缓倾角小断层构造岩胶结良好，裂隙以闭合无充填为主，宽度为 1 mm 左右。缓倾角裂隙发育程度不均一，在主干断层旁侧比较发育，特别是 F_7 与 F_{23} 两大断层之间缓倾角裂隙面密度较大，这正是本章所研究的坝段。

表 1-1 缓倾角裂隙分组特征表

| 产 状 | | | 条数 | 长度分级 (%/条) | | | | 发育程度 | 裂 面 特 征 |
|-----------|-------|---------|-----|-------------------|-------------------|------------------|-------------------|-------------|----------------------------------|
| 走 向 | 倾 向 | 倾 角 | | 10~20m | 20~30m | 30~40m | 大于 40m | | |
| 0~30° | SE 为主 | 15°~30° | 83 | $\frac{57.8}{48}$ | $\frac{20.5}{17}$ | $\frac{6.0}{5}$ | $\frac{15.7}{13}$ | 最发育 (68%) | 平直稍粗为主，起伏粗糙次之，个别平直光滑延伸较长，多为绿帘石充填 |
| 320°~350° | NE 为主 | 10°~30° | 20 | $\frac{75.9}{15}$ | $\frac{15.0}{3}$ | $\frac{10.0}{2}$ | $\frac{0}{0}$ | 较发育 (16.4%) | 平直稍粗且起伏粗糙，少数延伸较长，多为绿帘石或铁质充填 |
| 80°~100° | S 或 N | 10°~30° | 10 | $\frac{80.0}{8}$ | $\frac{10.0}{1}$ | $\frac{10.0}{1}$ | $\frac{0}{0}$ | 不发育 (8.2%) | 起伏粗糙，无充填或绿帘石充填 |
| 40°~60° | SE 为主 | 10°~30° | 9 | $\frac{66.7}{6}$ | $\frac{22.2}{2}$ | $\frac{0}{0}$ | $\frac{11.1}{1}$ | 不发育 (7.4%) | 规模多短小，而平直稍粗糙，无充填者居多 |
| 合 计 | | | 122 | $\frac{63.1}{77}$ | $\frac{18.9}{23}$ | $\frac{66}{8}$ | $\frac{11.4}{14}$ | | |

从工程安全的观点，缓倾角结构面的以下分布规律值得注意。

(1) 发育程度的不均匀性。左岸山体厂房坝段最发育，其水平及垂直线密度各为每米 0.27 条和 0.34 条，比全区平均高出 30%~50%，而且，在主干陡倾角断层旁以及两组陡倾角断层交汇处尤为发育，这在 F_7 与 F_{23} 陡倾角断层最为明显。

(2) 在垂直方向上的韵律分布不均。在第一层、第二层密区，其线密度达 0.6 条/m 以上。

(3) 长大缓倾角结构面多呈带状集中分布，每个集中带水平宽 15~20 m 每带中分布约 3~5 条。显然，这种密区和集中带将会成为潜在滑动面的控制部位。现有稳定方法（即采用大平均的概化方法）会淡化矛盾，偏于不安全。

(4) 缓倾角发育方向与主干陡倾角断层发育方向一致。

第三节 节理裂隙连通率的概率统计理论

节理裂隙连通率与节理的倾角、节理迹长、节理间距、节理密度等参数有关，节理倾角一般可以根据现场的观测资料经统计分析而得到它的均值和方差，目前对这个问题的研究已较成熟，在此可直接引入。其他参数由于涉及到函数求均值和方差的问题，采用一般的概率理论不能求解，而且迹长等参数的分布函数很难确定，引入 Rosenbluth 理论可以使

这个问题得到解决。

一、节理迹长的概率论统计分析

P. J. pahl 根据节理与测线之间的关系定义了交切、横切和包含等三个概念。实际上，节理的迹线不一定是与测线垂直，而是倾角一般服从 Gaussian 分布。因此，在估计迹长均值和方差时必须考虑倾角的影响。如果假定节理走向与测线的夹角为 θ ，在测窗内交切迹线、横切迹线和包含迹线的总数为 n 、 n_i 、 n_c ，并定义

$$\eta_i = n_i/n, \eta_c = n_c/n \quad (1-1)$$

由此可得节理迹长为

$$L = n(1 + \eta_i - \eta_c)/(1 - \eta_i + \eta_c) \quad (1-2)$$

如果定义

$$m = (n_i - n_c)/(n + 1) \quad (1-3)$$

并假定迹长的中点服从 Poisson 分布，根据概率论理论，可得

$$\left. \begin{aligned} E(m) &= n(\eta_i - \eta_c)/(n + 1) \\ \text{var}(m) &= n[\eta_i + \eta_c - (\eta_i - \eta_c)^2]/(n + 1)^2 \end{aligned} \right\} \quad (1-4)$$

式中： $E(m)$ 为均值， $\text{var}(m)$ 为方差，在以后的推导中，记 $\mu_m = E(m)$ ， $\delta_m = \text{var}(m)$ 。

如果 θ 的均值和方差分别为 μ_θ 和 δ_θ ，则

$$\left. \begin{aligned} \mu(L) &= (L^{++} + L^{--} + L^{+-} + L^{-+})/4 \\ \text{var}(L) &= \mu(L^2) - \mu^2(L) \end{aligned} \right\} \quad (1-5)$$

其中

$$\begin{aligned} \mu(L^2) &= [(L^{++})^2 + (L^{--})^2 + (L^{+-})^2 + (L^{-+})^2]/4 \\ L^{++} &= n(1 + \mu_m + \delta_m)/[(1 - \mu_m - \delta_m)\cos(\mu_\theta + \delta_\theta)] \\ L^{--} &= n(1 + \mu_m - \delta_m)/[(1 - \mu_m + \delta_m)\cos(\mu_\theta - \delta_\theta)] \\ L^{+-} &= n(1 + \mu_m + \delta_m)/[(1 - \mu_m - \delta_m)\cos(\mu_\theta - \delta_\theta)] \\ L^{-+} &= n(1 + \mu_m - \delta_m)/[(1 - \mu_m + \delta_m)\cos(\mu_\theta + \delta_\theta)] \end{aligned}$$

