

崔旭廷, 刘晓静, 刘俊, 等. 基于坝体损伤及坝基稳定的重力坝动力分析及安全评价[J]. 华南地震, 2022, 42(2): 93–101. [CUI Xuting, LIU Xiaojing, LIU Jun, et al. Dynamic Analysis and Safety Evaluation of Gravity Dam Based on Dam Damage and Dam Foundation Stability[J]. South China journal of seismology, 2022, 42(2): 93–101]

基于坝体损伤及坝基稳定的重力坝 动力分析及安全评价

崔旭廷¹, 刘晓静¹, 刘 俊¹, 祝福源^{2, 3}

(1. 南京市水利规划设计院股份有限公司, 南京 210000; 2. 河海大学水利水电学院, 南京 210098;
3. 水发规划设计有限公司, 济南 250100)

摘要: 强震区高混凝土坝的坝体强度和动力稳定是关系大坝抗震安全最为重要的两个因素。为了全面研究地震作用下的混凝土坝的抗震安全, 采用混凝土塑性损伤及动力接触模型来分析模拟地震中坝体的损伤及坝基滑裂面的破坏、张开、滑移的全过程。通过构建坝体—基岩三维有限元非线性动力接触模型综合分析震后坝体损伤区域分布、坝基滑移面的接触状态及塑性区的动态分布, 避免了采用单一判据的评价的局限性。以某重力坝为例, 采用超载法进行大坝动力损伤及动力稳定性进行计算并对大坝的抗震安全进行评价, 得到大坝的超载安全系数。工程算例表明: 该方法可以全面的评价地震过程中大坝的坝体损伤和稳定性并能够考虑其相互影响, 为混凝土坝抗震安全评价提供了新的途径。

关键词: 重力坝; 动力损伤; 动力接触模型; 抗滑稳定; 超载法

中图分类号: TV312

文献标识码: A

文章编号: 1001-8662(2022)02-0093-09

DOI: 10.13512/j.hndz.2022.02.13

Dynamic Analysis and Safety Evaluation of Gravity Dam Based on Dam Damage and Dam Foundation Stability

CUI Xuting¹, LIU Xiaojing¹, LIU Jun¹, ZHU Fuyuan^{2, 3}

(1. Nanjing Water Planning and Designing Institute, Co., Ltd., Nanjing 210000, China; 2. College of Water Conservancy & Hydropower Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China; 3. Shuifa Planning & Design Co., Ltd., ji'nan 250100, China)

Abstract: The strength and dynamic stability of high concrete dam in strong earthquake area are the two most important factors related to the seismic safety of the dam. In order to comprehensively study the seismic safety of concrete dam under earthquake, this paper uses concrete plastic damage and dynamic contact model to analyze and simulate the whole process of dam damage and dam foundation slip surface damage, opening and slip. Through the three-dimensional finite element nonlinear dynamic contact model between dam body and bedrock, the

收稿日期: 2021-11-18

基金项目: 国家自然科学基金项目(51579085)

作者简介: 崔旭廷(1988–), 男, 工程师, 主要从事水利工程设计及抗震分析研究。

E-mail: 602147441@qq.com

damage area distribution of dam body, the contact state of dam foundation slip surface and the dynamic distribution of plastic zone are analyzed comprehensively, which avoids the limitation of evaluation by using single criterion. Taking a gravity dam as an example, the overloading method is used to calculate the dynamic damage and dynamic stability of the dam, and the seismic safety of the dam is evaluated to obtain the overloading safety factor of the dam. The engineering example shows that this method can comprehensively evaluate the dam damage and stability during the earthquake and consider their interaction, which provides a new way for seismic safety evaluation of concrete dams.

Keywords: Gravity dam; Dynamic damage; Dynamic contact model; Anti-sliding stability; Overloading method

0 引言

我国是多地震国家,特别是在西南地区这种地震高烈度区域,建有大量的高坝大库。地震对水电工程的安全运行造成了很大的威胁,是引起重力坝损伤及坝基动力失稳的主要原因之一,特别是处在强震区的高坝失稳,会给下游带来难以想象的灾难。在地震中,坝基内的软弱夹层及破碎带容易在往复震动中发生破坏,而坝基中的软弱夹层控制着大坝的稳定^[1],当其丧失原有的承载能力时,会导致大坝的最终失稳。因此,研究坝基软弱夹层在地震作用下的稳定性具有重要的意义^[2-3]。目前常用的动力失稳判据有关键点位移突变判据、坝基塑性区贯通判据、有限元计算不收敛判据等。如郭明伟等人^[4]采用有限元应力结果与剪应力定义的安全系数相结合研究了三维边坡抗震稳定性;栾茂田等人^[5]通过强度折减有限元模型提出了一种边坡失稳的塑性区判据方法;史俊涛等人^[6]将数值计算不收敛、塑性区贯通、坡体内特征部位位移发生突变作为基础失稳的判据并采用不同分析方法验证其适应性。

