

# 三峡永久船闸陡高边坡直墙顶的水平位移估计及意见\*

陆培炎

(广东省水利水电科学研究所 广州 510610)

在悉读了武汉片、宜昌片、北京片三地专家所写的“三峡船闸陡高边坡关键技术研究”后，主要针对直墙顶水平位移的大小有不同的计算结果，谈谈我对此问题的看法。

## 1 用工程估算法估算直墙顶的水平位移 $u$

在保证边坡整体稳定的条件下，当计算卸荷条件时，直墙顶(图1)的水平位移  $u$  可按下式估算：

$$u = u_1 + u_2 = \sum \frac{\sigma_{zi} h_{zi}}{E_{zi}} + \sum v_i \frac{\sigma_{zi} h_{zi}}{E_{zi}}$$

式中： $\sigma_{zi}$ 、 $\sigma_{zi}$ ——考虑构造应力、自重应力卸载的水平应力及垂直应力/MPa；

$h_{zi}$ 、 $h_{zi}$ ——边坡垂直分层及水平分层的厚度/m；

$E_{zi}$ 、 $E_{zi}$ ——边坡垂直分层和水平分层的岩体变形模量/MPa；

$v_i$ ——岩体泊松比；

$h_z$ ——直墙高度/m；

$h_z$ ——考虑卸荷时，由边坡面至边坡内的计算距离，考虑到直墙高约50m，岩体为微新花岗岩，计算80m距离是合适的(卸荷区)。

### 1.1 三闸首16-16剖面(图1)边坡直墙顶水平位移 $u$

(1) 武汉片(报告第93页)及北京片(报告第90页)微新岩体的初始地应力为

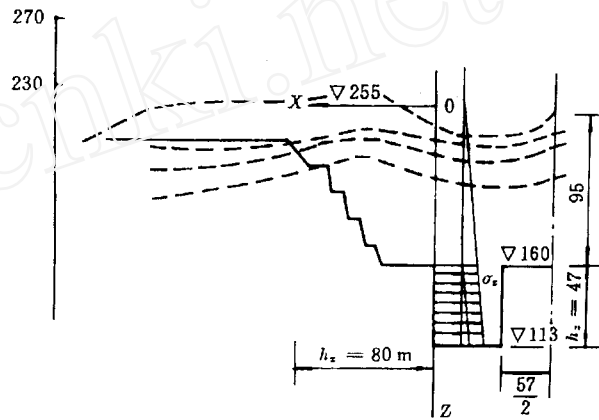


图1 16-16剖面

Fig.1 Section of 16-16

$$\sigma_x = 4.3982 + 0.01168z$$

该式意味着构造应力为4.4MPa，而自重应力为  $0.433 \times 0.027z$ ，即自重应力的侧压力系数为0.433，泊松比  $\nu = 0.3$ 。

$$\sigma_z = 1.6628 + 0.03039z$$

宜昌片(报告第23页)的初始地应力为

$$\sigma_x = 4.0 + 0.027z$$

(该报告  $y$  方向为图1的  $x$  方向)

即自重应力的侧压力系数为1，泊松比  $\nu = 0.5$ 。

$$\sigma_z = 0.027z$$

(2) 按照北京片给出的变形模量  $E$  的计算结果

① 按照报告第61页中表4-16的开挖松动带变形模量  $E$  以质量评价方法的值示于图2中。

1999年9月29日收到来稿。

\* 此文为1996年3月份中国岩石力学与工程学会专家组对“长江三峡工程船闸陡高边坡关键技术研究”成果评估会上的发言稿，此次发表，未作任何改动。

作者 陆培炎 简介：男，65岁，1956年毕业于华南工学院土木系工业与民用建筑结构专业，现任博士生导师，主要从事岩土力学与工程方面的科研与咨询工作。

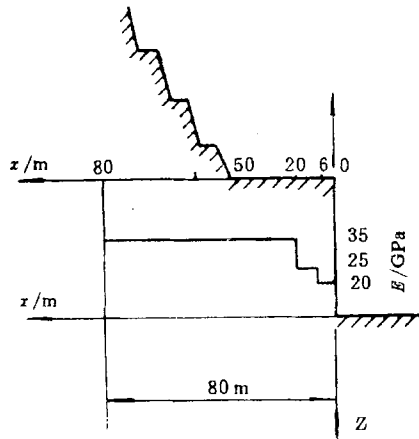


图 2 松动带与变形模量 E

Fig. 2 Loose area and deformation modulus E

由图 1, 当  $z = 142 \text{ m}$  时,

$$\sigma_z = 4.4 + 0.01168 \times 142 = 4.4 + 1.66 = 6.06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_z = 1.6628 + 0.03039 \times 142 =$$