由此可以求出考虑 θ 影响的 L 的均值 μ_L 和方差 σ_L 。

二、节理间距

节理间距是指相邻两结构面的距离，它可以是等距的，也可以是泊松过程或马尔科夫过程，分布形式可以是均匀分布、负指数分布和对数正态分布。这里并不需要知道分布形式，而关心的是它的均值和方差，这两个参数可由观测资料直接得出。

$$\left. \begin{aligned} \mu_s &= E(s) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n S_i \\ \text{var}(s) &= \sigma_s^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (S_i - \mu_s)^2 \end{aligned} \right\} \quad (1-6)$$

三、节理面密度

节理面密度就是观测面单位面积上，节理迹线中心点的个数。在这里，可以根据前面推导出的公式和概率论求出节理面密度为任意分布函数时的均值和方差。测窗内节理数为

$$N = \lambda d(L + h)\cos\theta$$

由此可得

$$\lambda = N/[d(L + h)\cos\theta] \quad (1-7)$$

式中的 N 可以由观测面直接得出。

均值为

$$\mu_\lambda = E(\lambda) = \frac{1}{4}(\lambda^{++} + \lambda^{--} + \lambda^{+-} + \lambda^{-+}) \quad (1-8)$$

方差为

$$\delta_\lambda^2 = \text{var}(\lambda) = E(\lambda^2) - \mu_\lambda^2 \quad (1-9)$$

其中

$$E(\lambda^2) = \frac{1}{4}[(\lambda^{++})^2 + (\lambda^{--})^2 + (\lambda^{+-})^2 + (\lambda^{-+})^2] \quad (1-10)$$

$$\lambda^{\pm\pm} = N/[(L \pm \delta_L + h)\cos\theta \pm \delta_\theta] \quad (1-11)$$

四、节理连通率

在这里，可以根据前面得出的公式直接求出节理连通率。

$$\begin{cases} \eta = \lambda_s L \\ \mu_n = \mu_\lambda \mu_s \mu_L \\ \delta_\eta^2 = [1 + (\delta_\lambda \mu_s \mu_L)^2][1 + (\mu_\lambda \delta_s \mu_L)^2][1 + (\mu_\lambda \mu_s \delta_L)^2] - 1 \end{cases} \quad (1-12)$$

第四节 #3 机组坝段坝基节理裂隙连通率计算

关于三峡工程左岸厂房坝段坝基缓倾角节理裂隙连通率取值问题，经过了一场严肃的讨论。众多学者对开始的连通率 11.5% 产生了许多疑问，进而对以往确定节理裂隙连通率的方法提出了不同的看法，后来经过许多工作，连通率确定为 60%、70%、80% 等，但仍没有一个科学的算法，这里我们依据上述概率理论，对 #3 机组坝段坝基节理裂隙连通率进行了计算。

观测范围 $h=10$ m, $d=60$ m, 经统计分析得 $\mu_\theta=26.67^\circ$, $\delta_\theta=7.73^\circ$, 间距 $\mu_s=3.8$ m, $\delta_s=1.17$ m, 该观测面上 $n=24$, $n_i=11$, $n_c=9$.

(1) 迹长。

$$\begin{cases} \mu_m = E(m) = n(\eta_i - \eta_c)/(n + 1) = 0.0796 \\ \text{var}(m) = n[\eta_i + \eta_c - (\eta_i - \eta_c)^2]/(n + 1)^2 = 0.0317 \\ \delta_m = 0.178 \end{cases}$$

$$L^{++} = n(1 + \mu_m + \delta_m)/[(1 - \mu_m - \delta_m)\cos(\mu_\theta + \delta_\theta)] = 16.886\text{m}$$

$$L^{--} = n(1 + \mu_m - \delta_m)/[(1 - \mu_m + \delta_m)\cos(\mu_\theta - \delta_\theta)] = 11.97\text{m}$$

$$L^{+-} = n(1 + \mu_m + \delta_m)/[(1 - \mu_m - \delta_m)\cos(\mu_\theta - \delta_\theta)] = 14.73\text{m}$$

$$L^{-+} = n(1 + \mu_m - \delta_m)/[(1 - \mu_m + \delta_m)\cos(\mu_\theta + \delta_\theta)] = 11.716\text{m}$$

$$\mu_1 = 13.825\text{m}, \delta_1 = 2.127\text{m}$$

(2) 节理密度。

$$\lambda^{++} = 0.0179, \lambda^{--} = 0.0185, \lambda^{+-} = 0.0156, \lambda^{-+} = 0.0217$$

$$\mu_\lambda = 0.0184/\text{m}^2, \delta_\lambda = 0/\text{m}^2$$

(3) 连通率。

$$\mu_\lambda = 0.966$$

$$\lambda_\gamma^2 = 0.215$$

$$\delta_\gamma = 0.4639$$

以上计算所得节理裂隙连通率的均值为 0.966，均方差为 0.4639，与现场观测情况基本相符。由计算结果可以看出，节理基本连通，在有些部位可能重叠，这与观测结果是吻合的。当然，在进行节理岩体的静、动力力学分析时，在建立的本构关系中，连通率最大只能取 1，在具体的计算过程中应予以重视。

第五节 节理岩体本构模型研究

节理岩体的弹性性质与一般各向异性体的弹性性质有所不同，后者是一种连续均匀的材料，但各点的弹性都随方向而变，前者则是由原来均匀、各向同性的岩体受不同方向的节理切割而成。弹性随方向的变化是由于材料组成存在着间断面。但是，如果能在本构关系中笼统包含节理的影响，则节理岩体也就接近于一般的各向异性体，其弹性模量本构关系为

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\} \quad (1-13)$$

在节理岩体中，节理的长度及节理间距都是随机分布的，在计算中任取一单元体，节理在单元体中出现的概率也是随机的。为计算上的方便，假定节理的连通率和节理间距分别为 η' 和 s' ，节理宽度为 a'_j ，节理法向和切向刚度为 k'_n 和 k'_t 。

