深厚覆盖层上土石坝抗震分析的三维真非线性方法及应用

赵剑明，常亚屏，陈　宁

（中国水利水电科学研究院岩土所，北京 100044）

摘　要：针对强震区深厚覆盖层上土石坝工程的特点，基于土石料三维粘弹塑性动力本构模型，考虑孔隙水压力消散和扩散，建立了深厚覆盖层上土石坝地震反应分析的三维真非线性有效应力动力分析方法及抗震安全评价方法。利用土石料动力特性的大型三轴试验成果，对一深厚覆盖层上的土石坝进行了地震反应分析，给出了坝体及覆盖层地基的加速度反应、应力反应，并结合单元抗震安全系数、防渗墙动应力、地震残余变形、坝坡动力稳定性等进行了抗震评价，为大坝的抗震设计提供了有力的技术依据。

关键词：土石坝；深厚覆盖层；动力本构模型；三维真非线性；抗震分析

作者简介：赵剑明（1970－　），男，博士后，高级工程师，主要从事岩土及土工抗震方面的研究工作。

0　前　　言

新疆下坂地水利枢纽工程水库正常蓄水位2960 m，水库总库容8.67亿 m^3，电站总装机150 MW。拦河大坝采用沥青混凝土心墙砂砾石坝，坝顶高程为2966 m，坝高为78 m。坝顶宽度10 m。坝顶长度为406 m。心墙最大厚度选为1.2 m，顶部厚度为0.6 m。坝壳采用砂卵石料填筑。大坝上游坡分为三段坡，坡比均为1∶2.0；下游坡也分为三段坡，坡比均为1∶1.8。坝址河床覆盖层勘探揭示最厚148 m，依据其成因及颗粒组成可分为3层：①冰碛层与冰水堆积层为河床覆盖层主要组成物，厚度80～148 m；②湖积软粘土层；③在冰碛层中夹有冰水沉积的砂层透镜体，埋藏深度18～35.4 m，厚度一般18～30 m，最厚达43.7 m，砂层属上更新世晚期沉积物，ρ_d = 1.5～1.6 g/cm^3，D_r = 0.5～0.65，颗粒组成定名为粉细砂。基础防渗方案采用上墙下幕，80 m防渗墙下接灌浆帷幕。根据地震危险性分析结果，坝址区地震基本烈度为8°，坝址基岩水平加速度峰值为250.7 g。大坝设计烈度为8°，按9°校核。

为做好这类工程的抗震安全评价工作，本研究针对深厚覆盖层上土石坝的特点，引入所建立的土石料的三维真非线性动力本构模型，应用所开发的新型三维各向异性接触面薄层单元来模拟土石坝及地基中各类接触面的特性，并通过Biot固结理论来考虑土体振动过程中孔压的消散和扩散过程，建立了坝体－覆盖层地基－防渗体等动力相互作用的三维真非线性有效应力地震反应分析方法；在此基础上，改进和完善了覆盖层地基液化可能性的判别方法、坝体及地基单元抗震安全性的评价方法及坝坡抗震稳定性的动力时程线法和动力等效值法，并结合坝体和坝基应力变形的分析结果，形成了一套较为完善的土石坝及覆盖层地基抗震安全评价的理论与方法。

基于上述理论，在坝料静、动力特性试验和三维静力分析的基础上，应用开发的相应三维非线性有限元分析程序SKERD-3对下坂地心墙堆石坝进行地震作用下的计算分析和评价。

1　深厚覆盖层上土石坝三维真非线性地震反应分析和评价方法

1.1　土石料的三维真非线性动力本构模型

“八五”期间，汪闻韶院士和李万红[1]建立了一个二维的土体粘弹塑性动力本构模型。本研究根据深厚覆盖层上土石坝的特点，结合“九五”攻关成果[2]和试验资料，对该模型进行推广和完善，建立了基于粘弹塑性动力本构模型的三维真非线性分析方法。

本研究采用的粘弹塑性模型将土视为粘弹塑性变形材料，模型由初始加荷曲线、移动的骨干曲线和开放的滞回圈组成。这种真非线性模型的特点是：①与等效线性粘弹性模型相比，能够较好地模拟残余应变，用于动力分析可以直接计算残余变形；在动力分析中可以随时计算切线模量并进行非线性计算，这样得到的动力响应过程能够更好地接近实际情况；②与基于Masing准则的非线性模型相比，增加了初始加荷曲线，对剪应力比超过屈服剪应力比时的剪应力应变关系的描述较为合理；滞回圈是开放的，能够计算残余剪应变；考虑了振动次数和初始剪应力比等对变形规律的影响。模型的数学表达式如下：

