

交通动荷载作用下双舱综合管廊响应分析

王胜利¹, 伏胜祥², 胡朋², 迟连阳^{3*}, 涂雄伟¹, 杨申朋¹, 巩玉浩¹

1. 济南金日公路工程有限公司, 山东 济南 250101; 2. 山东交通学院交通土建工程学院, 山东 济南 250357;
3. 新疆新工勘岩土工程勘察设计院有限公司山东分公司, 山东 济南 250102

摘要:为探究车辆动荷载对粉质土地基中综合管廊(管廊)沉降与力学性能的影响,采用有限元软件 PLAXIS 3D 建立埋地综合管廊计算模型,采用缩尺模型试验验证数值模型的可靠性。通过施加正弦波模拟车辆动荷载,分析管廊埋深、回填土弹性模量、地下水位高度、车辆荷载幅值及加载位置等因素对管廊沉降与动力响应的影响。结果表明:1)各测点沉降均在第1秒内显著增大,而后周期性振荡并趋于稳定,有管廊底部土体沉降小于无管廊土体底部。2)管廊拉应力主要集中在左舱顶板内侧、左侧壁上部外侧和中部内侧、右侧板中部内侧,左侧壁上部外侧受到的拉应力峰值最大,左舱顶板内侧产生的波动幅度最大。3)顶板振动加速度响应较大,由顶板将振动加速度响应沿着管廊侧板和中隔墙传递至底板,顶板和侧板约在第2秒、底板约在第1秒趋于稳定,稳定后管廊顶板的振动加速度峰值最大,底板最小。4)随管廊埋深的增大,管廊底部土体沉降减小,顶板、侧板和底板的振动加速度峰值减小,推荐埋深2.5~3.0 m;随车辆动荷载幅值增大,管廊的拉应力峰值、沉降及加速度峰值均增大;车辆荷载作用于管廊正上方时对管廊最不利,拉应力与加速度峰值最大,随加载位置向左、向右偏离管廊中轴线,管廊各结构的拉应力峰值和振动加速度峰值基本减小。5)回填土弹性模量增大有助于减小管廊的沉降与加速度峰值。随地下水位高度的增大,管廊底部沉降先小幅减小后增大。

关键词:综合管廊;粉质土地基;动荷载;低塑性黏土;加速度响应

中图分类号:U221.4;TU311;TU990.3

文献标志码:A

文章编号:1672-0032(2025)05-0033-11

引用格式:王胜利,伏胜祥,胡朋,等. 交通动荷载作用下双舱综合管廊响应分析[J]. 山东交通学院学报,2025,33(5):33-43.

WANG Shengli, FU Shengxiang, HU Peng, et al. Response analysis of double-cabin comprehensive utility tunnel under traffic dynamic load effects[J]. Journal of Shandong Jiaotong University, 2025, 33(5): 33-43.

0 引言

综合管廊(管廊)一般埋设在行车道下方,交通荷载对管廊稳定性和耐久性造成的影响不可忽视。管廊上方的行车荷载随机性较大^[1-4],荷载大小和作用位置对管廊的影响不同,地基回填土的弹性模量以及地下水位也会对管廊带来不同影响。

一般采用有限元分析方法构建三维模型,分析管廊结构在动荷载作用下的变化,并结合实际检测数据验证。唐征武^[5]采用软件 ANSYS 构建管廊整体模型,通过模态法和时程分析法研究综合管廊的动力响应,发现线型管廊结构中部动载效应大。张福麟^[6]通过软件 ABAQUS 分析交通荷载下综合管廊结构的力学特性,发现随管廊埋深的增大,土体及交通荷载对管廊顶部产生的总应力先增大后减小。黄懿^[7]通过数值分析获得综合管廊结构振动主频,分析不同工况下管廊的加速度频域曲线在主频处幅值的变化

收稿日期:2024-05-16

基金项目:山东省交通科技创新计划项目(2022B17)

第一作者简介:王胜利(1980—),男,河北献县人,高级工程师,主要研究方向为公路与城市道路施工技术,E-mail:741050956@qq.com。

*通信作者简介:迟连阳(1999—),男,山东聊城人,工学硕士,主要研究方向为路基路面结构,E-mail:1621679917@qq.com。

规律,以及应力峰值与加速度主频处幅值的变化规律。宋杨等^[8]采用 ABAQUS 计算不同轴重、车速下的路基工作区深度,分析路面结构层厚度和路基填料参数的影响,在典型路面结构下,考虑车辆动荷载情况,高速公路路基工作区深度应大于 1.14 m,一级公路大于 1.23 m,二级公路大于 1.29 m,三级公路大于 1.42 m,重载交通下均相应增大 0.30~0.40 m。徐健^[9]采用 ABAQUS 构建三维数值模型,研究车辆荷载作用下带承插式接口的综合管廊结构的纵向截面横向受力性能及响应规律,发现在各承插接口处管廊纵向应力分布不连续,顶板、底板向内侧凹,左右侧墙向外侧凸,随管廊埋深的增大,综合管廊受车辆荷载作用影响减小。高茜^[10]采用 ABAQUS 建立有限元仿真模型,分析型钢混凝土综合管廊的静力和疲劳性能,发现随管廊埋深增大,车辆荷载减小,加载位置变化对管廊侧壁的影响较大,荷载幅值对管廊的竖向位移影响较大,超重车辆循环荷载会缩短管廊寿命。施有志等^[11]通过有限元软件 PLAXIS 建立机动车荷载-土体-管廊结构数值分析模型,研究机动车动荷载在地基中的传递规律及对综合管廊的影响,发现管廊在拱顶的振动速度比侧墙大;管廊跨度越大,竖向振动速度峰值越大;车辆移动荷载在路面接触点附近引起的土体振动速度最大,并随管廊埋深的增大而衰减;地层土体性质对管廊结构主应力峰值影响较大;管廊的疲劳破坏主要受拉应力控制,管廊埋深越大,拱顶所受拉应力越大,埋深较大的管廊疲劳寿命不如埋深较小的管廊,三舱管廊的疲劳寿命比单舱管廊长。李磊^[12]采用 ABAQUS 建立三维模型,研究车辆荷载、管廊结构-土体和桩的相互作用,分析车速、埋深、软弱下卧层弹性模量、动荷载作用时间等因素的影响,发现在动荷载作用下管廊顶板和中隔墙交界处出现应力集中,动荷载对管廊的作用效果略大于静荷载作用,进行地基处理能有效减小交通荷载引起的道路沉降及管廊周围土体的不均匀沉降问题。交通荷载作用于管廊上方对管廊受力变形有显著影响,荷载直接作用在管廊正上方时对管廊最不利^[13-14]。目前研究交通荷载对管廊结构的影响主要集中在管廊的埋深、车辆自身荷载及车辆行驶速度、荷载作用位置等因素,不同回填土弹性模量和地下水位高度条件下,车辆荷载对管廊的影响研究较少,管廊周围土体弹性模量对管廊造成的影响不可忽视。在实际工程中,管廊受周围地下水及土体的共同影响。

