

基于水利水电工程实测变位资料的覆盖层徐变

刘世煌

(水利部水利水电规划设计总院,北京 100011)

摘要:通过几座建筑于深厚覆盖层上的水工建筑物持续发展的实测变位资料,分析深厚覆盖层的徐变原因、徐变对工程安全的影响以及徐变的防治措施。认为覆盖层徐变可能与其局部架空现象、软弱颗粒的压碎充填及应力水平较高等因素有关;覆盖层徐变一般会逐步收敛,但若破坏了闸坝防渗体系,导致地基渗流破坏,则会危及工程安全;发现覆盖层持续变形现象后,应结合地质资料、监测资料及结构运行状态等进行全面分析,严格区分结构失稳与覆盖层徐变的界限,根据变形量大小、发展趋势及对工程的危害程度有针对性地采取措施。

关键词:覆盖层徐变;实测变位资料;水利水电工程

中图分类号:TV698.1⁺1

文献标志码:A

文章编号:1006-7647(2012)05-0056-04

Creep of overburden layers based on observed deformation data of hydropower projects//LIU Shihuang (*Water Resources and Hydropower Planning and Design General Institute, Ministry of Water Resources, Beijing 100011, China*)

Abstract: The causes for creep of deep overburden layers, influences of creep on project safety and the relevant measures are analyzed based on the observed data of continuous deformation of several hydraulic structures on deep overburden layers. It is considered that the creep of the overburden layers may relate to local overhead hollowness, crushing and filling of weak particles and high stress level, etc. It will gradually converge and stabilize. However, if the anti-seepage system for embankments and dams is damaged, and foundation failure occurs due to seepage, the project safety will be threatened. Once continuous creep phenomenon of overburden layers is discovered, a thorough analysis should be carried out by using geological data, monitoring data and operating status of the existing structures. The structural instability and the creep of overburden layers should be severely distinguished. The relevant measures should be made according to magnitude of deformation, trend of development and potential damage degree to projects.

Key words: overburden layer creep; observed deformation data; hydropower project

工程实践中,人们对于在深厚覆盖层上筑坝及其所引起的坝基渗漏、不均匀沉降、防渗墙的复杂应力等问题给予了极大关注,但很少看到有关深厚覆盖层徐变的报道^[1]。本文基于几座建筑于深厚覆盖层上的水工建筑物的实测变位资料,对在水压力及结构自重等作用下水电站坝基深厚覆盖层徐变原因及其表现形式,徐变对工程安全的影响及徐变的防治措施等问题进行探讨。

1 小浪底水库拦河大坝变形、开裂与坝基覆盖层徐变

小浪底水库拦河大坝为斜心墙堆石坝,坝高160 m,坝长1 667 m,上游坡度1:2.6,下游坡度1:1.75,斜心墙上游坡度1:1.2,下游坡度1:-0.5,坝顶宽15 m。坝地质条件复杂,覆盖层共分4层,最

大厚度超过70 m,其中最上层厚0~7 m,为表砂层,已被挖除;第2层为厚度25~45 m的上部砂砾石层,其间有连续分布的细砂层;第3层为厚度20~25 m的底部砂砾石层;第4层为含漂石及大孤石的砂卵石层,其中最大泥岩孤石直径约为3 m,局部架空。自1999年蓄水以来,除坝基渗水外,坝体还发生了较大变形,坝顶出现裂缝。

1.1 施工期坝体变形

由于施工期坝体发生较大变形,其变形量超过仪器量程,坝体内监测沉降变形的设备全部失效,无法得知坝体施工期真实的沉降变形及沉降变形发展过程。该工程多次进行坝体沉降变形计算:①多个单位有限元计算成果表明,竣工时心墙最厚处为坝体最大沉降点,最大沉降为3.0~3.5 m;②离心机模型试验成果表明,高程210.00 m处心墙的最大沉降

为 5.5 m,其中覆盖层沉降为 1.8 m,可知离心机模型试验值明显大于有限元计算值;③按分层总和法计算坝体沉降,结果达 9 m 多。可知分层总和法计算值明显大于离心机模型试验值,更大于有限元计算值。为此曾在现场取 37 组心墙土样,利用其三轴剪切试验成果修正压缩特性曲线,计算得出竣工后坝体最大沉降为 9.31 m,是坝高的 5.82%,其中施工期沉降 6.78 m,坝基沉降 2.13 m,蓄水后坝顶沉降 0.67 m。

