文章编号:1005-0930(2024)02-0568-019 中图分类号:TU47 文献标识码:A doi:10.16058/j.issn.1005-0930.2024.02.018

刚性与柔性边界条件下压实黄土变形 特性研究

李 哲¹, 吕世鑫¹, 李聚强¹, 刘路路^{1,2,3}, 夏晶晶¹ (1.长安大学公路学院,陕西西安 710064;2.中国矿业大学力学与土木工程学院,江苏 徐州 221116;3.安徽建筑 大学土木工程学院,安徽 合肥 230601)

摘要:刚性边界与柔性边界是目前在路基施工中所存在的两种主要边界条件,而 不同的边界条件对于路基土体的变形、沉降等具有显著的影响.采用三向加载设 备,开展了不同压实度的黄土在刚性与柔性边界条件下的室内压缩试验,探讨了 不同边界条件对压实黄土变形的影响以及引起压实黄土变形存在差异的根本原 因.研究结果表明:压实度分别为88%、93%、96%的黄土在刚性和柔性边界条件 下的三向受力压缩过程中抗压强度与压实度呈正相关;且当压实度相同时,围压 越大,压实度下降得越少.提出了竖向应变与体应变之间的关系式,并推导了竖 向应变与侧向应变之间的关系式.

关键词:压实黄土;路基工程;刚性边界;柔性边界;变形特性

近年来,随着西部建设规模不断扩大,越来越多的公路、铁路修建中需要面临黄土路 基^[1].在城市建设和公路、铁路的修建中会遇到建筑路基工程、路基填土工程、路堑边坡工 程等,压实黄土作为黄土区路基的填筑材料往往会遇到土体与其他土工材料的接触问题, 根据与土接触的土工材料刚度可分为:刚性约束边界与柔性约束边界.由于刚性约束和柔 性约束对压实黄土的影响程度不同,其应力-应变关系会产生明显的区别.目前,在对工程 中土体变形的计算与研究中,很少考虑土体的边界约束条件^[23],可能会导致变形计算结 果误差大,进而引发较为严重的工程事故.因此,针对不同边界条件下土体的受力变形特 性研究对解决工程中土体与不同土工材料接触带来的变形问题有实际工程意义.

不同的边界条件是土体变形特性的重要因素,其直接影响荷载作用下的力学行为.土体在不同边界条件的作用下表现出的变形特性也各不相同.针对土体在不同边界条件下的变形特性,国内外学者做了很多研究.张强等^[4]采用颗粒流程序进行了刚性围压加载和柔性围压加载下的双轴试验,研究了土石混合土在这两种加载方式下的变形破坏规律.施

作者简介:李 哲(1970—),男,工学博士,副教授.E-mail:ys10@gl.chd.edu.cn

收稿日期:2023-03-19;修订日期:2023-09-04

基金项目:国家自然科学基金项目(42302320);江苏省自然科学基金青年项目(BK20221136);长沙理工大学公路 养护技术国家工程研究中心开放基金资助项目(kfj220104);中国博士后科学基金项目(2023M733746); 陕西省重点研发计划(2021SF-459)

通信作者:刘路路(1990—),男,博士后,副教授.E-mail:believeliululu@163.com

维成等^[5]利用真三轴仪,对粗粒土在刚性边界、半刚性边界和柔性边界条件下进行了围 压保持不变,只增加竖向应力的单向加载试验,比较了3种边界条件下的试验结果.李志 刚^[6]对土石混合体进行了等应力加载(柔性加载)和等位移加载(刚性加载)的单轴压缩 数值分析.罗庆姿等^[7]进行了一维柔性侧限固结试验,并将一维柔性固结和传统一维固结 的试验结果进行对比分析.曹杰等^[8]利用离心模型技术对黄土填方在柔性边界条件和刚 性边界条件下的沉降开展试验,研究了不同边界条件下沟谷中黄土填方的施工期和工后 沉降.马少坤等^[9]研究了刚性基础与柔性基础下无重土地基的承载特性,发现在刚性基础 下地基裂缝出现的时间较早,而在柔性基础下地基裂缝出现的时间较晚、且分布较均匀. 目前,国内外通过三轴试验对土体压实变形的问题研究较为完善,但较多的是对土石混合 体在不同加载边界条件下变形特性研究,而对黄土在不同加载边界条件下的变形研究 较少.

侧向变形是引起路基沉降的重要因素,路基沉降计算的准确性对路基设计、节约造 价、指导路基的施工及控制工后沉降有重大意义.针对侧向变形与土体变形的关系,以下 学者进行了不同的研究.Loganathan 等^[10]、Tavenas 等^[11]等统计了大量软黏土侧向变形与 沉降之间的关系,并明确给出了侧向变形对沉降影响的定量表达式.罗庆姿等^[12]提出了 柔性侧限条件下的竖向固结试验方法,对原状土样及重塑土样分别进行了不同侧向约束 条件下的竖向固结对比试验,分析了侧限条件对软黏土沉降特征及变形参数的影响.余闯 等^[13]根据土体的侧向变形性状相继提出了预测土体侧向变形的模型且取得了较好效果. 刘光秀等^[14]基于布辛奈斯克等弹性理论解及平面应变问题,推导出无限长线荷载、均布 条形荷载、三角形分布条形荷载及梯形分布条形荷载下地基侧向变形解析表达式.王峰 等^[15]在考虑侧向变形的基础上,提出了考虑侧向变形的沉降修正系数*K*,建立了*K*与孔 隙比*e*、路堤堆高*H*和土层埋深*H*之间的关系.杨果林等^[16]通过研究膨胀土路基中各位置 测点的胀缩变形及变化规律等,获得了膨胀土路基的竖向和水平方向的胀缩变形量与变 化规律.然而,上述侧向变形对于土体的研究主要集中黏性土、原状土、重塑土和膨胀土, 而侧向变形对于压实黄土变形特性的研究较少.

