

(3) 水库, 土石坝, 重大事故, 事故分析, 大坝

国内外土石坝重大事故剖析 ——对若干土石坝重大事故的再认识(续)

顾淦臣

(河海大学水利水电工程学院 南京 210098)

16-25, 53

TV698-237

3 滑坡事故和失事

3.1 七一水库土坝上游坡滑坡

江西七一水库库容 1.8 亿 m^3 。土坝虽设计为粘土心墙坝,但竣工后上下游坝壳渗透系数分别为 1.8×10^{-5} , 6.88×10^{-5} cm/s,心墙为 2.42×10^{-5} cm/s,实际是均质坝。坝高 50 m,坝顶长 400 m。坝基为页岩与石英砂岩互层,其上有 3~8 m 厚的砂砾石。坝基用铺盖和截水槽防渗。

为扩大工程效益,拟加高土坝。先增建泄水隧洞,于 1972 年 11 月 8 日进行隧洞进口岩塞爆破。由于事先未安装动水关闭的闸

门,对库水位降速失去控制,库水位降速过大(最大降速达 1.954 m/d,平均降速 1.15 m/d),最大降幅达 23 m,导致土坝上游坡滑坡。滑坡剖面见图 8。滑坡体总面积超过 2 万 m^2 ,滑坡体约 50 万 m^3 。

七一水库上游坝坡滑坡主要是库水位降速太快,上游坝壳渗透系数太小,以致瞬时不稳定浸润线太高造成的。失事后计入渗透水压力复核稳定安全系数只有 0.98,如不计渗透水压力安全系数为 1.78。加之施工质量差,上游坡存在抗剪强度低的软弱层。

3.2 文峪河土坝滑坡^[14]

山西省文峪河水库库容 1.25 亿 m^3 ,为

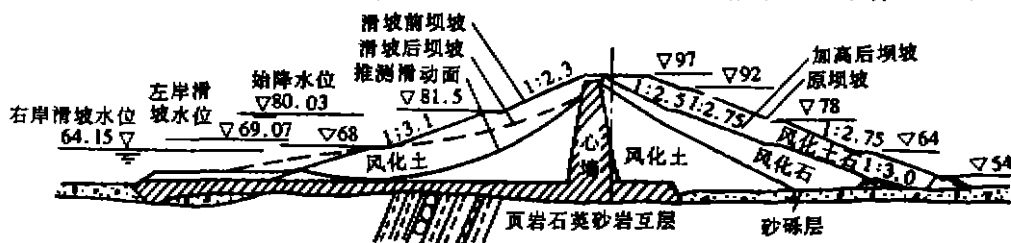


图8 七一水库土坝断面图(单位:m)

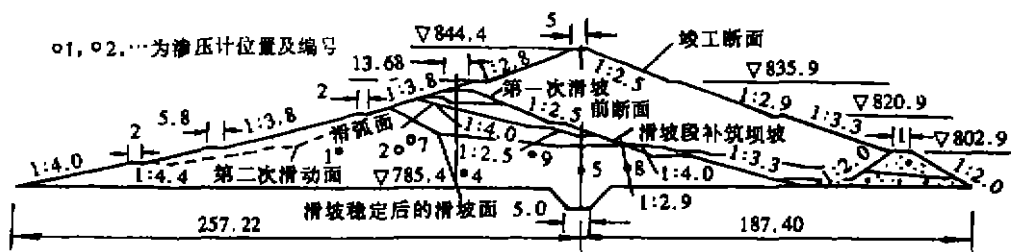


图9 文峪河土坝断面图(单位:m)

本文前半部分刊登于本刊1997年第1期第13~21页。

作者简介:顾淦臣,男,教授,从事水工结构教学与科研,发表过《土石坝地震工程学》等论著。

水中倒土坝。坝高 59 m, 坝顶长 700 m, 坝基右岸为砂岩, 其余为砂页岩互层。河床段有砂砾层厚 10 m, 左岸台地下部为 4 m 厚的砂砾层, 其上覆盖 10~20 m 厚的黄土层。坝基采用截水槽防渗。土坝剖面见图 9。土坝土料属粉质壤土。发生过两次滑坡。

3.2.1 第一次滑坡(施工期滑坡)

土坝于 1960 年 4 月开始填筑坝体, 6, 7 两个月坝体最大升高速度 0.55 m/d, 个别坝面曾达 2 m/d。当 8 月 7 日坝体升至坝高 40 m 时, 下午 7 时, 主坝左半部下游部分滑坡。滑坡面积 15 000 m², 滑出坝外土方达 11.6 万 m³ (不包括残留在坝体内的滑坡体)。

这次滑坡发展迅速, 整个滑坡仅延续 5 min, 高速流动的泥浆自高向低滑出, 滑体前沿流至坝脚以外 200 m, 形成由上游坡边缘至下游滑体前沿长达 420 m、宽 160 m 的葫芦形堆积体。

造成这次滑坡的主要原因是施工速度快, 使坝体孔隙水压力过大, 一般都超过设计值的 20%, 有的超过 36%, 加之填筑质量差, 干密度小, 含水量大(接近流限), 使坝体内形成抗剪强度低的软弱层。

3.2.2 第二次滑坡(蓄水后上游坡滑坡)

土坝填至 53.5 m 高时, 水库开始蓄水。1963 年 5 月 29 日水位达 826.07 m (最大水深 40.67 m)。为抢修隧洞未完工程, 1963 年 6 月 1~12 日, 水位由 823.94 m 降至 809.91 m 时(平均降速 1.15 m/d, 最大降速 4.67 m/d), 土坝上游坡于 12 日 2:00, 7:10, 9:25 三次发生滑坡。每次滑坡历时仅 3 min。滑坡体总宽度 322 m, 总方量 23.72 万 m³, 其中有 6.72 万 m³ 滑出坝外。

这次滑坡是库水位降落, 而坝体内瞬时浸润线降低甚微, 引起很高渗透水压力所致(滑坡后经计算, 库水位降落引起的渗透水压力使总抗剪能力降低 57.3%, 稳定安全系数降至 0.785), 当然也与坝体内存在成层的软弱带有关。