如果不考虑节理的相互影响，对于每组节理，可以计算出对应的 $[D_j]_i$ ；然后可以根据叠加原理得出几组节理切割后的岩体的弹性矩阵

$$[D] = [D_0] - \sum_{i=1}^n [T_i][D_j][T_i]^T \quad (1-14)$$

其中

$$[T_i] = \begin{bmatrix} \cos^2\alpha_i & \sin^2\alpha_i & \sin 2\alpha_i \\ \sin^2\alpha_i & \cos^2\alpha_i & -\sin 2\alpha_i \\ -\frac{1}{2}\sin 2\alpha_i & \frac{1}{2}\sin 2\alpha_i & \cos 2\alpha_i \end{bmatrix}$$

$$[D_j]_i = \begin{bmatrix} d_{j11} & d_{j12} & d_{j13} \\ d_{j21} & d_{j22} & d_{j23} \\ d_{j31} & d_{j32} & d_{j33} \end{bmatrix}_i \quad (1-15)$$

α_i 为第 i 组节理与整体坐标系的夹角。 $[D_j]_i$ 中的元素为

$$\left. \begin{aligned}
 d_{j11}^i &= \frac{\eta_i \alpha_j b b'}{(s^i - \alpha_j') [k_n^i \eta^i \alpha_j' + (1 - \eta^i) c] + \alpha_j' c} \\
 d_{j12}^i &= \frac{[c - k_n^i \eta^i \alpha_j' - (1 - \eta^i) c] \alpha_j' b}{(s^i - \alpha_j') [k_n^i \eta^i \alpha_j' + (1 - \eta^i) c] + \alpha_j' c} \\
 d_{j13}^i &= 0 \\
 d_{j21}^i &= \frac{\eta_i \alpha_j b' c}{(s^i - \alpha_j') [k_n^i \eta^i \alpha_j' + (1 - \eta^i) c] + \alpha_j' c} \\
 d_{j22}^i &= \frac{[c - k_n^i \eta^i \alpha_j' - (1 - \eta^i) c] \alpha_j' b}{(s^i - \alpha_j') [k_n^i \eta^i \alpha_j' + (1 - \eta^i) c] + \alpha_j' c} \\
 d_{j23}^i &= 0 \\
 d_{j31}^i &= 0 \\
 d_{j32}^i &= 0 \\
 d_{j33}^i &= \frac{[d - k_n^i \eta^i \alpha_j' - (1 - \eta^i) d] \alpha_j' d}{(s^i - \alpha_j') [k_n^i \eta^i \alpha_j' + (1 - \eta^i) d] + \alpha_j' d}
 \end{aligned} \right\} (1-16)$$

【算例】岩体弹性模量 $E=2.0 \times 10^4$ MPa, $\mu=0.2$, 四组节理切割。($k_n, k_s, \eta, \alpha_j, s, d_j$) 分别为 (1.16, 0.407, 1, 1.0, 5.0, 0.135); (0.994, 0.32, 1, 1.0, 6.67, 0.05); (0.5, 0.157, 1, 1.0, 10, 75), (0.27, 0.077, 1, 1.0, 20, 45)。其中 k_n, k_s 的单位是 10^4 MPa/cm; α_j, s 的单位为 cm。

由此可计算出：

(1) 完整岩体的弹性矩阵为

$$[D_0] = \begin{bmatrix} 2.222 & 0.556 & 0 \\ 0.556 & 2.222 & 0 \\ 0 & 0 & 0.833 \end{bmatrix}$$

(2) 四组节理裂隙切割后的岩体弹性矩阵为

$$[D_j]_1 = \begin{bmatrix} 0.045 & 0.080 & 0 \\ 0.179 & 0.344 & 0 \\ 0 & 0 & 0.144 \end{bmatrix}$$

$$[D_j]_2 = \begin{bmatrix} 0.041 & 0.094 & 0 \\ 0.163 & 0.375 & 0 \\ 0 & 0 & 0.161 \end{bmatrix}$$

$$[D_j]_3 = \begin{bmatrix} 0.046 & 0.142 & 0 \\ 0.184 & 0.569 & 0 \\ 0 & 0 & 0.251 \end{bmatrix}$$

$$[D_j]_4 = \begin{bmatrix} 0.052 & 0.182 & 0 \\ 0.207 & 0.727 & 0 \\ 0 & 0 & 0.274 \end{bmatrix}$$

由式 (1-14) 可得四组节理裂隙切割后的岩体弹性矩阵为

$$[D] = \begin{bmatrix} 0.320 & 0.094 & 0.041 \\ 0.184 & 0.968 & 0.030 \\ -0.162 & -0.211 & 0.340 \end{bmatrix}$$

从【算例】可知：由于岩体的基本特征在于结构的不连续，节理的分布特征和力学特征对节理岩体的力学特性具有重要影响，与完整岩体相比，节理岩体的刚度和强度都降低了很多，而且节理岩体表现出明显的各向异性。

弹性矩阵式 (1-16) 中的节理作用表现为一种劣化因素，其表达与损伤力学有相似之处，但这里的节理影响矩阵是基于岩石力学特征、节理力学特征和分布特征的，有明确的物理意义，而且可以考虑节理分布参数的随机性。

第六节 #3 机组坝段坝基岩体弹性矩阵

一、岩体及节理力学参数

1. 岩体

$E=35 \text{ GPa}$, $\gamma=27 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_{\text{节}}=17 \text{ kN/m}^3$, $\mu=0.22$, $f=1.7$, $c=2.0 \text{ MPa}$

2. 节理

$E=10 \text{ GPa}$, $\gamma=26 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_{\text{节}}=16 \text{ kN/m}^3$, $\mu=0.28$, $f=0.9$, $c'=0.8 \text{ MPa}$, $k_n=5000 \text{ MPa}$, $k_s=2000 \text{ MPa}$

二、弹性矩阵

$$[D_0] = \begin{bmatrix} 39.96 & 11.27 & 0 \\ 11.27 & 39.96 & 0 \\ 0 & 0 & 14.34 \end{bmatrix}$$

$$[D_j] = \begin{bmatrix} 0.065 & 0.083 & 0 \\ 0.083 & 0.105 & 0 \\ 0 & 0 & 0.107 \end{bmatrix}$$

$$[T] = \begin{bmatrix} 0.800 & 0.128 & 0.802 \\ 0.128 & 0.800 & -0.802 \\ -0.401 & 0.401 & 0.597 \end{bmatrix}$$

$$[D] = \begin{bmatrix} 39.96 & 11.27 & 0 \\ 11.27 & 39.96 & 0 \\ 0 & 0 & 14.34 \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} 0.128 & 0.003 & 0.058 \\ 0.003 & 0.154 & -0.04 \\ 0.058 & -0.04 & 0.039 \end{bmatrix}$$

$$= \begin{bmatrix} 39.83 & 11.27 & -0.068 \\ 11.27 & 39.81 & 0.04 \\ -0.06 & 0.04 & 14.3 \end{bmatrix}$$

