

# 地震和地下水耦合作用下砂土边坡稳定性研究

宋波<sup>1</sup>, 黄帅<sup>1</sup>, 蔡德钧<sup>2,3</sup>, 叶阳升<sup>2,3</sup>

(1. 北京科技大学土木与环境工程学院, 北京 100083; 2. 中国铁道科学研究院铁道建筑研究所, 北京 100081;  
3. 高速铁路轨道技术国家重点实验室, 北京 100081)

**摘要:** 基于砂土边坡的有限元模型研究了地震和地下水耦合作用下砂土边坡的稳定性。研究表明, 规范中考虑地震和地下水影响的叠加法计算边坡的安全系数适用范围是非常有限的; 采用边坡永久位移指标进行边坡的稳定性评价比安全系数更精确; 随着地下水的升高边坡坡面的最大剪应变出现减小的趋势, 且在边坡底部出现了最大值, 为边坡容易剪出破坏位置, 且边坡底部减的有效应力明显减小, 对边坡的稳定极为不利; 随着地下水升高, 土钉的轴力和弯矩出现减小趋势, 在靠近边坡底部位置的土钉轴力产生了最大值。最后, 基于室内振动台试验结果与数值模拟的结果的对比分析, 验证了本文数值模拟结果的准确性。

**关键词:** 砂土边坡; 地震和地下水耦合; 永久变形; 安全系数; 土钉支护

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2013)S2-0862-07

**作者简介:** 宋波(1962-), 男, 山东招远人, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事土木工程结构抗震等方面的研究。  
E-mail: songbo@ces.astb.edu.cn。

## Stability of sandy soil slope under the coupling of earthquake and groundwater

SONG Bo<sup>1</sup>, HUANG Shuai<sup>1</sup>, CAI De-gou<sup>2,3</sup>, YE Yang-sheng<sup>2,3</sup>

(1. School of Civil and Environment Engineering, University of Science and Technology Beijing, Beijing 100083, China; 2. Railway Engineering Research Institute, China Academy of Rails Science, Beijing 100081, China; 3. State Key Lab of Track Technology of High-speed Railway, China Academy of Rails Science, Beijing 100081, China)

**Abstract:** Based on the finite element model of sandy soil slope, the stability of sandy soil slope is studied. The results show that superposition method of coupling of earthquake and groundwater in codes is very limited. The evaluation index of permanent displacement is more accurate than safety factor. With the increase of groundwater, shear strain decreases, and the maximum value appears at the bottom of the slope which is destroyed easily, and the effective stress at the bottom of the slope decreases obviously, which is disadvantage for the stabilization of the slope. With the increase of groundwater level, the maximum axial force and the maximum bending moment show a decreasing trend, and the soil nailing axial force of the slope has the maximum value near the bottom of the slope. Based on the comparison between shaking table test and the numerical simulation, the accuracy of the numerical simulation results are verified.

**Key words:** sandy slope; coupling of earthquake and groundwater; permanent displacement; safety factor; soil nailing

## 0 引言

近年来地震引发的滑坡灾害频繁发生, 例如2008年5月的汶川地震, 岩土体在主震作用下产生损伤, 边坡稳定性大大降低, 在降雨激发作用下又引发了新的滑坡灾害。2012年9月的云贵地震中由于山高坡陡, 地震发生期间降雨频繁发生, 引发的滑坡损毁了大量民房和道路。2013年4月雅安地震, 降雨不断发生, 雨水浸泡使边坡处于不同的地下水位, 加上震后土质疏松, 山体滑坡、泥石流等地质灾害不断发生。在地震作用下处于不同地下水位的边坡将会表现出不同的稳定性, 因此研究地震和地下水的耦合作用对边坡稳定性

的影响具有重要意义。

国内外对于地震和地下水的耦合对边坡的稳定性影响研究较少, 而针对地下水边坡的稳定性评价做了大量研究。Griffith等<sup>[1]</sup>和Lane等<sup>[2]</sup>基于自己开发的有限元软件, 利用强度折减法分析了水位变化对边坡安全系数的影响。贾官伟等<sup>[3]</sup>研究了水位骤降引

