



同濟大學

TONGJI UNIVERSITY

硕士学位论文

沥青路面半刚性基层损坏评价
及刚性下卧层深度设置

姓名：余欢

学号：1234445

所在院系：交通运输工程学院

学科门类：工学

学科专业：道路与铁道工程

指导教师：孙立军 教授

二〇一五年五月



同濟大學
TONGJI UNIVERSITY

A dissertation submitted to

Tongji University in conformity with the requirements for
the degree of Master

**Damage Evaluation of Semi-rigid Base and
Setting Method of Rigid Substratum Depth
for Asphalt Pavement**

Candidate: Huan YU

Student Number: 1234445

School: School of Transportation Engineering

Discipline: Engineering

Major: Road and Railway Engineering

Supervisor: Prof. Li-jun SUN

May, 2015

沥青路面半刚性基层损坏评价及刚性下卧层深度设置

余欢

同济大学

学位论文版权使用授权书

本人完全了解同济大学关于收集、保存、使用学位论文的规定，同意如下各项内容：按照学校要求提交学位论文的印刷本和电子版；学校有权保存学位论文的印刷本和电子版，并采用影印、缩印、扫描、数字化或其它手段保存论文；学校有权提供目录检索以及提供本学位论文全文或者部分的阅览服务；学校有权按有关规定向国家有关部门或者机构送交论文的复印件和电子版；在不以赢利为目的的前提下，学校可以适当复制论文的部分或全部内容用于学术活动。

学位论文作者签名：

年 月 日

同济大学学位论文原创性声明

本人郑重声明：所呈交的学位论文，是本人在导师指导下，进行研究工作所取得的成果。除文中已经注明引用的内容外，本学位论文的研究成果不包含任何他人创作的、已公开发表或者没有公开发表的作品的内容。对本论文所涉及的研究工作做出贡献的其他个人和集体，均已在文中以明确方式标明。本学位论文原创性声明的法律责任由本人承担。

学位论文作者签名：

年 月 日

摘要

早期修建的沥青路面已逐渐达到其设计年限，道路性能大幅衰减，已严重影响到道路使用者行车安全性及舒适性，需要对此类道路进行维修改建。维修改建前需要对道路结构性能进行评价，然而，目前路面性能评价方法依旧以评价道路整体性能以及表面特性为主，无法满足维修改建方案制定需求。

沥青路面半刚性基层作为路面结构的重要组成部分，其损坏状况直接影响道路整体性能，因此需要对其进行合理评价以决定其处治方式。目前实际工程中依旧以“破损类”方法判断半刚性基层损坏状况，操作流程复杂、繁琐，效率低下且成本较高。基于 FWD 检测弯沉盆的模量反算方法为通过“非破损”类手段评价半刚性基层损坏提供了可能，但是反算的理论模型中刚性下卧层设置问题尚未解决，且如何通过半刚性基层模量判断其损坏状况这一问题有待解决。针对目前研究的不足，本文系统分析路面结构层性能指标之间的相关性，在此基础之上提出半刚性基层损坏评价方法及模量反演过程中刚性下卧层深度设置方法。

本文首先在总结国内外研究现状的基础之上明确本文研究思路，确定实际过程中所需检测指标及检测方式。

其次，在逐层开挖路面基础上检测各结构层的弯沉与破损状况，系统分析检测指标之间的相关性，建立了半刚性基层模量与其损坏之间的关系，提出了半刚性基层损坏分级标准。即可以通过半刚性基层模量有效判断其损坏状况及特征，形成半基层损坏评价方法。

最后，为了减小理论弯沉盆与实际弯沉盆之间的误差，基于实际数据提出模量反演理论模型中刚性下卧层深度设置方法，进一步完善了半刚性沥青路面模量反演分析方法。在此基础上应用惰性点法反算基层半刚性基层模量，反算结果符合实际状况，间接验证了本文提出的半刚性基层损坏评价方法的可行性。

关键词：沥青路面，模量反算，刚性下卧层，半刚性基层，损坏评价

ABSTRACT

Asphalt pavements constructed early were approaching their design life, leading to the deterioration of the road performance, which has seriously affected the traffic safety and comfort of road users, so certain roads need maintaining or reconstructing. It is necessary to evaluate the performance of pavement before the maintaining and reconstructing, however, current pavement performance evaluation methods are mainly to evaluate entirety roads or surface characteristics, can't meet the demand of evaluation.

As an important part of the asphalt pavement structure, the damage condition of semi-rigid base can directly affect the overall performance of the road, therefore semi-rigid base should be evaluated to determine its reasonable treatment mode. In actual programs, "broken class" method is mainly applied to determining damage situation of semi-rigid base, which is complicated, inefficient and high-cost. Modulus back-calculation methods based on testing data captured from FWD make it possible to evaluate semi-rigid base with "non-broken class" method. But how to determine rigid substratum depth in the theoretical model is to be solved, meanwhile, the relationship between the modulus of semi-rigid base and its damage has not been established. To solve problems above, this paper analyzed correlation of pavement structure layer performance indicators, finally put forward semi-rigid base damage assessment method and setting method of rigid substratum depth in modulus back-calculation of asphalt pavement.

First of all, research process was proposed based on the research status at home and abroad, so as to determine detection index and testing way during the actual research process.

Secondly, the correlation of pavement structure layer performance indicators were analyzed on the base of actual detection data. Then, the relationship between surface deflection and damage of semi-rigid base was built up. Semi-rigid base modulus was calculated with the data of deflection, which is used to establish the relationship between base damage and modulus, providing theoretical basis for "non-broken class" method of semi-rigid base distress evaluation.

Finally, in order to reduce the difference between theoretical deflection basin and deflection basin, further increasing modulus calculation accuracy, setting method of

rigid substratum depth has been presented based on actual detected data. The writer calculated semi-rigid base modulus by using the back-calculation method based on inertial point. The result matched the actual situation, indirectly proving the feasibility of semi-rigid base damage evaluation method proposed above.

Key Words: asphalt pavement, modulus back-calculation, rigid substratum, semi-rigid base, distress evaluation

目录

第 1 章	绪论.....	1
1.1	研究背景.....	1
1.2	国内外研究现状.....	2
1.2.1	沥青路面性能评价.....	2
1.2.3	刚性下卧层设置.....	5
1.2.4	研究现状小结.....	6
1.3	研究内容和技术路线.....	7
第 2 章	沥青路面半刚性基层损坏评价.....	9
2.1	研究思路.....	9
2.2	现场数据采集说明.....	11
2.2.1	检测路段说明.....	11
2.2.2	分层加权法确定结构层状况指数.....	12
2.2.3	逐层对应检测法检测结构层弯沉.....	16
2.3	结构层检测指标相关性分析.....	19
2.3.1	道路表面 PCI 与半刚性基层表面 BCI 相关性分析.....	19
2.3.2	道路表面弯沉与半刚性基层损坏相关性分析.....	22
2.3.3	半刚性基层表面弯沉与其损坏状况相关性分析.....	24
2.3.4	道路表面弯沉与基层表面弯沉相关性分析.....	26
2.4	半刚性基层损坏状况判断方法确定.....	31
2.4.1	半刚性基层表面弯沉与损坏的关系.....	32
2.4.2	半刚性基层模量与其损坏的关系.....	37
2.5	本章小结.....	43
第 3 章	刚性下卧层深度设置方法.....	44
3.1	研究思路.....	44
3.2	实际弯沉盆检测及理论弯沉盆确定方式.....	46
3.3	刚性下卧层深度确定.....	48
3.3.1	中心点弯沉误差对弯沉盆误差影响.....	48
3.3.2	刚性下卧层深度确定流程.....	53
3.3.3	刚性下卧层深度确定.....	54
3.4	基于实际弯沉盆反演半刚性基层模量.....	59
3.4.1	模量反算方法概述.....	59
3.4.2	惰性点法反算流程.....	61
3.4.3	半刚性基层模量分析.....	63
3.5	本章小结.....	65
第 4 章	结论与展望.....	66
4.1	成果与结论.....	66

4.2 本文创新点.....	67
4.3 不足与展望.....	68
致谢.....	69
参考文献.....	70
附录 现场实际检测数据.....	73
个人简历、在读期间发表的学术论文与研究成果.....	85

第 1 章 绪论

1.1 研究背景

随着社会主义现代化进程的加快及经济建设的迅猛发展,我国公路建设事业随之蓬勃发展。截至 2014 年年底,我国公路总里程达 443.62 万公里,其中,高速公路通车总里程达 11.19 万公里,在社会经济生活中扮演着重要角色。与此同时,早期修建的道路逐渐接近其设计年限,使用性能大幅衰减,严重影响到道路使用者行车安全性及舒适性,必须对此类道路进行维修改建。制定合理维修改建方案的前提是对道路性能进行科学评价^[1],因此,需要建立科学完善的道路性能评价方法。

沥青路面因其平整性较好,高速行车舒适性较高等优点,已成为我国高等级道路的主要铺装形式,同时为了适应我国交通量较大、重载交通比例较高等交通特点,我国沥青路面的基层结构主要以半刚性基层为主。半刚性基层作为沥青路面交通荷载的主要承担者,其主要作用就是承接面层扩展下来的竖向力^[2],是道路结构重要组成部分,其损坏状况直接影响道路整体性能。因此,科学评价沥青路面半刚性基层损坏状况是评价道路性能的重要组成部分,直接决定半刚性基层处治方式,进而影响维修改建方案的合理性与经济性。

然而,目前道路性能评价方法依旧局限于道路表面与整体性能评价,针对沥青路面半刚性基层损坏状况评价方法的研究尚不成熟,无法高效科学判断基层损坏状况。因为沥青路面半刚性基层的“隐蔽性”,导致道路专业人员无法直接观察其损坏情况。目前判断半刚性基层损坏状况的方法主要分为两类:①经验法,即综合道路表面检测数据(弯沉与表面损坏这两项指标为主)与道路结构芯样的损坏情况,凭借专家经验做出基层损坏状况判断。此类方法需要决策者具备扎实的专业素养及丰富的实践经验,且带有强烈的主观性;②铣刨开挖法,即铣刨沥青面层后,利用人工观测法直接判断半刚性基层损坏程度。此类方法虽然可以准确判断基层的损坏状况,但是判断流程复杂,检测工作量庞大,极大的延长项目周期,增加项目经济成本。

随着无损检测技术的发展,尤其是落锤式弯沉仪(Falling Weight Deflectometer, 简称为 FWD)的广泛应用,国内外专家学者试图基于道路表面弯沉盆曲线分析半刚性基层性能状况。目前研究集中于通过 FWD 检测的道路表面弯沉盆反算半刚性基层模量,根据模量指标判断其承载能力。但是,目前模量反算方法未能实际应用于我国道路性能评价中,其中一个主要原因是路面结构的实

际弯沉盆与理论弯沉盆并不匹配，导致反算结果可靠性不高，无法反映半刚性基层实际状况。因此，国内外学者认为将模量反演计算限定在有效穿透深度范围内，即在模量反演的理论模型中设置刚性下卧层，可以有效的提高反演精度。然而，目前国内研究者尚未根据我国实际道路状况提出合适的刚性下卧层深度设置方法，所以刚性下卧层深度设置方法亟待研究。另外，即使模量反算方法的精度有效提高，能够准确反演出半刚性基层结构模量，鉴于目前研究未能定量分析基层模量与其损坏状况之间的关系，未能建立两者之间联系，依旧无法通过半刚性基层模量直接判断其损坏状况。

综上所述，合理评价沥青路面半刚性基层损坏状况对于道路维修改建方案的制定至关重要，但是目前的实际项目工程中依然应用“破损类”方法评价沥青路面半刚性基层损坏状况，效率较低且成本较高。尽管落锤式弯沉仪 FWD 的广泛应用为通过“非破损”类方式判断半刚性基层损坏状况提供了可能，但是模量反演理论模型中如何确定刚性下卧层深度这一问题尚未得到解决，致使反算出的基层模量无法准确反映其实际状况。因此，沥青路面半刚性基层损坏评价与刚性下卧层深度设置方法的研究具有重要意义。

1.2 国内外研究现状

本文旨在研究沥青路面半刚性基层损坏评价方法以及模量反演过程中刚性下卧层深度设置方法，因此必须清楚掌握国内外学者针对以下两方面问题的研究进展。

1、沥青路面性能评价方法研究

半刚性基层作为沥青路面结构重要组成部分，对其损坏状况评价属于道路评价的一部分，因此有必要了解国内外学者针对路面性能评价方法的研究进展。

2、刚性下卧层深度设置研究

掌握国内外学者对于沥青路面模量反演理论模型中刚性下卧层设置问题的研究进展有助于本文刚性下卧层深度设置思路、方法形成，进而提出合理的设置方法，具有重要意义。

1.2.1 沥青路面性能评价

路面性能的概念最早是在 20 世纪 60 年代由美国国家公路工作者协会 (American Association of State Highways Officials, 简称 AASHO) 提出^[2]。AASHO 在历经 10 年的道路试验基础之上建立了 PSI (Present Serviceability Index) 路面

评价模型。此后，随着各个国家早期建设的道路相继到达维修、养护阶段，路面性能评价方法研究得到广泛关注，世界各国专家学者根据各国道路发展特点相继对道路评价方法展开了研究。鉴于路面结构的多层次特点，路面性能评价的出发点不一样，评价方法也有所区别。目前为止，道路性能评价方法的研究主要可以归纳为以下几个方面：

1、路面性能单项指标评价方法

1962年 Carey 和 Irick 首次提出路面当前服务指数 PSI 来评价路面性能状况，PSI 考察了轮迹处纵向平整度离散度、裂缝度、修补度以及车辙深度几个指标，也是 AASHO 设计方法的主要特点^[4]。PSI 评价方法首先通过乘车试验得到基于乘车者主观判断的路面性能评价指标 PSI，再将该指标与路面的具体技术状况相联系^[5]，建立 PSI 与路面实际状况之间的联系。1978 年，基于同样的理论，日本建立适合自己国家道路状况的 PSI 评价模型。20 世纪 80 年代，日本道路协会在调查 138 个路段共计 1808 组数据基础之上，提出了面向不同道路管理者的路面养护管理指数（Maintenance Control Index, 简称 MCI）^[6]。MCI 计算过程中采用了路面裂缝病害率（C）、路面车辙深度均值（D）和路面平整度均方差指标（ δ ）作为计算参数，关键考虑了裂缝、车辙对路面性能的影响^[7]。MCI 与 PSI 最大的不同之处在于 MCI 是从道路管理者角度出发，而 PSI 是从道路使用者的角度出发^[8]。随后，加拿大提出了路面舒适性指数 RCI，建立路面舒适度与路面平整度之间的关系。2006 年日本道路协会制定路面性能评价方法，用路面疲劳破坏次数、动稳定度和平整度来评价路面性能^[6]。因为我国沥青路面发展较晚，相应的路面性能评价方法研究也较晚。二十世纪八十年代末期，同济大学在参考国外研究模型的基础之上，根据我国沥青路面状况特点首次提出了路面状况指数 PCI（Pavement Condition Index），并且在不同地区选择代表性路段建立了 PCI 评价模型^[9]。1989 年同济大学孙立军教授提出了分层加权法来确定路面的损坏状况指数 PCI^[10]，并根据 AASHO 研究成果定量描述了路面性能的衰变模型^[11]，为定量研究路面性能提供了理论基础。交通部公路科学研究院潘玉利认为对路面使用性能影响较大的两个因素是路面平整度和破损，并建立了相应的评价指标^[12]。长沙理工大学在此基础之上建立了分别表征路面结构性、功能性及安全性的评价指标。随后，很多学者相继提出了针对路面特定性能的评价指标，包括车辙深度等。发展至今，我国现行的《公路技术状况评定标准》指出路面状况指数 PCI (Pavement Condition Index)、路面行驶质量指数 RQI (Riding Quality Index)、路面车辙深度指数 RDI (Rutting Depth Index)、路面抗滑性能指数 SRI (Skidding Resistance Index) 四项技术指标评价路面性能^[13]，以表征路面的功能性、安全性、结构性。单项指标明确以后，很多学者也建立了指标之间的相互关系，这方面的研究主要集中于

道路表面平整度与其损坏状况之间的联系。

2、路面性能综合评价方法

单项评价是对路面性能某一方面的衡量,为了综合评价路面的整体状况,国内外学者开始致力于研究道路整体性能评价方法。1981年美国华盛顿州采用了乘法评分法,该方法同时考察了路面损坏状况和平整度状况。同年,佛罗里达州在考虑行驶质量与路面损坏状况两方面因素的基础上,利用几何平均法进行路面性能评价。犹他州则同时衡量路面现时服务能力指数 PSI、路面结构状况指数 SI 及路面损坏状况指数 DI 三方面指标,采用加权法对路面性能进行综合评价^[14]。同济大学与上海、北京合作的路面管理系统中,综合评价时同时兼顾了路面损坏状况与行驶质量^[15]。1989年同济大学孙立军教授,提出了向量法对路面性能进行评价,这种方法不仅可以反映路面的整体性能状况,也可以通过单指标获取路面单方面性能^[16]。我国现行规范用整体路面使用性能指数 PQI (Pavement Quality Index) 来评价路面整体性能状况^[13]。随着计算机技术的发展与应用,国内外学者将其他数学方法、理论引入道路性能评价中。芬兰学者将神经网络等模型引入到路面性能综合评价方法中^[17],并且利用马尔科夫等模型预测了路面性能^[18]。希腊学者利用进化的神经网络模型分析路面性能^[19]。国内学者根据我国道路状况也做出了相应研究:2000年王茵、胡昌斌等将物元法理论应用到了道路使用性能的综合评价中^[20],长安大学蒋红妍对该评价方法进行了改进优化^[21]。2002年,华中科技大学资建民教授提出应用灰色系统理论对路面状况进行综合评价^[22]。同年,季天剑等在对高速公路沥青路面使用性能评价模型的建立中运用了神经网络的方法^[23]。2005年西南交通大学喻翔的博士论文提出了基于属性评价及客观权重计算的路面使用性能模糊综合评价方法^[24],周密在研究过程中引入模糊综合评价模型^[25]。2008年重庆交通大学王浩采用灰色熵值法与层次分析法相结合确定各个指标的权重^[26],秦志斌提出基于熵权的多目标综合评价体系^[27]。2009年,兰州交通大学李波利用主成分分析法确定各评价指标的权重^[28],王朝辉等建立了基于多指标的整体逼近决策方法^[29]。2012年颜可珍提出基于特尔菲—理想点法道路性能评价方法,降低了权重的主观性^[30]。2013年刘唐志提出基于模糊隶属度综合评价方法,根据最大隶属度确定等级^[31]。同年,长安大学张庆印将遗传—神经网络法应用于路面性能综合评价中^[32]。2014年,东北林业大学郑婉结合灰色理论和多指标分析方法对路面性能进行综合评价^[33]。

综上所述,目前的综合评价方法可以概括为以下几类:基于回归模型的路用性能评价方法;基于系统分析法的路用性能评价方法;基于灰色理论的路用性能评价方法。

3、道路面层以下结构层评价

因为面层以下结构层无法直接观测，目前对于面层以下结构层性能状况判断主要分为破损类和非破损类评价方法。

➤ 破损类评价方法

破损类评判主要有钻芯取样、铣刨开挖等方式。钻芯取样是目前判断路面内部结构状况最常用的方式，是指从路面结构层内钻取试样，观测其完整性及表面破损状况，同时在实验室内检测其各项参数，以此为基础来判断面层以下结构的性能情形。这种方法的缺点在于，钻取的结构芯样状况无法代表整个路段的情形，不具有代表性。而且，钻取芯样本身就对路面结构造成破坏，甚至会成为路段损坏的源头。铣刨开挖则是将道路面层完全铣刨后，直接对基层表面的损坏状况进行观测以统计其病害类型，并且检测其表面弯沉，根据检测对结构层状况进行评价。这种方法的弊端很明显：工程量巨大，成本较高，事倍功半。

➤ 非破损类评价方法

目前常用的非破损类方法是利用落锤式弯沉仪（FWD）检测道路表面弯沉盆，通过模量反算方法计算路面各个结构层的模量。根据模量反算结果，可以对结构层的承载能力进行评价，但目前并未建立起有效的评价方法。尽管模量反算方法的研究是近年来热点问题，但是目前模量反算结果的精度较低，使得反算的模量无法反映实际路面的性能状况。导致这一状况的主要原因是理论弯沉盆与实际弯沉盆不相符。而一般认为在模量反算理论模型中增加刚性下卧层可以有效改善理论弯沉盆与实际弯沉盆的误差，提高模量反演的精度与准确性。针对模量反算方法与刚性下卧层设置这两个问题的国内外研究进展将后文中展开详细阐述说明。

1.2.3 刚性下卧层设置

模量反演方法研究已经有40年历史，但是依据道路表面弯沉盆进行路面结构层模量反演依然存在诸多问题，使得反演结果无法运用于实际路面评价中。目前比较普遍的一个问题就是路面结构的实际弯沉盆不等于理论弯沉盆。具体的说，就是如果把实际路面结构的各层模量和土基模量的真实值代入理论模型，得到的理论弯沉盆不等于实际弯沉盆，而且往往差别较大。而进行模量反算时，恰恰是当一组试算模量值使得理论弯沉盆等于实际弯沉盆时，才认为该组模量值是真实值。因此，不解决理论弯沉盆和实际弯沉盆差异问题，模量反算结果的精度就得不到保障，进而限制其进一步推广使用。

国内外学者主张将模量反演计算限定在有限的深度内，即在模量反演的理论

模型中设置刚性下卧层。刚性下卧层是指位于土基一定深度以下,具有较大刚度,对表面弯沉盆的贡献不可以忽略的层位。国外学者较早的在理论模型的路基中设置了刚性层,默认路基表面 5m 深度以下的无限范围均为刚性的,刚性下卧层的模量取值为土基模量的 100 倍^[34]。国外主要以 Rohde and Scullionh^[35]经验方法来确定刚性下卧层的设置深度,该方法建立了道路表面弯沉盆与刚性下卧层深度之间的关系。

东南大学黄晓明等人从理论上说明了刚性下卧层的埋深变化对弯沉盆的形状影响不大,但是对数值大小影响明显,刚性下卧层埋深较浅时,面层与土基模量反算结果明显偏大,基层反算结果却显著偏小^[36]。重庆大学孔垂烛等人认为当刚性下卧层深度设置 4m 以上,对于弯沉盆的影响较小^[37]。西南交通大学毛杰等人认为,刚性下卧层的存在极大的影响了土基模量反演结果,他认为应该通过国外给出的经验法确定刚性下卧层的设置深度^[38]。同济大学谢兆星等人的研究也表明了刚性下卧层的存在对模量反算精度有一定的影响,但是未给出刚性下卧层的设置深度^[39]。大连理工大学的梁新政在模量反算模型中假定了两个刚性下卧层深度,结果表明反算出的土基模量差异性达 27%之多^[40]。同济大学严菁回归得到刚性下卧层深度与路面厚度之间的关系,但是数据样本较小,且研究过程中结构层各层模量主要由经验而得^[41]。

1.2.4 研究现状小结

对于前面的研究综述总结如下:

1、对沥青路面表面特性评价及整体性能评价方法的研究已经相当成熟,而对于基层损坏状况评价方法还局限于损坏类评价方法,效率低下且不够全面。

2、目前无法利用无损评价方法对基层损坏状况评价,也未定量分析沥青路面表面检测数据与半刚性基层损坏状况之间的关系,更未提出有效的评价方法。

3、基于 FWD 检测弯沉盆进行路面结构模量反算方法得到了足够的重视发展,但是因为反算结构准确性有待提高,一直未能应用于实际路面评价中,建议在反算模型中设置刚性下卧层,以减小理论弯沉盆与实际弯沉盆之间的差异。

4、国内针对刚性下卧层设置方面的研究仅仅说明刚性下卧层设置深度对于模量反算结果的影响,并未提出确定刚性下卧层深度的有效方法。

1.3 研究内容和技术路线

为了今后能在不破坏路面结构的前提下对半刚性基层损坏状况做出评价,本文对沥青路面进行逐层铣刨并相应的检测了各个结构层弯沉与损坏状况,对检测数据进行定量分析,最终提出半刚性基层损坏状况评价及刚性下卧层深度设置方法。

首先,数据采集阶段,采取逐层开挖的方式检测路面各个结构层的弯沉与损坏状况,包括承载板检测土基静态模量。

其次,定量分析结构层检测参数之间的相关性,建立了基层表面弯沉及其损坏状况的关系。同时,通过逐层检测弯沉的方式计算出半刚性基层模量,建立半刚性基层模量与其损坏之间的联系。

最后,基于土基表面实测弯沉盆数据,提出模量反演模型中刚性下卧层深度设置思路与方法,并根据该方法得到刚性下卧层最佳设置深度。在此基础上,利用惰性点法反演半刚性基层模量,证实通过弯沉盆反演所得半刚性基层模量能够判断其损坏性,证实本文提出的“非破损”类基层损坏评价方法的可行性。

本文共分为四章来阐述以上研究内容,依次为:

第一章绪论,主要介绍本文的研究背景以及国内外相关方面研究进展,提出本文研究技术路线。

第二章首先说明本文研究过程中实际数据检测方法,同时定量分析路面检测指标与基层检测指标之间相关性,最终得到路面损坏状况评价方法及标准。

第三章提出了沥青路面模量反算过程中刚性下卧层深度设置的新方法,通过该方法确定刚性下卧层最佳设置深度,在此基础之上利用惰性点法反算半刚性基层模量,证实本文提出的“非破损”类基层损坏评价方法的可行性。

第四章结论与展望。

本文的技术路线如图 1.1 所示:

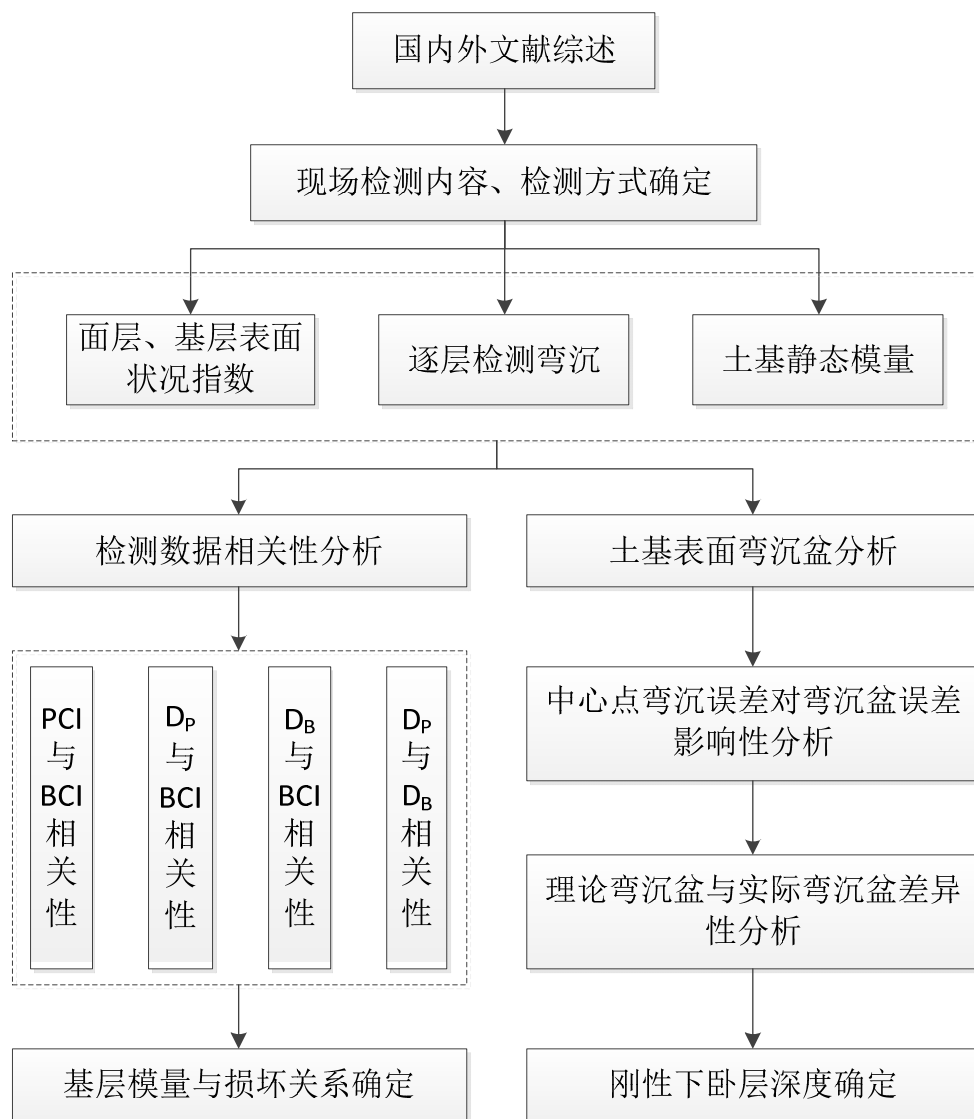


图 1.1 技术路线

第2章 沥青路面半刚性基层损坏评价

早期修建的高速公路因其使用性能大幅衰变,已经严重影响到道路使用者的行车舒适性与安全性,需要对此类道路进行维修改建,维修改建方案制定的前提是对当前道路性能进行科学合理评价。

