



基于累积变形演化状态控制的高速铁路基床结构设计计算方法

刘钢^{①②*}, 罗强^①, 张良^①, 蒋良淮^①, 阮红风^{①③}

① 西南交通大学土木工程学院高速铁路线路工程教育部重点实验室, 成都 610031;

② 西华大学建筑与土木工程学院, 成都 610039;

③ Hanio Jiaotong University, Hanio, Viet Nam

* E-mail: liugang_leo@126.com

收稿日期: 2014-03-28; 接受日期: 2014-06-03

国家重点基础研究发展计划(批准号: 2013CB036204)资助项目

摘要 实现长期循环荷载作用下基床结构累积变形有效控制是建造高速铁路的技术难点之一. 基于高速铁路无砟与有砟轨道路基承受列车动荷载特征, 提出和完善了用于基床结构设计的荷载作用模式; 根据循环荷载作用下土工填料累积变形演化状态的分类及阈值判别准则, 结合室内单元结构填土模型试验, 获得了级配碎石基床填料变形状态演化的阈值参数. 以设计荷载条件和填料设计参数为基础, 针对无砟与有砟轨道对基床变形状态控制的不同要求, 采用结构分析原理, 构建了基于累积变形演化状态控制的高速铁路基床结构设计计算方法, 确定了无砟与有砟轨道基床结构累积变形分别满足快速稳定和缓慢稳定的状态控制要求, 以地基系数 K_{30} 值表征的关键参数指标. 研究成果为实现高速铁路基床结构由构造设计向状态控制定值分析转变奠定了基础.

关键词
高速铁路
基床结构
累积变形
状态控制
计算方法

1 引言

高速铁路基床结构作为轨道的基础, 长期承受列车荷载的循环作用, 整个服役期所承受列车荷载重复作用次数达“亿次”以上, 由此引起的基床结构长期累积变形是影响轨道结构高平顺性与高稳定性的重要因素. 世界各国在高速铁路的修建中, 大多通过采用优质填料构筑基床结构, 如砾石土或碎石土, 并大幅提高压实质量等措施来解决这一工程问题^[1]. 在设计计算方法中, 如何实现基床结构长期累积变形有效控制是令工程技术人员颇为棘手的问题, 也是该领域研究人员关注的重点.

已有的文献资料可以看出, 基床结构的设计大都是基于弹性理论框架下的强度和变形控制条件. 强度控制条件以填料不破坏为前提确定, 但变形控制条件的确定依据既不是满足行车舒适条件下对路基刚度的限值, 也不是路基填料长期耐久性要求. 比如, 我国目前高速铁路基床结构形式依据强度和变形两个控制条件综合确定, 强度控制要求基床表层下填土所承受的动应力不大于其允许应力; 变形控制以远大于实际荷载的设计荷载作用下路基顶面变形不大于 3.5 mm 为控制条件^[2,3]. 日本将强化层与路床作为双层弹性地基来计算强化层厚度, 为防止路基表面沥青强化层开裂, 规定路基面的动变形小于

引用格式: 刘钢, 罗强, 张良, 等. 基于累积变形演化状态控制的高速铁路基床结构设计计算方法. 中国科学: 技术科学, 2014, 44: 744–754
Liu G, Luo Q, Zhang L, et al. Computational methods of high-speed railway subgrade structure design based on cumulative deformation evolution state control (in Chinese). Sci Sin Tech, 2014, 44: 744–754, doi: 10.1360/N092014-00093

2.5 mm^[4]. 法国 TGV 高速铁路虽然没有明确的基床或路床的概念, 但同样采用双层弹性地基模型进行计算. 上层为“道砟+垫层”, 下层为路基填土, 根据路基填土的动强度, 计算确定道砟+垫层的厚度^[4]. 可以看出, 这些方法中对基床结构的耐久性没有明确的设计检算指标及计算方法. 随着列车运行速度的逐渐提高以及高速铁路的大量修建, 在随后的研究中, 基床结构的长期累积变形问题逐步得到了关注^[5,6], 其分析依据主要以 Vucetic^[7]所提出的土的临界应变参数为基础. 在目前难以准确计算长期循环荷载作用下累积变形值的情况下, 将累积变形控制在满足工程使用要求所对应范围内的结构设计思路或是较为可行的选择. 但有砟与无砟轨道结构条件下, 基床结构承受的列车荷载作用模式的不同、工务维修模式以及轨道结构适应变形能力的区别、以及基床填料状态控制参数的合理确定等问题都是完善和构建基床结构累积变形演化状态控制的设计计算方法所亟待解决.

针对上述问题, 通过对基床结构承受列车荷载作用特征及荷载作用模式的分析, 确定用于基床结构设计的荷载条件; 建立循环荷载作用下土工填料累积变形演化状态的分类及阈值判别准则, 结合室内单元结构填土模型试验, 获得级配碎石基床填料变形状态演化的阈值参数; 以设计荷载条件和填料设计参数为基础, 针对无砟与有砟轨道对基床变形状态控制的不同要求, 采用结构分析原理, 构建基于累积变形演化状态的高速铁路基床结构设计计算方法; 运用该设计方法探讨有砟与无砟轨道基床结构累积变形分别满足快速稳定和缓慢稳定状态控制要求的关键参数指标. 为高速铁路基床结构的长期服役性能分析奠定了试验和理论基础.

2 基床结构设计荷载条件

2.1 路基面动应力分布模式

有砟与无砟轨道是两种不同形式的轨道结构,

除扣件系统外, 有砟轨道结构的轨下基础主要由混凝土轨枕和散粒体道砟组成, 无砟轨道则主要由轨道板(道床板)、充填层、底座(支承层)构成, 如图 1 所示.

结构形式不同引起有砟与无砟轨道整体刚度的较大差异, 列车荷载经轨道结构传递扩散至路基面的动应力明显不同. 秦沈客运专线实测路基面动应力时程曲线表明^[8], III型钢筋混凝土轨枕, 道床厚度为 0.35 m 的有砟轨道条件下, 路基承受列车荷载作用的一次加卸载过程由单轴载完成; 武广、京沪等无砟轨道高速铁路的现场实测数据表明^[9,10], 由于轨道结构具有良好的荷载扩散能力, 路基承受列车荷载作用的一次加卸载过程由同一个转向架上的两个轴载共同作用完成. 因而, 有砟与无砟轨道路基面荷载分布形式也存在明显区别. 现场实测与有限元计算数据表明: 有砟轨道路基面承受列车荷载作用的动应力在线路横向呈“马鞍型”分布, 沿线路纵向呈近似抛物线分布, 动应力最大值出现在钢轨正下方, 同一转向架的相邻轴载之间叠加不显著, 不影响动应力幅值; 无砟轨道路基面承受列车荷载作用的动应力在线路横向分布较为均匀, 分布宽度与支承层(底座)宽度基本一致, 在线路纵向呈近似梯形分布. 当然, 无论是有砟还是无砟轨道结构, 路基面动应力的实际空间分布都是不规则的, 但为了设计计算方便, 通常需要按照规则的空间几何形态进行简化.