**基金项目:** 国家高技术研究发展计划专项经费资助项目(2011AA11A102); 高速铁路轨道技术国家重点实验室开放课题基金项目(2012SKL01); 中华人民共和国教育部海外名师资助项目(MS2011BJKJ005)

收稿日期: 2013-07-17

致临水边坡滑坡的原因及失稳模式。赵炼恒等<sup>[4]</sup>利用安全系数指标对地下水位变化影响下的均质边坡进行了稳定性分析。此外针对边坡稳定性评价指标的研究, 国外Randall W. Jibson<sup>[5]</sup>指出永久位移法更适于用来进行评估边坡的地震稳定性。Ellen M. Rathje等<sup>[6]</sup>指出永久位移是评估边坡地震稳定性的通用的损伤参数。黄建梁等<sup>[7]</sup>推导了同时考虑水平和竖直地震的坡体临界加速度的计算公式。以往的研究成果和地震震害均表明, 采用安全系数进行边坡的稳定性评价是不可靠的。自Ambraseys和Newmark分别提出采用永久位移对土石坝进行稳定性评价, 改变了单靠极限平衡的安全系数法的不足。针对边坡临界永久位移量的界定, 国内规范中并没有明确的定义, 国外Wilson和Keefe对边坡永久位移量的界定如表1所示。

表 1 边坡永久位移量大小

Table 1 Values of permanent displacement of slope

边坡类别	名称	残余变形/cm	边坡破坏程度
土质边坡	Wilson and Keefe	2	发生破坏并滑坡

基于此, 本文基于砂土边坡的二维有限元模型和振动台试验研究了地震和下水耦合作用下边坡的稳定性, 为边坡的抗震加固提供指导。

## 1 边坡的有限元仿真分析

### 1.1 边坡模型的建立

以砂土边坡为研究对象, 坡高为10 m, 边坡坡度比为1:1.5, 如图1所示, 为减小边界上反射波的影响, 通常取边坡深度的4~10倍模型范围作为计算区域, 本文计算模型取边坡高度的5倍范围。坡脚前缘岩体宽度取15 m, 坡脚后缘宽度取20 m, 模型高度取20 m。模型底部假定为固定边界, 左右边界假定为滑移边界, 且使有限元分析模型网格的最大尺寸小于输入地震波最短波长的1/10~1/8。土体参数由室内直剪试验确定, 见表2。

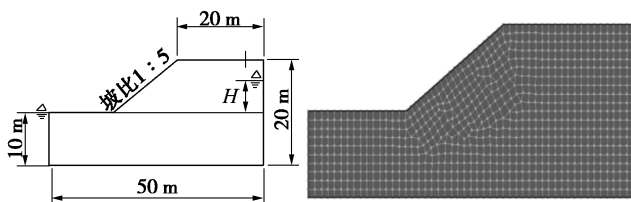


图 1 边坡计算模型

Fig. 1 Computation model for slope

表 2 边坡材料参数

Table 2 Parameters of slope material

岩层	泊松比	剪切模量 G/MPa	重度 $\gamma/(kN \cdot m^{-3})$	黏聚力 /kPa	内摩擦角/(°)	饱和含水率/%	残余含水率/%	渗透系数 $(m \cdot s^{-1})$
砂土	0.3	19.5	20.5	3	40	35	5	6e-3

