

受采动影响的淮堤安全论证和技术措施^①

⑥

束一鸣 殷宗泽 李冬田 杨宗震 陆飞伟

28-32

(河海大学 南京 210098)

(淮南矿务局 淮南 232001)

TV 698.21
TV 698.232

TV 8.11.2

摘要 淮河及大堤的优质煤层,经过多年开采,使堤身累计下沉 5~9 m。本文介绍综合采用静动力有限元分析、离心模型试验、振动台试验、电模拟试验、现场调查及现场试验等方法对受采动影响的淮堤进行安全分析论证,得出淮堤基本安全的结论;并采取了复合土工膜防渗、振冲加固堤基等措施。经多年运行证明,结论是可信的,措施是有效的。

关键词 大堤沉降 数学模型 物理模型 现场试验 加固

安全论证,采动影响,束一鸣

淮南矿区的淮河河床和大堤下煤层的地质储量和可采储量均在 1 亿 t 以上,煤层距地面 100~400 m 不等。经国家有关部门批准,采用边开采煤层边加固大堤的方法,已累计采出煤炭上千万吨。堤下采煤已引起干堤沉降,最大沉降量 4.6 m,影响长度 3.6 km;引起行洪堤最大沉降量 9.1 m,影响长度 5.2 km,使原堤顶已分别在保证水位线以下 1.5 m 和 8 m。为确保大堤安全,需对大堤下采煤的安全性作分析研究和论证,并提出安全技术措施。

干堤的初始及加固后的最终断面见图 1。堤下采煤的大堤安全论证主要从三方面入手,即大堤静力(采动情况下)稳定、大堤动力(地震情况下)稳定和大堤渗透稳定。安全技术措施主要从大堤的构架体系、防渗体系和监测体系三方面入手。

1 大堤安全论证的方法

大堤在采动影响下的稳定安全性论证范围是岩层顶板以上包括覆盖层地基与大堤堤体。岩层顶板在今后 20 年由于煤层采空垮

落产生的位移值由采矿工程专家提供,这是大堤稳定安全性分析的重要边界条件和初始条件之一。

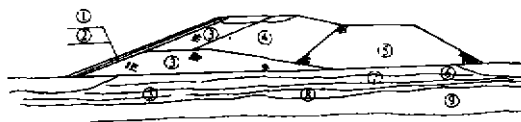


图 1 干堤断面

- ①块石护坡;②复合土工膜;③粘土;④冲填砂土;
⑤煤矸石;⑥轻粘土;⑦淤泥质亚粘土;
⑧淤泥粘土;⑨亚粘土

大堤在采动情况下的静力稳定安全论证主要采用有限元计算分析、离心模型试验分析、现场调查及现场试验等方法。

大堤在地震情况下的动力稳定安全论证主要采用有限元计算分析、振动台试验、离心模型试验分析以及现场调查等方法。

大堤的渗透稳定性论证主要采用电模拟试验与土料的渗透稳定试验方法。

采用数学模型、物理模型及现场试验等不同的方法论证同一类问题,企盼各自得出的结论能得到较为协调的验证,增加结论的可靠程度。论证的方法与采取的安全技术措

①顾淦臣、钱家欢担任本课题的研究顾问;参加研究的还有章书寿、华锡生、刘立钰、林时坚、施逸忠、舒世馨、周澄等。

第一作者简介:束一鸣,男,教授,从事水工结构研究,曾发表《土工膜防渗新结构及其深水施工可行性研究》等论文。

施见图 2。

1.1 有限元计算分析

选择地质条件较差、采动影响最大的断面作为平面应变问题的计算分析断面,将由于采动引起的岩层顶板的沉降作为大堤地基的变化边界,为模拟大堤沉降后不断加高始终保持堤顶设计高程的情况,计算采用 Biot 固结理论,其微分方程为

$$-G \nabla^2 \bar{u} + \frac{G}{1-2\mu} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial \bar{u}}{\partial x} + \frac{\partial \bar{w}}{\partial z} \right) + \frac{\partial u}{\partial x} = 0$$

$$-G \nabla^2 \bar{w} + \frac{G}{1-2\mu} \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial \bar{u}}{\partial x} + \frac{\partial \bar{w}}{\partial z} \right) + \frac{\partial u}{\partial z} = -\gamma$$

$$\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\partial \bar{u}}{\partial x} + \frac{\partial \bar{w}}{\partial z} \right) = -\frac{k}{\gamma_w} \cdot \nabla^2 u$$

