

DOI: 10.11779/CJGE202109007

压实宽级配黏土与刚性面结合带抗渗特性研究

邓 刚^{1,2}, 张茵琪^{1,2}, 张延亿^{1,2}, 湛正刚³, 杨家修³, 卢 吉⁴, 曹学兴⁴

(1. 中国水利水电科学研究院流域水循环模拟与调控国家重点实验室, 北京 100038; 2. 中国水利水电科学研究院水利部水工程建设与安全重点实验室, 北京 100038; 3. 中国电建集团贵阳勘测设计研究院有限公司, 贵州 贵阳 550081; 4. 华能澜沧江水电股份有限公司, 云南 昆明 650214)

摘要: 研发了土料与刚性面结合带在相互正交、独立可控的压应力、剪切变形和水力比降作用下抗渗性能试验的大型和中型设备, 最大剪切变形量值大于 1 m。对压实天然宽级配黏土开展了结合带抗渗特性试验研究, 发现了试样渗透系数随剪切变形突然增大后逐步减小并稳定的变化规律, 剪切变形启停历史会弱化结合带渗透系数随剪切变形启动而突然增大的现象, 初始密度高、应力高、试样尺寸大的土样渗透系数更低。考虑结合带导水系数与初始值的比值和试样渗透系数与初始值的比值之间的关系, 分析渗透系数剪切后达峰值时结合带厚度在 0.075~1.0 mm 之间, 结合带厚度随正应力减小、随试样尺寸增大而增厚。提出改进的黏土颗粒不规则形状集簇模型, 通过组构变化较好解释了剪切过程中渗透性持续演化的机理, 也支撑了结合带厚度的分析结论。

关键词: 宽级配黏土; 结合带; 剪切变形; 抗渗特性; 组构

中图分类号: TU431 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2021)09-1631-09

作者简介: 邓 刚(1979—)男, 正高级工程师, 主要从事岩土材料特性和数值模拟等方面研究。E-mail: dgang@iwhr.com。

Impermeability characteristics of junctional zone between compacted broadly graded clayey soil and hard surface

DENG Gang^{1,2}, ZHANG Yin-qing^{1,2}, ZHANG Yan-yi^{1,2}, ZHAN Zheng-gang³, YANG Jia-xiu³, LU Ji⁴, CAO Xue-xing⁴

(1. State Key Laboratory of Simulation and Regulation of Water Cycle in River Basin, China Institute of Water Resources and Hydropower Research, Beijing 100038, China; 2. Key Laboratory of Construction and Safety of Hydraulic Engineering of Ministry of Water Resources, China Institute of Water Resources and Hydropower Research, Beijing 100038, China; 3. PowerChina Guiyang Engineering Corporation Limited, Guiyang 550081, China; 4. Huaneng Lancang River Hydropower Inc., Kunming 650214, China)

Abstract: Large-scale and medium-scale test equipments for impermeability characteristics of junctional zone between soil and hard surface are developed. The mutually orthogonal compressive stress, shear deformation and hydraulic gradient of the junctional zone between the soil and the rigid surface are controllable independently. The maximum shear deformation is greater than 1 m. The experimental studies on a compacted natural broadly graded clayey soil are carried out. The variation law of the permeability coefficient of the samples is discovered, that the permeability coefficient decreases gradually and then becomes stable after the sudden increase along with the start of the shear deformation. The history of shear deformation may weaken the phenomenon of the sudden increase of the permeability coefficient after the start of shear deformation. The permeability coefficient of soil samples with higher initial density, higher stress and larger external size is lower. Based on the corresponding relationship between the ratio of water conductivity coefficient of the junctional zone to its initial value and the ratio of permeability coefficient of the sample to its initial value, the possible thickness of the junctional zone considered to be between 0.075 mm and 1.0 mm is analyzed when the peak value of permeability coefficient is achieved. A revised model for clay particle clusters with irregular shape is proposed. The continuous change mechanism of permeability during shear deformation can be explained by fabric adjustment. The conjecture of the thickness of the junctional zone is also supported.

Key words: broadly graded clayey soil; junctional zone; shearing deformation; impermeability characteristic; fabric

0 引言

土质心墙土石坝(简称心墙坝)料源选择广^[1], 多种形式的宽级配土料如宽级配黏土或黏土质砂砾料广泛用于心墙填筑^[2-4], 特别是坝高超过 200 m 的特高

基金项目: 国家重点研发计划课题(2017YFC0404803); 中国水科院基本科研业务费专项(GE0145B562017); 贵州省高层次创新人才项目((2018)5630); 流域水循环模拟与调控国家重点实验室自主研究课题(SKL2020ZY09); 华能集团总部科技项目 HNKJ17-H18
收稿日期: 2021-03-15

心墙坝，其中一些工程还在岸坡坝段心墙底部布置了压实宽级配黏土组成的接触黏土层，如长河坝、Nurek、RM 等。

高心墙坝岸坡坝段心墙底部剪切变形较大，其中，Chicoasén^[5]、长河坝、糯扎渡实测值分别达 1.26, 0.25 和 0.21 m，两河口、双江口、RM 等工程中的计算值近 1 m。由于历史上高心墙坝发生突然渗漏案例的起始破坏点均位于岸坡坝段，大多数案例的心墙采用压实宽级配土料^[6-8]，因此，心墙顺岸坡剪切变形下的土体实际抗渗性能及其与内部冲蚀、接触冲刷等渗透破坏的关系，成为高心墙坝的重大技术问题之一。

心墙土顺岸坡剪切变形，部分发生在心墙土内部，部分则集中在心墙土与岸坡刚性面（混凝土基座或基岩）结合带上。土体内部剪切变形对抗渗性能影响的研究开展较多，多项试验研究发现集中的内部剪切^[9-16]和内部均匀剪切^[17-20]都导致渗透系数降低，最大减小幅度达 1 个数量级。土体与刚性面结合带集中剪切变形对抗渗性能影响的研究较少，雷红军等^[21]和 Luo 等^[22]较早研究了竖向渗流作用下，黏土与其内部混凝土板存在竖向剪切变形时的渗透性变化。

