

DOI: 10.20098/j.cnki.1001-5132.2023.1207

振冲碎石桩加固某高土石坝深厚软弱地基变形特性数值模拟

韩华超¹, 徐 昂^{2,3*}, 陈奕扬^{2,3}, 胡安峰^{2,3}

(1. 中国电建集团华东勘测设计研究院有限公司, 浙江 杭州 311122; 2. 浙江大学 滨海和城市岩土工程研究中心, 杭州 310058; 3. 浙江大学 浙江省城市地下空间开发工程技术研究中心, 浙江 杭州 310058)

摘要: 为准确预测碎石桩加固深厚软弱坝基后的变形特点, 基于某大型水电站工程, 根据坝体不同的高度范围, 将其下软弱地基按不同置换率进行振冲碎石桩加固, 并利用 PLAXIS 有限元软件建模分析全施工阶段地基加固后的变形。建模过程考虑采用复合模量法及桩墙法两种地基等效处理方法对照分析。研究结果表明, 碎石桩加固大坝软弱地基方案具有可行性, 两种等效方法模拟碎石桩复合地基反映的变形趋势基本吻合; 采用不同置换率分区加固软土地基可以有效控制地基的水平位移和大坝的不均匀沉降; 回填弃渣底部需要碎石桩对软土地基进行置换加固, 控制坡脚部位的位移变形, 避免坡脚隆起; 碎石桩加固地基可以加快地基超孔压消散, 在大坝堆载结束时, 地基沉降变形已基本完成。

关键词: 振冲碎石桩; 软弱地基; 置换处理; 变形

中图分类号: TU472

文献标志码: A

文章编号: 1001-5132 (2024) 06-0001-09

振冲碎石桩是一种有效、易于施工且经济可靠的处理可液化地基的方法, 相关研究^[1-2]表明, 采用碎石桩加固可有效提高复合地基抗液化性能, 降低地震破坏。务坪^[3]和阴坪^[4]两座水库大坝在设计时均考虑对软基进行碎石桩处理, 提高了坝基承载能力, 减小了土中水的超静孔压, 从而避免地基液化。近年来, 不少学者^[5-6]通过建立数值模型对碎石桩加固参数、复合地基抗液化性能等方面进行研究, 验证了碎石桩处理液化地基的有效性。但土体液化是一种复杂的力学行为, 而碎石桩力学特性又是多种因素综合作用的结果, 使得碎石桩复合地基的研究更为复杂。

实际工程中也常常选用振冲碎石桩处理软弱地基。交通工程中诸如飞机跑道^[7-8]、公路路堤^[9]等地基的加固, 采用碎石桩可以有效减小路面沉降, 加快土体固结过程。王盛源等^[10]以广东新会天马港码头为例, 通过大型综合现场试验分析了珠三角地区高含水量深厚淤泥经振动置换后的力学

性能变化。孟宪中^[11]依托某振冲碎石桩加固油罐地基工程项目, 从理论上研究了碎石桩的加固机理, 并结合现场试验对加固体进行检测, 证明碎石桩处理填海地基方案的可行性。虽然利用碎石桩加固软弱地基的工程案例很多, 但涉及的一般都是处理路堤等填筑荷载不大的情况, 对于诸如本文涉及的工程填筑荷载高、软弱土层深厚的背景, 现有研究并不深入。

当前对碎石桩问题进行数值模拟时主要采用以下模型: 平面应变条件下的纵向碎石墙模型、轴对称条件下的碎石圆柱环模型、复合地基均质土模型及三维模型。邵韦弦^[12]采用 Tan 等^[13]提出的碎石桩平面应变模型, 研究碎石桩加固软土地基路堤后的沉降及稳定性, 并进行参数敏感性分析, 讨论了如桩长、软黏土内摩擦角不同临界参数对路堤性能的影响。Li 等^[14]通过有限元计算, 运用 Indraratna 渗流理论、Han 桩土渗流理论和复合地基理论建立了三种平面应变模型, 并针对结果对三种模型优

收稿日期: 2023-12-05.

宁波大学学报(理工版)网址: <http://journalg.nbu.edu.cn/>

基金项目: 国家自然科学基金(51978612, 52378419)。

第一作者: 韩华超, 正高级工程师, 主要研究方向: 水工结构。E-mail: han_hc@hdec.com

*通信作者: 徐昂, 硕士研究生, 主要研究方向: 软土固结。E-mail: 22212168@zju.edu.cn

劣给予了评价. 陈建峰等^[15]采用桩土单元模型, 利用三维有限元程序建立加筋碎石桩复合地基流固耦合数值模型, 分析了其在堆载和孔压消散过程中的荷载传递和变形特性, 但在高应力条件下, 模型模拟深厚软土中碎石桩复合地基是否具有适用性还有待进一步研究.

本项目土石坝填筑高度达 59 m, 地基中软土层分布范围广, 最大厚度达 36 m, 工程地质条件对大坝的设计与施工极为不利, 并且振冲碎石桩所需打设深度较大, 成型度低, 后期还会面临坝体填筑产生的荷载进一步影响碎石桩成型, 削弱碎石桩地基承载能力等问题. 为更准确地研究高填筑荷载下碎石桩加固大坝软弱地基后的变形特性, 本文采用复合模量法和桩墙法两种等效地基处理方法探究碎石桩加固对深厚软土地基产生的影响, 比较了加固前后大坝填筑施工周期内地基的变形, 分析了加固后地基孔压分布特点及其随时间的变化规律, 最后根据结果对两种方法给予评价, 得到的结论可供实际工程参考.