$$1.6628 + 4.3154 = 5.98 \text{ MPa}$$

$$u_1 = 6.06 \left( \frac{6}{20000} + \frac{14}{25000} + \frac{30}{35000} + \frac{30}{35000} \right) =$$

$$6.06(0.0003 + 0.00056 + 0.000857 + 0.000857) = 6.06 \times 0.002574 = 0.016 \text{ m} = 1.6 \text{ cm}$$

$$u_2 = 0.22 \times 5.98 \frac{47}{30000} = 0.0021 \text{ m} = 0.21 \text{ cm}$$

$$u = u_1 + u_2 = 1.6 + 0.21 = 1.81 \text{ cm}$$

② 按照报告第 62 页中表 5.1 给出的微新岩体  $E = 35 \text{ GPa}$ ,  $\nu = 0.22$ , 则

$$u_1 = 6.06 \frac{80}{35000} = 0.014 \text{ m} = 1.4 \text{ cm}$$

$$u_2 = 0.22 \times 5.89 \frac{47}{35000} = 0.0018 \text{ m} = 0.18 \text{ cm}$$

$$u = u_1 + u_2 = 1.6 \text{ cm}$$

(3) 按照武汉片报告第 44 页中表 5.1.1 给出的微新岩体  $E = 35 \text{ GPa}$ ,  $\nu = 0.22$ , 与北京片 ② 完全相同。因而  $u = 1.6 \text{ cm}$ 。

上面是按照加载试验的变形模量以及考虑开挖松动带降低变形模量  $E$  计算直墙顶的水平位移约为  $1.6 \sim 1.8 \text{ cm}$ 。如果加上结构面的流变量约为弹塑性总量的 15%，即约  $3 \text{ mm}$ ，则直墙顶的水平位移约  $2 \text{ cm}$ 。上述计算与北京片算出的  $1.6 \text{ cm}$  和  $1.9 \text{ cm}$  (报告第 93 页, 表 6.1), 武汉片算出的  $2.0, 2.1 \text{ cm}$  (报告第 99 页第 7 行) 是相当一致的。

(4) 按照宜昌片在报告第 55 页的表 3.20 中列出的边坡岩体水平卸荷区岩体变形模量  $E$ , 如图 3 所示。

$$\sigma_z = 4.0 + 0.027z = 4 + 0.027 \times 142 =$$

$$4 + 3.84 = 7.84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_z = 0.027 \times 142 = 3.84 \text{ MPa}$$

$$u_1 = 7.84 \left( \frac{5}{638} + \frac{5}{5738} + \frac{5}{15940} + \frac{5}{31240} + \frac{60}{51640} \right) = 7.84(0.00784 + 0.00087 + 0.000314 + 0.00016 + 0.00116) = 7.84(0.010344) = 0.081 \text{ m} = 8.1 \text{ cm}$$

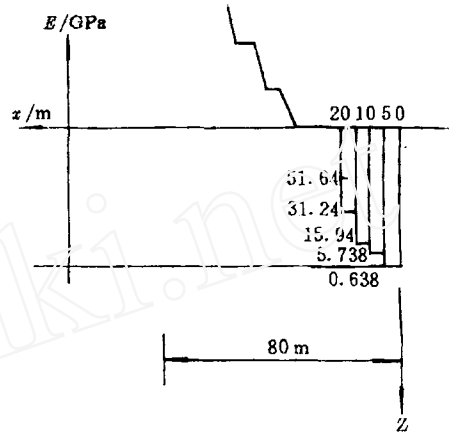


图 3 卸荷带与变形模量 E

Fig. 3 Unloading area and deformation modulus E

由此可见, 靠近边坡  $5 \text{ m}$  的岩体的水平位移占  $8.1 \text{ cm}$  的  $76\%$ 。当考虑垂直变形的不均匀并简化计算时,

$$u_2 = 0.22 \frac{3.84 \times 47}{638} = 0.062 \text{ m} = 6.2 \text{ cm}$$

则

$$u = u_1 + u_2 = 8.1 + 6.2 = 14.3 \text{ cm}$$

也由此可见,  $5 \text{ m}$  厚的变形模量很低取值的岩体占总水平位移  $14.3 \text{ cm}$  的  $86.3\%$ 。而宜昌片的计算结果在报告第 89 页中表 4.4 中按弹性计算为  $13.56 \text{ cm}$ , 与上述接近。