1.2 运行期坝体变形

1999 年蓄水后,除坝顶凹陷、河床中部坝体挤压、防浪墙出现水平错台、两坝头上游防浪墙及下游路缘石拉开外,还观测到以下情况:①2000 年 6 月 26 日大坝填筑到坝顶设计高程后,不久发现上下游坝坡凹陷,2001 年 12 月测得上游坝坡最大沉降点发生在 D0+398.59 m 断面,最大沉降为 265 cm,同时向下游水平变位 10.9 cm;下游坡最大沉降点也发生在 D0+398.59 m 断面,最大沉降为 188 cm,同时向下游水平变位为 34.9 cm,上下游坝坡水平变位差为 24 cm。②修筑坝顶路面后,2002 年测得坝顶沉降为 81.3 cm,为坝高的 0.51%。2006 年 5 月坝顶沉降为 123.5 cm,为坝高的 0.77%,超过 0.2%~0.5% 坝高的常规控制界限。③坝顶 0+97.5~0+157.5 m 两点间的 60 m 范围内,垂直位移差与水平距离比达 0.92%,已接近 1% (该指标为判别横缝发生的控制标准)。检查四周后未见坝顶有明显的横向裂缝。④坝顶高程 283.00 m 上下游视准线对应测点的水平变位和垂直变位均表现出明显差异,即坝顶下游视准线测点水平变位明显大于上游视准线测点的水平变位,坝顶下游视准线测点垂直变位明显大于上游视准线测点的垂直变位。

坝顶两条视准线测点的水平变位差和垂直变位差具有下述特点:①2006 年坝顶两条视准线对应测点的最大水平变位差为 37.9 cm,最大垂直变位差为 16.2 cm。不论库水位上升或下降,坝顶两条视准线对应测点的水平变位差和垂直变位差均呈增加趋势,时效分量为变形的主要分量。②水库调水调沙期间库水位骤降,坝顶上下游视准线水平变位差迅速增加,如 2006 年 6 月调水调沙水位骤降期上下游视准线水平变位差达 24.9 mm。

1.3 坝顶裂缝

2000 年 6 月 26 日大坝填筑至坝顶设计高程,2001 年 7 月 24 日库水位为 192 m 时,在坝顶下游侧距路缘石 40~60 cm 处发现长约 100 m、最大开口为 10 mm 的裂缝,当时未处理,后于 2002 年 5 月铺设坝顶路面混凝土六棱预制砖,这说明在大坝填筑到

坝顶 1 a 后水库水位较低时 (仅 192 m) 已发生坝顶裂缝。

2003 年 10 月 18 日在坝顶下游侧距路缘石 80~120 cm 处的混凝土六棱预制砖上发现长约 160 m、最大开口为 4 mm 的裂缝。2004 年 8 月挖开裂缝后发现在路面料和 3 区料中有 1 条平行于坝轴线的裂缝,缝长 627 m,深 3.9 m,最大缝宽 15 cm。

2005 年 1 月在坝顶下游侧开挖 4 个检查坑,并埋设 8 只土体位移计,测得裂缝开度未收敛,且不论库水位上升或下降,裂缝开度均有所增加。

从坝顶裂缝土体位移计测值过程线可知:①坝顶裂缝与坝顶视准线变化规律一致,截至 2007 年 2 月 12 日裂缝并无收敛迹象,仍在继续发展。②2005 年 6 月 23 日至 2006 年 2 月水库水位上升期,水库水位上升约 20 m,裂缝开度增加约 7 mm。③2006 年 10 月 19 日至 2007 年 2 月 12 日水库水位处于 245~250 m 的缓慢上升期,裂缝开度增加 6 mm,平均每月增加 1.5 mm。④在 2006 年 6 月 22 日调水调沙期间,库水位骤降,裂缝开度明显增加,增幅约为 7.5 mm,与坝顶视准线测值的变化规律一致。