本文采用有限元软件 PLAXIS 3D 建立埋地综合管廊计算模型,施加正弦波车辆动荷载,分析管廊埋深、回填土弹性模量、地下水位高度、车辆动荷载幅值及加载位置等因素对综合管廊沉降及动力响应的影响,并采用室内缩尺模型试验验证仿真模型的可靠性,为解决交通动荷载对埋地综合管廊造成的沉降和变形问题提供参考。

1 模型建立

1.1 土体本构模型

通过数学方程表达土体应力与应变间的关系,即构成土体本构模型。目前只有几种本构模型应用广泛,且可描述土体的复杂变形特性^[15-16]。选用小应变土体硬化(hardening soil small-strain, HSS)模型模拟综合管廊,采用 HSS 模型可考虑土体在动力作用下的滞回圈行为^[17]。

在基坑开挖和地下埋设结构物的工程中,基坑开挖位置发生塑性变形,其他部分土体几乎均处于小应变状态,刚度会大大增大。随剪切应变增大,土体的剪切模量呈显著的非线性衰减规律,将其划分为 3 个阶段^[18]:应变小于 10^{-4} 时,土体处于近似线性弹性阶段,保持最大剪切模量 $G_{\max}$,此时土体结构完好,近乎完全弹性变形;进入中等应变水平,应变约为 $10^{-4} \sim 10^{-2}$,土体进入弹塑性过渡阶段,剪切模量衰减最剧烈,原因是土颗粒间开始发生不可恢复的滑动与重新排列,此阶段是动荷载分析的关键阶段;应变持续增大,至超过 10^{-2} 的大应变阶段时,土体进入塑性流动状态,剪切模量衰减速率放缓并逐渐趋向极小的残余值,此时土体结构已严重破坏,刚度极小,变形接近破坏状态。

1.2 计算模型

按工程实际情况,采用 PLAXIS 3D 建立埋地综合管廊计算模型,研究综合管廊整体力学性能和变形规律。因路面材料的影响较小,简化路面结构材料为 C30 混凝土。综合管廊计算模型为矩形双舱钢筋混凝土管廊结构,宽 8.4 m,高 5.5 m,管段长 15.0 m,管廊左舱为综合舱,右舱为电力舱,依据连续介质力学

原理,无需设置综合管廊详细的内部结构,采用混凝土实体单元等效代替管廊的钢筋混凝土结构,以结构材料的力学参数构建其几何外形。以路表为起点,管廊埋深为2.0 m,将管廊布置在机动车道正下方。设定管廊的纵向为 y 轴,重力的反方向为 z 轴,埋地综合管廊计算模型整体高30.0 m,宽15.0 m,长70.0 m,初始地下水位为-1.0 m,在模型四周设置侧向约束,上表面允许法向位移,底部为完全约束。为保证计算精度和效率,按中密条件划分网格,控制最小元素大小因子为 5×10^{-3} ,对综合管廊周围土体采取局部加密,将埋地综合管廊计算模型划分为25 507个单元,共46 338个节点,埋地综合管廊计算模型网格划分如图1所示。

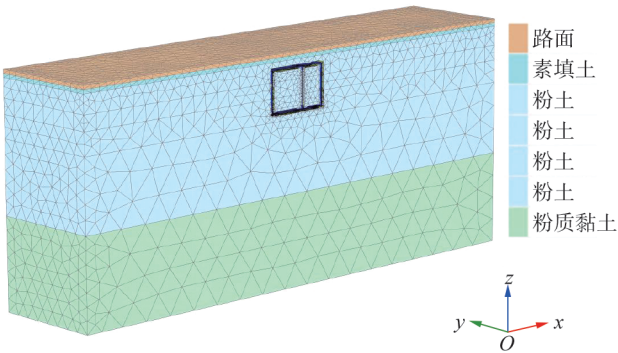


图1 埋地综合管廊计算模型网格划分

通过HSS模型分析土体材料,采用线弹性模型模拟管廊和路面结构,土层材料物理力学参数见表1。不同土层的埋深为:路面层0~0.5 m,素填土层>0.5~1.0 m,粉土层>1.0~3.5 m,粉土层>3.5~5.5 m,粉土层>5.5~8.5 m,粉土层>8.5~18.0 m,粉质黏土层>18.0~30.0 m。

表1 土层材料物理力学参数

土层名称	$\rho_{\text{unsat}}/$ ($\text{g}\cdot\text{cm}^{-3}$)	$\rho_{\text{sat}}/$ ($\text{g}\cdot\text{cm}^{-3}$)	$C'/$ kPa	$\varphi'/$ ($^{\circ}$)	$P^{\text{ref}}/$ kPa	$E_{50}^{\text{ref}}/$ MPa	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}/$ MPa	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}/$ MPa	K_0	ν_1	$\gamma_{0.7}$	R_f	透水系数/ ($\text{m}\cdot\text{d}^{-1}$)
素填土	1.72	2.13	17.2	12.9	100	35.0	35.0	105.0	0.786	0.2	1	0.9	0.010
粉质黏土	1.75	2.18	32.0	22.0	100	17.3	17.3	51.9	0.758	0.2	1	0.9	0.002
粉土	1.68	2.10	7.5	29.8	100	12.6	12.6	37.8	0.753	0.2	1	0.9	0.080
路面	2.20	2.20				3.0×10^4				0.2			0
管廊结构	2.50	2.50				3.5×10^4				0.2			0

注: ρ_{unsat} 为湿密度, ρ_{sat} 为饱和密度, C' 为有效黏聚力, φ' 为有效内摩擦角, P^{ref} 为刚度参考应力, E_{50}^{ref} 为主加载参考割线模量, $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ 为固结试验的参考切线模量, $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ 为卸载再加载参考模量, K_0 为静止侧压力系数, ν_1 为卸载/再加载泊松比, $\gamma_{0.7}$ 为阈值剪应变, R_f 为破坏比。

1.3 加载模型

根据二自由度振动模型^[19]、标准车辆荷载模型^[20]以及五自由度振动模型^[21]等车辆荷载模型全面评估简谐波动荷载模型,在探讨车辆动荷载对埋地综合结构物影响的研究中波动荷载模型更具优势。