(5) 如果将宜昌片靠近边坡  $0 \sim 5 \text{ m}$  的岩体变形模量改为与  $5 \sim 10 \text{ m}$  的岩体变形模量相同, 即  $E = 5.738 \text{ GPa} = 5738 \text{ MPa}$ , 则

$$u_1 = 7.84 \times 0.003374 = 2.65 \text{ cm}$$

$$u_2 = 0.22 \times \frac{3.84 \times 47}{5738} = 0.69 \text{ cm}$$

则

$$u = u_1 + u_2 = 3.34 \text{ cm}$$

这样, 比武汉片、北京片大约 1 倍, 但总的水平位移量还是较小的。

(6) 图 3 中的变形模量是由图 4(a) 的  $170 \text{ m}$  高程和  $200 \text{ m}$  高程监测洞地震波速-观测距离的交会图 (见宜昌片报告第 50 页图 3.7) 得到的。由声波波速与混凝土材料的抗压强度的大量测试可知, 若波速

$V = 3500 \text{ m/s}$ , 则混凝土的抗压强度约为 C20, 而 C20 混凝土的变形模量约为 25 GPa。由此, 根据图 4(a) 的声波测试波速可以大概绘制出观测距离的变形模量如图 4(b) 的 B 曲线, 而 A 线是根据报告第 51 页中表 3.15 或报告中第 55 页中表 3.20 绘制的。

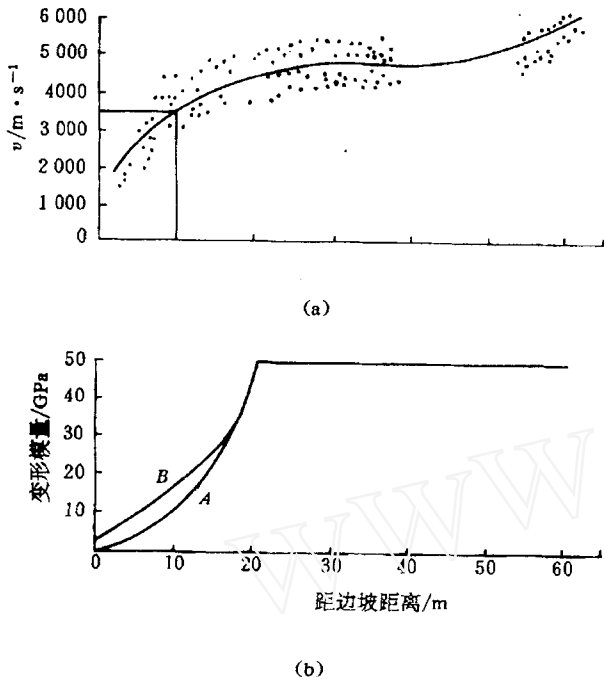


图 4 坡后距离与声波速度、变形模量  $E$   
Fig. 4 The distance from slope-face, sonic wave velocity and deformation modulus  $E$

如果按照图 4(b) 中的 B 线的岩体变形模量, 则直墙顶水平位移  $u$  为

$$u_1 = 7.84 \left( \frac{5}{5000} + \frac{5}{15000} + \frac{5}{25000} + \frac{5}{30000} + \frac{60}{51640} \right) = 7.84(0.001 + 0.00033 + 0.0002 + 0.000167 + 0.00116) = 7.84(0.002857) = 0.0224 \text{ m} = 2.24 \text{ cm}$$

$$u_2 = 0.22 \frac{3.84 \times 47}{5000} = 0.0079 \text{ m} = 0.79 \text{ cm}$$

则

$$u = u_1 + u_2 = 3.03 \text{ cm}$$

这样, 如果应用图 4(b) 中 B 线变形模量, 再考虑边坡 5m 范围的岩体已有系统的短锚杆, 则可以相信, 用简易的工程判断法可知直墙顶的水平位移为 2~3 cm。