心墙宽级配接触黏土、黏土质砂砾料最大粒径分别达 5 和 60 mm 以上，试样尺寸应一般要求不小于土料最大粒径或 d_{50} 的 4~6 倍；岸坡坝段心墙与岸坡刚性面结合带压应力、剪切变形、水力比降方向相互正交（图 1）；以及心墙底部剪切变形量值较大、速度可变，均对试验设备提出了较高要求。为更好开展研究，研发了满足上述要求的中型和大型抗渗性能设备^[23-24]，并对典型心墙宽级配土料开展了系统试验研究。本文介绍了对某特高心墙坝拟采用的一种压实天然宽级配黏土开展相关试验的情况。

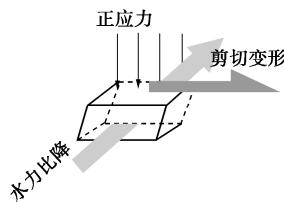


图 1 岸坡坝段心墙底部与岸坡刚性面结合带工作状态

Fig. 1 Working condition of junctional zone between earth core and hard surface of abutment

1 试验设备和方法

1.1 设备简况

采用的中型、大型试验设备均包括主机、测控组件 2 部分。主机包括旋转驱动机构、连接机构、压力室 3 部分（图 2）。测控组件包括 1 支量管和 2 套压力/体积控制器，量管连接到土样顶部上帽，用于量测土

样渗出水量；两套控制器分别用于控制压力室内的水压力并量测压力室进出水量、控制试样进水端渗压并量测进入试样的渗流量。

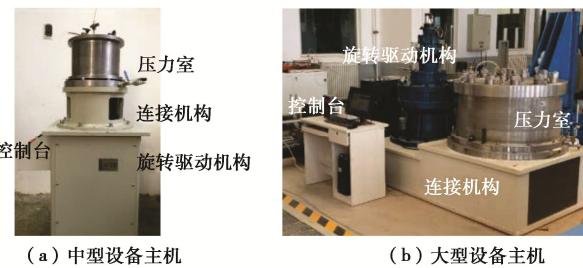


图 2 试验装置主机外观和布置

Fig. 2 Appearance and arrangement of test equipments

土样为圆环柱形，放置于圆柱形压力室中心，其内表面与试样内部同轴布置的圆柱形混凝土棒（内设钢芯棒以保证强度）紧贴，该内表面即宽级配黏土与刚性面结合带的边界。中型设备的土样内径 d_{inner} 、外径 d_{outer} 和高度 h 分别为 50, 100 和 100 mm；大型设备上述 3 个数值为 100, 700 和 300 mm。

试验原理如图 3 所示。试验过程中通过混凝土棒旋转产生剪切变形，形成与土样的结合面。压力室底座、土样上帽下沿均刻有深槽，可在混凝土棒旋转时避免土样与底座、上帽间的相对位移。

土样外侧包裹乳胶膜，土样与混凝土棒结合面上的正应力 σ_n 通过压力室围压施加。

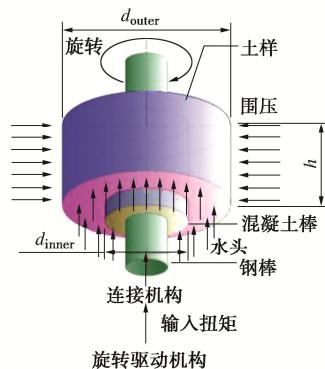


图 3 试验原理

Fig. 3 Working principle of experiment

1.2 试验方法

按设定含水率准备土料，在底座上先放置混凝土棒后动力击实制备土样。试样饱和采用抽气和静水头法。试样饱和后缓慢逐级提高围压至设定值，待排水固结完成后，结合面上的正应力 σ_n 即施加到位。再缓慢提高试样底部渗压，同时持续量测自底部流入试样的流量即渗入流量 q_{in} 、自顶部流出流量即渗出流量 q_{out} ，过程中持续调整量管高度，使量管中水面高度与土样顶部保持一致。待试样底部渗压达设定值 p_w ，试样渗入流量、渗出流量稳定一致时，认为试样内部

的稳定渗流场已建立, 可准备施加结合面剪切变形 s 。

动态控制混凝土棒旋转, 以实现结合带设定剪切变形发展过程(剪切变形速率和启停等), 同时继续控制结合面正应力和试样底部渗压, 持续量测压力室进出水量(即试样体积变形量)、试样渗入和渗出流量, 直到试验结束。

1.3 试样渗透系数计算

试样渗透系数 k_{sp} 可根据达西定律计算

$$k_{sp} = \frac{\gamma_w h}{p_w} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \frac{q_t}{d_{outer}^2}, \quad (1)$$

式中, q_t 为渗水流量, 由于 q_{in} 与 q_{out} 接近, q_t 可取二者之一。 γ_w 为水重度, 取 10 kN/m^3 。 π 为圆周率, 取 3.14 。

1.4 结合带导水系数及其变化量

混凝土棒与土样间剪切变形过程中, 如果土样有体积变形, 则试样渗入、渗出流量中可能混有试样体积变形的排水量。试验设备设计中采取了措施避免土样与底座、上帽间的相对位移。研究中采用颜色标记(图 6 中内部蓝色标线)方法证明, 混凝土棒旋转过程中, 土样内部确不存在剪切变形(图 6)。研究中也开展了关闭进水、出水阀门, 量测混凝土棒-土样间不排水剪切过程中试样孔隙压力的试验, 在剪切过程中试样孔隙水压力无变化, 试样不存在体积变形。此外, 实测试样进出水量相等, 也证明试样内没有明显的源和汇。由此可以判断, 稳定水力比降作用下, 试样剪切过程中的瞬时渗水流量 q_t 与剪切变形前初始渗水流量 q_{t0} 的差值, 即渗水流量变化量 Δq_t 应主要来源于结合带渗透性变化。

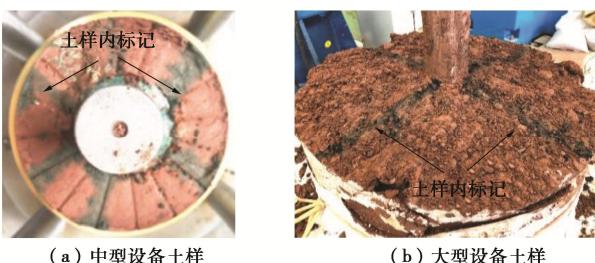


图 4 土样中初始直线布置的颜色标记在试验后保持直线

Fig. 4 Coloring marks initially arranged in straight line in soil sample keep straight after tests

