

地下工程地震动力响应及抗震研究

黄 胜¹, 陈卫忠¹, 杨建平¹, 郭小红², 乔春江²

(1. 中国科学院武汉岩土力学所 岩土力学与工程国家重点实验室, 湖北 武汉 430071;

2. 中交第二公路勘察设计研究院有限公司, 湖北 武汉 430056)

摘要:应用改进的 Newmark 隐式积分法, 采用无限元动力人工边界, 研究西藏扎墨公路高烈度地震区嘎隆拉隧道地震动力响应, 分析隧道抗震层的减震机制, 数值模拟橡胶和泡沫混凝土两类材料抗震层的减震效果。计算结果表明: 抗震层虽不能从根本上改变隧道的动力响应, 但由于它本身的隔震缓冲作用, 能够对衬砌起到较好的隔震效果; 两类抗震材料隔震效果相差不大, 但考虑到耐久性和经济性, 推荐采用泡沫混凝土作隔震材料。研究成果对高烈度地震区地下工程稳定性分析具有一定的借鉴意义。

关键词: 地下工程; 动力响应; 改进的 Newmark 隐式积分法; 无限元动力人工边界; 抗震层

中图分类号: TU 94

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 6915(2009)03 - 0483 - 08

RESEARCH ON EARTHQUAKE-INDUCED DYNAMIC RESPONSES AND ASEISMIC MEASURES FOR UNDERGROUND ENGINEERING

HUANG Sheng¹, CHEN Weizhong¹, YANG Jianping¹, GUO Xiaohong², QIAO Chunjiang²

(1. *State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan, Hubei 430071, China;* 2. *Second Highway Consultants Co. Ltd., China Communications Construction Corporation, Wuhan, Hubei 430056, China*)

Abstract: Based on improved Newmark's implicit integration method, the earthquake-induced dynamic responses of Galongla Tunnel along Zhamo Highway in Tibet are studied using infinite element dynamic artificial boundary technique; and aseismic mechanism of seismic isolation layer is analysed. Furthermore, the shock absorption effects of two kinds of seismic isolation layers, which are made of rubber and foam concrete respectively, are studied and compared those with numerical method. The results show that better shock absorption effects can be achieved because of the good isolation and cushioning effects of the seismic isolation layer despite that the dynamic response of the tunnel cannot be changed essentially. It also can be seen that there are small differences in shock absorption effects between two kinds of seismic isolation materials; however, foam concrete is recommended because of its durability and economy. Results of this research can provide certain references to stability analysis of underground engineering in highly seismic regions.

Key words: underground engineering; dynamic response; improved Newmark implicit integration method; infinite element dynamic artificial boundary; seismic isolation layer

1 引言

我国西部大开发方兴未艾, 将相继修建大量的

公路、铁路和水电隧道, 这些工程中将不可避免地穿越西部高烈度地震区。如何分析地震区隧道的稳定性能, 为其抗震加固提供科学依据, 对拟建隧道选址、设计、施工具有重大的现实意义。

收稿日期: 2008 - 08 - 02; **修回日期:** 2008 - 12 - 16

基金项目: 国家自然科学基金西部重大研究计划项目(90510019); 国家自然科学基金资助项目(40772184, 90715042); 中国科学院西部行动计划高新技术研究项目

作者简介: 黄 胜(1982 -), 男, 2005年毕业于武汉大学水利水电学院水利水电工程专业, 现为博士研究生, 主要从事岩土地下工程抗震方面的研究工作。E-mail: hsheng407@sina.com

目前, 抗震分析的理论分析方法主要分为解析法和数值方法两类^[1, 2]。国内相关规范基本采用的是解析法中的拟静力法。该方法沿用地面结构的抗震设计方法, 但实际上地下结构有自己的特殊性, 即地下结构受到周围岩土介质很强的约束作用, 所以套用地面结构的研究经验往往不能反映实际, 且计算结果过于保守; 同时, 一味增大刚度来抵抗地震力的设计思路值得商讨。

数值方法主要有两类, 即波动分析法和相互作用法^[3, 4]。波动分析法以求解波动方程为基础, 把地下结构视为无限线弹性(或弹塑性)介质中孔洞的加固区, 将整个系统(包括介质与结构)作为对象进行分析, 不单独研究荷载, 以求解其波动场与应力场。波动理论中的波动方程求解方面(基于模型的数值离散), 目前有振型叠加法和直接积分法两种方法。振型叠加法用于求解线性动态问题, 而对非线性系统的动力计算, 普遍采用的方法是逐步直接积分法, 其优点是不需要求解系统的自振频率和振型就可以直接计算系统各个时段的响应, 也不受荷载的复杂性和系统是否非线性的影响。波动分析法一般应用于平面问题分析, 当波动频率较高以及地震波的传播受到较多干扰时, 如洞室群、临近自由面、多层岩体等情况, 其应用受到一定的限制。

相互作用法假定岩土介质中的波动场不因结构的存在而受到影响, 实际观测与模型试验都验证了这一点。该方法的本质是结构动力学方法, 以地下结构为主体求解其地震运动, 将周围岩土介质的作用等效为弹簧和阻尼罐, 通过相互作用力施加于结构之上。地下结构抗震分析的相互作用分析方法, 通常采用有限元、边界元、解析法或半解析法等耦合求解。由于围岩介质对结构的动力影响在时间与空间上都是耦合的, 较精确地求解地下结构地震响应分析具有一定的难度, 时域求解复杂且求解代价很大。