### 1.2 三闸首 16-16 剖面(图 1)中墩直墙顶水平位移 $u$

中墩宽 57 m, 高 47 m。

(1) 武汉片(报告第 98 页)及北京片(报告第 90 页)微新岩体的初始地应力为

$$\sigma_x = 4.3982 + 0.1168z$$

$$\text{当 } z = 47 \text{ m, } \sigma_x = 4.3982 + 0.5489 = 4.947 \approx 5 \text{ MPa,}$$

$$\sigma_z = 1.6628 + 0.03039z$$

对于  $z$  方向, 当开挖至 160 m 高程,  $z$  方向的地应力可能已经释放, 若考虑向上拉伸的地应力, 则可能减小中墩的水平位移  $u$ 。因此, 这里仅考虑自重应力为

$$\sigma_z = 0.03039 \times 47 = 1.43 \text{ MPa}$$

宜昌片(报告第 23 页)的初始地应力为

$$\sigma_x = 4.0 + 0.027z = 4 + 0.027 \times 47 = 5.27 \text{ MPa}$$

(该报告  $y$  方向为图 1 的  $x$  方向)

$$\sigma_z = 0.027z = 0.027 \times 47 = 1.27 \text{ MPa}$$

(2) 按照北京片给出的变形模量  $E$  的计算结果

① 按图 2 考虑开挖松动带的  $E$

$$u_1 = 5 \left[ \frac{6}{20000} + \frac{14}{25000} + \frac{(\frac{57}{2} - 20)}{35000} \right] = 5(0.0003 + 0.00056 + 0.00024) = 5(0.0011) = 0.0055 \text{ m} = 0.55 \text{ cm}$$

$$u_2 = 0.22 \frac{1.43 \times 47}{20000} = 0.0007 \text{ m} = 0.07 \text{ cm}$$

则

$$u = u_1 + u_2 = 0.55 + 0.07 = 0.62 \text{ cm} \approx 6 \text{ mm}$$

② 按照报告第 62 页中表 5.1 给出的微新岩体  $E = 35 \text{ GPa}$ ,  $\nu = 0.22$  则

$$u_1 = 5 \frac{(\frac{57}{2} - 20)}{35000} = 0.0034 \text{ m} = 0.34 \text{ cm}$$

$$u_2 = 0.22 \frac{1.43 \times 47}{35000} = 0.00043 \text{ m} = 0.043 \text{ cm}$$

$$u = u_1 + u_2 = 0.34 + 0.043 \approx 0.38 \text{ cm}$$

(3) 按照武汉片报告第 44 页中表 5.1.1 给出的微新岩体  $E = 35 \text{ GPa}$ ,  $\nu = 0.22$ , 与北京片 ② 完全相同, 因而  $u = 0.38 \text{ cm}$ 。

(4) 按照宜昌片在报告第 55 页的表 3.20 中列出的边坡岩体水平卸荷区岩体变形模量  $E$ , 如图 3。

$$u_1 = 5.27 \left( \frac{5}{638} + \frac{5}{5738} + \frac{5}{15940} + \frac{5}{31240} + \frac{(\frac{57}{2} - 20)}{51640} \right) =$$

$$5.27(0.00784 + 0.00087 + 0.000314 + 0.00016 + 0.000165) = 5.27(0.00935) = 0.049 \text{ m} = 4.9 \text{ cm}$$

$$u_2 = 0.22 \frac{1.27 \times 47}{638} = 0.02 \text{ m} = 2 \text{ cm}$$

则

$$u = u_1 + u_2 = 6.9 \text{ cm}$$

(5) 如果将宜昌片靠近边坡 0~5 m 的岩体变形模量改为 5~10 m 的岩体变形模量相同, 即  $E = 5.738 \text{ GPa} = 5738 \text{ MPa}$ , 则

$$u_1 = 5.27(2 \times 0.00087 + 0.000314 + 0.00016 + 0.000165) = 5.27(0.00238) = 0.0125 \text{ m} = 1.25 \text{ cm}$$

$$u_2 = 0.22 \frac{1.27 \times 47}{5738} = 0.00229 \text{ m} = 0.23 \text{ cm}$$

则

$$u = u_1 + u_2 = 1.25 + 0.23 = 1.5 \text{ cm}$$

(6) 如果按图 4(b) 中的 B 线的岩体变形模量,

则

$$u_1 = 5.27 \left( \frac{5}{5000} + \frac{5}{15000} + \frac{5}{20000} + \frac{5}{30000} + \frac{\left(\frac{57}{2} - 20\right)}{51640} \right) =$$