我国沥青路面基层多采用半刚性基层结构,半刚性基层作为沥青路面交通荷载的主要承担者,其主要作用就是承接面层扩展下来的竖向力,是道路结构重要组成部分。半刚性基层的处治方式直接影响维修改建工程的工程体量与经济效益,影响维修改建后道路的整体性能。因此,科学地评价半刚性基层损坏状况至关重要。

因为沥青路面半刚性基层的“隐蔽性”,道路工作者无法直接观测其损坏状况。目前道路改建工程中主要依靠“破损类”方法判断半刚性基层损坏情况。“破损类”方法评价过程如下:①首先详细记录道路表面损坏情况,同时检测道路表面弯沉,结合这两项检测指标通过专家经验确定基层状况良好路段;②对剩余路段进行铣刨检测:铣刨沥青面层,铣刨后直接观察基层表面损坏情况,同时检测基层表面弯沉,以此判断基层损坏状况,进而决定基层的处理方式。该方法虽然可以准确判断基层损坏情况,但是因为检测工作量巨大,检测过程繁琐,效率较低,极大的增加了工作量,延长项目周期,提高经济成本,可谓事倍功半。

由此可见,目前的研究无法在未损坏道路结构状况的前提下对基层损坏状况做出合理判断,评价方法繁琐且经济成本较高。为此,本章试图建立“非破损”类基层损坏状况评价方法。

2.1 研究思路

本文旨在研究通过“非破损”类方法定量评价沥青路面半刚性基层损坏状况,首先需要确定一个合适的定量指标来表征半刚性基层损坏状况。目前规范中并未统一规定描述半刚性基层损坏状况的指标及计算方法,但是明确指出表征沥青道路表面损坏状况指标,即路面状况指数 PCI (Pavement Condition Index)。受此启发,本文定义基层状况指数 BCI (Base Condition Index) 表征沥青路面半刚性基层表面损坏状况。至于 BCI 的计算方法,因为时间、精力有限,本文并未对其做系统研究,采用的是同济大学孙立军教授提出的计算路面状况指数 PCI 分层加权法,具体计算方法将在本章下一小节作简要介绍且进行举例说明。

沥青路面半刚性基层损坏状况不易判断的主要原因在于该结构层处于沥青

面层之下，其损坏特征无法直接观测，为了通过“非破损”类手段判断基层损坏状况，本章试图寻找一个合适的道路性能指标，建立其与半刚性基层损坏之间的联系，通过该指标间接判断基层损坏状况。由此可见，该指标需要同时满足以下两个要求：①该指标可以通过“非破损”类检测手段获得；②该指标与半刚性基层损坏之间具有良好相关性。

目前通过“非破损”类手段直接检测的常用道路性能指标包括：路面状况指数、道路表面弯沉、路面行驶质量指数、路面车辙深度指数以及路面抗滑性能指数。在实际改建工程项目中，主要是综合道路弯沉指标与路面状况指数对半刚性基层损坏状况作出判断，因此本文研究过程中主要检测结构层弯沉及表面损坏状况两项内容，以此作为基础进行进一步分析，具体的检测参数说明如下表 2.1。

表 2.1 路面结构层检测参数说明

检测位置	检测指标
道路表面	路面状况指数 PCI
	表面弯沉 D_p
半刚性基层表面	半刚性基层表面状况指数 BCI
	半刚性基层表面弯沉 D_b
土基表面	土基模量 E_0

本章目的是建立“破损类”方法评价道路基层损坏状况，根据表 2.1 可知本文检测数据中只有路面状况指数 PCI 与表面弯沉 D_p 两项指标是在不破坏面结构状况下检测的，但是目前研究并未能通过这两项指标定量判断半刚性基层损坏状况。

因此，本章定量分析道路表面检测 PCI 及表面弯沉 D_p 与基层表面检测数据之间的联系，最终建立“非破损”类方法评价基层损坏，主要研究思路流程可以概括如下：

➤ 直接分析表面检测数据与 BCI 关系

目前的研究主要是基于路面状况指数 PCI 评价道路表面损坏情况，基于道路表面检测弯沉 D_p 评价道路整体承载能力，并未定量分析 PCI 与 BCI、 D_p 与 BCI 之间关系。为此本章首先根据实际检测数据分别定量分析 PCI 与 BCI、 D_p 与 BCI 之间相关性，通过定量分析说明指标之间的相互关系，进而考察能否通过道路表面检测数据直接判断基层损坏状况。

➤ 间接建立表面检测数据与 BCI 关系

本章同样定量分析基层表面弯沉、基层模量与基层状况指数 BCI 之间的相关性，若能建立良好的对应关系，在此基础之上再考察表面检测数据与基层表面弯沉、模量之间的联系，考察能否通过间接方式判断半刚性基层损坏。

综合以上研究思路，本章的研究流程如下图 2.1 所示：

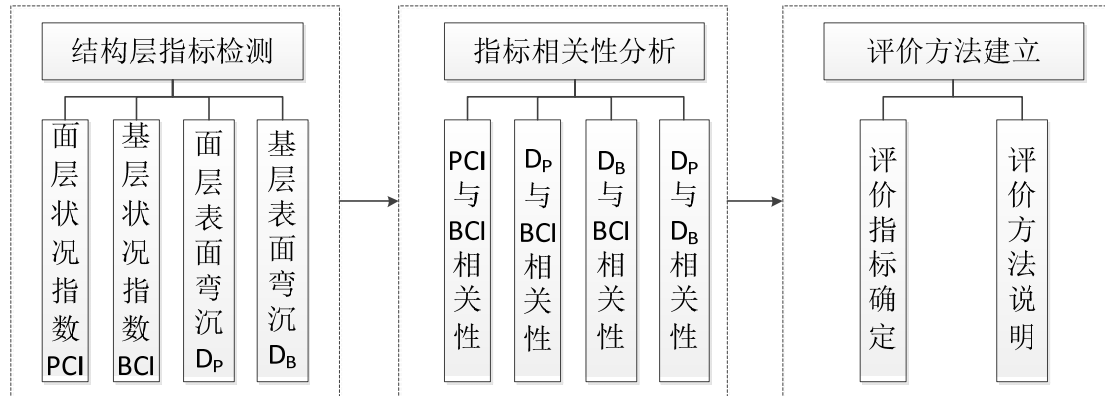


图 2.1 本章研究流程

2.2 现场数据采集说明

2.2.1 检测路段说明

根据上文分析，本文研究过程中不仅需要检测道路表面弯沉 D_p 与状况指数 PCI，而且需要检测与其对应的半刚性基层表面状况指数 BCI 与表面弯沉 D_b ，根据检测数据定量分析指标之间的相关性。因此，需要对研究路段进行逐层铣刨检测，检测过程必须结合部分道路大修、改建工程进行。本次数据检测过程要求检测精度较高且不延长工程周期，可见检测难度较大，因此对本次检测路段、检测方式及检测注意事项作简要介绍说明。

本次研究依托江西省昌樟高速公路改扩建工程，江西省昌樟高速起于南昌市新建县省庄，止于樟树市昌傅镇，双向四车道，全长 103 公里，因为路面性能较差且交通压力较大，于 2013 年开始对其进行改扩建。本次研究主要检测昌樟高速改扩建工程 AP1 合同段的部分路段结构层数据，后期补充检测 AP2 合同段部分路段，检测路段桩号包含于 K48+300~K71+700，路面结构参数见表 2.2。

表 2.2 检测路段结构参数说明

结构层	材料及厚度
面层	4cm 中粒式沥青混凝土
	5cm 粗粒式沥青混凝土
	6cm 热拌沥青碎石
基层	23cm 水泥稳定碎石
底基层	30cm 未筛分碎石
总厚度	68cm

2.2.2 分层加权法确定结构层状况指数

本文分别选取道路表面状况指数 PCI 及基层表面状况指数 BCI 来表征结构层损坏状况，因此需要选取合适的计算方法确定 PCI 及 BCI。目前针对路面状况指数 PCI 的研究已经相当成熟，比较有代表性的是同济大学孙立军教授提出的分层加权法，本文选择用该方法计算路面状况指数 PCI。而针对上文提出的基层状况指数 BCI 的计算方法尚无系统研究，本次研究过程中应用计算路面状况指数 PCI 的分层加权法计算 BCI。

本节将首先介绍分层加权法的计算流程，在此基础上介绍本文实际数据采集要求，并以实际检测路段为代表做 PCI、BCI 计算示例。

➤ 分层加权法说明

分层加权法计算路面状况指数 PCI 的本质是根据路面损坏类别、损坏类型及损坏程度赋予其相应的扣分值及扣分权重，在此基础之上利用逐层加权的方式累加得到总扣分值，即先对每种损坏类型加权累加不同严重程度的扣分值，再对每种损坏类别加权累加该类别中各种损坏类型的扣分值，最后再加权累加不同损坏类别的扣分值，得到总扣分值 DP。根据总扣分值确定路面状况指数 PCI，PCI 值越大代表路面损坏越轻，相反，PCI 值越小，路面损坏越严重。图 2.2 是确定结构层状况指数流程图。

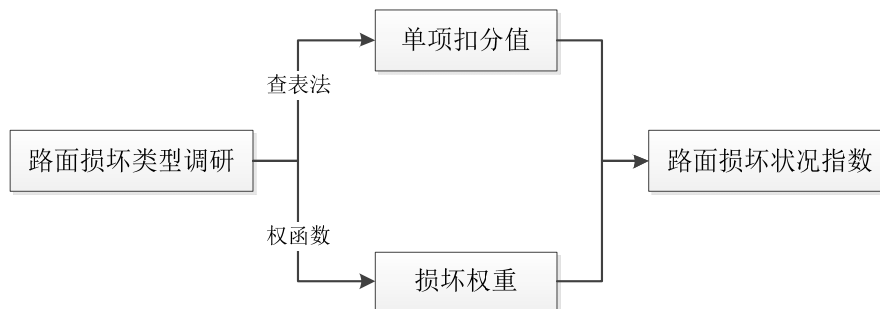


图 2.2 损坏状况指数计算示意图

由图 2.2 可知，计算路面状况指数 PCI 的最基本前提是对路面损坏进行定量描述，为此需要对路面损坏类别、损坏类型以及损坏程度做规定。根据同济大学系统研究，给出了各类损坏的名称、量测单位和严重程度等级，如表 2.3 所示，本次实际路况调研即按照表 2.3 进行。

路面损坏详细调研后需要确定单项扣分值，目前研究基于大量检测路段已经给出各类损坏在各损坏严重程度和损坏密度条件下的单项扣分值^[15]，这里就不进行详细阐述。

表 2.3 沥青路面损坏类别

损坏类别	损坏类型	量测单位	严重程度类别
裂缝类	纵向裂缝	m	轻微、严重
	横向裂缝	m	轻微、严重
	龟裂	m ²	轻微、严重
	块裂	m ²	轻微、严重
变形类	车辙	m ²	轻微、严重
	沉陷	m ²	轻微、严重
	拥包	m ²	轻微、严重
表面损坏类	磨损	m ²	轻微、严重
	坑槽	m ²	轻微、严重
其他类	泛油	m ²	不分等级
	补丁	m ²	轻微、严重

利用分层加权法的核心是客观地确定各损坏类型的权重，同济大学的研究已经较好的得到刻画专家评分心理的权函数曲线，如图 2.3 所示。

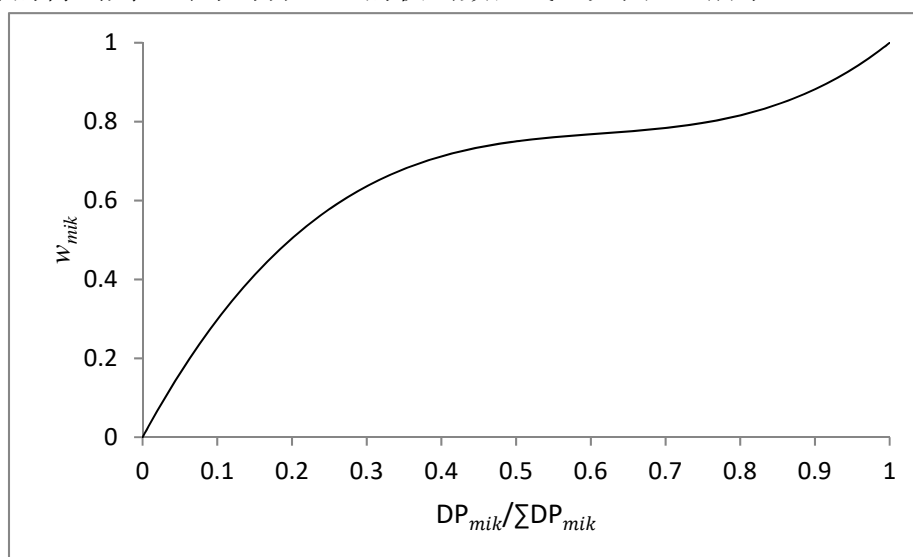


图 2.3 权函数曲线

确定单项扣分值及单项权重后最终可以通过式 2.1 确定路面状况指数。

$$PCI = 100 - \sum_m \sum_i \sum_k DP_{mik} w_{mik} \quad (2.1)$$

式中： PCI ：路面状况指数，取值范围 0~100，若 <0 ，则取值为 0；

m ：损坏模式； i ：损坏类型； k ：损坏严重程度；

DP_{mik} ：损坏模式 m 、损坏类型 i 、损坏严重程度 k 时的单项扣分值；

w_{mik} ：损坏模式 m 、损坏类型 i 、损坏严重程度 k 时的权重。

以上简单介绍分层加权法计算路段状况指数的流程，下文将根据本文分析需求提出实际路况调研的注意事项，同时以实际路段检测数据给出结构层状况指数计算示例。

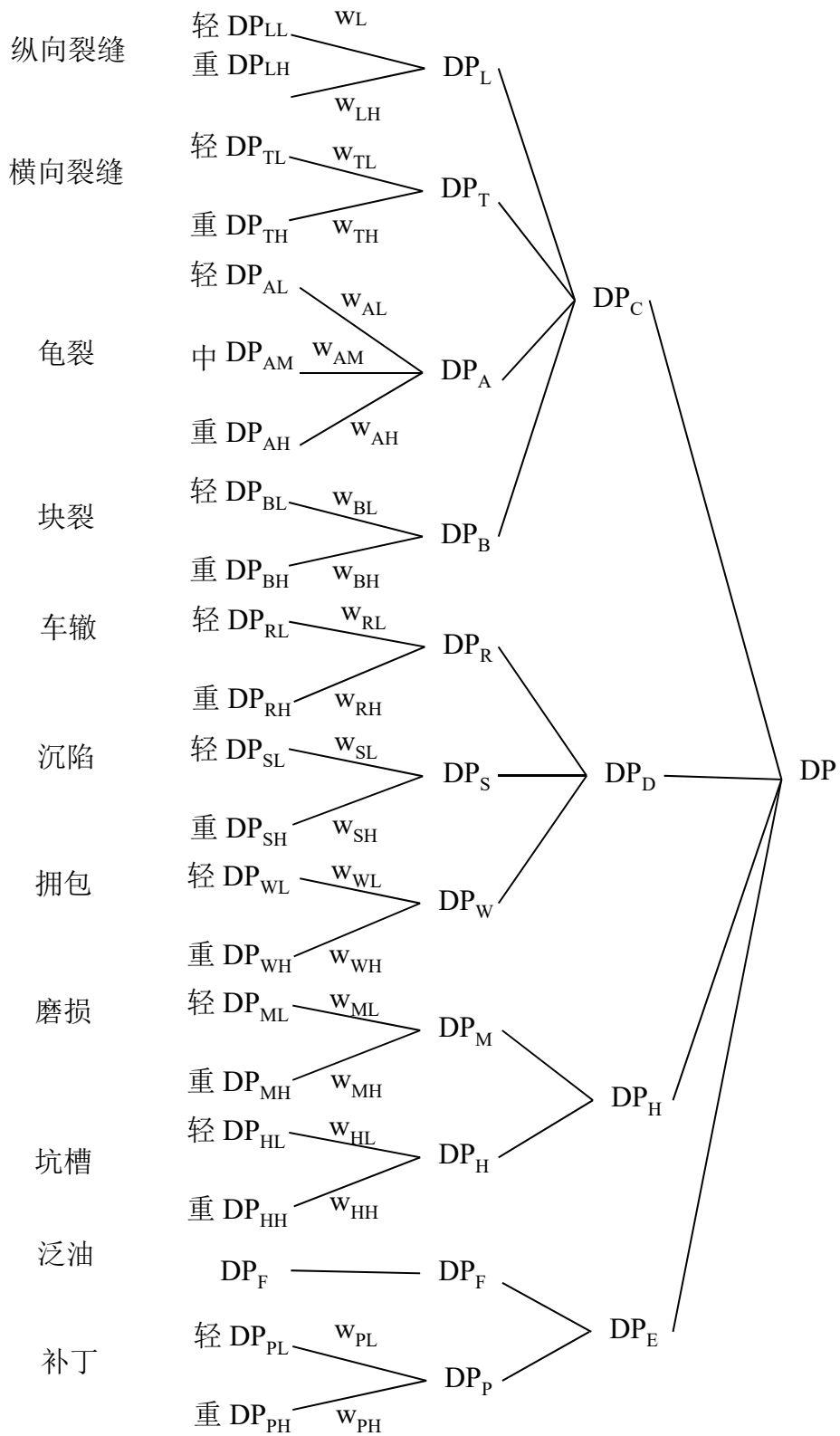


图 2.4 分层加权法示意图

实际检测要求及计算示例

根据上文介绍的分层加权法所计算的结构层状况指数可以客观反映各结构层损坏状况，实际检测分析中还需要注意以下几点：

✓ 检测准确性

损坏类型的定量统计是计算结构层状况指数的前提，统计结果的准确性将直接影响计算结果精度，因此研究过程中必须详细记录损坏类型、损坏位置且准确测量损坏尺寸。



图 2.5 结构层损坏状况调研

✓ 分析对应性

根据结构层损坏状况调研结果，应用分层加权法计算结构层状况指数。为了能够合理表征结构层损坏特征，本次研究过程中以 100m 作为研究单元，分别计算路段 PCI 与 BCI。同时在数据分析过程中必须保证 PCI 与 BCI 空间上垂直对应，这样才能保证分析结果的准确性，检测单元划分距离及空间对应关系如图 2.6 所示。

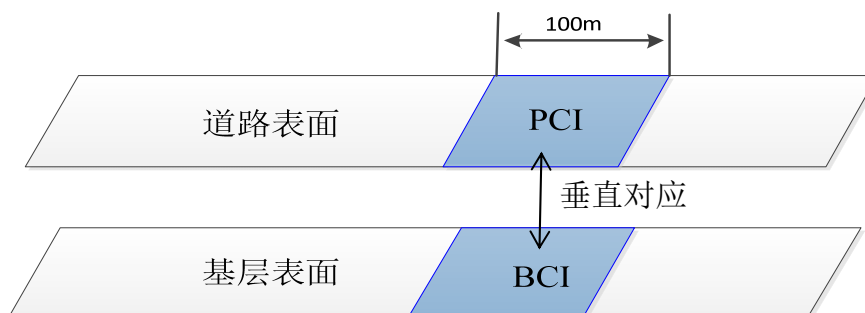


图 2.6 结构层损坏状况检测对应示意图

综合以上计算流程及注意事项，本文研究过程中计算大量路段 PCI 及 BCI，这里以实际检测路段 K48+400~K48+500 为例，分别计算该路段 PCI 及 BCI，计算结果分别见表 2.4 和表 2.5，其他路段结构层状况指数也均按该流程计算，这里就不一一列举计算过程。

表 2.4 PCI 计算示例 (K48+400~K48+500)

损坏类型	损坏程度	密度	单项扣分	权重	单项扣分	权重	损坏模式扣分	权重	综合扣分
横向裂缝	轻	0.4	5	0.72	9	0.59	23	0.79	23.75
	重	0.3	7	0.77					
纵向裂缝	轻	0.1	8	0.72	14	0.71			
	重	0.2	11	0.76					
龟裂	轻	0.0	0	0.00	12	0.67			
	中	0.6	12	1.00					
	重	0.0	0	0.00					
补丁	轻	1.7	9	1.00	9	1.00	9	0.62	
	重	0.0	0	0.00					

表 2.5 BCI 计算示例 (K48+400~K48+500)

损坏类型	损坏程度	密度	单项扣分	权重	单项扣分	权重	损坏模式扣分	权重	综合扣分
横向裂缝	轻	0.1	1	1.00	1	0.13	17.73	1.00	17.73
	重	0.0	0	0.00					
纵向裂缝	轻	0.1	8	1.00	8	0.66			
	重	0.0	0	0.00					
龟裂	轻	0.0	0	0.00	16	0.77			
	中	1.9	16	1.00					
	重	0.0	0	0.00					

2.2.3 逐层对应检测法检测结构层弯沉

本次研究过程中分别采用贝克曼梁与落锤式弯沉仪 (FWD) 对路面各个结构层进行弯沉检测，以下分别介绍两种方式逐层检测弯沉步骤。

贝克曼梁检测弯沉:

第一步：利用贝克曼梁检测道路表面弯沉。贝克曼梁检测弯沉时以 20m 为间距进行检测，同时检测道路行车道与超车道（利用两根梁进行同时检测）。

第二步：铣刨沥青面层，并清扫半刚性基层表面。

第三步：利用贝克曼梁检测半刚性基层表面弯沉。依旧是以 20m 为间距进行检测，同时检测行车道及超车道。

第四步：铣刨半刚性基层，并对底基层表面进行清理打扫，利用贝克曼梁以同样的检测原则检测底基层表面弯沉。

第五步：铣刨底基层后检测土基表面弯沉。



图 2.7 现场贝克曼梁检测弯沉

FWD 检测弯沉：

FWD 检测道路结构弯沉是进行有针对性的选点检测，即检测前选取道路表面不同损坏类型、不同损坏程度的点作为检测对象，利用 FWD 检测其弯沉，检测过程中需要保证检测点空间上垂直对应，即如图 2.8 所示。

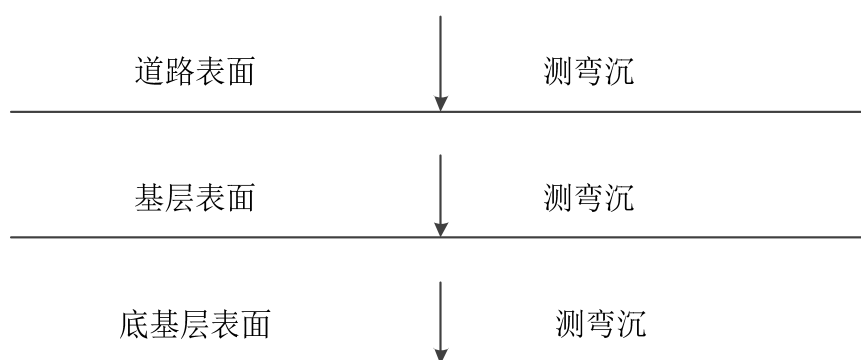


图 2.8 弯沉检测点空间上垂直对应示意图

FWD 检测弯沉具体步骤如下：

第一步：选取道路表面不同损坏类别、损坏类型及损坏程度的点作为考察对象。本次检测过程中根据现场道路状况主要选取了不同程度裂缝处（横向裂缝、纵向裂缝、网裂及龟裂）、补丁处，以及损坏附近作为检测对象进行检测。

第二步：利用 FWD 检测上述所选点处的弯沉，每个检测点检测 5 次。同时记录下该点的桩号及其距离道路边缘（或中央分隔带）距离。

第三步：铣刨沥青面层，并且打扫清理半刚性基层表面以保证其清洁。

第四步：在半刚性基层表面选取与道路表面检测点相垂直对应的点作为检测对象，目的是保证检测点空间上垂直对应，每个检测点检测 5 次。（可以根据第二步记录的位置来确定基层检测点位置）。

第五步：铣刨半刚性基层，清理底基层表面，以同样方法检测底基层表面弯沉。



图 2.9 FWD 现场检测弯沉

按照以上步骤分别利用贝克曼梁与 FWD 检测道路结构层弯沉后，需要对检测数据进行统计处理。其中贝克曼梁检测数据是为了计算百米弯沉平均值及代表值，而 FWD 检测弯沉是为了考察研究单个检测点弯沉。

以实际检测路段 K48+300~K48+400 为例，计算其百米弯沉平均值及代表值。

表 2.6 贝克曼梁检测弯沉（K48+300~K48+400）

检测序号	行车道弯沉/0.01mm	超车道弯沉/0.01mm
1	5.7	5.7
2	5.7	5.7
3	12.5	6.8
4	14.8	3.4
5	5.7	10.3
6	8	10.3
平均值	7.0	8.7
标准差	3.35	

百米弯沉代表值计算公式如式 2.2 所示:

$$L_r = L + Z_\alpha * S \quad (\text{式 2.2})$$

其中: L_r : 百米弯沉代表值;

L : 百米弯沉平均值;

Z_α : 保证系数, 一般取值 1.645;

S : 百米路段回弹弯沉的标准差。

故 K48+300~K48+400 路段百米弯沉平均值=(7.0+8.7)/2=7.9(单位:0.01mm);

百米代表弯沉值=7.9+1.645*3.35=13.4(单位:0.01mm)。

2.3 结构层检测指标相关性分析

2.3.1 道路表面 PCI 与半刚性基层表面 BCI 相关性分析

目前的研究还未能定量说明道路表面状况指数 PCI 与半刚性基层状况指数 BCI 之间相关性。为此, 本节首先定量分析 PCI 与 BCI 之间相关性, 考察是否可以通过面层状况指数 PCI 直接推断基层状况指数 BCI。

因为本节分析过程中需要百米 PCI 与 BCI 数据在空间上垂直对应, 而在实际采集数据过程中, 因为工程周期紧张、天气恶劣等客观原因导致数据采集难度相当大(很多情况下无法同时获取一个路段面层及基层的状况指数)。历经 3 个月的现场数据采集, 最终获取 1.6Km 路段有效数据(同时检测面层及基层表面状况指数), 该路段的设计桩号范围为 K48+300~K50+200。将有效数据进行筛选整理如下表 2.7:

表 2.7 结构层状况指数统计表

设计桩号	面层损坏状况指数PCI	基层损坏状况指数BCI
K48+300~K48+400	83.7	95.6
K48+400~K48+500	76.3	82.3
K48+500~K48+600	82.4	76.5
K48+600~K48+700	65.5	96.1
K48+800~K48+900	71.0	92.3
K48+900~K49+000	93.1	95.6
K49+100~K49+200	97.8	63.0
K49+200~K49+300	93.6	98.0
K49+300~K49+400	79.1	98.0
K49+500~K49+600	73.2	96.6
K49+600~K49+700	89.2	93.8
K49+700~K49+800	92.5	94.6
K49+800~K49+900	92.3	96.3

续表 2.7 结构层状况指数统计表

设计桩号	面层损坏状况指数PCI	基层损坏状况指数BCI
K49+900~K50+000	85.6	81.6
K50+000~K50+100	98.0	98.0
K50+100~K50+200	90.0	71.2

为了考察道路表面状况指数 PCI 与基层表面状况指数 BCI 之间的相关性，以面层损坏状况指数 PCI 为横坐标，基层损坏状况指数 BCI 为纵坐标，将检测数据散点图绘制于图 2.10，观察对应点的变化趋势。

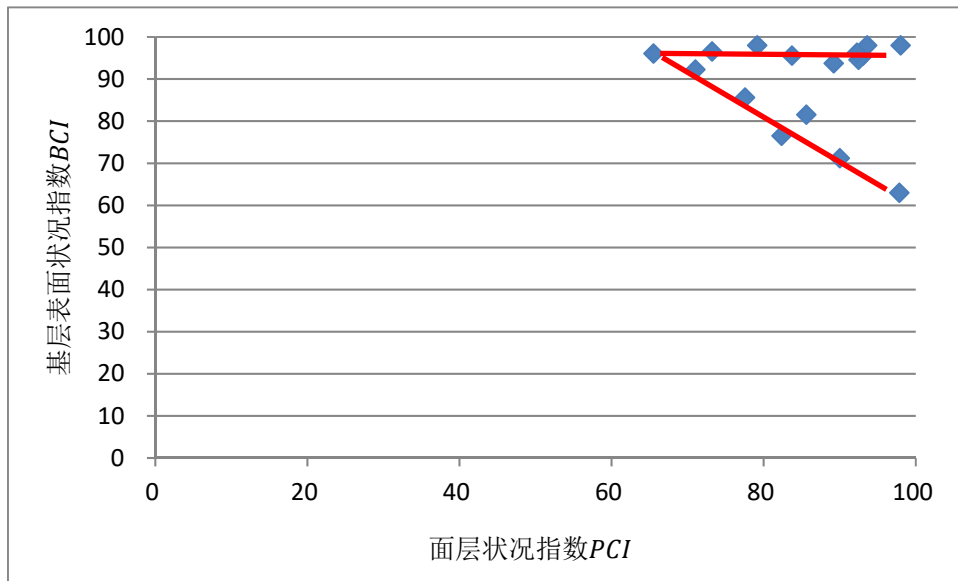


图 2.10 PCI 与 BCI 相关性分析

观察图 2.10，可以发现面层 PCI 与基层 BCI 的相互关系主要呈现两种趋势，将这两种趋势用红线标注描述。一种情况是无论道路表面损坏程度严重或者轻微，基层都无明显损坏，说明这些路段的损坏是自上而下的，面层虽然已经有一定的损坏，但是还未影响到基层的损坏。另一种情况是面层表面状况良好时，基层损坏却已经非常严重，这种趋势的理解有可能是损坏由半刚性基层开始，还未反映到面层，或者是这些路段的面层经过维修养护，导致表面损坏并不能反映道路累计损坏。