波动荷载模型考虑车辆的结构特性、路面性能表现、路表的实时状况和行车速度等多重因素,能更准确地模拟和预测车辆动荷载对埋地综合结构物的实际影响。在波动荷载模型的基础上,采用简单有效的荷载形式研究车辆动荷载 $q(t)$ 对埋地综合管廊的影响^[22],表达式为:

$$q(t)=p+p_0\sin(\omega t),\tag{1}$$

式中: p 为车辆静载; p_0 为振动荷载幅值, $p_0=M_0\mu\omega^2$,其中, M_0 为车辆模型簧下质量,一般为车身质量的30%, μ 为几何不平顺矢高,取 $\mu=2\text{ mm}$; ω 为振动频率, $\omega=2\pi v/L$, v 为车辆行驶速度, L 为车身长度,取 $L=12\text{ m}$ 。

根据文献[23]将双轮组单轴载100 kN的荷载模型作为路面设计时的标准轴载。一般将单轮传压面简化为椭圆形、圆形或矩形与半圆的组合,根据文献[24]将双轮组单轴载定义为标准轴载BZZ-100,标准轴载组的参数为:轴重100 kN,轮胎接地压强为0.7 MPa,当量圆直径 $d=0.213\text{ 0 m}$,两轮中心距 $D=1.5d$ 。为便于网格划分,将双圆荷载简化为矩形荷载,如图2所示阴影部分。当量双圆面积 $A=\pi d^2/2$,

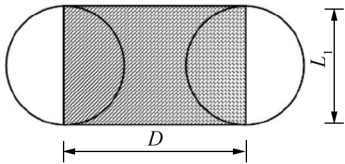


图2 矩形等效荷载示意图

$D=0.319\ 5\ \text{m}$,等效矩形宽 $L_1=A/D=0.222\ 9\ \text{m}$ 。

采用软件 PLAXIS 3D 建立车辆荷载作用模型,设置表面动荷载,采用动力学单元进行模拟计算。车辆动荷载施加示意图如图 3 所示。

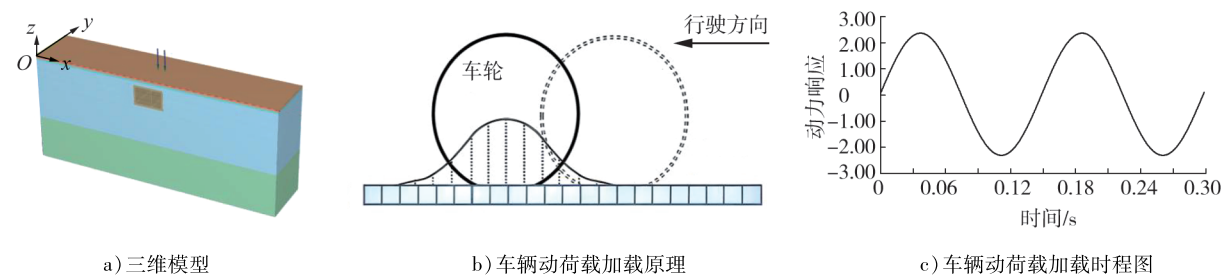


图 3 车辆动荷载施加示意图

2 车辆荷载作用下管廊沉降及动力响应分析

2.1 管廊动力学模型验证

为验证埋地综合管廊动力学模型的可靠性,建立埋地综合管廊缩尺模型,如图 4 所示。缩尺模型土体取自商河县综合管廊项目的天然粉土,经重塑、筛分后在模型箱中逐层填筑,压实后密度为 $1.75\ \text{g}/\text{cm}^3$,黏聚力为 $8.6\ \text{kPa}$,内摩擦角为 28° 。缩尺模型试验各物理量相似关系见表 2。

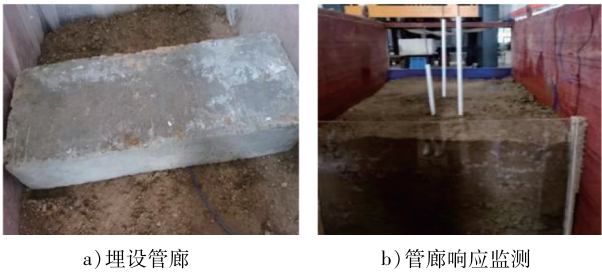


图 4 缩尺模型试验

表 2 缩尺模型试验各物理量相似关系

物理量	量纲	相似关系	相似比	物理量	量纲	相似关系	相似比
长度 l	$[L]$	C_l	20.000	应力 σ	$[M][L]^{-1}[T]^{-2}$	$C_\sigma = C_E$	1.350
密度 ρ	$[M][L]^{-3}$	$C_\rho = 1$	1.000	应变 ε		$C_\varepsilon = 1$	1.000
质量 m	$[M]$	$C_m = C_\rho C_l^3$	8 000.000	加速度 a	$[L][T]^{-2}$	$C_a = C_l^{-1} C_\rho^{-1} C_E$	0.135
弹性模量 E	$[M][L]^{-1}[T]^{-2}$	C_E	1.350	时间 t	$[T]$	$C_t = C_l C_\rho^{1/2} C_E^{-1/2}$	17.220

采用加速度计、自制沉降观测装置采集管廊的动力学响应。通过偏心振动电机施加激振力,固定电机振动频率为 $16\ \text{Hz}$,分别设置电机激振力为 133.30 、 177.78 、 $222.22\ \text{N}$,对应原型车辆轴荷载 60 、 80 、 $100\ \text{kN}$,作用时间为 $120\ \text{s}$,对比缩尺模型箱试验与数值模拟的管廊沉降及稳定后加速度峰值,结果如表 3 所示。

表 3 缩尺模型试验与数值模拟的管廊沉降及加速度峰值对比结果

激振力/ kN	管廊沉降/mm		顶板振动加速度峰值/ $(\text{m}\cdot\text{s}^{-2})$		侧板振动加速度峰值/ $(\text{m}\cdot\text{s}^{-2})$		底板振动加速度峰值/ $(\text{m}\cdot\text{s}^{-2})$	
	试验	数值模拟	试验	数值模拟	试验	数值模拟	试验	数值模拟
60	0.13	0.15	0.291	0.312	0.032	0.035	0.004	0.005
80	0.18	0.20	0.355	0.363	0.042	0.049	0.006	0.007
100	0.22	0.25	0.483	0.498	0.055	0.061	0.009	0.011

