

摘 要

不均匀沉降变形是路基上铺设无砟轨道需要解决的核心问题。无砟轨道的轨道板或道床板刚度较大，一旦基础发生不均匀沉降，将对无砟轨道受力产生显著影响。我国现行无砟轨道在设计中，都做了不同程度的模型简化，通常不进行沉降设计，忽略了沉降变形对于轨道结构的重要性，不能较全面地反映无砟轨道的实际受力状态。本文以不均匀沉降下土质路基上双块式无砟轨道为研究对象，建立了轨道力学梁—板模型，对其力学性能进行系统分析。

本文采用通用有限元软件对不均匀沉降作用下土质路基双块式无砟轨道进行力学分析，钢轨采用弹性点支承梁模型，扣件采用线性点支承弹簧模拟，道床板与支承层由于在其厚度方向上的尺寸远小于长度和宽度方向上的尺寸，符合弹性薄板的结构特点，采用板壳单元进行模拟，基础的支承采用非线性弹簧单元进行模拟。本文假定地基变形按余弦曲线变化，据此进行模拟计算。

本文着重介绍了路基上双块式无砟轨道的结构设计方法，路基上无砟轨道在考虑路基不均匀沉降条件下的计算方法。主要工作如下：通过比较分析，验证了路基不均匀沉降用刚性基础法简化计算的可行性；按照允许应力法对路基上双块式无砟轨道进行配筋，据此提出不均匀沉降限值；对不同地基刚度下，不均匀沉降对轨道上部结构的影响进行比较，以期在技术经济上达到合理优化；同时，本论文还分析了支承层发生破坏时不均匀沉降作用对上部轨道结构的影响。

关键词：无砟轨道；道床板；不均匀沉降；有限元法

Abstract

The stiffness of ballastless track's slab or roadbed slab is big ,so the basis differential settlement will be revealing significant effects on ballastless track's stress. There is different extent model reduction in chinese designing of ballastless track, generally no design was given in foundation settlement , the importance of differential settlement for the track structure was neglect at the same time, therefore ,it can not reflect the structure actual stress of ballastless track overall. The paper regarded twin-block ballastless track of soil subgrades under differential settlement as the research object,established a mechanical analysis model of beam-slab, and have an systematic analysis of its mechanical properties.

This paper use Finite Element Software to analysis double-block ballastless track of soil subgrades under differential settlement as the research object: Rail is simplified as flexible point Euler-beam with unlimited length. Fastener will be simplified to linear springs . Roadbed slab and supporting layer which thickness size is far smaller than the length and width size, according with the elastic thin slab structural characteristic, are simplified as Plate-Shell element . And base support is simplified as diaphragm flexure. In this article, we assuming that the change of foundation deformation by cosine curve, then according this theory to simulating calculatin.

This paper mainly introduces the structural design methods of double-block ballastless track on the roadbed, and the calculating method of ballastless track under soil subgrades when considering differential settlement . The paper includes the following parts: The feasibility of using rigid foundation methods as a simplified calculation of subgrade under differential settlement is proved through comparative analysis. Reinforcement design for double-block ballastless track under soil subgrades according to allowable rail bending stress method ,then presents the Limit of differential settlement . For various foundation stiffness, the paper compares the impact of soil subgrades under differential settlement on the track superstructure ,in order to reache the best and reasonable methods by technological and economical way. At the same time ,this paper analysis the influence of soil subgrades under differential settlement on the track superstructure when supporting layer failuring .

Keywords: ballastless track; roadbed slab; finite element method; differential settlement;

第 1 章 绪 论

1.1 无砟轨道发展现状

铁路是国家重要的基础设施，国家经济的大动脉和大众化的交通工具，在综合交通运输体系中处于骨干地位。随着运量的增长和高速行车的要求，传统的有砟轨道结构已不能满足高速重载行车的需求，原因是有砟轨道因列车的反复通过而使道床逐渐松弛，致使轨道失去平顺性，影响列车运行的舒适性和安全性，同时显著增加轨道的养护维修工作量，加大了铁路的运营投入。这种线路维修作业，自然是随着列车的通过次数和行驶速度的不断增加而增大。然而，由于近年来运输量的增长、养护维修时间间隔的缩短、维修标准的更加严格、以及由于维修线路作业使用的大型机械设备产生的噪声等原因，逐渐给线路维修作业增加了很大的困难，这就要求发展更为合理的轨道结构。

无砟轨道是以混凝土或沥青砂浆取代散粒道砟道床而组成的轨道结构形式。与有砟轨道相比，无砟轨道具有轨道平顺性高、刚度均匀性好、耐久性；结构高度低，自重轻，可降低隧道开挖区面积，减少桥梁二期恒载；道床整洁美观，可消除列车运行时的道砟飞溅；轨道变形缓慢，可减少养护维修工作量。无砟轨道修建时所增加的投入经费，一般可在一个线路大修周期内依靠所节省的线路养护维修费用收回投资，轨道的零维护费用和比有砟轨道更便宜的运营周期费用^[30]。无砟轨道在运营过程中一旦产生病害，维修将十分困难。因此对无砟轨道的适用范围、设计条件和施工技术等问题，都必须十分重视。无砟轨道在日本和德国高速铁路上已获得广泛应用，法国高速铁路也在积极进行实验。

在基础坚固的隧道内、高架结构和桥梁上，世界各国成功地发展了无砟轨道结构。它是用混凝土板体基础取代传统轨道中的轨枕和道床。板体基础下的是由聚合物或水泥沥青混合物灌注的特制垫层。这样，轨下基础既有足够的强度和稳定性，又有一定的弹性，残余变形的积累甚小，轨道结构得以加强，实现了轨道少维修的目的。对于土质路基，因很难解决列车反复作用下的路基的下沉问题，修建无砟轨道存在较多的技术问题，同时费用十分昂贵。板式无砟轨道虽然具有较均匀的轨道刚度，但应当使轨道具有与有砟轨道相当的弹性，以缓解高速列车的动力冲击作用，为此须增设如沥青砂浆或橡胶等弹性垫层，

同时为完成轨道高低与方向的调整而使得扣件的结构型式复杂化。在板式无砟轨道的施工过程中,需要精确的施工控制等技术,对施工组织和施工工艺等提出了更高的要求。

1.2 双块式无砟轨道

1.2.1 国外情况

双块式无砟轨道是将预制好的双块式轨枕,在现场通过浇筑混凝土将轨枕埋入到混凝土道床中,使轨枕与混凝土道床板成为一个整体的无砟轨道结构形式,常见的有 Rheda 型、Zublin 型和 Heitkamp 型。在目前各国发展的无砟轨道结构形式中双块式无砟轨道结构形式无疑是其中实际铺设较多,设计和施工技术都较为成熟的一类结构类型。双块式无砟轨道结构形式在我国也进行了为数不少的实际铺设。

双块式无砟轨道以预制轨枕与现浇混凝土的高度整体性为目标,其关键技术是减少预制轨枕与现浇混凝土的结合面面积,控制裂缝的产生和发展。

1.2.1.1 Rheda 2000 型无砟轨道

无砟轨道系统“RHEDA2000”是以从 70 年代就开始在德国铁路系统成功运营的著名的 Rheda 系统为基础的。而且 Deutsche Bahn AG(德国铁路股份公司)和其他制造商进一步将无砟铁路上部结构发展成了各种各样不同的系统^[1]。

(1) 结构组成

Rheda 型无砟轨道由 UIC60 钢轨+Vossloh300 扣件+整体式轨枕或双块式轨枕+道床板+支承层/底座组成。

(2) 结构演变

Rheda 型无砟轨道结构的演变分为两个方面(图 1-1):

① 轨枕的演变

传统 Rheda 整体轨枕—Rheda Berlin 轨枕块—Rheda2000 只保留承轨和预埋扣件螺栓的轨枕块;

传统 Rheda 整体轨枕—Rheda Berlin 轨枕块—轨枕块间角钢联结—轨枕块间桁架式钢筋骨架联结;

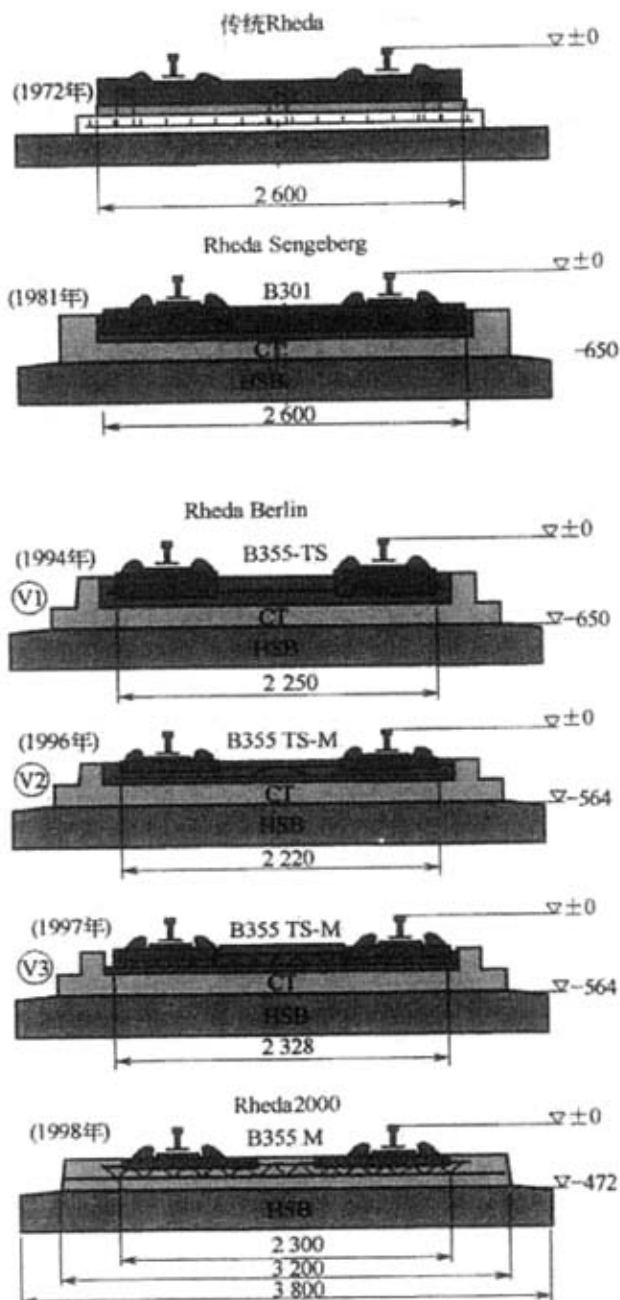
② 轨枕与道床板联结方式的演变^[3]:

图 1-1 Rheda 无砟轨道结构的演变

传统 Rheda 轨枕带有 3 个销钉与道床板联结(每隔 2 根轨枕布置 1 根带销子的轨枕)。

在轨枕演变过程中, 传统 Rheda 采用整体预应力混凝土轨枕, 其优点是, 即使现浇混凝土出现裂纹, 也不影响轨道的几何状态。其缺点是: 新老混凝土结合面积大, 轨道整体性差, 容易在结合面处产生裂纹; 轨道单位质量较大, 在桥上铺设时, 二期恒载较大; 轨道高度比较高, 在隧道内铺设时, 开挖空间比较大。

采用双块式轨枕, 基本克服了传统 Rheda 的上述缺点。

Rheda Berlin 以及 Rheda2000 演化过程中的 Rheda 无砟轨道结构, 主要在减少轨枕与现浇混凝土结合面面积方面做了大量优化, 混凝土槽依然存在, 与此有关的问题人难以克服。

Rheda2000 取消了混凝土槽, 预制轨枕的钢筋与现浇结构钢筋联结在一起, 实现了预制结构与现浇结构的最佳结合, 结构整体性能更加完善。

传统的 Rheda 系统通过 Rheda 柏林发展成为 RHEDA2000 系统, 之所以采用该系统, 目的如下:

- 优化系统构造
- 降低结构的高度和宽度
- 提高轨枕和浇注混凝土之间的连接作用
- 消除沟槽与填充混凝土之间的纵缝
- 安装技术优化, 使之简化并合理化
- 在施加填充混凝土之前保证轨道的高承载能力

1.2.1.2 Zublin 型无砟轨道

Zublin 型无砟轨道是 1974 年在 Zublin 铺设的一种轨枕埋入式无砟轨道结构形式^[4] (图 1-2)。

Zublin 型无砟轨道的结构组成与 Rheda 型无砟轨道大体相同。其研发初衷是寻求一种高度机械化的施工方法, 以解决 Rheda 轨枕埋入式无砟轨道传统的手工施工带来的进度慢、成本高的问题。

Zublin 与 Rheda 的主要差异在施工方式上。后者是在底座浇筑完成后, 将预制轨枕组合的轨排放置在底座上, 绑扎好钢筋以后浇筑混凝土, 使轨枕与道床板成为一个整体结构; 前者是在现场混凝土道床板浇筑以后, 通过振动方式将轨枕“振入”到新鲜混凝土中, 使轨枕与道床板成为一个整体结构, 此时的

混凝土必须具有一定的密度，只能将轨枕“振”入其中，而不允许轨枕靠重力“沉”入其中。

Zublin 型无砟轨道不需要 Rheda 型无砟轨道中采用的工具轨，代之以刚度很大的钢构架。钢构架两端支承在横梁上，每根横梁支承在 2 个支腿上。由于对构件之间所有接触面均进行了高精度机械加工，在精确测量并对支腿进行调整以后，就能保证轨枕的最终位置。施工效率一般可达到 150~200m/8h。



图 1-2 Zublin 轨道结构示意图

1.2.1.3 Heitkamp 型无砟轨道

Heitkamp 型无砟轨道结构设计原理与采用混凝土槽的 Rheda 型无砟轨道相同，只是将充填的混凝土代之以粘结处理的道砟。所谓粘结处理的道砟，一般是将道砟摊铺后，再灌注水泥灰浆^[3]。

Heitkamp 型无砟轨道的优点是可以采用传统有砟轨道施工中的机械进行铺砟和捣固。1996 年德国在 Waghausl 路基上铺设了 0.39km 试验轨道。

1.2.2 国内情况

1.2.2.1 国内双块式无砟轨道结构设计概况

在我国国内客运专线双块式无砟轨道结构设计主要是在 Rheda2000 技术转让资料和遂渝铁路无砟轨道综合试验段铺设双块式无砟轨道结构研究、试验、设计、施工经验基础上，结合客运专线技术特点进行优化、完善形成的。在我

国客运专线双块式无砟轨道国产化研发中的主要设计原则如下^[31]:

(1) 国产化设计原则

包括设计理论的国产化, 结构原材料的国产化, 根据国产材料性能进行轨道结构、零部件的国产化计算和设计。

(2) 安全性设计原则

设计荷载考虑紧急制动等特殊工况荷载基础上有一定的安全储备; 计算理论考虑一种理论的基础上应用国内外成熟理论和有关实测资料进行验证, 保证设计理论安全可信; 结构配筋必须满足裂纹宽度不超过 0.2mm 要求; 所用材料性能参数要求保证满足轨道结构使用寿命 60 年要求。

(3) 经济性设计原则

在保证运营安全、舒适、环保的前提下, 根据客运专线的环境、结构、运营、接口设计实际情况, 对于路基、桥梁和隧道内轨道结构形式、尺寸和配筋率进行优化设计, 降低原材料和制造、运输、储存、施工和管理维修费用; 采用国产原材料, 降低原材料采购费用。

(4) 通用性设计原则

包括不同线下结构物上轨道结构尽量一致; 双块式无砟轨道与板式轨道等其他无砟轨道结构形式对于线下结构物要求尽量一致。前者道床板结构尺寸高度在桥梁、路基和隧道地段一致, 均为 260mm; 后者在轨道结构与桥梁的连接等方面不同无砟轨道结构一致。轨道结构可以适用与国内外不同扣件结构形式、不同线下结构物、不同环境工程条件, 增加轨道结构适用范围。