3.3 罗田水库土坝下游滑坡引起溃坝失事

广东省罗田水库库容 149 万 m³, 为水中填土均质坝, 最大坝高 26 m, 坝顶长 116 m。1973 年 4 月 11 日, 距右坝端 7 m 处出现深 3 m 以上的横缝。裂缝用土中灌水并用脚踩成稀泥处理。4 月 22 日裂缝顺下游坝坡向下延伸至缝长 20 m。随后上游坡出现一条长 25 m 的裂缝; 在上、下游坡形成长 45 m 的弧形缝, 向下游方向滑沉。当时用灌泥浆的方法进行了处理。4 月 27 日至 5 月初连续降雨, 使泥浆无法固结, 5 月 8 日当库水位达 122.1 m, 降雨 120 mm 时, 先在下游坡已处理过的裂缝又出现裂缝, 2 小时后又在坝顶偏上游面已处理过的裂缝处发现裂缝, 又过 1 小时, 下游坡裂缝扩大达 6 cm, 坝体出现明显变形, 不久土坝溃决。溃坝失事的主因是施工质量差, 水中填土未按规定进行, 填筑升高太快; 其次是处理裂缝措施不当, 灌泥浆反而加速裂缝扩展, 也是溃坝的重要原因。

3.4 滑坡失事和事故的教训

a. 滑坡多发生在压实质量差的粘性土均质坝以及不碾压的水中填土坝。上游滑坡多因水库水位降落速度太快而肇致。各种防渗型式(心墙、斜心墙、面板)的堆石坝、各种防渗型式的压实质量良好的砂卵石坝没有发生过滑坡事故。

b. 设计者应提出土料颗粒级配、压实标准(干密度、含水量、碾压机具、碾压遍数), 这对于均质土坝尤其重要, 它对提高抗剪强度、防止滑坡、防止裂缝起决定性作用。它对减小堆石和砂卵石的变形, 防止心墙、斜墙、面板裂缝也起重要作用。施工人员必须确保质量标准的实现。这是保证大坝安全的第一关。

c. 设计者应制订水库调度规程, 规定汛期限制水位、水位最大降速等。运行管理人员应按照调度规程运行。在积累水文观测资料系列及坝体孔隙水压力、渗透水压力观测资料系列后进一步作洪水分析、坝坡稳定分析才能修改水库调度规程。

d. 关于水中填土筑坝, 设计者应根据试

验和计算分析,提出土料颗分、畦内水深和土厚、填土上升速度等,施工人员应确保其实现,以保障大坝安全。

4 地震震害事故和失事^[7]

4.1 回龙土坝^①

云南省峨山县回龙土坝建于60年代,坝高18m。坝基为黑色泥炭质软粘土,心墙底部截水槽开挖深8m,未达基岩,截水槽底部软粘土用石灰桩及石灰盖板加固。剖面及平面见图10。

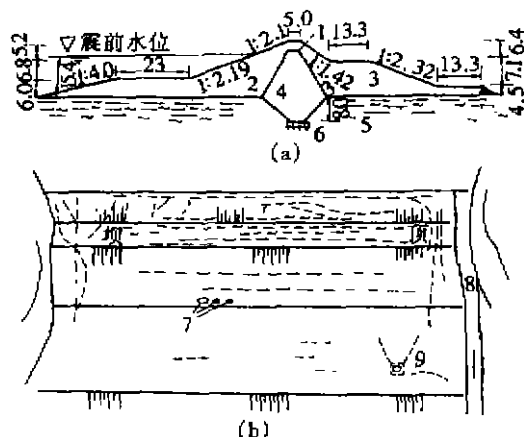


图10 回龙土坝震害图(单位:m)

(a)剖面图;(b)平面图

- 1.粘土心墙顶宽3m;2.风化土料;3.岩片碎屑及土;
- 4.粘土心墙;5.黑色泥炭质软粘土;6.石灰桩及石灰盖板;
- 7.漏水点;8.溢洪道;9.闸门井

此坝分三期建造,填筑含水量偏低,碾压质量差。1966年蓄水深度17m时,坝体出现渗水点。1970年通海7.7级地震,坝址烈度为9度。震后,坝面裂缝30多条,纵缝最大缝长100m,缝宽10~20cm。坝顶两端横缝5条,最长22m,宽5~15cm,深2m。闸门井周围与坝面脱开15cm,并有斜缝3条,闸门井止水震落,坝下游坡出现3处漏水点。

4.2 赵觅土坝及其它4座小坝

云南省峨山县赵觅土坝建于60年代,为10m高的均质土坝。上下游坝坡均为1:2.0,

坝基砂卵石层厚3.0m,心墙底部截水槽开挖达基岩。1970年通海7.7级地震,坝址地震烈度为10度。地震时坝前水深为5m。震后,上游坡近坝顶有一纵缝,宽50~70cm,错台20~30cm,缝深1.5m。左坝端有一横缝,宽4~5cm,还有几条平行的小横缝。右坝端有一横缝长8m。坝顶沉陷30cm。上游坝坡中部隆起。

在烈度10度区还有4座小坝:建水县高粱地均质土坝,高8m;峨山县牛白甸均质土坝,高6.5m;通海县王瓜田均质土坝,高6.4m;峨山县小海沿圪工墙土坝,高5m。均质土坝震害情况与赵觅土坝相似。圪工墙局部断裂倒塌。

烈度10度区的5座土坝,无一溃坝。经修补后均正常运行。

4.3 陡河土坝^②

陡河土坝位于唐山市郊,距唐山地震震中19km,坝址烈度9度。该坝1956年建成,原设计按8度设防。主坝长1700m,副坝长4415m,主坝河槽段坝高22m,一级台地段坝高15m。为轻中壤土均质坝,碾压密实,干密度在 1.8g/cm^3 以上。坝顶部2m,为1970年加高,其上游面为厚1m的粘土斜墙,斜墙下游部为石渣填筑体,石渣碾压不密实。一级台地地基上部5~7m为可塑至软塑状粘土夹1.5m厚中细砂透镜体及淤泥层,以下为厚20m的中细砂层,再下为粘性土与中细砂互层,最深达300m。中细砂相对密度较低,属易液化土层,地震时此段坝脚喷水冒砂较多。副坝建于二级台地上,台地表层为2~3m厚重壤土,其下为4~7m厚的中细砂与砂壤土互层,夹有粘土壤土薄透镜体,再下2~7m为黄土状壤土层,再下为很厚的中细砂层,夹有壤土及砂壤土透镜体。中细砂相对密度较高,地震时没有喷水冒砂。

地震时最大水深12.5m,震后土坝受到

①常亚屏,通海地震水利工程震害调查,水利水电科学研究院。

②袁桂基,唐山地震,唐山地区水利工程震害及处理,唐山地区行政公署水利局,1983。

严重破坏,有滑坡和宽而深的纵横裂缝和暗缝,有大量的竖向和水平位移,防浪墙倒塌、坝身左右扭曲、上下起伏。

全坝有横缝 100 多条,其中主坝 95 条。缝宽一般 0.1~1.0 cm,少数 1~3 cm,贯穿整个坝顶,少数延伸到上游坡,多密集于坝两端和坝高变化之处,缝深 2~3 m。

