

DOI :10.3876/j.issn.1000-1980.2008.06.014

土石坝心墙材料分区优化设计

陈志波^{1,2},朱俊高^{1,2},余挺³,金伟³,卢羽平³

(1.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;2.河海大学岩土工程科学研究所,江苏 南京 210098;
3.成都勘测设计研究院,四川 成都 610072)

摘要:针对某土石坝工程,考虑对心墙进行分区且各分区采用相同或不同掺砾量的砾质土,对土石坝进行了三维有限元应力应变计算,并对土石坝心墙的土料选用及心墙分区方案进行了优化设计研究.结果表明,土石坝心墙上部应力水平较低,对坝料变形指标和力学指标要求不高,可采用天然黏性土或掺砾较少的砾质土,而其下部采用掺砾量较高的宽级配砾质土,这样,既可以满足坝体应力变形要求,保证心墙抗水力劈裂性能,也可以节省工程造价.

关键词:土石坝;心墙;宽级配砾质土;材料分区;优化设计

中图分类号:TV641.2+5 **文献标识码:**A **文章编号:**1000-1980(2008)06-0790-06

用黏性土填筑心墙防渗体在早期的土石坝得到较多的应用,其渗透系数低且适应变形能力较强,但容易与坝壳产生不均匀沉降,产生较强烈的应力拱效应,造成坝体产生纵向裂缝或水力劈裂.宽级配砾质土作为土石坝心墙防渗土料具有很大的优越性,不仅能满足防渗要求,克服黏性土各方面的不足,且其具有较高的承载力,可以方便重型机具的施工.目前,宽级配砾质土在工程上已得到广泛的应用,国内外很多高土石坝都采用它来做心墙料,如国外的罗贡(高 325 m)、努列克(高 317 m)、奇特森(高 263 m)等坝,国内的小浪底(高 154 m)、瀑布沟(高 186 m)、糯扎渡(高 263 m)等坝.国内外许多学者也从压实性、防渗性、抗水力劈裂等多个方面对宽级配砾质土进行了研究,且取得了很多成果^[1-4].

宽级配砾质土的渗透系数 k 变化范围较大,一般为 $10^{-5} \sim 10^{-7}$ cm/s,但都能满足防渗的要求.然而,由于宽级配砾质土颗粒级配的范围较宽广,不均匀系数在 100 ~ 1 000 之间,颗粒范围从黏粒(0.005 mm)到粗砾(150 mm 或更大),在满足上述渗透要求的情况下其颗粒组成可以有多种,其结构也可分为密实-悬浮、密实-骨架和骨架-空隙结构 3 种^[5-6],各种结构下材料的物理力学性能必不一样,如何有效地选择级配仍是一个重要的研究问题.目前,在现有的土石坝设计中,心墙材料从坝体底部到坝体顶部都只采用单一材料,材料的各项物理力学特性基本相同.对于某一个特定土石坝,当坝体心墙划分为不同区域,各分区采用不同物理力学特性的土料时(如不同掺砾量的砾质土,以及部分区域采用不掺砾石的黏性土),对心墙及土石坝整体将产生怎样的应力应变影响;心墙各个分区如何合理地选择材料以便更为有较地发挥防渗及抗裂功能等等,这些问题对于优化坝体设计、有效利用场地材料以及节省工程造价等都具有重要的意义,然而,目前很少有人做过研究.

为了研究土石坝心墙防渗土料的不同选择方案以及心墙材料不同分区对心墙及坝体应力应变的影响,本文针对某心墙堆石坝工程,对防渗心墙的材料选取及分区优化设计进行研究.

1 优化设计方案

1.1 工程概况

某拟建心墙堆石坝设计坝顶高程 2 873 m,坝底高程 2 580 m,最大坝高 293 m.坝顶宽度取 16 m,上游坝坡坡比为 1:2,下游坝坡坡比为 1:1.9,防渗心墙顶宽 6 m,底宽 150 m.心墙底部设置水平厚度为 4 m 的接触黏土,其下部与混凝土盖板接触.坝体材料分区如图 1 所示.

收稿日期:2007-12-04

基金项目:国家自然科学基金(50579014) 国家自然科学基金委员会、二滩水电开发有限责任公司雅砻江水电开发联合基金(50639050)

作者简介:陈志波(1977—),男,福建仙游人,博士研究生,主要从事岩土工程研究.