这些判据都能在一定程度上反映坝体—基岩系统的稳定状态,但各自都存在一定的局限性。如关键点位移突变判据,它的局限性在于仅以几个点的位移变化尚不能全面反映整个滑裂面的张开滑移情况。对于塑性区贯通判据,贯通是失稳的必要条件而不是充分条件,基岩塑性区贯通不一定代表系统的失稳^[7]。对于计算不收敛判据而言,常常受到计算迭代设置的影响。以上判据都不能考虑滑裂面在地震过程中的破坏、张开、滑移,无法全面地反映出震后基岩滑移面的整体状态。

本文基于混凝土塑性损伤模型,研究坝体在强震中的损伤开裂行为,通过定义坝基滑裂面接触单元的法向和切向力学行为,研究在地震过程中坝基滑裂面的逐渐破坏、张开、滑动过程。综

合考虑震后坝体的损伤区域分布、坝基滑裂面的接触滑移状态,并结合塑性区的动态分布来综合判断大坝—基岩的整体稳定性。以某混凝土重力坝为例,采用该方法研究其坝体、坝基的动力响应,揭示其在强震中坝体损伤及坝基滑裂面的动态变化,评价其整体抗震安全。

1 混凝土损伤及滑裂面接触理论

1.1 混凝土塑性损伤模型

混凝土的单轴拉压行为由塑性损伤描述,分别采用拉伸损伤因子 σ_t 和压缩损伤因子 σ_c 来表示混凝土受到拉伸和压缩时的刚度退化和强度下降的特点^[8-9]。具体公式如下所示^[10]:

$$\sigma = (1 - d) D_0^e (\varepsilon - \tilde{\varepsilon}^p) \quad (1)$$

式(1)中: σ 为应力; d 为损伤变量($0 \leq d \leq 1$); ε 为应变; $\tilde{\varepsilon}^p$ 为塑性应变; D_0^e 为无损弹性刚度。

损伤后的弹性模型表示为:

$$E = (1 - d) D_0^e \quad (2)$$

混凝土塑性损伤模型采用非关联流动法则,其塑性势函数为^[11]:

$$G = \sqrt{(\xi \sigma_{\phi 0} \tan \phi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p} \tan \phi \quad (3)$$

式(3)中: ξ 为混凝土塑性势函数的偏心率; $\sigma_{\phi 0}$ 为破坏时的单轴应力; ϕ 为混凝土屈服面在强化过程中的膨胀角,本文取 36° 。

1.2 坝基滑裂面接触算法

在地震荷载作用下,坝体—基岩系统的失稳主要表现为坝基滑裂面的粘结强度逐渐破坏直至丧失,处在粘结状态的区域逐渐缩小,进一步发展到滑移、张开,最终因整个滑裂面都处在滑动状态而导致基岩滑裂面的震后错动位移增大,导致整体失稳^[12-15]。由于地震荷载的随机性和往复性,地震中不同时刻的接触面状态不断变化,故

很难以地震过程中某一时刻的接触面状态作为坝基失稳的判定标准^[16]。但是,震后的接触面的状态及关键点错动位移,仍然可以作为坝基稳定的参考指标^[17]。这种方法可以全面考虑基岩中滑裂面的整体状态,避免局部区域位移变化的影响。

在非限制性动力接触模型中,接触面应满足法向接触条件和切向接触条件。法向接触条件是:①法向不可贯入性条件;②法向接触力为压应力条件。法向接触条件可表示为^[18-19]

$$g \geq 0; \lambda \geq 0; g\lambda = 0 \quad (4)$$

式(4)中: λ 为两个接触面间的法向接触力(接触力以受压为正), g 为接触面法向间距。当 $\lambda = 0$,并且 $g > 0$ 时,表示接触面张开;当 $\lambda > 0$,并且 $g = 0$ 时,表示接触面闭合 $\lambda > 0$ 。

切向接触条件是:设接触面的切向摩擦满足库伦摩擦定律,则切向接触力 f_{ct} 的大小不能超过它的极限值 $\mu\lambda$ 。即

$$|f_{ct}| = [(t_1)^2 + (t_2)^2]^{1/2} \leq \mu\lambda \quad (5)$$

引入一无量纲变量 τ , $\tau = |f_{ct}|/\mu\lambda$ 。接触面间相对滑动的速度为 \dot{u}_T , 定义为

$$\dot{u}_T = \dot{u}_T^A - \dot{u}_T^B \quad (6)$$

在考虑震后滑裂面接触状态的同时,也可参考坝体—基岩系统震后坝基塑性区分布,综合评价大坝的动力稳定性。

2 工程实例

2.1 计算模型及参数

某混凝土重力坝,坝高 142.00 m; 坝宽 122.20

m, 坝段厚 22.00 m, 坝基存在一条明显的滑裂面。为此考虑两种滑移模式建立有限元模型。

坝体与基岩均采用 3D-Solid 单元, 坝基网格充分考虑了岩基的倾斜夹层特性和岩体材料分区, 根据岩层走向分层建模, 滑移面采用接触单元模拟, 上、下游方向地基及其深度均取 1.5 倍坝高。整个模型共划分单元 18 738 个, 节点 22 573 个, 如图 1 所示。坝体采用混凝土塑性损伤材料, 坝基岩体采用 Mohr—Coulomb 屈服准则。根据水利水电工程抗震设计规范^[20]要求, 混凝土动态弹性模量标准值较表 1 中的静态弹性模量标准值提高 50%。三种标号的混凝土受拉应力应变关系曲线如图 2 所示, 损伤因子与应变关系如图 3 所示。坝基岩体参数如表 2 所示。

