

DOI: 10.11779/CJGE201812023

# 基于触变流体理论的可液化土体振动孔压模型

王志华<sup>1</sup>, 何健<sup>1</sup>, 高洪梅<sup>\*1</sup>, 王炳辉<sup>2</sup>, 沈吉荣<sup>1</sup>

(1. 南京工业大学城市地下空间研究中心, 江苏南京 210009; 2. 江苏科技大学土木工程与建筑学院, 江苏镇江 212003)

**摘要:** 明确可液化土体的振动孔压增长过程是土体液化分析和液化效应评价的关键问题。基于 Moore 型触变性流体结构理论, 利用不同类型土体的 32 个不排水循环三轴试验证实了液化过程中的土体内部结构的破坏过程与振动孔压增长过程存在等价关系, 验证了循环荷载下可液化土体的孔压触变机制。在此基础上, 基于孔压触变流体速率方程构建了可液化土体的振动孔压增长模型, 发现模型蕴含的振动孔压产生和增长机制可从能量角度获得合理解释。试验结果表明, 模型中的振动孔压增长速率参数与土体有效围压、初始相对密度及循环应力比密切相关。利用该模型对不排水循环三轴试验进行了仿真模拟, 验证了模型的合理性和可靠性。最后, 讨论了模型的主要特点及可能的应用前景, 为土体液化分析提供一种新的技术手段。

**关键词:** 可液化土体; 触变性流体; 速率方程; 振动孔压; 不排水循环三轴试验

**中图分类号:** TU441      **文献标识码:** A      **文章编号:** 1000-4548(2018)12-2332-09

**作者简介:** 王志华(1977-), 男, 江西东乡人, 博士, 教授, 主要从事土力学与地震工程研究工作。E-mail: wzhnjut@163.com。

## Dynamic pore water pressure model for liquefiable soils based on theory of thixotropic fluid

WANG Zhi-hua<sup>1</sup>, HE Jian<sup>1</sup>, GAO Hong-mei<sup>1</sup>, WANG Bing-hui<sup>2</sup>, SHEN Ji-rong<sup>1</sup>

(1. Research Center of Urban Underground Space, Nanjing Tech University, Nanjing 210009, China; 2. School of Architecture and Civil Engineering, Jiangsu University of Science and Technology, Zhenjiang 212003, China)

**Abstract:** It is a key problem to confirm the growth process of dynamic pore pressure of the liquefiable soils in the analysis of liquefaction potential of soils or evaluation of liquefaction effect. Based on the structural theory of the Moore thixotropic fluid, 32 groups of undrained cyclic triaxial experiments on different types of soils are performed to verify the corresponding relationship between internal structure parameters of soils and dynamic pore pressure in the whole liquefaction process. The thixotropic mechanism induced by the pore water pressure in the liquefiable soils under cyclic loading is confirmed. Moreover, a dynamic pore pressure growth model for the liquefiable soils is proposed based on the rate equation for the thixotropic fluid induced by pore pressure. It is found that the generation and growth mechanism of dynamic pore pressure implied in the proposed model can be explained reasonably from the viewpoint of energy. The experimental results show that the parameter of growth rate of dynamic pore pressure in the model is closely related to the effective confining pressure, initial relative density and cyclic stress ratio. The proposed model is used to simulate the undrained cyclic triaxial experiments, and accordingly the rationality and reliability of the model are proved. Finally, the main characteristics and potential applications of the proposed model are discussed. This study provides a new technical means for the liquefaction analysis of soils.

**Key words:** liquefiable soil; thixotropic fluid; rate equation; dynamic pore pressure; undrained cyclic triaxial experiment

## 0 引言

循环荷载下可液化土体振动孔压累积、增长是导致土体液化的主要原因。无论是液化势分析还是液化效应的评价, 土体振动孔压增长模式都是首先需要解决的问题。因此, 近半个世纪以来, 土体振动孔压模型一直是土动力学领域的热点研究问题。至今, 国内外已提出众多描述可液化土体振动孔压增长的模型<sup>[1]</sup>, 更多的研究还着力于振动孔压增长特性的影响因素分析

和讨论。

在现有的振动孔压增长模型中, 以 Seed 等于 20 世纪 70 年代提出的平均振动孔压模型应用最为广泛<sup>[2]</sup>。这类应力模型通常将振动孔压表达为循环振次的函

基金项目: 国家自然科学基金项目(51678300, 51378257, 51309121);  
江苏省普通高校研究生科研创新计划项目(KYLX16\_0603)

收稿日期: 2017-09-07

\*通讯作者(E-mail: hongmei54@163.com)

数。后续一些学者对其进行了大量研究并推广至非等向固结情况下的振动孔压估计<sup>[3-4]</sup>。应力模型需要确定土体液化时的循环振次, 且模型中并未考虑土体在动荷载下的反应。这导致模型预测结果可靠性更多地依赖于参数的经验估计<sup>[5]</sup>。显然, 振动孔压的发展过程与土体的动力响应过程是相关的。将振动孔压与土体的应变反应建立联系, 则形成了多种应变模型。其中, 代表性的成果包括 Martin-Finn 模型<sup>[6]</sup>以及汪闻韶模型<sup>[7]</sup>等。应变模型在一定程度上弥补了应力模型的不足, 但仍不能全面反映土体内部振动孔压增长的物理机制。Nemat-Nasser 等<sup>[8]</sup>认为, 地震波在场地传播过程中所耗散能量中的一部分将引起场地土体中孔隙水压力的升高。细观上, 耗散的能量促使土体骨架颗粒重新排列。据此, 并给出了无黏性土在循环剪切下的振动孔压与单位土体体积耗散能量密度间的定量关系。此后, 基于能量概念的振动孔压增长模型得到了众多学者的关注<sup>[9-11]</sup>。这类能量模型中的振动孔压决定于土体的应力和应变反应, 振动孔压产生的物理机制是明确的。而且, 相比较应力模型和应变模型, 能量模型无需设定等效循环振次等参数, 更适合应用于不规则地震动或现场条件下的土体振动孔压估计。