1.4 原因分析

施工质量检测资料表明,小浪底水库拦河大坝的施工质量优良。坝顶变形和裂缝开度与库水位变化关系不甚密切,不论库水位上升、下降或平稳,坝顶变形和裂缝均有明显增加,而且蓄水多年来变形尚未收敛,表现出明显的徐变特性。裂缝位于下游坝壳内,平行于坝轴线,非弧形,无错台,非滑坡后缘裂缝。2007 年实测坝顶两条视准线对应测点的最大水平变位差为 40 cm,但裂缝开度最大仅为 15 cm,剩余的变位差可能被其他填筑料所吸收,在这些填筑料中可能还存在尚未发现的裂缝及松弛区。该大坝异常变形和坝顶开裂的原因可能与以下因素有关:

a. 覆盖层变形。坝基存在着 70 m 厚的深覆盖层,该覆盖层无稳定骨架,有贯通细砂层、泥岩孤石和架空现象,原始应力为 0.4~0.5 MPa。160 m 高的斜心墙堆石坝在自重和水荷载作用下,覆盖层中应力状态严重不对称,心墙上游侧覆盖层中最大压应力为 1.5 MPa,心墙下游侧覆盖层中最大压应力为 3.5 MPa,下游侧坝体和坝基变形明显大于上游侧,坝体和坝基产生倾向下流的不均匀沉降和水平变形,再加上覆盖层中软弱颗粒压碎并充填空间 (如泥岩孤石和细砂),坝体发生较大沉降。由于覆盖层中软弱颗粒及孤石的压碎和充填是一个不可逆的持续发展过程,坝体表现出明显流变特征,可能是坝顶产生较大拉裂区及坝顶开裂的原因之一。

b. 坝顶出现拉应力区。反演结果表明:由于坝

顶分区复杂,过陡的斜心墙下游坡和复杂的分区,易使坝顶产生拉应力,特别是下游侧填筑大量 4C 任意料,导致下游侧填筑料的流变大于上游侧填筑料的流变,在水荷载及自重作用下,增大了坝体向下游侧变形的可能。再加上坝顶预留的 2.0 m 地震沉降量,坝顶上下游边坡的坡度变陡,下游坝坡由原来的 1:1.75 改为 1:1.5,易促使坝顶开裂。

c. 库水位变化。该工程频繁的调水调沙和我国华西地区秋雨期间库水位的快速大幅变化,加剧了大坝异常变形和坝顶开裂。当水库水位升高时,上游的坝壳料湿化变形;当水库水位下降时,上游的坝壳回弹变形,加剧了坝体差异性变形。

d. 施工原因。工程下游坝壳内填筑 C4 任意料,施工中对 C4 任意料要求较松,加大了下游坡变形;坝壳料在施工中未加水,加剧了蓄水后的大坝变形;1997 年 7 月至 1998 年 3 月大坝上升速度较快,曾达 13.3 m/月,虽然密实度达标,但受坝体填筑料及覆盖层流变影响,坝体发生了较大变形。

1.5 裂缝发展趋势预测

2007 年水库蓄水以来,大坝变形较明显,坝顶裂缝较长,开度较大,但该裂缝最大深度仅为 5 m 左右,为坝顶浅层裂缝。裂缝的开度虽尚未收敛,但裂缝长度和深度并未增加,且该裂缝呈平直状,底滑面尚不充分。计算结果表明:只要保护缝口不让雨水进入缝面,近期该裂缝的下游侧坝壳尚不会滑塌,坝体变形和裂缝的存在尚不影响大坝正常运行,认为应加强观测,视裂缝发展状况研究相应处理措施。迄今为止,裂缝发展逐步趋于收敛,大坝运行安全。

2 耿达水电站闸坝持续发展的变位与覆盖层徐变

耿达水电站是岷江支流鱼子溪河上的第二梯级引水式电站。该水利枢纽由拦河闸、输水系统及窑洞式发电厂房组成(装机容量为 160 MW,设计水头为 259 m)。拦河闸全长 90.6 m,闸室最大高度为 31.5 m,水闸为带胸墙的底孔泄洪闸。工程于 1986 年蓄水,至今已运行 26 a。河谷有深厚覆盖层,最厚达 55.7 m,覆盖层自下而上分为 5 层:第 1 层为冰积砾石、碎石质中粗砂和碎石层,厚 5~18 m;第 2 层为深灰色冲积中~重粉质壤土层,厚 2~12 m;第 3 层为含砾卵石及砂质卵石冲积层,厚 8~24 m;第 4 层为含砾砂层,顶面埋深 10~20 m,厚 5~10 m,该地层分布不连续,厚度及成分变化较大;第 5 层为漂卵石层,是闸坝的持力层,厚 10~28 m,漂石直径一般为 0.8~2 m,最大可达 4~6 m。2010 年 6 月 1 日在防渗帷幕施工时发现第 5 层中有长 0.8 m 和 0.3 m 的空洞,灌浆处

