

堆筑期土石坝软土碎石桩复合地基 固结有限元分析

闫旭政^{1,2}, 应宏伟^{1,2,3*}, 周 建^{1,2}, 韩华超⁴

(1. 浙江大学 滨海和城市岩土工程研究中心, 浙江 杭州 310058; 2. 浙江省城市地下空间开发工程技术研究中心, 浙江 杭州 310058; 3. 河海大学 岩土力学与堤坝工程教育部重点实验室, 江苏 南京 210098; 4. 中国电建集团华东勘测设计研究院有限公司, 浙江 杭州 310014)

摘 要: 目前工程界常采用碎石与原状土参数按面积置换率叠加的方法获取复合地基参数, 以进行碎石桩复合地基承载力及变形的计算, 但对该方法在堤坝地基中的适用性研究尚不深入。以卢旺达那巴龙格河 2 号水电站深厚覆盖层软弱基础处理项目为背景, 基于 PLAXIS 有限元平台, 采用桩墙法与复合地基法构建二维数值模型, 进行大坝堆筑期固结分析。通过观察施工过程中复合地基变形、超静孔压及桩土应力, 得到了不同面积置换率下桩墙法与复合地基法在计算加固区沉降的差异, 以及不同面积置换率下土中超静孔压及桩土应力比的变化规律。结果表明, 传统参数叠加法低估了软土碎石桩复合地基的沉降, 其低估程度随置换率的减小而增大。在相同置换率下, 施工过程中大坝心墙下部软土超静孔压积累较大。桩土应力比呈先增大后减小的变化规律, 且坝高一半处下方桩土应力比较大; 不同面积置换率下, 碎石桩最大桩土应力比随置换率增大而减小, 趋于稳定时的桩土应力比随置换率增大而增大。

关键词: 碎石桩; 软土地基; 有限元; 超静孔压; 桩土应力比

中图分类号: TU74

文献标识码: A

文章编号: 2096-7195(2023)03-0205-10

FEM analysis on consolidation of stone-column improved soft soil composite foundation during earth-rock dam construction period

YAN Xu-zheng^{1,2}, YING Hong-wei^{1,2,3*}, ZHOU Jian^{1,2}, HAN Hua-chao⁴

(1. Research Center of Coastal and Urban Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, Zhejiang, China;

2. Engineering Research Center of Urban Underground Development of Zhejiang Province, Hangzhou 310058, Zhejiang, China;

3. Key Laboratory of Ministry of Education of Geomechanics and Embankment Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, Jiangsu, China;

4. PowerChina Huadong Engineering Corporation, Hangzhou 310014, Zhejiang, China)

Abstract: When calculating the bearing capacity and deformation of stone column composite foundation, the method of superposition of gravel and undisturbed soil parameters according to the area replacement rate is often used in engineering. However, the study on the applicability of this method in dam foundation is still not in-depth. With the background of the soft foundation treatment project for the deep overburden layer of the high earth-rock dam of the Nyabarongo II Hydropower Station in Rwanda, based on the PLAXIS finite element platform, the consolidation of the dam during the construction period was analyzed using a two-dimensional numerical model constructed by the pile-wall method and the composite foundation method. By monitoring the deformation, excess pore pressure and stress of soft soil reinforcement area during construction, the difference of settlement between pile wall method and composite foundation method, as well as the variation law of excess pore pressure and pile-soil stress ratio in soil under different area replacement rates are obtained. The results show that the traditional parameter-added method underestimates the settlement of the soft soil stone column composite foundation, and the degree of underestimation increases with the decrease of the replacement rate. Under the same replacement rate, the accumulation of excess pore pressure in soft soil below the dam core wall during construction

收稿日期: 2022-03-07

作者简介: 闫旭政 (1997—), 男, 河北张家口人, 硕士研究生, 主要从事地基处理的相关科研工作。E-mail: yanxuzheng188@zju.edu.cn.

*通信作者: 应宏伟 (1971—), 男, 江西萍乡人, 博士, 教授, 主要从事土力学及岩土工程的教学和科研工作。E-mail: ice898@zju.edu.cn.

is relatively large. The pile-soil stress ratio increases first and then decreases, and below half of the dam height is relatively large. Under different area replacement rates, the maximum pile-soil stress ratio decreases with the increase of replacement rate, and the stable ratio increases with the increase of the replacement rate.

Key words: stone column; soft soil foundation; finite element; excess pore pressure; pile-soil stress ratio

0 引言

随着各国水利水电工程的发展,其相关工程地质问题呈现多样化和复杂化的特点。其中,软土地基坝体施工面临着孔压过高、变形较大、抗力过小的问题^[1]。目前,在处理软土地基的各种方法中,振冲碎石桩法因其成本较低、便于施工的特点,被广泛地应用在水利、港口等工程中。

众多学者对振冲碎石桩处理水电工程软土地基问题开展了相关研究。陈祖煜等^[1]基于务坪水电站项目,通过离心力试验、流固耦合数值计算等方法,验证了振冲碎石桩法在水电站软基处理中的可靠性。何林等^[2]应用振冲碎石桩法处理仁宗海水库坝址特软地基,经长期监测,大坝变形仍在设计允许范围内。李进元^[3]结合阴坪水电站项目指出在复杂工程地质条件下,应用振冲碎石桩对软土地基进行处理可有效解决地基承载力及抗剪强度不足的问题。吴梦喜等^[4]采用将碎石桩概化为碎石墙的二维有限元仿真方法,对碎石桩处理拉哇水电站上游围堰软土地基全过程进行了流固耦合计算。

当前,工程界常采用以 Priebe 法^[5]为代表的参数叠加法,将软土及碎石桩的参数按平面面积置换率进行叠加,以获取复合地基的变形模量、强度等参数,但对该方法在复合地基沉降、承载力计算中的适用条件研究较少。本文以卢旺达那巴龙格河 2 号水电站深厚覆盖层软弱基础地基处理项目为背景,应用大型有限元软件 PLAXIS 2D 和土体硬化模型,采用桩墙法与复合地基法构建多组面积置换率下的二维数值模型进行大坝堆筑期固结分析。通过与传统的参数叠加复合法对比,探究参数叠加法在此类问题分析中的适用条件,并对施工过程中超静孔压及桩土应力比进行分析。

