

考虑墙背倾角的膨胀土挡土墙设计计算方法^{*}孟雄¹, 赵勇¹, 唐德力², 刘正楠²

(1. 昭通昭阳绕城高速公路投资开发有限公司, 云南 昭通 657000;

2. 长沙理工大学 交通运输工程学院, 湖南 长沙 410114)

摘要: 降雨入渗后, 膨胀土地区挡土墙不仅受到一般黏性土的土压力作用, 还受到增湿产生的膨胀力。膨胀土地区挡土墙设计中, 一般将膨胀土视为各向同性材料, 采用竖向膨胀力或竖向膨胀力乘以折减系数的方法考虑侧向膨胀力, 且只能考虑墙背直立的情况。文中通过改进室内膨胀试验制备方法, 借助常规固结仪测定竖向和侧向膨胀力随膨胀变形的变化, 并假设各向恒体积膨胀力和无荷膨胀率呈椭圆形分布, 提出一种考虑墙背倾角的膨胀土挡土墙设计计算方法。

关键词: 公路; 膨胀土; 挡土墙; 膨胀力; 墙背倾角

中图分类号: U416.1

文献标志码: A

文章编号: 1671-2668(2023)01-0081-05

膨胀土增湿后会产生显著膨胀变形, 当膨胀变形受到抑制时, 会对周围土体和结构物产生较大膨胀力, 使总土压力增加, 导致挡土墙出现滑移或倾覆破坏^[1]。目前, 在计算膨胀土挡土墙背土压力时, 一般将膨胀力与一般黏土压力叠加, 如邹越强等采用加荷法测得膨胀力对膨胀引起的侧压力进行计算, 再与一般黏土压力叠加得到膨胀土总土压力^[2]; 张颖钧通过现场监测、模型试验等研究了膨胀土压力沿深度的分布, 假设膨胀力呈椭圆形分布, 根据墙背不同膨胀条件, 提出了膨胀力折减系数^[3-4]; 张锐等通过室内膨胀试验测得不同上覆荷载条件下侧向膨胀力, 将其与库仑土压力叠加得到膨胀土压力^[5-6]。根据朗肯土压力理论和非饱和土强度理论, 可利用极限平衡条件进行膨胀土压力分析^[7-9]。但该方法的假设条件较苛刻, 只适用于墙背垂直和填土面水平的情况。无论采用哪种方法, 侧向膨胀力的确定对膨胀土压力计算均十分重要。现行规范中尚无侧向膨胀力测试方法, 在膨胀土地区进行支挡结构设计时常用竖向膨胀力或简单地将竖向膨胀力折减来代替侧向膨胀力^[10-11]。但膨胀土的两向膨胀力存在显著差异^[12-13], 两者之比随干密度、基质吸力、净法向应力等的不同而不断变化^[14]。有研究者曾通过改进原有仪器或研制新仪器来开展室内试验测量膨胀土吸湿过程中产生的侧向力, 如刘祖德等通过改装的应力控制式三轴仪, 分析了初始含水量变化

对膨胀土三向变形特征的影响^[15]; Avsar E. 等采用自行研制的应变式环刀, 通过电镜扫描试验对膨胀土的膨胀各向异性行为及其成因进行了分析^[16]; 张颖均最早研制出针对立方体膨胀土试样的三向胀缩特性仪^[17], 之后谢云、秦冰等对该仪器进行改进, 扩大了其膨胀力测量范围, 但施加力的大小难以控制^[18-19]。综上, 目前膨胀土地区挡土墙设计方法存在经验性, 限制了其推广和使用。侧向膨胀力的测试需要对现有测试仪器进行改装, 亦不利于工程实践。本文依托云南昭通昭阳西环高速公路 K11+500—570 右侧滑坡治理工程, 借鉴膨胀力椭圆模型假设并将其延拓至最大膨胀变形(无荷膨胀率), 计算发生一定膨胀变形后膨胀力, 同时将膨胀力沿深度的分布简化为三角形分布, 并与库仑主动土压力叠加, 提出考虑墙背倾角的膨胀土地区挡土墙设计计算方法。

1 计算理论

1.1 作用于墙背上的膨胀力

膨胀土地区挡土墙除受到一般黏土压力外, 还受到因增湿膨胀所产生的膨胀力。当膨胀力的作用方向与一般黏土压力方向一致时, 挡土墙所受作用力最大, 为最不利状态。图 1 为以竖向膨胀力 P_{sv} 为长半轴、侧向膨胀力 P_{sl} 为短半轴的膨胀力椭圆计算模型。

