

# 水泥混凝土路面基层支撑均匀性控制标准研究

刘春华

(广西高速公路发展中心, 广西 南宁 530022)

**摘要:** 为了明确路基和基层支撑情况对刚性混凝土板受力行为的影响规律,依托广西某级配碎石基层水泥路面大修项目,实测了级配碎石基层顶面反应模量,计算了基层不均匀支撑对水泥混凝土路面受力情况和位移情况的影响规律。研究发现:级配碎石基层顶面反应模量的空间分布变异系数为 0.33;基层不均匀沉降、板底脱空等因素引起的板内附加应力增幅为 0~150%,板角挠度增加为 0~640%,板角完全脱空为最不利受力工况。当板底仅存在不同程度的薄弱区域时,引起的附加应力增幅一般为 8%以内,板角挠度增幅为 20%以上。此外,板角挠度对板底不均匀支撑更为敏感,在地基反应模量变异系数达到 0.5 时,可以降低板的冲刷疲劳寿命达 50%。建议对水泥混凝土路面下卧层材料应评定压实后的空间均匀性,保证变异系数低于 10%。

**关键词:** 道路工程;水泥混凝土路面;基层;不均匀支撑;数值模拟;控制标准

## 1 前言

水泥混凝土路面下卧层类型丰富,常用的基层类型有半刚性基层、碎石基层、贫混凝土基层等。由于冲刷、沉降、冻融以及压实工艺等因素会不可避免地导致板底支撑不均匀,对水泥混凝土路面服役性能产生重要影响。最早针对水泥混凝土板不均匀支撑的研究可以追溯到 1950—1960 年,Leonards 和 Harr 推导了水泥混凝土板出现翘曲脱空时的应力计算公式;Richart 和 Zia 分析了弹性支撑上的无穷大板出现圆形脱空时的响应;Hudson 和 Matlock 考察了有限尺寸板分别受板中、板边、板角荷载以及荷位下方出现圆形脱空时的响应差异,发现脱空会导致板的变形大幅增加;1976 年,Barenberg 等引入统计学概念考察路基刚度和水泥混凝土模量的变异性,建立了 Winkler 地基上的双层板模型分析材料力学性能在空间上呈正态分布时对板力学行为的影响,结果表明:地基不均匀性导致板内拉应变显著增加;2005 年和 2011 年,White 等通过现场实测路基模量和分析级配碎石基层模量参数空间分布特点,结合数值模拟评估了不均匀路基/基层支撑对水泥混凝土路面长期性能的影响,指出均匀的路基模量分布能够减小路面内最大主应力和变形值,提高路面的疲劳寿命。中国到目前为止关注较多的是板底

脱空对板受力的影响,关于不均匀支撑问题的研究则较少。郑传超和王秉纲于 1994 年分析了集中荷载作用下弹性地基板位于不同类型非均匀地基上时的最大弯沉和最大弯矩,结果表明非均匀地基能够增大板内弯矩峰值和弯矩分布区;罗翥计算了几种常见支撑不均匀工况的应力增幅和挠度增幅;张锋等采用 FWD 实测了路基路面复合模量的不均匀特征,但其缺少对混凝土路面板受力特性的研究。

对于水泥混凝土路面结构而言,除了结构的荷载疲劳损坏外,还存在冲刷疲劳破坏,其实质为板角和横缝边缘的挠度累积损伤破坏。在荷载应力与温度应力、动水冲刷的共同作用下,角隅和边缘下的基层/地基的塑性变形和脱空量不断累积,板角和横缝边缘的挠度量不断增大,板底由局部弱支撑向完全脱空演变,从而影响唧泥、错台和断裂的出现。Packard 和 Tayabji 提出了冲刷系数的概念,并被以后的 PCA 设计方法采用。石小平等在此基础上提出了地基损坏指数  $D_f$  的概念,根据现场调查结果建立了冲刷破坏的疲劳方程。

该文根据现场实测的级配碎石基层顶面模量分布的不均匀性,继而通过建立 Winkler 地基上的单层板模型,系统分析不同地基模量分布形态对路面板应力、应变、挠度以及服役寿命的影响规律,提出基于挠度损伤破坏的水泥混凝土路面下卧层模量均匀性控制标

