

DOI: 10.11779/CJGE201907008

# 土岩变化地层长隧道纵向地震响应解析解

禹海涛<sup>1,2</sup>, 张正伟<sup>3</sup>, 李攀<sup>4</sup>, 贺维国<sup>5</sup>, 赵旭<sup>6</sup>

(1. 同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092; 2. 上海市市政工程设计研究总院(集团)有限公司, 上海 200092; 3. 上海市城市建设设计研究总院(集团)有限公司, 上海 200125; 4. 苏州大学轨道交通学院, 江苏 苏州 215131; 5. 中铁第六勘察设计院集团有限公司, 天津 300308; 6. 北京工业大学城市与工程安全减灾教育部重点实验室, 北京 100124)

**摘要:** 土岩地层界面是制约长隧道结构抗震安全的关键控制节点, 但现有设计方法均未考虑隧道沿其纵向的地层变化。基于隧道的动力响应特点提出力学模型, 将隧道沿纵向简化为两段处于不同地层条件中的半无限长弹性地基梁。通过求解结构的位移微分控制方程, 推导出土岩变化地层长隧道纵向地震响应的解析表达式, 并引入位移相位角模拟行波效应, 提出了面向工程设计的土岩变化地层长隧道纵向抗震简化分析方法。通过与有限元基准模型在相同条件下的对比分析, 验证了该方法的有效性。最后应用该解析公式进行参数敏感性分析, 揭示了结构刚度、地层剪切波速比等关键因素对土岩变化地层隧道结构地震响应的影响规律: 隧道结构刚度越大, 结构内力响应越剧烈, 隧道地层突变段的内力峰值差越大, 地层突变的影响范围也随之变宽; 地层剪切波速比越大, 隧道地层突变段的内力峰值差越大, 但地层突变的影响范围却不受影响。

**关键词:** 地下结构; 纵向地震响应; 拟静力法; 土岩变化地层; 参数化分析

中图分类号: TU92

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)07-1244-07

**作者简介:** 禹海涛(1983—), 男, 博士, 副教授, 主要从事地下结构抗震方面的研究工作。E-mail: yuhaitao@tongji.edu.cn。

## Analytical solution for longitudinal seismic responses of long tunnels crossing soil-rock stratum

YU Hai-tao<sup>1,2</sup>, ZHANG Zheng-wei<sup>3</sup>, LI Pan<sup>4</sup>, HE Wei-guo<sup>5</sup>, ZHAO Xu<sup>6</sup>

(1. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Shanghai Municipal Engineering Design Institute (Group) Company Limited, Shanghai 200092, China; 3. Shanghai Urban Construction Design & Research Institute (Group) Company Limited, Shanghai 200125, China; 4. School of Rail Transportation, Soochow University, Suzhou, Jiangsu 215131, China; 5. China Railway Liuyuan Group CO., LTD., Tianjin 300308, China; 6. Key Laboratory of Urban Security and Disaster Engineering of Ministry of Education, Beijing University of Technology, Beijing 100124, China)

**Abstract:** The contact between soil and rock is the controlling point in the seismic design of long tunnels, which has not been considered in any design methods yet. The mechanical model for a long tunnel crossing soil-rock stratum is proposed with assumptions based on its dynamic response characteristics, in which two semi-infinite elastic foundation beams in different soils are assumed to model the behaviors of the tunnel. An analytical solution for longitudinal seismic responses of tunnels crossing soil-rock stratum is derived by solving the displacement differential governing equations. The simplified method for longitudinal seismic responses of tunnels crossing soil-rock stratum is proposed. The traveling wave effect can be considered by introducing the displacement phase angle. A benchmark model, a finite element model for a long tunnel crossing soil-rock stratum, is used to calibrate the proposed method. Comparison under the same parameters shows a high degree of consistency between them, which verifies the efficiency of the innovative method. Finally, sensitivity analyses of parameters are carried out using the proposed analytic formulas, and the influences of parameters on seismic response of tunnels crossing soil-rock stratum are revealed. The results suggest that with the increase of the structural stiffness, the internal force response of the tunnel becomes larger, the difference of the values of the peak internal forces becomes greater, and the zone of influence of the

**基金项目:** 国家重点研发计划项目(2018YFC1504305, 2018YFC0809602, 2017YFC1500703); 国家自然科学基金项目(51678438, 41672289, 51778487); 土木工程防灾国家重点实验室开放基金项目(SLDRCE16-02); 上海市青年科技启明星计划项目(17QC1400500); 上海市科学技术委员会项目(16DZ1201904, 18DZ1205103)

收稿日期: 2018-07-20

\*通讯作者(E-mail: yongpanli@163.com)



transition becomes wider. With the increase of shear velocity ratio of soils, the difference of the values of the peak internal forces becomes greater but the zone of influence of the transition remains unchanged.

