

DOI: 10.11779/CJGE201506003

# 剪胀性砂土地震后流滑的机理和模拟

王 刚<sup>1</sup>, 张建民<sup>2</sup>, 魏 星<sup>3</sup>, 刘彦玲<sup>3</sup>

(1. 重庆大学土木工程学院, 重庆 400044; 2. 清华大学水利水电工程系, 北京 100084; 3. 西南交通大学土木工程学院, 成都 610031)

**摘 要:** 不均匀地层中超静孔压的扩散、重分布过程会导致孔隙水集中渗流累积至局部区域, 导致该区域土体强制吸水, 从而引发剪胀性砂土地震后侧向流动变形甚至失稳。通过分析边坡流动变形过程中砂土的应力路径特征及强制吸水条件下的体变平衡条件, 指出预测剪胀性砂土地震后侧向流动变形的关键是描述砂土保持常剪应力和当前峰值应力比时的剪胀特性和震后再固结体变特性。通过常偏应力下的三轴剪切吸水试验, 观察了砂土在流动变形过程中的吸水量与剪应变发展的关系, 给出了基于强制吸水体变预测流动剪应变的状态剪胀模型。基于剪切后再固结试验, 得出了再固结体变的变化规律和数学描述。基于所提出的机制和数学描述, 给出了基于有限差分法的边坡流动变形发展过程直至失稳破坏的模拟方法。

**关键词:** 砂土; 剪胀; 地震后变形; 流滑

中图分类号: TU435

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2015)06-0988-08

**作者简介:** 王 刚(1978-), 男, 博士, 教授, 主要从事土的本构理论、土动力学及地震工程、数值分析等方面的研究工作。E-mail: cewanggang@163.com。

## Mechanism and modeling of post-earthquake flow deformation of dilative sand

WANG Gang<sup>1</sup>, ZHANG Jian-min<sup>2</sup>, WEI Xing<sup>3</sup>, LIU Yan-ling<sup>3</sup>

(1. School of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 610031, China; 2. Department of Hydraulic Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China; 3. Department of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China)

**Abstract:** The diffusion and redistribution of the excess pore pressure in inhomogeneous strata lead to pore water concentration in certain local areas, where the soils are compelled to absorb water, causing continuous flow deformation of slopes composed of dilative sand both during and after earthquakes. By studying typical stress paths and volumetric strain component constraints of sand during flow deformation, it is found that the stress-dilatancy under shearing with constant deviator stress along the peak stress ratio and post-earthquake reconsolidation volumetric strain are the two key issues in modeling the post-earthquake flow deformation and failure. The triaxial compression tests under constant deviator stress are performed to observe the relationship between water absorption and shear strain development of sand, and a state-dependent dilatancy model is proposed to predict the large shear strain according to the volume of absorbed water. A description of reconsolidation volumetric strain is also developed based on the consolidation tests on specimens after large shearing. A procedure for modeling the development of the post-earthquake flow deformation is proposed based on the proposed mechanism, mathematical descriptions and simplified finite difference method to simulate pore water seepage.

**Key words:** sand; dilatancy; post-earthquake deformation; flow liquefaction

## 0 前 言

震害调查发现, 大量不具有流滑特性的剪胀性砂土构筑物或具有驱动剪应力的地基出现流滑的现象。1971年美国San Fernando坝在地震结束后30 s左右发生整体滑坡破坏<sup>[1]</sup>, 1975年中国海城地震的主震过后大约1 h 20 min, 石门水库土坝上游砂砾料坝坡的水下部分发生滑坡<sup>[2]</sup>, 1976年唐山地震中密云水库白河主坝上游砂砾石保护层的水下部分发生滑坡<sup>[3]</sup>。其他类似的震害实例在1964年新泻地震、1987年新西兰地震

和1995年阪神地震中均有报道<sup>[4-5]</sup>。这些震害实例有共同的特点: ①破坏均发生在地震结束后的某一时段, 表明坝坡的滑动不是地震惯性力引起的, 而是受其他的破坏机理所支配; ②这些滑动实例中的饱和砂土(或砂砾料)不是具有流滑特性的松砂, 而是具有剪胀性的中砂到密砂, 用不排水抗剪强度分析, 是不会产生

基金项目: 国家自然科学基金项目(51209179)

收稿日期: 2014-09-04

滑坡的。Lee等<sup>[6]</sup>对San Fernando坝的详细室内试验表明, 用相应填筑密度试样的不排水抗剪强度进行边坡稳定分析<sup>[7]</sup>, 该坝不可能发生滑动。周景星等<sup>[8]</sup>的室内试验结果表明: 密云砂砾料(细料)处于中密偏松至中密偏密状态, 其不排水剪切的应力应变曲线不具有流滑特性; 并且进一步通过反分析发现只有将砂砾料的内摩擦角降低到 $21^\circ$ 且加上地震惯性力作用该坝才可能滑坡<sup>[9]</sup>。

在不排水条件下, 流滑现象只出现在非常疏松的砂土中(相对密度一般小于 $10\%\sim 15\%$ , 标准贯入击数不到1)。实际工程中的砂土一般处于中密到密实状态, 其在不排水条件下出现剪胀硬化现象, 不排水剪切强度远大于相同初始固结应力下的排水剪切强度。用现有基于砂土不排水剪切强度的稳定分析方法不能解释上述边坡地震后流滑破坏的原因。已有研究成果指出<sup>[10]</sup>: 上述边坡破坏的原因可能是饱和砂土在地震后的渗流过程中发生了孔隙比重分布, 即超静孔压的扩散和转移导致局部区域的砂土强制吸水变松, 剪切强度下降, 当强度下降到不足以维持边坡的稳定时, 出现滑动破坏。大量的模型试验研究<sup>[11-15]</sup>证实了这一猜想, 并进一步得出如下认识: ①具有相对不透水表层的饱和砂性土边坡或地基, 随着震动产生的超静孔压的扩散和转移, 孔隙水一般转移至砂土与相对不透水层的界面处; ②强制吸水效应有局部化现象, 往往在相对不透水层的界面处形成水膜, 变形主要沿着该局部区域发展。

