

DOI: 10.11779/CJGE202008005

基督城易液化场地震后小应变剪切刚度演化规律研究

周燕国^{1,2}, 沈涛^{1,2}, 王越^{1,2}, 丁海军³

(1. 浙江大学软弱土与环境土工教育部重点实验室, 浙江 杭州 310058; 2. 浙江大学岩土工程研究所, 浙江 杭州 310058;
3. 浙江交通集团股份有限公司, 浙江 杭州 310051)

摘要: 饱和砂土场地的剪切刚度在强震扰动(如液化)后会显著下降并随时间逐渐恢复,因此基于震后调查获得的原位测试指标(如剪切波速)与震前原状土的相应指标之间存在差异,根据液化实例调查和原位测试指标建立的砂土抗液化强度评价方法存在系统误差。为定量评价这种差异并提出合理的修正方法,对新西兰基督城的 REHS 强震台站在 2010 年至 2011 年间的若干强震记录进行水平与竖向谱比(HVSR)分析,获得了该站所在的易液化场地在地震前后小应变剪切刚度随时间的发展规律,发现场地平均刚度在震后瞬时显著下降后呈对数形式增长,恢复至相对稳定状态需要 1~2 周时间,而且在很长的一段时间内该刚度值均小于震前值。在此基础上,提出了综合考虑主固结和次固结作用的震后饱和砂土小应变刚度计算模型,并合理预测了 REHS 台站场地震后刚度随时间的恢复过程。该计算模型为将震后原位测试指标修正到对应于震前原状土的测试值提供了一种可行的手段,有助于提高当前基于液化实例调查的地震液化简化判别方法的可靠性。

关键词: 砂土液化; 剪切刚度; 时间效应; HVSR 方法; 强震台站; 基督城地震

中图分类号: TU435 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2020)08-1411-07

作者简介: 周燕国(1978—),男,博士,教授,博士生导师,主要从事土动力学与岩土地震工程、超重力离心物理模拟方面的研究和教学工作。E-mail: qzking@zju.edu.cn。

Post-earthquake evolution of small-strain shear stiffness at liquefiable deposit in Christchurch

ZHOU Yan-guo^{1,2}, SHEN Tao^{1,2}, WANG Yue^{1,2}, DING Hai-jun³

(1. Key Laboratory of Soft Soils and Geoenvironmental Engineering of Ministry of Education, Hangzhou 310058, China; 2. Institute of Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China; 3. Zhejiang Communications Construction Group Co., Ltd., Hangzhou 310051, China)

Abstract: The shear stiffness of saturated sand deposit will drop significantly under the disturbance of strong earthquake shaking (e.g., liquefaction) and then recover gradually with time. The difference between the post-earthquake field testing index and the pre-earthquake value will cause systematic error in the simplified method of liquefaction evaluation based on the field case histories. In order to evaluate this difference and propose the correction approach, the HVSR method is used to analyze the acceleration records at REHS strong motion station in Christchurch from 2010 to 2011, and to observe the time variation of the small-strain shear stiffness of the liquefiable sandy soil deposit after each strong earthquake event. It is found that the average shear stiffness of the deposit drops suddenly after earthquake and then increases logarithmically, and it will take one to two weeks to approach a relatively stable state but cannot totally recover the pre-earthquake value. By considering the combined effects of the primary consolidation and the secondary consolidation, a computational model for post-earthquake small-strain shear modulus of saturated sandy soils is proposed. The model predicts the general trend of the time-dependent development of site stiffness after the occurrence of earthquake, and can be regarded as a feasible way to correct the post-earthquake field testing index to the corresponding pre-earthquake value and help to improve the reliability of the existing simplified methods for liquefaction evaluation based on the field case histories.

Key words: soil liquefaction; shear stiffness; time effect; HVSR method; strong motion station; Christchurch earthquake

0 引言

对于饱和砂土地震液化触发判别问题,应用最广

基金项目: 国家自然科学基金项目(51578501, 51778573, 51978613);
高等学校学科创新引智计划项目(B18047)
收稿日期: 2019-08-27