1 工程背景

那巴龙格河 2 号水电站位于卢旺达北部省与南部省交界的那巴龙格河干流上。水电站正常蓄水位为 1 410.00 m,黏土心墙坝坝顶高程为 1 414.00 m,最大坝高约 59.00 m,坝顶长度为 363.00 m,坝顶宽为 8.00 m。根据《水电枢纽工程等级划分及设计

安全标准》(DL 5180—2003)^[6],确定本工程为二等大(2)型工程。

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。坝顶宽度 8.00 m,上、下游坡比均为 1:0.25,最大断面处底宽 50.70 m,心墙与混凝土垫层接触部位采用厚度 2.00 m 的高塑性黏土过渡。心墙与坝壳料之间设反滤层和过渡层,上游侧反滤层、过渡层水平宽度均为 2.00 m,下游侧反滤层、过渡层水平宽度分别为 2.00 m 和 3.00 m。大坝上、下游坝面采用厚 0.60 m 的干砌块石护坡。坝壳料采用料场开挖混合料,下游 1 361.00~1 356.00 m 高程间布置排水堆石区。

坝址区河床部位的覆盖层厚度为 7.50~45.45 m,自上而下分别由粉砂夹淤泥质土、中细砂、淤泥质黏土、泥炭质土、砂卵(砾)石等组成,属中软-软弱场地土,其下为风化泥质或钙质砂岩。根据中国《水电工程水工建筑物抗震设计规范》(NB 35047—2015)^[7],场地类别为 III 类。勘察报告提供的各土层主要物理力学指标见表 1,详细情况如下:

①粉砂夹淤泥质土:主要由粉砂、云母碎屑组成,含少量中细砂、粉质黏土等。该层层顶埋深为 0.00 m,层厚为 4.00~11.80 m。

②中细砂:主要成分为石英、云母,含粗砂、砂卵(砾)石、黏粒。该层层顶埋深为 4.00~11.80 m,层厚 0.70~6.30 m。

③₁淤泥质黏土:灰色-灰黑色,呈流塑-软塑状,含有机质。该层在平面及深度上与③₂层交错分布,层顶埋深为 7.90~12.50 m,层厚为 3.70~19.45 m。

③₂泥炭质土:灰黑、黑色,呈流塑-软可塑状,含有机质。该层层顶埋深为 10.90~13.50 m,层厚为 6.00~28.50 m。

④砂卵(砾)石:青色、灰白色、黄色,呈稍密-中密状,为卵石夹砂。该层层顶埋深为 21.20~40.10 m,一般层厚为 1.45~5.35 m。

对坝址区表层松软的薄层粉砂夹淤泥质土、中细砂拟采用挖除后换填法处理,对③₁淤泥质黏土、③₂泥炭质土两层深厚软土,拟采用振冲碎石桩进行置换加固处理,处理深度至软弱土层下部④层砂

卵(砾)石层, 最大处理深度约 35.00 m (图 1), 碎石桩桩径为 1.00 m, 采用正三角形平面布置, 需根据坝基的变形和稳定要求确定碎石桩置换率。同

时制定了现场地基处理试桩和试验、检测计划, 以确定振冲碎石桩处理 30.00 m 以上的深厚软黏土地基时的成桩质量和适用性。

表 1 土层物理力学参数表
Table 1 Physical and mechanical parameters of soil

层号	土层名称	饱和密度/ (g/cm ³)	含水量/ %	孔隙 比	液限/ %	塑限/ %	压缩系数/ MPa ⁻¹	压缩模量/ MPa	有效黏聚力/ kPa	有效内摩擦角/ (°)	渗透系数/ (cm/s)
①	粉砂夹淤泥质土	1.96	31.8	0.835	36.7	21.7	1.25	3.0	3	13	1.0×10 ⁻⁵
②	中细砂	2.00	—	—	—	—	0.60	5.0	0	28	1.6×10 ⁻⁴
③ ₋₁	淤泥质黏土	1.53	73.4	1.821	76.9	51.3	1.20	2.5	10	20	1.0×10 ⁻⁷
③ ₋₂	泥炭质土	1.59	65.3	1.650	73.6	42.9	1.10	5.0	15	21	1.0×10 ⁻⁷
④	砂卵(砾)石	2.05	—	—	—	—	—	16.0	0	39	5.0×10 ⁻²

单位: m

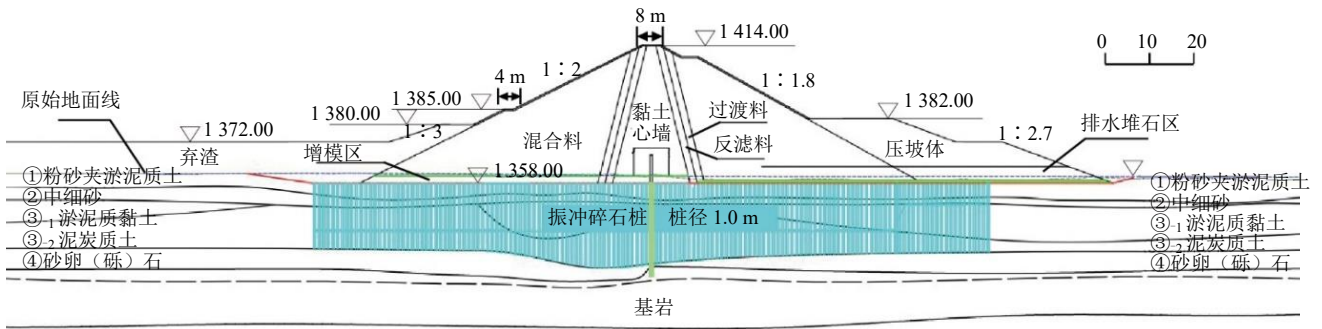


图 1 河床坝段典型剖面图

Fig. 1 Typical profile of the river bed dam section

2 有限元模型构建

2.1 计算模型与条件

应用 PLAXIS 2D 软件, 按照实际工程地质条件构建二维有限元模型进行竣工期固结模拟, 进行计算时采用桩墙法和复合地基两种平面应变模型。坝基加固区面积置换率分别取 0.40、0.30、0.20 与 0.10。二维坝体堆筑期模拟采用分层填筑方法构建, 根据坝体实际施工计划(表 2)进行堆筑。计算模型底部为基岩, 基岩层在水平和垂直方向均存在相邻岩体的约束, 因此在计算模型底部水平和垂直方向均固定; 对于计算模型左右两侧, 考虑到基础土体延伸至无限远处, 计算模型左右两侧采用水平方向约束、垂直方向自由的边界条件。水位设置为高程 1358 m, 即地表位置。由于地基表层有薄层中细砂, 因此模型中暂未考虑桩顶另设砂石垫层。