**Key words:** underground structure; longitudinal seismic response; pseudo-static method; soil-rock stratum; parametric analysis

## 0 引言

随着城市轨道交通及公路交通的快速发展,隧道结构的纵向长度不断增加,穿越的地层条件也越来越复杂。例如,厦门市轨道交通2号线跨海盾构隧道穿越了基岩、基岩强风化、基岩全风化等多个地层<sup>[1]</sup>。地下结构震害表明<sup>[2-4]</sup>,当隧道穿越土岩地层交界面时,地层突变将导致结构在地震动作用下产生较大变形,使隧道发生管片环间的错台、螺栓剪断和接缝渗漏漏水等震害。因此,土岩地层交界面是制约隧道结构抗震安全的关键控制节点。

目前,隧道结构纵向地震响应分析主要以数值方法为主,Stamos等<sup>[5-6]</sup>提出了一种频域边界元和一种特殊的直接边界元用于研究地下结构的动态响应;Park等<sup>[7]</sup>采用拟静力三维有限元分析了隧道的纵向非一致地震响应;Yu等<sup>[8-9]</sup>采用多尺度方法分析了长隧道在一致和非一致地震荷载作用下的动力响应;Li等<sup>[10]</sup>开发了用于非一致地震动输入的时域三维有限元模型。然而,针对隧道土岩地层变化段地震响应的研究较少,王维<sup>[1]</sup>利用ABAQUS有限元程序建立了盾构隧道的三维混合模型,分析了软硬地层交界面盾构隧道的地震响应特征,结果表明各种工况下隧道最大主应力极值均出现在软硬地层交界面处;张景等<sup>[4]</sup>通过振动台试验也证实了隧道在地层软硬突变处结构应变响应会显著增大。因数值方法的计算模型庞大,且计算精度受多因素影响,模型试验又需消耗大量人力物力,故均不便应用于工程设计。

工程设计一般采用简化的拟静力法进行隧道纵向抗震分析,主要包括自由场变形法和土结相互作用法<sup>[11]</sup>。自由场变形法的计算精度受结构与岩土刚度比的影响较大,仅适用于初步设计。土结相互作用法在工程设计中运用更为广泛,其中最具代表性的为反应位移法<sup>[2]</sup>与St. John法<sup>[12]</sup>,它们的基本思想都是将隧道结构简化为处在均质各向同性地层中的弹性地基梁,将自由场位移假定为一理想的正弦波形,沿隧道纵轴静态地施加自由场强制位移,然后由静力弹性地基梁理论求解隧道结构的地震动响应<sup>[13]</sup>。相比于数值方法,拟静力法便捷高效,但现有拟静力法均建立在均质地层基础上,未能考虑地层突变,无法用于穿越土岩地层交界面的隧道。因此,如何建立合理的土岩变化地层长隧道力学模型及地震响应解析表达式,是指导土岩变化段长隧道结构抗震设计的坚实基础。

针对土岩变化地层隧道无可用纵向抗震设计方法

的现状,本文建立了土岩变化地层长隧道纵向简化力学模型。通过求解微分控制方程的边值问题,推导出土岩变化地层长隧道纵向地震响应的解析表达式,并引入位移相位角模拟行波效应,提出了土岩变化地层长隧道纵向抗震简化分析方法。以有限元数值解为基准,对比相同工况下的结构响应,验证了本文方法的有效性和可行性。在此基础上,结合本文给出的解析表达式分析不同参数对土岩变化地层长隧道地震响应的影响规律。

## 1 力学模型及解析解

### 1.1 控制方程

如图1(a)所示,某均质长隧道穿越两种不同地层(Soil A和Soil B),为获得隧道在地层突变影响下的地震动响应解析解,建立如下力学模型:以土岩地层交界面为坐标原点,忽略隧道横断面的剪切变形,将土岩变化地层长隧道简化为两段分别处于不同地层条件中的半无限长弹性地基梁。隧道的坐标系统及力学参数如图1(b)所示,原点左侧和右侧的地基弹性抗力系数分别为 $K_{h1}$ 和 $K_{h2}$ ;结构的抗弯刚度为 $EI$ ,其中 $E$ 为隧道衬砌的弹性模量, $I$ 为隧道横截面的惯性矩; $u_g$ 为结构位置处的土体自由场位移,简称自由场位移; $u_t$ 为结构的真实位移。

地震荷载作用下,自由场位移可简化为一理想的正弦波形<sup>[12]</sup>,沿隧道纵轴静态施加该位移,同时考虑行波效应对土岩变化地层长隧道结构的影响,自由场位移函数可表示为

$$\begin{cases} u_{g1} = u_{\max 1} \sin\left(\frac{2\pi}{L}x + \alpha_0\right) & (x < 0) \\ u_{g2} = u_{\max 2} \sin\left(\frac{2\pi}{L}x + \alpha_0\right) & (x > 0) \end{cases} \quad (1)$$