(5) 可修复性设计原则

道床板采用不连续结构, 结构设计保证在轨道损坏时可以及时更换。

(6) 可施工性设计原则

轨道结构设计利于机械化、标准化施工, 满足施工质量和施工效率要求。

1.2.2.2 国内双块式轨道铺设现状

在铺设方面我国双块式无砟轨道在武广客运专线和遂渝铁路无砟轨道综合试验段进行了试铺。其中武广客运专线铺设的 Rheda2000 型无砟轨道结构是铁四院根据德国睿铁公司提供的技术转让资料, 结合中国轨道电路、原材料性能指标等有关要求完成的。遂渝铁路双块式无砟轨道则是结合中国国内前期研究成果、设计及施工技术水平、原材料主要性能指标, 进行的试铺。该试验段共

铺设了二个方案：即道床板连续铺设方案和道床板不连续铺设方案；轨枕则采用了三种方案：即 TB1 方案(钢筋桁架不长腿方案)、TB2(钢筋桁架长腿方案)、TB3 方案(在 TB2 方案基础上考虑轨道电路方案)。

遂渝线无砟轨道综合试验段位于遂渝引入工程桐子林隧道出口—蒋家桥大桥之间。设计里程为 DK125+676—DK138+893 正线全长 13.157km。试验段为 I 级铁路，单线(预留双线条件)速度目标值 160~200km/h 最小曲线半径 1600m。限制坡度 0.6%。试验段内主要有板式轨道、双块式轨道、轨枕埋入式轨道等无砟轨道结构型式。试验段采用材质为 U75V 的 60kg/m 钢轨，轨下胶垫刚度 35~55kN/mm，扣件间距 0.625m。路基上板式轨道的轨道板尺寸 4.93m×2.4m×0.19m，C60 混凝土，混凝土底座尺寸 4.93m×3.2m×0.30m。C40 混凝土。CA 砂浆弹性模量 100~300MPa、厚度 0.05m。路基上双块式轨道道床板尺寸 4.98m×2.8m×0.35m。C40 混凝土，混凝土支承层宽度 3.6 米，厚度 0.3 米，C20 混凝土弹性模量 5000~10000MPa。

遂渝线的运营列车主要有最高速度为 200km/h 的“长白山”号快速旅客列车。25t 轴重、最高速度为 120km/h 的双层集装箱货物列车。最高速度为 80 km/h 的普通货物列车。

正在进行施工的武广客运专线轨枕设计在 Rheda2000 技术转让的基础上，考虑轨道电路影响，共设计了二种轨枕设计方案，即 WG-1 和 WG-2 方案，目前武广客运专线双块式轨枕已经开始投入生产；路基、隧道地段道床板和桥梁地段铺设道床板、桥梁保护层的结构设计和配筋原则上按照有关转让技术提供的计算原则进行，原材料的技术参数则是结合国外技术参数和国内材料进行确定。

1.3 本文研究的意义、方法及主要内容

1.3.1 本文研究的意义

在目前我国的高速铁路客运专线建设中，无砟轨道正以其高稳定性、高平顺性和少维修性等特点，在铁路运营中逐渐取得了明显优势。双块式无砟轨道是常见的无砟轨道类型之一，设计施工技术都较为成熟，在我国遂渝、武广等客运专线上都有较为集中的铺设。它也是我国无砟轨道中常用的结构形式之一。

无砟轨道在隧道内、高架结构和桥梁上的应用，已被世界各国铁路普遍认

可并已标准化。而在高速土路基上的应用则十分谨慎，除德国 Rheda 轨道铺设应用较多并基本定型外，日本、美国等许多国家多处于积极的试铺试验中。在土路基铺设双块式无砟轨道，在遂渝还属首次，没有任何实际的经验可以借鉴。

在土路基上铺筑无砟轨道，由于路基的承载能力相对较低，又对动载荷和水浸蚀反应敏感^[3]。因此，必须特别重视对地基的加强处理和排水设施的良好设置。由于受调整能力的限制，无砟轨道对沉降变形特别敏感，工后沉降或不均匀沉降过大是导致路基铺设无砟轨道失败的主要原因，而地基的不确定因素也是潜在的风险。沉降变形控制和规避地基地质条件的风险是路基上铺设无砟轨道的关键。因此，各国无砟轨道都对路基的沉降，尤其是不均匀沉降提出了严格要求，目的在于减少路基的压缩沉降和列车动力作用下的动态沉降。

1.3.2 本文研究的方法

轨道系统是一个包含多种轨道部件的复杂系统，各部件之间通过弹性元件连接^[33]。本论文采用通用有限元软件对不均匀沉降作用下土质路基双块式无砟轨道进行力学分析，钢轨采用弹性点支承梁模型，扣件采用线性点支承弹簧模拟，道床板与支承层由于在其厚度方向上的尺寸远小于长度和宽度方向上的尺寸，符合弹性薄板的结构特点，采用板壳单元进行模拟，基础的支承采用面弹簧模拟。本文假定地基变形按余弦曲线变化，据此进行模拟计算。分析不同地基变形沉降下土路基上双块式轨道各层结构的位移和应力分布，分析双块式轨道是否满足运行和强度方面的要求。

1.3.3 本文研究的主要内容

考虑在双块式轨道发生不均匀沉降时，列车荷载对上部结构的影响。分别对不均匀沉降的理论解和有限元解进行分析，主要研究内容如下：

1. 通过比较分析，验证了路基不均匀沉降用刚性基础法简化计算的可行性；
2. 按照允许应力法对路基上双式无砟轨道进行配筋，据此提出不均匀沉降限值；
3. 对不同地基刚度下，不均匀沉降对轨道上部结构的影响进行比较，以期在技术经济上达到合理优化；
4. 本文还分析了支承层发生破坏时不均匀沉降作用对上部结构的影响。

第 2 章 土路基上无砟轨道的结构型式

2.1 德国铁路土路基上无砟轨道

德国铁路自 1972 年开始在比勒费尔德—哈姆之间的 Rheda 车站路基上设计、铺设了无砟轨道。以后经过多处多年的试铺试验不断完善优化 1989 年基本定型统称为 Rheda 轨道，应用于高速铁路区间和车站轨道上。至 1997 年，在土路基上铺设混凝土道床无砟轨道约 86km，沥青混凝土道床无砟轨道约 66km，是世界铁路在土路基上应用无砟轨道最多的国家，显示出良好的结构性能和运营效果^[28]。

2.1.1 Rheda 轨道

图 2-1 为德国土路基上 Rheda 无砟轨道结构断面图。它实际上是把整体式混凝土枕用混凝土现场灌筑在钢筋混凝土底座上，以起支承承载作用。为加强灌筑的整体性，在混凝土枕侧而预留有 3 个孔眼，以便用钢杆把轨枕串连起来。为强化路基基础，在钢筋混凝土底座的下面还铺有一层水硬性稳定承载层。若在冻寒地区该层采用轻质混凝土^[29]。

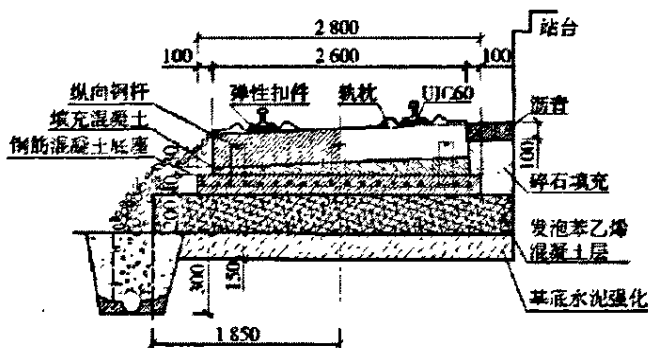


图 2-1 德国土路基上 Rheda 无砟轨道(单位: mm)

当 Rheda 轨道修筑在地基较差的地段时，应视当地具体情况加铺防冻层、地基加固层、土工布和设置良好的排水设施。Rheda 车站铺设的混凝土道床无

砟轨道至今已运用近 30 年, 累计通过运量近 4000 Mt, 最高运营速度 230 km/h, 这期间除对钢轨进行过打磨外, 未对轨道做过任何维修工作。

2.1.2 改进型 Rheda 轨道

早先的 Rheda 轨道不足之处是采用钢杆穿过整体式混凝土枕孔眼和穿入预埋在混凝土层上的环形箍筋的方法一是不方便, 二是位置有偏差, 很难顺利穿过去。为此又研发了改进型 Rheda 无砟轨道即 Rheda2000 轨道 (如图 2-2), 并广泛应用于 1998 年开通的柏林---汉诺威高速铁路上。

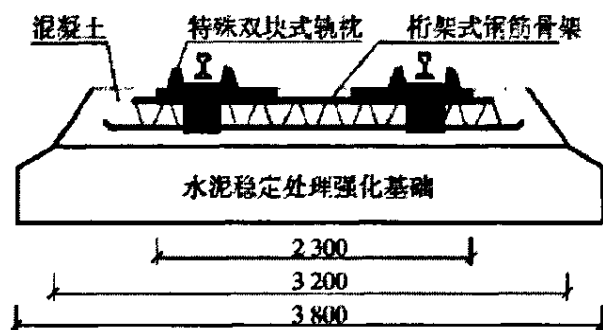


图 2-2 德国土路基上 Rheda-2000 无砟轨道(单位: mm)

它与原 Rheda 轨道的主要区别是, 用 2 根桁架型配筋组成的特殊双块式轨枕取代整体式轨枕, 取消了槽形板, 特殊双块式轨枕只保留承轨和预埋扣件螺栓部位的混凝土, 其余为桁架式钢筋骨架, 使之与现场灌筑混凝土的老新界而减至最少, 有利于改善施工工艺性, 提高施工质量和结构整体性。同时, 轨道高度从原来的 650mm 降至 472mm, 建筑高度的降低, 又有利于降低工程造价。

2.1.3 德国沥青混凝土道床无砟轨道

(1) 双块式轨枕沥青混凝土道床无砟轨道

图 2-3 为德国铁路土路基上双块式轨枕沥青混凝土道床无砟轨道。简称为 ATD 轨道。1993 年首次铺设在法兰克福和汉诺威---维尔茨堡的联络新线南特伯斯曲线区间, 后又铺在隧道区间, 至 1997 年已铺设 27.9km 运用情况良好^[29]。

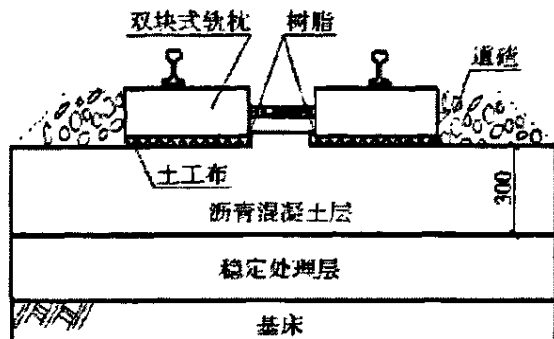


图 2-3 双块式轨枕沥青混凝土道床无砟轨道(单位: mm)

ATD 轨道是在经过碾压的路基道床和稳定承载层上铺筑厚约 30 cm 的沥青混凝土垫层。表面施工精度要求 $\pm 2\text{mm}$ ，再在其上铺设双块式轨枕。枕下设置厚 4mm 的土工布，用以调整其平整性。因而不需要填充层，在道心和枕端散布夯实道砟。ATD 轨道纵向力由轨枕与铺装垫层的摩擦力和道砟阻力来抵抗；而轨道横向力，由于在铺装垫层中间加工有凸台，靠凸台与双块式轨枕之间填入树脂来抵抗。在高速区间，为防止飞砟和提高吸声性能，在道心内散布树脂。沥青混凝土道床无砟轨道与混凝土道床无砟轨道相比具有下列优点：1 沥青为粘弹性体可取消接缝提高轨道弹性；2 因轨枕与垫层内摩擦角大，故超高 180 mm 时也能施工；3 沥青冷却后，可立即开通线路，有利于既有线使用；4 修补与更新容易；5 可利用现有的机械化道路工程铺装技术；6 铺设成本低，具有良好的经济性。

(2) 凹槽式整体轨枕沥青混凝土道床无砟轨道

图 2-4 为德国铁路土路基上凹槽式整体轨枕沥青混凝土道床无砟轨道，简称 WF 轨道。速度目标值既有线提速改造区间为 200 km/h，新建线区间为 300km/h。

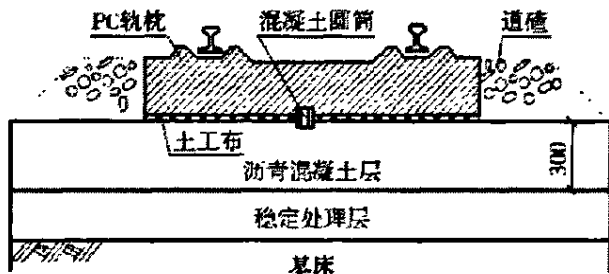


图 2-4 凹槽式整体轨枕沥青混凝土道床无砟轨道(单位: mm)

WF 轨道同 ATD 轨道一样, 是在沥青混凝土道床上直接铺设带凹槽的整体式 PC 轨枕的一种新型无砟轨道。1995 年试铺在柏林地区轨道, 长度 $3500\text{m} \times 2$ (双线)。它是在枕下设置厚 5mm 的土工布, 用以调整其平整性。为抵抗横向水平荷载的作用, 采用在 PC 枕中间的底部和铺装层表面上均设有凹槽, 并在凹槽中插入圆筒形混凝土块。再在其周围填注水泥灰浆加以固定的方法。为降低轨道噪声, 可在轨道表面上采取吸声的措施。

(3) 钢杆式整体轨枕沥青混凝土道床无砟轨道

图 2-5 为德国铁路土路基上钢杆式整体轨枕沥青混凝土道床无砟轨道简称 Walte: 轨道。

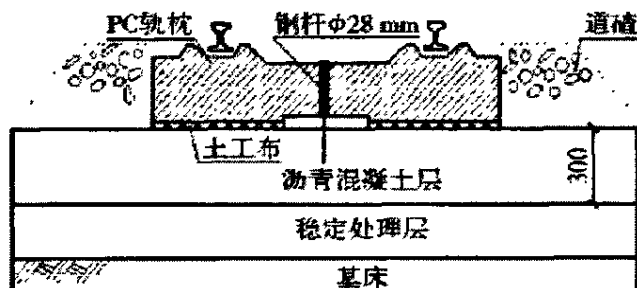


图 2-5 钢杆式整体轨枕沥青混凝土道床无砟轨道(单位: mm)

Walter 轨道是在沥青混凝土铺装层上直接铺设带钢杆的整体式 PC 枕的少维修轨道。它是每隔 3 根 PC 枕就在 1 根 PC 枕上用直径 32mm 的钢杆插入沥青混凝土铺装道床中加以固定, 用以抵抗横向水平荷载。在枕下也设置厚 5mm 的土工布用以调整水平。

2.2 日本铁路土路基上无砟轨道

2.2.1 日本沥青混凝土道床无砟轨道

图 2-6 为日本铁路路基上沥青混凝土道床无砟轨道, 又称 RA 型板式轨道。适用于新干线或既有线土路基上的区间轨道和站场(道岔)轨道^[28]。

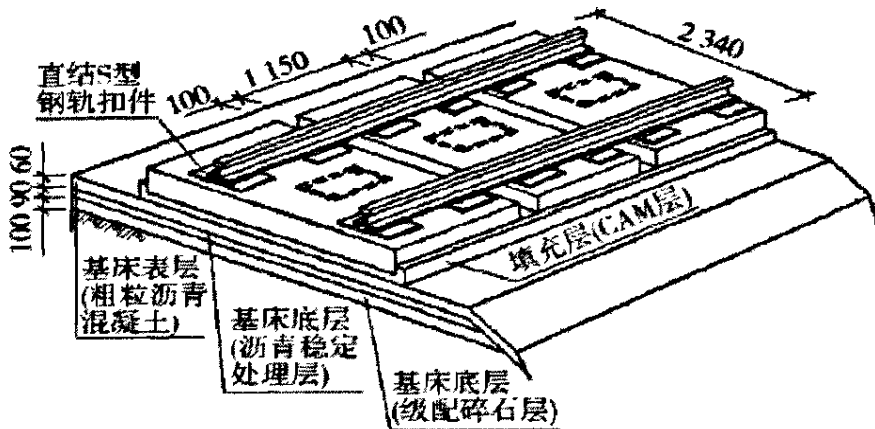


图 2-6 日本 RA 型板式轨道(单位: mm)

