

三峡船闸高边坡及中隔墩变形影响因素分析

张贵科,徐卫亚,石安池

(河海大学岩土工程研究所,江苏 南京 210098)

摘要 通过数值模拟计算,分析了初始地应力、岩体卸荷弱化效应、锚索加固和地下水等因素对三峡永久船闸高边坡变形的影响及中隔墩异常变形机理。研究表明:初始地应力是影响两侧高边坡变形的控制性因素,岩体卸荷弱化效应对边坡变形也有重要影响,锚索对节理裂隙面变形有较大的限制作用,地下水对变形的影响不明显;中隔墩三面临空,卸荷充分,节理裂隙扩展引起的各向异性变形以及初始地应力引起的不对称变形是中隔墩整体向北变形的主要原因,而开挖次序不是其主要原因。

关键词 三峡永久船闸;边坡变形;影响因素;中隔墩;异常变形

中图分类号 :TU457 **文献标识码** :A **文章编号** :1000-1980(2006)03-0315-06

三峡永久船闸是三峡工程的重要组成部分,其主体闸室段全长 1621 m,是在前震旦系闪云斜长花岗岩山体中深切开挖形成的巨型岩石边坡,南北闸室深槽之间保留宽 57 m 的岩体中隔墩,边坡最大高度达到 170 m,其中直立边坡的最大高度为 68 m。在永久船闸的设计论证和施工建设过程中,高边坡稳定性和变形特性研究一直是三峡工程建设中的一个热点问题。该研究主要集中在边坡整体稳定性和变形特性分析^[1-8]、岩体力学性质研究^[9-12]和中隔墩三闸首部位整体向北侧变形机理研究^[13-16]这 3 个问题上。永久船闸已于 2003 年完工并投入运行,但影响边坡变形的主要因素及其影响程度、中隔墩三闸首异常变形(向北侧“一边倒”)机理等仍未有统一的认识。

本文根据实际工程建设中取得的大量地质、施工、监测等资料,建立了中隔墩三闸首部位 17—17 剖面的二维数值计算模型,并通过对高边坡开挖施工过程的模拟计算,对岩体赋存环境(地应力和地下水)、岩体力学参数(卸荷分带与参数弱化)、施工条件和工程措施(开挖分步与锚固措施)等影响因素进行了分析,同时通过不同工况条件下计算位移与实际监测位移的对比,分析了各因素对边坡岩体变形的影响程度。在以上分析的基础上,结合中隔墩三闸首部位的地质条件、开挖前后应力场变化情况以及计算位移场的分布特点,对中隔墩整体向北侧变形的机理进行了探讨。

1 模型建立

1.1 岩体材料概化分区

根据岩性及其风化程度,开挖前将边坡岩体划分为全强风化岩体、弱风化岩体和微新岩体 3 种。由于开挖卸荷影响,开挖后边坡附近岩体力学性质弱化。根据文献^[9~12]的研究,全强风化岩体和弱风化岩体完整性差,弱化效应不明显,因此只考虑微新岩体的卸荷弱化效应。将边坡的微新岩体划分为 3 个卸荷带:距离边坡面 6 m 范围内为强卸荷带,岩体变形模量降低约 60%,黏聚力降低约 50%,摩擦系数降低约 20%;距离边坡面 6~20 m 的范围为弱卸荷带,岩体变形模量降低约 30%,黏聚力降低约 20%,内摩擦系数降低约 10%;距离边坡面 20 m 以外为微卸荷带,该带岩体的物理力学性质基本不变,仍采用微新岩体的参数。

1.2 岩体赋存环境模拟

1.2.1 初始地应力模拟

根据施工前在微新岩体中进行的现场地应力测试成果^①,通过线性回归分析得到微新岩体中的初始地

收稿日期:2005-09-09

基金项目:国家重点基础研究发展规划项目(2002CB412707);国家自然科学基金资助项目(50128908)

作者简介:张贵科(1973—),男,河北藁城人,博士研究生,主要从事岩石力学数值计算及其工程应用方面的研究。

① 水利部长江水利委员会.长江三峡水利枢纽初步设计报告(枢纽工程)第三篇.工程地质.武汉:1992.

