

三峡工程永久船闸高边坡岩体有限元 分析及其结构优化方案研究^①

哈秋龄

李建林

(中国长江三峡工程开发总公司, 宜昌 443002) (葛洲坝水电工程学院, 宜昌 443002)

摘要: 本文分析了三峡工程船闸陡高边坡的特点, 通过力学计算与经济分析, 确定了经济合理的边坡结构坡角, 并在此基础上从技术与经济等方面研究了一种新型的结构型式—地下洞室与边坡相结合的方案. 这是一种解决三峡工程船闸陡高边坡的新途径, 以此为三峡工程的建设提供必要的资料与数据.

关键词: 边坡, 拉应力, 结构方案.

1 问题的提出

三峡工程船闸是三峡工程的重要组成部分, 是世界上最大的通航建筑物之一. 船闸为五级, 闸室结构总长 1617m. 船闸布置在深开挖的花岗岩中, 两侧为岩质高边坡, 最大坡高达 170m. 岩石边坡根据岩石风化程度分别开挖成不同的坡度: 新鲜及微风化区为 1:0.3, 弱风化带为 1:0.5, 强风化带为 1:1, 闸室部分岩体近直立开挖(1:0.1). 因此, 三峡船闸边坡具有高度、陡度、长度和重要性这四大要素在内.

三峡工程船闸边坡与水利水电工程中常见边坡有着本质区别, 它是在有一定量级的地应力场岩体中深切开挖而形成的长条陡高边坡, 它的一个显著特点是对初始应力场扰动大, 致使两侧岩体产生很大的拉应力区. 拉应力区的存在, 引发节理裂隙的扩展, 造成岩体变形过大, 其结果一方面带来边坡的稳定性问题, 另一方面影响到闸室部件的正常工作与运行的安全性. 保证船闸高边坡施工和运行期的稳定性是三峡工作重大技术问题之一.

三峡工程船闸边坡是一种技术难度很大的边坡, 已经不能用已建工程所遇到的切削自然边坡而形成的人工边坡的经验方法来处理, 许多著名的学者、专家也明确地指出了这一点¹. 边坡的坡角为 73° , 是不是最佳坡角? 这种边坡结构是否合理? 如何消除和改变这种大范围的拉应力区? 诸如此类问题已引起了人们的普遍关心和注意². 因此, 从认识岩体、保护岩体和利用岩体这一原理³出发, 我们研究了不同边坡角船闸边坡的稳定性、拉应力区和塑性区的变化情况, 并根据不同坡角与锚喷支护的关系, 通过经济分析, 确定了边坡的经济坡角. 与此同时, 为了寻找更为合理的保护岩体和利用岩体的途径, 探讨了地下船闸的技术可能性与经济性, 以确定一种优化的结构方案, 为三峡工程建设提供一些必要的资料与数据.

^①1993年6月2日收到初稿, 1993年8月27日收到修改稿.

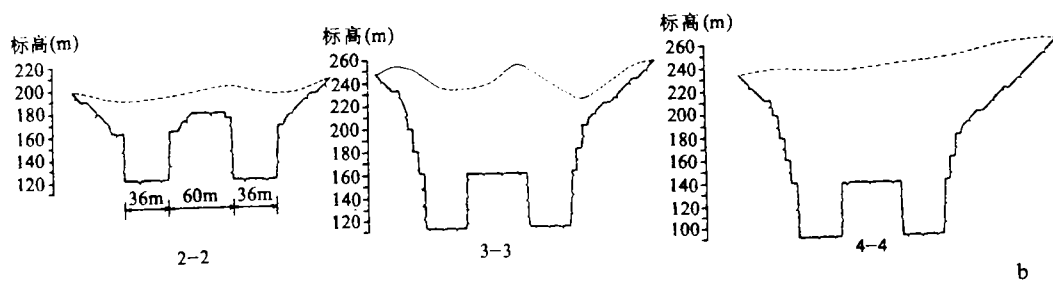
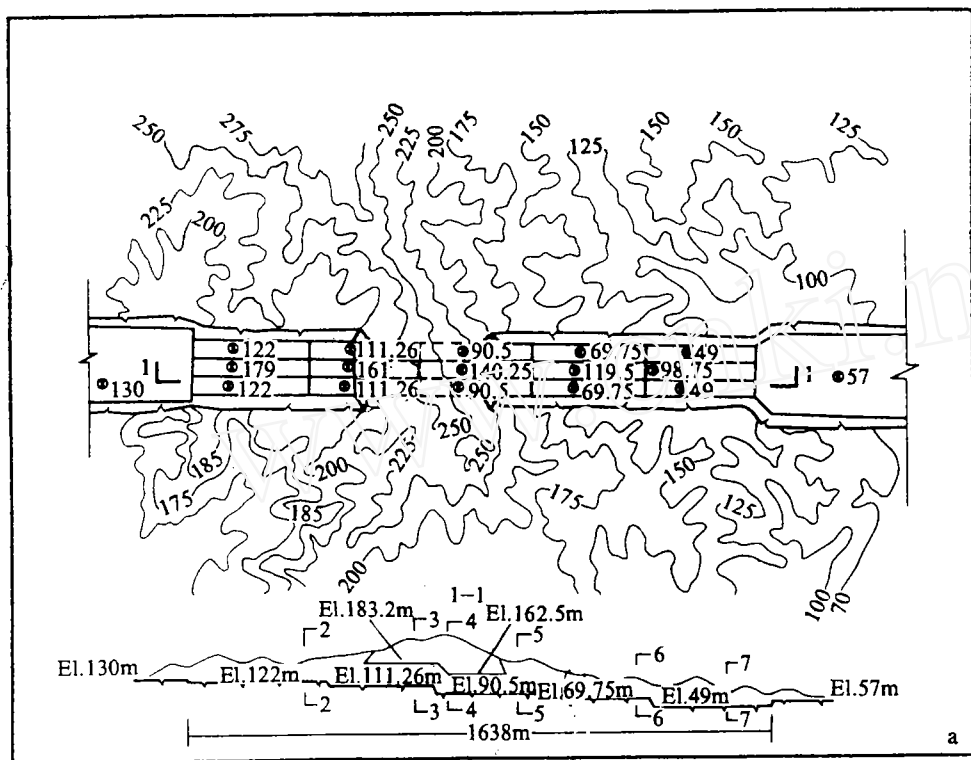


