

DOI: 10.16285/j.rsm.2017.08.001

川西崩坡积混合土循环荷载下非饱和动本构模型

崔 凯, 李永奎

(西南交通大学 土木工程学院, 四川 成都 610031)

摘 要: 在川西地区, 由砂砾石与黏土颗粒构成的混合土路基经常会发生沉降变形问题。对于交通荷载作用下土体中的累积变形, 可通过建立循环荷载作用下的动本构模型进行描述。在边界面弹塑性理论的框架内, 综合考虑崩坡积混合土非饱和状态和细颗粒含量两大主要影响因素, 结合能比较真实描述非饱和土体湿陷性能的 LC (loading-collapse) 屈服曲线, 同时基于可移动映射中心的映射准则, 采用经典的修正剑桥模型作为塑性势方程, 构建了混合土的非饱和动本构模型, 其参数可通过拟合或常规试验获得。通过与试验结果进行对比, 该模型不仅可以较好地反映非饱和混合土在静载和循环荷载下的力学特性, 而且能够真实地预测土体在加、卸载过程中的滞回特性。其结果可为川西混合土路基沉降变形预测提供理论依据。

关 键 词: 非饱和土; 崩坡积混合土; 循环荷载; 细颗粒含量; 动本构模型

中图分类号: TU 432

文献标识码: A

文章编号: 1000-7598 (2017)08-2157-10

Study on constitutive model of unsaturated Chuanxi talus mixed soil under cyclic loading

CUI Kai, LI Yong-kui

(Department of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu, Sichuan 610031, China)

Abstract: In the Western Sichuan area, settlement or deformation problems often occur in embankments consisting of the mixed soil containing sandy gravel and clay particles. The accumulated deformation under traffic loads could be described by the dynamic constitutive model under cyclic loading. The proposed model uses the mapping rule of mobile mapping origin and integrates the loading-collapse yield criterion within the framework of elastic-plastic bounding surface model. Modified Cambridge model was introduced to define plastic potential equation. Saturation and fine particle content are considered as two main influencing factors. The model parameters are obtained by fitting measured results. Comparisons between experimental results and model simulations show that the elaborated model is capable of describing the unsaturated loess behaviors under static loading and cyclic loading, and predicting the hysteretic properties during both loading and unloading. This model provides theoretical basis for settlement prediction of mixed soil subgrade in the Western Sichuan area.

Keywords: unsaturated soil; talus mixed soil; cyclic loading; fine particle content; dynamic constitutive model

1 引 言

近年来, 高速公路、铁路与城市地铁在运营过程中的路基沉降已经成为岩土工程领域的一个热点问题。在许多工程项目运营过程中, 经后期沉降观测可发现, 在长期交通荷载作用下, 地基都会出现不同程度的沉降变形^[1-4]。而在川西地区, 工程路基沉降变形问题主要发生在砂砾石与黏土颗粒组成的混合土路基中。按地质成因分类, 属于因崩塌、滑坡而形成的崩坡积混合土。在运营过程中, 路基沉

降变形主要由交通荷载长期作用造成。而对于交通荷载的模拟, 目前的通用做法是用循环荷载来等效替代。因此, 运营期路基沉降变形问题的核心转化为对循环荷载作用下土体累积变形的描述。

川西地区的崩坡积混合土与现有的累积变形研究对象(砂土或软黏土)的根本区别在于其同时具有以下两个主要特征: ①在运营过程中的崩坡积混合土体通常处于非饱和状态^[5]。②细颗粒含量对土的动变形特性具有显著影响^[6-7]。

目前, 国内外对循环荷载作用下各类土动力特

收稿日期: 2016-05-16

基金项目: 国家自然科学基金非饱和崩坡积混合土动力特性的细粒效应与累积变形研究(No. 41572245)。

This work was supported by National Natural Science Foundation of China (41572245): Effect and Accumulated Deformation of Dynamic Characteristics for Unsaturated Talus Mixed Soil.

第一作者简介: 崔凯, 男, 1979 年生, 博士, 教授, 副院长, 主要从事特殊土非饱和和力学特性方面的研究工作。E-mail: cuikai@swjtu.cn

性的研究主要集中在饱和土范畴内,而非饱和土动力学的发展却极其缓慢,国内外此方面研究进行得较少。这是由于一直以来,认为非饱和土在动荷载作用下,首先会体积减小,孔隙气被排出,先变成饱和土,再产生大变形,从而造成失稳,因此,饱和状态是导致灾害的初始条件。然而近年来, Vaid^[8]、Leong^[9]、Chu^[10]、Karam^[11]等研究表明,粗粒土(特别是砂土)和疏松粉土在循环荷载作用下发生失稳现象时,其饱和度小于100%,即处于非饱和状态。因此,在循环荷载作用下研究非饱和状态时的动力特性是十分必要的。经过了20多年的发展,非饱和土的弹塑性本构描述已日益成熟,形成了基于独立双变量理论^[12]和相关双变量理论^[13]的两大类非饱和土弹塑性本构模型,但上述研究绝大多数并未涉及土的动力特性研究。而少量涉及到非饱和土动本构模型的研究成果,仅适用于砂土或粉土。例如, Pedroso 等^[14]基于扩展BBM(barcelona basic model)弹塑性模型,提出了一种适用于非饱和黏性土的非饱和动本构关系;秦立科^[15]基于饱和黄土边界面弹塑性模型,利用二元介质本构理论,建立了非饱和黄土动本构模型;Yang 等^[16-17]利用弹塑性模型、胶结体损伤规律和非饱和土力学构建了循环荷载下非饱和结构性黄土动弹塑性本构模型。

综上所述,在循环荷载作用下,考虑累积变形的非饱和混合土动本构模型,在国内外均未见报道。因此,本文以川西崩坡积混合土为研究对象,综合考虑非饱和状态与细颗粒含量差异两大基本特征,探究交通循环荷载作用下土体累积变形的动本构描述,从而建立可用于交通荷载动力反应分析(考虑累积变形)的非饱和混合土动本构模型,为该类混合土结构物的动力稳定性分析与灾害防治提供可靠的理论依据与分析方法,对于川西山区乃至整个西南地区各类混合土高路堤、高速公路铁路路基等结构物的安全运营,均具有重要的理论与工程实用价值。