式中 $\bar{u}, \bar{w}$ 为 x, z 方向的位移; u 为孔隙水压力; γ, γ_w 分别为土体、水体的重度; G, μ 分别为土骨架的剪切模量和泊松比; ε_v, k 分别为土体的体积应变和渗透系数; t 为时间。土体的非线性应力应变关系采用邓肯双曲线模型。

动力有限元计算中土的动剪切模量 G 随平均总应力及应变水平而变化的关系式为

$$G = A \cdot \frac{G}{G_{\max}} \cdot p_a \left(\frac{\sigma_m}{p_a} \right)^n$$

式中 p_a 为大气压力; σ_m 为平均总应力; A, n 为常数,由试验确定。

可液化土类的液化判别采用剪应力对比法,各单元的液化安全度为

$$F = \tau_L / 0.65 \left| \tau_{\max} \right| \begin{cases} < 1 & (\text{液化}) \\ > 1 & (\text{安全}) \end{cases}$$

式中 τ_L 为土类的抗液化剪应力, $\tau_{\max}$ 为计算得出的最大动剪应力。

非液化土类以 5% 动剪应变作为破坏标准,若最大动剪应变 $\gamma_{\max} > 5\%$, 则认为单元破坏。

1.2 离心模型试验分析

离心机有效半径 2.4 m, 最大加速度 250 g, 可无级调速, 模型箱尺寸 90 cm × 14.5 cm × 34 cm。离心机装有闭路电视系统。正态模型几何比尺 1:150, 为模拟因开采引起的地基沉降, 模型箱的活动底板以软钢悬拉, 当离心加速度达到 150 g 时, 拉杆屈服, 产生较大的塑性变形, 底板下沉达到预期沉降量。除此以外, 还模拟了洪水水位以 2.5 m/d 速率共降落 5 m 的河水骤降以及堤顶有 5 m 深的表面裂缝的情况, 还以拟静力法模拟地震的情况。