本文水土特征曲线采用软件中Frendlund-Xing函数进行拟合所得, 如图2所示。

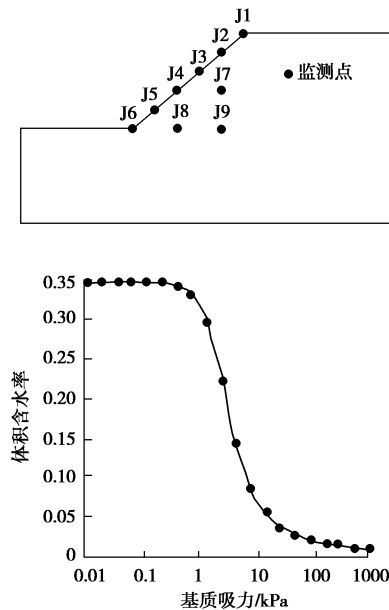


图 2 边坡的监测点和水土特征曲线

Fig. 2 Monitoring points and soil-water characteristic curve

### 1.2 地震波的选择

根据中国《铁路工程抗震设计规范》(GB50111—2006)中的规定, 边坡所在地区基本烈度为7度, 水平地震峰值加速度为0.1g。参考日本《道路桥示方书》的规定取III类场地的实测板块边界型地震波(T1-III-1)和内陆直下型地震波(T2-III-1)分别作为远场地震记录和近场地震记录进行计算, 如图3所示由于边坡破坏主要受到水平地震的影响, 本文只考虑水平地震的作用。