2.2 碎石桩墙概化模拟

二维模型中碎石桩加固区域可采用等效碎石

表 2 施工进度安排表
Table 2 Construction schedule

时间/d	施工进度	备注
—	振冲碎石桩施工	—
—	防渗墙施工	—
0~60	0~10 m 高度心墙及坝料填筑	每月堆筑 5 m
60~120	固结 2 个月	—
120~180	10~20 m 高度心墙及坝料填筑	每月堆筑 5 m
180~270	固结 3 个月	—
270~390	20~48 m 高度心墙及坝料填筑	每月堆筑 7 m
390~480	固结 3 个月	—
480~540	48~59 m 高度心墙及坝料填筑	每月堆筑 5.5 m
540~630	固结 3 个月	坝体竣工

桩墙法进行模拟。对于复合地基变形分析, 等效碎石桩墙法可遵循等面积置换率原则。采用 TAN 等^[8]提出的方法对碎石桩进行平面应变转换, 桩墙的半宽 (b_c) 由式 (1) 确定。

$$b_c = B \frac{r_c^2}{R^2} \quad (1)$$

式中： r_c 为三维碎石桩半径； B 为二维单桩桩墙平面应变影响区域的一半； R 为三维单桩影响区域的半径。其中 R 与 B 的关系为： $R=1.13B$ 。

设计处理方案拟采用直径 1.00 m 碎石桩，对宽 356.00 m 的坝基软土区域进行加固处理，布桩形式为加固区域等间隔布设碎石桩墙。碎石桩面积置换率分别为 0.40、0.30、0.20、0.10 时的等效桩墙构建情况如表 3 所示。其中，桩墙长度根据加固区软土厚度的不同，有 28~36 m 不等。

2.3 有限元网格

计算模型左右宽 776 m，高度为 119 m。2D 模型中坝体底部的高程为 60 m，大坝高约 59 m。全局默认采用疏密度为 0.5 的单元网格，选取 15 个节点三角形单元。碎石桩复合地基模型共划分为 3 808 个

单元，30 809 个节点；碎石桩墙地基模型共划分为 40 683 个单元，325 867 个节点。坝体填筑通过激活有限元各层材料来实现。以置换率 0.40 为例，二维坝体及坝基的模型有限元网格如图 2 所示，总体而言，桩墙法模型的单元数和节点数远大于复合地基模型，计算工作量大。

表 3 等效桩墙模型概化构建

Table 3 Generalized construction of equivalent pile wall model

面积置换率	桩墙厚度/m	桩墙数量	单桩墙影响范围/m
0.40	0.56	254	1.40
0.30	0.49	220	1.62
0.20	0.40	180	1.98
0.10	0.28	128	2.80

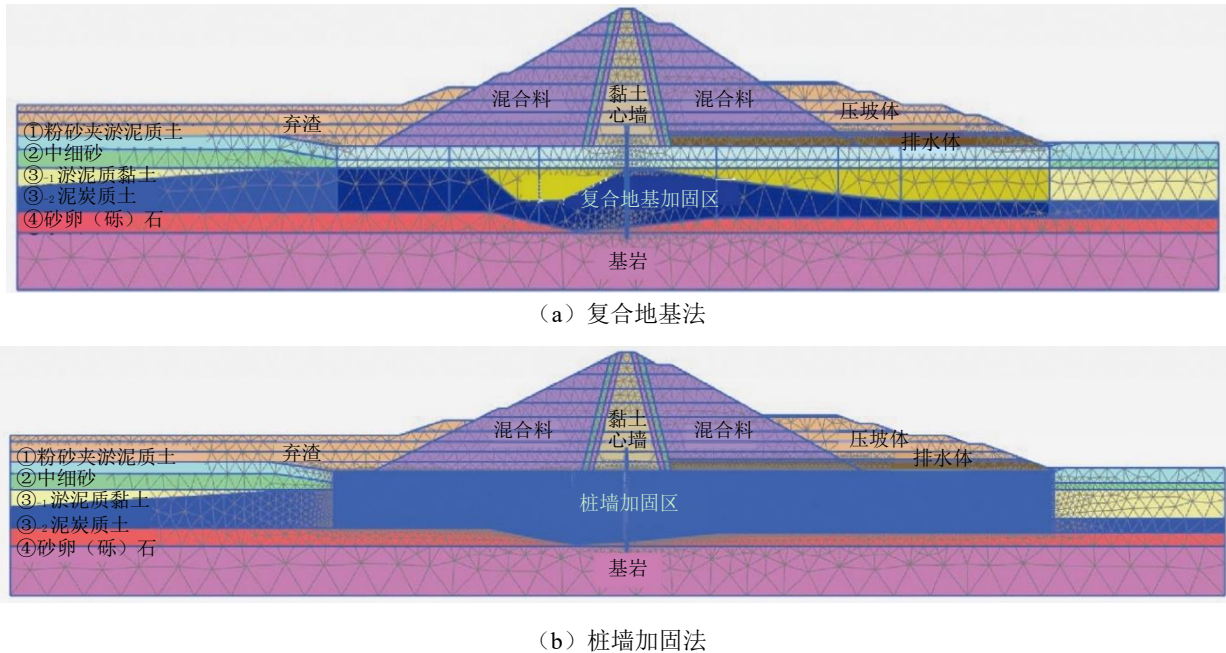


图2 二维模型有限元网格

Fig. 2 Finite element mesh of two-dimensional model

2.4 本构模型及参数

各覆盖层土体以及碎石桩本构模型采用土体硬化模型 (HS 模型)。土体硬化模型为 PLAXIS 软件中的一种二阶高级本构模型，由 SCHANZ 等^[9] 提出，适合于多种土类的破坏和变形行为的描述^[10]，不仅可用于模拟砂土、碎石土，也可用于模拟黏土、淤泥等软土，便于分析两种材料构成的复合试样和后续的参数叠加过程。

土体硬化模型包括有效黏聚力 c' 、有效内摩擦角 φ' 、三轴固结排水剪切试验的参考割线模量 E_{50}^{ref} 等 11 个参数^[11]，可根据三轴试验、固结试验以及 PLAXIS 软件模型手册^[12] 中的建议值确定。参照王卫东等^[11]、徐中华等^[13] 的相关研究，黏性土的模量