第七节 强度分析

对不连通节理，通常采用加权平均的方式来进行强度分析，但加权平均的方法不能考

考虑内力分布的不均匀性。实际上，节理与岩块承担的应力是不相等的，在等效公式中应考虑应力分布不均带来的影响。如果取节理传压、传剪系数为

$$\begin{cases} c_v = \frac{ck_n/E}{(a + k_n/E)} \\ c_s = \frac{ck_n/G}{(a + k_n/G)} \end{cases} \quad (1-17)$$

假定节理所在的平面内正应力和剪应力分别为 σ_n 和 τ ，连通率为 η ，则

$$\begin{cases} \sigma'_n = \sigma_n[1 + \eta c_v / (1 - \eta)] \\ \sigma_n^j = \sigma_n c_v \\ \tau^r = \tau[1 + \eta c_s / (1 - \eta)] \\ \tau^j = \tau c_s \end{cases} \quad (1-18)$$

由于缺乏 a 、 b 的试验值，在这里，参照有关资料，取 c_v 和 c_s 均为 0.5。这样，可以分段按 Mohr—Coulomb 准则进行分析，抗剪断函数为

$$F = |\tau| - \eta \sigma_n^j f^j - \eta c^j - (1 - \eta)(\sigma_n^r f^r + c^r) \quad (1-19)$$

式中： f^r 和 c^r 为岩石的摩擦系数和粘滞力； f^j 和 c^j 为节理的摩擦系数和粘滞力。

本问题有一组节理面，这里采用多层模型模拟节理和岩石的屈服面。假定正应力以压为正。

当 $\sigma_n < \theta$ 时，节理面可以随意错动，相当于破坏屈服面为

$$\phi_k = [\sigma_k] = 0 \quad (1-20)$$

岩块也应有相应的屈服面，通常用 D—P 屈服函数表示为

$$F = [aI_1 + \sqrt{J_2} - k] = 0 \quad (1-21)$$

故，共有 2 个屈服面。

各节理面的应力可由坐标转换求得。

$$\begin{cases} \left\{ \begin{matrix} \tau \\ \sigma_n \end{matrix} \right\} = [T_i] \{ \sigma \} \\ \begin{cases} \sigma_n = \sigma_n [1 + 14.20] = 15.20 \sigma_n \\ \sigma_n^j = 0.5 \sigma_n \\ \tau^r = 15.20 \tau \\ \tau^j = 0.5 \sigma_n \end{cases} \end{cases} \quad (1-22)$$

$$F = |\tau| - 0.483 f^j \sigma_n - 0.966 c^j - 0.034 (15.20 f^r \sigma_n + c^r)$$

代入 f^j ， c^j ， f^r ， c^r 得

$$F = |\tau| - 1.31 \sigma_n - 0.84 \quad (1-23)$$

第八节 结 论

岩体中的节理对岩体的力学性质有很大的影响，尽管目前已经有了很多研究成果，但对分布函数要求较高。本课题中引入函数求均值与方差的概率理论，并在此基础上推导出

了求迹长、密度、倾角、间距、连通率均值和方差的一系列公式以及#3 机组坝段坝基节理裂隙岩体的弹性矩阵。由于不考虑分布函数，所以这些公式具有广泛的适用性。这里给出的节理裂隙系统各变量均值和方差的计算方法，将为节理岩体的本构关系研究和强度分析奠定良好的基础。

第二章 开挖卸荷对三峡 #3 机组 坝段坝基整体稳定性的影响

第一节 卸荷岩体力学研究进展

水电工程建设首先是进行开挖，无论是地表还是地下工程都是如此。但是，在开挖形成工程建筑物所需工程场地的同时，由于这种开挖对天然岩体有卸荷作用，因而会引起新的物理现象。例如深开挖所引起天然岩石表面附近的内部卸载裂隙和应力重分布现象的发生，就是一种普遍存在的地质——物理现象。陶振宇认为，这种现象诱生的卸荷裂隙有三个重要特点：发生卸载裂隙的随机性；其方向大体平行于开挖的临空面的定向性；发生时间的滞后性。因此，这种现象所引起的塌方、滑坡等情况，有的肉眼可见，可及时采取工程措施予以预防；有的则不易于被人们所察觉，因而可能留下工程上的隐患。由此可见，开挖卸荷对左岸厂房坝段节理裂隙的影响不容忽视。同时，岩石工程在加载与卸载的力学动态条件下，岩体力学条件有本质的区别。国内外对卸荷岩体力学的研究甚少，目前在边坡工程岩体力学的分析研究中，仍然采用的是常规试验成果和计算方法，而这些只适用于加载力学条件，与边坡工程开挖、大面积卸荷力学条件相去甚远，与工程实际观测成果很不一致。李建林考虑了边坡各向异性地质特征和边坡力学动态条件，采用模拟试验、数值计算、岩体分类和物探四种方法，首次提出了各向异性卸荷非线性本构关系。哈秋龄研究了岩体卸荷非线性变刚度力学模型，其成果与以往的资料有本质上的区别。哈秋龄、刘国霖针对三峡工程永久船闸，应用系统工程的原则和方法组织多学科研究，使地质学、非线性力学、工程学和监测技术融为一体，可望形成新的学科——卸荷非线性岩体力学。孙钧、凌建明在分析岩体卸荷损伤机理的基础上，提出了“损伤破坏表面”的概念，以及与之相应的岩体在开挖卸荷条件下的破坏准则。孙钧院士还指出：边坡卸荷带内坡帮岩体的局部卸荷作用将导致坡帮岩体内的偏应力值加大，从而使岩体内的损伤（指节理裂隙等初始缺陷以及呈随机分布状的细微卸荷裂隙）发生演化，引起坡帮岩体的力学性态呈现一定程度的恶化。对非线性岩石介质材料，卸荷与加载具有两种完全不同的应力路径，而无论对岩体结构、岩性破坏特征，还是对岩体的力学响应而言，应力路径都具有显著的影响。国内外的研究已有起步。