对于有砟轨道, 路基面动应力分布模式通常假定为沿线路纵向呈三角形分布, 沿线路横向均匀分布^[11], 如图 2 所示. 纵向简化与实际情况较为接近, 但横向均匀分布对有砟轨道而言却不尽合理, 导致基于平衡条件求得的路基面动应力幅值偏小, 应予以修正. 基于 5 根轨枕分担轮载力及动应力在道床中按“折线型”传递的模式, 可由(1)和(2)式计算得到动应力在路基面的纵向分布长度 L_y 与横向分布宽度 B_y ^[12]:

$$L_y = 4L_1 + L_2 + 2(d - 0.15)\text{tg}\theta, \quad (1)$$

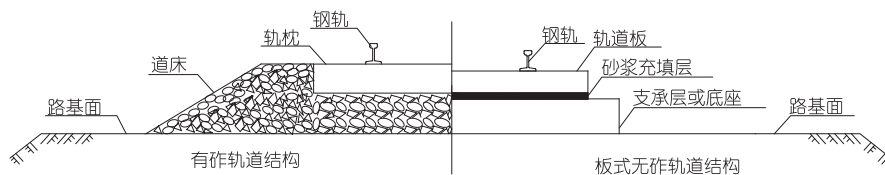


图 1 有砟与无砟轨道结构

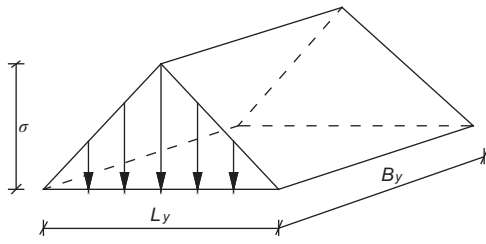


图2 有砟轨道结构路基面动应力简化分布模式

$$B_y = L_3 + 2(d - 0.15)\text{tg}\theta, \quad (2)$$

式中, L_1 为轨枕间距, 正线为 0.6 m; L_2 为轨枕底面宽度; L_3 为轨枕长度; d 为道床厚度, 单位 m; θ 为扩散角, 取 45° 。

对于无砟轨道, 路基面动应力简化为沿线路纵向呈梯形, 沿线路横向均匀分布模式, 如图 3 所示。动应力在路基面的纵向分布长度 L_w , 经现场实测数据统计分析, 其值约为 9~10 m 之间, 实际计算分析中, 可通过(3)式确定。横向分布宽度 B_w 等于支承层(底座)的宽度^[13]。

$$L_w = L_0 + 7, \quad (3)$$

式中, L_0 为转向架固定轴距。

2.2 路基面动应力设计值

将轨道结构视为弹性系统, 轴载经轨道结构传递至路基面的应力总和与轴载大小相等。列车轴载通过轨道结构传递至路基面的应力应满足力学平衡条件, 根据图 2 和 3 所示的动应力分布模式, 可建立平衡方程式(4)和(5), 进而得到静轴载 P 作用下有砟和无砟轨道路基面承受的荷载应力 σ_y , σ_w 。

$$P = \frac{1}{2}\sigma_y L_y B_y, \quad (4)$$

$$2P = \frac{1}{2}\sigma_w (L_w + L_0) B_w, \quad (5)$$

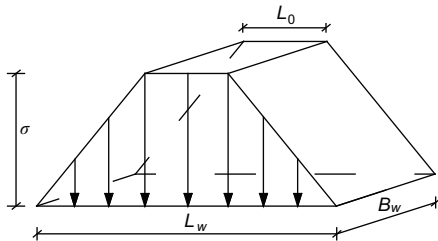


图3 无砟轨道结构路基面动应力简化分布模式

$$\varepsilon_1^p = \frac{A\sqrt{N}}{\sqrt{N+D}}, \quad (6)$$

$$\sigma_w = \frac{4P}{(L_w + L_0)B_w}. \quad (7)$$

(6)和(7)式所表示的路基面所承受的荷载应力基于列车设计静轴重得出, 路基面所承受的实际动应力大小还与其他很多因素有关, 如行车速度、轨道不平顺、线路状态等。借鉴国内外以准静态形式确定轮轨冲击力的表达方法, 引入综合动力影响系数 ϕ 反映动力作用的影响。对于有砟轨道, 考虑到路基面动应力横向不均匀分布对动应力幅值的影响, 引入横向不均匀分布系数 η_0 , 对路基动应力计算值进行修正。因此, 有砟与无砟轨道路基面动应力设计值可采用(8)和(9)式计算得到。

$$\sigma_y = \frac{2\phi_y \eta_0 P}{L_y L_B}, \quad (8)$$

$$\sigma_w = \frac{4\phi_w P}{(L_w + L_1)B_w}, \quad (9)$$

式中, ϕ_y , ϕ_w 分别为有砟和无砟轨道路基综合动力影响系数。

综合动力影响系数 ϕ 很难通过理论计算精确得出, 需不断的积累实测数据, 通过统计分析获得。对于有砟轨道路基, 文献[14]给出了北京东郊环形试验线、京广铁路郑武段、广深铁路统计得到的综合动力影响系数, 不同行车速度条件下综合动力影响系数 ϕ_y 的平均值分别为 1.16, 1.12, 1.47, 3 条线路的平均值为 1.25。环形试验线和京广铁路郑武段轨道不平顺管理标准较广深铁路要严格, 所以综合动力影响系数相对较小^[14]。文献[15]中将综合动力影响系数表示为与速度相关的表达式, 即 $\phi_y = (1 + \alpha)v$, α 为速度影响系数, 对于高速铁路, 换算得到的综合动力影响系数 $\phi_y = 1.9$ 。对于无砟轨道结构路基, 文献[13]分析结果表明, 武广高速铁路实测路基面平均动应力对应的 ϕ_w 在 0.98~1.37 变化, 均值约 1.20; 最大动应力对应的 ϕ_w 在 1.23~1.99 变化, 均值约 1.57。考虑结构设计中满足不同功能要求时荷载应加以区别的取值原则, 在进行基床结构承载能力检算时, 综合动力影响系数可取 1.9; 在进行耐久性检算时可取 1.2, 有砟和无砟轨道结构路基可不作区分。

有砟轨道路基面动应力沿横向的实际分布和简化形式如图 4 所示. 动应力在钢轨正下方最大, 轨枕两端部及线路中心处位置相对较小, 沿横向呈“马鞍型”分布. 路基面动应力横向均匀分布的假设, 相当于将动应力分布曲线与横轴所围成的面积 S_1 等效为图 4 中阴影部分矩形的面积 S_2 , 即 $S_1=S_2$. 所以, 计算得到的路基面动应力幅值相对于钢轨下路基面动应力偏小.