即将开建的 3 450 m 长的西藏嘎隆拉隧道处在高烈度地震区和活断层附近, 本文即以此工程为例, 采用波动分析法, 以无限元模拟远场动力边界, 分析高烈度地震下隧道的安全性, 同时对橡胶材料隔震层和泡沫混凝土材料隔震层的抗震效果进行了比较研究。

2 计算方法和原理

2.1 改进的 Newmark 隐式积分法

本文采用波动理论, 用直接积分法求解波动方程。直接积分法具体分为隐式方法^[5, 6]和显式方法两类, 它们各有优劣。本文采用基于 Hilber-Hughes-Taylor 格式的隐式直接积分法求解运动方程。

有限元体系在 $t = t + \Delta t$ 时刻的运动平衡方程为

$$M\ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t} + \mathbf{I}_{t+\Delta t} = \mathbf{P}_{t+\Delta t} \quad (1)$$

式中: M 为体系的总质量矩阵, $\ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t}$ 为体系的节点位移向量, $\mathbf{I}_{t+\Delta t}$ 为作用于节点上的内部力, $\mathbf{P}_{t+\Delta t}$ 为转化为等效节点荷载的外部力。

隐式直接积分法采用 Hilber-Hughes-Taylor 递推格式, 以 Newmark 方法为基础, 建立如下基本递推公式:

$$\mathbf{u}_{t+\Delta t} = \mathbf{u}_t + \Delta t \dot{\mathbf{u}}_t + \left(\frac{1}{2} - \beta\right) (\Delta t)^2 \ddot{\mathbf{u}}_t + \beta (\Delta t)^2 \ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t} \quad (2)$$

$$\dot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t} = \dot{\mathbf{u}}_t + (1 - \gamma) \Delta t \ddot{\mathbf{u}}_t + \gamma \Delta t \ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t} \quad (3)$$

其中,

$$\beta = \frac{1}{4} (1 - \alpha)^2$$

$$\gamma = \frac{1}{2} - \alpha$$

$$-\frac{1}{3} \leq \alpha \leq 0$$

当 $\alpha = 0$ 时, 上述方法等同于 Newmark 方法。

对每一时步进行迭代运算, 具体步骤如下:

(1) 设置 $i = 0$, 令

$$\mathbf{u}_{t+\Delta t}^i \Big|_{i=0} = \tilde{\mathbf{u}}_{t+\Delta t} = \mathbf{u}_t + \dot{\mathbf{u}}_t \Delta t + (\Delta t)^2 \left(\frac{1}{2} - \beta\right) \ddot{\mathbf{u}}_t \quad (4)$$

$$\dot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t}^i \Big|_{i=0} = \tilde{\dot{\mathbf{u}}}_{t+\Delta t} = \dot{\mathbf{u}}_t + \Delta t (1 - \gamma) \ddot{\mathbf{u}}_t \quad (5)$$

$$\ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t}^i \Big|_{i=0} = \mathbf{0} \quad (6)$$

(2) 计算不平衡节点力向量:

$$\Delta \boldsymbol{\psi} = \mathbf{P}_{t+\Delta t} - M\ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t} - \mathbf{I}_{t+\Delta t} \quad (7)$$

(3) 如有必要, 重新计算有效刚度矩阵:

$$\mathbf{K}^* = \mathbf{M} / [\beta(\Delta t)^2] + \gamma C / (\beta \Delta t) + \mathbf{K} \quad (8)$$

(4) 求解方程, 得到位移增量 $\Delta \mathbf{u}^i$:

$$\mathbf{K}^* \Delta \mathbf{u}^i = \Delta \boldsymbol{\psi}^i \quad (9)$$

(5) 进入修正阶段, 置 $i = i + 1$, 且令

$$\mathbf{u}_{t+\Delta t}^{i+1} = \mathbf{u}_{t+\Delta t}^i + \Delta \mathbf{u}^i \quad (10)$$

$$\ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t}^{i+1} = (\mathbf{u}_{t+\Delta t}^{i+1} - \tilde{\mathbf{u}}_{t+\Delta t}) / [\beta(\Delta t)^2] \quad (11)$$

$$\dot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t}^{i+1} = \tilde{\dot{\mathbf{u}}}_{t+\Delta t} + \gamma \Delta t \ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t}^{i+1} \quad (12)$$

(6) 校核 $\Delta \mathbf{u}^i$ 或 $\Delta \boldsymbol{\psi}^i$ 是否满足收敛条件, 若不满足, 则回到式(3), 若已满足, 令

$$\mathbf{u}_{t+\Delta t} = \mathbf{u}_{t+\Delta t}^{i+1} \quad (13)$$

$$\dot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t} = \dot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t}^{i+1} \quad (14)$$

$$\ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t} = \ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t}^{i+1} \quad (15)$$

以形成新的内力向量 $\mathbf{I}_{t+\Delta t}$, 进入下一时步运算。

2.2 人工边界

动力计算中边界若采用固定边界(除非有限区域足够大), 向外传播的应力波在边界处反射回模型, 引起失真的扰动, 且不允许必要的能量发散, 这是不真实的情况。解决方案一是采用很大的区间, 通过材料阻尼来吸收反射回的大部分能量, 但计算代价太大; 解决方案二是采用人工边界, 如黏性边界^[7]、旁轴近似边界^[8]、透射边界^[9]、黏弹性边界^[10]、无限元边界^[5, 10]等。