1 工程背景

1.1 工程概况

非洲某水电站位于卢旺达的那巴龙格河干流上, 正常蓄水位为 1410.0 m. 黏土心墙坝坝顶高程 1414.0 m, 坝顶宽 8.0 m, 坝顶长 363.0 m, 最大坝高 64.0 m. 上下游坝坡坡比分别为 1:2.0 和 1:1.8. 在坝体上游围堰和坝体之间设弃渣回填平台, 平台顶高程 1372.0 m, 在平台靠近坝坡部位设石渣压坡, 压坡顶高程 1380.0 m; 在坝体下游设分级压坡, 压坡顶高程为 1382.5 m.

坝体填筑材料分为黏土心墙、反滤层、过渡层、上游坝壳料、下游坝壳料及上、下游护坡, 反滤层、过渡层水平宽度分别为 2.0 m 和 2.0 m, 防渗墙厚度为 1.0 m.

1.2 工程水文地质条件

河床覆盖层深厚, 第四纪全新世冲积层分布于河床, 厚度约 30~35 m. 河床土层自上而下分别为: ①层粉砂夹淤泥质土层、②层中细砂、③-1 淤泥质土、③-2 泥炭质土层、④层砂卵石. 其中大坝底部持力层主要是以③-1 淤泥质土和③-2 泥炭质土为主的软塑状土, 具有高含水率、低渗透性、强度低等常见软软土特征. 在空间分布方面, 两种软土交错分布, 软土最大厚度可达 36 m. 坝体填筑材料采用摩尔库伦模型, 界面强度取为刚性, 具体土层材料参数结合地勘报告以及王卫东等^[16]的研究结果见表 1 和表 2.

2 振冲碎石桩置换加固软土地基方案

本项目软土层分布范围广, 最大厚度达 36 m, 若采用基础大开挖挖除软土, 虽然能使心墙坐落于基岩上, 防渗体的安全可以得到保证, 但形成的超 40 m 深软土基坑对上下游围堰防渗提出了更高的要求, 且基坑开挖难度和大坝填筑工程量大, 施工期安全风险极高. 考虑到①层粉砂夹淤泥质土层土体为流塑~软塑状, 施工环境与条件较好, 为减少基坑开挖工程量, 避免软土深基坑的开挖、支护与围护问题, 拟对河床表层 3 m 深度覆盖层土体进行清表开挖; 下部基础软弱土层按照梅花形布置振冲碎石桩进行加固处理, 处理深度达软弱土层下部④层砂砾、卵石层处, 碎石桩最大处理深度

表 1 软土层土体物理力学参数

土体名称	饱和密度/ (g·cm ⁻³)	天然密度/ (g·cm ⁻³)	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ /MPa	E_{50}^{ref} /MPa	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ /MPa	c /kPa	φ '/(°)	E_s /MPa	k /(cm·s ⁻¹)
①粉砂夹淤泥质土	1.96	1.96	3.00	3.75	10.00	3	13	3.00	1×10 ⁻⁵
②中细砂	2.00	2.00	5.00	6.25	25.00	0	28	5.00	1×10 ⁻⁴
③-1 淤泥质土	1.53	1.53	3.00	3.70	15.00	10	20	2.50	1×10 ⁻⁷
③-2 泥炭质土	1.59	1.59	3.00	3.50	15.00	15	21	5.00	1×10 ⁻⁷
④砂卵石	2.05	2.03	16.00	20.00	80.00	0	39	18.00	1×10 ⁻²

注: $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ 为固结试验的参考切线刚度; E_{50}^{ref} 为标准三轴排水试验的参考割线刚度; $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ 为三轴固结排水卸载再加载试验的参考卸载再加载模量; c '为有效黏聚力; φ '为有效内摩擦角; E_s 为压缩模量; k 为渗透系数.

表 2 Plaxis 2D 材料物理力学计算参数

材料名称	饱和密度/ (g·cm ⁻³)	天然密度/ (g·cm ⁻³)	c'/kPa	φ'/(°)	E'/MPa	μ'	k/(cm·s ⁻¹)
基岩	2.30	2.30	0	43.0	20 000	0.24	1×10 ⁻⁵
心墙	1.79	1.72	54	26.4	20.00	0.25	1×10 ⁻⁵
坝壳混合料	2.05	2.00	0	43.3	40.00	0.34	1×10 ⁻²
反滤料	2.05	2.00	0	33.0	40.00	0.30	5×10 ⁻³
过渡料	2.20	2.17	0	40.5	40.00	0.30	5×10 ⁻²
排水料	2.10	2.05	0	38.0	40.00	0.30	5×10 ⁻¹
碎石桩	2.10	2.21	0	38.5	40.00	0.25	5×10 ⁻³
弃渣	1.92	1.81	68	28.3	25.00	0.32	1×10 ⁻³