^{*} 基金项目: 云南省交通运输厅科技创新示范项目(云交科教便(2021)48 号)

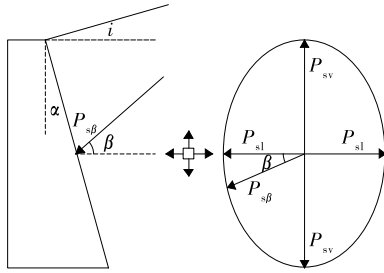


图1 膨胀力椭圆计算模型

由椭圆方程可得到作用于墙背上的膨胀力 $P_{s\beta}$ 为:

$$P_{s\beta} = \frac{P_{sv} P_{sl}}{\sqrt{(P_{sv} \cos \beta)^2 + (P_{sl} \sin \beta)^2}} \quad (1)$$

式中: P_{sv} 、 P_{sl} 分别为恒体积条件下测得的竖向膨胀力和侧向膨胀力(kPa),由室内膨胀试验测得; β 为膨胀力与水平线的夹角($^\circ$)。

在膨胀土地区进行挡土墙修筑时,会在墙背与膨胀土之间设置一定厚度缓冲层,以削弱增湿后产生的膨胀力。研究表明,缓冲层厚度为 30~80 cm 时可有效降低膨胀力约 25%。相较于实际工况下设置缓冲层的挡土墙,式(1)确定的膨胀力偏大,据此进行设计偏于保守。考虑到填筑含水率和压实度确定后回填膨胀土的膨胀潜势就已确定,增湿膨胀后,膨胀土体将在约束界面处产生膨胀力,若将约束解除,且不计摩擦,膨胀力将全部以膨胀应变的形式进行释放。因此,膨胀力 $P_{s\beta}$ 越大,将其充分释放后所产生的膨胀应变 $\epsilon_{s\beta}$ 也越大。同样将该膨胀应变考虑为椭圆模型,则:

$$\epsilon_{s\beta} = \frac{\epsilon_{sv} \epsilon_{sl}}{\sqrt{(\epsilon_{sv} \cos \beta)^2 + (\epsilon_{sl} \sin \beta)^2}} \quad (2)$$

式中: ϵ_{sv} 、 ϵ_{sl} 分别为无荷条件下的竖向膨胀应变和侧向膨胀应变(%),由室内膨胀试验测得。

膨胀力随膨胀变形的变化规律经归一化后呈指数函数变化,可以下式表示:

$$P_{s\beta i} = P_{s\beta} [1 - (\epsilon_{s\beta i} / \epsilon_{s\beta})^n] \quad (3)$$

式中: $P_{s\beta i}$ 为发生一定膨胀应变时的膨胀力(kPa); $\epsilon_{s\beta i}$ 为各级膨胀应变(%); n 为拟合参数。

联立式(1)~(3),即可求得垂直作用于墙背上的膨胀力随膨胀应变的变化,即缓冲层发生一定压缩后的膨胀力。

1.2 作用于墙背上的膨胀力分布

根据现场实测数据,竖向膨胀力和侧向膨胀力随深度大致呈抛物线分布,至大气显著影响层深度

d_r (约 2 m) 时分别达到最大,其后随着深度增加,渗水减少,膨胀力逐渐降低,呈直线变化;达到大气影响层深度 d_a (2.5~3.5 m) 时,膨胀力降为零。因此,宜在实测大气影响层上限(约 3.5 m) 范围内考虑膨胀力的作用。为工程应用方便,将膨胀力的分布视为三角形分布,将大气显著影响层深度 d_r 视为膨胀力达到最大值的深度(见图 2)。