图 1-a 船闸平面布置图

图 1-b 船闸剖面布置图

Fig. 1-a Plane layout of shiplock

Fig. 1-b Profile of shiplock

2 基本资料

2.1 地形地质

船闸位于三峡坝址的左岸(如图 1 所示). 在此区域内, 长江为一曲线河湾, 左岸为凸岸, 似一倒扣的扇贝, 高程由河岸约 60m 往左逐渐增高至 260m, 过坛子岭后局部较低, 然后往左继续增高至 360m. 沿岸冲沟发育, 将地形切割成大小山梁. 河道在上游径约 3km 直段后与太平溪湾道相接, 下游约 4km 直线段后与乐天溪湾道相接.

三峡坝址区域位于黄陵背斜的核部, 为古老的前震旦纪结晶岩体. 黄陵背斜隆起于早三叠纪. 基岩为闪云斜长花岗岩, 船闸部位风化层厚度约 20--30m. 新鲜基岩平均饱和抗压强度 100MPa, 变形模量为 $3.0-4.0 \times 10^4$ MPa. 船闸区的闪云斜长花岗岩间有片岩捕虏体和辉绿岩脉、花岗岩脉、闪斜煌斑岩脉和石英岩脉等. 片岩捕虏体和花岗岩脉与围岩紧密接触, 其它岩脉与围岩多为裂隙或断层接触. 断裂构造以 NNW 向高倾角断裂发育, 其次为 NNE 级, 还有少量 NW、NE 组. 裂隙亦以陡倾角为主, 其走向和分组与断裂基本一致, 长度均在 5m 以内. 缓倾角裂隙不发育.

根据花岗岩风化后的成分、结构和物理力学性质不同, 风化壳自上而下被划分为四层, 即全风化、强风化、弱风化和微风化. 全强风化层平均厚度 15--30m, 弱风化带一般为 2--6m.

2.2 地应力

中国长江三峡工程开发总的地应力实测资料⁴, 并根据长江船闸段地貌特征在表层区地应力主方向应力 NNE 向, 与船闸轴线基本垂直的特点, 得到了地应力分布规律如下:

- (1) 垂直应力分量随深度变化与岩体自重应力分布在量级上比较接近.
- (2) 最大水平应力按自重应力加上 4.0MPa 计(如图 2 所示).
- (3) 构造应力主方向在深层与表层有偏转, 海拔高程 77m 以上呈 NNE 向, 以下呈 NNW 向.

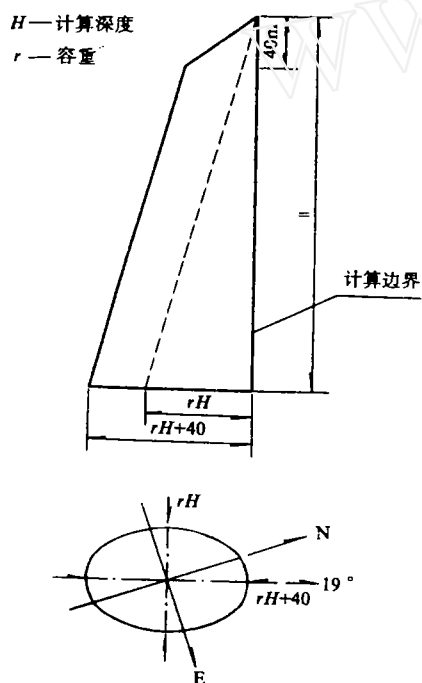


图 2 作用在边界上的力

Fig. 2. Action force on boundary

以上分析比较合理和可靠,也比较简明.计算中,地应力取值标准根据上述规律来确定.

2.3 材料参数

三峡开发总公司根据许多试验资料⁵,将岩体按风化程度,并根据多年实际工程经验对上述力学参数进行了调整,推荐了力学参数如表 1 所示.

通过表 1 的力学参数分别计算、分析和比较后,认为上述参数与实际情况比较接近,取值比较合理.此外,在压应力进入塑性状态后,岩体仍有一定的残余强度,当对岩体进行加固时,岩体强度也会有所提高,因此,在此情况下岩体力学参数应予调整⁶.调整后的参数列于表 2.