第二节 计算理论

一、分析方法

采用增量变塑性刚度迭代法求解。其基本思想是将总荷载分解为弹性荷载和塑性荷载进行加载计算。对弹性荷载采用一次性加载，#3 机组坝段坝基的弹性矩阵取自第一章第六节。对塑性荷载采用分级加载。在每一级荷载的施加过程中，首先把结构的整体刚度矩阵

分解为弹性刚度和塑性刚度，然后保持弹性刚度不变，通过改变塑性刚度，以提高迭代速度；而在每次塑性荷载的迭代中保持塑性刚度不变，通过调整位移来进一步加速迭代过程。

二、屈服准则

带有硬化帽和拉断的 Drucker—Prager 屈服准则，由无硬化的 Drucker—Prager 屈服面与一个硬化帽和拉断极限结合而成。

Drucker—Prager 屈服准则为

$$F = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} = K_f \quad (2-1)$$

帽硬化规律按以下形式

$$I_1^d = -\frac{1}{D} \ln \left[1 - \frac{e_v^p}{w} \right] + {}^0 I_1^d \quad (2-2)$$

式中 I_1^d 为当前帽的位置； ${}^0 I_1^d$ 为帽的初始位置； e_v^p 为当前的体积塑性应变。

T 是拉断极限。当 $I_1 = T$ 时，执行拉断计算。

文献^[13]受上述 Drucker—Prager 屈服条件的启示（开挖卸荷的含义是完全不同的），根据有效应力的概念对岩体卸荷强度控制以及各向异性损伤力学理论的思想，可将岩体卸荷破坏准则的形式表述为

$$q(\sigma_i, D_i) = \alpha_1 I_1 + \sqrt{J_2} - R = 0 \quad (2-3)$$

$$I_1 = \sigma_{ef1} + \sigma_{ef2} + \sigma_{ef3} \quad (2-4)$$

$$J_2 = (1/6) [(\sigma_{ef1} - \sigma_{ef2})^2 + (\sigma_{ef2} - \sigma_{ef3})^2 + (\sigma_{ef3} - \sigma_{ef1})^2] \quad (2-5)$$

$$\sigma_{efi} = \sigma_i / (1 - D_i) \quad (i = 1, 2, 3) \quad (2-6)$$

$$\alpha_1 = 2 \sin \varphi / [\sqrt{3} (3 - \sin \varphi)] \quad (2-7)$$

$$R = (2 / \sqrt{3} - 2\alpha_1) Q_R \sigma_{1c} / k_c^\beta \quad (2-8)$$

式中 I_1 为有效应力张量的第一不变量； J_2 为有效应力张量的第二不变量； D_i 为损伤张量 D 的三个主值 ($i=1, 2, 3$)； α_1 为材料参数，其值取决于组成岩体的岩石材料的内摩擦角 φ ，由式 (2-7) 计算出； R 为参数，其值不仅与完整岩体的单轴抗压强度 σ_{1c} 有关，还受到岩体损伤局部特征的影响，根据影响因素灵敏度分析按式 (2-8) 计算； Q_R 、 β 、 k_c 为材料常数，由试验确定。

以上就是岩体卸荷破坏准则的完整表达式。

三、岩体开挖卸荷的模拟

1. 开挖边界荷载计算

边坡开挖前，边坡处于原始地应力 $\{\sigma_0\}$ 中。在原始地应力作用下，边坡开挖边界上作用有边界力 $\{q\}$ 。在开挖过程中 $\{q\}$ 被释放，这相当于在开挖边界上作用有开挖荷载 $-\{q\}$ ，即为被开挖岩体部分的等效节点力。在 $-\{q\}$ 作用下，岩体产生开挖应力场 $\{\sigma'\}$ 。开挖终了时的应力场 $\{\sigma\}$ 为 $\{\sigma_0\} + \{\sigma'\}$ 。开挖荷载及其引起的应力场、位移场的计算步骤如下。

- (1) 计算岩体的原始地应力场 $\{\sigma_0\}$ 。
- (2) 计算开挖边界上的释放荷载 $-\{q\}$ 。
- (3) 计算在开挖荷载 $-\{q\}$ 作用下边坡岩体的应力场 $\{\sigma'\}$ 。

(4) 计算岩体边坡开挖后总的位移场 $\{f\}$ 及应力场 $\{\sigma\}$ 。

2. 岩体开挖卸荷模拟

(1) 根据上述计算所得每步开挖后边坡岩体的应力场，按 Drucker-Prager 屈服准则确定卸荷带。

(2) 在逐级确定的卸荷带中进一步寻求破坏单元，从而赋予破坏单元相应的岩体卸荷力学参数。再将开挖释放荷载反向施加在开挖边界上，可得到初步因开挖卸荷而使岩体质量劣化的边坡岩体的位移场及应力场。

(3) 上述计算岩体的卸荷区将扩展，可采用同样的方法重新确定卸荷区域及寻求新的破坏单元，然后进一步迭代，直至满足所要求的精度为止。

第三节 计算条件

一、计算模型

地质概化模型为左岸厂房#3 机组坝段，其计算模型见图 2-1，深度 150 m 坝趾朝上游向 100 m 坝趾朝下游向 185 m，节点总数 2002，单元总数 938。所取计算范围的上、下游垂边为连杆约束，即 Y 向约束，Z 向自由，而底边为全固定。材料共分为 10 种，即七期开挖卸荷材料、节理材料、基岩材料、破坏单元材料。岩体卸荷初始变形模量及其他力学参数见表 2-1。

二、计算参数

文献^[9]中给出了#3 坝段边坡船闸处开挖有限元计算岩体典型的卸荷模拟试验曲线图，如图 2-1 所示。

当岩体卸荷比较充分时，模拟试验和数值分析等方法表明岩体的变形模量为加荷时的 1/4，一旦进入拉应力区时，其变形模量仅为百分之几(1%~6%)。因此边坡的数值计算或稳定分析时，统一按加载模量计算时不可能反应边坡卸荷岩体的实际情况的，必须依