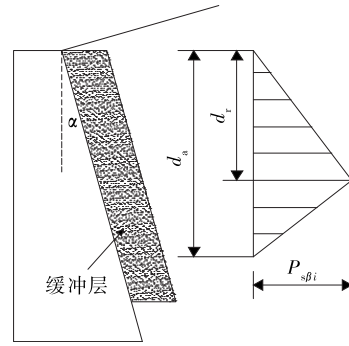


图2 膨胀土地区挡土墙膨胀力分布

膨胀力的合力 E_s 可由该分布曲线与墙背合围的三角形区域求面积得到。由于墙高 H 不同,膨胀力的合力 E_s 分为 3 种情况: $H \leq d_r$ 时, E_s 按式(4)计算; $d_r < H \leq d_a$ 时, E_s 按式(5)计算; $H > d_a$ 时, E_s 按式(6)计算。

$$E_s = \frac{1}{2} \frac{P_{s\beta i} H^2}{d_r} \quad (4)$$

$$E_s = \frac{1}{2} P_{s\beta i} \left[d_r + (H - d_r) \left(1 + \frac{d_a - H}{d_a - d_r} \right) \right] \quad (5)$$

$$E_s = \frac{1}{2} P_{s\beta i} d_a \quad (6)$$

1.3 膨胀土地区挡土墙总土压力分布

如前所述,膨胀土地区挡土墙在降雨后受到的土压力由库仑土压力和膨胀力两部分组成(见图 3)。设计时应将其考虑为两者的叠加,总土压力 E_e 按下式计算:

$$\vec{E}_e = \vec{E}_a + \vec{E}_s \quad (7)$$

式中: E_a 为库仑土压力, $E_a = 1/2 \gamma K_a H^2$,作用点在距墙底 $H/3$ 处,与水平方向的夹角为 $\delta + \alpha$; γ 为黏性土的容重(kN/m³); K_a 为库仑主动土压力系数,按式(8)计算。

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi_0 - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_0 + \delta) \sin(\varphi_0 - i)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - i)}} \right]^2} \quad (8)$$

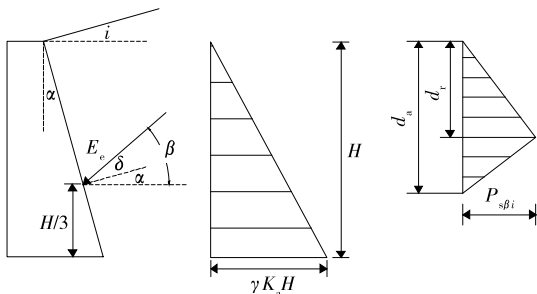


图 3 膨胀土挡土墙总土压力分布示意图

式中: φ_0 为综合内摩擦角($^\circ$),按式(9)计算; δ 为墙背摩擦角($^\circ$); i 为地面倾角($^\circ$)。

$$\varphi_0 = \arctan\left(\tan\varphi + \frac{c}{\gamma H}\right) \quad (9)$$

式中: φ 为试验测定的土的内摩擦角($^\circ$); c 为试验测定的土的黏聚力(kPa)。

2 计算参数的获取

试验土样取自昭通市昭阳西环高速公路 K11+535 处,取土深度为 3 m。土样呈灰黄色、硬塑状。表 1 为通过室内试验获得的土样基本物理和力学性质指标。

表 1 昭通膨胀土的基本物理和力学性质指标

项目	试验值	项目	试验值
比重	2.65	塑性指数	41.1
塑限/%	34.2	自由膨胀率/%	85.0
液限/%	75.3	标准吸湿含水率/%	4.81

根据 JTG C20—2011《公路工程地质勘察规范》中按自由膨胀率、塑性指数和标准吸湿含水率综合考虑的膨胀土分类标准,昭通膨胀土为中膨胀土。对土样进行湿法重型击实试验,击实曲线见图 4。由图 4 可知:昭通膨胀土通过湿法重型击实确定的最佳含水率与天然含水率较接近,为 25.5%,对应最大干密度为 1.58 g/cm³。

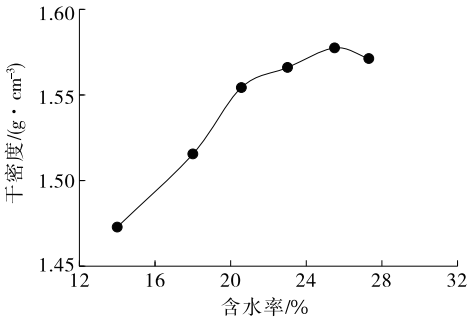


图 4 昭通膨胀土击实曲线

考虑到该项目将膨胀土用作墙背回填料,在进行室内膨胀试验获取所需计算参数时采用重塑土。试件初始含水率取为湿法重型击实试验确定的最佳含水率,初始干密度取最大干密度的 93%,即 1.47 g/cm³。为获得侧向膨胀力随侧向应变的变化情况,在制备环刀试件时先通过击实试验制备击实样,将脱模后的圆柱形击实样旋转 90°,用钢丝锯将上下两个曲面削平;再用手轻轻将环刀垂直下压,边压边修,直至环刀装满土样为止;最后用刮刀削去两端余土,得到环刀试件(见图 5)。试件尺寸为 $\phi 61.8$ mm \times 20 mm。