为能经常保持 RA 型板式轨道的水平状态和路基所必要的强度,需铺设沥青混凝土道床作为垫层。道床垫层又分为道床表层和道床底层。道床底层由厚 100mm 的级配碎石层和厚 90mm 的沥青稳定处理层(碎石沥青层)组成;而道床表层则为厚 60mm 的粗粒沥青混凝土层。在宽枕与道床表层之间灌筑约 50mm 厚的乳化沥青水泥砂浆(CAM)调整层。从而构成了十分稳定的路面铺装宽枕无砟轨道,可以显著延长轨道养护维修周期。

由于采用纯沥青等沥青材料铺筑,增加了骨料之间的粘着力,形成十分稳固的铺筑层,可使列车荷载均匀分布;又由于沥青垫层具有弹性,可缓冲列车冲击作用。为能在土路基上或既有高架桥上铺设 RA 型板式轨道,不再采用凸形挡台法而改用板底作凹槽的方法利用其与 CAM 之间的阻力来阻止板的纵横向移动。

在新建线条件下填充材料采用乳化沥青水泥砂浆而在既有线上,因养生需要时日,所以改用速凝早强水泥灰浆,以期能在较短时间内硬化,尽快开通线路。

新干线的断面尺寸为 1150mm×2340mm×190mm,采用宽 1150mm 是为能增大宽枕对路基变形的追随性。板底凹槽尺寸为 650mm×650mm×30mm,板间距为 100mm。

为保证 LPC 枕的强度条件,要求路基表面地基系数 110MPa/m;考虑到扣件的最大调高量,要求 LPC 枕无砟轨道铺设后的最终沉降量。当列车速度为 250km/h 时应在 30 mm 以内;为保证旅客乘客的舒适性。在路堤比较松软地段,要求轨道最大挠度指数不大于 1/1800,高低不平最大折角指数不大于 2.7/1000。

2.2.2 土路基上混凝土道床板式无砟轨道

为改善 RA 型板式轨道所用沥青材料温度敏感性高和耐久性差的不足,提出了如图 2-7 所示的用水泥混凝土道床替代沥青混凝土道床的结构方案;并已在北陆新干线上铺设使用,约 10.8 km。

它是由砂层、下部铺装(山级配碎石层、矿砟层、水泥稳定处理层或沥青中间层组成的强化路基)、钢筋混凝土底座、乳化沥青水泥砂浆层(CAM), A 型轨道板、钢轨扣件和钢轨等构成的。

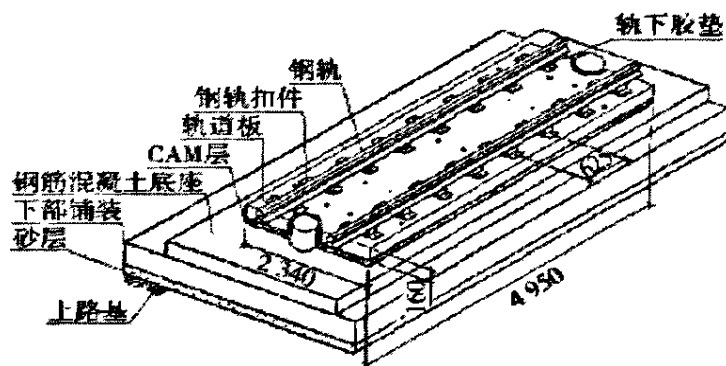


图 2-7 土路基上混凝土道床板式轨道(单位: mm)

这种轨道的特点是:

- (1) 可以使用在高架桥上和隧道内等刚性基础上广泛应用的标准 A 型轨道板;
- (2) 采用了抗弯刚度大的混凝土底座, 可以提高荷载的分散传递效果;
- (3) 与沥青系材料相比, 温度敏感性低, 耐久性优;
- (4) 与沥青铺装施工时可采用道路工程铺装用的大型施工机械相比, 施工效率降低了, 并且需要较长的养生时间;
- (5) 工程建设费高于沥青铺装轨道;
- (6) 应采取防止混凝土因温度收缩而出现裂纹的技术对策;
- (7) 与有砟轨道相比, 噪声和振动大。

关于工程建设费, 如考虑其使用寿命期限内的全部费用(建设费+维修费+管理费), 未必就不经济。关于噪声和振动, 可根据地基承载力的情况, 视需要采取减振降噪技术对策。关于提高施工效率和混凝土收缩裂纹, 也可采取相应对策。

基 K_{30} 的降低 LPC 枕的垂向位移及 PTCAM 层的压力及其剪应力都将增大。如果增加 PTCAM 层的厚度剪应力则可随之降低。

2.3 国内情况

我国在 60 年代就曾在土质路基上试铺过一小段无砟轨道,但由于设计和施工均存在较大问题,在运营过程中出现了大量问题,如下沉、开裂等病害,后不得不拆除。我国在土质路基上铺设无砟轨道的研究尚处于收集资料的起步阶段,相关技术标准,尤其是如何有效控制以岩土为材料的路基工程残余变形,以满足无砟轨道铺设和长期运营的要求,是土质路基地段铺设无砟轨道急需研究解决的关键技术之一。

我国遂渝线试验段选在重庆枢纽遂渝引入工程内的龙凤隧道进口~蒋家桥大桥,正线长度 12.837km,设计速度为 120~200km/h。在试验内全部采用无砟轨道型式,铺设双块式无砟轨道和板式无砟轨道两种结构型式,土质路基板式轨道所采用的结构型式为:轨道板宽度为 2400mm,厚度为 190mm,标准轨道板长度暂定为 4730mm,相邻轨道板间隔 70mm;轨道板下 CA 砂浆设计厚度一般为 50mm;凸型挡台半径 260mm,高度 250mm,凸型挡台四周填充树脂;混凝土底座尺寸根据铺设地段确定。设计需要的参数主要是参考日本和德国的技术。

第 3 章 高速铁路路基变形特点

无砟轨道的上部结构良好的保证了,轨道的精确定位,轨道的使用寿命长,对以后的维护要求也降低。但是,所有无砟轨道结构的优点都有一个重要的前提条件,就是整个轨道结构的精确定位,因为整个轨道在使用期内沉降的调整只能通过扣件。预期的残余沉降会起很重要的作用,因此整个地基基础的设计和施工对无砟轨道的结构至关重要。

3.1 地基基础的变形

引起地基基础变形的原因主要可分成三类^[18]:

- (1) 因加载-卸载引起的地基变形;
- (2) 基础结构因为土层自身重力而引起的变形;
- (3) 因动力荷载作用引起的地基变形。

各土层的变形刚度将影响,在堆高路堤时发生的基础沉降。这个随着时间变化的沉降分别受地下水位(土体的饱和度),土体的含黏土量及所含的有机物成分的影响。地基基础的变形可以分成三个阶段:

- (1) 瞬间沉降(砂砾和沙);
- (2) 主要沉降(固结变形);
- (3) 次要沉降(蠕变)。

对与非粘性土,只需考虑第一阶段的变形。但对位于地下水位以下的没有预压的软土,第 2 项变形才是最主要的,土的固结变形可以一直持续若干年,这是无砟轨道所不期望出现的地基沉降现象。所以,必须对这样的土层采取一定的处理,如竖向排水系统等,以加快该地基土层的固结变形。对于含黏土及有机物成份高的土层应该特别注意,第 3 阶段的次要沉降(蠕变)。因为土层发生蠕变的时间比固结稳定的时间要长的多,可以说几乎一直会延续下去,所以对这种会发生蠕变的土层除了采取换土处理以外,还应该预压土层,以便尽可能的减小土层的蠕变量。

在降低地下水位时也要引起注意,因为地下水位下降会增加土颗粒间的有效应力而导致地基更多的沉降。对粘性土来说,会出现土体一般固结状态向超

固结状态转化的结果，因此造成持续的地基沉降。

在自身重力作用下的基础结构沉降，一般考虑把路基堆高一定的高度，这种弹性沉降与时间和土层材料有关。所以对地基基础施工的质量一定要把关，如果施工时存在缺陷，那么也将会引起沉降，就会造成地基基础填充材料分解或解体，比如，设置地下水毛细管效应隔绝层。

对地基结构设计的一些建议^[19]：

对无砟轨道结构的地基来说，所受动荷载是重复频率高，振幅小。通过对地基采用一些可检测的方法，可以去除行驶路段地质上的风险。地基处理后，它能够有足够的弹性和保证整个结构位置在重复动荷载的作用下不会移动。也就是说，下部基础的颗粒级配尽可能少的进行重新分配。一般情况下，无砟轨道下部地基土层很少出现重新分配，所以土层应该：

- (1) 尽可能的压实；
- (2) 尽可能的均匀(孔隙小且分布均匀)；
- (3) 尽可能的减少土体相互间的应力；
- (4) 用较硬的颗粒。

密实度高的，均质的，坚硬的土体石，是无砟轨道长期保持在原来位置上的前提条件。相对的，天然的卵石状颗粒性能要优于那些被人工弄碎的颗粒，因为后者一般都有尖锐的边角。为了防止出现波状的土层，因此从地基施工一开始严格检查施工位置。弹性的支撑和加固可以限制向两边发生偏差，为此，可以使用一定的人工材料。地基基础结构的沉降量是随时间慢慢变缓的，所以其施工应尽早完成。为保证地基足够的承载力及尽可能减小地基的沉降，除了换土及地基密实处理外，还可采用其它地基处理方法，如采用凝结材料混合土颗粒来保证土层的稳定性，深层压实法（振锤夯击），搅拌桩及石灰桩等等。

另外，应避免出现土颗粒的孔隙水饱和现象。因为由于上部的快速加载，会造成孔隙水压力，水压不能及时消散，而使得大量的土颗粒相互间重新分配或发生地基的塑性变形。所以，对于路面积水应采用相应的排水措施，将积水导入深层土层。而当设计路段的地下水位较高时，土层则应保证足够的渗水性。在高渗透性的土层中，这种现象比较少。

3.2 路基上无砟轨道的铺设

无砟轨道的高平顺性和少维修性等一系列优点已被国内外的实践所证实,因而得到了大力的推广。但是,由于受调整能力的限制,无砟轨道对沉降变形特别敏感,工后沉降或不均匀沉降过大是导致路基铺设无砟轨道失败的主要原因,而地基的不确定性也是潜在的风险。

德国土工及基础专家部研究了在允许的竖曲线半径基础上,纵向长度上的竖向位移与列车速度的关系。这些位移可以以几何允许误差来表示。几何误差是指已规划的水平轨道梯度差。可以看出,允许的误差值随速度提高而迅速减小。当列车速度大于 250 时,轨道在竖曲线上的允许误差在 20mm 范围内。

沉降变形的控制和规避地基地质条件的风险是路基上铺设无砟轨道的关键。因此,各国无砟轨道都对路基的沉降,尤其是不均匀沉降提出了严格要求,目的在于减小路基的压缩沉降和列车动力作用下的动态沉降。

3.2.1 路基上铺设无砟轨道的基本条件

在德国,当路基的工后残余变形量大于扣件允许的运营调整量减去轨道结构变形校正余量差值得 4 倍以上,或者在不能排除该下沉量的路基上,不应铺设无砟轨道;在不能清楚掌握沉陷危险(如地质构造的活动带、矿山开采下沉区等)或可能出现不均匀隆起(如干旱区的路堑)的路基上,也不应铺设无砟轨道;当地下水位较高,对路基的稳定和沉降有不良影响时,规定在地下水位高于钢轨顶面以下 1.5m 的地段不应铺设无砟轨道。因为在这些地段铺设无砟轨道要么技术上有风险,要么经济上不合理。

在国内,针对遂渝线,规定在地基地质复杂和工后沉降难以准确预测时不应铺设无砟轨道。当有地下水影响时,按照我国铁路路基设计规范的要求,暂定为地下水位应低于路基面 1.5m(路肩高程需高出水位高度加毛细水强烈上升高度再加 0.5m)。

对于地基承载力,德国和法国规范要求,地基的弹性模量 $E_{v2} \geq 45MN \cdot m^{-2}$

时才能施作上面的垫层。日本规范要求,路堑的地基数 $K_{30} \geq 110MN \cdot m^{-3}$,路堤砂质土标准贯入基数 $N \geq 20$,亚黏土和亚砂土的标准贯入基数 $N \geq 4$ 。

3.2.2 无砟轨道路基沉降控制

路基上铺设无砟轨道的核心问题是沉降控制。^[3]无砟轨道对沉降变形特别敏感，特别是不均匀沉降。无砟轨道铺设后对路基沉降变形的调整范围是极其有限的，一般局部的沉降应在扣件的可调整范围，大范围的均匀沉降应该满足线路竖曲线圆顺的要求。对于调高量为 30mm 的扣件，如果允许在施工中调高+6mm 和-4mm，那么只剩 20mm 可以调整，再考虑轨道结构变形要留有 5mm 的余量，实际留给运营部门的可用于路基沉降调整的仅为 15mm。这是局部调整的极限。对于 20 范围内的情况，德国规范的规定可以到 20mm。对于更大范围的均匀沉降，德国的经验是可为扣件运营可调整范围的 3 倍，德国规范规定为扣件可调整范围的 2 倍，也就是 30mm。^[4]过渡段沉降的逐渐过渡和折角的要求也在于控制不均匀沉降。

为保证列车行驶时的舒适度要求，地基只能是很长、很缓的向下凹的变形。为了满足以上要求，弯道半径和向下凹变形的半径应满足 ^[3]：

$R_g \geq 0.4 \ v_e^2 \text{ [m]} = 49000\text{m}$ (轨道设计时速 $v_e = 350\text{km/h}$)

由此算得地基沉降差：

$$\Delta s = \frac{\Delta l^2}{4R_g} \tag{2-1}$$

根据上式，将经计算得到的各路段的允许沉降差列表如表 3-1。

表 3-1 各路段的允许沉降差值

允许沉降差 Δs	弦长 Δl
2.0 mm	20.0 m
4.6 mm	30.0 m
5.4 mm	32.5 m
9.2 mm	42.5 m
12.4 mm	50.0 m

日本铁路对路基沉降的认识有一个发展过程，1972 年日本国铁编制的“新干线土建标准石方书”中要求路基的压实程度在最大干燥密度的 90%以上，路堤的圆锥支承力在 $500\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$ 以上。1982 年开通的东北、上越新干线采用“建造

物设计标准解说（土体结构）”，将路堤分为上部路堤和下部路堤，其压实程度用 K_{30} 表示。其标准为：上部路堤 $K_{30} \geq 110 \text{ MN} \cdot \text{m}^{-3}$ ，下部路堤

$K_{30} \geq 70 \text{ MN} \cdot \text{m}^{-3}$ ，路堤与结构过渡段的级配碎石固实程度 $K_{30} \geq 150 \text{ MN} \cdot \text{m}^{-3}$ 。

1997 年开通的长野新干线采用 1992 年制定的《铁路结构体等设计标准》，编制了《板式轨道用路基结构设计、施工手册（案）》，在路堤材料、施工管理方面，无砟轨道比有砟轨道有更严格的规定。表 3-2 为日本规范对路基沉降的限值。

由于对沉降控制的要求较高，而沉降计算的影响因素较多，沉降控制已完全超出了处理方法的计算精度，因此，规定的工后沉降已不再是最初的设计的预留值，而是一个允许出现的误差值。由于无砟轨道对不均匀沉降的要求严格，路基与桥梁及隧道是很难协调的，只有在共同追求不产生工后沉降的基础上才能较好的实现各种过渡，也是零沉降的概念。工后沉降实际上是零沉降控制基础上的允许偏差。这一点对于软土地基处理的思想和方法都有较大影响。

由于沉降计算是不够精确的，不足以控制无砟轨道的工后沉降，为保证精度和有效的控制，应进行系统的观测和分析评估。^[4]系统的观测在于有一定的数量和设定在恰当的断面，并以合理的观测周期进行观测。根据德国的有关资料，观测断面的数量平均 50m 一处，且在过渡段是沿线路纵向连续观测的。同时系统的分析评估也是非常必要的。系统的分析评估大致有三个部分：（1）测试数据和趋势确定度的检验，其相关系数 $r^2 \geq 0.85$ 时为“优”；（2）预测稳定性检验，根据已有的观测数据和回归的曲线，推测一定时期（一般为 6 个月）后的沉降，预测一般在填土完成后经 3~6 个月的测量时间才能建立，当偏差 $\leq 8\text{mm}$ 时，认为预测的稳定性达到了“优”；（3）预测准确性的要求，当预测的时间满足条件 $s(t)/s(t=\infty) \geq 75\%$ 时，预测才是准确的。