室内试验制样时可能存在土样和混凝土棒的结合带压实不如土样内部的情况, 正如实际施工中岸坡坝段心墙底部与岸坡之间的结合带, 因此, 剪切变形前的结合带渗透系数可能已异于非结合带土体。本文假定结合带在水平面上沿半径方向上的厚度为 b_r , 考虑厚度 b_r 数值较小, 结合带在水平面上的面积可计算为 $\pi d_{inner} b_r$ 。将结合带渗透系数 k_c 与 b_r 的乘积定义为

结合带导水系数 K_c , 用以表征结合带的透水性, 则导水系数 K_c 与导水系数初始值 K_{c0} ($K_{c0} = k_{c0} \cdot b_r$) 的差值即结合带导水系数变化量 ΔK_c 等于

$$\Delta K_c = K_c - K_{c0} = \frac{\gamma_w h}{p_w} \cdot \frac{\Delta q_t}{\pi d_{inner}}. \quad (2)$$

2 试验方案

试验土料为某工程拟用在岸坡坝段心墙底部的天然宽级配黏土(剔除 5 mm 以上超径颗粒), 具有一定级配离散性。代表性级配如图 5, 粉粒、黏粒含量分别为 65.0% , 13.5% , 基本物理性质见表 1。

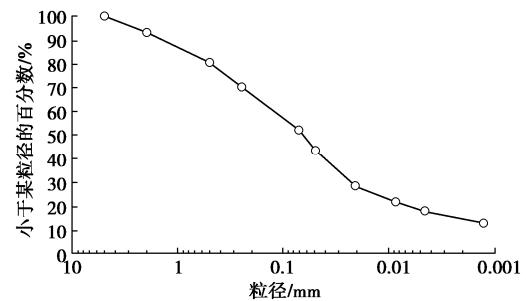


图 5 试验土料级配曲线

Fig. 5 Grain-size distribution curve of test soil

表 1 试验土料基本物理性质

Table 1 Physical properties of test soil					
G_s	液限 w_L /%	塑限 w_p /%	塑性 指数 I_p	最优 含水率 w_{OP} /%	最大干密度 ρ_{max} /($\text{g}\cdot\text{cm}^{-3}$)
2.70	34.0	21.0	13.0	13.7	1.88

试验方案组合如表 2 所示。各方案“剪切变形及停顿点”中各数字为剪切变形的启停点, 在启停点之间剪切变形按本方案剪切速率不断增大。

需说明的是, 为了考虑较极端条件下的土体抗渗性能, 对试样施加的水力比降数值较高, 对结合面上的正应力特别是试样底部的结合面有效正应力有一定影响; 随着渗流沿程水头衰减, 试样中上部的结合带有效正应力受渗压的影响逐步减小。为便于比较, 外径 100 , 700 mm 的土样中相同结合面正应力方案的渗压数值保持一致, 而水力比降不同, 维持了相同的结合面有效正应力分布。所有试验中, 较高的结合面正应力也对应了较高的有效正应力。

3 试验规律

3.1 试样渗透系数随剪切变形的变化

各试验中试样渗透系数 k_{sp} 随剪切变形的发展变化过程存在较一致的规律。为便于表述, 本文引入了试样渗透系数初始值 k_{sp0} 、瞬时峰值 k_{spP} 、终止值 k_{spe} 和延时稳定值 k_{sps} 等代表值。其中: ①剪切变形发生前,

表 2 试验方案

Table 2 Test schemes

方案编号	土样外径/mm	干密度/(g·cm ⁻³)	结合面正应力/kPa	水力比降	剪切速率/(mm·d ⁻¹)	剪切变形及停顿点/mm
T01	100	1.88	50	30	200	0-500-1000
T02	100	1.88	350	200	200	0-500-1000
T03	100	1.88	700	500	200	0-500-1000
T04	100	1.88	700	500	400	0-500-1000
T05	100	1.88	700	500	200	0-200-500-800-1000
T06	100	1.88	700	500	200	0-1000
T07	100	1.69	50	30	200	0-500-1000
T08	100	1.69	350	200	200	0-500-1000
T09	100	1.69	700	500	200	0-500-1000
T10	700	1.88	350	66	200	0-500-1000
T11	700	1.88	700	166	200	0-500-1000

试样上施加设定比降并达到稳定渗流时, 对应的试样渗透系数为渗透系数初始值 k_{sp0} 。②剪切变形突然增大的短时间内, 渗透系数大幅增大并快速达到的最大值称为瞬时峰值 k_{spp} , 一般为初始值数倍。③随剪切变形增大, 渗透系数缓慢减小, 并经较长时间(或持续剪切较大变形)后回落至初始渗透系数附近, 将剪切变形增大到设定值并暂停瞬间的渗透系数称为终止值 k_{spe} 。④剪切变形达到设定值并暂停变形后 3~4 h 内, 渗透系数一般持续下降至相对稳定值, 称为延时稳定值 k_{sps} 。

各方案涉及的剪切变形启停区段中, 渗透系数与初始渗透系数的比值 k_{sp}/k_{sp0} 在剪切变形过程中的代表值如图 6 所示, 其中“编号-位移”处连字符后数字为本列数据对应的剪切位移启停点变形数值。

在土样与混凝土刚性面间自相对静止开始出现剪切变形的较短时间内, 试样渗透系数在初始渗透系数基础上大幅提高。3 个典型方案(T01、T05 和 T06)在剪切变形中的试样渗透系数 k_{sp} 、试样渗透系数与初始试验渗透系数的比值 k_{sp}/k_{sp0} 、结合带导水系数与初始值的比值 K_c/K_{c0} 变化过程分别如图 7~9 所示。图 7(T01 方案)和图 9(T06 方案)的时间坐标采用对数坐标; T05 方案的剪切变形启停次数较多, 比较均匀的分布于 0~1000 mm 内, 为较好显示渗透性变化情况, 图 8 中时间采用线性坐标。3 个方案中剪切变形经历的启停次数分别为 2 次、4 次和 1 次, 在每次剪切变形突然增大后的较短时间内(对应剪切变形增量一般为 0.1~5 mm, 对应时间为 43~2160 s), 试样渗透突然增大, 之后逐步减小。绝大多数情况下, 剪切变形启停过程中 k_{sp}/k_{sp0} 的最大值均在 10 以下, 偶见增大至 10 以上甚至 25 以上。对本文涉及的 23 项剪切变形启停过程, 最大 k_{sp}/k_{sp0} 大于 2.5 的占 78% 以上。当经历启停次数大于 1 次时, 后一次启停时产生的渗透系数最大突增量一般均小于上一次。