参数符合如下关系： $E_{50}^{\text{ref}}=1.25 E_{\text{od}}^{\text{ref}}$ 、 $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}=5 E_{\text{od}}^{\text{ref}}$ ，下文复合地基模量同样采用该比例关系进行换算。

针对软土碎石桩复合地基，传统的方法是依据面积置换率和桩土应力比按叠加的方法估算复合地基的模量及抗剪强度等参数。

$$\tan \varphi_{\text{sp}} = m_0 \mu_p \tan \varphi_p + (1 - m_0 \mu_p) \tan \varphi_s \quad (2)$$

$$c_{\text{sp}} = (1 - m_0 \mu_p) c_s \quad (3)$$

$$\mu_p = \frac{n}{1 + m_0 (n - 1)} \quad (4)$$

式中： φ_{sp} 为复合土体的等效内摩擦角； φ_p 为桩体材料的内摩擦角； φ_s 为桩间土体的内摩擦角； c_{sp} 为复

合土体的等效黏聚力; c_s 为桩间土体黏聚力; μ_p 为应力集中系数; m_0 为面积置换率; n 为桩土应力比, 根据后文中桩土应力比计算结果, 桩土应力比取5.0。

采用上述参数叠加法可分别得到各置换率下

相应的复合土体HS模型计算参数。其中覆盖层土体以及碎石桩模型土体硬化模型参数见表4。坝体各填筑料、基岩层采用摩尔-库伦本构模型, 各材料参数见表5。碎石桩加固区域的复合地基参数见表6。

表4 模型土体硬化模型参数

Table 4 Parameters of Hardening Soil model of the triaxial test numerical model

材料名称	饱和重度/ (kN/m ³)	E_{oed}^{ref} /MPa	E_{50}^{ref} /MPa	E_{ur}^{ref} /MPa	c /kPa	φ '/(°)	m	R_f	e	μ_{ur}
①粉砂夹淤泥质土	19.60	3.00	3.75	15.00	3.00	13.00	0.75	0.900	0.835	0.2
②中细砂	20.00	5.00	6.25	25.00	0.00	28.00	0.40	0.900	0.500	0.2
③ ₁ 淤泥质黏土	15.30	2.40	3.00	12.00	10.00	20.00	0.82	0.797	1.820	0.2
③ ₂ 泥炭质土	15.90	2.60	3.25	13.00	15.00	21.00	0.84	0.800	1.690	0.2
④砂卵(砾)石	20.50	16.00	20.00	80.00	0.00	39.00	0.40	0.900	0.500	0.2
碎石桩	22.10	25.00	31.25	125.00	0.00	38.50	0.32	0.900	0.500	0.2

表5 坝体填筑料、基岩的摩尔-库伦模型参数

Table 5 Parameters of Mohr-Coulomb model of dam filling materials and bedrock

材料名称	饱和容重/(kN/m ³)	天然容重/(kN/m ³)	c /kPa	φ '/(°)	E /MPa	μ	渗透系数/(cm/s)
心墙	17.90	17.20	25.00	20.40	18.00	0.25	2.0×10 ⁻⁶
混合料	20.50	20.00	0.00	43.30	40.00	0.34	3.0×10 ⁻³
反滤料	20.50	20.00	0.00	34.00	40.00	0.30	1.0×10 ⁻⁴
过渡料	22.00	21.70	0.00	40.50	40.00	0.33	1.0×10 ⁻³
排水料	21.00	20.50	0.00	38.00	40.00	0.31	5.0×10 ⁻²
弃渣	19.20	18.10	30.90	25.30	25.00	0.32	1.0×10 ⁻³
基岩	23.00	23.00	0.00	43.00	20 000	0.24	1.0×10 ⁻⁵

表6 淤泥质土/泥炭质土复合地基土体硬化模型主要计算参数

Table 6 Main calculation parameters of Hardening Soil model for sludgy/peaty soil composite foundation

置换率 m_0	E_{50}^{ref} /MPa		c /kPa		φ '/(°)		m		R_f	
	s-s	p-s	s-s	p-s	s-s	p-s	s-s	p-s	s-s	p-s
0.40	14.30	14.45	2.31	3.47	34.82	35.00	0.620	0.632	0.840	0.840
0.30	11.48	11.65	3.18	4.77	33.35	33.61	0.670	0.684	0.830	0.830
0.20	8.65	8.85	4.44	6.66	31.13	31.50	0.720	0.736	0.820	0.820
0.10	5.83	6.05	6.43	9.65	27.38	27.96	0.770	0.788	0.810	0.810

注: s-s 代表淤泥质土; p-s 代表泥炭质土。

3 模拟结果分析

3.1 坝基沉降

对坝体范围下方的地基采用统一的面积置换率碎石桩加固方案进行沉降分析。因篇幅所限, 仅给出置换率为 0.40 的坝体竣工时的坝基沉降云图, 如图 3 所示。

对各面积置换率下的竣工期最大累计沉降值汇总见表 7, 可以看出与桩墙法相比, 参数叠加法在一定程度上低估了复合地基的沉降值。以桩墙法为标准, 参数叠加法对沉降的低估程度随面积置换率的减小而逐渐增大, 最大达 23.09%。可见, 采用参数叠加法进行复合地基沉降计算会偏小, 且置换率越小偏差越大。