理时第二单元 I~III 序孔平均注浆量为 632.8~2196.4 kg/m,灌浆后平均透水率为 27.64~117.89 Lu,可见第 5 层存在局部架空现象。

计算结果表明:闸室沿建基面和含砾砂层的抗滑安全系数、闸基应力及应力不均匀系数均满足规范要求。自 1988 年电站运行以来,各闸室均出现了持续向下游的水平变位和沉降变位,2005 年实测 3 号泄洪闸的前排测点累计向下游的变位为 28.4 mm,累计沉降为 4.1 mm,而相邻的 1 号非溢流坝因受基岩顶托,持续向上游的累计变位为 -6.9 mm,累计沉降为 -0.6 mm,从而 1 号非溢流坝和 3 号泄洪闸间的水平变位差为 35.3 mm,垂直变位差为 4.7 mm,由此造成门机轨道断开,止水撕裂。

2008 年汶川地震,耿达水电站拦河闸闸首处场地地震烈度为 9 度,超过 8 度设防烈度。闸首区地震次生灾害严重,除 1 号非溢流坝和 3 号泄洪闸间原有变位有所发展,扬压力有所升高外,闸基未出现液化现象,闸体未见明显裂缝,拦河闸未见宏观失稳现象。监测资料表明,震后各闸室前排测点均向下游增加 80~90 mm 水平变位,累计向下游的水平变位为 98.8~126.5 mm,垂直沉降增加 2.5~8 mm,累计沉降为 4.2~10.2 mm。由于地震中 1 号非溢流坝向上游仍有 -10.2 mm 的变位,且沉降 4.8 mm,1 号非溢流坝与 3 号泄洪闸间水平错位增加为 136.7 mm,垂直错位仅 2.3 mm。复核成果表明:在 8 度地震(加速度 $a=0.25g$)工况下,3 号泄洪闸的抗滑安全系数为 1.07,满足规范要求。

分析其原因,既可能与第 4 层含砾砂层分布不均有关,也可能与第 5 层漂卵砾石的架空现象有关,还可能与耿达水电站拦河闸高度有关。耿达水电站闸室最大高度为 31.5 m,为我国深覆盖层上较高的闸坝,正常工况下闸基应力在 400kPa 左右,虽未超过地基承载能力,但在垂直荷载和水平推力作用下,覆盖层的结构将逐步调整,逐步充填、嵌合,相应地漂卵砾石层将逐步密实,摩擦因数也将逐步提高,因而表现出闸室水平变位和垂直变位持续发展(由于垂直变位在施工期大多已经发生,蓄水后主要表现为水平变位),而当漂卵砾石的密实度、摩擦因数及其相应的变位与荷载匹配后,这种变位才逐步收敛。

考虑到第 4 层含砾砂层分布不均及承载力较低,震后加固时在 1 号、2 号、3 号泄洪闸后半部即 0+020~0+040 m 底板下共打了 81 个直径为 1 m 的高压旋喷桩,以加固含砾砂层。该加固方法能提高含砾砂层的承载能力,也能提高该部分砂层的抗剪强度,但会产生以下问题:可能切断原有底板钢筋,改变其受力状态;仅加固闸室底板后部的砂层,造成

同一地基压缩模量有 4 倍的差异;含漂卵砾层用水泥浆回填后可能产生脱空及其他缺陷等,目前该闸坝正在严密监测下进行蓄水试验。

3 某水电站闸坝持续发展的变位与覆盖层徐变

某水电站位于四川省甘孜藏族自治州境内,闸室高 20 m,置于 90 m 深厚覆盖层之上,覆盖层共分 3 层,第 1 层为含卵砾砂层,第 2 层为粉细砂层,第 3 层为粉质壤土。