泛的 Seed 简化判别方法主要建立在包含液化宏观震害现象、地震动加速度记录和场地原位测试指标三要素的地震液化实例数据和液化分界线的基础上^[1-3]。以基于原位剪切波速测试指标的液化实例为例,图 1 给出了地震液化和非液化实例,以及区分液化与否的分界线^[4]。由于强震液化事件彻底破坏易液化土体原有结构性,导致了消除液化土层既往沉积作用的“时钟重置”效应,使得震后获得的场地原位测试指标与真正控制场地抗液化性能的震前土体工程力学特性不对应。考虑到针对地震液化场地的原位测试一般发生在震后数天或数月甚至更长的时间里,图 1 中地震液化实例数据的剪切波速和相应的液化分界线可能存在与测试时间相关的系统误差。因此,研究震后易液化场地饱和砂土土层的剪切波速(或其它原位测试指标)随时间的变化规律,对正确认识现有基于原位测试指标的液化判别简化方法的可靠性并对震后测试指标进行合理修正具有重要的科学意义。

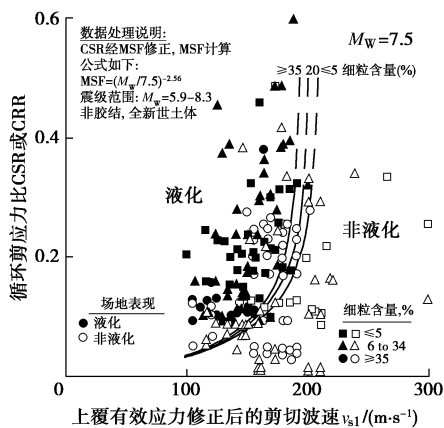


图 1 基于剪切波速的地震液化实例数据与分界线

Fig. 1 v_s -based field case histories and liquefaction boundary curves

土体在自然沉积过程中或者经受外荷载剧烈扰动后,其刚度和强度等工程力学参数在恒定应力状态下随时间变化的现象被称为“时间效应”,且该变化可以通过原位测试指标(例如, SPT、CPT 和 V_s)体现^[5-7]。例如, Andrus 等^[8]通过静力触探与剪切波速的经验关系获得了原位砂土剪切波速和完全扰动后剪切波速的比值 MEVR,初步揭示了地质时间尺度上的砂土时间效应(见图 2);周燕国等^[9]结合剪切波速(剪切模量)的 Hardin 公式^[10]和静力触探测试,提出了砂土时间效应的表征指标 A_1 ,并利用不同地质年代砂土实测数据对其表征能力进行了检验。然而,上述研究主要面向地质沉积年代和土性测试指标的经验关系,关注数万年到数十万年甚至更长的地质时间尺度,并没有考虑地质沉积年代中可能受到的各种扰动(如强震事件)对土体工程力学特性的影响。以图 2 为例,深

色椭圆圈内的数据并不符合图中拟合斜线的趋势,而这个时间范围($10^{-1} \sim 10^2$ a)正是实际工程服役寿命或者高烈度区强震重现周期的范围。Pavlenko 等^[11]研究 1995 年神户地震中场地刚度演化问题,发现液化使得场地刚度急剧降低,但在震后较长一段时间内无法恢复到地震液化前的值。可见,对于实际工程,震后较短的时间尺度内场地土体的时间效应更具有工程意义,是影响易液化场地在余震中的地震响应和再液化可能性的重要因素。

针对上述问题,本文对新西兰基督城的 REHS 强震台站在 2010—2011 年间的若干强震记录的尾波进行水平与竖向谱比(HVSR)分析,获得了该台站所在的易液化场地在地震前后小应变剪切刚度随时间的发展规律。在此基础上,提出了综合考虑主固结和次固结作用的震后饱和砂土小应变刚度计算模型,并合理预测了 REHS 台站场地震后刚度恢复变化过程。

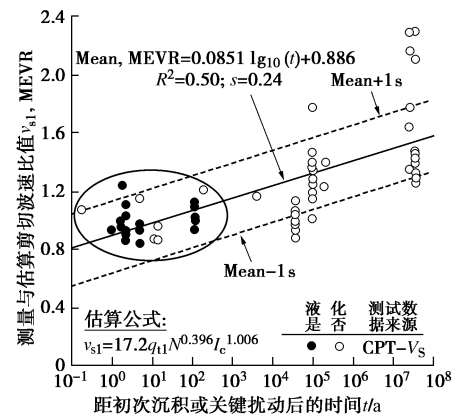


图 2 土体测量与估算剪切波速比的时变趋势

Fig. 2 Time variation of measured to estimated velocity ratio

1 场地条件与强震台站记录分析

HVSR 方法通过对强震台站的三向加速度记录进行分析得到场地卓越频率以及场地土层结构分布,相比于其它场地频率分析方法, HVSR 方法相对简单,能够基本消除震源和传播路径的影响,得到的场地卓越频率更可靠^[12-13]。场地的卓越频率与场地平均剪切波速的关系可表示为^[14]

$$v_{\text{savg}} = 4Hf \quad (1)$$

式中, v_{savg} 为场地平均剪切波速, H 为场地土层厚度, f 为场地卓越频率。

根据弹性理论,土体小应变剪切模量表达为

$$G_{\text{max}} = \rho \cdot v_s^2 \quad (2)$$

本文针对新西兰基督城 CBD 区的 REHS 台站(见图 3),通过触发液化的强震本身和之后发生余震的加速度记录的尾波信号,获得场地卓越频率,根据式(1), (2)分析从 2010 年以来 3 次强震事件之后场地刚度