注: E' 为有效杨氏模量; μ' 为有效泊松比。

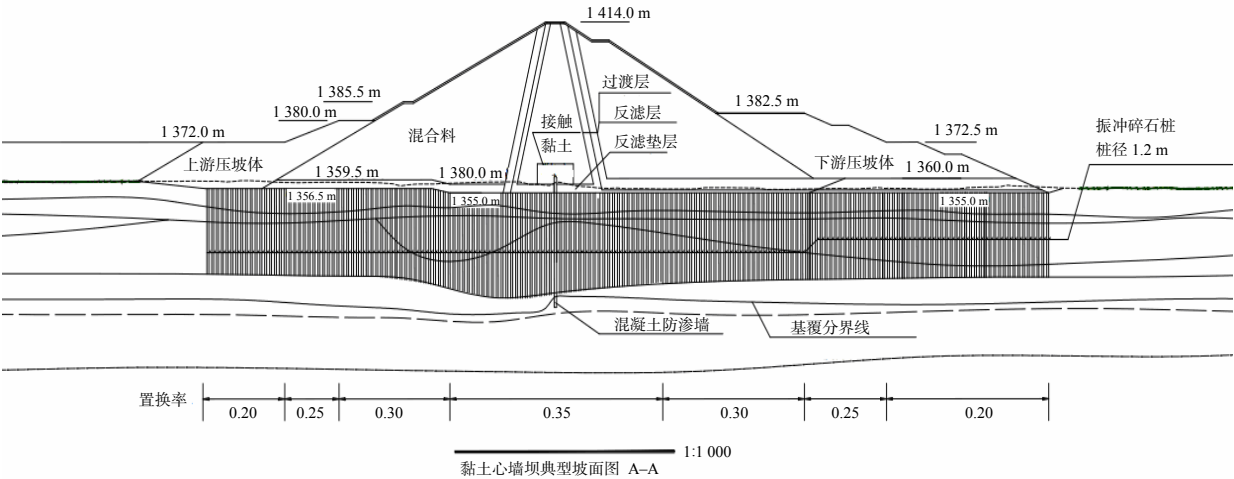


图 1 大坝及加固地基剖面

36 m. 同时为提高碎石桩利用效率, 通过改变桩间距来调整复合地基置换率, 大坝坝高 1/2 以上区域坝基置换率取 0.35, 大坝坝高 1/2 以下区域坝基置换率取 0.30, 下游压坡体靠近坝体 40 m 范围内坝基置换率取 0.25, 其余压坡体坡脚部位之下置换率取 0.2. 大坝及加固地基剖面如图 1 所示.

3 碎石桩地基大坝建模分析

数值模拟相比简单理论方法能考虑复杂的地质条件和工程外形等因素, 在大型工程项目的沉降变形计算中应用十分广泛. 本文引入目前采用较多的复合地基均质土模型与碎石桩墙模型进行有限元分析对照, 以验证两种分析模型的合理性.

3.1 复合模量法有限元分析模型

采用复合模量法可以极大地简化问题, 但需

要注重等效后各项指标的合理性. 《建筑地基处理技术规范》^[17]中指出, 散体材料桩的桩体性质受桩周土影响较大, 可以将桩土看成复合土体进行统一分析; 《水电水利工程振冲法地基处理技术规范》^[18]推荐用 Priebe 法估算复合土层的抗剪强度, 具体见式(1)~(3), 指出采用碎石桩加固的土层可以视为桩土一体的复合地基, 且其计算理论成熟, 模型建立较为容易, 崔佰伟^[19]、张旭^[20]用此方法结合有限元软件模拟土石坝沉降, 也取得了良好的模拟效果.

$$\tan \varphi_{sp} = m\mu_p \tan \varphi_p + (1 - m\mu_p) \tan \varphi_s, \tag{1}$$

$$c_{sp} = (1 - m\mu_p) c_s, \tag{2}$$

$$\mu_p = \frac{n}{1 + m(n - 1)}, \tag{3}$$

式中: φ_{sp} 为复合土体等效内摩擦角, (°); φ_p 为桩

表 3 分区加固 0.35 置换率下 $n=3$ 沉降变形计算时的复合土体参数

土体名称	饱和密度/ ($\text{g}\cdot\text{cm}^{-3}$)	天然密度/ ($\text{g}\cdot\text{cm}^{-3}$)	$E_{\text{sed}}^{\text{ref}}/\text{MPa}$	$E_{50}^{\text{ref}}/\text{MPa}$	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}/\text{MPa}$	c'/kPa	$\varphi'/(^{\circ})$	μ_{ur}
①粉砂夹淤泥质土	2.048	2.009	10.70	13.38	53.50	1.15	30.10	0.2
②中细砂	2.074	2.035	12.00	15.00	60.00	0.00	34.78	0.2
③-1 淤泥质土	1.768	1.730	10.31	14.30	57.20	3.82	32.23	0.2
③-2 泥炭质土	1.807	1.769	11.56	14.45	57.80	5.74	32.54	0.2

注: μ_{ur} 为卸载-重加载泊松比.

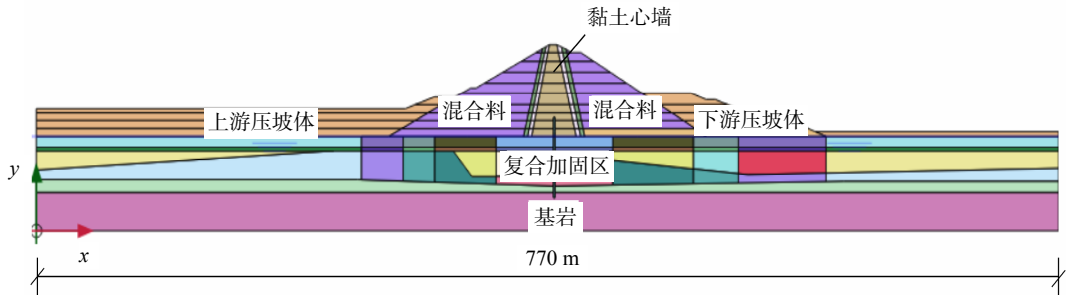


图 2 复合模量法有限元模型

体材料内摩擦角, ($^{\circ}$); φ_s 为桩间土体内摩擦角, ($^{\circ}$); c_{sp} 为复合土体等效黏聚力, kPa; c_s 为桩间土体黏聚力, kPa; μ_p 为应力集中系数; m 为面积置换率; n 为桩土应力比, 强度变形计算时取 $3.0^{[21]}$.

