

某 SEC 纳潮取水建构物边坡抗震验算

左保成, 郑文棠

(中国能源建设集团广东省电力设计研究院有限公司, 广州 510663)

摘要: [目的] 核电厂因地震丧失取水隧洞时停止运行机组, 此时尚需要一定的水量来保证核电厂预热排出及安全停堆, 依靠乘潮纳水的取水方式可使重要厂冷却系统用水得以保证, 纳潮取水建构物边坡的安全性评价是核设施安全性评价报告的内容之一。[方法] 以某 SEC 纳潮取水建构物边坡为例, 结合商业岩土软件 FLAC3D, 提出了一套适合纳潮取水建构物边坡的抗震验算方法和计算流程。[结果] 研究表明: 静态分析法考虑了边坡在地震作用下不同位置的动态放大系数, 并可进一步考虑岩土体的变形效应和非线性, 动态分析法考虑了地震影响系数的时空效应, 点安全系数法在评价边坡稳定性时更为合理。[结论] 研究成果对核电站纳潮取水建构物边坡的安全性评价具有很好的借鉴意义。

关键词: 纳潮取水建构物; 边坡抗震验算; 静态分析法; 动态分析法

中图分类号: TU435

文献标志码: A

文章编号: 2095-8676(2019)S1-0107-06

Seismic Analysis of Certain Slope with Safety-related Water Intake Structure

ZUO Baocheng, ZHENG Wentang

(China Energy Engineering Group Guangdong Electric Power Design Institute Co., Ltd., Guangzhou 510663, China)

Abstract: [Introduction] Nuclear power units stop operation when intake tunnel fails to work under the earthquake, then it needs adequate water to ensure the preheat discharge and safety shutdown. Seismic analysis of slopes with safety-related water intake structure is the one of the important content for NPP seismic safety assessment report. [Method] To take a slope with certain safety-related water intake structure, we proposed a suitable seismic checking method and calculation flow for slopes with safety-related water intake structure. [Result] The results we obtained demonstrate that the static analysis method takes into account the spatial difference of dynamic amplification coefficient of slopes under earthquake, and can consider further deformation and nonlinearity, while the dynamic analysis method can show the temporal and spatial effect of earthquake influence coefficient. The results show that point safety method is more appropriate for evaluation of slope stability. [Conclusion] This work provides some guidance for further seismic analysis of NPP slopes with safety-related water intake structure.

Key words: safety-related water intake structure; slope seismic calculation; static analysis method; dynamic analysis method

核电厂因地震丧失 CRF 取水隧洞时, 机组停止运行, 此时尚需要一定的水量来保证核电厂预热排出及安全停堆, 所需水量可通过核电厂重要厂用水系统采用现有 Y 形海水水库作为调节池, 依靠乘潮纳水的取水方式和 Y 形海水水库的调蓄作用, 使重要厂冷却系统用水得以保证。重要厂用水系统(SEC)的功能是向 SEC/RRI 热交换器供应冷却水来冷却

核岛设备冷却水系统。正常运行工况时, SEC 取水口依靠橡胶坝堵住外海海水, SEC 用水通过 CRF 进水隧洞进水, 排水通过 HCA 排至大海; 当发生地震丧失 CRF 进水隧洞后, SEC 纳潮取水口橡胶坝自动排气后, 海水进入海水水库, 排水通过 HCA 排至大海^[1]。SEC 纳潮取水建构物为某核电站发电机组冷却用水应急隧洞, 为防止在遇到特大地震或海啸导致取水隧洞不能正常供水时提供应急冷却水源, 属于 I 类物项, 其自然边坡及工程边坡的稳定性问题是核电站核设施工程适宜性的一个重要因素^[2], 安全性需经环境保护部(国家核安全局)组织