随时间变化规律。REHS 台站所处场地的上覆软弱土层厚度约为 20 m, 存在较厚的饱和粉质砂土层和洁净砂土层, 下卧刚度较大的砂卵石层 (见图 4), 是较典型的易液化场地^[15]。

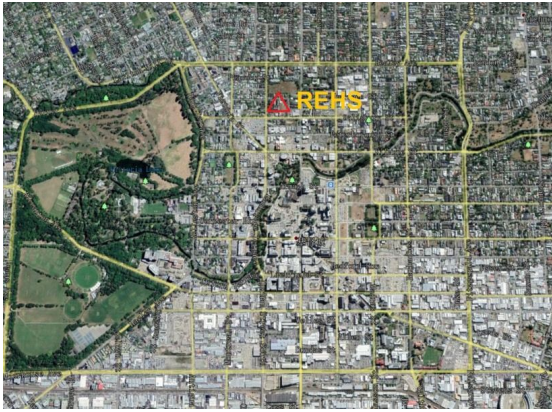


图 3 基督城 REHS 强震台站位置 (来源: www.nzgd.org.nz)
Fig. 3 REHS strong motion station at Christchurch (source: www.nzgd.org.nz)

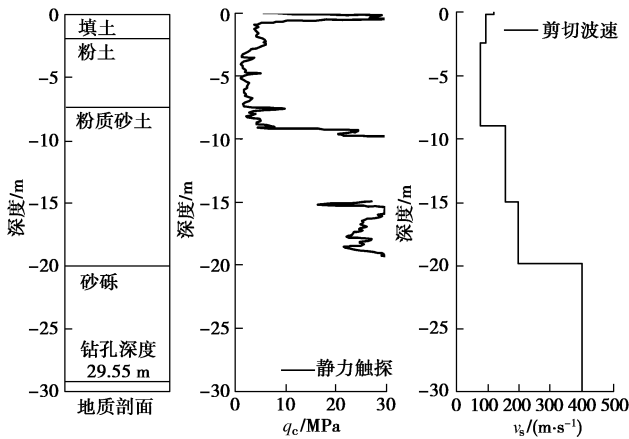
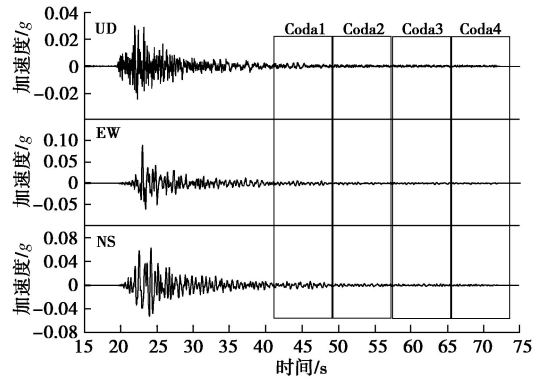
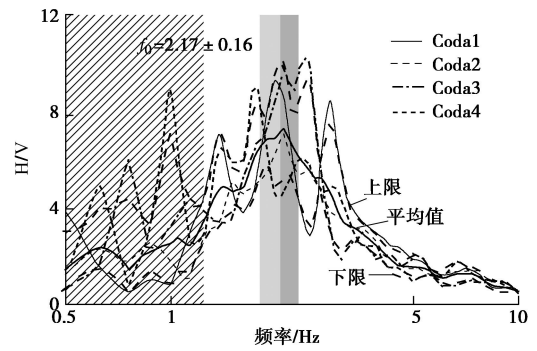