路基沉降控制应根据其构成采取不同的措施：

（1）路基本体填土压密下沉。日本和德国实测结果表明，路基本体下沉量为路基高度的 0.1%~0.5%，秦沈客运专线实测结果为 0.2%~0.4%，都在填筑 1 年左右的时间内完成。它可以通过采用合理的路基结构形式及尺寸、填料材质、压实标准及工期安排解决。

表 3-2 日本铁路路基沉降限值标准

限制项目				限制值		
路基 挠曲量	荷载条件			路基挠曲量		备注
	机车荷载			L/800		L: 按照简支梁的挠曲假设时的假设跨度
	电动 列车 内燃 机荷 载	列车速度/ ($km \bullet h^{-1}$)	$V \leq 100$	L/700		
			$100 < V \leq 130$	L/800		
			$130 < V \leq 160$	L/1100		
	新干线荷载			L/1600		
轨道 水平 垂直 变为	列车速度/($km \bullet h^{-1}$)			错位/mm	平行移动	折角
	70			2	9/1000	9/1000
	110			2	7.5/1000	9/1000
	160			2	5/1000	6.5/1000
	210			2	4.5/1000	5.5/1000
	260			2	3.5/1000	4/1000
最终沉降量						

(2) 列车运行过程中路基面的弹性变形。它主要发生在基床部分，尤其是基床表层，由其刚度决定。它可以通过采用合理的无砟轨道结构形式和尺寸以改善荷载分布及大小，采用合理的路基结构形式及尺寸、填料材质、压实标准以提高路基刚度的对策。

(3) 长期行车引起的基床积累下沉(塑性变形)。塑性变形大小取决于承受的荷载和基床本身性质，可以通过采用合理的无砟轨道结构形式和尺寸、路基结构形式及尺寸、填料材质、压实标准来解决。

(4) 地基压缩下沉。地基沉降是工后沉降的控制因素，需要加强地质勘察，采用合理的加固措施来解决。对含有机物、易受霜冻影响、具膨胀性、松软及

排水性差的地基土应进行换填。

水是影响路基稳定性的重要因素，除要求排水设计合理外，还需要对地下水作出严格规定。地下水位高对路基稳定和沉降有不良影响，德国要求地下水位应在钢轨顶面 1.5m 以下。

3.3 路基不均匀沉降

3.3.1 沉降类型

因无砟轨道的轨道板或道床板刚度较大，一旦基础发生不均匀变形，将对无砟轨道受力产生显著影响。基础变形主要包括路基上的不均匀沉降，桥梁的挠曲变形、梁端转角与墩台沉降，以及隧道内可能出现的基岩或仰拱的不均匀沉降变形等。

基础不均匀沉降可分为三种型式，即正（余）弦型、错台和折角，如图 3-1 所示。正（余）弦型主要发生在路基上，桥梁在列车荷载作用下的挠曲也属于此种类型。错台和折角则一般发生在结构物与结构物或结构物与土工物之间的过渡段上。而结构物上的无砟道床多为分块式结构，特别是在结构缝处必须断开，因此考虑不均匀沉降对无砟轨道的影响将主要针对正（余）弦型不平顺进行。若采用纵连式无砟轨道结构，设计检算内容还应包括墩台沉降差及梁端转角。

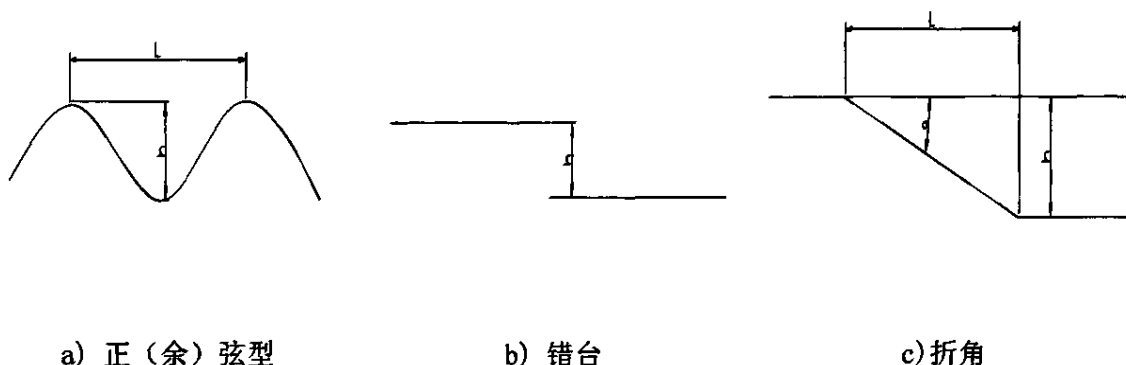


图 3-1 不均匀沉降的型式

路基上无砟轨道检算应考虑路基的不均匀沉降。桥梁上无砟轨道设计和检算应考虑桥梁在列车荷载作用下的挠曲变形。隧道内无砟轨道设计检

算暂不考虑基础变形。

3.3.2 沉降计算方法

在 SNCF / SYSTRA 所做的《CHI 高速铁路工程设计咨询》中关于路基不均匀沉降对无砟轨道的影响分析中采用了如下的方法：

- (1) 计算空吊状态下自重作用下的无砟轨道弯矩与变形；
- (2) 计算列车荷载作用下的无砟轨道弯矩与变形；
- (3) 不均匀变形与列车荷载共同作用下的变矩即为 (1) (2) 两项之和，检算无砟轨道的强度是否满足设计要求。

3.3.3 沉降变形控制

任何一种无砟轨道在基础发生超出限度的变形时，将对无砟轨道的受力产生重大影响，严重时引起轨道结构的损坏，因此在无砟轨道的建设过程中，对于无砟轨道的变形特别是由于线下工程的沉降所引起的轨道永久变形应该有较为严格的控制。提出了线下工程“工后零沉降”的建设理念，即客运专线下工程的设计、施工和管理中都要以“工后零沉降”为追求目标。

路基的不均匀沉降多发生在路基与桥梁、隧道、涵洞等结构物之间，在高填路基、堤埝过渡段、软弱路基等地段也容易发生。

在《新建时速 300~350 公里客运专线铁路设计暂行规定》（铁建设 [2007] 47 号）中规定“路桥或路隧交界处的差异沉降不应大于 5mm，过渡段沉降造成的路基与桥梁或隧道的折角不应大于 1/1000”。

《遂渝线无砟轨道综合试验段无砟轨道设计技术条件》中规定，路基的工后沉降不应大于 30mm，不均匀沉降不应大于 20mm/20m。

京沪高速铁路无砟设计技术条件讨论稿中 4.1.4 条规定^[5]，路基工后沉降量，任意路基地段 50m 长度范围内的不均匀沉降量不应大于 13mm/50m，路桥、路隧过渡段处的差异沉降不超过 5mm，折角不超过 1/1000。该条文的制定主要根据武广客专武汉无砟轨道工程试验段的德方咨询意见，认为工后沉降 $\leq 30\text{mm}$ 偏大，不均匀沉降 $\leq 20\text{mm}/20\text{m}$ 也偏大，不能满足无砟轨道的要求。建议：

① 一般条件下工后沉降 $\leq 15\text{mm}$ ；

② 大于 50m 长度范围内沉降均匀时，沉降后的纵向路基面应符合 $R \geq 0.4V^2$ 并且沉降值 $\leq 30\text{mm}$ 的要求；

③ 不均匀沉降应满足 $\Delta S \leq \Delta L^2/4R$ ，且采用以 50m 为检验单位时，任意两点不均匀沉降 $\leq 13\text{mm}/50\text{m}$ ；

④ 过渡段的差异沉降错台 $\leq 5\text{mm}$ 、折角 $\leq 1/1000$ 。

在设计过程中，因路基的不均匀沉降属偶然现象，由其引起的轨道附加弯矩应不予纳入轨道结构中的设计荷载进行结构计算，但应将其视为在轨道结构中出现概率较小的异常荷载，在轨道结构设计中作为检算条件进行考虑。

第 4 章 路基上双块式无砟轨道的结构设计方法

4.1 结构设计方法

目前结构设计的方法主要有容许应力法、极限状态法及可靠度方法,无砟轨道的设计应在以上三种方法中进行研究选择。

建立一种结构的可靠度设计方法,需要相关的荷载和抗力进行大量测试,积累足够的应用经验以确定失效模式,经过一个寿命周期的观测调查掌握其使用性能,这些要求在我国无砟轨道现阶段中难以做到,因此暂时不考虑无砟轨道采用可靠度设计方法。

极限状态法多用于承受准静态荷载的结构设计,是房建等结构设计中常采用的方法。该方法要求首先确定各种荷载的量值,然后以分项系数的形式进行荷载组合,以结构的承载能力极限或使用状态极限进行结构设计。无砟轨道以承受动力荷载为主,且各项荷载的分项系数十分复杂,一时还难以确定。如采用极限状态法设计,使用承载极限状态对无砟轨道设计是不太合理的,而采用使用极限状态法进行设计是有可能的,但短期内因应用经验不够难以实现。

因此,无砟轨道的设计方法建议以容许应力法为基础。

(1) 设计检算方法及设计使用年限

无砟轨道的设计与检算采用容许应力法。

按我国结构设计体系,设计寿命为 50 年的称为半永久性结构,设计寿命为 100 年的称为永久结构,并没有与设计寿命 60 年(如德国采用的设计使用寿命)对应的耐久性设计要求。因此我国无砟轨道在设计中建议按使用寿命 50 年考虑,以方便在耐久性设计中参照有关规范。

(2) 计算检算范围

轨道板、道床板、底座应进行配筋设计及强度、裂纹、疲劳等检算。

(3) 主体结构的设计与检算内容

所用材料的性能应按设计寿命 50 年,依据国标 GB50010-2002 中关于耐久性设计的相关规定进行。

对于路基上双块式无砟轨道,仅考虑列车荷载与温度梯度两种主力作用,进行强度、裂纹宽度检算。

4.2 计算方法

铁路无砟轨道结构物的地基大都属于弹性地基，且符合温克尔假定，因而可选用“弹性地基叠合梁理论”、“弹性地基上的梁—板理论”、“弹性地基上的梁—体有限元计算理论”、“弹性地基等效梁（或板）理论”及其计算方法。

这些方法繁简程度和计算精度虽有一定的差异，但只要满足相对简便、符合实际、概念清晰、参数便于测定、精度满足工程设计需要，均可作为设计中的使用方法。

4.2.1 双块式轨道的计算模型

(1) 弹性地基上的叠合梁理论

将钢轨、轨道板（或道床板）、底座（或支承层）构成的无砟轨道结构，在纵向和横向上均视为弹性地基上的叠合梁处理。

无砟轨道沿其轨道纵向的挠曲变形及弯矩计算，考虑到实际轨道结构的状态和平面布置情况，可采用如图 4-1 所示的力学模型，即把一股钢轨连同半宽的轨道板（或道床板）和混凝土底座（或支承层）用弹簧联结成一个整体，作为三重叠合梁置于弹性地基上。钢轨上作用以设计轮载，便可同时得到钢轨、轨道板以及底座板的沿线路纵向的位移、弯矩分布情况。

为了使计算模型具有普遍的适用性，三层梁上均设置了接缝，且位置可任意调整。

轨道板（或道床板）和底座（或支承层）在钢轨支点压力作用下的横向挠曲变形和弯矩的计算，可从相邻钢轨扣件中间截取轨道板（或道床板）和底座（或支承层）截梁，构成弹性地基上的二重叠合梁模型（如图 4-2 所示）。

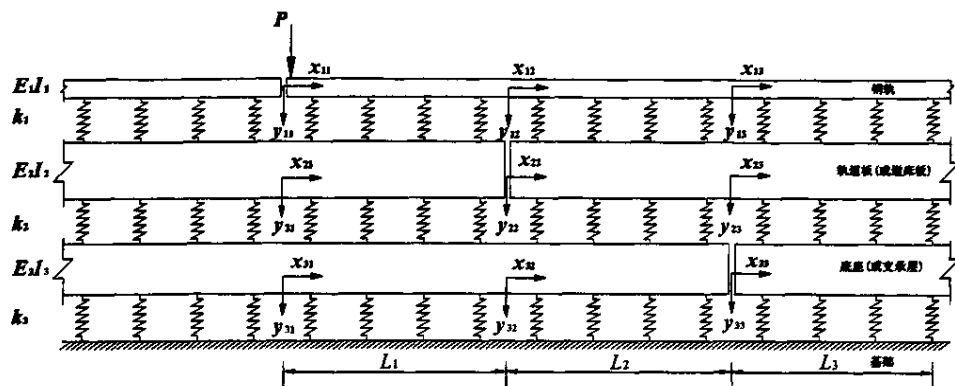


图 4-1 无砟轨道纵向计算叠合梁模型

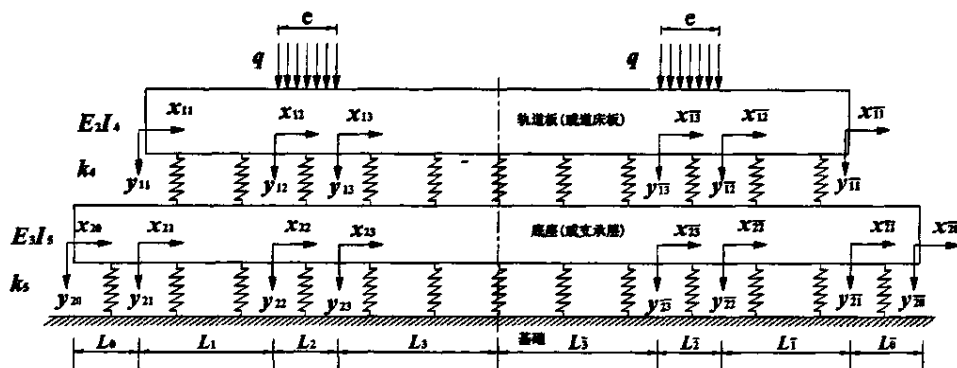


图 4-2 无砟轨道横向计算叠合梁模型

(2) 弹性地基上的梁—板理论

该理论的计算模型中，钢轨采用弹性点支承梁模型，扣件采用线性点支承弹簧模拟，轨道板（或道床板）与底座板（或支承层）由于在其厚度方向上的尺寸远小于长度和宽度方向上的尺寸，符合弹性薄板的结构特点，采用板壳单元进行模拟，CA 砂浆层以及基础的支承采用面弹簧模拟。梁—板理论的计算模型如图 4-3 所示。

双块式无砟轨道的钢轨、道床板、支承层形成“弹性地基梁—板理论”的计算模型。扣件采用线性点支承弹簧模拟。道床板与支承层间简化为面接触的均匀线性弹簧，弹簧面刚度依据支承层的弹性模量和厚度计算得到。轨道板（或

道床板)与底座板(或支承层)采用板壳单元进行模拟,支承层与下部基础间简化为面接触的均匀线性弹簧,面刚度取值依据下部基础特性计算确定。钢轨上施加的荷载为列车准静态检算荷载。

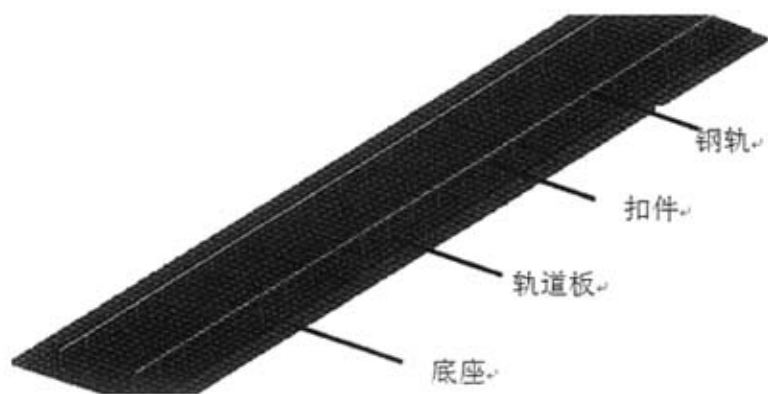


图 4-3 弹性地基上梁-板有限元计算理论的计算模型

(3) 弹性地基上的梁-板有限元计算理论

在梁体有限元理论的计算模型中,钢轨、扣件、轨道板(或道床板)、砂浆调整层、底座(或支承层)等部分,分别采用以下单元型式模拟:

- ① 钢轨采用弹性点支承梁模型。
- ② 扣件模型的单元类型采用垂向、纵向以及横向弹簧单元,垂向和横向弹簧单元采用线性单元,纵向弹簧采用非线性单元。
- ③ 轨道板、砂浆调整层、底座或支承层根据其实际拓扑形状采用实体单元模拟。
- ④ 路基/隧道/桥梁采用线性弹簧单元模拟,其刚度值由地基系数等效得到。

为消除边界效应,模型选取三块单元轨道板或相当的长度进行计算,以中间单元板作为研究对象,计算的应力数据经过积分运算得到轨道板所受纵横向弯矩。梁体有限元理论的计算模型如图 4-4 所示。

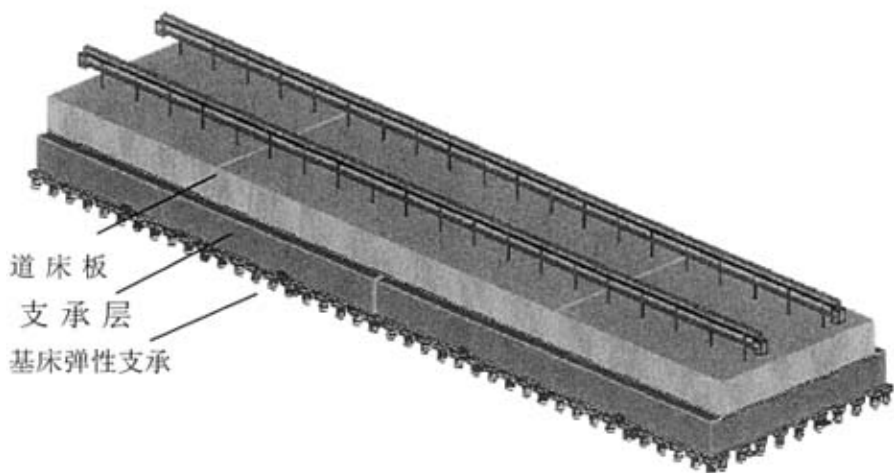


图 4-4 弹性地基上梁一体有限元计算理论的计算模型

(4) 小结

① 建议采用梁板理论进行列车荷载作用下的弯矩计算

从工程应用角度来看，三种理论均能满足无砟轨道的设计要求。其中梁板理论中的轨道板、底座板采用弹性地基上板壳进行模拟，较为符合无砟轨道的结构特点与受力特点，可有效地反映轨道板、底座板的空间弯曲变形，在钢轨上直接施加设计轮载即可同时得到轨道板、底座板的纵、横向弯矩，建议采用梁板理论进行设计计算。为保证必要的强度储备，应取梁板理论计算结果的最大值进行设计计算。

② 叠合梁理论修正后也可用于设计计算

叠合梁理论在计算纵向与横向弯矩时采取了分别进行计算的办法，忽略了纵、横向弯曲上的协调变形关系。在计算纵向弯矩时假设断面内各点的弯曲程度相同，所反映的是断面上的平均效应。而在计算横向弯矩时取一个枕跨范围内的截梁，作用以最大的钢轨支点压力进行计算，忽略了相邻枕跨的约束作用，从而使得结果偏大。但叠合梁理论简单，且有解析解，方便使用，也可利用其进行设计计算，但需对其计算结果进行适当修正使之更接近于实际情况。

③ 梁体有限元计算理论宜作为研究中使用

梁体有限元计算理论的自由度数多、计算时间较长、后处理复杂，建议

在研究中需要做详细的应力分析时使用。

4.2.2 列车荷载加载方式

列车荷载以单轴双轮形式加载。

列车竖向设计荷载供设计计算时使用，为列车运行在线路上的最大可能轮载值再考虑一定的安全裕量，取静轮载的 3 倍或单轮 300kN。

列车竖向准静态检算荷载供静力检算中的计算使用，为列车运行在线路上的最大可能轮载值，单轮取为 2.0 倍静轮载。

4.2.3 温度应力计算方法

温度翘曲应力只考虑受阳光照射的最上一层板或其他部件，下层板或部件不考虑翘曲应力。如轨道板、道床板考虑翘曲应力，砂浆层、底座、支承层等不考虑翘曲应力。

温度翘曲应力要分别计算“上热下冷”和“上冷下热”两种情况，“上冷下热”情况的计算结果主要用于相关疲劳检算。为简化计算，“上热下冷”和“上冷下热”温度梯度取为相同，且温度梯度在断面上按线性分布。

温度梯度值参考我国公路规范中的相关取值，但因轨道板或道床板宽度方向的尺寸比公路路面小得多，再参考德国无砟轨道对温度梯度的取值，建议取为规范《(JTG D40-2002) 公路水泥混凝土路面设计规范》中设计规定值的一半。

温度梯度引起的翘曲应力按公路混凝土路面有关规范《(JTG D40-2002) 公路水泥混凝土路面设计规范》进行。计算分析表明，对于厚度约为 0.2m 的板，温度梯度可不作厚度修正，厚度范围内温度变化可采用线性变化的温度梯度。板的最大翘曲应力和对应的单位宽度弯矩按下面两式计算：

$$\sigma_q = \frac{E_c \alpha_t T_s h}{2} \quad (4-1)$$

$$M_q = \frac{\sigma_q h^2}{6} \quad (4-2)$$

式中 E_c 为混凝土弹性模量， α_t 为混凝土线膨胀系数， T_s 为混凝土温度梯度， h 为板厚度。

将温度梯度引起的翘曲应力折算成弯矩，并加入其他荷载引起的弯矩一同

进行配筋设计。

4.2.4 基础变形计算方法

路基上无砟轨道检算应考虑基础的不均匀沉降。

路基上无砟轨道基础变形主要考虑路基不均匀沉降。普通路基上无砟轨道检算只考虑沿线路纵向的不均匀沉降的影响，道岔区无砟轨道还应考虑沿线路横向的不均匀沉降的影响。

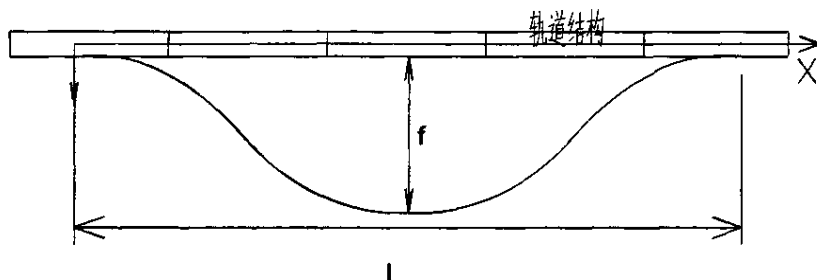


图 4-5 路基的不均匀沉降

路基不均匀沉降的形状取为下凹余弦型曲面，如上图 4-5：

$$y = \frac{f_0}{2} \left(1 - \cos \frac{2\pi x}{l_0} \right) \quad (4-3)$$

上式中， f_0 为不均匀沉降幅值限值， l_0 为标准沉降长度。当计算所选沉降长度与标准长度不相等时，沉降幅值按以下公式计算：

$$f = \frac{l^2}{l_0^2} f_0 \quad (4-4)$$

上式中， f 为计算时所取不均匀沉降幅值， l 为计算时所取不均匀沉降长度。

采用与列车竖向荷载作用相同的“弹性地基梁—板理论”，在列车竖向准静检算荷载作用下，在板全长范围内设置基础不均匀沉降，最大沉降置于板的中间，计算不均匀沉降作用下板的应力，并进行强度和裂纹检算。计算过程中，采用迭代方法，在基础非接触区域内路基础支承刚度置零。

4.3 计算参数

- 钢轨惯性矩以 60kg/m 新轨取值，弹性模量 E 取为 $2.06 \times 10^{11} N/m^2$ ，沿水平轴惯性矩取为 $3217 cm^4$ 。
- 扣件刚度按动刚度(1.5 倍静刚度)取值，或取为 50kN/mm,扣件间距按实际布置取值。
- 混凝土弹性模量按表 4-1 取值，泊松比取为 0.2，线胀系数取为 $1.0 \times 10^{-5} / ^\circ C$ 。

表 4-1 混凝土弹性模量 ($\times 10^4 N/mm^2$)

混凝土强度等级	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
E_c	2.2	2.55	2.8	3	3.15	3.25	3.35	3.45	3.55	3.6	3.65	3.7	3.75	3.8

- 支承层若为掺有少量水泥的碎石，弹性模量一般为 5000-10000Mpa，设计中考虑到支承层开裂，建议取为低限 5000Mpa。若为低标号混凝土，不开裂时弹性模量按表 4-1 取值，开裂时应对其弹性模量进行折减(另定折减办法)，或建议取为 7000Mpa。
- 道床板与支承层间的支承面刚度，用支承层的弹性模量除以支承层的厚度得到。
- 路基基床表层厚度为 0.4m（有支承层）时，支承面刚度取为 75Mpa/m；路基基床表层厚度为 0.7m（无支承层）时，支承面刚度取为 85Mpa/m。

4.4 检算方法

对于路基上双块式无砟轨道，考虑列车荷载、温度梯度及基础变形三种力作用，对轨道板进行强度检算。

双块式无砟轨道计算中，支承层仅纳入计算而不进行检算，如计算发现支承层应力过大会产生裂纹时，对支承层的弹性模量应进行折减。

4.5 等效梁理论解与梁—板有限元计算方法比较

地基发生不均匀沉降时, 建立地基的有限元模型不但繁琐, 费时, 而且模型分析计算也不宜收敛。在本小节, 主要研究探讨双块式无砟轨道在发生不均匀沉降时, 有限元计算解与叠合梁理论解的关系。分析表明在实际设计中可以用等效梁理论解替代有限元分析进行计算。

4.5.1 等效梁理论解

一般情况下, 根据弹性理论, 不同弹性系数的多重梁叠合在一起并支承在弹性地基上时, 可把多重梁看成为具有不同地基弹性系数的地基层 (图 4-6), 从而把地基上的多重梁变成弹性地基上的单层梁, 然后可利用半无限弹性体原理进行有关计算。需要解决的是如何把不同弹性系数的叠合梁换算等效为具有单一弹性系数的结构层^[3]。

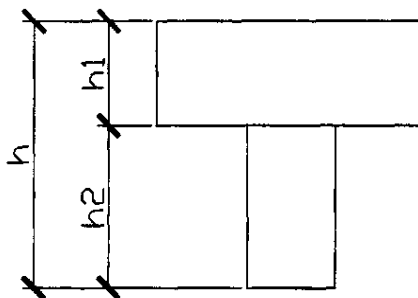


图 4-6 等效梁模型

(注: 不考虑温度荷载的作用)

(1) 列车检算荷载作用弯矩

① 无砟轨道设计荷载^[1]

每个轨枕的枕上压力按连续支承梁模型进行计算, 计算公式为

$$S = \frac{Pka}{2} e^{-kx} (\cos kx + \sin kx) \quad (4-5)$$

式中 P ——各车轮的静轮载;

a ——无砟轨道扣件节点间距;

x ——荷载距计算点的距离;

k ——轨道系统特性参数 $k = \sqrt[4]{\frac{u}{4EI}}$, μ 为刚比系数。



图 4-7 轨枕支承力示意图

当列车从左至右通过道床板且一前轮对作用于 $S_0 - S'_0$ 平面时(如图 4-7), 轨枕反力具体计算结果如下:

$$S_0 = S'_0 = 59.56 \text{ kN} \quad (4-6)$$

$$S_1 = S'_1 = 41.65 \text{ kN}$$

$$S_2 = S'_2 = 16.93 \text{ kN}$$

$$S_3 = S'_3 = 2.59 \text{ kN}$$

② 计算换算单一梁的弯矩

根据弹性支撑梁理论, 计算模型梁的弯矩荷载计算公式如下^[3]:

$$\text{叠合梁的弹性长度 } L \quad L = \sqrt[4]{\frac{E \cdot H'}{3K}} \quad (4-7)$$

$$\text{叠合梁所受弯矩 } M \quad M = \frac{L}{4} \cdot \sum (S_i \cdot \mu_i) \quad (4-8)$$

$$\mu_i = \frac{-\sin \xi_i + \cos \xi_i}{e^{\xi_i}}$$

$$\xi_i = \frac{x_i}{L_E}$$

$$H' = \sqrt[3]{\frac{E_1 \cdot h_1^3 + E_2 \cdot h_2^3}{E_1}} \quad (4-9)$$

$$H^* = C_1 h_1 \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_3}} + C_2 h_2 \sqrt[3]{\frac{E_2}{E_3}} \quad (4-10)$$

$$K = \frac{E}{H^*}$$

式中 E ——模型梁的弹性模量，即道床板弹性模量， $E=E_1$ ；

x_i ——荷载距计算点的距离；

B ——模型梁的宽度；

k ——虚拟的下部结构弹性地基系数；

S_i ——支撑点反力；

μ_i ——相邻荷载的影响系数；

H' ——换算后单一梁厚度；

H^* ——名义道床厚度。

应用上述等效梁理论求列车在检算荷载作用下的弯矩，计算结果如下：

$$M = \frac{L_1}{4} \cdot \sum (S_i \cdot \mu_i) = 30.611$$

$$M_1 = M \cdot \frac{E_1 \cdot h_1^3}{E_1 \cdot h_1^3 + E_2 \cdot h_2^3} = 13.836 \quad (4-11)$$

$$M_2 = M \cdot \frac{E_2 \cdot h_2^3}{E_1 \cdot h_1^3 + E_2 \cdot h_2^3} = 16.775$$

(2) 基础沉降弯矩（刚性基础法）

对于路基上的变形，类似的可以按照刚性基础方法进行计算，设不均匀沉降型式为：

$$y = \frac{f_0}{2} \left(1 - \cos \frac{2\pi x}{l_0} \right)$$

式中, f_0 为不均匀沉降幅值限值(15mm), l_0 为标准沉降长度(20m)。
则波峰和波谷处的曲率最大为:

$$\kappa_{\max} = \frac{2\pi^2}{l_0^2} f_0 = 7.402 \times 10^{-4}$$

不均匀沉降引起的道床板弯矩为:

$$M = EI\kappa_{\max} = 3.25 \times 10^{10} \times \frac{0.26^3}{12} \times 7.402 \times 10^{-4} = 35.236 \text{ kN.m/m} \quad (4-12)$$

不均匀沉降引起的支承层弯矩为:

$$M = EI\kappa_{\max} = 2.55 \times 10^{10} \times \frac{0.3^3}{12} \times 7.402 \times 10^{-4} = 42.47 \text{ kN.m/m}$$

同理求出各沉降量下, 轨道结构的弯矩值如下表 4-2:

表 4-2 不均匀沉降引起弯矩值

不均匀沉降量	道床板	支承层
0mm/20m	0	0
5mm/20m	11.672	14.911
10mm/20m	23.692	28.174
15mm/20m	35.236	42.470
20mm/20m	46.357	56.826
25mm/20m	57.519	70.131

(3) 荷载组合

在检算荷载作用下, 列车发生不均匀沉降时结构产生弯矩为, 列车检算荷载作用弯矩值+不均匀沉降引起弯矩值, 计算结果如下表 4-3:

表 4-3 计算弯矩值

不均匀沉降量	列车检算荷载作用下		不均匀沉降作用下		等效梁解	
	道床板	支承层	道床板	支承层	道床板	支承层
0mm/20m	13.836	16.775	0	0	13.836	16.775
5mm/20m	13.836	16.775	11.672	14.911	25.508	31.686
10mm/20m	13.836	16.775	23.692	28.174	37.528	44.949
15mm/20m	13.836	16.775	35.236	42.470	49.072	59.245
20mm/20m	13.836	16.775	46.357	56.826	60.193	73.601
25mm/20m	13.836	16.775	57.519	70.131	71.355	86.906