三有限元网格划分如图 2 所示.在网格剖分中将堆石坝心墙分为 3 个区,即高程 2580 ~ 2740 m 范围内的心墙为 A 区,高程 2740 ~ 2790 m 范围内的心墙为 B 区,高程 2790 ~ 2873 m 范围内的心墙为 C 区.对 3 个区分别赋予相同或不同的材料,以考虑材料变化对心墙及土石坝应力应变的影响.

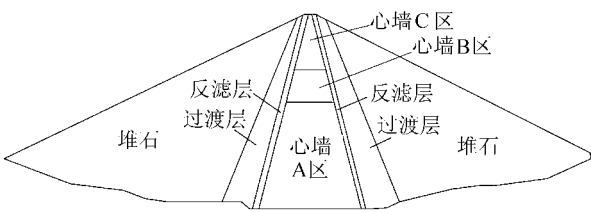


图 1 坝体材料分区

Fig.1 Zoning of the dam materials

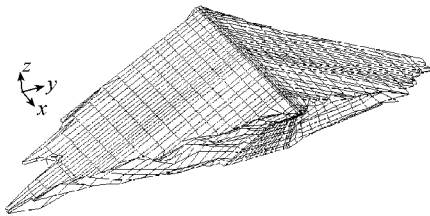


图 2 三有限元网格

Fig.2 Three dimensional FEM mesh

1.2 本构模型及材料参数

心墙堆石坝采用 Duncan-Chang 的 $E-\nu$ 本构模型模拟,混凝土采用线弹性模型模拟,高塑性黏土与混凝土结构的接触面采用 Goodman 单元模型模拟.堆石坝各种材料的本构模型参数详见表 1;混凝土材料密度为 2.4 g/cm^3 ,弹性模量 $E = 35\text{ GPa}$,泊松比 $\nu = 0.17$.接触面模型中,接触面外摩擦角 $\delta = 15^\circ$,黏聚力 $c = 50\text{ kPa}$,破坏比 $R_f = 0.86$, $K_1 = 2\,000$, $n = 0.6$,法向劲度 $K_n = 990\text{ MN/m}^3$ [7].

表 1 有限元计算 $E-\nu$ 模型参数取值[8]

Table 1 Parameters of the dam materials of FEM $E-\nu$ model

土石料	$\rho/(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	$\varphi/(\text{^\circ})$	c/kPa	R_f	K	n	G	F	D	K_{ur}
基础覆盖层	1.35	38.00	0	0.75	850	0.32	0.33	0.03	4.0	1800
高塑性黏土	2.00	22.00	60	0.86	150	0.44	0.46	0.02	2.0	300
心墙料(不掺砾)	1.97	18.00	30	0.76	300	0.21	0.38	- 0.02	3.0	600
心墙料(掺砾 30%)	2.25	29.89	40	0.71	687	0.27	0.31	- 0.02	3.2	1300
心墙料(掺砾 40%)	2.27	32.81	30	0.72	769	0.32	0.30	- 0.01	3.3	1500
心墙料(掺砾 50%)	2.32	35.00	40	0.72	850	0.35	0.30	- 0.01	3.0	1700
反滤料	2.16	40.00	40	0.72	800	0.34	0.36	0.03	5.0	1600
过渡料	2.18	40.00	40	0.78	880	0.29	0.33	0.03	3.0	1900
主堆石	2.18	41.00	40	0.76	1000	0.34	0.36	0.01	4.0	2000

1.3 三有限元计算方案

首先,分析心墙采用不同防渗土料对土石坝心墙及坝体应力应变的影响,依据心墙土料掺砾多少的不同,将计算方案分为 1,2,3,4 共 4 个方案(除心墙外,各方案土石坝其他区域材料相同),见表 2.其次,在上述研究的基础上,对心墙材料分区及各分区所用土料进行优化设计及认证.