安全审评。

1 纳潮取水建构筑物边坡

腰古嘴边坡位于某核电站 SEC 纳潮取水建构筑物南侧 70 m。边坡总体呈东西走向，倾向北，植被发育，人工开挖边坡由倾向不同的三段边坡衔接而成(如图 1 所示)，自西向东编号分别为 A、B、C 段，其中 A、C 段边坡最大坡高约 40 m，与核安全无关；B 段边坡倾向北东 0.5°，最大坡高约 100 m，失稳后将直接或间接造成 SEC 纳潮取水建构筑物的正常运行，同时可能影响到应急安全道路和厂址可达性(如腰鼓嘴边坡前面的进厂公路)，因此 B 段边坡与核安全相关，安全等级为重点设防类(乙类)核设施边坡。滑动面法计算表明：核安全无关的 A 段边坡和 C 段边坡具有较高的安全系数 ($F_s > 1.50$)；核设施边坡(B 区边坡)的安全系数 $1.30 < F_s = 1.31 \sim 1.43 < 1.50$ ，不满足核规 GB50267—97 要求，但满足笔者建议的乙类核设施边坡安全裕度，这里以其为案例，介绍静态分析或动态分析的计算流程。

2 静态分析法抗震分析

2.1 参数取值和计算工况

静态分析法采用强度折减有限元法计算 SL-2 地震作用下的边坡安全系数，本构模型采用摩尔库

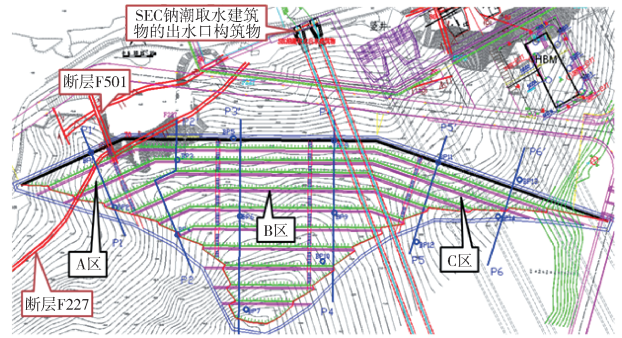


图 1 腰古嘴边坡与纳潮取水建构筑物位置示意图

Fig. 1 Location illustration of Yaoguzui slope with safety-related water intake structure

伦本构模型。计算软件采用大型商业岩土工程软件 FLAC3D。边坡三维和典型二维数值计算模型如图 2 所示。边坡岩体的主要物理指标、变形参数和强度参数取值如表 1~表 2 所示。

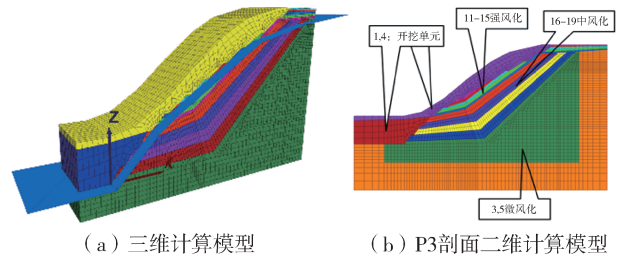


图 2 腰鼓嘴边坡数值计算模型示意图

Fig. 1 Numerical calculation model of Yaoguzui slope

表 1 边坡地震影响系数和抗滑动安全系数取值

Tab. 1 Parameter choice of the earthquake influence coefficient and safety factor

工况	计算公式	地震影响系数 α	抗滑动安全系数下限	荷载组合规定
	公式 1	核安全级边坡 $\alpha_h = 0.3$ 、 $\alpha_v = 0.2$		
SL-2	公式 2	$\alpha_h = 0.5 \cdot \frac{a_h^{SL-2}}{g} \cdot 1.6 = 0.5 \times 0.18 \times 1.6 = 0.144$ $\alpha_v = 0.5 \cdot \frac{a_v^{SL-2}}{g} \cdot 1.6 = 0.5 \times 0.12 \times 1.6 = 0.096$	静态分析法 $F_s = 1.5$	考虑水平和竖向地震的不利组合

