

地铁列车荷载对上覆高速公路影响的数值模拟

朱润田

(珠海交通集团有限公司, 广东 珠海 519000)

摘要:地铁列车荷载会对周围环境造成不良影响,导致周围土体产生附加变形,进一步发展可能对地铁运营造成安全隐患。该文以某双线盾构隧道与上覆高速公路路基关系为背景,采用三维有限元分析的方法,首先研究模型边界及列车荷载简化的过程,然后分别研究不同列车速度下单线及双线列车通过后路面及地层残余沉降分布特点,路基最大与最小主应力变化情况。结果发现:列车荷载作用后路面及地层残余沉降均呈现出“马鞍状”分布,双线列车荷载通过后,相比单线列车荷载工况,路面及地层最大残余沉降从隧道正上方转移至两条隧道中心处,最大残余沉降增大了10%~25%,而路基两侧均出现了一定范围的应力集中现象,可能在列车荷载循环作用后,路基两侧产生开裂,而单线列车荷载通过建议不用限速措施,双线列车荷载通过速度不宜超过60 km/h,最好不要出现双线同时通过的情况。

关键词:列车荷载;高速公路;有限元方法;荷载简化;残余沉降;主应力分布

目前中国形成了世界上规模最大的高速公路与地铁网络,而地铁与高速公路相交错的情况也不时有发生。截至2020年底,高速公路总里程超过15万km,地铁总里程已经超过了7000km,因此难以避免地会出现地铁与高速公路空间上的重叠,即地铁隧道下穿高速公路路基的情况,所以研究地铁盾构隧道施工对高速公路路基的影响及地铁列车荷载对高速公路路基的影响具有重要意义。

对于盾构法施工对高速公路影响方面研究较多,而对于列车荷载对上覆路基影响研究较少。薛晖等基于深圳地铁5号线下穿广深高速公路工程,采用理论分析的方法研究了盾构施工对路基及桩基的影响,提出加固措施并在实测中得到了验证;毛远凤等以北京地铁7号线下穿京哈高速公路为工程背景,采用数值模拟的方法研究了公路路面横向与纵向沉降槽的形态及不同施工步对路面沉降的影响;张晓军基于对盾构施工的全过程分析,建立了盾构近距下穿高速公路路基的三维数值模拟模型,系统性研究了路面沉降的分布特点;毛新颖采用有限差分法研究了盾构隧道穿越高速公路路基全过程(穿越前,穿越时,穿越后)中路基沉降及底板的受力特点,并研究了土层损失对桩基摩阻力的影响;罗刚等利用Peck公式对双线盾构隧道施工对机场高速公路路基沉降影响进行了理论计算,然

后进行数值模拟验证,得到了路基沉降控制限制值。

目前对于盾构施工造成高速公路路基沉降槽的分布与加固方法的选择已经有了较为成熟的研究结果,然而对于运营后地铁列车荷载对高速公路路基影响的研究却较少。该文以某双线地铁运营后与上覆高速公路路基空间关系为工程背景,在采用正弦波简化列车荷载作用之后采用有限元方法,分析了不同列车速度下单线及双线地铁同时运行时对上覆高速公路路基沉降的影响、路基以及土体动应力的分布特点,以期为此类区间列车运行速度选择及极端情况计算提供参考。

1 工程概况

以某双线盾构隧道下穿高速公路工程为背景,其空间关系与地层分布情况如图1所示。高速公路路基在盾构下穿过程前采用了袖阀管注浆进行加固,其中管径为52 mm,扩散半径为0.8 m,选择水泥与水玻璃双液浆,其中C/S=1:0.5,袖阀管注浆后测点路基最大隆起1.8 mm,然后采用盾构法下穿,盾构隧道施工方向与高速公路方向正交,在下穿过程中严格控制盾构姿态,选择水泥浆液进行同步注浆,注浆压力为0.2~0.4 MPa,注浆速度为140~200 L/min,施工过程中测得最大沉降为2.5 mm,达到了施工及规范要求。

