

覆盖层地基上 250 m 级土石坝抗震分析

沈 慧,迟世春,贾宇峰,李红军

(大连理工大学土木水利学院海岸与近海工程国家重点实验室,辽宁 大连 116024)

摘要 以某 250 m 级高心墙堆石坝为例,运用三维非线性静动力有限元方法,模拟大坝的施工、蓄水过程,计算分析了坝体及坝基在场地谱人工地震波作用下的动力反应,验算了心墙及反滤料的动强度,采用 Seed 建议的安全系数法验算了坝基砂层发生液化的可能性.分析结果表明,坝顶部位的心墙及反滤层均存在动强度不足的问题,处理好材料密度、动强度及心墙拱效应的关系是解决该问题的关键.建议挖除坝基覆盖砂层,防止砂层液化,确保大坝安全.

关键词 高地震烈度区 动强度 液化 三维非线性有限元 高心墙堆石坝

中图分类号 TV641.1 **文献标识码** A **文章编号** 1000-1980(2007)03-0271-05

在覆盖层上修建大坝,我国已有不少成功的经验,但在高地震烈度区覆盖层上修建 250 m 级高土石坝,尚无先例,需要进行认真细致的研究工作^[1-3].由于水位和渗流的影响,心墙上游坝壳及反滤层、浸润线以下的心墙、下游坝壳料、反滤层以及坝基覆盖层均处于饱和状态,在地震动荷载作用下,坝基砂层可能发生液化,从而危及坝的安全.另外,为了防止高心墙坝产生过大的拱效应导致心墙水力劈裂,上、下游反滤料不宜设计得过度密实,其动力强度是否满足抗震设计 requirements 是值得注意的问题.本文以我国某 250 m 级高心墙土石坝为例,运用三维非线性静动力有限元方法,模拟大坝的施工、蓄水过程,计算分析了坝基及坝体在场地谱人工地震波作用下的动力反应.

1 地震液化判别方法及坝料动强度试验

地震液化评估方法很多^[4],其中简经验法^[5-6]为目前常用方法之一.评估用土体抗液化的动剪应力比与地震作用下土体单元承受的动剪应力比相比较,得到安全系数 F_L ,

$$F_L = R/L \quad (1)$$

式中: R ——土体抗液化动剪应力比; L ——地震作用下土体承受的动剪应力比,由三维非线性有限元计算得到.

F_L 的取值视方法而不同,修正的 Seed 简经验法^[7]认为: $F_L < 1.3$ 时为完全液化,在 $F_L = 1.3 \sim 1.5$ 范围内为可能液化区; $F_L > 1.5$ 时则不会液化.

动强度试验结果以动剪应力比 $\Delta\tau/\sigma'_0$ 与破坏振次 N_f 的关系曲线表示,取动三轴试验 5% 轴向应变状态作为破坏标准.其中, $\Delta\tau = \Delta\sigma_1/2$ 为试样 45° 剪切面上的动剪应力, σ'_0 为 45° 剪切面上的初始法向应力, $\sigma'_0 = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$, σ'_1, σ'_3 分别为试样固结时的大、小主应力; $\Delta\sigma_1$ 为轴向动应力幅值.

根据设计院提供的室内动三轴试验结果,可得到坝体反滤料 I、心墙料 I、II 及坝基砂振动时的动剪应力强度.固结应力比为 1.5 时的抗液化动剪应力比见表 1.

2 三维有限元静动力分析

采用 Seed 建议的安全系数判别坝体坝基在地震动作用下是否会发生动强度不足或液化(以下称 Seed 安全系数法^[8]),除需对坝料进行动强度试验外,还需进行坝体的静动力反应计算分析.