笔者以压实黄土为研究对象,开展不同加载方式和约束方式的室内试验,对不同边界 条件下压实黄土受力变形进行研究,分析压实黄土在刚性边界条件与柔性边界条件下的 变形规律,对比分析两种边界条件下的变形差异和产生差异的根本原因,并考虑土体侧向 变形对竖向沉降变形的影响,对准确计算黄土填方土体的沉降具有重要意义.

1 试验方案

1.1 仪器设备与试验土样

试验所用的仪器是一个类似于真三轴仪的自制三向加载设备,该仪器装置采用千斤顶和测力环共同组合成设备的加载系统,设备可实现竖向和四周独立加载,见图1.

试验主要采用平面面积为 160mm×160mm 的刚性加载板与 160mm×160mm 的柔性加载囊,见图 2、图 3.

对试验土样进行土工物理试验,获得土样的物理力学参数,为制备试样提供物理参数.土样的具体物理指标见表1.图4所示为击实后的黄土试样.



(a) 水平加载装置



(b) 竖向加载装置图 1 试验仪器

Fig.1 Test Instrument

(c) 实物照片



图 2 刚性加载板 Fig.2 Rigid loading plate



图 3 柔性加载囊 Fig.3 Flexible loading capsule

01	0	
表1	土样的物理指标	

Table 1 Phy	ysical indicator	rs of soil samples
-------------	------------------	--------------------

指标	干密度 $\rho_d/(g/cm^3)$	含水率 w/%	比重 e	液限 <i>ω_L/%</i>	塑限 ω _P /%
	1.92	11.74	2.69	28.8	18.6



图 4 击实试样 Fig.4 Actual specimen drawing

1.2 试验方案

不同边界条件的压实黄土的变形特征各有不同,基于 Prashant 等^[17] 三轴试验的原理,利用自主研发的三向加载设备,以无侧限压缩试验、完全侧限压缩试验、三向受力压缩

试验开展压实黄土的不同变形特性的研究,以压实度分别为88%、93%、96%的压实黄土 来进行试验对比,试验的具体加载方式和约束方式见表2.

压实度/%	入口午台	竖向	加载	围压		
	[[1]] [1]] [1]] [1]] [1]] [1]] [1]] [1]	加载方式	加载/kPa	约束方式	约束/kPa	
88		刚性加载				
93 96	无侧限压缩	柔性加载	谷级加裁	—	_	
88	之人间阳口房	刚性加载	50、100、			
93 96	元王侧枢压缩	柔性加载	150、200、 250、300、 350、400、 450、500	—	_	
88		刚性加载		刚性约束	50	
93	三向受力压缩	柔性加裁		一水平向柔性约束、	100 150	
96		不正加我		柔性约束	100	

表 2 试验方案 Table 2 Test protocol

将无侧限压缩试验、完全侧限压缩试验和三向受力压缩试验这3种试验依次称为A、 B、C.每种试验再根据竖向加载方式和侧向约束方式(只有三向加载试验存在侧向约束) 进行具体分类,并用编号表示,见表3.

表 3	试验类型和试验条件分类

试验分类	试验称号	加载方式、约束方式	试验编号	试验图示
无侧限压缩试验		竖向刚性加载	A1	竖向刚性 加载 4 1 2
	A	竖向柔性加载	A2	竖向柔性 加载 4 1 2 4 1 2
完全侧限压缩试验	В	竖向刚性加载	B1	竖向刚性 加载
		竖向柔性加载	B2	竖向刚性 加载 完全侧限

Table 3 Classification of test types and test conditions





不同压缩试验的过程见图 5.



刚性+刚性+刚性

(c) 三向受力压缩试验

图 5 不同压缩试验的过程

Fig.5 Test process diagram of different compression tests

2 试验结果分析

通过研究压实黄土在竖向刚性加载(刚性边界)、柔性加载(柔性边界),侧向刚性约束(刚性边界)、柔性约束(柔性边界)条件下的无侧限压缩试验、完全侧限压缩试验、三向 受力压缩试验的压实黄土应力-应变关系曲线,分析压实黄土在刚性边界与柔性边界条件 下受荷作用的竖向应变和侧向应变.

2.1 刚性与柔性边界条件下压实度对土样压缩变形的影响

2.1.1 竖向刚性与柔性边界下压实度与无侧限抗压强度的关系 图 6 所示为压实度 分别为 88%、93%、96% 的压实黄土在竖向刚性加载与柔性加载方式下的无侧限抗压 强度.

由图 6 可得, 压实黄土在竖向刚性加载 与柔性加载下的无侧限抗压强度与压实度呈 正相关.压实度为 88%、93%、96%的压实黄土 在两种加载方式下的无侧限抗压强度差值分 别为 24kPa、35kPa 和 48kPa, 差值随着压实 度的增加而增加.由此可知, 压实度越大, 压 实黄土在竖向刚性边界与柔性边界的无侧限 抗压强度的差异性越大.

2.1.2 不同边界条件下压实度对压实黄土应 力-应变关系的影响 以不同压实度的压 实黄土在竖向刚性加载、侧向刚性约束条件 (C1)下的应力-应变关系曲线为例进行分 析,见图 7.