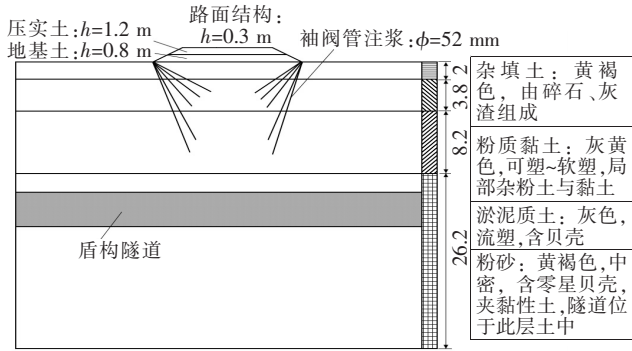


图 1 高速公路与盾构隧道关系及地层分布图(单位:m)

其中高速公路为双向四车道,设计速度为 120 km/h,其路基标准宽度为 28 m,路堤设计坡度为 1:1.5,路堤高度为 2.3 m,自上而下依次为:路面结构,厚 0.3 m(沥青 15 cm+基层 15 cm);压实土,厚 1.2 m;地基土,厚 0.8 m。地层自上而下依次为杂填土,厚度 2 m,分布较为广泛,由碎石与灰渣组成;粉质黏土,厚度 3.8 m,呈可塑~流塑状态,局部夹杂粉土与黏土;淤泥质土,厚度 8.2 m,呈流塑状态,含贝壳;粉砂,厚度 26.2 m,呈中密实状态,夹杂黏性土与少量贝壳,地铁盾构隧道在该层土中,盾构隧道外层注浆层厚度 0.5 m,采用水泥基单液浆,此时已经为固结状态。

2 有限元分析

2.1 模型尺寸

根据上述高速公路与盾构隧道关系及地层分布图,采用有限元软件 Midas-GTS-NX 建立如图 2 所示三维数值模拟模型,模型整体尺寸为 80 m×50 m×40 m,土层分为 4 层,分别为 2 m 杂填土,3.8 m 粉质黏土,8.2 m 淤泥质土,26 m 粉砂。路基分为 3 层,分别为 0.3 m 路面结构,1.2 m 压实土,0.8 m 地基土。其中盾构隧道埋深为 26.8 m,两个隧道间距为 12.5 m,管片厚度为 50 cm。模型中其余所有结构均按照其实际尺寸建立。

模型中各土层均采用莫尔-库仑本构进行模拟,路基与路面结构,袖阀管及其扩散范围,盾构管片与隧道内结构均采用线弹性模型进行模拟,所有材料参数见表 1。模型中土层、路基、注浆体、仰拱及道床均采用实体单元进行模拟,管片与路面采用板单元进行模拟,模型进行了简化,不考虑地下水的作用。整个模型总体单元数量为 66 082 个,节点数量为 42 840 个,其中网格划分采用混合单元自动划分。

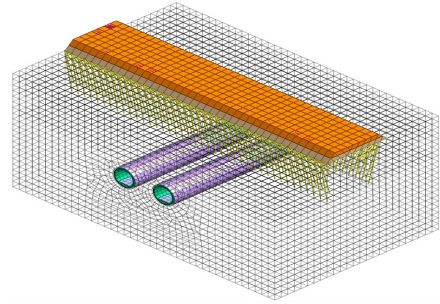


图 2 整体有限元分析模型

表 1 土层、路基及隧道材料参数

土层及材料	弹性模量/MPa	泊松比	重度/(kN·m ⁻³)	黏聚力/kPa	内摩擦角/(°)
杂填土	8	0.35	19.0	10.0	15.3
粉质黏土	18	0.33	15.0	15.4	23.5
淤泥质土	32	0.33	19.8	35.3	20.0
粉砂	45	0.32	20.1	0	22.0
注浆体	400	0.30	22.5	—	—
路面	1 200	0.30	23.0	—	—
袖阀管	800	0.30	19.2	—	—
压实土	100	0.30	19.4	—	—
地基土	30	0.35	14.6	—	—
管片	30 000	0.25	21.5	—	—
仰拱	14 000	0.25	20.5	—	—

2.2 边界条件

模型先需要进行特征值分析,研究结构本身的振动特性,此时将边界条件定义为弹性边界,根据 TB 10099—2017《铁路线路设计规范》计算边界弹簧值,其垂直地面反应系数如式(1),水平地面反应系数如式(2),相关参量如式(3)~(5),计算得到质量参与系数最大的两个阶次分别为第 2 阶与第 7 阶,其质量参与系数分别为 31.26% 与 4.67%,其特征周期分别为 0.837 s 与 0.608 s。然后进行动力计算阶段黏性边界的阻尼计算,对于 P 波如式(6),对于 S 波如式(7),相关参量计算如式(8)、(9),再通过地面曲面弹簧生成黏性边界。