由表 3 可知:管廊沉降和加速度峰值的试验结果与模拟结果的变化规律相似,均随激振力的增大而

增大,管廊顶板的振动加速度峰值最大,底板最小,管廊试验沉降与模拟沉降的最大差仅为 0.03 mm,试验振动加速度峰值与模拟振动加速度峰值的最大差仅为 0.021 m/s²,表明数值模拟模型中的动力模块设置合理。

2.2 动荷载作用下的管廊沉降

为研究动荷载作用下管廊对地基沉降产生的影响,分别提取管廊顶板上方 10 cm、管廊底板下方 10 cm 以及无管廊时相同位置的土体沉降时程曲线,并进行对比,如图 5 所示。

由图 5 可知:各测点沉降均在加载第 1 秒内显著增大,而后产生周期性振荡并最终趋于稳定。在动荷载循环作用下,有管廊时,顶板上方土体达到的沉降峰值比无管廊时相同位置土体大,但回弹恢复后的沉降比无管廊时相同位置土体小;有管廊时,底板下方土体产生的沉降峰值小于无管廊底部土体。

2.3 动荷载作用下的管廊所受拉应力

在车辆动荷载作用下,管廊所受主拉应力云图如图 6 所示,主拉应力集中位置的主拉应力时程曲线如图 7 所示。

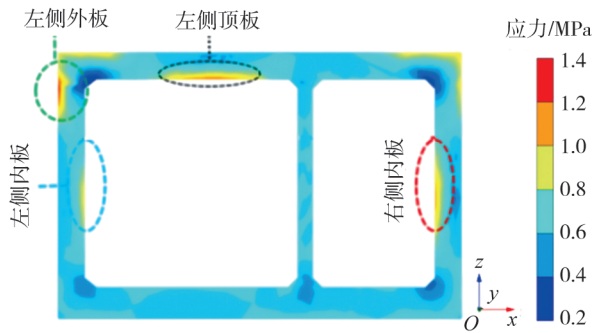


图 6 车辆动荷载下管廊主拉应力云图

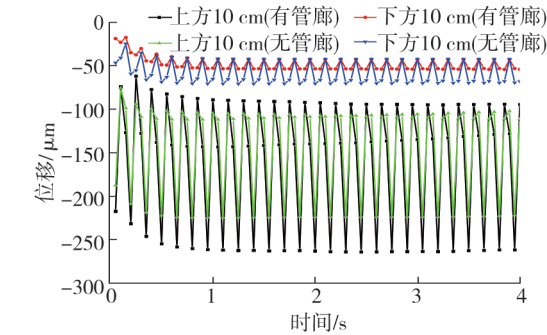


图 5 有、无管廊时相同位置土体的沉降时程曲线

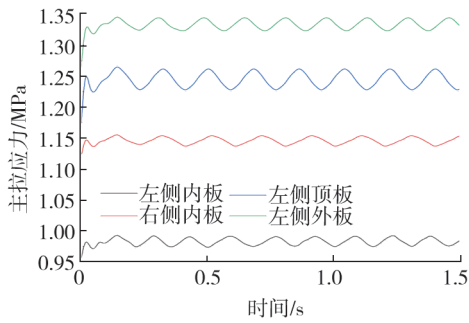


图 7 管廊拉应力集中位置的主拉应力曲线

由图 6、7 可知:在车辆动荷载的循环作用下,管廊主拉应力主要集中在左侧顶板、左侧外板、左侧内板和右侧内板,对应的主拉应力峰值分别为 1 253、1 329、1 144、988 kPa,波动幅度分别为 36、21、14、17 kPa,其中左侧壁上部外侧受到的主拉应力峰值最大,左舱顶板内侧产生的波动幅度最大,可见车辆动荷载对管廊结构影响最大的位置是管廊顶板。