初始加荷曲线

$$\tau = \gamma / (1/G_{max} + \gamma/\tau_{max}) \quad , \tag{1}$$

骨干曲线

$$\gamma_h = (\mp) A \tan\varphi' (\sigma'/p_a)^{\frac{2}{3}} \left[1 - (1 - DRS_d/\tan\varphi')^{\frac{2}{3}}\right] \quad , \tag{2}$$

滞回圈

$$\gamma_h = (\mp) A \tan\varphi' (\sigma'/p_a)^{\frac{2}{3}} \{2[1 + (DRS_d - |DRS|)B/DRS_d] \cdot [1 - (DRS_d(\pm)DRS)/(2\tan\varphi')]^{\frac{2}{3}} - (1 - DRS_d/\tan\varphi')^{\frac{2}{3}} - 1\} \quad , \tag{3}$$

式(2)、(3)中，在加荷时取（－）、（＋），在卸荷时取（＋）、（－）。

在此非线性动力模型中，骨干曲线和滞回圈的原点不断移动产生残余变形，即有：

$$\gamma = \gamma_0 + \gamma_h \quad 。 \tag{4}$$

以上诸式中 τ 和 γ 为剪应力和剪应变，τ_{max} 为极限剪应力，$\tau_{max} = \tau_f / R_f$；$R_f$ 为破坏比；τ_f 为破坏剪应力；φ' 为有效内摩擦角；σ' 为有效正应力；γ_0 为骨干曲线和滞回圈原点相应的剪应变或称塑性剪应变；γ_h 是以 γ_0 为零点的剪应变；A、B 为模型参数；DRS_d

基金项目：国家电力公司重点项目（SPKJ006-15）

收稿日期：2006－07－30

© 1994-2007 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net

为动剪应力比幅值；*DRS* 动剪应力比，$DRS=RS-RS_0$，$RS=\tau/\sigma'$，RS_0 为初始剪应力比。

模型参数 A 和 B 以及 γ_0 可以用剪应力比控制的循环三轴试验来测定[1]，主要受振次、动剪应力比幅值和初始剪应力比影响比较大。模型参数 A 和 B 也可由等效线性粘弹性模型参数换算近似得到，换算原则是使两变形模型的骨干曲线重合和滞回圈包围的面积相等[2]。

1.2 单元型式和接触面的模拟

堆石坝体及地基主要采用三维八结点六面体等参单元来模拟，在边界不规则处采用六结点五面体三棱柱单元来填充。本研究中采用一种三维各向异性有厚度薄单元[3]来模拟不同材料间（如防渗墙与地基）的接触面特性。

1.3 考虑孔压扩散和消散的有效应力分析方法

目前在多数地震反应分析中只考虑孔压的产生和增长过程，而没有考虑孔压的消散和扩散，如果土层较厚，地震时间短，渗透系数较小的情况下，这种处理是可以接受的。但当前相当多土石坝的坝料和地基砂砾料属中等透水性，这种情况下，在有效应力方法中不仅要考虑孔压的产生和增长，而且应考虑孔压的消散和扩散，宜采用考虑孔压的消散和扩散的三维非线性有效应力地震反应分析方法[4]。

基于结点等价体积和三维结点等价流量的概念，根据三维问题中 Boit 平衡方程和连续方程以及达西定律等，从虚功原理出发，可得到增量形式的比奥固结方程有限元形式，即：

$$\begin{bmatrix} [K_g] & [K_p] \\ [K_p]^T & -\frac{1}{2}[K_q] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\delta \\ \Delta p_t \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{\Delta F\}-\{\Delta F'\} \\ \Delta t[K_q]\{p_{t-\Delta t}\} \end{Bmatrix} \quad , \tag{5}$$

式中，$[K_g]$、$[K_p]$和$[K_q]$分别是刚度矩阵、与残余孔压和结点等价流量相应的系数矩阵，$\{\Delta\delta\}$和$\{\Delta p_t\}$分别是该时段的位移和残余孔压增量，$\{\Delta t\}$为时间间隔，$\{p_{t-\Delta t}\}$为上一时段的残余孔压，$\{\Delta F\}$是外荷载向量，$\{\Delta F'\}$是与振动孔压增量Δp_d相应的等价荷载。

