

级配碎石本构模型弹性变形适用性及验证

李绍辉, 郭忠印

(同济大学 道路与交通工程教育部重点实验室, 上海 201804)

摘要: 针对级配碎石本构模型对沥青路面变形适用性, 推导应变张量更新算法并对碎石本构模型进行有限元二次开发, 将其用于 ABAQUS 有限元软件分析路面变形, 并将分析结果与现场实测结果对比. 结果表明: 级配碎石计算收敛模量分布极不均匀; 级配碎石采用 Uzan 模型计算得沥青层层底应力、应变与沥青层内部最大剪应力均较其采用线弹性模型和 $k-\theta$ 模型的情况大; 通过与现场实测应变比较可知, 采用 Uzan 模型计算所得沥青层层底应变与实测应变最接近.

关键词: 道路工程; 沥青路面; 级配碎石; 本构模型研究; 现场验证

中图分类号: U416.01

文献标志码: A

Applicability and Verification of Unbound Granular Material Elastic Deformation Constitutive Model

LI Shaohui, GUO Zhongyin

(Key Laboratory of Road and Traffic Engineering of the Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 201804, China)

Abstract: In order to investigate the applicability of constitutive model to unbound granular material (UGM) base asphalt pavement, strain tensor update algorithm and finite element program of UGM constitutive model were developed and applied to ABAQUS finite element software, and the calculated results were compared with the measured ones in the field. The results show that the calculated convergence modulus distribution of UGM is extremely non-uniform. The calculated bottom strain or stress or the maximum shear stress within the asphalt layer with Uzan model is bigger than the calculated ones with linear elastic or $k-\theta$ UGM models. The calculated bottom strain of asphalt layer with the Uzan UGM model is the closest with measured value by comparing with the measurements in the field.

Key words: pavement engineering; asphalt pavement;

unbound granular material; constitutive model research; field verification

级配碎石由碎石及破碎砾石级配成型, 通过颗粒嵌挤发挥材料强度. 事实上, 已有研究表明, 级配碎石由于集料嵌挤作用及细料存在, 材料内部存在一定黏结强度^[1]. 目前沥青路面结构设计普遍采用力学经验法, 准确描述级配碎石材料性能对预测沥青路面结构行为极为重要. 尽管级配碎石模量受众多因素影响^[2], 但应力状态为其最主要的影响因素.

鉴于级配碎石受力变形非线性特性, 取割线模量作为其弹性模量^[3-4], 并定义为偏应力与轴向回弹应变的比值^[5]. 为准确描述级配碎石受力变形非线性行为, 国内外学者基于不同理念提出过众多弹性模量预估模型^[6]. 这些预估模型可分为三类: 第一类为仅考虑围压应力的模型, 其中以 $k-\theta$ 模型为代表; 第二类为仅考虑剪应力的模型, 该模型主要用于黏结力起主要作用的细级配碎石及黏性土; 第三类为综合考虑围压应力与剪应力的模型, 尽管模型形式稍显复杂, 但该模型可全面、综合反映级配碎石材料应力应变特性, 以 Uzan 模型为代表.

$k-\theta$ 模型为描述级配碎石弹性变形非线性本构模型最有影响力、应用范围最广的本构模型之一^[7], 并被编程用于 KENLAYER 路面分析软件, 后续模型为在此模型基础上进一步演化完善而来. 应当明确, KENLAYER 采用伪非线性法分析级配碎石基层沥青路面结构变形: 该方法计算轮胎荷载正下方位置碎石层中心处模量值, 并假定该模量在路面深度及水平方向均匀各项同性, 并以此为基础计算路面结构变形. 这种计算方法势必与现实情况存在较大差距.

得益于计算机技术的兴起, 级配碎石非线性本

收稿日期: 2015-12-14

基金项目: 交通运输部联合攻关科技项目(2009353337490)

第一作者: 李绍辉(1985—), 男, 博士生, 主要研究方向为道路与机场工程. E-mail: lishaoh12@126.com

通讯作者: 郭忠印(1962—), 男, 教授, 博士生导师, 工学博士, 主要研究方向为道路与机场工程. E-mail: zhongyin@tongji.edu.cn

构模型被应用于有限元并取得一些有益的成果^[8-9]. 尽管已有对级配碎石本构模型变形特性^[10]及收敛算法^[11]的相关研究,但对模型变形差异及现实情况适用性方面的研究仍较匮乏. 本研究基于级配碎石均匀连续性假设,选取级配碎石非线性弹性本构代表模型(k - θ 模型、Uzan 模型),优选结构刚度矩阵求解方法,综合对比分析级配碎石采用不同本构模型时路面内部变形分布规律,并在试验段现场埋设应变传感器,验证理论模型现实适用性.