由图 7 可知, 压实度为 88%、93%、96% 的压实黄土在围压 50kPa、100kPa、150kPa 作





用下的4种三向受力压缩试验的应力-应变关系曲线均表现为硬化型.对压实黄土在 50kPa 围压下的应力-应变关系曲线进行分析,压实度为96%的应力-应变关系曲线最高,



图 7 C1条件下不同压实度的压实黄土的应力-应变关系曲线

Fig.7 Stress-strain relationship curve of loess compacted under different

compaction degrees under C1 conditions

压实度为93%的应力-应变关系曲线次之, 压实度为88%的应力-应变关系曲线最低.说明 在三向受力压缩试验过程中, 当其他条件相同时, 压实度分别为88%、93%、96%的试样达 到同一竖向应变, 压实度为96%的试样需要的竖向应力最大, 压实度为88%的试样需要 的竖向应力最小, 即压实度为96%的试样承受竖向荷载能力高于压实度为93%和88%的 试样, 随着压实度减小, 压实黄土承受荷载能力减小. 其他3种三向受力压缩试验的压实 黄土的应力-应变关系曲线也呈现相同的规律. Zhang 等^[18]针对不同围压下黄土的应力-

为了分析不同压实度的压实黄土在竖向刚性边界与竖向柔性边界条件下,以及在侧向刚性边界与侧向柔性边界条件下竖向变形的差异,将压实度分别为88%、93%、96%的 压实黄土在围压 100kPa 时 C1 与 C2 条件下及 C2 与 C4 条件下的应力-应变曲线和竖向 应变差值分别绘于图 8、图 9.







Fig.9 Stress-strain relationship curve and vertical strain difference value of different compaction degrees under C2 and C4 conditions

应变关系也得出类似结论.

574

由图 8(a)可得,3 种压实度的压实黄土在 C1 条件下的应力-应变关系曲线均高于 C2 条件下的应力-应变关系曲线.在相同竖向荷载作用下,相同压实度的压实黄土在 C1 条件下的竖向应变小于 C2 条件下的竖向应变.由图 8(b)可得,压实黄土在相同竖向应力作用下,压实度越大,C1 与 C2 条件下的竖向应变差值越小.由此可知,压实度越大,压实黄土在竖向刚性边界条件与竖向柔性边界条件下竖向变形的差异越小.

由图 9(a)可得,3 种压实度的压实黄土在 C2 条件下的应力-应变关系曲线均高于 C4 条件下的应力-应变关系曲线.在相同竖向荷载作用下,相同压实度的压实黄土在 C2 条件下的竖向应变小于 C4 条件下的竖向应变.由图 9(b)可知,压实黄土在相同竖向应力作用下,压实度越大,C2 与 C4 条件下的竖向应变差值越小,这与黄雪峰等^[19]、张洪亮等^[20]报道的压实黄土变形特征相类似.

综上所述,压实度越大,压实黄土在侧向刚性边界条件和侧向柔性边界条件下的竖向 变形差异越小.在相同竖向荷载或竖向应力下,压实度越大的压实黄土表现出更好的抗压 缩性能.

2.2 不同边界条件下侧向变形对压实黄土变形特性的影响

2.2.1 侧向变形对压实黄土压实度的影响将完全侧限压缩试验和三向受力压缩试验完成的土样用环刀取样,通过环刀法测定已完成试验的压实黄土的压实度,分析土样在两种试验下试验前、后压实度的变化.

将环刀法得到的土样的干密度与其最大干密度相除,得出土样试验后的压实度,见 表 4.

试验	围压/kPa	试验前二	上样压实质	度λ _前 /%	试验后	上样压实质	쿶λ _后 /%	$\lambda_{ m he}$	-λ _前 /	%
完全侧限压缩试验 B1	完全侧限	88	93	96	90.7	94.2	97	2.7	1.2	1
	50	88	93	96	85.8	90.5	94	-2.2	-2.5	-2
三向受力压缩试验 C1	100	88	93	96	86.2	91.1	94.7	-1.8	-1.9	-1.3
	150	88	93	96	86.7	91.5	95.3	-1.3	-2.3	-0.7

表 4 试验前、后土样的压实度 Table 4 Compaction degree of soil samples before and after the test

注:负号表示土样三向受力压缩试验后的压实度与试验前的压实度相比减小.

从表4可以看出,压实度为88%、93%、96%的压实黄土在完全侧限压缩试验后其压 实度均增大,在三向受力压缩试验后其压实度均减小.当土样的压实度相同时,在三向受 力压缩试验中所受围压越大,其压实度减小得越少.综上可知,压实黄土在竖向荷载作用 下,是否发生侧向变形对其压实度的变化影响较大.当压实黄土不发生侧向变形时,其压 实度随着荷载增加逐渐增大;当压实黄土发生侧向变形时,其压实度随着荷载增加逐渐减 小,且在相同竖向荷载作用下,侧向变形越大,其压实度减小得越多.

2.2.2 侧向变形对土体孔隙比的影响 根据黄文熙^[21]法,分析侧向变形对土样的孔隙 比的影响.对地基沉降进行计算时,将土体的侧向变形作为一个重要的因素进行考虑.通 过对三轴试验获得的应力-应变关系进行分析,提出了如下计算方法,假定上部荷载对地 基中一点的附加应力总和为:*θ*=σ_x+σ_x-σ_x.则竖向应变、体应变为

$$E = (1 - 2\mu) \frac{1 + e_1}{e_1 - e_2} \theta$$
(2)

由式(1)、式(2)可得

$$\varepsilon = \frac{1}{1 - 2\mu} \left[(1 + \mu) \frac{\sigma_z}{\theta} - \mu \right] \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1}$$
(3)

则地基总沉降量计算式为

$$S_c = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{zi} H_i \tag{4}$$

式中: σ_x 、 σ_y 、 σ_z 分别为由上部荷载引起的竖向和两个水平向的附加应力, kPa; e_1 、 e_2 分别为固结前、后土体孔隙比; E为土体压缩模量, MPa; H_i 为第 i 层土层的厚度, m; μ 为土的 泊松比.