在考虑孔压消散和扩散的有效应力有限元方法中，由于需要计算地震过程中的孔压增量，所以整个地震过程分时段进行，运用 Wilson－θ 法求解动力方程。孔压特性参数根据水科院的动强度试验结果确定[5]。

1.4 抗震稳定性分析方法

(1) 覆盖层地基液化可能性评价方法

本文采用了有效应力分析方法，则采用孔压比作为液化判别指标，如果孔压比接近或等于1，则单元液化。

(2) 坝体及地基单元抗震安全性的评价方法

在运用有限元法计算出土体单元的静应力和地震作用下的动应力后，按下式计算土体单元的抗震安全系数 F_e：

$$F_e=\tau_f/\tau \quad , \tag{6}$$

式中，τ_f 为单元潜在破坏面抗剪强度，τ 为单元潜在破坏面上的总剪应力，由相应单元潜在破坏面上的静剪应力和等效动剪应力叠加得到。

(3) 坝坡动力有限元抗滑稳定性分析方法

在运用有限元法计算出坝体及地基单元的静应力和地震作用下的动应力后，则可以利用来进一步分析土石坝坝坡的抗震稳定性。

对于坝坡地震作用下的稳定性分析，作用于单元滑动面上的法向应力 σ'_n 和切向应力 τ_n 分别为：

$$\sigma'_n=\frac{\sigma'_y+\sigma'_x}{2}+\frac{\sigma'_y-\sigma'_x}{2}\cos 2\beta-\tau_{xy}\sin 2\beta \quad , \tag{7}$$

$$\tau_n=\frac{\sigma'_y-\sigma'_x}{2}\sin 2\beta+\tau_{xy}\cos 2\beta \quad , \tag{8}$$

式中，$\sigma'_x=(\sigma'_{xs}+\sigma_{xd}-u_d)$，$\sigma'_y=(\sigma'_{ys}+\sigma_{yd}-u_d)$，$\sigma'_{xs}$ 和σ'_{xd} 分别为相应单元的静水平有效应力和动水平应力，σ'_{ys} 和σ_{yd} 分别为相应单元的静竖向有效应力和动竖向应力；u_d 为动孔压。$\tau_{xy}=(\tau_{xys}+\tau_{xyd})$，$\tau_{xys}$ 和 τ_{xyd} 分别为相应单元的静剪应力和动剪应力，β 为相应单元滑动面切向与水平方向的夹角。

坝坡地震抗滑稳定安全系数按下式计算：

$$F_s=\frac{\sum\sigma'_{ni}\tan\varphi'_i l_i+\sum c'_i l_i}{\sum\tau_{ni}l_i} \quad , \tag{9}$$

式中，σ'_{ni}、σ_{ni}和τ_{ni} 为按式（7）和式（8）确定的第 i 单元滑动面上的法向有效应力和切向应力，φ'，c'_i 为滑动面上第 i 单元的动有效应力抗剪强度指标，l_i 是滑动面通过第 i 单元的长度。

在动力计算中，假定滑动面形状，给定搜索范围，由程序自动寻找最危险滑动面的位置，并计算相应的稳定安全系数。

在整个地震过程中，土体各单元的动应力及动孔压随震动时间不同而不同，因此其动力抗滑稳定安全系数 F_s 也是时间的函数。如果考虑地震过程中反应应力的时程变化，计算出每一瞬时的坝坡抗滑稳定安全系数，则在本文中称之为动力时程线法。

如果不考虑地震过程中反应应力的时程变化，上式中的滑动面上的法向应力取为震前有效法向应力，剪应力取为震前剪应力与等效动剪应力（即 0.65 倍的最大动剪应力）之和，则得到按地震作用等效平均算得的最小安全系数，在本文中称之为动力等效值法。

动力时程线法算得的安全系数是地震过程中每一时刻（瞬时）的安全系数，反映了地震过程中坝坡抗滑稳定安全系数随时间的动态变化过程。而动力等效值法得到的安全系数是地震作用下坝坡一个总的安全系数，是整体平均等效的概念，不反映地震过程中安全度的动态变化。综合两种方法分别算出的安全系数，便可对坝坡的抗震安全性性进行判断。相应计算参数和指标根据试验结果[5]确定。

