

## 地下十字立交管廊横向抗震分析(II) ——结果与讨论

梁建文,陈慧芳,李东桥,官其钊

(天津大学 建筑工程学院,天津 300350)

**摘要:**基于反应位移法建立立交管廊荷载-结构模型,对地下立交管廊进行横向抗震分析,研究了沿立交管廊2个主轴方向地震激励下,某地下十字立交现浇管廊的内力、变形和损伤响应。结果表明:大震作用下,管廊立交节点层间位移角超出标准限值的167.50%,受拉损伤可达0.985,远超受拉损伤限值,是立交管廊的薄弱部位;因立交节点与标准段之间的显著刚度及变形模式差异,近节点变形缝的变形最大,且大震作用下,2个方向近节点变形缝的变形分别可达20、18 mm;立交节点各层之间最大层间位移角可能不在同一时刻发生,大震作用下,各层之间最大层间位移角超出顶底板之间层间位移角的19.15%,有必要根据各层之间最大层间位移角来确定最不利工况。研究结果可为立交管廊的抗震设计提供一定的参考。

**关键词:**十字立交管廊;管廊立交节点;现浇管廊;变形缝;地震激励方向;最不利工况

**中图分类号:**TU990.3; P315.9

**文献标志码:**A

### Transverse seismic analysis of underground cross interchange utility tunnel(II): Results and discussion

LIANG Jianwen, CHEN Huifang, LI Dongqiao, GUAN Qilv

(School of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300350, China)

**Abstract:** A load-structure model for the underground interchange utility tunnel was established based on the response displacement method. Transverse seismic analysis was carried out on the underground interchange utility tunnel. The internal force, deformation, and damage responses of an underground cross interchange cast-in-place utility tunnel under seismic excitations along two main axes were analyzed. The results indicate that under major earthquakes, the inter-story displacement angle at the interchange node of the utility tunnel exceeds the standard limit by 167.50%, with tensile damage reaching 0.985, far exceeding the tensile damage limit, which marking it as the weakest part of the interchange utility tunnel. Due to significant differences in stiffness and deformation modes between the interchange node and standard segments, the deformation at joints near the interchange node is the greatest. Under major earthquakes, the deformation at the joints near the interchange node can be up to 20 mm and 18 mm in two directions, respectively. The maximum inter-story displacement angle between layers at the interchange node may not occur simultaneously. Under major earthquakes, the maximum inter-story displacement angle between layers exceeds that between the top and bottom slabs by 19.15%. Consequently, it is necessary to determine the most unfavorable condition based on the maximum inter-story displacement angle between layers. The findings can provide a reference for the transverse seismic design of interchange utility tunnels.

**Key words:** cross interchange utility tunnel; interchange node of utility tunnel; cast-in-place utility tunnel; deformation joint; seismic excitation direction; the most unfavorable condition

收稿日期:2024-05-30; 修回日期:2024-09-18

基金项目:国家自然科学基金项目(51978462)

作者简介:梁建文(1965—),男,教授,博士,主要从事地下结构抗震研究。E-mail:liang@tju.edu.cn

## 0 引言

近些年,我国城市地下综合管廊工程发展迅速,地下管廊抗震性能的研究受到了广泛关注。文献[1-11]对直线形地下管廊进行了不同角度的抗震分析,给出了直线形管廊在地震作用下的变形规律、破坏模式和薄弱环节。考虑到地下管廊系统分布复杂,形成大量的交叉管廊,且由于交叉管廊不同主轴方向存在刚度差异,交叉节点受力状态复杂,交叉管廊的地震响应机理尚不明确,而现有的直线形管廊抗震分析方法和相关研究结论无法满足交叉管廊抗震设计需求。文献[12-15]对T形、十字形和井字形平交管廊进行了纵向抗震分析,给出了平交管廊纵向抗震设计方法和交叉节点相互影响的规律。

然而,在实际工程中,为了满足廊内管线互通要求,干线管廊交叉节点通常设计为整体立交形式,形成了大量的立交管廊。立交管廊的立交节点形式多样、构造复杂,且立交管廊在正交2个方向的抗侧移刚度存在显著差异。此外,不同埋深管廊的变形模式与土体变形密切相关,因此,立交管廊的抗震性能相对于直线管廊、平交管廊更为复杂和不利。然而,目前关于立交管廊抗震性能的研究还鲜有报道。在地震作用下,地下立交管廊不同轴向管廊及立交节点的地震响应规律、损伤机理尚不明确。标准<sup>[16-18]</sup>中仅涉及了直线形地下结构的抗震设计,针对地下立交管廊结构,均未有相应的抗震设计条文。因此,研究地下立交管廊内力分布、变形模式、损伤特征等地震响应机理,进而为实际管廊工程抗震设计提供相应参考,显得十分必要。

鉴于此,本文第一部分《地下十字立交管廊横向抗震分析:方法及验证》<sup>[19]</sup>以某地下十字立交现浇管廊为例,基于横断面反应位移法<sup>[17]</sup>和纵断面反应位移法<sup>[20]</sup>基本思想,提出了一个适用于地下立交管廊横向抗震分析的反应位移法,并通过时程分析法对该方法进行了验证。在本文第一部分的基础上,本文第二部分主要对十字立交现浇管廊的地震响应结果进行了系统性分析。分析了沿2个主轴方向地震激励下,十字立交现浇管廊相应各层之间最大相对变形的内力、变形和损伤响应,基于此,对立交现浇管廊变形缝的变形规律进行了讨论。相关结论可以为地下立交管廊的抗震设计提供一定的参考。