表 1 固结应力比为 1.5 时的抗液化动剪应力比 $\Delta\tau/\sigma'_0$

Table 1 Seismic shear stress ratio $\Delta\tau/\sigma'_0$ when consolidation stress ratio is 1.5

试验 土料	σ'_0/kPa	K_c	动剪应力比 $\Delta\tau/\sigma'_0$			试验 土料	σ'_0/kPa	K_c	动剪应力比 $\Delta\tau/\sigma'_0$		
			$N_f=12$ 次	$N_f=20$ 次	$N_f=30$ 次				$N_f=12$ 次	$N_f=20$ 次	$N_f=30$ 次
反滤料Ⅰ	375	1.5	0.420	0.386	0.362	心墙料Ⅱ	375	1.5	0.356	0.336	0.321
	625		0.373	0.343	0.321		625		0.305	0.291	0.280
	1000		0.355	0.327	0.307		1000		0.265	0.255	0.247
	1875		0.314	0.290	0.273		1875		0.219	0.213	0.209
	3 125		0.287	0.266	0.250		3 125		0.188	0.185	0.182
心墙料Ⅰ	375	1.5	0.403	0.378	0.359	坝基砂	375	1.5	0.273	0.263	0.255
	625		0.342	0.321	0.305		625		0.223	0.214	0.211
	1000		0.291	0.276	0.264		1000		0.194	0.189	0.185
	1875		0.237	0.225	0.216		1875		0.154	0.151	0.149
	3 125		0.199	0.191	0.184		3 125		0.128	0.127	0.126

注： N_f 为振动破坏周次。

2.1 静力分析

三维有限元静力分析采用邓肯 E-B 模型,参数由设计院提供,见表 2. 通过三维有限元静力分析,可以得到最大坝体各单元的固结应力 σ'_0 及固结应力比.

表 2 某坝部分坝料静力计算参数(E-B 模型)

Table 2 Static parameters of part of dam materials (E-B model)

项目	填筑密度/ ($\text{g}\cdot\text{cm}^{-3}$)	干密度/ ($\text{g}\cdot\text{cm}^{-3}$)	浮密度/ ($\text{g}\cdot\text{cm}^{-3}$)	非线性指标		线性指标		R_f	k	n	K_b	m
				$\varphi_0/(\circ)$	$\Delta\varphi/(\circ)$	$\varphi'/(\circ)$	C'/kPa					
堆石料	2.36	2.25	1.42	51.6	9.1	42.3	10	0.75	1694	0.21	585	-0.08
反滤料Ⅰ	2.32	2.19	1.37	41.3	4.3	36.3	37	0.85	933	0.37	230	0.43
心墙料Ⅰ	2.35	2.18	1.39	32.0	5.8	14.2	40	0.91	494	0.23	234	0.31
心墙料Ⅱ	2.32	2.16	1.37	38.0	6.3	34.9	45	0.84	741	0.33	232	0.64
砂层		1.64	1.05	35.7	3.0	32.8	13	0.84	265	0.34	77	0.11

2.2 动力分析

最大动剪模量 $G_{\max}$ 用下式表示：

$$G_{\max} = kP_a\left(\frac{\sigma_0}{P_a}\right)^n \tag{2}$$

式中： P_a ——大气压； σ_0 ——初始平均静应力； k, n ——最大动剪模量参数,其值由设计院提供,见表 3.

坝体的动力平衡方程为

$$M\{\ddot{u}\}_t + C\{\dot{u}\}_t + K\{u\}_t = -M\{\ddot{u}_g\}_t \tag{3}$$

式中： $\{\ddot{u}\}_t, \{\dot{u}\}_t, \{u\}_t$ ——各结点 t 时刻的相对加速度、速度、位移； M, C, K ——结构整体质量矩阵、阻尼矩阵、刚度矩阵； $\{\ddot{u}_g\}_t$ —— t 时刻基底输入加速度.

动力方程采用 Wilson- θ 法进行求解,迭代剪切模量 G 和阻尼比 λ 与动剪应变相适应.

坝体各单元在不同地震波作用下的动剪应力时程由动力计算得到,单元的等效动剪应力取时程最大动剪应力的 0.65 倍,则各单元的实际动剪应力比 $\Delta\tau/\sigma'_0$ 由各单元的等效动剪应力和固结应力(静力计算)之比得到.