准,为水泥混凝土路面设计与施工提供依据。

2 级配碎石基层模量不均匀性实测

关于路基土模量的空间分布特性研究较多,基层顶面当量模量的实测则非常少见。该文选择广西某柔性基层水泥混凝土路面大修项目,面层板厚度为 24 cm,级配碎石基层厚度为 18 cm。确定重载车辆多,靠近路肩的行车道进行分析。除开裂的旧路面板,在基层顶面按九宫格布设 9 个测点,采用手持式落锤弯沉仪(PFWD)实测基层顶面等效反应模量,测量结果如表 1 所示。

表 1 级配碎石基层顶面地基反应模量测量结果

点号	位置		等效地基反应模量/ (MPa·m <sup>-1</sup> )	数据分布
	横向/m	纵向/m		
1	0	0	132	平均值 为 168 MPa/m; 均方差 为 49 MPa/m; 变异系数 为 0.33
2	2	0	200	
3	4	0	243	
4	4	2.5	255	
5	2	2.5	168	
6	0	2.5	116	
7	0	5.0	144	
8	2	5.0	132	
9	4	5.0	222	

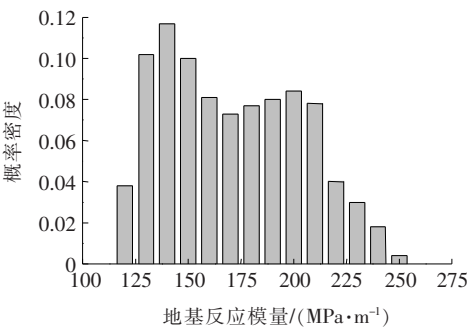
由表 1 可以看出:基层模量空间分布变异系数达 0.33,不均匀性非常明显。测试区位于行车道,整体出现以对角线为界的不均匀模量分布,靠近路肩一侧模量偏高,靠近超车道一侧模量偏低,4 个板角处模量均较低。级配碎石基层顶面反应模量分布如图 1 所示。

由图 1 可以看出:双峰正态分布和对数正态分布均能非常好地描述服役期碎石基层顶面地基反应模量空间分布特性。以正态分布为例,两个正态分布叠加项的均值分别为 140、198 MPa/m,均方差分别为 20 和 41 MPa/m,分别代表两大区域的模量分布特性。拟合结果也表明需要更多测点数据准确确定其分布形态。

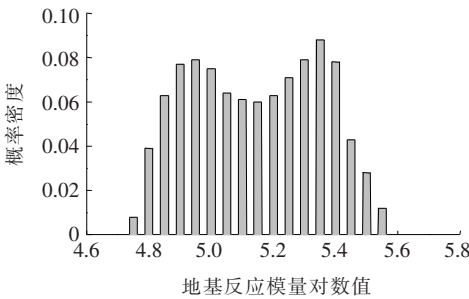
3 有限元模型与数值模拟

3.1 有限元计算模型及参数取值

陈荣生、唐伯明等认为采用文克勒地基模型时,用



(a) 正态分布拟合



(b) 对数正态分布拟合

图 1 级配碎石基层顶面地基反应模量空间分布特性拟合

承载板得到的地基反应模量可直接用于理论分析和设计,且在板中、板边、板角均可采用统一值;而采用固体地基时,在板中、板边、板角采用不同的增大倍数,才能使理论计算与实测值吻合。因此通过有限元软件建立 Winkler 地基上的单层板模型,板的尺寸为 4.5 m×4 m×0.24 m,混凝土弹性模量  $E_c=30$  GPa,泊松比  $\nu=0.15$ ,密度  $\rho=2\,400$  kg/m<sup>3</sup>。水泥混凝土板 4 个立面自由,上表面作用 BZZ100 标准轴载,轮胎接地面积为 25 cm×25 cm×2 cm,接地压强为 0.8 MPa,轮胎中心间距为 1.8 m。面层板采用三维 21 节点单元,单元尺寸为 25 cm×25 cm×5.2 cm。Winkler 地基通过 Elastic Foundation 实现。