对于复合地基的变形模量、泊松比、密度及其他模型中相关参数, 也都能依据 Priebe 方法按照面积置换法计算得到, 并可按下式进行类比计算:

$$E_{\text{sp}} = mE_p + (1 - m)E_s, \tag{4}$$

式中: E_{sp} 为复合土体的变形模量; E_p 为桩体变形模量; E_s 为桩间土的压缩模量.

复合地基渗透系数换算则参考毕佳蕾等^[22]的方法结合面积比例进行换算.

假定土体为连续、均匀的各向同性介质, 各层土体均采用能反映土体开挖卸荷特性的土体硬化模型^[23]进行模拟, 排水类型设置为排水. 复合地基的物理力学参数经 Priebe 方法通过面积进行加权后换算所得, 具体参数见表 3, 其他不同置换率下的复合参数换算方法类似.

根据换算得到各项复合土体参数后, 以大坝心墙为中心, 取模型左右宽约 770 m 建立有限元模型, 如图 2 所示, 坝底设置在 1355 m 标高处, 模型尺寸足够大, 避免边界条件对数值分析的影响.

3.2 桩墙法有限元分析模型

当采用碎石桩加固坝体、路堤等下部软弱地基

时, 计算模型满足平面应变的条件, 这时可将离散三维碎石桩(图 3(a))等效为二维平面桩墙(图 3(b)). Castro^[24]参考文献[25]的简化方法, 指出碎石桩处理中最重要参数是面积置换率, 因此在等效过程中应保证等效前后两者的面积置换率相同.

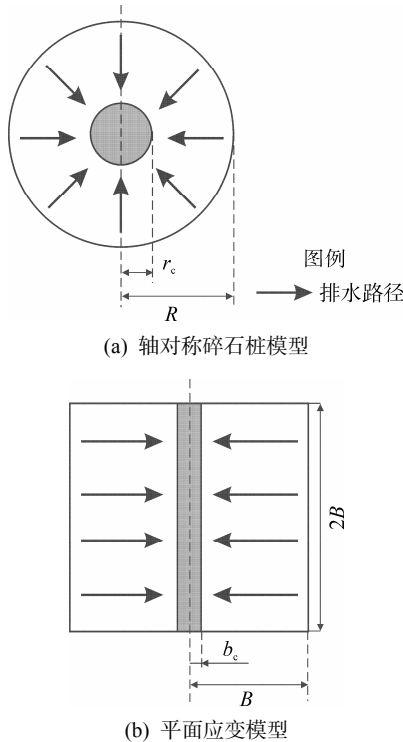


图 3 控制等排水能力的转换示意图

为使等效后的平面应变模型数值计算结果更贴合实际情况, Tan 等^[13]考虑了固结排水特性的建模方法, 即控制排水能力以保证变换前后碎石桩体积与碎石桩墙体积相等, 且两者置换率相等.

采用轴对称和平面应变条件下的等体积变换公式(5)、(6):

$$b_c = B \frac{r_c^2}{R^2},$$

(5)

$$R = 1.13B,$$

(6)

式中: b_c 为碎石桩墙半径, m; B 为碎石桩墙中心至排水边缘的距离, m; r_c 为碎石桩半径, m; R 为碎石桩排水路径, m.

具体布桩转换方案见表 4, 并根据上述方案建立如图 4 所示的桩墙有限元模型. 模型中的桩底进入砂卵石层, 左右两侧边界施加法向约束, 限制边界的水平位移, 底部边界施加固定约束, 限制底部边界两个方向的位移, 地表以上边界设置为排水的自由边界.

表 4 平面应变桩墙转换方案

置换率	轴对称桩 间距/m	平面应变桩 墙厚度/m	平面应变桩 墙间距/m
0.35	1.93	0.66	1.71
0.30	2.09	0.61	1.85
0.25	2.29	0.56	2.02
0.20	2.56	0.50	2.26

注: 布桩方式均为梅花形, 轴对称桩直径均为 1.20 m.

3.3 施工过程分步模拟

采用分步激活方式进行大坝填筑过程的模拟, 大坝高度约 59 m, 结合当地卢旺达雨季施工工期图, 将大坝堆载施工分 10 层分步激活, 填筑施工期间由于采用降水处理, 计算中水力边界条件不

变化, 因此单纯进行堆载固结计算. 后期蓄水采用流固耦合计算, 通过添加水位线模拟大坝的蓄水运营过程. 其中, 大坝上游水位抬升至 1 410 m 高程, 下游水位线与地表齐平, 具体施工的安排进度见表 5.

表 5 施工进度安排表

时间	施工进度
2022.01—2022.08	基础振冲碎石桩施工防渗墙施工
2022.09—2022.10 ^①	0~10 m 高度, 心墙及堆石填筑
2022.11—2022.12	雨季停工
2023.01—2023.02 ^①	10~20 m 高度, 心墙及堆石填筑
2023.03—2023.05	雨季停工
2023.06—2023.09 ^②	20~48 m 高度, 心墙及堆石填筑
2023.10—2023.12	雨季停工
2024.01—2024.02 ^③	48~59 m 高度, 心墙及堆石填筑
2024.03—2024.05	竣工固结
2024.06—2024.08	大坝蓄水
2024.09—2029.11	蓄水运营期

注: ①每月平均填筑 5 m; ②每月平均填筑 7 m; ③每月平均填筑 5.5 m.