在剪切变形启动、渗透系数突增至峰值后, 试样渗透系数持续减小, 并在一定时间后减小至接近初始

值。渗透系数自峰值降低至接近初始值所需时间一般远长于渗透系数自初始值突增至峰值所需时间, 该时间的长度似与各试验条件没有明显联系, 在各试验中存在较大波动(图 6), 绝大多数情况下, 该时间长度在 1000 s 以上。除少量例外, 当剪切变形增大至本次剪切设定暂停位置时, 试样渗透系数(终止值)已小于初始值。本文试验中仅有 2 次例外, 剪切暂停时试样渗透系数终止值略大于初始值。

当剪切变形达设定位置并暂停后, 试样渗透系数一般在终止值基础上进一步下降, 在部分暂停位置处延时稳定值仅约终止值的 1/3。

3.2 剪切变形模式对抗渗特性的影响

试验采用的 2 种不同剪切变形速率对剪切变形过程中抗渗性能变化过程的影响较小。本文开展了剪切变形启停 1 次、2 次、4 次的试验, 每次剪切启动后, 渗透系数均存在前述突然增大后缓慢减小至稳定值, 并在剪切变形停止一定时间内进一步减小至延时稳定值的现象, 各次启停过程中的峰值渗透系数时刻对应的结合带厚度无较大差异。当试样自静止的初始状态起出现多次剪切变形启停过程时, 各次启停过程中的试样渗透性变化曲线有一定相似性, 但从总体上看, 试样渗透系数在剪切变形过程中存在明显的持续下降趋势; 对于逐次相接的各剪切变形启停过程, 本次启停过程中出现的瞬时峰值、稳定值和延时稳定值均低于上一次启停过程。

3.3 正应力、制样密度和尺寸对抗渗特性的影响

本文试验方案包括 3 种正应力、2 种制样密度、2 种试样尺寸。不同试样的初始渗透系数明显受到结合面正应力的影响, 正应力自 50 kPa 增大到 700 kPa 后, 渗透系数下降超过 1 个数量级(图 10)。制样密度对渗透系数也有一定影响, 干密度为 1.69 g/cm³ 的土样不同压力下的试样渗透系数均高于干密度为 1.88 g/cm³ 的土样; 外径 700 mm 大尺寸试样的渗透系数总体略低于相同干密度的 100 mm 小尺寸试样。

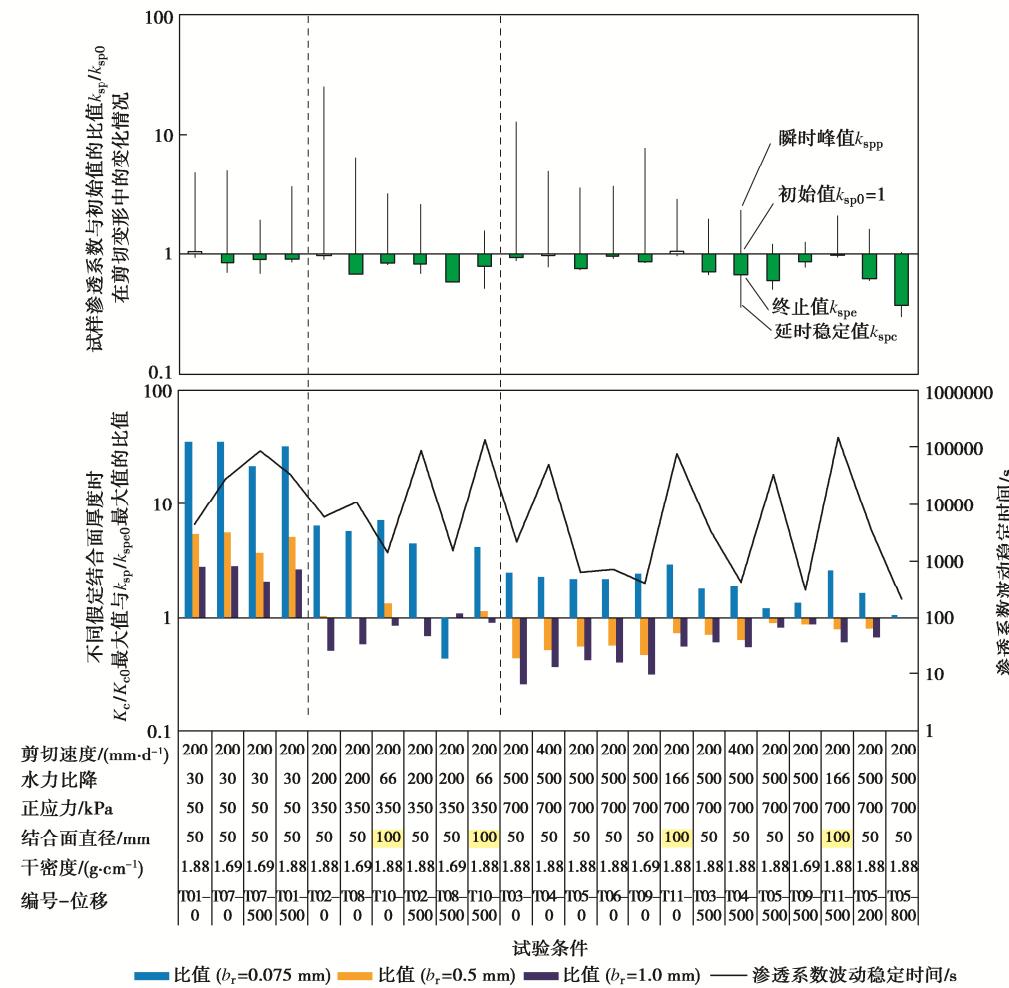


图 6 各方案渗透特性演化情况对比

Fig. 6 Comparison of evolution of permeability coefficient for each scheme

3.4 结合带厚度的探讨

结合带厚度 b_r 取值对结合带导水系数有较大影响。本文对比了结合带厚度 b_r 取 0.075, 0.5 和 1 mm 等不同数值时, 结合带导水系数随剪切变形变化的不同特征。由图 6~10 可见, 结合带导水系数变化随剪切变形的变化趋势与试样渗透系数变化趋势类似, 结合带厚度 b_r 越小, K_c/K_{c0} 与 k_{sp}/k_{sp0} 的比值越高。