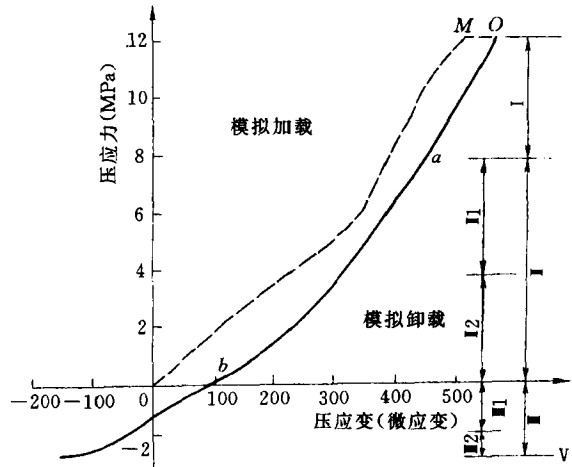


图 2-1 #3 坝段边坡开挖有限元计算岩体典型卸荷曲线图

表 2-1 岩体卸荷初始变形模量及其他力学参数

| 材料名称 | E (GPa) | μ | γ (kN/m ³) | φ (°) | c' (MPa) | k_n (MPa) | k_s (MPa) |
|------|--------------|-------|----------------------------------|------------------|---------------|----------------|----------------|
| 弱风化 | 6 | 0.167 | 24.5 | 45.0 | 0.50 | | |
| 微风化 | 18 | 0.24 | 27.0 | 50.0 | 1.32 | | |
| 裂隙面 | | | | 35.0 | 0.18 | 90 | 25 |
| 断层 | 5 | 0.28 | 26.0 | 1.0 | 0.7 | | |

据岩体卸荷变化规律选用卸荷参数进行计算，其计算模型如图 2-2 所示。

表 2-1 是参考文献^{[8],[14]}所确定的本次计算所用参数。表 2-1 中弹模为岩体卸荷初始变形模量。当岩体因卸荷而屈服时，此时岩体弹模将降低 1/10 (如图 2-1 所示)，其他参数(如 c 、 φ 值)相应降低。

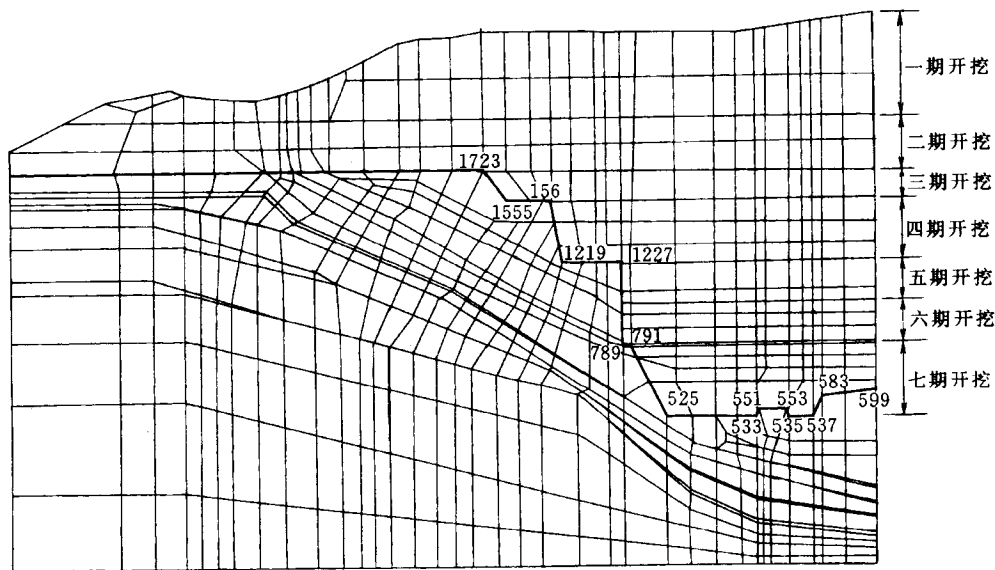


图 2-2 #3 机组坝段计算模型

第四节 地应力模拟

一、对地应力的认识

地应力对于研究岩石工程稳定的重要意义愈来愈被人们所接受。岩体在自然状态下的地应力是处于平衡状态；工程开挖意味着卸载，因而破坏了这种平衡，受开挖影响部分的岩体中应力得到释放，引起应力发生重新调整。在调整的过程中，应力既有升高，也有下降，甚至局部受阻造成应力集中。当调整后的应力超过岩石自身强度时，岩体将发生破坏，变形随之加剧。因此，地应力对岩体强度和变形的影响不可忽视。人们在进行地下工程设计中，不但关心工程未开挖以前地应力的大小和方向，更注意开挖引起围岩的应力重新分布状况，以便研究合理支护。

关于地应力的来源，一般认为是由于岩体自重和地质构造运动所引起，而地形地势则限于影响局部区域的变化，还有板块构造运动和造山运动都会使地壳赋存相当的应力，在结晶的火层岩中还存在有封闭应力，当条件成熟也会突然释放出来，而以岩爆或钻孔的饼状岩芯出现。

1. 地应力与深度的关系

早年，人们把岩体当作均匀的、各向同性的、完全弹性的连续介质看待，且认为地应力主要是由于岩体的自重所引起。因此按照弹性力学的理论来计算，其垂直应力 σ_v 必然大于水平应力 σ_h 而当泊桑比 $\mu=0.5$ 时， $\sigma_v=\sigma_h$ 就达到海姆所假定的静水压力状态，似乎地应力与深度无关。

自从 60 年代以来，国际上普遍开展了地应力实测，广泛积累了大量资料，表明上述假定和理论推导并不符合客观实际，地应力与深度有关，其规律是：在浅层水平应力往往大

于垂直应力 ($\sigma_n > \sigma_v$)，只有到达一定深度以后，才是垂直应力大于水平应力 ($\sigma_v > \sigma_n$)，至于深浅分界的深度则随地而异。如德国在距地表以下 150 m 的范围内，几乎都是 $\sigma_n > \sigma_v$ ，只有到 400 m 以下才是 $\sigma_n \leq \sigma_v$ ($\sigma_v = \gamma h$)；南非深度 500 m 以上，多半是 $\sigma_h > \sigma_v$ ，500 m 以下才是 $\sigma_h > \sigma_r$ ；美国各地的地应力场变化较复杂， $\sigma_h > \sigma_n$ 的深度变化在 500~800 m 左右；我国从三峡、广州实测资料来看，距地表深度 150~200 m 以上是 $\sigma_h > \sigma_r$ ，以下才是 $\sigma_h < \sigma_v$ ，当然，这里并非是说所有浅层都是 $\sigma_h > \sigma_v$ 。