本文采用无限元作为人工边界, 与目前较普遍采用的黏性边界比较起来, 无限元除了能模拟远场吸收地震波能量这一实际情况以外, 还能够正确模拟无穷远处位移为 0 的边界条件。此外, 采用无限元能够大量削减单元的数量, 节省计算时间。

综合来说, 无限元最突出的优点表现为以下两点:

(1) 从局部坐标系中的有限域到整体坐标系中的无限域, 即当单元局部坐标 $\xi \rightarrow 1$ 时, 对应的整体坐标趋向无穷大, 从而实现计算区域半无限大的特点; 无限域上位移衰减的描述, 即当单元局部坐标 $\xi \rightarrow 1$ 时, 位移趋向为 0, 从而实现了无穷远处位移为 0 的边界条件。

(2) 一种较好的吸收边界(quiet-boundary)在动力计算中能较好地吸收各种形式的反射波。

下面从理论上简要说明无限元充当动力边界的原理。在无限弹性介质中, 压缩波(P 波)运动方程为

$$\frac{\partial^2 \bar{\varepsilon}}{\partial t^2} = \frac{\lambda + 2G}{\rho} \nabla^2 \bar{\varepsilon} = v_p^2 \nabla^2 \bar{\varepsilon} \quad (16)$$

式中: $\bar{\varepsilon}$ 为体应变; v_p 为压缩波波速; λ, G 均为弹性常数; ρ 为传播介质密度。

考虑仅沿 x 方向传播的压缩波, 相应于上述运

动方程的解有如下形式:

$$u_x = f(x \pm v_p t), \quad u_y = u_z = 0 \quad (17)$$

式中: “-”表示波在 x 正向传播, “+”表示波在 x 负向传播。

现在考虑在 $x = L$ 处($x < L$ 内为有限元区域)引入分布阻尼的概念, 得到阻尼力为

$$\sigma_{\text{damp}} = -d_p \dot{u}_x \quad (18)$$

式中: d_p 为阻尼常数(用来防止应力波反射回有限元计算区域)。

假设射向边界处的应力波为

$$u_{x1} = f_1(x - v_p t), \quad u_y = u_z = 0 \quad (19)$$

相应地, 其反射波为

$$u_{x2} = f_2(x + v_p t), \quad u_y = u_z = 0 \quad (20)$$

合位移为

$$u_x = f_1 + f_2 \quad (21)$$

则

$$\varepsilon_x = \bar{\varepsilon} = f_1' + f_2' \quad (22)$$

$$\dot{u}_x = -v_p(f_1' - f_2') \quad (23)$$

由弹性力学物理方程可得

$$\sigma_x = 2G\varepsilon_x + \lambda\bar{\varepsilon} = (\lambda + 2G)(f_1' + f_2') \quad (24)$$

同时有

$$\sigma_{\text{damp}} = -d_p \dot{u}_x = d_p v_p (f_1' - f_2') \quad (25)$$

在 $x = L$ 处, 阻尼力有如下效应:

$$\sigma_x = \sigma_{\text{damp}} \quad (26)$$

即

$$(\lambda + 2G - d_p v_p) f_1' + (\lambda + 2G + d_p v_p) f_2' = 0 \quad (27)$$

为了保证对任何入射情况, 均无任何反射波(即 $f_2 = 0, f_2' = 0$), 需有

$$d_p = \frac{\lambda + 2G}{v_p} = \rho v_p \quad (28)$$

对剪切波(S 波), 经过类似的讨论, 可得

$$d_s = \rho v_s \quad (29)$$

式中: v_s 为剪切波波速。

这样将边界阻尼常数 d_p , d_r 考虑到无限元中, 无限元就能够充当吸收边界。

2.3 减震措施研究

传统的抗震设计是利用材料的强度和结构构件的塑性变形来抵抗外来的地震力, 使建筑物不倒塌。隔震技术是近年来发展起来的一种减震技术, 它采用一种特殊的措施来隔离地震对上部结构的影响, 地面运动的地震能量直接由基础的隔震支座和耗能装置吸收, 使建筑物在地震时只产生很小的振动, 从而达到抗震的目的。

基于隔震这一思路, 在隧道工程中, 考虑在隧道二衬和初衬之间设置减震层^[3, 11](某种吸能材料), 目的是通过减震层将具有使用功能的二衬与围岩介质隔开(见图 1), 从而减小和改变地震对结构的作用强度和方式, 以此达到减小结构振动的目的。