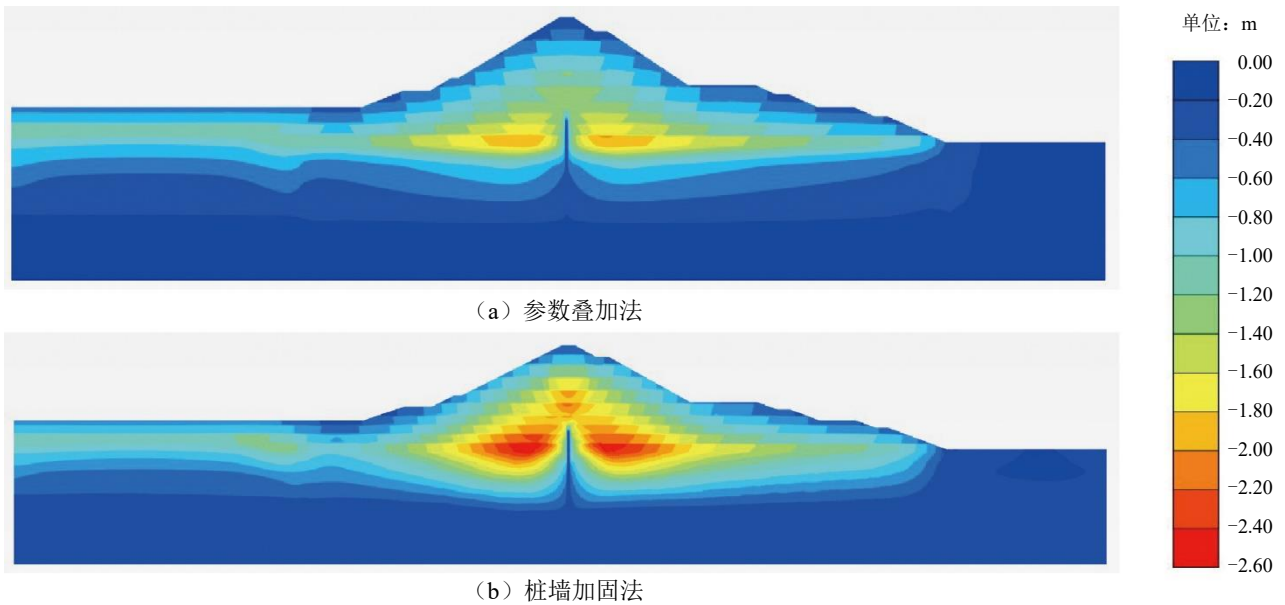
图3 各模拟方法计算的坝基竣工期沉降云图 ($m_0=0.40$)Fig. 3 Cumulated settlement cloud diagram of different simulation methods ($m_0=0.40$)

表7 坝基最大沉降计算结果

Table 7 Calculation results of the maximum settlement of dam foundation

置换率 m_0	桩墙法沉降值/m	参数叠加法	
		沉降值/m	低估比/%
0.40	2.577	2.276	11.68
0.30	2.831	2.391	15.54
0.20	3.498	2.690	23.09
0.10	3.945	3.038	22.99

3.2 加固区超静孔压

(1) 堆载前期软土区超静孔压

取堆载高度为 5 m 时的软土区超静孔压进行分析, 选定区域为防渗墙右侧 20~60 m 的碎石桩加固区域, 此时的超静孔压云图见图 4。从孔压分布图可以看出, 由于碎石桩本身渗透系数为 $5.0 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$, 远高于桩周软土, 因此在碎石桩区域的超静孔压基本全部消散, 形成了明显的排水通道。由于此时堆载时间较短, 碎石桩排水固结能力未完全发挥, 软土区域内仍有部分超静孔压未消散。孔压累积程度与碎石桩置换率直接相关, 当碎石桩面积置换率为 0.10 时, 桩间软土区域累积的超静孔压较高, 最高可达 64 kPa。随着面积置换率的增大, 软土加固区的孔隙水渗透通道逐渐增多, 有效加快了超静孔压的消散速度。当置换率为 0.40 时, 此刻的超静孔压最大为 5 kPa 左右。

(2) 堆筑期软土区超静孔压

桩墙法模型得到的置换率为 0.10 的大坝竣工期超静孔压云图见图 5。可以看出大坝堆筑完成后,

碎石桩排水作用显著, 加固区内超静孔隙水压力基本消散。由于压坡体下的软弱土层排水性较差, 渗透系数达到了 10^{-7} cm/s , 施工期间, 超静孔隙水压力消散缓慢, 其次上游压坡体铺设范围较广, 铺设厚度达 15 m, 未加固区域最终超静孔压可达到 240 kPa。

取加固区的典型观测点观察堆筑全过程的超静孔压, 各观测点分别位于大坝轴线、坝高中部和坝脚下方不同深度的加固区软土区域内。同时, 在未加固区域内设置观测点以进行对比分析, 各观测点位置见图 6, 其中, A、B、C、H 四观测点位于坝体下方 12 m 处, D、E、F 三观测点位于坝体下方 24 m 处, G 观测点位于坝体下方 36 m 处。各观测点超静孔压随时间变化情况如图 7 所示。可见, 各观测点超静孔压在坝体各级堆筑期达到较高水平, 固结期大幅度消散。在坝体堆筑后期, 各观测点超静孔压相对较小, 竣工期时超静孔压基本消散完毕。由于碎石桩较好的排水固结能力, 面积置换率较高的软土加固区累积的超静孔压显著小于置换率较低的工况。

对相同软土深度及相同坝基位置的观测点进行横向对比, 以置换率为 0.10 的工况为例。A、B、C 观测点深度相同但位于不同坝基位置, A、D、G 观测点分别位于同坝基位置下不同软土深度, 其超静孔压随时间变化的对比如图 8 所示。可见, 软土埋深较浅且靠近坝体轴线下方的 A 点超静孔压最高。随着观测点深度增加以及观测点位置逐渐靠近坝脚位置, 其超静孔压逐渐降低。这是由于靠近坝