表 1 三峡开发公司推荐力学参数

Table 1. Mechanical parameters suggested by TGC

岩类	弹性(E) Gpa	泊松比 μ	粘结力(C) Mpa	摩擦角 φ	抗拉(T) Mpa	容重(r) KN/
全风化岩体	1	0.3	0.05	40°	0	22
强风化岩体	6	0.26	0.6	45°	0.2	27
弱风化岩体	30	0.23	2	55°	0.7	27.5
新鲜岩体	40	0.2	3	60°	0.9	27.5

表 2 调整的力学参数值

Fig. 2. The adzusted mechanic parameters

岩类	加固区		拉塑性变形区	
	C	φ	C	φ
全风化岩体	0.05	40°	0	35°
强风化岩体	1.0	50°	0.3	40°
弱风化岩体	2.5	60°	1.0	55°
新鲜岩体	3.5	65°	1.5	55°

因此,表 1 和表 2 即为本次计算中所选取的岩体力学参数值.

3 岩体边坡有限元分析及合理边坡确定

3.1 计算方案

这个问题的复杂性总体上看,研究这个问题需要更宽一些思路,以便选择较优方案,使工程设计更为合理.根据这种设想,我们研究了坡高 H 为 140m、125m、115m 和 90m 的四种坡高,其坡角 α 分别变化为 73°(原方案)、60°、53°、45°、40° 和 30°(变角段为闸室以上部位),其中各种坡高与坡角下均考虑了喷锚与无锚两种情况,共计方案 50 个.地下工程方案见第四部分.

3.2 计算方法

(1) 力学模型

本次计算中所选用的数值分析方法是有限元法, 其中考虑了弹性和弹塑性两种力学模型, 弹塑性分析中的屈服条件采用的是广泛使用的 Drucker-Prager 屈服准则, 当材料进入塑性状态后, 其应力应变关系由塑性理论中的增量法求解⁷。

岩体材料的抗拉强度很低, 因此岩体受拉分析时, 采用低抗拉或不抗拉模型来模拟, 拉坏条件为:

$$F = \sigma_i - R_t \leq 0 \quad (i = 1, 2, 3,)$$

式中 σ_i 为任主应力分量, R_t 为岩体抗拉强度, 初次拉坏后 $F = \sigma_i < 0$, 其应力应变的增量关系为 $\{d\sigma\} = [D'_{ep}]\{d\varepsilon\}$ 。

计算断面取 260~180×600~700m 范围, 如 $H=115\text{m}$ (图 3), 断面取 220×600m, 闸墩中心线两侧各 300m(闸墩宽 60m), 闸室开挖宽度 36m, 闸室顶部留有 8m 平台, 微新岩体边坡每 20m 高设 6m 宽平台。全风化层厚 20m, 强风化层 10m, 弱风化层 10m, 以下为微新岩体。岩体采用二维 4 结点等参单元, 单元剖分详见图 3。计算域的两侧及底边均采用法向约束条件。

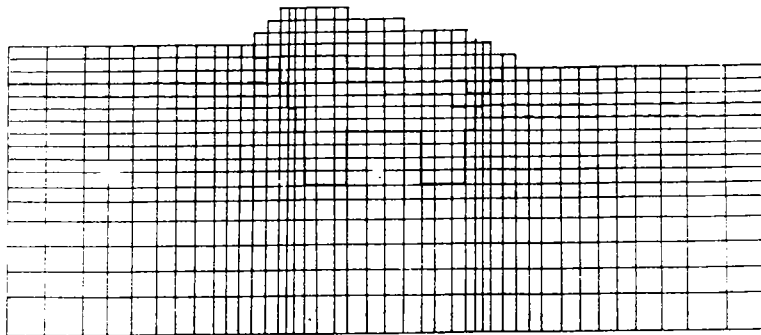


图 3 网格划分及边界条件图

Fig. 3. FEM mesh

(2) 开挖模拟

计算中采用多次开挖, 开挖步考虑了一、三、五、七、九等 5 种, 分析中以七步开挖

模拟, 每一次开挖大约 20-30m 深.

计算中首先算出开挖前的初始应力场及位移场, 以及将要开挖边界上的作用力 $\{\sigma_0\}$ 、 $\{u_0\}$ 、 $\{q\}$, 开挖时在边界上施加反向力 $\{q'\} = \{-q\}$ 来模拟挖除岩体对保留岩体的作用, 并使场内发生应力场 $\{\Delta\sigma\}$ 及位移场 $\{\Delta u\}$, 结果场内值为:

$$\{\sigma\} = \{\sigma_0\} + \{\Delta\sigma\}; \quad \{u\} = \{u_0\} + \{\Delta u\}$$

其余开挖周边的释放荷载则是根据上一次开挖后岩体的应力求得的.

(3) 加固模拟

① 砼喷层 根据设计建议, 一律按 0.1m 厚计算(直墙衬砌与原设计保持不变). 按一维杆单元模拟.