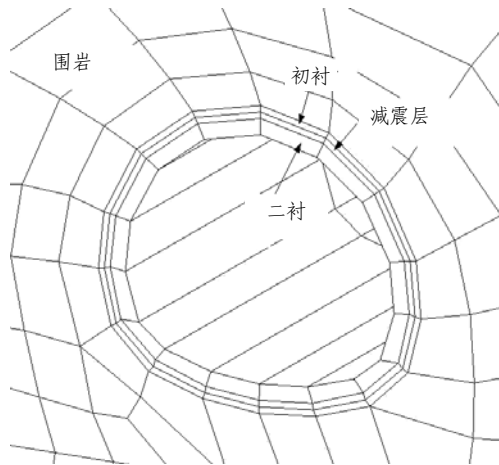


图 1 抗震层隔震示意图

Fig.1 Aseismic sketch of seismic isolation layer

3 工程实例

3.1 工程概况

嘎隆拉隧道位于西藏林芝地区波密县和墨脱县交界处, 是扎墨公路新建工程的控制性工程, 隧道横穿岗日嘎布山山脉, 长 3 450 m, 最大埋深约 833 m。近场区内发育有 NW 和 NNE 向断裂, 其中最主要的 NW 向嘉黎断裂带嘎龙寺断裂在进洞口附近通过, NNE 向的扎木—马尼翁断裂北段位于隧道西侧 300 m 以外, 这两处断裂的规模比较大, 分别为全新世和晚更新世活动断裂, 对地貌的控制作用非常明显。近场区具备发生 7.0~7.5 级地震的构造条件(扎木—马尼翁断裂南段具备发生 8.0 级以上地震的构造条件)。隧道岩层破碎。

3.2 计算模型

因 NW 向嘉黎断裂带嘎龙寺断裂在隧道进洞口附近, 洞口处更易受地震破坏, 所以选取沿洞轴向距进洞口 305 m 位置, 截取横断面进行分析, 此处隧道埋深 152 m。计算模型见图 2, 3。有限元区域范围为 1 030 m×357 m(宽×高, 高为平均值)。在底边和两个侧边采用无限元人工边界。

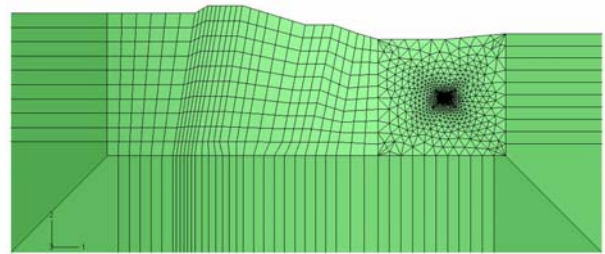


图 2 整体离散网格(有限元+无限元)

Fig.2 Integral discrete mesh(finite element and infinite element)

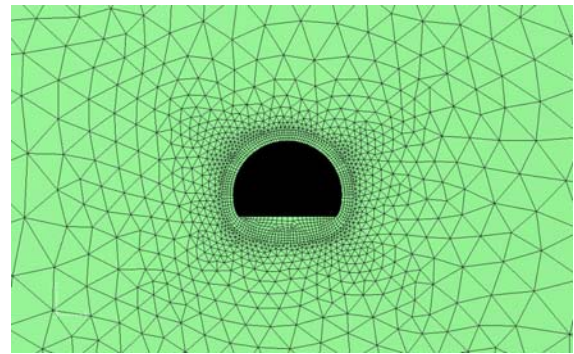


图 3 隧道洞口附近有限元网格

Fig.3 Finite element mesh near the tunnel entrance

采用有限元计算软件 ABAQUS 进行计算, 围岩和衬砌采用 Mohr-Coulomb 塑性模型, 初衬厚度为 20 cm, 二衬厚度为 50 cm。在初衬和围岩之间设置一层抗震层, 厚度为 20 cm, 选用橡胶和泡沫混凝土两类抗震材料做方案对比, 橡胶材料采用 ABAQUS 中的 hyperelastic 模型^[5], 泡沫混凝土采用 ABAQUS 中的 crushable foam 模型^[5, 12, 13]。材料的参数见表 1~3。需要说明的是: (1) 表 2 中 C_{10} , C_{01} 和 D_1 均为 ABAQUS 中 hyperelastic 超弹性材料模型参数, 且均为温度敏感性参数。由此 3 个参数可得: $\mu_0 = 2(C_{10} + C_{01})$, $K_0 = 2/D_1$ (μ_0 为初始剪切模量, K_0 为初始体积模量), 进而得到材料的泊松比 $\nu = \frac{3K_0/\mu_0 - 2}{6K_0/\mu_0 + 2}$ 。本文取 $\nu = 0.495$, 以模拟橡胶类超弹性材料的不可压缩性。(2) 表 3 中的 K^0 , K_1 , σ_c^0 均为 ABAQUS 中 crushable foam 材料模型的参数, crushable foam 材料为体积硬化(volumetric

表 1 围岩及衬砌混凝土物理力学参数

Table 1 Physico-mechanical parameters of surrounding rock and lining concrete

材料	弹性模量 /GPa	泊松比	黏聚力 /MPa	内摩擦角/(°)	剪胀角/(°)	密度/(kg·m ⁻³)
围岩	6	0.30	0.70	39.0	39.0	2 040
衬砌混凝土	30	0.20	2.38	58.7	58.7	2 500

注: 围岩参数按 IV 类围岩取, 远场围岩仅采用线弹性模型。

表 2 橡胶材料参数

Table 2 Material parameters of rubber

密度/(kg·m ⁻³)	C ₁₀	C ₀₁	D ₁
1 068	0.68×10 ⁶	0.17×10 ⁶	0.117 6×10 ⁻⁷

表 3 泡沫混凝土材料参数

Table 3 Material parameters of foam concrete

弹性模量 /GPa	泊松比	干密度/(kg·m ⁻³)	屈服压应力系数 K ⁰	屈服静水压力系数 K _t	单轴抗压强度 σ _c ⁰ /MPa
0.27	0.14	720	0.33	0.05	6

hardening)材料。K⁰ = σ_c⁰ / p_c⁰, K_t = p_t / p_c⁰, 其中 p_c⁰ 为静水抗压强度, p_t 为静水抗拉强度。本文取 p_c⁰ = 18 MPa, p_t = 0.9 MPa。