2 下坂地心墙坝坝体及地基三维真非线性地震反应分析与评价

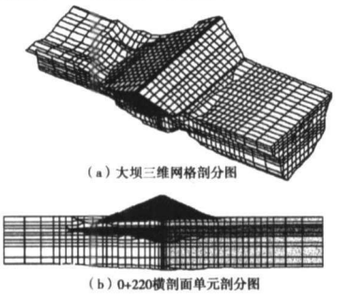
计算了下坂地沥青混凝土心墙坝坝体及地基在正常蓄水位情况下遭受给定地震 8° 设计地震作用时的动力反应情况，并进行了抗震评价。

2.1 网格剖分及地震波输入

根据下坂地沥青混凝土心墙坝坝体及地基的地质资料和设计资料，进行了计算模型的单元剖分。坝基混凝土防渗墙嵌入两岸基岩 1.0 m，底部沉渣深度取 10 cm。沥青混凝土防渗墙与两岸坡山体接触面考虑到沥青玛蹄脂滑移变形功能，设置接触单元。混凝土防渗墙在覆盖层中与两侧的砂砾石层之间的泥皮接触单元厚度取为 50 mm。沥青混凝土心墙和混凝土防渗墙沿上、下游方向共剖分 3 排单元，整个结构共划分了 11026 结点和 10417 个单元，包括接触面单元，大坝三

© 1994-2007 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

维网格剖分情况见图 1（a），0+220 横剖面单元剖分情况见图 1（b）。静力和动力计算采用了相同的单元划分形式。静力计算采用采用邓肯 E-B 模型，分级加荷，以模拟施工过程。


（a）大坝三维网格剖分图

（b）0+220横剖面单元剖分图

图 1 大坝单元剖分图

输入地震波对动力分析结果有较大影响[4]，由地震危险性分析和有关资料，8° 设计地震采用的基岩水平加速度峰值为 250.7 g。结合工程特点及委托方要求，计算时同时输入水平向（顺河向和横河向）和竖向地震，竖向地震输入加速度峰值取为水平向的 2/3。计算时间步长取 0.02 s 。根据委托方提供的加速度时程曲线，按照有关规范及相关要求，通过计算分析，选用的水平向地震加速度时程曲线见图 2。

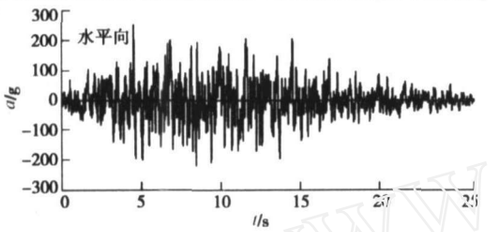


图 2 输入地面加速度曲线

2.2 加速度反应

根据三维非线性动力计算结果，在设计地震作用下，坝体加速度反应在顺河向最为强烈，顺河向加速度反应在河床中部最大。坝体顺河向最大加速度为 4.94 m/s^2，最大加速度放大倍数为 1.97，发生在坝顶；坝体横河向（坝轴向）最大加速度为 4.61 m/s^2，最大加速度放大倍数为 1.84；坝体最大竖向加速度为 3.21m/s^2，最大加速度放大倍数为 1.92。图 3 为大坝典型剖面水平顺河向最大反应加速度分布情况。

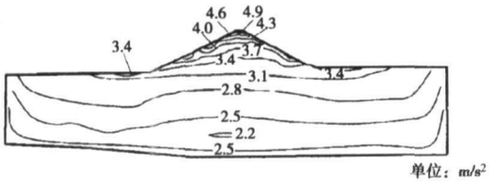


图 3 0+220 剖面顺河向最大反应加速度等值线

从计算结果来看，坝顶及下游坡坝顶附近区域的加速度反应是比较大的，存在地震作用下上述区域堆石松动、滑落的可能性，建议在上述区域采取适当的抗震加固措施。

2.3 动剪应力反应

典型横剖面最大动剪应力分布情况如图 4 所示。所得最大动剪应力为 238.7 kPa 。

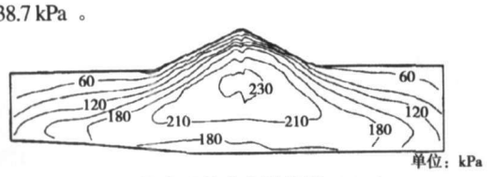


图 4 最大动剪应力等值线（kPa）

2.4 覆盖层地基中砂层液化可能性评价

根据有关资料计算中渗透系数取值为：砂卵石料为 1.5×10^{-2} cm/s，砂为 1.0×10^{-2} cm/s。根据振动孔压计算结果，振动孔压最大值为 158.3kPa，0+220 剖面中覆盖层地基中砂层的最大振动孔压分布情况如图 5 所示。最大孔压比为 0.348。根据三维动力计算，在设计地震作用下，砂层中的最大孔压比均小于 0.5，不会发生液化。