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{30}\right)^{-3/4} \quad (1)$$

$$k_h = k_{h0} \cdot \left(\frac{B_h}{30}\right)^{-3/4} \quad (2)$$

$$k_{v0} = \frac{1}{30} \cdot \alpha \cdot E_0 = k_{h0} \quad (3)$$

$$B_v = \sqrt{A_v} \quad (4)$$

$$B_h = \sqrt{A_h} \quad (5)$$

式中: B_v 、 B_h 分别为模型竖向、水平向横截面积; α 为相关系数; A_v 、 A_h 分别为模型垂直、水平方向的横截面积; E_0 为地面弹性模量。

$$C_p = \rho \cdot A \cdot \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}} = W \cdot A \cdot \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{W \cdot 9.81}} \quad (6)$$

$$C_s = \rho \cdot A \cdot \sqrt{\frac{G}{\rho}} = W \cdot A \cdot \sqrt{\frac{G}{W \cdot 9.81}} \quad (7)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (8)$$

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1+\nu) \cdot (1-2\nu)} \quad (9)$$

式中: E 为弹性模量; ν 为泊松比; A 为单元面积; ρ 为土体密度; G 为土体剪切模量; W 为波速相关系数, 固定底部边界条件时取 1.0。

2.3 荷载与工况

对于地铁列车荷载, 在缺乏实测值时可采用软件中自带的人工激振波, 其列车激振荷载表达式如式(10)、(11)。根据实际工程选择 8 节列车编组, 其车厢长度为 19.2 m, 轴重为 18 t, 不平顺波长为 2 m, 矢高为 10 mm。加载方向为重力施加方向, 地铁隧道加载情况如图 3 所示。计算共模拟 3 种工况, 列车运行速度分别为 80、60 及 40 km/h 时研究不同列车速度下单线及双线运行对高速公路路基及地层的动力响应。

$$P(t) = P_0 + P_i \sin(\omega_i t) \quad (10)$$

$$P_i = M_0 \alpha_i \omega_i^2 \quad (11)$$

$$\omega_i = 2\pi v_i / L \quad (12)$$

式中: P_0 为列车车轮静载; P_i 为相应频率列车荷载幅值; M_0 为弹簧下质量; α_i 为矢高; ω_i 为振动圆频率; L 为不平顺波长; v_i 为列车运行速度。