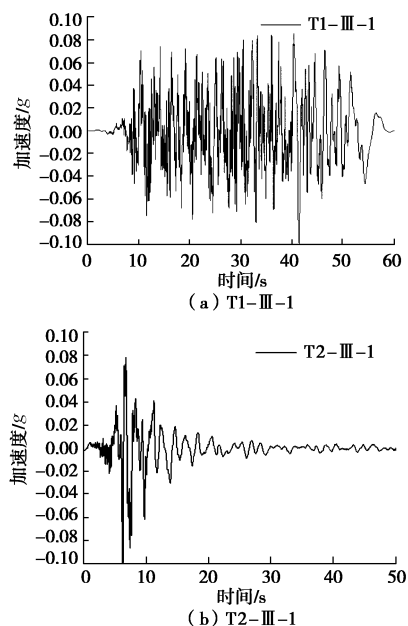


图 3 地震波加速度时程曲线

Fig. 3 Acceleration time-history of earthquakes

## 2 地下水和地震耦合方法与规范中安全系数计算方法的对比分析

采用两种方法计算了  $H$  为 2 m, 4 m, 6 m, 8 m 和 10 m 水深时的边坡安全系数并进行对比如图 4 所示。

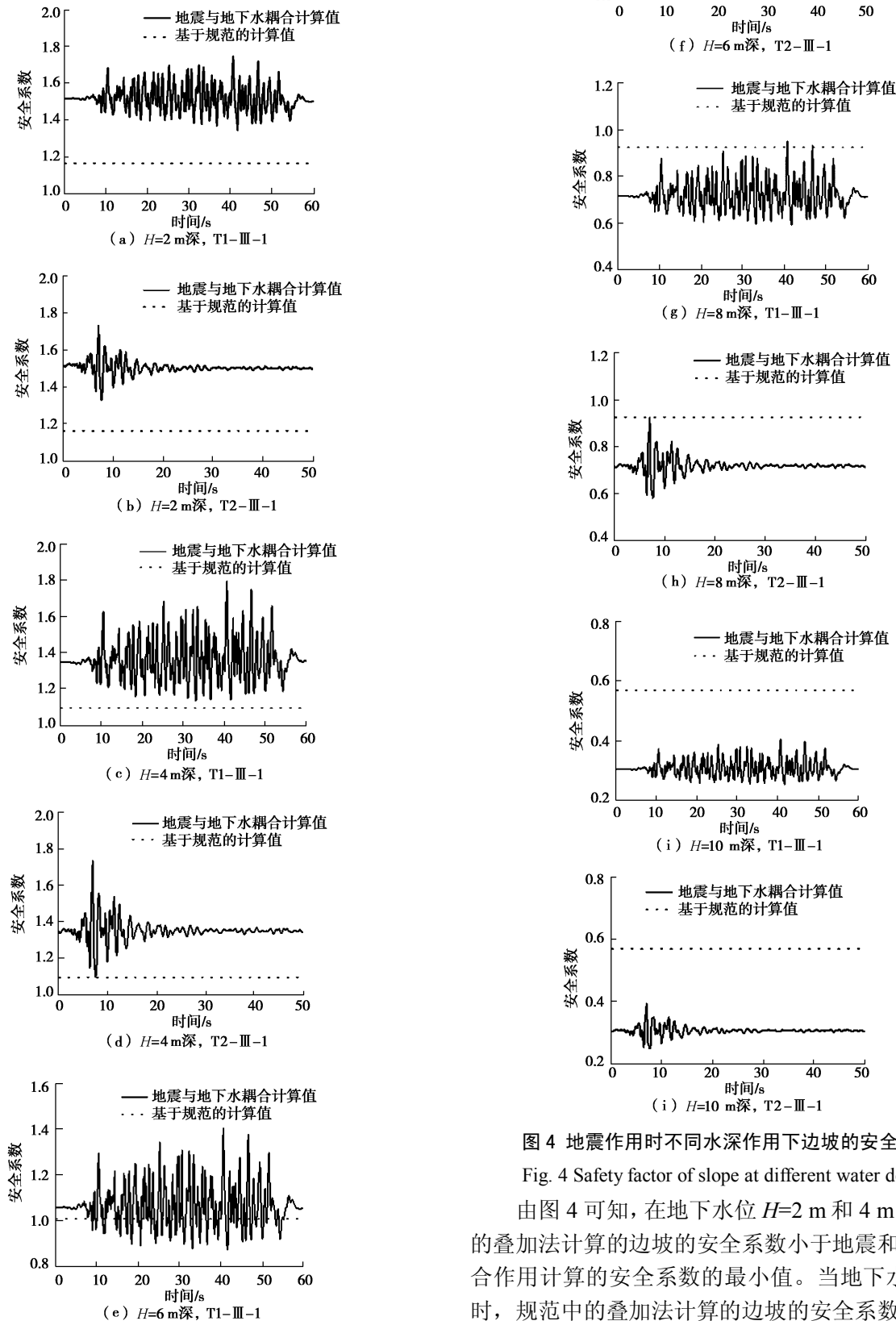


图 4 地震作用时不同水深作用下边坡的安全系数

Fig. 4 Safety factor of slope at different water depths

由图 4 可知,在地下水位  $H=2$  m 和 4 m 时规范中的叠加法计算的边坡的安全系数小于地震和地下水耦合作用计算的安全系数的最小值。当地下水  $H=6$  m 时,规范中的叠加法计算的边坡的安全系数开始超过

地震和地下水耦合作用计算的安全系数最小值, 直到  $H=10\text{ m}$  时规范中的叠加法计算的边坡的安全系数超过地震和地下水耦合作用计算的安全系数的最大值, 此时规范中的方法进行边坡的稳定性评估会存在一定的风险性。因此, 在地下水位较小时, 规范中的叠加法计算结果偏于保守, 当地下水位较大时, 规范中的叠加法计算结果偏于危险。

### 3 地下水高度对加固前后边坡的动力响应的影响分析

选取地下水高度  $H=2, 6, 10\text{ m}$  时进行分析, 分别提取了坡面监测点 J1~J6 在地震作用下的最大剪应变进行分析如图 5 所示。

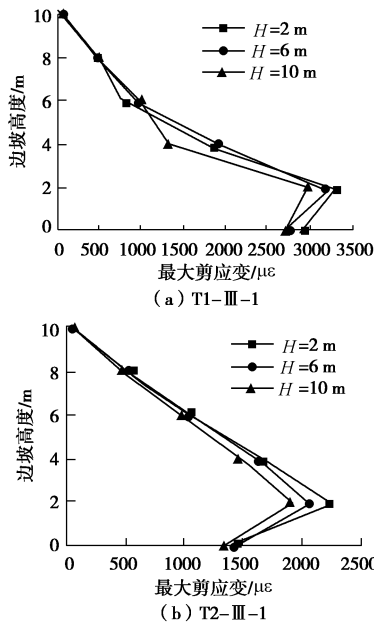


图 5 不同水深时沿坡面高度的最大剪应变

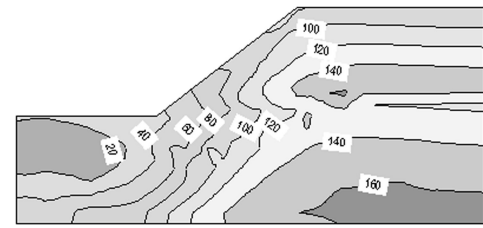
Fig. 5 Maximum shear strain of slope at different water depths