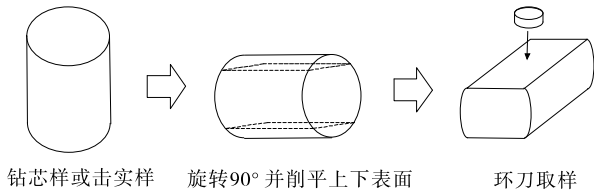


图 5 试样制备方法

将试样放入固结仪中,先开展恒体积膨胀试验,待膨胀稳定后逐级卸荷至零,记录各级上覆荷载和竖向变形量。2 h 内膨胀变形变化量小于 0.001 mm 时视为膨胀稳定。据此,测得两向膨胀力随膨胀应变的变化(见图 6)。

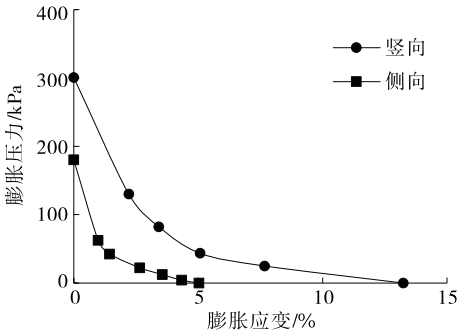


图 6 两向膨胀力随膨胀应变的变化

由图 6 可知:随膨胀应变增加,两向膨胀力均逐渐减小,尤其是在前期,微小的应变就可使膨胀力大大降低,其后膨胀应变的增大对于膨胀力的削弱作用逐步减小。虽然两向膨胀力随膨胀应变的变化规律十分相似,但其幅值存在差异。通过室内两向试验测得试验土样的恒体积竖向膨胀力 $P_{sv} = 300.4$ kPa、侧向膨胀力 $P_{sl} = 180.3$ kPa,竖向无荷膨胀率 $\epsilon_{sv} = 13.24\%$ 、侧向无荷膨胀率 $\epsilon_{sl} = 5.03\%$,两向无荷膨胀率和恒体积膨胀力在数值上存在差异,恒体积条件下竖向膨胀力是侧向膨胀力的 1.67 倍,竖向无荷膨胀率是侧向无荷膨胀率的 2.63 倍。说明膨

胀土的增湿膨胀会表现出显著的膨胀各向异性,在进行支挡结构设计时不可忽视。

将膨胀力和膨胀应变归一化,即两向各级膨胀力比恒体积膨胀力、各级膨胀应变比无荷膨胀率,得到归一化后两向膨胀规律(见图7)。

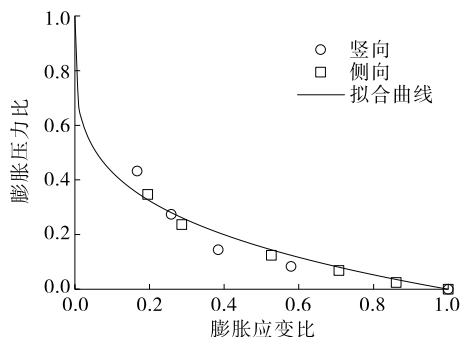


图7 归一化后两向膨胀规律

由图7可知,归一化后,两向膨胀力与膨胀应变的膨胀变化规律相似,将两者的数据点通过式(3)采用同一个拟合公式进行拟合,得到拟合参数 $n = 0.2429$,相关性系数 $R^2 = 0.9903$ 。两者相关性较好,据此猜测各方向的膨胀力随膨胀变形呈相同的变化趋势。膨胀土地区挡土墙计算中与室内膨胀试验相关的计算参数见表2。

表2 挡土墙计算与室内膨胀试验中的计算参数

参数名称	参数值	参数名称	参数值
P_{sv}/kPa	300.4	$\epsilon_{sl}/\%$	5.03
P_{sl}/kPa	180.3	n	0.2429
$\epsilon_{sv}/\%$	13.24		