浅层之所以往往是 $\sigma_h > \sigma_v$ ，目前有几种解释：①由于地壳的板块运动；②浅层经受过多次的构造力作用的影响；③地形地貌对局部区域有影响；④岩石蠕变和温度变化等等。

总之，地应力与深度的关系是随地而异，浅层的水平应力大于垂直应力是一般规律， σ_{h1}/σ_v (假定 σ_{h1} 、 σ_{h2} 分别为最大、最小水平应力) 的比率在 0.5~5.1 之间。若 $1 < \sigma_{h1}/\sigma_v < 1.2$ ，表明该地区是轻微构造区；而当 $\sigma_{h1}/\sigma_v = 2.9 \sim 3.8$ ， σ_v 则认为是强烈构造区，这里的垂直应力为岩体自重，即 $\sigma_v = \gamma h$ 。当然这些指标都是前人总结浅层应力场的一般规律，但也有些地区的 σ_{h1}/σ_v 比率是十分反常的，如加拿大某地区 $\sigma_{h1}/\sigma_v = 20$ ，芬兰有个地区竟达 $\sigma_{h1}/\sigma_v = 30$ ，更是惊人。还有值得指出的是，两个水平应力 (σ_{h1} 、 σ_{h2}) 也往往是不相等的，即 $\sigma_{h1} \neq \sigma_{h2}$ ，它表明了岩石具有各向异性的特征；但两者之和在同一地区来说，基本是个常数。如哈斯特在斯堪的纳维亚半岛地台的古老岩体实测结果为 $\sigma_{h1} + \sigma_{h2} = 16 \sim 19 \text{ MPa}$ ；我国华北与金川地表 (小于 30 m) 沉积岩为 $\sigma_{h1} + \sigma_{h2} = 3 \sim 7 \text{ MPa}$ ，湖北黄陵背斜结晶岩区则为 20~21 MPa。

2. 断层、褶皱、节理对岩体应力分布的影响

过去，人们总认为断层褶皱带有应力集中，地应力在这些断裂带附近必定很高。其实不然，实测资料表明是低应力区，而不是高应力区。我国城庐江断裂带和美国圣安德烈斯断裂带，以及瑞典福斯马克 (Forsmark) 地区的断裂带的测量结果，都证明了这一点。其之所以如此，阿特马托夫 (Aytmatov I. T.) 认为，断层褶皱既然是由于造山运动引起变形和断裂的结果，必然会降低岩石的整体强度及其固结程度。因此在断裂带附近的岩体应力状态，实际上是相当于应力应变全过程曲线中过极限强度以后的那一段，也就是破坏后的残余强度。当然岩体受断裂或褶皱的过程，也要消耗很大部分的能量，应力的释放也是造成断裂带附近为低应力的原因。但是，在这些低应力区的主应力方向还是与断裂、褶皱的走向有直接的关系。例如，张性断层属拉伸破坏，其走向与最大主应力方向平行；平移断层和逆冲断层则均属剪切破坏。其中，平移断层的走向与最大主应力成 $30^\circ \sim 45^\circ$ 角斜交；逆冲断层走向则与最大主应力方向正交。

至于节理对岩体应力分布的影响就复杂多了。虽然节理只是断裂而无错位，但分布广，走向变化大，应力释放也较小，往往在其尖端有应力集中，对局部区域的应力分布可能会有所改变，却不至于影响较大体积内岩体的平均应力状态。一般而言，节理方向与初始应力场的最大主应力方向成锐角时，洞室的顶拱围岩最容易受到剪切破坏，而近乎垂直时则较稳定。所以用锚杆加固围岩时，就使欲锚固的节理方向与最大主应力方向成小角度 (例如小于 30°) 相交，效果最好，正交效果最差。

从工程地质观点来看，对工程稳定有影响的，主要是岩体的平均应力场。岩体的应力测量，应当确定工程范围内平均应力场的应力状态，才是设计所需要的。

3. 地应力对地下工程的影响

地下工程的开挖破坏了岩体处于平衡状态的初始应力场，引起围岩中的应力得到释放，向开挖后的自由空间产生变形，变形发展的程度，取决于围岩的性质、工程地质条件、地应力的状态以及施工的方法等等。在进行地下洞室稳定分析的计算中，应当注意岩体的初始应力场，岩石强度、节理断层的方向、洞室断面的几何形状以及施工开挖的方法和程序等的组合情况，进行优化设计。

理论与实践表明，合理的洞室断面形状和大小，可以降低围岩的应力集中，改善围岩的应力状态，有利于保护围岩的稳定。又如，地下洞室的布置，在有条件下尽可能布置在地应力场相对较稳定的地区。例如，二滩水电站的地下厂房布置在远离河谷线 250 m 以外的地应力平稳区，躲开了谷底最大主应力达 60~65 MPa 的高地应力集中区，就是例证。同时，在洞室选定的位置应尽量避免断层、夹泥带、破碎带。倘若断层、软弱带的间距很小而无法避开，则应选取与软弱区相交最少、相交的夹角最有利的地区。一般而言，陡倾角的软弱结构面对高边坡的洞室稳定最为不利；缓倾角的弱面对大跨度的洞室顶拱不利。

如上所述，地应力场在浅层一般 $\sigma_h > \sigma_v$ ，深层则 $\sigma_v > \sigma_h$ 。就水电、铁路及土木工程而言，多半都是建于浅层。通常，研究围岩的应力二次状态是不考虑支护结构的支撑作用的，采用边缘介质模型来研究具有节理裂隙的岩体，但在使用时应注意其条件性和相对性。因为岩体的节理裂隙在空间的分布具有一定的随意性，从天然埋藏条件来看，岩体的连续性是基本的，相对地可以把它当作连续体来处理，这是可能的。