纵缝为主要震害。主坝全长上下游坡有两组连续的纵缝带,近似对称于坝顶两侧。每组宽 2~9 m,由 2~5 条裂缝组成,最大一条缝塌陷宽度 2.2 m,此缝深入坝基,缝中充填砂石。副坝纵缝多接近坝顶,深度较浅。

主坝及副坝下游坡都出现弧形缝,副坝弧形缝下游坝脚隆起并外移,是滑坡迹象。开挖发现,坝体有暗缝,上窄下宽,缝内充填坝基细砂软泥,说明坝基向上下游脚流动挤出,将坝拉裂。

主坝最大竖向位移 1.64 m。有 10 个断面处坝顶竖向位移超过 1 m。坝顶最大水平位移 66 cm。坝坡向上下游侧凸出 10~60 cm。详见图 11。

4.4 日本几座小土坝地震溃坝^①

日本 30 年代以前建成的小土坝,筑坝土料不良,没有碾压,坝基土质软弱。从 1939 年

至 1978 年间几次地震有 29 座小坝溃坝失事。

1964 年 6 月,新潟地震,震级 7.5 级,日本东北 6 县距震中 300 km 范围内有土坝 8736 座,坝高都低于 20 m。其中 146 座受到不同程度的震害。在 30~160 km 范围内,有 7 座坝溃决失事。其原因有坝体裂缝或坝下埋管裂缝,因而漏水冲蚀管涌而溃坝,一般都是在震后数小时或 1 天以上才溃决,这是冲蚀管涌的发展过程。大平坝是新潟地震裂缝冲蚀管涌的一例。该坝高 8 m,筑坝土料为轻粉质壤土,平面及剖面见图 12。

1968 年 5 月,十胜冲地震,震级 7.9 级。在距离震中 300 km 范围内受震害的小土坝有 93 座,坝高在 20 m 以下,大多低于 10 m。筑坝土料大部分为火山灰质砂壤土,坝体干密度低,为 0.9~1.18 g/cm³。地震前 4 天连续降雨,坝体含水量高,水库接近满水位,地震过程中有 10 座坝溃决;推断是由于滑坡造成的。早挂沼坝和蒲野泽坝是溃坝的两例^[8]。见图 13 和图 14。

1978 年 1 月 14 日伊豆近海地震和 15 日余震时,持越矿的两座尾矿坝相继发生流动性塌滑,流出土砂矿渣和泥浆 8.2 万 m³,造成下游灾害。伊豆地震震级 7 级,震源深

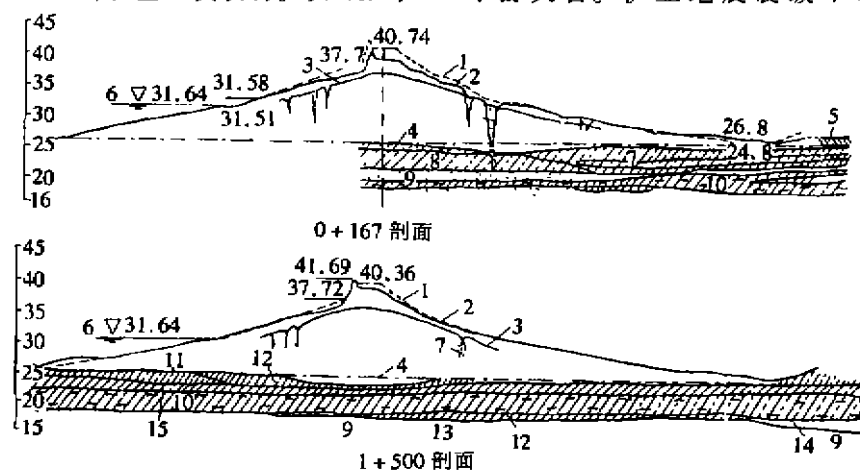


图 11 陡河土坝震害图(单位:m)

1.竣工断面;2.震后断面;3.护坡底面线;4.清基线;5.人工填土;6.地震时水位;7.轻粉质壤土;8.轻壤土;9.细砂;10.淤泥;11.粉质壤土;12.壤土;13.灰细砂;14.粗砂;15.粘土

^①汪闻韶,日本土石坝抗震技术及砂土液化研究近况,中国高坝抗震技术访日考察团考察报告。

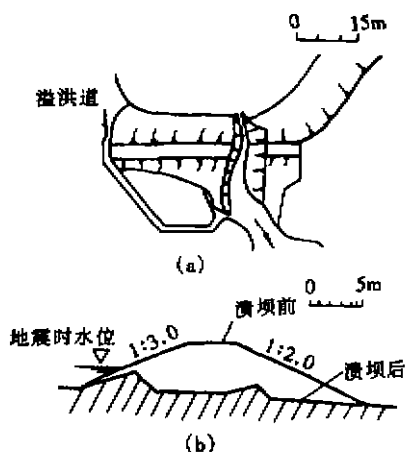


图 12 大平坝地震溃坝图

(a)平面图; (b)剖面图



图 13 早挂帘坝地震溃坝(单位:m)

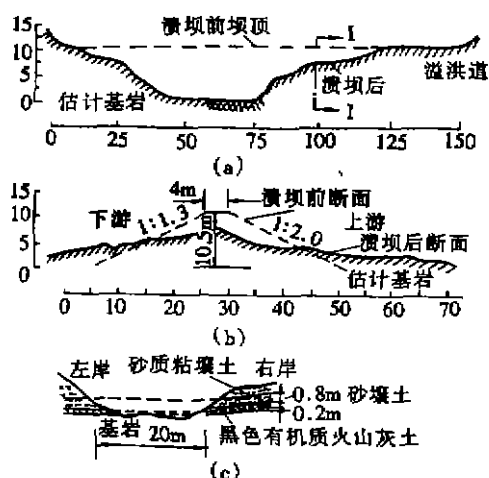


图 14 蒲野泽坝地震溃坝(单位:m)