2 模型建立与方法

2.1 物性测试

本文取川西地区两种典型崩坡积混合土为研究对象,测得其相关物性指标如表1所示。

表1 两种混合土的物性指标
Table 1 Physical indexes of two mixed soils

编号	天然含水率 /%	天然密度 /(g/cm ³)	颗粒相对 密度	孔隙比
1号土	20.33	1.874	2.67	0.714
2号土	24.80	1.771	2.70	0.903

通过筛分试验得到1号土不均匀系数 $C_u = 32.69$, 曲率系数 $C_c = 1.02$; 2号土 $C_u = 37.50$, $C_c = 2.13$ 。图1为两种非饱和混合土的颗粒级配曲线。

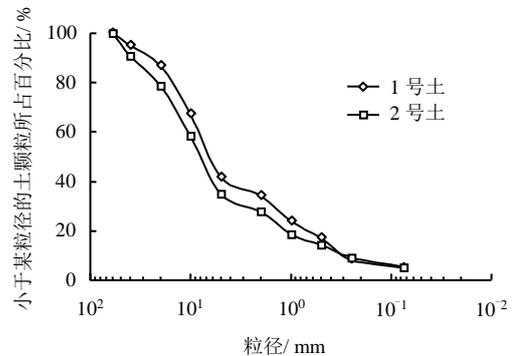


图1 颗粒级配曲线
Fig.1 Particle size distributions

使用DMAX-3C衍射仪对土样进行矿物成分鉴定(见表2),并结合筛分结果可发现:两种混合土均以粗颗粒为主,1号土和2号土黏粒、粉粒含量分别为4.94%和5.2%;大于2mm的砾石成分主要为花岗岩,小于2mm的细颗粒,多以石英和黏土矿物为主。

表2 矿物成分测试结果(单位:%)
Table 2 Mineral constituents test results (unit:%)

编号	黏土矿物	石英	正长石	斜长石	方解石	绿泥石
1号土	37	55		8		
2号土	45	35	7			13

通过文献[18]查明的崩坡积混合土特点,可以得出1、2号土的特点如下:①以粗颗粒(粒径大于0.075mm)为主,含量在84.8%以上,混合土的力学特性主要由粗颗粒骨架决定;②粗颗粒成分多以抗压强度高的花岗岩、石英和长石为主,且颗粒级配良好(土力学中规定 $C_u \geq 5$ 且 $C_c = 1 \sim 3$);③细颗粒中黏土矿物含量高,黏土矿物和碳酸盐易在粗颗粒间形成胶结体,细颗粒含量越高,胶结体越丰富,胶结作用越明显,细颗粒含量会影响混合土的力学特性。

土-水特征试验通过陶土板对吸力进行控制,采用Van Genuchten模型拟合试验曲线(式(1)),土-水特征曲线如图2所示。

$$S_r(s) = \left(\frac{1}{1 + (\beta_s s)^n} \right)^m \quad (1)$$

式中: $S_r(s)$ 为吸力为 s 时土体的饱和度; β_s 、 n

和 m 均为土-水特征曲线系数，可以通过拟合试验曲线（见图 2）得到，分别与进气值、曲线的斜率和不对称性相关。

图 2 中的拟合数据如下：1 号土 $\beta_{s_1} = 0.205$, $m = 0.022$, $n = 5.4$ ；2 号土 $\beta_{s_2} = 0.004$, $m = 5.754$, $n = 0.227$ 。

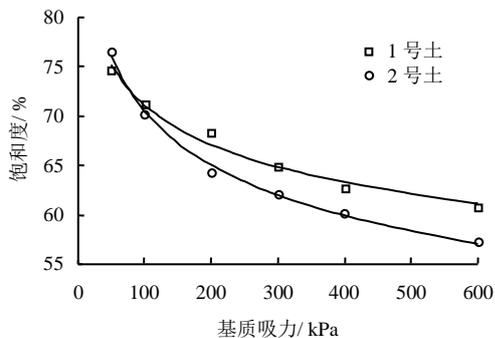


图 2 土-水特征曲线
Fig.2 Soil-water characteristic curves

2.2 循环荷载作用下混合土的动本构模型

交通荷载作用下崩坡积混合土的动力特性研究，可转化为循环荷载作用下能反映累积变形的混合土非饱和和动本构模型地描述。在本文中，混合土非饱和和动本构模型简写成 HHT 模型。

文献[12, 19]研究表明，土体在非饱和状态时，土体的强度和刚度随吸力的变大而增大。本文采用 BBM^[12]模型中的 LC (loading-collapse) 屈服面曲线，并利用土-水特征曲线 (SWCC)^[20]来推导吸力与应力之间的耦合作用。

2.2.1 非饱和状态的力学行为描述

根据 Alonso 等^[12]提出的 LC 屈服曲线(式(2))，并使用由 Van Genuchten^[20]提出计算土-水特征曲线的理论进行研究，以 (p, s) 面作为 LC 屈服面。

$$\frac{p_0(s)}{p^c} = \left(\frac{p_0^*}{p^c} \right)^{\frac{\lambda(0) - \kappa_m}{\lambda(s) - \kappa_m}} \quad (2)$$

式中： p_0^* 为硬化参数，代表饱和状态时前期固结压力； $p_0(s)$ 为非饱和状态时前期固结压力； p^c 为参照应力； $\lambda(s)$ 为非饱和土体的压缩指数； $\lambda(0)$ 为饱和土体的压缩指数； κ_m 为回弹指数； $\lambda(s)$ 为非饱和土体的压缩指数。

$$\lambda(s) = \lambda(0) \left[(1 - r_s) \exp(-\beta_s s) + r_s \right] \quad (3)$$

式中： r_s 为与土体最大刚度相关的常数； β_s 为控制土体刚度随吸力改变的变化速率； $\lambda(0)$ 为饱和土体的压缩指数。

图 3 所示，在三维应力空间 (p, q, s) 中，可以建立外力与吸力间的相互作用模型。其中， p 为净应力， q 为剪应力， s 为吸力； p_0^* 为硬化参数，代表饱和状态时前期固结压力； p_{bc} 为因细颗粒中的黏土矿物和碳酸盐在粗颗粒间形成的胶结体作用，导致土体产生额外的抗拉强度； p_s 为描述土黏聚力的变化而引入的变量。土体受吸力影响的抗拉强度用下式表示为

$$p_s = k_s s \quad (4)$$

式中： k_s 为抗拉强度影响系数。

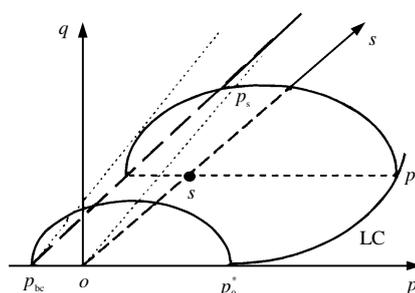


图 3 (p, q, s) 应力空间中屈服面的三维视图
Fig.3 Three-dimensional view of yield surfaces in (p, q, s) stress space