近几年来, 关于可液化土体振动孔压增长的物理机制仍以上述 3 种解释为主。相关的研究工作主要体现在上述模型的应用、完善以及面向实际工程需求的区域性或特殊性土体振动孔压增长特性的讨论和分析等<sup>[12-14]</sup>。这些工作为进一步理解可液化土体振动孔压增长特性, 完善孔压增长模型发挥了重要的作用。所获得的试验数据和案例为模型参数的确定扩充了样本空间。但是, 笔者认为, 现有的土体振动孔压增长模型仍存在一些问题有待解决, 主要表现在以下 2 个方面:

(1) 循环荷载下土体振动孔压增长的理论基础不够完善。应力模型严格上属于经验模型, 应变模型及能量模型虽有相应的物理机制解释, 但其相关的理论支撑仍然不足, 这也导致模型参数普遍缺乏明确的物理意义。

(2) 循环荷载下, 土体振动孔压反应与土体的应力-应变反应是递进或同步的。但是, 现有大多数孔压模型与可液化土体本构之间缺乏必要的内在联系。

基于此, 笔者尝试在经典的触变流体理论和已有工作基础上, 利用室内动力试验, 证明可液化土体内部结构破坏与土体振动孔压累积增长存在等价关系, 而振动孔压增长动力来源于循环剪切作用下的耗散能。在此基础上, 推导出基于触变流体的振动孔压增长模型, 讨论了模型参数的物理含义及其主要影响因素。

## 1 孔压触变流体模型

### 1.1 孔压触变的概念

笔者在研究循环荷载下饱和砂土的流体特性时, 曾借鉴经典触变性流体理论, 提出将相变后的饱和砂土视为触变性流体的设想<sup>[15]</sup>, 并利用饱和南京细砂不排水循环三轴试验进行了验证。其不足之处在于: ①仅仅证实了相变后的饱和砂土具有孔压触变特性; ②所用到的试验数据非常有限; ③未明确模型参数的物理意义。

考虑到以上不足, 本文试图将孔压触变性拓展至可液化土体自加载至液化后的整个过程。如图 1 所示, 可液化土体在整个过程中存在两个平衡状态。一是荷载施加前的初始平衡状态, 此时土中振动孔压比  $r_u = 0$ , 内部结构完整且稳定 ( $\lambda=1$ ,  $\lambda$  为内部结构参数)。

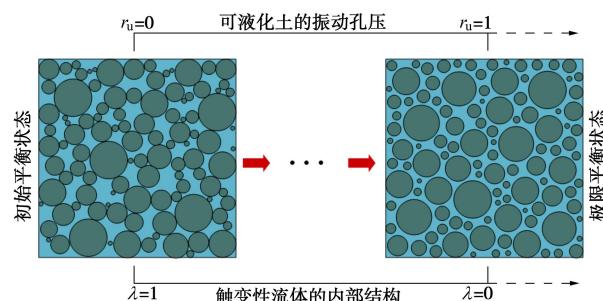


图 1 孔压触变性的概念示意图

Fig. 1 Concept of thixotropy induced by dynamic pore water pressure

在持续剪切作用下, 振动孔压不断升高, 内部结构不断被破坏, 并最终趋向图 1 所描述的极限平衡状态。此时, 土中振动孔压比  $r_u=1$ , 内部结构完全破坏, 也即土体处于完全液化状态 ( $\lambda=0$ )。因此, 从触变性流体的结构理论出发, 将土体的液化过程描述为: 在循环剪切作用下, 具有初始平衡状态的土体内部网状结构渐进破坏并趋向于极限平衡状态的过程, 而振动孔压的累积正是触发可液化土体内部网状结构渐进破坏的原因。这即本文所述的孔压触变性。

### 1.2 孔压触变流体的状态方程

文献[15]基于 Cross 型触变性流体, 给出了进入流体状态后的饱和砂土触变性流体本构。这里, 引入更为简单的 Moore 型触变性流体本构, 其状态方程和速率方程分别为<sup>[16]</sup>