文献[16]计算“神州号”机车通过有砟轨道时, 轨枕端部与钢轨正下方路基面的应力比约为 0.33, 线路中心与钢轨正下方路基面的应力比约为 0.63. 文献[17]实测得到轨枕端部与钢轨正下方的应力比约为 0.5, 线路中心与钢轨正下方的应力比约为 0.64. 综合考虑, 取线路中心下路基面应力为钢轨下应力的 $2/3$, 轨枕端路基面应力为钢轨下 $1/2$, 在横向的实际分布宽度为 4 m, 绘制得到的路基面应力分布曲线. 由 $S_1=S_2$, 可求得路基面横向不均匀影响修正系数 $\eta_0=1.23$. 但是, 动应力的不均匀分布在路基面最大, 随着深度的增加, 不均匀分布的影响越来越小, 到基床底层底面位置的动应力受路基面动应力不均匀分布的影响已经相当微小, 且 η 在基床深度范围内呈非线性变化, 变化规律假定满足(10)式所示的函数关系式.

$$\eta = 1 + 0.23 \cos\left(\frac{\pi}{2} \cdot \frac{H}{D}\right), \quad (10)$$

式中, H 为基床中某点距路基面的深度; D —基床厚度.

当 $H=0$ 时, 即路基表面处, $\eta_0=1.23$, 当 $H=D$, 即基床底层底面, $\eta_D=1$, 根据图 2 所示动应力分布模式及(8)式所确定的路基面动应力幅值, 计算得到的基

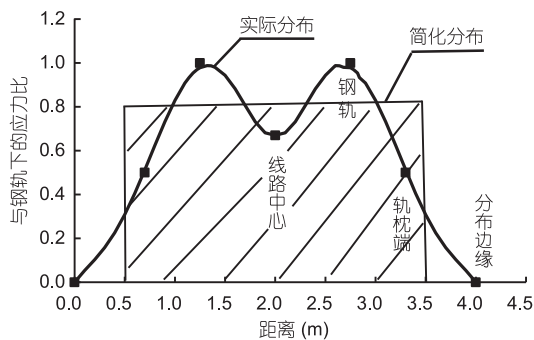


图 4 有砟轨道路基面动应力沿横向的分布

床范围内任意位置的动应力, 采用(10)式确定修正系数, 得到基床范围内的设计动应力值.

在设计静轴重 $P=200$ kN 条件下, 根据(8)和(9)式, 计算得到路基面设计动应力, 如表 1 所列. 基床结构设计可参考表 1 所列值作为设计荷载. 其中, 设计值 I 用于承载能力检算, 设计值 II 用于耐久性检算. 为了计算方便, 对于有砟轨道路基, 设计动应力 I, II 可分别取 100 和 65 kPa; 对于无砟轨道路基, 设计动应力 I, II 可分别取 40 和 25 kPa.

3 基床填料累积变形状态参数

3.1 累积变形演化状态分类及判别准则

土工填料是典型的弹塑性材料, 每一次加卸载循环过程的变形由两部分组成, 即弹性变形和塑性变形, 如图 5 所示. 一般来讲, 在土体结构没有发生显著变化的条件下, 弹性变形波动不大, 与荷载成近似线性关系; 而塑性变形将不断的累积, 随荷载呈显著的非线性特征^[18].

当土工填料物理状态(颗粒级配、压实度、含水率等)相同, 在不同偏应力水平的循环加载条件下, 其累积变形随着荷载作用次数发展的一般规律如图 6

表 1 路基面动应力

轨道结构类型	动应力	
	承载力检算(I)	耐久性检算(II)
有砟轨道	100.84	63.69
无砟轨道	CRTS I 板式	37.25
	CRTS I 双块式	38.97
	CRTS II 板式	39.48
		24.94

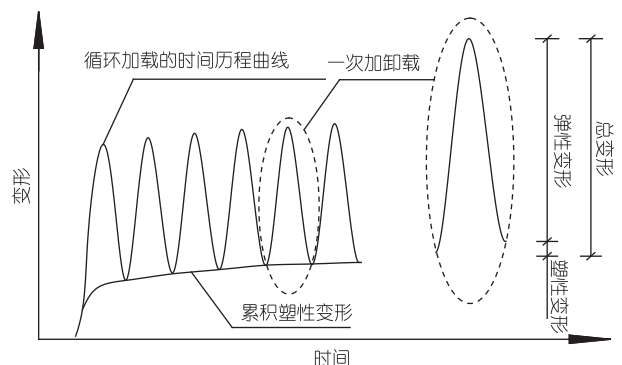


图 5 循环荷载作用下变形时程曲线

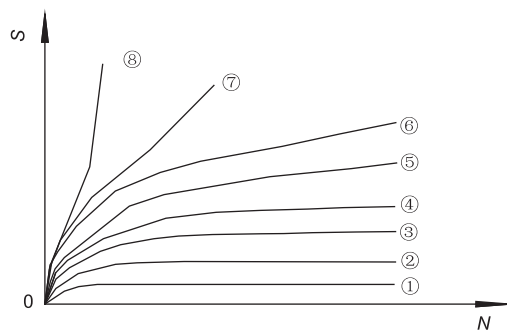


图6 累积变形随荷载作用次数发展

所示. 因应力水平的不同, 累积变形将呈现出不同的发展规律, 在较小的应力水平下, 累积变形很快趋于稳定, 累积变形的曲线形态如曲线①和②所示; 当应力水平较高的情况下, 累积变形快速发展直至破坏, 累积变形的曲线形态如曲线⑦和⑧所示; 当应力水平介于二者之间时, 累积变形的曲线形态诸如曲线③~⑥所示, 累积变形如何演化很难直观的判定.

