振冲碎石桩在龙头石水电站坝基加固中的应用

彭 第[1], 王 伟[2], 孟玉红[2], 李 静[3]
(1. 长春工程学院 勘查与测绘工程学院, 长春 130021;
2. 中国水电基础工程局有限公司, 天津 301700;
3. 中国水利水电第五工程局, 成都 610066)

摘 要: 针对龙头石水电站坝基的深厚砂砾石地层, 采用振冲碎石桩处理, 通过检测, 处理后的地基达到工程要求, 并消除了液化, 效果较好。

关键词: 振冲碎石桩; 龙头石水电站; 坝基加固; 液化
中图分类号: TU472.36 文献标识码: A 文章编号: 1001-1412(2009)01-0083-04

1 工程概况

1.1 工程简介

龙头石水电站位于四川省西部大渡河中游石棉县境内, 坝址距下游石棉县城约 20 km, 距成昆铁路汉源火车站约 110 km, 距上游泸定县城约 92 km。坝址左岸有省道 S211 线(泸定—石棉)公路相通, 交通较方便。

龙头石水电站是大渡河干流近期开发的大型水电工程之一, 坝址处控制流域面积 63 040 km^2, 占全流域的 81.44%, 多年平均流量 1 020 m^3/s, 水库正常蓄水位 955 m, 总库容 1.199 4 亿 m^3, 最大坝高 72.5 m。电站装机容量 700 MW。

1.2 工程地质条件

龙头石水电站西北面是鲜水河地震带, 东北面是龙门山地震带, 南面是安宁河地震带。其中鲜水河地震带、安宁河地震带活动性对工程场地的波及和影响较大, 龙门山地震带的影响则相对微弱。根据中国地震局中震函[2005]25 号文批复意见, 龙头石水电站 50 年超越概率 10% 的基岩水平向峰值加速度为 219 gal, 相应地震基本烈度为 Ⅷ度。

坝址区河床覆盖层深厚, 一般为 60~70 m, 最大厚度为 77 m。按其物质组成、结构及工程地质特征, 自下而上分为 3 大层:

(Ⅰ)含砂卵砾石层(Qal_3^3): 层厚 15~40 m。粗颗粒成分主要为岩浆岩, 次为灰岩、片麻岩、砂岩等。卵石圆球度较差, 粗、中砾一般为角砾, 细砾多为圆砾。层内自下而上有两个较大的砂层透镜体(Ⅰa 和 Ⅰb), 其分布具有纵向延伸较长, 横向延伸较短的特点。砂层透镜体埋深较大, 对坝基稳定和变形影响很小, 砂层液化可能性小。

(Ⅱ)含砾中粗砂层(Qal_4^1): 层厚 2.04~15.65 m, 上叠于Ⅰ层之上。该层在横Ⅰ勘探线下游基本上连续分布, 铺满坝址河谷, 平面形态呈现为上游窄、中间宽, 凸向右岸的不规则形态, 顶板埋深12.65~35.80 m。砂层一般为含砾中粗砂或纯中砂, 局部有细砂, 因两侧环流影响, 向四周边缘相变为砾质粗砂或细砾。

(Ⅲ)漂(块)卵(碎)石层(Qal_4^2): 层厚 19~33 m, 结构疏松, 透水性强。粗粒成分主要为花岗岩、灰岩、辉绿岩。该层物质颗粒粗大, 以卵(碎)石为主, 但从上游向下游颗粒有逐渐变细的趋势, 垂向上粗细颗粒呈似层状交替变化, 具一定韵律, 在心滩部位表层以下分布有一层厚 2.5~3 m 的含漂卵(碎)石层。

该层中自下而上夹有两层较大的砂层透镜体(Ⅲa, Ⅲb)。下部砂层(Ⅲa)厚 1.34~4.13 m, 顶板埋深 11.9~26.4 m, 分布于 L111, L123, L108 孔一带, 最大长度约 158 m, 宽 24~64 m 不等, 为微含粉粒的中粗砂。上部砂层(Ⅲb): 层厚 4.67~6.62 m,

收稿日期: 2008-03-12
作者简介: 彭第(1982-), 男, 湖南湘阴人, 助教, 博士研究生, 地质工程专业, 主要研究地基处理与岩土工程灌浆技术。通信地址: 吉林省长春市同志街 3066 号; 邮政编码: 130021; Email: rzty_1982@sohu.com