1.3 现场试验与现场调查

采用美制 ES-1225 型信号增强式工程

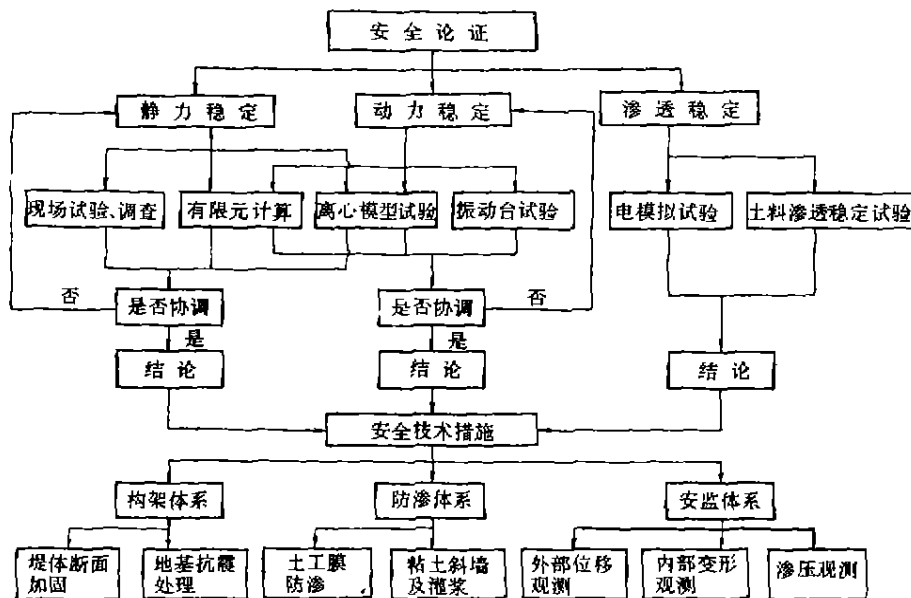


图 2 安全论证方法与技术措施框图

地震仪对干堤、行洪堤进行现场原位地震波波速检测,通过纵波分析采动段裂缝疏松带的分布。测试点的布置如图3所示。此外,通过初至折射波观测分析覆盖层的分布。

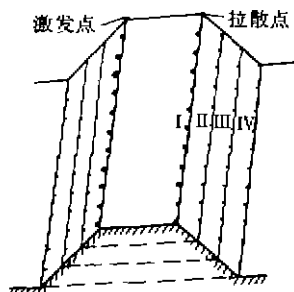


图3 坝体测试布置

在一些水文地质、工程地质报告综合分析,两次航空像片及一次雷达图像解译与两次野外调绘的基础上编制了综合工程地质图,对一些工程地质问题作出定性评价。

1.4 振动台试验

采用美国MTS公司制造的具有4个自由度的伺服液压式模拟地震振动台对于堤按80:1的几何相似、结构拟似构筑的断面模型进行El Centro地震波和人工地震波试验,以定性了解大堤的动力特性,见图4。



图4 模型断面及测点布置示意图

1.5 电模拟渗流试验

以水电比拟法对干堤、行洪堤具有表面裂缝的状态进行二维渗流试验,得出渗流场的分布,同时取土样作渗透稳定试验,以确定堤体土料的允许渗透坡降,然后校核大堤在最不利水位组合情况下的渗透稳定性。

2 大堤安全论证的结论

2.1 大堤静力稳定安全

2.1.1 有限元计算成果

岩面下沉如图5所示,随着大堤的不断

加高加固,干堤、行洪堤产生的超静孔隙水应力最大值约为50 kPa,数值较小;采动过程中干堤堤顶在2000年前出现拉应力(见图1),行洪堤堤顶在2010年前也出现拉应力,区域均从堤顶表面向下深入2~4 m,可能产生沿堤轴线方向的裂缝。

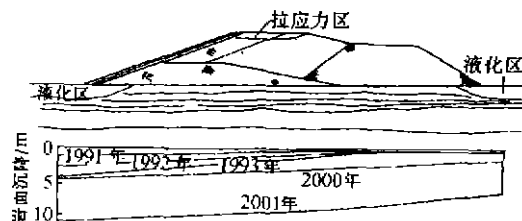


图5 静、动力计算结果

2.1.2 离心模型试验成果

干堤在加高加固过程中的临界坡:迎水面的粘土斜墙的坡度为1:2;背水面的煤矸石坡度为1:1。当水位骤降时,在现有坡度情况下,堤顶出现少量崩坍。

2.1.3 现场试验成果

经现场地震波检测,未加高加宽的受采动影响的行洪堤段如图3所示的I、II层有些部位波速明显降低,这些部位表面裂缝发育,裂缝深度一般在4 m之内。

2.1.4 静力稳定的综合论证

在最不利的采动、水位等工况组合情况下,干堤基本上是稳定的,由于最不利采动影响引起的大堤裂缝主要发生在堤顶,裂缝深度约为2~4 m,有限元计算、离心模型和现场试验的结果比较一致。

2.2 大堤动力稳定安全

2.2.1 有限元动力计算成果

当地震裂度为8度、卓越周期和持续时间分别为0.3 s和14 s时,在地震结束时,干堤和行洪堤在堤体迎、背水面坡脚地基表面出现液化单元,范围约40 m,见图5。非液化土不出现破坏。

2.2.2 振动台试验成果

干堤在强震时会发生少量煤矸石滚落,但不会产生整体破坏。地基液化最易发生在堤脚处,但只是在局部区域逐渐发生。

2.2.3 离心模型试验成果

因离心机模型斗中尚未装备小型振动台,所以仅从拟静力法可见,干堤在7度地震时不会产生整体破坏,只在堤顶迎水坡产生局部崩塌。

2.2.4 动力稳定的综合论证

试验的定性结果显示,在强震情况下,干堤不会发生整体破坏,在堤脚处会产生液化;较为定量的计算结果显示,8度地震时,干堤两侧堤脚地基表面会产生液化。试验与计算结果较为一致。所以,堤脚处地基应适当采取抗震处理措施。