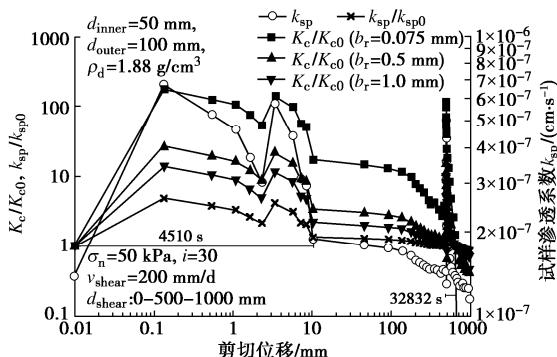


图 7 剪切变形过程中的渗透性变化模式 (方案 T01)

Fig. 7 Change pattern of permeability during deformation process (Scheme T01)

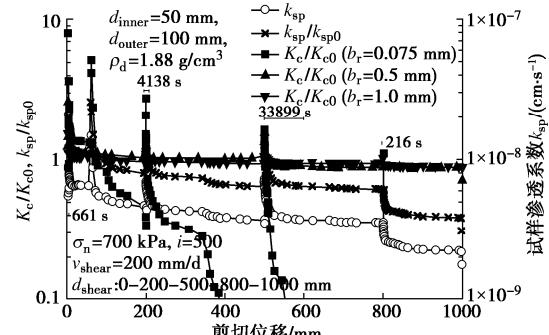


图 8 剪切变形过程中的渗透性变化模式 (方案 T05)

Fig. 8 Change pattern of permeability during deformation process (Scheme T05)

外径 100 mm 的试样, 在正应力 350 kPa 下, 结合带厚度 b_r 为 0.5 mm 时, K_c/K_{c0} 与 k_{sp}/k_{sp0} 的比值接近 1; b_r 为 0.075 mm 时, 该比值一般大于 1; b_r 为 1 mm 时, 该比值一般小于 1。正应力 50 kPa 下, 对各结合带厚度, 上述比值都大于 1。

应力提高为 700 kPa 后, 上述比值全面下降; b_r 为 0.5 mm 时, 比值降至 1 以下, k_{sp}/k_{sp0} 介于 b_r 为 0.075

和 0.5 mm 时的 K_c/K_{c0} 数值之间。如假定 K_c/K_{c0} 与 k_{sp}/k_{sp0} 的比值为 1 时, 结合带厚度 b_r 的假定值即接近真值, 则正应力越高, 结合带厚度 b_r 越小。外径 100 mm 的试样, 正应力为 50 kPa 时, 结合带厚度 b_r 大于 1 mm; 正应力为 350, 700 kPa 时, 结合带厚度 b_r 分别为接近 0.5, 0.075 与 0.5 mm 之间。

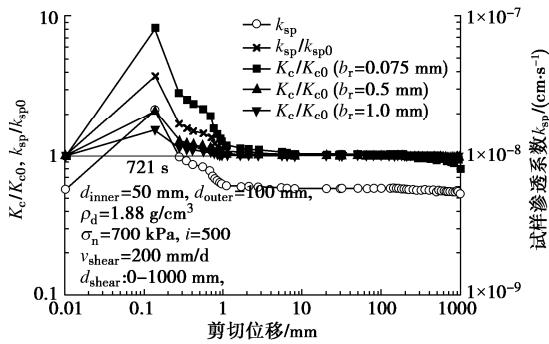


图 9 剪切变形过程中的渗透性变化模式 (方案 T06)

Fig. 9 Change pattern of permeability during deformation process (Scheme T06)

对外径为 700 mm 的试样, 同理可以推测, 正应力为 350 kPa 时, 结合带厚度 b_r 介于 0.5~1 mm 之间; 正应力提高到 700 kPa 时, 结合带厚度 b_r 降低减小至 0.075~0.5 mm。由此可见, 尺寸越大的试样, 结合带厚度也越大, 尽管增大的绝对数值有限。

可见, 结合带厚度估测均处于 0.075~1 mm 之间; 厚度受试样大小和结合带正应力影响, 试验尺寸越小、正应力越高, 则结合带厚度越小。

4 微观机理分析

根据土的微观结构分析^[25], 压实宽级配黏土中的孔隙主要存在于粉粒、砂砾粒之间黏粒团聚体连接件 (connectors) 的多种组构 (fabric) 中。黏粒团聚体连接件中涉及渗透性的组构可分为 3 类 (Mitchell 等^[26]), 第 1 类为微组构 (microfabric), 尺度约 1 μm, 为黏土颗粒本身及颗粒间孔隙, 其间孔隙水流量很小; 第 2 类是小组构 (minifabric), 是若干黏土颗粒组成的团聚体或集簇间孔隙, 孔隙尺度为几十 μm, 其间孔隙水流量远大于第 1 类微组构; 第 3 类则是宏观组构 (macrofabric), 包含裂缝等大型缺陷, 裂缝内的水流量极大。黏粒团聚体连接件渗透性在很大程度上受到组构的影响, Olsen^[27]采用颗粒“集簇”模型 (如图 11 (a)) 进行了解释, 并在后来在 Delage 等^[28]的微观结构测定中得到验证。根据 Olsen 集簇模型, 单位体积完整黏土体 (即不包含裂缝等宏观组构相关孔隙) 总孔隙 e_T , 等于小组构包含的孔隙 e_p (集簇间孔隙) 与微组构包含的孔隙 e_c (即集簇内孔隙) 的和。压密