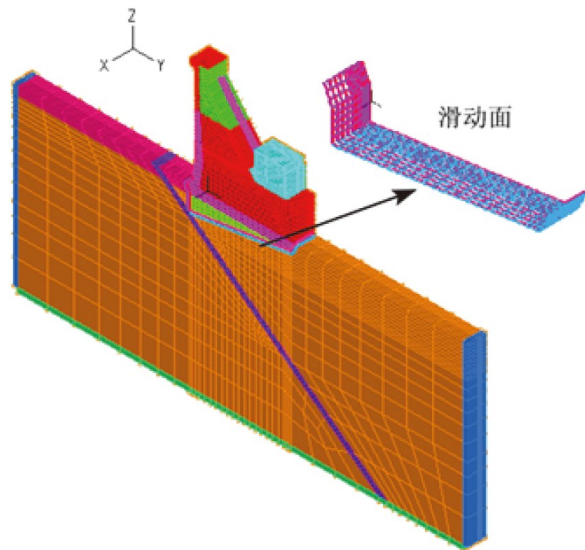


图1 三维有限元动力计算模型

Fig.1 Three-dimensional finite element dynamic calculation model

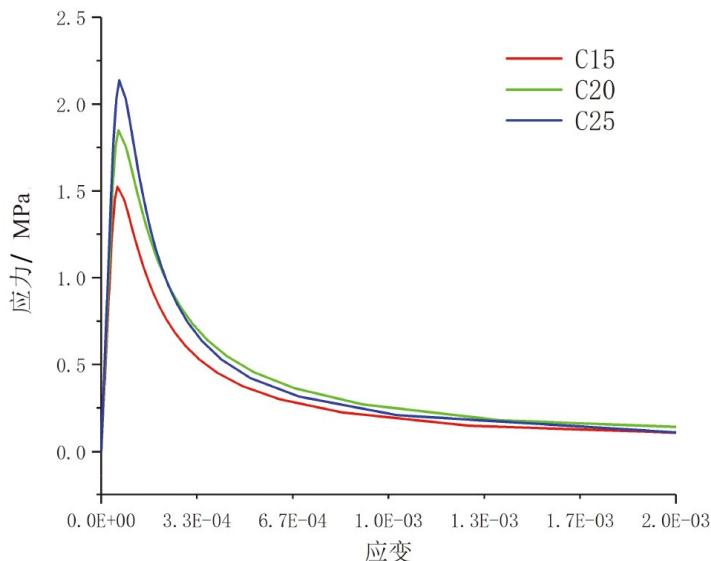


图2 混凝土受拉应力应变曲线

Fig.2 Tensile stress-strain curves of concrete

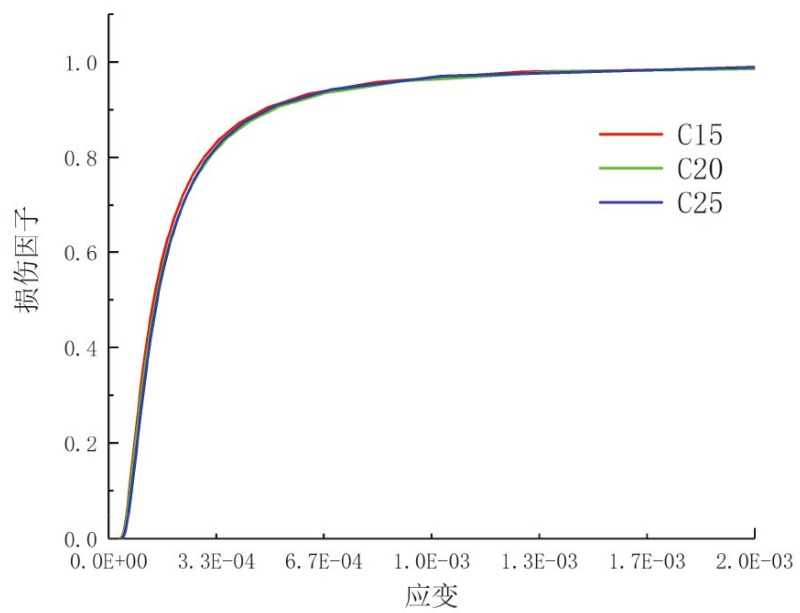


图3 混凝土损伤因子与应变关系曲线
Fig.3 Relationship between damage factor and strain of concrete

表 1 坝体材料参数表 Table 1 Material parameters of dam body				
材 料	$\rho/$ ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	$E/$ (GPa)	泊松比/ ν	抗拉 强度/(MPa)
C15	2500	23	0.18	1.27
C20	2500	25	0.18	1.54
C25	2500	26	0.18	1.78

表 2 坝基岩体材料参数 Table 2 Material parameters of dam foundation rock mass				
材 料	$\rho/$ ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	$E/$ (GPa)	泊松比/ ν	抗剪断 f'/c' (MPa)
Ⅱ类	2675	14	0.22	1.25/1.6
Ⅲ ₁ 类	2625	7	0.24	1.1/1.2
Ⅲ ₂ 类	2625	5	0.28	0.9/0.85
Ⅵ类	2500	3	0.33	0.5/0.03