## 1 地震激励方向

地下交叉管廊在正交2个方向的抗侧移刚度存在巨大差异,同时,与平交管廊不同的是,因2个管廊埋深不同,立交管廊在正交2个方向地震激励下的响应不同。因此,地下立交管廊抗震分析需要研究不同地震激励方向对其抗震性能的影响。

本文规定埋深较深管廊的轴向为X方向,埋深较浅管廊的轴向为Y方向,十字立交管廊及地震激励方向示意图见图1,并且规定与地震激励方向一致的管廊为纵向管廊,与地震激励方向垂直的管廊为横向管廊。

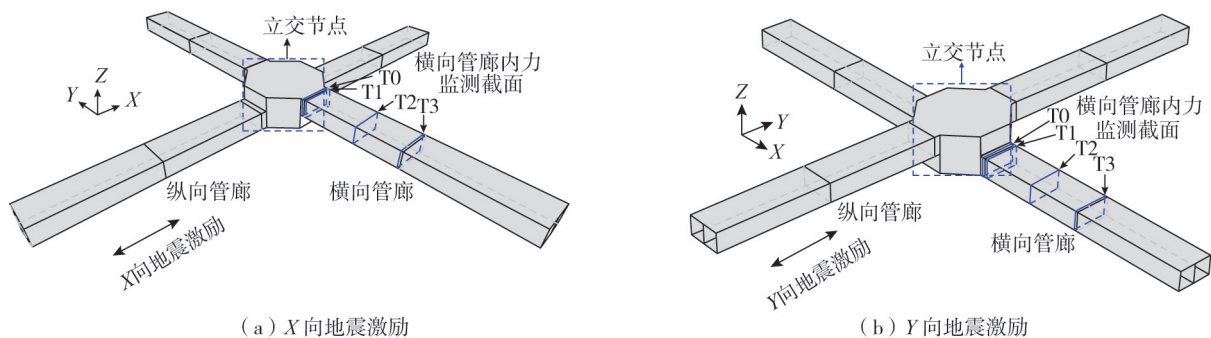


图1 十字立交管廊及地震激励方向示意图

Fig. 1 Cross interchange utility tunnel and seismic excitation direction diagram

## 2 结果与讨论

本文第一部分研究表明<sup>[19]</sup>,所提出的立交管廊横向抗震分析方法具有良好的计算精度,可以代替时程分析法对立交管廊进行横向抗震分析。由此,本文第二部分进一步分析地下双舱十字立交现浇管廊的地震

响应,其中,立交管廊尺寸、场地条件、地震波类型和幅值,及有限元建模方法等,均与本文第一部分相同。另外,本文第一部分指出,在不同地震波作用下,立交节点各层之间最大相对变形有可能不在同一时刻发生(顶中板之间最大相对变形发生时刻为 $t_1$ 、中底板之间最大相对变形发生时刻为 $t_2$ 、顶底板之间最大相对变形发生时刻为 $t_3$ ),为此,本文第二部分对该双舱十字立交现浇管廊分别在图1所示 $X$ 向、 $Y$ 向地震激励下的内力、变形和损伤响应进行具体分析,并讨论立交节点各层之间最大相对变形工况与顶底板之间最大相对变形工况的地震响应差异,以确定最不利工况。

## 2.1 内力分析

根据 GB/T 51336—2018《地下结构抗震设计标准》<sup>[17]</sup>中的相关规定,对地下立交管廊在中震作用下的内力进行分析。

### 2.1.1 $X$ 向地震激励内力分析

对立交管廊在图1(a)所示 $X$ 向地震激励下的内力进行分析。地震作用下沿纵向管廊会产生沿 $X$ 方向的轴力, $YZ$ 平面内的剪力,以及绕 $Y$ 轴的弯矩。不同地震波中震作用下,沿纵向管廊截面内力分布图见图2~图4。

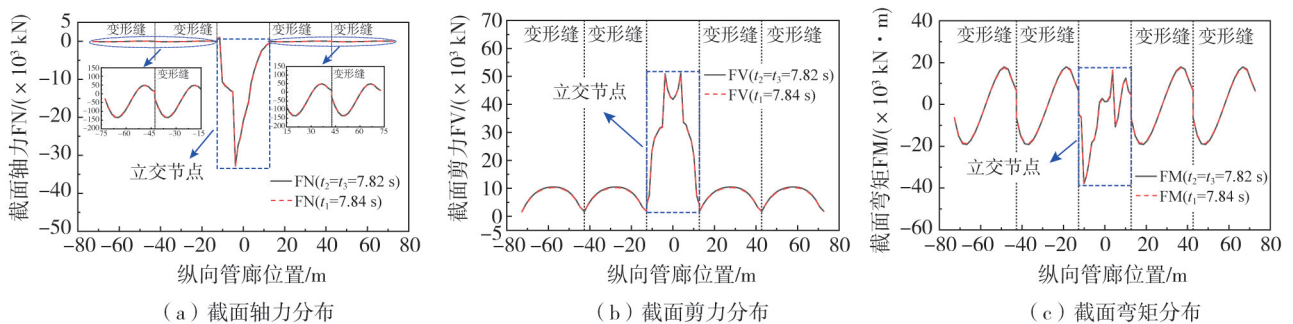


图2  $X$ 向地震激励下沿纵向管廊内力分布(安评波)