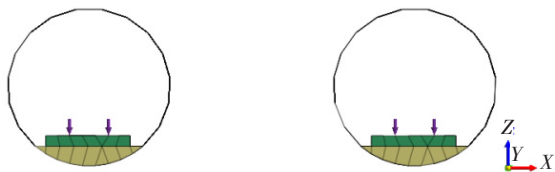


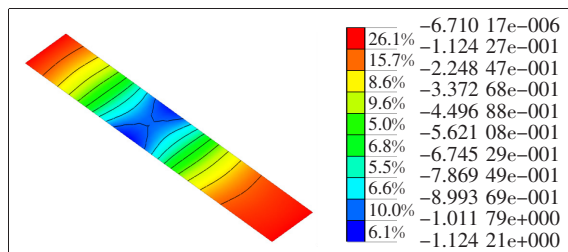
图 3 地铁列车荷载加载情况

3 计算结果

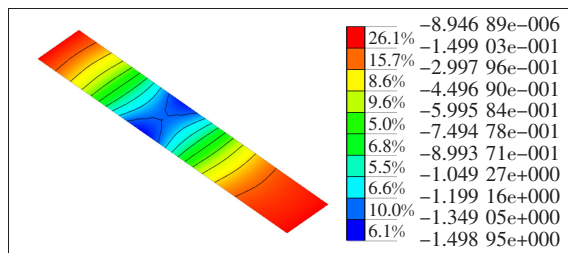
3.1 路面残余沉降分析

列车荷载通过盾构隧道与高速公路路基交叉段后, 残余路面沉降分布如图 4 所示。由图 4 可得: 在单线列车荷载作用后, 路面最大残余沉降出现在隧道正上方,

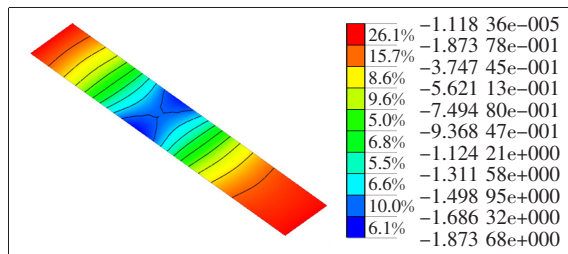
在列车速度分别为 40、60、80 km/h 时, 路面最大残余沉降分别为 1.124、1.498、1.873 mm, 随着列车速度的增加, 路面最大残余沉降不断增加但是增速减慢, 在双线列车荷载作用下, 路面最大残余沉降出现在两条隧道中间, 双线路面最大残余沉降为 2.346 mm。而相比单线作用($V=80$ km/h)时, 双线共行时路面最大残余沉降增加了 25.3%, 应该尽可能保证不要出现双线地铁同时通过高速路基这种较危险情况。单线运行时, 列车通过交叉区时, 最大速度建议不超过 60 km/h。



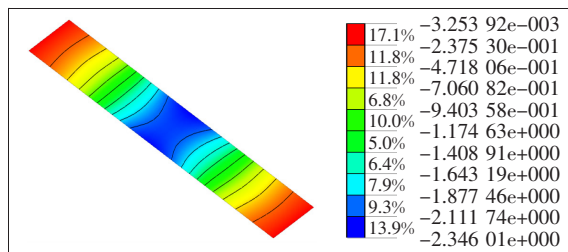
(a) $V=40$ km/h 单线



(b) $V=60$ km/h 单线



(c) $V=80$ km/h 单线



(d) $V=40$ km/h 双线

图 4 路面残余沉降分布(单位: mm)

图 5 为路面沉降槽分布形态图。由图 5 可得: 无论是单线还是双线列车荷载通过后, 路面残余沉降槽均呈现出“马鞍状”分布, 整个路面均呈现沉降没有出现隆起

的情况。单线作用时,沉降槽沿着列车运行方向呈现明显的凹陷,双线作用时,沉降槽沿着列车运行方向分布较为均匀,同时相比单线作用时,双线作用下沉降槽峰值从单线隧道正上方转移至双线隧道中心处。