3.2 板底不均匀支撑的实现方法

通过 Matlab 编写脚本程序自动修改 INP 文件,对每个板底单元施加独立的地基反应模量值。

3.3 数值模拟方案

下卧层模量的不均匀性可由各结构层材料的不均匀分布、压实工艺、板底冲刷、冻胀、沉降等因素导致,使其在空间上的分布复杂多变。

服役期工况分析主要针对地基不均匀沉降及冲刷导致的脱空问题,板底支撑区域分为正常区域和薄弱区域,正常区域地基反应模量取值为设计值  $K_d$  (考虑不同基层类型,分别取为 50、100、200、300、400 MPa/m),薄弱区域地基反应模量取值  $K_w$  较设计值

有所衰减(降低比例  $P_r$  分别为 10%、20%、30%、40%、50%)。具体工况说明如下:

基准工况:板底全区域地基反应模量均匀分布且为设计值;

服役工况 1(工况 1):沿板纵向出现 5 m×1 m、5 m×2 m、5 m×3 m 薄弱区域;

服役工况 2(工况 2):沿板横向出现 1 m×4 m、1.5 m×4 m、2.5 m×4 m 薄弱区域;

服役工况 3(工况 3):板中央出现 0.5 m×0.5 m、1 m×1 m、2.5 m×2 m 薄弱区域;

服役工况 4(工况 4):板角出现 0.5 m×0.5 m、1 m×1 m、2.5 m×2 m 薄弱区域;

服役工况 5(工况 5):板角出现 0.5 m×0.5 m、1 m×1 m、2.5 m×2 m 完全脱空区域。

施工工况分析主要针对材料分布和碾压的不均匀性。很多现场实测数据表明压实路基的模量在空间上呈现对数正态分布,而该文对基层顶面等效反应模量的研究也表明对数正态分布能够描述模量的空间分布特性。这里以设计值  $K_d$  (分别取为 50、100、200、300、400 MPa/m)作为平均值,变异系数 COV 分别取为 0.1、0.2、0.3、0.4、0.5,生成对数正态分布数组  $K$  矩阵。每种工况计算 50 组样本。

4 计算结果分析

以  $K_d$  为 200 MPa/m,提取不同工况下板内最大主应力、最大主应变、挠度峰值并计算其相较基准工况的增加比例  $P_{ss}$ 、 $P_{sr}$ 、 $P_d$ ,汇总于表 2。

表 2 计算结果

工况	$K_d /$ (MPa· m <sup>-1</sup> )	薄弱区 域面积/ (m×m)	模量降 低比 例/%	$K_w /$ (MPa· m <sup>-1</sup> )	最大主应力			最大主应变			挠度		
					数值/ MPa	$P_{ss} /$ %	位置	数值/ με	$P_{sr} /$ %	位置	数值/ mm	$P_d /$ %	位置
基准	200	—	—	—	1.57	—	1 <sup>#</sup>	52	—	1 <sup>#</sup>	0.60	—	2 <sup>#</sup>
	200	5.0×1.0	30	140	1.66	5.6	1 <sup>#</sup>	55	5.7	1 <sup>#</sup>	0.73	22.1	2 <sup>#</sup>
1	200	5.0×2.0	30	140	1.67	6.6	1 <sup>#</sup>	55	6.7	1 <sup>#</sup>	0.75	25.8	2 <sup>#</sup>
	200	5.0×3.0	30	140	1.68	6.8	1 <sup>#</sup>	55	6.9	1 <sup>#</sup>	0.75	25.7	2 <sup>#</sup>
2	200	1.0×4.0	30	140	1.54	-1.5	1 <sup>#</sup>	51	-1.5	1 <sup>#</sup>	0.74	24.0	2 <sup>#</sup>
	200	1.5×4.0	30	140	1.54	-2.1	1 <sup>#</sup>	51	-2.1	1 <sup>#</sup>	0.75	25.6	2 <sup>#</sup>
	200	2.5×4.0	30	140	1.68	7.2	1 <sup>#</sup>	56	7.3	1 <sup>#</sup>	0.75	25.8	2 <sup>#</sup>
	200	0.5×0.5	30	140	1.57	0.0	1 <sup>#</sup>	52	0.1	1 <sup>#</sup>	0.60	0.0	2 <sup>#</sup>
3	200	1.0×1.0	30	140	1.57	0.2	1 <sup>#</sup>	52	0.2	1 <sup>#</sup>	0.60	0.0	2 <sup>#</sup>
	200	2.5×2.0	30	140	1.59	1.1	1 <sup>#</sup>	52	1.2	1 <sup>#</sup>	0.60	-0.3	2 <sup>#</sup>
4	200	0.5×0.5	30	140	1.56	-0.3	1 <sup>#</sup>	53	3.0	3 <sup>#</sup>	0.66	9.9	2 <sup>#</sup>
	200	1.0×1.0	30	140	1.55	-1.2	1 <sup>#</sup>	53	1.7	3 <sup>#</sup>	0.72	20.2	2 <sup>#</sup>
	200	2.5×2.0	30	140	1.68	7.1	1 <sup>#</sup>	56	7.2	1 <sup>#</sup>	0.76	25.9	2 <sup>#</sup>
	200	0.5×0.5	—	0	1.91	21.9	3 <sup>#</sup>	65	26.2	3 <sup>#</sup>	0.86	43.3	2 <sup>#</sup>
5	200	1.0×1.0	—	0	2.35	49.6	3 <sup>#</sup>	80	54.1	3 <sup>#</sup>	1.46	143.5	2 <sup>#</sup>
	200	2.5×2.0	—	0	3.89	148.2	3 <sup>#</sup>	133	156.5	3 <sup>#</sup>	4.42	636.6	2 <sup>#</sup>