2.2.2 细粒效应的力学行为描述

基于文献[21-22]的观点，根据微观土力学理论，细粒效应主要体现在两方面：①造成土样孔隙比发生改变，实际孔隙比 e_0 不再等于表观孔隙比（对混合土，表观孔隙比是由粗颗粒骨架决定的），细颗粒含量越高，两者差异越大；②造成粗颗粒接触密度发生改变，粗颗粒之间会因为细颗粒的介入而获得抗拉强度增量，介入量越大，抗拉强度增量越大，同时，细颗粒的介入会造成粗颗粒间配对数减少，摩擦强度产生衰减。基于以上两点，在第 1 步已建立的模型基础上，将模型中的孔隙比修正为实际孔隙比 e_0 ，将细颗粒介入引起的抗拉强度增量体现在应力变量中，与非饱和引起的增量一并考虑，即体现在抗拉强度影响系数 k_s 中（式(4)）。通过上述两个方面实现细粒效应在 HHT 模型中地描述。图 3 中的 p_{bc} 即是因细颗粒中的黏土矿物和碳酸盐在粗颗粒间形成的胶结体作用，导致土体产生额外的抗拉强度，故把它的影响作为细粒效应的一个方面考虑到 k_s 中。除此之外，再同时考虑细颗粒含量对正常固结曲线斜率和回弹曲线斜率的影响，从而完成崩坡积混合土非饱和和动本构模型的构建。

2.2.3 基于界面理论的弹塑性本构模型

采用临界状态理论，在已有界面模型的框架内，综合考虑上述非饱和状态和细粒效应两大特征，建立能够描述川西非饱和土在循环荷载下的累积变形行为的 HHT 本构模型。

应力变量的选择：考虑到土体自身的结构性，本文定义了应力变量 $\sigma = (p, q)^T$ 、吸力 s 和硬化参数 p_0 作为 HHT 模型的应力状态变量。

(1) 基于 MCCM 模型的界面方程

因修正剑桥模型 (MCCM) [23] 可以很好地反映重塑正常固结或弱超固结黏土的主要变形特性，且具有形式简单、模型参数少、参数确定简单的优点，是描述土体本构模型得到公认的为数不多的模型之一。结合崩坡积混合土体的非饱和性，本文采用的界面方程如下：

$$F(\sigma, s, p_0^*) = q^2 - M_f^2(p + p_s)(p_0 - p) \quad (5)$$

式中： M_f 为临界状态线的斜率； p_0^* 为硬化参数，代表前期固结压力； p_0 为非饱和状态时前期固结压力。

(2) 相关流动法则

为了能够简化 HHT 模型，本文采用相关流动法则：

$$\left. \begin{aligned} d\varepsilon^p &= n_{gLU} \cdot \frac{n_f^T d\sigma}{H_{LU}} \\ n_{gLU} &= n_f \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

式中： n_{gLU} 为塑性势面上的单位法向量； n_f 为边界面上的单位法向量； H_{LU} 为加载、卸载塑性模量。

根据式 (5)，可推导得边界面上单位法向量为

$$n_f = \frac{1}{\left[\left(\frac{\partial F}{\partial \sigma} \right)^T \left(\frac{\partial F}{\partial \sigma} \right) \right]^{1/2}} \left(\frac{\partial F}{\partial \sigma} \right)^T \quad (7)$$

(3) 硬化法则

在塑性加载过程中，针对某一恒定吸力 s ，硬化参数 $p_0(s)$ 是关于塑性体积应变 ε_{vm}^p 的函数：

$$dp_0(s) = \frac{\partial p_0(s)}{\partial \varepsilon_{vm}^p} d\varepsilon_{vm}^p \quad (8)$$

在恒定吸力状态下，土体的正常固结曲线和回弹曲线方程为

$$\frac{\partial p_0(s)}{\partial \varepsilon_{vm}^p} = \frac{1 + e_m}{\lambda(s) - \kappa_m} p_0(s) \quad (9)$$

式中： e_m 为孔隙比； $\lambda(s)$ 为非饱和土体的压缩指

数； κ_m 为回弹指数； ε_{vm}^p 为塑性体积应变。

结合式 (2)，可计算出饱和、非饱和两种状态下硬化参数的增量关系式：

$$\frac{dp_0^*}{p_0^*} = \frac{\lambda(0) - \kappa_m}{\lambda(s) - \kappa_m} \frac{dp_0(s)}{p_0(s)} \quad (10)$$

将式 (10) 代入式 (9)，则有如下所示的硬化准则：

$$\frac{dp_0^*}{p_0^*} = \frac{1 + e_m}{\lambda(0) - \kappa_m} d\varepsilon_{vm}^p \quad (11)$$

(4) 边界面上塑性加载模量

根据一致性条件，存在：

$$dF = \left(\frac{\partial F}{\partial \sigma} \right)^T d\sigma + \frac{\partial F}{\partial p_0^*} dp_0^* + \frac{\partial F}{\partial s} ds = 0 \quad (12)$$

同时，将式 (11) 代入式 (12) 中，经整理得

$$\frac{\partial F}{\partial p} dp + \frac{\partial F}{\partial q} dq + \frac{\partial F}{\partial s} ds + \frac{\partial F}{\partial p_0^*} p_0^* \frac{1 + e_m}{\lambda(0) - \kappa_m} d\varepsilon_{vm}^p = 0 \quad (13)$$

然后，利用式 (6)，即可计算出边界面上的塑性加载模量为

$$H_{LU}^{BS} = -\frac{AB}{C} \quad (14)$$

其中

$$A = \frac{\frac{\partial F}{\partial p} dp + \frac{\partial F}{\partial q} dq}{\sqrt{\left(\frac{\partial F}{\partial p} \right)^2 + \left(\frac{\partial F}{\partial q} \right)^2} \sqrt{\left(\frac{\partial G}{\partial p} \right)^2 + \left(\frac{\partial G}{\partial q} \right)^2}} \quad (15)$$

$$B = \frac{\partial G}{\partial p} \frac{\partial F}{\partial p_0^*} p_0^* \frac{1 + e_m}{\lambda(0) - \kappa_m} \quad (16)$$

$$C = \frac{\partial F}{\partial p} dp + \frac{\partial F}{\partial q} dq + \frac{\partial F}{\partial s} ds \quad (17)$$