2.4 动荷载作用下的管廊振动加速度响应

为研究动荷载对管廊各部分结构振动加速度响应的影响,在动荷载振幅为 0.7 MPa 时,提取埋深为 2.0 m 综合管廊的振动加速度响应云图,如图 8 所示。

由图 8 可知:在车辆动荷载作用下,顶板振动加速度响应较大,由顶板将振动加速度响应沿着管廊侧板和中隔墙传递至底板。

为探究管廊顶板、侧板、底板的振动加速度在车辆荷载作用下的变化规律,在车辆动荷载振幅为 0.7 MPa 时,绘制管廊结构不同位置的振动加速度

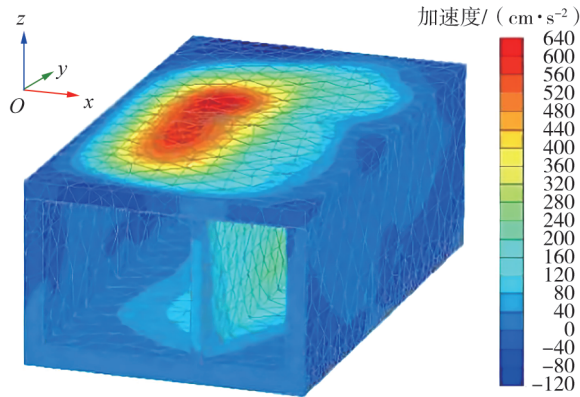


图 8 管廊振动加速度响应云图

时程曲线,如图 9 所示。

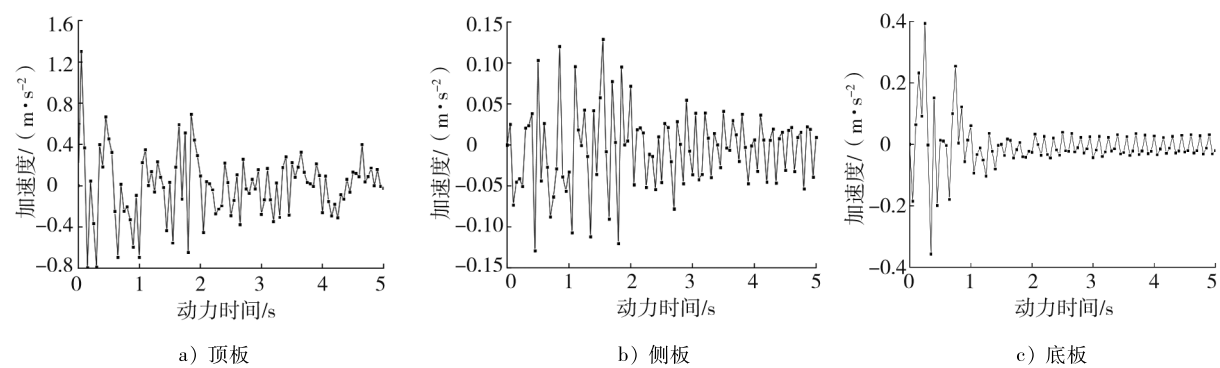


图 9 车辆动荷载振幅为 0.7 MPa 时管廊不同位置的振动加速度时程曲线

由图 9 可知:车辆动荷载开始作用时,管廊各结构的加速度响应均较剧烈。突然施加动荷载导致管廊结构内部的应力分布迅速变化,荷载施加处管廊产生较大的位移和变形。随着时间的推移,管廊结构响应趋于稳定,原因是管廊结构内部的应力分布逐渐达到新的平衡状态,位移和变形也趋于稳定。顶板和侧板约在第 2 秒趋于稳定,底板约在第 1 秒趋于稳定。稳定后管廊顶板的加速度峰值最大,为 0.379 m/s²;底板的加速度峰值最小,为 0.026 m/s²,侧板的加速度峰值为 0.039 m/s²,管廊顶板的加速度峰值为底板的 14.58 倍,为侧板的 9.72 倍。管廊顶部对车辆动荷载的响应最剧烈,底板的响应最小。

2.5 不同因素对管廊沉降及动力响应的影响分析

2.5.1 埋深对管廊沉降及动力响应的影响

道路下方埋设的综合管廊受覆土自重和车辆荷载共同影响。车辆动荷载振幅为 0.7 MPa,管廊埋深分别为 1.0、2.0、3.0、4.0 m,研究动荷载对不同埋深管廊的影响,管廊底部土体沉降随管廊埋深变化的时程曲线如图 10 所示。由图 10 可知:管廊底部土体沉降随管廊埋深的增大而减小,埋深 1.0、2.0、3.0、4.0 m 时管廊产生的沉降峰值分别为 0.069 2、0.053 8、0.052 3、0.042 6 mm,较上一级埋深沉降分别减小 0.015 4、0.001 4、0.009 7 mm,管廊埋深从 1.0 m 增至 2.0 m 时沉降减小更明显。

不同埋深下管廊各结构在车辆动荷载作用下的振动加速度峰值如表 4 所示。由表 4 可知:管廊顶板、侧板和底板的加速度峰值随管廊埋深的增大而减小,顶板对动荷载的响应变化最大。原因是管廊埋深较浅时,车辆动荷载对管廊结构的影响较大,动荷载直接作用于管廊上方,管廊承受较大的附加垂直压力;随埋深增大,土压力成为控制管廊结构内力的主要因素,动荷载的传递被土层削弱,车辆动荷载对管廊结构的影响减小。考虑车辆附加压力和土压力对管廊耐久性的影响,推荐管廊埋深 2.5~3.0 m。

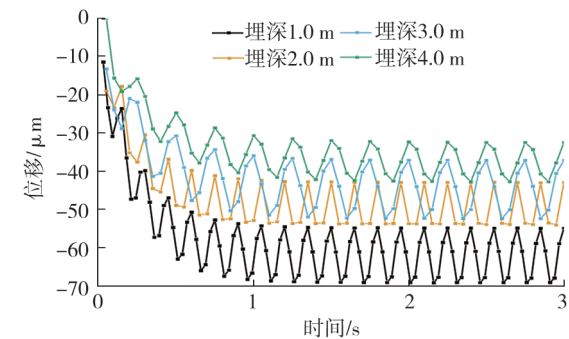


图 10 管廊底部土体沉降随管廊埋深变化的时程曲线

表 4 不同埋深下管廊各结构的振动加速度峰值

埋深/m	振动加速度峰值/(m·s ⁻²)			
	顶板	左侧板	右侧板	底板
1.0	0.496	0.052	0.052	0.038
2.0	0.330	0.029	0.029	0.022
3.0	0.186	0.012	0.012	0.013
4.0	0.076	0.004	0.004	0.007

2.5.2 车辆荷载幅值对管廊沉降及动力响应的影响

超重车辆会对道路下方的管廊造成更大的变形和沉降,严重时造成管廊结构的破坏。管廊埋深 2.0 m,分别施加车辆荷载幅值为 0.70、1.25、1.70、2.00 MPa,分析不同车辆荷载幅值对管廊位移及管廊

顶板总应力的影响,管廊各部分拉应力峰值随车辆荷载幅值的变化如表 5 所示。由表 5 可知:随车辆荷载幅值的增大,管廊各部分的拉应力峰值增大,车辆荷载幅值由 0.70 MPa 增至 2.00 MPa 时,管廊顶板、左侧板、右侧板、底板的拉应力峰值分别增大 14.81%、5.57%、3.67%、13.77%,车辆荷载幅值变化对管廊顶板的影响最大。

不同车辆荷载幅值下管廊底部土体沉降时程曲线如图 11 所示。由图 11 可知:车辆荷载幅值分别为 0.70、1.25、1.70、2.00 MPa 时,管廊底部土体沉降均在车辆荷载幅值开始作用后的第 1 秒内迅速增大,之后趋于平稳,沉降峰值分别为 0.053、0.110、0.149、0.180 mm,车辆荷载幅值越大,管廊沉降越大。但车辆荷载幅值最大时,管廊底部沉降峰值仅为 0.180 mm,车辆荷载幅值对管廊整体沉降的影响较小,对管廊受拉或受压的特征改变影响较大。

表 5 不同车辆荷载幅值下管廊各部分的拉应力峰值				
车辆荷载 幅值/MPa	拉应力峰值/kPa			
	顶板	左侧板	右侧板	底板
0.70	1 249	1 328	1 144	1 227
1.25	1 331	1 361	1 156	1 294
1.70	1 394	1 386	1 171	1 335
2.00	1 434	1 402	1 186	1 396

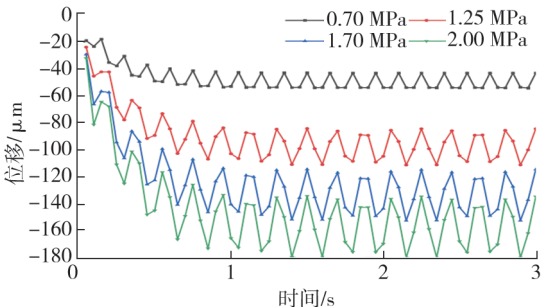


图 11 不同车辆荷载幅值下管廊底部土体沉降时程曲线

不同车辆荷载幅值下,管廊各部分振动加速度峰值的变化如表 6 所示。

由表 6 可知:随车辆荷载幅值的增大,管廊各部分的振动加速度峰值均增大,车辆荷载由 0.70 MPa 增至 2.00 MPa 时,管廊顶板、左侧板、右侧板、底板的振动加速度峰值分别增大 44.33%、20.51%、23.08%、80.77%,顶板和底板的振动加速度峰值增速明显,侧板的加速度峰值变化幅度较小,路面行车荷载对管廊结构影响较大。