部分排水条件下的室内单元试验可以从土的应力应变行为角度探讨剪胀性砂土边坡流滑的原因。Vaid等<sup>[16]</sup>通过等应变增量比试验研究了部分排水条件下饱和砂土剪切强度下降的现象, 表明即使很小的体积膨胀也会导致剪胀性砂土试样发生应变软化甚至失稳。张建民等<sup>[17]</sup>对饱和砂土进行了液化后控制剪切吸水速率的试验, 王富强等<sup>[18]</sup>进一步开展了循环剪切条件下饱和砂土的吸水试验。他们的试验结果表明, 只要剪切吸水率等于或大于自然吸水率, 剪胀性砂土的应力应变曲线也会出现完全塑性或应变软化现象。Boulanger等<sup>[19]</sup>、Sento等<sup>[20]</sup>、Yoshimine等<sup>[21]</sup>通过反压注水的手段进行保持常剪应力的剪切试验来观察试样的吸水量与剪应变的关系。

本文首先对成层地基中超静孔压的扩散、重分布规律及土单元的应力路径和体变平衡条件进行分析, 探讨剪胀性砂土流滑的机理; 然后根据试验成果总结剪胀性砂土在大剪切变形过程中的吸水规律和再固结体变规律, 并给出相应的数学描述; 最后在此基础上给出剪胀性砂土边坡地震后流动变形过程的简化计算方法, 并通过实例分析再现地震后流动变形直至失稳

破坏的现象。

## 1 剪胀性砂土流滑的机理

剪胀性砂土流滑现象与自然排水条件下孔压重分布导致的局部土体强制吸水有关, 须放在具体边值问题中来阐释。如图1所示的一维成层地基, 可液化的饱和砂土层上覆有一层渗透系数较低的黏性土层。当地震作用使饱和砂土层中产生超静孔压时, 地基中会产生自下而上的渗流。由于黏性土层的渗透系数低于砂土层, 渗流在土层交界面处被阻滞, 砂土层上部会出现孔压和孔隙水的累积, 强迫此区域的饱和砂土吸水, 使其体积膨胀、孔隙比增大。如图1所示, 越靠近土层交界面, 强制吸水效应越强烈。在一定条件下, 在交界面处还可能形成一个很薄的水膜层。

对于水平地基, 超静孔压重分布可能会使上部砂层中的孔压超过上覆土重, 从而使上覆土层被劈开, 出现“砂沸”现象。

对于倾斜地层, 地震后孔隙水渗流可能引起侧向变形和流滑, 其机理可通过分析图1中典型土单元 $E_1$ 和 $E_2$ 的应力路径及体变平衡条件来说明。土单元 $E_1$ 位于下部砂土层中, 如图2所示, 其震前应力状态位于 $A_1$ 点, 地震作用使其应力状态达到 $B_1$ 点。在震后的渗流过程中, 从 $E_1$ 向上流出的渗流流速 $v_{i-1}$ 大于从下部流入的渗流流速 $v_i$ , 于是渗流过程导致 $E_1$ 排水, 体积收缩, 有效球应力增加, 有效应力路径向 $A_1$ 点运动。砂层中下部的所有土单元在渗流过程中的应力路径都与 $E_1$ 一样, 在震后的渗流过程中出现孔压消散, 体积压缩, 宏观呈现出地基沉降的现象。

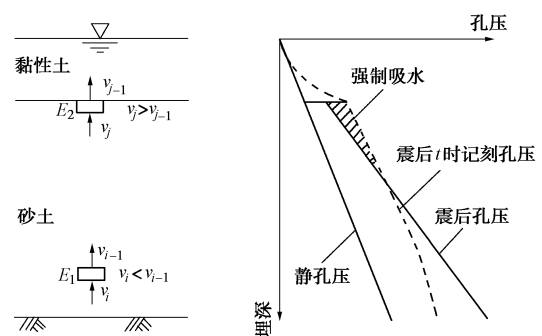


图1 震后渗流引起成层地基孔压重分布示意图

Fig. 1 Illustration of pore pressure redistribution of layered ground during post-earthquake seepage

土单元 $E_2$ 位于砂土层顶部, 如图2所示, 其震前应力状态位于 $A_2$ 点, 地震作用使其应力状态达到 $B_2$ 点。由于上部黏土层的渗透系数低于砂土层, 从 $E_2$ 向上流出的渗流流速 $v_{i-1}$ 小于下部流入的渗流流速 $v_i$ , 渗流作用使 $E_2$ 强制吸水、体积膨胀、有效球应力减小。由于土单元中驱动剪应力 $q_s$ 的存在, 球应力只能减小

到足以维持驱动剪应力的最小球应力  $p_{\min}=q_s/M_p$ ,  $M_p$  是当前状态的峰值剪应力比, 即图 2 中强度线上的  $C_2$  点。应力路径达到峰值应力比以后, 并不意味着土单元发生无限的变形而破坏, 其应力应变响应可以通过土单元的体变平衡条件来分析。砂土的体变  $\varepsilon_v$  可分为两个部分: ①有效球应力变化引起的体变  $\varepsilon_{vc}$ , 称为压缩体变; ②剪切引起的体变(剪胀或剪缩)  $\varepsilon_{vd}$ , 称为剪切体变, 即

$$\varepsilon_v = \varepsilon_{vc} + \varepsilon_{vd} \quad (1)$$

体变的符号约定体积压缩为正, 体积膨胀为负。当应力状态达到峰值应力比( $C_2$ 点)时, 球应力减小至最小值  $p_{\min}$ , 强制吸水已不能再引起有效球应力的减小, 土单元的体积膨胀也就无法再由压缩体变  $\varepsilon_{vc}$  来平衡, 而只能由剪切应变  $\varepsilon_{vd}$  平衡, 即