式中  $u_{\max 1}$  为原点左侧 Soil A 的自由场位移峰值; $u_{\max 2}$  为原点右侧 Soil B 的自由场位移峰值; $L$  为地震波波长; $\alpha_0$  为位移函数相位角,通过改变 $\alpha_0$ 实现位移波形沿隧道纵轴的平移,从而模拟行波效应,如图2所示。

采用弹性地基梁理论考虑土与结构相互作用,如图1(b),隧道结构的弯曲控制方程可表达为

$$EI \frac{d^4 u_t}{dx^4} = p \quad (2)$$

式中  $EI$  为结构的抗弯刚度; $u_t$  为结构的真实位移; $p$  为结构与土之间的相互作用力,若将地基对结构的

作用简化为一系列连续的线性弹簧, 则  $p$  可表示为

$$p = K_h(u_g - u_t) \quad (3)$$

将式(3)代入式(2), 隧道结构的弯曲控制方程可表示为

$$EI \frac{d^4 u_t}{dx^4} + K_h u_t = K_h u_g \quad (4)$$

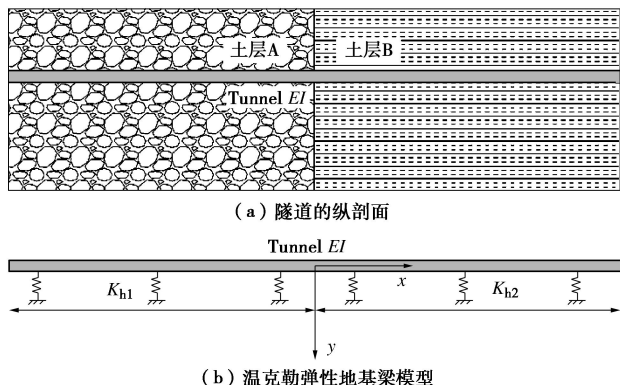


图1 穿越土岩突变地层的长隧道

Fig. 1 Long tunnel crossing soil-rock stratum

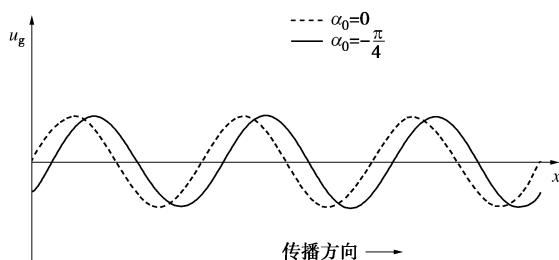


图2 行波效应示意图

Fig. 2 Wave passage effects

## 1.2 解析解

将图1所示的土岩变化地层长隧道拆分为两段半无限长梁, 其弯曲控制方程可分段表示为

$$\begin{cases} EI \frac{d^4 u_t}{dx^4} + K_{h1} u_t = K_{h1} u_{\max 1} \sin\left(\frac{2\pi}{L}x + \alpha_0\right) & (x < 0), \\ EI \frac{d^4 u_t}{dx^4} + K_{h2} u_t = K_{h2} u_{\max 2} \sin\left(\frac{2\pi}{L}x + \alpha_0\right) & (x > 0). \end{cases} \quad (5)$$

对于原点左侧半无限长梁( $x < 0$ ), 求解其弯曲控制方程, 可得其位移函数:

$$u_t = e^{\beta x} (A \cos \beta x + B \sin \beta x) + e^{-\beta x} (C \cos \beta x + D \sin \beta x) + \frac{a u_{\max 1} \sin(w x + \alpha_0)}{a + w^4}, \quad (6)$$

式中,  $\beta = \sqrt[4]{\frac{K_{h1}}{4EI}}$ ,  $a = \frac{K_{h1}}{EI}$ ,  $w = \frac{2\pi}{L}$ ,  $A, B, C, D$  为待定系数。

无限远处, 半无限长梁的变形将不受土岩地层突变的影响, 即半无限长梁在无限远处的位移函数与均

质地层中无限长梁一致, 由均质地层中无限长梁的解析解<sup>[12]</sup>可得到半无限长梁在无限远处( $x \rightarrow -\infty$ )的边界条件:

$$u_t = \frac{a u_{\max 1} \sin(w x + \alpha_0)}{a + w^4} \quad (7)$$

由式(7)所示的边界条件, 可得  $C=D=0$ , 此时左侧半无限长梁的位移函数可表示为

$$u_t = e^{\beta x} (A \cos \beta x + B \sin \beta x) + \frac{a u_{\max 1} \sin(w x + \alpha_0)}{a + w^4} \quad (8)$$

类似地可解得原点右侧半无限长梁( $x > 0$ )的位移函数:

$$u_t = e^{-\gamma x} (G \cos \gamma x + H \sin \gamma x) + \frac{b u_{\max 2} \sin(w x + \alpha_0)}{b + w^4}, \quad (9)$$