2.5.3 加载位置对管廊动力响应的影响

表 6 不同车辆荷载幅值下管廊各部分的 振动加速度峰值				
车辆荷载 幅值/MPa	振动加速度峰值/($\text{m}\cdot\text{s}^{-2}$)			
	顶板	左侧板	右侧板	底板
0.70	0.379	0.039	0.039	0.026
1.25	0.431	0.042	0.043	0.031
1.70	0.481	0.044	0.045	0.036
2.00	0.547	0.047	0.048	0.047

一般在城市道路下方埋设管廊,行车道相对于管廊的位置不同,交通荷载有可能作用于管廊正上方或侧上方,需考虑最不利轮压位置对管廊受力的影响。以埋深 2.0 m 的管廊为例,施加荷载 0.7 MPa,设置荷载轮压中心距管廊中轴线距离分别为 0、2.0、4.0、6.0 m,向左偏移为负,探讨车辆荷载作用的不同位置对管廊各部分拉应力峰值的影响,结果如表 7 所示。

表 7 不同动荷载加载位置下管廊 各部分拉应力峰值				
荷载轮压 中心距管廊 中轴线距离/m	拉应力峰值/kPa			
	顶板	左侧板	右侧板	底板
-6.0	1 165	1 261	1 118	1 145
-4.0	1 191	1 311	1 125	1 184
-2.0	1 259	1 339	1 132	1 210
0	1 252	1 320	1 144	1 224
2.0	1 196	1 300	1 155	1 178
4.0	1 166	1 287	1 136	1 159
6.0	1 162	1 258	1 120	1 150

由表 7 可知:随加载位置向左偏离管廊中轴线,管廊顶板和左侧板的拉应力峰值先略增后减小,右侧板的拉应力峰值持续减小;随加载位置向右偏离管廊中轴线,管廊顶板和左侧板的拉应力峰值持续减小,右侧板的拉应力峰值先略增后减小。右侧板的拉应力峰值随加载位置与右侧板水平距离的增大而减小,建议管廊埋在非机动车车道及绿化带下方,

方,且跨径较小的一端临近机动车道。

不同车辆动荷载加载位置下,管廊各部分的振动加速度峰值的变化如表 8 所示。

由表 8 可知:随加载位置向右偏离管廊中轴线,管廊顶板和左侧板的振动加速度峰值减小;随加载位置向左偏离管廊中轴线,管廊顶板和左侧板的振动加速度峰值小幅增大后减小。偏移 6.0 m 时管廊的振动加速度峰值比偏移 4.0 m 时减小 96.02%,原因是加载位置偏移 6.0 m 时,动荷载不再处于管廊正上方,动荷载对管廊的影响被极大削弱。加载位置在管廊正上方时,对管廊结构最不利。

2.5.4 回填土弹性模量对管廊沉降及动力响应的影响

回填土弹性模量为 12、22、32、42 MPa 时,管廊底部地基的沉降时程曲线如图 12 所示。由图 12 可知:随回填土弹性模量的增大,沉降峰值减小,减小趋势不断变缓。沉降趋于平稳后,回填土弹性模量分别为 12、22、32、42 MPa 时,管廊底部地基的沉降峰值依次为 0.053 7、0.051 9、0.049 4、0.004 9 mm,较上一级回填土弹性模量,沉降分别减小 0.001 8、0.002 5、0.000 2 mm,当回填土弹性模量大于 32 MPa 时,回填土弹性模量的增大对管廊底部沉降的影响极小。

车辆动荷载作用下,回填土弹性模量分别为 12、22、32、42 MPa 时,管廊各部分振动加速度峰值如表 9 所示。由表 9 可知:管廊各部分的振动加速度峰值随着回填土弹性模量的增大而减小,回填土弹性模量分别为 12、22、32、42 MPa 时,顶板、左侧板、右侧板、底板的振动加速度峰值分别比上一级回填土弹性模量减小 47.49%、28.21%、28.21%、50.00%,顶板和底板下降趋势最明显。原因是一方面,高弹性模量土体通常具有较好的阻尼特性,能有效吸收和耗散动态荷载产生的振动能量,减少振动波在土体中的传播,减小振动对管廊的影响;另一方面,高弹性模量土体在受到车辆动荷载作用时变形较小,管廊所受的因土体变形引起的附加应力或位移相应减小,管廊的动态响应减小。回填管廊时,应在保证压实度的基础上选择弹性模量较大的回填土,减小车辆荷载对管廊耐久性的影响。

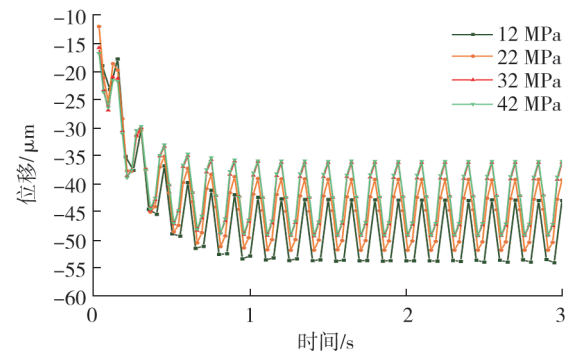


图 12 不同回填土弹性模量下管廊底部地基沉降时程曲线

表 8 不同动荷载加载位置下管廊各部分振动加速度响应峰值

荷载轮压 中心距管廊 中轴线距离/m	振动加速度峰值/($\text{m}\cdot\text{s}^{-2}$)			
	顶板	左侧板	右侧板	底板
-6.0	0.011	0.006	0.004	0.001
-4.0	0.231	0.028	0.027	0.014
-2.0	0.397	0.041	0.038	0.026
0	0.379	0.039	0.039	0.026
2.0	0.356	0.038	0.042	0.026
4.0	0.226	0.027	0.033	0.014
6.0	0.009	0.004	0.006	0.002

表 9 不同回填土弹性模量下管廊各部分振动加速度响应峰值

回填土弹性 模量/MPa	振动加速度峰值/($\text{m}\cdot\text{s}^{-2}$)			
	顶板	左侧板	右侧板	底板
12	0.379	0.039	0.039	0.026
22	0.323	0.033	0.033	0.022
32	0.255	0.030	0.030	0.016
42	0.199	0.028	0.028	0.013