$$\tau = (\eta_e + a\lambda)\dot{\gamma} \quad , \quad (1a)$$

$$\frac{d\lambda}{dt} = b(1-\lambda) - c\lambda\dot{\gamma} \quad , \quad (1b)$$

式中,  $\eta_e$ ,  $a$ ,  $b$ ,  $c$  均为正值, 可由试验测定;  $\tau$  为



表 1 试验工况  
Table 1 Experimental cases used in this study

编号	土体类型	加载条件				拟合或计算参数					
		$D_r$ /%	$\sigma'_c$ /kPa	CSR	$f$ /Hz	$A$	$B$	$c$	$\eta_e$ /(kPa·s)	$\eta_\infty$ /(kPa·s)	$\beta$ /kPa <sup>-1</sup>
NS-1		20	100	0.155	1.0	2.43	112.4	11.0	37.6	1780.2	43.11
NS-2		30	100	0.155	1.0	2.01	108.4	8.2	31.2	1711.4	51.36
NS-3		30	70	0.144	1.0	3.41	303.8	8.9	34.4	3096.7	59.82
NS-4		30	30	0.262	1.0	4.69	116.1	18.7	36.9	949.3	67.25
NS-5		30	70	0.186	1.0	2.95	132.9	11.8	38.4	1768.8	62.31
NS-6		30	100	0.150	1.0	2.11	118.9	8.2	31.7	1815.2	53.30
NS-7		30	90	0.135	1.0	2.76	148.3	7.6	33.5	1835.4	60.27
NS-8		30	150	0.168	1.0	0.85	113.5	6.5	21.4	2881.6	57.37
NS-9		46	150	0.188	1.0	1.1	103.9	5.8	31.0	2961.3	30.46
NS-10		46	150	0.154	1.0	1.54	143.1	3.8	35.6	3338.9	24.08
NS-11		70	70	0.194	1.0	2.14	193.3	6.9	29.1	3057.4	34.89
NS-12	南京细砂	70	70	0.201	1.0	2.34	202.4	7.7	32.9	2880.7	37.06
NS-13		70	100	0.166	1.0	2.49	210.2	4.2	41.3	3527.3	24.41
NS-14		70	100	0.186	1.0	1.93	166.6	4.8	35.9	3123.5	25.71
NS-15		70	100	0.203	1.0	1.88	147.4	5.6	38.2	3022.3	27.10
NS-16		70	100	0.215	1.0	2.35	117.5	6.2	50.5	2566.0	28.51
NS-17		50	100	0.170	1.0	2.55	127.7	6.0	43.4	2202.4	33.28
NS-18		50	100	0.185	1.0	2.9	97.9	6.0	53.7	1848.2	30.77
NS-19		50	100	0.211	1.0	2.12	71.6	6.4	44.7	1542.8	29.53
NS-20		50	50	0.210	1.0	3.72	107.1	16.6	39.1	1372.6	72.84
NS-21		50	150	0.215	1.0	1.63	81.5	4.6	52.5	2682.4	16.95
NS-22		50	50	0.186	1.0	5.76	145	16.5	53.6	1403.9	82.84
NS-23		50	150	0.187	1.0	1.85	122	3.8	51.9	3474.0	19.80
NS-24		50	100	0.150	1.0	2.83	156.4	5.3	42.5	2382.5	34.10
W-1	石英砂 <sup>[17]</sup>	35	40	0.21	0.2	3.39	343.3	19.6	28.5	2912.2	132.84
W-2	伊兹米尔砂 <sup>[18]</sup>	30	100	0.18	0.1	2.92	3386	14.3	52.6	61000.0	79.23
W-3	萨克拉曼多河砂 <sup>[19]</sup>	45	207	0.15	0.2	1.88	180	23.5	58.4	5645.5	156.55
W-4	西莱砂 <sup>[20]</sup>	61	50	0.12	0.1	1.4	524.9	3.2	8.4	3157.9	26.84
W-5	密西西比河粉土 <sup>[21]</sup>	70	90	0.25	0.1	2.06	117.5	28.9	46.3	2690.6	115.66
W-6	斯基尼尔斯土 <sup>[22]</sup>	92	200	0.29	0.1	1.37	1098.3	5.9	79.3	63777.8	20.45
W-7	混合土 <sup>[23]</sup>	50	200	0.30	0.5	4	551.6	15.5	240.0	33333.4	51.76
W-8	博多河粉土 <sup>[24]</sup>	60	100	0.10	1.0	6.9	2.79	65.7	27.9	684.9	69.01

剪应力;  $\dot{\gamma}$  为剪应变率。式(1a)给出了 Moore 型触变性流体的应力 - 应变率关系; 式(1b)则描述了 Moore 型触变性流体内部结构的变化速率。其中,  $b(1-\lambda)$  为流体内部结构的重建速率项;  $c\lambda\dot{\gamma}$  为流体结构的破坏速率项。

为了验证式(1a)、(1b)在土体开始加载至完全液化整个过程的适用性, 本文采用了文献[15]中的所有数据, 并补充了 16 个南京细砂不排水循环三轴试

验。此外, 收集了 8 个公开报道的(采用 GETDATA 软件对应力、应变和孔压时程曲线数字化), 针对砂性土、粉土以及混合土开展的室内动力试验结果<sup>[17-24]</sup>。用于验证式(1)的所有试验基本信息见表 1。

在应力控制试验中, 动应力幅值保持不变, 不排水条件下的土体振动孔压和剪应变反应累积增长。利用各试验得到的振动孔压时程及剪应变反应时程, 可以得到各振次最大剪应变率与该振次  $1-r_u$  的关系。

其中, 各振次最大剪应变率由实测剪应变时程计算得到<sup>[15, 25]</sup>, 振动孔压比取单周最大值。图 2 给出了几个典型的试验结果。

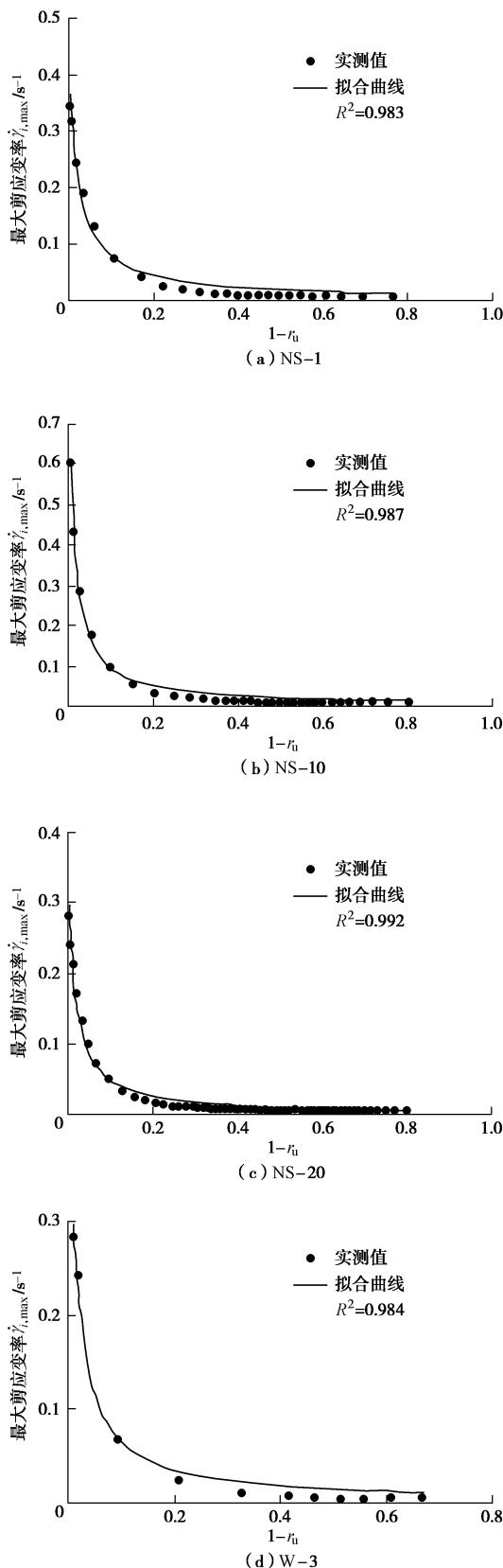


图 2 各振次最大剪应变率与振动孔压比的关系

Fig. 2 Relationship between  $\dot{\gamma}_{i,max}$  and  $1-r_u$

表 1 所有试验各振次剪应变率最大值与该振次  $1-r_u$  满足如下双曲线关系 (所有试验的拟合曲线  $R^2$  均大于 0.96)。

$$\dot{\gamma} = \frac{1}{A + B \cdot (1 - r_u)} , \quad (2)$$

式中,  $A$  和  $B$  分别为拟合参数。所有试验拟合得到的  $A$ 、 $B$  值列于表 1。将图 1 中的初始平衡条件和极限平衡条件代入式 (2), 可以得到