由图 5 可知, 随着地下水位的升高, 由于地下水的浮托力的作用, 边坡坡面监测点 J1~J6 在近远场地震作用下的最大剪应变出现减小的趋势。在相同水深下, 最大剪应变均在边坡顶部出现最小值, 且随着边坡高度的降低坡面处的剪应变逐渐增大, 在靠近边坡底部出现了最大值, 在 T1-III-1 地震作用下边坡底部的剪应变最大值比坡顶处最大增大了 53 倍, 因此边坡底部为容易剪切破坏位置, 尤其是在远场地震作用下表现的更明显, 在边坡加固时应重点对底部进行防护。

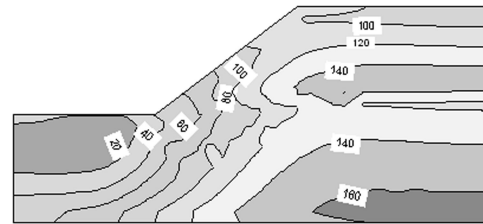
提取了震后不同水深下边坡的最大有效应力, 如图 6 所示。

由图 6 可知, 在近远场地震作用下随着地下水位的升高边坡的有效应力明显减少,  $H=2\text{ m}$  水深时边坡底部的有效应力为  $40\text{ kPa}$ , 随着水深增加,  $H=10\text{ m}$  时有效应力为  $20\text{ kPa}$ , 减小了 50%, 说明地震产生的

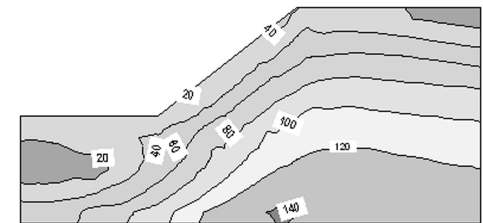
超孔隙水压力减小坝体的有效应力, 此将对边坡的稳定极为不利。



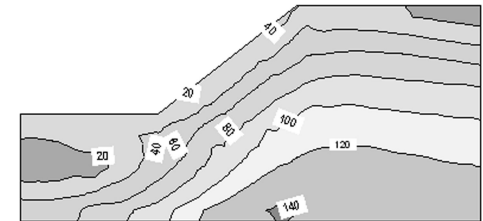
(a)  $H=2\text{ m}$ , T1-III-1



(b)  $H=2\text{ m}$ , T2-III-1



(c)  $H=10\text{ m}$ , T1-III-1



(d)  $H=10\text{ m}$ , T2-III-1 单位: kPa

图 6 地震作用时不同水深下边坡的有效应力

Fig. 6 Effective stress of slope at different water depths

计算了边坡的永久变形, 并对边坡的破坏程度进行了分析, 如表 3 所示。

表 3 边坡的稳定性评估

Table 3 Assessment of slope stability

物理量	$H=2\text{ m}$		$H=6\text{ m}$		$H=10\text{ m}$	
	T1-III-1	T2-III-1	T1-III-1	T2-III-1	T1-III-1	T2-III-1
弹性有限元法的永久位移	0.63 cm	0.65 cm	3.3 cm	3.1 cm	4.0 cm	3.92 cm
基于规范的叠加法计算的安全系数	1.16>1		1.01>1		0.57<1	
地震和地下水耦合计算的安全系数	1.34>1	1.33>1	0.87<1	0.86<1	0.25<1	0.26<1
Wilson and Keefer 永久位移的稳定性评价	稳定	稳定	破坏	破坏	破坏	破坏

由表3可知,  $H=2\text{ m}$ 时, 基于地震和地下水耦合计算的安全系数最小值均大于1, 基于规范方法计算的安全系数也大于1, 说明边坡仍处于稳定状态, 弹塑性有限元法计算的永久位移在T1-III-1地震作用下为0.63 cm, T2-III-1地震作用下为0.65 cm, 小于Wilson and Keefer提出的永久位移量2 cm。 $H=6\text{ m}$ 时, 基于地震和地下水耦合计算的安全系数小于1, 边坡的下滑力超过其自身的抗剪能力, 发生破坏, 基于弹塑性有限元法的永久位移在T1-III-1地震作用下为3.3 cm, T2-III-1地震作用下为3.5 cm, 大于Wilson and Keefer提出的永久位移量2 cm, 而基于规范计算的安全系数为1.01, 仍大于1。说明采用边坡永久位移指标进行边坡的稳定性评价比安全系数更精确一些。