2.5.5 地下水位高度对管廊沉降及动力响应的影响

不同地下水位高度下管廊底部土体沉降时程图如图 13 所示。由图 13 可知:随着地下水位高度的增大,管廊底部沉降先小幅减小后增大,地下水位高度分别为-1、-5、-9 m 时,管廊底部沉降分别为 0.054、0.062、0.061 mm,地下水位高度为-1 m 时底部沉降最小。原因是地下水位越高,管廊底部孔隙水压力越大,地下水对管廊的浮力作用削弱了车辆荷载造成的管廊底部土体有效应力的增大,沉降减小。地下水位高度为-9 m 的沉降比地下水位高度为-5 m 时小,原因是地下水在管廊底部之下,管廊下方土体变为

非饱和状态, 粉性土含水率越大, 压缩模量越小, 产生的沉降略小^[25]。

车辆动荷载作用下, 不同地下水位高度下, 管廊各部分振动加速度峰值的变化如表 10 所示。由表 10 可知: 地下水位越高, 管廊结构对车辆动荷载的响应越大, 地下水位高度由-1 m 降至-9 m 时, 顶板的振动加速度峰值减小 33. 51%。原因是管廊周围土体含水率增大, 土体的压缩模量减小, 土体的承载能力变差, 管廊结构在受到车辆动荷载作用时响应更大。

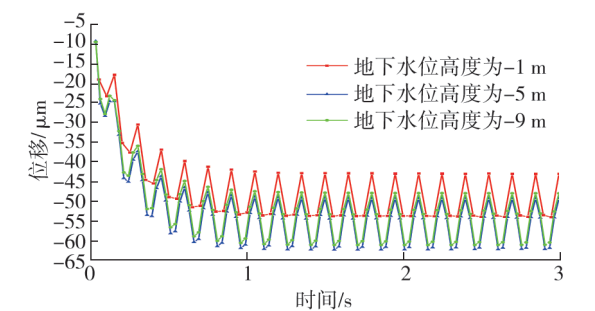


图 13 不同地下水位高度时管廊底部土体沉降时程曲线

表 10 不同地下水位高度管廊各部分振动加速度峰值

地下水位 高度/m	振动加速度峰值/($\text{m}\cdot\text{s}^{-2}$)			
	顶板	左侧板	右侧板	底板
-1	0. 379	0. 039	0. 039	0. 026
-5	0. 283	0. 036	0. 036	0. 021
-9	0. 252	0. 034	0. 034	0. 017

3 结论

采用有限元软件 PLAXIS 3D 建立埋地综合管廊计算模型并施加车辆动荷载, 分析管廊埋深、回填土弹性模量、地下水位高度、车辆荷载幅值及加载位置等因素对管廊沉降及动力响应的影响。

1) 在车辆动荷载作用下, 管廊拉应力主要集中在综合舱顶板中部内侧、左侧板上部外侧和中部内侧、右侧板中部内侧。其中左侧板上部外侧受到的拉应力峰值最大, 综合舱顶板中部内侧产生的拉应力峰值波动幅度最大, 车辆动荷载对管廊顶板影响最大。

2) 车辆动荷载作用下, 有管廊时底部土体沉降小于无管廊底部土体, 在标准轴载作用下有管廊时底部土体的沉降为 0. 054 mm。管廊埋深越大、回填土弹性模量越大、车辆荷载幅值越小, 管廊产生的沉降越小, 地下水高于顶板时管廊沉降较小。

3) 管廊结构拉应力峰值与车辆荷载幅值成正比, 车辆荷载幅值变化对管廊顶板的影响最大, 随车辆荷载幅值的增大, 管廊顶板的振动加速度峰值增大。随加载位置由中轴向右移动, 顶板拉应力峰值持续减小, 当分别偏移中轴线 2. 0 m 和 6. 0 m 时, 顶板拉应力峰值减小幅度较大。加载位置从中轴线向左偏移 2. 0 m 时, 拉应力峰值小幅度增大, 往左继续偏移则减小。与加载位置向右偏移时的整体变化规律相同。推荐管廊埋设在非机动车车道及绿化带下方, 跨径较小的一端临近机动车道。

4) 回填土弹性模量由 12 MPa 增至 42 MPa 时, 管廊各部分的振动加速度峰值减小, 顶板下降趋势最明显, 由 0. 379 m/s^2 减至 0. 199 m/s^2 , 减小 47. 49%, 管廊回填时应在保证压实度的基础上选择弹性模量较大的回填土提高管廊耐久性。地下水位高度越低, 管廊结构对车辆动荷载的响应越小。

参考文献:

[1] 万泽昊,雷金波. 交通荷载作用下城市地下综合管廊疲劳损伤研究现状[J]. 混凝土与水泥制品,2023(2):46-50.

[2] 万飞,黎忠灏,赖金星,等. 车辆荷载下综合管廊应力响应及疲劳损伤分析[J]. 科学技术与工程,2022,22(22): 9830-9839.

[3] HYODO M, YASUHARA K. Analytical prcedure for evaluating pore-water pressureand deformation of saturated clay ground subjected to traffic loads[M]. London,UK: Routledge,1998.

[4] LU Z, HU Z, YAO H L, et al. Field evaluation and analysis of road subgrade dynamic responses under heavy duty vehicle [J]. The International Journal of Pavement Engineering, 2018, 19(11/12):1077-1086.

[5] 唐征武. 基于时程分析方法的地下综合管廊地震响应分析[J]. 公路, 2018, 63(7):256-260.

[6] 张福麟. 机动车荷载作用下装配式综合管廊力学特性及疲劳损伤分析[D]. 成都:西南交通大学, 2018.