② 锚杆、锚索加固 ① 直立坡段: 该坡段锚固力(含中墩)按原设计取用, 即每延米总拉力 375t 进行加固. ② 变角坡段: 该段的加固力按边坡出现拉裂缝形成柱状岩块, 可能于其底部产生压碎变形导致崩倾破坏或沿某一平面滑动来设计, 其拉裂缝的深度根据弹塑性计算时的拉应力区范围与深度来定. 经分析, 该段边坡每延米所需的加固支护力分别为 200t、160t、120t、90t、60t 和 30t(分别对应于 73°、60°、53°、45°、40° 和 30° 坡角). 锚杆锚索的布置形式与原方案相同. 不同的坡角只改变锚杆锚索的预应力值及截面积

锚杆作为杆单元, 在两端施加一对相向的锚固力. 锚索作为两锚固端点施加一对相向的集中力, 其值由预应力值决定. 上述模拟都以每完成一个开挖步, 及时支护.

(4) 计算程序简介

本次采用的程序是专门用于岩土稳定分析的弹塑性有限元程序, 程序中能考虑多个开挖步, 不同性质的岩体及结构面, 非均布的地应力场, 普通与预应力锚杆, 砼喷层等, 根据需要可算出边坡或洞室围岩的应力、位移状态, 支护受力状态和塑性区范围, 具有一定的可靠性.

3.3 计算结果及其分析

(1) 拉应力区及其最大拉应力值

根据岩体弹性、弹塑性有限元分析, 并将拉应力值以等值线的形式输出, 代表性结果如图 4、图 5 所示.

通过计算分析可知, 因切割山体形成的三峡船闸陡高边坡, 其地应力释放而产生的拉应力区在离表层约 1/3~1/2 坡高范围内较大, 斜向坡内发展. 据弹性计算, 边坡中的拉应力区随坡角变缓而明显减小. 如以 73° 坡角下拉应力区为基准, 当 $\alpha = 60^\circ$ 、 53° 、 45° 、 40° 和 30° 时, 拉应力区分别减小 1/4、1/3、1/2、3/5 和 2/3.

最大拉应力值一般出现在强、弱风化岩体及其附近区域. 按弹性计算, 当 $H = 140m$, $\alpha = 73^\circ$ 时, 最大拉应力 $\sigma_{1max} = 4.52MPa$. 值得注意的是, 如果坡角变缓, 坡内拉应力区中的最大拉应力值显著减小, 即当 $\alpha = 60^\circ$ 、 53° 、 45° 、 40° 和 30° 时, $\sigma_{1max} = 3.65$ 、 2.37 、 1.61 、 0.9 和 $0.8MPa$. 其余几种坡高下 σ_{1max} 随 α 的变化列于表 3 中. 因此, 切削边坡使之变缓不但有效地降低了拉应力区范围, 而且更有效地削减了坡内的最大拉应力值, 削减最大拉应力的速度比削减拉应力区最快.