1 级配碎石本构模型及张量算法

1.1 级配碎石本构模型

Hicks 等借助三轴试验研究粒料级配、密度及含水量对级配碎石回弹模量影响,提出 k - θ 应力依赖本构模型,其模型形式为

$$M_r = K_1 \theta^{K_2} \quad (1)$$

式中: M_r 为材料模量值; θ 为体应力; K_1, K_2 为模型系数,通过试验结果回归得到.

Uzan 通过室内试验发现,用体应力描述级配碎石本构模型不能准确预测材料弹性行为,且发现偏应力对材料受力变形行为有重大影响,基于此提出 Uzan 应力依赖本构模型,模型形式为

$$M_r = K_1 \theta^{K_2} \sigma_d^{K_3} \quad (2)$$

式中: θ 为体应力; σ_d 为偏应力 ($\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$); K_1, K_2, K_3 均为模型系数,通过试验结果回归得到. 对于室内三轴试验有

$$\theta = \sigma_{ii} = \sigma_1 + 2\sigma_3 = \sigma_d + 3\sigma_3 \quad (3)$$

这里 σ_{ii} 表示主应力的和,采用求和约定,其中下角标 i 为主应力方向,可遍历 1, 2, 3.

1.2 张量算法

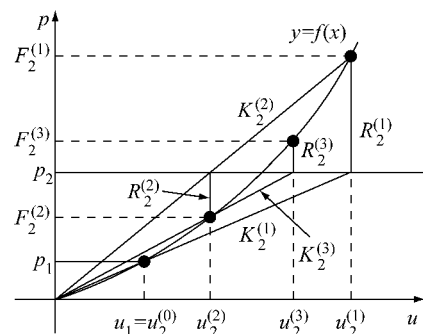
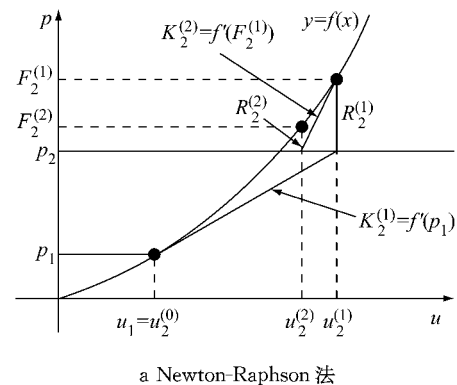
国内外已有部分学者研究应力依赖本构模型有限元算法. Tutumluer 通过研究认为,直接割线刚度法可用于求解粒料材料变形硬化非线性问题,每次增量步中升级割线刚度矩阵,直至载荷增量达到收敛,此时的位移即为非线性载荷位移. 基于该直接割线刚度法, Kim 和 Tutumluer 对级配碎石本构模型编程并用于 ABAQUS 有限元分析^[12].

但有其他研究表明,即使该非线性问题存在惟一解,采用固定点迭代也不能保证计算的收敛性^[13]. 事实上,有众多研究已经证明固定点迭代求解结构非线性变形严重不收敛,如 Hjelmstad 等通过研究证明,若非线性结构受到较大应力作用,传统固定点迭代法求解非线性问题必然不收敛. 为改善固定点

迭代法求解问题的收敛性,必须采用一些特定的稳定方法,如采用载荷增量法克服收敛问题^[14].

Schwartz 与 Hjelmstad 等则借助超弹性材料模型,将应力依赖本构模型转化为应变形式,以避免应力形式本构模型数值求解的困难^[15-16]. 为改善其收敛性, Hjelmstad 采用切线 Newton-Raphson 法求解问题.

标准 Newton-Raphson 法与修正 Newton-Raphson 法求解非线性问题如图 1 所示. 图中, p_i 为第 i 次载荷增量值, $u_i^{(j)}$ 为第 i 次载荷增量第 j 次迭代的结点位移值, $F_i^{(j)}$ 为第 i 次载荷增量第 j 次迭代的单元应力值, $K_i^{(j)}$ 为第 i 次载荷增量第 j 次迭代的单元刚度矩阵值, $R_i^{(j)}$ 为第 i 次载荷增量第 j 次迭代的应力残差.



b 修正 Newton-Raphson 法

图 1 非线性问题求解方法

Fig.1 Nonlinear problem solving method

相关研究表明,牛顿法求解非线性问题收敛阶次较高,但求解大型问题完全雅可比矩阵有时非常困难,且每次迭代均要求解雅可比矩阵,因此该方法每次迭代付出代价较高,且对于严重非线性问题不易收敛. 因此通过综合对比,采用修正牛顿法求解结构非线性问题.