极限平衡状态下 ( $r_u = 1$ ),  $A = 1/\dot{\gamma}$ 。由于极限平衡状态下的剪应变率  $\dot{\gamma} = \tau_d/\eta_e$ , 故  $A = \eta_e/\tau_d$ 。

初始平衡状态下 ( $r_u = 0$ ),  $A+B = 1/\dot{\gamma}$ 。由于初始激励时刻的剪应变率为  $\dot{\gamma} = \tau_d/\eta_\infty$ , 将  $A = \eta_e/\tau_d$  代入可得到:  $B = (\eta_\infty - \eta_e)/\tau_d$ 。

以上符号中:  $\eta_e$  为极限平衡状态的黏度系数 ( $\text{kPa} \cdot \text{s}$ );  $\eta_\infty$  为初始平衡状态的黏度系数 ( $\text{kPa} \cdot \text{s}$ );  $\tau_d$  为动剪应力幅值 ( $\text{kPa}$ )。将  $A$ 、 $B$  的表达式分别代入式 (2), 可以得到

$$\tau_d = [\eta_e + (\eta_\infty - \eta_e) \cdot (1 - r_u)] \cdot \dot{\gamma} \quad . , \quad (3)$$

对比式 (3) 和式 (1a) 可知, 若令  $\lambda = 1 - r_u$ ,  $a = \eta_\infty - \eta_e$ 。则式 (3) 即为式 (1a) 描述的 Moore 型触变性流体的状态方程。

至此可认为, 循环荷载下可液化土体应力 - 应变率关系符合 Moore 型触变流体特征。对于循环荷载下的可液化土体,  $\lambda = 1 - r_u$  说明土体内部结构参数与振动孔压比之间存在一一对应关系, 且完全满足初始平衡和极限平衡状态条件, 同时也表征了土体内部结构破坏过程等价于土体振动孔压增长过程。循环荷载下可液化土体的孔压触变机制得以验证。

### 1.3 孔压触变流体的速率方程

式 (1b) 速率方程的右边项包含有内部结构重建速率项和破坏速率项。若以不排水循环三轴试验中的单周最大振动孔压和最大剪应变率代表该周动力响应, 则振动孔压比和剪应变率随振次都呈单边增长。此时土体内部结构应不存在重建现象。正如文献[15]所证实的, 速率方程中的重建速率系数  $b \approx 0$ 。另一方面, Moore 型触变性流体的平衡态方程为<sup>[16]</sup>

$$\lambda_e = \frac{b}{b + c\dot{\gamma}} \quad , \quad (4)$$

式中,  $\lambda_e$  为平衡态时的土体内部结构参数。

根据式 (4), 在一定的剪应变率下, 只有  $b = 0$  才能满足土体极限平衡状态下内部结构参数  $\lambda_e = 0$  的条件。因此, 对于孔压触变性流体, 本文忽略式 (1b) 中的内部结构重建项, 并得到以下速率方程:

$$d\lambda/dt = -c\dot{\gamma}\lambda \quad . \quad (5)$$

对式 (5) 进行时间积分, 并将  $\lambda = 1 - r_u$  代入积分

表达式, 可得到

$$r_{u,t} = 1 - \exp(-\int_0^t c \dot{\gamma} dt) \quad . \quad (6)$$

式(6)即是在传统 Moore 型触变性流体速率方程基础上得到的孔压触变性流体速率方程。式(6)清楚地表明, 将可液化土体作为触变性流体对待, 则其速率方程描述了可液化土体振动孔压随加载时间的累积增长过程。

与文献[15]结论一致的是, 可液化土体的振动孔压与土体的剪应变率响应是相关的。若已知正的常量  $c$ , 则获得各振次剪应变率反应后, 各振次的振动孔压可通过式(6)求出。

## 2 触变流体振动孔压增长模型

### 2.1 孔压触变性流体速率方程的验证

以单周剪应变率最大值  $\dot{\gamma}_{i,\max}$  代替式(6)中的  $\dot{\gamma}$ , 则式(6)可以改写为以下形式:

$$r_{u,i} = 1 - \exp(-c \cdot \sum_{j=1}^i \dot{\gamma}_{j,\max} \cdot \Delta t) \quad . \quad (7)$$

式中,  $\Delta t$  为单周循环历时,  $\Delta t = 1/f$ ,  $f$  为循环加载频率。将表 1 中的各试验工况数据代入式(7), 可拟合得到各工况对应的系数  $c$ , 列于表 1。图 3 比较了几个典型试验按式(7)拟合计算和实测得到的振动孔压比与循环振次的关系。从图中可以看出, 式(7)拟合得到的振动孔压随振次增长曲线与实测的增长曲线是高度吻合的。这一结论对本文中的试验都是成立的, 所有试验的拟合值  $R^2$  均达到 0.90 以上。这说明, 式(6)作为触变性流体速率方程用于预测可液化土体的振动孔压增长过程是合适的。