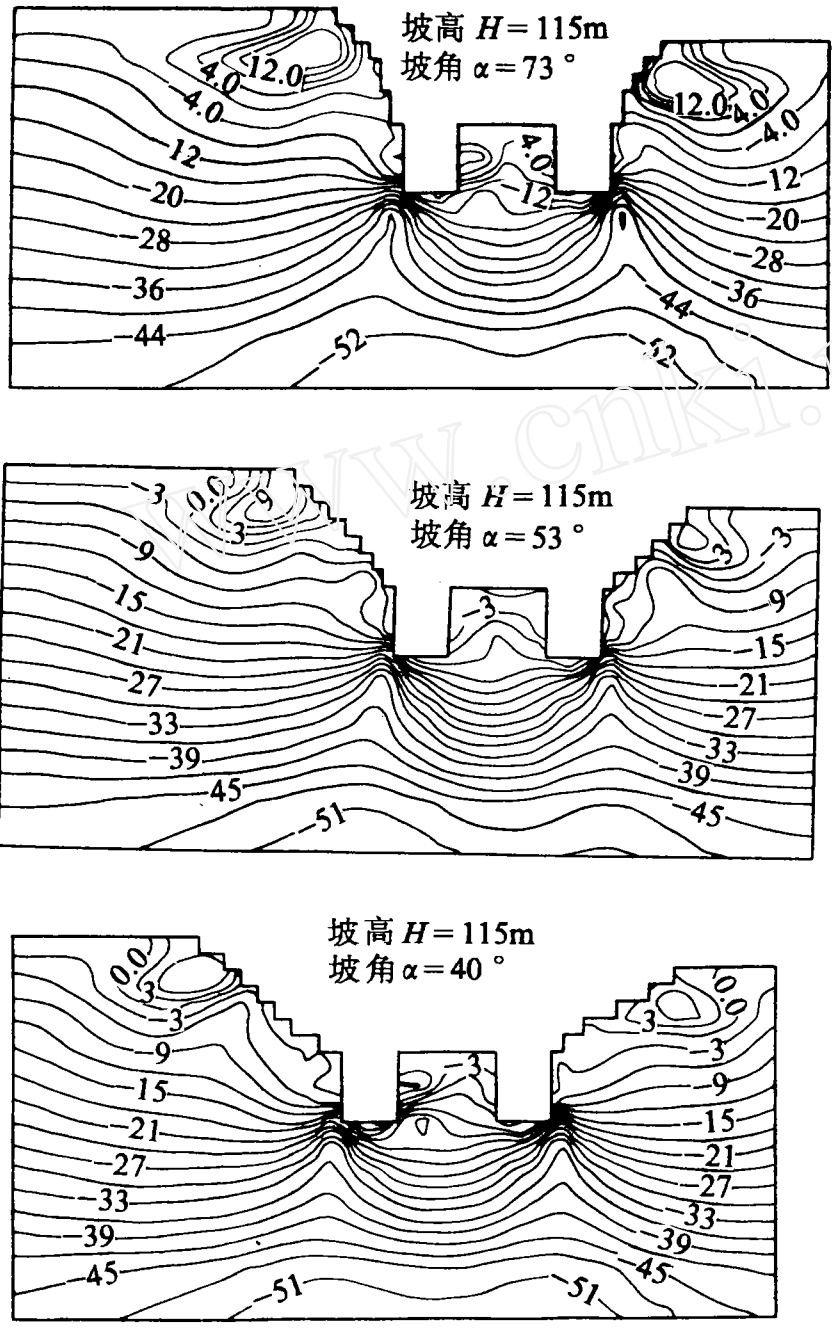


图 4 不同坡角应力等值线图(弹性)
Fig. 4. Isopleth of different slope angle

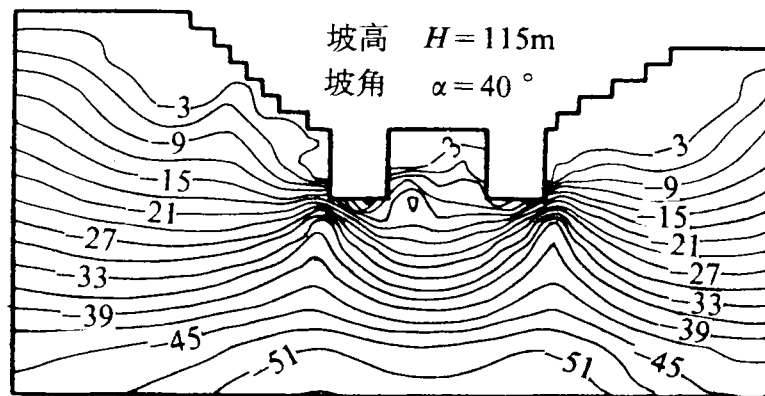
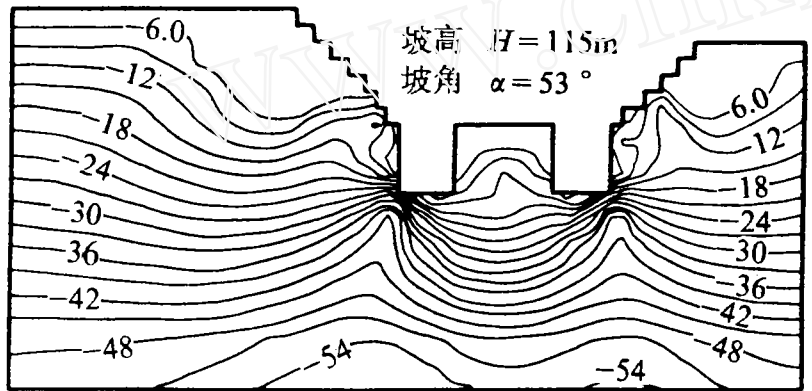
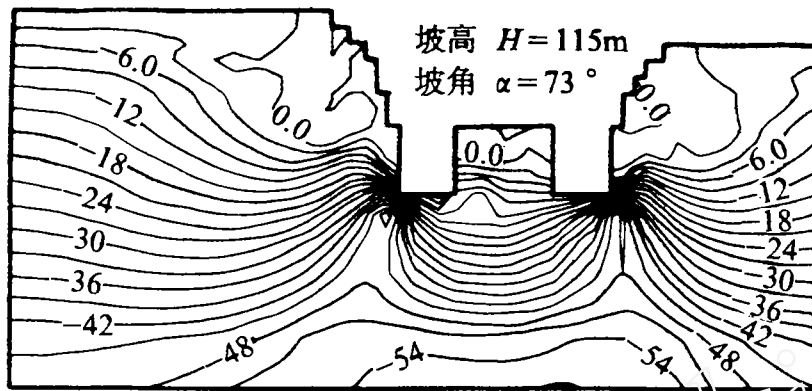


图 5 不同坡角应力等值线图(弹塑性)

Fig. 5. Isopleth of different slope angle.

表 3 最大拉应力

Table. 3. Maximum tensile stress

坡高 H	坡角 α	30°	40°	45°	53°	60°	73°
	140		0.8-0.9	0.9	1.613	2.367	3.651
125		0.7-0.8	0.8	1.413	2.27	3.34	42.4
110		0.6-0.7	0.7	1.342	1.765	2.47	3.463
90		0.44	0.51	0.962	1.452	1.87	2.74

按弹塑性计算时, 坡内最大拉应力值由岩体各区段抗拉强度决定. 当拉应力超过受拉破坏条件时, 拉应力区中的应力调整与转移, 因此坡内拉应力区调整的范围视其初始拉应力大小而定. 当坡高一定时(如 $H=140\text{m}$), 拉应力区的调整范围与坡角 α 有一定关系. 如 $\alpha=73^\circ$, $\sigma_{\text{imax}}=4.52\text{MPa}$, 此时弹塑性计算的拉应力区范围比弹性计算时约增大 40%. 当坡度变缓, σ_{imax} 明显降低, 则弹塑性计算时拉应力区调整范围相对较小. 当 $\alpha < 40^\circ$ 时, 由于区中拉应力一般小于岩体抗拉强度, 即大部分拉应力未超过岩体的受拉屈服条件, 因此应力区在这两种计算模型下基本相同. 其它坡角如 60° 、 53° 、 45° 分别比弹性计算时增加约 30%、20%、10%. 换句话说, 弹塑性计算时的拉应力区范围随坡角变缓而更快地减小.