应力分布公式.全风化岩体初始应力场按自重应力场考虑,微新岩体初始应力场根据测试成果回归得到的线性公式模拟.弱风化岩体初始应力按全风化和微新岩体的初始应力场进行线性插值确定.根据以上分析,确定了数值模型中的初始应力场,见表1.

表1 数值模型中的初始应力场

部位	初始应力/MPa
全风化岩体 及 F ₂₁₅ 断层部位	$\sigma_x^0 = \sigma_y^0 = -\frac{\nu}{1-\nu}\rho gH = -0.01177H$ $\sigma_z^0 = -\rho gH = -0.02502H$
弱风化岩体	$\sigma_x^0 = -(2.1991 + 0.01182H)$ $\sigma_y^0 = -(2.3576 + 0.01192H)$ $\sigma_z^0 = -(0.8314 + 0.02771H)$
微新岩体	$\sigma_x^0 = -(4.3982 + 0.01186H)$ $\sigma_y^0 = -(4.7152 + 0.01207H)$ $\sigma_z^0 = -(1.6628 + 0.03039H)$ $\tau_{xy}^0 = -0.405 - 0.00005H$ $\tau_{xz}^0 = -0.0472 + 0.00001H$ $\tau_{yz}^0 = -0.747 + 0.00046H$

表1中以压应力为负, σ_z^0 、 σ_y^0 和 σ_x^0 分别为垂直于船闸轴线(x 坐标)方向、沿船闸轴线(y 坐标)方向和竖直(z 坐标)方向的初始正应力, τ_{xy}^0 、 τ_{xz}^0 、 τ_{yz}^0 为初始剪应力, H 为埋深(以m计), ν 为泊松比, ρ 为岩体密度, g 为重力加速度.从表1可以看出,初始水平应力以水平构造应力为主,初始竖向应力以重力为主,初始应力中正应力远大于剪应力.在数值模拟中,垂直初始应力由重力产生,水平构造应力通过对单元施加水平外力来模拟,然后在重力和单元附加外力共同作用下,计算至平衡即得到与表1非常接近的初始应力场.

1.2.2 地下水模拟

边坡开挖前山体内地下水主要分布于弱风化带内,其埋藏深度:山脊为24~33m,山坡为10~25m,沟谷为7~14m^①.边坡开挖后受外露面及边坡排水设施的影响,边坡面附近一定范围内的地下水分布有所变化,边坡面附近的地下水位主要根据边坡排水洞内测压管水位监测成果确定.边坡开挖影响范围以外山体的地下水位取为弱风化岩体与全风化岩体的分界线.中隔墩由于排水条件好,顶面覆盖,无补给源,不考虑地下水压力.

在数值模拟计算中,边坡岩体视为均匀孔隙介质,根据实测地下水位线,对水位线以下的单元结点施加相应的孔隙水压力,按有效应力计算其应力和变形.

1.3 开挖施工过程与锚固措施模拟

1.3.1 分步开挖卸荷过程模拟

根据实际开挖情况,将17—17剖面处边坡开挖概化为19步.在数值模拟计算中,按下述方法模拟边坡分步卸荷过程.强、弱卸荷带岩体的计算参数在开挖前全部取为微新岩体的参数,每开挖一步即将本步开挖范围内的强、弱卸荷带岩体的参数改变为弱化后的岩体参数,然后计算至模型稳定就完成了本步开挖的模拟.重复上述计算过程,进行下一步开挖过程模拟,直到边坡开挖完成.

1.3.2 锚索加固措施模拟

边坡锚索在剖面内水平布置,中隔墩部位为贯穿锚索,两侧边坡部位为端头锚索.根据锚索实际施工过程,两侧边坡上的锚索在开挖至高程170m且计算稳定后一次施加锚索单元进行模拟.对于中隔墩部位的锚索,则在两侧闸槽都开挖到相应高程且计算平衡后施加该部位的锚索单元.

1.4 数值计算模型与计算参数

1.4.1 数值计算模型

计算模型选取边坡最高的三闸首17—17剖面作为研究对象,研究范围在垂直船闸轴线(x 坐标,向南为正)方向取长度为1000m,竖直方向(z 坐标,向上为正)为460m,沿轴线方向(y 方向)取厚度为6m.约束模型底面边界、 x 方向和 y 方向2个侧面边界的位移,因此该模型为一个平面应变问题.开挖完成后的离散模型见图1.