黏土中固结、回弹等导致的体积变化主要集中在集簇内孔隙 e_c 。

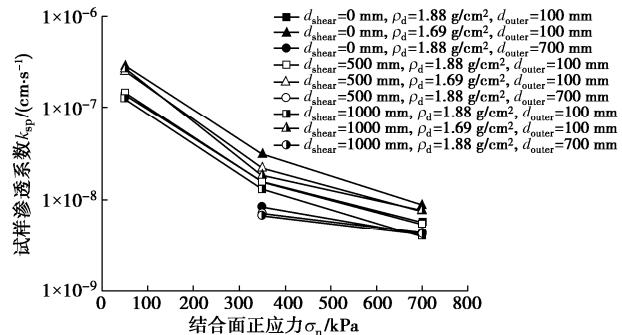
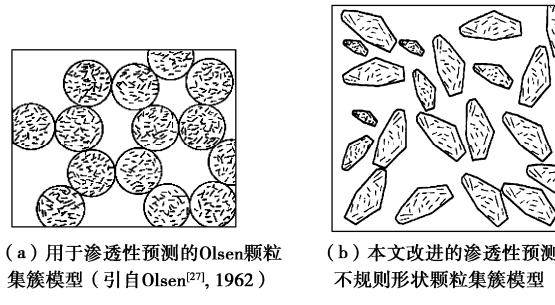


图 10 不同剪切变形下的试样渗透系数对比

Fig. 10 Comparison of permeability coefficients of samples at different shearing deformations

黏土颗粒集簇在三向尺寸上常有较大差异, 往往不是球形, 本文将 Olsen 建议的颗粒集簇模型进一步改进为不规则形状集簇模型, 如图 11 (b)。同时认为, 大剪切变形可能使集簇间孔隙 e_p 和集簇内孔隙 e_c 都发生变化, 从而对渗透性产生影响。



(a) 用于渗透性预测的 Olsen 颗粒集簇模型 (引自 Olsen^[27], 1962)

(b) 本文改进的渗透性预测不规则形状颗粒集簇模型

图 11 用于渗透性分析的不规则形状颗粒集簇模型

Fig. 11 Cluster model for permeability analysis

存在优势压缩方向的固结会导致黏土集簇长轴在大主应力正交方向出现定向排列, 而大剪切变形则会在集中剪切变形局部化区域中引起黏土集簇长轴旋转, 并在剪切变形一定交角的方向上出现定向排列^[9-10, 29]。

本文土样在一定的径向压力作用下固结, 黏土集簇长轴可能在圆周切向上存在定向排列, 如图 12 (a) 所示。虽然土样压实程度较高, 集簇间孔隙 e_p 小, 最初主要由集簇内孔隙 e_c 决定渗透性, 但是由于固结过程中集簇间位置调整有限, 集簇间仍存少量架空。

在剪切变形初期, 如图 12 (b), 结合带内侧土体在刚性面带动下运动, 结合带中土体集簇由内向外出现旋转, 架空范围扩大, 集簇间孔隙 e_p 增大; 同时, 部分集簇被撕扯破坏, 渗水除导致部分集簇在顺水流方向上少量位移外, 还冲走了少数黏土颗粒。集簇间架空达最大时, 结合带渗透性增大到最大, 试样渗透系数达瞬时峰值。该现象与王刚等^[16, 20]对压实黏土剪

切变形过程中渗透性变化、体积变化的分析类似, 不同的是, 本文结合带的厚度有限, 其体变与土样体积相比较小, 测试中难以捕捉到。

随着剪切变形发展, 结合带土体集簇在剪切方向的一定夹角上完成定向排列(该方向与切向剪切呈一定夹角, 且夹角可能存在不止1组优势方向^[9-10]), 架空减小, 集簇间位置有所优化, 集簇间孔隙 e_p 减小; 同时, 部分集簇因剪切变形发生拉伸等变形, 集簇内孔隙 e_c 也有所减小, 如图12(c)。受两种孔隙减小联合作用, 结合带渗透性较剪切初期有所减小, 试样渗透系数达到终止值, 该数值一般低于剪切变形发生前。

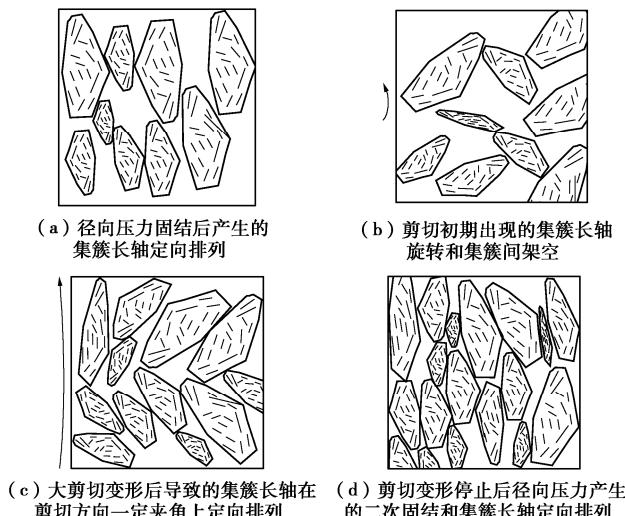


图12 剪切过程中的结合带结构变化

Fig. 12 Change of fabric in junctional zone during shearing process

当剪切变形停止后, 土样继续在径向压力作用下发生二次固结, 结合带中集簇长轴再次发生旋转, 长轴多沿圆周切向排列。得益于剪切过程中的集簇变形和集簇间位置优化, 集簇间孔隙 e_p 较剪切变形停止前有所减小, 也小于剪切变形开始前; 此外, 剪切变形过程中的集簇变形也导致集簇内孔隙 e_d 减小。两种孔隙减小的联合作用下, 试样渗透系数的延时稳定值在终止值基础上进一步下降。

根据上述集簇模型分析, 结合带包含多个出现长轴旋转、重新排列的集簇, 厚度应接近若干倍小组构尺度, 即几百 μm 上下, 该数值与前述探讨的结合带可能厚度基本相当。

5 结 论

针对高心墙堆石坝岸坡段心墙底部与岸坡刚性面结合带上宽级配压实黏土可能面临的大剪切变形、应力、水力比降联合作用下的实际抗渗性能研究需要, 研发了能够提供独立可控、相互正交的结合带压应力、