式中,  $\gamma = \sqrt[4]{\frac{K_{h2}}{4EI}}$ ,  $b = \frac{K_{h2}}{EI}$ ,  $w = \frac{2\pi}{L}$ ,  $G, H$  为待定系数。

两段半无限长梁的位移函数可表示为

$$\begin{cases} u_t = e^{\beta x} (A \cos \beta x + B \sin \beta x) + \frac{a u_{\max 1} \sin(w x + \alpha_0)}{a + w^4} & (x < 0), \\ u_t = e^{-\gamma x} (G \cos \gamma x + H \sin \gamma x) + \frac{b u_{\max 2} \sin(w x + \alpha_0)}{b + w^4} & (x > 0). \end{cases} \quad (10)$$

式(10)中  $A, B, G, H$  四个待定系数可由土岩地层界面(即  $x=0$ )处, 隧道结构位移、转角、弯矩、剪力的连续性条件确定。

$$\begin{cases} \lim_{x \rightarrow 0^-} u_t = \lim_{x \rightarrow 0^+} u_t, \\ \lim_{x \rightarrow 0^-} u_t' = \lim_{x \rightarrow 0^+} u_t', \\ EI \lim_{x \rightarrow 0^-} u_t^{(2)} = EI \lim_{x \rightarrow 0^+} u_t^{(2)}, \\ EI \lim_{x \rightarrow 0^-} u_t^{(3)} = EI \lim_{x \rightarrow 0^+} u_t^{(3)}. \end{cases} \quad (11)$$

整理式(11)所示的连续性条件可得如下方程组:

$$\begin{cases} A + \frac{a u_{\max 1} \sin \alpha_0}{a + w^4} = G + \frac{b u_{\max 2} \sin \alpha_0}{b + w^4}, \\ \beta A + \beta B + w \frac{a u_{\max 1} \cos \alpha_0}{a + w^4} = -\gamma G + \gamma H + w \frac{b u_{\max 2} \cos \alpha_0}{b + w^4}, \\ EI \left( 2\beta^2 B - w^2 \frac{a u_{\max 1} \sin \alpha_0}{a + w^4} \right) = EI \left( -2\gamma^2 H - w^2 \frac{b u_{\max 2} \sin \alpha_0}{b + w^4} \right), \\ EI \left( -2\beta^3 A + 2\beta^3 B - w^3 \frac{a u_{\max 1} \cos \alpha_0}{a + w^4} \right) = EI \left( 2\gamma^3 G + 2\gamma^3 H - w^3 \frac{b u_{\max 2} \cos \alpha_0}{b + w^4} \right). \end{cases} \quad (12)$$

(1) 当  $K_{h1} \neq K_{h2}$  时, 方程组(12)的系数矩阵可

逆, 求解该方程组便可确定式 (10) 中的 4 个待定系数:

$$\begin{bmatrix} A \\ B \\ G \\ H \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & -1 & 0 \\ -\beta & -\beta & -\gamma & \gamma \\ 0 & -2\beta^2 & 0 & -2\gamma^2 \\ 2\beta^3 & -2\beta^3 & 2\gamma^3 & 2\gamma^3 \end{bmatrix}^{-1} \cdot \begin{bmatrix} \frac{bu_{\max 2} \sin(\alpha_0)}{b+w^4} - \frac{au_{\max 1} \sin(\alpha_0)}{a+w^4} \\ w \frac{bu_{\max 2} \cos(\alpha_0)}{b+w^4} - w \frac{au_{\max 1} \cos(\alpha_0)}{a+w^4} \\ w^2 \frac{au_{\max 1} \sin(\alpha_0)}{a+w^4} - w^2 \frac{bu_{\max 2} \sin(\alpha_0)}{b+w^4} \\ w^3 \frac{au_{\max 1} \cos(\alpha_0)}{a+w^4} - w^3 \frac{bu_{\max 2} \cos(\alpha_0)}{b+w^4} \end{bmatrix} \quad (13)$$

(2) 当  $K_{h1}=K_{h2}$  时, 土岩变化地层退化为均质地层, 方程组 (12) 仅有零解, 即  $A=B=G=H=0$ 。

结构的弯矩、剪力可分别对位移函数式 (10) 求两阶导数和三阶导数, 并乘上系数  $(-EI)$  得到

$$\begin{cases} M = -EI \left[ 2\beta^2 e^{\beta x} (-A \sin \beta x + B \cos \beta x) - w^2 \frac{au_{\max 1} \sin(wx + \alpha_0)}{a + w^4} \right] & (x \leq 0), \\ M = -EI \left[ 2\gamma^2 e^{-\gamma x} (G \sin \gamma x - H \cos \gamma x) - w^2 \frac{bu_{\max 2} \sin(wx + \alpha_0)}{b + w^4} \right] & (x \geq 0). \end{cases} \quad (14)$$

$$\begin{cases} Q = -EI \left\{ 2\beta^3 e^{\beta x} [(-A + B) \cos \beta x - (A + B) \sin \beta x] - w^3 \frac{au_{\max 1} \cos(wx + \alpha_0)}{a + w^4} \right\} & (x \leq 0), \\ Q = -EI \left\{ 2\gamma^3 e^{-\gamma x} [(G + H) \cos \gamma x + (-G + H) \sin \gamma x] - w^3 \frac{bu_{\max 2} \cos(wx + \alpha_0)}{b + w^4} \right\} & (x \geq 0). \end{cases} \quad (15)$$