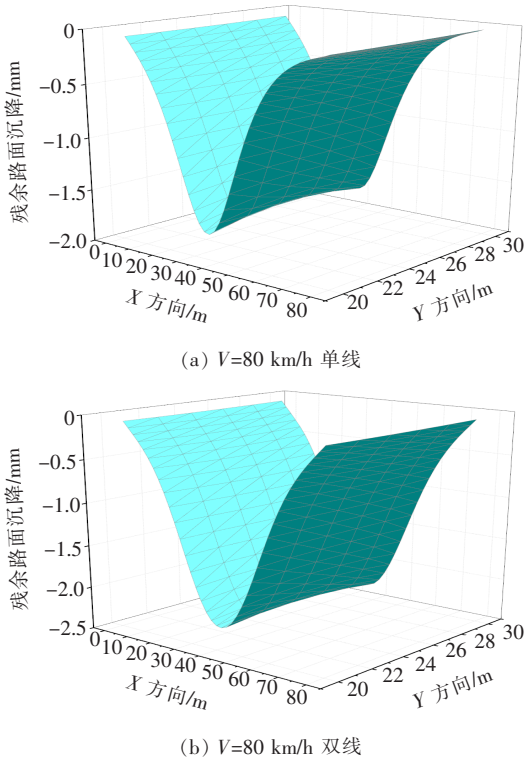


图 5 残余路面沉降槽形态

3.2 路基动应力峰值分析

图 6 为路基最大主应力分布图。

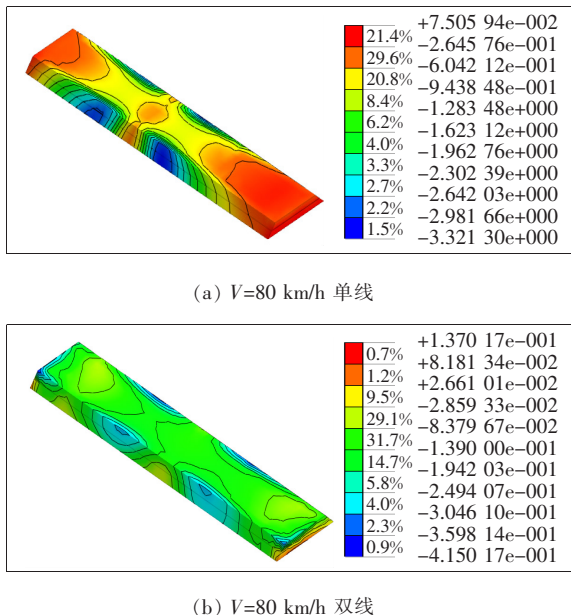


图 6 路基最大主应力分布(单位: kPa)

由图 6 可见:无论是单线还是双线列车荷载通过后,路基两侧均出现不同程度的拉力与压力集中现象,长此以往可能会导致路基表面浆砌片石脱落现象。单线列车通过后,路基表面与路基两侧均表现为较小拉应力,而路基两侧在穿越区附近出现了两个小的拉力集中区;双线列车通过后,路基表面与两侧均表现为稍大的压应力,两个隧道的顶部均出现了稍大的压力集中区,而列车荷载反复通过后,在拉压力交替作用下,可能导致路基开裂进而导致路面病害。

图 7 为不同速度列车荷载通过后路基最大主应力与最小主应力数值曲线。

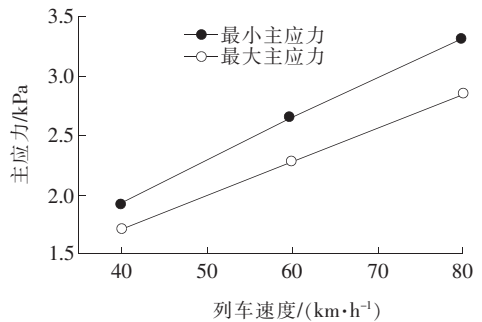


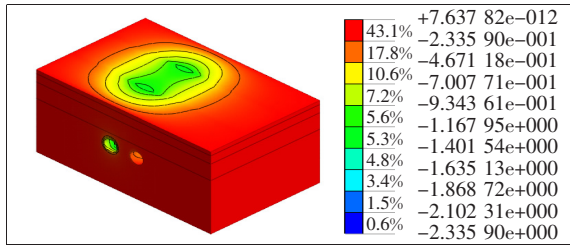
图 7 路基最大与最小主应力

由图 7 可得:随着列车速度的不断提高,最大主应力不断增大,最小主应力也不断增大,列车速度为 40 km/h 时,最大主应力为 1.92 kPa,最小主应力为 1.71 kPa,列车速度为 60 km/h 时,最大主应力为 2.65 kPa,最小主应力为 2.28 kPa,列车速度为 80 km/h 时,最大主应力为 3.32 kPa,最小主应力为 2.85 kPa,因此列车速度的提高会大幅提高最大与最小主应力,而此时最大主应力的位置几乎是不变的,均在隧道的正上方,这对路基受力极为不利。

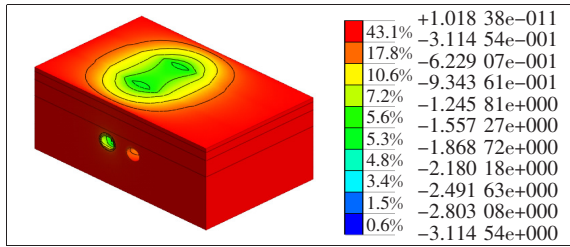
3.3 地层残余沉降分析

列车荷载通过后地层残余沉降分布如图 8 所示。

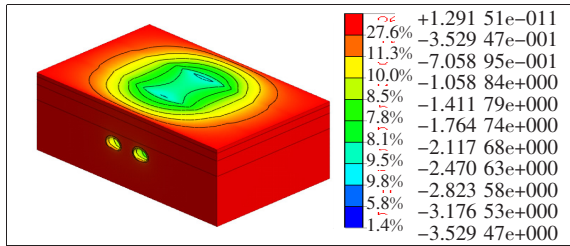
由图 8 可得:在单线列车荷载作用下地层在隧道正上方出现凹陷,随着列车速度的增加,此凹陷数值不断增大,列车速度分别为 40、60、80 km/h 时,地层最大沉降分别为 2.33、3.11、3.52 mm,分别增加了 33.4%与 13.1%,可见随列车速度增加地层沉降增速减慢,这与路面沉降结果表现较为一致,双线列车荷载通过后,地层凹陷位置转移到两条隧道中间,列车速度为 80 km/h 时,地层最大沉降为 3.89 mm,相比单线运行情况增加了 10.51%,此种情况是较为不利的,地层产生的残余沉降会加大路基与路面的不平顺性,对于行车而言是不允许的。



