

考虑侧向变形的各向异性砂土土压力试验研究

宋 飞^{1,2}, 张建民^{1,2}

(1. 清华大学 岩土工程研究所, 北京 100084; 2. 清华大学 水沙科学与水利水电工程国家重点实验室, 北京 100084)

摘要: 基于各向异性砂土在不同常应变增量比条件下的应变路径试验研究土压力系数与侧向应变约束条件之间的密切关系, 并且进行各向异性砂土的土压力离心模型试验, 验证材料试验的规律, 分析比较大主应力与沉积面夹角不同时填土的土压力及位移场随挡墙位移变化规律的异同。研究表明, 大主应力分别垂直和平行于沉积面的2种情况下, K_0 状态附近的滑动区域差别较小, 土压力大小差别较小。随着挡墙位移的增大, 2种情况下填土形成的滑楔体大小和土压力大小的差异明显增大, 大主应力垂直于沉积面时填土中形成的滑楔体尺寸较小, 土压力也相对较小。试验结果表明, 与各向同性的情形相比, 各向异性使静止状态的土压力增大, 对极限状态影响较小, 表明压缩变形各向异性明显比强度各向异性影响要大。

关键词: 土力学; 土压力; 各向异性; 侧向位移; 等应变增量比; 离心模型试验

中图分类号: TU 43

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 6915(2009)09 - 1884 - 12

EXPERIMENTAL STUDY OF EARTH PRESSURE FOR ANISOTROPIC SAND CONSIDERING LATERAL DISPLACEMENT

SONG Fei^{1,2}, ZHANG Jianmin^{1,2}

(1. Institute of Geotechnical Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China;

2. State Key Laboratory of Hydrosiences and Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China)

Abstract: Strong dependence of earth pressure coefficient on lateral strain constraint is investigated by strain path tests of anisotropic sand under different constant strain increment ratios. In addition, centrifuge model tests for earth pressure are conducted to verify the rules of material test. On the basis of centrifuge model test results, variation of earth pressure and displacement field of the backfill with wall movement is compared and analyzed for anisotropic soil with different particle orientations. It is shown that for the two cases in which the maximum principal stress acts perpendicular to and parallel with the bedding plane, the difference of the sliding mass and the earth pressure is small when the backfill is near the K_0 state. While it becomes larger with the increase of wall movement. The sliding mass and the earth pressure are relatively smaller when the maximum principal stress is perpendicular to the bedding plane. In comparison with the isotropic case, anisotropy can increase the earth pressure at rest; but it has little effect on the earth pressure at the limit state, indicating that the effect of compression anisotropy is obviously stronger than that of strength anisotropy.

Key words: soil mechanics; earth pressure; anisotropy; lateral displacement; constant strain increment ratios; centrifuge model test

收稿日期: 2009 - 02 - 22; **修回日期:** 2009 - 05 - 02

基金项目: 国家重点基础研究发展计划(973)项目(2007CB714108); 高等学校博士学科点专项科研基金项目(20070003086)

作者简介: 宋 飞(1980 -), 男, 2009年于清华大学土木工程专业获博士学位, 主要从事岩土工程方面的研究工作。E-mail: songf1980@163.com

1 引 言

土压力是建筑物基础边墙、挡土墙、护岸、桥梁桥台、地下结构等挡土类结构物设计中的一个重要荷载, 它的评价是挡土类结构物设计中一个不可缺少的重要项目。土压力问题是土力学和岩土工程领域的基本研究课题之一。经典的朗肯和库仑土压力理论因其概念明确和方法简便, 在工程实践中得到了广泛应用, 但是这 2 个经典理论只能计算主动和被动 2 个极限状态下的土压力。然而, K. Terzaghi 等^[1~4]的土压力模型试验结果表明, 墙后填土的土压力大小和分布与挡墙的位移量及位移模式有密切关系。实际工程中使得墙后填土达到主动和被动极限状态的墙体位移量常常不会发生, 墙后填土通常处于主动和被动之间的非极限状态。

为此不少学者进行了探索, 提出了一些考虑填土侧向变形的非极限状态下的土压力计算方法。M. E. Harr 等^[5, 6]假定起动土的内摩擦角和墙背摩擦角随着墙的位移线性变化, 用线性差值的方法给出了静止状态和主动状态之间土的内摩擦角和墙背摩擦角随墙体位移变化的关系, 并基于库仑滑楔理论给出了墙体转动的变位模式下挡土结构上作用的侧向压力。M. F. Chang 等^[7~9]基于 Y. S. Fang 和 I. Ishibashi^[3]的土压力模型试验结果, 用曲线拟合的方法给出了填土强度和墙背摩擦角随挡墙位移变化的计算公式, 在此基础上推广了库仑理论和水平层分析法, 得到了考虑位移影响的土压力计算方法。梅国雄等^[10, 11]将土压力随挡土墙位移的关系曲线用函数拟和, 得到考虑位移效应的土压力计算公式, 进而求解了考虑位移效应的非极限状态下的土压力。杨 斌等^[12, 13]基于一定数量的室内模型试验和应力路径控制的三轴试验研究, 将土体的本构关系与土压力的计算方法相结合, 提出了考虑挡土结构侧向位移的侧土压力简化计算方法。此类方法具有一定的试验基础, 但土体本构关系的合理性和参数的选取仍有待于大量的试验研究和工程实测的进一步检验。J. M. Zhang 等^[14, 15]在沿不同常应变增量比路径三轴加载试验的基础上得到了依赖于应变增量比的土压力系数, 从而提出了一种可以解决任意边界应变约束条件下的土压力计算方法。该方法有明确的理论基础, 物理概念清楚, 数学模型简单, 但该方法

没有考虑砂土的各向异性对于土压力系数的影响。实际工程中墙后填土由于碾压而具有不同程度的各向异性。J. R. F. Arthur 等^[16~21]的三轴试验、平面应变试验、等向压缩试验和真三轴试验结果均表明砂土的应力-应变响应具有各向异性的性质。

本文制备了竖向加载方向分别垂直于和平行于沉积面的各向异性砂土试样, 基于不同常应变增量比(侧向应变与轴向应变增量的比, 记为 $R_\epsilon = \Delta\epsilon_r / \Delta\epsilon_a$)条件下各向异性砂土的应变路径试验结果研究了各向异性砂土的土压力系数随侧向应变约束条件变化的关系, 探索了各向异性砂土土压力形成的物理机制。并且进行了大主应力分别垂直和平行于沉积面的土压力离心模型试验, 通过离心模型试验的结果分析比较了大主应力方向与沉积面夹角不同时填土的土压力及位移场随挡墙位移的变化规律的异同, 验证了材料单元试验的规律, 并进一步研究了土压力形成的物理机制。

2 材料试验及其规律

J. M. Zhang 等^[14]认为, 挡墙位移实质上是导致了墙后填土的应变约束条件发生了变化, 从而引起填土强度的发挥程度和土压力系数的变化, 基于这样的认识, 他们采用土单元体的应变增量比来表述土的应变约束条件, 其研究表明, 对于各向同性砂土, 当土的内摩擦角一定时, 土压力系数与应变增量比之间具有唯一性关系。本文借鉴 J. M. Zhang 等^[14]的研究思路, 在控制不同常应变增量比条件下进行应变路径试验(称之为等应变增量比试验), 通过这些试验来测定采用不同应变增量比表示的应变约束条件下填土经过沉积或压密达到稳定状态时的不同应力比(其与土压力系数的物理本质相一致), 用以建立各向异性砂土的土压力系数随应变增量比变化的定量关系。本文的材料试验仪器是在常规液压力式三轴仪的基础上改造的, 等应变增量比试验控制的实现方法是通过调整围压室压力的大小来控制试样加载过程中的应变增量比, 使其保持为常数。试验仪器的具体介绍、应变路径控制及其实现方法见宋 飞等^[22]的研究成果。