$$\begin{cases} \Delta\varepsilon_{vc} = \Delta\varepsilon_v & (\text{当 } p > p_{\min}) \\ \Delta\varepsilon_{vd} = \Delta\varepsilon_v & (\text{当 } p = p_{\min} \text{ 且 } \Delta\varepsilon_v < 0) \end{cases}, \quad (2)$$

$$\Delta\varepsilon_q = f(\Delta\varepsilon_{vd}), \quad (3)$$

$$\Delta p = -\Delta u = f(\Delta\varepsilon_{vc}). \quad (4)$$

式中  $u$  为孔压;  $\varepsilon_q$  为偏应变, 在三轴条件下  $\varepsilon_q = \varepsilon_1 - \varepsilon_3$ 。式(2)~(4)的物理含义是: ①保持常驱动剪应力条件下, 在应力状态达到峰值应力比以前, 强制吸水引起的体变由压缩体变来平衡, 所以引起有效球应力(及孔压)的增加或减小; ②土单元在应力状态达到峰值应力比以后, 为保持常驱动剪应力, 强制吸水引起的体积膨胀只能由剪切体变来平衡, 为了产生相应的剪切体变, 于是就产生相应的剪应变, 所以在地震后的渗流过程中局部土体强制吸水导致边坡产生持续的流动变形。

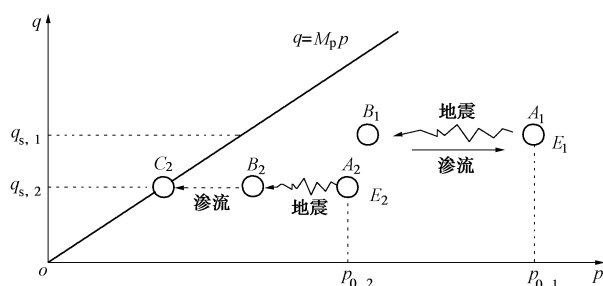


图2 成层倾斜地基典型点震后渗流过程应力路径

Fig. 2 Typical stress paths in layered inclined ground during post-earthquake seepage

饱和砂土单元不可能无限剪胀, 当剪胀量达到其最大值还不足以平衡强制吸水引起的体积膨胀时, 该土单元的剪应变将无限增加, 出现失稳现象。式(3)可进一步写成剪胀方程的形式:

$$d\varepsilon_q = \begin{cases} d\varepsilon_{vd}/D & (\varepsilon_{vd} > \varepsilon_{vd,\min}) \\ \infty & (\varepsilon_{vd} \leq \varepsilon_{vd,\min}) \end{cases}, \quad (5)$$

式中,  $D$  为剪胀速率,  $\varepsilon_{vd,\min}$  为最大剪胀量(注意剪胀为负)。砂土的最大剪胀量与相对密度密切相关, 相对密度越大, 最大剪胀量就越大, 反之亦然; 所以砂土越松越容易产生流滑失稳现象。

上述机理虽然是通过一维倾斜地基推导的, 也可以推广到更为复杂的边值问题。如图3所示, 地震作用在土层中产生超静孔压后, 孔压的扩散转移过程取决于土层分布及土层特性, 渗流通道一旦出现阻滞, 在阻滞界面处将出现局部土体强制吸水现象。若强制吸水量超过土单元通过剪切变形所能达到的最大剪胀量, 则该单元就不能承受作用在其上的驱动剪应力, 产生的不平衡力将分担给潜在滑动面上的其他土单元, 当整个潜在滑动面上的土体所能承受的剪应力总和不能维持作用在其上的驱动剪应力时, 将产生宏观的滑坡。震后孔压的扩散转移过程需要时间, 所以在宏观现象上滑坡发生在地震后的一定时间。

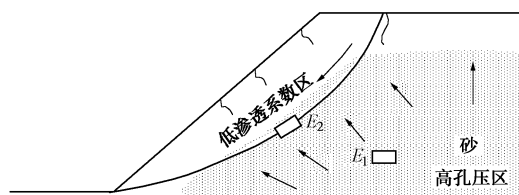


图3 复杂边值问题中流滑示意图

Fig. 3 Flow slides under complicated boundary conditions

基于上述机理和分析, 模拟剪胀性砂土地震后流动大变形需要正确再现实际边值问题中超静孔压的扩散、转移、重分布过程以及由此导致的局部土体剪切吸水现象, 并合理描述饱和砂土在强制吸水过程中的变形特性和震后再固结特性。对流滑应力路径的进一步分析表明, 饱和砂土在强制吸水过程中的变形特性的核心是保持常驱动剪应力及当前峰值应力比时的剪胀特性。

## 2 剪胀性砂土流动大变形特性

### 2.1 流动大变形试验

为了研究饱和砂土强制吸水量与剪应变的变化关系, 模拟图2的应力路径进行三轴试验。试验用砂为用于水泥胶砂强度检验的中国 ISO 标准砂, 粒度分为三级: 粗砂 1.0~2.0 mm, 中砂 0.50~1.0 mm, 细砂 0.08~0.50 mm, 各占 1/3。ISO 砂的颗粒比重为 2.65, 最大孔隙比为 0.715, 最小孔隙比为 0.364。制样采用水中砂雨法, 通过通  $\text{CO}_2$  和加反压使试样饱和。

图4是  $D_r=44\%$  的 ISO 砂在围压 100 kPa、静偏应力 50 kPa 下的试验结果。如图4所示, 试验过程为: ①在指定的围压下固结试样至 A 点; ②加载至 B 点,