图 2.11 和图 2.12 分别是昌樟高速 K49+100~K49+200 路段的面层损坏状况与基层损坏状况，从图中可以看出该路段面层状况良好，基本没有损坏，而对应的半刚性基层表面却已经出现严重网裂。



图 2.11 昌樟高速面层损坏状况 (K49+100~K49+200)



图 2.12 昌樟高速基层损坏状况 (K49+100~K49+200)

根据以上数据分析说明,通过面层损坏状况无法直接判断基层损坏情形。一方面是因为沥青路面的损坏并不是单纯的自下而上发生,无法简单地从道路表面状况判断基层损坏状况。另一方面是因为部分路段面层经过多次日常养护,此时路面状况并不能反映道路建成以来的累积损坏,而未维修的半刚性基层状况是道路建成以来损坏叠加,直接建立两者之间的损坏性是不合理的。在建立两者相关性前需要系统分析结构层的养护历史,对检测数据进行预处理,但是目前我国部分地区并未重视道路养护资料积累,无法系统研究道路养护历史。

2.3.2 道路表面弯沉与半刚性基层损坏相关性分析

通过上一小节定量分析可知,道路表面状况指数 PCI 与其对应的基层状况指数 BCI 之间无显著相关性,目前尚且无法通过道路表面损坏状况直接判断半刚性基层损坏状况。为此,本文研究道路表面检测的另一个指标:弯沉,即考察道路表面弯沉是否与其基层损坏之间具有直接相关性,若存在良好的相关性,则可以直接通过道路表面弯沉推断半刚性基层表面的损坏状况。

众所周知,道路表面弯沉主要用以评价道路整体结构承载能力,并未定量研究道路表面弯沉与其对应基层损坏之间的联系,为此,有必要对这两者之间的相关性做定量分析、探讨。

因为基层状况指数 BCI 表征的是一个路段半刚性基层的整体损坏状况,为了分析道路表面弯沉与 BCI 之间相关性,也需要选取合适的弯沉指标表征整个路段弯沉,这里分别建立道路表面路段代表弯沉值、路段弯沉平均值与半刚性基层表面状况指数 BCI 之间关系。本次检测中,同时检测到表面弯沉与对应基层状况指数 BCI 的路段共计 1.6Km,桩号范围为 K49+300~K50+200。对数据进行整理、筛选,将有效数据整理于表 2.8。

表 2.8 道路表面弯沉及基层状况指数统计表

设计桩号	基层损坏状况指数 BCI	面层百米弯沉代表值/0.01mm	面层百米弯沉平均值/0.01mm
K48+300~K48+400	95.6	13.4	7.9
K48+400~K48+500	85.6	13.2	7.8
K48+500~K48+600	76.5	18.5	12.4
K48+600~K48+700	96.1	25.3	14.0
K48+800~K48+900	92.3	19.3	10.1
K48+900~K49+000	95.6	24.3	12.8
K49+100~K49+200	63.0	31.8	17.9
K49+200~K49+300	98.0	24.7	14.2
K49+300~K49+400	98.0	29.6	14.9
K49+500~K49+600	96.6	20.5	13.1
K49+600~K49+700	93.8	20.0	13.5
K49+700~K49+800	94.6	15.1	6.5
K49+800~K49+900	96.3	14.5	10.4
K49+900~K50+000	81.6	22.3	8.5
K50+000~K50+100	98.0	19.8	15.0
K50+100~K50+200	71.2	14.5	9.4

因为日常工程检测是用百米弯沉代表值评价路段的整体承载能力,所以首先定量分析道路表面百米弯沉代表值与半刚性基层状况指数 BCI 之间关系,将散点图绘制如图 2.13 所示。分析图中散点分布可以发现,当 BCI 值在 90 分以上时,

即半刚性基层状况为优，基本无损坏时，其对应的路段面层百米代表弯沉变异性却很大（如图中红线标志的区域）。由此可见，即使不同路段表面弯沉代表值相差很大，其对应的半刚性基层状况指数 BCI 可能一致，表明无法通过道路表面弯沉代表值推断对应路段基层损坏状况。

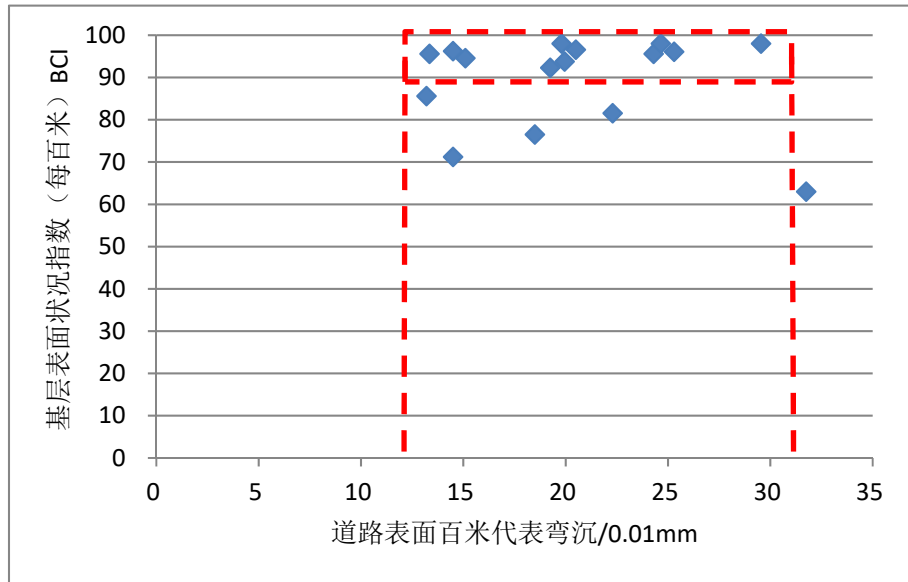


图 2.13 道路百米弯沉代表值与基层损坏状况关系图

考虑到道路基层状况指数 BCI 表征的是路段基层表面平均损坏状况，有必要进一步考察道路表面百米弯沉平均值与半刚性基层损坏之间的关系。如图 2.14 所示，与图 2.13 类似，在半刚性基层损坏状况变化不大（尤其是半刚性基层均良好时）的情况下，对应的道路表面弯沉平均值却在一个相当大的范围内波动，由此可以说明根据道路表面弯沉平均值也无法有效推断相应基层损坏状况。

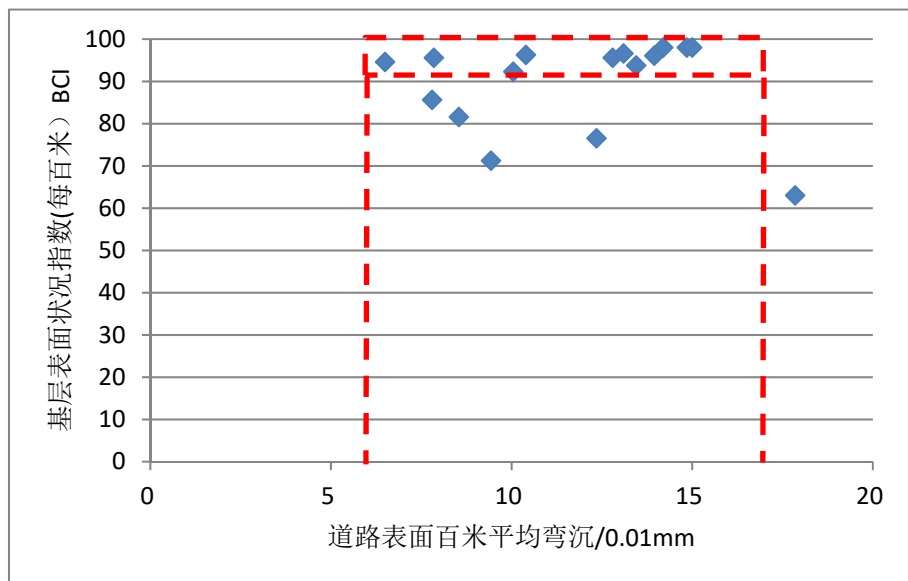


图 2.14 面层百米弯沉平均值与基层损坏状况关系图

综上所述,根据本文检测数据分析,道路表面检测弯沉与对应半刚性基层损坏状况之间没有很好的规律性,无法通过道路表面检测弯沉判断半刚性基层损坏状况。

2.3.3 半刚性基层表面弯沉与其损坏状况相关性分析

根据以上两节分析可知,道路表面弯沉 D_p 、路面状况指数 PCI 与基层表面状况指数 BCI 均无直接相关性,即无法通过面层检测数据(道路表面弯沉 D_p 、路面状况指数 PCI)判断半刚性基层损坏状况。因此,本文试图间接建立表面道路表面检测数据与半刚性基层损坏状况之间的联系,这里首先分析考察半刚性基层表面弯沉与其自身损坏之间联系。

根据前文介绍的检测方式及手段进行数据检测,同时检测到半刚性基层表面状况指数 BCI 及对应的基层表面弯沉 D_b 路段共计 2.9Km。检测路段桩号范围分别有 K49+300~K49+900、K64+100~K64+500、K67+500~K68+400 及 K71+400~K71+700,处于昌樟高速上行方向,将这些路段的基层表面状况指数及百米弯沉数据统计于表 2.9。

表 2.9 基层表面弯沉及其损坏状况统计表

设计桩号	基层损坏状况指数 BCI	基层百米弯沉代表值/0.01mm	基层百米弯沉平均值/0.01mm
K48+300~K48+400	95.6	47.7	14.6
K48+400~K48+500	85.6	48.4	25.0
K48+500~K48+600	76.5	66.7	34.5
K48+600~K48+700	96.1	43.6	24.8
K48+800~K48+900	92.3	37.5	20.5
K48+900~K49+000	95.6	40.6	24.8
K49+100~K49+200	63.0	60.7	39.0
K49+200~K49+300	98.0	42.9	23.8
K49+300~K49+400	98.0	61.2	19.3
K49+500~K49+600	96.6	70.2	21.4
K49+600~K49+700	93.8	42.4	24.8
K49+700~K49+800	94.6	25.2	15.8
K49+800~K49+900	96.3	40.2	21.5
K64+100~K64+200	80.5	45.6	28.9
K64+200~K64+300	76.8	38.7	26.5
K64+300~K64+400	82.0	50.4	29.7
K64+400~K64+500	86.0	46.2	27.7
K67+500~K67+600	65.4	67.8	42.5
K67+600~K67+700	66.0	60.5	41.2
K67+700~K67+800	68.5	55.4	43.1
K67+800~K67+900	55.0	75.8	46.0

续表 2.9 基层表面弯沉及其损坏状况统计表

设计桩号	基层损坏状况指数 BCI	基层百米弯沉代表值/0.01mm	基层百米弯沉平均值/0.01mm
K67+900~K68+000	78.6	54.3	32.6
K68+000~K68+100	77.9	64.5	34.8
K68+100~K68+200	94.0	49.6	29.4
K68+200~K68+300	73.2	78.5	37.5
K68+300~K68+400	63.5	70.4	37.0
K71+400~K71+500	50.0	80.4	47.6
K71+500~K71+600	58.5	76.5	48.0
K71+600~K71+700	53.4	73.0	46.5

首先考察半刚性基层表面百米弯沉代表值与其损坏状况之间的关系，建立关系如图 2.15 所示。

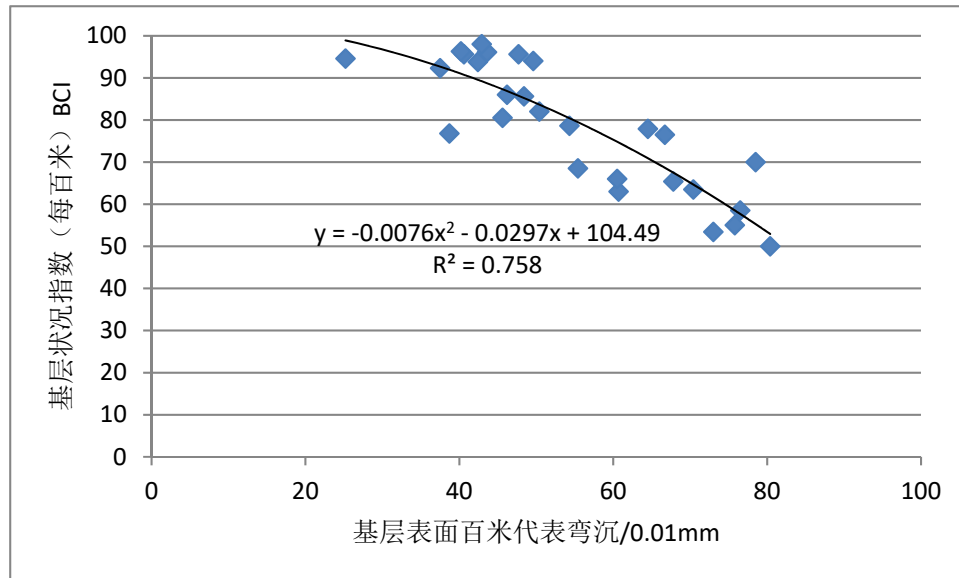


图 2.15 基层表面百米弯沉弯沉代表值与损坏状况关系图

根据图中曲线所示，半刚性基层状况指数 BCI 与其对应路段代表弯沉之间具有明显相关趋势，即 BCI 会随着基层表面弯沉的增大而减小，说明当基层损坏严重时，其对应路段基层表面代表弯沉也呈现相应增大趋势。

但是，从图中可以发现数据变异性较大，即当代表弯沉值一定时，对应的该路段基层状况指数 BCI 变动范围较大。比如图 2.15 中，当基层表面代表弯沉为 0.4mm 时，对应的该路段 BCI 可能在 70~100 之间波动，而 BCI 分别为 70 和 100 的两个路段的损坏状况是有本质区别的。

由以上分析可知，基层表面代表弯沉与其状况指数 BCI 之间虽然展现了良好的相关趋势，即 BCI 会随着基层表面弯沉增加而呈现下降趋势，但是因为数据波动性较大的缘故，目前尚且无法准确界定两者之间的相关性，即无法通过基

层表面代表弯沉准确推断对应路段基层表面损坏状况。

既然无法通过基层表面代表弯沉值判断路段损坏状况，本文进一步定量分析基层表面百米弯沉平均值与其损坏状况之间联系。将散点图绘制于图 2.16，如图所示，两者之间具有显著相关性，相关系数较高。

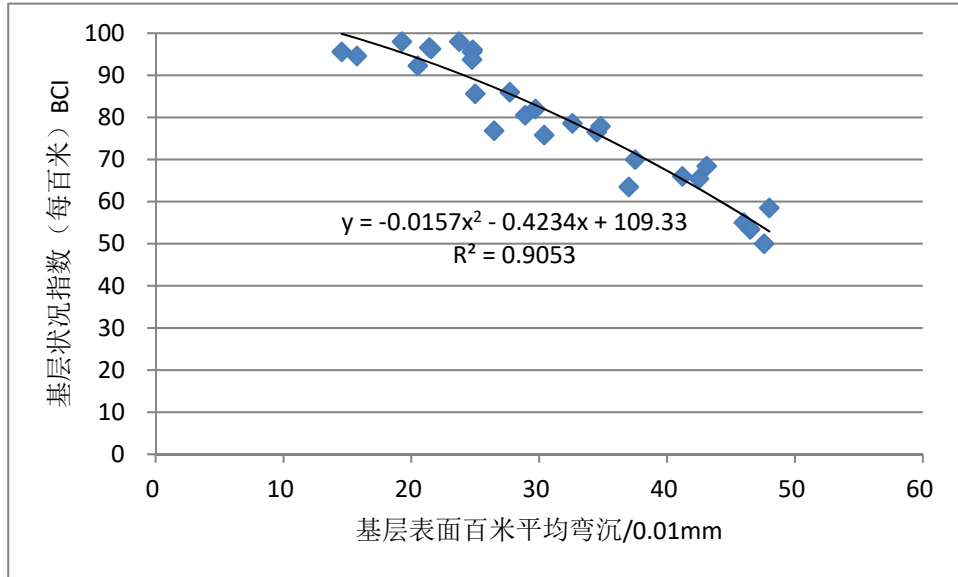


图 2.16 基层表面百米弯沉弯沉平均值与损坏状况关系图

同样的，基层状况指数 BCI 随路段弯沉平均值的增大而减小，具有良好变化趋势。虽然两者之间无一一对应关系，但是可以通过有效分级建立两者之间区间对应关系，即可以根据半刚性基层弯沉推断出其状况指数 BCI 取值范围，进一步通过 BCI 取值范围确定半刚性基层损坏状况，具体分级及评价方法将在下文详细阐述。

2.3.4 道路表面弯沉与基层表面弯沉相关性分析

上一小节的数据分析已经说明半刚性基层表面弯沉与其损坏状况之间具有显著相关性，但是目前的研究未能通过“非破损”类方法确定半刚性基层表面弯沉，为此本文进一步定量分析道路表面弯沉与对应基层表面弯沉之间关系。本节将分别根据 FWD 及贝克曼梁采集的结构层弯沉数据，分析道路表面弯沉与基层表面弯沉之间的相关性，考察能否通过道路表面弯沉推断对应基层表面弯沉。

➤ 基于 FWD 检测弯沉数据分析

在道路表面选择损坏类别、损坏类型、损坏程度不同的点作为检测对象，检测点的具体检测位置及其损坏状况汇总于表 2.10。根据前文提到的逐层检测结构层表面弯沉方法检测道路表面及对应基层的弯沉，将检测结果汇总于表 2.11。

表 2.10 FWD 检测点位置及其表面损坏描述

设计桩号	检测点距离中央分隔带距离/m	表面损坏状况描述
K50+985	2.0	良好
K50+997	3.4	良好
K50+998	3.5	良好
K51+005	4.6	横向裂缝 (3.5m)
K51+010	4.6	横向裂缝 (3.5m)
K51+075	2.5	横向裂缝 (2.0m)
K51+105	2.5	横向裂缝 (2.4m)
K51+105	3.6	横向裂缝 (4.0m)
K51+175	3.6	龟裂 (1.6m×2.0m)
K51+177	3.6	龟裂 (2.0m×2.0m)
K51+180	3.9	良好
K51+184	4.3	良好
K51+188	3.6	良好
K51+192	3.6	良好
K51+196	2.0	良好
K51+220	2.0	纵向裂缝 (3.0m)
K51+222	2.0	纵向裂缝 (3.0m)
K51+263	2.0	横向裂缝 (1.5m)
K51+265	2.0	横向裂缝 (1.5m)
K51+285	5.6	良好
K51+287	5.6	良好
K51+289	2.9	横向裂缝 (1.1m)
K51+289	2.9	良好
K51+312	2.9	良好
K51+316	5.5	良好
K51+320	4.0	良好
K51+324	4.0	良好
K51+486	4.0	良好
K51+488	4.0	良好
K51+546	3.1	良好
K51+548	3.1	良好
K51+550	3.1	横向裂缝 (2.5m)
K51+636	3.1	良好
K51+638	1.8	良好
K51+720	1.7	磨耗
K51+730	1.7	磨耗
K51+756	2.0	良好
K51+758	2.0	良好
K51+760	2.0	纵向裂缝 (30m)
K51+762	5.3	纵向裂缝 (30m)

续表 2.10 FWD 检测点位置及其表面损坏描述

设计桩号	检测点距离中央分隔带距离/m	表面损坏状况描述
K51+803	5.5	良好
K51+805	4.7	纵向裂缝(15m)
K51+807	4.7	纵向裂缝(4.5m)
K51+810	4.7	纵向裂缝(10m)
K51+818	4.7	横向裂缝 (0.8m)
K51+818	2.7	良好
K51+845	2.7	良好
K51+850	2.7	龟裂(3*3m)
K51+953	3.8	良好
K51+955	3.8	良好

表 2.11 FWD 中心点检测弯沉

设计桩号	FWD 中心点弯沉/0.001mm	
	道路表面	基层表面
K50+985	202.50	338.30
K50+997	113.70	187.40
K50+998	116.70	151.40
K51+005	270.73	521.90
K51+010	193.95	397.20
K51+075	97.35	189.10
K51+105	120.98	180.20
K51+105	192.55	341.80
K51+175	220.58	331.10
K51+177	352.15	797.20
K51+180	490.53	912.80
K51+184	159.35	336.10
K51+188	146.88	255.50
K51+192	133.13	261.60
K51+196	134.85	234.90
K51+220	153.65	265.50
K51+222	176.13	232.80
K51+263	219.33	240.60
K51+265	96.08	191.40
K51+285	207.95	244.50
K51+287	165.05	210.30
K51+289	165.03	291.70
K51+289	289.33	342.20
K51+312	145.53	264.00
K51+316	204.35	433.70
K51+320	109.65	114.70
K51+324	143.90	300.70
K51+486	220.60	333.00
K51+488	261.90	528.60

续表 2.11 FWD 中心点检测弯沉

设计桩号	FWD 中心点弯沉/0.001mm	
	道路表面	基层表面
K51+546	373.85	541.60
K51+548	126.95	207.40
K51+550	109.15	159.50
K51+636	169.53	251.50
K51+638	140.53	188.80
K51+720	123.68	186.70
K51+730	242.75	262.00
K51+756	197.70	293.50
K51+758	188.25	487.70
K51+760	235.50	631.10
K51+762	231.25	487.30
K51+803	179.35	393.80
K51+805	271.03	724.10
K51+807	267.25	490.40
K51+810	246.85	528.30
K51+818	404.85	559.60
K51+818	273.30	428.30
K51+845	181.68	336.10
K51+850	245.78	375.30
K51+953	230.25	257.60
K51+955	148.65	249.60

分析道路表面弯沉与对应半刚性基层表面弯沉之间的相关性如图 2.17 所示，可以发现基层表面弯沉随道路表面弯沉的增大而增大，且宏观趋势较好。但是因为数据变异性较大缘故，无法有效建立两者之间的对应关系，例如：当面层弯沉为 0.2mm 时，基层弯沉却在 0.2~0.5mm 之间波动，而基层表面弯沉分别为 0.2mm 及 0.5mm 的路段的损坏状况具有很大区别。

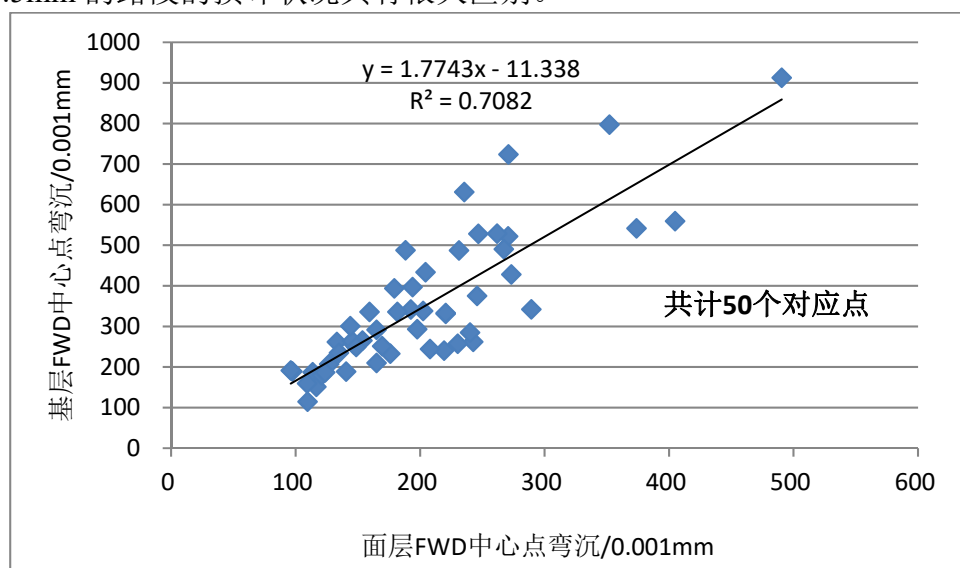


图 2.17 道路表面与基层表面弯沉相关性分析 (FWD 检测)

➤ 基于贝克曼梁检测弯沉数据分析

上文分析表明无法通过 FWD 单点检测的道路表面弯沉推断半刚性基层表面弯沉，为此进一步定量分析路段表面代表弯沉与其对应基层路段代表弯沉、路段表面平均弯沉与对应基层路段平均弯沉之间的相关性。

本次检测过程中利用贝克曼梁同时检测到道路表面及对应基层弯沉路段共计 2.1Km，检测路段位于昌樟高速上行方向，分布在桩号 K48+300~K52+000 之间，将检测到的有效数据汇总在表 2.12。

表 2.12 贝克曼梁检测弯沉汇总

设计桩号	面层弯沉/0.01mm		基层弯沉/0.01mm	
	百米代表值	百米平均值	百米代表值	百米平均值
K48+300~K48+400	13.4	7.9	47.7	14.6
K48+400~K48+500	13.2	7.8	48.4	25.0
K48+500~K48+600	18.5	12.4	66.7	34.5
K48+600~K48+700	25.3	14.0	43.6	24.8
K48+800~K48+900	19.3	10.1	37.5	20.5
K48+900~K49+000	24.3	12.8	40.6	24.8
K49+100~K49+200	31.8	17.9	60.7	39.0
K49+200~K49+300	24.7	14.2	42.9	23.8
K49+300~K49+400	29.6	14.9	61.2	19.3
K49+500~K49+600	20.5	13.1	70.2	21.4
K49+600~K49+700	20.0	13.5	42.4	24.8
K49+700~K49+800	15.1	6.5	25.2	15.8
K49+800~K49+900	14.5	10.4	40.2	21.5
K51+000~K51+100	41.5	22.5	33.3	17.3
K51+100~K51+200	33.9	21.5	30.6	20.9
K51+200~K51+340	31.1	17.0	29.1	18.3
K51+500~K51+600	40.4	28.5	97.9	67.0
K51+600~K51+700	23.4	14.5	56.4	42.4
K51+700~K51+800	30.0	16.0	58.5	31.8
K51+800~K51+900	40.0	27.0	79.9	44.4
K51+900~K52+000	16.4	10.0	36.4	18.8

首先考察道路表面与对应基层表面百米弯沉平均值之间的相关性，如图 2.18 所示，其趋势与 FWD 检测结果相类似，两者之间具有宏观上的趋势性，即基层表面百米弯沉平均值具有随道路表面百米弯沉平均值增大而增大的趋势，但是数据波动性较大，无法通过道路表面弯沉数据推断对应的半刚性基层表面弯沉。

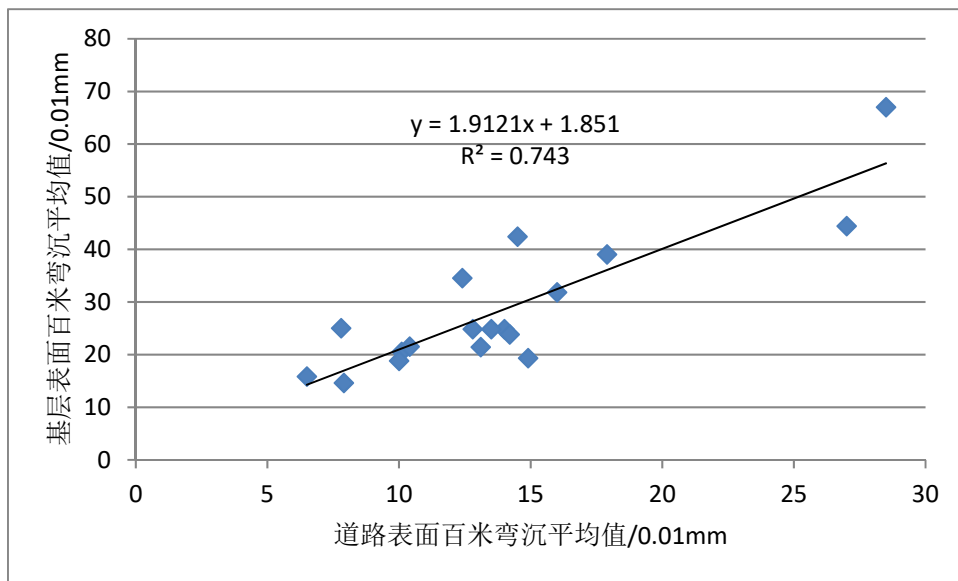


图 2.18 道路表面与基层表面弯沉相关性分析（贝克曼梁检测）

同样方式，分析道路表面与基层表面百米弯沉代表值之间的相互关系。如图 2.19 所示，相较于百米弯沉平均值之间的对应关系，弯沉代表值之间相关性更低，变异性更大，更加无法通过道路表面弯沉值判断基层表面弯沉值。