计算荷载包括坝体自重、上游和下游的静水压力、坝基扬压力、库底的淤沙压力等，其中：上、下游水位分别为 138 m 和 58.41 m；坝基面扬压力按规范要求选取；淤沙的浮容重 $6.0 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$ ，内摩擦角 12° 。

坝址场地地震基本烈度为Ⅷ度，抗震类别为甲类。设计地震条件下，基岩水平向峰值加速度为 0.3 g ，竖向峰值加速度取水平向的 $2/3$ 。以场地

谱为目标谱，拟合顺河向和竖向地震波，地震动持续时间为 30 s，计算时间步长 0.01 s，输入的地震加速度时程曲线如图 2 和图 3 所示。对应的加速度谱与目标谱的对比如图 6、图 7 所示。采用 Westergaard 附加质量法来模拟地震过程中坝体和库水的动力相互作用^[21]。坝体动力计算阻尼采用瑞利阻尼法，根据规范要求，坝体阻尼比取 10%。采用地震强度超载法计算动力稳定性时，分别对设计地震的峰值加速度超载 1.0 倍、2.0 倍、2.5 倍、3.0 倍、4.0 倍。

在研究地震荷载作用下的坝基动力稳定时，考虑基岩辐射阻尼特性将更接近实际情况。本文坝基模型的边界上建立粘弹性人工边界，即在底边界和侧边界施加弹簧阻尼单元来吸收系统在地震过程中向外辐射的能量，进而模拟地基辐射阻尼的影响。黏弹性边界上的弹簧和阻尼单元参数可以采用下式表示：

$$\begin{cases} K_N = \alpha_N \frac{G}{r}, C_N = \rho c_p \\ K_T = \alpha_T \frac{G}{r}, C_T = \rho c_s \end{cases} \quad (7)$$

式(7)中： K_N 、 K_T 分别为弹簧的法向和切向刚度； C_N 、 C_T 分别为阻尼器在法向和切向上的阻尼系数； r 为波源至人工边界的距离； α_N 、 α_T 分别为法向与切向黏弹性人工边界修正系数。