为了表述竖向加载方向与试样沉积面的夹角, 本文引入了大主应力方向角的概念, 如图 1 所示, 大主应力方向角 θ 是大主应力作用线和沉积面法线

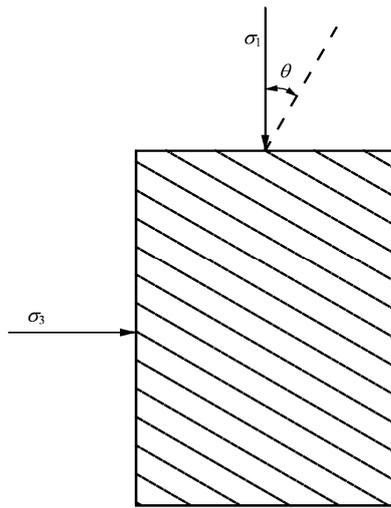


图1 大主应力方向角的定义

Fig.1 Definition of the maximum principal stress direction

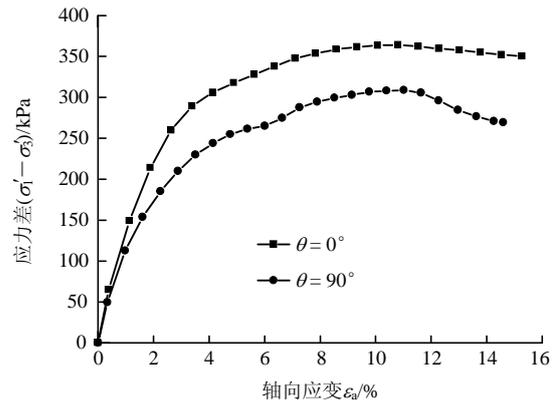
的夹角。竖向加载方向垂直于沉积面即为 $\theta = 0^\circ$ 的情形，竖向加载方向平行于沉积面即为 $\theta = 90^\circ$ 的情形。

本文试验材料为南京云母砂 ($G_s = 2.7$, $D_{50} = 0.195$, $e_{max} = 1.12$, $e_{min} = 0.72$)。该砂土云母含量丰富，扁平颗粒含量较高，容易形成各向异性的结构。用水中砂雨法制备了 $\theta = 0^\circ$ 和 90° 的试样。本文首先通过三轴排水剪切试验确定了砂土的剪切变形和强度各向异性，通过三轴等向压缩试验 ($R_\epsilon = 1.00$) 确定了砂土的压缩变形各向异性。试验中用水头饱和和反压饱和使砂土试样的饱和度达到 98% 左右，然后使试样在 100 kPa 下等向固结，试样排水固结稳定后开始三轴排水剪切试验或等应变增量比加载试验，加载的起始应力状态为 100 kPa 的等向固结状态。加载控制方式为轴向应变控制，应变速率为 0.01%/min。

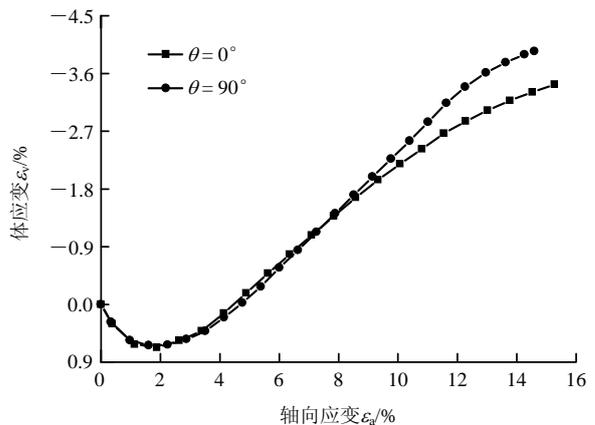
图2 给出了三轴试验中南京云母砂的应力 - 应变关系。由此可知， $\theta = 0^\circ$ 的试样变形模量及峰值强度均大于 $\theta = 90^\circ$ 的试样，且该砂土的强度各向异性比较明显。

图3 给出了应变增量比 $R_\epsilon = 1.00$ 时南京云母砂的试验结果。从图中可以看出，当试样的侧向变形等于轴向变形时，其侧向应力与轴向应力的比值小于 1。即当剪切变形为 0 时存在剪应力，这说明该砂土具有压缩变形的各向异性。

本文通过不同应变增量比条件下 $\theta = 0^\circ$ 和 90° 的试样的等应变增量比试验研究了大主应力作



(a) 南京云母砂 ($\sigma_3 = 100$ kPa, $D_r = 80\%$)



(b) 南京云母砂 ($\sigma_3 = 100$ kPa, $D_r = 80\%$)

图2 三轴试验中南京云母砂的应力 - 应变关系
Fig.2 Stress-strain relationship of Nanjing mica sand in triaxial drained test

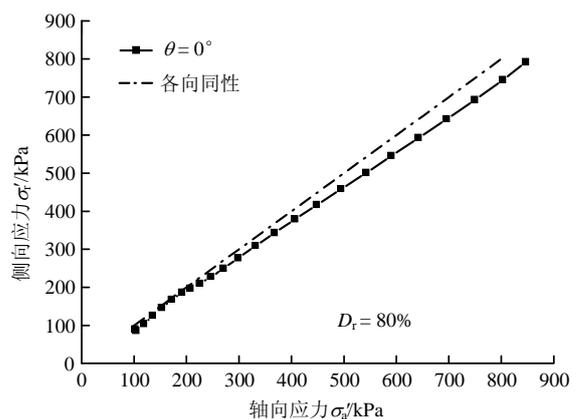
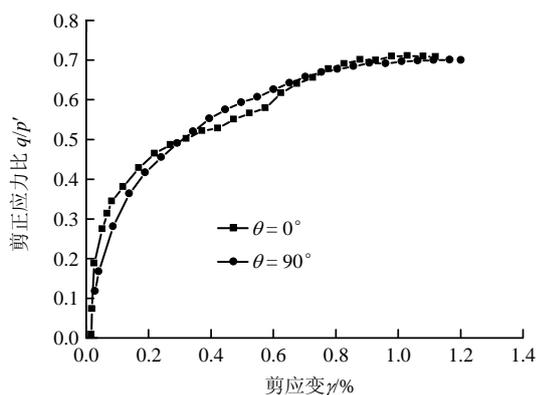
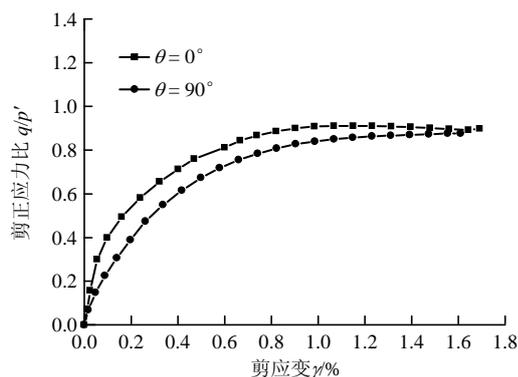


图3 应变增量比 $R_\epsilon = 1.00$ 时南京云母砂的试验结果
Fig.3 Test results for Nanjing mica sand when strain increment ratio $R_\epsilon = 1.00$

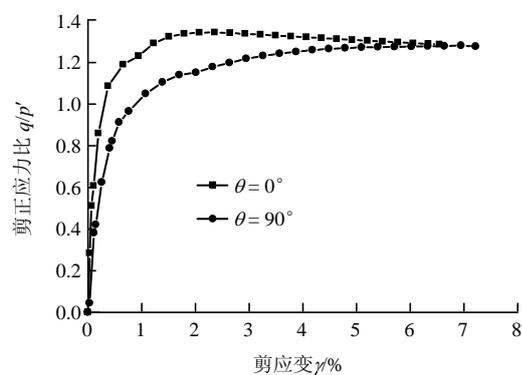
用方向与沉积面的夹角对于土压力系数的影响，以及土压力系数随侧向应变约束条件的变化关系。图4 给出了不同沉积方向的试样的应变路径试验结果。