表 2 三有限元计算方案及主要应力变形值

Table 2 Three dimensional FEM schemes and values of stress deformation

方案 编号	心墙材料掺砾量/%			工况	坝轴向最大水平位移/cm		顺河向最大水平位移/cm		坝体最大 沉降/cm	最大沉降占 坝高百分 比/%	$\frac{\sigma_z}{\rho gh}$
	A 区	B 区	C 区		向右岸	向左岸	向下游	向上游			
1	0	0	0	竣工期	47.1	48.8	72.3	65.1	318.6	1.087	0.545
				蓄水后	44.9	48.0	86.6	55.3	320.2	1.093	0.589
2	30	30	30	竣工期	58.9	52.2	65.5	59.9	239.7	0.818	0.691
				蓄水后	58.7	52.2	78.7	52.2	241.9	0.825	0.720
3	40	40	40	竣工期	63.2	56.2	64.3	59.2	219.1	0.748	0.724
				蓄水后	63.2	56.2	76.9	51.8	221.1	0.755	0.750
4	50	50	50	竣工期	61.2	56.4	63.8	59.0	194.9	0.665	0.771
				蓄水后	61.1	56.3	76.1	51.8	196.3	0.670	0.799
5	50	50	0	竣工期	60.2	55.7	64.1	59.2	189.0	0.645	0.753
				蓄水后	60.4	55.8	76.6	52.0	190.7	0.651	0.784
6	50	0	0	竣工期	56.8	53.2	67.6	61.9	226.7	0.774	0.666
				蓄水后	57.1	53.3	80.1	53.4	227.5	0.776	0.704
7	50	40	30	竣工期	60.8	56.0	64.2	59.2	192.6	0.657	0.754
				蓄水后	60.7	56.0	76.7	52.0	194.1	0.662	0.783

注: $\frac{\sigma_z}{\rho gh}$ 为 1/3 ~ 2/3 坝高范围内,河谷段心墙各单元的竖向应力 σ_z 与自重应力 ρgh 之比值的平均值.

在以上几个方案中,分别对大坝完成施工填筑(即竣工期)和蓄水至正常蓄水位(即蓄水期)进行三维应力应变分析.

2 心墙料不同掺砾量下的坝体应力应变特性

为了研究心墙料不同掺砾量下的土石坝应力应变特性,按照心墙料不掺砾、掺砾 30%、掺砾 40%、掺砾 50% 4 个方案(方案 1~4)进行对比研究.方案 1~4 整理出的大坝应力变形的最大值列于表 2. $\frac{\sigma_z}{\rho gh}$ 值的大小能在一定程度上反映由于拱效应影响而导致心墙竖向应力降低的程度,即反映拱效应的强烈程度.

方案 4 蓄水后坝体大小主应力、位移、沉降和应力水平的等值线见图 3~6,方案 1~3 的应力变形等值线图的整体形态与方案 4 基本一致,仅在数值上有所差异.

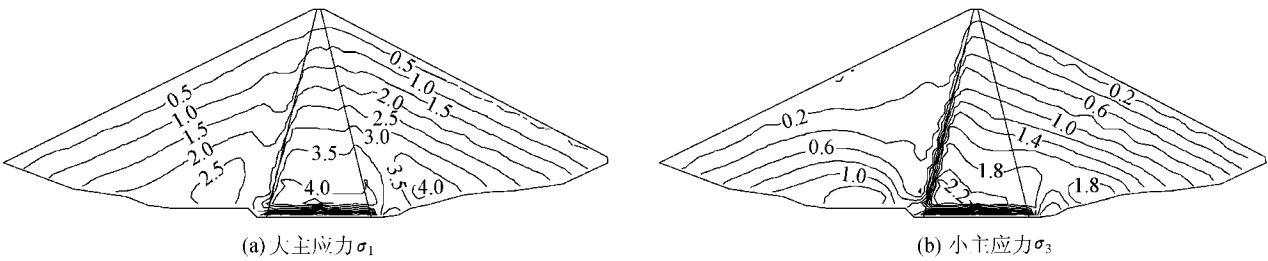


图 3 方案 4 坝体应力(单位 MPa)
Fig.3 Stress of dam body for Scheme 4(unit MPa)

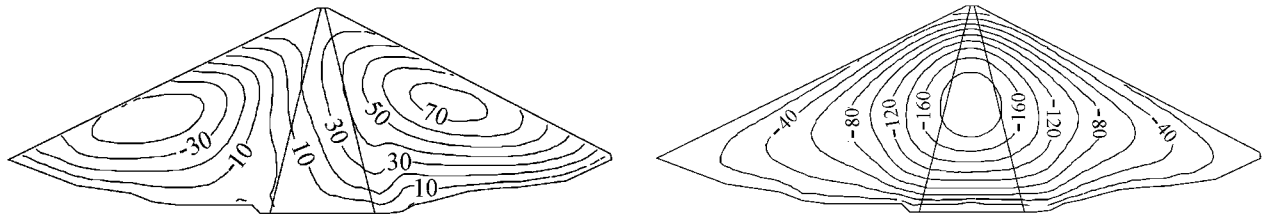


图 4 方案 4 坝体水平位移(单位 cm)
Fig.4 Horizontal displacement of dam body for Scheme 4(unit cm)