注: $K_d$  为正常区域地基反应模量; $K_w$  为薄弱区域地基反应模量;1<sup>#</sup> 位置为纵缝边缘中部板底面;2<sup>#</sup> 位置为板角;3<sup>#</sup> 位置为板角附近顶面; $P_{ss}$ 、 $P_{sr}$ 、 $P_d$  分别为板内最大主应力、最大主应变、挠度峰值与基准工况的增加比例。

5 种工况中,板角脱空(工况 5)引起的峰值应力、应变、板角挠度增加比例最大;板中薄弱(工况 3)对峰值应力、应变、板角挠度的影响可以忽略;横向薄弱(工况 2)和板角薄弱(工况 4)在薄弱区域面积较小时板内峰值应力和应变稍有降低,但板角挠度峰值大幅度增加。纵向薄弱(工况 1)导致板内应力、应变和板角挠

度峰值均有不同程度增加。

除板角脱空时临界荷位在板角外,最大主应力和最大主应变峰值位置一般都在板纵缝边缘中部底面,而挠度峰值荷位均为板角。

图 2~5 分别为工况 1 存在 5 m×2 m 薄弱区域和工况 4 存在 1 m×1 m 薄弱区域时最大主应力峰值

和挠度峰值增加比例。

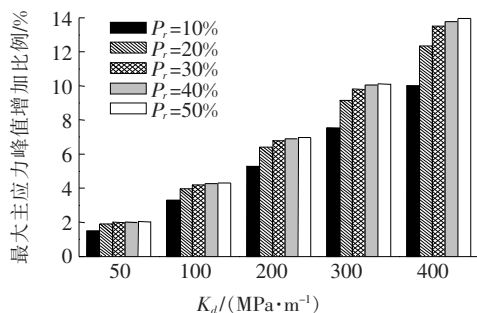


图 2 工况 1 下最大主应力峰值增加比例

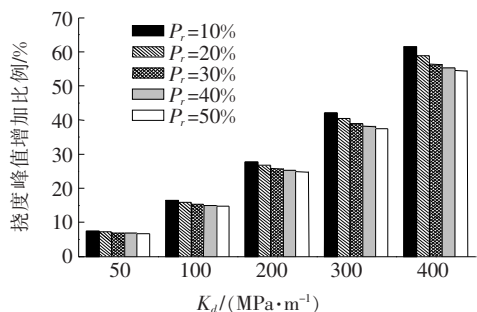


图 3 工况 1 下挠度峰值增加比例

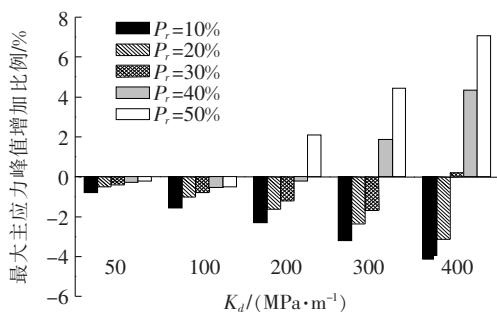


图 4 工况 4 下最大主应力峰值增加比例

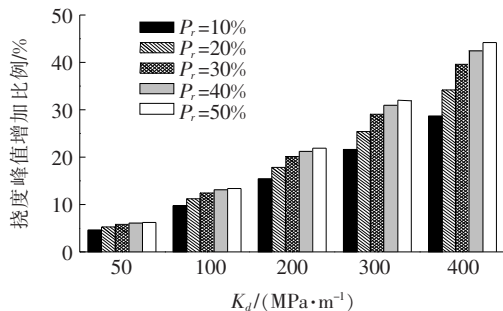


图 5 工况 4 下竖向位移峰值增加比例

由图 2~5 可以看到:纵向薄弱对板受力更为不利,应力峰值和挠度峰值增加比例随着衰减比例的增加明显增大;当下卧层模量较大时(200 MPa/m 以上),同一衰减比例下应力峰值增加比例趋于上升稳定,而挠度峰值增加比例趋于下降稳定。

板角薄弱结果更为复杂,当模量降低绝对值小于 90 MPa/m 时,峰值应力随衰减比例的增加逐渐减小,超过 90 MPa/m 之后迅速增大。挠度峰值增加比例随衰减比例的增加迅速增加,随模量降低绝对值的增加也逐渐增加。