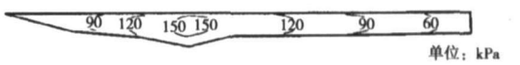


图 5 砂层最大振动孔压分布情况（kPa）

2.5 坝体及地基单元抗震安全性

坝体典型横剖面（0+220）单元抗震安全系数分布情况如图 6 所示。坝体中单元抗震安全系数均大于 1，不会产生动力剪切破坏。覆盖层地基砂层中出现了单元抗震安全系数小于 1 的区域，主要分布在上下游坡脚下的砂层上部，其厚度约 3～7 m。说明，这部分区域的砂层虽然不会液化，但可能发生局部动力剪切破坏。宜在上述区域采取适当的抗震加固措施，如压重等。

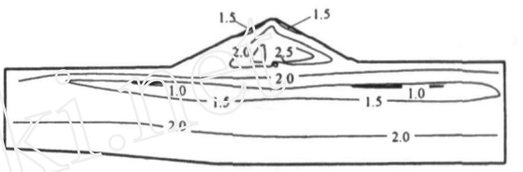


图 6 坝体单元抗震稳定安全系数等值线

2.6 防渗墙的抗震安全性

根据计算结果，防渗墙竖向最大动压和动拉应力分别为 1.34 MPa 和 1.17 MPa；防渗墙坝轴向最大动压和动拉应力分别为 1.55 MPa 和 1.27 MPa。图 7 是防渗墙竖向和坝轴向最大动拉应力等值线。

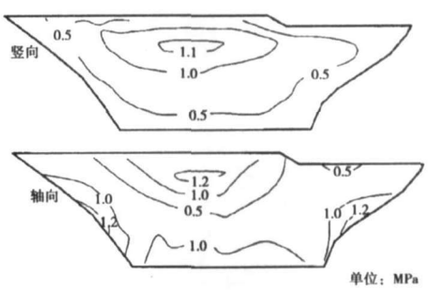


图 7 防渗墙最大动拉应力等值线

可见，在地震作用下，防渗墙在上部出现了较大动拉应力，坝轴向动拉应力在岸坡处比较大。静动力叠加后防渗墙坝轴向应力分布情况见图 8，靠近岸坡处出现了较大范围的拉应力区，最大拉应力为 1.53 MPa。应予适当注意。

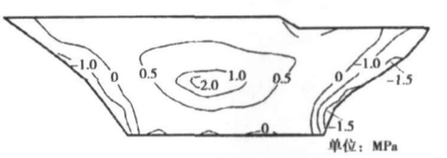


图 8 防渗墙轴向总应力等值线

2.7 地震残余变形

根据工程场地的地质和地震资料，结合工程特点，在进行坝体及地基的地震残余变形计算时，等效总振次取 N=20。

© 1994-2007 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net

根据计算结果，大坝最大顺河向残余位移中，向下游最大，为20.4 cm，向上游的最大水平残余位移12.8 cm；最大坝轴向残余位移中，右岸11.4 cm，左岸10.9 cm；最大竖向残余位移（沉降）为38.3 cm，发生在坝顶处。坝体地震沉陷量为坝高（含覆盖层厚度）的0.18%。

坝体0+220横剖面水平顺河向和竖向残余位移分布情况如图9所示。

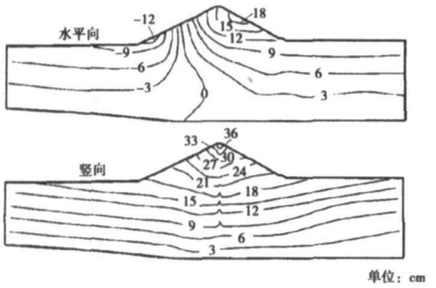
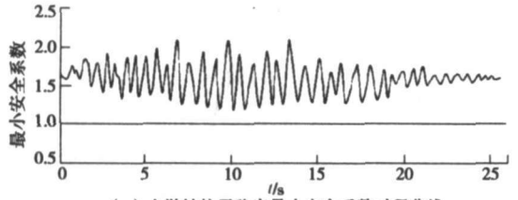