为防地震时砂土液化,采用直径为 1.2 m、横纵向间距均为 2.5 m 的振冲碎石桩加固处理,桩深 15~26 m。该工程于 2006 年下闸蓄水,蓄水后闸室即出现较大裂缝,产生垂直变位,闸基渗压测值紊乱,闸室顶部 10 个水平变位测值中有 9 个都向下游持续变位。由于该工程库水位变幅不大,9 个水平变位基本随气温周期变化,且随时间的增加,变位明显增加,河床中部水平变位明显大于近岸测点变位,最大水平变位发生在排污闸,5a 内水平变位为 50 mm,年变幅为 10 mm,而 2 号泄洪闸闸顶水平变位为 32 mm,每年以 5 mm 的速度发展。

该水电站闸坝的持续发展变位和变位发展速度均大于耿达水电站闸坝,且已导致闸坝开裂,虽然变位的原因可能不一样,但可能均属于覆盖层徐变。

4 结 语

a. 深厚覆盖层中往往存在着漂卵砾石层、砂层及砂壤土层,在深厚覆盖层地基上建筑闸坝后,在荷载作用下,除了容易产生基础渗漏、闸室不均匀沉降、防渗墙复杂应力等问题外,还会存在覆盖层的徐变问题。

b. 覆盖层徐变是在有效应力作用下覆盖层变位随时间缓慢变化的现象,是一个复杂的问题,与覆盖层的组成、上部结构形式及荷载等因素有关。覆盖层徐变的原因可能是砂层的应力较大,也可能是软弱颗粒的压碎充填,还可能与局部架空现象有关。不同工程覆盖层徐变的原因不完全一样,但均表现为随时间而缓慢变化的变位,这种持续缓慢的变位可能破坏闸坝的防渗体系,造成扬压力升高,闸坝开裂,甚至导致闸坝失稳,应引起足够的重视。

c. 面对覆盖层持续发展的变位,应严格区分结构失稳与覆盖层徐变的界限。一般而言,中低水头闸坝的结构失稳与荷载变化关系较为密切,且多为

突发事件,应予以极大关注,并立即采取应急措施。覆盖层徐变与水位变化关系不密切,时间和气温变化往往是覆盖层徐变的主要因素。随着时间的发展,一般因覆盖层内架空、软弱骨料压碎、细骨料充填等引起的覆盖层徐变变位,经历 10~20 a 后可以逐步收敛。对覆盖层徐变,宜结合地质背景、监测资料及结构运行状态等进行全面分析,从变位与时间的关系、变位与荷载的关系,变位发展速度、扬压力测值变化、闸坝整体工作性态等方面,根据变形量大小、发展趋势及对工程的危害程度有针对性地采取措施。只要这种持续变位不快速发展,不破坏防渗体系,不导致渗流破坏,不引起闸坝失稳,这种缓慢的持续变位一般不会严重危及闸坝的安全。

d. 为了减少这种缓慢持续的变位的不利影响,宜分清持续变位的类型和规律,找出原因,有针对性地采取提高闸室地基密实度、承载能力和抗剪强度,改善上部结构,降低地基应力水平等措施。在已建的闸坝上,将上游混凝土铺盖改建为阻滑板,可能是较为简便的减少覆盖层徐变影响并维持闸室稳定的措施。

参考文献:

[1] 王民浩,杨志刚,刘世煌. 水电水利工程风险辨识与典型案例分[M]. 北京:中国电力出版社,2001.

(收稿日期:2012-01-10 编辑:骆超)

(上接第 37 页)

[7] ABDEL-HADI O N, MITCHELL J K. Coupled heat and water flows around buried cables [J]. Journal Geotechnical engineering,1981,107:1461-1487.

[8] FORSYTHE W E. Smithsonian physical tables [M]. Washington;Smith Institution Publication,1964.

[9] KIMBALL B A,JACKSON R D,NAKAYAMA F S,et al. Soil heat flux determination temperature gradient method with computed thermal conductivities [J]. Soil Science Society Amercain Journal,1976,40:25-28.

[10] EDLEFSEN N E,ANDERSON A B C. The thermodynamic of soil moisture[J]. Hilgardia,1943,15(2):31-299.

[11] MORTON F I. Estimating evaporation and transpiration from climatological observations [J]. Journal of Applied Meteorology,1975,14(4):488-497.

[12] WILSON G W. Soil evaporation fluxes for geotechnical engineering problems [D]. Saskatoon; University of Saskatoo,1990.

(收稿日期:2011-12-19 编辑:熊水斌)