表 2 为已有研究成果中有关累积变形演化状态分类的描述. 可以看出, 较低应力水平下累积变形最终趋于稳定与较高应力水平下发生破坏这两个状态特征的存在是不容置疑的, 但在中等应力水平下, 其累积变形最终是趋于稳定还是破坏状态的描述并不一致, 如王龙、Hoff 将其描述为最终趋于稳定状态, Werkmeister 将其描述为最终趋于破坏状态, Minassian 认为稳定与破坏的最终状态难以确定.

由此可见, 稳定与破坏是土工填料在循环荷载作用下其累积变形演化规律的两个基本状态特征, 并存在理论上的临界点. 再者, 对于稳定与破坏, 也存在快速稳定和缓慢稳定、缓慢破坏和快速破坏的时间尺度差异. 因而, 拟用四个状态来描述不同应力水平下累积变形的状态特征, 即, 快速稳定、缓慢稳定、缓慢破坏、快速破坏状态, 如图 7 所示.

表 2 循环荷载作用下累积变形演化状态划分

研究者	状态划分		
Heath ^[19] 、蔡英和曹新文 ^[20]	衰减	发展	
王龙等人 ^[21]	稳定	衰减	破坏
Hoff 等人 ^[22]	近似	有塑性变形	破坏
	弹性	(趋于稳定)	
Werkmeister 等人 ^[23~26]	塑性安定	塑性蠕变	增量崩溃
		(趋于破坏)	(破坏)
Minassian ^[27]	稳定	临界状态	不稳定

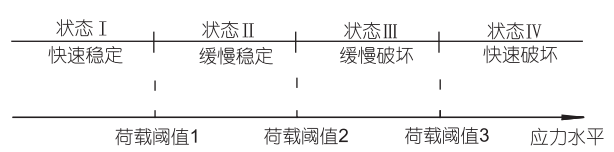


图7 累积变形演化状态特征示意图

根据累积变形随荷载作用次数的变化曲线, 可以得到累积变形速率随荷载作用次数的关系曲线. 观察发现, 累积变形速率随荷载作用次数变化符合幂律分布规律. 因此, 可采用负幂函数(11)式描述累积变形速率的变化特征.

$$f(N) = CN^{-P}, \quad (11)$$

式中, $f(N)$ 为累积变形速率; N 为循环荷载作用次数; C 为拟合常数; P 为幂指数.

幂指数 P 的不同取值, 可以表示出累积变形速率衰减的快慢, 同时, 也可反映出累积变形收敛、发散或收敛发散快与慢等性质. 当 $P \leq 0$ 时, 表示累积变形速率为常数或随着荷载作用次数逐渐增大, 累积变形将呈线性或加速增加, 试样或结构将很快趋于破坏; $0 < P \leq 1$ 时, 累积变形速率虽然随着荷载作用次数增加而减小, 但累积变形逐渐累积且不收敛; $P \geq 2$ 时, 累积变形速率呈现加速收敛趋势, 累积变形将很快趋于稳定. 因此, 选取 $P=0, 1, 2$ 作为界限值, 划分出快速破坏、缓慢破坏、缓慢稳定和快速稳定 4 个累积变形演化状态类别, 称之为“幂次判别法”, 如图 8 所示. 当累积变形速率随荷载作用次数变化曲线处于 I, II, III, IV 区域时, 分别为快速稳定、缓慢稳定、缓慢破坏和快速破坏变形状态.

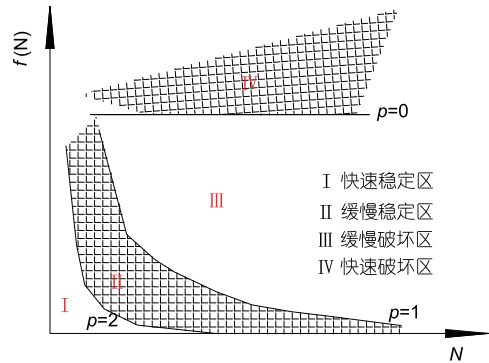


图8 累积变形演化状态划分示意图

3.2 基床填料累积变形演化状态阈值及参数

为了获得区分基床填料循环荷载作用下累积变形演化状态阈值, 设计单元结构填土模型, 进行小型刚性板循环加载试验, 得到不同荷载水平下累积变形随荷载作用次数的变化曲线, 根据累积变形演化状态判别准则, 确定状态阈值及参数.

填土模型的平面为边长 $0.7\text{ m} \times 0.7\text{ m}$ 的正方形, 高度 0.9 m . 采用直径为 0.3 m 的刚性加载板进行循环加载试验. 填土模型四周采用四角相互不搭接的砖墙砌筑, 砖墙四周采用砂袋堆砌, 砂袋紧贴砖墙外壁, 形成柔性边界约束. 模型平面如图 9 所示. 用砖墙形成规则的填土空间, 易于进行准确的填筑压实控制. 砖墙和砂袋组成的柔性边界以实现半无限空间中局部结构在循环荷载作用下的力学响应. 循环荷载施加过程中, 第一级荷载幅值为 50 kPa (加载板底均布荷载), 以 50 kPa 为级差, 依次施加下一级荷载, 当荷载幅值为 400 kPa 时, 相邻两级荷载幅值的级差按 100 kPa 进行加载, 每级荷载的循环加载次数为 10 万次, 直至模型结构破坏. 通过在加载板的东、西、南、北四侧靠近边缘处对称布设两支电涡流位移传感器, 用于测试加载过程中模型结构的竖向变形.