剪切变形和水力比降, 最大剪切变形量值大于1 m的大型和中型抗渗性能试验设备。

采用研发的抗渗性能试验设备对某压实天然宽级配黏土开展了大剪切变形条件下土体与刚性面结合带抗渗特性试验研究。分析了试样渗透系数随剪切变形的变化规律, 以及剪切变形模式、正应力、土样初始密度、试样尺寸等对抗渗特性的影响。假定不同结合带厚度, 考查了结合带导水系数与初始值的比值和试样渗透系数与初始值的比值之间的关系, 同时, 采用改进的不规则形状颗粒集簇模型对剪切变形过程中的渗透性变化机理进行了分析。得出以下结论:

(1) 在剪切变形、应力和水力比降联合作用下, 剪切变形会短时间降低压实宽级配黏土抗渗性能, 增大渗透系数, 但随剪切变形增大和时间发展, 土体抗渗性能将逐步恢复, 最终渗透系数一般低于剪切变形前。系统研究了在刚性面与黏土间从相对静止到突然出现剪切变形、剪切变形持续发展、再到剪切变形暂停并持续的过程中, 各方案试样渗透系数初始值、瞬时峰值、终止值和延时稳定值等代表值的差异。

(2) 经历过启停过程后再次经历剪切变形过程时, 结合带渗透性的突然增大程度较上次启停过程有所降低, 剪切变形启停历史会弱化结合带渗透系数随剪切变形启动的突然增大现象。对于相同级配的土料, 制样密度高、正应力大、外形尺寸大的土样渗透系数更低。

(3) 认为结合带导水系数与初始值的比值 K_c/K_{c0} 除以试样渗透系数与初始试验渗透系数的比值 k_{sp}/k_{sp0} 等于1时, 结合带厚度 b_i 的假定值接近真值, 可以估测剪切过程中产生的结合带厚度在0.075~1.0 mm之间, 厚度在一定程度上受结合带正应力和土样尺寸影响, 正应力越高、土样外径越小, 则厚度越小。

(4) 考虑宽级配压实黏土微观组构在剪切变形中的位置和形状等变化, 提出了改进的不规则黏土颗粒集簇组构模型, 较好解释了剪切变形过程中渗透性的持续变化机制, 也支撑了结合带厚度的分析结论。

参考文献:

- [1] 邓刚, 丁勇, 张延亿, 等. 土质心墙土石坝沿革及体型和材料发展历程的回顾[J]. 中国水利水电科学研究院学报, 2021, 19(2): 1~13. (DENG Gang, DING Yong, ZHANG Yan-yi, et al. Evolution of earth core embankment dams along with the development of configuration and material[J]. Journal of China Institute of Water Resources and Hydropower Research, 2021, 19(2): 1~13. (in Chinese))

- [2] KJAERNISLI B, TORBLAA I. Compaction of moraine in three feet layers[C]// Proceeding of the 7th International Congress on Large Dams, 1961, Rome.
- [3] ASAO I. The Miboro Dam[C]// Proceeding of the 8th International Congress on Large Dams, 1964, Edinbergh.
- [4] COOKE J B. Design Methods of Construction and Performance of High Rockfill Dams (above or about 80 m) [C]// Proceeding of the 8th International Congress on Large Dams, 1964, Edinburgh.
- [5] ALBERRO J, MORENO E. Interaction phenomena in the Chicoasén dam: Construction and first filling[C]// Proceeding of the 14th International Congress on Large Dams, 1982, Rio De Janeiro.
- [6] 邓 刚, 韩巍巍, 温彦锋, 等. Hyttejuvet 坝突然渗漏事故的回顾和心墙堆石坝水力劈裂的反思[C]// 土石坝技术 2012 年论文集, 2012, 北京. (DENG Gang, HAN Wei-wei, WEN Yan-feng, et al. A review of the sudden leakage of hyttejuvet dam and a reflection on the hydraulic fracturing of the earth core rockfill dams[C]// Proceeding of the Symposium on Technology of Earth-Rockfill Dam Rockfill Dams, 2012, Beijing. (in Chinese))
- [7] 邓 刚, 皇甫泽华, 武颖利, 等. 土质心墙土石坝变形协调控制发展与展望[J]. 水力发电学报, 2020, 39(5): 1–16. (DENG Gang, HUANGFU Ze-hua, WU Yin-li, et al. Development and prospect of deformation compatibility control of earth core embankment dams[J]. Journal of Hydroelectric Engineering, 2020, 39(5): 1–16. (in Chinese))
- [8] 邓 刚, 陈 辉, 张茵琪, 等. 基于坝壳湿化过程数值模拟的心墙坝初蓄水力劈裂机理研究[J]. 中国水利水电科学研究院学报, 2021, 19(1): 90–98. (DENG Gang, CHEN Hui, ZHANG Yin-qi, et al. Study on mechanism of hydraulic fracture of earth core embankment dam during first filling based on the numerical simulation of wetting deformation development with time of coarse aggregate[J]. Journal of China Institute of Water Resources and Hydropower Research, 2021, 19(1): 90–98. (in Chinese))
- [9] DEWHURST D N, CLENNELL M B, BROWN K M, et al. Fabric and hydraulic conductivity of sheared clays[J]. Géotechnique, 1996, 46(4): 761–768.
- [10] DEWHURST D N, BROWN K M, CLENNELL M B, et al. A comparison of the fabric and permeability anisotropy of consolidated and sheared silty clay[J]. Engineering Geology, 1996, 42(4): 253–267.
- [11] ZHANG S Q, TERRY E T. The effect of fault slip on permeability and permeability anisotropy in quartz gouge[J]. Tectonophysics, 1998, 295: 41–52.
- [12] KIMURA S, KANEKO H, ITO T, et al. Investigation of fault permeability in sands with different mineral compositions (evaluation of gas hydrate reservoir)[J]. Energies, 2015, 8: 7202–7223.
- [13] IMURA S, KANEKO H, NODA S, et al. Shear-induced permeability reduction and shear-zone development of sand under high vertical stress[J]. Engineering Geology, 2018, 238: 86–98.
- [14] WANG G, WEI X, ZOU T. A hollow cylinder radial-seepage apparatus for evaluating permeability of sheared compacted clay[J]. Geotechnical Testing Journal, 2019, 42(5): 1133–1149.
- [15] 魏 星, 邹 婷, 王 刚. 压-剪耦合条件下黏土渗透特性的试验研究. [J]. 岩石力学与工程学报, 2017, 36(增刊1): 3561–3568. (WEI Xing, ZOU Ting, WANG Gang. Experimental study on permeability of clay during coupled compression and shear[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 2017, 36(S1): 3561–3568. (in Chinese))
- [16] 王 刚, 游克勤, 魏 星, 等. 压实黏土剪切带渗透特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2019, 41(8): 1530–1537. (WANG Gang, YOU Ke-qin, WEI Xing, et al. Experimental study on permeability of shear bands in compacted clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, 41(8): 1530–1537. (in Chinese))
- [17] 雷红军, 卞 锋, 于玉贞, 等. 黏土大剪切变形中的渗透特性试验研究[J]. 岩土力学, 2010, 31(4): 1130–1133. (LEI Hong-jun, BIAN Feng, YU Yu-zhen, et al. Experimental study of permeability of clayey soil during process of large shear deformation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31(4): 1130–1133. (in Chinese))
- [18] LEI H J, WU Y K, YU Y Z, et al. Influence of shear on permeability of clayey soil[J]. International Journal of Geomechanics, 2016, 16(5): 04016010
- [19] LIU Q H, WU Y K, LI Q M, et al. Modified model for hydraulic conductivity of clayey soil under shear[J]. International Journal of Geomechanics, 2019, 19(11): 06019015.
- [20] 王 刚, 韦林邑, 魏 星, 等. 压实黏土三轴压缩变形过程中的渗透性变化规律[J]. 岩土力学, 2020, 41(1): 32–38. (WANG Gang, WEI Lin-yi, WEI Xing, et al. Permeability evolution of compacted clay during triaxial compression[J].)