注：公式 2 中， a_h^{SL-2} 为极限安全地震震动 SL-2 的基岩水平峰值加速度， a_v^{SL-2} 为 SL-2 的基岩竖直峰值加速度。

表 2 采用摩尔库伦弹性塑性本构模型的计算参数取值一览表

Tab. 2 List of calculation parameters for Molar coulomb elastic-plastic constitutive model

岩土体	饱和密度/ ($g \cdot cm^{-3}$)	弹性模量 E /GPa	泊松比 μ	体积模量 K /GPa	剪切模量 G /GPa	粘聚力 c /kPa	摩擦角 φ /(°)	抗拉强度 σ_t /kPa
强风化花岗岩体	1.94	0.05#	0.30	4.17E-2	1.92E-2	60	29.0	0
中等风化花岗岩)	2.53	0.81#	0.22	0.482	0.332	400	35.1	2.45
微风化花岗岩体	2.59	4.69#	0.22	2.79	1.92	1010	52.6	49.6

地震作用力: 根据台山核电厂址 SL-2 级地面运动基岩水平向峰值加速度分别为 0.18g (175gal) 和和竖直向峰值加速度 0.12g (165gal) 代入表 3 中计算地震作用力。

水压力: 完整性较好的岩体通常为低渗透率介质, 岩体渗流主要发生在节理面及裂隙带。考虑到华南区域降雨较多, 基于核安全角度, 视岩体为遍布裂隙介质, 强风化岩体至微风化岩体均等效为多孔介质计算孔隙水压力和有效应力。

计算流程:

- 1) 开挖后, 仅受重力荷载。
- 2) 开挖后, 考虑重力荷载和水荷载作用。
- 3) 在 2) 基础上叠加 SL-2 地震荷载 (取 $\alpha_h = 0.3, \alpha_v = 0.2$)。
- 4) 在 2) 基础上叠加 SL-2 地震荷载 (取 $\alpha_h = 0.144, \alpha_v = 0.096$)。

2.2 基于强度折减法的静态分析法

分析可知, 基于强度折减法搜索的最危险滑动面位于强风化岩体与中等风化岩体的交界面上 (土岩交界面), 开挖边坡在自然状态下 (开挖 + 自重) 稳定, 安全系数为 1.74, 考虑地下水作用下 (考虑岩体为遍布裂隙介质, 等效为多孔介质) 安全系数降低为 1.36。按地震影响系数取值的不同, 取地震影响系数取 $\alpha_h = 0.3, \alpha_v = 0.2$, 在开挖 + 自重 + 水荷载的基础上, 叠加 SL-2 地震力的安全系数分别为 0.80; 取根据地震安评报告换算的地震影响系数 $\alpha_h = 0.144, \alpha_v = 0.096$ 下的抗震稳定系数为 1.02, 荷载组合、工况和计算结果如表 3 和图 3 所示。

表 3 强度折减法稳定验算计算成果一览表

Tab. 3 List of calculation results for strength reduction method

荷载组合及工况	安全系数
开挖 + 自重 (不考虑水荷载)	1.74
开挖 + 自重 + 水荷载	1.36
开挖 + 自重 + SL-2 地震 (取 $\alpha_h = 0.3, \alpha_v = 0.2$)	0.97
开挖 + 自重 + 水荷载 + SL-2 地震 (取 $\alpha_h = 0.3, \alpha_v = 0.2$)	0.81
开挖 + 自重 + 水荷载 + SL-2 地震 (取 $\alpha_h = 0.144, \alpha_v = 0.096$)	1.02