坡高增加或减小, 拉应力区的大小及最大拉应力值随坡角的变化过程大致相同. 不同的是, 如 H 较小, σ_{imax} 相对较小, 其弹塑性调整的拉应力区相对小些.

(2) 位移及最大位移

根据有限元计算中得到的边坡周边结点位移情况分析, 绝大多数情况下, 位移在 10-20mm 之间, 但在离坡顶约 20-30m 范围内的位移一般是下部位移的 2-3 倍, 顶部最大, 且弹塑性位移是弹性位移的 3 倍, 顶部最大, 且弹塑性位移是弹性位移的 3 倍左右. 在闸室顶部两者相差仅 20% 以下. 总体上来说, 位移随坡角变缓逐步减小, 其结果列于表 4 中, 表中单位为 mm.

表 4 关键结点水平位移

Table. 4. Horizontal displacement of key points

坡 高		坡 角							
		30°	40°	45°		53°	60°	73°	
		a	a	a	b	a	a	a	b
弹性计算	140m	57.4	60.4	64.4	17.54	74.6	81.26	86.47	31.54
	125m	44.7	54.9	61.4	14.28	73.5	79.42	83.01	21.36
	110m	37.4	49.8	57.8	12.67	68.5	72.53	77.22	16.12
	90	30.2	43.2	50.6	12.32	54.8	57.03	63.40	13.46
弹性塑性计算	140m	166.4	207.8	251.3	15.44	273.5	301.5	390.3	47.23
	110m	140.4	172.3	214.5	13.57	236.3	298.7	396.2	17.76
	90m	126.7	144.5	176.3	11.63	207.5	281.4	342.5	15.67

b 点一直墙顶点, a 点一坡面顶点

(3) 加固效果

当考虑锚喷支护时, 锚喷支护范围内的拉应力约减小 0.2–0.25MPa, 约束位移 4–10mm, 但对削减边坡内最大拉应力值作用不大. 此外对约束拉应力区的范围也不明显. 在锚固区加 C 、 φ 值, 能减小加固区拉应力 0.4–0.5MPa, 约束位移 8–13mm, 减小最大拉应力区范围同样不明显. 总的来说, 对整体边坡稳定的效果对应力不显著, 而对位移则稍有改善.

3.4 主要工程量及造价

通过上述分析可知, 坡角变缓对削减拉应力区的范围及最大拉应力值比较显著. 但是, 坡角 α 的降低增加了土石开挖工程量及其造价, 不过, 从另一方面来看, 坡角变缓, 边坡的稳定性大大提高, 锚喷支护工程量大大降低. 各坡角的主要工程量与造价列于表 5 中.

表 5 主要工程量及造价表

Table 5. Main works quantities and its cost

坡角 α	开挖土石工程			锚筋工程		总造价 (亿元)
	各增加开挖量 (万方)	累计开挖量 (万方)	造价 (亿元)	工程量 (万 t.m)	造价 (亿元)	
73°	0	1985.2	4.387	7,500	4.5	8.887
60°	95.2	2080.4	4.597	5,960	3.58	7.471
53°	313.6	2298.8	5.082	3,982	2.389	6.624
45°	484.96	2370.16	5.238	2,310	1.386	6.899
40°	696.64	2681.84	6.570	1,620	0.972	7.445
30°	988.84	2973.04	5.946	1,458	0.875	6.821

表中锚固工程量由前述的原则确定, 单价则参照国内外同类工程的施工经验与费用⁸. 土石方工程单价也由同类工程单价确定. 为使比较具合理性, 表中只计船闸段, 并假定各种坡角下砣的工程量相同.

3.5 经济坡角

根据表 5 中的资料建立了两条关系曲线, 即坡角 α 与土石方工程费用 M_1 和坡角 α 与锚固工程费用 M_2 这两条关系曲线, 如图 6 所示. 根据累加的原则建立了总费用 M 与坡角 α 的关系曲线. 由图可知, $M \sim \alpha$ 曲线的最低点对应的坡角 $\alpha = 45^\circ$, 即为经济坡角.