- Rock and Soil Mechanics, 2020, **41**(1): 32 – 38. (in Chinese))
- [21] 雷红军, 刘中阁, 于玉贞, 等. 黏土-结构接触面大剪切变形后渗流特性试验研究[J]. 岩土力学, 2011, **32**(4): 1040 – 1044. (LEI Hong-jun, LIU Zhong-ge, YU Yu-zhen, et al. Experimental study of seepage characteristics of clayey soil-structure interface under large shear deformation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, **32**(4): 1040 – 1044. (in Chinese))
- [22] LUO Y L, JIN X, LI X, et al. A new apparatus for evaluation of contact erosion at the soil-structure interface[J]. Geotechnical Testing Journal, 2013, **36**(2): 256 – 263.
- [23] 邓刚, 湛正刚, 张幸幸, 等. 一种旋转剪切式接触面抗渗特性试验装置: 中国, 201610305992.8[P]. 2019-01-25. (DENG Gang, ZHAN Zheng-gang, ZHANG Xing-xing, et al. The invention discloses a rotary shear type test device for impermeability of contact surface: China, 2016 1 0305992.8 [P]. 2019-01-25. (in Chinese))
- [24] 邓刚, 湛正刚, 张茵琪, 等. 一种模拟接触面渗流耦合特性的试验装置及试验方法: CN111912760A[P]. 2020-11-10. (DENG Gang, ZHAN Zheng-gang, ZHANG
- Yin-qi, et al. The invention relates to a test device and a test method for simulating the seepage coupling characteristics of contact surfaces: CN111912760A[P]. 2020-11-10. (in Chinese))
- [25] COLLINS K, MCGOWN A. The form and function of microfabric features in a variety of natural soils[J], Géotechnique, 1974, **24**(2): 223 – 254.
- [26] MITCHELL J K, SOGA K. Fundamental of soil behavior[J]. 3rd ed. New Jersey: John Wiley and Sons, 2005.
- [27] OLSEN H W. Hydraulic flow through saturated clay[C]// Proceedings of the Ninth National Conference on Clays and Clay Minerals, 1962, West Lafayette.
- [28] DELAGE P, LEFEBVRE G. Study of the structure of a sensitive Champlain clay and of its evolution during consolidation[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1984, **21**(1): 21 – 35.
- [29] MORGENTERN N R, TCHALENKO J S. Microscopic structures in Kaolin subjected to direct shear[J]. Géotechnique, 1967, **17**: 309 – 328.

岩土及地下工程教育部重点实验室(同济大学)

2021 年度开放课题申请指南

重点实验室自 2007 年 2 月由教育部正式批准在同济大学立项建设以来, 按照教育部重点实验室的开放要求, 自 2008 年起面向国内外公开征集开放基金项目, 连续十年批准了 70 余项国内外访问学者的申请, 取得了持续对外开放、合作与交流的良好效果。经研究, 本年度继续设立专项开放研究基金, 资助国内外学者和科技工作者来实验室开展科研工作。

1. 资助范围

开放课题应紧密围绕本重点实验室的主要研究方向, 资助意义重大、具有重要科学意义和应用前景的研究项目。本年度开放课题主要资助的研究方向如下: ①软土力学理论与变形稳定控制; ②宏微观土力学理论与环境土工灾变; ③岩土体多场耦合理论与灾害控制; ④软弱岩土体地质灾害与防治加固; ⑤地下工程安全理论与风险控制; ⑥城市地下空间与岩体地下工程。

2. 申请资格

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

3. 资助金额

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

4. 项目执行期限

每个项目实施期限为两年, 即 2021 年 10 月 1 日至 2023 年 9 月 30 日。

5. 申报程序

(1) 开放基金申请人应认真阅读有关申请说明, 申报课题必须符合本实验室的研究方向, 属于 2021 年资助研究内容的范畴, 并具有本重点实验室固定研究人员合作。同济大学有关研究人员的介绍, 可查阅: <http://geotec.tongji.edu.cn/keylab/yjry>。

(2) 本年度开放课题申请截止时间为 2021 年 8 月 31 日 (以邮戳日期为准)。申请书须以纸质一式 2 份寄给: 上海市杨浦区四平路 1239 号同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室 (邮政编码 200092), 刘琦老师收 (电话: 021—65985200, 13917983456, E-mail: liuqi472@tongji.edu.cn)。除纸质申请材料, 申请人须提供申请书及附件的电子文件 (PDF 格式), 并注意纸质申请书与电子版申请书的内容应严格一致。

(3) 最终结果将于 2021 年 9 月公布。

(岩土及地下工程教育部重点实验室(同济大学) 供稿)