对边坡采用土钉进行加固, 研究地震和地下水耦合对土钉动力响应的影响。面层和土钉采用弹性材料模拟, 且弹性模量由混凝土设计规范查得, 并进行钢筋和混凝土等效换算。土钉用梁单元来模拟, 等效弹性模量 $2.7 \times 10^7\text{ kPa}$ , 土钉间距设定为1.5 m, 截面面积 $0.00654\text{ m}^2$ , 惯性矩 $4 \times 10^{-6}\text{ m}^4$ 。面层用梁单元模拟, 等效弹性模量 $2 \times 10^7\text{ kPa}$ , 截面面积 $0.12\text{ m}^2$ , 惯性矩 $5 \times 10^{-5}\text{ m}^4$ , 边坡加固设计图如图7所示。

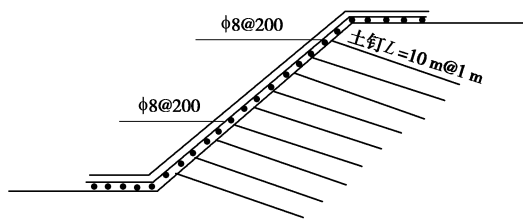


图7 边坡加固设计图

Fig. 7 Reinforcement design of slope

分别选取地下水高度 $H=2, 6$ 和 $10\text{ m}$ 时进行分析, 研究其对土钉轴力、弯矩和剪力的影响。土钉沿着边坡高度由上到下编号分别为N1~N9。

由图8可知, 在近远场地震作用下, 随着地下水位的升高, 土钉的轴力出现减小的趋势, 在T1-III-1地震作用下,  $H=10\text{ m}$ 水深时比 $H=2\text{ m}$ 水深时最大减小了18.78%, T2-III-1地震作用下最大减小了20%。随着边坡高度的降低土钉轴力的最大值均表现出先增大后减小的趋势, 在靠近边坡底轴力达到了最大值。在T1-III-1地震作用下,  $H=2\text{ m}$ 时, N7土钉的最大轴力值比N1土钉轴力增大了1.64倍;  $H=10\text{ m}$ 时, 增大了1.42倍。在T2-III-1地震作用下,  $H=2\text{ m}$ 时, N7土钉的最大轴力值比N1土钉轴力增大了2.64倍;  $H=10\text{ m}$ 时, 增大了2.08倍。因此, 在进行边坡土钉支护时, 靠近边坡底部的土钉为受力薄弱点, 应该引起注意。

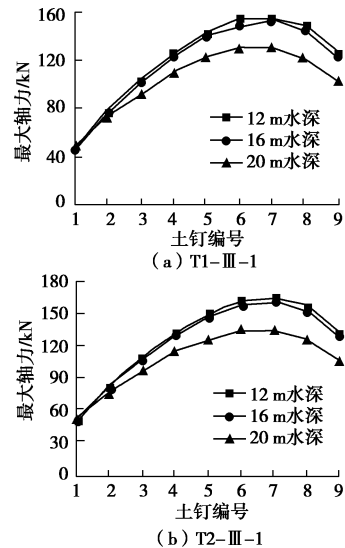


图8 不同水深对土钉最大轴力的影响

Fig. 8 Influence of different water depths on soil nailing axial force

#### 4 数值仿真分析与振动台试验的对比分析

开展了边坡的室内振动台试验, 采用的振动台(ES-15)设备与监测系统如图9所示。传感器布置图如图10所示。

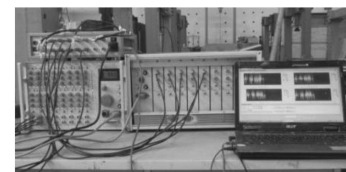
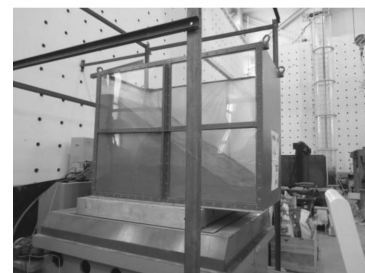
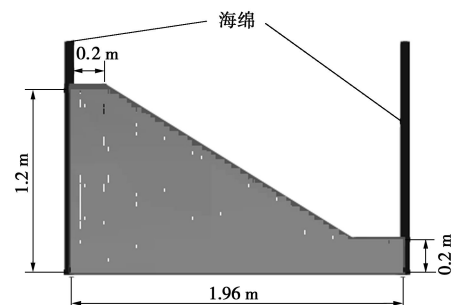