2.3 动强度验算及液化判断

将试验得到的各单元的动强度 $(\Delta\tau/\sigma'_0)_t$ 与实际承受动剪应力比 $\Delta\tau/\sigma'_0$ 进行比较,得到在地震波作用下坝料动强度安全系数,以此判断土体是否存在动力失效或液化.

动强度试验给出不同固结应力条件下的动强度,采用插值方法确定各个单元在相应固结应力下相应振次的动剪应力比 $(\Delta\tau/\sigma'_0)_t$. 根据该坝址《地震危险性分析报告》确定地震震级为 8 级,地震设计烈度为Ⅸ度,故地震振次选用 30 次,由此可以根据坝体固结应力确定 $N_f=30$ 时单元的动强度. 根据式(1)可计算砂层各单元抗液化安全系数.

表 3 某坝部分坝料最大动剪模量参数

Table 3 Computational parameters k and n of maximum dynamic shear modulus of part of dam materials

坝料	坝料密度/ ($\text{g}\cdot\text{cm}^{-3}$)	K_c	k	n
反滤料Ⅰ	2.06	1.5	1049	0.613
心墙料Ⅰ	1.96	1.5	1329	0.518
心墙料Ⅱ	2.11	1.5	1461	0.489
坝基砂	1.68	1.5	895	0.537

3 计算模型及基本参数

3.1 单元剖分

根据某坝的地质和设计资料,进行了计算模型的单元剖分.三维计算模型中,在高塑性黏土与廊道、防渗墙与覆盖层以及防渗墙与廊道之间设置了摩擦单元模拟真实的变形和受力状态.整个结构共划分了 12 666 个结点和 12 410 个单元,坝体三维网格剖分如图 1 所示.

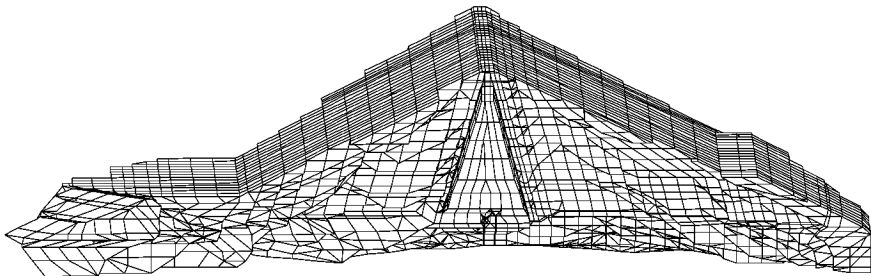


图 1 大坝三维网格剖分

Fig.1 3D-FEM mesh of dam

3.2 输入地震波

动力分析采用 100 年超越概率 2% 的场地地震反应谱为目标谱,加速度时程曲线由地震部门人工造波提供,不同方向输入地震加速度时程曲线如图 2 所示.

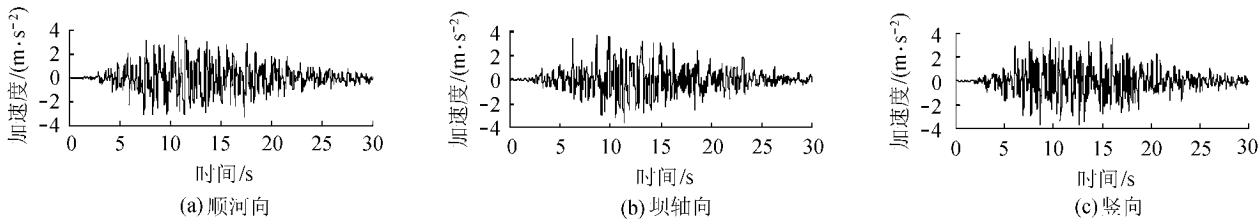


图 2 输入地震加速度时程曲线

Fig.2 Acceleration time-history curve of input earthquakes

3.3 计算条件及参数

由于该坝坝基从心墙至下游坝壳范围内存在约 5 m 厚的砂层,本文计算采用砂层保留和砂层全挖 2 种方案并进行对比分析.采用砂层全挖方案时,原砂层用水平反滤代替,水平反滤以上用堆石料填筑,2 种方案中其余部位均采用相同的材料参数.通过计算分析,验算了心墙、上下游及水平反滤料(或砂层)的动强度.具体计算参数见表 2 和表 3.