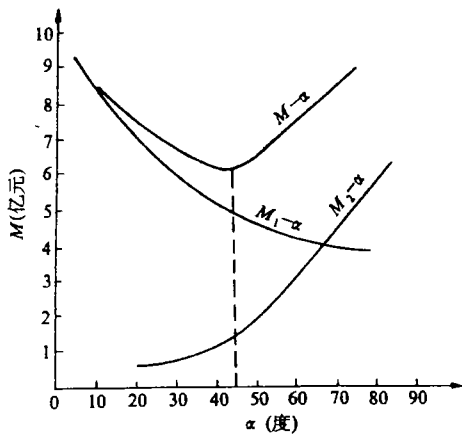


图 6 坡角与费用曲线

Fig. 6. Slope angle and cost curves

由于锚固支护工程量的确定尚有很多不确定因素, 即使在锚固工程量不大的情况下其最优边坡角大约也有一最优解, 大致在 $40^{\circ} \sim 50^{\circ}$ 之间⁹, 这个结论与矿山边坡目前所选用的坡角大致相当. 通过这样的研究对比, 是否可以得出结论, 三峡船闸边坡角设计为 73° , 是否过大? 因此, 我们建议三峡工程船闸边坡在闸室以上部分按 45° 设计. 按 45° 设计的边坡约增加开挖工程量 20%, 但该边坡安全条件好, 经济合理, 且节省锚固工程量 65% 左右.

4 地下工程结构方案研究

4.1 研究地下工程的原因

三峡船闸陡高边坡已引起了国内外许多著名专家的担心和忧虑, 笔者也已从经济、安全、合理的角度上确定了最优坡角 α 值. 然而, 陡高边坡的结构条件差, 其工程建设的难度要大得多, 铁路建设中已认识到“早进洞、晚出洞”的优越性, 以避免陡高边坡. 这是许许多多工程建设者几十年的经验总结, 是十分宝贵的.

我们对三峡工程船闸高边坡的研究过程中, 选用了弹性和弹塑性两种力学模型, 计算结果与实际经验比较接近, 有一定的可靠性. 但这里尚未充分考虑地下水渗流条件, 塑性变形本身还有一个逐步发展的过程. 此外, 在拉应力区形成后, 裂隙水的渗透条件改变, 将大大恶化边坡的应力和稳定条件, 鉴于这类边坡的重要性, 在现有良好的地质条件下, 若采用部分地下结构, 仍有一定的可能性, 并且从岩石力学的基本原理即充分保护和利用岩体这个角度出发, 地下工程具有更好的条件.

我国水电工程建设中地下建筑物日趋增多, 地下工程的地质条件也日趋复杂化, 施工技术也在不断发展, 现在已具备了建设大型地下洞室工程的施工队伍、技术条件与机械设备^{10、11}. 三峡工程枢纽布置过程中, 也设计了右岸部分地下厂房方案, 其高为 66.8m、宽为 36m. 就该设计本身而言, 就足证明在坝址区域内布置地下工程的极大可能性与可行性

4.2 洞室结构型式与布置

根据通航及闸室结构要求, 重点分析了门洞形和马蹄形洞室. 通过有限元分析, 马蹄形受力条件明显好于门洞形洞室, 当高宽比相差不大时, 对岩体结构受力相当有利, 因而选用马蹄形洞室. 高度由通航条件来决定, 初定为 72m, 底宽 34m, 最大宽度处 45m, 详见图 7.

当洞室的结构形状初定后, 为确定中墩间距, 先后比较了两闸室墩宽 90m、60m 和 40m 的三个方案. 通过计算与分析, 上述三个方案中岩体应力无太大变化, 均能满足要求

为了不改初设布置的基本尺寸,且便于比较,以中墩宽 60m 作为代表性方案来研究.

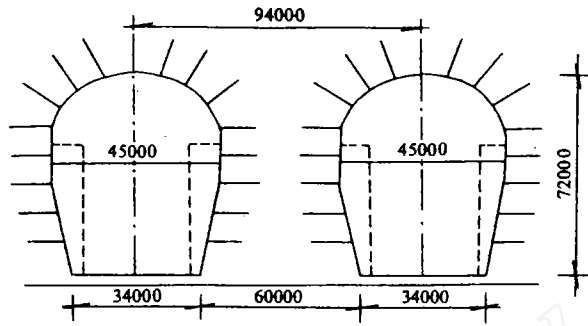


图 7 地下结构断面图

Fig. 7. Section of underground

根据有关规范,并结合力学计算,拱顶以上岩体覆盖层厚度只需 30m 就满足要求.为使洞室在新鲜岩体以下,进出口上覆岩层在 40m 以上.据此,洞室进口选择距第二闸室首部约 100m.出口距第三闸室尾部 60m.进出口边坡按 1:0.75(即 53°)设计.闸室的其余部分为边坡,局部最大坡高降至 100m,坡角按经济坡角(即 45°)设计(如图 1 所示).

4.3 洞室围岩稳定性分析

根据上面确定的地下船闸洞室的基本尺寸,进一步分析了洞室岩体的稳定性.计算中仍按弹性和弹塑性两种力学模型考虑,并分别分析了锚喷与无锚两种情况,共计四种方案,砼喷层按 20cm 计算.锚杆布置见图 7,锚杆直径为 25mm, $L=8-10m$.岩体力学参数与地应力取值同前.洞室开挖模拟分三步,先拱顶、后中间、再底部,两洞室同步开挖.有限元计算边界、地表至下 250m,水平 600m,隔墩中心线两侧各 300m.