式中： G 为非饱和土体剪切模量。

结合土体的非饱和性，利用式 (5)，塑性加载模量 H_{LU} 中的各偏微分方程计算如下：

$$\frac{\partial G}{\partial p} = \frac{\partial F}{\partial p} = M_f^2(2p + p_s - p_0) \quad (18)$$

$$\frac{\partial G}{\partial q} = \frac{\partial F}{\partial q} = 2q \quad (19)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial F}{\partial p_0^*} &= \frac{\partial F}{\partial p_0} \frac{\partial p_0}{\partial p_0^*} = \\ &-M_f^2(p + p_s) \frac{\lambda(0) - \kappa_m}{\lambda(s) - \kappa_m} \left(\frac{p_0^*}{p^c} \right)^{\frac{\lambda(0) - \lambda(s)}{\lambda(s) - \kappa_m}} \end{aligned} \quad (20)$$

$$\frac{\partial F}{\partial s} = \frac{\partial F}{\partial p_s} \frac{\partial p_s}{\partial s} + \frac{\partial F}{\partial p_0} \frac{\partial p_0}{\partial s} = k_s M_f^2 (p - p_0) - M_f^2 (p + p_s) \frac{\partial p_0}{\partial s} \quad (21)$$

(5) 基于可移动映射中心的映射准则

土体在卸载-再加载过程中，出现的应变对应力的滞后性，称为“滞回圈现象”。为了对土体的这种现象进行模拟，黄茂松等^[24]修正了传统边界面理论中半径映射准则^[25]。本文将采用这种模拟方式，如图 4 所示。

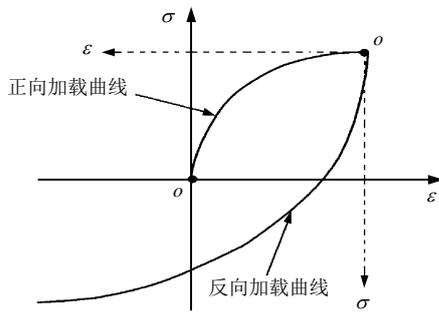


图 4 Masing 准则 (修正后)
Fig.4 Masing laws (modified)

映射准则如下：

$$H_{LU} = H_{LU}^{BS} \left(\frac{\delta_0}{\delta} \right)^{r_{LU}} \quad (22)$$

式中： r_{L0} 、 r_{U0} 分别为等效重塑土体的初始加载和卸载映射指数； δ_0 为映射点至映射中心之间的距离； δ 为应力点至映射中心之间的距离，计算公式分别为

$$\delta_0 = \sqrt{(p_1 - p_{OLU})^2 + (q_1 - q_{OLU})^2} \quad (23)$$

$$\delta = \sqrt{(p - p_{OLU})^2 + (q - q_{OLU})^2} \quad (24)$$

式中： p_{OLU} 、 q_{OLU} 为映射原点的坐标； p_1 、 q_1 为当前应力点在边界面上的映射点坐标； p 、 q 为当前应力点的坐标。

根据加载方向的不同，下面将边界面上的映射点的计算过程阐述如下：

① 正向加载过程

在正向加载时，把 $p_s - q_s$ 应力空间的坐标原点 O_s 作为映射中心 P_{OL} 。由此，根据传统径向准则的定义，有

$$\eta_s = \frac{q}{p + p_s} = \frac{q_1}{p_1 + p_s} \quad (25)$$

为了计算方便，采用下列屈服面方程：

$$\frac{p + p_s}{p_0 + p_s} - \frac{M_f^2}{M_f^2 + \eta_s} = 0 \quad (26)$$

根据当前应力点计算出 η_s ，然后将式 (25) 代入到式 (26)，则能够计算出边界面上映射点 $P_{L1}(p_{L1}, q_{L1})$ 如下：

$$\left. \begin{aligned} p_{L1} &= (p_0 + p_s) \frac{M_f^2}{M_f^2 + \eta_s} \\ q_{L1} &= (p_{L1} + p_s) \eta_s \end{aligned} \right\} \quad (27)$$

② 反向加载过程

在反向加载时，把卸载初始应力点 P_{OU} 作为映射中心，传统径向准则不再适用。但试验的应力路径通常是选定的，因此，可以根据应力路径计算反向加载的梯度为

$$k = \frac{\Delta q_U}{\Delta p_U} \quad (28)$$

式中： Δ 为每个计算步中应力的增量。

所以，当前应力点 $P(p, q)$ 与边界面上映射点 $P_{U1}(p_{U1}, q_{U1})$ 存在如下关系：

$$\frac{q - q_{U1}}{p - p_{U1}} = k \quad (29)$$

因而可计算出偏应力为

$$q_{U1} = q - k(p - p_{U1}) \quad (30)$$

将式 (30) 与式 (5) 联立，即可计算出边界面上映射点 $P_{U1}(p_{U1}, q_{U1})$ 为

$$\left. \begin{aligned} p_{U1} &= \frac{-b - \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \\ q_{U1} &= q - k(p - p_{U1}) \end{aligned} \right\} \quad (31)$$

其中：

$$a = (k^2 + M_f^2); \quad b = [2k(q - kp) + M_f^2(p_s - p_0)];$$

$$c = [(q - kp)^2 - M_f^2 p_s p_0].$$

(6) 加载准则与塑性变形

本文将卸载过程考虑为反向加载，从而加、卸载过程中应力增量矢量 $d\sigma$ 和屈服面法向矢量 n_f 要满足下面式子：

$$\left. \begin{aligned} \frac{n_f^T d\sigma}{H_L} &> 0, \text{ 正、反向加载} \\ \frac{n_f^T d\sigma}{H_L} &= 0, \text{ 中性加载} \end{aligned} \right\} \quad (32)$$

式中： H_L 为加载塑性模量。

故基于边界方程(5),联合硬化准则式(11)和可移动映射中心的映射准则,可以计算出加、卸载过程中应力点的塑性模量式(22),最终使用相关联流动准则式(6)能够得到塑性应变增量 $d\epsilon^p$ 。