为便于有限元问题求解,借助广义胡克定律,参照 Hjelmstad 等将碎石应力模型应变变化的思想,将应力依赖型本构模型转变为应变依赖型本构模型,

并用 FORTRAN 编程用于 UMAT(用户定义材料子程序),同时为克服切线刚度矩阵求解难度,采用割线刚度法升级刚度矩阵。

观察 Uzan 模型可知,模型内参数为体应力与偏应力,因此可将微单元受力状态分解为体积变形与剪切变形分别考虑。设微元体应变变为

$$I_1 = \epsilon_{ii} \quad (4)$$

式中: I_1 为第一应变不变量; ϵ_{ii} 为主应变,采用求和约定(i 表示主应力方向,可取为 1,2,3,下同)。同理假定体应力为 J_1 并可表示为

$$J_1 = \sigma_{ii} \quad (5)$$

式中, σ_{ii} 为主应力之和,采用求和约定。由广义胡克定律可知

$$\sigma_{ij} = \lambda I_1 \delta_{ij} + 2G \epsilon_{ij} \quad (6)$$

式中: λ 为拉梅常数; δ_{ij} 为克罗内克符号; G 为剪切模量。将其表示为如下应变形式:

$$\epsilon_{ii} = \frac{1}{E} [(1+\mu) \sigma_{ii} - \mu J_1] \quad (7)$$

式中: E 为杨氏模量; μ 为泊松比; σ_{ii} 为主应力; J_1 为第一应力不变量。式(4)主应变求和可得

$$I_1 = \epsilon_{ii} = [(1+\mu) J_1 - 3\mu J_1]/E = [(1-2\mu) J_1]/E \quad (8)$$

因此,第一应力不变量可表示为如下应变形式:

$$J_1 = I_1 E / (1-2\mu) \quad (9)$$

另外,根据广义胡克定律,微元体剪应变可表示为

$$\sigma_d = 2\tau_{ij} = 2G\gamma_{ij} = E\gamma_{ij}/(1+\mu) \quad (10)$$

式中: σ_d 为偏应力; τ_{ij} 为剪应力; G 为剪切模量; γ_{ij} 为剪应变,且 $i \neq j$ 。

这里将 $k-\theta$ 模型与 Uzan 模型重新表述。其中, $k-\theta$ 模型表述为

$$M_R = K_1 (J_1)^{K_2} \quad (11)$$

Uzan 模型可表述为

$$M_R = K_1 J_1^{K_2} \sigma_d^{K_2} \quad (12)$$

用弹性模量 M_R 代替 $k-\theta$ 模型与 Uzan 模型中的杨氏模量 E ,并求解可得到用应变表示的模型形式。

假设将级配碎石结构层离散为 M 个单元,通过组合各个微元体刚度形成结构体总刚度矩阵,即为应力张量更新雅克比矩阵,可表述为

$$K = \sum \int B^T \otimes C \otimes B dV \quad (13)$$

式中: C 为单元刚度矩阵; B 为由单元节点位移计算得到的内部应变。

2 级配碎石基层沥青路面结构及计算参数

2.1 路面结构形式及传感器埋设

现场路面结构形式、结构层厚度及传感器埋设如图 2 所示。传感器埋设于沥青层层底,轮迹带正下方位置处,应变计沿行车方向布设,水平间距 600 mm。其中,沥青应变传感器由 CTL 公司生产,最大量程 $\pm 1500 \times 10^{-6}$,每个传感器安装之前均进行严格校验以保证应变测试准确性^[17]。其中,SMA13(stone mastic asphalt mixture)为沥青玛蹄脂碎石混合料,集料最大公称粒径 13 mm;AC20(asphalt concrete)为沥青混凝土,集料最大公称粒径 20 mm;ATB(asphalt treated base)为沥青处置基层沥青混合料;UGM(unbounded granular material)为级配碎石。

理论分析采用路面结构形式与现场试验段相同,但结构层厚度选取存在两种情况:研究不同轴型作用下,级配碎石本构模型对路面结构变形影响部分,将 ATB 层厚减薄至 10 cm(即沥青层总厚度为 20 cm),以增强碎石本构模型对整个路面变形影响,其他结构层厚度维持不变,材料与现场材料一致,即路面结构层厚度为 SMA13(4 cm)+AC20(6 cm)+ATB(10 cm)+UGM(56 cm);现场验证部分,理论分析采用结构层厚度与现场试验段完全相同,即路面结构层厚度为 SMA13(4 cm)+AC20(6 cm)+ATB(20 cm)+UGM(56 cm)。