2.3 采用相关型强度参数的静态分析

文[5]指出: 根据广东省电力边坡建设经验, 花岗岩风化土层边坡的稳定坡比一般为 1:1.5, 但开挖边坡稳定验算结果与地区边坡工程经验存在较

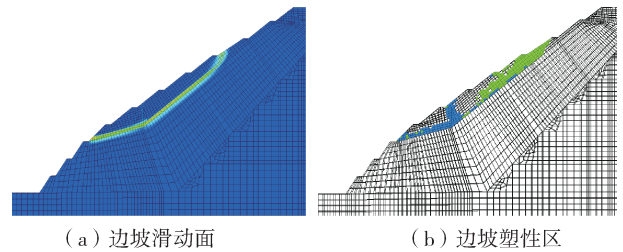


图 3 开挖 + 自重 + 水荷载 + SL-2 地震 (取 $\alpha_h = 0.144, \alpha_v = 0.096$) 边坡滑动面及塑性区示意图 ($F_s = 1.23$)

Fig. 3 Illustration of sliding surface and plastic zone of slope under the SL-2 earthquake condition with excavation, gravity stress, water pressure ($F_s = 1.23$ when $\alpha_h = 0.144$ and $\alpha_v = 0.096$)

大差异, 经长期边坡施工检验及建成多年验证, 证明将风化土层抗剪强度划分为相关型参数符合场地的实际情况, 风化土层的抗剪强度有自顶面 (残积土) 至底面 (中等风化岩体顶面) 逐渐线性增加的变化规律, 计算模型如图 4 所示, 参数取值如表 4 所示。

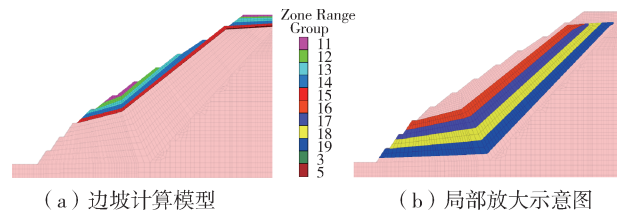


图 4 考虑线性风化的腰鼓嘴边坡数值计算模型示意图

Fig. 4 Numerical calculation model of Yaoguzui slope with linear weathering condition

表 4 相关型强度参数取值一览表

Tab. 4 List of correlational geotechnical parameters

岩性风化程度	粘聚力 c /kPa	摩擦角 φ /($^\circ$)	抗拉强度 σ_t /kPa	材料组号
强风化岩体	60.00	29.00	0.00	1
强风化岩体	116.67	30.02	0.41	11
强风化岩体	173.33	31.03	0.82	12
强风化岩体	230.00	32.05	1.23	13
强风化岩体	286.67	33.07	1.63	14
强风化岩体底面	343.33	34.08	2.04	15
中等风化岩顶面	400.00	35.10	2.45	16~18
微风化岩体顶面	1 010.00	52.60	49.60	19

采用相关型强度参数时, 认为强风化岩层 ~ 中等风化岩层的强度参数是随着深度逐渐线性增加, 符合岩层风化的实际规律。分析可知: 基于强度折减法搜索的最危险滑动面位于中等风化岩体内 (节

理面扩展形成的贯通面), 开挖边坡在自然状态下(开挖+自重)稳定, 安全系数为 2.93, 考虑地下水作用下(考虑岩体为遍布裂隙介质, 等效为多孔介质)安全系数降低为 2.53。按地震影响系数取值的不同, 取地震影响系数取 $\alpha_h=0.3$, $\alpha_v=0.2$, 在开挖+自重+水荷载的基础上, 叠加 SL-2 地震力的安全系数分别为 1.50, 地震永久位移最大值为 58.1 cm, 若将微风化岩体全部考虑为中等风化岩体时, 抗震稳定系数降低为 1.38; 当取根据地震安评报告换算的地震影响系数 $\alpha_h=0.144$, $\alpha_v=0.096$, 开挖+自重+水荷载+SL-2 地震的抗震稳定系数为 1.91, 荷载组合、工况和计算结果如表 5 和图 5 所示。