黄文熙法中的体应变是竖向应变和侧向应变的总和,体应变 ε_n 为

$$\varepsilon_v = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} \tag{5}$$

将式(5)整理可得,黄文熙法土体孔隙比的计算式为

$$e_2 = e_1 - (1 + e_1)\varepsilon_v \tag{6}$$

土体在一维压缩变形下的孔隙比计算式为

$$e_2 = e_1 - (1 + e_1)\varepsilon_z \tag{7}$$

从式(6)、式(7)可以看出,三向受力压缩试验下土体的孔隙比与体应变有关,一维压缩变 形试验下土体的孔隙比与竖向应变有关.

当水平向附加应力 $\sigma_x = \sigma_y = K_0 \sigma_z$ 时, 土体侧向不发生变形, 其中为静止土压力系数, 竖向与水平向附加应力和为

$$\theta = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = (1 + 2K_0)\sigma_z \tag{8}$$

根据静止土压力与泊松比的关系可得

$$K_0 = \frac{\mu}{1 - \mu} \tag{9}$$

将式(9)与式(2)代入式(1)可得

$$\varepsilon_z = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} \tag{10}$$

此时,式(10)与式(5)相等

$$\varepsilon_v = \varepsilon_z = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} \tag{11}$$

在竖向荷载作用下,土体不发生侧向变形时,土体的体应变即为竖向应变.当 $\sigma_x \neq K_0\sigma_z, \sigma_y \neq K_0\sigma_z$ 时,在竖向荷载作用下,土体发生侧向变形,此时土体的体应变是竖向应变与侧向应变的总和.土体三向受力压缩试验时,竖向发生压缩变形,侧向挤出变形,竖向变形量为正值,侧向变形量为负值,因此压实黄土的体应变小于竖向应变.这与 Xu 等^[22]

针对黄土的三轴压缩试验所得结果类似.

综上所述,当土体既发生竖向变形又发生侧向变形时,土体的孔隙比应由体应变计算 得出,不再由竖向应变计算得出.

以压实度为 93%的压实黄土为例,绘制压实黄土在 4 种三向受力压缩试验得到的 *e-o*_m 曲线,见图 10.

图 11(a)~图 11(d)依次是压实度 93%的压实黄土在竖向刚性加载、侧向刚性约束(C1),竖向柔性加载、侧向刚性约束(C2),竖向柔性加载、X 向柔性约束、Y 向刚性约束(C3),竖向柔性加载、侧向柔性约束(C4),4 种三向受力压缩试验在围压 50kPa、100kPa、150kPa下的 *e-σ* 曲线.





Fig.10 $e - \sigma_m$ -curve of three-way force compression test

图 11~图 16 分别是压实度 93%的压实黄土在围压 50kPa、100kPa、150kPa下, C1 与 C2、C3、C4 条件下 *e-σ*_m 曲线对比和孔隙比差值.

C1 与 C2 是竖向加载分别为刚性加载与柔性加载,侧向约束均为刚性约束;C2 与 C3、C4 是竖向加载均为柔性加载,侧向约束分别为侧向刚性约束,X 向柔性约束、Y 向刚 性约束,侧向均柔性约束.

由图 11~图 13 可得,压实黄土在 3 种围压下均表现为 C1 条件下的 $e-\sigma_m$ 曲线略高于 C2 条件下的 $e-\sigma_m$ 曲线,C2 条件下的 $e-\sigma_m$ 曲线显著高于 C3 与 C4 条件下的 $e-\sigma_m$ 曲线.

200 220 240

180 200

240

260 280

220



579

故当侧向约束方式相同时,压实黄土受相同球应力作用,竖向刚性加载方式下的孔隙 比大于竖向柔性加载方式下的孔隙比.当竖向加载方式相同时,压实黄土受相同球应力作 用,侧向刚性约束下的孔隙比大于侧向柔性约束下的孔隙比.通过分析不同条件下的孔隙 比差值发现,在相同球应力作用下,侧向边界约束条件对土体孔隙比的影响大于竖向边界 条件对孔隙比的影响.

2.2.3 广义胡克定律求水平向附加应力根据广义胡克定律,土体在附加应力作用下的竖向应变 *ε'*₂ 为

$$\varepsilon_{z}' = E_{0} [\Delta \sigma_{z} - \mu (\Delta \sigma_{x} + \Delta \sigma_{y})]$$
(12)

式中:水平向附加应力 $\Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y$ 与竖向附加应力之间存在数值关系,数值关系是水平向 土压力系数 $K_x = \Delta\sigma_x/\Delta\sigma_z, K_y = \Delta\sigma_y/\Delta\sigma_z, 则水平向附加应力为$

$$\Delta \sigma_x = K_0 \Delta \sigma_z + (K_x - K_0) \Delta \sigma_z \tag{13}$$

$$\Delta \sigma_y = K_0 \Delta \sigma_z + (K_y - K_0) \Delta \sigma_z \tag{14}$$

式(13)、式(14)中的 K_0 为静止土压力系数.