(a)纵剖面图; (b) I—I横剖面图; (c)溃坝部分示意图

20 km, 尾矿坝距震中约 40 km。尾矿坝的矿渣粗粒部分为砂质粉土, $d_{50} = 0.09$ mm, 自然含水量 36%, 液限 27%, 无塑性, 自然孔隙比 0.98。细粒部分为粉土, $d_{50} = 0.023$ mm, 自然含水量 36.6%, 液限 31%, 塑性指数 10, 自然孔隙比 1.0。前者为易液化土, 后者处于液态, 都易受震塌滑。尾矿坝震害情况见图 15。

4.5 San Fernando 下坝和上坝严重损坏^[9]

1971 年 2 月 9 日美国 San Fernando 发生地震, 震级 6.6 级。在距震中 40 km 范围内有

44 座坝, 坝高 9~58 m, 其中有 30 座坝处于蓄水运行状态。25 座碾压坝中无一座有明显震害, 5 座冲填坝中, San Fernando 下坝发生大塌滑, San Fernando 上坝发生大的沉陷和变形。典型震害事例如下。

San Fernando 下坝, 坝高 42.7 m, 顶宽 6.1 m, 总长 664 m。上游坡 1:2.5, 下游坡 1:2.5 和 1:4.5, 坝基含有厚约 10.7 m 的砂和硬粘土, 其下为软岩石。

该坝修建于 1912 年, 前 3 年用水力冲填修建至 25.9 m 高, 翌年用同样方法用碎页岩加高 4.6 m, 然后在 1916~1930 年用碾压填筑加高至 42.7 m。在 1940 年时又用碾压填筑法在下游坡面上增加一个戽体。心墙上游侧为饱和砂, 相对密度低, 大约为 0.4~0.7, 平均值为 0.55。坝的剖面如图 16 所示。

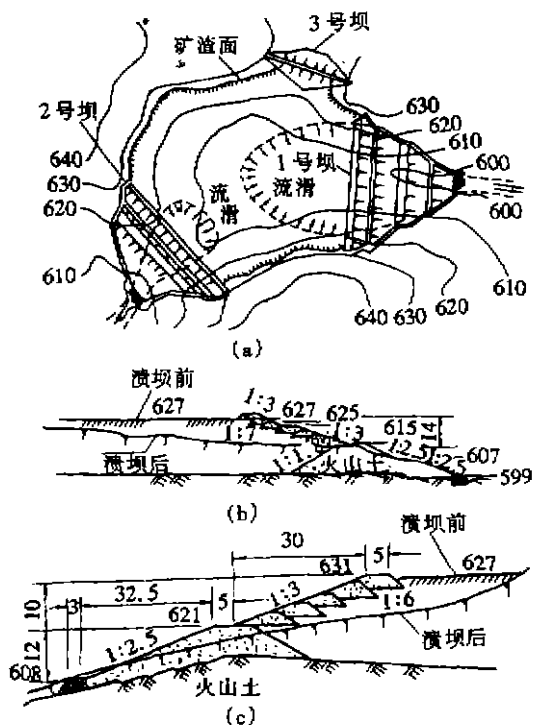


图 15 持越尾矿坝震害图(单位:m)

(a)持越尾矿坝平面; (b)1号坝断面及溃坝状况;

(c)2号坝断面及溃坝状况

地震震中位于坝址东北约 12.9 km, 强烈震动时间持续了约 12 s, 在距坝 1.6 km 处发现明显的断层开裂现象。强震记录表明, 坝址附近地表运动的最大加速度约为 0.5~0.6

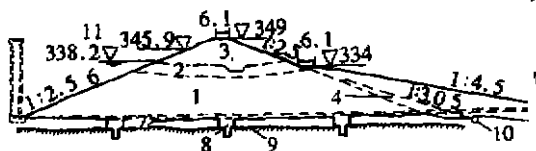


图 16 San Fernando 下坝横剖面图(单位:m)

1. 1915 年水力冲填; 2. 1915~1916 年水力冲填; 3. 1916~1930 年碾压填筑; 4. 1929~1930 年堆石压坡; 5. 1940 年填筑堆石; 6. 15 cm 厚混凝土; 7. 原地面; 8. 截水槽; 9. 基岩; 10. 堆石反滤排渗沟; 11. 地震时水位

g。地震前曾用拟静力法校核了坝的稳定, 地震系数采用 0.15, 考虑库水位部分骤降, 计算的最小安全系数为 1.01, 不计骤降时为 1.3。地震时水库水位在坝顶以下 10m, 地震后由于饱和砂土液化, 整个坝体发生大规模塌滑, 使水位以上只剩下 1.2 m 高的一小块土体, 幸免了漫顶事故。

图 17 所示为 San Fernando 下坝地震后的破坏情况与修复后的情况。

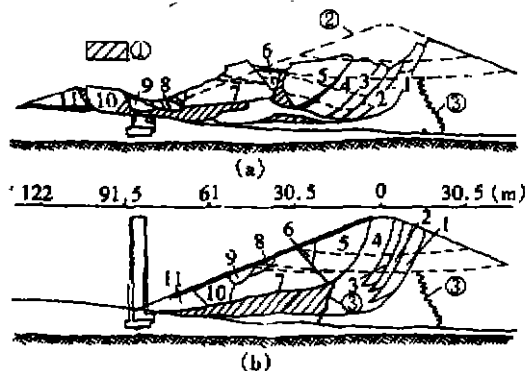


图 17 San Fernando 下坝震害状况和修复情况

(a) 地震前坝轮廓及地震后破坏状况; (b) 修复后坝剖面
① 液化区; ② 地震前坝轮廓线; ③ 冲填心墙边线; 1~11 为各滑动块体与原坝体震前位置对照

San Fernando 上坝坝高 20.7 m, 下半部 15.2 m 为半水力冲填坝。地震后坝身发生巨大的向下游的位移和变形, 达 1.5~2.1 m, 沉降 0.8~1.0 m, 图 18 所示为 San Fernando 上坝地震前后的坝剖面形状。

4.6 Sheffield 坝溃坝失事

美国 Sheffield 坝建于 1917 年, 坝高 7.6 m, 总长 219 m, 坝身由粉质砂土和砂质粘土填筑, 夹有大块卵石和圆石。上游坡有 1.2 m 厚的粘土护面与深入坝基中的防渗齿

墙相连接, 粘土护面上覆盖有一层 12.7 cm 厚的混凝土护面板。坝基为 1.2~3.0 m 厚的台地冲积层, 与筑坝材料相同。地震前, 在下游坡附近和坝脚下游范围内发现渗水, 表明主要建筑物下部处于饱和状态。