Fig. 2 Distribution of internal forces along the longitudinal utility tunnel in  $X$ -direction (SSE wave)

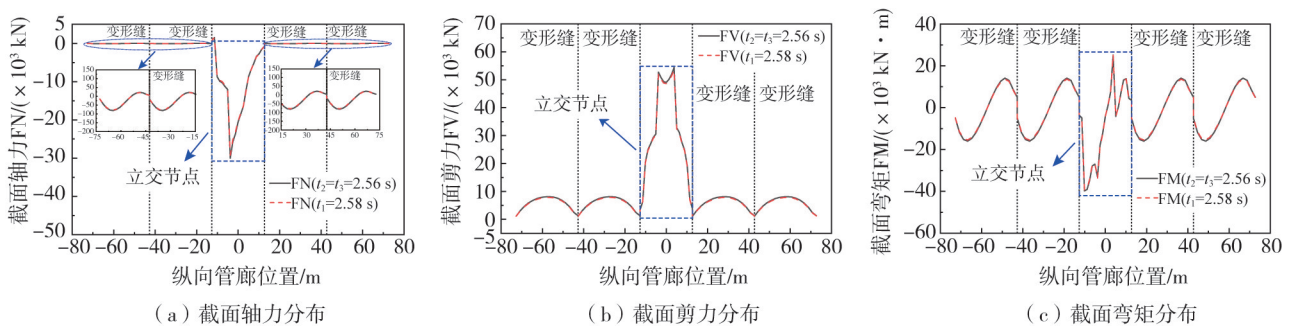


图3  $X$ 向地震激励下沿纵向管廊内力分布(El Centro波)

Fig. 3 Distribution of internal forces along the longitudinal utility tunnel in  $X$ -direction (El Centro wave)

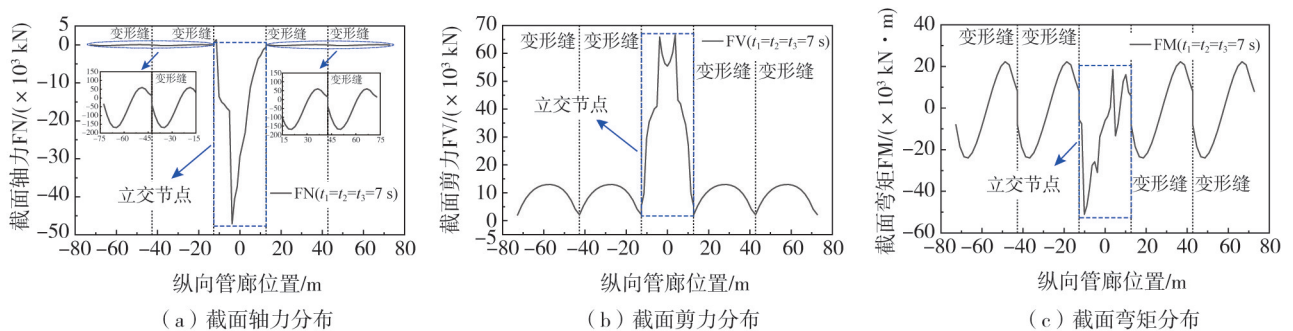


图4  $X$ 向地震激励下沿纵向管廊内力分布(Taft波)

Fig. 4 Distribution of internal forces along the longitudinal utility tunnel in  $X$ -direction (Taft wave)

由图2~图4可知,在3种地震波作用下,立交节点处的截面轴力、剪力和弯矩均出现明显突变,显著大于纵向标准段,说明立交节点有严重的内力集中现象;纵向管廊标准段截面轴力、剪力、弯矩随着变形缝而呈周期性变化,这表明纵向标准段内力分布没有受到立交节点的影响。还可以看到,在安评波和 El Centro 波

作用下,立交节点各层之间最大相对变形对应工况的内力峰值及分布较为接近,差别不大。此外,管廊在 Taft 波作用下的轴力、剪力、弯矩峰值均大于安评波(SSE wave)和 El Centro 波,说明不同地震波的地震影响不同。

限于篇幅,以安评波为例,取图 1(a)中的内力监测截面 T0、T1、T2、T3(渐次远离立交节点)对横向管廊在 X 向地震激励下的内力进行分析。其中,T0 截面为立交节点与标准段连接的外延段,T1、T3 截面位于横向管廊标准段两端的变形缝处,T2 截面位于横向管廊标准段中间位置。横向管廊各监测截面在安评波中震作用下的内力分布见图 5。

由图 5 可知,T0 截面的轴力峰值出现在左侧板上约 1/4 处,剪力、弯矩峰值位于左侧板与底板相交的角点,且 T0 截面的轴力、剪力、弯矩峰值均远大于 T1 截面相应内力峰值,可见立交节点外延段存在较大的应力集中;T1、T2、T3 截面的轴力、剪力、弯矩峰值均发生在左侧板与底板相交的角点,其中 T1、T3 截面的内力峰值及分布保持一致,且不同于 T2 截面的内力峰值,说明横向管廊内力沿轴向随着变形缝而周期性变化的特征。此外,还可以发现,立交节点各层之间最大相对变形对应工况的内力峰值及分布差别较小。