(1) 洞室长轴方向的选择。图 2-3 为洞室长轴方向与结构面关系（按谷兆模）。对于浅埋洞室、节理裂隙、断层等各种弱面的方向、倾角及其性质，对确定洞轴方向至关重要。方位选得合适，可使破碎范围减小，洞室的稳定性较好。对于中等埋深洞室，若地应力按侧压系数 λ 即 $\lambda = \sigma_h / \sigma_v$ 考虑，当 $\lambda = 0.3 \sim 0.8$ 时，一般在洞室两侧会出现楔形破坏，围岩向洞内移动，导致初砌或喷混凝土层发生剪切破坏；而当 $\lambda = 0.8 \sim 1.2$ 时，围岩四周将形成受均匀压力的塑性区。在这些情况下，洞室的长轴以布置在两组主要弱面的夹角分角线上较有利（图 2-3），洞室长轴

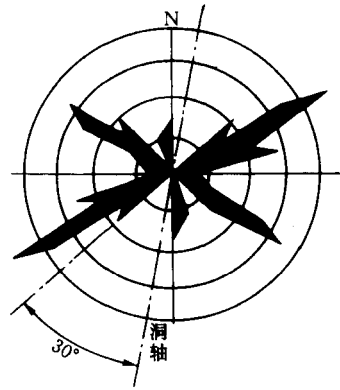


图 2-3 洞轴长轴方向与结构面关系（按谷兆模）

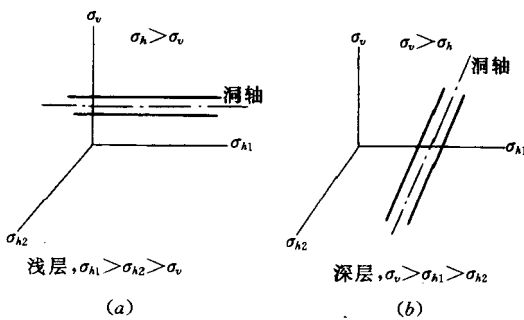


图 2-4 洞轴长轴方向选择

不要平行片理、节理，否则，将会有较大的切向应力作用，使洞周破碎范围扩大；若主应力方向与层面、片理、节理方向接近时，洞室的长轴与这些弱面的交角应大于 35°。总之，要使洞壁各处的切向压应力比较均匀，洞顶采用拱形最好。

图 2-4 为洞室长轴方向选择图。在以水平应力为主导的地应力场 ($\sigma_h > \sigma_v$ ，亦即 $\lambda > 1$) 的情况，洞室长轴应平行于最大水平主应

力 (σ_{h1}) 的方向为最佳。

在以垂直应力为主导的地应力场 ($\sigma_v > \sigma_h$, 亦即 $\lambda < 1$) 的情况, 洞室长轴应与最大水平主应力 (σ_{h1}) 相垂直的方向为最佳。

深埋的地下洞室, 平行大主应力或中间主应力方向的洞壁常会发生岩爆, 故应作适当调整, 使其与这种主应力面与洞壁相切尽可能少一些, 如图 2-5 所示为洞壁失稳部位, 黑色区域表示随主应力方向改变围岩可能发生岩爆部位 (按谷兆模)。

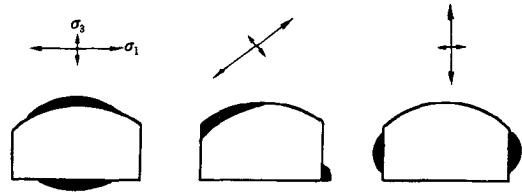


图 2-5 洞壁失稳部位

(2) 洞室断面的选择。洞室断面选择要注意高宽比与主应力的方向要相适应。当 $\sigma_h > \sigma_v$ 时, 高宽比宜小, 最好是采用高度小、宽度大, 近似椭圆形的断面; 当 $\sigma_v > \sigma_h$ 时, 则高宽比宜大, 以采用高度大而宽度小的尖拱形断面为宜。如图 2-6 所示为洞室断面形式。

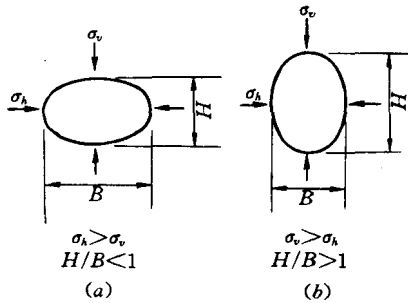


图 2-6 洞室断面形式

但是, 任何几何形状和高宽比的洞室, 均有可能出现顶拱产生拉应力, 并随高宽比增大而减小; 两侧则产生压应力。洞室跨度越大, 稳定性越差, 当跨度超过 5~6 m 以后, 爆破松动区的影响就很显著, 所以挪威的做法是, 尽量缩减跨度, 宁可增加洞室长度。此外, 断面设计中应避免采用小曲率半径, 尤其是直角, 以免引起应力集中。

起应力集中。

二、地应力模拟

#3 坝段边坡开挖有限元计算原始地应力图如图 2-7 所示, 该区原始地应力是根据参考文献 [12] 所得。

(1) 目前控制本区的地质构造应力的主应力方向为北西西向。

(2) 地表全、强风化岩体已破碎, 构造残余应力已不复存在, 只有自重应力。

(3) 垂直应力分量随深度变化与岩体自重分布在量级上比较接近。

(4) 由自重引起的侧向应力, 在理论上与 μ 有关。但该值的不确定因素很多, 至少应是近期构造运动侵蚀基准面条件下的 μ 值。许多专著均取 $\mu = 0.5$ 。

(5) 区内最大水平应力, 按自重应力再加上 4.0 MPa。

原始应力取值如下:

水平原始地应力: $\sigma_x = (0.0 \sim 4.0) + 0.027h$ (MPa)

垂直原始地应力: $\sigma_z = 0.027h$ (MPa)

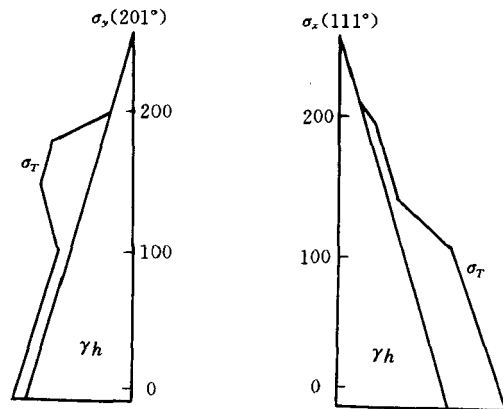


图 2-7 #3 坝段边坡开挖有限元计算原始地应力图