顶板埋深 0~ 18.05 m, 平面上呈一长约 480 余 m, 宽 80~ 130 m, 沿 20°~ 25°方向延展的条带, 往下游顶板高程逐渐抬高, 厚度亦逐渐变薄, 在 L112 和 L117 孔一带厚度仅约 2 m。该层主要为卵砾质中粗砂, 偶见有薄层细砂夹层。

由于坝基河床覆盖层深厚, 成层复杂, 各层厚度不一, 且有较多砂层透镜体分布, 其物理力学性质存在较大差异, 其中Ⅱ层、Ⅲa 层、Ⅲb 层、Ⅰa 层和Ⅰb 层等含砾中粗砂层、中粗砂层透镜体的允许承载力和变形模量均低([R]= 150~ 180 kPa; E_o= 15~ 20 MPa); 特别是Ⅱ层砾质中粗砂层分布范围较大, 厚 2.04~ 15.65 m, 是坝基主要持力层之一, 其承载力和变形指标均不能满足坝体要求。再者经地质分析, 坝基Ⅱ层、Ⅲa 层和Ⅲb 层等均属可能发生液化的饱合砂层, 为了保证坝基蓄水后的安全, 加固河床覆盖层坝基对提高地基承载力、降低坝体沉降量、增加软弱层的抗剪强度和防止砂土液化是必须的。

2 处理方案论证与选择

通过对工程地质条件的分析, 结合国内同类工程的地层条件, 目前对于坝基液化处理与加固的处理常用的方法有以下几种。

2.1 强夯法

强夯法处理地基是利用夯锤自由落下产生的冲击波使地基密实, 国内也有部分类似工程采用了该法处理, 取得了较好效果[1,2]。该方法设备简单、工艺简单、耗材少、造价低, 但振动大、噪音大、夯实深度有限。根据《建筑抗震设计规范》(GB50011-2001) 规定: 采用加密法处理深度应处理至液化深度下界。根据《建筑地基处理技术规范》(JGJ79-2002) 规定: 强夯有效深度预估, 对于碎石土, 当单位夯击能为 8 000 kN·m 时, 其强夯有效加固深度为 10.0 ~ 10.5 m。而此时的锤重很大, 且落距高, 需要很大的强夯设备, 同时对于处理深度大的部位难以加固。

2.2 深层爆炸法

其原理是利用埋置于土体中炸药爆炸急剧释放出的能量破坏砂土颗粒的初始结构, 使得孔隙水压力升高, 砂土液化, 砂土颗粒结构在自重或其他外荷载作用下重新排列为更密实的结构, 强度大大提高。1986 年, 在 Nigeria 的 Jebba Dam 中应用爆炸密实法成功地处理了深达 39.3 m 的砂层[3]。虽然其施工简单、造价较低, 但爆炸处理后坝基可能不均匀, 处理过程难以控制。

2.3 振冲碎石桩

其加固机理是依靠振冲器的强力振动使饱和砂层发生液化, 砂颗粒重新排列, 孔隙减少; 另一方面依靠振冲器的水平振动力, 在加回填料情况下还通过填料使砂层挤压加密[4]。目前振冲碎石桩广泛应用于类似的坝基处理工程, 并取得了良好的效果[5]。振冲碎石桩施工设备与工艺相对较简单, 造价相对便宜, 且附近有充足的碎石场(附近有新民、大马场砂砾石料场等 10 余处), 碎石料充足, 处理深度也能满足本工程的要求。因此, 决定采用振冲碎石桩处理。

3 振冲碎石桩设计

由于处理深度较深, 因此采用大功率的振冲器, 选用 ZCQ125A 型振冲器, 成桩桩径 1.0 m, 桩长 6 ~ 22 m 不等, 桩穿过液化层, 振冲碎石桩桩数 4 275 根。根据荷载大小和场地土层情况, 整个场地分成 4 个区, 每个区的桩间距如表 1 所示。