(7) HHT 模型参数的确定

HHT 模型中包含 16 个参数,其中, e_0 可由物理性质试验测得表观孔隙比,然后通过修正后获得^[26], p^c 、 p_0^* 、 $\lambda(0)$ 、 κ_m 、 r_s 、 β_s 可通过不同吸力(不同含水率)下各向同性排水压缩试验获得; M_f 、 k_s 可通过不同吸力下的静三轴剪切试验确定、各向同性排水压缩试验获得; s_0 可通过吸力量测获得; β_s 、 n 、 m 可通过土-水特征曲线拟合获得; u_m (泊松比)通过经验取值为 0.45; r_{L0} 、 r_{U0} (由混合土塑性加、卸载模量插值函数而引入的参数)可通过对加、卸载曲线拟合确定。

采用 DJSZ-150 型粗粒土动、静两用三轴试验机进行动、静三轴试验。试样尺寸为 $\Phi 300 \text{ mm} \times 600 \text{ mm}$, 满足最大粒径(约 40 mm)的试验要求。试样初始孔隙比控制为天然孔隙比。

根据土-水特征试验结果,可以设计出如表 3 所示的部分静三轴剪切试验条件以及含水率-吸力对应关系。

表 3 静三轴试验方案
Table 3 Static triaxial test conditions

编号	初始含水率 / %	对应吸力值 / kPa	围压 / kPa
1 号	20.50	50	100、150、200
	17.21	200	100、150、200
	16.10	400	100、150、200
2 号	24.98	50	100、150、200
	22.89	200	100、150、200
	21.01	400	100、150、200

按照表 3 试验方案进行试验, 所得结果绘制成图 5、6。

经过相应数据处理并根据式(4)和某级吸力下临界状态线公式:

$$q = M_f(p - p_s) \quad (33)$$

算得 $\omega = 20.50\%$ ($s = 50 \text{ kPa}$) 的 1 号土 $M_f = 1.016$, $p_s = 32.738 \text{ kPa}$, $k_s = 0.655$; $\omega = 24.98\%$ 的 2 号土 $M_f = 1.245$, $p_s = 39.35 \text{ kPa}$, $k_s = 0.787$ 。

与土-水特征试验一致,对两土样进行 5 种不同基质吸力 ($s = 0、50、100、200、400 \text{ kPa}$) 下的固结压缩试验, 试验结果见图 7。

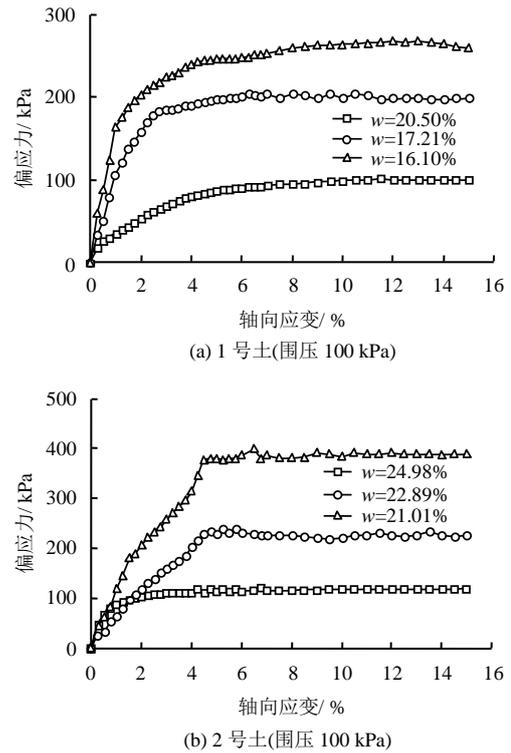


图 5 相同围压, 不同含水率下 1、2 号土应力-应变关系曲线
Fig.5 Stress-strain relationship curves of soil No.1 and soil No.2 under the same confining pressure and different moisture contents

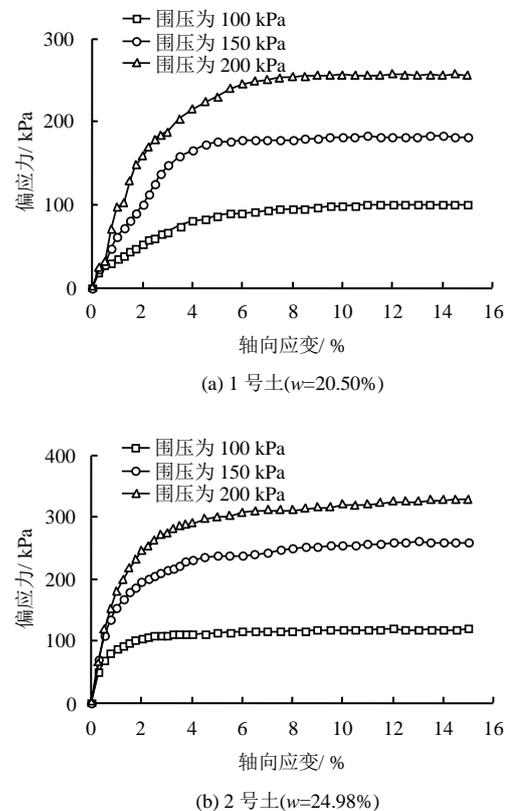


图 6 不同围压, 不同含水率下 1、2 号土应力-应变关系曲线
Fig.6 Stress-strain relationship curves of soil No.1 and soil No.2 under different confining pressures and different moisture contents

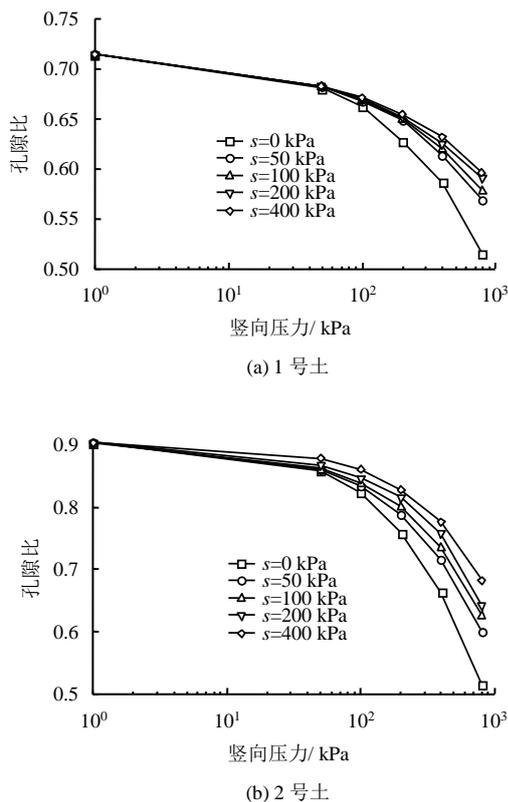


图 7 不同基质吸力下 1、2 号土 e - lgp 曲线
Fig.7 e - lgp curves under different matric suctions