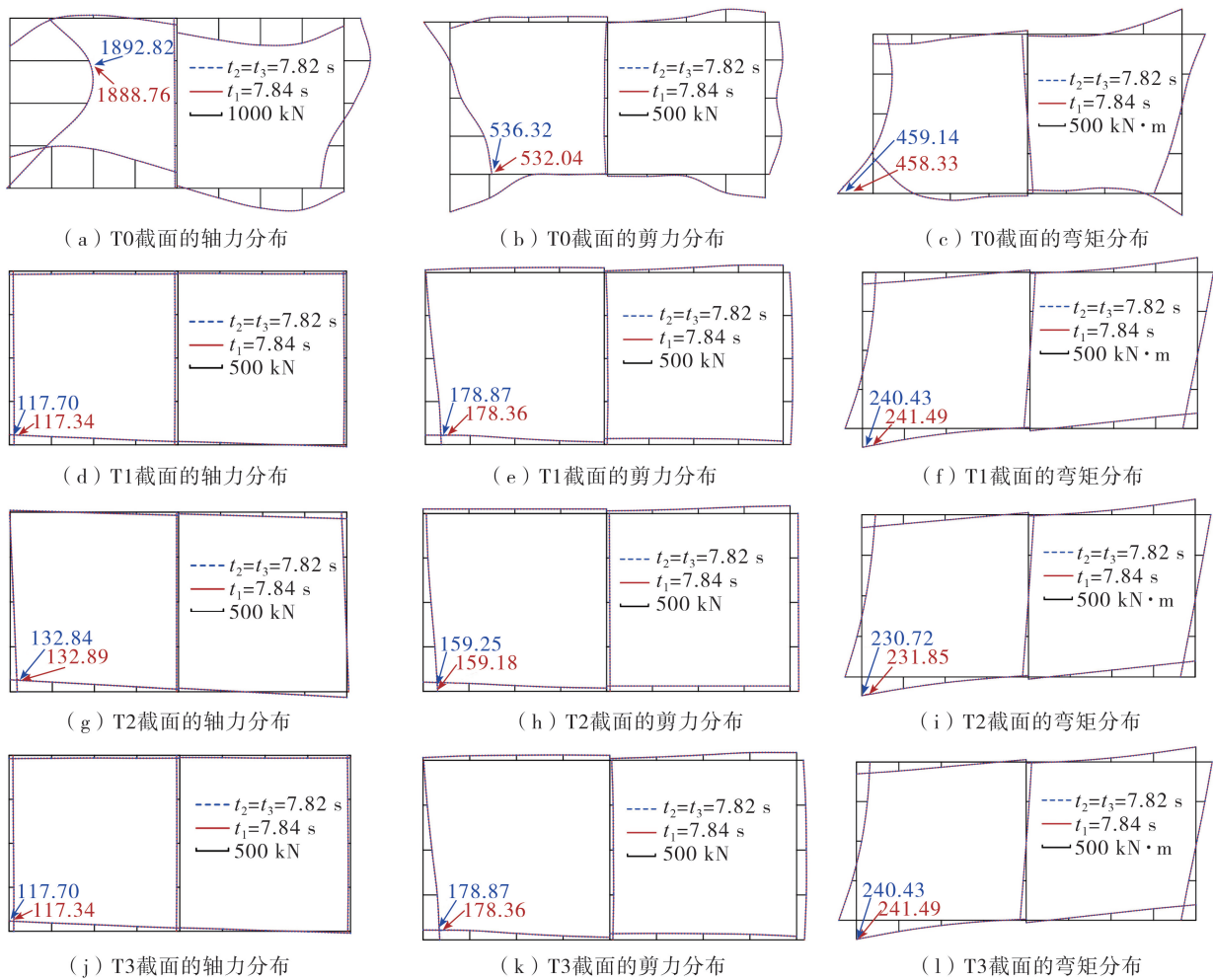


图 5 X 向地震激励下沿横向管廊监测截面的内力分布(安评波)

Fig. 5 Distribution of internal forces of transverse utility tunnel monitoring sections in X-direction (SSE wave)

### 2.1.2 Y 向地震激励内力分析

对立交管廊在图 1(b)所示 Y 向地震激励下的内力进行分析。地震作用下沿纵向管廊会产生沿 Y 方向的轴力,XZ 平面内的剪力,以及绕 X 轴的弯矩。不同地震波中震作用下,沿纵向管廊截面内力分布图见图 6~图 8。

由图 6~图 8 可知,立交节点处的截面内力出现明显突变,应力集中现象严重;纵向管廊标准段截面轴力、剪力、弯矩随着变形缝呈周期性变化,不受立交节点的影响;在安评波和 El Centro 波作用下,立交节点各层之间最大相对变形对应工况的内力峰值及分布总体差别较小;上述与 X 向地震激励工况内力分布(图 2~图 4)规律相似,但就内力峰值而言,整体上相对 X 向地震激励工况更为不利。

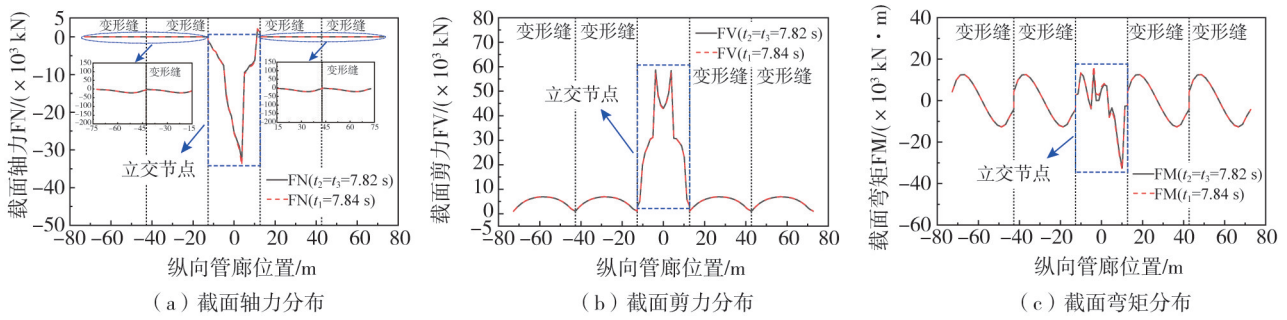


图6 Y向地震激励下沿纵向管廊内力分布(安评波)