4 数值分析结果与讨论

4.1 坝体竖向位移分布

由图 5 可见, 经过分区加固后, 由复合模量法计算得到大坝的最大沉降为 1.58 m, 由桩墙法计算得到的最大沉降为 2.35 m, 两种方法得到的地基变形趋势基本一致, 且最大沉降均发生在大坝内部的心墙边缘处. 同时, 上游回填弃渣处沉降也较大, 原因是上游回填弃渣下部未采用碎石桩进行加固处理, 同时坝基软弱土层较厚, 在堆载近 15 m 碎石压坡体后, 产生了 1.45 m 的沉降.

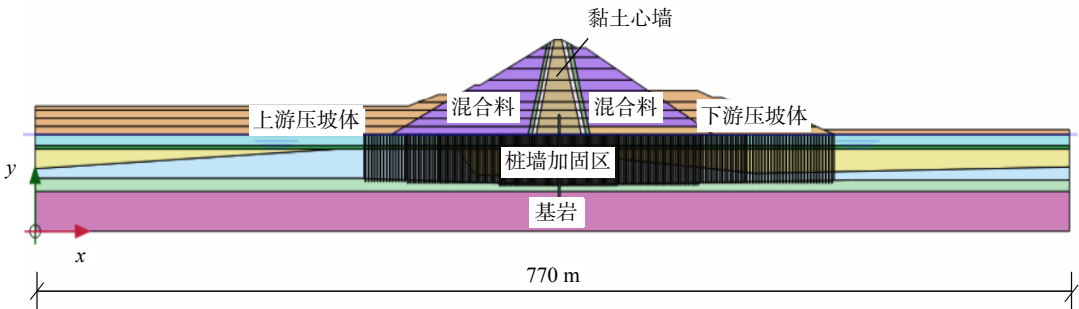


图 4 桩墙法有限元模型

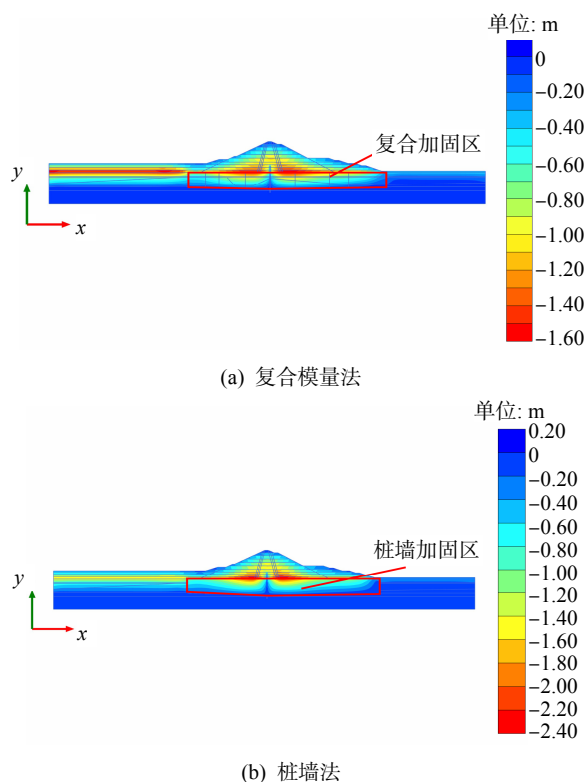


图5 竣工时大坝竖向位移云图

基于地基加固前其承载力无法满足大坝竣工时的要求,现取填筑高度 41 m 以及加固后竣工阶段的结果进行对比分析。从图 6 坝体内部 1 360 m 高程处沉降曲线图可以看出,大坝底部软弱土层按照分区采用不同置换率的碎石桩加固处理后,复合地基的承载力得到了明显提高,与原状地基相比,其竖向沉降显著降低。同时,大坝的不均匀沉降得到了有效控制,可以进一步减少坝体内部裂缝的产生。在大坝中间部位,因存在刚性混凝土防渗墙,此处沉降急剧减小。并且从图 6 中可看

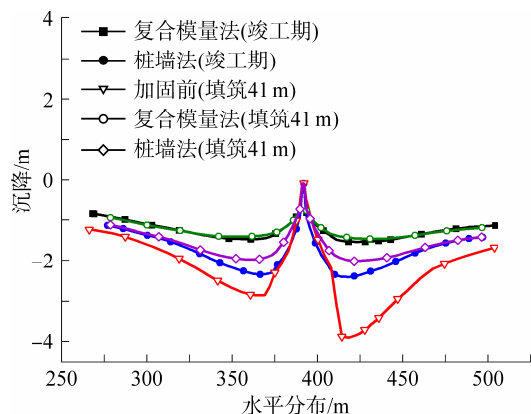


图6 加固前后坝体 1 360 m 高程处沉降分布

出大坝上游坝体的沉降差略大于下游坝体,主要是因为下游土体土层水平向分布更均匀。

取开始施工至坝顶施工完成并固结 90 d 为研究阶段,分析不同施工期坝体最大竖向位移随时间的变化情况(图 7)。从图中可以看出,随着填筑高度的增加,坝体内部的最大竖向沉降呈阶梯状增长,处理后的地基承载力得到了明显提高。采用两种方法计算出的结果中,桩墙法计算值略大于复合模量法。在完成前期填筑后的排水固结过程中,由于填筑荷载较大且软土地基中超静孔压消散较慢,坝体沉降较为明显。但伴随着后期填筑荷载的减小以及土体排水固结的基本完成,固结排水期坝体最大沉降曲线出现平台,表明碎石桩排水效果良好,坝基固结速度较快,施工结束时复合地基强度增长基本完成并趋于稳定。