地应力采用在工程场地靠近隧道洞口开展的水压致裂试验成果, 其侧压力系数为 1.3。

3.3 地震反应时程分析

参照地震安全评估报告, 洞口处 50 a 超载概率 10% 的场地基岩加速度峰值为 0.325 g(约相当于 8.5 度地震烈度)。因场地地震资料缺乏, 本文采用了 1940 年美国帝国谷 EI-Centro 地震(SN 向, 震级 M = 6.7, 震中距为 9.3 km, 最大加速度为 2.49 m/s², 持续时间为 25 s)中的加速度时程作为输入地震动。依据地震安全评估报告给出的峰值将 EI-Centro 波峰值等比例放大, 从而得到 50 a 超载概率 10% 的场地基岩设计加速度时程曲线, 见图 4。

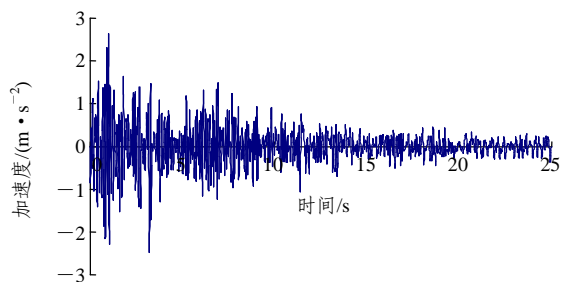


图 4 EI-Centro 地震南北分量加速度时程曲线

Fig.4 Acceleration time-history curve of EI-Centro earthquake north-south component

模拟采用地震中极危险的一种情况, 即从有限区域底部同时输入同等量值的 x 向地震加速度时程模拟水平致动的剪切波和 y 向地震加速度时程模拟垂直扰动的纵波。另外, 因材料阻尼对地震结果影响很小^[14], 计算中不予考虑。

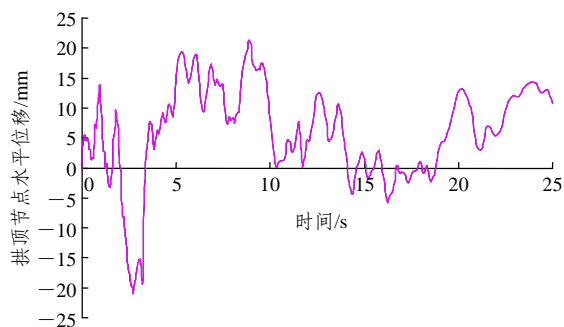
3.4 计算方案

抗震分析和设计中, 笔者关心的是施加抗震层的效果以及采用不同材料的抗震层在抗震性能方面的差别。为此, 本文进行了有无抗震层材料的比较分析, 包括以下 3 种方案:

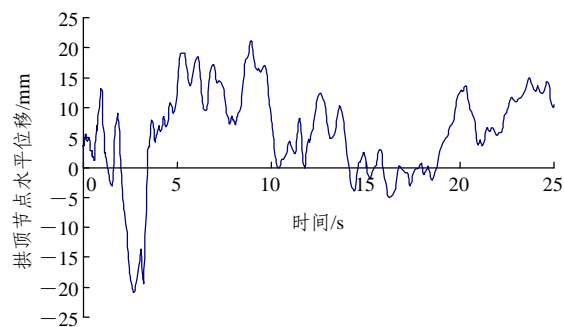
- (1) 方案 1, 无抗震层;
- (2) 方案 2, 采用橡胶抗震层;
- (3) 方案 3, 采用泡沫混凝土抗震层。

3.5 计算结果与分析

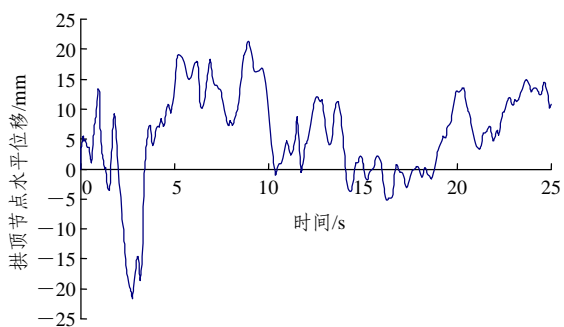
部分计算结果见图 5~10 及表 4(3 种方案的拱



(a) 方案 1



(b) 方案 2



(c) 方案 3

图 5 3 种方案拱顶节点水平位移时程曲线

Fig.5 Time-history curves of horizontal displacements of vault node for three schemes