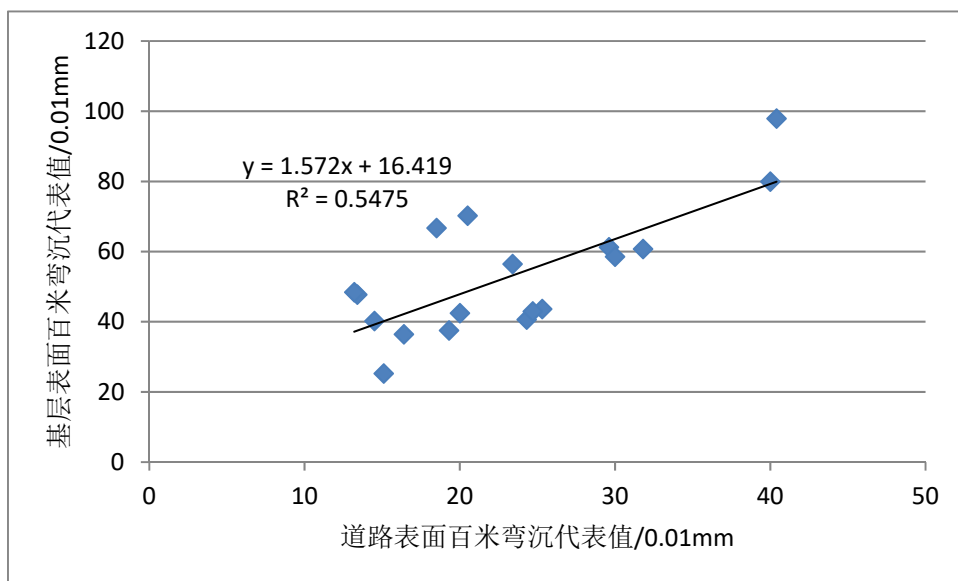


图 2.19 道路表面与基层表面弯沉相关性分析（贝克曼梁检测）

2.4 半刚性基层损坏状况判断方法确定

根据上一节分析，已经定量说明无法通过道路表面损坏状况或者弯沉准确判断半刚性基层表面损坏情况。但是，上文分析定量说明半刚性基层表面弯沉与其

自身损坏状况之间有显著相关性。因此，本节继续深入分析指标之间的关系，试图寻求一种合理的基层损坏状况判断方法。

2.4.1 半刚性基层表面弯沉与损坏的关系

通过上一节（图 2.16）分析可知半刚性基层表面弯沉与其损坏状况之间具有显著相关性，但两者之间尚且不具有一一对应关系。因为在评价半刚性基层损坏状况时，若能知道其状况指数 BCI 的取值范围及该取值范围所对应的损坏状况，即达到目标效果，因此试图建立两者区间对应关系。《公路技术状况评定标准》对道路表面状况指数 PCI 进行分级，将道路表面损坏状况分成不同损坏程度的 4 个等级，每个等级对应一个 PCI 取值范围，当知道 PCI 取值范围时即可知道道路表面损坏程度。受此启发，本文首先分析半刚性基层表面状况指数 BCI 与其表面弯沉之间的关系，试图对其进行合理分级，使得不同损坏状况路段具有相应的 BCI 及 D_b 取值范围。这样就可以通过半刚性基层表面弯沉 D_b 所在区间确定基层表面状况指数 BCI 所在区间，进而确定半刚性基层表面其损坏状况及损坏特征。

为了确定基层损坏状况指数 BCI 的分级范围，根据实际情况我们对 28 个调查路段按其损坏程度分为 A、B、C、D 四个等级，A、B、C、D 四种损坏等级对应的损坏程度描述见表 2.13。图 2.20~2.23 分别是不同等级路段基层示意图。

表 2.13 半刚性基层损坏程度分类描述

基层损坏状况等级	损坏程度
A	基层基本完好，少量裂缝
B	基层损坏以横向裂缝为主
C	基层有大量块裂
D	大量块裂的同时，开始龟裂



图 2.20 A 类损坏半刚性基层



图 2.21 B 类损坏半刚性基层



图 2.22 C 类损坏半刚性基层



图 2.23 D 类损坏半刚性基层

根据实际情况，将实际检测路段归纳到这四种损坏类别中，见表 2.14。

表 2.14 实际检测路段分类情况

损坏类别	设计桩号	基层弯沉	基层损坏状况指数
A 类	K48+300~K48+400	14.6	95.6
	K48+600~K48+700	24.8	96.1
	K48+900~K49+000	24.8	95.6
	K49+200~K49+300	23.8	98.0
	K49+300~K49+400	19.3	98.0
	K49+500~K49+600	21.4	96.6
	K49+600~K49+700	24.8	93.8
	K49+700~K49+800	15.8	94.6
	K49+800~K49+900	21.5	96.3
	K48+800~K49+900	20.5	92.3
B 类	K48+400~K48+500	25.0	85.6
	K48+500~K48+600	34.5	76.5
	K64+100~ K64+200	28.9	80.5
	K64+200~ K64+300	26.5	76.8
	K64+300~ K64+400	29.7	82.0
	K64+400~ K64+500	27.7	86.0
	K67+900~K68+000	32.6	78.6
	K68+000~K68+100	34.8	77.9
	K68+100~K68+200	30.4	75.8
C 类	K67+500~ K67+600	42.5	65.4
	K67+600~ K67+700	41.2	66.0
	K67+700~ K67+800	43.1	68.5
	K68+200~K68+300	37.5	73.2
	K68+300~ K68+400	37.0	63.5
D 类	K67+800~K67+900	46.0	55.0
	K71+400~K71+500	47.6	50.0
	K71+500~ K71+600	48.0	58.5
	K71+600~ K71+700	46.5	53.4

考察每一种损坏类别中路段的基层损坏状况指数 BCI 和弯沉 D_b 的范围，结合两者区间范围，最终确定 BCI 分级范围。表 3.15 是实际检测路段的基层检测指标的取值范围。

表 2.15 实际检测路段基层参数区间

损坏类别	弯沉区间/0.01mm	BCI
A	[14.6, 24.8]	[92.3, 98.0]
B	[25.0, 34.8]	[75.8, 86.0]
C	[37.0, 43.1]	[63.5, 73.2]
D	[46.0, 48.0]	[50.0, 58.5]

首先考察每种损坏类别路段的半刚性基层表面弯沉的区间如图 2.24 所示，可见每种损坏类别路段对应的半刚性基层弯沉区间均未重合，且之间的区分界线

非常明显。

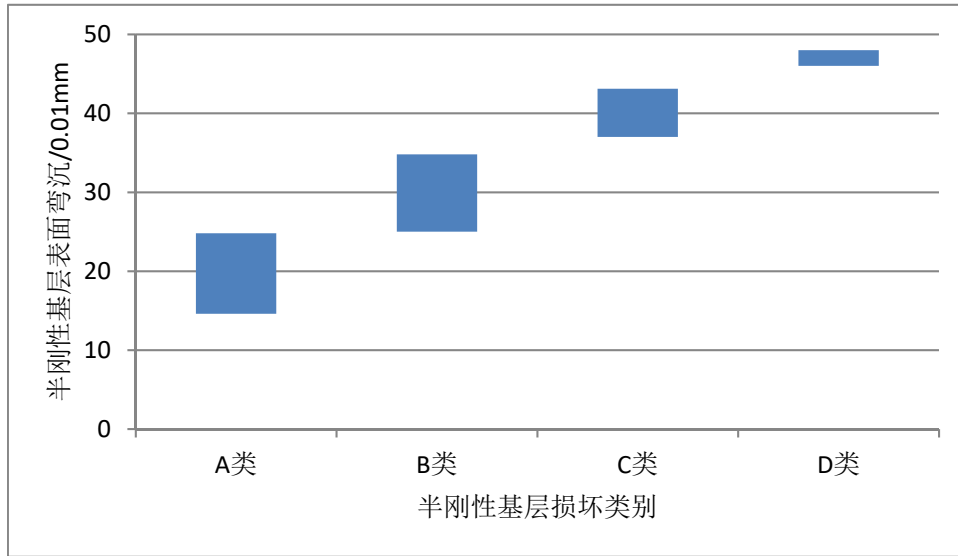


图 2.24 不同损坏程度的半刚性基层表面弯沉

将实际检测路段半刚性基层的损坏状况指数分类如图 2.25 所示，首先发现损坏等级属于 A 类损坏状况的路段的 BCI 均大于 90，为此界定 BCI 大于 90 的路段基层表面基本无损坏。另外，半刚性基层损坏状况属于 D 类的路段的 BCI 均小于 60，为此我们界定当半刚性基层出现严重龟裂的时候，其基层状况指数小于 60。剩下两类损坏类别路段 BCI 分布于区间[60, 90)，而参考实际路段 BCI 所属范围，认为 B 类损坏的 BCI 取值[75, 90)，C 类损坏路段 BCI 取值[60, 75)。

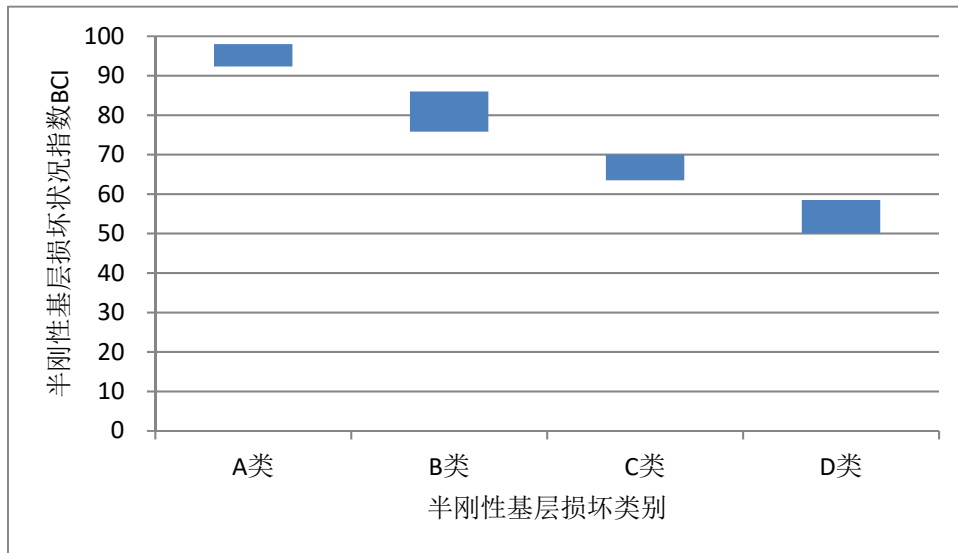


图 2.25 不同类别破损状况的半刚性基层 BCI

最终，我们将基层表面弯沉 D_b 分成四组区间，对应着四组基层损坏状况指数 BCI，具体分级状况见表 2.16。并且将该分级示意图绘制成图 2.26。

表 2.16 基层损坏状况分类

损坏类别	基层弯沉/0.01mm	基层损坏状况指数 BCI
A	(0, 25)	[90, 100)
B	[25, 35)	[75, 90)
C	[35, 45)	[60, 75)
D	[45, +∞)	(0, 60)

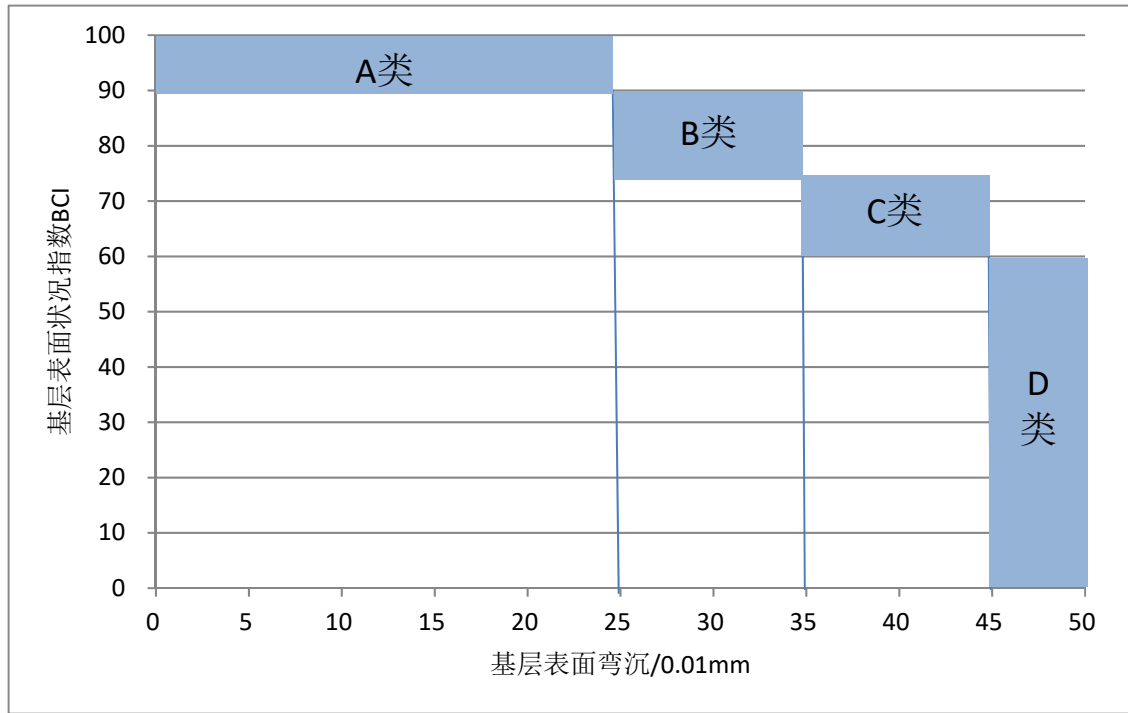


图 2.26 不同类别破损状况的半刚性基层 BCI

由表 2.16 和图 2.26 所示，半刚性基层表面弯沉与其损坏状况之间有相当好的对应关系。因此，当确定基层表面弯沉时，即可以通过图 2.26 确定半刚性基层状况指数 BCI 范围。

目前可以通过半刚性基层表面弯沉确定其表面状况指数 BCI 范围，但是并不能对基层损坏状况有更加直观的认知，为此继续对 A、B、C、D 四类半刚性基层损坏特征进行定量描述。

通过实践观察，半刚性基层表面损坏主要以裂缝类为主，又已知半刚性基层表面状况指数 BCI 值，且 BCI 是通过分层加权法计算而来，必然可以根据 BCI 值逆向计算出半刚性基层损坏特征，从而确定任意一个 BCI 区间对应的损坏特征及损坏程度。这里主要利用裂缝这一损坏形式来表征损坏状况指数 BCI，最终每类损坏类别对应的损坏状况如下：

A 类：基层弯沉取值(0, 0.25mm)，基层损坏状况指数 BCI 取值[90, 100)，基层基本无损坏，只有少许横向裂缝，且横向裂缝间距大于 20m 以上。

B类：基层弯沉取值 $[0.25\text{mm}, 0.35\text{mm})$ ，基层损坏状况指数 BCI 取值 $[75, 90)$ ，基层损坏以横向裂缝为主，且裂缝间距在 5~20m 之间。

C类：基层弯沉取值 $[0.35\text{mm}, 0.45\text{mm})$ ，基层损坏状况指数 BCI 取值 $[60, 75)$ ，基层开始出现块裂，块裂尺度在 $5*5\text{m}$ 左右。

D类：基层弯沉取值 $[0.45\text{mm}, +\infty)$ ，基层损坏状况指数 BCI 取值 $(0, 60)$ ，基层大量出现 $3*5\text{m}$ 尺寸块裂，且出现较多龟裂。

综上所述，可以通过半刚性基层表面弯沉直接判断其状况指数 BCI 区间，进而推断半刚性基层损坏特征。

2.4.2 半刚性基层模量与其损坏的关系

上一节分析表明可以通过半刚性基层表面弯沉直接判断其状况指数 BCI 区间，进而推断半刚性基层损坏特征。然而，因为基层的“隐蔽性”，无法从道路表面直接检测半刚性基层表面弯沉，并且上文研究分析已经说明道路表面检测弯沉与对应的基层表面弯沉只是在宏观趋势上具有良好相关性，无法通过道路表面弯沉准确获得基层表面弯沉。所以，目前无法通过“非破损”类方法获得半刚性基层表面弯沉。

因此，必须提出另一个指标来代替基层表面弯沉，建立该指标与半刚性基层损坏之间的联系。因为 FWD 检测的道路表面弯沉盆数据为反算基层模量提供了可能，所以本节试图利用半刚性基层模量代替基层表面弯沉，建立其与半刚性基层损坏之间的关系。

针对路面结构进行力学计算时，通常将其简化为弹性层状结构对称模型，以此为理论基础计算半刚性基层模量。因此，为了建立半刚性基层模量与其损坏之间的联系，首先简要说明线弹性层状体系理论，在此基础上确定计算半刚性基层模量的流程及方法，最终建立半刚性基层模量与其损坏之间的关系。

2.4.2.1 弹性层状结构对称模型及理论解

我国沥青路面设计方法是采用双圆垂直均布荷载作用下的多层弹性体系理论，将路面结构视为由多个弹性层组成，最下一层视为弹性半无限体。图 2.27 是路面结构在圆形均布荷载作用下的示意图。其中 $E_1、E_2\dots$ 分别为各个结构层的弹性模量， $h_1、h_2\dots$ 分别为各个结构层的厚度， $\mu_1、\mu_2\dots$ 分别为各个结构层的泊松比。 E_0 和 μ_0 则为土基模量和泊松比。

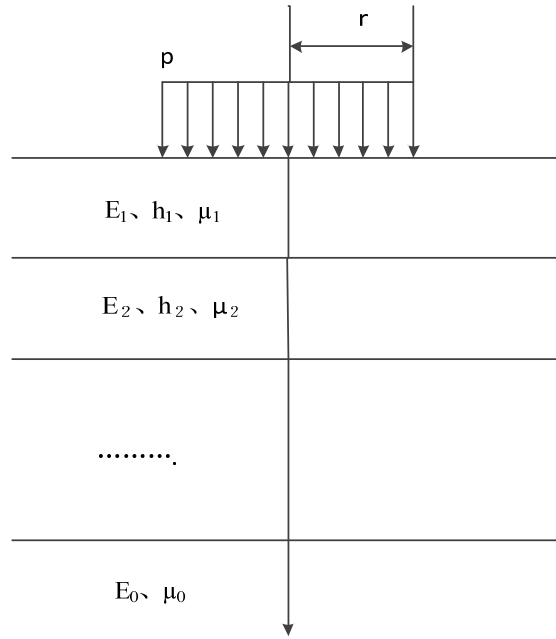


图 2.27 轴对称弹性多层结构示意图

因为路面结构层的复杂性，在进行路面力学分析时一般会作以下假设：

- 路面结构是由多个性能各异的结构层组成，在圆形均布荷载作用下呈轴对称分布。
- 各个结构层的材料都是均质、各向同性、弹性的，应力应变符合胡克定律，各层性能可以用模量 E 和泊松比 μ 来表征。
- 各结构层在水平方向是无限的，最下层垂直向下是无限深的半无限体，并且认为水平方向无限处与垂直方向无限处的位移和应力均为零。
- 各结构层之间的接触条件主要可以分为以下几种情况讨论：层间完全连续（连续体系）；层间应力与位移连续，但水平方向摩擦力为零（滑动体系）；层间应力与位移连续，水平方向摩擦力不为零（半连续体系）。

在弹性空间体系中，若弹性体的几何形状、约束以及外荷载都对称于某一轴，则弹性体的应力、应变、位移亦对称于这个轴，这类问题称为轴对称问题。弹性层状体系在受圆形垂直均布荷载时，其位移、变形和应力分析可以归结为轴对称空间问题。利用柱坐标系来描述、分析这一类问题最为简洁、合适，各应力和位移的表达式如下^[42]：

$$\sigma_r = - \int_0^{\infty} \xi F_1 J_0(\xi r) d\xi + \frac{1}{r} \int_0^{\infty} (F_1 + F_6) J_1(\xi r) d\xi$$

$$\sigma_{\theta} = \int_0^{\infty} \xi F_6 J_0(\xi r) d\xi - \frac{1}{r} \int_0^{\infty} (F_1 + F_6) J_1(\xi r) d\xi$$

$$\sigma_z = \int_0^{\infty} \xi F_2 J_0(\xi r) d\xi$$

$$\tau_{zr} = \int_0^{\infty} \xi F_4 J_1(\xi r) d\xi$$

$$u = -\frac{1+u}{E} \int_0^{\infty} (F_1 + F_6) J_1(\xi r) d\xi$$

$$w = -\frac{1+u}{E} \int_0^{\infty} F_5 J_0(\xi r) d\xi$$

其中：

$$F_1 = [(A - (1 + 2u - \xi z)B)e^{-\xi z} - [C + (1 + 2u + \xi z)D]e^{\xi z}$$

$$F_2 = [(A + (1 - 2u + \xi z)B)e^{-\xi z} - [C - (1 - 2u - \xi z)D]e^{\xi z}$$

$$F_4 = [(A - (2u - \xi z)B)e^{-\xi z} + [C + (2u + \xi z)D]e^{\xi z}$$

$$F_5 = [(A + (2 - 4u + \xi z)B)e^{-\xi z} + [C - (2 - 4u - \xi z)D]e^{\xi z}$$

$$F_6 = 2uBe^{-\xi z} + 2uDe^{\xi z}$$

其中 ξ 为积分变量， u 泊松比， z 为纵坐标， r 为计算点距离荷载中心点的距离， J_0 为0阶贝塞尔函数， J_1 为1阶贝塞尔函数， A 、 B 、 C 、 D 为结构层参数。

2.4.2.2 半刚性基层模量确定方法

根据上文介绍分析，力学计算时可以将复杂的路面结构转化为简单的线弹性层状体系。因为通过基层表面弯沉计算其模量时需要知道底基层、土基的模量等结构参数，所以本文提出通过逐层检测路面结构层表面弯沉的方法来确定基层模量方法。具体步骤如下：

- (1) 铣刨沥青面层，清理基层表面后利用贝克曼梁检测半刚性基层表面弯沉；
- (2) 铣刨半刚性基层，在底基层表面选取与基层检测点垂直对应的检测点，利用贝克曼梁进行弯沉检测，同时测量半刚性基层厚度；
- (3) 铣刨底基层，测量底基层厚度，利用承载板检测土基模量。
- (4) 根据检测的土基模量、各个结构层表面弯沉，参照规范进行泊松比取值，即可计算出各个结构层模量。

图 2.28 是半刚性基层模量计算过程示意图。

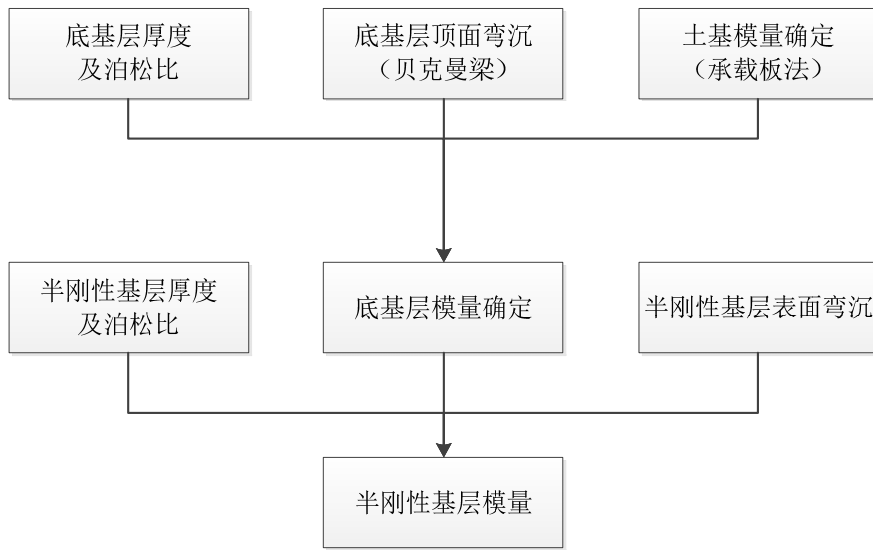


图 2.28 半刚性基层模量确定流程图

2.4.2.3 半刚性基层模量与损坏之间对应关系

前文已经建立半刚性基层表面弯沉与基层损坏状况之间对应关系，而根据弹性层状结构对称模型，当结构层厚度、泊松比等结构参数已知时，基层表面弯沉必然对应相应的基层模量，具体的计算方法可以按照图 2.28 所示流程图进行。根据本文的弯沉区间分级，只需要计算基层表面弯沉为 0.25mm、0.35mm 及 0.45mm 时所对应的道路半刚性基层模量，即可以知道不同损坏程度半刚性基层的模量区间，从而建立半刚性基层模量与其状况指数 BCI 之间的对应关系，即通过基层模量即可判断其损坏状况。

上文方法得到基层表面弯沉与其状况指数之间的对应关系是基于昌樟高速现场检测数据而来。但是，不同道路的路面结构不一样，其对应的弯沉范围必然不一样。例如：当半刚性基层表面弯沉为 0.33mm 时，对于昌樟高速而言，其半刚性基层状况指数范围在 60 至 75 之间，已经出现块裂；但是对于其他道路而言，其半刚性基层状况指数也许会在 75 至 90 之间，未出现块裂，所以利用半刚性基层表面弯沉绝对值推断其损坏状况不具有通用性。

为了使评价方法具有通用性，本文提出用半刚性基层剩余模量 E/E_i （即半刚性基层当前模量与其初始模量比值，其中 E_i 是半刚性基层初始模量， E 为半刚性基层当前模量，该比值反映的是当前道路基层剩余强度）作为评价指标，建立 E/E_i 与基层状况指数 BCI 之间的关系。

因为当前道路均已运行一定年限，路面状况有一定累积损伤，已无法准确确定其初始模量。鉴于道路运行过程中路肩受到交通荷载作用相对较小，性能衰减极小，本文提出利用路肩检测弯沉反算出的基层模量近似代替基层初始模量 E_i 。

本次检测昌樟高速半刚性基层路肩表面（相对完好处）弯沉平均值为 0.22mm，根据前文所述方式即可反算出基层初始模量 E_i 。前文数据分析是根据江西省昌樟高速公路道路实际检测数据而来，为此计算半刚性基层模量时结构层厚度取值参考表 2.2，计算时土基泊松比 $u_0=0.4$ ，半刚性基层泊松比 $u_2=0.3$ 。

当土基模量变化时，分别反算不同损坏程度基层的模量及基层初始模量，反算结果如下表 2.17。

表 2.17 半刚性基层模量（基层表面弯沉不同时）

土基模量 E_0/MPa	半刚性基层初 始模量 E_i/MPa	半刚性基层表面 弯沉/0.01mm	半刚性基层模 量 E/MPa	基层剩余强 度 E/E_i
40	40000	25	36000	0.90
		35	10000	0.25
		45	4000	0.10
50	22000	25	19800	0.90
		35	5500	0.25
		45	2200	0.10
60	16000	25	14400	0.90
		35	4000	0.25
		45	1600	0.10
70	12000	25	10800	0.90
		35	3000	0.25
		45	1200	0.10
80	10000	25	9000	0.90
		35	2500	0.25
		45	1000	0.10
90	8500	25	7650	0.90
		35	2125	0.25
		45	850	0.10
100	7500	25	6750	0.90
		35	1875	0.25
		45	750	0.10
110	7000	25	6300	0.90
		35	1750	0.25
		45	700	0.10
120	6800	25	6120	0.90
		35	1700	0.25
		45	680	0.10
130	6400	25	5760	0.90
		35	1600	0.25
		45	640	0.10
140	6000	25	5400	0.90
		35	1500	0.25
		45	600	0.10

分析表 2.17 可以发现，无论土基模量如何变化，同一损坏程度半刚性基层剩余强度 E/E_i 是一定的，即 E/E_i 并不受土基模量大小影响，可以建立 E/E_i 与基层状况指数 BCI 之间的对应关系如下表 2.18，该对应关系具有更好的通用性。

表 2.18 半刚性基层损坏状况分类

损坏类别	基层弯沉/0.01mm	E/E_i	基层损坏状况指数 BCI
A	(0, 25)	(0.9, 1]	[90, 100)
B	[25, 35)	(0.25, 0.9]	[75, 90)
C	[35, 45)	(0.1, 0.25]	[60, 75)
D	[45, +∞)	(0, 0.1]	(0, 60)

通过表 2.18 可知，当知道半刚性基层模量与其初始模量的比值 E/E_i 区间后，可以相应的知道该半刚性基层所对应的损坏状况指数 BCI 区间，而上一节中已经分析得到半刚性基层状况指数 BCI 所对应的半刚性基层损坏特征。因此，可以建立半刚性基层剩余模量与其损坏状况之间的关系如下：

A 类：半刚性基层模量与初始模量比值 $E/E_i \in (0.9, 1]$ ，基层损坏状况指数 BCI 取值[90, 100)，基层基本无损坏，只有少许横向裂缝，且间距大于 20m。

B 类：半刚性基层模量与初始模量比值 $E/E_i \in (0.25, 0.9]$ ，基层损坏状况指数 BCI 取值[75, 90)，基层损坏以横向裂缝为主，且裂缝间距在 5~20m 之间。