附加应力作用下的侧向应变 ε'_{x} 、 ε'_{y} 为

$$\varepsilon'_{x} = \frac{1}{E_{0}} \left[\Delta \sigma_{x} - \mu (\Delta \sigma_{y} + \Delta \sigma_{z}) \right]$$
(15)

$$\varepsilon_{y}' = \frac{1}{E_{0}} \left[\Delta \sigma_{y} - \mu (\Delta \sigma_{x} + \Delta \sigma_{z}) \right]$$
(16)

式(16)可变换成

$$\Delta \sigma_x = E_0 \varepsilon'_x + \mu (\Delta \sigma_y + \Delta \sigma_z) \tag{17}$$

将式(17)代入式(12)并对式(12)进行变换,可得

$$\Delta \sigma_{y} = \frac{1}{1+\mu} \left[\frac{1}{\mu} (\Delta \sigma_{z} - E_{0} \varepsilon_{z}') - \mu \Delta \sigma_{z} - E_{0} \varepsilon_{x}' \right]$$
(18)

将式(14)代入式(18),可得

$$K_{y}\Delta\sigma_{z} = \frac{1}{1+\mu} \left[\frac{1}{\mu} (\Delta\sigma_{z} - E_{0}\varepsilon_{z}') - \mu\Delta\sigma_{z} - E_{0}\varepsilon_{x}' \right]$$
(19)

同理可得

$$\Delta \sigma_x = \frac{1}{1+\mu} \left[\frac{1}{\mu} (\Delta \sigma_z - E_0 \varepsilon_z') - \mu \Delta \sigma_z - E_0 \varepsilon_y' \right]$$
(20)

$$K_{x}\Delta\sigma_{z} = \frac{1}{1+\mu} \left[\frac{1}{\mu} (\Delta\sigma_{z} - E_{0}\varepsilon_{z}') - \mu\Delta\sigma_{z} - E_{0}\varepsilon_{y}' \right]$$
(21)

式(18)、式(20)为依据广义胡克定律求得的水平向附加应力增量,从式(20)中可以 看出水平向附加应力可通过竖向附加应力、竖向应变和侧向应变计算求得.

当 $\Delta \sigma_x = \Delta \sigma_y$ 时,可进一步分析侧向附加应力与竖向附加应力、侧向应变的关系.

将式(12)代入式(18),当
$$\Delta \sigma_x = \Delta \sigma_y$$
时, $\varepsilon'_x = \varepsilon'_y$,且 $K_0 = \frac{\mu}{1-\mu}$ 时,进一步化简可得
$$\Delta \sigma_y = K_0 \Delta \sigma_z + \frac{1}{1-\mu} E_0 \varepsilon'_y$$

即

$$\Delta \sigma_x = K_0 \Delta \sigma_z + \frac{1}{1 - \mu} E_0 \varepsilon'_y \tag{22}$$

$$\Delta \sigma_{y} = K_{0} \Delta \sigma_{z} + \frac{1}{1 - \mu} E_{0} \varepsilon_{x}^{\prime}$$
(23)

式(13)、式(14)分别与式(22)、式(23)相等,进一步化简可得

$$(K_x - K_0)\Delta\sigma_z = \frac{1}{1 - \mu} E_0 \varepsilon'_x \tag{24}$$

$$(K_{y} - K_{0})\Delta\sigma_{z} = \frac{1}{1 - \mu}E_{0}\varepsilon_{y}^{\prime}$$

$$(25)$$

从式(24)、式(25)可以得出水平向土压力系数与静止土压力系数的数值关系.

侧向应变为挤出膨胀时,侧向应变为负值,将 $\varepsilon'_x < 0$ 、 $\varepsilon'_y < 0$ 代入式(24)、式(25)可得: $K_x - K_0 < 0$, $K_y - K_0 < 0$,即土体发生侧向变形时,水平向土压力系数小于土体不发生侧向变形时的静止土压力系数.

2.2.4 竖向应变与侧向应变和体应变的关系曲线 通过泊松比与竖向应变和体应变的关系,分析压实黄土的侧向应变对竖向应变的影响及侧向应变对体应变的影响.

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3 \tag{26}$$

$$\mu = \left| \frac{\varepsilon_3}{\varepsilon_1} \right| \tag{27}$$

在竖向荷载作用下,压实黄土竖向压缩变形,侧向膨胀挤出,规定压缩变形为正,膨胀 挤出为负.因此有

$$\varepsilon_3 = -\mu \varepsilon_1 \tag{28}$$

将式(28)代入式(26),可得

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 - 2\mu\varepsilon_1 = (1 - 2\mu)\varepsilon_1 \tag{29}$$

式(29)体现了体应变与竖向应变和泊松比之间的函数关系,从函数关系可以看出, 当泊松比保持不变时,体应变随着竖向应变的增大而增大;当竖向应变保持不变时,体应 变随着泊松比的增大而减小.