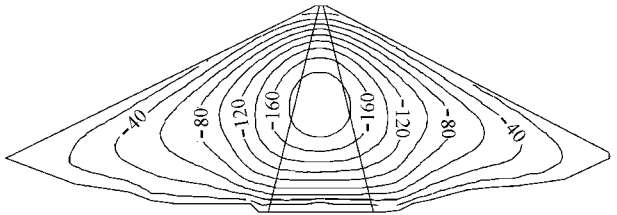


图 5 方案 4 坝体沉降(单位 cm)
Fig.5 Settlement of dam body for Scheme 4(unit cm)

2.1 坝体应力特性

竣工期内,各方案的大小主应力呈现比较对称的分布形式,而在蓄水期,由于上游坝壳及心墙上半部受到一定的浮托力作用,大小主应力的分布已不对称,并在心墙与上游坝壳交界处出现低值.

在竣工期,方案 1 心墙大主应力出现了较明显的拱效应,而方案 2~4 的应力也出现了一定程度的拱效应,但拱效应并不强烈,且随心墙砾质土掺砾量的提高而降低.这是由于方案 1 心墙料模量相对坝壳料较低,在心墙与两侧坝壳接触面附近,应力和位移发生剧烈变化,有部分单元破坏,而砾质土的模量相对较高,心墙较硬.在蓄水期,各方案均没有出现明显的应力拱效应.另外,由表 2 也可得出,河谷段心墙各单元的竖向应力与自重应力之比值 $\frac{\sigma_z}{\rho gh}$ 平均为 0.5~0.8,从方案 1 至方案 4,该值越来越高,意味着拱效应相对越来越弱,对心墙抗水力劈裂越有利.

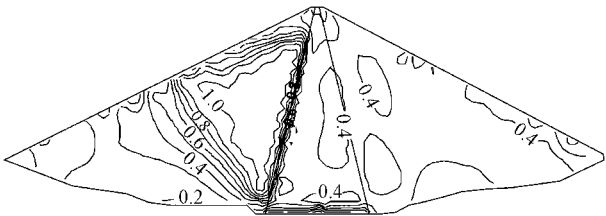


图 6 方案 4 坝体应力水平
Fig.6 Stress level of dam body for Scheme 4

各方案的心墙小主应力均没有出现拱效应,且心墙小主应力均大于零,说明心墙不会出现拉裂缝. 各方案心墙内应力水平不高,没有出现破坏.但蓄水后,坝体上游侧反滤层、过渡层及上游堆石体内应力水平较高,甚至达到 1. 因为心墙受水压力作用向下游发生较大的顺河向位移,上游坝壳与心墙变形协调,所以这些部位呈现‘被拉’向下游的趋势.应该指出的是,坝坡还是稳定的.因为上游坝壳的这种破坏属主动破坏,其变形的方向指向下游,心墙及下游坝壳类似挡土墙,只要心墙和下游坝壳稳定,上游坝壳就应该是稳定的.

2.2 坝体变形特性

方案 1~4 的坝体顺河向水平位移在竣工期基本呈对称分布,上下游差值最大仅为 7.2 cm,这是由于上下游坝坡坡比不一样造成的.蓄水后,由于水压力的作用,顺河向水平位移向下游偏移,最大位移发生在下游侧坝体的中上部.采用砾质土心墙料的方案其水平位移比采用不掺砾黏土料的方案 1 水平位移小,但掺砾量在 30%~50% 之内其水平位移变化较小.

在竣工期及蓄水期内,由于心墙材料较软,方案 1~4 的竖直沉降最大值均发生在心墙内,大约在坝高的中部.方案 1 由于心墙料为不掺料黏土,其最大沉降值最大,其值大于坝高的 1%,方案 2~4 最大沉降均小于 1%,且随心墙砾质土掺砾量的增加,最大沉降量明显减小.