C 类：半刚性基层模量与初始模量比值 $E/E_i \in (0.1, 0.25]$ ，基层损坏状况指数 BCI 取值[60, 75)，基层开始出现块裂，块裂尺度在 5*5m 左右。

D 类：半刚性基层模量与初始模量比值 $E/E_i \in (0, 0.1]$ ，基层损坏状况指数 BCI 取值(0, 60)，基层大量出现 3*5m 尺寸块裂，且出现较多龟裂。

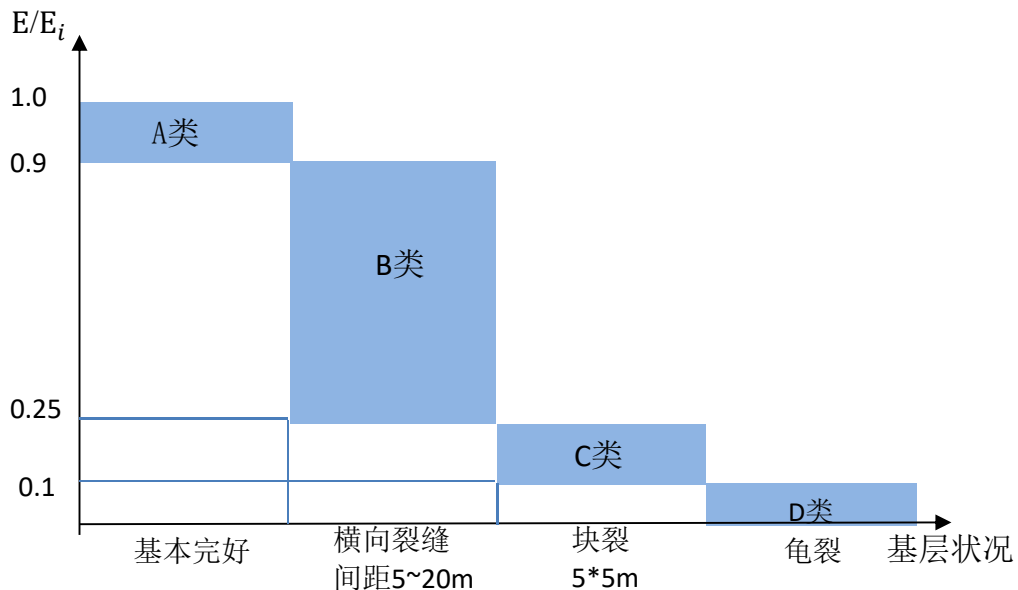


图 2.29 半刚性基层剩余模量与其损坏状况对应关系

2.5 本章小结

本章通过逐层检测沥青路面结构层的弯沉与损坏状况，定量分析指标之间的相互关系，最终确定了评价基层损坏状况的基本思路与方法。本章研究具体包括以下几个方面：

(1) 本章首次定量说明了道路表面损坏状况、道路表面弯沉与基层损坏状况之间无显著的相关性，说明无法从道路表面的弯沉或损坏状况直接判断基层的损坏状况。

(2) 本文研究发现道路表面弯沉与对应的基层弯沉之间具有宏观趋势上的相关性，但是因为波动性较大缘故，无法通过道路表面弯沉推断对应的半刚性基层弯沉。

(3) 本文定量分析了基层表面弯沉与其损坏状况之间的联系，发现两者之间不仅具有显著相关性，而且可以通过合理分级，使得两者之间在区间上相对应，即通过半刚性基层弯沉可以推断出其损坏状况及特征。

(4) 本文通过逐层检测道路结构层表面弯沉的方式反算出半刚性基层的模量，且建立了半刚性基层模量与其损坏状况之间的联系，可以通过半刚性基层模量状况判断其损坏状况。具体对应关系如下：

A类：沥青路面半刚性基层模量与初始模量比值 $E/E_i \in (0.9, 1]$ ，基层损坏状况指数 BCI 取值 $[90, 100)$ ，基层基本无损坏，只有少许横向裂缝，且横向裂缝间距大于 10m 以上。

B类：沥青路面半刚性基层模量与初始模量比值 $E/E_i \in (0.25, 0.9]$ ，基层损坏状况指数 BCI 取值 $[75, 90)$ ，基层损坏以横向裂缝为主，且裂缝间距在 5~10m 之间。

C类：沥青路面半刚性基层模量与初始模量比值 $E/E_i \in (0.1, 0.25]$ ，基层损坏状况指数 BCI 取值 $[60, 75)$ ，基层开始出现块裂，块裂尺度在 5*5m 左右。

D类：沥青路面半刚性基层模量与初始模量比值 $E/E_i \in (0, 0.1]$ ，基层损坏状况指数 BCI 取值 $(0, 60)$ ，基层大量出现 3*5m 尺寸块裂，且出现较多龟裂。

第 3 章 刚性下卧层深度设置方法

本文第二章的研究分析建立了沥青路面半刚性基层模量与其损坏状况之间良好的相关性，并且通过合理分级建立两者之间对应关系，能够通过半刚性基层模量有效判断其损坏状况。而随着 FWD 检测技术的发展，基于弯沉盆反算半刚性基层模量成为必然，结合第二章研究结论，即可以通过“非破损”类方法评价道路基层损坏状况。

虽然模量反算方法研究已经有一段时间，但是在国内尚且未能将其有效运用于实际道路评价之中，其中一个主要原因就是实际弯沉盆与理论弯沉盆不匹配，导致反演结果精度不够，无法真实反映半刚性基层状况。因此，国内外专家建议通过在模量反算理论模型中添置刚性下卧层的方式提高理论弯沉盆与实际弯沉盆之间的匹配精度。

目前的研究已经表明反演模型中刚性下卧层设置会在一定程度上影响理论弯沉盆的形状与数值，但是并未针对我国路面实际检测数据提出合理刚性下卧层深度设置方法。本章试图根据实际道路检测数据提出刚性下卧层深度设置方法，在此基础之上基于实际 FWD 检测的弯沉盆数据，利用惯性点法反算半刚性基层模量，验证反算结果与第二章结论具有一致性。

3.1 研究思路

本章旨在提出路面结构模量反演模型中刚性下卧层深度设置思路与方法，首先对刚性下卧层这一概念进行说明：刚性下卧层是指位于土基一定深度之下，具有较大刚度，对表面弯沉影响不可忽略的层位。在模量反演理论模型中合理设置刚性下卧层可以有效减小理论弯沉盆与实际弯沉盆之间的差异性，进而提高模量反演结果的准确性。设置刚性下卧层的关键参数有刚性下卧层的设置深度 H 、刚性下卧层的模量 E^* 及刚性下卧层的泊松比 μ^* 。图 3.1 描述了刚性下卧层所处位置示意图。

由图 3.1 可知，通过确定刚性下卧层的模量、深度及泊松比即可确定刚性下卧层。其中，刚性下卧层模量作用是使下卧层刚度足够大，使其在有效外力之下不发生变形，起到“刚性”效果。目前研究表明^[1]只要刚性下卧层的模量达到 6894MPa 以上，其产生的“刚性”效果基本一致，为此本文研究过程中取刚性下卧层模量为 6894MPa。至于刚性下卧层泊松比 μ^* ，目前的研究过程中 μ^* 取值为 0.2，故本文接下来研究中 μ^* 取值 0.2。

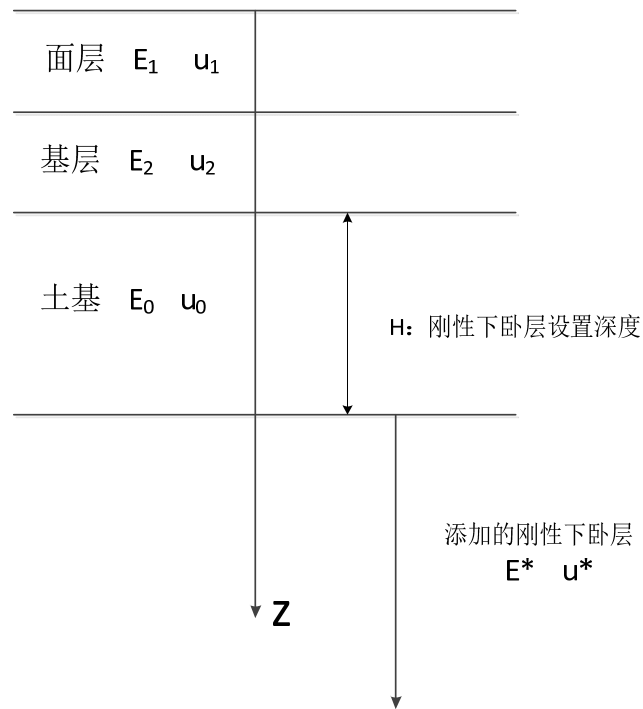


图 3.1 刚性下卧层位置层示意图

上文对刚性下卧层模量及泊松取值作规定说明，再确定刚性下卧层设置深度 H 即可解决刚性下卧层设置问题。设置刚性下卧层最终目的是尽可能提高理论弯沉盆与实际弯沉盆的匹配精度，即寻求最佳刚性下卧层设置深度 H ，使得理论弯沉盆与实际弯沉盆误差最小，本章以弯沉盆误差指标 ε^2 为目标函数，如式 3.1 所示。

$$\text{Min } \varepsilon^2 = \sum_{i=1}^n (D_i^m - D_i^c)^2 \quad (3.1)$$

其中： D_i^m 为 FWD 第 i 个测点的实际检测弯沉， $i = 1, 2, \dots, 9$

D_i^c 为第 i 个测点的理论计算弯沉

因此本章分析过程中需要确定道路结构理论弯沉盆与实际弯沉盆，实际弯沉盆通过 FWD 检测即可以得到，理论弯沉盆则可以通过 BISAR 软件计算而来。通过 BISAR 计算理论弯沉盆的前提是需要知道路面各个结构层的结构参数（模量、厚度及泊松比），路面结构层的厚度及泊松比都较容易获得，至于结构层模量，目前的研究暂且未提出统一确定方法，在计算过程中均视为未知数。由此可见，计算理论弯沉盆时刚性下卧层深度、各结构层模量均为未知数，为了减少计算过程中未知数，本文选取道路土基表面弯沉盆作为研究对象，即直接考察道路土基表面理论弯沉盆与实际弯沉盆的差异性。

计算土基表面理论弯沉盆时可以将土基视为两层道路结构(设置刚性下卧层后),如图 3.2 所示。研究过程中在 BISAR 中输入荷载及结构层参数,不断调整刚性下卧层设置深度及土基模量,计算出不同刚性下卧层深度及土基模量组合下土基表面理论弯沉盆,考察理论弯沉盆与实际弯沉盆之间的差异,选取使误差指标最小的刚性下卧层设置深度与土基模量组合作为最佳设置组合,同时考察不同结构层最佳刚性下卧层设置深度与土基模量的规律性,试图简化刚性下卧层最佳深度设置方法,为今后其他路面结构确定刚性下卧层设置深度做参考。

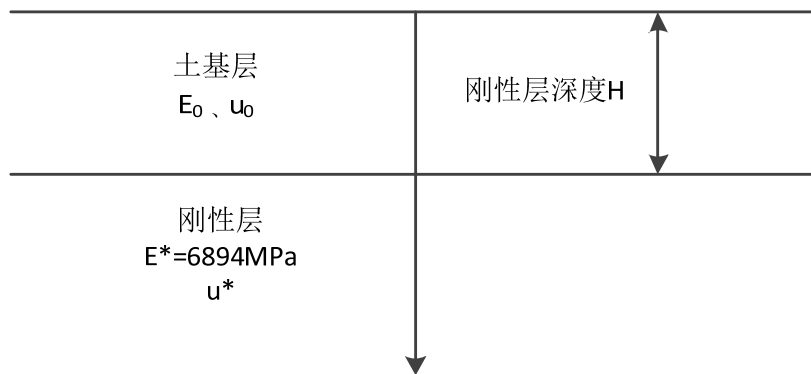


图 3.2 土基表面理论弯沉盆计算简化模型

3.2 实际弯沉盆检测及理论弯沉盆确定方式

根据上节分析,本章旨在通过考察不同道路土基表面实际弯沉盆与理论弯沉盆的差异性,得到使误差指标最小的刚性下卧层设置深度与土基模量的组合,认为此时刚性下卧层设置深度为最佳深度,同时考察此时土基模量与承载板检测的土基模量之间关系。这里对实际数据检测以及理论弯沉盆计算进行说明。

➤ 土基表面数据检测

在对比理论弯沉盆与实测弯沉盆时,为了简化计算,采用路基顶面的弯沉盆进行对比分析。本文研究过程利用 FWD 检测土基表面实际弯沉,同时利用承载板检测确定土基模量。一般只有针对道路进行大修、改建时才有可能将道路铣刨至土基,尽管如此,鉴于土基层性能容易受外界环境影响,通常铣刨完路面后及时对其进行加铺。由此可见,检测土基表面弯沉盆及承载板方式确定其模量具有一定难度。最终本文检测到江西省昌樟高速及山东省青临公路土基上的 3 组数据。表 3.1 是本次检测 FWD 的传感器的分布状况,表 3.2 是本次检测结果汇总,图 3.3 是承载板确定土基模量现场图。

表 3.1 落锤式弯沉仪 FWD 传感器分布

传感器编号	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9
距离荷载中心/mm	0	203	305	457	610	914	1219	1524	1829

表 3.2 土基表面弯沉盆及其静态模量汇总

序号	荷载 /KPa	FWD 检测弯沉盆/mm									土基静态模量 /MPa
		D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9	
1	701	2.775	1.061	0.645	0.387	0.274	0.156	0.093	0.065	0.043	28.5
2	710	2.254	0.877	0.543	0.336	0.234	0.148	0.083	0.044	0.031	38.0
3	711	2.611	1.013	0.623	0.381	0.274	0.161	0.112	0.081	0.063	31.9



图 3.3 承载板检测土基静态模量

➤ 理论弯沉盆计算方式

根据上文分析可知,对路面结构进行力学理论计算时可将其视为多层弹性体系模型,且给出了其在对称荷载下的理论解,目前很多研究者基于路面力学理论编制计算机程序计算应力和位移,本章在研究过程中就是应用 BISSAR 软件计算土基表面理论弯沉盆,这里有必要对 BISSAR 计算流程进行简单介绍。

BISSAR 软件是由阿姆斯特丹的壳牌工作组于 1967 年开发完成,随后进行不断改进、完善,目前 BISSAR 的理论依据是壳牌公司的 Shell 设计方法。BISSAR 软件在确定加载方式以及各个结构层的材料性能参数情况下,可以根据需求计算层状体系任意一个点的应力、应变和位移。

具体的计算流程可参考以下示意图 3.4 所示:

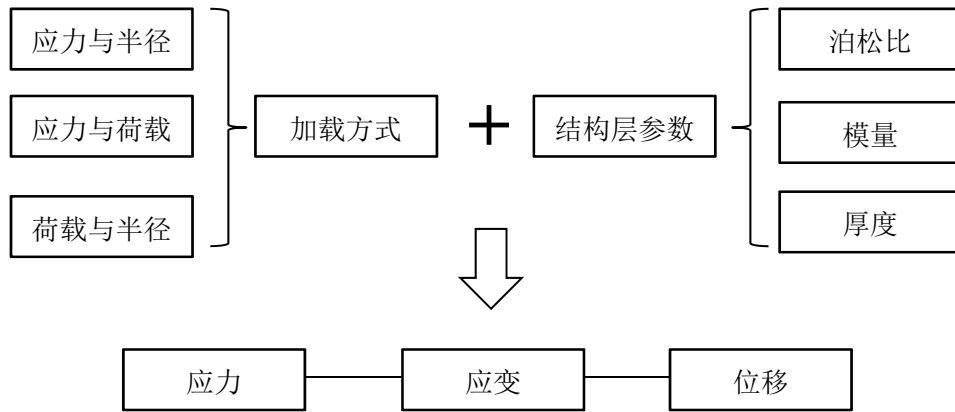


图 3.4 BISAR 软件应用流程

3.3 刚性下卧层深度确定

3.3.1 中心点弯沉误差对弯沉盆误差影响

根据上文分析，为了得到使得误差指标 ε^2 最小的刚性下卧层设置深度 H 与土基模量 E_0 组合，需要在不断调整 H 与 E_0 的情况下计算土基表面理论弯沉盆，计算分析其与实际弯沉盆的差异性，对比分析误差指标后得到合理的刚性下卧层设置深度与土基模量。如此穷举法计算确定刚性下卧层深度必然使得计算量成倍增加，计算过程复杂。因此，本节分析弯沉盆中心点弯沉对弯沉盆误差指标 ε^2 影响，在此基础之上进一步简化刚性下卧层设置流程。

这里定义中心点理论弯沉与实际弯沉弯沉差值作为中心点弯沉误差指标，用符号 Δ 表示，利用上文定义的 ε^2 表征弯沉盆误差。具体公式如 3.2 所示。

$$\Delta = D_1^m - D_1^c$$

$$\varepsilon^2 = \sum_{i=1}^n (D_i^m - D_i^c)^2 \quad (3.2)$$

其中： D_i^m 为 FWD 第*i*个测点的实际检测弯沉， $i = 1, 2 \dots 9$

D_i^c 为第*i*个测点的理论计算弯沉

(1) 首先分析江西省昌樟高速土基表面检测数据，实际弯沉盆见表 3.2 中第一组数据。计算理论弯沉盆时荷载取值为 701KPa，荷载半径 R 为 15cm，刚性下卧层模量取值 6894MPa，对应泊松比取 0.2，土基泊松比取 0.4。调整刚性下卧层不同设置深度 H 及土基模量 E_0 ，计算其理论弯沉盆，分别计算不同组合下

弯沉盆误差指标 ε^2 及中心点弯沉误差 Δ 。因为所计算的理论弯沉盆数据量巨大，这里就不一一列举，只列出误差指标 ε^2 及 Δ 的计算结果于表 3.3 及表 3.4。

表 3.3 不同 H、 E_0 组合下弯沉盆误差指标 ε^2 (实例 1) 单位 mm^2

土基模量 E_0/MPa	刚性下卧层设置深度 H/m				
	3	4	5	6	7
30	10.205	10.820	11.215	11.494	11.699
35	5.291	5.668	5.913	6.089	6.218
40	2.657	2.888	3.040	3.153	3.236
45	1.232	1.368	1.461	1.533	1.586
50	0.484	0.557	0.611	0.654	0.687
55	0.132	0.162	0.187	0.212	0.231
60	0.017	0.016	0.022	0.033	0.042
65	0.046	0.023	0.015	0.016	0.018
70	0.164	0.125	0.106	0.100	0.096
75	0.335	0.284	0.258	0.247	0.239
80	0.537	0.478	0.446	0.431	0.420
85	0.756	0.691	0.654	0.636	0.623
90	0.983	0.913	0.874	0.853	0.839
95	1.212	1.138	1.097	1.074	1.059
100	1.438	1.362	1.319	1.296	1.279
105	1.660	1.582	1.538	1.514	1.496

表 3.4 不同 H、 E_0 组合下中心点弯沉误差 Δ (实例 1) 单位 mm

土基模量 E_0/MPa	刚性下卧层设置深度 H/m				
	3	4	5	6	7
30	-2.896	-2.952	-2.985	-3.007	-3.023
35	-2.087	-2.134	-2.163	-2.182	-2.196
40	-1.480	-1.521	-1.546	-1.563	-1.575
45	-1.008	-1.045	-1.067	-1.082	-1.092
50	-0.630	-0.663	-0.683	-0.697	-0.706
55	-0.321	-0.351	-0.369	-0.381	-0.390
60	-0.064	-0.091	-0.108	-0.119	-0.127
65	0.154	0.129	0.104	0.103	0.096
70	0.341	0.317	0.303	0.294	0.287
75	0.503	0.481	0.468	0.459	0.453
80	0.645	0.624	0.611	0.603	0.597
85	0.770	0.750	0.738	0.731	0.725
90	0.881	0.862	0.851	0.844	0.839
95	0.980	0.963	0.952	0.945	0.940
100	1.069	1.053	1.043	1.036	1.032
105	1.150	1.135	1.125	1.119	1.115

根据表 3.3 及表 3.4 中误差数据，建立弯沉盆中心点误差指标 Δ 与弯沉盆误差指标 ε^2 之间的关系图，如图 3.5 所示。从图中可以直接观察到，当刚性下卧层设置深度一定时，中心点弯沉误差绝对值越小，相应的误差 ε^2 越小。

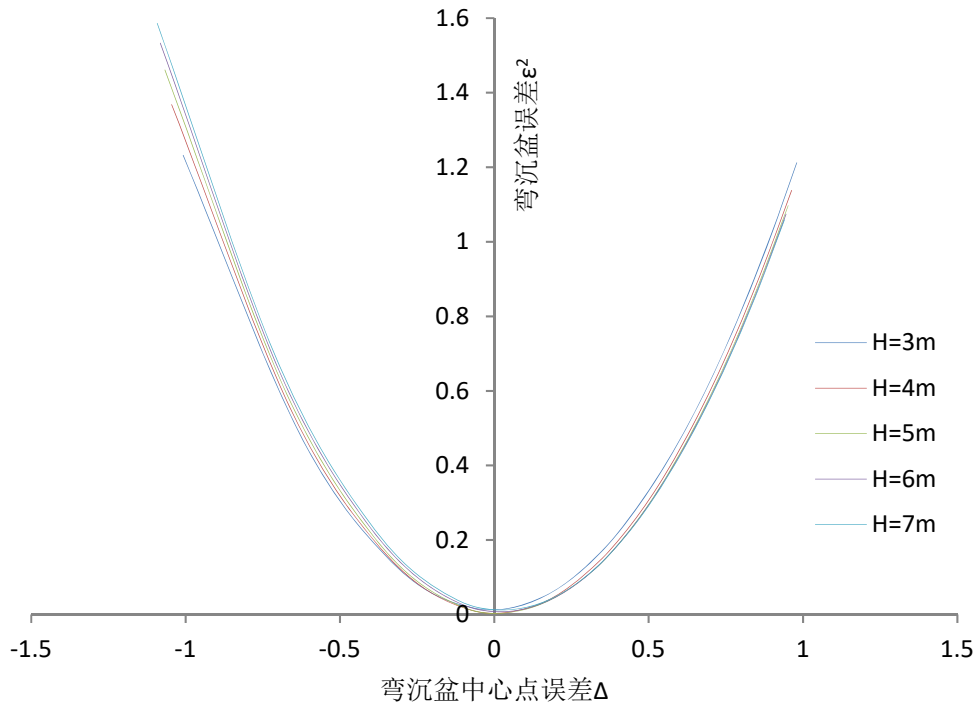


图 3.5 弯沉盆中心点误差 Δ 与弯沉盆误差 ϵ^2 关系图（实例 1）

(2) 同样方法分析山东省青临公路实际检测数据。实际弯沉盆见表 3.2 中第二组数据，计算理论弯沉盆时荷载取值为 710KPa，荷载半径 R 为 15cm，刚性下卧层模量取值 6894MPa，对应泊松比取 0.2，土基泊松比取 0.4。分别计算不同组合下弯沉盆误差指标 ϵ^2 及中心点弯沉误差 Δ ，分别统计于表 3.5 及表 3.6。

表 3.5 不同 H、 E_0 组合下弯沉盆误差指标 ϵ^2 （实例 2） 单位 mm^2

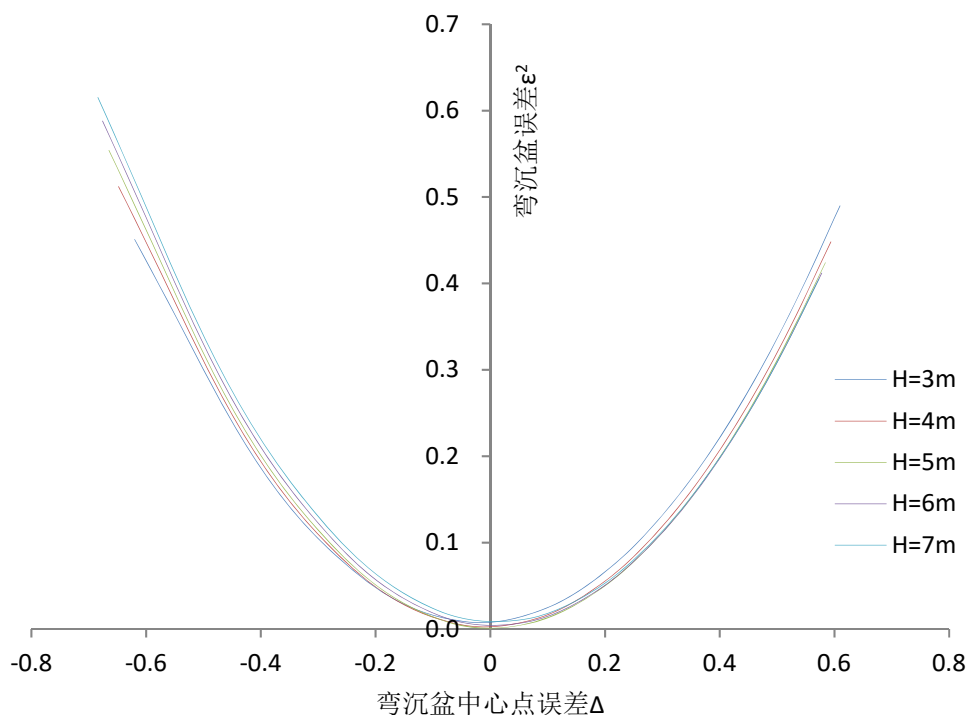
土基模量 E_0/MPa	刚性下卧层设置深度 H/m				
	3	4	5	6	7
30	14.744	15.494	15.970	16.302	16.546
35	8.606	9.095	9.406	9.626	9.788
40	5.080	5.407	5.617	5.767	5.878
45	2.978	3.199	3.342	3.445	3.524
50	1.699	1.847	1.945	2.017	2.072
55	0.918	1.016	1.081	1.131	1.170
60	0.451	0.512	0.554	0.588	0.615
65	0.185	0.220	0.244	0.267	0.285
70	0.053	0.067	0.079	0.092	0.104
75	0.009	0.008	0.010	0.016	0.023
80	0.024	0.011	0.006	0.007	0.010
85	0.079	0.058	0.046	0.044	0.044
90	0.162	0.133	0.117	0.111	0.109
95	0.261	0.227	0.208	0.199	0.195
100	0.372	0.334	0.312	0.301	0.296
105	0.490	0.448	0.424	0.412	0.405

表 3.6 不同 H、E₀ 组合下中心点弯沉误差Δ (实例 2)

单位 mm

土基模量 E ₀ /MPa	刚性下卧层设置深度 H/m				
	3	4	5	6	7
30	-3.489	-3.545	-3.579	-3.601	-3.617
35	-2.669	-2.717	-2.746	-2.766	-2.779
40	-2.054	-2.097	-2.122	-2.139	-2.151
45	-1.576	-1.614	-1.636	-1.651	-1.662
50	-1.194	-1.227	-1.248	-1.261	-1.271
55	-0.881	-0.911	-0.930	-0.942	-0.951
60	-0.620	-0.648	-0.665	-0.676	-0.684
65	-0.399	-0.425	-0.441	-0.451	-0.458
70	-0.210	-0.234	-0.248	-0.258	-0.265
75	-0.046	-0.069	-0.082	-0.091	-0.097
80	0.097	0.076	0.064	0.055	0.049
85	0.224	0.204	0.192	0.184	0.179
90	0.336	0.318	0.307	0.299	0.294
95	0.437	0.419	0.409	0.402	0.397
100	0.528	0.511	0.501	0.494	0.489
105	0.610	0.594	0.584	0.578	0.573

根据表 3.5 及表 3.6 中误差数据, 建立弯沉盆中心点误差指标 Δ 与弯沉盆误差指标 ε^2 之间的关系图 3.6。与上一组数据分析结果类似, 当刚性下卧层设置深度一定时, 中心点弯沉误差绝对值越小, 相应的理论弯沉盆与实际弯沉盆整体误差 ε^2 越小。

图 3.6 弯沉盆中心点误差 Δ 与弯沉盆误差 ε^2 关系图 (实例 2)

(3) 最后考察表 3.2 中第 3 组实际弯沉盆。计算理论弯沉盆时荷载取值为 711KPa, 荷载半径 R 为 15cm, 刚性下卧层模量取值 6894MPa, 对应泊松比取 0.2, 土基泊松比取 0.4。调整刚性下卧层不同设置深度 H 及土基模量 E_0 , 计算其理论弯沉盆, 分别计算不同组合下弯沉盆误差指标 ϵ^2 及中心点弯沉误差 Δ , 计算结果分别统计于表 3.7 及表 3.8。