使用 Cassagrande^[27]经验作图法可得饱和土样和 $s = 50$ kPa 的先期固结压力: 1 号土样 $p_0^* = 75$ kPa,

$p_0 = 120$ kPa; 2 号土样 $p_0^* = 90$ kPa, $p_0 = 120$ kPa。并根据式 (2) 得 1 号土样 $p^c = 8$ kPa, 2 号土样 $p^c = 43.1$ kPa。根据式 (3) 和试验数据可得到土样压缩指数拟合如图 8 所示。

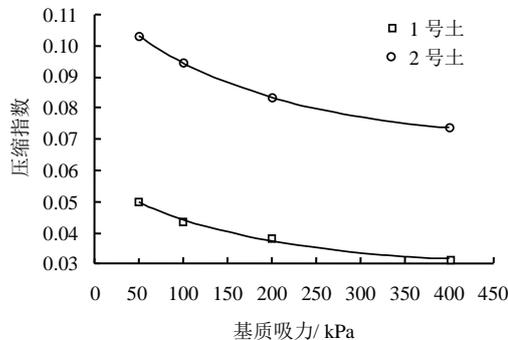


图 8 压缩指数拟合图
Fig.8 Fitting curves of compression index

由公式 (3) 和图 8 可以确定 1 号土样参数 $\lambda(0) = 0.058$, $r_s = 0.512$, $\beta_s = 0.007$, $\kappa = 0.012$, 假定非饱和土的回弹指数 $\kappa(s)$ 与饱和土相等, 即 $\kappa(s) = \kappa$; 2 号土样参数 $\lambda(0) = 0.135$, $r_s = 0.563$, $\beta_s = 0.013$, $\kappa = 0.02$ 。

将土样参数取值统一汇总于表 4。

两种土样其他吸力值 (含水率) 下对应的模型参数取值也同理可得。

表 4 参数取值表
Table 4 Parameter value table

编号	e_0	λ_0	κ_m	u_m	k_s	M_f	r_{L0}	r_{U0}	s_0 / kPa	p^c / kPa	p_0^* / kPa	r_s	β_s	n	m	β_s
1号	0.714	0.058	0.012	0.45	0.655	1.016	0.008	0.1	50	8.0	75	0.512	0.007	5.400	0.022	0.205
2号	0.903	0.135	0.035	0.45	0.787	1.245	0.008	0.1	50	43.1	90	0.563	0.013	0.227	5.754	0.004

(8) 常含水率下吸力、饱和度与外力之间的耦合关系

在 HHT 模型中, 假定外荷载作用下, 其含水率恒定, 即有比水体积 V_w 恒定, 根据比水体积的定义, 有

$$V_w = 1 + e_w = 1 + S_r e \tag{34}$$

根据上式, 能推导出常含水率条件下饱和度随土体变形发展变化的规律式为

$$\frac{dS_r}{S_r} = -\frac{de}{e} \tag{35}$$

结合式 (1), 能够推导出吸力、饱和度与土体变形间的耦合关系式。本文未对它进行试验验证, 只是对本文中采用 BBM 模型的 LC 屈服曲线和土-水特征曲线如何建立饱和度、吸力与土体变形间的

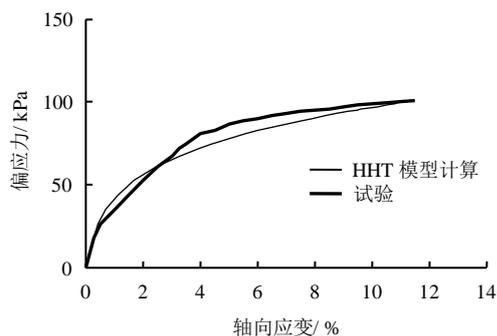
耦合作用规律作一个说明。

3 模型结果、讨论与验证

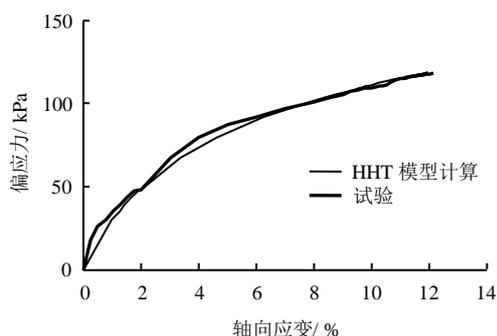
采用上述构建的 HHT 模型对静荷载、循环荷载下的偏应力与轴向应变曲线进行预测, 通过预测曲线的结果与静、动三轴试验结果进行对比, 从而判断 HHT 模型对崩坡积混合土的适用情况。

将相应参数带入模型中, 所得结果分别与常含水率下剪切试验作比较 (见图 9、11) 和与常含水率下循环剪切试验作比较 (见图 10、12)。动三轴循环荷载试验中, 试样尺寸为 $\Phi 300$ mm \times 600 mm, 施加半正弦偏应力, 固结围压为 25 kPa, 1 号、2 号土的荷载幅值分别为 15、22 kPa, 循环加载频率为 0.05 Hz, 循环次数为 100 次, 取前 6 次进行模型

验证。



(a) 1号土

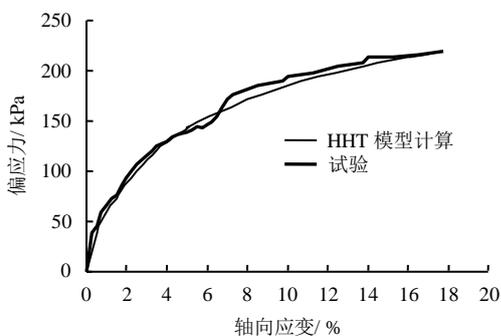


(b) 2号土

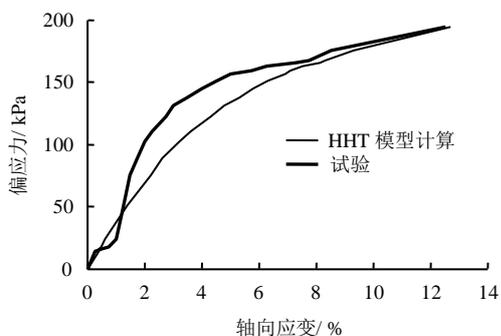
图9 静三轴试验结果和模型计算结果 (s=50 kPa)