采用波动输入法，在边界以等效节点力的形式实现地震动输入。

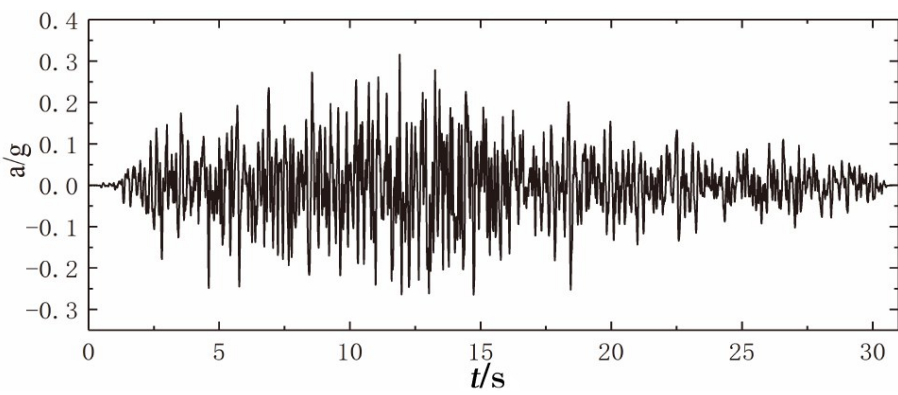


图4 水平向加速度
Fig.4 Horizontal acceleration

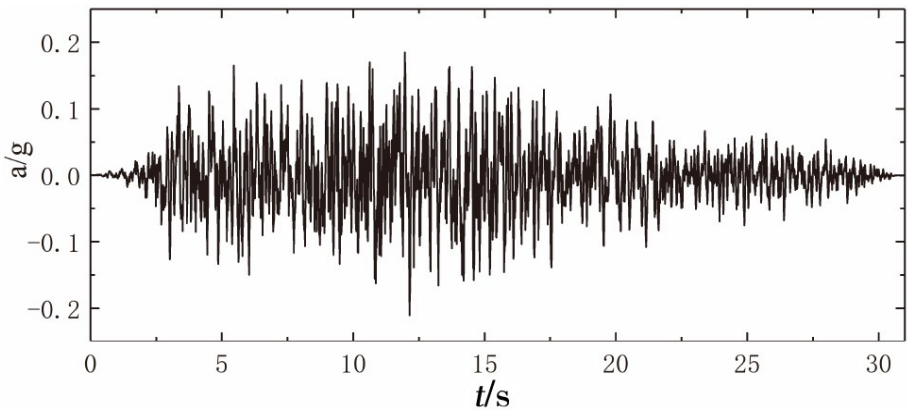


图5 竖向加速度
Fig.5 Vertical acceleration

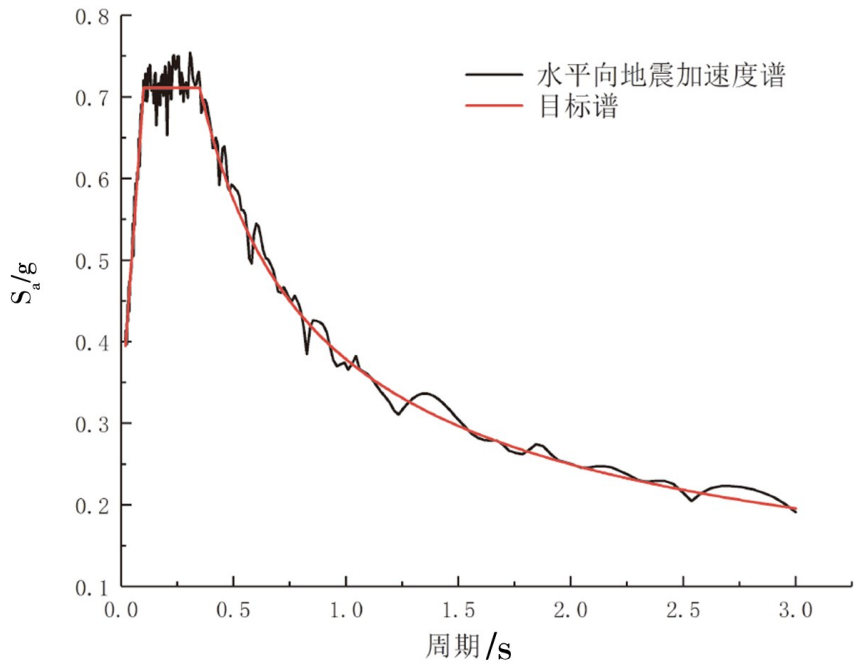


图6 水平向加速度反应谱
Fig.6 Horizontal acceleration response spectrum

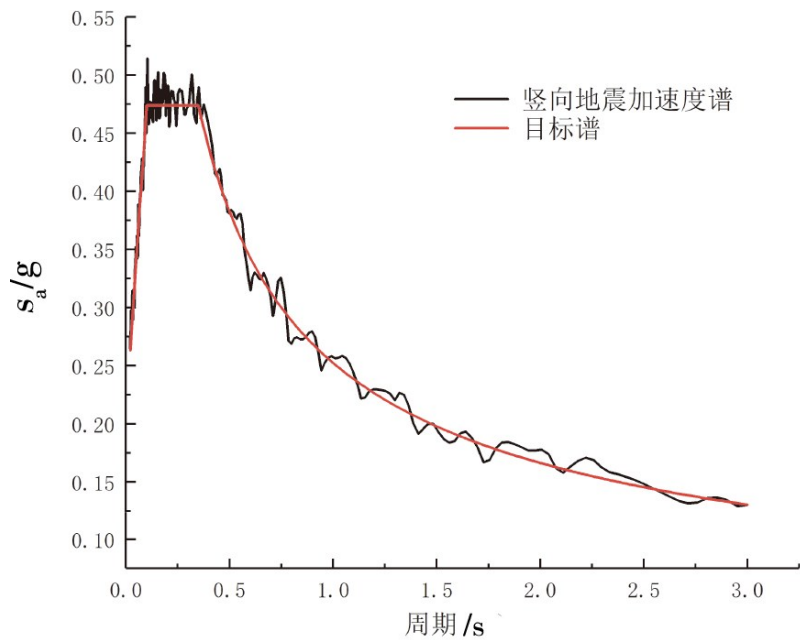


图7 竖向加速度反应谱
Fig.7 Vertical acceleration response spectrum

2.2 坝体混凝土损伤分析

在设计地震加速度下，坝体几乎无损伤，整体均处于完好状态(图8a)；当峰值加速度为2倍设计地震时，下游坝面首先出现损伤，损伤初步向上游坝面发展，在重力坝上部逐渐形成一条开裂通道(图8b)；当峰值加速度提高到2.5倍设计地震时，下游坝面的损伤区域较2倍设计地震时进一步扩大，开裂通道继续向上游面发展，但未完全贯穿坝体(图8c)；当峰值加速度提高到3倍设计地震时，开裂通道贯通了坝体，并且下游坝面的损伤区域进一步扩大，并且形成了多条开裂通道(图8d)，此时表明大坝已经处于极限破坏状态，因此可以判定大坝可以承受3倍设计地震强度而不发生溃坝。

2.3 震后坝基滑移面接触状态分析

在坝基非线性动力接触模型中，五种接触面状态，分别是粘结状态、滑动状态、闭合状态、张开状态、失效状态。

在设计地震加速度下及对设计地震进行超载2.0倍、2.5倍、3.0倍下的震后滑裂面状态分布如图4所示。从图9(a)可以看出，在设计地震时，沿着坝踵垂直向下的接触面首先张开，处于张开状态。坝踵以下的滑裂面大部分处于粘结状态，只

有局部区域的滑裂面仍处于稳定状态。当超载3.0倍时，整个滑裂面的粘结强度均已丧失，相当一部分滑裂面处于张开状态，还有一部分滑裂面处在滑移状态，此时坝体处于失稳的临界状态。因此，从接触面状态来判断，坝体—基岩系统的超载安全系数为3.0。