图 4 REHS 台站场地土层信息
Fig. 4 Soil profile at REHS station site

本文采用 Geopsy 软件进行 HVSR 分析, 该软件能够多窗口同时计算 H/V 谱比和上覆土层的卓越频率 f , 并计算它们的平均值和方差。H/V 谱比曲线的峰值对应的频率即为该尾波窗口时间对应的卓越频率。图 5 是尾波窗口选取和计算结果示意图, 其中黑色实线代表所有窗口的平均值, 两条虚线分别代表它的上、下限, 竖向灰色条状区域代表了平均峰值所在的频率段。采用地震动记录的尾波进行 HVSR 分析获得场地卓越频率需满足一定的条件, 即首先要保证主震后的选取的余震强度足够小, 一是为了避免该余震事件对场地刚度恢复过程产生额外的显著影响, 二是为了尾波段对应场地土体处于小应变弹性应变响应状态; 其次, 为保证数据处理结果的可靠性, 均要求 H/V 谱比值大于 2.0, 而且卓越频率的误差在 ± 0.3 Hz 以内。



(a) 窗口选取



(b) 分析结果

图 5 地震尾波 HVSR 谱比分析

Fig. 5 HVSR analysis of seismic coda wave

2 震后场地小应变刚度演化规律

图 6 给出了 REHS 台站场地 2010 年至 2011 年间 3 次强震后场地卓越频率随时间的发展情况。考虑到每次强震事件之后大部分余震在台站的地震动强度都很小, 可以忽略其对震后场地的进一步扰动作用。每张图上方的黑色虚线代表 2010 年 9 月 3 日 $M_w 7.2$ 地震事件之前场地的卓越频率 ($f_i = 2.20$ Hz), 由 2010 年大震之前的小震记录进行 HVSR 分析得到; 右上角红色虚线表示强震事件后场地的稳定值, 可视为下次强震前的场地卓越频率初始值。由图 6 可见, 每次强震后场地刚度恢复至相对稳定的状态所需要的时间基本一致 (为数天到数十天), 而且场地稳定后的卓越频率均值接近但低于最初的水平 (即 2.20 Hz)。

由图 6 (b) 可见, 20110221 $M_w 6.2$ 地震事件中场地卓越频率受到强余震地震历史的影响, 因此图 7 仅将图 6 (a) 和 (c) 的归一化场地卓越频率 (f/f_i) 随时间发展规律归纳在一起。由图 7 可见, 震后场地刚度恢复速率基本一致, 呈现对数形式的增长, 这与 PENG 等^[16-17]的研究发现类似。而基督城场地小应变刚度在震后 10~100 d 会有显著的恢复。根据 Downes 等^[18]的研究, 2010 年距上次基督城发生强震液化的时间间隔接近 100 a, 可以认为基督城典型易液化场地的