表 3.7 不同 H 、 E_0 组合下弯沉盆误差指标 ϵ^2 (实例 3) 单位 mm^2

土基模量 E_0/MPa	刚性下卧层设置深度 H/m				
	3	4	5	6	7
30	11.891	12.558	12.980	13.276	13.497
35	6.464	6.882	7.148	7.336	7.479
40	3.472	3.737	3.907	4.029	4.124
45	1.785	1.951	2.058	2.137	2.200
50	0.838	0.937	1.002	1.051	1.094
55	0.329	0.382	0.417	0.447	0.474
60	0.088	0.108	0.123	0.138	0.155
65	0.014	0.011	0.010	0.014	0.024
70	0.046	0.025	0.013	0.010	0.013
75	0.144	0.110	0.090	0.081	0.080
80	0.284	0.241	0.214	0.201	0.197
85	0.449	0.399	0.368	0.351	0.344
90	0.629	0.573	0.539	0.519	0.511
95	0.816	0.756	0.719	0.698	0.688
100	1.005	0.943	0.904	0.881	0.870
105	1.194	1.130	1.089	1.065	1.054

表 3.8 不同 H 、 E_0 组合下中心点弯沉误差 Δ (实例 3) 单位 mm

土基模量 E_0/MPa	刚性下卧层设置深度 H/m				
	3	4	5	6	7
30	-3.139	-3.195	-3.229	-3.251	-3.267
35	-2.319	-2.367	-2.396	-2.416	-2.429
40	-1.704	-1.747	-1.772	-1.789	-1.801
45	-1.226	-1.264	-1.286	-1.301	-1.312
50	-0.844	-0.877	-0.898	-0.911	-0.921
55	-0.531	-0.561	-0.580	-0.592	-0.601
60	-0.270	-0.298	-0.315	-0.326	-0.334
65	-0.049	-0.075	-0.091	-0.101	-0.108
70	0.140	0.116	0.102	0.092	0.085
75	0.304	0.281	0.268	0.259	0.253
80	0.447	0.426	0.414	0.405	0.399
85	0.574	0.554	0.542	0.534	0.529
90	0.686	0.668	0.657	0.649	0.644
95	0.787	0.769	0.759	0.752	0.747
100	0.878	0.861	0.851	0.844	0.839
105	0.960	0.944	0.934	0.928	0.923

根据表 3.7 及表 3.8 中误差数据,建立弯沉盆中心点误差指标 Δ 与弯沉盆误差指标 ε^2 之间的关系图,如图 3.7 所示。从图中可以直接观察到,当刚性下卧层设置深度一定时,中心点弯沉误差绝对值越小,相应的理论弯沉盆与实际弯沉盆整体误差 ε^2 越小。

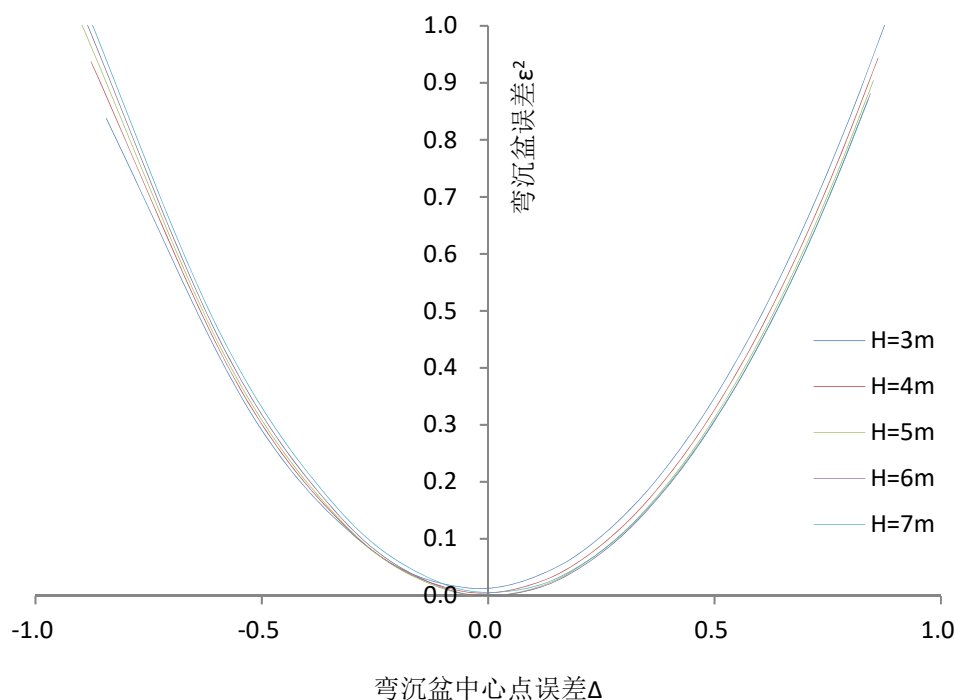


图 3.7 弯沉盆中心点误差 Δ 与弯沉盆误差 ε^2 关系图 (实例 3)

综合以上三组实际检测数据分析可知,当刚性下卧层设置深度一定时,中心点弯沉误差绝对值越小,相应的理论弯沉盆与实际弯沉盆整体误差 ε^2 越小。

3.3.2 刚性下卧层深度确定流程

根据上一节分析可知,对于同一刚性下卧层设置深度 H ,中心点理论弯沉与实际弯沉误差 Δ 越小,则弯沉盆误差 ε^2 越小。

而本章确定刚性下卧层最佳设置深度 H 的思路就是通过穷举法寻找使理论弯沉盆与实际弯沉盆整体误差 ε^2 最小的土基模量 E_0 与刚性下卧层深度 H 组合。既然当刚性下卧层设置深度 H 一定时,弯沉盆中心点弯沉误差 Δ 为 0 时的弯沉盆误差 ε^2 最小,那么可以引入中心点弯沉误差 Δ 是否为 0 作为控制目标之一,这样就可以简化刚性下卧层最佳设置深度 H 确定流程。

因此,刚性下卧层最佳设置深度 H 确定过程以中心检测点弯沉 D_1 及弯沉盆误差指标 ε^2 为控制目标,目标函数如式 3.3 所示,图 3.8 为刚性下卧层设置流程图。

$$\left. \begin{aligned} & D_1^m = D_1^c \\ \text{Min } \varepsilon^2 = \sum_{i=1}^n (D_i^m - D_i^c)^2 \end{aligned} \right\} \quad (3.3)$$

其中： D_i^m 为 FWD 第*i*个测点的实际检测弯沉

D_i^c 为第*i*个测点的理论计算弯沉

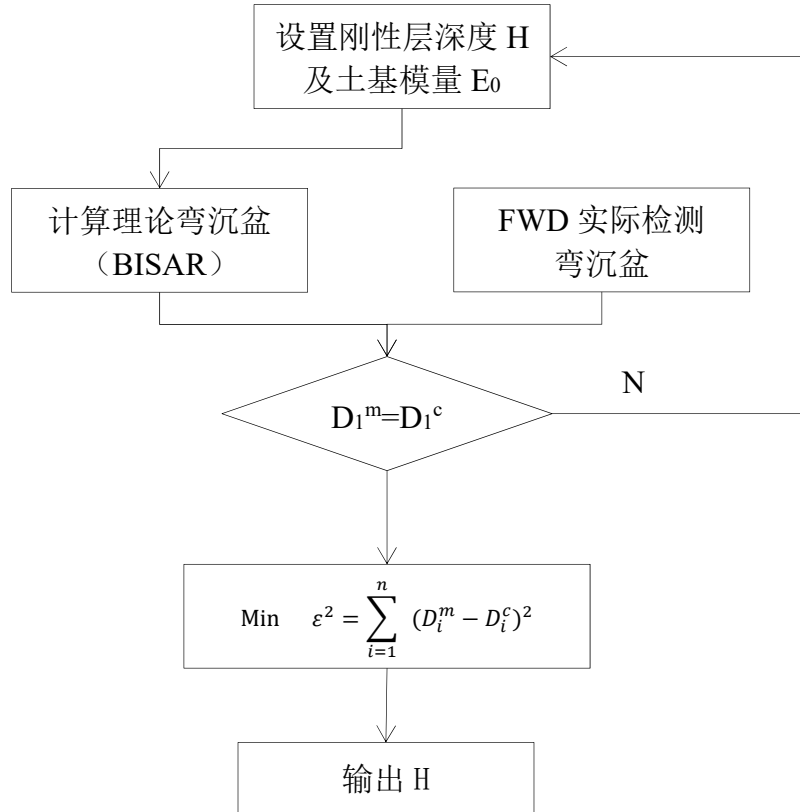


图 3.8 刚性下卧层深度确定流程图

3.3.3 刚性下卧层深度确定

通过在理论模型中添加刚性下卧层，将刚性下卧层设置在不同的深度 H ，考察理论弯沉盆与实际弯沉盆之间的差异指标。下面将分别讨论实际检测的 3 组数据，考察刚性下卧层的设置对弯沉盆的影响。

(1) 首先是表 3.2 中的第一组数据，该组数据是在江西省昌樟高速公路上检测。按照图 3.8 所示流程图，在理论模型中设置不同深度的刚性下卧层，控制荷载中心点理论弯沉与实际弯沉相等，分别将刚性下卧层深度不同时的理论弯沉盆汇总在表 3.9 中，同时考察各检测点理论弯沉与实际弯沉之间的差异，将结果汇总于表 3.10。

表 3.9 不同深度刚性下卧层时土基表面理论弯沉盆（实例 1）

刚性下卧层深度 H/m	理论弯沉盆/mm								
	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9
3	-2.775	-1.006	-0.598	-0.357	-0.241	-0.128	-0.074	-0.044	-0.026
5	-2.775	-1.049	-0.634	-0.378	-0.266	-0.149	-0.097	-0.061	-0.039
5.5	-2.775	-1.065	-0.644	-0.394	-0.279	-0.158	-0.099	-0.068	-0.044
6	-2.775	-1.075	-0.654	-0.404	-0.287	-0.165	-0.101	-0.071	-0.048
∞	-2.775	-1.110	-0.700	-0.459	-0.342	-0.227	-0.170	-0.136	-0.133

表 3.10 检测点理论弯沉与实际弯沉差异（实例 1）

刚性下卧层深度 H/m	理论弯沉与实际弯沉误差								
	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9
3	0.0%	5.2%	7.3%	7.8%	12.0%	17.9%	20.4%	32.3%	39.5%
5	0.0%	1.1%	1.7%	2.3%	2.9%	4.5%	4.3%	6.2%	9.3%
5.5	0.0%	0.4%	0.2%	1.8%	1.8%	1.3%	6.5%	4.6%	2.3%
6	0.0%	1.3%	1.4%	4.4%	4.7%	5.8%	8.6%	9.2%	11.6%
∞	0.0%	4.6%	8.6%	18.6%	24.8%	45.5%	82.8%	109.2%	209.3%

根据表 3.10 所示的各检测点理论弯沉与实际弯沉的差异可以看出，随着刚性下卧层深度的增加，各个检测点的弯沉误差呈现先减小后增大趋势，因此，必然会存在一个刚性下卧层设置深度，使得理论弯沉盆与实际弯沉盆差异极小。

这里将刚性下卧层设置深度分别为 5m、6m 及不设置刚性下卧层时的理论弯沉盆与实际弯沉盆绘制于图 3.9。

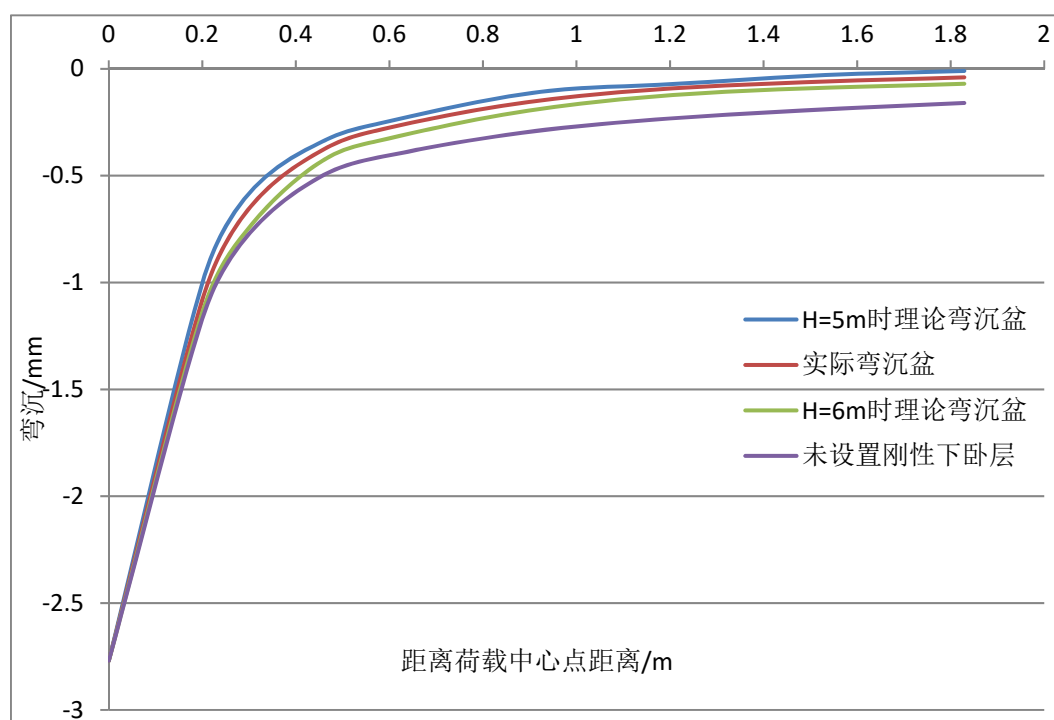


图 3.9 理论弯沉盆与实际弯沉盆（实例 1）

综合表 3.10 及图 3.9，可以看出最佳刚性下卧层设置深度位于 5~6m 之间。当刚性下卧层设置深度位于 5~6m 之间时，理论弯沉盆的变化已经非常细微。当刚性下卧层设置深度为 5.5m 时，可以认为理论弯沉盆与实际弯沉盆的差异 ε^2 为 0.001，可以忽略不计，为此认为该结构刚性下卧层最佳设置深度为 5.5m。

当刚性下卧层设置在 5.5m 时，使得弯沉盆差异最小的土基模量 E_0 取值为 67.5MPa，现场利用承载板检测的土基模量为 28.5MPa，理论模型中设置的土基模量为静态模量的 2.37 倍。

(2) 利用同样的方法分析第 2 组数据，该组数据是山东省交通规划设计院在青临公路土基表面检测得到。当理论模型中设置不同深度刚性下卧层时，对应的理论弯沉盆汇总于表 3.11，同时考察各检测点理论弯沉与实际弯沉之间的差异，将结果汇总于表 3.12。

表 3.11 不同深度刚性下卧层时土基表面理论弯沉盆（实例 2）

刚性下卧层深度 H/m	理论弯沉盆/mm								
	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9
3	-2.254	-0.836	-0.49	-0.296	-0.199	-0.106	-0.061	-0.036	-0.021
5	-2.254	-0.87	-0.517	-0.308	-0.207	-0.11	-0.064	-0.038	-0.022
5.5	-2.254	-0.874	-0.525	-0.321	-0.223	-0.127	-0.071	-0.053	-0.027
6	-2.254	-0.879	-0.567	-0.359	-0.254	-0.17	-0.103	-0.061	-0.042
∞	-2.254	-0.905	-0.571	-0.374	-0.278	-0.185	-0.139	-0.11	-0.092

表 3.12 检测点理论弯沉与实际弯沉差异（实例 2）

刚性下卧层深度 H/m	理论弯沉与实际弯沉误差								
	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9
3	0.0%	4.7%	9.8%	11.9%	15.0%	28.4%	26.5%	18.2%	32.3%
5	0.0%	0.8%	4.8%	8.3%	11.5%	25.7%	22.9%	13.6%	29.0%
5.5	0.0%	0.3%	3.3%	4.5%	4.7%	14.2%	14.5%	20.5%	12.9%
6	0.0%	0.2%	4.4%	6.8%	8.5%	14.9%	24.1%	38.6%	35.5%
∞	0.0%	3.2%	5.2%	11.3%	18.8%	25.0%	67.5%	150.0%	196.8%

与第一组数据分析结果类似，随着刚性下卧层深度的增加，各个检测点的弯沉误差呈现先减小后增大趋势。当刚性下卧层设置深度小于 5m 时，各检测点的理论弯沉均小于实际弯沉；当刚性下卧层设置深度大于 6m 时，各检测点的理论弯沉均大于实际弯沉，为此，使得理论弯沉盆与实际弯沉盆差异最小的刚想下卧层设置深度必然在 5~6m 之间，当刚性下卧层设置深度为 5.5m 时，弯沉盆差异极小，认为 5.5m 为最佳刚性下卧层设置深度。

当刚性下卧层设置在 5.5m 时，使得弯沉盆差异最小的土基模量 E_0 取值为 85MPa，现场利用承载板检测的土基模量为 38MPa，为静态模量的 2.23 倍。

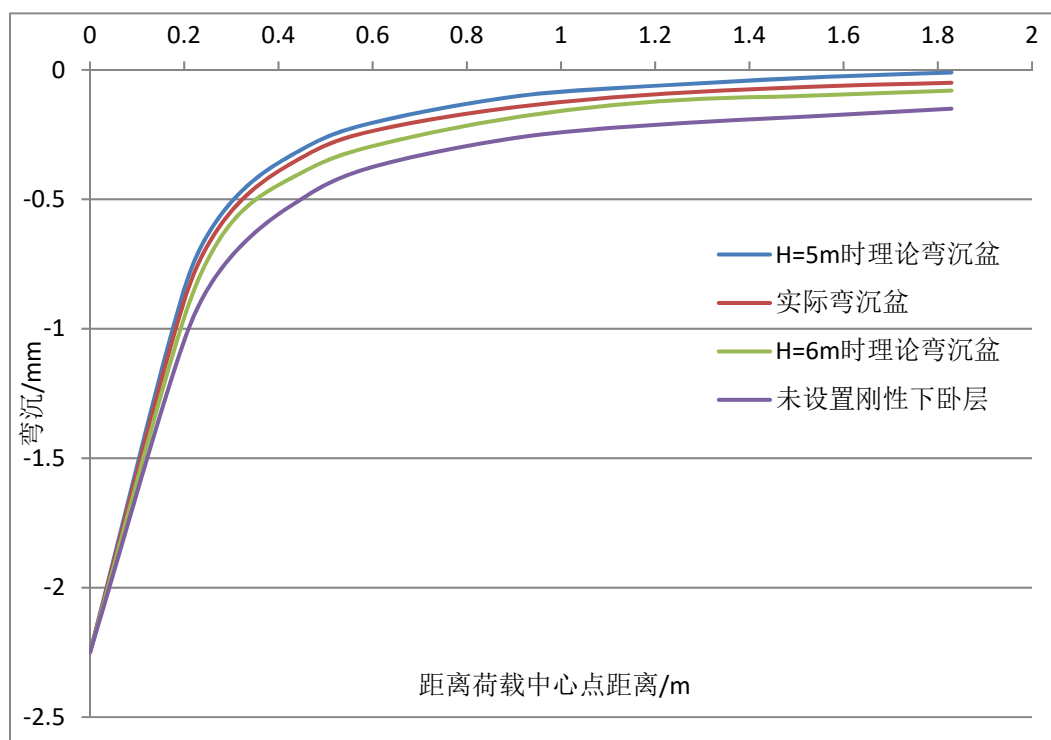


图 3.10 理论弯沉盆与实际弯沉盆（实例 2）

(3) 最后分析第 3 组数据，该组数据同样是在山东省青临公路土基表面检测而来。设置不同刚性下卧层设置深度时理论弯沉汇总于表 3.13，检测点理论弯沉与实际弯沉差异汇总于表 3.14。

表 3.13 不同深度刚性下卧层时土基表面理论弯沉盆（实例 3）

刚性下卧层深度 H/m	理论弯沉盆/mm								
	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9
3	2.611	0.97	0.592	0.368	0.259	0.153	0.101	0.07	0.051
5	2.611	0.998	0.609	0.372	0.267	0.156	0.104	0.072	0.052
5.5	2.611	1.013	0.618	0.384	0.271	0.16	0.106	0.074	0.053
6	2.611	1.019	0.631	0.389	0.282	0.167	0.119	0.091	0.075
∞	2.611	1.052	0.664	0.435	0.324	0.215	0.161	0.129	0.107

表 3.14 检测点理论弯沉与实际弯沉差异（实例 3）

刚性下卧层深度 H/m	理论弯沉与实际弯沉误差								
	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9
3	0.0%	4.2%	5.0%	3.4%	5.5%	5.0%	9.8%	13.6%	19.0%
5	0.0%	1.5%	2.2%	2.4%	2.6%	3.1%	7.1%	11.1%	17.5%
5.5	0.0%	0.0%	0.8%	0.8%	1.1%	0.6%	5.4%	8.6%	15.9%
6	0.0%	0.6%	1.3%	2.1%	2.9%	3.7%	6.2%	12.3%	19.0%
∞	0.0%	3.8%	6.6%	14.2%	18.2%	33.5%	43.8%	59.3%	69.8%

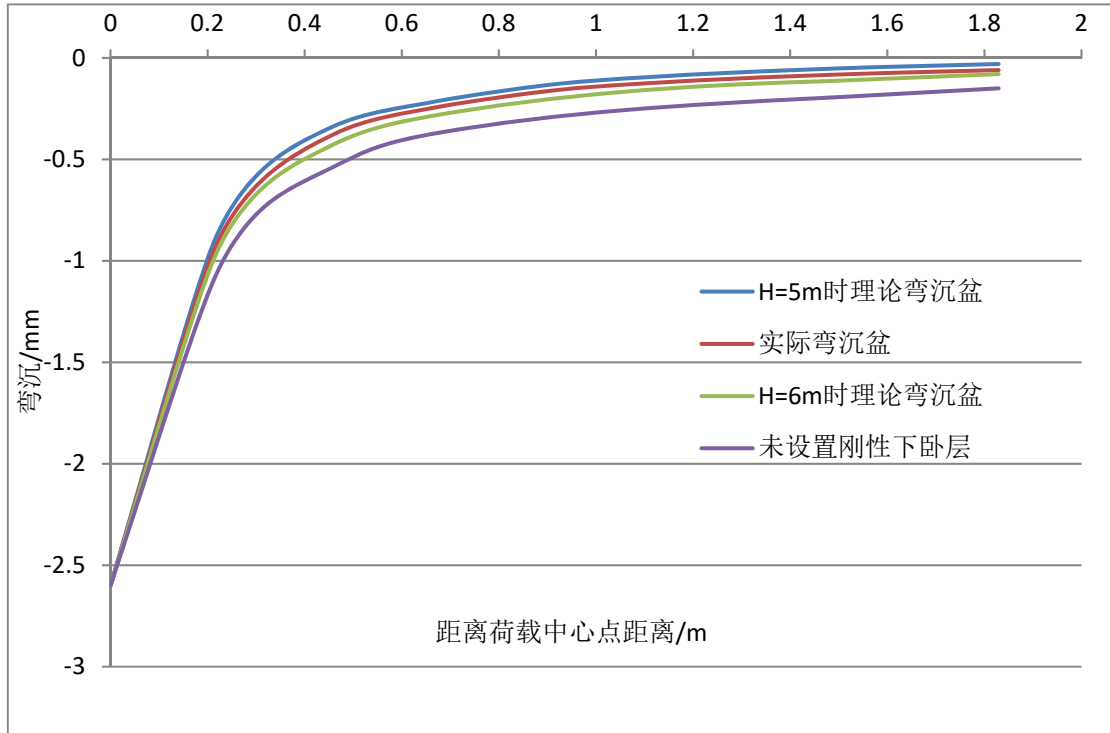


图 3.11 理论弯沉盆与实际弯沉盆（实例 3）

与前两组数据分析结果类似，随着刚性下卧层深度的增加，各个检测点的弯沉误差呈现先减小后增大趋势。当刚性下卧层设置深度位于 5~6m 之间时，理论弯沉盆的变化已经非常细微。根据图 3.11 所示，实际弯沉盆包含于刚性下卧层设置深度分别为 5m 及 6m 的理论弯沉盆之间，当刚性下卧层设置深度为 5.5m 时，弯沉盆差异极小，认为 5.5m 为最佳刚性下卧层设置深度，而不设置刚性下卧层时，理论弯沉盆与实际弯沉盆之间差异较大。

当刚性下卧层设置在 5.5m 时，此时土基模量取值为 73.5MPa，现场利用承载板检测的土基模量为 31.9MPa，可以知道此时的土基模量为静态模量的 2.3 倍。

通过以上 3 组数据分析可知，当不设置刚性下卧层时，理论计算出的理论弯沉盆与实际弯沉盆之间的差异较大，合理设置刚性下卧层可以有效减小两者之间的误差。三组数据均表明，随着刚性下卧层设置深度的增加，理论弯沉盆与实际弯沉盆之间的误差呈先减小后增大的趋势，这就必然说明存在一个刚性下卧层设置深度，使得理论弯沉盆与实际弯沉盆之间的误差最小。

三组数据同样表明最合理的刚性下卧层最佳设置深度均在 5~6m 之间，且当刚性下卧层设置在 5~6 时，理论弯沉盆变化已经很小，本文的计算结果认为刚性下卧层最佳设置深度为 5.5m。

3.4 基于实际弯沉盆反演半刚性基层模量

上一节分析已提出模量反演模型中刚性下卧层深度设置方法，并且利用该方法分析实际检测的3组弯沉盆数据，均认为刚性下卧层最佳设置深度为5.5m，理论上可以提高模量反演的精确性。本文第二章已经建立了半刚性基层模量与其损坏状况之间的关系，可以通过基层模量判断其损坏状况。但是第二章分析中半刚性基层模量均是通过贝克曼梁检测的弯沉逐层反演而来，利用FWD检测的弯沉盆数据反演出的模量是否具有同样的规律性还待确认。因此，本节通过FWD检测的弯沉盆数据反演半刚性基层模量，若反演结果与第二章中模量计算结果具有类似规律，则说明第二章提出的基层损坏状况评价方法具有重要意义。

3.4.1 模量反算方法概述

20世纪70年代，落锤式弯沉仪（FWD）作为高效无损检测设备被引入路面结构模量反演中，即通过FWD实际检测道路表面弯沉盆反算路面各个结构层的结构模量，根据结构模量判断其承载能力。近40年来国内外学者对模量反算方法进行了大量的研究，总结国内外模量反算方法，主要可以分为以下五类：

1、传统公式—图解法

1973年，美国学者F.H.Scrivner等人根据Burmister双层体系解，利用分析法首次提出基于FWD弯沉盆反算模量的方法，并绘制了反演诺莫图^[43]。1977年，Yih Hou首次采用近似公式求偏导数的方法进行路面模量反演^[44]。1979年，Lytton R.L等人提出了具有刚性下卧层的路面模量反演方法。交通科学研究所的张洪华确定了FWD测点的弯沉与土基模量的关系，进而确定了土基模量^[45]。

此类方法主要给出一些半经验半理论公式或者通过多种组合绘制图表。具有简便、直观等特点，但是反算精度较低，一般只能用于两层体系，且当路面结构参数超出回归公式及图表时即无法使用。特别是20世纪80年代后，基于公式和图解法的模量反算方法已无法处理FWD的大规模检测的数据。

2、数学规划法

这类方法的基本原理是首先假设一组结构层模量作为初始值，采用力学分析法计算理论弯沉盆，通过对比理论弯沉盆与实际弯沉盆的差异而修正初始模量，不断重复迭代，直至满足预先给定的收敛精度为止，认为此时的模量组合为各结构层模量。比较有代表性的研究是1980年华盛顿州交通厅Bush先后开发的BISDEF和CHEVDEF^[46]程序。此后较为著名的还有Lytton R.L编写的ELSDEF程序等，该程序是在ELSYM5编写的WESDEF基础上形成^[47]。20世纪90年代，

William. G. W 提出了三维非线性有限元分析方法进行路面模量反算^[48]。

一般情况下，此类方法的反算结果精度较传统公式—图表法已有极大提高，且可以引入不同力学分析模型，具有良好的可扩展性。但是因为此类方法需要大量的迭代计算，计算速度相对较慢，且在某种程度上无法避免局部收敛性问题，最多只能反演三层体系。

3、数据库搜索法

数据库搜索法的基本原理是针对需要分析的路面结构，优先选取不同的模量、泊松比组合，通过力学模型计算得到不同组合下的理论弯沉盆，将这些理论弯沉盆组成理论弯沉盆数据库。在此基础上利用搜索法寻找使目标函数精度最好的模量组合，作为最终的路面结构层模量。比较著名的是 1988 年 Uzah 等人开发的 MODULUS 程序^[49]，该程序采用的是 Hooke-Jeeves 直接搜索以及拉格朗日插值法来确定最合适的结构层模量组合。这种算法的主要优势在于计算速度快、且可应用于多层结构模量反演。但是，因为应用插值法的缘故，模量反演结果的误差大，且无法避免初始值选取及局部收敛问题，算法通用性不好。而且，对于数据库没有的路面结构则无法运用。