1925 年 6 月 29 日发生的 Santa Barbara 地震, 震级 6.3 级, 震中位于坝址西北约 11 km, 地震使坝发生溃决。根据事后调查认为是靠近坝基部分发生了整体滑动, 使坝中部长约 91 m 的坝体或多或少地保持原封不动的状态向下游滑行了约 30 m, 然后崩溃。坝剖面见图 19。

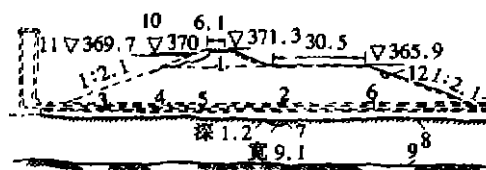


图 18 San Fernando 上坝震害图

(虚线为地震前断面, 实线为地震后断面; 单位: m)

1. 碾压填筑; 2. 半水力冲填; 3. 裂缝 1.25 cm; 4. 裂缝 1.88 cm; 5. 裂缝 1.25 cm; 6. 裂缝 1.25 cm 并漏水; 7. 截水槽; 8. 坝基; 9. 基岩; 10. 地震时水位; 11. 溢洪道高程; 12. 塌落坑

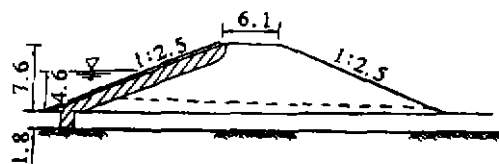


图 19 Sheffield 坝剖面图(单位:m)

4.7 Hebgen 坝的良好抗震性能

美国 Hebgen 坝于 1914 年建成, 坝高 27.4 m, 长 213 m, 上下游坝坡坡度分别为 1:3.0, 1:2.25, 是一座由含砾石粘土筑成的碾压土坝, 坝中心有钢筋混凝土心墙, 地震前工作良好。1959 年 8 月 17 日发生的蒙大拿州的 Hebgen 湖强烈地震, 震级 7.6 级。主断层通过水库北岸, 距右坝肩不足 210 m, 断层发生 4.6~5.5 m 的竖向位移, 但水平位移较小。

地震对 Hebgen 坝产生的影响有: ① 由于构造运动使支承坝的基岩下沉了 2.96 m, 与此同时, 32 km 长, 4.31 亿 m^3 的水库整体下沉了 3.0 m 以上; ② 全坝发生明显沉陷, 混凝土

心墙上游靠近右坝头处,最大沉陷量距心墙顶部 1.2 m,渐变至左坝头处为 0.3 m。在心墙下游侧,靠近坝中部最大沉陷量 1.8 m;③混凝土心墙外露,靠近溢洪道处出现 4 条竖向裂缝,缝距平均 2.6 m,缝的最大宽度 7.5 cm;④坝顶上下游侧都出现严重的纵向裂缝,最宽的达到 30 cm,平均 5~8 cm,在坝头处比较严重,且延伸于全坝顶;下游坡面上,除右坝头附近外基本上没有裂缝,上游坡面在水位以上有若干较严重的纵向裂缝,最宽达 15 cm,混凝土心墙与坝体填土之间也有张开裂缝,在坝中部附近达到 15 cm;⑤右坝头在心墙裂缝附近发现渗水,但渗流量不大;⑥水库中产生很大的涌浪,至少 4 次漫过坝顶,周期 10 min,第二次漫顶水深 0.9 m,持续约 10 min,上下游坡面抗住了冲刷,只有下游坡上植被被冲走,最大冲沟深达 0.9 m;⑦水库岸坡若干处发生塌岸;⑧坝下游 11 km 处,约 5000 t 岩体坠落河床,阻水成湖,回水波及坝脚。

Hebgen 坝是这样—个典型事例,地震对土石坝所可能造成的多种危害几乎都出现过:大断层发生竖向位移穿过坝头、地表裂缝、坝基沉陷、水库涌浪、库岸塌方、坝体发生了巨大变形。由于坝身土料的良好级配,防止了渗流侵蚀和附加孔隙水压力的发生,加上多种因素的有机组合,使坝经受了强烈震动而没有发生破坏,经过稍许修复后,又重新投入了运行。

4.8 Cogoti 混凝土面板堆石坝的良好抗震性能^[10]

智利的 Cogoti 混凝土面板堆石坝建成于 1938 年,坝高 85 m,坝顶长 160 m,坝顶宽 8 m。上游坝坡平均 1:1.4,下游坝坡 1:1.5。断面见图 20。该坝为早期的抛投式堆石,堆石料

为安山角砾岩,面板设横缝和竖缝。抛投式堆石变形较大,导致横缝竖缝周边缝漏水,1941 年漏水 0.5 m³/s,1965 年漏水 1.0 m³/s,1972 年漏水 1.2 m³/s,1985 年漏水 2.4 m³/s。Luis Arrau 根据逐年漏水过程线分析,认为漏水逐渐增大是因为周边缝等接缝张开,止水材料流失所致,地震对漏水没有明显影响。Cogoti 坝经受 4 次强烈地震,见表 2。

1943 年地震在坝的中间断面的坝顶测得竖向变形量为 40 cm,以后 3 次地震坝顶没有明显的瞬时变形。到 1985 年竖向变形总量为 108 cm,该断面坝高为 63 m。竖向变形率为 1.7%,这是抛投式堆石坝的通常竖向变形率。坝顶竖向变形过程线见图 21。

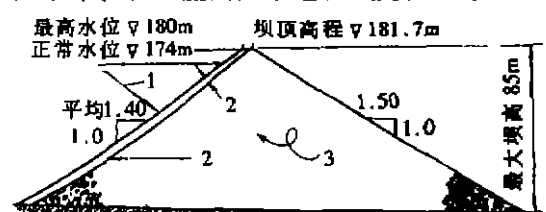


图 20 Cogoti 混凝土面板坝断面图

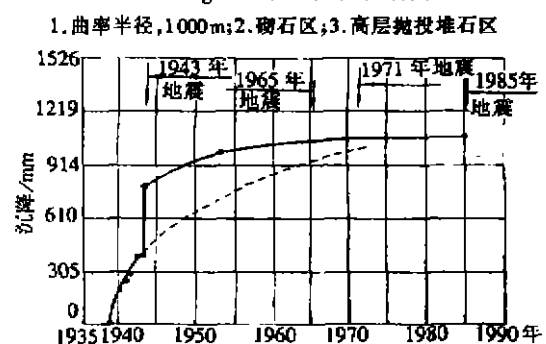


图 21 Cogoti 坝竖向变形过程线

据推算,1943 年地震在坝的上 1/3 坝体的地震反应为 0.37 g,震后检查,因坝堆石体变形,混凝土面板顶端下游面出露。1971 年地震后,坝顶出现纵向裂缝,坝顶路缘石及下游坝坡石块有错动,面板接缝沥青有些被