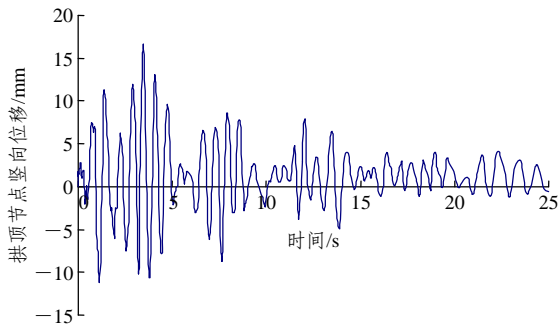


图6 方案1拱顶节点竖向位移时程曲线

Fig.6 Time-history curve of vertical displacement of vault node for scheme 1

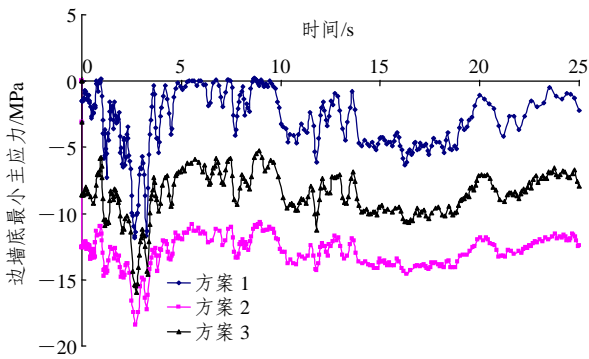


图7 3种方案边墙底最小主应力时程曲线

Fig.7 Time-history curves of the minor principal stresses at the bottom of tunnel sidewall for three schemes

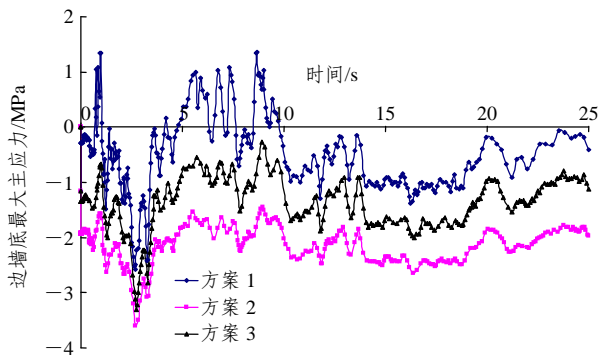
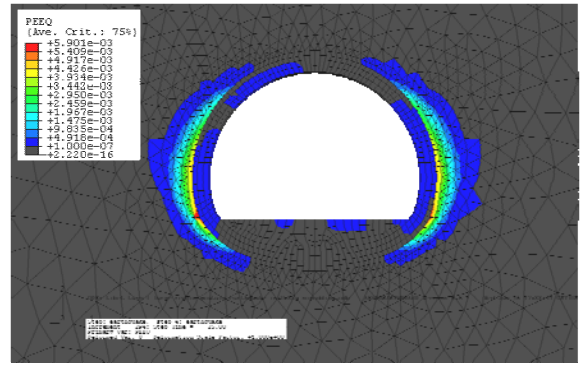


图8 3种方案边墙底最大主应力时程曲线

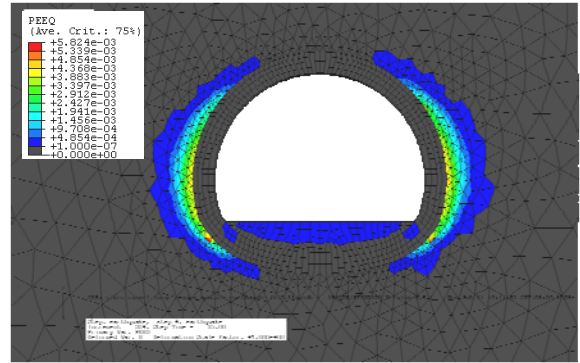
Fig.8 Time-history curves of the maximum principal stresses at the bottom of tunnel sidewall for three schemes

顶节点、竖向位移)。因3种方案的拱顶节点竖向位移时程曲线差别不大，本文只给出了方案1的结果。

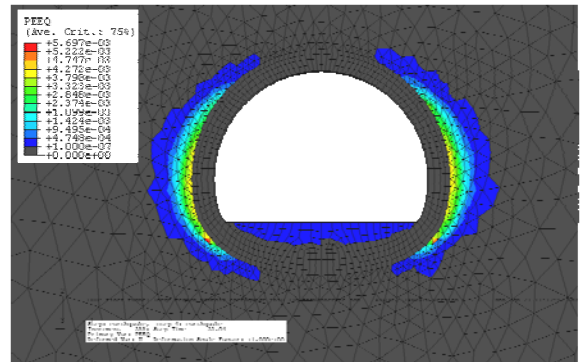
从图5, 6可以看出, 8.5度的地震烈度下, 3种方案拱顶位移随时间变化规律大体一致, 出现峰值的时刻也大概一致, 但有抗震层的工况(方案2, 3)位移稍小。具体来说, 3种方案的水平位移峰值都出现在2.7 s附近, 分别为-20.94, -20.84, -21.68



(a) 方案1



(b) 方案2



(c) 方案3

图9 3种方案震后隧道附近塑性区分布云图

Fig.9 Nephograms of plastic zone distribution near the tunnel after earthquake for three schemes

mm, 竖向位移峰值都出现在3.5 s附近, 分别为16.69, 11.87, 14.40 mm。

分析图7, 8的边墙底主应力时程曲线, 大体上可以看出, 添加抗震层后主应力的平均绝对量值都有提高。其中, 最小主应力平均量值无抗震层时约为-2.5 MPa, 增加了抗震层后, 方案2主应力平均量值约为-12 MPa, 方案3约为-8.5 MPa; 最大主应力平均量值无抗震层时约为-0.5 MPa, 增加了抗震层后, 方案2平均量值约为-1.8 MPa, 方案3约为-1.0 MPa。