2.3 大堤渗透稳定的结论

干堤内外水位分别为11m和26m时,行洪堤内外水位分别为17m和23.5m时,当大堤由于采动出现深4m、张口10cm的表面裂缝时,由试验确定的渗流场表明,干堤的最大出逸水力坡降为0.3,行洪堤的最大出逸水力坡降为0.4,均发生在河砂料区域;经渗透稳定性试验,河砂的允许渗透坡降 $[J]=0.4$ 。所以干堤和行洪堤的渗透稳定是安全的。

3 安全技术措施

3.1 安全加固措施

经多方案比较,选择复合土工膜作为受采动影响的干堤的第一道阻水屏障,与粘土斜墙组成大堤的防渗系统,其优越性为:

a. 土工膜的伸长率足以适应大堤受采动影响产生的不均匀沉降,这是其它刚性、柔性防渗体所不能比拟的。

b. 粘土斜墙在大堤产生不均匀沉降过程中会产生裂缝,尤其在洪水期,裂缝灌浆滞后于裂缝产生,土工膜起防渗安全关键作用。

c. 采用复合土工膜比普通土工膜有利于膜与粘土斜墙间的渗水排逸与稳定,有利于防渗主膜的施工和运行安全以及长期有效性。

选择两布夹一膜型(两层300g/m²针刺土工织物夹一层厚1.0mm的PVC膜,简称A膜)和二布三胶型(三层氯丁橡胶与两层锦纶丝布相间,厚0.6mm,简称B膜)两种复合土

工膜作主要性能测试与安全校核,其结果如表1所示。从表1可见,A膜的性能优于B膜,且价格接近,所以采用A膜作为干堤的防渗膜。

表1 两种复合土工膜性能测试与安全校核

项 目		A 膜	B 膜
拉 伸	拉伸强度/(kN·m ⁻¹)	41.0	38.4
	极限伸长率/%	70.0	22.5
	实际可能产生的最大伸长率	16.7	16.7
	适应变形安全系数	4.2	1.2
人工气候室内加速老化70d	暴露 拉伸强度增减/%	-32.4	-48.4
	暴露 极限伸长率增减/%	+35.3	-6.7
	埋置 拉伸强度增减/%	-7.6	-17.2
	埋置 极限伸长率增减/%	+57.4	+5.8
顶 破	顶破强度/MPa	1.7	1.6
	实际可能产生的最大伸长率/%	0.25	0.25
	抗顶破安全系数	6.8	6.4
刺 破	刺破强度/MPa	1.0	0.4
	铺在碎石上可能产生的最大穿刺力/MPa	0.25	0.25
	抗刺破安全系数	4.0	1.6
撕裂强度/kN		1.04	0.145
摩 擦	与粘土间的摩擦角 $\varphi(^{\circ})$	20.0	17.7
	与粘土间的粘结力 C/kPa	15.0	14.0
	膜-粘土之间的抗滑安全系数	3.71	3.42
	与煤矸石间的摩擦角 $\varphi(^{\circ})$	28.5	22.5
	与煤矸石间的粘结力 C/kPa	0.1	0
	膜-煤矸石之间的抗滑安全系数	1.65	1.24

经历1991年与1996年两次淮河大洪水证明,复合土工膜防渗可靠。1991年水位达24.3m,时间长达两个月之久;1996年水位达23.5m,经测压管观测,均未发现堤内有浸润线存在。

3.2 抗震加固措施

针对分层地基中既存在易震陷的软土又有易液化的粉细砂,采用振冲置换法对干堤迎水面坡脚向外18m范围进行加固,孔深约15m,穿过淤泥质亚粘土层和粉砂层,达到细砂层。桩距2~3m,平均桩径0.93m。经标贯试验,加固后的淤泥质亚粘土的强度提高了41%~84%,粉砂强度提高了16%~46%,因加固深度仅涉及细砂层顶部,故该层强度提高为9%~11%。更为重要的是,由于碎石桩的存在,地震时的孔隙水压力能得以较为及时地消散,避免产生震害。