图9 残余位移等值线

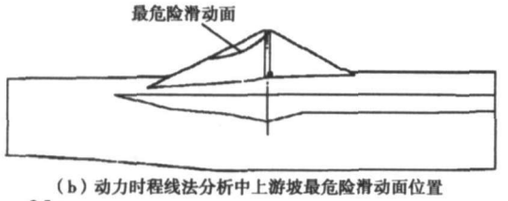
2.8 坝坡的抗震稳定性

地震过程中按动力时程线法算得的上游坝坡抗震稳定安全系数时程曲线如图10（a）所示，上游坝坡抗震稳定安全系数时程曲线最小值为1.20，图10（b）为相应最危险滑动面位置示意图。按动力等效值法算得的最小安全系数为1.32。可见，在地震过程中上游坝坡是稳定的。

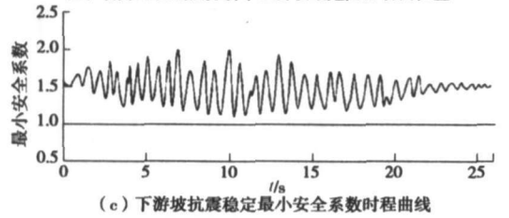
地震过程中按动力时程线法算得的下游坝坡抗震稳定安全系数时程曲线如图10（c）所示，下游坝坡抗震稳定安全系数时程曲线最小值为1.13，图10（d）为相应最危险滑动面位置示意图。按动力等效值法算得的最小安全系数为1.26。可见，在地震过程中下游坝坡是稳定的。



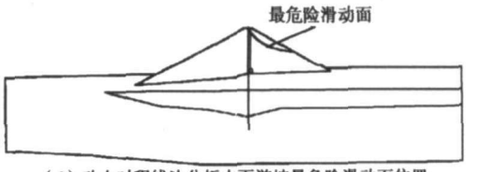
（a）上游坡抗震稳定最小安全系数时程曲线



（b）动力时程线法分析中上游坡最危险滑动面位置



（c）下游坡抗震稳定最小安全系数时程曲线



（d）动力时程线法分析中下游坡最危险滑动面位置

图10 坝坡抗震稳定性

3 结 论

(1) 本研究针对深厚覆盖层上土石坝的特点，引入所建立的土石料的三维真非线性动力本构模型，应用所开发的新型三维各向异性接触面薄层单元来模拟土石坝及地基中各类接触面的特性，并通过Biot固结理论来考虑土体振动过程中孔压的消散和扩散过程，建立了坝体－覆盖层地基－防渗体等动力相互作用的三维真非线性有效应力地震反应分析方法；在此基础上，改进和完善了覆盖层地基液化可能性的判别方法、坝体及地基单元抗震安全性的评价方法以及坝坡抗震稳定性的动力时程线法和动力等效值法，并结合坝体和坝基应力变形的分析结果，形成了一套较为完善的土石坝及覆盖层地基抗震安全评价的理论与方法。

(2) 从下坂地大坝的动力计算分析结果看，该坝的设计基本上满足抗震安全性要求。

(3) 从计算结果来看，坝顶及下游坡坝顶附近区域的加速度反应是比较大的，存在地震作用下上述区域堆石松动、滑落的可能性，建议在上述区域采取适当的抗震加固措施。

(4) 覆盖层地基砂层中出现了单元抗震安全系数小于1的区域，主要分布在上下游坡脚下的砂层上部，其厚度约3～7 m。这部分区域的砂层虽然不会液化，但可能发生局部动力剪切破坏。宜在上述区域采取适当的抗震加固措施，如压重等。

(5) 在地震作用下，防渗墙在上部出现了较大动拉应力，坝轴向动拉应力在岸坡处也比较大；静动力叠加后防渗墙坝轴向靠近岸坡处出现了较大范围的拉应力区，最大拉应力值较大，应予适当注意。

参考文献：

[1] 李万红，汪闻韶. 无粘性土动力剪应变模型[J].水利学报,1993(9): 11－17.

[2] 赵剑明，汪闻韶，常亚屏，等.高面板坝三维真非线性地震反应分析方法及模型试验验证[J]. 水利学报,2003(9):12－18.

[3] 赵剑明,汪闻韶.混凝土面板堆石坝面板地震反应分析[J].岩石力学与工程学报,2001,20(2):1573－1577.

[4] 赵剑明,汪闻韶,张崇文.土石坝振动孔压影响因素的研究[J].水利学报, 2000(5):54－59.

[5] 中国水利水电科学研究院.新疆下坂地水库坝料动力特性试验研究报告[R].2002.

© 1994-2007 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net