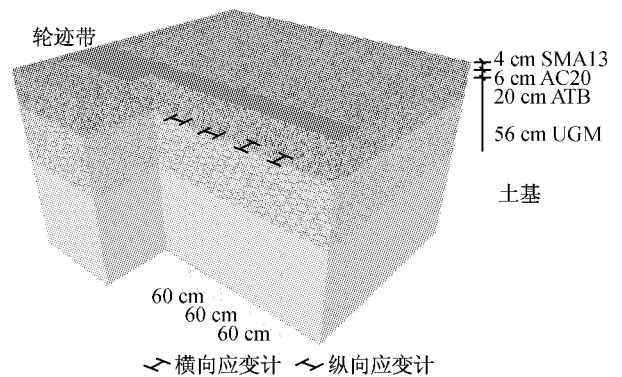


图 2 级配碎石基层沥青路面及传感器埋设

Fig.2 Unbound granular base asphalt pavement and strain gauge instrumentation

试验段现场路侧设立现场气象站,采集空气温度、湿度、风向风速等气象参数,借助相关研究成

果^[18],预测沥青层温度并对材料模量进行温度修正。

2.2 路面材料参数

路面结构变形计算参数均采用试验段现场材料取样,并在室内或现场试验获得。SMA13 采用 70# SBS 改性沥青,设计空隙率 3.8%;AC20 采用 70# SBS 改性沥青,设计空隙率 4.1%;ATB 采用 70# 基质沥青,设计空隙率 4.5%;集料采用玄武岩加石灰岩矿粉,混合料级配参照《公路沥青路面设计规范(JTG D50—2006)》,级配曲线尽量靠近级配中值。试样制备参照规程 JTG E20—2011 进行。

沥青混合料动态模量通过 SPT (simple performance tester,简单性能试验机)动态载荷试验获得,参照《AASHTO 2002 路面设计指南》沥青混合料模量取值方法(AASHTO: American Association of State Highway and Transportation Officials),取 10 Hz 动态模量值作为代表模量,以模拟 $60 \text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$ 行车载荷作用时路面结构变形,参照试验规程 AASHTO TP 62-03;通过室内动三轴试验获得级配碎石本构模型参数,参照试验规程 AASHTO T307—99;通过土基顶面承载板试验获得土基回弹模量参数,参照试验规程《公路路基路面现场测试规程(JTG E60—2008)》。级配碎石泊松比取为 0.35。沥青层取为 0.25,土基取为 0.35。

通过室内试验可得材料代表模量, SMA13 为 5 400 MPa, AC20 为 9 100 MPa, ATB 为 11 000 MPa,土基为 60 MPa,级配碎石本构模型参数见表 1。

表 1 级配碎石本构模型力学参数

Tab.1 Mechanical parameters of UGM constitutive model

本构模型 参数	弹性层状 E/MPa	$k-\theta$ 模型		Uzan 模型		
		K_1/MPa	K_2	K_1/MPa	K_2	K_3
数值	400	19.068	0.368	27.229	0.242	0.076

2.3 有限元模型

路面结构分析有限元模型采用 ABAQUS 建立,路面横向宽度取为 4 m,行车方向取为 20 m,路基深度取为 3 m。通过路面内部竖向压应力与纵向拉应变敏感性分析,沥青混凝土层单元厚度取为 10~20 mm,基层、底基层单元厚度取为 30~50 mm^[19]。单元类型采用 C3D20R。

2.4 载荷模型

分析轴型对路面内部变形影响。单后轴-东风 DFA1110L11D3,双后轴-东风 EQ3208GJ8,三后轴-一汽 JNP4250FD19 见图 3。

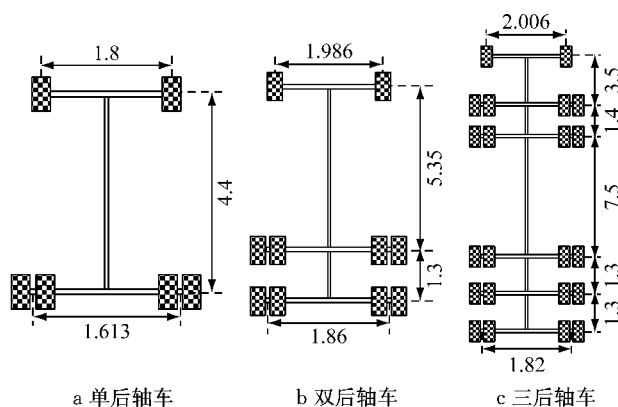


图 3 代表车型车架尺寸(单位:m)

Fig.3 Dimension of typical vehicles(unit: m)