## 5 不均匀支撑水泥混凝土路面疲劳破坏

### 5.1 地基损坏指数

在通过控制应力以限制疲劳断裂的同时,对于降雨量大的区域也需要采用控制挠度的方法以限制由于板底脱空和基层侵蚀而引起的唧泥、错台和断裂等损坏。这一类损坏是多因素综合作用的结果。从结构分析的角度,挠度是一个比应力更与之相关的力学反应量。然而,挠度不是唯一的影响量,基层的类型和性质、面层的厚度、荷载的大小和作用次数,以及环境条件(降水量)和养护情况(接缝封填情况)都影响这类损坏的发生和严重程度。因此,不可能单纯控制某一个挠度量来限制这些损坏的出现,而只能采用一个综合的指标,反映在其他影响因素作用下的挠度控制量。该综合指标为地基损坏指数  $D_f$ 。

地基损坏指数  $D_f$  是一项综合指标,反映了地基在多种因素作用下出现板底脱空和基底侵蚀,从而引起唧泥、错台和断裂等损坏的程度。 $D_f$  可以看做是标准轴载作用次数  $N$ 、面层板厚度、基层类型和性质(以地基反应模量表征)以及挠度  $w$  的函数。 $D_f$  越大,出现上述损坏的标准轴载作用次数越少;或者说, $N$  越大,要求的  $D_f$  越低。面层板越厚,地基损坏指数应越小;挠度越大, $D_f$  越高;而地基越刚, $D_f$  越小,但相应也是挠度越小。

由于影响因素众多,而指标具有综合性,很难单纯通过力学分析来建立这些影响因素同地基损坏指数  $D_f$  之间的关系。而只能通过对道路上实际损坏的调查和对调查路段的结构分析,用回归的方法寻找其定量关系,进而建立控制这类损坏的设计标准。

### 5.2 冲刷疲劳方程

利用现场调查到的路面损坏资料、路面结构和交通资料,得到冲刷疲劳方程:

$$D_f = w^2 / (h \times k^{-1.27}) \quad (1)$$

$$\lg N = 0.5064 / D_f^{0.312} \quad (D_f > 1.862 \times 10^{-4})$$

$$\lg N = 3.749 \times 10^{-22} / D_f^{5.96} \quad (D_f \leq 1.862 \times 10^{-4})$$

(2)