考察边墙底最大主应力曲线可明显看到, 抗震层的添加改善了边墙底处的应力。未加抗震层时,

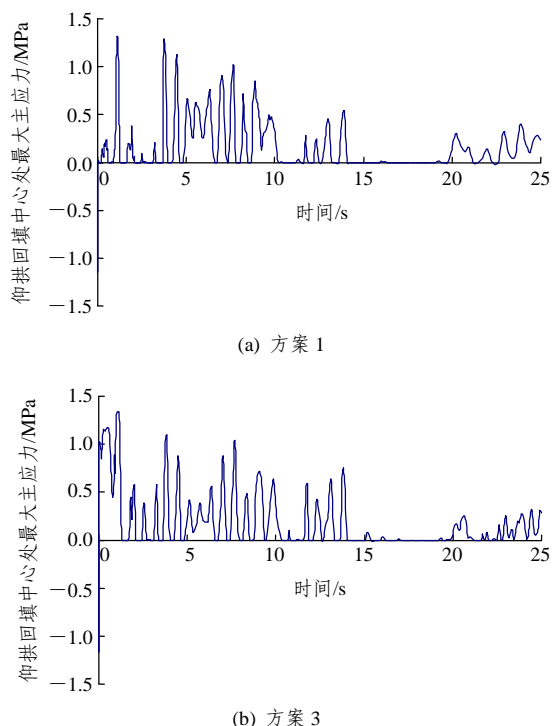


图 10 方案 1, 3 仰拱回填中心处最大主应力时程曲线
Fig.10 Time-history curves of the maximum principal stresses at the invert backfill centre for schemes 1 and 3

表 4 3 种方案下地震反应值

Table 4 Values of seismic response for three schemes

方案 编号	水平位移最大值/mm			竖向位移最大值/mm			最大主应力最大值/MPa		
	拱顶	拱腰	拱底	拱顶	拱腰	拱底	拱顶	拱腰	拱底
1	-20.94	-21.3	-20.3	16.69	10.7	9.6	1.20	1.32	1.33
2	-20.00	-20.9	-19.2	-13.00	-11.6	-9.5	-0.10	-0.34	-1.49
3	-21.00	-20.0	-18.2	11.00	10.9	11.3	-0.07	-0.20	-0.25

地震发生过程中多个时段均出现较大的拉应力, 最大值为 1.34 MPa(0.94 s), 可能导致边墙底附近衬砌的破坏。施加抗震层后, 地震当中此处的应力均为压应力, 为较有利的情况。其中, 方案 2 大主应力最大值为 -2.68 MPa(1.00 s), 方案 3 大主应力最大值为 -1.48 MPa(0.98 s)。

在加速度时程曲线中, 正向加速度峰值出现在 0.99 s 时刻, 负向加速度峰值出现在 3.2 s 时刻, 与边墙底应力时程曲线和拱顶合位移(绝对值)时程曲线比较可以看到, 应力、位移时程曲线中峰值基本也出现在上述 2 个时刻, 说明应力、位移随时间变化的步调与加速度基本是一致的。

考察图 9 可以发现, 3 种方案隧道两侧围岩基本都进入不利的塑性状态, 且塑性区出现位置范围

差别不大。重点分析衬砌的情况; 方案 1 中, 震后两侧边墙和顶拱左侧部位的衬砌几乎都进入塑性区, 此外边墙底和仰拱混凝土回填部位也出现小范围的塑性区; 橡胶抗震层的情况中, 衬砌基本未进入塑性区, 震后塑性区范围基本都出现在底部仰拱回填部位; 泡沫混凝土抗震层的情况与橡胶抗震层方案的情况类似。

可见, 震后方案 1 衬砌大范围处于塑性区, 方案 2, 3 只是在局部的底部仰拱回填部位出现塑性区, 显然增设抗震层是有利的。

考察仰拱混凝土回填处的情况, 从图 10 可以看出, 地震过程中该处均出现较大的拉应力, 需引起注意(方案 2, 3 拉应力情况类似)。

由表 4 可见, 添加抗震层后, 隧道衬砌各部位位移值有所减小。在大主应力最大值方面, 有无抗震层差别却是明显的, 即无抗震层时衬砌各部位均为不利的拉应力, 设置抗震层后, 衬砌各部位均为小量值的压应力, 为有利情况, 从具体数值分析也看得出设置抗震层带来的显著效果。

4 结 论

由以上计算和分析可以得到如下结论:

(1) 洞口处 50 a 超载概率 10% 场地基岩加速度峰值为 0.325 g(约相当于 8.5 度地震烈度), 设置抗震层后隧道衬砌结构的位移值减小, 衬砌应力状况也有明显的改善。另外, 从塑性区来看, 不设抗震层的隧道洞周出现大面积的塑性区域, 这意味着衬砌可能大面积破坏; 设置抗震层后, 只是在底部仰拱回填部位出现塑性区。由此可见抗震层的设置虽无法从根本上改变衬砌结构的动力响应, 但通过抗震层的隔震缓冲, 能较显著的改善衬砌的受力状况, 保护隧道洞周在震中不致破坏。

(2) 进一步比较两类不同的抗震层可以发现, 橡胶抗震层在顶部底部均出现较大的拉应力, 平均量值约为 1.6 MPa, 虽然这个值对橡胶这类超弹性材料不致造成破坏, 但是长时间处于较高的应力状态, 橡胶易老化, 会逐渐失去原有的抗震性能, 再加上橡胶是温度敏感性材料, 在恶劣的气候下是否保持固有性能也不得而知; 相比较来说, 泡沫混凝土抗震层在地震中一直未出现拉应力, 应力状况较好, 是一种较好的轻质吸能材料, 且造价上较经济,