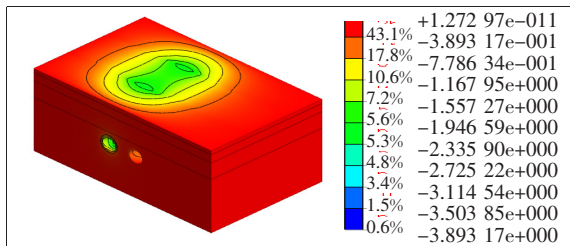
(a) V=40 km/h 单线



(b) V=60 km/h 单线



(c) V=80 km/h 单线

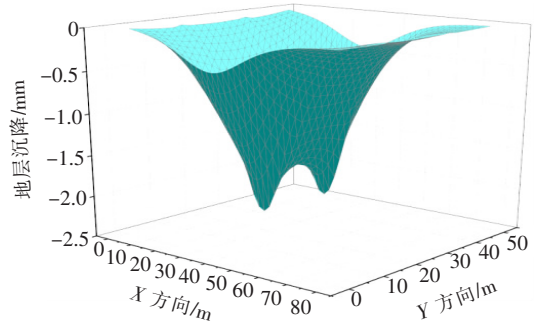


(d) V=40 km/h 双线

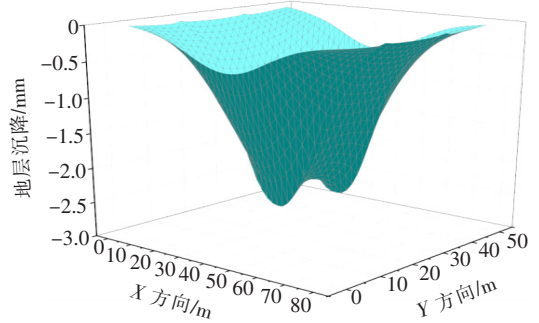
图8 地层残余沉降分布(单位:mm)

图9分别为单线与双线列车荷载通过后地层残余沉降槽分布图。

由图9可得:两种情况下残余沉降槽形态均呈现纵向两边高中间低的“马鞍状”分布,单线列车荷载作用时地表沉降槽出现两个峰值且均较为陡峭,即中间与两侧相对差异沉降较大,达到0.55 mm,双线列车荷载作用时地表沉降槽同样出现两个峰值,所不同的是中间与两侧相对差异沉降较小,为0.38 mm。两种情况下地层均未表现出隆起的情况,同时也可以明显看出:沉降槽最大值从单线隧道正上方转移至双线隧道中心处,然而相比路面沉降槽分布地层沉降均匀性更差。



(a) V=80 km/h 单线



(b) V=80 km/h 双线

图9 残余地层沉降槽形态

4 结论

结合实际工程采用有限元方法分析了不同列车速度下高速公路与地铁交叉段的动力响应,得到以下结论:

(1) 单线列车荷载通过后,路面及地层最大残余沉降出现在隧道正上方,分布均呈现出“马鞍状”特点,随着列车荷载的增大,两者的残余沉降均增大且增速减慢。

(2) 双线列车荷载通过后,路面及地层最大残余沉降出现在两条隧道中间,分布也呈现出“马鞍状”特点,相比单线荷载,两者的残余沉降在列车通过方向更加均匀。

(3) 无论是单线还是双线列车荷载通过后,路基两侧最大主应力均出现一定范围的集中,在拉压力反复作用下,路基两侧可能出现开裂,随列车速度增加,最大主应力增大,最小主应力也增大。

(4) 根据计算结果,单线列车通过高速公路与地铁交叉段时,不用限速,而双线列车最好不要同时通过高速公路与地铁交叉段,若通过则车速不要超过60 km/h。

参考文献:

[1] 洪开荣. 近2年我国隧道及地下工程发展与思考(2017—2018年)[J]. 隧道建设(中英文), 2019(5).