Fig.6 Distribution of internal forces along the longitudinal utility tunnel in Y-direction (SSE wave)

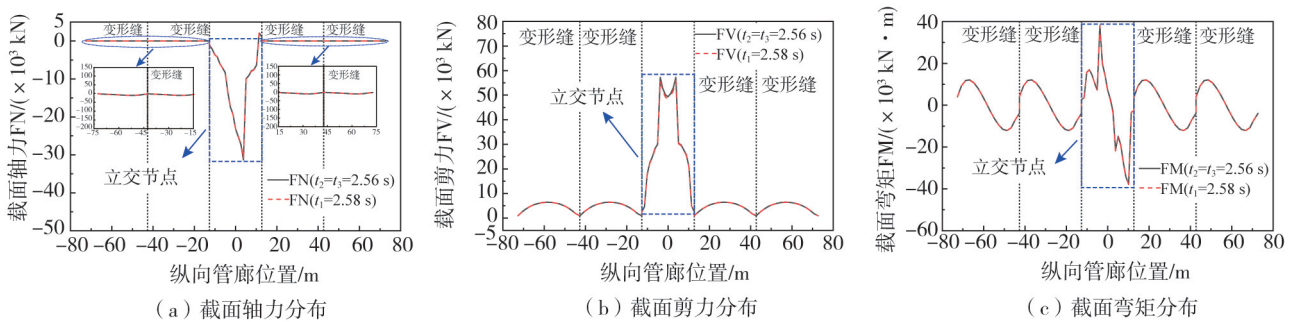


图7 Y向地震激励下沿纵向管廊内力分布(El Centro波)

Fig.7 Distribution of internal forces along the longitudinal utility tunnel in Y-direction (El Centro wave)

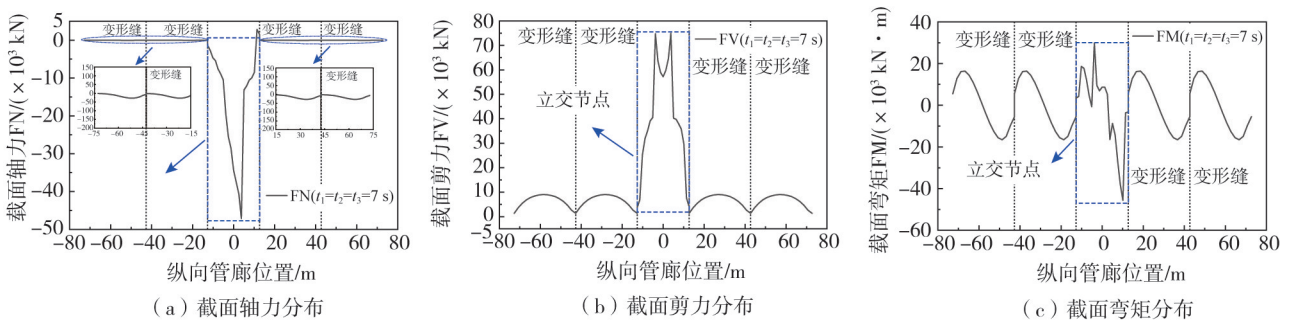
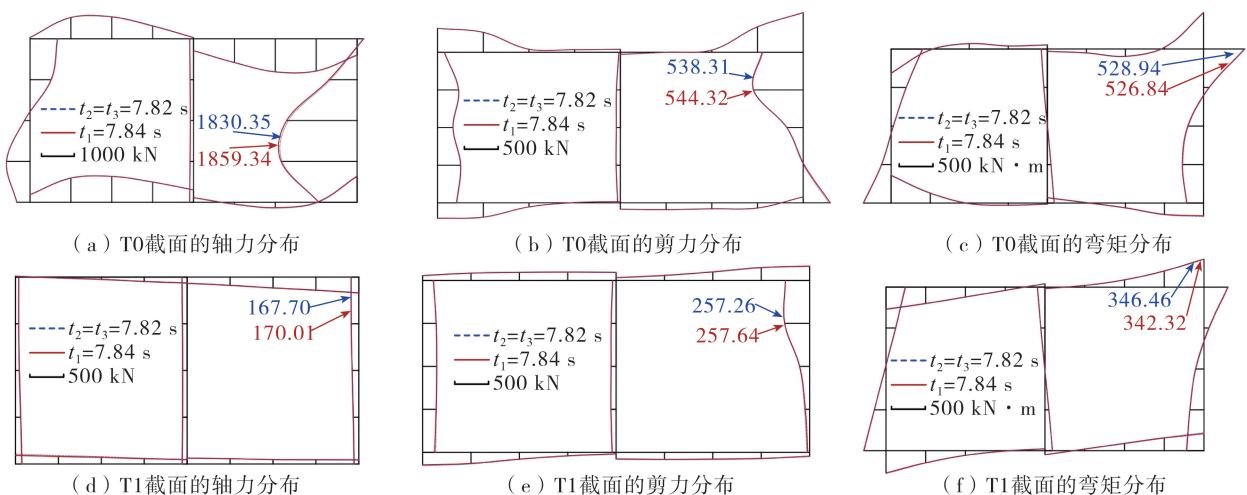