数值模拟计算采用FLAC^{3D}软件.计算模型中的硬性结构面(F_8 、 F_{229} 、 F_{1441} 、 F_{1003} 断层)采用软件中的无厚度界面单元(Interface Element)模拟. F_{215} 断层规模较大,采用厚度1m的薄层实体单元模拟.预应力锚索采用锚索单元(Cable)模拟.计算本构模型采用Drucker-Prager弹塑性模型,其屈服面采用Mohr-Coulomb屈服面的内切圆.

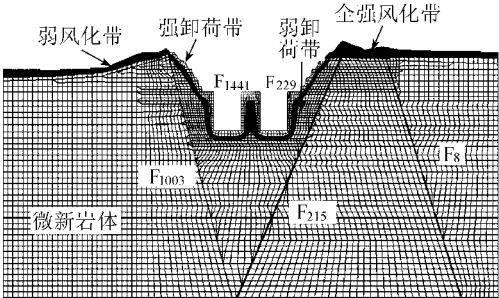


图1 单元离散模型

Fig.1 Element discretization model

① 水利部长江水利委员会.长江三峡水利枢纽初步设计报告(枢纽工程)第三篇.工程地质.武汉:1992.

1.4.2 计算参数

参考已有研究成果^[9-12, ①]确定了主要计算参数,如表 2 所示。

2 成果分析

2.1 计算工况

为了分析初始地应力、卸荷效应、地下水和锚索加固等因素对边坡变形的影响,对上述 4 个因素进行了单因素分析,计算工况见表 3。

2.2 计算成果

各工况的位移计算成果见表 4,监测点处水平位移监测值与计算值的比较见表 5。工况 1 和工况 2 的水平位移分布见图 2,其他工况的位移分布与工况 2 基本相同,仅位移值略有差异。工况 2 和工况 6 在监测点 TP29、TP97、TP70 和 TP10 处水平位移随开挖步的变化曲线如图 3 所示。图、表中水平位移向南(右)侧变形为正,竖向位移向上变形为正。

表 2 数值模型计算参数

Table 2 Parameters for numerical model					
岩体分带	变形模量/GPa	泊松比	黏聚力/MPa	摩擦角/(°)	岩体密度/(kg·m ⁻³)
全强风化带	0.3	0.32	0.2	38.66	2550
弱风化带	7.5	0.25	0.8	47.72	2650
微新岩体	35.0	0.20	2.0	59.53	2700
F ₂₁₅ 断层	0.5	0.30	0.2	38.66	2550
弱卸荷带	25.0	0.22	1.6	56.31	2700
强卸荷带	12.0	0.24	1.0	54.46	2700

表 3 数值模拟计算工况

Table 3 Schemes of numerical simulation	
工况编号	工况说明
1	由重力产生初始应力场,不考虑卸荷、地下水和锚索作用
2	由重力和构造应力(附加外力)共同产生初始应力场,不考虑卸荷、地下水和锚索作用
3	初始应力场同工况 2,考虑卸荷作用
4	初始应力场同工况 2,考虑地下水作用
5	初始应力场同工况 2,考虑锚索作用
6	初始应力场同工况 2,考虑锚索、卸荷和地下水作用

表 4 各工况位移计算成果

Table 4 Calculated results of displacement in each scheme			
工况	位移范围/mm		位移分布情况
	水平	竖直	
1	4.81 ~ - 6.24	0 ~ 25.83	两侧边坡下部水平位移指向临空面方向,顶部向山体变形,最大位移出现在边坡顶部,中隔墩均向北侧变形,但变形在 3 mm 以内。竖向位移均为向上变形,最大变形出现在中隔墩部位
2	25.01 ~ - 39.40	0 ~ 31.47	两侧边坡水平位移均向临空面方向变形,且向北侧变形大于向南侧变形,最大变形分别位于两侧高程 160 m 平台处;中隔墩向两侧临空面变形,但向北侧变形量较大。竖向位移向上变形,最大变形出现在中隔墩部位
3	38.12 ~ - 55.43	0 ~ 30.80	
4	25.19 ~ - 40.06	0 ~ 32.34	
5	25.02 ~ - 39.05	0 ~ 31.30	
6	36.34 ~ - 55.59	0 ~ 32.36	