2.3 心墙抗水力劈裂特性

文献[9]认为,应该用心墙外水压力是否超过心墙上游处土中的中主应力来判别水力劈裂发生的可能性,同时应考虑心墙土抗拉强度.所以,整理出了 $u/(\sigma_2 + \sigma_1)$ (u 为心墙上游面水压力, σ_2 为对应高程处心墙单元的中主应力, σ_1 为心墙土的抗拉强度,这里近似取为黏聚力)等值线(因文章篇幅所限,不予列出),用以判定是否存在发生水力劈裂的可能性.结果显示,方案 1 $u/(\sigma_2 + \sigma_1)$ 等值线在靠近岸坡的一定范围内超过 0.9,但都小于 1,所以方案 1 抗水力劈裂的效果基本上可得到保证.方案 2~4 心墙大部分范围的 $u/(\sigma_2 + \sigma_1)$ 都小于 0.9,且随着心墙掺砾量的增加,抗水力劈裂性能逐步好转.

综上可知,无论是坝体位移、沉降还是心墙抗水力劈裂性能,方案 4 都比其他方案优越.然而,心墙料全部为掺砾料,必然出现施工工艺复杂、增加工程造价等问题.方案 4 与方案 2 和方案 3 相比,其掺砾量高,必然会增加工程造价.

3 土石坝心墙分区方案优化设计

根据以上研究成果,选择方案 4 为基本方案对该坝心墙进行分区优化设计,然后与方案 4 进行对比,研究心墙各区采用不同土料时的应力应变及抗水力劈裂特性.具体研究方案见表 2 中的方案 5~7.方案 5 蓄水后坝体大小主应力、位移、沉降和应力水平等值线见图 7~10,方案 6 和方案 7 应力变形整体形态与方案 5 相似,仅数值上有所区别.

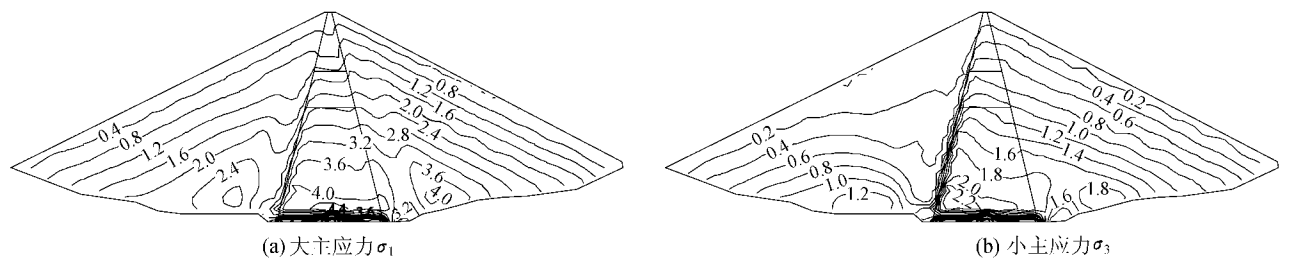


图 7 方案 5 坝体应力(单位 MPa)
Fig.7 Stress of dam body for Scheme 5(unit MPa)

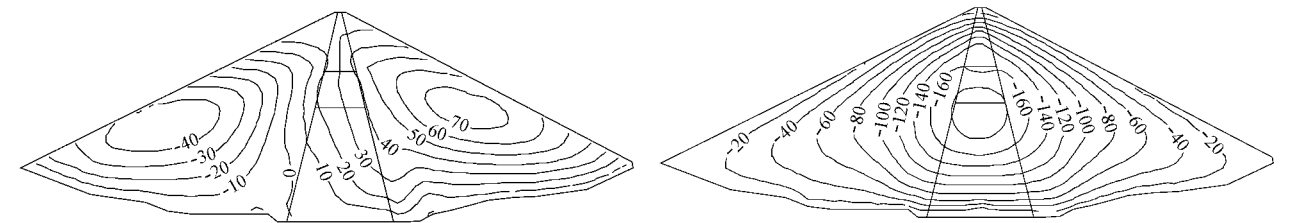


图 8 方案 5 坝体水平位移(单位 cm)

Fig.8 Horizontal displacement of dam body for Scheme 5(unit cm)

图 9 方案 5 坝体沉降(单位 cm)

Fig.9 Settlement of dam body for Scheme 5(unit cm)