式中: $D_f$ 为地基损坏指数; $w$ 为挠度; $h$ 为面层厚度; $N$ 为标准轴载作用次数; $k$ 为地基反应模量。

### 5.3 基层不均匀支撑控制标准

按照疲劳方程式(1)、(2)计算不均匀地基导致的挠度增加对寿命的影响程度,结果如图6、7所示。

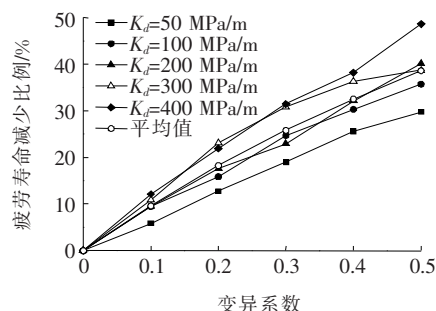


图6 疲劳寿命减少比例随变异系数的变化规律

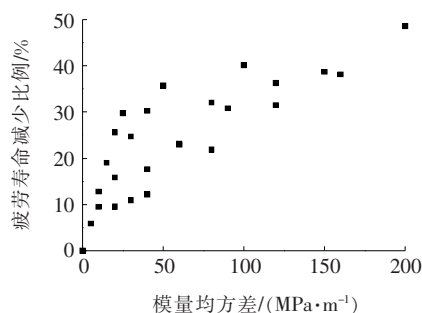


图7 疲劳寿命减少比例随模量均方差的变化规律

图6中,疲劳寿命减少比例与变异系数呈正线性相关,随变异系数的增大而增大;相同变异系数时,越强硬的地基导致疲劳寿命降低越大,表明柔性基层相较于刚性基层对提高冲刷疲劳寿命更有利。

由图7可以看到:疲劳寿命衰减基本上随均方差的增大而增大,但数据离散度高。

以 $K_d=200$  MPa/m,  $COV=0.1$ 为例,分析板厚变化的影响效应,如图8所示。由图8可见:板厚对挠度峰值增加比例和疲劳寿命增加比例的影响都非常小。

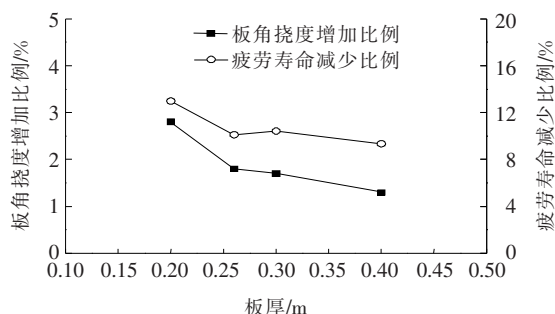


图8 板厚对挠度峰值和疲劳寿命的影响

此外,相邻板约束会在一定程度上分担地基不均匀导致的挠度增加,对延长板的寿命有利。

因此,考虑不利状态,提出施工质量控制中以疲劳寿命衰减比例10%控制下卧层模量变异系数不应超过0.1。

## 6 结论与建议

(1) 由于服役期下卧层不均匀沉降、板角脱空等因素引起的板内附加应力增幅为0%~150%,板角挠度增加为0%~640%,板角完全脱空为最不利受力模式。当板底仅存在不同程度的薄弱区域时,引起的附加应力增幅一般为8%以内,板角挠度增幅为20%以上。

(2) 板角挠度对板底不均匀支撑更为敏感,在地基反应模量变异系数达到0.5时,可使板的冲刷疲劳寿命降低达50%。

(3) 建议优先选用抗冲刷能力强的下卧层材料,对于下卧层材料应评定压实后的空间均匀性,保证变异系数低于10%。

### 参考文献:

- [1] Leonards, G. A., Harr, M. E.. Analysis of Concrete Slabs on Ground[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Divisions, 1959, 85:35-58.
- [2] Richart, F. E., Jr. and Zia P.. Effect of Local Loss of Support on Foundation Design[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Divisions, 1962, 88: 1-27.
- [3] Hudson, W. R. and Matlock H.. Analysis of Discontinuous Orthotropic Pavement Slabs Subjected to Combined Loads[J]. Highway Research Record, 1966, 131: 1-48.
- [4] Barenberg, E. J., Wilbur P. F., Tayabji S. D.. Mathematical Analysis of Pavements with Nonuniform Paving Materials [J]. Transportation Research Record, 1976, 575: 27-38.
- [5] White D. J., Harrington D., Ceylan H., et al. Fly Ash Stabilization for Non-Uniform Subgrade Soils, Volume II: Influence of Subgrade Non-Uniformity on PCC Pavement Performance[R]. Final Report No. IHRB Project TR-461; FHWA Project 4, Center for Transportation Research and Education, Federal Highway Administration, Washington, D. C., 2005.
- [6] White, D. J., Vennapusa P. K. R., Gieselman H. H., et al. Pavement Foundation Layer Reconstruction Project—Michigan I-94 Field Study[R]. Report No. ER11-03, Center for Earthworks Engineering Research, 2011.