偏应力达到  $q_s$ , 以模拟驱动剪应力; ③B 点至 C 点, 轴向以常应变速率压缩, 通过增大反压 (或降低围压) 向试样注水以保持试样静偏应力  $q_s$  不变, 记录体变量, 直至试样有效应力达到当前峰值破坏应力比曲线上的 C 点; ④CD 段试样的应力状态处于峰值应力比, 继续剪切并通过调整反压或围压保持静偏应力不变, 测量试样吸水的体积。

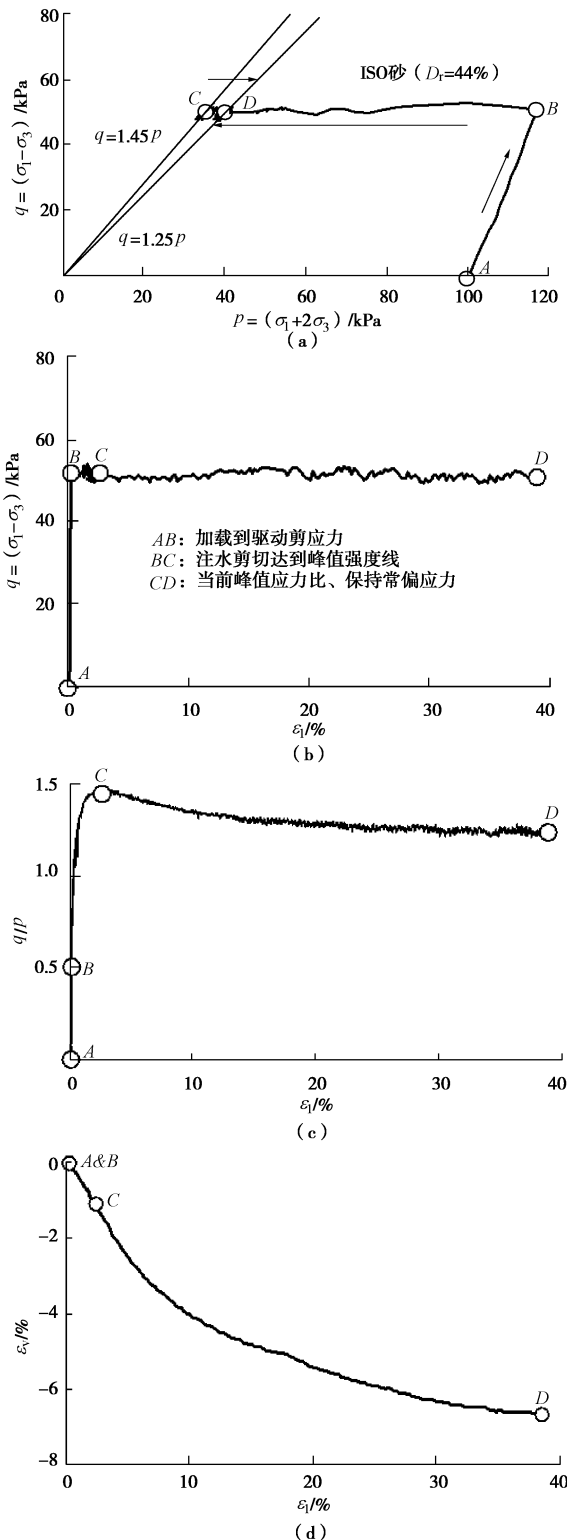


图4 流滑变形试验典型结果

Fig. 4 Typical results of flow deformation tests

图5给出了几种不同初始密度的ISO标准砂在不同初始围压和偏应力下的吸水 (注水) 体变与剪应变的变化关系的试验结果。分析图4和图5的试验结果, 可以得出如下认识:

(1) 从图4(d)给出的吸水体变曲线可以看出, 剪切吸水主要发生在CD段, BC段的吸水体变的量值相对于总的体变量较小。BC段路径主要是使土达到流动大变形的启动状态, 在实际地震中该段主要由循环剪切作用产生的体积收缩来达到。

(2) 从图5可以看出, 不同固结压力和静偏应力下相对密度相近试样的体变曲线的差别主要在BC段, CD段的吸水体变基本相同, 在试验的初始固结应力范围内 (100~400 kPa), 起始的固结应力和静剪应力对该CD段吸水体变的变化影响很小。

(3) 试样的吸水速率随着剪应变的增加逐渐减小, 总的体变量趋于稳定。随着试样孔隙比的增加, 当前峰值应力比逐渐减小并逐渐趋于稳定值 (图4(c))。该现象意味着在大剪切应变时存在一个稳定状态<sup>[22]</sup>。

(4) 除去个别离散试验结果, 土样的相对密度越大, 达到相同剪应变需要的吸水量也越大。吸水体变的变化形式与砂土的剪胀特性随相对密度的变化规律是一致的。该现象和前述机理分析中指出的CD段的吸水体变等于土的剪胀体变的结论一致。

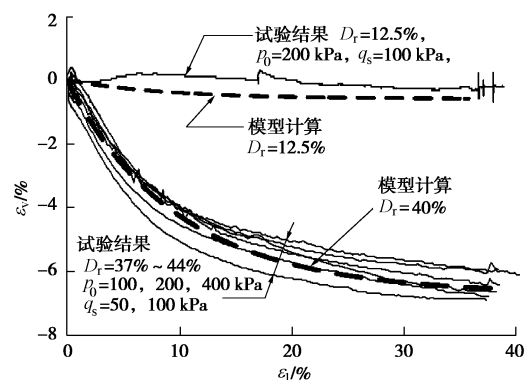


图5 常偏应力剪切下ISO砂吸水体变与剪应变的试验结果  
Fig. 5 Test results of absorbed water and shear strain of ISO sand under shearing with constant deviator stress

## 2.2 强制吸水剪胀的数学描述

正如前面机理分析中所指出的, 实际边值问题中饱和砂土强制吸水引发流动变形的过程处于CD段的应力路径, 合理描述CD段在剪切过程中的体积变化规律是预测流动大变形的核心。