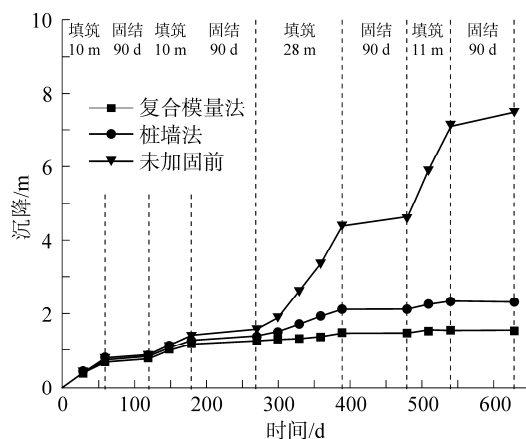
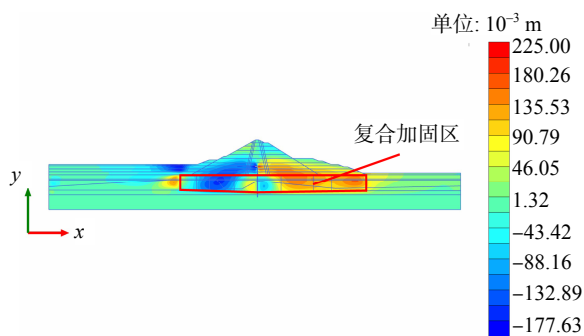


图7 最大竖向位移随时间的变化

4.2 水平位移分布

由图 8 可以看出,竣工期上下游坝体内部水平位移较为接近,采用复合模量法得到的上游最大水平位移为 0.24 m,下游为 0.21 m,而桩墙法得到的上游最大水平位移为 0.49 m,下游为 0.57 m。下



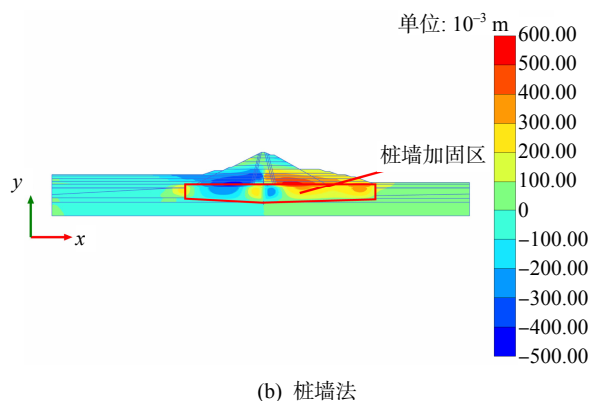


图8 竣工期大坝水平位移云图

游压坡体底部加固软基区域水平位移明显,在坡脚处产生了 0.20 m 的位移,原因是梯形压坡体施加的非均布荷载所致。

4.3 孔压分布情况

从图 9 可以看出,两种方法计算得到的结果均显示在竣工阶段中,上游压坡体下方的土层超静孔压最大,下游次之,而在碎石桩加固区域超静孔压基本为零。具体原因是碎石桩具有良好透水性,能够加速软土地基中孔隙水的排出,促进超静孔压的消散,而上游地基由于未进行碎石桩置换处理,并且堆载了近 18 m 的回填弃渣,孔隙水无法及时排出,最终产生了 176.7 kPa 超静孔隙水压力。

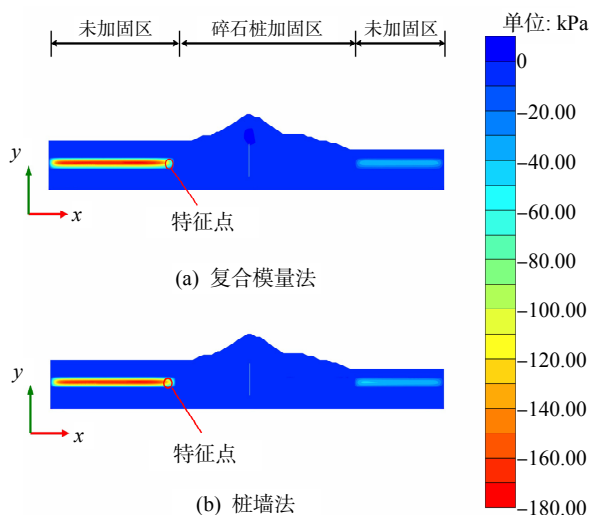


图9 竣工期坝体内部超静孔压分布

为进一步研究上游地基孔压与施工进度及库水位的变化关系,取超静孔压较大区域中的某点(236.92, 41.82)为特征点,得到图 10 变化曲线。由图可见,随着填筑高度的升高,该点的孔压大体呈

先上升后下降,最后上升至一定值后趋于稳定的趋势。在固结阶段由于存在超静孔压的消散,曲线产生局部下降。在堆载至 20 m 后,总孔压反而降低,主要原因是上游压坡体的填筑工作已经完成,心墙及坝坡的填筑对其孔压影响较小,土体处于排水固结状态。在蓄水阶段,上游水位逐渐升高,导致该点的静水压力也逐渐提高,总孔压又呈回升趋势。