将式(29)变换为

$$\mu = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{\varepsilon_v}{\varepsilon_1} \right) \tag{30}$$

竖向受力压缩时,则 $\varepsilon_1 > 0$,而 $\varepsilon_v > 0$ 或 $\varepsilon_v < 0$.

$$\stackrel{\text{\tiny def}}{=} \varepsilon_1 > 0, \varepsilon_v > 0 \text{ fr}, \frac{\varepsilon_v}{\varepsilon_1} > 0, 0 < 1 - \frac{\varepsilon_v}{\varepsilon_1} < 1, \text{ } \text{ } \text{ } \text{ } 0 < \mu = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{\varepsilon_v}{\varepsilon_1} \right) < \frac{1}{2}, \text{ } \text{ } \text{ } \text{ } \text{ } 0 < \mu < 0.5.$$

$$\stackrel{\text{\tiny def}}{=} \varepsilon_1 > 0, \varepsilon_v < 0 \text{ } \text{ } \text{ } \text{ } \text{ } \frac{\varepsilon_v}{\varepsilon_1} < 0, 1 - \frac{\varepsilon_v}{\varepsilon_1} > 1, \text{ } \text{ } \text{ } \mu = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{\varepsilon_v}{\varepsilon_1} \right) > \frac{1}{2}, \text{ } \text{ } \text{ } \mu > 0.5.$$

由上述推导结果可知,当泊松比 μ 为0~0.5,则体应变 ε_{ν} >0,即土体发生体缩(剪缩);当泊松比 μ >0.5,则体应变 ε_{ν} <0,即土体发生体胀(剪胀).

上述分析了泊松比对竖向应变和体应变的影响,接下来分析竖向应变与侧向应变关 系曲线和竖向应变与体应变关系曲线. 以 C1 为例,图 17 所示为 C1 条件下的竖向应变与侧向应变关系曲线和竖向应变与体应变关系曲线.





between ε_1 and ε_n under C1 conditions

根据图 17 中的竖向应变与侧向应变的关系曲线可得,围压越大,压实黄土侧向应变的绝对值越小,且侧向应变总小于竖向应变,故当竖向应变相同时,围压越大,体应变越大.同时,在围压的压密作用下,围压越大,压密作用越明显,进而体缩量越大,竖向应变与侧向应变关系曲线越高.这与姚占勇等^[23]、Meng 等^[24]报道的压实路基土的变形特征 类似.

通过分析竖向应变与体应变的关系曲线可得,竖向应变与体应变关系曲线可以用幂 函数 *ε*_a = *ms*ⁿ₁ 描述.因此假设压实黄土的竖向应变和体应变满足式(31)关系

$$\varepsilon_n = m\varepsilon_1^n$$
 (31)

 ε_{1} 与 ε_{1} 和 ε_{3} 之间存在式(32)关系

$$\varepsilon_{v} = \varepsilon_{1} + 2\varepsilon_{3} \tag{32}$$

将式(22)代入式(21)可得

$$\varepsilon_1 + 2\varepsilon_3 = m\varepsilon_1^n \tag{33}$$

对式(33)进一步推导,得出ε,与ε,的关系式为

$$\varepsilon_3 = \frac{m}{2}\varepsilon_1^n - \frac{1}{2}\varepsilon_1 \tag{34}$$

对压实黄土的竖向应变和体应变关系进行 $\varepsilon_n = m\varepsilon_1^n$ 关系的拟合,求出参数 m 和 n.

three-way force compression tests

二向恶力压缩试验	囯圧/l-D。	参数		
问又刀压相风迹	ра <u>лъ</u> л кта	m	n	
	50	0.623	0.793	
C1	100	0.673	0.834	
	150	0.700	0.908	
	50	0.595	0.821	
C2	100	0.693	0.826	
	150	0.710	0.842	
	50	0.611	0.809	
C3	100	0.649	0.848	
	150	0.680	0.913	
	50	0.640	0.839	
C4	100	0.686	0.868	
	150	0.712	0.910	

以压实度为93%的压实黄土为例,计 算4种三向受力压缩试验的拟合参数 m 和 n,见表 5.

利用求得的参数 m 和 n, 计算侧向应 变, 并将侧向应变的计算值与侧向应变的 试验值绘于同一坐标轴中进行对比, 并分 析提出的竖向应变与体应变幂函数关系的 合理性, 见图 18~图 21.

由图 18、图 19 和图 21 可得, 压实度 为 93%的压实黄土在 C1、C2 和 C4 条件下 的侧向应变计算值与竖向应变的关系曲线 和侧向应变试验值与竖向应变的关系曲线 很接近, 基本保持一致, 这与苗英豪等^[25] 基于三维有限元分析、对路基填挖交界处 的应力-应变关系的报道相类似; Cheng

等[26]针对黄土的基于一维固结试验也有相似结果.由图 20 可得,压实度为 93%的压实黄



图 18 C1 条件下 ε_3 计算值与 ε_1 关系曲线、 ε_3 试验值与 ε_1 关系曲线

Fig.18 Under C1 conditions, the calculated value of ε_3 and the relationship curve of ε_1 ,

and the relationship curve of ε_3 test value and ε_1



图 19 C2条件下 ε_3 计算值与 ε_1 关系曲线、 ε_3 试验值与 ε_1 关系曲线

Fig.19 Under C2 conditions, the calculated value of ε_3 and the relationship curve of ε_1 ,

and the relationship curve of ε_3 test value and ε_1



图 20 C3条件下 ε_3 计算值与 ε_1 关系曲线、 ε_3 试验值与 ε_1 关系曲线

Fig.20 Under C3 conditions, the calculated value of ε_3 and the relationship curve of ε_1 ,

and the relationship curve of ε_3 test value and ε_1





土在 C3 条件下的侧向应变计算值与 X 向应变试验值基本保持一致,与 Y 向应变试验值 有较小的差异,这说明提出的竖向应变与体应变的关系式和推导出的竖向应变与侧向应 变的关系式能较好地描述 4 种三向受力压缩试验的竖向应变与体应变和侧向应变的 关系.