4、最优化算法

20 世纪 80 年代起，神经网络理论与遗传算法迅速发展，成为当时的研究热点。20 世纪 90 年代，这两种理论被应用于路面模量反演模型中。1994 年美国工程师 Meier R.W.首次采用神经网络算法进行模量反演^[50]。1997 年加拿大学者 Khazanovich L.等人研发出基于神经网络反演模量的 DIPLOBACK 程序^[51]。1998 年长安大学利用改进遗传算法研发出模量反演程序 GADEF。2001 年长沙交通学院查旭东研发了基于同伦法的模量反算方法^[52]。之后，部分学者将几种模量反算优化方法进行结合使用，提出新的理论模型。比较有代表性的是同济大学谢辉基于基层破坏指数和形状因子反算了土基模量，并应用人工神经网络算法反演其他结构层模量^[53]。这些算法普遍缺点在于反演效率低，对于多层路面结构而言反演精度较低，误差较大。

5、基于弯沉盆特点的反算方法

以上几种基于计算机程序算法进行模量反演分析的方法，本质上都是为了寻求使理论弯沉盆与实际弯沉盆差异性最小时路面结构层参数，不同点在于这些方法的迭代算法不一样。因为满足目标函数的模量组合可以有多种，使得这些方法无法得到唯一解，此时就需求专家经验介入以决定解的唯一性。为此，同济大学孙立军教授课题组致力于从弯沉盆自身特点规律出发，利用规律性较强点来寻求新的模量反演方法，以期反演结果唯一。

孙立军等人首先提出了水泥混凝土路面柔性点的存在：对于相同的路面结构

层及相同的地基反应模量，在 FWD 荷载作用下，弯沉盆的形状与上层模量及下层模量均有关，面层模量越大，弯沉盆越坦，面层模量越小，弯沉盆越陡，那么两个弯沉盆必然存在一点，这一点被命名为惰性弯沉点。惰性点距离荷载中心点的距离 R_c 及惰性点弯沉 D_c 是确定惰性点的两个重要参数，惰性点弯沉只与土基模量及路面厚度有关，不会随面层结构模量的改变而改变。图 3.12 是惰性弯沉点示意图。因为惰性点的唯一性特点，研究者认为利用惰性点特征建立模量反算方法可以保证反算结果的唯一性。

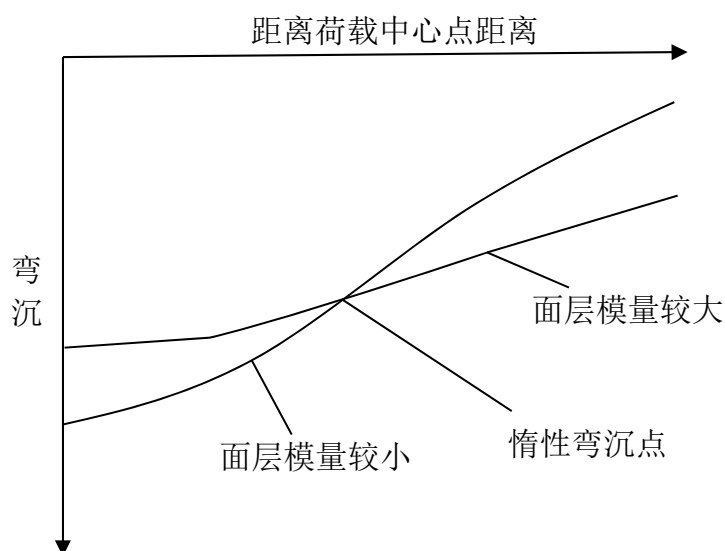


图 3.12 惰性弯沉点示意图

随后，同济大学胡圣在其硕士论文中利用惰性点反演了水泥路面路基和面层模量，反演方法收敛且得到唯一解，反演速度很快^[54]。张小宁验证了沥青路面两层结构与三层结构均存在惰性弯沉点，并给出了计算三层体系的模量反演方法^[55]；朱洁在此基础上提出了沥青路面多层结构模量反演方法^[56]。

综上所述，同济大学提出的基于惰性点结构层模量反演方法能够解决其他反演方法反演结果不唯一这一弊端，为此，本节选取惰性点方法反演沥青路面半刚性基层模量。

3.4.2 惰性点法反算流程

惰性点反演方法主要分为两步进行，首先利用惰性点特点反演出土基模量 E_0 ，在此基础上再通过匹配算法反演其他结构层模量，已有研究者对这些反演流程及步骤进行系统研究并已进行验证，这里将对其进行简要阐述。

3.4.2.1 土基模量确定原理

根据上文介绍，惰性点是土基模量相同、上层厚度相同，但是上层模量不同的路面结构表面弯沉盆的交点。确定惰性点的两个关键参数分别是距离荷载中心点的距离 R_c 及惰性点弯沉 D_c ，且 R_c 与 D_c 只与路面结构的土基模量 E_0 及上层厚度 h 有关，即 D_c 及 R_c 可以描述为面层厚度 h 及土基模量 E_0 的函数：

$$R_c = f(h, E_0)$$

$$D_c = f(h, E_0)$$

针对具体路面结构进行模量反算时，路面厚度 h 通常是已知的，此时惰性点的确定即转化为土基模量 E_0 的函数，因此通过知道实际弯沉盆上惰性点的弯沉就可以确定土基模量 E_0 。因为已有研究表明惰性点是唯一确定的，这样通过基于惰性点反演土基模量具有唯一性。

3.4.2.2 结构层模量确定流程

根据上文介绍，采用惰性点方法可以准确反算土基模量，且反演结果具有唯一性，但是，道路其他结构层模量仍然未知。对于三层路面结构而言，此时未知量减少为两个，即面层模量与基层模量未知。理论上，两个方程可以计算两个未知数，因此根据实际弯沉盆上某两个检测点弯沉可以求解出这两个变量。

但是利用传统试算法求解时会存在反演结果局部收敛问题，导致反演结果不一定精确且不唯一。为了避免这一问题，同济大学张小宁教授^[55]在分析大量弯沉盆数据基础之上提出一种改善的试算方法，该方法将弯沉盆中心点及其附近一点的弯沉作为匹配目标，可以使求解过程收敛且结果具有唯一性。该方法的具体步骤如下：

Step1:基于惰性点方法确定土基模量 E_0 ；设置面层模量初始值 E_1 及基层初始模量 E_2 。

Step2:保持 E_1 不变，调整 E_2 的情况下进行不断试算，直至中心点的理论弯沉与实际弯沉相等。

Step3:验证荷载中心点附近某一点的弯沉：

①若该点理论弯沉与实际弯沉相等，说明 E_1 、 E_2 合适，转至 **Step4**；

②若该点理论弯沉大于实测弯沉，说明理论弯沉盆偏袒，面层模量偏大，需要减小 E_1 ，转至 **Step2**；

③若该点理论弯沉小于实际弯沉，说明理论弯沉盆偏陡，面层模量偏小，需要增大 E_1 ，转至 **Step2**；

Step4:停止运算，输出结果 E_1 、 E_2 。

3.4.3 半刚性基层模量分析

上文分析已经说明利用惰性点法反演结构层模量具有反演结果唯一性这一优势，同时概述了惰性点法反演结构层模量的原理与步骤。同时，上文分析认为模量反算模型中应该在土基以下 5.5m 设置刚性下卧层，且刚性下卧层模量取值为 6894MPa，泊松比取值为 0.2。因此这里将基于昌樟高速实际检测弯沉盆数据反算半刚性基层模量。

前文分析研究已经对昌樟高速公路部分路段半刚性基层按其损坏程度进行分类，具体分为 A、B、C、D 四类，并且根据数据分析界定了各个类别路段的半刚性基层模量与其初始模量比值区间。

为了验证基于 FWD 弯沉盆反算出的基层模量也适用于前文提出的规律，分别选取 A、B、C、D 损坏状况的半刚性基层路段以及路肩作为检测对象，利用 FWD 检测其基层表面弯沉盆数据，每种类别路段检测 5 组数据，检测数据汇总如下表 3.15。根据表 3.15 中的弯沉数据反算对应的半刚性基层模量，看基于弯沉盆反算出的 A、B、C、D 类半刚性基层模量是否在前文所提出的模量范围中。将反算结果范围统计于表 3.16。

表 3.16 基层模量反算结果汇总

检测路段	基层初始模量 E_i /Mpa	基层模量 E /MPa 范围	E/E_i 范围
A	12000	[11200, 11900]	[0.93, 0.99]
B		[3400, 6500]	[0.28, 0.54]
C		[1400, 2900]	[0.12, 0.24]
D		[800, 1000]	[0.06, 0.08]

根据表 3.16 结果可知，依据 FWD 反算出的不同损坏程度的半刚性基层的剩余模量 E/E_i 均包含于本文第二章对 A、B、C、D 路段 E/E_i 划分范围内，间接说明基于 FWD 弯沉盆反算模量判断基层损坏状况是可行的。由此可见，本文第二章建立的半刚性基层模量与其损坏之间的对应关系合理且具有通用性，为今后通过“非破损”类方法判断半刚性基层损坏提供重要的理论依据。

表 3.15 不同损坏程度半刚性基层表面弯沉盆(FWD 反算)

检测路段	检测序号	荷载/KPa	各传感器处弯沉/0.001mm								
			D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9
路肩	1	700	113.70	109.90	103.10	92.20	82.50	63.20	49.90	39.00	31.50
	2	700	114.30	110.90	103.40	93.80	82.40	63.00	48.90	39.40	35.80
	3	700	115.10	109.50	102.30	92.90	83.90	65.20	49.20	35.10	26.50
	5	700	113.90	111.30	104.10	92.30	82.70	62.20	47.90	38.00	34.70
A 类	1	700	122.70	114.60	105.40	95.80	86.80	67.30	51.20	36.50	29.60
	2	700	120.10	116.10	109.10	97.00	88.80	66.40	50.00	42.90	32.60
	3	700	127.70	115.60	103.00	83.80	69.90	44.20	29.10	19.10	15.90
	4	700	117.80	107.70	102.50	92.70	83.60	65.00	48.70	34.80	26.70
	5	700	118.10	108.30	101.70	92.10	83.10	64.80	48.80	34.70	27.40
B 类	1	700	187.80	140.30	128.90	113.30	95.20	66.90	49.80	32.80	26.30
	2	700	171.20	147.40	131.60	112.60	92.60	67.30	51.40	38.70	31.20
	3	700	197.40	174.00	152.00	130.80	109.10	76.20	53.80	34.20	23.50
	4	700	186.60	160.20	143.50	122.00	103.50	72.70	52.00	33.90	22.40
	5	700	154.10	145.70	134.20	121.40	106.00	79.70	60.30	42.60	35.30
C 类	1	700	232.50	218.50	202.30	177.10	158.80	109.40	78.40	52.40	40.20
	2	700	228.20	192.20	163.80	139.40	121.80	96.70	79.20	63.00	52.00
	3	700	283.00	203.70	180.10	139.40	120.50	88.50	66.30	45.90	34.70
	4	700	343.70	249.10	207.70	138.90	112.50	73.40	50.80	30.90	26.00
	5	700	338.50	247.30	203.40	136.50	109.10	72.40	48.70	31.70	23.70
D 类	1	700	460.90	367.30	265.50	181.50	76.30	46.50	26.80	22.30	24.60
	2	700	432.40	310.50	257.70	202.90	156.90	93.90	61.40	41.70	32.30
	3	700	470.50	333.20	270.00	208.10	165.90	105.60	73.20	49.60	43.60
	4	700	459.00	325.40	270.10	192.70	148.80	80.70	66.80	42.40	33.80
	5	700	473.10	365.20	312.30	229.20	180.50	104.70	60.40	40.50	30.40

3.5 本章小结

本章提出了确定刚性下卧层深度的全新思路与方法，根据江西、山东等地采集的相关数据，分析表明合理的设置刚性下卧层可以较好的减少理论弯沉盆与实际弯沉盆之间的差异。

根据实际数据分析可知，设置同一深度刚性下卧层时，随着荷载中心点理论弯沉与实际弯沉差异 Δ 变小，理论弯沉盆与实际弯沉盆的差异 ε^2 也会减小。

基于目前采集数据分析，刚性下卧层设置在5~6m时可以使得理论弯沉盆与实际弯沉盆的差异降低到最小，并且认为最佳刚性下卧层设置深度为5.5m。但是因为本文所检测到的实际数据有限，可以利用本文提出的刚性下卧层深度设置方法对其他道路检测数据进行验证。

根据本文检测到的几组数据分析，可以观察到，当刚性下卧层设置在其合理深度时，此时理论模型中的土基模量为实际检测土基静态模量的2.3倍左右，具有一定的稳定性，为今后理论模型中土基模量的确定提供参考。

基于昌樟高速半刚性基层表面实际检测弯沉盆数据，利用惰性点法反算半刚性基层模量，反算出的不同损坏程度的半刚性基层模量均在第二章提出的模量范围中，间接说明通过FWD数据反算的半刚性基层模量来判断其损坏性具有实际可行性。

第 4 章 结论与展望

4.1 成果与结论

本文在对沥青路面进行逐层铣刨的情况下检测各个结构层损坏状况与弯沉指标，定量分析检测指标之间相关性，最终建立了“非破损类”方法评价沥青路面半刚性基层损坏状况。同时，本文根据实际检测数据提出刚性下卧层深度设置新方法，可以一定程度上减小理论弯沉盆与实际检测弯沉盆之间的差异性。研究主要得到以下结论：

沥青路面半刚性基层损坏评价方面：

- ✓ 定量分析说明沥青道路表面损坏状况、表面弯沉与半刚性基层损坏之间的相关性，证明通过道路表面损坏状况与弯沉无法评价半刚性基层损坏状况。
- ✓ 实际数据分析表明道路表面弯沉与对应的基层表面弯沉之间具有宏观趋势上的相关性，因为现有检测数据波动性较大缘故，暂且未能通过道路表面弯沉直接推断对应的半刚性基层表面弯沉，值得进一步研究。
- ✓ 定量分析了半刚性基层表面弯沉与其损坏状况之间的关系，两者具有显著的相关性，通过合理分级后可以由半刚性基层表面弯沉有效评价其损坏状况。
- ✓ 建立了半刚性基层模量与其损坏之间的关系，如下图 4.1 所示，为通过“非破损”类方法评价半刚性基层损坏提供了理论基础。

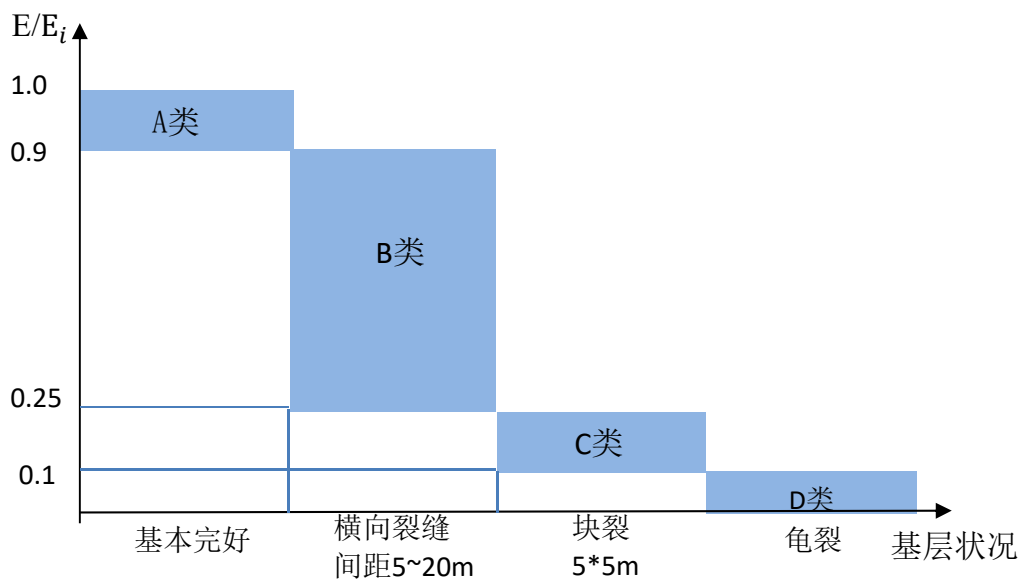


图 4.1 半刚性基层剩余模量与其损坏之间关系

由此可以通过半刚性基层模量有效判断其损坏状况：

A类：半刚性基层模量与初始模量比值 $E/E_i \in (0.9, 1]$ ，基层损坏状况指数 BCI 取值[90, 100)，基层基本无损坏，只有少许横向裂缝，且间距大于 20m。

B类：半刚性基层模量与初始模量比值 $E/E_i \in (0.25, 0.9]$ ，基层损坏状况指数 BCI 取值[75, 90)，基层损坏以横向裂缝为主，且裂缝间距在 5~20m 之间。

C类：半刚性基层模量与初始模量比值 $E/E_i \in (0.1, 0.25]$ ，基层损坏状况指数 BCI 取值[60, 75)，基层开始出现块裂，块裂尺度在 5*5m 左右。

D类：半刚性基层模量与初始模量比值 $E/E_i \in (0, 0.1]$ ，基层损坏状况指数 BCI 取值(0, 60)，基层大量出现 3*5m 尺寸块裂，且出现较多龟裂。

同时根据实际检测弯沉盆数据利用惰性点法反算不同损坏程度的半刚性基层模量，反算结果与本文得到的评价方法具有一致性，间接说明本文提出的评价方法的可行性，也同时说明可以通过 FWD 模量反算这样的“非破损”类方法评价基层损坏。

刚性下卧层深度设置方面：

- ✓ 当模量反演理论模型中添置合适刚性下卧层时，理论模型中土基模量为实际检测土基静态模量 2.3 倍左右，具有稳定关系，为今后模量反演分析时土基模量确定提供参考。
- ✓ 提出了刚性下卧层深度设置的新思路，根据该方法可以有效判断刚性下卧层的最佳设置深度为 5.5m。

综合以上结论，本文刚性下卧层深度设置方法有效减小了理论弯沉盆与实际弯沉盆之间的误差，可以更加准确反算出半刚性基层模量。通过本文建立的半刚性基层模量与其损坏之间的分级对应关系，可以有效判断半刚性基层损坏程度。最终，最终可以通过“非破损”类方法合理判断半刚性基层损坏状况。

4.2 本文创新点

- 1、首次建立半刚性基层弯沉、模量与其损坏之间的定量关系，提出半刚性基层损坏分级标准，为今后通过“非破损”类方法评价半刚性基层损坏状况提供理论基础。
- 2、提出沥青路面模量反演模型中刚性下卧层深度设置的新方法，方便简洁，有效提高理论弯沉盆与实际弯沉盆的拟合精度。

4.3 不足与展望

本文沥青路面半刚性基层损坏评价方法与刚性下卧层深度设置方法的研究是基于逐层检测路面结构层相关性能指标而来,这种研究手段与方式是一次全新的尝试。由于客观条件所限及笔者能力有限,其中尚存在许多待完善地方:

1. 本文利用基层状况指数 BCI 表征基层损坏特征,因为时间缘故并未作深入讨论研究,而是根据同济大学计算路面状况指数 PCI 方法计算。在今后的研究中可以针对半刚性基层损坏状况指数计算方法作专门细致研究。

2. 本文半刚性基层损坏评价方法的建立对于数据要求较高,数据采集难度相当大。本文的研究是在江西省昌樟高速改扩建过程中采集,历时 1 年检测到的有效数据也相对较少,故研究结果还待进一步补充验证。今后的研究可以面向不同地区的沥青路面展开研究,使评价结果更加完善。

3. 因为本文提出的刚性下卧层深度设置方法研究过程需要采集到道路土基层的相关数据,采集难度巨大,故本文的研究成果只是基于江西和山东的 3 组道路数据而来。今后的研究可以积累相关数据,对本文提出的方法作进一步的论证。

致谢

转眼间，三年的研究生生活即将在此刻结束，而我，也将彻底地告别熟悉的校园生活，去面对另一种陌生。开始与结束，已然不是第一次，不知道为什么这一次会那么地不情愿结束。然而，时间终究需要向前，我能做的，只能是向过往时光里的每一个人道声谢谢。

首先，感谢我的恩师孙立军教授，您严谨务实的学术精神、认真负责的工作态度、谦逊热情的生活智慧，令我感动钦佩，受益良多。回忆过去，依旧深刻的是您不变的和善笑容，生活工作中您给予的无私关怀、谆谆教导、宽容谅解以及鼓励肯定，这一切的一切使得三年研究生生活更加丰富、扎实，终生难忘。能够成为您的学生是我最大的幸运，在此谨向恩师致以崇高的敬意与衷心的感谢。

三年的硕士研究生生涯期间，感谢陈长老师对我的教导与培养，您的热情与宽容帮助我尽快适应研究生生活；感谢涂辉招老师的关心与指导，您的认真与负责督促我尽快成长；感谢刘黎萍老师的帮助与关怀，您的严谨与细致促使我的硕士论文得以顺利完成；同时感谢课题组杜豫川、邵敏华老师的帮助。很幸运，能够遇到这样一群可爱的老师们，亦师亦友的情谊让我终生难忘。

研究生期间，感谢李莉、王慧、丁婷婷、朱洁师姐们对我毕业论文的指点与帮助，也感谢你们在项目过程中给予我的帮助与包容，谢谢你们！同样，学习生活中获得吉婉欣、朱靛雯、徐婷仪师姐们的指导与帮助，充满欢声笑语的岁月，我会永远珍藏。

读研期间，陪伴我最多的是同级的小伙伴们：李振飞、高子翔、蒋丽娟、杨雪峰、王宁、袁昱、成诚、霍光、李宗义、刘俊杰、马泽欣、王明、邵慧君、黄舫、俞一天。校园生活因为你们而欢乐不断，三年时光因为你们的存在而具有意义，这一段岁月也将成为我生活中最鲜明的记忆。相聚有时，后会无期，愿你们一切顺利！

读研期间，感谢那些协助过我的师弟师妹们：罗东、王华羽、刘健锋、戴晓晴、郑广顺、臧国帅、曹巍、刘力源、伍洋洋，谢谢你们！

求学多年，家人是我最坚强的后盾。感谢你们的默默支持与无私奉献，我将用我的行动回报你们的爱。

最后，再次向所有人表示衷心的感谢！

余欢

2015年5月

参考文献

- [1] 朱洁. 沥青路面多层结构模量高精度反算方法研究. [博士学位论文]. 上海: 同济大学, 2013.
- [2] 孙立军等. 路面工程学. 上海: 同济大学出版社, 2012.
- [3] 姚祖康, 孙立军, 胡东明. 沥青路面使用性能评价. 土木工程学报, 1989,(03):13-22.
- [4] Seong-Wan. Analysis of stress-dependent behavior in conventional asphalt pavements. Journal of civil engineering, 2001,5(4):387-395.
- [5] Danny X.XIAO, Kelvin C.P.WANG. Mechanistic-empirical pavement design guide (MEPDG): a bird's-eye view. Journal of Modern Transportation, 2011.
- [6] 张金喜. 道路路面性能评价理论及其应用. 北京: 科学出版社, 2014.
- [7] 左明文. 沥青路面性能评价及维修标准的研究. 华东公路, 1988, (06): 10-16.
- [8] Lu.JJ. Correlation analysis of several different types of pavement roughness measuring systems. Journal of Highway, 2002.9:91-94
- [9] 曾胜. 路面性能评价与分析方法研究: [博士学位论文]. 中南大学, 2003.
- [10] 孙立军, 姚祖康. 沥青路面损坏状况评价的系统化方法. 华东公路, 1991,(01):37-43.
- [11] 孙立军, 刘喜平. 路面使用性能的标准衰变方程. 同济大学学报(自然科学版), 1995,(05): 512-518.
- [12] 潘玉利, 郑安福, 鲍世恩. 杭州市路面状况评价模型. 公路交通科技, 1990,(02):1-4.
- [13] JTGH20-2007. 公路技术状况评定标准. 人民交通出版社, 2007.
- [14] TRB. Collection and Use of Pavement Condition Data. TRB. July, 1981.
- [15] 孙立军. 道路与机场设施管理学. 北京: 人民交通出版社, 2009.
- [16] 孙立军. 智能型路面管理系统的建立方法. 上海: 同济大学, 1989.
- [17] Prozzi, J and Madanat, S. (2004). Development of pavement performance Models by Combining Experimental and Field Data. J. Infrastruct. syst., 10(1):9-22
- [18] Khaled A. Abaza, Suleiman A. Ashur, M. ASCE. Integrated Pavement Management System with a Markovian Prediction Model. J. Transp. Eng., 2004:24-33.
- [19] 曾峰, 张肖宁. 沥青路面预防性养护技术研究进展及关键问题. 中外公路, 2009,(04):74-80.
- [20] 王茵, 胡昌斌, 才华. 高速公路沥青路面使用性能综合评价指标的研究. 沈阳建筑工程学院学报, 2000,(04):264-268.
- [21] 蒋红妍, 戴经梁. 道路路况评价的物元模型. 长安大学学报(自然科学版), 2005,(01):29-32.
- [22] 资建民, 江滔. 路面状况综合评价的灰色方法. 华中科技大学学报(自然科学版), 2002,(03): 62-64.
- [23] 季天剑, 黄晓明, 陈荣生. 神经网络在路面使用性能分析中的应用. 公路交通科技, 2002,(04):19-21.
- [24] 喻翔. 高速公路路面养护管理系统决策优化的研究: [博士学位论文]. 西南交通大学, 2005.
- [25] 周密. 路面性能模糊综合评价方法研究. 公路与汽运, 2006,(03):65-66.
- [26] 王浩. 灰色系统理论在高速公路沥青路面养护管理决策中的应用研究: [硕士学位论文].

- 重庆交通大学, 2008.
- [27] 秦志斌, 钱国平, 马文彬. 基于熵权的沥青路面使用性能多目标综合评价. 中南大学学报(自然科学版), 2013,(08):3474-3478.
- [28] 李波, 韩森, 徐鸥明, 等. 基于主成分分析法的沥青路面使用性能评价. 长安大学学报(自然科学版), 2009,(03):15-18.
- [29] 王朝辉, 王选仓, 马士宾. 基于区间数逼近法的路面使用性能综合评价. 公路交通科技, 2009,(01):21-25.
- [30] 颜可珍, 周志雄. 基于特尔菲-理想点法沥青路面使用性能评价. 湖南大学学报(自然科学版), 2012,(04):8-11.
- [31] 刘唐志, 万冬华, 蒙华, 等. 基于模糊隶属度的沥青路面使用性能综合评价. 武汉理工大学学报(交通科学与工程版), 2013,(01):58-61.
- [32] 张庆印. 基于遗传-神经网络的农村公路沥青路面使用性能评价方法研究:[硕士学位论文]. 长安大学, 2013.
- [33] 郑婉, 程培峰. 沥青路面预防性养护评价决策. 低温建筑技术, 2014,(02):141-142.
- [34] Uzan J, Lytton R L, German F P. General Procedure for Back-calculating Layer Moduli, nondestructive testing of pavements and back-calculation of moduli, STP1026. 1989.
- [35] Mahoney J.P., Winters, B.C., Jackson, N.C. Some Observations about Backcalculation and Use of a Stiff Layer Condition. Transportation Research Record.NO.1384, Transportation Research Board of National Research Council, pp.8-14, 1993.
- [36] 单景松, 黄晓明, 王鹏. 刚性层深度及层间接触状态对FWD动载响应及反算结果的影响. 公路交通科技, 2007,(10):16-19.
- [37] 孔垂烛, 邓安福. 刚性下卧层对上部土层变形的影响. 岩土工程技术, 2005,(06): 303-306.
- [38] 毛杰, 陆阳, 张蓉, 等. 基于FWD的旧路路基模量反算的问题探讨. 公路工程, 2010,35(1): 18-22.
- [39] 谢兆星, 丛林, 郭忠印. 基于FWD弯沉盆参数的沥青路面土基模量评价方法研究. 公路交通科技, 2009,26(12):28-31.
- [40] 梁新政, 王复明, 孔宪京. 路基模量反演结果分析. 岩土工程学报, 2000,(05):619-621.
- [41] 严菁. 沥青路面反演分析中刚性下卧层设置规律研究及应用. 同济大学, 2010.
- [42] 朱照宏, 王秉刚, 郭大智. 路面力学计算北京: 人民交通出版社, 1985.
- [43] Lytton R L. Backcalculation of pavement layer properties. Nondestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli, ASTM STP 1026. Bush A J III and Baladi G Y, Eds, American Society for Testing and Materials.Philadelphia,1987:7-38.
- [44] 蔡鑫, 赵新坡. 弯沉测试方法的应用比较及其改进. 交通标准化, 2006,(Z1):191-194.
- [45] 张洪华.应用FWD测定土基回弹模量的研究. 中国公路学报, 1994,7 (1) .
- [46] Bush AJ. Compute Program BISDEF,United States Army,Corps of Engineers,Waterways Experiment Station,1985..
- [47] Bush A J. Nondestructive Testing for light Aircraft Phase II: Development of the Nondestructive Evaluation Methodology, Report No.FAA-RD-80-9-II, Federal Aviation Administration, Washington, DC, November 1980..
- [48] William G.W. Backcalculation of Pavement Layers Moduli Using 3D Nonlinear Explicit Finite Element Analysis. 1999.
- [49] Scullion T, uzan J, Paredes M. MODULUS: a microcomputer-based backcalculation system.

Transportation Research Record 1260, TRB, National Research Council Washington, D.C.,1990:180-191..

[50] Meier R W, Alexander D R. Using artificial neural networks as a forward approach to backcalculation. Transportation Research Record 1570, TRB, National Research Council Washington,D.C.,1997:126-133..