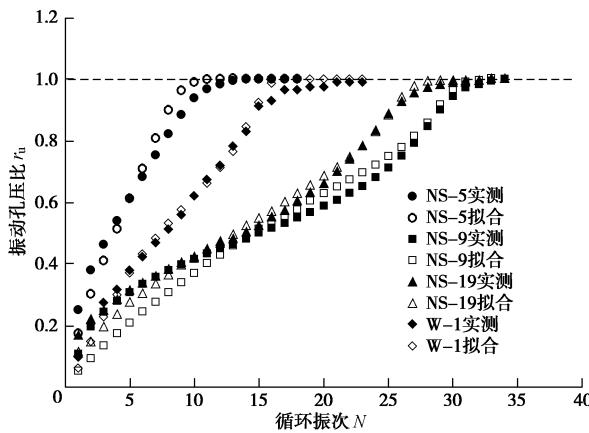


图 3 拟合和实测的振动孔压随振次增长关系

Fig. 3 Fitted and measured relationships between dynamic pore pressure and numbers of cycle

### 2.2 振动孔压增长模型参数

在 Moore 型触变性流体速率方程中, 唯一的待定参数  $c$  是无量纲的正值, 且为常量。其物理含义为流

体内部结构破坏速率系数。 $c$  值越大, 则内部结构破坏速率越大。根据这一含义, 式(6)表达的可液化土体振动孔压增长模型中的参数  $c$  左右着振动孔压增长的速率。从土体的抗液化性能考虑, 土体的类型、初始相对密度、有效围压以及循环应力比等都是影响振动孔压增长特性的因素。显然, 参数  $c$  也应与上述因素有关。图 4 给出了表 1 所列所有南京砂试验拟合得到的  $c$  值与有效围压的关系。由图可见, 无量纲系数  $c$  随着有效围压的增大呈现明显的衰减趋势。有效围压越大, 土体的抗液化性能相对越强; 式(6)也说明, 系数  $c$  越小, 则达到相同的振动孔压水平需要更大的剪应变率, 同样意味着抗液化能力更强。因此, 图 4 体现的规律在定性上是正确的。

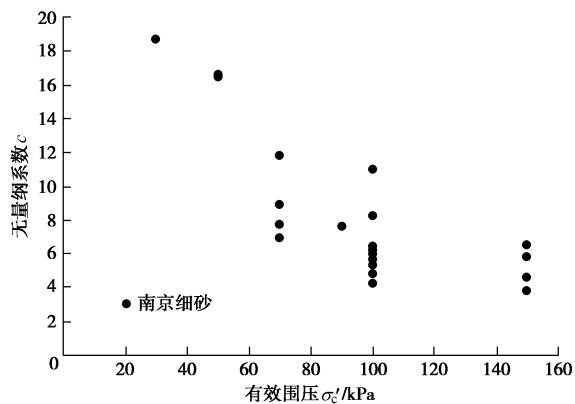


图 4 无量纲系数  $c$  与有效围压的关系

Fig. 4 Relationship between dimensionless factor  $c$  and effective confining pressure

由图 4 还可以看出, 即使对于相同的有效围压, 系数  $c$  的差异也是明显的。图 5 给出了同为 100 kPa 有效围压下, 不同初始相对密度与系数  $c$  的关系。

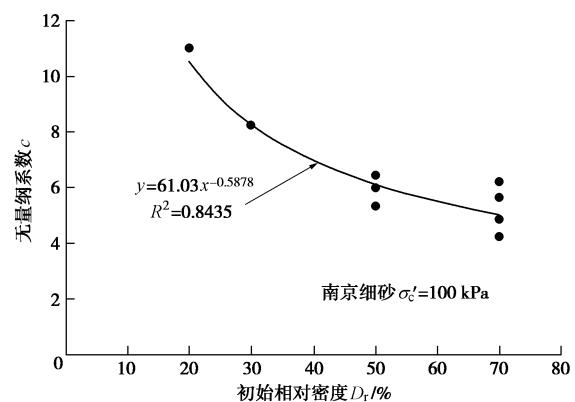


图 5 无量纲系数  $c$  与初始相对密度的关系

Fig. 5 Relationship between dimensionless factor  $c$  and initial relative density

图 5 显示, 系数  $c$  与初始相对密度间具有良好的幂函数关系。随着初始相对密度的增大,  $c$  值非线性

衰减。这一现象同样可以从土体抗液化性能角度得到合理的解释。初始相对密度增大, 系数  $c$  的衰减速率逐渐减小的现象也反映了相对密度对土体抗液化性能影响的基本规律。此外, 图 5 还说明, 在有效围压和初始相对密度一致的情况下, 系数  $c$  仍然不是唯一的。系数  $c$  既然影响土体振动孔压发展的速率, 则  $c$  除了与土体本身的初始条件有关外, 还与试验的激励荷载有关。进一步地, 比较图 5 中相同初始相对密度的试验结果, 给出系数  $c$  与循环应力比的关系, 如图 6 所示。

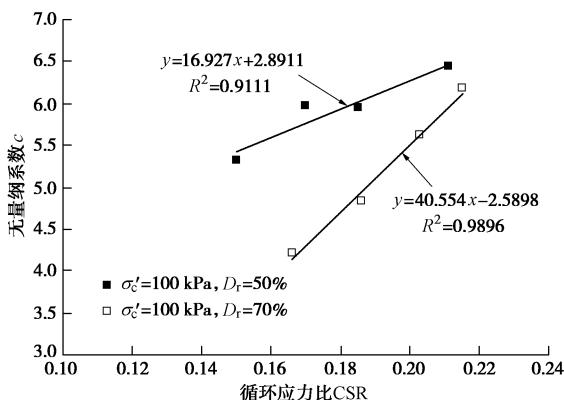


图 6 无量纲系数  $c$  与循环应力比的关系

Fig. 6 Relationship between dimensionless factor  $c$  and cyclic stress ratio

由图 6 可见, 随着循环应力比的增大, 无量纲系数  $c$  呈现线性增大的趋势。更为重要的是, 对于不同的初始相对密度, 拟合直线的斜率和截距均不同。由于无量纲系数  $c > 0$  才可能在土体中产生振动孔压, 因此图 6 提示, 在相同的有效围压和不同的初始相对密度下, 满足  $c > 0$  条件所需要的循环应力比是不同的。若图 6 拟合直线外推适用, 则对初始相对密度为 70% 的南京细砂, 产生振动孔压所需要的门槛循环应力比为 0.063。而对于 50% 相对密度的南京细砂, 只要有剪切作用, 土体内就将产生振动孔压。这一现象或可进一步从触变性流体角度解释 Dorby 的门槛剪应变的概念<sup>[26]</sup>, 也可间接用于确定土体的门槛循环应力比。