3 算例

以昭通昭阳西环高速公路 K11+500—570 右侧滑坡治理工程为例进行挡土墙设计计算。如图8所示,该段为整体式路基,滑坡为浅层滑坡。



图8 昭通昭阳高速公路 K11+500—570 右侧滑坡

滑坡区原设计为三级边坡,第一级边坡采用2 m路堑挡土墙防护;第二、第三级边坡坡率均为

1:1.75,每级边坡高度6 m,采用拱形骨架植草防护;第一、第二级平台宽度2 m,第三级平台宽度6 m。根据现场调查、滑坡地质勘察结果,该滑坡变形发展并形成灾害的内因为土质具有膨胀性,膨胀土遇水膨胀变形后强度降低,形成软弱面;外因为人工开挖形成临空面及连续强降雨。

限于篇幅,只对第一级边坡挡土墙治理方案进行计算。如图9所示,第一级边坡采用俯斜式重力挡土墙支护,墙高4.5 m,埋深1 m,墙面坡率1:0.75,墙顶宽度2.0 m,平台宽由2 m过渡至6 m(含挡土墙顶宽)。

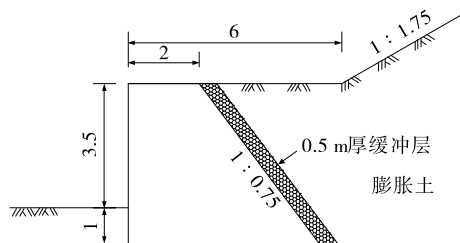


图9 第一级边坡挡土墙治理设计方案(单位:m)

(1) 确定计算参数。膨胀土地区挡土墙设计时,根据有关设计规范要求,需在墙背设置一定厚度缓冲层,在排水的同时容许墙背膨胀土发生一定变形,释放部分膨胀力。初拟缓冲层厚度为0.5 m。库仑土压力计算参数如下:土重度 20 kN/m^3 ,挡土墙重度 18 kN/m^3 ,主动土压力系数0.84,膨胀土综合内摩擦角 21.6° ,墙背摩擦角 10.8° ,挡土墙基底水平,基底摩擦系数为0.5。

(2) 计算库仑土压力。按常规方法计算。挡土墙静止,墙前静止土压力合力为 6.3 kN/m ,作用点位于埋深高度 $1/3$ 处,方向水平。挡土墙缓冲层被压缩时,墙后土体主动土压力合力为 169.5 kN/m ,作用点位于挡土墙墙高 $1/3$ 处,与水平方向成 47.7° ,假设其合力大小、方向和作用点不随缓冲层变形而发生变化。

(3) 计算挡土墙膨胀力分布。取大气影响层深度 $d_a = 3.5 \text{ m}$,大气显著影响层深度 $d_r = 2 \text{ m}$ 。膨胀力在大气显著影响层深度 d_r 处达到最大,并在大气影响层深度 d_a 范围内呈三角形分布。由表2通过室内膨胀试验测得膨胀力相关计算参数,结合式(1)、式(2)计算得到与水平方向成 β 角方向的膨胀力 $P_{s\beta}$ 和无荷膨胀应变 $\epsilon_{s\beta}$ 。假设因缓冲层压缩使墙背膨胀土于该方向发生 $0 \sim 5.0\%$ 的应变,由式(3)计算得墙后土体发生不同应变时的膨胀力和膨胀应

变,进而计算得到膨胀力的合力与作用点位置(见表 3)。

表 3 墙后土体发生不同应变时膨胀力计算结果

土体应变 $\epsilon_{s\beta i} / \%$	发生一定膨胀应变时 的膨胀力 $P_{s\beta i} / \text{kPa}$	膨胀力合力 $E_s / (\text{kN} \cdot \text{m}^{-1})$	距墙顶 高度/m
0.0	223.6	391.4	1.83
0.5	105.4	184.5	1.83
1.0	83.7	146.5	1.83
2.0	58.1	101.6	1.83
3.0	40.9	71.7	1.83
4.0	27.7	48.5	1.83
5.0	16.8	29.4	1.83

(4) 计算挡土墙稳定系数并确定最终稳定状态。根据库仑土压力和膨胀力计算墙后土体发生不同应变时挡土墙的抗滑和抗倾覆稳定性,结果见表 4,其中库仑土压力作用点见表 2,膨胀力作用点见表 3。由缓冲层变形量与墙背膨胀土变形量相等可得缓冲层变形量 $D = d_a \epsilon_{s\beta i}$ 。