模型填料为取自某高速铁路基床表层填筑所用的级配碎石. 参照试验规程对填料进行了颗粒分析试验和击实试验^[28]. 4 组筛分试验得到其颗粒组成的最大粒径未超过 40 mm , $20\sim 40\text{ mm}$ 颗粒含量 17.8% ,

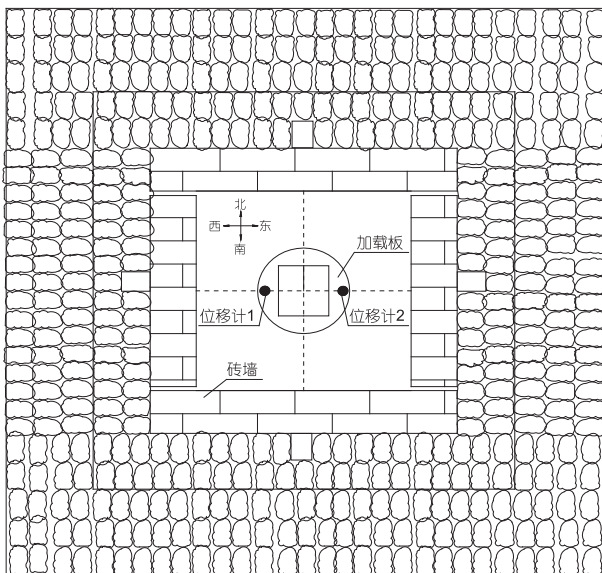


图 9 模型结构俯视图

大于 2 mm 颗粒含量 73.5% , 小于 0.075 mm 颗粒含量 6.8% , 不均匀系数 $C_u=68$, 曲率系数 $C_c=4.6$. 击实试验采用标准重型击实试验 (Z3), 得到最大干密度 $\rho_{d\max}=2.40\text{ g/cm}^3$, 最佳含水量 $w_{\text{opt}}=5.26\%$.

模型内填土高度为 0.9 m , 分四层填筑, 从下至上, 第一、第二层的厚度分别为 0.2 m , 第三、第四层的厚度分别为 0.25 m . 共进行三组模型试验, 压实系数分别按 $K=0.9, 0.95, 1.0$ 控制, 准确称量每层填土的质量, 摊平后进行人工夯实. 每个模型填筑完成后, 进行地基系数 K_{30} 检测, 得 K_{30} 值分别为 $137, 214, 380\text{ MPa/m}$.

循环加载试验得到三组模型在不同应力水平下累积变形速率随荷载作用次数的变化曲线如图 10, 11 和 12 所示. 运用“幂次判别法”, 将每级荷载作用下累积变形速率随循环荷载作用次数的变化曲线用 (11) 式进行回归拟合, 得到每级荷载水平对应的 P 值. 每

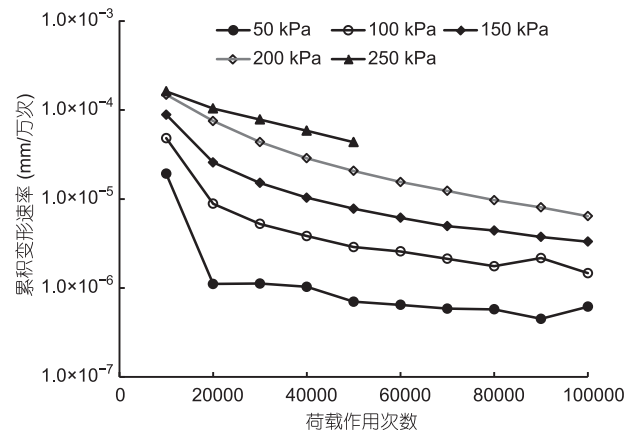


图 10 变形速率随荷载作用次数变化曲线 ($K=0.9$)

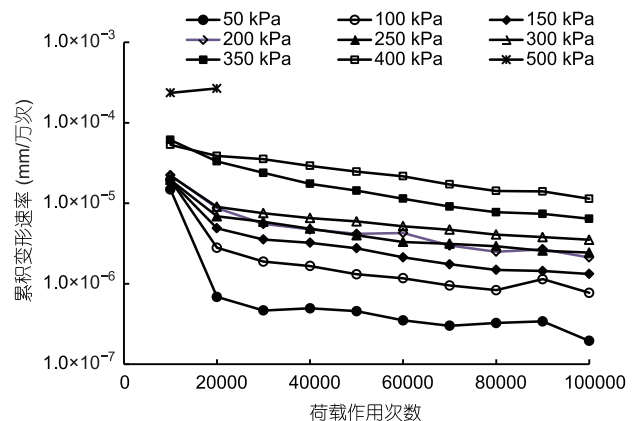
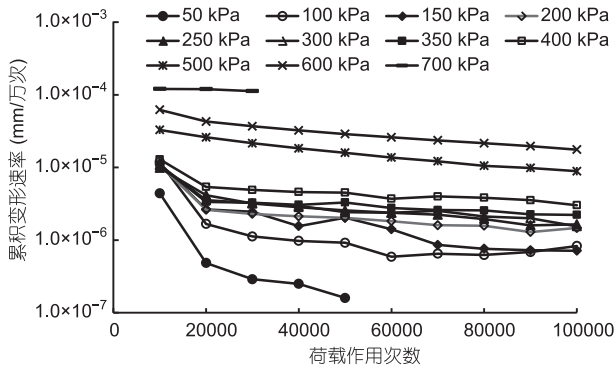


图 11 变形速率随荷载作用次数变化曲线 ($K=0.95$)


 图 12 变形速率随荷载作用次数变化曲线($K=1.0$)

级荷载水平对应的 P 值随荷载变化如图 13 所示。 P 值随着荷载水平的增大呈非线性减小，压实系数为 1.0 时，完整反映了累积变形状态呈现快速稳定、缓慢稳定、缓慢破坏和快速破坏的全过程， P 值随荷载的变化曲线近似为倒“S”形。压实系数为 0.95 时，由于加载板尺寸限制以及受加载试验机控制精度影响，第一级循环荷载水平偏大，没有能够反映出累积变形快速稳定的演化状态。压实系数为 0.9 时，由于压实程度相对偏低，逐级施加荷载过程中前一级荷载对土体状态影响较大，导致幂指数 P 没有呈现出良好的规律性。所以，在试验加载设计中，若每级循环荷载幅值以该压实状态下所能承受的极限荷载为基准，按相应的百分比进行折减确定加载序列，将使试验结果更为合理。将 P 值随荷载的变化曲线采用三次多项式进行回归，反算 $P=2, 1, 0$ 所对应的荷载水平，即为该级配碎石基床填料在相应压实状态条件下区分四个累积变形演化状态的三个荷载阈值 σ_{i1} ， σ_{i2} 和