表 1 振冲碎石桩桩间距表

Table 1 Distances between vibro replacement stone columns in different blocks

区域	4 区	5 区	6 区	7 区
桩间距(m)	3	2	2.5	2

为了更好地确定振冲施工工艺和技术参数, 摸清处理效果、制桩的难易程度以及可能出现的问题, 正式施工之前, 将进行必要的现场试验。

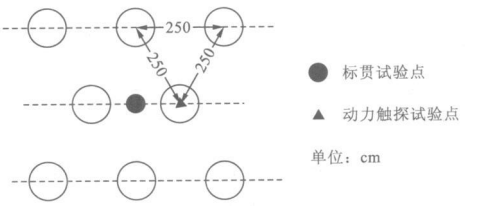

图 1 6 区振冲试验布孔图

Fig. 1 Layout of vibro replacement test drill holes in block 6

振冲试验将选定在具有代表性的地段进行, 对初步确定的造孔水压、水量、成孔速度、填料级配、填料方法, 以及达到密实度时的密实电流值、留振时间

等施工控制参数进行制桩试验。并对加密处理前后的土体、桩体进行标贯和取样试验。本工程计划在施工区进行 8 根桩的试验, 桩位按正三角形布置, 如 6 区试验, 桩距 2.5 m(图 1); 初步确定的振冲试验主要参数如表 2 所示。

经过试验, 满足设计要求。

表 2　振冲试验施工技术参数

Table 2　Technical parameters of vibro replacement test operation

类别	造孔水压	造孔电流	加密水压	加密电流	留振时间
大小	0.4~ 1.2 MPa	180 A	0.5 MPa	150 A	10 s

4　振冲碎石桩施工

根据地层情况和技术要求, 制桩顺序总体上先施工防渗墙轴线附近区域的碎石桩, 再施工较远的区域。为避免坝区防渗墙施工中由于振冲产生的震动造成槽孔的不稳定, 局部可以采用排打法、围打法或间隔跳打法进行施工。

振冲碎石桩施工工艺流程如下: 冲击钻机成孔→吊机就位→振冲器造孔→清孔→填料→振密。

采用直径为 1 000 mm 的 CZ-22 型冲击钻机造孔, 通过漂(块) 卵(碎) 石层(Qal_4^2), 然后进行正常的振冲作业。振冲器造孔水压用 0.4~ 1.2 MPa, 水量为 200~ 600 L/ min; 振冲器贯入速率不超过 2 m/ min, 振冲器下沉过程中的电流值不超过电机的额定值。硬粒填料要求选用粒径为 20~ 150 mm、含泥量不大于 5%、级配良好、性能稳定的坚硬碎石或卵石材料, 禁止使用单级配填料。

振密质量一般以加密电流、留振时间、填料数量、加密段长、饱和范围等参数控制, 应达到设计规定的数值(表 3)。

表 3　振密质量参数控制表

Table 3　vibro density control parameters

加密电流	留振时间	填料水压	填料充盈系数	加密位置
150 A	≥10 s	0.4~ 1.2 MPa	1.05	基础设置高程以上 1~ 1.5 m

地表段(桩头) 加密效果不稳定段进行清除或碾压密实, 并铺设一层 20~ 50 cm 厚的碎石层且碾压密实, 以保证桩顶密实度并达到设计基础高程要求。

5　振冲碎石桩质量检测

为保证振冲碎石桩的施工质量, 及时发现和处理问题, 振冲施工结束 14 天后进行成桩检验, 采用自检方式对施工质量进行检测。

5.1　检测内容与方法

(1) 单桩动力触探试验对照相关规范确定单桩的承载力和压缩模量。

(2) 测定复合地基的承载力和压缩模量。

(3) 采用标准贯入试验检测复合地基的抗液化能力。

5.2　检测数据与分析

通过对各区进行检测, 根据超重型动力触探 N_{120} 确定地基承载力,《建筑地基基础设计规范》(GB 50007-2002) 关于用标贯试验验锤击数确定地基承载力, 并对检测数据(表 4) 进行统计分析。

表 4　碎石桩与桩间土力学性质统计表

Table 4　Statistics of soil mechanic property belween columns

区域		压缩模量 E_s (MPa)	变形模量 E_0 (MPa)	承载力 (kPa)
4 区	桩间土	17.5	14.9	287.2
	碎石桩	58.6	48.8	656.3
5 区	桩间土	17.8	15.1	290.7
	碎石桩	59.5	49.6	680.5
6 区	桩间土	18.1	15.4	294.5
	碎石桩	52.7	43.9	620
7 区	桩间土	17.8	15.1	290.8
	碎石桩	55.2	46.0	632.3