砂土在单向剪切过程中趋向一个稳定状态 (也称临界状态), 在稳定状态下土的球应力、剪应力及体积 (孔隙比) 保持不变<sup>[22]</sup>。当对土样注水使其孔隙比  $e$  达到稳定状态孔隙比  $e_{cs}$  时, 就产生流滑, 在达到  $e_{cs}$  前可根据剪胀关系由注水量预测流动剪应变。

为了描述当前状态与稳定状态的物态差距，定义相对状态指数<sup>[23]</sup>如下：

$$\xi_R = \frac{e - e_{cs}}{e_{max} - e_{min}} = \frac{\psi}{e_{max} - e_{min}} = D_{r,cs} - D_r, \quad (6)$$

式中， $e_{max}$  和  $e_{min}$  分别为砂土的最大和最小孔隙比， $D_{r,cs}$  为稳定状态的相对密度， $D_r$  为当前相对密度， $\psi = (e - e_{cs})$  为 Been 等<sup>[24]</sup>建议的状态参数。相对状态指数是采用 $(e_{max} - e_{min})$ 将状态参数  $\psi$  归一化，目的是减小不同种类的砂土模型参数的离散性，便于参数选取和参考。

借鉴状态剪胀理论的已有研究成果<sup>[25]</sup>，CD 段的剪胀关系可以写成如下形式：

$$D(\xi) = d_{re} [M_d - M_p] \quad , \quad (7)$$

$$M_p = M_{cs} e^{-n_p \xi} \quad , \quad (8)$$

$$M_d = M_{cs} e^{n_d \xi} \quad . \quad (9)$$

式中  $M_p$  为当前状态的峰值应力比； $M_d$  是当前状态的相态转换应力比； $M_{cs}$  为稳定状态应力比； $n_p$  和  $n_d$  分别是峰值应力比和相态转换应力比随状态指数变化的拟合参数； $d_{re}$  是可逆性剪胀系数。在达到稳定状态相对密度时； $M_p = M_d$ ，剪胀速率  $D$  为零，因此保证了最大剪胀量就是达到稳定状态时所发生的体变。

砂土的稳定状态孔隙比随着压力增加而减小，但是对于液化所研究的应力范围（一般小于 400 kPa），稳定状态孔隙比随固结应力的变化很小。在不排水条件下具有流滑特性的砂的相对密度约小于 10%~15%，因此近似取  $D_{r,cs}=10\%$ 。根据图 4，5 所示的峰值剪应力比变化曲线以及吸水体变试验结果，取 ISO 标准砂的参数为： $M_{cs}=1.25$ ， $n_p=0.5$ ， $n_d=1.3$ ， $d_{re}=0.5$ 。图 5 给出了  $D_r=40\%$  的 ISO 砂的模型计算结果和试验结果的对比。采用该参数，可进一步预测其他相对密度的 ISO 砂的吸水体变和剪应变的关系曲线，见图 6。

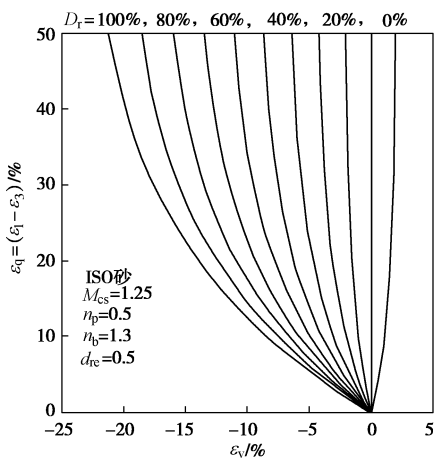


图 6 模型预测的 ISO 砂吸水体变-剪应变关系图

Fig. 6 Relationship between absorbed water volume and shear strain of ISO sand predicted by proposed model

2.3 压缩体变规律及描述

在完成常偏应力剪切试验后，保持试样的轴向应变不变，通过增减有效固结应力进行循环固结试验。图 7 给出了  $D_r=40\%$  的 ISO 砂试样在两种不同的初始固结压力下的循环固结压缩曲线。可以发现：两个不同的固结压力下试样的循环固结体变曲线相似；初始再固结段的体变量较大，在随后的循环固结过程中，体变逐渐累积，但是随着循环次数的增加，累积的速率逐渐减小。

只对初始再固结段进行模拟，假设再固结过程中的体变都是压缩体变，可采用笔者提出的砂土液化大变形本构模型<sup>[26-27]</sup>中的压缩体变公式来描述初始再固结体变曲线：

$$\varepsilon_{vc} = \varepsilon_{vc,0} [1 - (p/p_0)^{1-n}] \quad , \quad (10)$$

$$\varepsilon_{vc,0} = -\frac{1}{K(1-n)} \left( \frac{p_0}{p_a} \right)^{1-n} \quad , \quad (11)$$

式中， $\varepsilon_{vc,0}$  是球应力从  $p_0$  减小到 0 所发生的压缩体变值； $K$  是一个体积模量数，与砂的孔隙比有关。图 8 给出了式 (10) 计算的相对密度为 40% 的 ISO 砂的初始再固结曲线与试验结果对比。

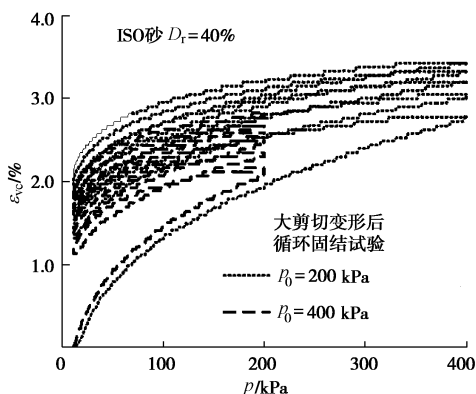


图 7 流动大变形后球应力与再固结体变的试验结果

Fig. 7 Test results of reconsolidation volumetric strain and mean stress after large flow deformation