表 6 最大压应力、拉应力、水平位移表

Table 6. The maximum stresses and horizontal displacement

方 案	最大压应力		最大拉应力		最大水平位移	
	量值	部位	量值	部 位	量值	部位
1. 无锚弹性	-15.67	拱顶	+1.056	距底板约 30m 处中墩	2.26	洞室中墩中部
2. 无锚弹塑性	-14.53	拱顶	+0.72	距底板约 30m 处中墩	3.52	洞室中墩中部
3. 有锚弹性	-15.34	拱顶	+0.87	距底板约 30m 处中墩	1.98	洞室中墩中部
4. 有锚弹塑性	-14.11	拱顶	+0.78	距底板约 30m 处中墩	3.14	洞室中墩中部

现将四种方案计算结果中的最大应力与位移列于表 6 中.从表中可以看到,最大压应力出现在拱顶处,仅为 15.16MPa,其余部位除两底板角步处弱大外,其它区域均不大于 7.0MPa,最大拉应力也仅为 1.06MPa,出现在中墩表面距底 30m 处,且为少数几点.如果

考虑锚固作用,均降低最大应力 0.2~0.3MPa. 顶拱约 20cm 范围内以及两底板角点处局部出现塑性屈服外,其余均未出现塑性屈服,其它部位岩体应力远小于屈服条件.

洞室最大位移出现在洞室中墩周边的中部. 无锚时弹性和弹塑性计算分别为 2.26mm 和 3.52mm. 当有锚喷支护时可降低 0.3~0.4mm. 如与边坡相比,其位移仅为边坡的 1/10 左右,是相当小的,这说明地下洞室不会产生过大的变形而影响船闸结构部件的正常运行与安全.

综上所述,从受力的角度来看,洞室结构有其独特的优点,岩体不存在过大的拉应力区和塑性区,地应力释放荷载的影响是相当小的. 通过洞室顶部岩体的架立作用,不但有效地维持了岩体结构的稳定,充分调动了围岩承载的积极性,而且极大地改善了船闸运行的条件,是值得研究和推荐的.

4.4 经济比较

为了进一步探讨地下结构方案的优越性,我们从经济方面比较了如下四种结构方案:

- I—初设方案(坡角为 73°);
- II—最优坡角方案(坡角为 45°);
- III—地下结构(一)(明坡段直墙以上坡角为 45°);
- IV—地下结构(二)(明坡段直墙以上坡角为 73°).

上述方案的工程量与造价以方案 III 的造价最低,与方案 II 比,节省资金 0.64 亿元;如果经比较与方案 I 相比,则节省资金达 3.5 亿元以上,效果更为显著.

方案 IV 比方案 III 增加资金 1.5 亿元左右,更显出方案 III 的优越性.

综上所述,无论从技术上还是经济上来分析,地下洞室船闸都是可行的,为解决陡高边坡中出现的问题提供了新的途径.

5 结语

(1) 不同边坡角的研究成果,丰富了三峡船闸边坡的研究内容,开阔了人们的思路,成果与经验接近,因此建议选择 45° 坡角作为三峡工程船闸的边坡角.

(2) 鉴于船闸高边坡的重要性,建议研究地下工程(部分)方案,这对安全十分有利,经济比较合理,技术上无大难题. 并且建议研究上移船闸,一致命名更长闸段置于地下的地下工程方案.

(3) 岩体边坡的稳定性是十分复杂的,其复杂性在于岩石介质本身的复杂性与不确定性,其研究也应是多方面的.

6 参考文献

- 1 哈秋龄,三峡工程岩石力学与工程问题,广东岩石力与工程学会,1992,11.
- 2 哈秋龄,岩石(体)边坡稳定性防治与研究,中国三峡开发总公司,1991,11.
- 3 哈秋龄,岩石(体)力学中的系统工程,岩石力学与工程学报,1992,1.
- 4 长江科学院,三峡水利枢纽船闸高边坡岩体全应力场试验研究,1989,9.

- 5 长江科学院, 三峡船闸陡高边坡开挖与加固中的岩石力学问题研究, 1991, 9.
- 6 中国三峡开发总公司, 三峡枢纽工程补充研究, 第4部分: 船闸开挖与施工, 1989, 9.
- 7 郑颖人主编, 地下工程锚喷支护设计指南中国铁道出版社, 1988.
- 8 长江水利委员会施工研究所, 三峡船闸陡高边坡开挖加固技术研究, 分报告之五一快速开挖支护技术, 1990, 12.
- 9 E.Hock, J.W.Bray著, 卢世宗等译, 岩石边坡工程, 冶金工业出版社, 1983.
- 10 水利水电科学院等, 叶金汉主编, 岩石力学参数手册, 水利电力出版社, 1991.
- 11 张镜剑, 水电设计中的一些岩石力学问题, 岩石力学与工程学报, 1991, 2.

A STUDY ON-FINITE ELEMENT ANALYSIS OF SHIPLOCK HIGHSLOPE AND ITS STRUCTURE OPTIMIZATION IN THREE-GORGES PROJECT

Ha Qiuling

Li Jianling

(Three-gorges Project Development Corporation) (Gezhouba Institute of Hydroelectric Engineering)

Abstract

The characteristics of shiplock highslope is discussed in this paper. On the basis of mechanics calculation and economic analysis, the economic slope angle is determined. Moreover, A new structure mode—underground shiplock combining with the slope is suggested. This is a new method for solving the high slope of shiplock in three-gorges project.

Key words: Slope tensile stress Structure scheme.