图9 试验模型及监测仪器

Fig. 9 Test model and monitoring instruments

根据振动台的尺寸以及模型箱的大小确定模型的

相似比。振动台尺寸是 1.5 m×1.5 m, 模型箱尺寸为 1 m×2 m, 边坡高 10 m, 取几何相似系数为 1:10, 其它具体相似系数见表 4 所示。

表 4 模型主要相似常数

Table 4 Similarity coefficients of pier model

物理量	相似关系	相似常数	备注
长度 $L$	$C_L$	10	控制量
密度 $\rho$	$C_\rho$	1	控制量
加速度 $a$	$C_a$	1	控制量
弹性模量 $E$	$C_E = C_\rho C_L$	10	
黏聚力 $c$	$C_c = C_\rho C_L$	10	
内摩擦角 $\varphi$	$C_\varphi = 1$	1	
位移 $S$	$C_t = C_\rho^{1/2} C_L^{3/2}$	31.6	
频率 $\omega$	$C_\omega = C_\rho^{-1/4} C_L^{-3/4}$	0.2	

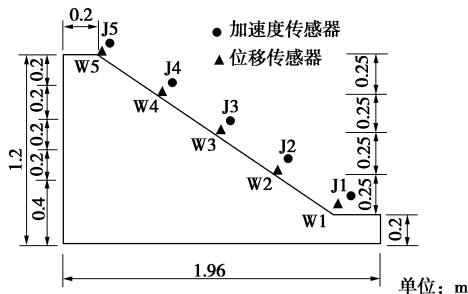


图 10 监测传感器的布置图

Fig. 10 Layout of monitoring sensors

为了验证本文数值模拟方法的可靠性, 本文基于振动台试验监测了边坡在  $H=0.6$  m 水深时沿坡面高度的最大水平加速度值和最大水平位移, 与数值模拟结果进行对比可以间接的反映出本文数值仿真方法的可靠性, 如图 11 所示。

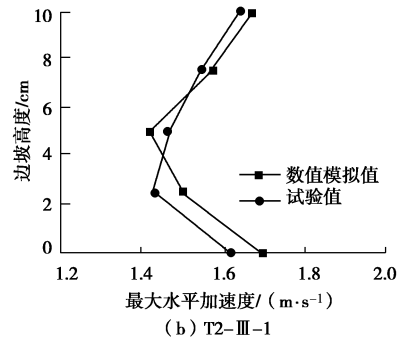
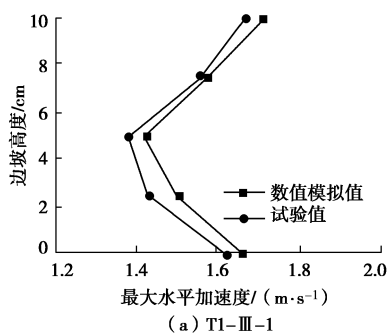


图 11 边坡水平加速度值对比

Fig. 11 Comparison of the acceleration of slope

由图 11 和图 12 可以看出, 近远场地震作用下的边坡坡面的最大水平位移、最大水平加速度与数值模拟吻合较好, 且最大误差在 15% 以内, 进一步验证了本文数值模拟结果的准确性。数值模拟值和实验值产生误差的原因主要是由于数值模拟时将边坡的边界条件取为截断边界, 而振动台试验时在模型箱周围采用 2 cm 厚的橡胶吸收地震波的反射波, 但误差都在合理的范围内。