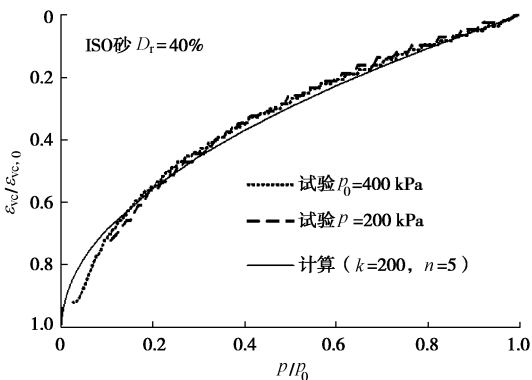


图 8 压缩体变模型公式的表现

Fig. 8 Performance of compressive strain model

需要指出，对于复杂的边值问题，可能存在土单

元有效应力为零的情况。由于在零有效应力状态,存在着未发挥的体变势,液化后的再固结体变与有效应力无对应关系,需要用能够描述液化后体变势累积过程及具有零有效应力状态处理机制和算法的本构模型来描述<sup>[26-27]</sup>。

### 3 边值问题分析

#### 3.1 分析方法

得出强制吸水体变和剪应变的关系及孔压消散与所能排出的孔隙水体积的关系,就可以用完全耦合的动力固结或震后的静力固结分析数值方法求解边坡流动变形的过程。为了更简明地说明地震后流动大变形计算的具体过程和要点,在本文所提出的体变平衡机制及两个本构关系式的基础上,采用如图9所示的基于有限差分的方法来模拟一维成层地基超静孔压扩散、重分布及消散过程和流动变形过程。

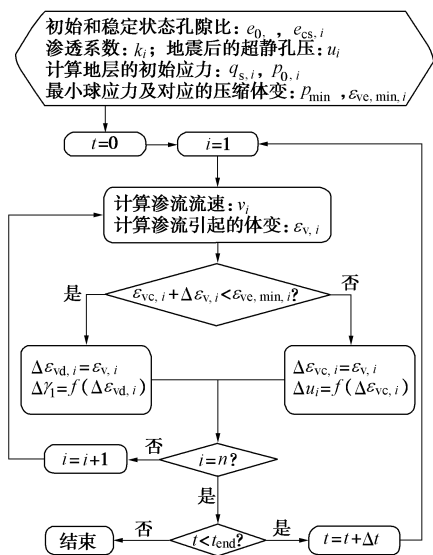


图9 流滑变形计算流程图

Fig. 9 Flow chart of modeling flow deformation

对于如图1所示的一维成层地基,将其分为 $n$ 层,每层的层厚为 $h_i$ ,渗透系数为 $k_i$ ,超静孔压为 $u_i$ 。根据达西定律,层间的孔隙水渗流流速为

$$v_{i-1} = \frac{h_i + h_{i-1}}{h_i/k_i + h_{i-1}/k_{i-1}} \frac{u_i - u_{i-1}}{\gamma_w}, \quad (12)$$

式中, $\gamma_w$ 为水的重度。由于渗流引起的每层的体积变化量等于该时段内排除孔隙水的体积,即

$$\Delta \varepsilon_{v,i} = (v_{i-1} - v_i) \Delta t / d_i. \quad (13)$$

得到体变量后,由式(2)判断该体变量应转换为压缩体变还是剪切体变,进而转入由式(7)计算剪应变的增加或由式(10)计算球应力和孔压的变化。按上述方法进行时间步长的递推,并在每个时步进行层间循环计算,即可计算得到土层的孔压扩散重分布过程及流动变形的发展过程。

#### 3.2 一维倾斜地基分析

对于图1所示地基,设地基整体倾斜 $10^\circ$ ,地基总的厚度为10m:上部黏性土层厚3m,渗透系数为0.01 cm/s,下部砂土层厚7m,渗透系数为0.1 cm/s。假设砂土层为 $D_r=40\%$ 的ISO砂。上部黏性土层假设为含黏粒的ISO砂,除渗透系数外也取 $D_r=40\%$ 的ISO砂的参数。不失一般性,假设地震过程产生的超静孔压为土层初始上覆有效应力的70%,即处于图4中的BC段。

将该模型沿深度平均分为10层,每层1m,按图9所示的方法进行地震后流滑过程分析。图10给出了计算得到典型时刻的超静孔压、体变及孔隙比随深度的分布图。从超静孔压分布曲线可以看出,初始扩散过程中,由于黏性土层(0~3m)的渗透系数较低,下部砂土层(3~10m)首先开始孔压调整。砂土层中下部的孔压逐渐向顶部转移,使得顶部单元(3~4m)的体积膨胀。随着孔压转移过程的继续,砂土层中的整体孔压梯度逐渐变小,相应地砂土层中的渗流速度也逐渐减小,当砂土层中的渗流速度减小到与上部黏性土层的渗流速度相等时(约在50s后),中下层砂土对于顶部砂土单元的注水效应基本消失,以后的过程主要是超静孔压通过上部黏性土层消散的过程。从体变的分布曲线可以看出,除顶部砂土单元外,其余砂土单元均为体积压缩,这些单元排出的孔隙水的体积大部分被注入到交界面下的砂土层单元(少量进入上部黏性土层或从顶部排出),顶部砂土单元的强制吸水体变约为0.5%,产生约4%的剪应变,整个土层的侧向变形基本集中发生在顶部砂土单元的范围。