建议采用泡沫混凝土抗震层。

(3) 以上 3 种方案中, 有一个细节不容忽视, 即设抗震层的隧道仰拱回填部位无论在震前还是震中均出现较大的拉应力(不设抗震层时情况要好很多), 也是震后隧道破坏的主要区域, 需引起重视并采取措施。

由本文的研究可见: 在高烈度地震区设置泡沫混凝土减震层, 通过隔断周围地层对隧道的约束力, 减小和改变了地震对结构作用的强度和方式, 而其多孔介质的良好的吸能性能, 保证了它能够较好地吸收隧道结构与地层之间反复循环的应变和相对位移, 从而有效地降低震害、保护衬砌。

参考文献(References):

- [1] 郑永来, 杨林德, 李文艺, 等. 地下结构抗震[M]. 上海: 同济大学出版社, 2005.(ZHENG Yonglai, YANG Linde, LI Wenyi, et al. Earthquake resistance of underground structures[M]. Shanghai: Tongji University Press, 2005.(in Chinese))
- [2] 中华人民共和国行业标准编写组. JTJ004 - 89 公路工程抗震设计规范[S]. 北京: 人民交通出版社, 1989.(The Professional Standards Compilation Group of People's Republic of China. JTJ004 - 89 Specifications of earthquake resistant design for highway engineering[S]. Beijing: China Communications Press, 1989.(in Chinese))
- [3] 孙铁成, 高波, 叶朝良. 地下结构抗震减震措施与研究方法探讨[J]. 现代隧道技术, 2007, 44(3): 1 - 5, 10.(SUN Tiecheng, GAO Bo, YE Zhaoliang. Discussion on anti-seismic and seismic-relieving measures and corresponding research methods for underground structures[J]. Modern Tunnelling Technology, 2007, 44(3): 1 - 5, 10.(in Chinese))
- [4] 李育枢. 山岭隧道地震动力响应及减震措施研究[博士学位论文][D]. 上海: 同济大学, 2002.(LI Yushu. Study on earthquake responses and vibration-absorption measures for mountain tunnel[Ph. D. Thesis][D]. Shanghai: Tongji University, 2002.(in Chinese))
- [5] Hibbitt, Karlsson and Sorensen, Inc.. ABAQUS theory manual and analysis user's manual[R]. Pawtucket, USA: Hibbitt, Karlsson and Sorensen, Inc., 2002.
- [6] 高峰, 石玉成, 严松宏, 等. 隧道的两种减震措施研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(2): 222 - 229.(GAO Feng, SHI Yucheng, YAN Songhong, et al. Study of two shock absorption measures in tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(2): 222 - 229.(in Chinese))
- [7] LYSMER J, KULEMEYER R L. Finite dynamic model for infinite media[J]. Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, 1969, 95(4): 859 - 877.
- [8] CLAYTON R, ENGQUIST B. Absorbing boundary conditions for acoustic and elastic wave equations[J]. Bulletin of the Seismological Society of America, 1977, 67(6): 1 529 - 1 540.
- [9] 廖振鹏, 黄孔亮, 杨柏坡, 等. 暂态波透射边界[J]. 中国科学(A 辑), 1984, (6): 556 - 564.(LIAO Zhenpeng, HUANG Kongliang, YANG Baipo, et al. Transmitting boundary of transient wave[J]. Science in China(Series A), 1984, (6): 556 - 564.(in Chinese))
- [10] 吴鸿庆, 任侠. 结构有限元分析[M]. 北京: 中国铁道出版社, 2000.(WU Hongqing, REN Xia. Finite element analysis for structures[M]. Beijing: China Railway Publishing House, 2000.(in Chinese))
- [11] 王志杰, 高波, 关宝树. 围岩 - 隧道衬砌结构体系的减震研究[J]. 西南交通大学学报, 1996, 31(6): 590 - 594.(WANG Zhijie, GAO Bo, GUAN Baoshu. Research of isolation of rock liner structure systems[J]. Journal of Southwest Jiaotong University, 1996, 31(6): 590 - 594.(in Chinese))
- [12] 董永香, 黄晨光, 段祝平. 多层介质对应应力波传播特性影响分析[J]. 高压物理学报, 2005, 19(1): 59 - 65.(DONG Yongxiang, HUANG Chenguang, DUAN Zhuping. Analysis of the influence of multi-layered media on stress wave propagation[J]. Chinese Journal of High Pressure Physics, 2005, 19(1): 59 - 65.(in Chinese))
- [13] 王代华, 刘殿书, 杜玉兰, 等. 含泡沫吸能层防护结构爆炸能量分布的数值模拟研究[J]. 爆破与冲击, 2006, 26(6): 562 - 567. (WANG Daihua, LIU Dianshu, DU Yulan, et al. Numerical simulation of anti-blasting mechanism and energy distribution of composite protective structure with foam concrete[J]. Explosion and Shock Waves, 2006, 26(6): 562 - 567.(in Chinese))
- [14] 高峰, 李德武. 隧道三维地震反应分析若干问题的研究[J]. 岩土工程学报, 1998, 20(4): 48 - 53.(GAO Feng, LI Dewu. A study on some problems concerning 3D analysis of seismic response of tunnels[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1998, 20(4): 48 - 53.(in Chinese))