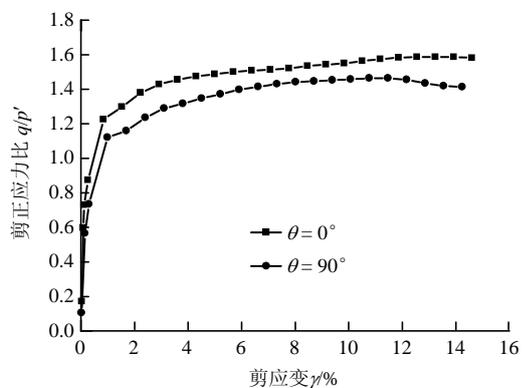
(a) 南京云母砂($R_e=0.15, D_r=80\%$)



(b) 南京云母砂($R_e=0.00, D_r=80\%$)



(c) 南京云母砂($R_e=-0.30, D_r=80\%$)



(d) 南京云母砂($R_e=-0.65, D_r=80\%$)

图 4 不同沉积方向的应变路径试验结果

Fig.4 Strain path test results for Nanjing mica sand with different orientations of bedding planes

从图 4 中可以看出, 不同应变增量比对应不同剪正应力比, 即不同的起动摩擦强度, 这是由不同程度的压剪耦合效应决定的^[23]。与 $\theta = 90^\circ$ 的试样相比, $\theta = 0^\circ$ 时的剪正应力比稍大, 在小变形条件下, 2 种制样方式得到试样的剪正应力比的差异较小, 并且随剪应变增加, 应力比受原生各向异性影响的程度减小, 推测这是由加载过程中的次生各向异性导致的。当应变增量比减小到 -0.65 时, 试样发生剪切破坏, 此时应力比值差别相对较大, 表现出强度各向异性。这是因为, 与 $\theta = 90^\circ$ 的情形相比, $\theta = 0^\circ$ 的试样结构相对稳定, 在同样的剪切力作用下, 引起颗粒滑移和翻转需要消耗较高的能量, 剪切变形相对较小。所以在同样的应变增量比 R_e 条件下, 亦即同样的剪切变形条件下, $\theta = 0^\circ$ 的试样起动的剪正应力比和摩擦强度较大。

图 5 给出了不同应变增量比条件下轴向应力和侧向应力的关系。从图 5 可以看出, 侧向应力与轴向应力呈线性变化的关系。当应变增量比较大时, 土单元体的侧向变形与轴向变形较接近, 起动的剪正应力比较小, 砂土发挥的强度也较小, 此时压缩效应占优势。特别地, 当应变增量比等于 1 时, 虽然剪切变形为 0, 但由于压缩变形的各向异性, 侧向应力小于轴向应力, 剪正应力比不为 0。随着应变增量比的减小, 土单元体的轴向和侧向变形的差异逐渐增大, 起动的剪正应力比逐渐增大, 砂土的强度逐渐发挥, 压缩效应逐渐减弱, 剪切效应逐渐增强。当应变增量比小于 0 之后, 试样侧向膨胀, 轴向压缩, 剪切变形急剧增大, 此时剪切效应占优势。随着应变增量比进一步减小到一定程度时, 砂土达到剪切破坏状态, 强度完全发挥。从图 4, 5 可以看出, 当固定轴向应力不变时, 随着应变增量

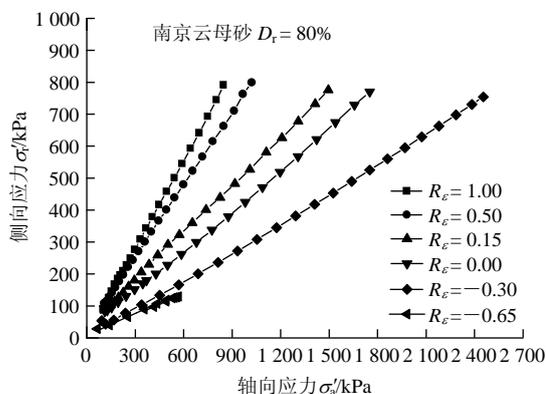


图 5 不同应变增量比条件下轴向应力和侧向应力的关系
Fig.5 Relationship between axial and lateral stresses under different strain increment ratios

比的减小,剪切变形逐渐增大,侧向应力逐渐减小,这正是主动侧土压力形成的过程。

图6给出了土压力系数随应变增量比的变化关系,并且与各向同性条件下的曲线进行了对比。其中,定量描述各向同性砂土的土压力系数与应变增量比之间关系的数学表达式是J. M. Zhang等^[14]根据丰浦砂的试验结果给出的。比较时以 $\theta=0^\circ$ 为基准,各向同性材料的力学性质和各向异性砂土在 $\theta=0^\circ$ 时的力学性质相同。从图6可以看出,由于各向异性的影响,试验中砂土的土压力系数与各向同性的公式的预测结果是有差别的。在应变增量比较大时,即小变形条件下二者之间的差别相对较大,在应变增量比较小时,即剪切变形较大的条件下两者之间的差别比较小。

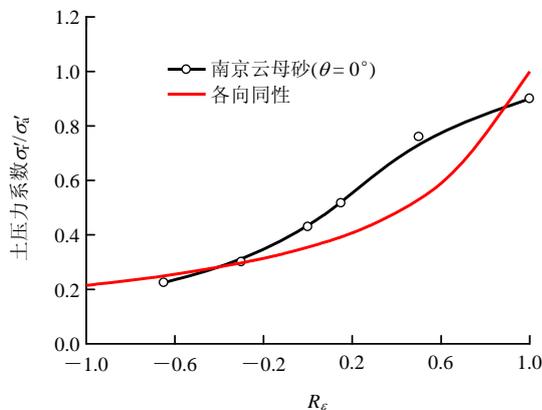


图6 土压力系数随应变增量比的变化关系

Fig.6 Variation of earth pressure coefficient with strain increment ratios

当 $R_\epsilon=1.00$ 时,各向同性体的剪应力和剪应变均为0。此时只具有压缩效应,其体变只有球应力引起的体缩量;而对于各向异性砂土,虽然剪切变形为0,但是存在剪应力,应力比值 $\sigma'_1/\sigma'_a < 1$,同时存在压缩效应和剪切效应,以压缩效应为主,其体变包括球应力引起的体缩量和剪应力引起的体缩量。随着应变增量比的减小,压缩效应逐渐减小,剪切效应逐渐增大,但压缩效应仍占优势,体变由压缩引起的体缩量和剪切引起的体缩量两部分组成,较大的剪正应力比增量引起的变形增量较小,因此应变增量比变化较小,而剪正应力比增加较大,土压力系数随应变增量比变化的曲线较陡。当应变增量比小于0之后,由于侧向变形由压缩变为膨胀,剪切引起的体胀分量产生并迅速增大,剪切效应居于主导地位,体变由压缩引起的体缩和剪切引起的体胀共同组成,体缩量远远小于体

胀量。并且随着球应力的增大,砂土逐渐被压密,压缩引起的体缩量逐渐稳定,而剪切引起的体胀分量却在不断发展。此时微小的剪正应力比增量就会引起较大的剪切变形,因此应变增量比变化较大,而剪正应力比增加较小,土压力系数随应变增量比变化的曲线进一步变缓。当应变增量比减小到使得试样破坏的值时,剪正应力比达到极值,试样的强度完全发挥。