2.4 震后坝基塑性区分布分析

随着超载倍数的增加，基岩塑性区分布如图10所示。当承受设计地震时，只有在软弱夹层和坝趾局部区域发生了塑性屈服，滑裂面处的岩体处于弹性状态。当承受2.5倍设计地震时，塑性区沿滑裂面从上游到下游发展，同时坝趾处的塑性区范围扩大。当超载倍数达到3.0倍设计地震时，沿滑裂面塑性区基本贯通，坝趾部位出现较大的塑性区。当超载倍数达到4.0倍时，塑性区范围进一步扩大。综合塑性区的动态变化，可知系统的超载安全系数为3.0。

随着地震强度的超载，坝踵和坝趾位移如图11所示。从图中可以看出，出当超载倍数在2.0~3.0之间时，曲线开始出现拐点，随后位移迅速增长。但在超载2.0倍和2.5倍时，虽然位移变化速度加快，从图9(b)–(c)可知，此时仍有相当一部分接触面处在粘结状态，表示滑移面的粘聚力尚未完全破坏，坝体仍然能保持稳定而不会出现失

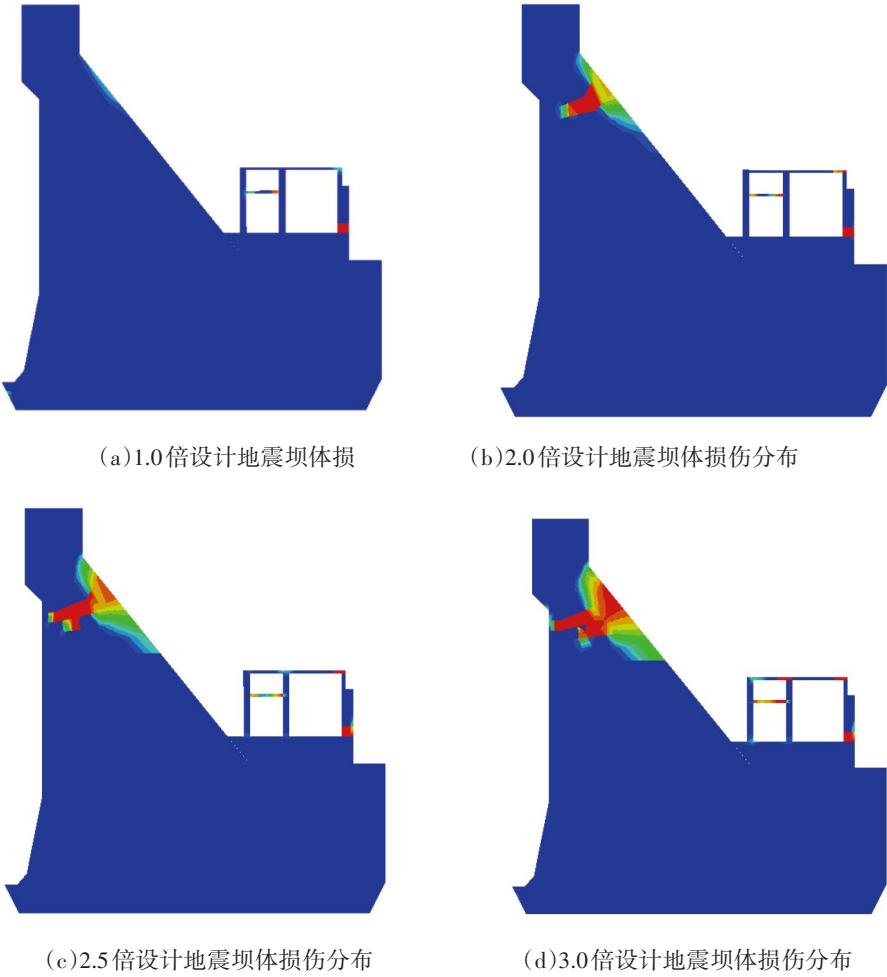


图 8 不同强度地震作用下坝体损伤分布图