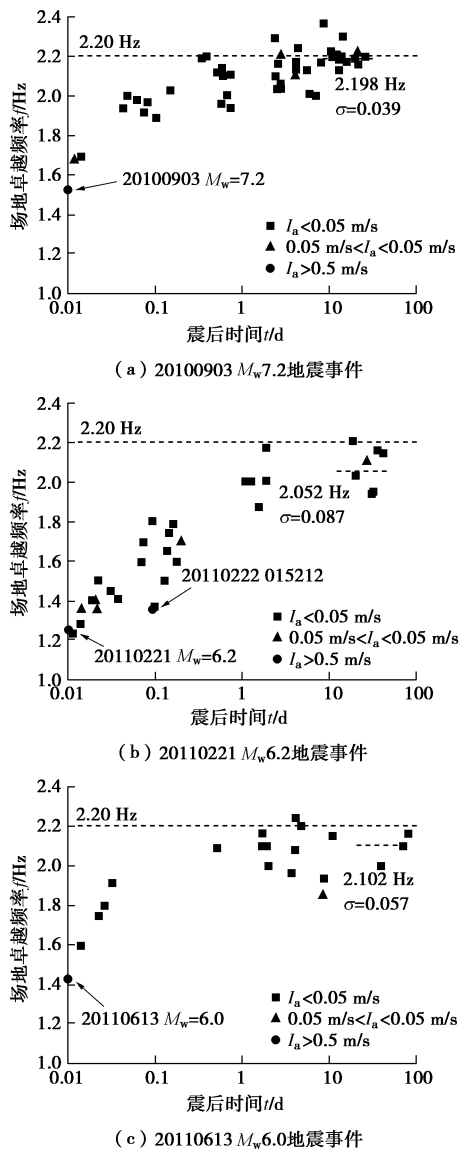


图6 震后场地卓越频率时变规律

Fig. 6 Evolution of fundamental frequency of earthquake site

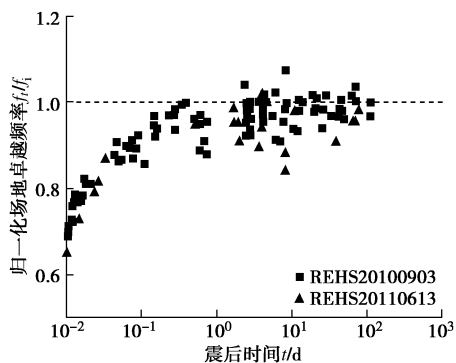


图7 震后场地归一化卓越频率变化规律

Fig. 7 Evolution of normalized fundamental frequency of earthquake site

新近沉积时间(或液化的重现周期)为100 a左右,所以尽管REHS台站场地的砂土层刚度在液化后的数

月内会有较大的恢复,但仍小于震前水平。需要指出的是,在基督城的其它强震台站(如CBGS和CCCC台站)场地也观测到了类似规律^[19]。另外,注意到图7中同一时间对应的频率数据存在一定离散性,原因包括:首先,HVSR方法不能完全消除震源及传播路径的影响;其次,地震动加速度信号(尤其是小震事件)信噪比水平不同;再次,地下水位的季节性升降等环境变化带来的可能影响。

3 饱和砂土震后小应变刚度计算模型

需要注意,Andrus等^[8]将砂土的MEVR参数用于剪切模量的时间效应修正,这种修正主要反映数十万年甚至更久的由于颗粒胶结引起的时间效应,不能合理反映砂土液化后短期内刚度的变化规律(即孔压消散与次固结引起的时间效应),而大部分震后实例调查的原位测试均是在这一时间段获得的;其次,这种修正对特定地震和场地数据的依赖性较大,数据十分有限,规律的一般性不强。本节基于饱和砂土的主固结与次固结过程,提出了考虑有效应力变化和砂土颗粒间接触力均质化(包括孔隙比变化)这两个主要因素的震后饱和砂土小应变刚度计算模型。

3.1 主固结影响函数

首先考虑由孔压消散和孔隙变化引起的剪切模量增量,可采用Hardin公式表示土体小应变剪切模量与土体孔隙比及有效应力的关系:

$$G_{max} = A \cdot F(e)(\sigma'_m)^n \quad (3)$$

式中, G_{max} 为砂土小应变剪切模量, A 为结构性参数, $F(e)$ 为孔隙比方程, σ'_m 为平均有效应力, n 约等于0.5。

平均固结度 U 通常定义为

$$U = \frac{S_{ct}}{S_{\infty}} \quad (4)$$

式中, S_{ct} 为地基某时刻的主固结变形, S_{∞} 为地基的最终主固结变形。

根据太沙基一维固结理论,平均固结度 U 为

$$U = 1 - \sum_{m=1}^{\infty} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 T_v} \quad (5)$$

式中,竖向固结时间因子 T_v 为

$$T_v = \frac{k_v t}{H^2 \gamma_w m_v} \quad (6)$$

式中, k_v 为土的竖向渗透系数, t 为固结时间, H 为土层厚度, γ_w 为水的重度, m_v 为土体体积压缩模量。

设砂土震后初始孔隙比为 e_0 ,主固结完成后孔隙比为 e_{∞} ,固结中土体孔隙比为 e_{ct} ,则由式(4)可以

得到土体平均固结度:

$$U = \frac{e_0 - e_{ct}}{e_0 - e_{c\infty}} \quad (7)$$

超静孔压比与砂土有效应力的关系如下:

$$1 - r_u(t) = \left[\frac{\sigma'_{m,t}}{\sigma'_{m,i}} \right]^2 \quad (8)$$

式中, $r_u(t)$ 为 t 时刻砂土的超静孔压比, $\sigma'_{m,t}$ 为 t 时刻砂土的有效应力, $\sigma'_{m,i}$ 为砂土的初始最大有效应力。

考虑到在主固结阶段砂土剪切模量增长主要由有效应力增加和孔隙比减小引起的, 而结构性变化的影响很小。因此本文假设砂土主固结过程中结构性参数 A 不变, 结合式 (3), (7), (8) 得到砂土震后剪切模量随时间的变化函数如下:

$$\frac{G_{pc}(t)}{G_R} = \frac{F(e_0 - Ue_0 + Ue_{c\infty})}{F(e_{c\infty})} \left[1 - \frac{p_0}{\sigma'}(1-U) \right]^{0.5} \quad (9)$$

式中, $G_{pc}(t)$ 为任意固结时刻的砂土小应变剪切模量, G_R 为砂土在参考时间时的小应变剪切模量, 一般参考时间 t_R 大于主固结时间 t_p 。