图8 Y向地震激励下沿纵向管廊内力分布(Taft波)

Fig.8 Distribution of internal forces along the longitudinal utility tunnel in Y-direction (Taft wave)

对Y向地震激励下的横向管廊内力进行分析,监测截面为图1(b)中的T0、T1、T2、T3。横向管廊在安评波中震作用下各监测截面的轴力、剪力和弯矩分布见图9。



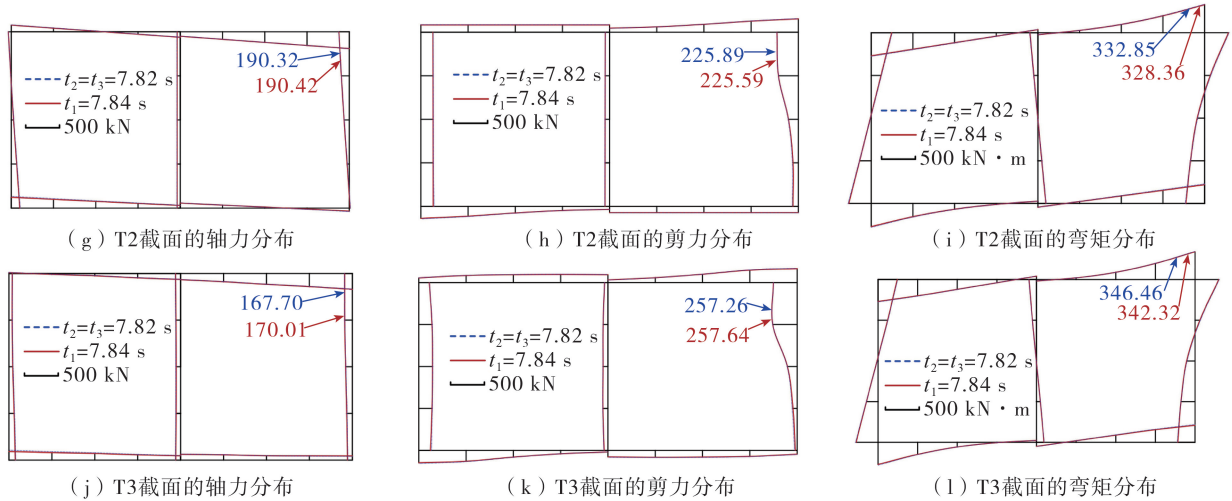


图 9 Y 向地震激励下沿横向管廊监测截面的内力分布 (安评波)

Fig.9 Distribution of internal forces of transverse utility tunnel monitoring sections in Y-direction (SSE wave)

由图 9 可知,T0 截面的轴力峰值出现在右侧板下方约 1/4 处,剪力、弯矩峰值位于右侧板与顶板相交的角点,且 T0 截面的轴力、剪力、弯矩峰值均远大于 T1 截面相应内力峰值,立交节点外延段存在较大的应力集中;T1、T2、T3 截面的轴力、剪力、弯矩峰值均发生在右侧板与顶板相交的角点,其中位于标准段变形缝处的 T1、T3 截面的内力峰值及分布保持一致,与位于标准段中间位置的 T2 截面的内力峰值存在差异,这和 X 向地震激励工况下的规律相同,说明不同地震激励方向下,横向管廊标准段内力沿轴向始终随着变形缝保持周期性变化的特征。

对比图 5 可知,立交节点外延段截面(T0 截面)的内力在不同地震激励方向下较为接近,且远大于横向管廊标准段内力峰值,由于其处于截面突变之处,易发生应力集中,应加强抗震设计。值得注意的是,地震激励方向为 Y(埋深较浅管廊的轴向)时,横向管廊标准段(T1、T2 和 T3 截面)内力峰值均大于 X 向地震激励下的对应值,说明 Y 向地震激励对立交管廊的横向管廊更为不利。

总体而言,当地震激励方向为 X(埋深较深的管廊轴向)或 Y(埋深较浅管廊的轴向)时,立交管廊的立交节点均出现严重的内力集中现象,且管廊在 Y 向地震激励下的内力响应整体上相对 X 向地震激励工况更为不利,在立交管廊抗震设计中应予以重视。另外,中震作用下,立交节点各层之间最大相对变形对应工况下的内力峰值及分布均较为接近。

### 2.2 变形分析

依据 GB/T 51336—2018《地下结构抗震设计标准》<sup>[17]</sup>对立交管廊进行抗震变形分析,包括弹性变形和弹塑性变形,变形以层间位移角表示。以 X 地震激励方向为参照给出了管廊抗震变形监测位置及变形缝变形位置,由于该立交管廊为双向轴对称形式,因此取立交节点及不同主轴方向各一侧的纵向管廊和横向管廊进行分析,见图 10。其中:

1) 立交节点处:取立交节点顶板、中板、底板沿地震激励方向的中线位置为监测线,以  $\theta_1$ 、 $\theta_2$ 、 $\theta_3$  分别表示顶中板之间、中底板之间、顶底板之间的层间位移角。