## 2 数值验证

依托典型的地铁区间隧道, 依据有限元数值解为对比基准, 验证本文所建立的力学模型及解析表达的有效性和可行性。计算模型如图 1 (b) 所示, 隧道外径  $d$  为 6.2 m, 衬砌壁厚  $t$  为 0.35 m, 隧道中心埋深为 15 m, 隧道衬砌重度为  $25 \text{ kN/m}^3$ , 弹性模量  $E$  为 34.5 GPa, 泊松比为 0.2。为便于分析, 将隧道结构简化为均质的弹性地基梁, 纵向抗弯刚度有效率取  $0.2^{[14]}$ 。

隧道穿越土岩地层交界面, 地层参数发生明显变化, 界面左侧的地层土层 A 剪切波速  $V_{s1}=300 \text{ m/s}$ , 界

面右侧的地层土层 B 剪切波速  $V_{s2}=150 \text{ m/s}$ 。地基可视为线弹性, 其弹性抗力系数  $K_h$  可根据下式确定<sup>[12]</sup>:

$$K_h = \frac{16\pi G(1-\nu)d}{3-4\nu L} \quad (16)$$

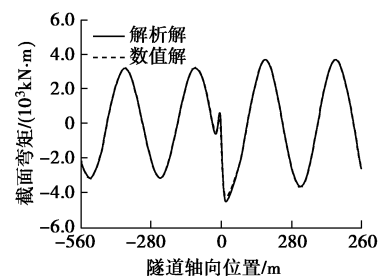
式中  $\nu$  为岩土体泊松比;  $d$  为隧道直径;  $L$  为地震波波长;  $G$  为岩土体动剪切模量, 可表示为岩土体密度  $\rho$  与地层剪切波速  $V_s$  平方的乘积, 即

$$G = \rho V_s^2 \quad (17)$$

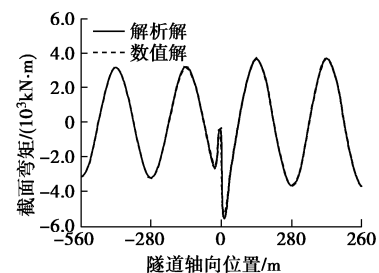
地震波波长  $L=280 \text{ m}$ ; 岩土体密度  $\rho=2000 \text{ kg/m}^3$ ; 自由场位移峰值利用一维土层地震反应分析程序 SHAKE91<sup>[15]</sup> 计算, 界面左侧的位移峰值  $u_{\max 1}=0.0332 \text{ m}$ , 界面右侧的位移峰值  $u_{\max 2}=0.0382 \text{ m}$ 。

利用大型软件 ABAQUS 建立有限元模型, 采用总长 10000 m 的梁单元模拟长隧道结构, 单元的网格尺寸为 0.5 m, 模型两端采用自由边界; 采用离散的线弹性弹簧模拟地基, 弹簧间隔为 0.5 m, 弹性抗力系数与解析解保持一致。将自由场的正弦波形位移施加在弹簧远离结构的一端, 从而获得有限元数值解。

采用本文方法和有限元数值方法计算土岩变化地层处隧道在  $\alpha_0=45^\circ$ ,  $90^\circ$  两种工况下结构的内力响应。图 3 给出了隧道内力分布情况, 实线表示本文方法的结果, 简称解析解, 虚线表示有限元数值方法的结果, 简称数值解。从图 3 所示的结果可以看出: 正弦波形的强制位移作用下, 隧道均质地层段的内力图呈正弦曲线形状, 且地层剪切波速越大, 其内力图峰值越小; 而土岩地层交界面附近的内力图形状不再具有正弦曲线特征, 且其内力响应与位移函数相位角  $\alpha_0$  密切相关。通过对比本文方法的解析解与有限元数值解可以看出, 本文的解析解与有限元数值解均吻合较好, 从而说明了本文推导的土岩变化地层隧道纵向地震响应解析解具有较高的计算精度。