3 结论

以压实黄土为研究对象,利用自研设备进行了不同加载方式的无侧限压缩试验、完全 侧限压缩试验及不同加载方式与不同约束方式的三向受力压缩试验,对压实黄土在刚性 与柔性边界条件下的受力变形特性进行分析,并对压实黄土的侧向应变与竖向应变的关 系和竖向应变与体应变的关系进行分析,得出主要结论如下:

(1) 压实黄土在竖向刚性加载和柔性加载条件下的无侧限抗压强度与压实度呈正相关.随着压实度的增加,无侧限抗压强度也随之增加.其中,压实度为88%、93%和96%的 压实黄土在竖向刚性加载和柔性加载下的无侧限抗压强度差值分别为24kPa、35kPa和 48kPa.这些差值随着压实度的增加而增加,说明压实度越大,压实黄土在竖向刚性边界与 柔性边界条件下的无侧限抗压强度差异越大; (2) 压实度为 88%、93%、96%的压实黄土,在完全侧限压缩试验后压实度增大,在三 向受力压缩试验后压实度减小.当土样的压实度相同时,在三向受力压缩试验中所受围压 越大,其压实度减小的越少;

(3)在竖向荷载作用下,是否发生侧向变形对压实黄土的压实度变化影响较大.如果 不发生侧向变形,压实度随着荷载增加而增大;如果发生侧向变形,压实度随着荷载增加 而减小,且在相同竖向荷载作用下,侧向变形越大,压实度减小越多;

(4)提出了压实黄土的竖向应变与体应变的函数关系式: $\varepsilon_{\nu} = \varepsilon_{1} - 2\mu\varepsilon_{1} = (1 - 2\mu)\varepsilon_{1}$,并 推导出竖向应变与侧向应变的函数关系式: $\varepsilon_{3} = \frac{m}{2}\varepsilon_{1}^{\nu} - \frac{1}{2}\varepsilon_{1}$.

参考文献

[1] 贾亮,朱彦鹏,毕东涛.黄土边坡稳定性的简单判别方法——以兰州地区阶地黄土边坡为例[J].应用基础与工程科学学报,2012,20(1):113-120

Jia Liang, Zhu Yanpeng, Bi Dongtao. Simple method for judging the stability of loess slope: Terrace loess slope in Lanzhou area as an example [J]. Journal of Basic Science and Engineering, 2012, 20(1):113-120

[2] 范永波,李世海,侯岳峰.不同边界条件下土石混合体破坏机制研究[J].水文地质工程地质,2013,(3):54-57 +74

Fan Yongbo, Li Shihai, Hou Yuefeng. Research on failure mechanisms of soil-rock mixtures under different boundary conditions [J]. Hydrogeology & Engineering Geology, 2013, (3):54-57+74

- [3] Wang L, Yang Z, Zhao J, et al. Seismic response analysis of earth-rock fill dam on deep overburden under viscoelastic boundary condition[J]. Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería, 2021, 37(1)
- [4] 张强,汪小刚,赵宇飞.基于围压柔性加载的土石混合体大型三轴试验离散元模拟研究[J].岩土工程学报, 2019,41(8):1545-1554

Zhang Qiang, Wang Xiaogang, Zhao Yufei. Discrete element simulation of large-scale triaxial tests on soil-rock mixtures based on flexible loading of confining pressure [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, 41 (8): 1545-1554

[5] 施维成,朱俊高,代国忠,等.土体真三轴仪的边界效应试验[J].河海大学学报(自然科学版),2017,45(1): 77-81

Shi Weicheng, Zhu Jungao, Dai Guozhong, et al. Boundary effect tests of true triaxial apparatus for soil [J]. Journal of Hohai University (Natural Sciences), 2017, 45(1):77-81

- [6] 李志刚.不同加载方式下土石混合体抗压强度的规律性研究[J].水运工程,2015,(6):10-16 Li Zhigang. Compressive strength of rock and soil aggregate under different loading conditions[J]. Port & Waterway Engineering, 2015,(6):10-16
- [7] 罗庆姿,陈晓平,袁炳祥.柔性侧限条件下软土的变形特性及固结模型[J].岩土力学,2019,40(6):2264-2274 Luo Qingzi, Chen Xiaoping, Yuan Bingxiang. Deformation behavior and consolidation model of soft soil under flexible lateral constraint[J].Rock and Soil Mechanics,2019,40(6):2264-2274
- [8] 曹杰,郑建国,张继文,等.不同边界条件下黄土高填方沉降离心模型试验[J].中国水利水电科学研究院学报, 2017,15(4):256-262
 Cao Jie,Zheng Jianguo,Zhang Jiwen, et al.Centrifuge model test of settlement of loess high embankment under different boundary conditions[J].Journal of China Institute of Water Resources and Hydropower Research, 2017, 15(4): 256-262
- [9] 马少坤,黄茂松,刘怡林.柔性和刚性浅基础的地基承载能力分析[J].岩土力学,2008,29(12):3375-3380
 Ma Shaokun, Huang Maosong, Liu Yilin. Analysis of bearing capacity of subsoil under flexible and rigid shallow foundations[J].Rock and Soil Mechanics,2008,29(12):3375-3380
- [10] Loganathan N, Balasubramaniam A S, Bergado D T. Deformation analysis of embankments [J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1993, 119(8):1185-1206

- [11] Tavenas F, Mieussens C, Bourges F. Lateral displacements in clay foundations under embankments [J]. Canadian Geotechnical Journal, 1979, 16(3):532-550
- [12] 罗庆姿,陈晓平,袁炳祥,等.柔性侧限条件下软土的变形特性及固结模型[J].岩土力学,2019,40(6): 2264-2274