### 2.3 振动孔压增长模型的内涵

式(6)被证实可用于预测可液化土体振动孔压发展过程, 以上也给出了系数  $c$  与初始相对密度、有效围压和循环应力比等因素具有的定性关系。为了明确可液化土体振动孔压增长的机制, 进一步对式(6)的内在涵义进行讨论。

如引言所述, 自 Nemat-Nasser 和 Shokrooh 提出能量概念的振动孔压增长机制后, 众多学者依据试验构建了很多基于能量概念的孔压模型。其中, Davis 等给出的振动孔压与累积应变能间的非线性关系如下<sup>[9]</sup>:

$$r_u = 1 - \exp\left(-\beta \frac{\Delta W}{\sigma'_c}\right), \quad (8)$$

式中,  $\Delta W$  为单位土体体积累积的应变能 ( $J/m^3$ )。循环剪切  $t$  时间内累积的单位体积应变能为  $\Delta W = \int_0^t \tau \dot{\gamma} dt$ 。 $\beta$  为计算参数。

对比式(6)、(8), 且令式(6)中的系数  $c$  为

$$c = \beta \cdot CSR \quad (c > 0), \quad (9)$$

将式(9)代入式(6), 并将  $CSR = \tau_d / \sigma'_c$  代入可得

$$r_{u,t} = 1 - \exp\left(-\beta \frac{\int_0^t \tau_d \dot{\gamma} dt}{\sigma'_c}\right). \quad (10)$$

对于不排水循环三轴试验, 循环荷载作用  $t$  时间内累积应变能密度可表示为:  $\Delta W = \int_0^t \tau_d \dot{\gamma} dt$ 。将其代入式(10)后可以发现, 式(10)、(8)具有相同的表达形式。至此可以认为, 式(6)尽管是从孔压触变性流体速率方程推导而来, 但其内含的振动孔压增长机制与基于能量概念的孔压增长机制是一致的。鉴于此, 笔者对循环荷载下可液化土体的孔压触变性进一步解释如下: 初始剪切作用下, 可液化土体消耗剪切作用的部分能量并引起土体内的振动孔压累积; 振动孔压的上升进一步触发土体内部结构的改变, 导致土体黏度降低; 随着振动孔压的累积增长, 引发振动孔压增长的单周耗能逐渐减小, 土体逐渐趋向极限平衡状态。

关于式(8)、(10)中的无量纲系数  $\beta$ , Davis 等针对  $D_r = 67\% \sim 95\%$  的 New Brighton 砂开展的应力控制不排水循环三轴试验给出其取值区间为 [50, 80]<sup>[27]</sup>。本文表 1 所有试验得到的  $\beta$  值见图 7。

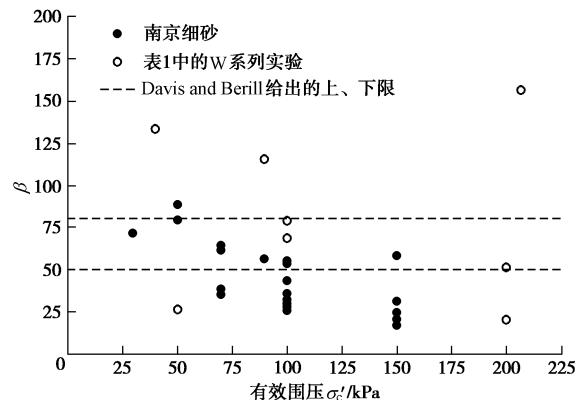


图 7 无量纲系数  $\beta$  与有效围压的关系

Fig. 7 Relationship between dimensionless factor  $\beta$  and effective confining pressure

图中显示, 本文中南京细砂试验得到的  $\beta$  值分布在 16~90, 而 W 系列试验的  $\beta$  值在 20~160。本文试验的  $\beta$  值分布相对更为离散, 主要原因在于: ①不同类型的可液化土体在振动孔压累积增长特性方面存在差异; ②本文计算  $\Delta W$  的方法与式(8)不同。式

(8) 采用的是应力 - 应变滞回圈面积; 而本文采用的是单周剪应力、剪应变率最大值和单周循环历时的乘积。

### 3 振动孔压增长过程的仿真和讨论

#### 3.1 振动孔压增长过程的求解步骤

已知土体的初始条件和循环加载条件后, 则可根据式(3)的状态方程和式(7)的速率方程求解可液化土体振动孔压增长过程, 步骤如下: ①给定土体的初始条件和加载条件, 包括初始相对密度、有效围压、所施加的循环动应力以及加载频率。②确定孔压触变性流体参数, 包括初始黏度系数 $\eta_\infty$ 、极限平衡状态黏度系数 $\eta_e$ 以及孔压增长速率系数 $c$ 。③根据式(3)求出第一周的剪应变率反应, 将动剪应力与求得的剪应变率代入式(7)求得相应的振动孔压比。④将所求的振动孔压比代入式(3)求得下一周的剪应变率反应, 重复步骤③。⑤重复步骤④, 直到所求得的振动孔压比达到0.9999以上, 则停止计算。

#### 3.2 振动孔压增长过程的仿真计算

按照以上所给的求解步骤, 对表1中的所有32个试验进行仿真计算。受篇幅限制, 这里给出南京细砂2个试验和W系列1个试验的仿真计算结果, 如图8所示。计算所用到的参数见表1。为了比较, 图8同时给出了3个试验的实测结果。