表 2 Cogoti 坝经受的强烈地震

发生日期	震中位置	震级	坝址震中距 /km	震源深 /km	震中烈度	坝址地震最大加速度 /cm·s ⁻²
1943 年 4 月 4 日	Illapel	7.9	89	33	9~10	190
1965 年 3 月 28 日	La Ligua	7.1	153	61	7~8	40
1971 年 7 月 8 日	Papudo Zapallar	7.5	165	60	8	49
1985 年 3 月 3 日	Lilloo Algarrobo	7.7	280	15	10~11	25

挤出,有的面板混凝土挤碎,但整体没有严重震害。

4.9 土石坝震害事例带来的启示

a. 只有早期建成的小坝因地震而溃坝,用现代技术建成的土石坝可以在地震烈度为10度的地区不发生严重破坏。

已有资料表明,日本1939年男鹿半岛地震、1964年新潟地震、1968年十胜冲地震,有29座高10m左右的小坝溃决。这些坝都是早期建成的,多数是火山灰质砂壤土均质坝,砂粒含量80%~90%,填筑干密度低(1.18 g/cm^3 以下),由于震后裂缝导致漏水冲刷而溃坝,或震时滑坡溃坝。日本50年代以后建成的土石坝没有震溃事例。美国1917年建成的高7.6m的小坝,为粉质砂土和粉质粘土坝体及地基,震前坝脚已漏水,1925年Santa Barbara地震,造成坝基整体滑动而溃坝。我国几次地震都没有溃坝事例。通海地震烈度为10度区的5座坝,坝高5~10m,均为经过夯实或碾压的粘性土均质坝,截水槽开挖到基岩,震后仅有严重裂缝,修补后照常工作。若用现代筑坝技术,如提高填土碾压标准或用堆石支撑棱体等,震害还可减轻。

b. 最普遍的震害是裂缝和变形,因此应采取措施,减少裂缝产生,或用辅助防渗措施,防止裂缝漏水导致冲刷溃坝,或估算震陷量,预留足够的坝顶超高或设置稳定坚固的高防浪墙,防止因震陷或地震涌浪漫坝。

c. 地震引起的土石坝滑坡主要发生在砂土或砂砾石坝壳及斜墙保护层。这是由于砂土或砂砾石不碾压或厚层轻碾压,没有达到应有的密实度而造成的。如密云白河主坝、汤河土坝、王屋、冶源、黄山土坝,其砂土或砂砾石相对密度都在0.6以下,烈度为6度的地震就会产生滑坡。反之,陡河土坝护坡下面的防冻砂层是细砂,相对密度达到0.83,在烈度为9度的地震后并没有产生滑坡。大伙房心墙土坝坝壳砂砾石的粗粒含量小于密云白河主坝,只有30%~60%,但用重型机械夯夯实,相对密度达到0.83,海城

地震时大伙房坝址的地震烈度为6度,但毫无震害。碧口心墙土石坝支撑棱体一部分是堆石,一部分是砂砾石,砂砾石的相对密度达到0.75,1976年8月16日松潘平武地震震级7.3级,坝址烈度6度强,也未出现震害。毛家村心墙土石坝支撑棱体一部分是砂砾石,相对密度为0.8,1966年2月5日东川地震,震级6.5级,震中距40km,坝址地震烈度为7度,毫无震害。可见砂土或砂砾石坝坡防止地震液化和滑坡的关键措施是将坝壳碾压密实,这样可减少或不产生地震附加孔隙水压力,也可用堆石压坡围封,防止滑坡;还可用有限元法、剪切楔法、集中质量法等进行研究计算,然后对坝壳稳定作出正确的设计和评价。

d. 如果土石坝坝基防渗措施不当,正常运行时就已漏水,使下游坝坡和地基经常处于饱和状态,那么地震时漏水会增加,造成险情,或发生喷水冒砂,坝坡塌陷。因此,地震区土石坝坝基的砂砾石覆盖层,应该尽量采用垂直防渗措施截断渗流。

e. 地基存在易液化的砂层或软弱土层(如淤泥等)时,地震时将发生液化或软土挤出,使坝脚以外地基喷水冒砂或软土隆起,导致坝体变形产生裂缝,造成险情。这种地基应加固密实,以防止液化和软土挤出,或在坝脚上下游地面加压重反压平台。

f. 堆石坝有良好的抗震性能。密实的砂卵石或堆石支撑棱体,不会发生整体塌滑,但由于坝顶部位地震反应比坝底部位大数倍,坝顶部位很大的地震惯性力会导致上部局部坝坡失稳。为防止这种现象的发生,可将上部坝坡局部改缓,或在上部砂卵石和堆石中加筋,以增加抗震能力。

g. 有一定数量的坝下埋管在地震时因折断而裂缝、漏水,虽未造成溃坝,但有的已很危险。如海城地震时,杏才沟土坝(烈度9度)预制混凝土管断裂,漏水沿外壁冲刷与之接触的土体,使坝体下塌形成6m宽坑穴,迫使水库泄空。由于该坝水库库容小,很快能泄空,如果是大水库,漏水时间加长,坑穴不

断扩大,必将导致溃坝。但是,如果将埋管设置在基岩上,并采用整体钢筋混凝土管,做好伸缩缝,管壁外的填土再仔细夯实严密,对于中低坝,即使在烈度 10 度以上震区亦可采用埋管。当然用于高坝还应慎重。

h. 水力冲填坝主要是砂质土,长期处于饱和或接近饱和状态,相对密度很低,地震时,产生很大附加孔隙水压力,抗剪强度大为降低,易导致坝体塌滑,故在较强的地震区,不宜采用这种坝型。我国西部地区常采用自流式水力冲填坝,是黄土类粘性土或黄土由山上自流冲填到坝体的,筑成后饱和度较高,干密度较低,地震时附加孔隙水压力虽比饱和砂土略低,但仍易发生塌滑,应采取加强专用排水、加速固结的措施。矿山的尾矿坝及火力发电厂的储灰坝无法避免采用水力冲填方法施工,坝体的饱和砂或饱和煤灰,地震时容易塌滑,可用前述方法研究计算后,确定其合理的设计方案。