Luo Qingzi, Chen Xiaoping, Yuan Bingxiang, et al. Deformation behavior and consolidation model of soft soil under flexible lateral constraint[J].Rock and Soil Mechanics, 2019, 40(6):2264-2274

- [13] 余 闯,刘松玉.路堤侧向变形性状及预测模型研究[J].岩土力学,2008,(5):1305-1309
 Yu Chuang,Liu Songyu.Study on the characteristic and prediction model for lateral deformations under embankments
 [J].Rock and Soil Mechanics,2008,(5):1305-1309
- [14] 刘光秀,李玉根,曹艳妮.路堤荷载下地基的侧向变形计算分析[J].岩土力学,2018,39(12):4517-4526+4536
 Liu Guangxiu, Li Yugen, Cao Yanni. Calculation and analysis of lateral deformation of ground under embankment load
 [J].Rock and Soil Mechanics, 2018, 39(12):4517-4526+4536
- [15] 王 峰,金 武,王宏坤,等.考虑侧向变形影响的客运专线路基沉降的修正[J].岩土工程学报,2010,32(增2): 245-248

Wang Feng, Jin Wu, Wang Hongkun, et al. Amendment of subgrade settlement of passenger dedicated line considering the lateral deformation effects [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(S2):245-248

- [16] 杨果林,丁加明.膨胀土路基的胀缩变形模型试验[J].中国公路学报,2006,(4):23-29
 Yang Guolin,Ding Jiaming.Model test on expansi on and shrinkage deformation in expansive soil roadbed[J].China Journal of High way and Transport,2006,(4):23-29
- [17] Prashant A, Penumadu D. Effect of intermediate principal stress on overconsolidated kaolin clay [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2004, 130(3):284-292
- [18] Zhang Yu, Shao S J.An analysis of vertical loading deformation and strength characteristics of loess under plain strain condition[J].China Civil Engineering Journal, 2016, 49(3):112-121
- [19] 黄雪峰,孔洋,李旭东,等.压实黄土变形特性研究与应用[J].岩土力学,2014,35(增2):37-44
 Huang Xuefeng, Kong Yang, Li Xudong, et al. Study and application of deformation characteristics of compacted loess
 [J].Rock and Soil Mechanics,2014,35(S2):37-44
- [20] 张洪亮,胡长顺,刘保健,等.压实石灰黄土力学特性试验[J].交通运输工程学报,2003,(4):13-16
 Zhang Hongliang, Hu Changshun, Liu Baojian, et al. Mechanical properties experiment of compacted loess-lime[J].
 Journal of Traffic and Transportation Engineering,2003,(4):13-16
- [21] 黄文熙.土的工程性质[M].北京:水利电力出版社,1983:307-309
 Hang Wenxi.The engineering properties of the soil[M].Beijing: Water Resources and Electric Power Press, 1983: 307-309
- [22] Xu Yali, Guo Panpan. Disturbance evolution behavior of loess soil under triaxial compression [J]. Advances in Civil Engineering, 2020
- [23] 姚占勇,蒋红光,孙梦林,等.细粒土路基平衡密度状态分析[J].中国公路学报,2020,33(9):94-103 Yao Zhanyong,Jiang Hongguang,Sun Menglin, et al. Analysis of equilibrium density state of highway subgrade with fine soils[J].China Journal of Highway and Transport,2020,33(9):94-103
- [24] Meng Z, Liyi C, Shanyong W, et al. Experimental study of the microstructure of loess on its macroscopic geotechnical properties of the Baozhong railway subgrade in Ningxia, China [J]. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 2020, 79;4829-4840
- [25] 苗英豪,胡长顺,王秉纲.路基填挖交界处路面裂缝的三维有限元分析[J].交通运输工程学报,2005,(4):43-47 Miao Yinghao, Hu Changshun, Wang Binggang.3-D FEM analysis of pavement crack at cut to fill location of subgrade [J].Journal of Traffic and Transportation Engineering,2005,(4):43-47
- [26] Cheng H T, Liu B J, Xie Y J.Stress-strain-time behavior of compacted loess [J].Journal of Chang' an University (Natural Science Edition), 2008,1:28

Study on the Deformation Characteristics of Compacted Loess under Rigid and Flexible Boundary Conditions

LI Zhe¹, LÜ Shixin¹, LI Juqiang¹, LIU Lulu^{1,2,3}, XIA Jingjing¹

(1.School of Highway, Chang'an University, Xi'an 710064, China; 2.School of Mechanics and Civil Engineering, China University of Mining and Technology, Xuzhou 221116, China; 3.School of Civil Engineering, Anhui Jianzhu University, Hefei 230601, China)

Abstract

Rigid and flexible boundary conditions constitute the two predominant types of conditions encountered in roadbed construction, each having a substantial influence on the deformation and settlement characteristics of the foundational soil. Utilizing custom-designed triaxial loading apparatus, this research conducts a series of indoor compression tests on compacted loess with varying degrees of compaction, under both rigid and flexible boundary conditions. The investigation aims to unravel the effects of these conditions on the deformation behavior of compacted loess, as well as to identify the fundamental mechanisms contributing to variations in deformation. Our findings reveal that the compressive strength of loess-tested at compaction degrees of 88%,93%, and 96%—exhibits a positive correlation with the degree of compaction during triaxial compressive loading under both types of boundary conditions. Moreover, under constant compaction degree, an increase in confining pressure results in a reduced reduction in compaction. The study further delineates equations for the relationships between vertical and volumetric strains, as well as between vertical and lateral strains.

Keywords: compacted loess; roadbed engineering; rigid boundary; flexible boundary; deformation characteristics