表 5 采用相关型强度参数的稳定验算计算成果一览表

Tab. 5 List of calculation results with correlational geotechnical parameters

荷载组合及工况	安全系数
开挖+自重(不考虑水荷载)	2.93
开挖+自重+水荷载	2.53
开挖+自重+SL-2 地震(取 $\alpha_h=0.3$, $\alpha_v=0.2$)	1.70
开挖+自重+水荷载+SL-2 地震 (取 $\alpha_h=0.3$, $\alpha_v=0.2$)	1.50
开挖+自重+水荷载+SL-2 地震 (取 $\alpha_h=0.144$, $\alpha_v=0.096$)	1.91

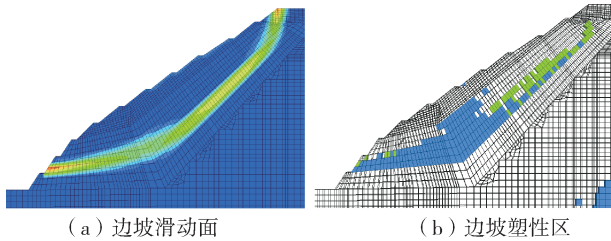


图 5 采用相关型强度参数的 SL-2 工况边坡滑动面及塑性区示意图 ($F_s=1.916$)

Fig. 5 Illustration of sliding surface and plastic zone of slope under the SL-2 earthquake condition ($F_s=1.916$)

综上所述, 强风化岩体的强度参数是腰鼓嘴边坡稳定性的主控因素。采用均值的强风化岩体强度参数, 忽略了岩体风化的渐变性, 使计算结果过于保守, 计算结果表明在 SL-2 工况下不稳定, 与现实的边坡工程设计经验不符。采用相关型强度参数时, 认为强风化岩层~中等风化岩层的强度参数是随着深度逐渐线性增加, 符合岩层风化的实际规律, 强度参数由 Hoek-Brown 的岩体质量评价获得,

较为可靠。

3 动态分析法抗震稳定验算

3.1 反应谱法抗震稳定验算

在静态分析的基础上, 进一步采用动态分析法(反应谱法)详细评价腰鼓嘴边坡的抗震稳定性。反应谱法考虑了边坡动力特性与地震动特性之间的动力关系, 并可考虑边坡地震响应的时空效应, 即边坡各点的地震影响系数是不同的, 从而弥补了拟静力法的不足。采用反应谱法分析边坡的地震影响系数, 通过以地震安全性评价所给出的地面地震动峰值加速度为基础, 研究不同坡形和具有不同地质构造的边坡的地震动峰值加速度放大系数的分布规律, 获得边坡的振型, 确定边坡不同位置的地震影响系数, 然后将地震惯性力叠加到各个边坡的单元体中进行稳定性分析, 并可计算边坡在地震动力下的模态和应力, 根据强度折减法并可获得边坡稳定系数, 这是一种更为先进的准动态分析方法。

计算流程分为两个部分:

1) 基于 ANSYS 的弹性有限元的模态分析和反应谱分析, 求得边坡各岩土体单元的节点地震响应加速度谱值, 计算各岩土单元的地震影响系数, 如图 6(a) 所示。

2) 将 ANSYS 反应谱计算的各单元地震惯性力导入到 FLAC3D 的静态分析中, 如图 6(b) 所示。考虑开挖+重力+水荷载, 进行强度折减计算, 搜索滑动面并计算最小安全系数。

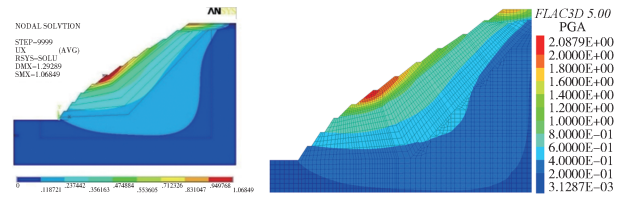


图 6 SL-2 工况振型 SRSS 叠加后的边坡加速度

Fig. 6 Acceleration of slope with SRSS under the SL-2 earthquake condition

强度折减系数设置为 1.18 时, 边坡开始出现贯通的滑动面, 边坡监测点合位移随计算步的增大呈抛物线型增长, 此时计算仍能收敛, 边坡岩土体的最大不平衡力比值衰减到 $5.0E-5$ 以下, 表明边坡进入临界失稳状态。当强度折减系数增大为 1.19 时, 边坡岩土体的最大不平衡力比值随着时间步呈