2) 横向管廊:取横向管廊标准段中间位置为监测线,以  $\theta_4$ 、 $\theta_5$  依次表示横向管廊层间位移角;以  $J_1$ 、 $J_2$  分别表示横向管廊近节点、远节点变形缝水平错动变形,同时,考虑到立交节点为变截面结构形式,地震变形复杂,其与管廊标准段连接处的变形缝可能会表现出复杂的变形特征,因此对变形缝顶板和底板处的变形均进行了监测,并以  $J_{r1}$ 、 $J_{r2}$  表示顶板变形缝水平错动变形,以  $J_{b1}$ 、 $J_{b2}$  表示底板变形缝水平错动变形。

3) 纵向管廊:鉴于纵向管廊抗侧移刚度较大,因此不对其进行具体的层间位移角分析,仅对纵向管廊变形缝的变形进行监测。以  $J_3$ 、 $J_4$  分别表示纵向管廊近节点、远节点变形缝变形,并以  $J_{r3,h}$ 、 $J_{r4,h}$  表示顶板变形缝水平张开变形, $J_{r3,v}$ 、 $J_{r4,v}$  表示顶板变形缝竖向错动变形,以  $J_{b3,h}$ 、 $J_{b4,h}$  表示底板变形缝水平张开变形,以  $J_{b3,v}$ 、 $J_{b4,v}$  表示底板变形缝竖向错动变形。

需要说明的是:当地震激励方向为 Y(埋深较浅管廊的轴向)时,立交节点、横向管廊、纵向管廊变形监测位置与上述 X 激励方向相对应;GB/T 51336—2018《地下结构抗震设计标准》<sup>[17]</sup>规定钢筋混凝土下单、双层结

构弹性层间位移角限值为 1/550, 弹塑性层间位移角限值为 1/250; 另外, 为了方便起见, 文中将靠近立交节点的变形缝统称为“近节点变形缝”, 将远离立交节点的变形缝统称为“远节点变形缝”。

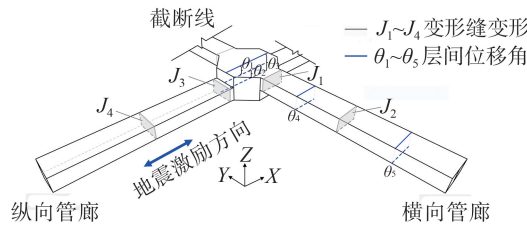


图 10 十字立交现浇管廊抗震变形分析监测位置

Fig. 10 Monitoring position of seismic deformation analysis of cross interchange cast-in-place utility tunnel

## 2.2.1 X 向地震激励变形分析

### 1) 弹性变形分析

X 向地震激励下, 管廊各变形监测位置在不同地震波弹性分析条件下的层间位移角见表 1。由表可知, 立交节点顶中板之间层间位移角  $\theta_1$  最大, 且 Taft 波作用下  $\theta_1$  超出标准限值的 11.11%, 表明立交节点抗变形能力较弱; 横向管廊不同标准段的层间位移角呈现均匀一致的分布规律, 说明横向管廊层间变形没有受到立交节点的影响, 这点与 2.1 节横向管廊标准段内力分布规律相吻合。另外, 可以发现, 安评波、El Centro 波作用下, 立交节点各层之间最大相对变形对应工况的层间位移角基本一致。

表 1 X 向地震激励下管廊各监测位置的层间位移角(弹性)

Table 1 Inter-story displacement angle of each monitoring position of utility tunnel in X-direction(elastic)

监测位置	安评波 0.20 g		El Centro 波 0.20 g		Taft 波 0.20 g	
	$t_2 = t_3 = 7.82$ s	$t_1 = 7.84$ s	$t_2 = t_3 = 2.56$ s	$t_1 = 2.58$ s	$t_1 = t_2 = t_3 = 7.00$ s	
立交节点	$\theta_1$	0.0015	0.0015	0.0017	0.0017	0.0020
	$\theta_2$	0.0005	0.0005	0.0006	0.0006	0.0007
	$\theta_3$	0.0010	0.0010	0.0012	0.0012	0.0013
横向管廊	$\theta_4$	0.0012	0.0012	0.0017	0.0017	0.0017
	$\theta_5$	0.0012	0.0012	0.0017	0.0017	0.0017

X 向地震激励下, 横向管廊变形缝在弹性分析条件下的水平错动变形见表 2。由表可知: 横向管廊远节点变形缝在不同工况下的水平错动变形为 0, 这说明横向管廊标准段之间为平面内一致变形; 而横向管廊顶板和底板近节点变形缝的最大水平错动变形分别为 5.24、4.46 mm, 这种变形差异主要是近节点变形缝位于立交节点与横向管廊标准段之间, 而立交节点与横向管廊标准段变形模式差异较大导致的。

表 2 X 向地震激励下横向管廊变形缝的水平错动变形(弹性)

Table 2 Horizontal dislocation deformation of the deformation joint of the transverse utility tunnel in X-direction (elastic)

监测位置	安评波 0.20 g		El Centro 波 0.20 g		Taft 波 0.20 g	
	$t_2 = t_3 = 7.82$ s	$t_1 = 7.84$ s	$t_2 = t_3 = 2.56$ s	$t_1 = 2.58$ s	$t_1 = t_2 = t_3 = 7.00$ s	
横向管廊近节点变形缝 $J_1$	$J_{1a}$	3.03	3.03	5.24	5.22	4.34
	$J_{1b}$	3.23	3.21	3.84	3.77	4.46
横向管廊远节点变形缝 $J_2$	$J_{2a}$	0	0	0	0	0
	$J_{2b}$	0	0	0	0	0