[51] Wang Fu-ming, R.L.L. System identification method for back-calculating pavement layer properties. Transportation Research Record, 1993.

[52] 查旭东. 路面结构层模量反算方法综述. 交通运输工程学报, 2002,(04):1-6.

[53] 谢辉, 郭忠印, 丛林. 基于人工神经网络的沥青路面模量评估. 同济大学学报(自然科学版), 2007,(08):1044-1047.

[54] 胡圣. 水泥混凝土路面结构模量反算方法研究:[硕士学位论文]. 同济大学, 1997.

[55] 张小宁, 孙立军. 运用惰性点方法反算沥青路面结构地基模量. 同济大学学报(自然科学版), 2004,(01):39-42.

[56] 朱洁, 陈长, 孙立军. 沥青路面惰性弯沉点的选取及土基模量的反演. 同济大学学报(自然科学版), 2013,(12):1824-1829.

附录 现场实际检测数据

FWD 实际检测数据汇总:

结构层	设计桩号	荷载/KPa	各传感器处弯沉/0.001mm								
			D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9
道路表面	K50+985	700	202.5	159.5	120.7	94.3	83.4	61.3	46.7	35.3	27.9
道路表面	K50+997	700	113.7	84.5	77.5	70.5	61.3	48.5	41.5	31.4	30.2
道路表面	K50+998	700	116.7	86.3	80.9	74.4	67.9	53.7	43.0	31.9	27.1
道路表面	K51+005	700	270.7	207.9	181.9	151.9	133.3	94.3	69.1	48.2	35.7
道路表面	K51+010	700	194.0	140.3	125.6	111.9	97.5	73.5	58.2	43.7	36.6
道路表面	K51+075	700	97.4	71.5	66.8	63.3	59.5	47.1	38.4	29.7	25.5
道路表面	K51+105	700	121.0	82.9	69.8	64.2	61.4	47.6	37.8	28.8	25.6
道路表面	K51+105	700	192.6	151.0	138.9	113.2	94.4	65.9	47.8	35.4	27.4
道路表面	K51+175	700	220.6	155.8	134.2	108.9	89.3	62.7	47.1	32.7	26.7
道路表面	K51+177	700	352.2	252.0	195.1	156.6	117.2	64.6	48.0	35.4	31.8
道路表面	K51+180	700	490.5	378.9	303.5	240.5	183.3	66.4	54.6	41.1	35.3
道路表面	K51+184	700	159.4	110.1	99.9	90.3	80.1	60.6	46.6	35.5	29.1
道路表面	K51+188	700	146.9	103.5	96.7	89.2	80.2	64.0	50.2	38.2	30.6
道路表面	K51+192	700	133.1	92.5	84.7	77.0	70.1	55.7	45.9	36.1	29.9
道路表面	K51+196	700	134.9	88.0	77.5	72.0	64.6	51.8	42.4	32.9	27.0
道路表面	K51+220	700	153.7	96.5	85.2	75.4	66.4	50.8	42.6	34.4	29.5
道路表面	K51+222	700	176.1	117.4	106.2	97.7	88.6	71.4	60.3	48.9	41.2
道路表面	K51+263	700	219.3	147.8	131.1	113.9	97.9	74.1	58.0	41.6	37.0

结构层	设计桩号	荷载/KPa	各传感器处弯沉/0.001mm								
			D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9
道路表面	K51+265	700	96.1	77.0	74.3	69.9	65.1	48.6	31.1	22.2	16.8
道路表面	K51+285	700	208.0	143.8	119.1	96.1	76.8	49.5	35.1	24.1	20.1
道路表面	K51+287	700	165.1	105.1	80.5	71.7	61.7	41.7	28.2	21.0	14.6
道路表面	K51+289	700	165.0	95.7	83.1	76.8	67.5	49.8	37.9	26.5	21.0
道路表面	K51+289	700	289.3	155.4	124.8	102.0	76.6	47.2	30.2	20.1	22.3
道路表面	K51+312	700	145.5	108.8	94.8	79.1	63.3	42.4	32.7	23.2	18.1
道路表面	K51+316	700	204.4	139.7	121.5	99.2	74.1	45.1	29.8	20.5	17.8
道路表面	K51+320	700	109.7	63.5	56.5	51.9	47.2	36.0	25.9	18.1	15.3
道路表面	K51+324	700	143.9	97.2	84.7	69.0	56.9	40.8	29.3	20.8	17.4
道路表面	K51+486	700	220.6	118.6	104.0	90.1	75.8	51.3	36.1	22.4	16.7
道路表面	K51+488	700	261.9	209.0	178.7	148.5	129.2	93.1	69.5	50.7	39.0
道路表面	K51+546	700	373.9	296.3	245.0	196.1	157.8	110.0	83.5	57.2	44.7
道路表面	K51+548	700	127.0	89.1	83.7	79.2	73.9	62.5	53.2	42.9	35.4
道路表面	K51+550	700	109.2	78.9	75.5	72.1	67.7	58.7	51.1	41.3	34.4
道路表面	K51+636	700	169.5	132.9	116.8	100.4	85.6	62.4	49.3	38.2	31.6
道路表面	K51+638	700	140.5	93.2	81.2	76.2	70.8	58.7	49.8	39.5	33.1
道路表面	K51+720	700	123.7	91.2	84.3	80.8	76.6	64.6	56.8	44.4	35.7
道路表面	K51+730	700	242.8	182.3	161.9	138.6	114.8	81.6	57.2	35.2	26.2
道路表面	K51+756	700	197.7	143.3	120.8	98.4	82.2	55.3	40.7	26.0	20.0
道路表面	K51+758	700	188.3	149.4	132.2	113.8	97.3	67.6	49.2	33.0	27.4
道路表面	K51+760	700	235.5	191.6	164.2	133.2	117.4	76.2	53.3	33.4	27.2
道路表面	K51+762	700	231.3	167.8	141.6	121.7	107.0	76.8	56.3	38.6	28.0
道路表面	K51+803	700	179.4	133.9	117.8	105.5	100.6	71.0	54.9	46.6	32.5

结构层	设计桩号	荷载/KPa	各传感器处弯沉/0.001mm								
			D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9
道路表面	K51+805	700	271.0	212.4	184.3	149.0	120.3	80.0	55.8	38.4	29.3
道路表面	K51+807	700	267.3	216.0	187.0	150.8	122.2	82.3	60.0	40.5	27.5
道路表面	K51+810	700	246.9	197.1	172.6	146.1	122.8	84.0	57.3	35.8	25.9
道路表面	K51+818	700	404.9	268.3	215.0	162.8	118.8	64.0	39.0	28.6	25.0
道路表面	K51+818	700	273.3	182.3	152.1	128.4	110.7	80.0	59.2	41.9	31.7
道路表面	K51+845	700	181.7	133.0	120.6	106.0	92.6	67.4	50.3	35.1	26.6
道路表面	K51+850	700	245.8	171.2	148.3	132.0	115.7	85.3	62.8	42.9	31.6
道路表面	K51+953	700	230.3	120.5	102.1	96.0	84.7	65.2	50.0	35.9	27.0
道路表面	K51+955	700	148.7	107.9	98.4	95.1	88.1	72.1	58.9	43.1	29.9
基层表面	K50+985	700	338.3	320.8	292.0	235.8	184.1	117.4	78.9	55.6	45.9
基层表面	K50+997	700	187.4	153.8	132.6	106.4	86.4	65.9	56.8	39.0	36.0
基层表面	K50+998	700	151.4	134.8	118.3	103.2	92.4	70.5	53.9	39.2	30.3
基层表面	K51+005	700	521.9	582.3	527.2	387.1	311.3	177.7	103.9	60.6	42.7
基层表面	K51+010	700	397.2	350.3	306.0	247.1	187.5	127.3	96.2	68.7	54.5
基层表面	K51+075	700	189.1	170.3	154.2	131.0	110.6	80.3	60.4	42.9	33.0
基层表面	K51+105	700	180.2	161.5	144.8	125.7	110.1	78.0	59.3	41.8	37.5
基层表面	K51+105	700	341.8	301.8	273.3	222.5	184.4	115.3	81.5	53.0	42.7
基层表面	K51+175	700	331.1	294.0	257.8	202.2	170.5	110.7	75.8	50.4	36.9
基层表面	K51+177	700	797.2	598.2	497.5	358.4	155.8	87.8	66.0	56.0	64.9
基层表面	K51+180	700	912.8	660.4	516.3	326.7	157.6	91.7	74.6	48.5	45.1
基层表面	K51+184	700	336.1	288.9	252.8	207.2	169.3	104.9	73.7	52.2	39.8
基层表面	K51+188	700	255.5	210.2	184.5	156.3	127.2	90.4	63.4	43.9	36.2
基层表面	K51+192	700	261.6	230.0	205.4	169.3	137.7	89.2	61.9	45.1	35.6

结构层	设计桩号	荷载/KPa	各传感器处弯沉/0.001mm								
			D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9
基层表面	K51+196	700	234.9	211.3	191.1	159.7	130.8	81.8	63.5	45.3	34.0
基层表面	K51+220	700	265.5	223.5	195.6	154.7	122.8	79.8	63.0	49.8	44.2
基层表面	K51+222	700	232.8	224.4	202.6	191.3	166.0	122.9	95.9	68.8	57.0
基层表面	K51+263	700	240.6	225.0	211.8	191.1	168.6	124.5	94.5	65.3	51.7
基层表面	K51+265	700	191.4	154.6	134.3	109.0	88.9	61.0	42.7	31.7	41.4
基层表面	K51+285	700	244.5	264.6	241.9	198.6	158.7	89.1	46.7	25.8	22.0
基层表面	K51+287	700	210.3	177.7	153.0	127.5	104.8	67.8	51.9	34.9	24.9
基层表面	K51+289	700	291.7	288.9	257.9	221.2	185.3	132.1	70.9	47.3	28.1
基层表面	K51+289	700	342.2	293.5	257.5	203.2	156.4	95.1	60.3	41.9	29.8
基层表面	K51+312	700	264.0	239.1	215.3	183.7	146.2	94.1	62.0	40.3	32.7
基层表面	K51+316	700	433.7	309.2	251.4	176.2	108.6	41.3	31.8	19.9	24.8
基层表面	K51+320	700	114.7	106.5	98.6	86.5	74.7	48.8	32.0	22.5	21.0
基层表面	K51+324	700	300.7	225.5	183.4	132.9	98.3	52.1	35.5	21.5	20.7
基层表面	K51+486	700	333.0	293.1	240.7	174.3	122.5	46.6	29.4	21.9	26.0
基层表面	K51+488	700	528.6	438.5	381.5	324.9	284.2	205.2	133.4	90.0	67.4
基层表面	K51+546	700	541.6	453.3	403.4	339.4	281.0	199.0	142.5	98.6	74.6
基层表面	K51+548	700	207.4	187.6	173.4	154.5	139.3	111.9	91.8	69.9	56.4
基层表面	K51+550	700	159.5	150.5	143.8	135.5	125.1	103.4	86.1	66.6	51.4
基层表面	K51+636	700	251.5	314.8	279.2	234.0	194.7	129.2	86.5	63.7	50.5
基层表面	K51+638	700	188.8	162.2	151.8	138.8	124.9	98.2	78.1	59.4	48.4
基层表面	K51+720	700	186.7	171.4	157.3	139.5	122.8	98.0	80.0	63.8	56.7
基层表面	K51+730	700	262.0	235.5	211.1	178.1	144.1	88.9	57.8	36.3	25.9
基层表面	K51+756	700	293.5	253.9	213.2	169.6	136.4	85.7	59.7	39.7	30.1

结构层	设计桩号	荷载/KPa	各传感器处弯沉/0.001mm								
			D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9
基层表面	K51+758	700	487.7	404.9	340.7	262.7	189.1	103.2	52.4	34.0	25.4
基层表面	K51+760	700	631.1	533.8	430.5	291.3	185.0	68.8	46.4	27.0	28.5
基层表面	K51+762	700	487.3	401.4	358.8	300.3	242.3	82.0	59.1	39.1	22.9
基层表面	K51+803	700	393.8	350.2	324.0	291.1	264.3	207.9	128.3	78.7	52.6
基层表面	K51+805	700	724.1	594.5	474.2	361.5	241.9	107.7	55.2	24.6	23.5
基层表面	K51+807	700	490.4	418.9	359.8	294.7	222.9	129.6	65.8	38.4	31.0
基层表面	K51+810	700	528.3	456.8	382.1	292.4	218.7	108.9	64.0	39.1	20.1
基层表面	K51+818	700	559.6	492.6	373.8	273.3	201.7	97.4	63.8	28.0	38.2
基层表面	K51+818	700	428.3	319.8	272.6	230.5	194.4	131.8	92.1	59.9	42.7
基层表面	K51+845	700	336.1	310.0	278.6	232.9	188.4	118.5	76.5	47.3	38.1
基层表面	K51+850	700	375.3	351.3	325.0	282.0	236.9	157.9	105.1	62.9	36.2
基层表面	K51+953	700	257.6	219.5	197.0	169.3	143.3	100.4	70.8	50.5	34.0
基层表面	K51+955	700	249.6	236.4	220.2	199.4	174.6	131.3	99.9	70.1	53.5

贝克曼梁检测数据汇总：

结构层	设计桩号	检测弯沉值/0.01mm		修正系数	计算采用弯沉/0.01mm	
		左轮	右轮		左轮	右轮
道路表面	K48+300	10	10	0.57	5.7	5.7
道路表面	K48+320	10	10	0.57	5.7	5.7
道路表面	K48+340	22	26	0.57	12.5	14.8
道路表面	K48+360	12	6	0.57	6.8	3.4
道路表面	K48+380	10	14	0.57	5.7	8.0
道路表面	K48+400	18	18	0.57	10.3	10.3
道路表面	K48+420	14	32	0.57	8.0	18.2
道路表面	K48+440	20	20	0.57	11.4	11.4
道路表面	K48+460	10	6	0.57	5.7	3.4
道路表面	K48+480	10	8	0.57	5.7	4.6
道路表面	K48+500	14	20	0.57	8.0	11.4
道路表面	K48+520	24	32	0.57	13.7	18.2
道路表面	K48+540	24	28	0.57	13.7	16.0
道路表面	K48+560	22	22	0.57	12.5	12.5
道路表面	K48+580	20	12	0.57	11.4	6.8
道路表面	K48+600	12	22	0.57	6.8	12.5
道路表面	K48+620	10	28	0.57	5.7	16.0
道路表面	K48+640	36	32	0.57	20.5	18.2
道路表面	K48+660	6	40	0.57	3.4	22.8
道路表面	K48+680	24	16	0.57	13.7	9.1
道路表面	K48+700	10	38	0.57	5.7	21.7
道路表面	K48+720	8	10	0.57	4.6	5.7
道路表面	K48+740	6	30	0.57	3.4	17.1
道路表面	K48+760	24	24	0.57	13.7	13.7
道路表面	K48+780	4	24	0.57	2.3	13.7
道路表面	K48+800	10	22	0.57	5.7	12.5
道路表面	K48+820	24	40	0.57	13.7	22.8
道路表面	K48+840	6	20	0.57	3.4	11.4
道路表面	K48+860	6	6	0.57	3.4	3.4
道路表面	K48+880	32	28	0.57	18.2	16.0
道路表面	K48+900	12	20	0.57	6.8	11.4
道路表面	K48+920	52	58	0.57	29.6	33.1
道路表面	K48+940	16	12	0.57	9.1	6.8
道路表面	K48+960	20	32	0.57	11.4	18.2
道路表面	K48+980	18	6	0.57	10.3	3.4
道路表面	K49+000	20	10	0.57	11.4	5.7
道路表面	K49+020	18	8	0.57	10.3	4.6
道路表面	K49+040	10	4	0.57	5.7	2.3

结构层	设计桩号	检测弯沉值/0.01mm		修正系数	计算采用弯沉/0.01mm	
		左轮	右轮		左轮	右轮
道路表面	K49+060	6	10	0.57	3.4	5.7
道路表面	K49+080	36	20	0.57	20.5	11.4
道路表面	K49+100	10	14	0.57	5.7	8.0
道路表面	K49+120	32	30	0.57	18.2	17.1
道路表面	K49+140	26	12	0.57	14.8	6.8
道路表面	K49+160	72	62	0.57	41.0	35.3
道路表面	K49+180	24	30	0.57	13.7	17.1
道路表面	K49+200	24	18	0.57	13.7	10.3
道路表面	K49+220	36	36	0.57	20.5	20.5
道路表面	K49+240	14	42	0.57	8.0	23.9
道路表面	K49+260	10	18	0.57	5.7	10.3
道路表面	K49+280	26	20	0.57	14.8	11.4
道路表面	K49+300	22	24	0.57	12.5	13.7
道路表面	K49+320	14	24	0.57	8.0	13.7
道路表面	K49+340	16	8	0.57	9.1	4.6
道路表面	K49+360	60	74	0.57	34.2	42.2
道路表面	K49+380	24	22	0.57	13.7	12.5
道路表面	K49+400	20	30	0.57	11.4	17.1
道路表面	K49+420	14	10	0.57	8.0	5.7
道路表面	K49+440	12	10	0.57	6.8	5.7
道路表面	K49+460	2	16	0.57	1.1	9.1
道路表面	K49+480	40	32	0.57	22.8	18.2
道路表面	K49+500	26	24	0.57	14.8	13.7
道路表面	K49+520	12	20	0.57	6.8	11.4
道路表面	K49+540	20	32	0.57	11.4	18.2
道路表面	K49+560	10	14	0.57	5.7	8.0
道路表面	K49+580	28	30	0.57	16.0	17.1
道路表面	K49+600	36	62	0.57	20.5	35.3
道路表面	K49+620	30	30	0.57	17.1	17.1
道路表面	K49+640	34	32	0.57	19.4	18.2
道路表面	K49+660	10	4	0.57	5.7	2.3
道路表面	K49+680	34	34	0.57	19.4	19.4
道路表面	K49+700	4	4	0.57	2.3	2.3
道路表面	K49+720	30	10	0.57	17.1	5.7
道路表面	K49+740	14	14	0.57	8.0	8.0
道路表面	K49+760	4	2	0.57	2.3	1.1
道路表面	K49+780	6	4	0.57	3.4	2.3
道路表面	K49+800	30	4	0.57	17.1	2.3
道路表面	K49+820	12	8	0.57	6.8	4.6
道路表面	K49+840	24	30	0.57	13.7	17.1

结构层	设计桩号	检测弯沉值/0.01mm		修正系数	计算采用弯沉/0.01mm	
		左轮	右轮		左轮	右轮
道路表面	K49+860	4	6	0.57	2.3	3.4
道路表面	K49+880	24	34	0.57	13.7	19.4
道路表面	K49+900	6	14	0.57	3.4	8.0
道路表面	K49+920	22	42	0.57	12.5	23.9
道路表面	K49+940	8	12	0.57	4.6	6.8
道路表面	K49+960	14	54	0.57	8.0	30.8
道路表面	K49+980	6	4	0.57	3.4	2.3
道路表面	K50+000	10	14	0.57	5.7	8.0
道路表面	K50+020	22	28	0.57	12.5	16.0
道路表面	K50+040	30	40	0.57	17.1	22.8
道路表面	K50+060	12	14	0.57	6.8	8.0
道路表面	K50+080	30	48	0.57	17.1	27.4
道路表面	K50+100	14	14	0.57	8.0	8.0
道路表面	K50+120	22	80	0.57	12.5	45.6
道路表面	K50+140	30	30	0.57	17.1	17.1
道路表面	K50+160	40	46	0.57	22.8	26.2
道路表面	K50+180	14	12	0.57	8.0	6.8
道路表面	K50+200	16	18	0.57	9.1	10.3
基层表面	K48+340	18	20	1	18	20
基层表面	K48+360	24	12	1	24	12
基层表面	K48+380	36	38	1	36	38
基层表面	K48+400	40	38	1	40	38
基层表面	K48+420	14	20	1	14	20
基层表面	K48+440	6	8	1	6	8
基层表面	K48+460	70	68	1	70	68
基层表面	K48+480	6	16	1	6	16
基层表面	K48+500	40	34	1	40	34
基层表面	K48+520	26	22	1	26	22
基层表面	K48+540	50	28	1	50	28
基层表面	K48+560	32	30	1	32	30
基层表面	K48+580	36	32	1	36	32
基层表面	K48+600	30	30	1	30	30
基层表面	K48+620	22	18	1	22	18
基层表面	K48+640	42	48	1	42	48
基层表面	K48+660	52	24	1	52	24
基层表面	K48+680	18	4	1	18	4
基层表面	K48+700	22	22	1	22	22
基层表面	K48+720	10	4	1	10	4
基层表面	K48+740	34	18	1	34	18
基层表面	K48+760	22	22	1	22	22

结构层	设计桩号	检测弯沉值/0.01mm		修正系数	计算采用弯沉/0.01mm	
		左轮	右轮		左轮	右轮
基层表面	K48+780	14	4	1	14	4
基层表面	K48+800	60	20	1	60	20
基层表面	K48+820	24	40	1	24	40
基层表面	K48+840	14	24	1	14	24
基层表面	K48+860	22	14	1	22	14
基层表面	K48+880	28	10	1	28	10
基层表面	K48+900	28	4	1	28	4
基层表面	K48+920	36	20	1	36	20
基层表面	K48+940	30	22	1	30	22
基层表面	K48+960	32	6	1	32	6
基层表面	K49+60	18	8	1	18	8
基层表面	K49+80	20	6	1	20	6
基层表面	K49+100	14	24	1	14	24
基层表面	K49+120	36	64	1	36	64
基层表面	K49+140	66	34	1	66	34
基层表面	K49+160	40	24	1	40	24
基层表面	K49+180	36	62	1	36	62
基层表面	K49+200	16	26	1	16	26
基层表面	K49+220	62	30	1	62	30
基层表面	K49+240	30	20	1	30	20
基层表面	K49+260	20	14	1	20	14
基层表面	K49+280	46	16	1	46	16
基层表面	K49+300	32	22	1	32	22
基层表面	K49+320	22	2	1	22	2
基层表面	K49+340	10	8	1	10	8
基层表面	K49+360	30	28	1	30	28
基层表面	K49+380	54	48	1	54	48
基层表面	K49+400	40	44	1	40	44
基层表面	K49+420	10	12	1	10	12
基层表面	K49+440	12	18	1	12	18
基层表面	K49+60	18	8	1	18	8
基层表面	K49+80	20	6	1	20	6
基层表面	K49+100	14	24	1	14	24
基层表面	K49+120	36	64	1	36	64
基层表面	K49+140	66	34	1	66	34
基层表面	K49+160	40	24	1	40	24
基层表面	K49+180	36	62	1	36	62
基层表面	K49+200	16	26	1	16	26
基层表面	K49+220	62	30	1	62	30
基层表面	K49+240	30	20	1	30	20

结构层	设计桩号	检测弯沉值/0.01mm		修正系数	计算采用弯沉/0.01mm	
		左轮	右轮		左轮	右轮
基层表面	K49+260	20	14	1	20	14
基层表面	K49+280	46	16	1	46	16
基层表面	K49+300	32	22	1	32	22
基层表面	K49+320	22	2	1	22	2
基层表面	K49+340	10	8	1	10	8
基层表面	K49+360	30	28	1	30	28
基层表面	K49+380	54	48	1	54	48
基层表面	K49+400	40	44	1	40	44
基层表面	K49+420	10	12	1	10	12
基层表面	K49+440	12	18	1	12	18
基层表面	K49+480	44	56	1	44	56
基层表面	K49+500	46	34	1	46	34
基层表面	K49+520	56	44	1	56	44
基层表面	K49+540	46	66	1	46	66
基层表面	K49+560	62	48	1	62	48
基层表面	K49+580	38	26	1	38	26
基层表面	K49+600	24	50	1	24	50
基层表面	K49+620	24	10	1	24	10
基层表面	K49+640	12	14	1	12	14
基层表面	K49+660	48	54	1	48	54
基层表面	K49+680	16	24	1	16	24
基层表面	K49+700	34	28	1	34	28
基层表面	K49+720	14	12	1	14	12
基层表面	K49+740	30	22	1	30	22
基层表面	K49+760	12	20	1	12	20
基层表面	K49+780	18	8	1	18	8
基层表面	K49+800	8	14	1	8	14
基层表面	K49+820	12	14	1	12	14
基层表面	K49+840	34	52	1	34	52
基层表面	K49+860	22	22	1	22	22
基层表面	K49+880	30	28	1	30	28
基层表面	K64+100	12	12	1	12	12
基层表面	K64+120	26	36	1	26	36
基层表面	K64+140	44	36	1	44	36
基层表面	K64+160	38	28	1	38	28
基层表面	K64+180	30	26	1	30	26
基层表面	K64+200	12	16	1	12	16
基层表面	K64+220	18	20	1	18	20
基层表面	K64+240	20	28	1	20	28
基层表面	K64+260	48	46	1	48	46

结构层	设计桩号	检测弯沉值/0.01mm		修正系数	计算采用弯沉/0.01mm	
		左轮	右轮		左轮	右轮
基层表面	K64+280	26	32	1	26	32
基层表面	K64+300	42	56	1	42	56
基层表面	K64+320	30	48	1	30	48
基层表面	K64+340	28	18	1	28	18
基层表面	K64+360	22	16	1	22	16
基层表面	K64+380	6	8	1	6	8
基层表面	K64+400	36	34	1	36	34
基层表面	K64+420	24	24	1	24	24
基层表面	K64+440	14	20	1	14	20
基层表面	K64+460	28	12	1	28	12
基层表面	K64+480	44	40	1	44	40
基层表面	K67+500	46	42	1	46	42
基层表面	K67+520	52	64	1	52	64
基层表面	K67+540	34	38	1	34	38
基层表面	K67+560	40	44	1	40	44
基层表面	K67+580	38	32	1	38	32
基层表面	K67+600	52	58	1	52	58
基层表面	K67+620	50	58	1	50	58
基层表面	K67+640	22	36	1	22	36
基层表面	K67+660	40	40	1	40	40
基层表面	K67+680	14	16	1	14	16
基层表面	K67+700	62	52	1	62	52
基层表面	K67+720	44	48	1	44	48
基层表面	K67+740	48	46	1	48	46
基层表面	K67+760	32	38	1	32	38
基层表面	K67+780	24	32	1	24	32
基层表面	K67+800	58	68	1	58	68
基层表面	K67+820	50	46	1	50	46
基层表面	K67+840	44	82	1	44	82
基层表面	K67+860	26	28	1	26	28
基层表面	K67+880	26	36	1	26	36
基层表面	K67+900	40	50	1	40	50
基层表面	K67+920	26	34	1	26	34
基层表面	K67+940	24	32	1	24	32
基层表面	K67+960	34	24	1	34	24
基层表面	K67+980	16	34	1	16	34
基层表面	K68+0	36	32	1	36	32
基层表面	K68+20	44	60	1	44	60
基层表面	K68+40	42	50	1	42	50
基层表面	K68+60	32	28	1	32	28

结构层	设计桩号	检测弯沉值/0.01mm		修正系数	计算采用弯沉/0.01mm	
		左轮	右轮		左轮	右轮
基层表面	K68+80	32	10	1	32	10
基层表面	K68+100	40	52	1	40	52
基层表面	K68+120	34	38	1	34	38
基层表面	K68+140	40	36	1	40	36
基层表面	K68+160	20	16	1	20	16
基层表面	K68+180	16	4	1	16	4
基层表面	K68+200	14	16	1	14	16
基层表面	K68+220	32	36	1	32	36
基层表面	K68+240	68	74	1	68	74
基层表面	K68+260	20	18	1	20	18
基层表面	K68+280	56	44	1	56	44
基层表面	K68+300	12	18	1	12	18
基层表面	K68+320	58	70	1	58	70
基层表面	K68+340	22	28	1	22	28
基层表面	K68+360	54	50	1	54	50
基层表面	K68+380	32	28	1	32	28
基层表面	K68+400	24	18	1	24	18
基层表面	K71+400	70	66	1	70	66
基层表面	K71+420	58	46	1	58	46
基层表面	K71+440	38	38	1	38	38
基层表面	K71+460	28	36	1	28	36
基层表面	K71+480	50	46	1	50	46
基层表面	K71+500	50	50	1	50	50
基层表面	K71+520	78	68	1	78	68
基层表面	K71+540	52	58	1	52	58
基层表面	K71+560	18	18	1	18	18
基层表面	K71+580	48	42	1	48	42
基层表面	K71+600	72	76	1	72	76
基层表面	K71+620	64	52	1	64	52
基层表面	K71+640	42	40	1	42	40
基层表面	K71+660	20	36	1	20	36
基层表面	K71+680	26	22	1	26	22
基层表面	K71+700	32	28	1	32	28

个人简历、在读期间发表的学术论文与研究成果

个人简历:

余欢, 男, 1990年9月生。

2012年6月毕业于江苏大学交通工程专业, 获学士学位。

2012年9月入同济大学读硕士研究生。

已发表论文:

余欢, 陈长. 沥青路面模量反演分析中刚性下卧层设置方法[J]. 交通科学与工程. 2014(04): 1-6.