采用整车的一半作为路面变形加载载荷。轮胎接地按面积等效原则,将双圆均布载荷等效为双矩形均布载荷,如图 4 所示。轮胎接地压强仍为标准压强 0.7 MPa。

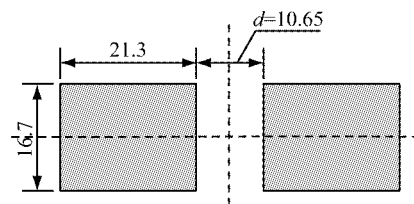


图 4 载荷接地尺寸(单位:cm)

Fig.4 Dimension of tire-pavement contact area(unit: cm)

3 路面结构力学响应分析及验证

3.1 级配碎石基层收敛模量场

单后轴车辆载荷作用下,采用 Uzan 模型计算级配碎石收敛模量场见图 5。级配碎石采用 $k-\theta$ 模型时所得模量场分布特性与此类似。

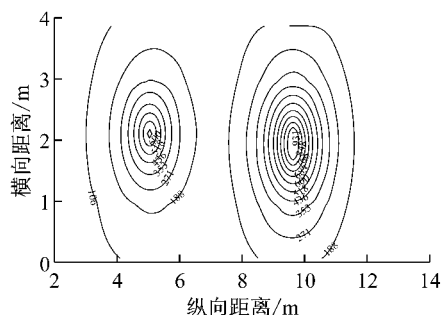


图 5 级配碎石基层收敛模量场(Uzan 模型,俯视图,单位:MPa)

Fig.5 Convergence modulus field of UGM base (Uzan, plan view)

分析图 5 可知,级配碎石基层应力依赖特性极强:单后轴载正下方,碎石收敛模量极大值分别为 1 191 MPa($k-\theta$ 模型)和 1 013 MPa(Uzan 模型),远离轴载位置,碎石层收敛模量仅为 12 MPa($k-\theta$ 模型)和 23 MPa(Uzan 模型).因此,无论级配碎石采用线弹性本构模型或采用伪非线性本构模型(KENLAYER),均无法准确描述碎石模量分布,更无法得到碎石基层沥青路面结构变形.

对比分析碎石采用不同应力依赖本构模型收敛模量场差异可知:由于未考虑剪应力对级配碎石软化效应,综合考虑体应力与剪应力依赖行为(Uzan 模型)的碎石收敛模量(1 013 MPa)小于仅考虑体应力依赖行为的情况(1 191 MPa),其对路面结构变形影响甚大.

级配碎石采用 $k-\theta$ 模型与 Uzan 模型,并在单后轴、双后轴、三后轴车辆轴载作用下级配碎石收敛模量极大值见表 2. 其中, ΔM_r 为级配碎石采用不同本构模型,相应轴型下碎石层峰值模量差值.

表 2 级配碎石模量

Tab.2 UGM modulus							MPa		
轴型	单后轴			双后轴			三后轴		
本构模型	$k-\theta$	Uzan	ΔM_r	$k-\theta$	Uzan	ΔM_r	$k-\theta$	Uzan	ΔM_r
模量值	1 191	1 013	-178	1 220	1 036	-184	1 239	1 050	-189
轴型影响				29	23	6	19	14	5

分析表 2 可知,级配碎石采用 $k-\theta$ 模型计算所得模量最大值均较采用 Uzan 模型计算值偏大,且随多

轴载荷叠加效应增大,级配碎石本构模型对碎石收敛模量影响变大(级配碎石采用 $k-\theta$ 与 Uzan 模型,其计算模量最大值的差值分别由 178 MPa 增大为 184 MPa 和 189 MPa).多轴载荷叠加对模量分布影响较大;级配碎石采用 Uzan 模型,在单后轴、双后轴、三后轴载荷作用下,碎石层最大模量分别为 1 013, 1 036 和 1 050 MPa,分别增大 23 MPa 和 14 MPa.级配碎石采用 $k-\theta$ 模型时碎石模量变化情况与此类似.

3.2 路面内部载荷响应分布

级配碎石本构模型及轴载类型对级配碎石收敛模量场存在较大影响,因此这两者对路面变形也存在较大影响.级配碎石基层分别采用线弹性本构模型(Elastic)、 $k-\theta$ 模型与 Uzan 模型,在单后轴车辆载荷作用下,路面内部正应力沿路面深度分布情况见图 6. 分析图 6 可知,级配碎石本构模型对路面内部正应力分布影响较大;级配碎石分别采用线弹性本构模型、 $k-\theta$ 模型与 Uzan 模型,沥青层层底出现最大正应力,且横向正应力分别由 0.54 MPa 增大为 0.62 MPa 和 0.74 MPa,分别增加 0.08 MPa 与 0.12 MPa,纵向正应力分别由 0.86 MPa 增大为 0.96 MPa 和 1.09 MPa,分别增加 0.10 MPa 与 0.13 MPa.碎石基层内部正应力相比沥青层层底要小得多.与此类似,单后轴车辆载荷作用下,路面内部正应变沿路面深度变化见图 7.