4 计算结果及分析

根据砂层全挖方案三维动力有限元计算结果,对心墙,上、下游反滤料以及下游水平反滤料的动强度安全系数进行了分析计算,绘制心墙及反滤料动强度的彩色填充图,发现坝体存在动力强度不足问题.图 3 示出了整个地震时程心墙动强度安全系数小于 1.0 的区域分布.从图 3 可以看出,坝体上部 1/4 坝高范围内心墙的动力安全系数小于 1.0.对心墙单元而言,动强度安全系数小于 1.0 意味着其动力变形已超过轴向应变 5% 的破坏标准.图 4 示出了上、下游及水平反滤料动强度安全系数小于 1.3 的区域分布.从图 4 可以看出上游反滤料有 7 个单元、下游水平反滤料有 8 个单元的动力安全系数小于 1.3.这 2 个区域分布连续但范围不大,长度比心墙底部宽度小.

为了反映心墙及上游反滤料动强度不足在时间上的变化情况,本文用动强度发挥程度时程表示.动强度发挥程度是指发生在实际土体单元上的动剪应力与该单元动强度之比,是动强度安全系数的倒数.选择最大剖面上的 2 个单元,心墙单元 No. 11536 和反滤料单元 No. 11532,绘制它们的动强度发挥程度时程图,分别见图 5 和图 6.可以看出,心墙单元 No. 11536 的动强度发挥程度有 2 个峰值大于 1.0,此时心墙的动强度不满足要求,但每个峰值的持续时间很短,峰值的数目很少.上游反滤料单元 No. 11532 动强度发挥程度大于 0.667 (动强度安全系数小于 1.3),涉及 9 个不同的峰值,但每个峰值的持续时间不长.

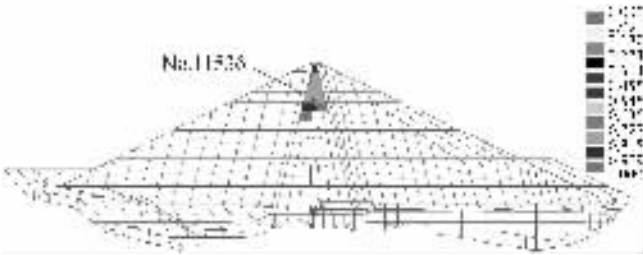


图 3 砂层全挖方案动强度
安全系数小于 1.0 的心墙区域分布

Fig.3 Distribution of dynamic strength in core-wall
with safety factor less than 1.0 after sand layer excavation

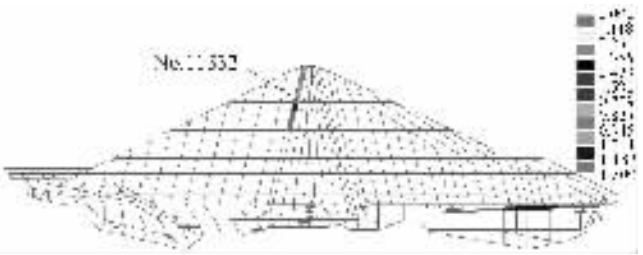


图 4 砂层全挖方案动强度
安全系数小于 1.3 的反滤区域分布

Fig.4 Distribution of dynamic strength in filter region
with safety factor less then 1.3 after sand layer excavation

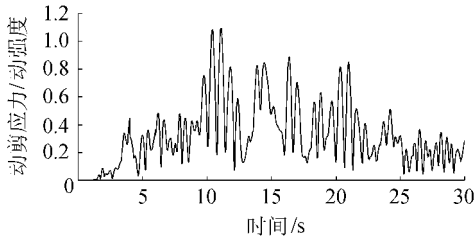


图 5 砂层全挖方案心墙 No.11536 单元
动强度发挥程度时程

Fig.5 Time-history analysis of dynamic strength on
element No.11536 of core wall after sand layer excavation