5 施工期洪水漫坝失事

塔吉克斯坦共和国 Рогун 水电站土石坝,高 335 m,坝顶长 612 m,坝的设计断面见图 22,是 Voxu 河 Нурек 水电站上游的一个梯级。Нурек 水电站土石坝高 300 m,已于 1980 年投入运行,是目前世界上最高的坝。Рогун 水电站于 1976 年开工,1987 年截流。地下厂房装机 6 台 60 万 kW 机组,总装机容量 360 万 kW。地下厂房开挖和土建工程已完成,两条导流洞已过流。在 1990 年,大坝上游围堰(是坝体的一部分)已填筑 40 m 高。

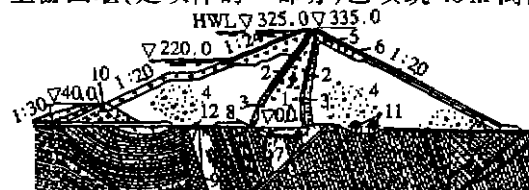


图 22 Рогун 土石坝设计断面图

1. 砾质粘土心墙; 2. 反滤层; 3. 过渡层; 4. 碎卵石坝体;
5. 大卵石块石; 6. 块石护坡; 7. 灌浆帷幕; 8. 固结灌浆;
9. 岩盐地层; 10. 上游围堰; 11. 导流洞;
12. 永久性灌盐廊道

拟将上游坝体(结合围堰)填筑 90 m 高时开始发电,先安装 80 m 水头单机 12 万 kW 机组 2 台。1991 年以后,由于苏联解体,缺乏资金,塔吉克斯坦共和国内战频仍,工程陷于停顿。

导流洞过水 5 年,使 1 号洞钢衬砌被泥沙磨损破坏,闸门井损坏,隧洞断层区岩石塌方 2 万 m^3 ,1993 年 1 月,1 号洞全部被岩石堵塞;只有 2 号洞能过水。1993 年 5 月 7 日、8 日,暴雨使下游山溪发生 110 万 m^3 泥石流,堵塞了厂房的尾水渠,抬高了河床,壅高了水位,交通洞被淹没。8 日下午 Voxu 河洪水流量达 3 800 m^3/s 。2 号导流洞泄洪能力为 2 100 m^3/s ,由于下游水位壅高,泄洪能力小于此值。9 日洪水漫过围堰,围堰全部被冲毁,冲走土石方 200 万 m^3 ,永久性灌盐廊道被冲毁,40 m 高的地下厂房被淹没,施工机械被冲坏。溃坝洪水流量 7 700 m^3/s ,泄入下游的 Нурек 水库,幸该水库库容巨大,没有造成灾害。这是社会动乱使资金无着,技术人员离散,施工停顿导致的工程失事^[11]。

塔吉克斯坦共和国政府正在筹措资金设法修理加固 1 号导流洞,建造围堰,清理厂房,把围堰结合坝体填筑到 90 m 高,先使 2 台机组共 24 万 kW 发电,以电费收入逐步完建 Рогун 水电站。

6 保障土石坝安全的环节

6.1 慎密周到的设计研究工作

在设计研究中,对洪水分析,力求充实、增加洪水系列,十分重视历史洪水调查。做好地质地震的勘测调查研究分析工作,选择优良的、经济的筑坝土石料,选择适应坝址地质地震条件的坝型,进行坝料的动静力试验,做好坝体的静动应力变形计算,据以修正坝的设计,确定坝料压实标准和压实机具,做好原型观测设计和观测仪器选择。编制水库调度运行规程和闸门启闭机的运行操作规程。设计人员既要有深厚的专业技术理论,又要有宽广的知识面,还要有一定的经济知识。设计时既要参考大量成功的工程实例,更要

吸取失败工程的教训。在借鉴已建成工程的经验时,一定要深入、全面地了解真实情况,不要人云亦云,只看表面。例如多数工程人员以 Mud Mountain 坝的心墙料作榜样,却不知该坝心墙渗透破坏,已打设混凝土防渗墙补救。多数工程人员以 Рогун 坝作为已建成的世界最高坝的榜样,却不知该坝尚未完工;1993年5月9日,洪水流量 $3800\text{ m}^3/\text{s}$,使40m高的围堰(结合坝体)漫坝溃决,坝基处理工程被摧毁,已开挖的地下厂房被淹没,致使工期被拖延^[11]。

6.2 精心施工,一丝不苟,严格监理,保证质量

“百年大计质量第一”是施工单位的格言。对大坝,它的安全关系着千百万人的生命,保证质量更加重要,甚至要以千年大计为准则。

施工质量要用施工工艺来保证,而质量检查仅是事后检验,不合格要求则需返工。例如要达到土石料压实标准,首先要做料场检查(级配、含水量),不合格不装运,在坝面要按照已经碾压试验确定的铺土厚度、碾压路线、碾压遍数(碾压机械已定)施工。混凝土要按照试验确定的砂、石、水泥、水、外加剂的重量在拌合楼自动加料,按规定的拌和时间拌和,拌合楼的衡器要定时检查。混凝土运到仓面,应按规定的铺筑厚度、振捣方式、振捣时间(振捣器已定)施工。初凝以后应严格养护。混凝土面板要湿法养护,直到蓄水。混凝土面板的止水片埋设要一丝不苟,止水片附近的混凝土要特别振捣密实,防止混凝土与止水片脱离。止水片是混凝土面板砂卵石坝的生命线,如果漏水,将使砂卵石管涌溃坝。因此大坝混凝土止水片比铁路公路隧洞混凝土止水片的作用重要得多。止水片漏水虽然不会导致面板堆石坝溃坝,但需放低水库修补,损失很大。监理工程师不但要监督施工单位达到设计的质量标准,而且要对设计单位要求的标准不足之处提出商榷。

6.3 严格竣工验收制度,负起竣工验收责任

竣工验收委员会中应设有专家学者组成

的技术组。技术组应审阅设计文件、施工记录、施工地质编录、竣工图,并查勘工程现场,仔细讨论,确认设计正确,施工质量合格,记录完整,地质编录和竣工图齐全,工程现场符合质量要求,观测仪器完好,闸门启闭机运用灵活,备用电源可靠,值班房、通讯设备、上坝道路实用可靠。如果质量有问题,资料不齐全,则必须补强加固合格、资料齐全以后才能验收。坝顶坝坡、混凝土面板是否有裂缝,面板竖缝、周边缝、面板顶与挡水墙连接的水平缝的各种止水设施埋设质量都应在现场检验,全部符合要求才能验收。不要把存在隐患的工程交给管理单位,成为新的病险坝。如果验收以后出现不安全问题,验收委员会应负全责。