$$5.27(0.001 + 0.00033 + 0.00025 + 0.000165) = 5.27(0.001745) = 0.0092 \text{ m} = 0.92 \text{ cm}$$

$$u_2 = 0.22 \frac{1.27 \times 47}{5000} = 0.00263 \text{ m} = 0.26 \text{ cm}$$

则

$$u = u_1 + u_2 = 0.92 + 0.26 \approx 1.2 \text{ cm}$$

根据上述及分析, 中墩直墙顶水平位移约 0.6~1.5 cm。

下面对中墩的稳定性作一分析, 供参考。

按宜昌片地应力:

$$\sigma_1 = 0.027z$$

$$\sigma_3 = 4 + 0.027z = T + 0.027z$$

由莫尔-库伦条件:

$$\sin\varphi = \frac{\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)}{c \cot\varphi + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)}$$

将  $\sigma_1, \sigma_3$  代入上式得

$$T \leq \frac{2c \cos\varphi}{1 - \sin\varphi} - \frac{1}{1 - \sin\varphi} 2 \times 0.027z$$

对于岩体, 三片提供了微新岩体的  $f = \tan\varphi$  和  $c$  值, 列出如下:

武汉片(报告第99页, 表5.1.1)  $f = 1.8$ ,  $c = 1.5, 1.8, 3.0 \text{ MPa}$

北京片(报告第62页, 表5.1)  $f = 1.8, c = 1.8$

宜昌片(报告第34页, 表3.2)  $f = 1.8, c = 1.8$

以  $f = 1.8, \varphi = 60.9^\circ, c = 1.8 \text{ MPa}$  代入上式,

$$T \leq 7.7c - 0.4279z$$

当  $z = 0$ , 顶部,  $T \leq 13.86$

$z = 47 \text{ m}$ , 底部,  $T \leq 13.86 - 20.1$

这在底部是要破坏的。

$$\text{当 } T = 4 \text{ MPa}, z = \frac{13.86 - 4}{0.4279} = 23 \text{ m}$$

即在中墩的中部达到极限平衡。

如果考虑结构面的  $\varphi = 45^\circ, c = 0.3 \sim 0.6$  (武汉片报告第94页, 表5.1.2), 则中墩更是必须加锚以保持稳定。

## 2 为什么宜昌片计算的陡高边坡直墙顶水平位移较大呢?

### 2.1 宜昌片计算的特点

(1) 考虑岩体三个方向变形模量的各向异性, 如图5所示三个方向, 若  $z$  向变形模量为 1, 则  $x$  向为 0.6,  $y$  向为 0.8;

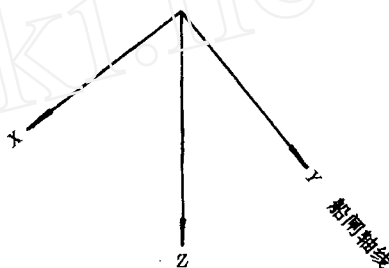


图5 船闸坐标

Fig. 5 Coordinates of ship-lock

(2) 船闸开挖是卸荷, 认为卸荷是非线性的, 随着卸荷的增大, 卸荷变形模量越小, 直到趋于 0, 如图6;

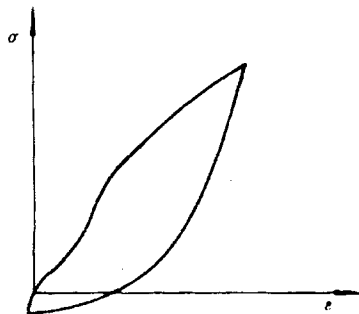


图6 开挖卸荷示意图

Fig. 6 Diagram of excavation induced unloading

(3) 水平卸荷区在边坡 20 m 范围内的劣化, 变形模量大大降低, 在 0~5 m 时降低至 1/100 (报告第54页, 表3.19);

(4) 当岩体受拉时, 其变形模量很小, 即各向异性;

(5) 岩石拉应力达到抗拉强度的某个百分数时, 当卸荷量达到 81%~100% 时, 其变形模量减至 0.4~0.7 GPa;