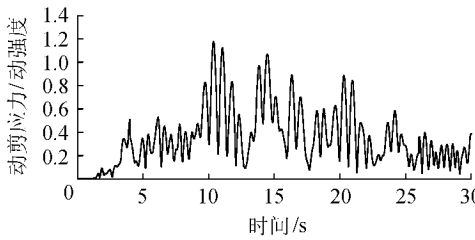


图 6 砂层全挖方案上游反滤料 No.11532 单元
动强度发挥程度时程

Fig.6 Time-history analysis of dynamic strength on
element No.11532 of filter material after sand layer excavation

由砂层保留方案的计算结果(图 7 和图 8)可以看出,坝体心墙自坝顶向下 1/4 坝高范围内心墙单元的动强度安全系数均小于 1.0,属于动力变形较大的状态;上游反滤料上部 1/4 坝高范围内的单元,动强度安全系数小于 1.3,属于动强度不足;地基砂层大部分单元的动强度安全系数均小于 1.3,属于液化状态。由此可知,若保留砂层,则除坝体出现动强度不足外,坝基砂层还存在液化现象且液化范围较大,几乎涉及整个坝基砂层,因此宜将砂层挖除。

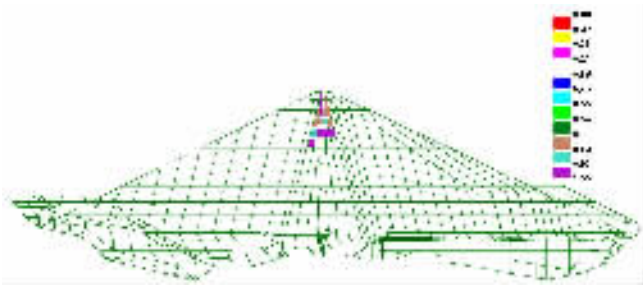


图 7 砂层保留方案动强度安全系数
小于 1.0 的心墙区域分布

Fig.7 Distribution of dynamic strength in core-wall
with safety factor less than 1.0 when sand layer is reserved

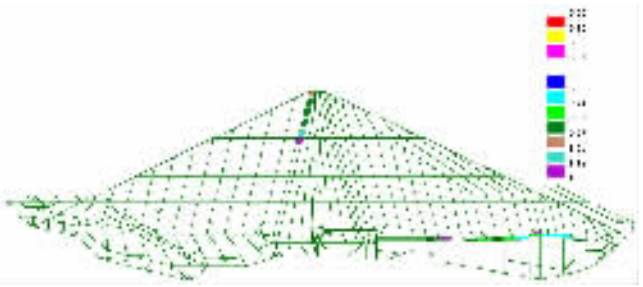


图 8 砂层保留方案动强度安全系数
小于 1.3 的反滤及砂层区域分布

Fig.8 Distribution of dynamic strength in filter material and sand
layer with safety factor less then 1.3 when sand layer is reserved

土石坝坝体地震实测记录、动力分析计算及模型土石坝振动台试验研究均表明 坝体的地震动力反应以坝顶附近最大,坝体的地震破坏也多集中坝顶。因此,土石坝坝顶 1/5 或 1/4 坝高范围内的坝体是抗震的关键部位。在这一范围内,由于坝体所承受的绝对加速度最大,惯性力较大,其产生的动剪应力等值线较为密集。但坝顶的静应力却较小,围压较低。因此其动剪应力与围压的比值可能较大。坝顶附近土体的地震动剪应力可能超过动剪强度,产生过大的地震变形,进而引起地震裂缝。

解决坝顶部位心墙及反滤料动强度不足问题的关键是处理好材料密度、动强度及心墙拱效应的关系。在本研究中,心墙动强度不足区域位于坝顶 1/4 坝高范围内,且距坝顶越近心墙动强度安全系数越小。这一区域也是心墙容易发生水力劈裂的部位。由于心墙顶部承受的静应力较小,对这部分土料可适当放宽对模量的要求,采用少掺砾或不掺砾土,减小土料密度。同时适当提高填筑标准增加填筑密度,以提高其适应变形特别是动力变形及抵抗水力劈裂的能力。