复合地基承载力特征值可按公式(1) 计算

$$f_{spk} = mf_{pk} + (1-m)f_{sk} \tag{1}$$

式中, f_{pk} 为单桩承载力特征值; f_{sk} 为桩间土承载力

特征值; m 为面积置换率。

复合地基压缩模量可按公式(2)计算

$$E_{sp} = [1 + m(n-1)]E_s \quad (2)$$

式中, E_{sp} 为复合地基压缩模量; n 为桩土应力比。

复合地基的变形模量可按公式(3)计算

$$E_{op} = mE_p + (1-m)E_0 \quad (3)$$

式中, E_p 为桩体压缩模量。

根据表4中的数据, 通过公式(1)(2)(3)对复合地基的承载力、压缩模量及变形模量进行计算(表5)。

表5 复合地基力学性质表

Table 5 Mechanic property of the composite ground

区域	m	压缩模量 E_{sp} (MPa)	变形模量 E_{op} (MPa)	承载力 f_{spk} (kPa)
4区	0.101	22.8	18.3	324
5区	0.227	29.9	22.9	379
6区	0.145	26.0	19.5	342
7区	0.227	29.9	22.1	368

各区的标准贯入击数范围如表6所示。

表6 标准贯入击数与液化判别表

Table 6 Discrimination of the standard injection strike number and liquifaction

区域	液化击数 N_{cR}	标准贯入击数 $N_{63.5}$	液化判别
4区	11.9~18.1	22~29	否
5区	11.9~18.1	20~28	否
6区	11.9~18.1	22~27	否
7区	11.9~18.1	18~28	否

注: 7区有部分加固后标贯击数为18小于18.1, 但仍较其对应的液化击数大, 故判别为不液化。

表5表明, 振冲碎石桩处理后, 复合地基承载力为324~379 kPa, 地基承载力得到大幅提高; 复合地基变形模量也有所提高, 同时, 表6表明的地基液化得到消除, 达到了加固目的。

6 结论

(1)通过对龙头石砂砾石坝基工程地质条件进行分析比较, 采用了振冲碎石桩复合地基处理砂砾石坝基, 通过检测, 处理后地基得到加固并消除了液化, 效果较好, 为以后类似的工程积累了经验。

(2)根据不同的荷载和地层条件, 采用不同的桩间距, 使设计更加合理, 同时, 对于深厚砂砾石层上覆盖卵砾石层, 采用冲击钻冲开卵砾石, 大功率振冲器加固砂砾石地基施工效果较好。

参考文献:

[1] 闫生存, 胡颖, 曾祥虎. 水布垭工程坝基砂卵石层强夯处理及沉降分析[J]. 人民长江, 2003, 34(12): 8-9.

[2] 李仲秋, 李春燕. 王甫洲水利枢纽砂基强夯处理试验研究[J]. 长江科学院院报, 2000, 17(3): 51-54.

[3] Solymar Z V, Mitchell J K. Blasting Densifies Sand[J]. Journal of Geotechical Engineering, ASCE, 1986, (10): 46-48.

[4] 《地基处理手册》编写委员会. 地基处理手册(第二版)[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1999.

[5] 何林, 张邦全. 田湾河流域仁宗海水库电站坝基振冲加固处理施工技术[J]. 四川水力发电, 2006, 25(4): 78-81.

APPLICATION OF VIBRO REPLACEMENT STONE COLUMN IN LONGTOUSHI DAM CREST REINFORCEMENT

PENG Di[1], WANG Wei[2], MENG Yu-hong[2], LI Jing[3]

(1. School of Prospecting & Survey Engineering, Changchun Institute of Technology, Changchun 130021, China;

2. Sinohydro Foundation Engineering Co., Ltd, Tianjin 301700, China;

3. sinohydro Bureau 5, Chengdu 610066, China)

Abstract: The vibro replacement stone column was used in Longtoushi dam crest treatment engineering, where the strata is deep buried thick sandy gravel, the foundation achieved the engineering requirement and the liquifaction was eliminated after ground treatment. The effectiveness of vibro replacement stone column was comfirmed by detection.

Key Words: vibro replacement stone column; Longtoushi; dam crest reinforcement; liquifaction