基于上述材料试验的规律,本文探索了主动侧土压力形成的物理机制(见图7),图7中, R_f 为土单元体破坏时的应变增量比。J. M. Zhang等^[14]指出,土压力形成的物理机制是砂土的压剪耦合效应。如图7所示,挡墙位移量的变化会使得墙后填土处于不同的侧向应变约束条件,即土单元体的应变增量比不同,球应力引起的体缩量、剪应力引起的体缩分量和剪应力引起的体胀分量在总变形中所占的比例不同并随着挡墙位移量的变化并逐渐调整,即填土的压缩效应与剪切效应相互影响的程度随应变约束条件的变化而不断调整,从而导致起动的剪正应力比不同,因此砂土发挥的强度也不同,作用在挡墙上的土压力就不同,这就是土压力随挡墙位移变化的物理机制。从 K_0 状态到主动状态的变化过程中,土单元体的轴向压缩量和侧向膨胀量逐渐增大,起动的剪正应力比和发挥的强度逐渐增大,随着挡墙向着主动一侧位移量的增大,土单元体的应变增量比进一步减小,最终砂土发挥的强度达到峰值强度,发生剪切破坏。这一过程是压缩效应逐渐减弱、剪切效应逐渐增强的过程。

3 土压力离心模型试验研究

为了研究大主应力作用方向与沉积面的夹角对于土压力及填土位移场的影响,验证材料单元试验的规律,进一步揭示土压力及填土位移场随挡墙位移的变化规律,本文基于研制的可控任意挡墙位移的离心模型挡土墙试验设备,针对南京云母砂进行了 $\theta=0^\circ$ 和 90° 的土压力离心模型试验。该设备通过位移自动控制系统能够控制模型挡墙在离心加速度增大的过程中保持静止状态;采用减速电机作为驱动系统,能够保证挡墙均匀缓慢地向主动一侧运动(运动速度为 0.025 mm/s),确保数据采集系统及摄像系统较为完整地记录挡墙运动过程中的土压力及土体位移场变化过程;通过合理的机械结构使挡墙能够保持平动的位移模式。在挡墙运动过程中通过

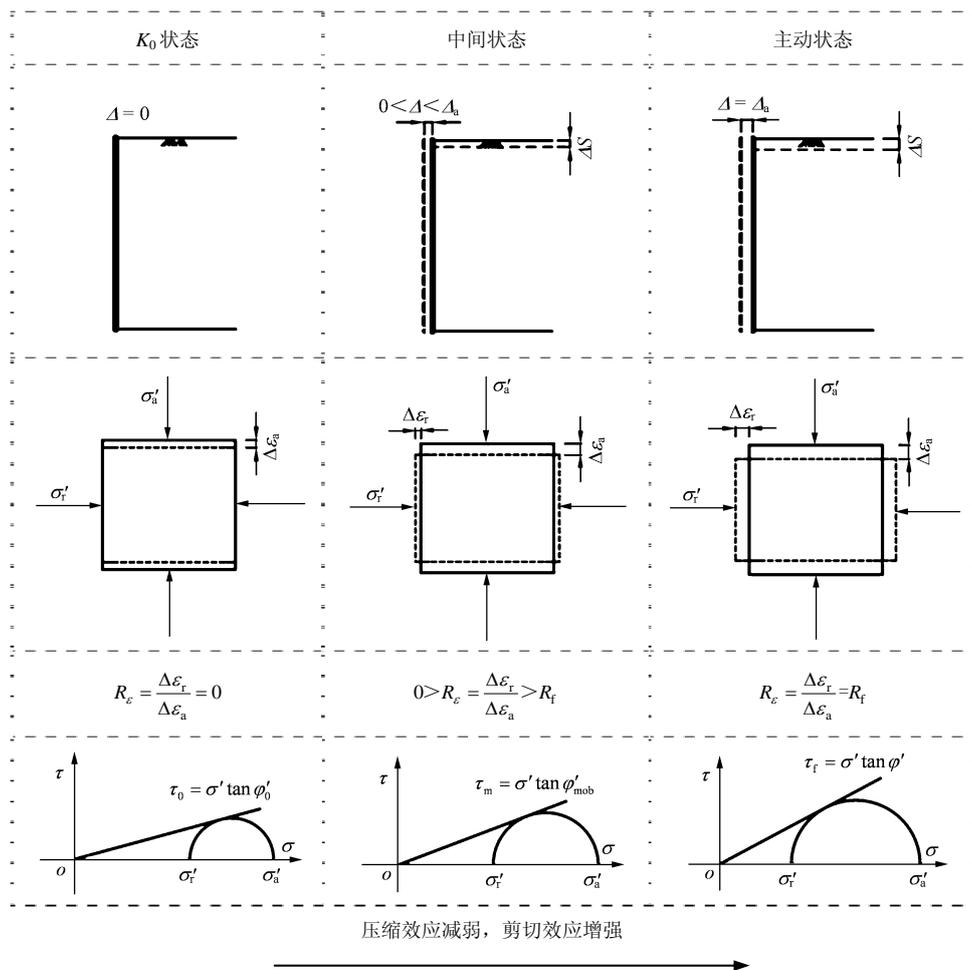


图 7 主动侧土压力形成机制示意图

Fig.7 Schematic diagram of formation mechanism of earth pressure at the active side

位移传感器和土压力盒(直径 16 mm)分别测量挡墙的位移量和土压力沿墙高的分布。有关本文的离心模型挡土墙试验设备的具体技术细节, 详见宋 飞等^[24]的研究。按照图 8 所示的方式用空气中砂雨法分别制备沉积面水平和铅直的填土试样, 分 3 层填筑并击实试样, 试样的容重 $\gamma = 14.8 \text{ kN/m}^3$ 。

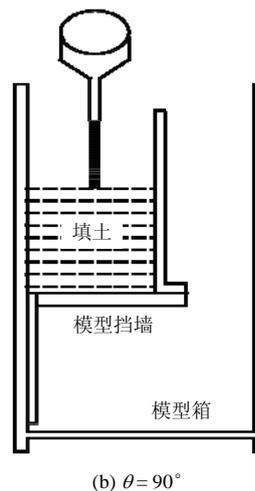
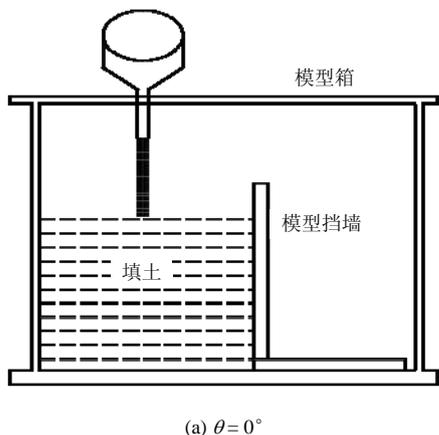


图 8 试样制备示意图

Fig.8 Schematic diagram of sample preparation

试验是在清华大学 50 g-t 的离心机上进行的。将离心加速度增大到 50 g。然后稳定大约 5 min, 启动电机, 促使挡墙向主动一侧的方向运动。测量并

记录不同挡墙位移量时的水平土压力分布，如图9所示。

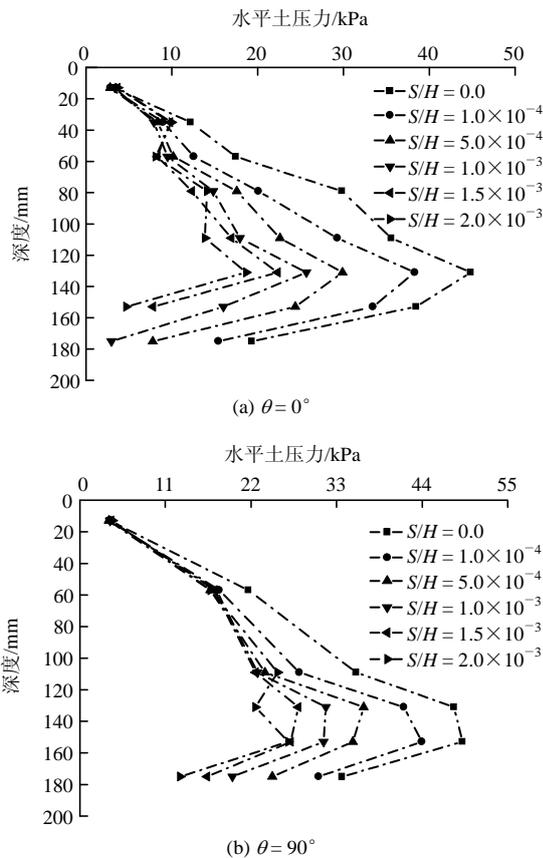


图9 不同挡墙位移量时的水平土压力分布
Fig.9 Distribution of horizontal earth pressure at different wall displacements