4.5.2 梁—板有限元解

建立梁—板理论模型进行计算，计算结果如下表 4-4：

表 4-4 有限元弯矩值

不均匀沉降量	梁—板有限元解	
	道床板	支承层
0mm/20m	14.396	13.710
5mm/20m	29.619	32.058
10mm/20m	40.890	45.649
15mm/20m	54.041	61.507
20mm/20m	67.058	77.204
25mm/20m	80.165	93.021

4.5.3 对比分析

梁—板有限元解与等效梁解对比如下表 4-5：

表 4-5 弯矩对比

不均匀沉降量	等效梁解		梁—板有限元解	
	道床板	支承层	道床板	支承层
0mm/20m	13.836	16.775	14.396	13.710
5mm/20m	25.508	31.686	29.619	32.058
10mm/20m	37.528	44.949	40.890	45.649
15mm/20m	49.072	59.245	54.041	61.507
20mm/20m	60.193	73.601	67.058	77.204
25mm/20m	71.355	86.906	80.165	93.021

➤ 结论

(1) 基础不均匀变形对无砟轨道的受力影响很大, 为保证无砟轨道的使用安全性, 需对不均匀变形及列车检算荷载作用下的无砟轨道受力进行检算。

(2) 对于路基上无砟轨道, 可应用弹性地基上的梁—板理论, 综合考虑路基不均匀变形及列车检算荷载的共同作用进行检算。也可采用类似于桥上无砟轨道的简化的刚性基础方法进行计算。

(3) 可以采用等效梁理论对路基不均匀沉降及列车检算荷载的共同作用进行检算, 以简化计算。

第 5 章 双块式无砟轨道路基不均匀沉降限值及其影响因素

5.1 有限元模型的建立

5.1.1 有限元模型参数的选取

双块式无砟轨道的钢轨、道床板、支承层形成“弹性地基梁—板理论”(图 5-1)的计算模型。扣件采用线性点支承弹簧模拟。道床板与支承层间简化为面接触的均匀线性弹簧,弹簧面刚度依据支承层的弹性模量和厚度计算得到。道床板与支承层采用板壳单元进行模拟,支承层与下部基础间简化为面接触的均匀线性弹簧,面刚度取值依据下部基础特性计算确定。钢轨上施加的荷载为列车准静态检算荷载。

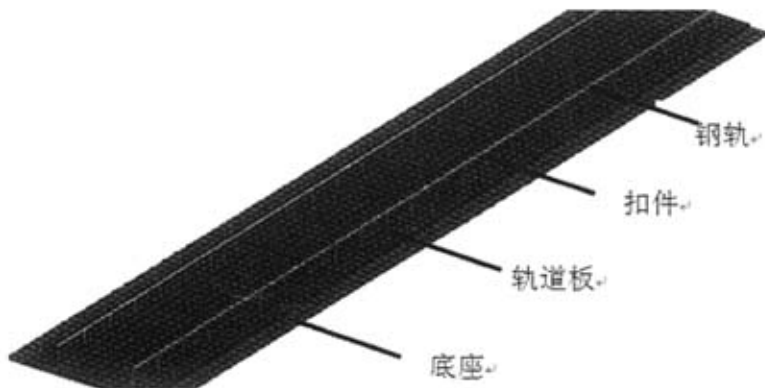


图 5-1 不均匀沉降梁—板理论的有限元计算模型

本论文建模中所采用的尺寸以及材料参数如图:

双块式轨道由钢轨、扣件、双块式轨枕、道床板和底座（仅在桥梁上设置）以及混凝土基础（仅在路基上设置）等组成。

（1）道床板

桥上道床板标准长度为 4856mm,扣件节点间距 617mm,相邻板缝为 80mm,

相邻桥跨间板缝为 120mm。路基及隧道地段道床板标准长度 4980mm,扣件节点间距 625mm, 相邻道床板缝为 20mm, 用沥青木板填充。道床板最小厚度为 400mm, 宽度 2800mm,道床板采用 C40 钢筋混凝土现场浇注。

(2) 混凝土支承层

路基基床结构上需设置 C20 钢筋混凝土基础板, 基础板宽度 360mm, 厚度 300mm, 基础板每隔两个板单元设一横向伸缩缝, 宽度 20mm, 用沥青木板填充。

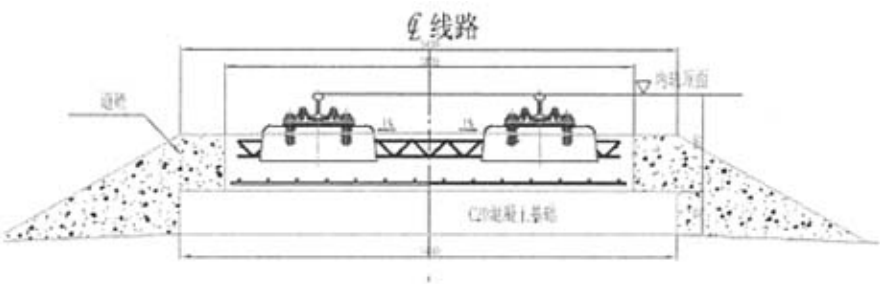


图 5-2 遂渝无砟轨道综合试验段单线路基双块式无砟轨道

具体参数参见下表 5-1:

表 5-1 轨道各部件参数

		符号	单位	参数值
钢轨	弹性模量	E	Pa	$2.10\text{E}+11$
	惯性矩	I	m^4	$3.22\text{E}-05$
扣件	刚度	K_p	N/m	$2.25\text{E}+07$
	间距	a	m	0.617
轨道板	尺寸	$b_1 \times h_1$	m	2.8×0.26
	弹性模量	E	Pa	$3.25\text{E}+10$
支承层	尺寸	$b_2 \times h_2$	m	3.4×0.3
	弹性模量	E	Pa	$2.55\text{E}+10$
基床	面刚度	k	Pa/m	$7.60\text{E}+07$

5.1.2 模型荷载取值

列车荷载加载方式：列车荷载以单轴双轮形式加载。

列车竖向设计荷载供设计计算时使用, 为列车运行在线路上的最大可能轮载值再考虑一定的安全裕量, 取静轮载的 3 倍或单轮 300kN。

列车竖向准静态检算荷载供静力检算中的计算使用, 为列车运行在线路上的最大可能轮载值, 单轮取为 2.0 倍静轮载。

5.1.3 基础变形的模拟

路基无砟轨道基础变形主要考虑路基不均匀沉降。普通路基上无砟轨道检算只考虑沿线路纵向的不均匀沉降的影响, 计算时为充分考虑路基的不均匀沉降, 模型中底座板(支承层)在没有达到不均匀沉降的路基表面时, 道床板将不受到地基的支承反力, 道床板直到接触路基后才受到路基的反力(如图 5-3)。

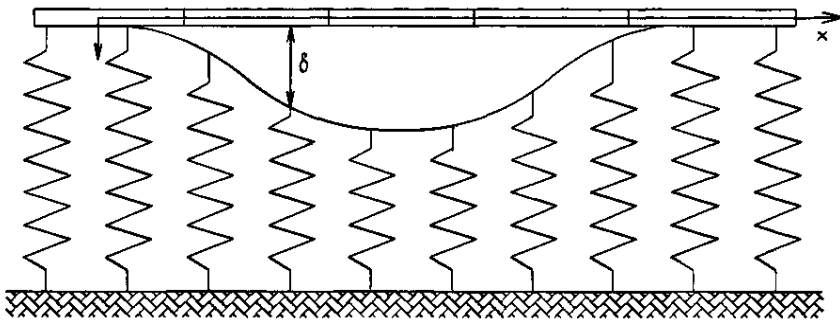


图 5-3 路基不均匀沉降模型图

采用有限元计算时, 将道床板与路基连接为非线性弹簧, 其刚度与变形的关系如图 5-4 所示, 不同部位非线性弹簧中的 δ 由其所在不均匀沉降的位置根据公式计算确定。

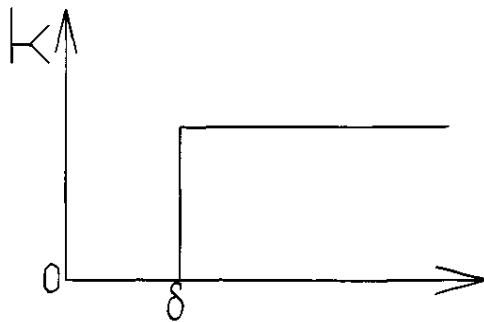


图 5-4 路基支承的非线性弹簧特性

实质上，利用上述模型计算的结果，是考虑路基不均匀沉降条件下作用列车检算荷载时，计算轨道板或道床板的弯矩效应。

5.2 双块式无砟轨道路基不均匀沉降限值

5.2.1 主体结构设计计算

(1) 列车设计荷载弯矩

应用梁—板模型，依据上一节选取参数进行有限元计算，计算的各结构层的荷载弯矩如表 5-2 所列。在进行设计计算时，本论文按照荷载弯矩的最大值取值，以保证必要的安全储备。

表 5-2 荷载弯矩(kN.m/m)

	最大值	平均值
道床板纵向正弯矩	25.405	20.139
道床板纵向负弯矩	6.498	6.391
道床板横向正弯矩	17.111	14.149
道床板横向负弯矩	0	0

ANSYS 计算分析图如下：

下图为应用梁—板模型建立有限元模型分析计算道床板在列车设计荷载的作用下所产生弯矩云图。

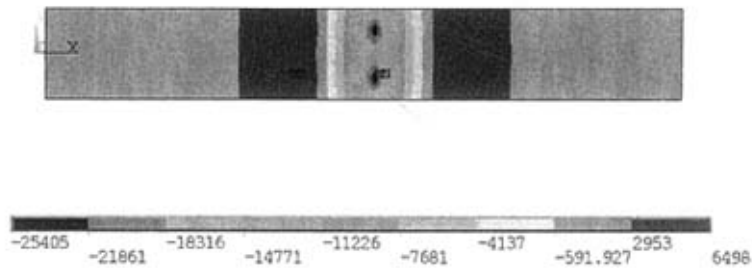


图 5-5 列车设计荷载作用下道床板纵向弯矩云图

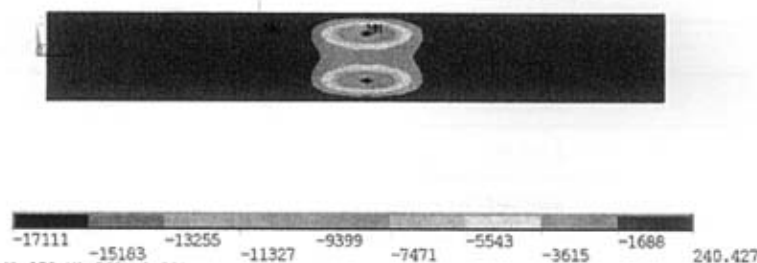


图 5-6 列车设计荷载作用下道床板横向弯矩云图

(2) 温度梯度

道床板需计算温度梯度引起的翘曲应力:

$$\sigma_q = \frac{E_c \alpha_t T_g h}{2} \quad (5-1)$$

将温度梯度引起的翘曲应力折算成弯矩, 并加入其他荷载引起的弯矩一同进行配筋设计。

$$M_q = \frac{\sigma_q h^2}{6} \quad (5-2)$$

式中: E_c ——混凝土弹性模量, 按照 TB10002.3-2005, 取为 34000MPa

α_t ——混凝土线膨胀系数, 取 1×10^{-5} 。

T_g ——混凝土温度梯度, 取 $45^\circ\text{C}/\text{m}$ 。

h ——道床板厚度, 取 0.26m。

对于道床板厚度为 0.26m 的情况, 考虑 0.89 的折减系数。则温度梯度作用下的翘曲应力和弯矩分别为: 1.77MPa 和 19.944kN·m/m。

(3) 荷载组合

设计荷载组合, 对于路基上双块式无砟轨道, 仅考虑列车荷载与温度梯度两种主力作用。

表 5-3 组合弯矩(kN.m/m)

	列车荷载	温度梯度	设计弯矩
道床板纵向正弯矩	25.405	19.944	45.349
道床板纵向负弯矩	6.498	19.944	26.442
道床板横向正弯矩	17.111	19.944	37.055
道床板横向负弯矩	0	19.944	19.944

5.2.2 配筋设计

(1) 允许应力法

采用允许应力法设计计算时,构件是处于工作荷载(或称为使用荷载)的作用下,同时假定材料是弹性体,于是可以采用基于弹性理论的方法求出构件内钢筋和混凝土各自的最大应力 $\sigma_{s,\max}$ 、 $\sigma_{c,\max}$,此时要求它们不大于相应的材料允许应力,即:

$$\sigma_{s,\max} \leq [\sigma_s]$$

$$\sigma_{c,\max} \leq [\sigma_c]$$

在钢筋混凝土受弯构件和受压构件的正截面承载力计算中,允许应力法采用了下列基本假定:

- (1) 平截面假定,即构件的横截面在荷载作用下仍保持为平面,并与变形后的纵轴线垂直。由此可以得出材料的应变与离开中性轴的距离成正比。
- (2) 混凝土不承担拉力。
- (3) 混凝土受压时应力和应变成正比。
- (4) 钢筋受拉和受压时应力和应变成正比。
- (5) 钢筋和混凝土完全粘结,变形时两者之间没有相对滑移,因此钢筋和它同位置和混凝土的应变相同。

基于内力平衡和应变协调的内力偶法,设受压区边缘混凝土压应变为 ϵ_c ,受压区高度为 x ,由平截面假定和应力应变的线性关系可得如图 5-9 所示的应力

和应变分布。

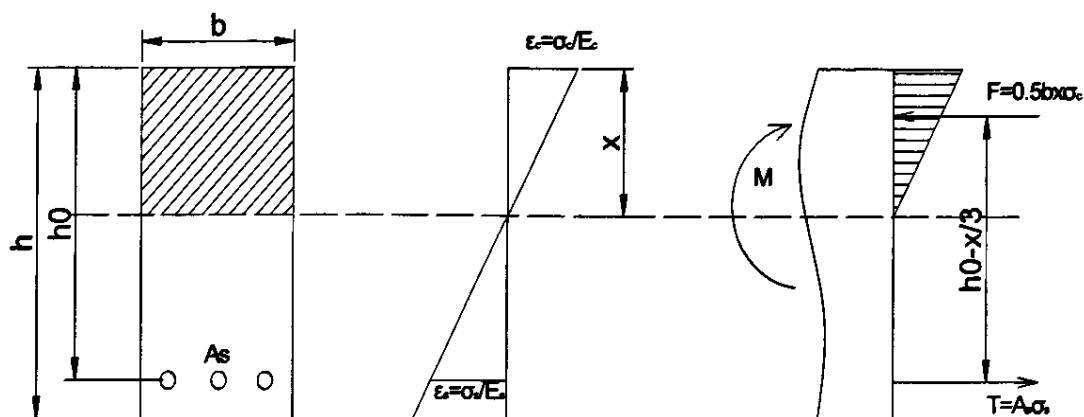


图 5-9 容许应力法计算图式

混凝土压应力的合力 F 和钢筋拉应力的合力 T 构成一对力偶，它和弯矩 M 平衡，由此可以得到：

$$\frac{1}{2}bx\sigma_c = A_s\sigma_s$$

$$M = A_s\sigma_s\left(h_0 - \frac{x}{3}\right) = \frac{1}{2}bx\sigma_c\left(h_0 - \frac{x}{3}\right)$$

由应变协调关系可得

$$\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_s} = \frac{\sigma_c/E_c}{\sigma_s/E_s} = \alpha_E \frac{\sigma_c}{\sigma_s} = \frac{x}{h_0 - x}$$

式中， $\alpha_E = \frac{E_s}{E_c}$ ，按照《铁路桥规》，对于 C40~C60 混凝土，取 8，C20

混凝土取 15。

由此可得受压区高度

$$x = \left[\sqrt{(\alpha_E \rho)^2 + 2\alpha_E \rho} - \alpha_E \rho \right] h_0 \quad (5-3)$$