体轴线位置软土厚度较大, 且上部土层排水能力相对较差, 而软土下方为排水能力较强的砂卵石区, 导致靠近软土深部位置的超静孔压消散速度快于

浅部位置。同时, 靠近坝脚处软土厚度较小, 因此该位置孔压消散速度也快于靠近坝体轴线位置的深厚软土层。

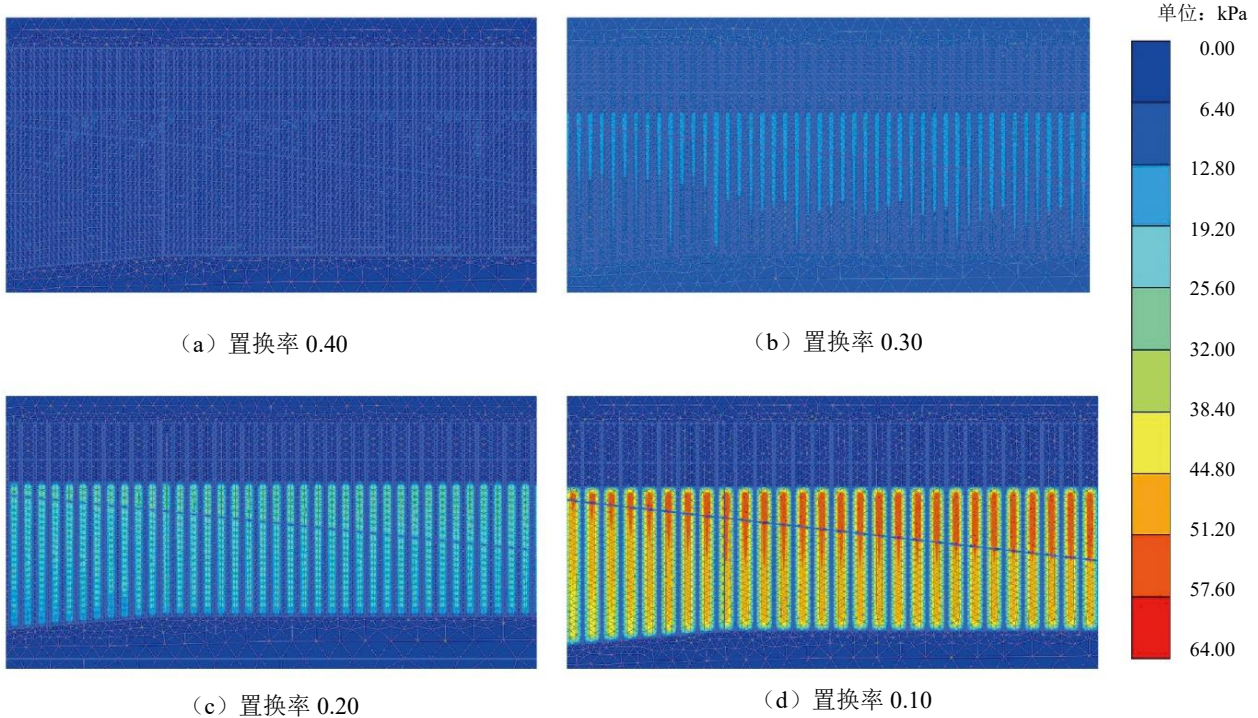


图 4 堆载 5 m 加固区超静孔压云图

Fig. 4 Excess pore pressure cloud image of reinforcement area under 5 m loading

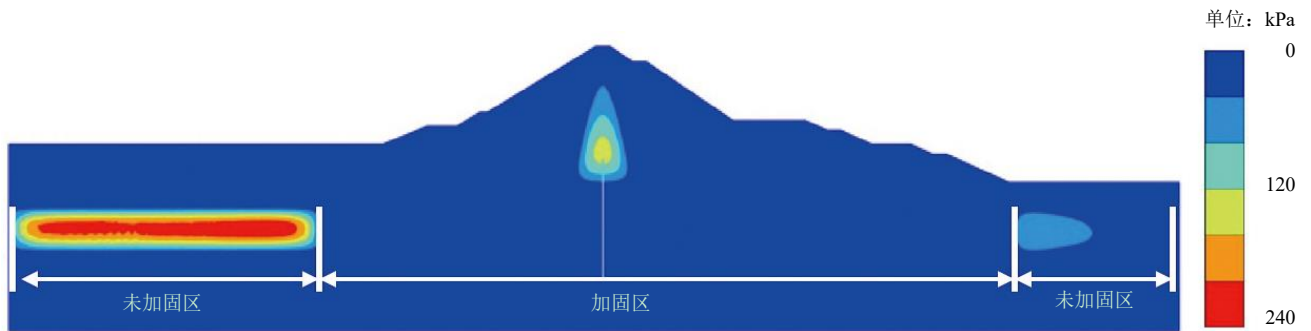


图 5 坝体竣工期超静孔压云图 ($m_0=0.10$)

Fig. 5 Cloud image of excess pore pressure at stage of completion of dam construction ($m_0=0.10$)