Fig.8 Damage distribution of dam under different intensity earthquake

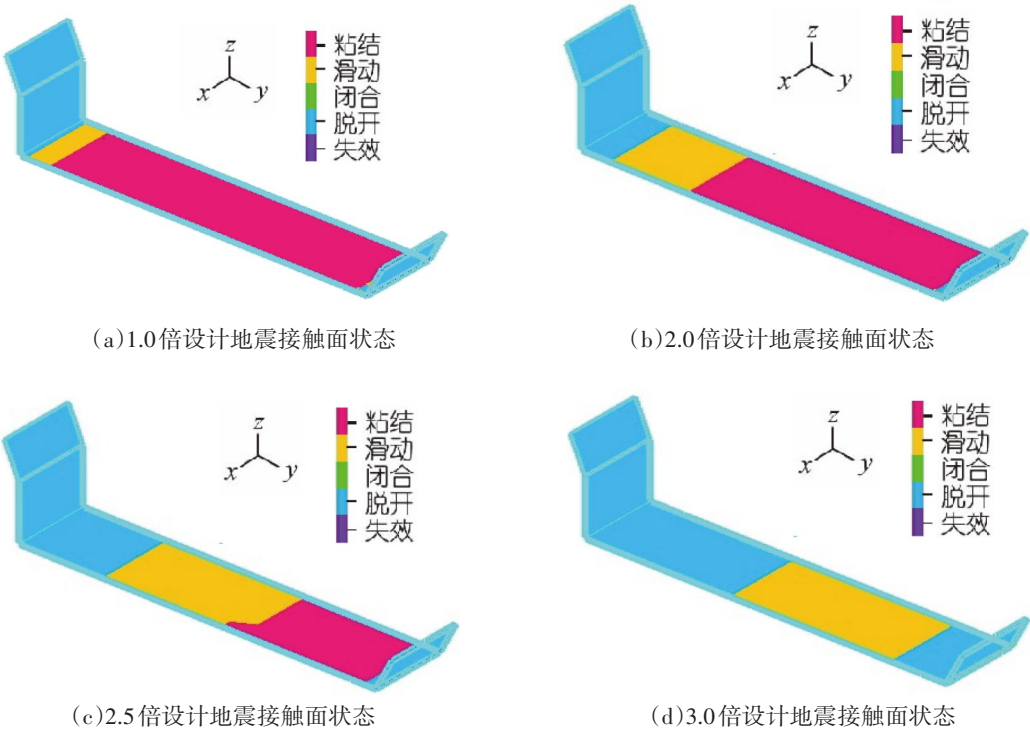


图 9 不同强度地震作用下接触面状态分布图

Fig.9 State distribution of contact surface under different intensity earthquake

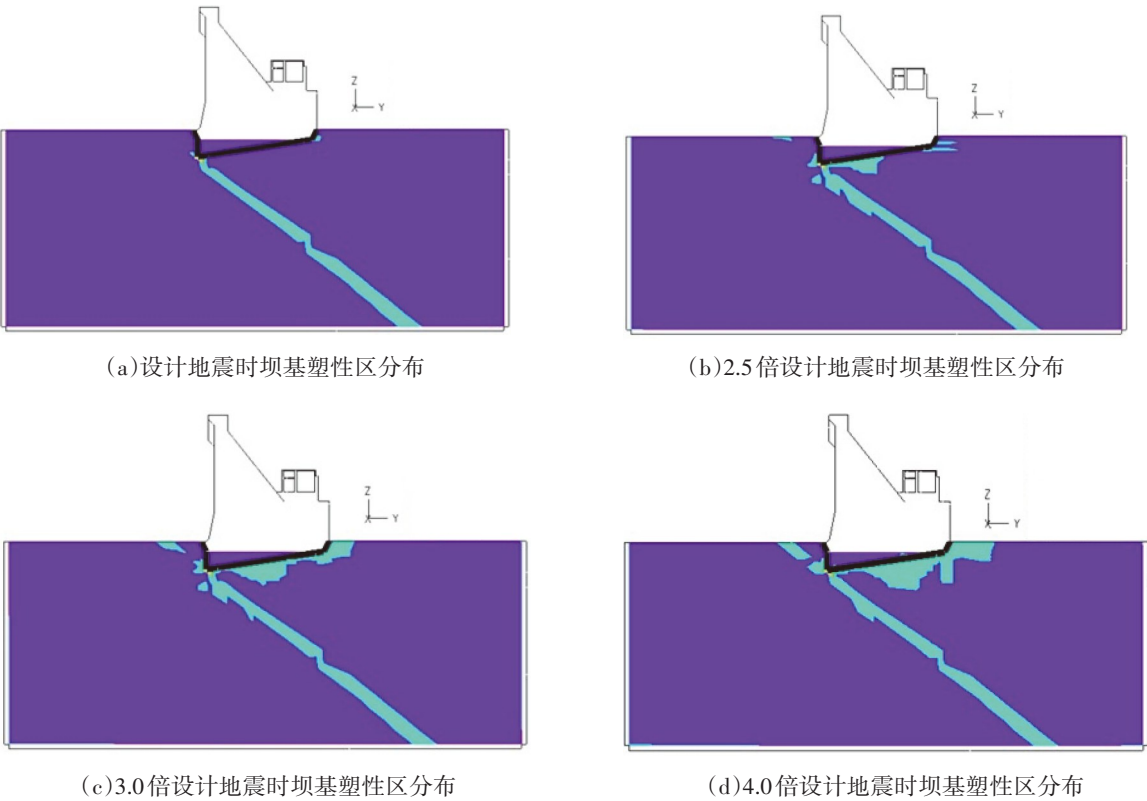


图 10 不同地震强度下坝基塑性区分布
Fig.10 Distribution of plastic zone of dam foundation under different earthquake intensity

稳破坏。当超载 3.0 倍时，位移变化量进一步增大，从图 9(d)可知，此时整个滑裂面装态均处于张开或滑动状态，此时表征坝体已经处在临界状态。当超载倍数到达 4.0~4.5 时，震后位移已经很大，表征系统已经失稳。故综合位移变化和关键点位移特征，超载安全系数为 3.0。