实际边值问题中,渗流作用可能会在相对不透水层与砂层的交界面处形成一个很薄的强制注水区,由于下部土层的排水量集中累积在这个薄层,使得该薄层的膨胀量超过其最大剪胀量,从而形成宏观的边坡失稳现象。为了再现这种现象,对比分析了3种土层划分情况对计算结果的影响规律,分别为:20层,每层厚0.5m;50层,每层厚0.2m;100层,每层厚0.1m。图11给出了强制吸水体变量的计算结果,图12给出了地基表面的侧向位移随时间的发展过程。计算结果对比可见:强制吸水效应有局部化的趋势,总是集中在相对不排水层下的一个分层;由于下部砂层孔压消散所排出孔隙水的体积是一定的,分层厚度越薄,顶部砂层的体积膨胀量、集中剪应变变量就越大。分层厚度为1.0, 0.5, 0.2m时,地基只产生有限的侧向变形,且侧向变形量随着分层厚度的减小有加速增加的趋势。当分层厚度为0.1m时,100s后强制吸水量超过顶层的最大剪胀量,产生了无限的流动大变形,发生失稳。

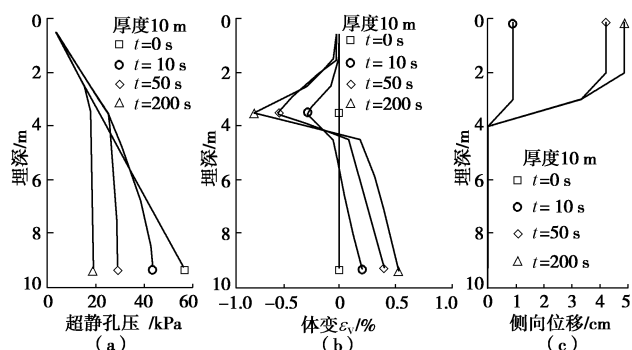


图10 计算的超静孔压、体变和变形随深度的变化

Fig. 10 Distribution of predicted excess pore pressure, volumetric strain and lateral spread along depth

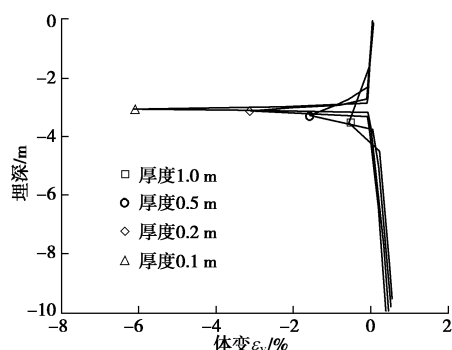


图11 不同分层厚度计算的体变分布对比图

Fig. 11 Influence of discretized layer depth on volumetric strain

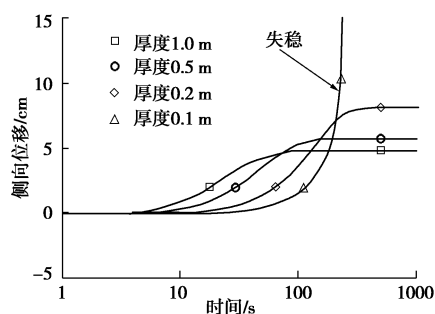


图12 分层厚度对流动变形的影响

Fig. 12 Influence of discretized layer depth on flow deformation

根据目前的渗流计算方法,只要分层厚度足够细,总会使得相对不透水层下的砂土层产生足够大的吸水膨胀体变,从而产生流滑。然而在模型试验及边值问题中,有时只产生有限的侧向流动变形,有时产生流滑。本例只是说明地震后流滑的机理是局部土体强制吸水引起的,且伴随有应变局部化的现象。关于实际边值问题中,强制吸水区的合理厚度划分还需要进一步研究。

## 4 结 论

(1) 从超静孔压在具体边值问题中的扩散、重分布过程及规律和土单元在强制吸水条件下的变形响应两个方面,系统地阐述了剪胀性砂土边坡在地震后持续侧向流动变形直至失稳的机理。

(2) 模拟边坡在地震后流动变形的核心是合理描述饱和砂土在保持常剪应力和当前峰值剪应力比时的剪胀特性和震后再固结体变特性。设计了常剪应力下的三轴剪切试验,观察了流动变形过程中饱和砂土的吸水量与剪应变发展的关系,基于峰值应力比时的应力剪胀方程,给出了用强制剪切吸水量预测流动大变形的数学模型。进行了剪切后再固结试验,得出了再固结体变的变化规律和数学描述。

(3) 提出了地震后流动大变形的计算机机制,并结合所提出的峰值应力比时的剪胀模型和再固结体变模型给出了可用于一维成层地基流动大变形的简化模拟方法。该方法可以完整再现地震后孔隙水压力的扩散、重分布和消散过程,以及流动变形随时间的发展过程。通过不同层厚划分下倾斜砂土地基地震后侧向流动变形发展过程的对比计算,再现了剪胀性砂土边坡地震后失稳破坏的现象。

## 参考文献:

- [1] SEED H B, LEE K L, IDRIS I M, et al. The slides in the San Fernando Dams during the Earthquake of February 9, 1971[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1975, 101(GT7): 651 - 688.
- [2] 徐志英, 沈珠江. 1975 年辽南地震时石门土坝滑动有效应力动力分析[J]. 水利学报, 1982(3): 13 - 22. (XU Zhi-ying SHEN Zhu-jiang. Dynamic effective stress analysis of Shi-men earthquake dam slide during 1975 Earthquake in southern Liaoning province[J]. Chinese Journal of Hydraulic Engineering, 1982(3): 13 - 22. (in Chinese))
- [3] 清华设计组, 密云水库抗震防汛指挥部设计处. 白河主坝地震滑坡的震害分析和抗震加固[J]. 清华大学学报(自然科学版), 1979, 19(2): 18 - 34. (Qinghua Design Section, Design Department of Earthquake Resistant and Flood Control Command of Miyan Reservoir. An analysis of the damage of slope stability by earthquake of the Paiho Main Dam and its earthquake resistant strengthening[J]. Journal of Tsinghua University(Science and Technology), 1979, 19(2): 18 - 34. (in Chinese))
- [4] HAMADA M. Large ground deformations and their effects on lifelines: 1964 Niigata earthquake: case studies of liquefaction and lifelines performance during past earthquake[R]. Buffalo: National Centre for Earthquake Engineering Research, Technical Report NCEER-92-0001, 1992.
- [5] BERRILL J B, CHRISTENSEN S A, KEENAN R J, et al. Lateral spreading loads on a piled bridge foundation[C]// Proc Seismic Behavior of Ground and Geotechnical Structures. Rotterdam: Balkema, 1997: 173 - 183.
- [6] LEE K L, SEED H B, IDRIS I M, et al. Properties of soil in