Fig.9 Static triaxial test results and model calculations

(s=50 kPa)



(a) 1号土

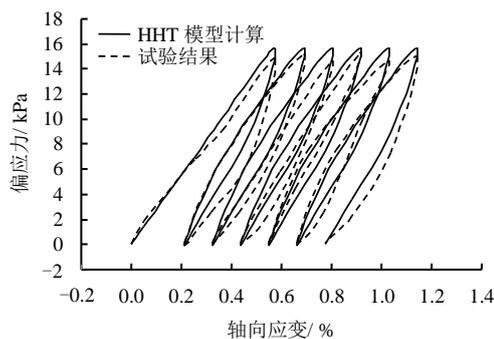


(b) 2号土

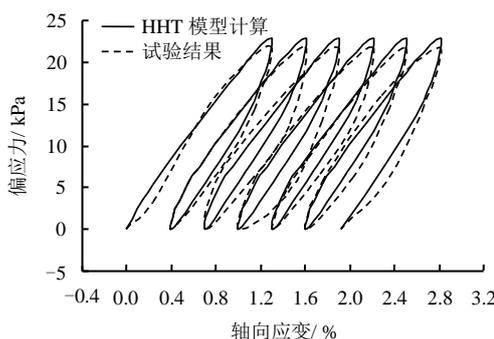
图10 静三轴试验结果和模型计算结果 (s=100 kPa)

Fig.10 Static triaxial test results and model calculations

(s=100 kPa)

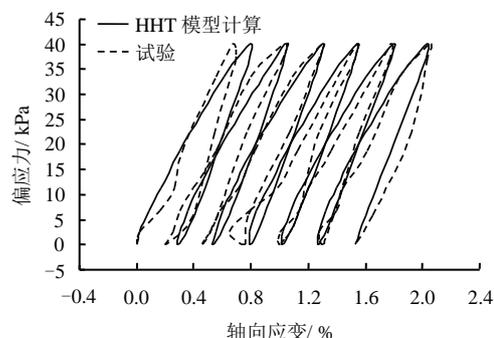


(a) 1号土

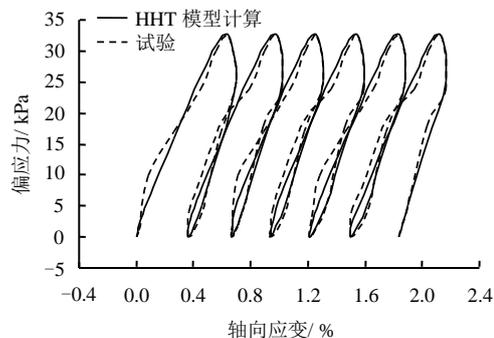


(b) 2号土

图11 动三轴试验结果和模型计算结果 (s=50 kPa)
Fig.11 Dynamic triaxial test results and model calculations (s=50 kPa)



(a) 1号土



(b) 2号土

图12 动三轴试验结果和模型计算结果 (s=100 kPa)

Fig.12 Dynamic triaxial test results and model calculations (s=100 kPa)

图 9、10 分别选取不同常含水率下(吸力 s 约为 50、100 kPa) 1、2 号土的偏应力与轴向应变曲线进行对比。

通过试验与 HHT 模型计算的结果对比发现, 1、2 号土在两个吸力值下的试验曲线与模型计算结果均有较好的一致性。

图 11、12 分别选取不同常含水率循环荷载作用下(吸力 s 约为 50、100 kPa) 1、2 号土的偏应力与轴向应变曲线进行对比。

通过试验结果与 HHT 模型计算结果对比发现, 1、2 号土在两个吸力值下的循环剪切试验曲线与模型计算结果整体趋势符合较好。

可以看到, 模型计算与试验曲线仍存在局部小偏差, 原因主要是在对试验曲线进行拟合时, 初始加、卸载指数的选取不是最优, 从而导致计算与试验的轴向应变有所差别。另外, 试验本身也存在一定的误差(见图 10)。

4 结 论

(1) 川西非饱和混合土具有非饱和性和细颗粒含量差异性两大主要特征。本文基于既有的边界理论, 综合两大主要特征影响, 得到可以考虑交通循环荷载作用下累积变形的非饱和混合土 HHT 动本构模型, 其模型参数可以通过常规试验结果或拟合获得。

(2) 通过静、动三轴试验结果来验证该模型的适用性。经对比分析, 本模型能够描述非饱和和状态和细粒效应, 可以较好地反映非饱和混合土在静荷载, 特别是循环荷载下的力学特性, 而且能够真实地反映土体在加、卸载过程中的滞回特性。