3.3 安全监测措施

3.3.1 大堤外部监测系统

大堤外部监测系统为端点提供可靠准确的基准,通过这些视准线端点测量大堤各测点的位移。监测网的起算点设在远离变形区的山上,距受采动段干堤约 6 km,见图 6。

3.3.2 大堤内部监测系统

选择干堤的 3 个断面与行洪堤的 4 个断面,各布置 3~4 根测斜管,利用测斜管以伺服式加速度计或倾斜仪测定内部水平位移,以 CT—1 型电磁式沉降仪测定堤内竖向位移。每个断面布置 3 条垂线,采用 CZ—2,

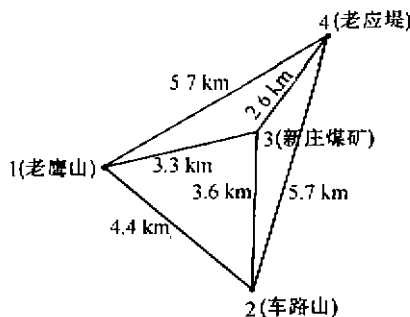


图 6 外部监测网

CZ—4 型孔隙水压力计观测堤体、堤基的渗流情况。

(收稿日期:1997-08-25 编辑:许宇鹏)

(上接第 23 页)

以上列举了几个主要研究课题,这些课题的解决,可以更加提高抽水蓄能电站的经济效益,增加电站的安全可靠性,使抽水蓄能电站在 21 世纪获得新的发展。

参考文献

- 1 陆佑楣,潘家净.抽水蓄能电站.北京:水利电力出版社,1992
- 2 周之豪,陈崇仁,王海曙.抽水蓄能电站建设的新发展.河海大学科技情报,1989,9(3):1~8
- 3 International water power and dam construction 1997 year book. Wilmington Business Publishing, 1997
- 4 中国水利学会,水利部外事组,水利部科技教育司.国外水利水电考察报告选编 上册.北京:水利电力出版社,1993
- 5 Cgeol MSc Die FGS. Pumped storage part II: North America Africa and Asia. International Water Power and Dam Construction, 1995, 47(7): 34~36
- 6 赵真.抽水蓄能电站与环境.水力发电,1997(3): 8~10
- 7 广蓄电力联营公司.转变经营方式后广州抽水蓄能电站 1995 年生产经营扭亏为盈并成为广东省创汇项目.水力发电,1996(4):2
- 8 张绍康.广西建设抽水蓄能电站的必要性和效益.广西科学,1995,2(1):72~76
- 9 刘世澄.湖南电网抽水蓄能电站规划的初探.华

中电力,1996,9(1):1~4

- 10 李景崇,赵大洲.河南省兴建抽水蓄能电站的必要性论证.水力发电学报,1997(2):1~7
- 11 Cheng Xuemin. Recent progress in pumped strage schemes in China. International Water Power and Dam Construction, 1993, 45(2): 16~19
- 12 唐文华.海河流域抽水蓄能电站选点的初步总结.水力发电学报,1994(2):1~8
- 13 雷利·保,戴延安 F. 霍普山工程(美)抽水蓄能电站的艺术杰作.国外水电技术,1996(1):1~8
- 14 Kaiser P K. Stress determination by back-analysis of excavation--induced stress changes—a case study. Rock Mechanics and Rock Engineering, 1990, 23(3): 185~200
- 15 Amvsn B Z, Shick V M. Using back analysis to estimate geotechnical field parameters for the design of support systems for tunnels. Tunnelling and Under Ground Space Technology, 1992, 7(3): 281~284
- 16 Lapin G G. Experience abroad in the construction of hydro-electric pumped storage power station. Gidrotekhnicheskoe Stroitel'stvo, 1992(6): 26~30
- 17 Bestuzheva N P. Hydraulic studies of the after bay at the zagorsh Hydro-Electric Pumped Storage Power Station. Gidrotekhnicheskoe Sroitel'stvo, 1992(8): 34~38
- 18 陈守伦.抽水蓄能电站的规划与经济评价——'94抽水蓄能工程国际学术讨论会论文综述(一).水利水电科技进展,1995,15(2):6~7

(收稿日期:1997-07-22 编辑:熊水斌)