表 4 墙后土体发生不同应变时挡土墙的稳定系数

土体应变 $\epsilon_{s\beta i} / \%$	缓冲层变 形量/cm	抗滑稳定 系数 K_c	抗倾覆稳定 系数 K_o
0.0	0.00	0.96	2.40
0.5	1.75	1.20	3.15
1.0	3.50	1.28	3.43
2.0	7.00	1.40	3.89
3.0	10.50	1.51	4.34
4.0	14.00	1.61	4.82
5.0	17.50	1.71	5.35

由表 4 可知:无论墙背是否设缓冲层、缓冲层是否被压缩,挡土墙的抗倾覆稳定系数始终满足《公路路基设计规范》中不小于 1.3 的要求,但抗滑稳定系数不一定满足要求。土体不发生应变,即墙背不设缓冲层时,挡土墙的抗滑稳定系数 $K_c < 1.0$,挡土墙会在墙背膨胀土增湿后发生推移。在墙背增设缓冲层可显著提高挡土墙的稳定系数,缓冲层变形量由 3.5 cm 增大到 7.0 cm 时,挡土墙的抗滑稳定系数达 1.4。通过插值计算得挡土墙的抗滑稳定系数满足规范要求时,缓冲层的变形量为 4.2 cm,可据此选择缓冲层材料和厚度。

4 结语

膨胀土在增湿膨胀时会表现出显著的膨胀各向异性,在进行支挡结构设计时不可忽视。基于这一

特性,同时考虑挡土墙墙背倾斜差异,提出一种考虑墙背倾角的膨胀土地区挡土墙土压力计算方法。将椭圆模型延拓到表征各向最大膨胀变形(无荷膨胀率),计算一定膨胀变形后倾斜墙背上的膨胀力。根据现场监测结果,将膨胀力简化为三角形分布,并与库仑主动土压力叠加,建立膨胀土地区挡土墙设计方法。通过将击实样旋转 90° ,再用环刀压样切削的方法,可由常规固结仪测得侧向膨胀力随侧向变形的变化。本文方法避免了经验性设计,计算参数均可由室内试验测得,可较合理地反映墙背膨胀土压力分布情况,概念明确,计算简单,便于工程推广应用。

参考文献:

[1] MOHAMED O Z,TAHA Y K,EL-AZIZ E S M A. Field study of the distribution of lateral swelling pressure of expansive soil on retaining structure [J]. Journal of Engineering Sciences, 2014, 42 (2): 289 — 302.

[2] 邹越强,李永康,邵孟新.膨胀土侧压力研究[J].合肥工业大学学报(自然科学版),1993,16(3):109—114.

[3] 张颖钧.挡墙后裂土膨胀压力分布与设计计算方法[J].铁道学报,1995,17(1):93—102.

[4] 张颖钧.裂土挡土墙土压力分布、实测和对比计算[J].大坝观测与土工测试,1995(1):20—26.

[5] 张锐,赵旭,郑健龙,等.膨胀土侧向膨胀力试验研究与应用[J].中国公路学报,2020,33(9):22—31.

[6] ZHANG R,LIU Z N,ZHENG J L,et al.Experimental evaluation of lateral swelling pressure of expansive soil fill behind a retaining wall[J].Journal of Materials in Civil Engineering,2020,32(2):1—11.

[7] PAPAGIANNAKIS A T,BIN-SHAFIQUE S,LYTTON R L.Retaining structures in expansive clays[J].Geotechnical and Geological Engineering,2014,32(6): 1405—1414.

[8] QI S C,VANAPALLI S K.Influence of swelling behavior on the stability of an infinite unsaturated expansive soil slope[J].Computers and Geotechnics,2016, 76:154—169.

[9] 陈永贵,雷俊,贾灵艳,等.圆饼状高压实膨润土膨胀力各向异性特征研究[J].土木工程学报,2019,52(1): 99—107.

[10] 贾景超.膨胀土膨胀机理及细观膨胀模型研究[D].大连:大连理工大学,2010.