(6) 变刚度。

因此,宜昌片考虑了各向异性、卸荷、卸荷的非线性、拉应力及变刚度,这些都是很好的思维,但其参数数值必须是符合实际的。

### 2.2 为什么宜昌片计算的边坡直墙顶水平位移较大

(1) 在卸荷区附近的边坡,由于水平构造应力及自重水平应力都要卸荷,因此,卸荷量达到 90%~100%,而卸荷试验(报告第 43 页,表 3.6)的卸荷变形模量,如图 7 所示,卸荷量达 90%的边坡,其卸荷变形模量仅为初始变形模量 5%。

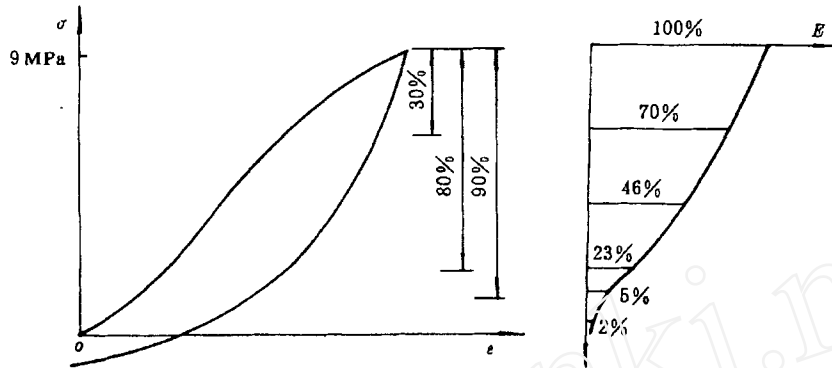


图 7 卸荷与变形模量衰减

Fig. 7 Unloading and decrease of deformation modulus

由报告第 51 页中表 3.15,靠近边坡 0~5 m 的变形模量为 20 m 处变形模量的 1.2%,这表明,靠近边坡的岩体,其变形模量是很低的,因而它的水平位移很大。

(2) 当应力达到抗拉强度时,变形模量为初始变形模量的 2%;当选取岩体的抗拉强度由 3.5 MPa, 2.5 MPa, 1.5 MPa, 0.8 MPa, 0.4 MPa, 0 时,则靠近边坡除 0~5 m 区域的变形模量很小外,随着拉应力达到抗拉强度,则变形模量为 2%的区域不断向边坡内部扩大,即  $h_{e1}$  不断增加,则坡顶水平位移不断增大。

当 0~10 m 的变形模量为 0.25 GPa 时,由报告第 4 页

$$u_1 = 7.84 \left( \frac{10}{250} + \frac{5}{15940} + \frac{5}{31240} + \frac{60}{57640} \right) = 7.84(0.04 + 0.000314 + 0.00016 + 0.00116) = 27.84(0.0416) = 0.32 \text{ m} = 32 \text{ cm}$$

$$u_2 = 0.22 \frac{3.84 \times 47}{250} = 0.159 \text{ m} = 15.9 \text{ cm}$$

则

$$u = u_1 + u_2 = 32 + 15.9 = 47.9 \text{ cm}$$

这相当于抗拉强度  $R_t = 0.4 \text{ MPa}$  时计算得到的水平位移 42.4 cm,假定抗拉强度再减小,则极低变形模量的范围不断由边坡向内部扩大,当扩大至 40 m 时,则可以算出水平位移达到 148.4 cm(见报告第 89 页中表 4.4)。

由此看来,由于靠近边坡的岩体卸载量大,而计算给出的变形模量太低;又考虑到若抗拉强度减小,而拉应力超过抗拉强度时,其给出的变形模量

又太低,这就是宜昌片计算的边坡直墙顶水平位移过大的原因。

### 3 直墙顶最大的水平位移究竟是多少?

(1) 武汉片(报告第 154 页中表 5.4.2.1)及北京片(报告第 129 页中表 5,报告第 130 页中表 6)边坡稳定分析表明,边坡整体稳定安全系数大于 2,可靠度指标 5.5,因而,边坡整体是稳定的,并已对定位块体、半定位块体及随机块体进行锚固,而岩体属于坚硬质岩石,位移肯定是很小的。

(2) 由于逐层开挖逐层加锚,因而,水平位移会更小,因为靠近边坡的岩体得到加固。

(3) 卸荷会形成新的结构面或增加连通率,但由于加锚,受拉区将会受到控制,而微新岩体是可以受拉的,抗拉强度可达到 1.5 MPa(北京片报告第 62 页中表 5.1 及武汉片报告第 94 页中表 5.5.1)或 0.95 MPa(宜昌片报告第 55 页中表 3.21)。