裂缝宽度检算按照下式进行计算：

$$\alpha_E = K_1 K_2 r \frac{\sigma_s}{E_s} \left(80 + \frac{8 + 0.4d}{\sqrt{\mu_z}} \right) \quad (5-4)$$

$$K_2 = 1 + \alpha \frac{M_1}{M} + 0.5 \frac{M_2}{M}$$
$$\mu_z = \frac{(\beta_1 n_1 + \beta_2 n_2 + \beta_3 n_3) A_{s1}}{A_{c1}}$$
$$A_{c1} = 2ab$$

式中:

K_1 ——钢筋表面形状影响系数, 对光圆钢筋 $K_1=1.0$, 带肋钢筋 $K_1=0.8$;

K_2 ——荷载特征影响系数;

α ——系数, 对光圆钢筋取 0.5, 对带肋钢筋取 0.3;

M_1 ——活载作用下的弯矩;

M_2 ——恒载作用下的弯矩;

M ——全部计算荷载作用下的弯矩;

r ——中性轴距受拉边缘的距离与中性轴距受拉钢筋中心的距离之比, 对于板可取为 1.2;

σ_s ——受拉钢筋重心处的钢筋应力;

E_s ——钢筋的弹性模量;

d ——受拉钢筋直径;

μ_z ——受拉钢筋的有效配筋率;

(2) 配筋设计

选取 HRB335 钢筋, 按照 TB10002.3-2005, 主力作用下的钢筋容许应力为 180MPa, C40 混凝土在弯压状态下的容许应力为 13.5MPa, 净保护层厚度取 30mm。

按允许应力法, 对路基上的双块式无砟轨道, 配筋结果如表 5-4。

配筋方案一:

表 5-4 路基上双块式无砟轨道配筋

	位置	钢筋	断面配筋率
轨道板纵向	上层	3Φ20	0.825
	下层	4Φ20	
轨道板横向	上层	2Φ20	0.725
	下层	4Φ20	

应用容许应力法,对双块式无砟轨道在以上配筋情况的,道床板钢筋应力,混凝土应力及裂缝宽度进行检算,如下表 5-5:

表 5-5 路基上双块式无砟轨道道床板配筋计算结果

	道床板纵向弯矩		道床板横向弯矩	
	正值	负值	正值	负值
钢筋根数 n	4	3	4	2
钢筋直径 (mm)	20	20	20	20
配筋率 (%)	0.483	0.362	0.483	0.242
受压区高度 (mm)	55.7	49.1	55.7	41.0
温度梯度弯矩 (KN.m/m)	19.944	19.944	19.944	19.944
总弯矩 MM (KN.m/m)	45.349	26.442	37.055	19.944
钢筋总面积 A_s (mm ²)	1256.60	942.45	1256.60	628.30
钢筋应力 (mpa)	170.68	131.34	139.46	146.73
混凝土应力 (mpa)	7.7038	5.0397	6.2948	4.4974
裂缝宽度 (mm)	0.1843	0.1553	0.1506	0.1988

配筋方案二：

表 5-6 路基上双块式无砟轨道配筋

	位置	钢筋	断面配筋率
轨道板纵向	上层	3Φ20	0.966
	下层	5Φ20	
轨道板横向	上层	2Φ20	0.725
	下层	4Φ20	

应用容许应力法，对双块式无砟轨道对方案二配筋情况的，道床板钢筋应力，混凝土应力及裂缝宽度进行检算，如下表 5-7：

表 5-7 路基上双块式无砟轨道道床板配筋计算结果

	道床板纵向弯矩		道床板横向弯矩	
	正值	负值	正值	负值
钢筋根数 n	5	3	4	2
钢筋直径 (mm)	20	20	20	20
配筋率 (%)	0.604	0.362	0.483	0.242
受压区高度 (mm)	61.3	49.1	55.7	41
温度梯度弯矩 (KN.m/m)	19.944	19.944	19.944	19.944
总弯矩 MM (KN.m/m)	45.349	26.442	37.055	19.944
钢筋总面积 As (mm ²)	1570.75	942.45	1256.60	628.30
钢筋应力 (mpa)	137.75	131.34	139.46	146.73
混凝土应力 (mpa)	7.0653	5.0397	6.2948	4.4974
裂缝宽度 (mm)	0.1391	0.1553	0.1506	0.1988

(3) 反求弯矩

据允许应力法，求出方案一，方案二的配筋结果下，允许的结构最大弯矩值。

由于双块式无砟轨道计算中，支承层仅纳入计算而不进行检算，因此仅对道床板允许的结构最大弯矩值进行检算。

方案一下弯矩值:

表 5-8 道床板允许最大弯矩值(kN.m/m)

	钢筋根数	钢筋直径	由钢筋应力 求弯矩	由混凝土应 力求弯矩	结构允许的 最大弯矩
纵向正弯矩	4	20	61.110	103.310	61.110
纵向负弯矩	3	20	46.306	92.080	46.306
横向正弯矩	4	20	61.110	103.310	61.110
横向负弯矩	2	20	31.262	77.826	31.262

方案二下弯矩值:

表 5-9 道床板允许最大弯矩值(kN.m/m)

	钢筋根数	钢筋直径	由钢筋应力 求弯矩	由混凝土应 力求弯矩	结构允许的 最大弯矩
纵向正弯矩	5	20	75.717	112.646	75.717
纵向负弯矩	3	20	46.306	92.080	46.306
横向正弯矩	4	20	61.110	103.310	61.110
横向负弯矩	2	20	31.262	77.826	31.262

5.2.3 主体结构检算计算

(1) 列车竖向准静态检算荷载+不均匀沉降

参数如上节所设定，利用有限元软件，建立梁—板模型，分别求出基础不均匀沉降 10、11、12、13、14、15、16mm 下的，轨道板结构弯矩值。具体计算结果如下：

表 5-10 不同沉降下道床板弯矩值(kN.m/m)

	纵向正弯矩	纵向负弯矩	横向正弯矩	横向负弯矩
10mm/20m	40. 89	9. 540	11. 442	0
11mm/20m	43. 68	10. 622	11. 589	0
12mm/20m	46. 395	11. 799	11. 600	0
13mm/20m	48. 927	12. 820	11. 720	0
14mm/20m	51. 478	13. 836	11. 806	0
15mm/20m	54. 041	14. 894	11. 890	0
16mm/20m	56. 621	15. 857	11. 973	0

下面列举出结构分别发生 10mm、15mm 沉降时，ANSYS 计算分析结果，参见下图：

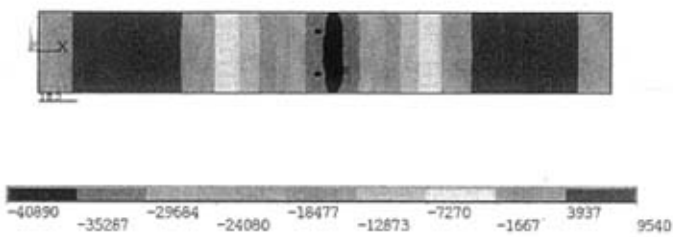


图 5-10 10mm/20m 下道床板纵向弯矩云图

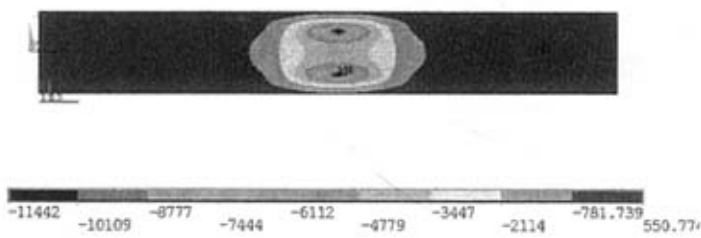


图 5-11 10mm/20m 下道床板横向弯矩云图

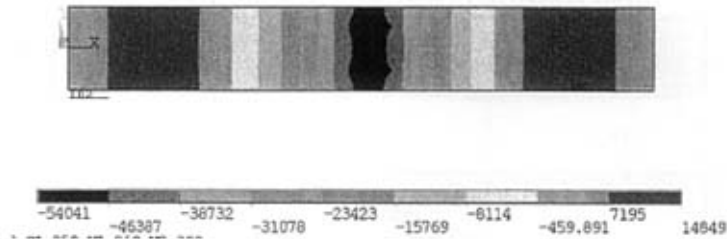


图 5-12 15mm/20m 下道床板纵向弯矩云图

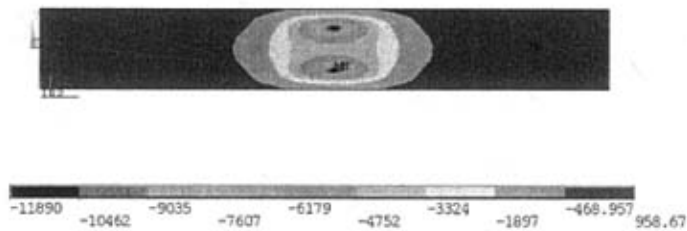


图 5-13 15mm/20m 下道床板横向弯矩云图

(2) 温度梯度

同 5.2.1，温度梯度引起的道床板弯矩 19.944KN.m。

(3) 荷载组合

检算荷载组合，对于路基上双块式无砟轨道，考虑列车荷载、温度梯度两种主力作用以及不均匀沉降的影响。路基上双块式无砟轨道的检算荷载组合如表 所列。

表 5-11 不同沉降量道床板弯矩值(kN.m/m)

不均匀沉降量	纵向正弯矩	纵向负弯矩	横向正弯矩	横向负弯矩
10mm/20m	60.834	29.484	31.386	19.944
11mm/20m	63.624	30.566	31.533	19.944
12mm/20m	66.339	31.743	31.544	19.944
13mm/20m	68.871	32.764	31.664	19.944
14mm/20m	71.422	33.780	31.750	19.944
15mm/20m	73.985	34.838	31.834	19.944
16mm/20m	76.565	35.801	31.917	19.944

5.2.4 沉降限值计算

利用有限元软件，建立梁—板模型，分别求出基础不均匀沉降 10、11、12、13、14、15、16mm 下的道床板结构弯矩值；与温度梯度下弯矩值进行叠加，得出基础沉降时结构所受总弯矩；并与上节方案一、二下所求允许弯矩最大值进行比较，给出合理沉降允许限值。

据方案一、二的设计配筋率求出结构允许的最大弯矩值，与不同沉降下所产生弯矩进行比较，提出路基上双块式无砟轨道的沉降控制值。

方案一：

表 5-12 不同沉降量下道床板弯矩比较(kN.m/m)

	纵向正弯矩	纵向负弯矩	横向正弯矩	横向负弯矩
结构允许最大弯矩	61.110	46.306	61.110	31.262
10mm/20m	60.834	29.484	31.386	19.944
11mm/20m	63.624	30.566	31.533	19.944
12mm/20m	66.339	31.743	31.544	19.944
13mm/20m	68.871	32.764	31.664	19.944
14mm/20m	71.422	33.780	31.750	19.944
15mm/20m	73.985	34.838	31.834	19.944
16mm/20m	76.565	35.801	31.917	19.944

由上表可知，在方案一设计配筋率下，结构允许最大沉降量为 10mm。

方案二：

表 5-13 不同沉降量下道床板弯矩比较(kN.m/m)

	纵向正弯矩	纵向负弯矩	横向正弯矩	横向负弯矩
结构允许最大弯矩	75.717	46.306	61.110	31.262
10mm/20m	60.834	29.484	31.386	19.944
11mm/20m	63.624	30.566	31.533	19.944
12mm/20m	66.339	31.743	31.544	19.944
13mm/20m	68.871	32.764	31.664	19.944
14mm/20m	71.422	33.780	31.750	19.944
15mm/20m	73.985	34.838	31.834	19.944
16mm/20m	76.565	35.801	31.917	19.944

由上表可知，在方案二设计配筋率下，结构允许最大沉降量为 15mm。

5.2.5 沉降限值结论

(1) 对于路基上的双块式无砟轨道道床板，配筋结果如表

方案一:

表 5-14 路基上双块式无砟轨道配筋结果

	位置	钢筋	断面配筋率
轨道板纵向	上层	3Φ20	0.825
	下层	4Φ20	
轨道板横向	上层	2Φ20	0.725
	下层	4Φ20	

此时允许路基最大沉降量为 10mm, 即 10mm/20m。

方案二:

表 5-15 路基上双块式无砟轨道配筋结果

	位置	钢筋	断面配筋率
轨道板纵向	上层	3Φ20	0.966
	下层	5Φ20	
轨道板横向	上层	2Φ20	0.725
	下层	4Φ20	

此时允许路基最大沉降量为 15mm, 即 15mm/20m。

(2) 建议

- 由于不均匀沉降引起的弯矩所占比例较大, 建议应尽量提高不均匀沉降控制的限值。
- 结构所受弯矩由列车荷载弯矩+温度梯度+沉降弯矩, 共同作用构成。当横断面配筋率为 0.825 时, 允许沉降量为 10mm; 当配筋率为 0.966 时, 允许沉降量为 15mm; 即当配筋率增加 17%而允许沉降值增加了 50%。因此通过适当提高配筋率, 从而提高允许沉降量限值, 从这个角度来看是可行的。

5.3 地基基础刚度影响分析

除了沉降变形外，路基基床变形模量与无砟轨道结构上部结构层弹性模量的匹配问题，也是路基结构设计中必须考虑的问题。

路基上铺设无砟轨道沉降控制是重中之重，不均匀沉降又是其核心，在发生不均匀沉降时，改变地基刚度对上部结构会发生什么影响。本节对 15mm/20m 沉降进行探讨，比较了地基刚度提高和降低 10%时，结构受力和变形情况，为深入研究路基不均匀沉降下的双块式无砟轨道设计理论提供计算依据。具体参数同上。

表 5-16 不同地基刚度下结构层底部应力极值(MPa)及下沉量(mm)

基础刚度	道床板底部拉应力	支承层底部拉应力	支承层底部沉降量
68Mpa/m	4.82	3.86	15.16
76Mpa/m	4.83	3.87	15.15
84Mpa/m	4.84	3.88	15.13

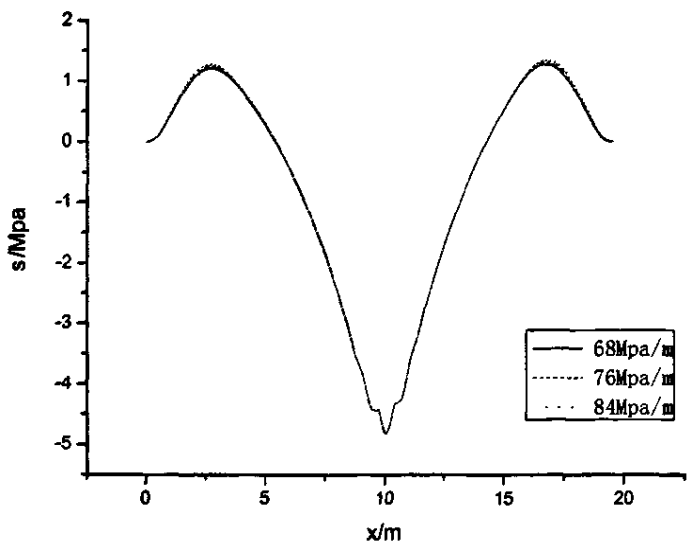


图 5-14 道床板底部拉应力

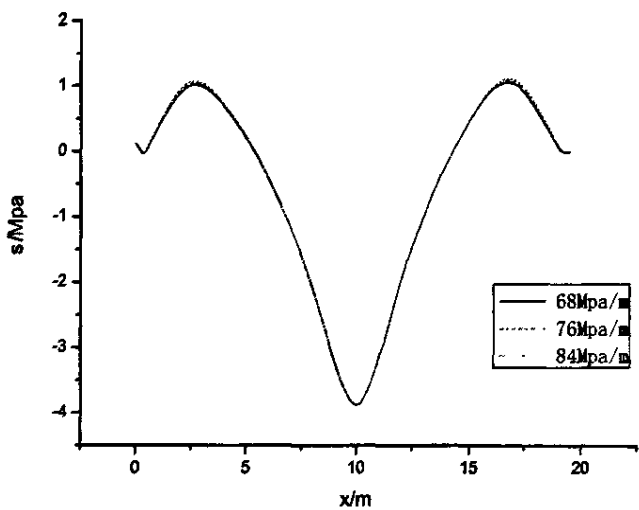


图 5-15 支承层底部拉应力

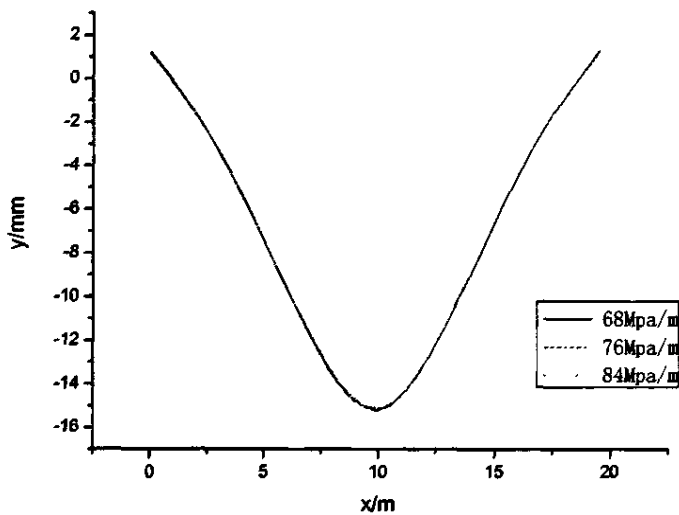


图 5-16 支承层底部位移量

小结：由上面分析可以看出，当地基刚度降低 10%、提高 10%时，道床板底部拉应力，支承层底部拉应力基本没有什么变化，对结构的位移量影响也是相当小，因此从技术经济角度分析，地基刚度在达到某一临界值后，提高其刚度，对不均匀沉降下结构抗弯作用的影响意义不大。