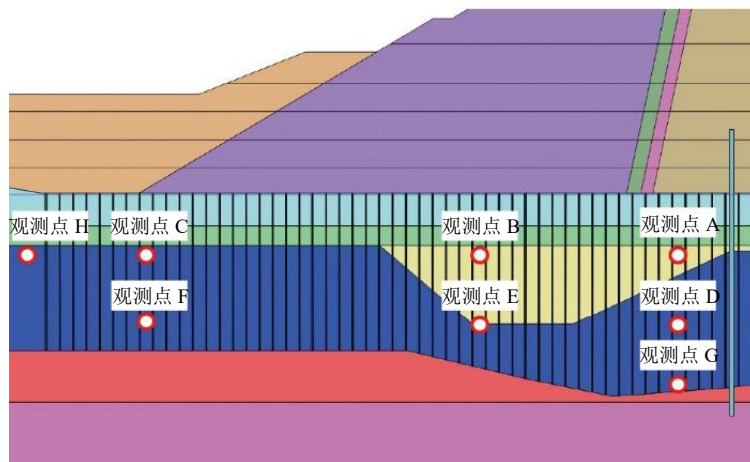


图 6 超静孔压典型观测点位置分布

Fig. 6 Location of typical observation points for excess pore pressure

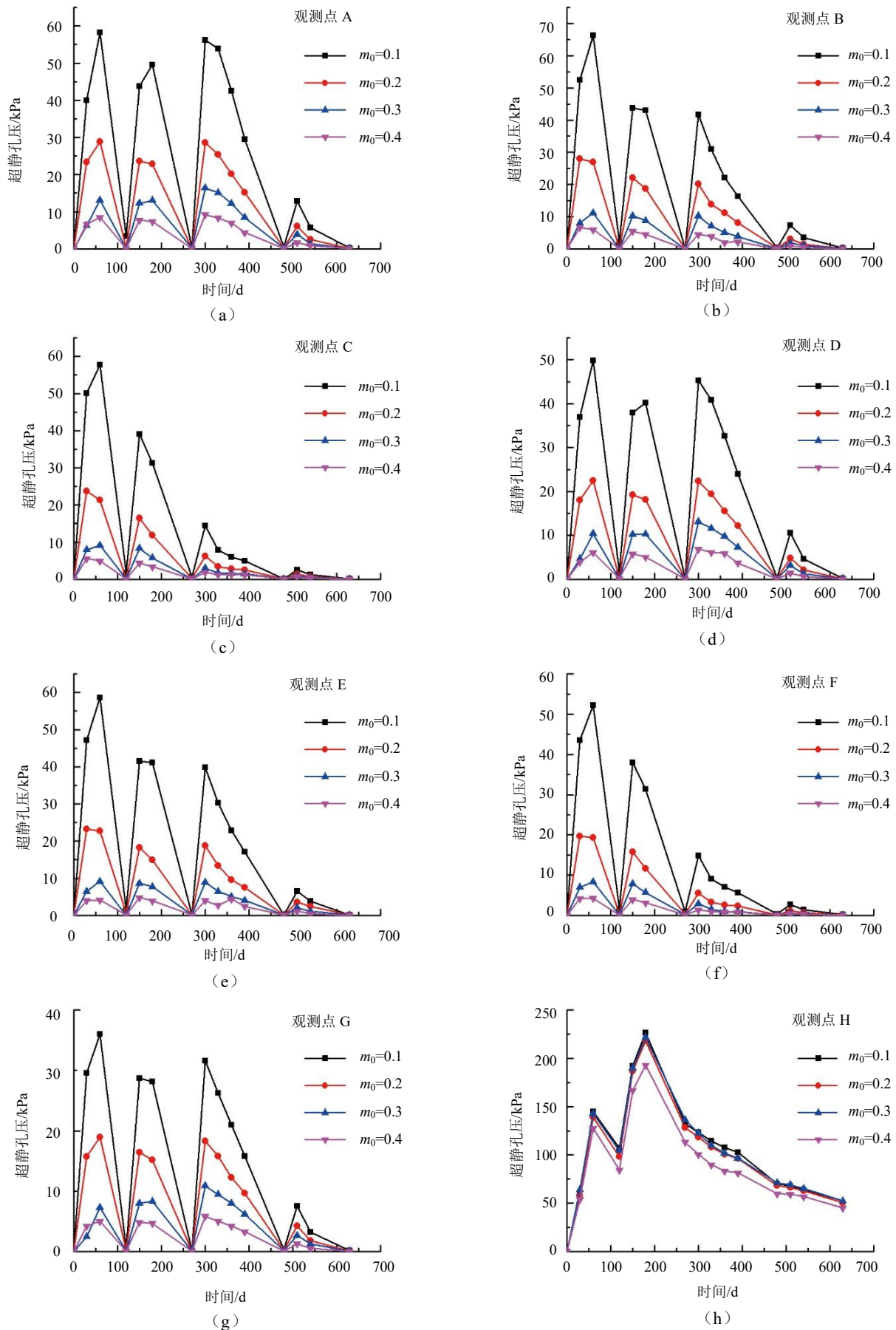


图7 各观测点超静孔压变化曲线

Fig. 7 Variation of excess pore pressure of different observation points

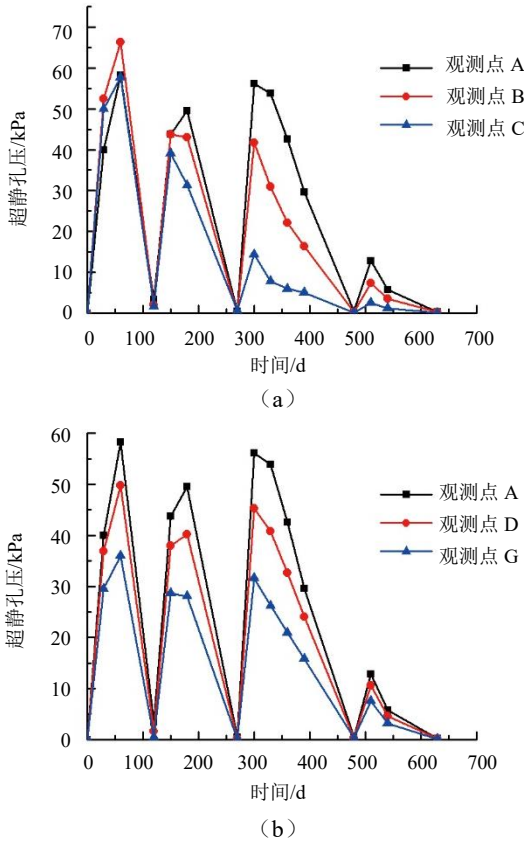


图8 典型观测点超静孔压变化对比 ($m_0=0.10$)

Fig. 8 Comparison of excess pore pressure changes at typical measurement points ($m_0=0.10$)

3.3 桩土应力比

采用桩墙法模型可对加固区域的桩土应力比进行观测,取大坝坝顶、坝高三分之二、坝高二分之一以及坝脚下方的各典型桩分析,各观测桩位置见图9。其中,左1桩位于大坝坝脚下方位置,上覆荷载为20 m厚的压坡体,左2桩与右1桩位于坝高中部下方位置,左3桩与右2桩位于坝高三分之二下方位置,左4桩与右3桩位于坝顶下方位置,左2桩和右1桩、左3桩和右2桩、左4桩和右3桩分别位于坝体中轴线对称位置。

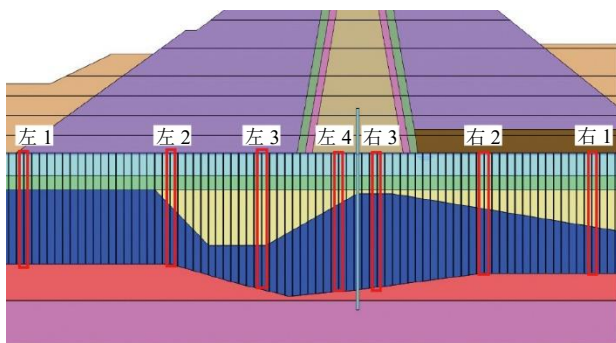


图9 桩土应力比典型观测桩位置分布

Fig. 9 Location distribution of pile-soil stress ratio observation piles

取左4桩进行不同面积置换率下的桩土应力比随时间变化的对比分析,桩土应力比随时间变化曲线如图10所示。可见,各置换率下的时间-桩土应力比曲线变化趋势相近,呈现先逐渐增大,然后减小,最后稳定在某一数值的总体趋势。当坝体堆筑至20 m时桩土应力比达到最高,此时桩土应力比为5.0左右。随着填筑高度的继续增大,碎石桩逐渐进入塑性状态,其承担的应力向桩周土转移,桩土应力比逐渐减小,填筑至48 m时桩土应力比趋向于稳定,为4.5左右。其中,当面积置换率较低时,桩体所能够达到的最大桩土应力比较大,且最大桩土应力比随面积置换率的增大而减小。当桩土应力比稳定时,面积置换率较高的桩土应力比较大,且稳定期桩土应力比随面积置换率的增大而增大。