(下转第 94 页)

明显裂缝产生。

4 结论

(1) 超薄罩面由于加铺层厚度显著减小,其受力情况与普通路面加铺层存在明显差异,在外部荷载及环境作用下,其水平方向的剪切应力和垂直方向的拉应力都较显著,且高温与荷载耦合作用明显。

(2) 在进行超薄罩面层间黏结性能检测时,应同时进行水平和垂直荷载作用下黏结强度检测,并考虑加铺层自身黏结能力和温度稳定性(尤其是高温稳定性)。推荐通过扭剪黏结强度试验和拉拔试验,采用黏层材料 60℃ 动力黏度、面层沥青混合料动稳定度等指标进行超薄罩面层间黏结性能检测。

(3) 实际工程应用表明,薄罩面层黏结层具有较好的扭剪黏结强度和拉拔强度,黏结层和加铺层具有良好的高温性能,超薄罩面层间黏结性能良好。

参考文献:

[1] 徐鸥明,曹志飞,李明月,等.超薄罩面沥青混凝土应用

与发展综述[J].中国科技论文,2020,15(4):425—431.

[2] CHEN D H, SCULLION T. Very thin overlays in texas [J]. Construction and Building Materials, 2015, 95: 108—116.

[3] 刘红坡,邱延峻.基于层间状态的沥青路面结构响应分析[J].路基工程,2008(1):34—35.

[4] 吴玉,蒋鑫,梁雪娇,等.轮载作用下典型沥青路面结构力学行为分析[J].西南交通大学学报,2017,52(3): 563—570.

[5] 柯能信.基于 FWD 旧沥青路面加铺层设计方法研究[J].中外公路,2021,41(3):30—35.

[6] 中交路桥技术有限公司.公路沥青路面设计规范: JTG D50—2017[S].北京:人民交通出版社股份有限公司,2017.

[7] 黄晚清,游宏,曹明明.层间黏结和模量衰减对路面加铺结构的影响[J].公路,2020,65(11):9—16.

[8] 牟压强,郭大进,马永,等.环氧沥青超薄罩面层间抗剪强度的影响因素研究[J].西安建筑科技大学学报(自然科学版),2021,53(2):208—216.

收稿日期:2022—07—06

(上接第 85 页)

[11] LIU Z N, ZHANG R, LIU Z J, et al. Experimental study on swelling behavior and its anisotropic evaluation of unsaturated expansive soil [J]. Advances in Materials Science and Engineering, 2021, 2021: 1—13.

[12] IKIZLER S B, VEKLI M, DOGAN E, et al. Prediction of swelling pressures of expansive soils using soft computing methods [J]. Neural Computing and Applications, 2014, 24(2): 473—485.

[13] 杨庆,焦建奎,栾茂田.膨胀岩土侧限膨胀试验新方法 与膨胀本构关系[J].岩土工程学报,2001,23(1): 49—52.

[14] ABBAS M F, ELKADY T Y, AL-SHAMRANI M A. Evaluation of strain and stress states of a compacted highly expansive soil using a thin-walled oedometer

[J]. Engineering Geology, 2015, 193: 132—145.

[15] 刘祖德,王园.膨胀土浸水三向变形研究[J].武汉水利电力大学学报,1994,27(6):616—621.

[16] AVSAR E, ULUSAY R, SONMEZ H. Assessments of swelling anisotropy of Ankara clay [J]. Engineering Geology, 2009, 105(1—2): 24—31.

[17] 张颖钧.三向胀缩特性仪的研制[J].路基工程,1990 (5):53—58.

[18] 谢云,陈正汉,孙树国,等.重塑膨胀土的三向膨胀力 试验研究[J].岩土力学,2007,28(8):1636—1642.

[19] 秦冰,陈正汉,刘月妙,等.高庙子膨润土 GMZ001 三 向膨胀力特性研究[J].岩土工程学报,2009,31(5): 756—763.

收稿日期:2022—02—21

(上接第 90 页)

[10] 俞晓,宋雷.空间效应下不规则深基坑的支护体系变形 分析[J].武汉科技大学学报,2020,43(5):384—389.

[11] 深圳市勘察研究院有限公司.公常路中山大学深圳校 区段下穿改造工程岩土工程详细勘察报告[R].深圳: 深圳市勘察研究院有限公司,2018.

[12] 中国建筑科学研究院.建筑基坑支护技术规程: JGJ 120—2012[S].北京:中国建筑工业出版社,2012.

[13] 郑毅,施鑫竹.对弹性支点法的认识[J].有色金属设计,2016,43(3):34—37.

收稿日期:2021—12—09