5.4 支承层刚度折减的影响分析

路基不均匀沉降地段，在列车荷载和温度荷载的作用，支承层必然会出现开裂现象，使支承层抗拉刚度减小，最终影响结构受力。本节主要讨论支承层在部分开裂和完全开裂状态下轨道各结构的受力变化情况，为深入研究路基不均匀沉降下的双块式无砟轨道设计理论提供计算依据。

其他条件不变，分析在支承层底部出现裂缝，刚度折减时，对上部结构的影响，本论文着重讨论刚度折减 15%，30%下，结构层受力状态的变化。具体分析如下：

表 5-17 支承层刚度折减结构层底部应力极值(MPa)及下沉量(mm)

支承层弹模	道床板底部拉应力	支承层底部拉应力	支承层底部沉降量
2.55e10	4.83	3.87	15.16
2.16e10	4.91	3.33	15.17
1.78e10	5.01	2.80	15.20

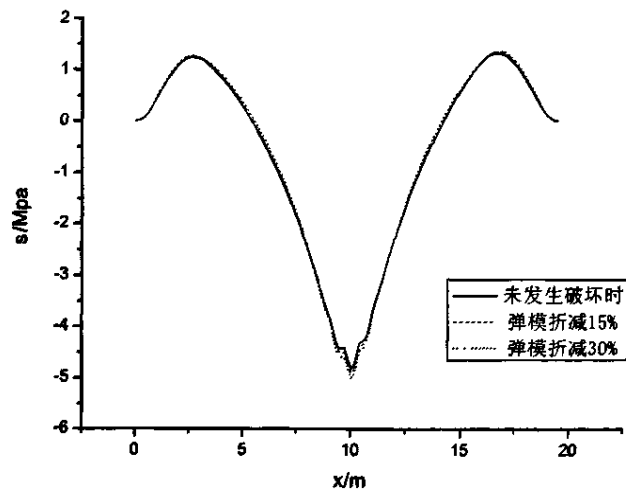


图 5-17 道床板底部拉应力

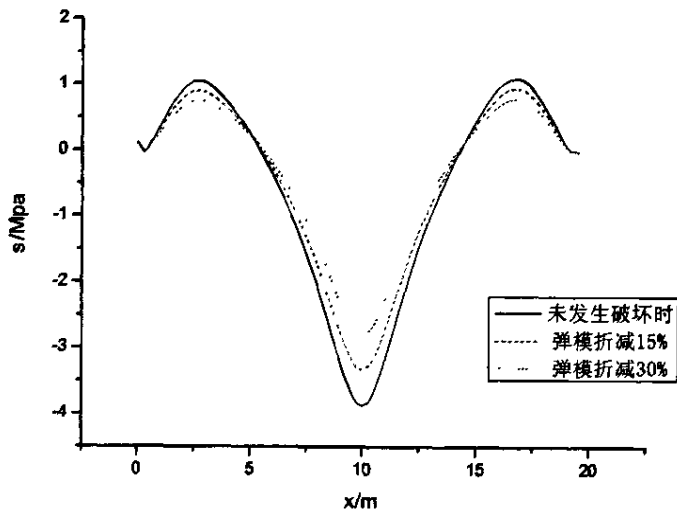


图 5-18 支承层底部拉应力

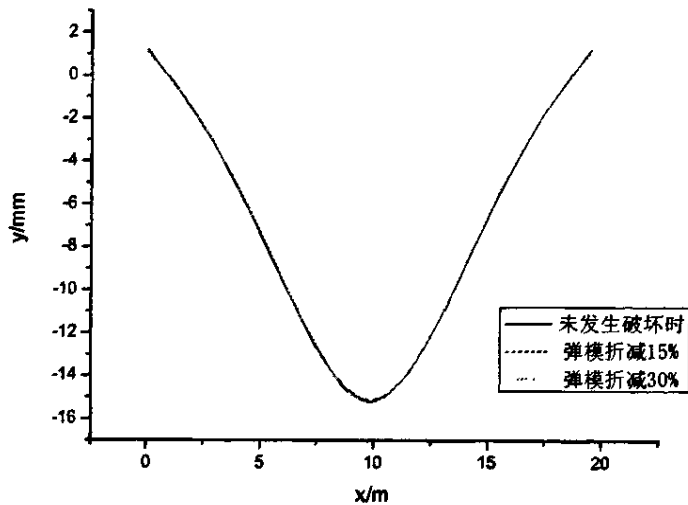


图 5-19 支承层底部位移量

小结：由上面分析可知，当支承层发生破坏，刚度折减后，道床板底部拉应力有所增加，但并不显著；支承层底部拉应力则明显减小，对结构层底部位移量的影响也比较小。

支承层抗拉刚度对支承层受力的影响表现明显。支承层抗拉刚度减小时，支承层底部拉应力随之显著减小，因此，将支承层设计成非预应力的钢筋混凝土结构，允许其开裂进而使支承层抗拉刚度减小，将有利于结构受力，是偏于安全的。

第 6 章 结论与展望

6.1 本文的主要工作及结论

控制路基不均匀沉降是路基上铺设无砟轨道的核心问题。本论文采用通用有限元软件对不均匀沉降作用下土质路基双块式无砟轨道进行力学分析, 钢轨采用弹性点支承梁模型, 扣件采用线性点支承弹簧模拟, 道床板与支承层由于在其厚度方向上的尺寸远小于长度和宽度方向上的尺寸, 符合弹性薄板的结构特点, 采用板壳单元进行模拟, 基础的支承采用面弹簧模拟。本文假定地基变形按余弦曲线变化, 据此进行模拟计算。

通过本文的分析和计算, 主要得到以下几点结论:

(1) 等效梁理论解与有限元计算方法比较

地基基础发生不均匀沉降时, 建立地基的有限元模型不但繁琐, 费时, 而且模型分析计算也不宜收敛。通过对路基上双块式无砟轨道在发生不均匀沉降时, 有限元计算解与叠合梁理论解的比较。分析表明在实际设计中可以用等效梁理论解替代有限元分析, 进行简化计算。

地基基础发生不均匀沉降下, 不均匀弯矩计算方法可简化为: 列车荷载作用下的等效梁弯矩+不均匀沉降产生的弯矩(刚性基础法)。

(2) 双块式无砟轨道路基不均匀沉降限值

采用列车设计荷载、考虑温度影响, 基于对道床板裂纹宽度限制, 对双式无砟轨道道床板进行结构设计, 而后采用列车检算荷载、考虑温度影响及路基不均匀沉降进行道床板强度检算(裂纹检算一般难以满足), 只要道床板强度满足要求, 路基沉降就在允许范围内, 由此可确定出路基的不均匀沉降限值。

针对 20m 波长, 按照允许应力法, 借助有限元软件, 对轨道上部结构进行配筋设计。计算表明, 结构沉降允许限值与道床板横断面配筋率成正相关。当横断面配筋率为 0.825 时, 允许沉降量为 10mm, 当配筋率为 0.966 时, 允许沉降量为 15mm。即当配筋率增加 17% 而允许沉降值增加了 50%。因此通过适当提高配筋率, 从而提高允许沉降量限值, 从这个角度来看是可行的。

(3) 地基基础刚度影响分析

当地基刚度降低 10%、提高 10% 时, 道床板底部拉应力, 支承层底部拉应

力基本没有什么变化,对结构的位移量影响也是相当小,因此从技术经济角度分析,地基刚度在达到某一临界值后,提高其刚度,对不均匀沉降下结构抗弯作用的影响意义不大。

(4) 支承层破坏计算

当支承层发生破坏,刚度折减后,道床板底部拉应力有所增加,但并不显著;支承层底部拉应力则明显减小,对结构层底部位移量的影响也比较小。因此,将支承层设计成非预应力的钢筋混凝土结构,允许其开裂进而使支承层抗拉刚度减小,将有利于结构受力,是偏于安全的。

6.2 研究展望

本文通过建立梁—板—地基模型,对路基上双块式无砟轨道进行计算分析。由于时间和条件的限制,所做的工作非常有限,需要在今后的工作中进一步完善,具体如下:

车辆/轨道/路基是一个完整的系统,引入合理的路基模型,视车辆、轨道、路基为一个相互作用的整体系统,本着参数便于识别、易测定及优化、合理的原则,根据高速铁路无砟轨道的实际工况,建立路基/轨道/车辆系统分析模型。

基础不均匀沉降可分为三种型式,即正(余)弦型、错台和折角。本文假设地基按余弦曲线变形。

由于模型中道床板,支承层均采用壳单元模拟,对于支承层发生结构破坏时,仅通过其弹模折减模拟,不能真实反映破坏情况。

对路基不均匀沉降进行限值计算,本文建立静力学模型,仅从轨道上部结构的受力状态的变化给出限值;应进一步建立动力分析模型,对整个轨道结构各部分的振动加速度、动变形及动应力进行分析,提出沉降限值。

致 谢

本文是在导师刘学毅教授的精心指导下完成的，从论文的选题到文章的写作过程都倾注了老师的心血。在读研期间，在学习和生活上得到了刘学毅导师极大的帮助。另外，导师扎实的专业理论知识和豁达的为人让我受益非浅。借此机会，向恩师表示真诚的感谢和深深的敬意。

同时在论文写作期间，李成辉教授和王平教授、赵坪锐老师、林红松师兄及周文师兄等都给予了热情帮助和指导，它们给论文提过提出了宝贵的意见。另外在读研期间，本人在生活和学习上还得到了轨道实验室所有老师和同学的关心和帮助。在此一并表示衷心的感谢！

张 群

2007 年 12 月于西南交通大学

参考文献

- [1] 郝瀛. 铁道工程. 中国铁道出版社. 2002
- [2] 练松良. 轨道工程. 同济大学出版社. 2006.5,
- [3] 赵国堂. 高速铁路无砟轨道结构. 中国铁路出版社. 2006
- [4] 何华武. 无砟轨道技术. 2005
- [5] 铁建设. 京沪高速铁路设计暂行规定. 中国铁道出版社. 2005
- [6] 曾树谷. 铁路轨道动力测试技术. 中国铁路出版社. 1988
- [7] 何华武. 中国高速铁路技术体系. (西南交通大学交通运输学院建院 50 周年大会上的讲话). 2006
- [8] 童大坝. 铁路轨道. 中国铁道出版社. 1988. 北京
- [9] 雷晓燕. 轨道力学与工程新方法. 中国铁道出版社. 2002. 北京
- [10] 王其昌. 高速铁路土木工程. 西南交通大学出版社. 1998. 北京
- [11] 范俊杰. 现代铁路轨道. 中国铁道出版社. 2001. 北京
- [12] 陈祥福. 沉降计算理论及工程实例. 科学出版社. 2005
- [13] 上海市地质处编选. 国外地面沉降论文选择. 地质出版社. 1981. 12
- [14] 赵维炳. 控制工后沉降处理深厚软土地基. 人民交通出版社. 2006
- [15] 折学森. 软土地基沉降计算. 人民交通出版社. 1998. 5
- [16] 周京华. 地基处理. 西南交通大学出版社. 1997. 9
- [17] 彭振斌. 地基处理工程设计计算与施工. 中国地质大学出版社. 1997. 7
- [18] 周宪华. 公路路基. 人民交通出版社. 1987. 10
- [19] 巫锡畴. 吴邦颖. 路基. 中国铁道出版社. 1995. 11
- [20] 吴邦颖. 路基工程. 西南交通大学出版社. 1989
- [21] 姚祖康. 路面(公路设计手册)(第二版). 人民交通出版社. 1999
- [22] 徐芝纶, 吴永祯译. 弹性理论. 科学出版社. 1977
- [23] 范俊杰. 现代铁路轨道. 中国铁道出版社. 2004
- [24] 袁勇. 混凝土结构早期裂缝控制. 科学出版社. 2003. 北京
- [25] 赵国藩. 高等钢筋混凝土结构学. 中国电力出版社. 1999. 北京
- [26] 李成辉. 轨道. 西南交大出版社. 2005. 成都
- [27] 无砟轨道论文集, 铁科院铁建所. 2002. 北京

-
- [28] 孙宏林, 尤昌龙, 陈占. 客运专线土质路基地段铺设无砟轨道调研及分析. 铁道标准设计. 2005(2)
- [29] 王其昌, 蔡成标, 张雷, 罗震. 高速铁路土路基上无砟轨道的应用. 铁道标准设计. 2003
- [30] 李小和. 客运专线路基地段铺设无砟轨道有关问题探讨. 铁道工程学报. 2005
- [31] 江成, 范佳, 王继军. 高速铁路无砟轨道设计关键技术. 中国铁道科学. 2004
- [32] 尤昌龙, 李殿龙. 铁路客运专线路基沉降特性及其对策. 铁道科学与工程学报. 2005
- [33] 李春霞, 李成辉, 寇忠厚. 土路基上板式轨道力学分析. 铁道建筑. 2005
- [34] ZHAO Yuk. ZHANG Baojian. LV Peng. Study on Settlement of Super Highway Roadbed. Rail International. 1999(3)
- [35] Wikfgang Vogel. Waldemar Grubl. Earthwork Structures for new railway lines slab track-principles and suggestions for realization. RTR. 1995(1)
- [36] LIU Guoxiang. DING Xiaoli. CHEN Yongqi. Ground settlement of Chek Lap Kok Airport, Hong Kong, detected by satellite synthetic aperture radar interferometry. Chinese Science Bulletin. 1996(2)
- [37] Rehfeld. Erich. Subsoil composition-requirement for the use of slab track. Eisenbahningenieur. 1995(4)
- [38] Raymond, Roark J. Formulas for stress and strain[M]. Fourth Edition. McGRAW-HILL Book Company
- [39] Laurence E D. Committee 5 presentation on elastic fasteners[R]. Bulletin 752-American Railway Engineering Association, 1995
- [40] 冈田宏. 日本新干线的现状和未来的发展. 中国铁道科学. 2002(2)
- [41] Bernhard Lichtberger. 轨道手册. Tetzlaff 出版社. 2003. 德国
- [42] 龚曙光, 谢桂兰. ANSYS 操作命令与参数化编程. 机械工业出版社. 2004
- [43] 邵蕴秋. ANSYS 8.0 有限元分析实例导航. 中国铁道出版社. 2004. 北京
- [44] 李景勇. 有限元法. 北京邮电大学出版社. 2002. 北京
- [45] 范俊杰. 现代铁路轨道. 中国铁道出版社. 2000. 北京
- [46] 唐兴伦, 范群波等. ANSYS 工程应用教程热与电磁学篇. 中国铁道出版社. 2003. 北京
-

攻读硕士研究生期间发表的论文

- [1] 张群, 赵坪锐, 刘学毅. 路基不均匀沉降下双块式无砟轨道计算方法比较研究. 四川建筑, 2008 年第 28 卷第 5 期.