# 高速公路改扩建沥青路面设计关键问题探析

姜正晖

(浙江省交通规划设计研究院有限公司, 浙江 杭州 310006)

**摘要:**从高速公路改扩建路面典型病害及损坏特点出发,分析了拼接路面的典型破坏模式,结合改扩建后的运营特性,探讨了现行路面设计规范在改扩建工程设计中存在的不足,提出高速公路改扩建路面设计方法。

**关键词:**高速公路;改扩建;路面拼接

## 1 概述

中国沥青路面设计方法是以理论分析为基础,主要基于半刚性基层提出,采用弹性层状体系理论计算结构层厚度。考虑到“强基薄面”理念在高等级公路中常见的问题以及重载作用下新出现的破坏模式等,现行设计规范不仅增加了交通量等级划分,而且将设计指标从原单一的路表弯沉修正为路表弯沉、沥青面层层底拉应力与半刚性基层层底拉应力,同时鼓励有条件时对剪切强度进行验算等。在具体实践中,面层也有适当加厚的趋势,并且进行了柔性基层、长寿命路面、超重车轴载换算方法等研究,取得了一定的积极成果。这些均是从实际病害发生机理出发,强调基于性能设计、改善结构层内部应力应变状态的理念。但由于这些研究还未成熟到足以纳入规范的程度,故目前设计理论和实践存在一定的脱节现象,一定程度上需

要依赖地区经验或设计人员经验,便可能出现设计不够合理或针对性不强的现象。

高速公路改扩建工程具有鲜明的工程特点,改扩建后一般实行渠化交通管理又是其运营特点,与新建工程相比,需考虑的因素更多。目前中国改扩建实践虽已较多,但仍处于起步发展阶段,对改扩建路面的损坏模式、机理等还没有系统的研究,设计时往往针对性不足。改扩建路面设计包含拼宽新建路面、旧路面利用与处治、路面拼接3个主要部分。该文基于浙江省高速公路改扩建实践,经长期跟踪,总结改扩建路面常见病害的类型与特点,分析其破坏机理,提出若干针对性措施以及设计解决思路。

## 2 沥青路面拼宽典型病害分析

### 2.1 典型路面结构

改扩建工程拼宽是其工程特点,一般情况下原路

- \*\*\*\*\*
- [7] Hemant, C., Field Investigation of Subgrade Non-Uniformity Effects on Concrete Pavement[D]. University of Illinois at Urbana-Champaign, 2013.
- [8] 郑传超,王秉纲.非均匀地基水泥混凝土路面板的力学分析[C].第三届全国结构工程学术会议论文集(上),1994.
- [9] 罗翥.水泥混凝土路面板底支承不均匀的力学分析[D].交通部公路科学研究所硕士学位论文,2003.
- [10] 邱伟,易善昌,龚维亮,等.基于EPS的海相深厚软基区路基不均匀沉降处治研究[J].中外公路,2018(4).
- [11] 张锋,臧宏阳,冯德成,等.基于FWD的道路复合模量不均匀特征研究[J].中外公路,2017(2).
- [12] Packard, R. G., Tayabji, S. D.. New PCA Thickness Design Procedure for Concrete Highway and Street Pavements[J]. Third International Conference on Concrete Pavement Design and Rehabilitation. West Lafayette, IN: Purdue University, 1985: 225-236.
- [13] Barnes R. J.. Geostatistics for Subgrade Characterization [R]. Final Report, Minnesota Department of Transportation Office of Research Administration, 1993.
- [14] 陈荣生,唐伯明,秦家宽.刚性路面板下两种地基模型的对比研究[J].中国公路学报,1990(2).

收稿日期:2020-01-25(修改稿)

基金项目:浙江省交通运输厅科研计划项目(编号:2018019)

作者简介:姜正晖,男,教授级高工, E-mail:874738814@qq.com