3.2 次固结影响函数

砂土次固结过程中, 颗粒间接触力均质化 (包括孔隙比减小) 也是引起砂土刚度随时间增长的一个重要因素^[20-21]。本文采用 Howie 等^[22] 基于室内试验提出的经验公式加以描述:

$$\frac{G_{sc}(t)}{G_R} = 1 + \frac{\Delta G}{G_R} \cdot \lg \left(\frac{t}{t_R} \right) \quad (10)$$

式中, t 为固结时间, t_R 为参考时间, $G_{sc}(t)$ 为任意固结时刻的小应变剪切模量, $G_{sc,R}$ 为在参考时间的小应变剪切模量, $\Delta G/G_{sc,R}$ 为剪切模量增长速率, 对于特定的土体需根据室内固结试验确定。

3.3 饱和砂土震后小应变刚度计算模型

在震后一定的时间段, 砂土剪切模量变化受上述两个因素共同影响, 本文假设这两种机理相互独立, 结合式 (9), (10) 得

$$\frac{G(t)}{G_R} = 1 + \frac{\Delta G_{pc}(t)}{G_R} + \frac{\Delta G_{sc}(t)}{G_R} \quad (11)$$

式 (11) 结合 $G = \rho v_s^2$ 和 $v_s = 4Hf$ 可得到场地卓越频率随时间发展的函数:

$$\frac{f(t)}{f_R} = \sqrt{\frac{G(t)}{G_R}} \quad (12)$$

根据现有围绕基督城场地的研究成果, 式 (12) 的参数取值如下: 该场地上覆软弱土层厚 20 m, 主要由砂土和粉土组成, 排水条件良好^[15]; 根据 CPT 测试的 I_c 和渗透系数的经验关系^[23] 取土层平均渗透系数

$k_v = 2.5 \times 10^{-5}$ m/s; 土层的平均压缩模量由动力触探锤击数与压缩模量的经验关系^[24] 得到, 取 $E_s = 15.0$ MPa; 土层初始平均超静孔压比取 $p_0 = 0.8$ 。另外, 假设震后场地刚度需要经历震前同样的沉积时间才能恢复至 2010 年 9 月 3 日强震液化事件之前的震前值, 则参考时间取为 $t_R = 100$ a。

根据式 (12) 计算得到基督城 REHS 台站场地液化后基频随时间的发展规律如图 8 中的曲线所示, 图中上、下两条边界线代表由于参数取值带来的标准差。由图 8 可见, 该计算模型对图 6 (a), (c) 中的两次强震数据的预测效果较好, 能够考虑震后一定时间内饱和砂土刚度的恢复规律。

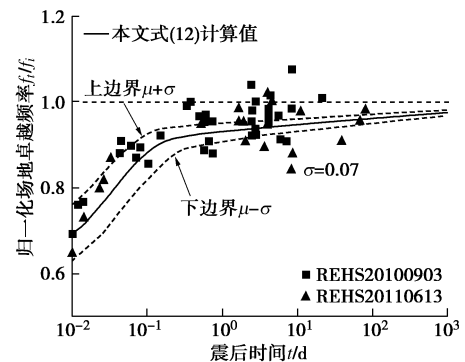


图 8 震后刚度发展函数预测效果

Fig. 8 Prediction of post-earthquake stiffness function

4 结 论

为研究震后饱和砂土地原位测试指标变化规律及其与震前值的差异, 本文针对新西兰基督城的典型易液化场地, 开展了从实际场地卓越频率监测分析到砂土小应变刚度计算模型的研究。主要结论如下:

(1) 针对基督城系列强震, 对 REHS 强震台站记录信号进行 HVSR 分析, 揭示了震后场地刚度整体呈现指数形式的增长规律。场地小应变刚度会在震后经过数天的快速恢复后进入相对稳定的缓慢上升期。对于震前沉积时间较久的场地, 场地刚度在震后短时间内难以恢复到震前水平, 现有基于震后原位调查获得的液化实例数据应当根据震后原位测试时间进行适当的修正。

(2) 假设震后场地刚度需要经历震前同样的沉积时间才能恢复至震前值, 基于主固结与次固结过程提出了具有物理意义的饱和砂土震后小应变刚度计算模型, 可估算基督城典型易液化场地在强震后平均小应变刚度随时间的发展规律。该计算模型为将特定场地的震后原位测试指标 (如剪切波速) 修正到对应的震前值提供了一种有效手段。