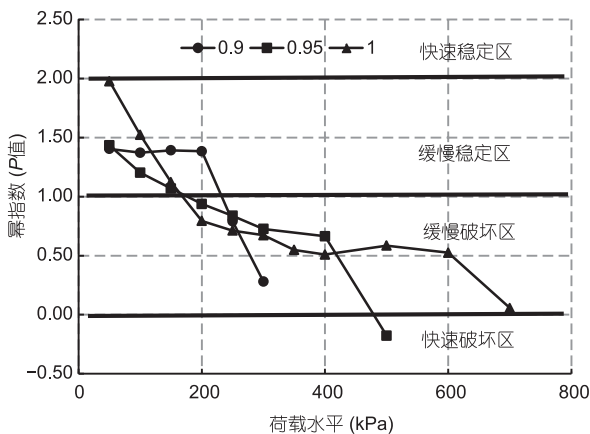


图 13 幂指数随荷载水平的变化

σ_{i3} 。其中，压实系数为 0.95 时的 σ_{i1} 以及压实系数为 0.9 时的 σ_{i1} ， σ_{i2} 与 σ_{i3} 的比值认为与压实系数为 1.0 时三个阈值之间的比例关系一致，类推得出。

由于循环荷载幅值与弹性变形呈近似线性关系，相应的，沿深度方向任意位置的应变与荷载之间也同样满足线性关系。弹性应变在表面处最大，沿深度逐渐衰减。在线弹性假设条件下，可以认为从填土模型表面沿深度往下，弹性应变与应力衰减规律一致。根据弹性均质半无限空间体的 Boussinesq 解，计算得到直径 0.3 m 圆形均布荷载中心点处应力沿深度的衰减规律，应力衰减系数与深度之间满足指数函数关系，如(12)式所示。中心点处沿深度任意一点的弹性应变可通过(13)式计算得到。

$$\delta = e^{-3.86h}, \quad (12)$$

$$\varepsilon_e^h = \varepsilon_e^0 e^{-3.86h}. \quad (13)$$

对(14)式沿深度方向积分，则模型顶面的变形可以用(14)式表示。试验模型的高度为 0.9 m，则模型顶面处的应变计算式可以表示为(16)式，为沿深度方向的最大应变。 S_e 为试验测试值，带入(15)式可计算得到顶面处的弹性应变，得到每级循环荷载与其对应的弹性应变。

$$S_e = \int_0^h \varepsilon_e^0 e^{-3.86h} dh, \quad (14)$$

$$\varepsilon_e^0 = -3.86 S_e (e^{-3.474} - 1). \quad (15)$$

根据弹性应变与循环荷载之间的关系曲线，将确定的荷载阈值 σ_{i1} ， σ_{i2} 和 σ_{i3} 带入，即可得到以弹性应变表达的阈值 ε_{i1} ， ε_{i2} 和 ε_{i3} 。弹性应变阈值与 K_{30} 之间的经验关系如(16)~(18)式所示。

$$\varepsilon_{i1} = 0.2661K_{30} + 99.22, \quad (16)$$

$$\varepsilon_{i2} = 0.8697K_{30} + 314.89, \quad (17)$$

$$\varepsilon_{i3} = 3.3447K_{30} + 918.86. \quad (18)$$

4 基床结构变形状态控制设计计算方法

考虑工程结构设计应以安全、适用、耐久、经济的基本原则，结合轨道结构适应变形能力、维护保养模式等因素综合分析，有砟与无砟轨道基床结构的长期累积变形演化状态控制加以区分，是实现安全

性与经济性的统一的前提. 对于无砟轨道结构, 我国高速铁路设计规范^[1]要求路基工后沉降不大于 15 mm, 在路桥以及桥隧过渡段, 更是要求差异沉降不大于 5 mm, 且主要是为地基工后沉降考虑的, 而要求基床结构不能发生明显的累积变形. 所以, 对于无砟轨道基床结构, 需满足循环荷载作用下其长期累积变形的演化达到快速稳定控制要求, 呈现近似弹性的工作状态; 而对于有砟轨道, 利用轨道结构对变形的适应能力强以及可维修的特性, 允许有一定的累积变形产生, 但累积变形发展速率不能过快, 导致维修周期缩短, 且变形是一个逐渐趋近于稳定的过程, 不发生结构破坏, 即长期累积变形演化至少应满足缓慢稳定状态的控制要求.

以实现循环荷载作用下无砟轨道基床结构长期累积变形快速收敛和有砟轨道基床结构长期累积变形逐渐稳定的变形演化状态控制为目的, 结合有砟轨道和无砟轨道路基各自的荷载条件, 以弹性应变为核心控制指标, 运用力学分析原理, 提出了基于长期累积变形演化状态控制的基床结构设计计算方法, 设计计算流程如图 14 所示.

可以看出, K_{30} 值是该方法的关键核心设计指标. 结构土层的压实状态以 K_{30} 值表征, 相应的状态控制参数可开展填土模型试验并依据累积变形演化状态判别准则予以确定, 对于碎石土和砾石土基床填料, 也可参照(14)~(16)式确定相应的弹性应变阈值 ε_t . 在计算确定基床结构在设计荷载作用下的弹性应变值 ε_h 时, 模量的取值通过(17)和(18)式确定^[29]. ε_h 可基于弹性半无限均质空间体条件下的 Boussinesq 解计算得到. 鉴于基床结构的层状体系, 也可采用层状弹性体系条件下的解析解或通过有限元计算得到, 以提高计算精度.

$$\bar{E}_y = 1.1K_{30}, \quad (17)$$

$$\bar{E}_w = 1.43K_{30}, \quad (18)$$

式中, $\bar{E}_y$, $\bar{E}_w$ 分别为考虑应变水平及重复加载修正的有砟、无砟轨道计算弹性应变模量.