增加的趋势, 边坡出现多个贯穿的滑动面(主滑动面位于中等风化岩体内, 次滑动面为坡顶和坡中的表层强风化体内), 边坡监测点的合位移持续呈抛物线快速增加的规律, 表明边坡进入失稳状态, SL-2 工况边坡滑动面及边坡最大不平衡力趋势线如图 7 所示。

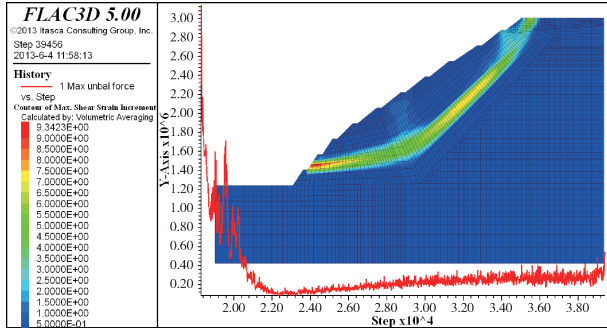


图 7 开挖后 SL-2 工况边坡滑动面及边坡最大不平衡力趋势线示意图 (强度折减 1.19 倍)

Fig. 7 Illustration of maximum unbalanced force and sliding surface of slope under the SL-2 earthquake condition (strength reduction factor is 1.19)

3.2 时程法抗震稳定验算

时程分析法, 属于完全动力分析法, 采用软件为 FLAC3D。由时程分析法对数值模型的网格质量要求较高, 相对于静态分析方法严格, 因此对边坡模型采用三维模型(宽度 = 40 m, 宽带方向剖分 12 个单元), 根据动力计算要求网格重新进行了剖分, 网格质量和最小单元尺寸以满足时程分析的要求为原则。计算模型一共 37 485 个节点、33 648 个单元, 模型网格及地下水位面, 计算模型和监测点如图 8 所示。研究对象是具有非线性和塑性力学行为的边坡, 并需考虑 SL-2 地震工况, 因此边坡强风化花岗岩体可能产生塑性变形或破坏, 因此采用粘弹塑性动力本构模型更为合适, 动力本构模型中结合了哈丁模型和摩尔库伦模型, 其中哈丁模型的动

力学参数由动力学试验给出(本构关系及取值说明详见第 4.3.8 节), 摩尔库伦模型的力学参数采用波速试验测试值换算得到; 中等风化及微风化花岗岩体的非线性变形相对较小, 采用弹塑性动力本构模型。各岩土层动力学参数取值如表 6 所示。

监测模型不同开挖平台坡表和不同高程坡内节点的水平方向和竖直方向加速度时程曲线(单位 m/s^2), 如图 9 所示。峰值加速度随着坡高增大而增大, 坡表最大水平峰值加速度为 0.712 g(坡顶, 5.83 s, 逆坡向), 坡表最大竖直峰值加速度为 0.503 g(坡顶, 5.32 s, 竖直向上)。