(4) 在卸荷达到 8 MPa 的情况下,坚硬岩石是不会流变的,而且其变形会立即完成;只有结构面在拉应力超过其抗拉强度、剪应力超过抗剪强度时,可能会增加连通率或破坏,相反它仅产生位移;由于三峡花岗岩结构面为刚性、粗糙结构面,最重要的是由于加锚,因而其位移较小且较快趋于完成,因此,产生流变而不收敛的现象是不会发生的。

(5) 已开挖 140 m 深的临时船闸,坡顶的水平位移为 2~3 cm(直墙部分应小些),临时船闸与永久

船闸地质接近,但地应力比永久船闸估计要小。

(6) 根据地应力及给出的变形模量,用上述的工程估算法算出的直墙顶的水平位移与武汉、北京、宜昌三片分别符合。只要对宜昌片靠近开挖边坡5 m厚岩体的变形模量由0.638 GPa提高到5.738 GPa,则宜昌片的计算就可能与武汉片及北京片相近。因此,可以相信16-16剖面南侧直墙顶的水平位移为2~3 cm。中墩直墙顶的水平位移为0.8~1.5 cm。

#### 4 意见和建议

(1) 保证边坡整体稳定的条件是不计算水压力。因此,在开挖过程中,在使用过程中必须保证暴雨的径流立即排除,坡面不入渗,坡面排水孔畅通,保证边坡内形成排水幕。为达到坡面不入渗的目的,最好用钢筋混凝土的、分隔的、止水的护面。至于如何能形成排水幕,武汉片(报告第88页中图4.12),宜昌片(报告第155页中图8.24)和北京片(报告第191页中图24)都有不同的意见,应该很好研究。

(2) 保证边坡的局部稳定是采用喷锚网及锚杆(索),锚杆,特别是锚索,防锈是重要的。由于岩石结构面可能有水入渗,与大气连通,当锚索钢丝直径为5 mm时,锚索穿越结构面,由于变形的影响发生锈蚀是非常危险的。

(3) 锚杆(索)的受力分析,应当根据逐层向下开挖逐层锚固的施工步骤用增量法计算,同时,应把它看作一个集中力,作为一个集中力弹簧看待。在有限元计算中用等效力学参数(变形模量)法(宜昌

片报告第99页中公式5.27)、计算机模拟实验法得到岩体力学参数的提高率(北京片报告第25页中表3.8)、室内模拟试验法得到岩体力学参数的提高率(武汉片报告第173页中结论)可能不是很好的方法。

(4) 靠近边坡及中墩的任何孔洞的施工,特别是对于直径大、孔洞长、靠近边坡位置及工程优势结构面的孔洞,必须小心谨慎。例如对爆破施工,还必须进行力学分析其对边坡的影响。

(5) 船闸每扇门的尺寸约为17 m(宽)22 m(高),考虑到门轴锁链的位置,高宽比约为1:1或1.3:1,因此,直墙边坡沿高度的水平位移差约等于两扇闸门沿高度的密闭差。由于该岩体为坚硬岩石,有锚杆(索)对结构面及拉应力区进行加固,因此,在安装闸门前水平位移已经完成,故不会对闸门的启闭产生影响,仍为了考虑岩体可能的后期流变的影响,闸门应该设计成沿高度方向可容许2 cm的密闭差。

(6) 在对船闸边坡的监测系统认为是合理的,仪器测点安设方法是正确的、监测次数及时间是恰当的、测量误差是允许的作了充分研究及实施后,应对测试结果进行反分析,特别是对位移进行反分析,因为只要基点不受影响,测量误差是允许的话,位移测量一般是正确的。并应对下一步开挖进行逐次预测,为了保证边坡的安全,这种监测、反分析、预测必须立即着手进行。

**致谢** 武汉、宜昌、北京三片的研究报告和专家们的研讨,使我学习了不少新的东西,在此对三峡技术委员会,中国岩石力学与工程学会,各地专家和专家组的专家们表示谢意。

## ON THE HORIZONTAL DISPLACEMENT OF THE TOP OF STRAIGHT WALL OF SHIPLOCK HIGHSLOPE IN THE THREE GORGES DAM

Lu Peiyan

(Guangdong Provincial Research Institute of Water Conservancy and Hydro-Power, Guangzhou 510610 China)