土压力系数 $K_h = P_h / (\gamma H^2 / 2)$ 。其中： P_h 为作用在挡土墙上的水平土压力合力， γ 为填土容重， H 为墙高。根据上述土压力系数的定义和测得的土压力分布可计算得到土压力系数随挡墙位移量的变化，如图10所示。

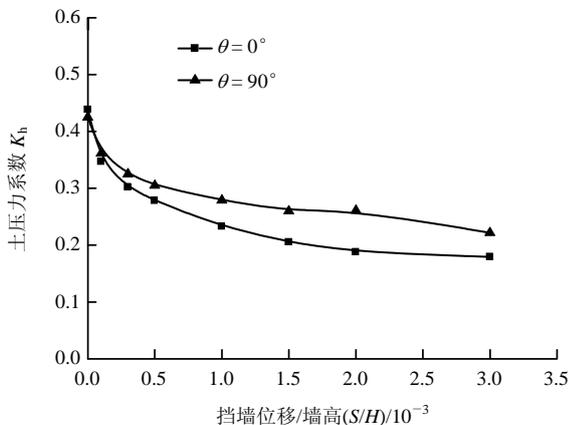


图10 土压力系数随挡墙位移量的变化
Fig.10 Variation of earth pressure coefficient with wall displacement

从图9可以看出，对于 $\theta = 0^\circ$ 和 90° 的填土试样，土压力沿墙高都是非线性分布的，土压力沿墙高逐渐增大，但由于底部摩擦的影响，土压力在增大到一定程度后又逐渐减小。这与 Y. S. Fang 和 I. Ishibashi^[3]的土压力模型试验规律是相同的。在离心模型试验中挡墙的尺寸较小，因此底部摩擦影响范围相对较大，在本试验中大约是从土压力减小的位置到墙底。与 $\theta = 90^\circ$ 的情况相比，在挡墙底部 $\theta = 0^\circ$ 的填土土压力减小较为厉害，这是由于 $\theta = 0^\circ$ 的填土底部摩擦力较大造成的。在挡墙运动的初期，位移量增加很小，而侧向土压力则减小很多。当挡墙位移量超过 $1\%H$ ，土压力随挡墙位移量的增加而减小的幅度逐渐减小，填土逐渐达到主动状态。这与前面的材料单元试验的规律是一致的。这是因为，在挡墙运动的初期，墙后填土处于 K_0 状态附近时，剪切变形相对较小，较大的剪正应力比增量引起的填土的剪切变形增量较小。因此挡墙的位移量增加较小，而墙后填土的剪正应力比增加较大，即水平方向的土压力减小量较大，随着挡墙位移量的增加，压缩效应逐渐减弱，剪切效应逐渐增强，强度逐渐发挥，当填土达到主动状态附近时，濒临破坏，强度近乎充分发挥，较小的剪正应力比增量会引起较大的剪切变形。因此随着挡墙位移量的增加，水平土压力的减小量较小。与 $\theta = 0^\circ$ 的填土试样相比， $\theta = 90^\circ$ 的填土的土压力稍大。由试验结果可知，在 K_0 状态附近时二者的差异较小，随着挡墙位移的增大，填土的应变增量比逐渐减小，两者的差别逐渐增大，当墙后填土达到主动状态时，两者的差别最大，这是由 $\theta = 0^\circ$ 和 90° 时砂土的峰值强度的差异造成的。这与材料单元试验的规律也是一致的。通过与材料单元试验的对比可以看出，由于土压力离心模型试验模拟的是平面应变状态，此时砂土的各向异性表现得比轴对称应力状态下更为明显突出，这与 M. Oda 等^[19]的研究结果是一致的。

J. M. Zhang 等^[14]基于对土压力模型试验结果的分析给出了确定挡墙位移和应变增量比之间关系的公式，可求得不同挡墙位移量时的应变增量比。通过图6中不同应变增量比时的应力比可以求得该应变约束条件下的起动摩擦角 ϕ'_{mob} 。参考顾慰慈^[25]的研究，本试验中钢制模型挡墙比较光滑，墙面与砂土之间的摩擦角 δ 约取为 $\phi'/3$ (ϕ' 为土的内摩擦角)。随挡墙位移而逐渐发挥的起动墙背摩擦角 δ_{mob}

的确定可参考 J. M. Zhang 等^[14]的研究, 用 ϕ'_{mob} 和 δ_{mob} 分别代替库仑公式中土的内摩擦角和墙背摩擦角, 可得到考虑侧向变形的中间状态下的土压力计算方法。由此分别用原有的各向同性土压力计算方法^[14]和本文各向异性土压力计算公式计算出土压力分布随挡墙位移量变化。图 11 给出了试验结果与计算方法的对比。从图中可以看出, 在 K_0 状态附近, 实测土压力与各向同性土压力计算方法的差别较大, 与各向异性土压力计算方法基本一致, 此时用原有各向同性的方法会低估静止土压力。随着挡墙位移量的增加, 各向同性计算方法的误差逐渐减小, 在主动极限状态附近, 2 种方法计算结果和实测结果均较接近。这与图 6 所示的材料单元试验的规律一致。