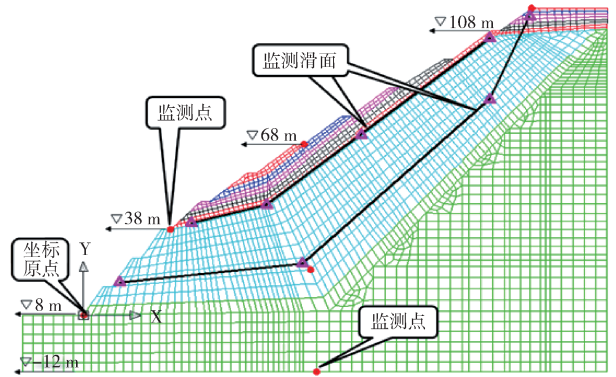


图 8 腰鼓嘴边坡动力数值计算模型示意图

Fig. 8 Dynamic numerical calculation model of Yaoguzui slope

计算表明滑面安全系数时程曲线的形状与输入地震波加速度时程曲线类似。场地波 25.0 s 时程内的滑面 2(滑面位置见图 9)的瞬时安全系数主要分布在 1.5 ~ 2.9, 极少数瞬时 F_s 小于 1.2, 最小值瞬时 F_s 为 1.18, 对整个时程 25 s 的均值为 2.16, 表明滑面 2 稳定。滑面 1 的安全系数主要分布在 1.0 ~ 2.2 之间, 对整个时程 25 s 的均值为 1.56, 瞬时 $F_s < 1.0$ 的时间主要分布在 3.2 ~ 4.0 s、4.8 ~ 6.0 s 以及 12.0 s ~ 13.0 s 内, 最小瞬时 F_s 为 0.78, 对应时间为 5.31 s。进一步分析不同时程(5.77 s、11.19 s、17.45 s、20 s、25 s)边坡整体安全系数云

表 6 采用粘弹塑性动力本构模型的动力学参数取值一览表

Tab. 6 List of dynamic calculation parameters for viscoelastic-plastic dynamic constitutive model

花岗岩体	压缩波速 $V_p/(m \cdot s^{-1})$	剪切波速 $V_s/(m \cdot s^{-1})$	饱和密度 $\rho/(g \cdot cm^3)$	动弹性模量 E_d/GPa	动泊松比 μ_d	动体积模量 K_d/GPa	动剪切模量 G_d/GPa	粘聚力 c/kPa	摩擦角 $\varphi/(^\circ)$	抗拉强度 σ_t/kPa	哈丁模型 γ_{ref}
强风化	2 129	478	1.94	1.31	0.47	8.79	0.44	60	29.0	1.00	0.003
中等风化	3 273	1 435	2.53	15.36	0.38	27.10	5.21	400	35.1	2.45	—
微风化	4 708	2 518	2.59	46.14	0.30	57.41	16.42	1 010	52.6	49.60	—