3.1 不同分区方案坝体应力变形特性对比

竣工期内,方案 5 的大主应力在 C 区有较为明显的拱效应,方案 4 的大主应力则在 B、C 两区都有较明显

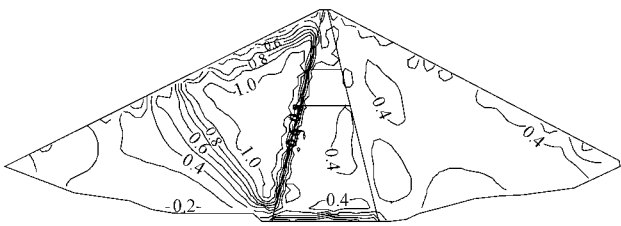


图 10 方案 5 坝体应力水平
Fig. 10 Stress level of dam body for Scheme 5

相同,相差不大于 4 cm 蓄水后,最大位移同样发生在下游侧坝体的中上部.

与方案 1~4 对比,方案 5 坝体最大竖直沉降最小,随之为方案 7,两者沉降都比方案 4 小且沉降最大值位于心墙中部,而方案 6 由于心墙内大范围材料较软,沉降值比方案 4 还大,且沉降最大值发生在心墙 B 区.这说明心墙顶部适当范围内用黏性土置换砾质土能适当降低心墙应力,明显减小心墙沉降量;但如置换的区域太大却反而造成心墙内部软弱区域太大,不利于坝体稳定.

3.2 不同分区方案心墙抗水力劈裂特性对比

方案 5~7 心墙大部分范围的 $u/(\sigma_2 + \sigma_1)$ 都小于 0.9,在靠近岸坡处超过 0.9,其中,方案 6 的范围比方案 5 和方案 7 的范围都稍大,说明方案 6 的抗水力劈裂能力比其他 2 个方案稍差.

由表 2 也可看出,方案 5 和方案 7 的 $\frac{\sigma_z}{\rho gh}$ 值几乎相等,都比方案 6 略大,意味着这 2 个方案心墙的拱效应相对较弱,对心墙抗水力劈裂较为有利.

3.3 不同分区方案造价分析及比较

参考文献[10]的心墙投资标准,假设黏性土填筑 1 m^3 造价为人民币 50 元,掺砾 30%、掺砾 40% 和掺砾 50% 的砾质土填筑 1 m^3 的造价分别为人民币 100 元、110 元和 120 元,对方案 4~7 的心墙造价进行了投资估算,详见表 3.

由表 3 可以看出,方案 5~7 都比方案 4 经济,分别节省了 0.80 亿元、1.58 亿元和 0.34 亿元.

3.4 分区优化方案的选择

综合以上分析可知,方案 5 显示出比其他方案更多的优越性,该方案的坝体沉降量明显比其他方案小,心墙投资也节省很多,而且心墙应力变形能满足设计要求,心墙拱效应较小且抗水力劈裂性能能得到保证.因此,方案 5 是较为理想的方案.而方案 7 在各方面也显示出较大的优越性.

4 结 论

- a. 单纯采用黏性土作为心墙料,其力学性能较差、强度较低且压缩性偏大,较难满足坝体应力变形及抗水力劈裂的要求.而单独采用宽级配砾质土作为心墙料,则又带来施工工艺复杂、增加工程造价等不利因素.
- b. 心墙上部应力水平较低,对坝料变形指标和力学指标要求不高,可采用天然黏性土料,而其下部采用宽级配砾质土,这样既可以满足坝体应力变形要求,保证心墙抗水力劈裂性能,也可以节省工程造价.

参考文献:

[1] HOLTZ W G, GIBBS H J. Triaxial shear tests on pervious gravelly soils[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 1956, 82(SM1): 1-22.
[2] 朱建华,游凡,杨凯虹. 宽级配砾石土坝料的防渗性及反滤[J]. 岩土工程学报, 1993, 15(6): 18-27.

的拱效应,而方案 7 则无明显的拱效应.表 2 中的 $\frac{\sigma_z}{\rho gh}$ 值也体现出这个特点.相对而言,方案 6 的拱效应最为明显,这是由于该方案 B、C 两区均为黏性土,模量较低.在蓄水期,各方案均没有出现明显的应力拱效应.

各方案的心墙小主应力均没有出现拱效应,且心墙小主应力均大于零,说明心墙不会出现拉裂缝.各方案心墙内应力水平不高,没有出现破坏.