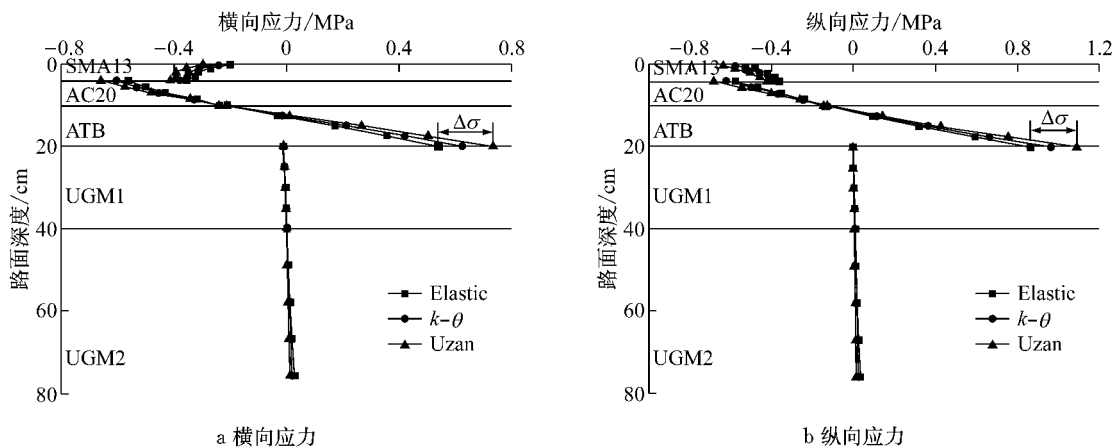


图 6 路面内部应力分布

Fig.6 Stress distribution inside pavement

单后轴载荷作用下,路面内部剪应力沿路面深度分布情况见图 8.

分析图 8 可知,级配碎石本构模型对路面内部剪应力分布亦存在较大影响:级配碎石本构模型分

别为线弹性模型、 $k-\theta$ 模型与 Uzan 模型时,路面内部最大剪应力均出现于沥青中面层 8 cm 左右,且最大剪应力值由 0.266 MPa 增大为 0.272 MPa 与 0.280 MPa,分别增加 0.06 MPa 和 0.08 MPa.