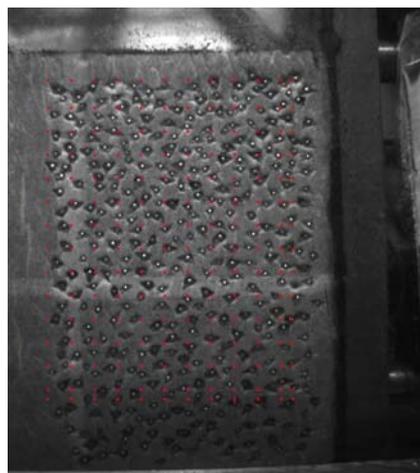


图 12 填土变形分析点布置示意图
Fig.12 Deformation analysis area of backfill

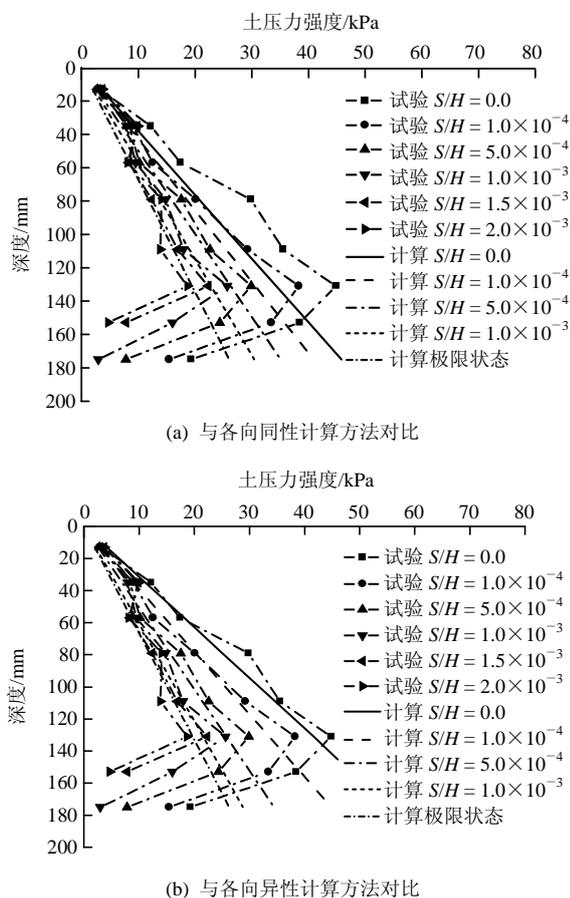


图 11 试验结果与计算方法的对比
Fig.11 Comparison of test data with calculation results

本文在填土的侧面布置了变形分析点, 通过土体非接触式位移测量系统测量了挡墙运动过程中墙后填土变形的发展。填土变形分析点的布置如图 12 所示。图中, 右侧钢板为模型挡墙, 左侧区域为布置有变形分析点的填土侧面。

图 13 给出了填土的总位移场分布随挡墙位移量的变化。从图中可以看出, 随着挡墙从 K_0 状态向主动一侧运动, 填土的位移逐渐增大, 滑动区域从靠近挡墙的填土顶面向土体内部逐步扩展。当挡墙位移量超过一定量, 约为 $1.5\%H$, 滑裂面逐渐稳定, 形成较为明显的滑楔体。随着挡墙位移量的继续增大, 滑楔体内部的变形继续增大, 靠近挡墙的填土顶面的位移量最大, 从填土面向土体内部位移量逐渐减小。相对于 $\theta = 0^\circ$ 的填土试样而言, $\theta = 90^\circ$ 的填土试样的滑裂面较缓, 滑楔体较大。这是由于相对于 $\theta = 0^\circ$ 的试样而言, $\theta = 90^\circ$ 的填土结构不稳定, 容易滑动, 因此滑楔体较大, 这也是 $\theta = 90^\circ$ 的试样的主动侧土压力较大的原因。并且 2 种工况下的滑动区域在 K_0 状态附近差异较小, 随着挡墙位移量的增大差异逐渐增大, 当挡墙位移量增大到一定程度后, 这一差异逐渐稳定, 不再继续增大。这也是 $\theta = 0^\circ$ 和 90° 的填土的土压力在 K_0 状态附近较为接近, 随着挡墙位移的增大, 两者的差别逐渐增大的原因。

为了进一步比较 $\theta = 0^\circ$ 和 $\theta = 90^\circ$ 的试样的位移随挡墙位移发展的异同, 在挡墙底部、中部和上部的填土中分别选择了 3 排点和测点 A, B, C, D, E 五个特殊点。如图 14 所示, 以挡墙底部为坐标原点建立坐标系, 图中给出了上述测点的位置。

图 15 给出了测点 A, B, C, D, E 水平位移随挡墙位移量的变化过程。从图中可以看出, 对于 $\theta = 0^\circ$ 的试样, 测点 A, C, E 水平位移随挡墙位移量的增加而增加的量较小, 说明这 3 个特点基本处

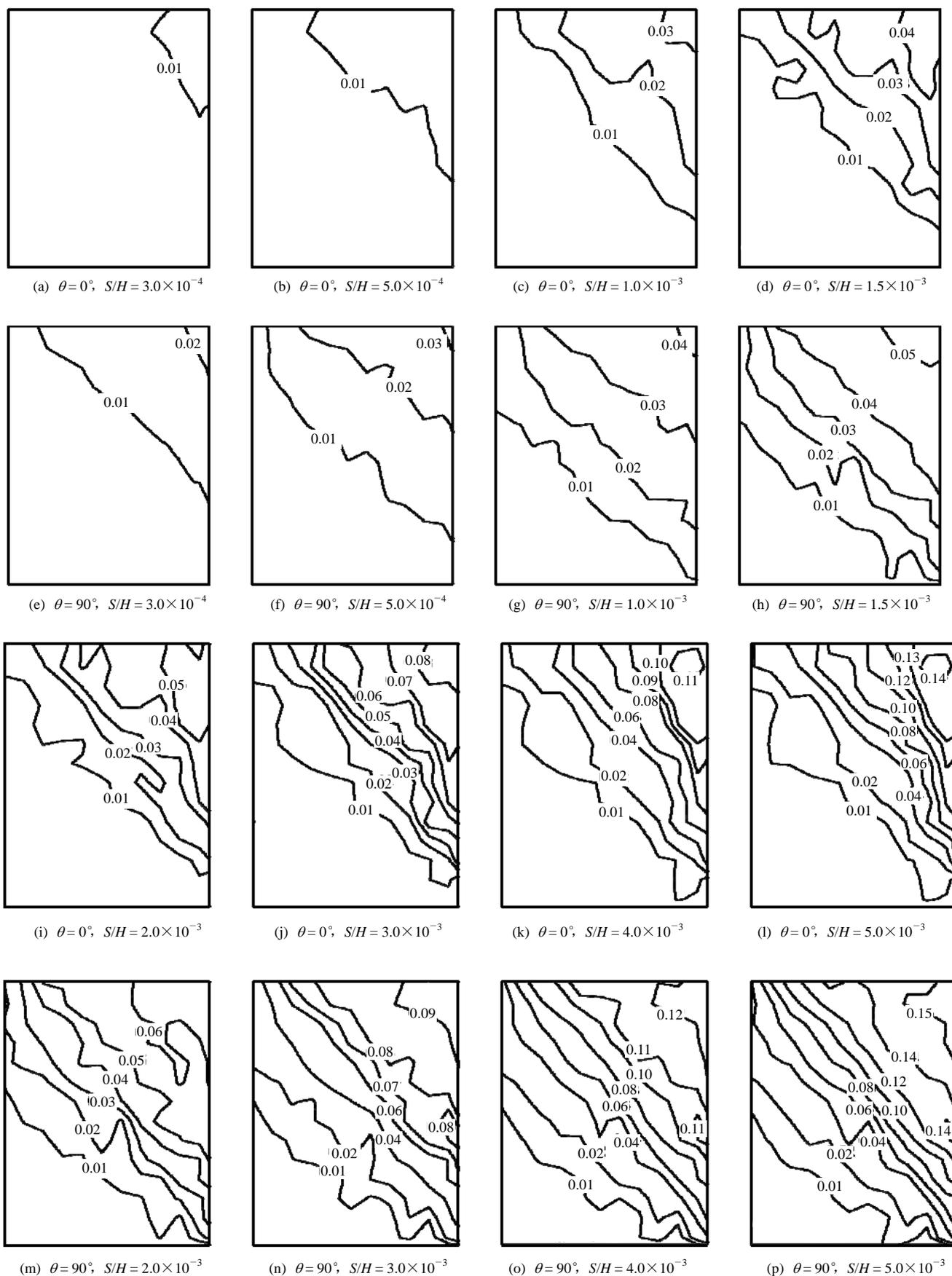


图 13 填土的总位移场分布随挡墙位移量的变化(单位: cm)

Fig.13 Total displacement field of backfill at different wall movements(unit: cm)