注: γ_{ref} 为参考应变, 一般取 $G/G_{max} = 0.5$ 时对应的应变值。

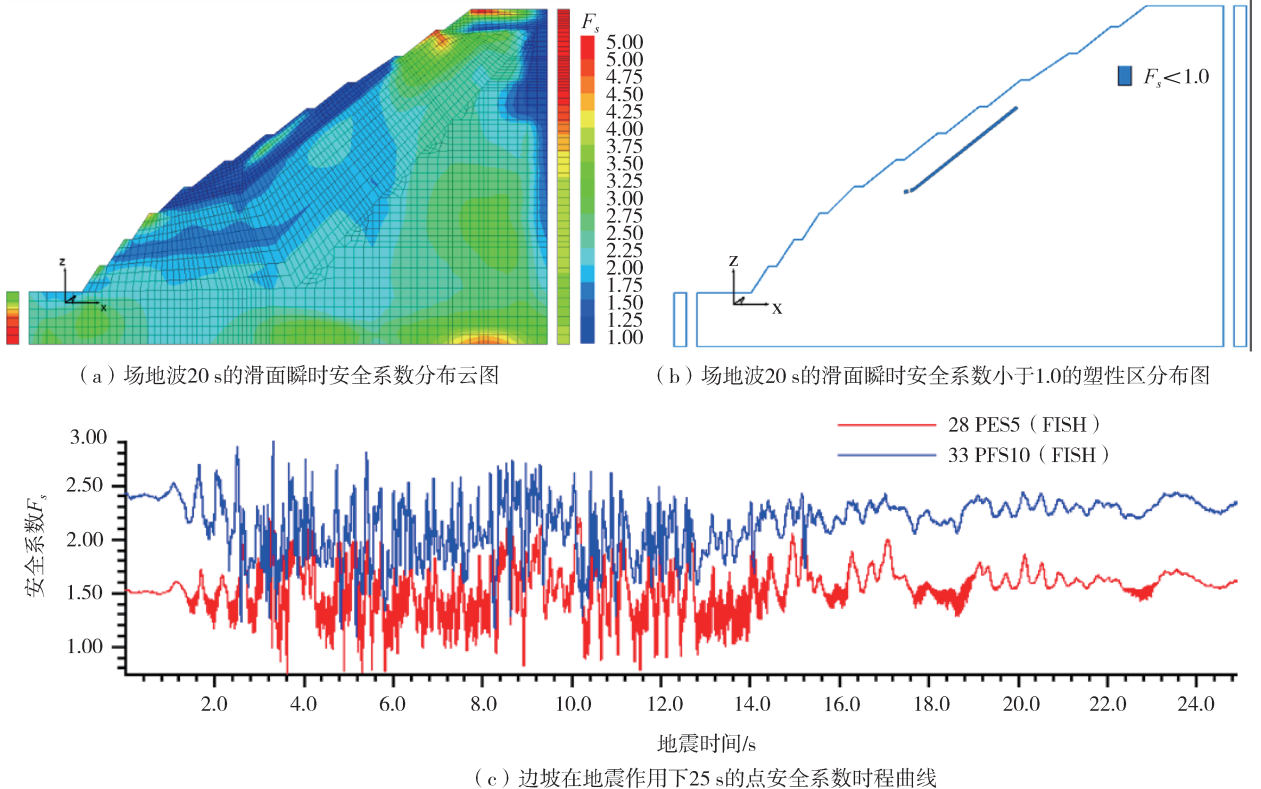


图9 腰鼓嘴边坡时程动力分析计算结果

Fig. 9 Dynamic calculation results of Yaoguzui slope

图及塑性区分布图, 见图9可知, 各时程内无连续贯通的塑性区。根据(HAZ 2900, 国家核安全局, 1989)的说明, 边坡瞬时安全系数低于1.0, 不代表边坡失稳, 只有局部安全系数低于1.0的单元贯通为滑动面才代表边坡失稳, 因此综合判定边坡整体稳定系数大于1.20。

4 结论

2011年3月日本福岛核事故后, 为汲取经验和教训, 国家核安全局开展了全国核设施综合安全检查。如20世纪70年代建设的的高通量工程试验堆抗震设计标准偏低, 汶川地震后其所在区域的地震区划烈度水平又有所提高, 需按照新的抗震要求进行重新评估。2012年6月颁布了《福岛核事故后核电站改进行动通用技术要求(试行)》进一步明确我国新建核电站应进行全范围的概率安全分析。核电行业要求边坡工程设计单位应复核在建和已建核安全级边坡的安全性, 对抗震验算方法需补充静态分析和动态分析。目前现有的核电规范导则和标准对核设施边坡抗震验算和复核并没有详细的说明, 尤

其在抗震验算方法和评价标准没有可操作性的细则。本文结合某核电站纳潮取水构筑物边坡抗震验算案例, 梳理出核设施边坡抗震验算的流程和案例, 以供业内参考, 同时为未来编制核设施边坡的行业标准提供了借鉴。

参考文献:

- [1] 王广聚, 李文丹. 台山核电厂重要厂用水系统纳潮取水口潮流及泥沙研究[J]. 水道港口, 2013, 34(3): 219-224.
- [2] 郑文棠, 程小久, 李焯芬, 等. 核电厂边坡地震动力响应研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, 30(增刊2): 3514-3521.

作者简介:



ZUO B C

左保成(通信作者)

1978-, 男, 湖北洪湖人, 高级工程师, 中科院武汉岩土力学研究所岩土工程工学硕士, 主要从事边坡与滑坡治理设计工作(e-mail) tubern@126.com。

(责任编辑 李辉)