表 5 监测点处水平位移

Table 5 Horizontal displacement at monitoring points							
监测点	计算位移/mm						监测位移/mm
	工况 1	工况 2	工况 3	工况 4	工况 5	工况 6	
TP29	3.66	-32.17	-32.2	-32.28	-32.14	-32.18	-33.15
TP28	2.46	-36.39	-36.30	-37.33	-36.21	-36.49	-35.93
TP27	0.10	-36.50	-40.29	-37.58	-36.62	-39.86	-20.41
TP26	-2.45	-37.59	-38.51	-38.77	-37.45	-40.02	-19.98
TP98	-3.29	-38.29	-41.61	-39.44	-38.17	-41.23	-16.20
TP97	-1.28	0.14	0.31	0.06	0.06	0.54	-24.72
TP70	-1.83	-3.17	-5.74	-3.26	-2.46	-5.96	-23.42
TP71	-0.67	24.11	32.17	24.29	24.12	31.12	23.68
TP10	-6.22	23.36	25.53	23.41	23.35	26.21	35.40

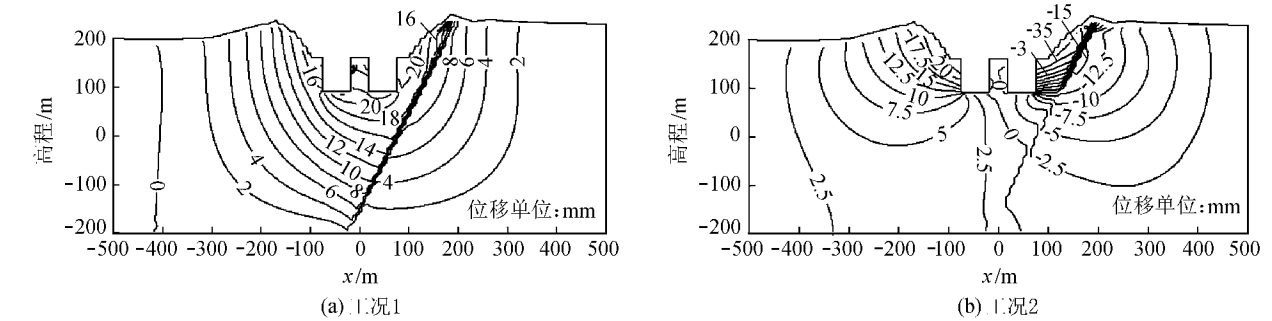


图 2 水平位移分布
Fig.2 Horizontal displacement distribution

① 水利部长江水利委员会.长江三峡水利枢纽初步设计报告(枢纽工程)第三篇:工程地质.武汉:1992.