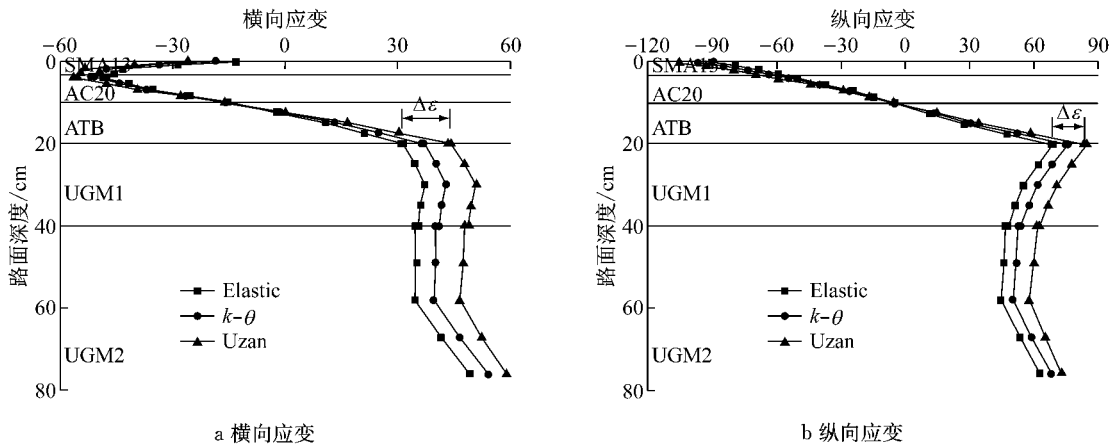


图 7 路面内部应变分布
Fig.7 Strain distribution inside pavement

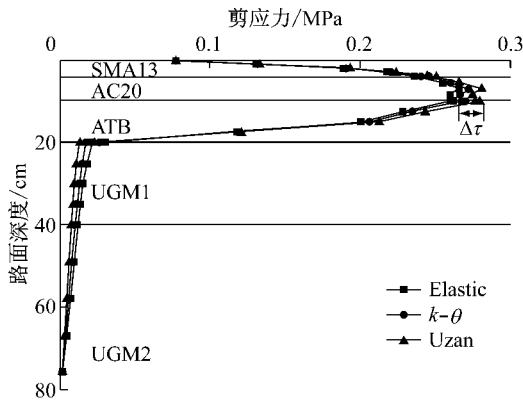


图 8 路面内部剪应力分布
Fig.8 Shear stress distribution inside pavement

其他轴型车辆载荷作用下,路面内部变形沿路面深度变化规律与单后轴情况类似.不同轴型车辆载荷作用下,沥青层层底应力、应变及沥青层内最大剪应力见表 3.其中, σ_T 和 σ_L 分别为横向应力与纵向应力,MPa; ϵ_T 和 ϵ_L 分别为横向应变与纵向应变; τ 为剪应力,MPa. $\Delta_{Elastic,k-\theta}$ 为级配碎石分别采用线弹性模型和 $k-\theta$ 模型时,相应指标的差值; $\Delta_{k-\theta,Uzan}$ 为级配碎石分别采用 $k-\theta$ 模型与 Uzan 模型时,相应指标的差值; $\Delta_{Elastic,Uzan}$ 为级配碎石分别采用线弹性模型和 Uzan 模型时,相应指标的差值; $\Delta_{轴型,Elastic}$ 、 $\Delta_{轴型,k-\theta}$ 、 $\Delta_{轴型,Uzan}$ 为级配碎石分别采用线弹性模型、 $k-\theta$ 模型与 Uzan 模型时,轴型不同时路面内部应力应变分布的差值.

表 3 路面内部应力应变
Tab.3 Strain and stress inside pavement

轴型 指标	单后轴					双后轴					三后轴				
	σ_T /MPa	σ_L /MPa	ϵ_T	ϵ_L	τ /MPa	σ_T /MPa	σ_L /MPa	ϵ_T	ϵ_L	τ /MPa	σ_T /MPa	σ_L /MPa	ϵ_T	ϵ_L	τ /MPa
Elastic	0.54	0.87	31	69	0.266	0.61	0.90	34	75	0.270	0.71	0.95	48	82	0.271
$k-\theta$	0.62	0.96	41	76	0.272	0.70	0.98	45	81	0.278	0.80	1.03	54	87	0.279
Uzan	0.74	1.09	49	85	0.280	0.82	1.12	53	88	0.288	0.92	1.14	63	94	0.289
$\Delta_{Elastic,k-\theta}$	0.08	0.09	10	7	0.006	0.09	0.08	11	6	0.008	0.09	0.08	6	5	0.008
$\Delta_{k-\theta,Uzan}$	0.12	0.13	8	9	0.008	0.12	0.14	8	7	0.010	0.12	0.11	9	7	0.010
$\Delta_{Elastic,Uzan}$	0.20	0.22	18	16	0.014	0.21	0.22	19	13	0.018	0.21	0.19	15	12	0.018
$\Delta_{轴型,Elastic}$						0.07	0.03	3	6	0.004	0.10	0.05	14	7	0.001
$\Delta_{轴型,k-\theta}$						0.08	0.02	4	5	0.006	0.10	0.05	9	6	0.001
$\Delta_{轴型,Uzan}$						0.08	0.03	4	3	0.008	0.10	0.02	10	6	0.001

分析表 3 可知,级配碎石本构模型对沥青路面结构内部变形影响较大,如:单后轴沥青层层底横向应力,采用线弹性模型较采用 $k-\theta$ 模型与 Uzan 模型小 0.08 MPa 和 0.20 MPa,其他情况与此类似;车辆多轴载荷叠加对路面变形有一定影响;对比分析路面正应力与剪应力可知,采用线弹性模型计算得到路面正应力、正应变与剪应力均偏小.

3.3 路面内部载荷响应验证

现场铺筑试验段,并埋设应变传感器观测路面变形,并与理论分析结果对比,见图 9.其中,现场加载车辆载荷大小与理论分析部分完全相同,车辆速度为 $60\text{ km}\cdot\text{h}^{-1}$.分析图 9 可知,级配碎石采用 Uzan 模量计算所得沥青层层底应变较采用线弹性本构模型与 $k-\theta$ 模型更接近于真实值.