注意到本文所揭示的震后场地小应变刚度演化规律和所建议的计算模型及参数主要针对新西兰基督城场地,有必要进一步研究更多的其它地震和场地刚度演化规律,并获取各类易液化场地和土体参数,才能为将液化实例中的震后原位测试指标修正到震前原状土的对应该值提供定量依据,提高当前基于液化实例调查的地震液化简化判别方法的准确性。

参考文献:

- [1] YOUD T L, IDRISSE I M, ANDRUS R D, et al. Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2001, **127**(10): 817 - 833.
- [2] 李兆焱, 袁晓铭, 曹振中, 等. 基于新疆巴楚地震调查的砂土液化判别新公式[J]. *岩土工程学报*, 2012, **34**(3): 483 - 489. (LI Zhao-yan, YUAN Xiao-ming, CAO Zhen-zhong, et al. New evaluation formula for sand liquefaction based on survey of Bachu Earthquake in Xinjiang[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2012, **34**(3): 483 - 489. (in Chinese))
- [3] 陈国兴, 李方明. 基于径向基函数神经网络模型的砂土液化概率判别方法[J]. *岩土工程学报*, 2006, **28**(3): 301 - 305. (CHEN Guo-xing, LI Fang-ming. Probabilistic estimation of sand liquefaction based on neural network of radial basis function[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2006, **28**(3): 301 - 305. (in Chinese))
- [4] ANDRUS R D, STOKOE K H II. Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2000, **126**(11): 1015 - 1025.
- [5] MITCHELL J K, SOLYMAR Z V. Time-dependent strength gain in freshly deposited or densified sand[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1984, **110**(11): 1559 - 1576.
- [6] LEON E, GASSMAN S L, TALWANI P. Accounting for soil aging when assessing liquefaction potential[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2006, **132**(3): 363-377.
- [7] HAYATI H, ANDRUS D. Updated liquefaction resistance correction factors for aged sands[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2009, **135**(11): 1683 - 1692.
- [8] ANDRUS R D, HAYATI H, MOHANAN N P. Correcting liquefaction resistance for aged sands using measured to estimated velocity ratio[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2009, **135**(6): 735 - 744.
- [9] 周燕国, 丁海军, 陈云敏, 等. 基于原位测试指标的砂土时间效应定量表征初步研究[J]. *岩土工程学报*, 2015, **37**(11): 2000 - 2006. (ZHOU Yan-guo, DING Hai-jun, CHEN Yun-min, et al. Characterization of ageing effect of sands based on field testing indices[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2015, **37**(11): 2000 - 2006. (in Chinese))
- [10] HARDIN, B O, DRNEVICH, V P. Shear modulus and damping in soils[J]. *Soil Mechanics and Foundation Engineering Div*, 1972, **98**(7): 667 - 692.
- [11] PAVLENKO O, IRIKURA K. Changes in shear moduli of liquefied and nonliquefied soils during the 1995 Kobe earthquake and its aftershocks at three vertical-array sites[J]. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 2002, **92**(5): 1952 - 1969.
- [12] 孙 锐, 袁晓铭. 液化土层地震动特征分析[J]. *岩土工程学报*, 2004, **26**(5): 684 - 690. (SUN Rui, YUAN Xiao-ming. Analysis on feature of surface ground motion for liquefied soil layer[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2004, **26**(5): 684 - 690. (in Chinese))
- [13] 孙 锐, 杨 洋, 陈龙伟, 等. 液化层特征量对场地卓越频率影响的理论解答[J]. *岩土工程学报*, 2018, **40**(5): 811 - 818. (SUN Rui, YANG Yang, CHEN Long-wei, et al. Analytical solutions for changes in predominant frequency of a site based on characteristic parameters of liquefiable interlayer[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2018, **40**(5): 811 - 818. (in Chinese))
- [14] KRAMER S L. *Geotechnical Earthquake Engineering*[M]. New Jersey: Prentice Hall, 1996.
- [15] WOTHERSPOON L M, ORENSE R P, BRADLEY B A, et al. *Geotechnical Characterisation of Christchurch Strong Motion Stations, Version 2.0-October 2014*[R]. Auckland: The University of Auckland, 2014.
- [16] CHAO K, PENG Z. Temporal changes of seismic velocity and anisotropy in the shallow crust induced by the 1999 October 22 M6.4 Chia-Yi, Taiwan earthquake[J]. *Geophysical Journal of the Royal Astronomical Society*, 2010, **179**(3): 1800 - 1816.