- the san fernando hydraulic fill dams[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1975, **101**(GT8): 801 – 821.
- [7] SEED H B, IDRIS I M, LEE K L, et al. Dynamic analysis of the slide in the lower San Fernando Dam during the Earthquake of February 9, 1971[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1975, **101**(GT9): 889 – 911.
- [8] 周景星, 王洪瑾, 孙 逊, 等. 密云水库潮河主坝饱和砂砾料(细料)流滑特性试验研究[R]. 北京: 清华大学水利水电工程系, 1998. (ZHOU Jing-xing, WANG Hong-jin, SUN Xun, et al. Test study on flow liquefaction of saturated sand-gravel material in Chaohe dam of Miyun reservoir[R]. Beijing: Department of Hydraulic Engineering, Tsinghua University, 1998. (in Chinese))
- [9] 周景星, 王洪瑾, 孙 逊, 等. 密云水库潮河主坝饱和砂砾料大型动三轴试验和动力抗剪强度指标确定[R]. 北京: 清华大学水利水电工程系, 1998. (ZHOU Jing-xing, WANG Hong-jin, SHUN Xun, et al. Large scale dynamic triaxial tests and shear strength indexes of saturated sand-gravel material in Chaohe dam of Miyun reservoir[R]. Beijing: Department of Hydraulic Engineering, Tsinghua University, 1998. (in Chinese))
- [10] National Research Council. Liquefaction of soils during earthquakes[R]. Washington D C: National Academy Press, 1985.
- [11] FIEGEL G L, KUTTER B L. Liquefaction mechanism for layered soils[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1994, **120**(4): 737 – 755.
- [12] KOKUSHO T. Mechanism for water film generation and lateral flow in liquefied sand layer[J]. Soils and Foundations, 2000, **40**(5): 99 – 111.
- [13] KULASINGAM R, MALVICK E J, BOULANGER R W, et al. Strength loss and localization of silt interlayers in slopes of liquefied sand[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2004, **130**(11): 1192 – 1202.
- [14] MALVICK E J, KUTTER B L, BOULANGER R W, et al. Shear localization due to liquefaction-induced void redistribution in a layered infinite slope[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2006, **132**(10): 1293 – 1303.
- [15] MALVICK E J, KUTTER B L, BOULANGER R W. Post shaking shear strain localization in a centrifuge model of a saturated sand slope[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2008, **134**(2): 164 – 174.
- [16] VAID Y P, ELIADORANI A. Instability and liquefaction of granular soils under undrained and partially drained states[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1998, **35**(6): 1053 – 1062.
- [17] 张建民, 时松孝次, 田屋裕司. 饱和砂土液化后的剪切吸水效应[J]. 岩土工程学报, 1999, **21**(4): 398 – 402. (ZHANG Jian-min, TOKIMATSU K, TAYA Y. Effect of water absorption in shear of post-liquefaction[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1999, **21**(4): 398 – 402. (in Chinese))
- [18] 王富强, 张建民. 循环剪切吸水条件下饱和砂土的应力应变规律[J]. 地震工程与工程振动, 2010, **30**(6): 174 – 178. (WANG Fu-qiang, ZHANG Jian-min. Stress-strain response of saturated sand during cyclic water absorption shearing[J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2010, **30**(6): 174 – 178. (in Chinese))
- [19] BOULANGER R W, TRUMAN S P. Void redistribution in sand under post-earthquake loading[J]. Canadian Geotechnical Engineering, 1996, **33**(5): 829 – 834.
- [20] SENTO N, KAZAMA M, UZUOKA R, et al. Possibility of postliquefaction flow failure due to seepage[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2004, **130**(7): 707 – 716.
- [21] YOSHIMINE M, NISHIZAKI H, AMANO K, et al. Flow deformation of liquefied sand under constant shear load and its application to analysis of flow slide of infinite slope[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2006, **26**(2/3/4): 253 – 264.
- [22] POULOS S J. The steady state of deformation[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1981, **107**(GT5): 553 – 562.
- [23] KONRAD J M. Interpretation of flat plate dilatometer tests in sands in terms of the state parameter[J]. Géotechnique, 1988, **38**(2): 263 – 77.
- [24] BEEN K G, JEFFERIES M G. A state parameter for sands[J]. Géotechnique, 1985, **35**(2): 99 – 112.
- [25] LI X S. A sand model with state-dependent dilatancy[J]. Géotechnique, 2002, **52**(3): 173 – 186.
- [26] 王 刚, 张建民. 砂土液化大变形的弹塑性循环本构模型[J]. 岩土工程学报, 2007, **29**(1): 51 – 59. (WANG Gang, ZHANG Jian-Min. A cyclic elasto-plastic constitutive model for evaluation of large post-liquefaction deformation of sand[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, **29**(1): 51 – 59. (in Chinese))
- [27] ZHANG J M, WANG G. Large post-liquefaction deformation of sand: part I physical mechanism, constitutive description and numerical algorithm[J]. Acta Geotechnica, 2012, **7**(2): 69 – 113.