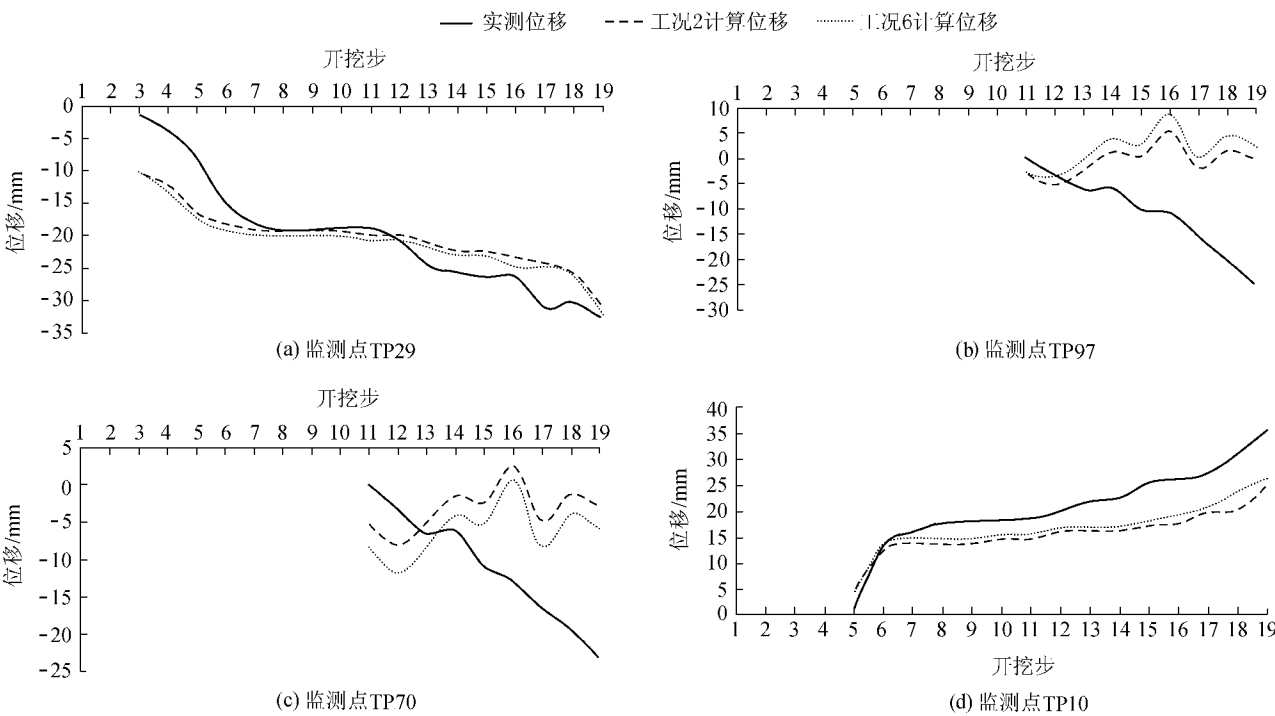


图3 水平位移过程线

Fig.3 Horizontal displacement curve

2.3 变形影响因素分析

2.3.1 地应力对变形影响的分析

对比工况 1 和工况 2 的位移计算成果可以看出,考虑初始水平构造应力使边坡的水平位移一般增大 8 ~ 12 倍,并且水平位移的分布形式也有了本质上的变化.由此可以看出,开挖过程中的初始地应力释放是导致边坡变形的主要因素,其中水平构造应力是边坡水平变形的决定性因素,并对竖向变形有一定的影响,重力对边坡竖向变形起主导作用.

2.3.2 开挖卸荷效应对变形影响的分析

考虑开挖卸荷引起的岩体弱化效应,使岩体水平变形增大 4 ~ 16 mm,水平变形增量占水平位移的 10% ~ 40%,但是对边坡的竖向位移影响不大,竖向位移变化量一般在 3% 以内.由监测点处的水平位移对比曲线可以看出,考虑岩体卸荷使计算成果与监测成果具有更好的相关性(考虑卸荷效应时水平位移计算值与监测值的相关系数为 0.81,不考虑卸荷效应时相关系数为 0.79).

2.3.3 地下水对变形影响的分析

对比工况 2 和工况 4 的计算成果可以看出,在现有连续计算模型条件下,边坡采取有效排水措施后,地下水对边坡变形的影响很小,考虑地下水作用使岩体边坡变形增大 1 mm 左右,变化量小于总位移值的 3%.

2.3.4 锚索对变形影响的分析

对比工况 2 和工况 5 的位移计算成果可知:南北边坡部位的锚索作用区域均为连续区域,锚索对边坡岩体的变形影响很小,在中隔墩部位,由于考虑了 F_{229} 、 F_{1441} 2 条断层,加锚索后该部位的水平位移有所减小.表 6 所示为工况 6 中的锚索拉力情况,表明具有非连续结构面的中隔墩部位锚索作用较明显.

表 6 工况 6 中的锚索拉力

Table 6 Tension of anchor cable in scheme 6

锚索部位	预应力/kN	开挖完成后锚索拉力/kN	拉力变化与预应力之比/%
北坡高程 210 m	1000	1005	0.50
北坡高程 195 m	1000	1011	1.09
北坡高程 180 m	3000	3027	0.89
南坡高程 195 m	1000	1016	1.57
南坡高程 180 m	3000	3034	1.12
中隔墩高程 148 m	3000	3164	5.18
中隔墩高程 145 m	3000	3043	1.41
中隔墩高程 142 m	3000	3065	2.12
中隔墩高程 139 m	3000	3112	3.60
中隔墩高程 136 m	3000	3032	1.06
中隔墩高程 133 m	3000	3070	2.28
中隔墩高程 130 m	3000	3149	4.73

2.4 中隔墩异常变形机理分析

中隔墩部位实测水平位移均向北侧变形,而计算水平位移除工况1外,其他工况则表现为向两侧临空面变形,但其变形并不对称,向北侧变形量明显大于向南侧的变形量。另外,中隔墩部位实测水平位移值明显大于计算值。