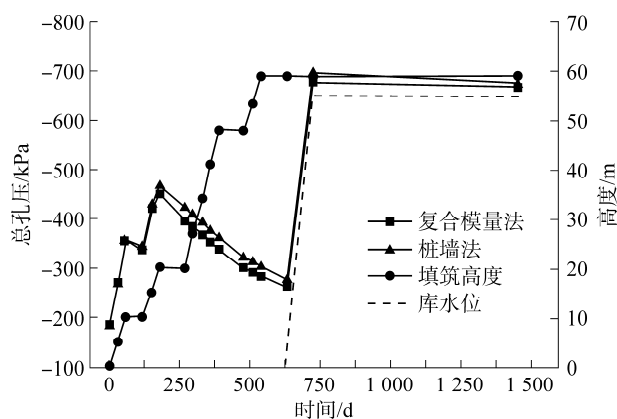


图10 特征点处总孔压随填筑高度及水位变化曲线

4.4 浸润线分布

从图 11 可见,稳定蓄水运行后,稳态渗流下的大坝浸润线呈圆滑曲线分布,从上游堆石料过渡到心墙内部时的浸润线变化较缓,原因是堆石坝心墙渗透系数较大。而从心墙到下游堆石料,浸润线贴着过渡料边缘发展,直至下游水位线高程。

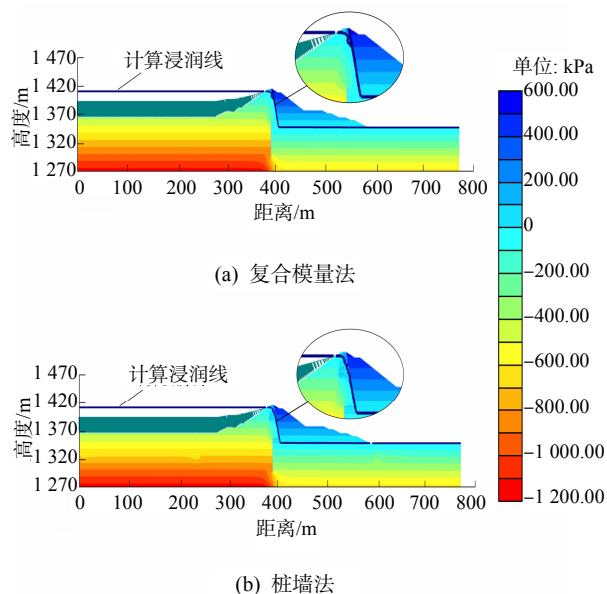


图11 运营期大坝心墙内部浸润线分布

4.5 对复合模量法与桩墙法的讨论

从计算结果可以看出,不论是变形趋势还是孔压分布等情况,复合模量法与桩墙法基本一致,只是采用复合模量法得到的变形小于桩墙法。

复合模量法是当前处理复合地基问题较为简便、快捷和有效的方法,但对于准确估计复合后的土体模量仍存在困难。并且在对复合后地基的渗透系数进行等效时,由于原状土的渗透系数和碎石桩的渗透系数数量级相差较大,在碎石桩施工中会对局部土体造成侧向挤压,因此如果仍采用面积置换法可能会产生误差,并且目前国内外对此复合土体渗透系数的理论研究较少。

桩墙法同样涉及转换后土体、桩墙刚度及渗透系数折减问题。Tan 等^[13]所给出的轴对称条件和平面应变条件下的桩土刚度和渗透系数转化公式中,为简化计算假定了两种条件下的土体模量保持不变,以控制排水能力和等面积置换率为前提,较难实现与实际情况的精确匹配,并且在实际等效过程中还需充分考虑桩墙尺寸和桩间距对渗流路径、土体强度等合理性的要求。

5 结论与建议

本文研究的土石坝工程堆载高、软土持力层物理力学性质差,非均布荷载易产生不均匀沉降导致大坝心墙开裂。针对这些技术难点,通过分区置换加固软土地基,提升不同区域的复合地基强度,增大排水能力,提高有效应力,减小坝体结构的变形,合理控制大坝的应力分布,本项目可为其他同类型工程提供相关参考经验。

(1)复合模量法和桩墙法两种等效地基处理方法得到的地基变形趋势和孔压分布特点等基本一致,数值分析中采用这两种方法在简化碎石桩复合地基沉降和孔压分析方面均具有可行性和合理性,但对渗透系数进行等效时还需依据桩土相互作用机理予以进一步完善。

(2)利用碎石桩加固大坝软弱地基的方案是可行的。针对不同区域坝基上部的荷载采用不同置换率进行碎石桩加固,不仅可以控制大坝地基的水平位移,减少大坝的不均匀沉降,还能加快超孔压的消散,加速地基固结。

(3)回填弃渣底部还需要碎石桩对软土地基进

行置换加固,以有效控制坡脚部位的水平位移变形,避免坡脚隆起滑移。

(4)计算分析表明,碎石桩加固地基可以加快消散坝体填筑、蓄水、运营期间地基产生的超孔压,加速地基固结。在大坝堆载结束时,碎石桩加固区域超静孔压基本为零,地基沉降变形已基本完成。

参考文献:

- [1] 曾昭礼, 张纯林. 西藏贡嘎机场振冲卵石桩复合地基的比选与实施[J]. 岩土工程界, 2003(6):47-50.
- [2] 李宏琇. 采用碎石桩加固龙口电厂地基[J]. 岩土工程学报, 1985, 7(4):12-23.
- [3] 陈祖煜, 周晓光, 陈立宏, 等. 务坪水库软基筑坝基础处理技术[J]. 中国水利水电科学研究院学报, 2004, 2(3):9-13.
- [4] 李进元. 振冲碎石桩法地基处理在阴坪水电站中的应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, 32(增刊 1):2968-2976.
- [5] 唐亮, 刘鹏, 刘书幸, 等. 碎石桩加固液化场地高桩码头抗震性能分析[J]. 地震工程学报, 2022, 44(2):336-343, 379.
- [6] 邹佑学, 王睿, 张建民. 碎石桩加固可液化场地数值模拟与分析[J]. 工程力学, 2019, 36(10):152-163.
- [7] 王蕴嘉, 孔郁斐, 宋二祥. 碎石桩加固带硬壳红黏土地基变形特性的数值分析[J]. 工业建筑, 2016, 46(8):109-114.
- [8] 王雪艳. 碎石桩加固深厚湿陷性黄土地基的试验研究[J]. 地下空间与工程学报, 2021, 17(4):1164-1170.
- [9] XIAO D, JIANG G L, LIAO D, et al. Influence of cement-fly ash-gravel pile-supported approach embankment on abutment piles in soft ground[J]. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 2018, 10(5):977-985.
- [10] 王盛源, 关锦荷. 天马口岸坡加固及碎石桩现场综合试验[J]. 广东公路交通, 1999, 25(增刊 1):1-6.
- [11] 孟宪中. 振冲碎石桩在曹妃甸储油罐地基处理中的应用研究[D]. 南京: 南京大学, 2014.
- [12] 邵韦弦. 碎石桩加固软土地基路堤变形与稳定性分析[J]. 公路, 2021, 66(10):58-66.
- [13] TAN S A, TIAHYONO S, KOO K. Simplified plane-strain modeling of stone-column reinforced ground[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2008, 134(2):185-194.
- [14] LI H Y. Comparison and analysis of pile-soil separate calculation and composite foundation calculation method for gravel pile reinforcement[C]//E3S Web of Conferences,

2021. DOI:10.1051/e3sconf/202123703010.
- [15] 陈建峰, 童振涓, 柳军修, 等. 竖向荷载下加筋碎石桩复合地基数值分析[J]. 岩土力学, 2013, 34(增刊2):393-399.
- [16] 王卫东, 王浩然, 徐中华. 基坑开挖数值分析中土体硬化模型参数的试验研究[J]. 岩土力学, 2012, 33(8):2283-2290.
- [17] JGJ 79-2012. 建筑地基处理技术规范[S].
- [18] DL/T 5214—2016. 水电水利工程振冲法地基处理技术规范[S].
- [19] 崔佰伟. 基于 ANSYS 中小型土石坝沉降有限元计算分析[D]. 郑州: 华北水利水电大学, 2017.
- [20] 张旭. 出山店水库土石坝段地基沉降及处理方案有限元分析[D]. 郑州: 华北水利水电大学, 2016.
- [21] JTJ 246—2004. 港口工程碎石桩复合地基设计与施工规程[S].
- [22] 毕佳蕾, 沈振中, 旦增赤列. 振冲碎石桩复合地基的等效渗透系数计算方法[J]. 水电能源科学, 2017, 35(11): 87-90.
- [23] 徐中华, 王卫东. 敏感环境下基坑数值分析中土体本构模型的选择[J]. 岩土力学, 2010, 31(1):258-264.
- [24] CASTRO J. Modeling stone columns[J]. Materials, 2017, 10(7):782-804.
- [25] VAN IMPE W. Improvement of settlement behaviour of soft layers by means of stone columns[C]//Proceedings of the 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering: Improvement of Ground. Rotterdam: Balkema, 1983:309-312.

Numerical simulation of deformation characteristics of deep soft foundation of a high earth-rock dam strengthened by vibro-flotation gravel columns

HAN Huachao¹, XU Ang^{2,3}, CHEN Yiyang^{2,3}, HU Anfeng^{2,3}

(1.Power China Huadong Engineering Co., Ltd., Hangzhou 311122, China; 2.Research Center of Coastal and Urban Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China; 3.Engineering Research Center of Urban Underground Development of Zhejiang Province, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China)

Abstract: In order to accurately predict the deformation characteristics of the deep and weak dam foundation reinforced with gravel columns, this study reinforced the weak foundation under the dam with vibro-flotation gravel columns at different replacement rates according to the height range of the dam of a large hydropower station project. The deformation of the foundation after reinforcement during the entire construction stage was analyzed using PLAXIS finite element software modeling, where two equivalent foundation treatment methods, including composite modulus method and pile wall method, were applied so as to compare and analyze the results. The research results indicate that the scheme of using gravel columns to reinforce the weak foundation of the dam is feasible, and the two equivalent methods used for simulating the deformation trend reflected by the gravel column composite foundation are basically consistent with each other. It can effectively control the horizontal displacement of the foundation and the uneven settlement of the dam by using different replacement rates to reinforce soft soil foundation. In backfilling the bottom of the abandoned slag, it requires using the gravel columns to replace and reinforce the soft soil foundation, control the displacement and deformation at the foot of the slope, and avoid uplift at the foot of the slope. It can accelerate the dissipation of excess pore pressure in the foundation by strengthening the foundation with gravel columns. By the end of the dam's loading, the settlement and deformation of the foundation have been basically completed.

Key words: vibro-flotation gravel column; weak foundation; replacement treatment; deformation

(责任编辑 章践立)