(a)  $\alpha_0=45^\circ$  时, 隧道的弯矩分布



(b)  $\alpha_0=90^\circ$  时, 隧道的弯矩分布

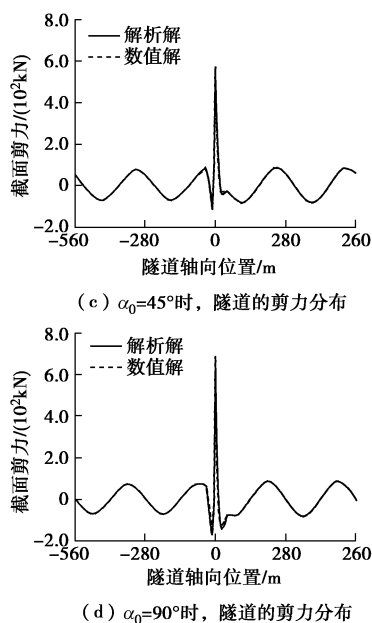


图3 隧道的内力分布图

Fig. 3 Distribution of internal forces of tunnel

对于处在均质地层中的隧道, 纵向地震荷载作用下隧道各个截面的内力峰值基本相同, 故采用拟静力法分析其动力响应时无需考虑位移函数相位角的变化, 即不考虑行波效应。由于地层突变的影响, 隧道地层突变段不同截面的内力峰值不同, 故需考虑行波效应, 即求解不同相位角  $\alpha_0$  ( $0^\circ \leq \alpha_0 < 360^\circ$ ) 下结构的内力响应, 并取各个截面的内力峰值作为设计依据, 从而得到隧道内力峰值分布图, 如图4所示。需要说明的是, 本文分析中采用的位移相位角增量均为  $3^\circ$ 。

通过对比图4中均质地层隧道(地层剪切波速分别为  $V_{s1}$ ,  $V_{s2}$ )与土岩变化地层隧道的内力峰值分布情况可以看出, 在地层突变段隧道的内力峰值出现明显的波动, 曲线顶点明显高于相应均质地层隧道, 尤其结构剪力, 地层突变段剪力最大值约为相应均质地层隧道的10倍, 若设计时未充分考虑土岩地层突变的影响, 突变产生的剪力放大效应将导致结构在地震动作用下发生剪切破坏。这一分析结果与现有研究成果一致, Yu等<sup>[16]</sup>对汶川地震的隧道震害进行了系统评估, 受损最严重的10个隧道, 其中8个穿越了地层交界面或断层。三维有限元数值模拟<sup>[17-18]</sup>的分析结果也表明, 通过岩土交界面或断层的隧道断面应力较大, 最可能遭到严重破坏。

为定量描述隧道结构受地层突变的影响范围, 定义内力峰值波动变化的区间宽度为地层突变影响范围  $D$ 。由图4可知, 该验证算例的地层突变影响范围  $D$  约为100 m, 约为隧道直径的16倍。

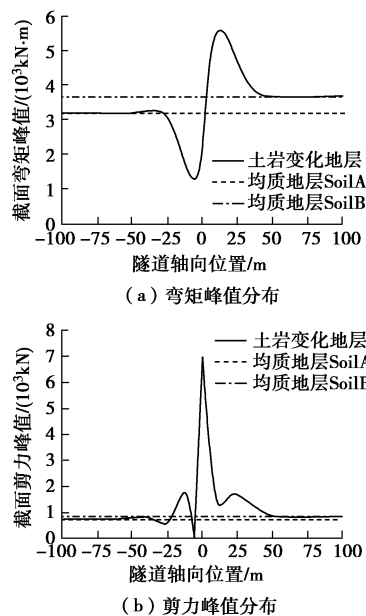


图4 内力峰值分布图

Fig. 4 Distribution of peak internal forces

### 3 参数敏感性分析

在以上验证算例的基础上, 采用推导的土岩变化地层长隧道内力解析表达式可清晰地描述各个因素对隧道地层突变段地震响应的影响规律。通过对比隧道截面的内力峰值来阐述结构刚度、地层剪切波速比 ( $V_{s1}/V_{s2}$ ) 对结构地震响应的影响。需要说明的是, 本文参数敏感性分析均基于上述数值验证算例, 在保证其余参数不变的基础上仅改变某一独立参数, 从而直观地揭示该参数变化对结构地震响应的影响规律。为便于描述, 定义地层突变段结构弯矩(剪力)峰值分布曲线最高点与最低点间的差值为弯矩(剪力)峰值差  $\Delta M_{\max}$  ( $\Delta Q_{\max}$ )。

#### 3.1 结构刚度的影响

通过改变结构刚度(分别取  $0.25EI$ ,  $0.5EI$ ,  $EI$ ,  $2EI$ ,  $4EI$ ,  $8EI$ , 其中  $EI$  为数值验证算例中的隧道抗弯刚度  $1.91 \times 10^{11} \text{ N} \cdot \text{m}^2$ ), 探究其对隧道地层突变段内力峰值分布的影响规律, 见图5。从图5中可以看出, 随结构刚度的增大, 结构的内力响应明显增强, 地层突变段的弯矩峰值差  $\Delta M_{\max}$  和剪力峰值差  $\Delta Q_{\max}$  均逐渐变大, 且地层突变影响范围  $D$  也随之变大。这表明结构刚度越大, 地层突变对结构动力响应的影响越大。此外, 结构刚度越大, 内力峰值分布受结构刚度变化的影响越敏感。