在边坡开挖过程中,地应力释放为主要作用荷载,由于南坡较北坡高,南坡初始地应力较北坡大,而且靠近南坡的 F_{215} 断层更加剧了初始应力分布的不对称性,因此,在开挖过程中,南坡的应力释放量较大,从而引起的变形量也较大。这种不对称的卸荷应力正是中隔墩部位水平位移不对称的内在原因。从图2可以看出,中隔墩底部水平位移均向北变形,并且南侧竖向位移大于北侧竖向位移,这种位移分布验证了上述观点。

岩体是由众多软弱结构面(节理、断层等)和岩块组成的地质体,岩体的变形也是由岩块本身的变形和结构面的变形2部分组成的。中隔墩闸首部位三面临空,开挖卸荷比两侧边坡更充分,卸荷引起的结构面变形成为中隔墩变形的主要部分。岩体结构面变形具有很强的各向异性,受其产状影响,结构面向北侧变形占优。1997年10月,两侧闸槽均下挖至高程145 m(槽深15 m)后,在中隔墩顶部的找平混凝土中出现开裂现象。对比分析混凝土开裂与岩体结构后发现,25%的混凝土裂缝与下伏岩体结构面对应,且长大裂缝均平行中隔墩轴线。这表明岩体结构面张开与扩展引起的变形对中隔墩变形影响很大。但是由于受当前数值计算手段的限制,对结构面引起的开裂变形还难以准确模拟。这也正是造成中隔墩部位水平位移计算值与监测值相差较大的主要原因。

由中隔墩上监测点处位移随开挖步的变化(图3(c)(d))可以看出,计算位移随两侧闸槽开挖高程的变化出现明显的波动现象,但监测位移值则随着船闸的开挖不断增大。中隔墩部位水平位移计算值的波动现象反映了南北槽不对称开挖引起的变形波动。由计算成果可知,边坡与中隔墩的塑性区分布范围很小,边坡基本处于弹性状态,而弹性变形与加载历史无关,这种位移波动会随着开挖的最终完成而消失,不会产生很大的不对称残余变形。由以上分析可知,南北闸槽开挖次序不是引起中隔墩整体向北变形的主要原因。

3 结 论

a. 船闸两侧高边坡的变形主要受初始地应力控制,其中以构造应力为主的水平初始应力是水平变形的控制因素,并对竖向位移有一定影响,以自重为主的竖向初始应力是边坡竖向变形的主导因素。因此,在具有较高地应力(尤其是水平构造应力)的岩体开挖中,准确地模拟岩体的初始地应力场是正确反映岩体变形过程的基础。

b. 岩体初始地应力的不对称性引起的不对称变形,以及岩体裂隙开裂扩展所产生的各向异性变形是中隔墩部位整体向北变形的主要原因。南北槽不同开挖顺序会导致中隔墩水平位移在开挖过程中向两侧波动,但其不是整体向北变形的主要原因。

c. 划分岩体卸荷带和降低卸荷带岩体参数,其实质是对开挖卸荷引起的岩体开裂损伤的一种均化等效。在以地应力释放引起的变形占优势的南北侧边坡部位,这种均化等效使位移计算成果与监测成果有更好的相关性。但在中隔墩部位,岩体三面临空,卸荷充分,裂隙张开扩展变形成为岩体的主要变形,这种裂隙开裂变形具有很强的各向异性,采用均匀等效方法来考虑岩体的开裂损伤会引起较大误差,因此中隔墩部位水平位移计算值与实测值相关性较差。

d. 锚索主要作用是限制由非连续结构面切割而成的不稳定块体的局部变形。由于受当前数值计算方法本身的限制,本文仅模拟了少量的非连续结构面,在这种近似连续的模型中,锚索的作用不明显。但是,由于实际岩体是包含很多结构面的断续结构,因此在开挖过程中及时实施锚索支护对限制结构面张开与扩展变形,维持边坡稳定有重要作用。

e. 按均匀孔隙介质考虑地下水作用时,在采取了较好的排水措施条件下,地下水对岩体的变形影响很小。但是,考虑到实际岩体中地下水为裂隙渗流,裂隙网络有很强的各向异性,在裂隙优势面方向上地下水有可能对岩体的位移和应力产生很大影响。因此,加强地下水位监测,保证排水设施正常发挥功能是确保船闸高边坡长期安全运行的重要措施。