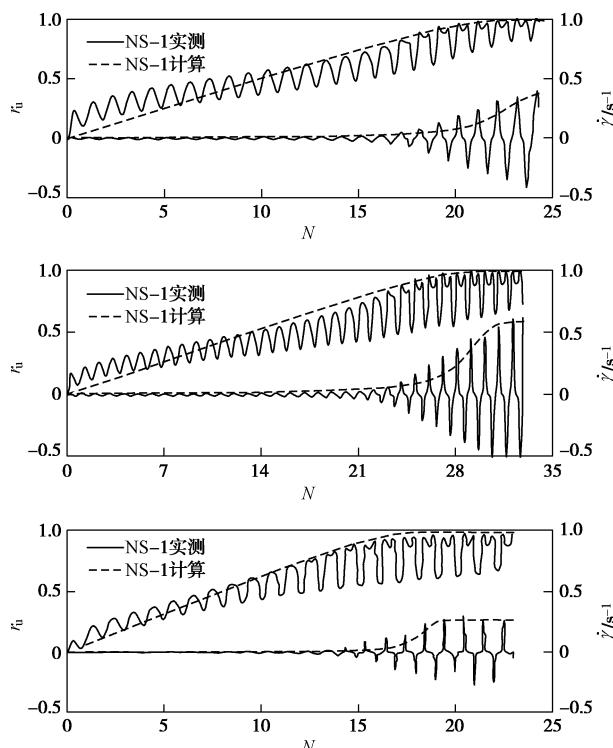


图8 典型试验的仿真计算结果与实测结果的比较

Fig. 8 Comparison between simulated and measured results of typical experiments

从图8可以看出, 计算得到的振动孔压比和剪应变率随振次的增长过程与实测过程趋势一致, 且数值上较为吻合。特别地, 在到达“初始液化”状态所需要的循环振次方面, 计算值和实测值基本一致。这说明, 本文提出的基于触变流体理论的振动孔压增长模型是合理的, 适用于模拟可液化土体振动孔压自初始平衡状态至极限平衡状态发展的整个过程。

#### 3.3 关于振动孔压增长模型的讨论

本文的试验涉及不同类型的可液化土体, 试验数据有不同的来源, 所建立的模型具有一定的普适性。作为补充, 以下将就本文振动孔压增长模型的特点及优势作进一步地讨论。

(1) 由式(10)和以上求解步骤可知, 可液化土体中的振动孔压是累积增长的。循环剪切下任一振次的振动孔压值与该振次及之前所有振次的剪应力 - 应变率反应相关。因此, 本文中的振动孔压模型是与土体的应力 - 应变反应耦合的。这在一定程度上也反映了振动孔压作为一种物理反应的内在特征。与一些已有的经验模型相比较, 本文模型所描述的振动孔压产生机制是清晰的, 模型参数的物理意义是明确的。

(2) 由式(6)的可液化土体振动孔压方程可知, 土体在循环荷载下的振动孔压比只能无限趋近于1, 而不可能达到1。因此, 依据触变流体理论, Seed等<sup>[28]</sup>通过试验所定义的“初始液化”状态或是一种理论上的极限状态。事实上, 一些基于能量概念的孔压模型也能够得到这一结论。此外, 综合式(6)和图6还可以看出, 即使土体受到的剪应力较小, 只要超过其门槛循环应力比且给予足够的剪切时间, 土体的振动孔压比仍将趋向于1。这可以解释最近几次长持时地震中, 距离震中300 km以外或地震烈度在6度以下的区域发生严重液化的现象<sup>[29-30]</sup>。

(3) 区别于现有的基于能量概念的振动孔压模型, 本文模型中的应变能密度并没有直接采用剪应变, 而是与剪应变率和时间有关。因此, 本文模型中的振动孔压是率相关的。可以推测, 即使采用应变控制以等应变幅值加载, 而加载频率不同, 其振动孔压的增长过程也将不同。

(4) 本文提出的振动孔压模型可用于预测土体达到液化所需要的循环振次; 也可用于估计特定土体和循环应力比下, 一定循环振次下土体可能达到的振动孔压水平。因此, 土体的液化势分析将是本文模型未来的一个潜在应用领域。

## 4 结 论

本文在已有研究基础上, 利用32个不排水循环三

轴试验的数据分析了可液化土体自加载至液化完整过程的孔压触变特性。基于 Moore 型触变流体理论, 在孔压触变流体速率方程基础上构建了可液化土体振动孔压增长模型, 讨论了模型的内涵及参数的物理意义, 最后对模型进行了验证, 得到以下 3 点结论:

(1) 本文试验结果证实了可液化土体内部结构破坏过程与土体振动孔压累积增长过程存在等价关系, 验证了可液化土体自加载至液化的整个过程的孔压触变机制。

(2) 依据孔压触变流体速率方程推导的振动孔压增长模型与已有的基于能量概念的孔压模型具有相同的物理机制。振动孔压增长与可液化土体应力-应变反应过程耦合, 且具有率相关性。

(3) 本文提出的可液化土体振动孔压模型参数物理意义明确, 且易于确定, 在土体液化势分析和液化效应评价方面有应用前景, 其更广泛的适用性和可靠性仍有待更多的试验数据验证。