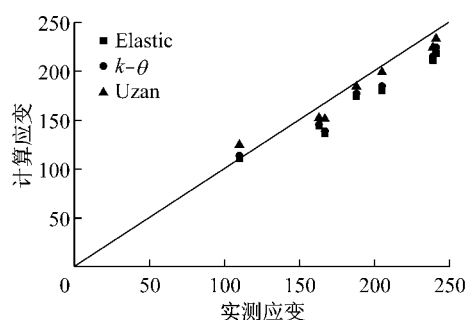


图9 理论计算应变与实测应变

Fig.9 Theoretical calculated strain and measured strain

4 结论

(1)级配碎石本构模型对柔性沥青路面变形存在较大影响.级配碎石采用线弹性模型计算所得沥青层层底应力及应变较采用应力依赖模型所得结果偏小,而 $k-\theta$ 模型由于忽略剪应力造成的粒料材料软化效应,计算所得沥青层层底变形较采用Uzan模型时偏小.

(2)由于级配碎石颗粒嵌挤作用,其采用Uzan模型计算所得沥青层层底应力、应变与沥青层最大剪应力均大于采用线弹性模型与 $k-\theta$ 模型的情况.

(3)通过与现场实测应变比较表明,级配碎石采用Uzan模型计算应变与真实值更接近.

参考文献:

- [1] Stolle D, Guo P, Liu Y. Resilient modulus properties of granular highway materials [J]. Canadian Journal of Civil Engineering, 2009, 36(4): 639.
- [2] Salour F, Erlingsson S. Resilient modulus modelling of unsaturated subgrade soils: Laboratory investigation of silty sand subgrade [J]. Road Materials and Pavement Design, 2015, 16(3): 553.
- [3] Yoo P J, Al-Qadi I L, Elseifi M A, et al. Flexible pavement responses to different loading amplitudes considering layer interface condition and lateral shear forces [J]. International Journal of Pavement Engineering, 2006, 7(1): 73.
- [4] Al-Qadi I, Wang H, Tutumluer E. Dynamic analysis of thin asphalt pavements by using cross-anisotropic stress-dependent properties for granular layer [J]. Transportation Research Record, 2010(2154): 156.
- [5] Uzan J. Characterization of granular material [J]. Transportation Research Record, 1985(1022): 52.
- [6] Witczak M, Andrei D, Houston W. Guide for mechanistic-empirical design of new and rehabilitated pavement structures [R]. Washington D C: Transportation Research Board of the National Research Council, 2004.
- [7] Lekarp F, Isacsson U, Dawson A. State of the art. I: Resilient response of unbound aggregates [J]. Journal of Transportation Engineering, 2000, 126(1): 66.
- [8] Brunton J, De Almeida J. Modeling material nonlinearity in a pavement backcalculation procedure [J]. Transportation Research Record, 1992(1377): 99.
- [9] Park S W, Lytton R L. Effect of stress-dependent modulus and poisson's ratio on structural responses in thin asphalt pavements [J]. Journal of Transportation Engineering, 2004, 130(3): 387.
- [10] Hjelmstad K D, Taciroglu E. Coupled hyperelastic constitutive model for resilient response of granular materials [C] // Proceedings of the 1997 Airfield Pavement Conference. Seattle: ASCE, 1997: 178-189.
- [11] Hjelmstad K D, Taciroglu E. Analysis and implementation of resilient modulus models for granular solids [J]. Journal of Engineering Mechanics, 2000, 126(8): 821.
- [12] Kim M, Tutumluer E, Kwon J. Nonlinear pavement foundation modeling for three-dimensional finite-element analysis of flexible pavements [J]. International Journal of Geomechanics, 2009, 9(5): 195.
- [13] Michael T H. Scientific computing: An introductory survey [M]. New York: The McGraw-Hill Companies Inc, 2002.
- [14] Harichandran R S, Yeh M S, Baladi G Y. MICH-PAVE: A nonlinear finite element program for analysis of flexible pavements [J]. Transportation Research Record, 1990 (1286): 123.
- [15] Taciroglu E, Hjelmstad K D. Simple nonlinear model for elastic response of cohesionless granular materials [J]. Journal of Engineering Mechanics, 2002, 128(9): 969.
- [16] Schwartz C W. Effect of stress-dependent base layer on the superposition of flexible pavement solutions [J]. International Journal of Geomechanics, 2002, 2(3): 331.
- [17] Al-Qadi I L, Loulizi A, Elseifi M, et al. The virginia smart road: The impact of pavement instrumentation on understanding pavement performance [J]. Asphalt Paving Technology, 2004, 73(1): 427.
- [18] Diefenderfer B K. Moisture content determination and temperature profile modeling of flexible pavement structures [D]. Virginia: Virginia Polytechnic Institute and State University, 2002.
- [19] Wang H. Analysis of tire-pavement interaction and pavement responses using a decoupled modeling approach [D]. Illinois: University of Illinois at Urbana-Champaign, 2011.