- [17] PENG Z, BEN-ZION Y. Temporal changes of shallow seismic velocity around the Karadere-Düzce branch of the north Anatolian fault and strong ground motion[J]. Pure and Applied Geophysics, 2006, **163**(2/3): 567 - 600.
- [18] DOWNES G, YETTON M. Pre-2010 historical seismicity near Christchurch, New Zealand: the 1869 M_w 4.7~4.9 Christchurch and 1870 M_w 5.6~5.8 Lake Ellesmere earthquakes[J]. New Zealand Journal of Geology and Geophysics, 2012, **55**(3): 199 - 205.
- [19] 沈涛. 砂土地震液化小应变刚度衰减与恢复规律研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2019. (SHEN Tao. Reduction and Recovery of Small-Strain Stiffness During Earthquake-Induced Soil Liquefaction[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2019. (in Chinese))
- [20] BAXTER C D P, MITCHELL J K. Experimental study on the aging of sands[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2004, **130**(10): 1051 - 1062.
- [21] WANG Y H, GAO Y, LENG G. Experimental characterizations of an aging mechanism of sands[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2015, **142**(2): 06015016.
- [22] HOWIE J A, SHOZEN T, VAID Y P. Effect of ageing on stiffness of very loose sand[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2002, **39**(1): 149 - 156.
- [23] ROBERTSON P K. Estimating in-situ soil permeability from CPT & CPTU[C]// 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing. 2010, Pomona, CA, USA.
- [24] MOHAMMADI S D, NIKOUDEL M R, RAHIMI H, et al. Application of the dynamic cone penetrometer (DCP) for determination of the engineering parameters of sandy soils[J]. Engineering Geology, 2008, **101**(3/4): 195 - 203.

岩土及地下工程教育部重点实验室(同济大学) 2020年度开放课题申请指南

重点实验室自2007年2月由教育部正式批准在同济大学立项建设以来,按照教育部重点实验室的开放要求,自2008年起面向国内外公开征集开放基金项目,连续十年批准了60余项国内外访问学者的申请,取得了持续对外开放、合作与交流的良好效果。经研究,本年度继续设立专项开放研究基金,资助国内外学者和科技工作者来实验室开展科研工作。

资助范围: 本年度开放课题主要资助的研究方向如下: ①软土力学理论与变形稳定控制; ②宏微观土力学理论与环境土工灾变; ③岩土体多场耦合理论与灾害控制; ④软弱岩土体地质灾害与防治加固; ⑤地下工程安全理论与风险控制; ⑥城市地下空间与岩体地下工程。

申请资格: 同济大学校外从事与岩土与地下工程有关的国内外高级、中级科技人员、青年科技工作者均可申请本实验室的开放基金。

资助金额: 申请者必须本着实事求是的原则申请资助金额,开放基金的资助强度一般每项不超过3万元,总计拟资助6至8项。

项目执行期限: 每个项目实施期限为两年,即2020年10月1日至2022年9月30日。

考核标准: 每个开放基金资助课题应在国际学术期刊发表1篇被SCI检索的论文(有正式的检索号),且同济大学合作者需列为论文的共同作者,作者单位之一必须标注为本重点实验

室,并注明课题批准号。

项目的实施与管理: 批准的开放课题资助经费实行一次核定,两批拨款。项目批准后,即拨付课题资助经费的50%至课题负责人所在单位;其余50%待课题结题验收后即拨付。项目负责人应当按照项目计划书组织开展研究工作,做好资助项目实施情况的原始记录,填写项目中期报告。自项目资助期满之日起60日内,项目负责人应当撰写结题报告、编制项目资助经费决算;取得研究成果的,应当同时提交研究成果报告。

如因客观原因不能按期完成研究计划,项目负责人应当于项目资助期限届满90日前提出延期申请,申请延长的期限不得超过1年。

申报程序: ①开放基金申请人应认真阅读有关申请说明,申报课题必须符合本实验室的研究方向,属于2020年资助研究内容的范畴,并具有本重点实验室固定研究人员合作。同济大学有关研究人员的介绍,可查阅: <http://geotec.tongji.edu.cn/keylab/yjry>。②本年度开放课题申请截止时间为2020年7月31日(以邮戳日期为准)。申请书须以纸质一式2份寄给:上海市杨浦区四平路1239号同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室(邮政编码200092);刘琦老师收(电话:021-65985200,13917983456, E-mail: liuqi472@tongji.edu.cn),除纸质申请材料,申请人须提供申请书及附件的电子文件(PDF格式),并注意纸质申请书与电子版申请书的内容应严格一致。

(岩土及地下工程教育部重点实验室(同济大学) 供稿)