5 基床结构 K_{30} 设计控制指标探讨

目前, 我国高速铁路基床结构普遍采用两层体

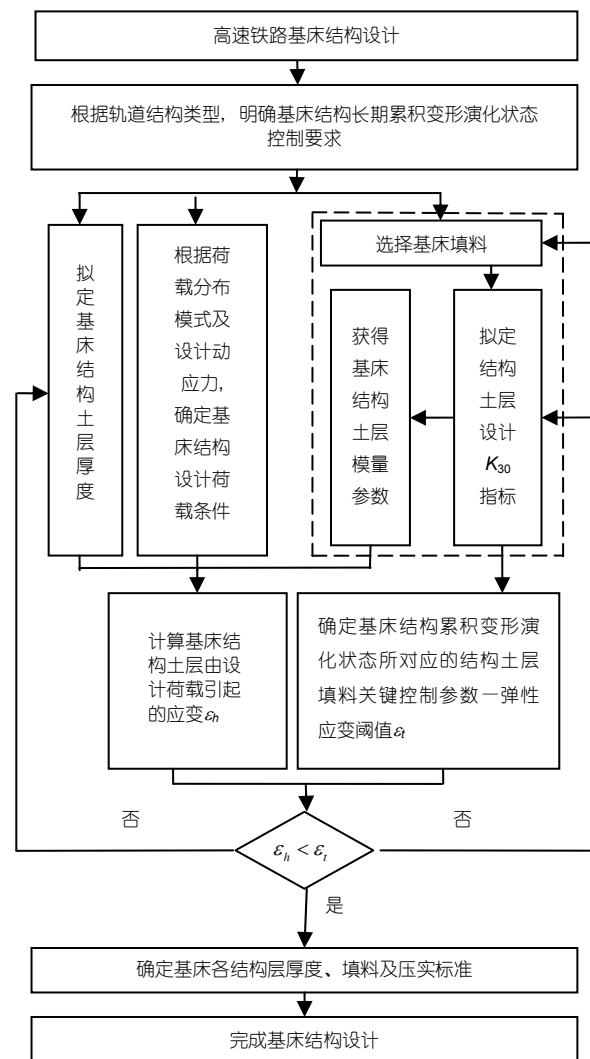


图 14 设计计算流程

系, 即基床表层和基床底层. 基床表层采用优质的级配碎石填料进行填筑, 对其级配有严格的要求, 需要破碎、筛分、拌合等工序, 价格昂贵. 所以, 合理的选用基床表层厚度有利于节约工程投资. 但是, 随着基床表层厚度的变化, 基床底层的设计控制标准将随之改变, 二者之间需相互匹配, 才能满足基床结构长期累积变形的状态控制要求.

运用提出的基于累积变形演化状态控制的高速铁路基床结构设计计算方法, 根据图 14 所示的设计流程, 探讨基床表层厚度与基床底层设计控制指标 K_{30} 之间的关系. 为此, 取基床表层所用的级配碎石填料在良好压实状态下的 $K_{30}=190 \text{ MPa/m}$, 讨论基床

表层厚度在 0.2~1.2 m 之间变化时, 基床底层的最小 K_{30} 控制值。

图 15 为有砟与无砟轨道结构条件下, 基床底层最小 K_{30} 控制值随基床表层厚度的变化曲线。可以看出, 随着基床表层厚度的增加, K_{30} 控制值呈减小的趋势, 但无砟轨道条件下, K_{30} 控制值减小的幅度并不明显。当基床表层厚度从 0.2 增加至 1.2 m 时, 有砟与无砟轨道条件下 K_{30} 控制值的变化范围分别为 100~68 MPa/m 和 108~102 MPa/m, 呈近似线性减小趋势。这一特征与路基面的荷载分布模式密切相关, 无砟轨道路基面荷载分布范围约为有砟轨道的 3 倍, 应力沿深度的衰减较慢, 通过增加基床表层厚度来调整基床底层 K_{30} 设计值的效果并不明显。由此可见, 无砟轨道结构需要较高基床底层填筑压实标准以满足长期累积变形快速稳定的控制要求, 而有砟轨道结构的基床底层 K_{30} 控制标准受基床表层厚度的影响显著。

我国现行高速铁路规范设计规范^[1]要求的有砟和无砟轨道条件下基床表层的厚度分别为 0.7 和 0.4 m, 相应的基床底层最小 K_{30} 控制值分别为 87 和 107 MPa/m。对于碎石土及粗砾土, 规范要求 K_{30} 值不小于 150 MPa/m; 对于砂类土和细砾土, 规范要求 K_{30} 值不小于 130 MPa/m, 能够满足有砟与无砟轨道结构对基床结构累积变形演化状态为缓慢稳定与快速稳定的控制要求并具有一定的安全余度。但值得注意的是, 图 15 给出的 K_{30} 控制值为基床结构保持正常、良好服役状态下的技术指标, 若基床结构受浸水等

不利环境的影响, 其使用性能能否长期保持良好状态值得进一步的关注。

6 结论

以实现有效控制基床结构在长期循环荷载作用下的累积变形为出发点, 在对高速铁路基床结构设计荷载条件、填料的状态控制参数分析基础上, 构建了基于长期累积变形演化状态控制的高速铁路基床结构设计计算方法。有以下结论。

1) 确定了无砟轨道纵向梯形、有砟轨道纵向三角形, 横向均匀的基床结构设计简化荷载分布模式。基于列车轴载与经轨道结构传递至路基面动应力满足力学平衡条件, 并考虑综合动力影响系数 ϕ 和有砟轨道横向不均匀分布影响系数 η 的条件下, 获得了基床结构动应力设计值。其中, 有砟与无砟轨道用于基床结构循环应变计算的动应力幅值分别为 65 和 25 kPa。

2) 提出了循环荷载作用下土工填料累积变形演化呈现快速稳定、缓慢稳定、缓慢破坏和快速破坏的四种状态类别。基于累积变形速率变化符合幂律分布的特征, 建立了以负幂函数 $f(N) = CN^{-P}$ 为数学表达式, $P \geq 2$ 时为快速稳定, $1 < P < 2$ 时为缓慢稳定, $0 < P \leq 1$ 时为缓慢破坏, $P \leq 0$ 为快速破坏的累积变形演化状态判别准则。通过开展单元模型的循环加载试验, 获得了不同压实状态下级配碎石基床填料的变形状态荷载阈值, 进一步计算得到了弹性应变阈值及其与 K_{30} 指标间的关系式。

3) 基于确定的基床结构设计条件及获得的基床填料长期累积变形演化状态控制参数, 以满足无砟轨道基床结构长期累积变形快速稳定和有砟轨道基床结构缓慢稳定状态控制要求为目标, 采用循环应变为核心控制指标, K_{30} 值为核心设计指标, 运用力学分析原理, 构建了基于长期累积变形演化状态控制的高速铁路基床结构设计计算方法。计算结果表明: 无砟轨道结构需要较高基床底层填筑压实标准以满足长期累积变形快速稳定的控制要求, 有砟轨道结构的基床底层 K_{30} 控制标准受基床表层厚度的影响显著。基床表层厚度为 0.2~1.2 m 时, 有砟与无砟轨道条件下基床底层 K_{30} 控制值分别在 100~68 MPa/m 和 108~102 MPa/m 变化。