参考文献:

- [1] 王思敬, 李焯芬. 三峡永久船闸岩石工程整体质量[J]. 岩石力学与工程学报, 2001, 20(5): 589-596.
- [2] 朱维申, 张玉军. 三峡船闸高边坡节理岩体稳定分析及加固方案初步研究[J]. 岩石力学与工程学报, 1996, 15(4): 305-311.
- [3] 肖洪天, 强天驰, 周维垣. 三峡船闸高边坡损伤流变研究及实测分析[J]. 岩石力学与工程学报, 1999, 18(5): 497-502.
- [4] 石安池, 赵明华, 薛果夫. 三峡工程永久船闸高边坡岩体变形特征与机理分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2001, 20(5): 638-642.
- [5] 刘耀儒, 周维垣, 陈欣, 等. 三峡船闸边坡反分析以及稳定性和整体安全储备能力评价[J]. 岩石力学与工程学报, 2001, 20(5): 627-632.
- [6] 夏熙伦, 徐平, 丁秀丽. 岩石流变特性及高边坡稳定性流变分析[J]. 岩石力学与工程学报, 1996, 15(4): 312-322.
- [7] 徐平, 杨挺青, 徐春敏, 等. 三峡永久船闸高边坡岩体时效特性及长期稳定性分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(2): 163-168.
- [8] 徐平, 盛谦. 考虑开挖卸荷效应的边坡数值分析[J]. 岩石力学与工程学报, 1998, 17(增): 823-828.
- [9] 哈秋舫. 三峡工程永久船闸陡高边坡各向异性卸荷岩体力学研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2001, 20(5): 603-618.
- [10] 周火明, 盛谦, 鄢爱清. 三峡工程永久船闸边坡岩体宏观力学参数的尺寸效应研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2001, 20(5): 661-664.
- [11] 周火明, 盛谦, 李维树, 等. 三峡船闸边坡卸荷扰动区范围及岩体力学性质弱化程度研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(7): 1078-1081.
- [12] FENG Xia-ting, ZHANG Zhi-qiang, SHENG Qian. Estimating mechanical rock mass parameters relating to the Three Gorges Project permanent shiplock using an intelligent displacement back analysis method[J]. Int J Rock Mech Min Sci, 2000, 37: 1039-1054.
- [13] 冯夏庭, 张治强, 盛谦, 等. 三峡工程永久船闸三闸首开挖变形特征智能分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2001, 20(5): 633-637.
- [14] 代贞龙, 傅冰清, 周若. 三峡永久船闸三闸首中隔墩施工期变形机制的研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2001, 20(5): 747-749.
- [15] 徐平, 杨启贵, 徐年丰. 三峡工程永久船闸中隔墩裂缝扩展及加固效果数值分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2001, 20(1): 11-15.
- [16] 程国明, 王思敬. 开挖顺序对三峡工程永久船闸三闸首中隔墩变形机制影响的研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(7): 1061-1065.

Analysis of influence factors on deformation of high slope and central pier of TGP permanent shiplock

ZHANG Gui-ke, XU Wei-ya, SHI An-chi

(Geotechnical Research Institute of Hohai University, Nanjing 210098, China)

Abstract :Based on numerical simulation, the effects of initial geo-stress, unloading induced-rock mass deterioration, anchor cable reinforcement technique, and groundwater on the deformation of the high slope as well as the mechanism of abnormal deformation of the central pier of TGP permanent shiplock were analyzed. Some conclusions were drawn: the initial geo-stress is the key factor influencing the high slope deformation at two sides; the rock mass deterioration is another important factor; anchor cables have significant influences on restraining deformation of cracks and joints; while groundwater is of little influence on the deformation of the high slope. In consideration of the fact that the central pier has three free surfaces, the stress in the central pier can be completely released, and the anisotropy deformation induced by crack and joint development and the asymmetric deformation of central pier induced by initial geo-stress are the main factors causing the north-toward abnormal deformation of the pier, while the excavation sequence is not the main reason for the abnormal deformation.

Key words :TGP permanent shiplock; slope deformation; influence factor; central pier; abnormal deformation