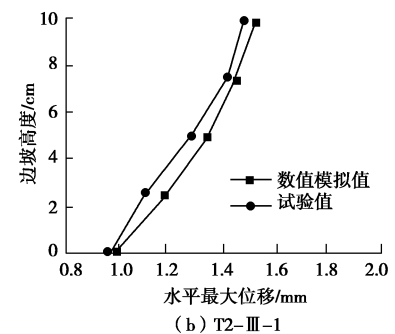
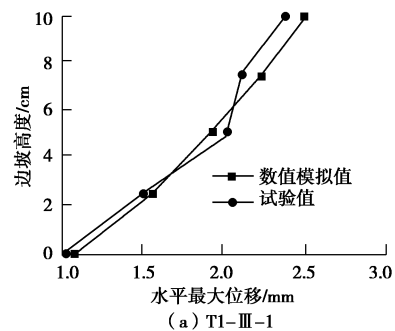


图 12 边坡最大水平位移对比

Fig. 12 Comparison of maximum horizontal displacement of slope

## 5 结 论

本文基于砂土边坡的二维有限元模型和振动台试验研究了近远场地震和地下水耦合作用下边坡的稳定性性能, 得出的主要结论为:

(1) 规范中考虑地下水和地震作用的边坡稳定性评价方法适用范围是非常有限的, 在地下水位较小时,

规范中的叠加法计算结果偏于保守,当地下水位较大时,规范中的方法计算结果偏于危险。

(2) 基于 Wilson and Keefer 提出的永久位移量 (2cm) 进行边坡的稳定性评价,能准确的判定边坡是否发生破坏,其比安全系数评价指标进行边坡稳定性评价更精确。

(3) 地下水位的升高降低了边坡坡面处的最大剪应变,在靠近边坡底部出现了最大值,因此边坡底部为容易剪切破坏位置。地震作用下随着地下水位的升高边坡的有效应力明显减少,尤其是边坡地下水满水深时,边坡坡面底部比低水深时最大减小了 50%,此将对边坡的稳定性极为不利。

(4) 地下水位的升高降低了土钉的最大轴力,且在相同水深下,随着边坡高度的降低土钉轴力的最大值均表现出先增大后减小的趋势,在靠近边坡底部的土钉轴力最大,因此在进行边坡土钉支护时,靠近边坡底部的土钉为受力薄弱点,应该引起注意。

(5) 将室内振动台试验与数值模拟结果进行了对比分析,验证了本文数值模拟结果的准确性。

#### 参考文献:

- [1] GRIFFITHS D V, LANE P A. Slopes stability analysis by finite elements[J]. Géotechnique, 1999, 49(3): 387 - 403.
- [2] LANE P A, GRIFFITHS D V. Assessment of stability of slopes under drawdown conditions[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2000, 126(5): 443 - 450.
- [3] 贾官伟, 詹良通, 陈云敏. 水位骤降对边坡稳定性影响的

模型试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(9): 1798 - 1803. (JIA Guan-wei, ZHAN Liang-tong, CHEN Yun-min. Model test study of slope instability induced by rapid drawdown of water level[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, 28(9): 1798 - 1803. (in Chinese))

- [4] 赵炼恒, 罗 强, 等. 地下水位变化对边坡稳定性影响的上限分析[J]. 公路交通科技, 2010, 2(7): 1 - 4. (ZHAO Lian-heng, LUO Qiang, et al. Analysis of upper bound of slope stability considering ground water level fluctuations[J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development, 2010, 2(7): 1 - 4. (in Chinese))
- [5] AL-HOMOUDA A S, TAHTAMONIB W W. Reliability analysis of three-dimensional dynamic slope stability and earthquake-induced permanent displacement[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2000, 19: 91 - 114.
- [6] RATHJE Ellen M, GEORGE Antonakos. A unified model for predicting earthquake-induced sliding displacements of rigid and flexible slopes[J]. Engineering Geology, 2011, 122: 51 - 60.
- [7] 黄建梁, 王威中, 薛宏交. 坡体地震稳定性的动态分析[J]. 地震工程与工程振动, 1997, 17(4): 113 - 121. (HUANG Jian-liang, WANG Wei-zhong, XUE Hongjiao. Dynamic analysis of seismic stability of slopes[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 1997, 17(4): 113 - 121. (in Chinese))

(本文责编 胡海霞)