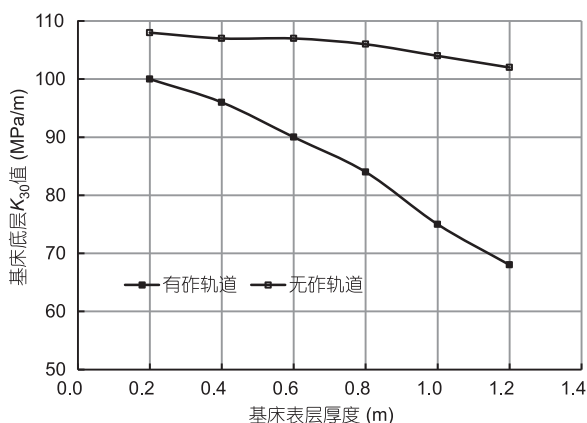


图 15 基床底层 K_{30} 控制值变化曲线

参考文献

- 1 中华人民共和国铁道部. 高速铁路设计规范(试行). 北京: 中国铁道出版社, 2009
- 2 周神根. 高速铁路路基基床设计. 路基工程, 1997, 3: 1-6
- 3 中华人民共和国铁道部. 高速铁路设计规范(试行)条文说明. 北京: 中国铁道出版社, 2009
- 4 周镜, 叶阳升. 基床结构设计探讨. 铁道科学与工程, 2004, 1: 1-6
- 5 张千里, 韩自力, 吕宾林. 高速铁路路基基床结构分析及设计方法. 中国铁道科学, 2005, 26: 53-57
- 6 胡一峰, 李怒放. 高速铁路无砟轨道路基设计原理. 北京: 中国铁道出版社, 2010
- 7 Vucetic M. Cyclic threshold shear strains in soils. J Geotech Eng ASCE, 1994, 120: 2208-2228
- 8 聂志红. 高速铁路轨道路基竖向动力响应研究. 博士学位论文. 长沙: 中南大学, 2005
- 9 铁道科学研究院. 武广客运专线武汉综合试验段综合试验研究总报告. 北京: 铁道科学研究院, 2009
- 10 西南交通大学. 京沪高速铁路先导段综合试验-路基及过渡段动力性能试验. 成都: 西南交通大学, 2011
- 11 王其昌. 高速铁路土木工程. 成都: 西南交通大学出版社, 2007
- 12 Liu G, Luo Q, Lv Y, et al. The design load of high-speed railway subgrade structure. In: The Fourth International Conference on Transportation Engineering, 2013
- 13 刘钢, 罗强, 张良, 等. 列车荷载作用下无砟轨道路基动应力特性分析. 铁道学报, 2013, 35: 86-93
- 14 李子春. 轨道结构垂向荷载传递与路基附加动应力特性研究. 博士学位论文. 北京: 铁道科学研究院, 2005
- 15 中华人民共和国铁道部. 京沪高速铁路设计暂行规定. 北京: 中国铁道出版社, 2000
- 16 董亮, 赵成刚, 蔡德钧, 等. 高速铁路路基的动力响应分析方法. 工程力学, 2008, 25: 231-240.
- 17 王炳龙, 余绍峰, 周顺华. 提速状态下路基动应力测试分析. 铁道学报, 2000, 22: 79-81
- 18 高速铁路路基结构动态性能演变及长期服役性能—基床结构. 西南交通大学. 2013
- 19 Heath D L. Design of conventional rail track foundation. P I Civil Eng, 1972, 51: 49-57
- 20 蔡英, 曹新文. 重复加载下路基填土的临界动应力和永久变形初探. 西南交通大学学报, 1996, 31: 1-4
- 21 王龙, 解晓光, 巴恒静. 长期动载下级配碎石材料得塑性变形与临界应力. 同济大学学报, 2010, 38: 1293-1297
- 22 Hoff I, BaklØkk L J, Aurstad J. Influence of laboratory compaction method on unbound granular materials. In: Proceeding of the 6th International Symposium on Pavement Unbound, Nottingham, 2004
- 23 Werkmeister S, Dawson A R, Wellner F. Permanent deformation behavior of unbound granular materials and the shakedown concept. J Transp Res Board, 2001, 1757: 75-81
- 24 Werkmeister S, Dawson A R, Wellner F. Pavement design model for unbound granular materials. J Transp Eng, 2004, 130: 665-674
- 25 Werkmeister S. Permanent deformation behavior of unbound granular materials in pavement constructions. Doctor Dissertaion. Dresden: Dresden University of Technology, 2003
- 26 Werkmeister S. Shakedown analysis of unbound granular materials using accelerated pavement test results from New Zealand's CAPTIF Facility. Pave Mech Perform, 2006, 154: 220-228
- 27 Minassian G H. Behavior of granular materials under cyclic and repeated loading. Doctor Dissertaion. Fairbanks: University of Alaska Fairbanks, 2003
- 28 中华人民共和国铁道部. 铁路工程土工试验规程. 北京: 中国铁道出版社, 2010
- 29 刘钢. 基于累积变形演化状态控制的高速铁路基床结构设计方法研究. 博士学位论文. 成都: 西南交通大学, 2013

Computational methods of high-speed railway subgrade structure design based on cumulative deformation evolution state control

LIU Gang^{1,2}, LUO Qiang¹, ZHANG Liang¹, JIANG LiangWei¹ & RUAN HongFeng^{1,3}

¹ MOE Key Laboratory of High-speed Railway Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China;

² School of Architecture and Civil Engineering, Xihua University, Chengdu 610039, China;

³ Hanio Jiaotong University, Hanio, Viet Nam

It is one of the technical difficulties to reach the effective control over cumulative deformation of subgrade structure under the function of long-term cyclic loading. Considering the features of train-induced dynamic load born by high-speed ballastless and ballast tracks, load mode for subgrade structure design has been proposed and completed. In accordance with the classification of evolution state of geotechnical-filling cumulative deformation under the function of cyclic loading and threshold criterion as well as the integration with indoor modular construction filling model test, threshold parameters of deformation evolution of grading gravel subgrade filling have been obtained. Based on design load conditions and filling design parameters and considering different requirements of ballastless and ballast tracks for subgrade deformation state control, principle of structural analysis has been adopted, so as to establish computational methods of high-speed railway subgrade structure based on cumulative deformation evolution control, which has confirmed that cumulative deformation of ballastless and ballast tracks subgrade structure could satisfy the control requirements of fast & steady state and slow & steady state respectively as well as key parameter index represented by coefficient of subgrade reaction K_{30} value. The research outcomes will lay a solid foundation for the transition of high-speed railway subgrade structure from structure design to deterministic analysis of state control.

high-speed railway, subgrade structure, cumulative deformation, state control, computational method

doi: 10.1360/N092014-00093