#### 3.2 地层剪切波速比的影响

通过改变数值验证算例中的地层剪切波速  $V_{s1}$  (分别取 150, 300, 450, 600, 750, 900 m/s), 探究地层剪切波速比 ( $V_{s1}/V_{s2}$ ) 对隧道地层突变段内力峰值分

布的影响规律, 不同地层的弹性抗力系数由式 (16) 计算, 自由场位移峰值利用 SHAKE91 计算, 具体参数见表 1。从图 6 所示的内力峰值分布曲线可以看出: 随地层剪切波速比 ( $V_{s1}/V_{s2}$ ) 的增大, 地层突变段的弯矩峰值差  $\Delta M_{\max}$  和剪力峰值差  $\Delta Q_{\max}$  均逐渐变大, 这表明地层剪切波速变化越剧烈, 地层突变对结构动力响应的影响越大; 同时最大弯矩截面的位置也随之变化, 在  $V_{s1}/V_{s2}$  较小的情况下, 该截面位于较软地层一侧, 在  $V_{s1}/V_{s2}$  较大的情况下, 该截面位于较硬地层一侧; 然而地层突变影响范围  $D$  却几乎不随  $V_{s1}/V_{s2}$  变化而变化。此外,  $V_{s1}/V_{s2}$  越小, 内力峰值分布对  $V_{s1}/V_{s2}$  的变化越敏感。

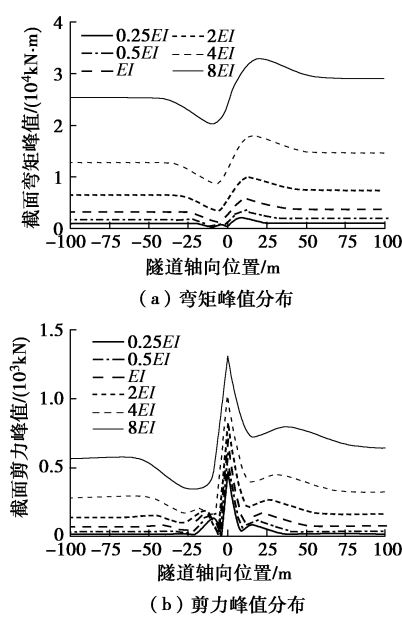


图 5 结构刚度  $EI$  对内力峰值的影响  
Fig. 5 Effects of structural stiffness  $EI$  on peak internal forces

表 1 计算参数

Table 1 Calculation parameters		
地层剪切波速 $V_s/(\text{m}\cdot\text{s}^{-1})$	弹性抗力系数 $K_h/\text{MPa}$	位移峰值 $u_{\max}/\text{m}$
150	26.39	0.0382
300	105.56	0.0332
450	237.50	0.0199
600	422.23	0.0121
750	659.73	0.0063
900	950.02	0.0044

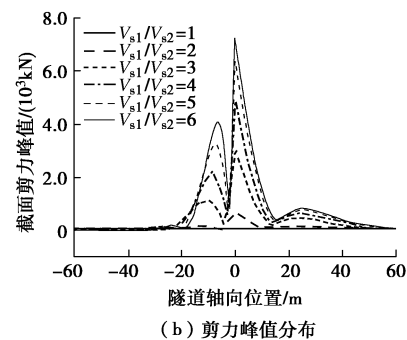
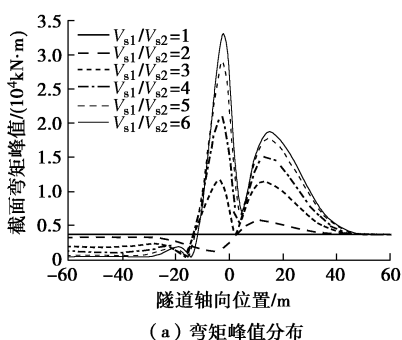


图 6 地层剪切波速比  $V_{s1}/V_{s2}$  对内力峰值的影响  
Fig. 6 Effects of shear velocity ratio of soils  $V_{s1}/V_{s2}$  on peak internal forces

## 4 结 论

本文针对目前工程设计对土岩变化地层隧道纵向抗震简化分析方法的实际需求, 建立了合理的土岩变化地层长隧道简化力学模型, 推导出土岩变化地层长隧道纵向地震响应的解析表达式, 通过模拟行波效应, 确定了隧道土岩地层突变段的最不利响应。通过与有限元基准模型的计算结果对比, 以及计算参数的敏感性分析, 得出以下 3 点结论。

(1) 数值验证算例表明本文所建立的简化分析方法可精确地捕捉隧道土岩地层突变段的地震响应, 验证了该方法的合理性和有效性, 从而为土岩变化地层隧道的抗震设计提供了一种方便可行的快速实用分析方法。