上游反滤层的工作条件与下游反滤层不同,主要是水库水位降落时,保护心墙不受冲蚀,承受的水力坡降较小,不像下游反滤层那样承受很大的水力坡降.有人认为上游反滤料应在防渗体裂缝时,有细颗粒被带入裂缝中能起淤塞裂缝的作用,并按此进行反滤设计.但根据试验结果可知,上游反滤细颗粒不易被带入裂缝,使裂缝自愈主要靠下游反滤料的作用.因此,上游反滤可以适当简化设计.另外上游反滤也有协调心墙与坝壳变形的作用.由于上游反滤长期浸泡于水中,为防止水力劈裂协调心墙与坝壳变形,此时上游反滤料可采用较低的密度填筑,地震时则容易引起动力强度不足,如本文上游反滤上部 $1/4$ 坝高范围内均存在动强度不足问题.解决这一问题的途径是适当减少上游反滤料的细粒含量,提高其渗透性,但应保持上游反滤层密度与下游反滤层基本一致,以避免恶化心墙受力条件.

5 结 语

本文采用三维非线性静动力有限元方法及 Seed 安全系数法,对某 250 m 级高心墙堆石坝进行了地震动力反应分析.通过与敏感区域坝料的动强度比较,验算了心墙、反滤料的动强度及坝基砂层发生液化的可能性.计算表明,坝顶 $1/4$ 坝高范围内心墙土体及上游反滤料存在动强度不足问题,地基覆盖砂层在场地谱人工波地震条件下会发生液化.

为了解决坝顶附近心墙反滤料动强度不足的问题,建议对坝顶部位心墙土料适当提高填筑标准,增加填筑密度.对上游反滤料适当减少细粒含量,提高其渗透性,处理好材料密度、动强度及心墙拱效应之间的关系.坝基砂层在场地谱人工波地震条件下存在液化现象,且液化的范围较大,建议挖除.

参考文献:

- [1] 顾淦臣.土石坝地震工程[M].南京:河海大学出版社,1989:190-207.
- [2] 顾淦臣,束一鸣,沈长松.土石坝工程经验与创新[M].北京:中国电力出版社,2004:6-29.
- [3] 孙明权,沈长松.水工建筑物[M].北京:中央广播电视大学出版社,2001:111-155.
- [4] 周建,白冰,徐建平.土动力学理论与计算[M].北京:中国建筑工业出版社,2001:22-30.
- [5] SEED H B. Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes[J]. Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1979, 105(2): 201-255.
- [6] SEED H B, IDRISS I M. Ground motions soil liquefaction during earthquakes[M]. Berkeley AC: Earthquake Engineering Research Institute, 1982.
- [7] YOUNG L, IDRISS I M. Workshop on evaluation of liquefaction resistance of soils[C]//Proceeding of the National Center for Earthquake Engineering Research. Salt Lake City: Utah, 1997.
- [8] 沈凤生,潘恕,甘宪章.小浪底土石坝三维地震反应分析[J].人民黄河,1995(6): 35-39.

Seismic response analysis of 250 m high earth-rock dam on overburden foundation

SHEN Hui, CHI Shi-chun, JIA Yu-feng, LI Hong-jun

(State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, School of Civil and Hydraulic Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China)

Abstract The 3D nonlinear static and dynamic FEM was used for simulating the construction and water impounding processes of a 250 m high core wall earth-rock dam. The dynamic response of the dam body and foundation under the action of artificial seismic waves was analyzed. Furthermore, the dynamic strength of the core-wall and filter material was calculated, and the possibility of sand layer liquefaction of dam foundation was verified by Seed's safety coefficient method. The result shows that the dynamic strength is insufficient in some parts of core-wall and filter material, and the rational adjustment of the relationship among the density of materials and the dynamic strength and arch effect of the core-wall is the key to solve the above problem. It is suggested that the overburden sand layer should be removed to prevent the sand layer liquefaction and to ensure the safety of the dam.

Key words high seismic intensity area; dynamic strength; liquefaction; 3D nonlinear FEM; high core-wall rockfill dam