方案 5~7 的坝体顺河向水平位移与方案 4 基本

表 3 心墙料填筑投资估算

Table 3 Invest assessment of core materials of the dam				
方案	填筑土料	填筑量 /万 m ³	投资估算/ 万元	心墙总投资/ 万元
4	黏性土	0	0	62 870.4
	掺砾 50% 砾质土	523.92	62 870.4	
5	黏性土	114.13	5 706.5	54 881.3
	掺砾 50% 砾质土	409.79	49 174.8	
6	黏性土	225.41	11 270.5	47 091.7
	掺砾 50% 砾质土	298.51	35 821.2	
7	黏性土	0	0	59 475.0
	掺砾 50% 砾质土	298.51	35 821.2	
	掺砾 40% 砾质土	111.28	12 240.8	
	掺砾 30% 砾质土	114.13	11 413.0	

[3] 卢廷浩,钱玉林,殷宗泽.宽级配砾石土的应力路径试验及其本构模型验证[J]. 河海大学学报,1996,24(2) :74-79.

[4] LE Q, ANH D, FUMIO T, et al. Viscous effects on the stress-strain behavior of gravelly soil in drained triaxial compression [J]. Geotechnical Testing Journal, ASTM, 2006, 29(4) :330-340.

[5] 刘杰,张雄.答蒋彭年先生[J]. 岩土工程学报,1997,19(5) :113-114.

[6] 王龙,马松林,徐德兴,等.土石混合料的结构分类[J]. 哈尔滨建筑大学学报,2000,23(6) :129-132.

[7] 成都勘测设计院,河海大学岩土工程研究所.雅砻江两河口水电站心墙堆石坝三维静力有限元分析[R]. 南京 河海大学, 2006.

[8] 河海大学岩土工程研究所,成都勘测设计研究院.两河口心墙堆石坝静力三维有限元应力变形分析(预可研)[R]. 南京: 河海大学,2005.

[9] 殷宗泽,朱俊高,袁俊平,等.心墙堆石坝的水力劈裂分析[J]. 水利学报,2006,37(11) :1348-1353.

[10] 昆明勘测设计研究院.糯扎渡高心墙坝坝料特性及结构优化研究[R]. 昆明 昆明勘测设计研究院,2006.

Optimum design for zoning of core wall materials of earth-rockfill dams

CHEN Zhi-bo^{1,2}, ZHU Jun-gao^{1,2}, YU Ting³, JIN Wei³, LU Yu-ping³

- (1. Key Laboratory of the Ministry of Education for Geomechanics and Embankment Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China ;
2. Geo-technical Research Institute of Hohai University, Nanjing 210098, China ;
3. Chengdu Hydropower Investigation Design & Research Institute, Chengdu 610072, China)

Abstract Based on the assumption that the core wall of an earth-rockfill dam is divided into various zones, and the gravelly soil with the same or different gravel contents is used in them, the three-dimensional finite element method was applied to analyze the stress and stain characteristics of the dam. The optimum design for the selection of earth materials and the zoning schemes of the core wall was studied. The test results show that the stress level at the upper part of the core wall is relatively small, resulting in the low requirements of deformation and mechanical indices of the dam materials. The natural clayey soil or the gravelly soil with less gravel content may be employed at the upper part of the core wall, while at the lower part, the wide grading gravelly soil with high gravel content should be employed. Thus the stress and deformation requirements of the dam are satisfied so as to ensure the hydraulic fracture properties of the core wall, furthermore, much investment is saved.

Key words earth-rockfill dam ; core wall ; wide grading gravelly soil ; zoning of materials ; optimum design

·简讯·

全国地下水污染学术研讨会将在杭州市召开

全国地下水污染学术研讨会将于 2008 年 11 月底在浙江省杭州市召开. 会议主题包括 区域地下水污染调查 地下水污染场地调查 地下水污染调查与取样技术 地下水有机污染测试技术 地下水污染原位修复 地下水污染物迁移转化物理试验与数学模拟 地下水污染风险评价与区划 地下水污染监测. 主办单位为中国地质调查局、国家自然科学基金委员会(地学部) 协办单位为浙江省国土环境资源厅、浙江省地质矿产勘查开发局、中国地质学会水文地质专业委员会、中国地质大学(武汉)、中国地质大学(北京)、清华大学、北京大学、南京大学、吉林大学、长安大学、成都理工大学、石家庄经济学院 承办单位为中国地质科学院水文地质环境地质研究所、浙江省地质环境监测总站.

会议详情可见 <http://www.cags.net.cn/2008/20080912-1.htm>.

(本刊编辑部供稿)