6.4 精心管理维护,始终使工程处于良好状态

运行管理单位接收大坝工程时应同时接收施工单位的施工期水文观测资料和水文测报系统,接收大坝表面和内部观测系统及施工期观测资料,以及强震仪系统及施工期地震观测资料,随即可请高等学校或科研单位进行洪水复核,建立洪水预报系统;对大坝表面和内部观测资料进行统计分析和反分析,建立预报方程;对地震过程线观测资料作频谱分析及动力系统识别。按照《土石坝安全监测技术规范》的规定进行各项观测,将观测数据加入已有观测资料系列,修正预报方程,如发现超过安全保证界限,则查找原因,如观测资料无误,则应进一步探讨大坝是否出现异常。如果洪水观测资料加入已有资料系列后分析结果超过设计洪水,则应进行调洪计算,据以修改水库调度曲线,或加高大坝,或加大泄洪设施。应特别重视日常巡视检查,大坝和泄洪建筑物如果有漏水、裂缝、冲刷、塌坑、护坡脱落、防浪墙变形等问题,巡视时容易被发现,以便查找原因及时处理。

要保障大坝的安全,上述四个环节缺一不可。如果前三个环节有了错误,则运行管理单位接收的可能是一座存在隐患的坝,这种风险将是运行管理单位难以承受的。(下转第53页)

冻,为确保该抽水站常年安全运行,需要采取如下技术措施。

3.1 抽水站泵房内采暖设计

抽水站泵房设计需要考虑采暖设计,即抽水站电机层和湿室层内分别布设采暖设备,热源由矸石电厂提供。

3.2 压力管设计

压力管道布设采取地下埋管型式,该地区多年平均土壤最大冻深为 2.1 m,故本次抽水站压力管道布置于地面以下 2.2 m,使其处于冻层之下,在寒冷的冬季,管道不被冻坏,确保抽水站正常给电厂供水。

3.3 抽水站泵房前供暖设计

该抽水站引水渠至前池冬季各年平均冰厚 0.7 m,在冬季,冰盖坚实,水流在其下不被冻结,处在流动状态。另外,这里冬季长、气温低,1 月份平均气温为 -17.5°C ,最低气温为 -34.8°C ,每年 4 月中旬

解冻,所以这种冰盖能保持到第二年的 3 月份。由于冰盖的长期存在,当抽水站运行时,将降低水库水位,水流条件不好,对抽水站抽水造成不利影响。另外,每年 3 月份当冰盖破碎时,大冰块堆积于拦污栅前,小冰块进入湿室层。所有上述原因都不能使抽水站正常工作。为此抽水站泵房前考虑供暖设计,热源由矸石电厂提供,即由矸石电厂引出直径 40 cm 供热管道分别引至引渠及前池处,这样可使泵房前冬季水流不被冻结,不存在冰盖及破碎冰块,彻底地改变了水流条件,保证抽水站正常工作。

参考文献

- 1 王宏硕等.水工建筑物.北京:水利电力出版社,1990
- 2 张光斗等.水工建筑物.北京:水利电力出版社,1994
- 3 董长江等.土的冻胀与建筑物的冻害防治.北京:水利电力出版社,1985

(收稿日期:1996-04-03 编辑:张志琴)

(上接第 25 页)

参考文献

- 1 黄崇佑.溃坝洪水波数学模型.土木工程学报,1984,14(3)
- 2 李君纯.青海沟后水库溃坝原因分析.岩土工程学报,1994,16(6)
- 3 蔡为武.沟后垮坝原因之一:层面冲刷.面板堆石坝通讯,1994(1)
- 4 葛祖立.沟后水库漫滩渗漏冲蚀溃坝初探.大坝安全与监测,1994(3)
- 5 屈智炯.宽级配砾质土在土石坝防渗体中的应用及其渗流控制的进展.水电站设计,1992(3)
- 6 肖白云,蒋正超.瀑布沟电站心墙土石坝的设计.见:国际高土石坝学术研讨会论文集,北京,1993
- 7 顾俭臣.土石坝地震工程.南京:河海大学出版社,1989
- 8 日本电力土木技术协会编.最新土石坝工程学.陈慧远等译.北京:水利电力出版社,1986
- 9 Seed H B, Krumholz L L, Faiz I B. Dynamic analysis of the slide in the lower San Fernando Dam during the earthquake of the February 9, 1971. ASCE Proc, GT9, 1975
- 10 Luis Arrau, et al. Performance of Cogoti Dam under seismic loading. Concrete Face Rockfill Dam Design, Construction and Performance, ASCE, 1985
- 11 Sirozhev V S, et al. Damage of the upstream cofferdam at Rogun hydroelectric project, In: Proceedings International Symposium on High Earth-Rockfill Dams, Beijing, 1993

- 12 李永善等.减灾的经济和社会效益初探.灾害学,1991(4)
- 13 王清友.我国土坝滑坡的分析探讨.水利工程技术,1982(2) (全文完)

(收稿日期:1996-08-27 编辑:马敏峰)

国外招标信息

▲比利时拟在 Meuse 河上兴建一座大坝,计划工期 22 个月。联系:IG23, Division de Bassin de la Meuse or D233, Direction des Voies Hydrauliques de liege Ministere Wallou de l'Equipement et des Transport, Rue Fougere 2, 4000 Liege, Tel: + 324 2208711, Fax: + 3242208727。

▲老挝拟建 Nam leuk 水利枢纽工程,包括兴建一座大坝、2×30MW 发电厂、115kV 高压输电线。亚洲开发银行和日本海外经济合作基金会贷款。联系:Electricite du Laos Biote Postale 309, Sam Sen Thai Road, Vientiane. Tel: + 856 21 212800/212807, Fax: + 856 21 212806, Telex: 4311 EDL VTELS。

▲拉脱维亚拟提高陶加瓦河梯级水电站的出力,工程包括修建 Plavinas 电厂的控制系统、提供和安装一套发电机组用的电脑控制和保护装置。联系:Mr Gunars Kalpovics, latvenergo, Riga, Tel: + 371 7328781, Fax: + 371 7331342。

▲柬埔寨拟兴建一座坝和 4.5MW 的电厂作为芝尼河(Stung Chinit 河)水资源开发规划的一部分。亚洲开发银行提供 80 万美元贷款。联系:General Directorate of Irrigation Meteorology and Hydrology, No 51 Norodom Street, Phnom Penh. Tel: 885 08813217。

(熊莉芸供稿)