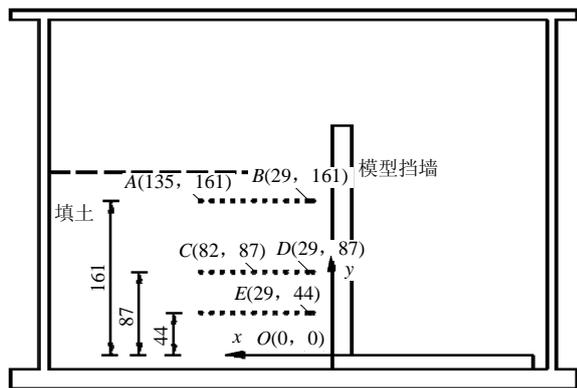
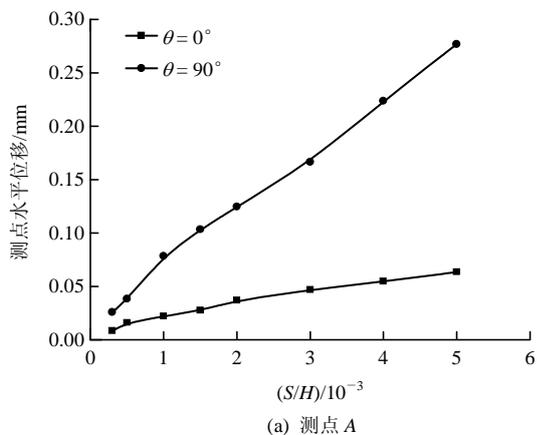
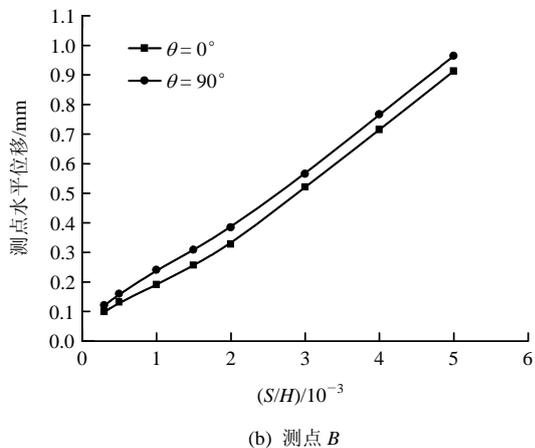


图 14 特殊分析点位置示意图(单位: mm)

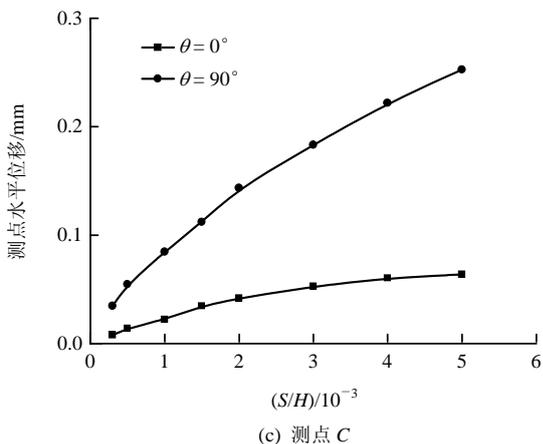
Fig.14 Location of special analysis points(unit: mm)



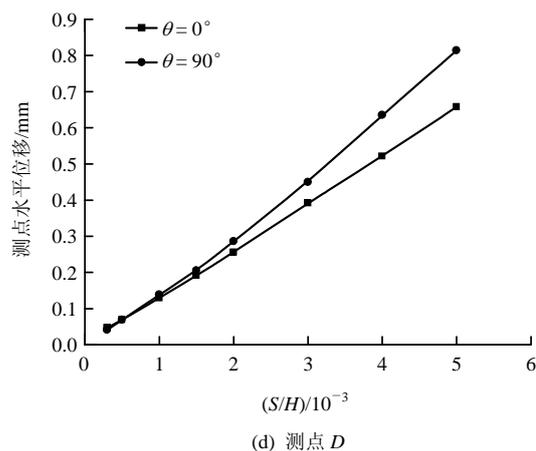
(a) 测点 A



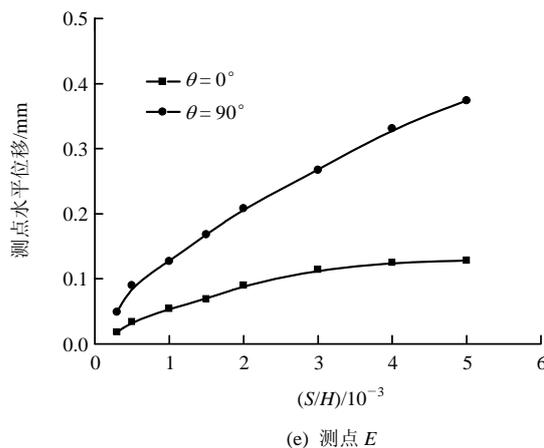
(b) 测点 B



(c) 测点 C



(d) 测点 D



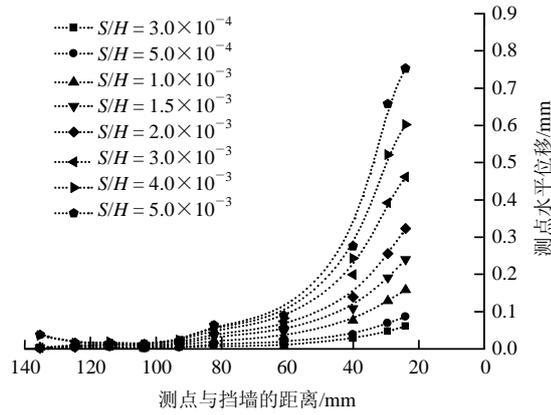
(e) 测点 E

图 15 测点水平位移随挡墙位移的变化过程

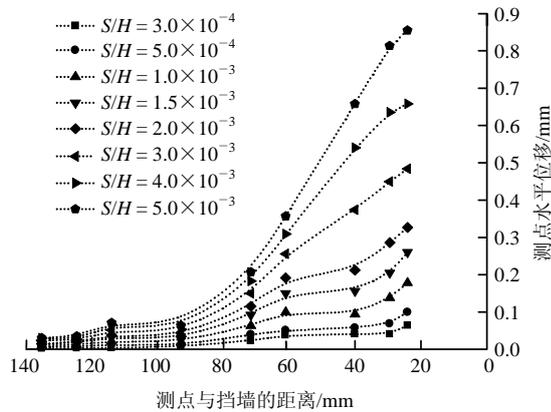
Fig.15 Variation of horizontal displacements of special measuring points with wall movement

于较为稳定的区域, 而对于 $\theta = 90^\circ$ 的试样, 这 3 个点的位移随挡墙位移的增加而增加的趋势较明显, 说明这 3 个点处于滑动区域内部。可见 $\theta = 90^\circ$ 的滑动区域比 $\theta = 0^\circ$ 的滑动区域更大。并且随着挡墙位移量的增大, 测点 A 在 $\theta = 0^\circ$ 和 90° 两种工况下水平位移的差异也在增大, 测点 C 和 E 也有相同的规律。测点 B, D 两点距离挡墙很近, 这 2 个点的位移随挡墙位移量增加而增加的趋势均较明显, 说明 $\theta = 0^\circ$ 和 90° 两种工况下它们均位于滑楔体内部。比较点测 B, D, E 的位移量可知从底部向顶部填土的位移量逐渐增大。

图 16 给出了不同挡墙位移量时中排测点的水平位移。从图中可以看出, 靠近挡墙区域的填土的水平位移量较大, 远离挡墙区域的填土的水平位移量较小。对于 $\theta = 0^\circ$ 的情况, 水平位移由大到小的转折点发生在距离挡墙约 60 mm 处, 而对于 $\theta = 90^\circ$ 的情况, 水平位移由大到小的转折点发生在距离挡墙约 90 mm 处, 这也说明了 $\theta = 90^\circ$ 的不稳定区域较大, 因此作用在挡墙上的土压力也较大。



(a) $\theta = 0^\circ$



(b) $\theta = 90^\circ$

图 16 不同挡墙位移量时中排测点的水平位移
Fig.16 Lateral displacements of measuring points in the middle of the backfill