参 考 文 献

- [1] TARUMI N, SUNAGA M. Behaviors of low embankments on soft grounds during train passage[J]. *Proceedings of the Japan Society of Civil Engineers*, 1988, (400): 1—11.
- [2] MIURA N, FUJIKAWA K, SAKAI A. Field measurement of settlement in Saga airport highway subjected to traffic load[J]. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1995, 43(6): 49—51.
- [3] 凌建明, 王伟, 邬洪波. 行车荷载作用下湿软路基残余变形的研究[J]. *同济大学学报(自然科学版)*, 2002, 30(11): 1315—1320.
LING Jian-ming, WANG Wei, WU Hong-bo. On residual deformation of saturated clay subgrade under vehicle load[J]. *Journal of Tongji University (Natural Science)*, 2002, 30(11): 1315—1320.
- [4] 叶耀东, 朱合华, 王如路. 软土地铁运营隧道病害现状及成因分析[J]. *地下空间与工程学报*, 2007, 3(1): 157—160, 166.
YE Yao-dong, ZHU He-hua, WANG Ru-lu. Analysis on the current status of metro operating tunnel damage in soft ground and its causes[J]. *Chinese Journal of Underground Space and Engineering*, 2007, 3(1): 157—160, 166.
- [5] 殷跃平. 汶川八级地震滑坡特征分析[J]. *工程地质学报*, 2009, (1): 29—38.
YIN Yue-ping. Features of landslides triggered by the Wenchuan earthquake[J]. *Journal of Engineering Geology*, 2009, (1): 29—38.
- [6] 杨进兵, 陈兴长, 汪惠, 等. 泥石流堆积物中细颗粒含量与渗透系数关系试验研究[J]. *岩土力学*, 2016, 37(11): 3184—3190.
YANG Jin-bing, CHEN Xing-zhang, WANG Hui, et al. An experimental study of relationship between fine grain content and permeability coefficient of debris flow deposits[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2016, 37(11): 3184—3190.
- [7] 郑棋. 细粒含量对粉土动力特性影响的试验研究[硕士论文D]. 杭州: 浙江工业大学, 2014.
ZHENG Qi. Experimental study on the influence of percent fines on the dynamic properties of silt[Master Thesis D]. Hangzhou: Zhejiang University of Technology, 2014.
- [8] VAID Y P, ELIADORANI A. Instability and liquefaction of granular soils under undrained and partially drained states[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1998, 35: 1053—1062.
- [9] LEONG W K, CHU J, THE C I. Liquefaction and instability of a granular fill material[J]. *Geotechnical Testing Journal*, 2000, 23(2): 178—192.
- [10] CHU J, LEROUEIL S, LEONG W K. Unstable behavior of sand and its implication for slope instability[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2003, 40: 873—885.
- [11] KARAM J P, CUI Y J, TANG A M, et al. Experimental study on the cyclic resistance of a natural loess from northern france[J]. *Soils and Foundations*, 2009, 49(3): 421—429.
- [12] ALONSO E E, GENS A, JOSA A. A constitutive model for partially saturated soils[J]. *Geotechnique*, 1990, 40(3): 405—430.
- [13] WHEELER S J, SHARMA R S, BUISSON M S R. Coupling of hydraulic hysteresis and stress-strain behavior in unsaturated soils[J]. *Geotechnique*, 2003,

- 53(1): 41—54.
- [14] PEDROSO D M, FARIAS M M. Extended Barcelona Basic Model for unsaturated soils under cyclic loadings[J]. **Computers and Geotechnics**, 2011, 38: 731—740.
- [15] 秦立科. 非饱和黄土动力本构模型及其在地铁车站地震反映分析中的应用[博士论文 D]. 西安: 长安大学, 2010. QIN Li-ke. Dynamic model of unsaturated loess and its application to the seismic response of subway station[PhD Thesis D]. Xi'an: Chang'an University, 2010.
- [16] YANG C, CUI Y J, PEREIRA J M, et al. A constitutive model for unsaturated cemented soils under cyclic loading[J]. **Computers and Geotechnics**, 2008, 35: 853—859.
- [17] YANG C, HUANG M S, CUI Y J. Constitutive model of unsaturated structured soils under cyclic loading[C]// *Unsaturated Soils*. London: Taylor and Francis Group, 2011.
- [18] 周庆. 川西山区崩坡积混合土非饱和强度特性试验研究[硕士论文 D]. 成都: 西南交通大学, 2012. ZHOU Qi. Experimental study of unsaturated strength characteristics for Chuanxi talus mixed soil[Master Thesis D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2012.
- [19] WHEELER S J, SIVAKUMAR V. An elasto-plastic critical state framework for unsaturated soil[J]. **Geotechnique**, 1995, 45(1): 35—53.
- [20] VAN GENUCHTEN M TH. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils[J]. **Soil Science Society of America Journal**, 1980, 44: 892—898.
- [21] LAMBE T W, WHITMAN R V. *Soil mechanics*[M]. New York: Wiley, 1969.
- [22] MITCHELL J K. *Fundamentals of soil behaviour*[M]. New York: Wiley, 1976.
- [23] ROSCOE K H, BURLAND J B. On the generalized stress-strain behavior of 'wet' clay[C]// *Engineering plasticity*. London: Cambridge University Press, 1968: 535—609.
- [24] 黄茂松, 杨超, 崔玉军. 循环荷载下非饱和结构性土的边界模型[J]. **岩土工程学报**, 2009, 31(6): 817—823. HUANG Mao-song, YANG Chao, CUI Yu-jun. Elastoplastic bounding surface model for unsaturated soils under cyclic loading[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2009, 31(6): 817—823.
- [25] DAFALIAS Y F, HERRMANN L R. Bounding surface formulation of soil plasticity[C]// *Soil Mechanics Transient and Cyclic Loads*. New York: John Wiley & Sons Ltd., 1982: 253—282.
- [26] KUERBIS R H. The effect of gradation and fines content in the undrained loading response of sand[D]. Vancouver, Canada: University of British Columbia, 1989.
- [27] CASAGRANDE A. The determination of the preconsolidation load and its practical significance[C]// *Proceedings of the 1st International Soil Mechanics and Foundation Engineering Conference*. Cambridge: Massachusetts, 1936: 60—64.

2017 年岩土工程西湖论坛：岩土工程测试技术（二号通知）

（2017 年 11 月 9~10 号，杭州）

随着我国基本建设工程的进一步推进，岩土工程测试面临着更严峻的挑战，对相关测试技术也有着更高的要求。为顺应国家、社会需求，探讨解决岩土工程测试技术面临的重大问题，组织召开“2017 年岩土工程西湖论坛：岩土工程测试技术”学术会议。

一、主办单位：中国工程院土木、水利与建筑工程学部、中国土木工程学会土力学及岩土工程分会、浙江大学滨海和城市岩土工程研究中心。

二、会议宗旨：会议将就近年来城市岩土工程的热点与重点问题，邀请著名专家、学者及相关企事业单位领导进行深入探讨，寻找解决有关测试问题的思路和方法。欢迎全国相关学科的专家、学者和工程技术人员等踊跃参加。

三、会议时间：2017 年 11 月 9~10 号（8 日报到） 会议地点：杭州梅地亚宾馆

四、会议主题：岩土工程测试理论、技术新进展

五、大会秘书处：秘书：陆水琴 15967126989, lusq87@163.com; 王笑笑 13646828087, wangxiuxiu713@163.com

六、会议注册标准：正式代表网上注册 1000 元/人，正式代表现场注册 1200 元/人，学生网上/现场注册 600/人，注册费不含参观考察费用；根据相关规定的要求，会议不统一组织考察参观。学生注册报到当天请出示学生证。网上注册地址：<http://www.zjdxyt.com>（浙江大学滨海和城市岩土工程研究中心网址），点击西湖论坛—会议注册，网上注册截止时间：2017 年 10 月 15 日。