- [7] 黄懿. 重载汽车作用下综合管廊的动力特性试验研究[D]. 长沙:中南林业科技大学, 2018.
- [8] 宋杨, 魏连雨, 冯雷. 基于车辆动荷载条件下的半刚性路面路基工作区深度研究[J]. 中外公路, 2015, 35(6): 47-52.
- [9] 徐健. 车辆荷载作用对综合管廊结构受力性能影响研究[D]. 长沙:中南林业科技大学, 2019.
- [10] 高茜. 交通荷载下型钢混凝土综合管廊力学性能分析[D]. 邯郸:河北工程大学, 2020.
- [11] 施有志, 阮建凑, 林树枝, 等. 机动车动荷载对地下综合管廊的影响分析[J]. 地震工程与工程振动, 2022, 42(3): 62-71.
- [12] 李磊. 车辆荷载下综合管廊与土体的力学性状分析[D]. 杭州:浙江科技学院, 2018.
- [13] 迟连阳. 高水位粉性土地基条件下综合管廊变形耐久性提升关键技术研究[D]. 济南:山东交通学院, 2024.
- [14] 刘武超. 车辆动荷载作用下黄土体浅埋综合管廊的动力响应研究[D]. 西安:西安科技大学, 2023.
- [15] 盛旭圆. MC、HS、HSS 本构模型在深基坑开挖模拟中的比较分析[J]. 低温建筑技术, 2020, 42(7): 128-131.
- [16] 罗会. 低液限粉土工程特性试验研究[D]. 石家庄:石家庄铁道学院, 2009.
- [17] 孟瑞军. 杭州淤泥质粉质黏土小应变硬化土模浙江科技学院型参数试验及工程应用[J]. 成都理工大学学报(自然科学版), 2024, 51(2): 303-315.
- [18] 周恩平. 考虑小应变的硬化土本构模型在基坑变形分析中的应用[D]. 哈尔滨:哈尔滨工业大学, 2010.
- [19] 马宪永, 全蔚闻, 董泽蛟, 等. 随机不平度激励下车辆-沥青路面动力学响应分析[J]. 机械工程学报, 2021, 57(12): 40-50.
- [20] 李嘉维, 夏樟华, 宗周红. 高速公路桥梁车辆荷载模型分析[J]. 公路, 2010(7): 14-17.
- [21] 胡朋, 迟连阳, 王琨, 等. 平整度水平对沥青路面疲劳破坏的影响[J]. 山东交通学院学报, 2023, 31(3): 72-80.
- [22] 彭智佳, 张守昆, 王永康, 等. 车辆动荷载下偏压深基坑支护结构受力变形分析[J]. 路基工程, 2021(6): 161-165.
- [23] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 城市道路工程设计规范: CJJ 37—2012[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2012.
- [24] 中华人民共和国交通运输部, 中交路桥技术有限公司. 公路沥青路面设计规范: JTG D50—2017[S]. 北京:人民交通出版社, 2017.
- [25] 张龙. 饱和-非饱和粉土地基沉降变形特性试验研究[D]. 武汉:武汉科技大学, 2014.

Response analysis of double-cabin comprehensive utility tunnel under traffic dynamic load effects

WANG Shengli¹, FU Shengxiang², HU Peng², CHI Lianyang^{3*},
TU Xiongwei¹, YANG Shenpeng¹, GONG Yuhao¹

1. Jinan Kingyue Highway Engineering Co., Ltd., Jinan 250101, China;

2. School of Civil Engineering, Shandong Jiaotong University, Jinan 250357, China;

3. Shandong Branch of Xinjiang Xingongkan Geotechnical Engineering Investigation and Design Institute Co., Ltd., Jinan 250102, China

Abstract: To investigate the effects of vehicle dynamic loads on the settlement and mechanical performance of the underground comprehensive utility tunnel in silty soil foundations, a calculation model of the buried comprehensive utility tunnel is established using the finite element software PLAXIS 3D, and a scaled model test is conducted to verify the reliability of the numerical model. By applying a sinusoidal wave to simulate vehicle dynamic loads, the influences of parameters such as tunnel burial depth, elastic modulus of backfill soil, groundwater level, vehicle load amplitude and loading position on the settlement and dynamic response of the tunnel are analyzed. The results show that: 1) The settlement at each measurement point significantly increases within the first second, followed by periodic oscillation and stabilization, with the settlement of the soil at the bottom of the tunnel being less than that without the tunnel. 2) The tensile stress in the tunnel is mainly concentrated on the inner side of the top slab of the left chamber, the upper outer side and the middle inner side

of the left side wall, and the middle inner side of the right side wall, with the maximum tensile stress peak occurring on the upper outer side of the left side wall and the largest fluctuation amplitude generated on the inner side of the top slab of the left chamber. 3) The vibration acceleration response of the top slab is larger, as it transmits the vibration acceleration response along the tunnel side walls and the central diaphragm to the bottom slab, with the top slab and side walls stabilizing around the second second, and the bottom slab stabilizing around the first second; after stabilization, the peak vibration acceleration of the top slab is the largest, while that of the bottom slab is the smallest. 4) As the burial depth of the tunnel increases, the settlement of the soil at the bottom of the tunnel decreases, and the peak vibration acceleration of the top slab, side walls, and bottom slab decreases, with a recommended burial depth of 2.5 m to 3.0 m; as the vehicle load amplitude increases, the peak tensile stress, settlement, and peak acceleration of the tunnel all increase; the vehicle load applied directly above the comprehensive utility tunnel is the most detrimental to the tunnel, resulting in the maximum peak tensile stress and acceleration, while moving the loading position away from the tunnel's central axis to the left or right generally reduces the peak tensile stress and vibration acceleration of each structure of the tunnel. 5) An increase in the elastic modulus of the backfill soil helps to reduce the settlement and peak acceleration of the tunnel. With the increase of groundwater level, the settlement at the bottom of the tunnel initially decreases slightly and then increases.

Keywords: comprehensive utility tunnel; silty soil foundation; dynamic load; low plasticity clay; acceleration response

(责任编辑:王惠)

(上接第24页)

congested states are obtained. The Greenshields model and the Greenberg model are used to fit the speed-density relationship curves for non-congested and congested states, respectively, and a highway traffic congestion duration prediction model is constructed. Through the model, the congestion duration under different upstream arrival flows and different traffic accident blockage times is calculated, and the model's accuracy is verified through simulation. The highway traffic congestion duration prediction model is combined with a genetic algorithm to solve the vehicle speed when vehicles arrive at the queue tail position of the congested section, thereby determining the optimal speed limit. A graded speed limit control strategy is proposed for congestion situations, where multiple gradual speed limits are implemented for vehicles from the upstream section of the accident, allowing the speed to decrease smoothly and restricting the number of vehicles in the congested area. The results show that the mean absolute percentage error between the calculated and simulated results of congestion duration under different upstream arrival flows and different blockage times is 14.37%, indicating that the traffic congestion duration prediction model has high accuracy and can be used to calculate the congestion duration after highway accidents. After implementing the graded speed limit control strategy, when the upstream arrival flow is 3 000 veh/h, the average queue length decreases from 2 141 m to 1 340 m, and the average traffic flow speed in the congested section increases from 28.7 km/h to 36.0 km/h, demonstrating that the graded speed limit control strategy can effectively alleviate highway congestion.

Keywords: highway; congestion duration; graded speed limit; simulation

(责任编辑:赵玉真)