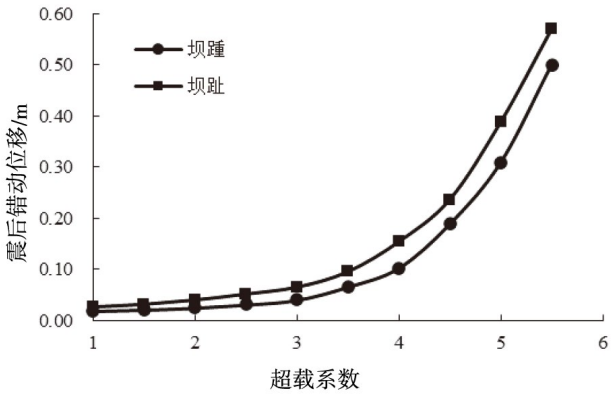


图 11 关键点震后错动位移与超载系数关系曲线
Fig.11 The relationship curve between dislocation displacement and overload coefficient of key points after earthquake

3 结论

基于混凝土损伤及坝基滑裂面动力接触模型

计算分析重力坝动力响应并评价其安全性。结论如下：

- (1)在抗震安全评价中同时考虑坝体混凝土的损伤和坝基的动力稳定可以较好地模拟重力坝的动力响应，能够全面的反映出大坝的抗震性能，这种综合分析可以考虑到坝体强度和稳定之间的相互影响，进一步提高了动力分析计算的精度。
- (2)由工程实例可知：通过考虑强震中坝体的损伤开裂分布、坝基滑裂面的接触状态、坝基塑性区的动态分布三个方面的因素可以综合评价大坝的动力强度及稳定性，该坝的坝基系统的超载安全系数为 3.0。并且充分发挥每种判据的优势，避免了采用单一判据的局限性，从而可以实现对大坝—基岩系统的动力强度及安全稳定性的全面评价。

参考文献

[1] 林红,阮璐,李少飞. 上第三系软岩重力坝坝基复合加固处理技术[J]. 人民长江,2020,51(11):153-160.
[2] 涂劲,周立本,李德玉,等.重力坝深层抗滑稳定研究[J].水利学报,2003,34(10):96-100.
[3] 周伟,常晓林,徐建强.基于分项系数法重力坝深层抗滑稳定分析[J]. 岩土力学,2007(02):315-320.

- [4] 郭明伟,李春光,王水林. 基于有限元应力的三维边坡稳定性分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, 31(12): 2494-2500.
- [5] 栾茂田,武亚军,年廷凯. 强度折减有限元法中边坡失稳的塑性区判据及其应用[J]. 防灾减灾工程学报, 2003(03): 1-8.
- [6] 史俊涛,孔思丽,任琪. 有限元强度折减法边坡失稳判据适用性分析[J]. 人民黄河, 2014, 36(02): 135-137+140.
- [7] 赵尚毅,郑颖人,张玉芳. 极限分析有限元法讲座——Ⅱ 有限元强度折减法中边坡失稳的判据探讨[J]. 岩土力学, 2005(02): 332-336.
- [8] 程明. 基于塑性损伤和扩展有限元的混凝土损伤破坏对比研究[D]. 广州:华南理工大学, 2017.
- [9] 齐虎,李云贵,吕西林. 混凝土弹塑性损伤本构模型参数及其工程应用[J]. 浙江大学学报(工学版), 2015, 49(03): 547-554+563.
- [10] 吴建营,徐世烺. 混凝土多裂缝各向异性弹塑性损伤模型理论及应用[J]. 水利学报, 2012, 43(S1): 110-117.
- [11] 于海祥,武建华. 基于无损受力状态的混凝土弹塑性损伤本构模型[J]. 工程力学, 2009, 26(10): 79-86.
- [12] 梁辉. 混凝土坝—地基体系整体稳定地震易损性分析和抗震安全评价[D]. 北京:中国水利水电科学研究院, 2019.
- [13] 王高辉. 极端荷载作用下混凝土重力坝的动态响应行为和损伤机理[D]. 天津:天津大学, 2014.
- [14] 李斌. 混凝土重力坝结构稳定性分析与疲劳计算[D]. 武汉:华中科技大学, 2013.
- [15] 王超. 重力坝系统动力性态的随机数学分析[D]. 天津:天津大学, 2012.
- [16] 何迪,李宗利. 地震荷载作用下重力坝坝踵裂缝内水压分布研究[J]. 人民长江, 2011, 42(09): 72-75.
- [17] 向衍,马福恒,袁辉. 地震对英得尔水库溃坝的影响分析[J]. 长江科学院院报, 2007(05): 31-33+43.
- [18] Bathe K J. On the constraint function method for contact problems[J]. Computers & Structures, 1997, 64(5-6): 1069-1085.
- [19] Eterovic A L., Bathe K J. On the treatment of inequality constraints arising from contact conditions in finite element analysis[J]. Computers & Structures, 1991, 40(2): 203-209.
- [20] 国家能源局.NB35047-2015: 水电工程水工建筑物抗震设计规范[S]. 北京:中国电力出版社, 2015.
- [21] 赵堃,王春青,张旸,等. 基于ADINA的重力坝流固耦合动力特性分析[J]. 科学技术与工程, 2012, 12(32): 8788-8792.