## 参考文献:

- [1] CETIN K O, BILGE H T. Cyclic large strain induced pore pressure models for saturated clean sands[J]. Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, 2012, **138**(3): 309–323.
- [2] SEED H B, MARTIN G R, LYSMER J. Pore-water pressure changes during soil liquefaction[J]. Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE, 1976, **102**(4): 323–346.
- [3] FINN W D L, MARTIN G R, LEE K W. An effective stress model for liquefaction[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1977, **103**(6): 517–533.
- [4] 徐志英, 沈珠江. 地震液化的有效应力二维动力分析方法[J]. 华东水利学院学报, 1981(3): 1–14. (XU Zhi-ying, SHEN Zhu-jiang. 2D dynamic analysis of effective stresses of seismic liquefaction[J]. Journal of East China College of Hydraulic Engineering, 1981(3): 1–14. (in Chinese))
- [5] POLITO C P, GREEN R A, LEE J. Pore pressure generation models for sands and silty soils subjected to cyclic loading[J]. Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, 2008, **134**(10): 1490–1500.
- [6] MARTIN G R, FINN W D L, SEED H B. Fundamentals of liquefaction under cyclic loading[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1975, **101**(5): 423–438.
- [7] 汪闻韶. 饱和砂土振动孔隙水压力试验研究[J]. 水利学报, 1962(2): 37–47. (WANG Wen-shao. Study on pore water pressure of saturated sand during cyclic loading[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1962(2): 37–47. (in Chinese))
- [8] NEMAT-NASSER S, SHOKOOH A. A unified approach to densification and liquefaction cohesionless sand in cyclic shearing[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1979, **16**(4): 659–678.
- [9] DAVIS R O, BERRILL J B. Energy dissipation and seismic liquefaction in sands[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1982, **10**(1): 59–68.
- [10] GREEN R A, MITCHELL J K. Energy-based evaluation and remediation of liquefiable soils[M]. Geotechnical Engineering for Transportation Projects, 2004: 1961–1970.
- [11] 郭莹, 刘艳华, 莱茂田, 等. 复杂应力条件下饱和松砂振动孔隙水压力增长的能量模式[J]. 岩土工程学报, 2005, **27**(12): 1380–1385. (GUO Ying, LIU Yan-hua, LUAN Mao-tian, et al. Energy-based model of vibration-induced pore water pressure build-up of saturated loose sand under complex stress condition[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, **27**(12): 1380–1385. (in Chinese))
- [12] 刘叔灼, 李慧子, 单毅, 等. 基于能量法的尾矿砂动孔压模型研究[J]. 岩土工程学报, 2016, **38**(11): 2051–2058. (LIU Shu-zhuo, LI Hui-zi, SHAN Yi, et al. Energy method for analyzing dynamic pore water pressure model for tailing soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, **38**(11): 2051–2058. (in Chinese))
- [13] 陈国兴, 刘雪珠. 南京粉质黏土与粉砂互层土及粉细砂的振动孔压发展规律研究[J]. 岩土工程学报, 2004, **26**(1): 79–82. (CHEN Guo-xing, LIU Xue-zhu. Study on dynamic pore water pressure in silty clay interbedded with fine sand in Nanjing[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004, **26**(1): 79–82. (in Chinese))
- [14] OCHOA-CORNEJO F, BOBET A, JOHNSTON C, et al. Cyclic behavior and pore pressure generation in sands with laponite, a super-plastic nanoparticle[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2016, **88**: 265–279.
- [15] 王志华, 吕丛, 许振巍, 等. 循环荷载下饱和砂土的孔压触变性[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(10): 1831–1837. (WANG Zhi-hua, LÜ Cong, XU Zhen-wei, et al. Thixotropy induced by vibration pore water pressure of saturated sands under cyclic loadings[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(10): 1831–1837. (in Chinese))
- [16] 陈文芳. 非牛顿流体的一些本构方程[J]. 力学学报, 1983(1): 16–26. (CHEN Wen-fang. Some constitutive equations for Non-Newtonian fluids[J]. Chinese Journal of Theoretical and Applied Mechanics, 1983(1): 16–26. (in Chinese))

- Chinese))
- [17] GHIONNA V N, PORCINO D. Liquefaction resistance of undisturbed and reconstituted samples of a natural coarse sand from undrained cyclic triaxial tests[J]. *Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering*, 2006, **132**(2): 194 – 202.
- [18] ESKISAR T, KARAKAN E, ALTUN S. Evaluation of cyclic stress-strain and liquefaction behavior of Izmir sand[J]. *Arabian Journal for Science & Engineering*, 2014, **39**(11): 7513 – 7524.
- [19] BOULANGER R W, SEED R B. Liquefaction of sand under bidirectional monotonic and cyclic loading[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1995, **121**(12): 870 – 878.
- [20] MONKUL M M, GÜLTEKİN C, GÜLVER M, et al. Estimation of liquefaction potential from dry and saturated sandy soils under drained constant volume cyclic simple shear loading[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2015, **75**: 27 – 36.
- [21] WANG S, YANG J, ONYEJEKWE S. Effect of previous cyclic shearing on liquefaction resistance of Mississippi River Valley silt[J]. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 2012, **25**(10): 1415 – 1423.
- [22] XENAKI V C, ATHANASOPOULOS G A. Liquefaction resistance of sand-silt mixtures: an experimental investigation of the effect of fines[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2003, **23**(3): 1 – 12.
- [23] XENAKI V C, ATHANASOPOULOS G A. Dynamic properties and liquefaction resistance of two soil materials in an earthfill dam—Laboratory test results[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2008, **28**(8): 605 – 620.
- [24] KARIM M E, ALAM M J. Effect of non-plastic silt content on the liquefaction behavior of sand–silt mixture[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2014, **65**: 142 – 150.
- [25] 陈育民, 刘汉龙, 周云东. 液化及液化后砂土的流动特性分析[J]. *岩土工程学报*, 2006, **28**(9): 1139 – 1143. (CHEN Yu-min, LIU Han-long, ZHOU Yun-dong. Analysis on flow characteristics of liquefied and post-liquefied sand[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2006, **28**(9): 1139 – 1143. (in Chinese))
- [26] LADD R S, DORBY R, DUTKO P, et al. Pore water pressure buildup in clean sands because of cyclic straining[J]. *Geotechnical Testing Journal*, 1989, **12**(1): 77 – 86.
- [27] DAVIS R O, BERRILL J B. Pore pressure and dissipated energy in earthquakes-field verification[J]. *Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering*, 2001, **127**(3): 269 – 274.
- [28] SEED H B, LEE K L. Saturated sands during cyclic loading[J]. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 1966, **92**(6): 105 – 134.
- [29] TSHUKAMOTO Y, KAWABE S, KOKUSHO T. Soil liquefaction observed at the lower stream of Tonegama river during the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku earthquake[J]. *Soils and Foundations*, 2012, **52**(5): 987 – 999.
- [30] RAMÓN V. Comparing liquefaction phenomena observed during the 2010 Maule, Chile earthquake and 2011 Great East Japan earthquake[C]// *Proceedings of the International Symposium on Engineering Lessons Learned from the 2011 Great East Japan Earthquake*. Tokyo, 2012: 707 – 718.