4 结 论

本文制备了竖向加载方向分别垂直和平行于沉积面的试样，进行了控制不同常应变增量比条件下的应变路径试验，探索了土压力系数与侧向应变约束条件的关系，揭示了各向异性砂土土压力形成的物理机制；并进行了土压力离心模型试验，验证了材料单元试验的规律，分析比较了大主应力作用方向与填土沉积面夹角不同时墙后填土的土压力及位移场随挡墙位移变化规律的异同，讨论了其原因。在试验研究及理论分析的基础上初步得到以下几点认识：

(1) 当挡墙位移量不同时，墙后填土处于不同的应变约束条件下，填土的压缩效应与剪切效应相互影响的程度不同，正是不同程度的压剪耦合效应决定了不同的挡墙位移量时填土的起动摩擦强度不

同，作用在挡墙上的土压力也不同。

(2) 在挡墙从 K_0 状态向主动侧运动的初期，填土的剪切变形较小，而起动的剪正应力比较大，即挡墙运动的初期土压力减小量较大，当挡墙位移量较大，墙后填土接近主动状态时，剪切变形较大，而剪正应力比增量较小，即此时土压力随挡墙位移增加而减小的量较小。

(3) 大主应力垂直和平行于沉积面 2 种情况下， K_0 状态附近的滑动区域差别较小，土压力大小差别较小。随着挡墙位移的增大，2 种情况下的填土形成的滑楔体大小差异明显增大，土压力大小差别较大，大主应力垂直于沉积面时填土的滑楔体和土压力较小。

(4) 与各向同性的情形相比，本文试验表明各向异性使静止状态的土压力增加。对极限状态影响较小，表明压缩变形各向异性明显比强度各向异性影响要大。

参考文献(References):

- [1] TERZAGHI K. Large retaining wall tests[J]. Engineering News Record, 1934, 112: 136 - 140.
- [2] MATSUO M, KENMOCHI S, YAGI H. Experimental study on earth pressure of retaining wall by field tests[J]. Soils and Foundations, 1978, 18(3): 27 - 41.
- [3] FANG Y S, ISHIBASHI I. Static earth pressures with various wall movements[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1986, 112(3): 317 - 333.
- [4] FANG Y S, CHEN T J, WU B F. Passive earth pressures with various wall movements[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1994, 120(8): 1 307 - 1 323.
- [5] HARR M E. Foundations of theoretical soil mechanics[M]. New York: McGraw-Hill, 1966: 217 - 225.
- [6] BANG S. Active earth pressure behind retaining walls[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1985, 111(3): 407 - 412.
- [7] CHANG M F. Lateral earth pressure behind rotating walls[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1997, 34(2): 498 - 509.
- [8] 徐日庆, 龚 慈, 魏 刚, 等. 考虑平动位移效应的刚性挡土墙土压力理论[J]. 浙江大学学报(工学版), 2005, 39(1): 119 - 122. (XU Riqing, GONG Ci, WEI Gang, et al. Theory of earth pressure against rigid retaining walls considering translational wall movement effect[J]. Journal of Zhejiang University(Engineering Science), 2005, 39(1):

- 119 - 122.(in Chinese))
- [9] 蒋 波, 应宏伟, 谢康和, 等. 平动模式下挡土墙非极限状态主动土压力计算[J]. 中国公路学报, 2005, 18(2): 24 - 27.(JIANG Bo, YING Hongwei, XIE Kanghe, et al. Computation of active earth pressure under non-limit state for retaining wall with mode of translation[J]. China Journal of Highway and Transport, 2005, 18(2): 24 - 27.(in Chinese))
- [10] 梅国雄, 宰金珉. 考虑位移影响的土压力近似计算方法[J]. 岩土力学, 2001, 22(4): 83 - 85.(MEI Guoxiong, ZAI Jinmin. Earth pressure calculating method considering displacement[J]. Rock and Soil Mechanics, 2001, 22(4): 83 - 85.(in Chinese))
- [11] 卢国胜. 考虑位移的土压力计算方法[J]. 岩土力学, 2004, 25(4): 586 - 589.(LU Guosheng. A calculation method of earth pressure considering displacement[J]. Rock and Soil Mechanics, 2004, 25(4): 586 - 589.(in Chinese))
- [12] 杨 斌, 胡立强. 挡土结构侧土压力与水平位移关系的试验研究[J]. 建筑科学, 2000, 16(2): 14 - 20.(YANG Bin, HU Liqiang. Test study on relationship between lateral earth pressure acting on retaining structures and horizontal displacement[J]. Building Science, 2000, 16(2): 14 - 20.(in Chinese))
- [13] 施建勇, 雷国辉, 艾英钵, 等. 土压力变化规律的应力路径三轴试验研究[J]. 岩土力学, 2005, 26(11): 1 700 - 1 704.(SHI Jianyong, LEI Guohui, AI Yingbo, et al. Stress path controlled triaxial experimental study of lateral earth pressure behavior[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, 26(11): 1 700 - 1 704.(in Chinese))
- [14] ZHANG J M, SHAMOTO Y, TOKIMATSU K. Evaluation of earth pressure under any lateral deformation[J]. Soils and Foundations, 1998, 38(1): 15 - 33.
- [15] ZHANG J M, SHAMOTO Y, TOKIMATSU K. Seismic earth pressure theory for retaining walls under any lateral displacement[J]. Soils and Foundations, 1998, 38(2): 143 - 163.
- [16] ARTHUR J R F, MENZIES B K. Inherent anisotropy in a sand[J]. Geotechnique, 1972, 22(1): 115 - 128.
- [17] ARTHUR J R F, CHUA K S, DUNSTAN T. Induced anisotropy in a sand[J]. Geotechnique, 1977, 27(1): 13 - 30.
- [18] ODA M. Initial fabrics and their relations to mechanical properties of granular material[J]. Soils and Foundations, 1972, 12(1): 1 - 18.
- [19] ODA M, KOISHIKAWA I, HIGUCHI T. Experimental study of anisotropic shear strength of sand by plane strain test[J]. Soils and Foundations, 1978, 18(1): 25 - 38.
- [20] HARUYAMA M, KITAMURA R. Anisotropic deformation- strength properties of soft sedimentary rock “Shirasu” originated from pyroclastic flows[J]. Soils and Foundations, 1984, 24(4): 84 - 94.
- [21] HARUYAMA M. Drained deformation-strength characteristics of loose Shirasu(volcanic sandy soil) under three dimensional stresses[J]. Soils and Foundations, 1985, 25(1): 65 - 76.
- [22] 宋 飞, 张建民, 张 嘎, 等. 等应变增量比试验控制功能的开发与实现[J]. 岩土工程学报, 2009, 31(7): 1 144 - 1 148.(SONG Fei, ZHANG Jianmin, ZHANG Ga, et al. Development of constant strain increment ratio path test[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, 31(7): 1 144 - 1 148.(in Chinese))
- [23] 张建民, 宋 飞. 砂土的压剪效应与渐近状态准则[J]. 岩土工程学报, 2008, 30(2): 166 - 171.(ZHANG Jianmin, SONG Fei. Compression-dilatancy coupling effect and asymptotic state criterion of sand[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, 30(2): 166 - 171.(in Chinese))
- [24] 宋 飞, 刘 超, 张建民, 等. 离心模型挡土墙试验设备的研制与开发[J]. 岩土力学, 2010(待刊).(SONG Fei, LIU Chao, ZHANG Jianmin, et al. Development of centrifuge model test facility of retaining wall[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010(to be published).(in Chinese))
- [25] 顾慰慈. 挡土墙土压力计算[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2001.(GU Weici. Computation of earth pressure acting on retaining walls[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2001.(in Chinese))