(2) 隧道结构刚度越大, 结构内力响应越剧烈, 隧道地层突变段的内力峰值差  $\Delta M_{\max}$  与  $\Delta Q_{\max}$  越大, 地层突变影响范围  $D$  也越宽, 且结构刚度越大, 隧道内力峰值分布对其变化越敏感。

(3) 地层剪切波速比 ( $V_{s1}/V_{s2}$ ) 越大, 隧道地层突变段的内力峰值差  $\Delta M_{\max}$  与  $\Delta Q_{\max}$  越大, 同时最大弯矩截面的位置也随之变化, 但地层突变影响范围  $D$  却几乎不受影响, 且地层剪切波速比 ( $V_{s1}/V_{s2}$ ) 越小, 隧道内力峰值分布对其变化越敏感。

## 参考文献:

[1] 王 维. 软硬突变地层盾构隧道地震响应特性研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2015. (WANG Wei. The study of seismic response of shield tunnel crossing interface of soft and hard strata[D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2015. (in Chinese))

[2] 川岛一彦. 地下构筑物的耐震设计[M]. 鹿岛: 鹿岛出版会, 1994. (KAWAJIMA K. Aseismic design of underground structure[M]. Kajima: Kajima Institute Publishing Co, Ltd. 1994. (in Chinese))

- [3] 赵武胜, 何先志, 陈卫忠, 等. 盾构隧道与竖井连接处管片及接头震害分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, **31**(增刊2): 3847 - 3854. (ZHAO Wu-sheng, HE Xian-zhi, CHEN Wei-zhong, et al. Analysis of seismic damage of segments and joints at the junction of shield tunnel and shaft[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, **31**(S2): 3847 - 3854. (in Chinese))
- [4] 张景, 何川, 耿萍, 等. 穿越软硬突变地层盾构隧道纵向地震响应振动台试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2017, **36**(1): 68 - 77. (ZHANG Jing, HE Chuan, GENG Ping, et al. Shaking table tests on longitudinal seismic response of shield tunnel through soft-hard stratum junction[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2017, **36**(1): 68 - 77. (in Chinese))
- [5] STAMOS A A, BESKOS D E. Dynamic analysis of large 3-D underground structures by the BEM[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1995, **24**(6): 917 - 934.
- [6] STAMOS A A, BESKOS D E. 3-D seismic response analysis of long lined tunnels in half-space[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1996, **15**(2): 111 - 118.
- [7] PARK D, SAGONG M, KWAK D Y, et al. Simulation of tunnel response under spatially varying ground motion[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2009, **29**(11/12): 1417 - 1424.
- [8] YU H T, YUAN Y, BOBET A. Multiscale method for long tunnels subjected to seismic loading[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2013, **37**(4): 374 - 398.
- [9] YU H T, YUAN Y, QIAO Z Z, et al. Seismic analysis of a long tunnel based on multi-scale method[J]. Engineering Structures, 2013, **49**(2): 572 - 587.
- [10] LI P, SONG E X. Three-dimensional numerical analysis for the longitudinal seismic response of tunnels under an asynchronous wave input[J]. Computers and Geotechnics, 2015, **63**: 229 - 243.
- [11] HASHASH Y M A, HOOK J J, SCHMIDT B, et al. Seismic design and analysis of underground structures[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2001, **16**(4): 247 - 293.
- [12] JOHN C M S, ZAHRAH T F. Aseismic design of underground structures[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 1987, **2**(2): 165 - 197.
- [13] 李鹏. 饱和地基中隧道纵向地震反应的数值分析[D]. 北京: 清华大学, 2013. (LI Peng. Numerical analysis for longitudinal seismic response of tunnels in saturated soils[D]. Beijing: Tsinghua University, 2013. (in Chinese))
- [14] 廖少明. 圆形隧道纵向剪切传递效应研究[D]. 上海: 同济大学, 2002. (LIAO Shao-ming. Study on the longitudinal shear transfer effect of circular tunnels[D]. Shanghai: Tongji University, 2002. (in Chinese))
- [15] IDRIS IM, SUN J. User's manual for SHAKE91 - A computer program for conducting equivalent linear seismic response analyses of horizontally layered soil deposits center for geotechnical modeling[R]. Davis: Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, 1992.
- [16] YU H T, CHEN J T, YUAN Y, et al. Seismic damage of mountain tunnels during the 5.12 Wenchuan earthquake[J]. Journal of Mountain Science, 2016, **13**(11): 1958 - 1972.
- [17] YU H T, CHEN J T, BOBET A, et al. Damage observation and assessment of the Longxi tunnel during the Wenchuan earthquake[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2016, **54**: 102 - 116.
- [18] 禹海涛, 袁勇. 长大隧道地震响应分析与试验方法新进展[J]. 中国公路学报, 2018, **31**(10): 19 - 35. (YU Hai-tao, YUAN Yong. Review on seismic response analysis and test methods for long and large tunnels[J]. China Journal of Highway and Transport, 2018, **31**(10): 19 - 35. (in Chinese))