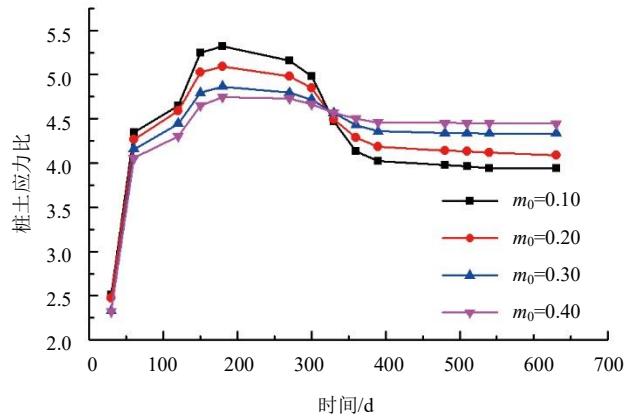


图10 观测桩桩土应力比变化曲线

Fig. 10 Pile-soil stress ratio curves of observation pile

另一方面,对相同面积置换率下不同位置的观测桩进行对比。以置换率为0.10的工况为例,各观测桩的桩土应力比曲线如图11所示。可见,各试桩所能达到的最大桩土应力比基本一致,为5.30左右。进入稳定期后,坝脚处观测桩的桩土应力比较高,维持在5.30。这是由于坝脚处堆载高度较低,桩土应力比未进入下降阶段,维持较高水平。同时,各观测桩的稳定期桩土应力比随靠近坝顶距离的增大而减小,坝顶下方观测桩的稳定期桩土应力比为3.95。取竣工期桩顶面的桩土竖向应力分布进行分析,见图12。其中,红色线条的长度表示该部分承受竖向应力的大小。可见坝高一半位置下方各桩体承受的竖向应力较大,坝顶正下方各桩体承受应力相对较小,这是由于混凝土防渗墙承担了大部分坝体荷载。因此,坝高一半位置处的桩土应力比较高,坝顶下方桩土应力比降低。

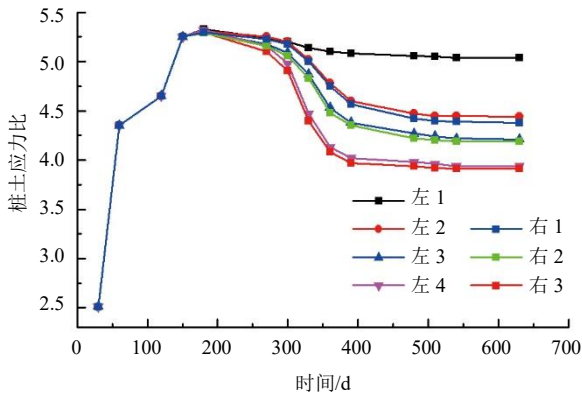


图 11 各观测桩桩土应力比变化曲线 ($m_0=0.10$)

Fig. 11 Variation of pile-soil stress ratio of different observation piles ($m_0=0.10$)

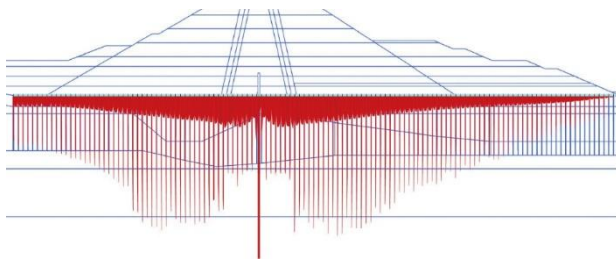


图 12 竣工期桩顶面桩土应力分布 ($m_0=0.10$)

Fig. 12 Pile-soil stress distribution on pile top at stage of completion of dam construction ($m_0=0.10$)

4 结 论

以卢旺达那巴龙格河 2 号水电站深厚覆盖层软土地基处理为工程背景, 构建二维有限元模型进行坝体堆筑期固结分析, 主要结论如下:

(1) 传统的参数叠加法进行土石坝软土碎石桩复合地基的变形分析时低估了软土碎石桩复合地基的沉降, 其低估程度随面积置换率的减小而增大。

(2) 软土加固区超静孔压在坝体堆筑期达到较高水平, 竣工期时超静孔压基本消散完毕。堆筑期坝体轴线心墙下方土体超静孔压较难消散, 应加强该处的排水固结处理。

(3) 坝体堆筑过程中碎石桩的桩土应力比发生变化, 呈现先逐渐增大、后减小的趋势。堆筑过程中最大桩土应力比达到最高约为 5.0, 竣工期趋向于稳定在 4.5 左右。坝中心线下方附近最大桩土应力比随面积置换率的增大而减小, 稳定期桩土应力比随面积置换率的增大而增大。

(4) 坝高一半下方位置处的桩土应力比较高, 坝顶下方防渗墙附近桩土应力比较低, 可根据此规

律优化地基处理设计。

参考文献

- [1] 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): 167-171, 178.
CHEN Zu-yu, ZHOU Xiao-guang, CHEN Li-hong, et al. Foundation improvement techniques applied on a soft clay foundation of Wuping Dam[J]. Journal of China Institute of Water Resources and Hydropower Research, 2004, 2(3): 167-171, 178.
- [2] 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.
HE Lin, ZHANG Bang-quan. Construction technology for vibrating consolidation at dam foundation of Renzhonghai Reservoir in Tianwanhe River Basin[J]. Sichuan Water Power, 2006, 25(4): 78-81.
- [3] 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.
LI Jin-yuan. Application of foundation treatment with vibro-replacement stone piles to Yinping Hydropower Station[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, 32(S1): 2968-2976.
- [4] 吴梦喜, 宋世雄, 吴文洪. 拉哇水电站上游围堰渗流与应力变形动态耦合仿真分析[J]. 岩土工程学报, 2021, 43(4): 613-623.
WU Meng-xi, SONG Shi-xiong, WU Wen-hong. Dynamic coupled simulation analysis of seepage and stress deformation of upstream cofferdam of Lava Hydropower Station[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2021, 43(4): 613-623.
- [5] PRIEBE H J. The design of vibro replacement[J]. Ground Engineering, 1995, 28(10): 31-37.
- [6] 水电水利规划设计总院. 水电枢纽工程等级划分及设计安全标准: DL 5180—2003[S]. 北京: 中国电力出版社, 2003.
China Renewable Energy Engineering Institute. Classification and Design Safety Standard of Hydropower Projects: DL 5180—2003[S]. Beijing: China Electric Power Press, 2003.
- [7] 国家能源局. 水电工程水工建筑物抗震设计规范: NB 35047—2015[S]. 北京: 中国水利水电出版社, 2015.

(下转第 237 页)