X 向地震激励下, 纵向管廊变形缝在弹性分析条件下的水平张开变形和竖向错动变形见表 3。由表可知: 纵向管廊远节点变形缝在不同工况下的水平张开变形均小于 0.10 mm, 可以忽略不计; 而纵向管廊顶板和底板近节点变形缝最大水平张开变形分别为 3.09、0.56 mm, 这种差异主要是立交节点和纵向管廊标准段变形模式不同所致。纵向管廊顶板和底板近节点变形缝竖向错动变形较为接近, 最大为 7.59 mm, 纵向管廊远节点变形缝竖向错动变形最大为 3.97 mm, 纵向管廊变形缝的竖向错动变形相对较大, 在抗震设计中应予以关注。

**表 3 X 向地震激励下纵向管廊变形缝的水平张开变形和竖向错动变形(弹性)**  
 Table 3 Horizontal opening deformation and vertical dislocation deformation of the deformation joint of the longitudinal utility tunnel in X-direction( elastic)

监测位置	安评波 0.20 g		El Centro 波 0.20 g		Taft 波 0.20 g	
	$t_2 = t_3 = 7.82$ s	$t_1 = 7.84$ s	$t_2 = t_3 = 2.56$ s	$t_1 = 2.58$ s	$t_1 = t_2 = t_3 = 7.00$ s	
纵向管廊近节点 变形缝 $J_3$	$J_{i3,h}$	1.71	1.75	3.05	3.09	2.39
	$J_{b3,h}$	-0.18	-0.15	0.51	0.56	-0.15
	$J_{i3,v}$	5.20	5.17	7.59	7.49	7.17
	$J_{b3,v}$	5.22	5.19	7.57	7.48	7.19
纵向管廊远节点 变形缝 $J_4$	$J_{i4,h}$	0.02	0.02	0.03	0.03	0.03
	$J_{b4,h}$	-0.04	-0.04	-0.05	-0.05	-0.06
	$J_{i4,v}$	3.01	2.95	3.67	3.55	3.97
	$J_{b4,v}$	2.94	2.87	3.58	3.47	3.86

2) 弹塑性变形分析

X 向地震激励下,管廊各监测位置在不同地震波弹塑性分析条件下的层间位移角见表 4。由表可知,立交节点顶中板之间的层间位移角  $\theta_1$  最大, Taft 波作用下  $\theta_1$  超出标准限值的 167.50%, 变形严重; 横向管廊不同标准段的层间位移角一致, 没有受到立交节点的影响。此外, 可以发现, 安评波作用下, 立交节点中底板之间层间位移角超出顶底板之间层间位移角的 19.15%, 因此, 有必要全面考虑各层之间的最大层间位移角来确定整体结构的最不利工况。

**表 4 X 向地震激励下管廊各监测位置的层间位移角(弹塑性)**

Table 4 Inter-story displacement angle of each monitoring position of utility tunnel model in X-direction( elasto-plastic)

监测位置	安评波 0.38 g		El Centro 波 0.40 g		Taft 波 0.40 g	
	$t_2 = 15.46$ s	$t_1 = t_3 = 15.88$ s	$t_2 = 2.26$ s	$t_1 = t_3 = 2.58$ s	$t_1 = t_2 = t_3 = 7.10$ s	
立交节点	$\theta_1$	0.008 1	0.008 4	0.008 3	0.008 8	0.010 7
	$\theta_2$	0.005 6	0.004 7	0.003 1	0.003 2	0.004 1
	$\theta_3$	0.006 8	0.006 6	0.005 7	0.006 0	0.007 4
横向管廊	$\theta_4$	0.005 7	0.005 9	0.005 6	0.006 3	0.007 5
	$\theta_5$	0.005 7	0.005 9	0.005 6	0.006 3	0.007 5

X 向地震激励下, 横向管廊变形缝在弹塑性分析条件下的水平错动变形见表 5。由表可知, 横向管廊顶板和底板近节点变形缝的最大水平错动变形分别为 1.67、18.06 mm, 变形量差异较大, 说明立交节点与横向管廊标准段之间变形模式的差异随着地震等级的增加而明显增大, 应重视立交节点与标准段之间变形模式差异对近节点变形缝的影响。

**表 5 X 向地震激励下横向管廊变形缝的水平错动变形(弹塑性)**

Table 5 Horizontal dislocation deformation of the deformation joint of the transverse utility tunnel in X-direction( elasto-plastic)

监测位置	安评波 0.38 g		El Centro 波 0.40 g		Taft 波 0.40 g	
	$t_2 = 15.46$ s	$t_1 = t_3 = 15.88$ s	$t_2 = 2.26$ s	$t_1 = t_3 = 2.58$ s	$t_1 = t_2 = t_3 = 7.10$ s	
横向管廊近节点 变形缝变形 $J_1$	$J_{i1}$	1.56	1.67	1.61	1.54	1.30
	$J_{b1}$	13.29	14.16	15.37	14.28	18.06
横向管廊远节点 变形缝变形 $J_2$	$J_{i2}$	0	0	0	0	0
	$J_{b2}$	0	0	0	0	0

X 向地震激励下, 纵向管廊变形缝在弹塑性分析条件下的水平张开变形和竖向错动变形见表 6。由表可知, 纵向管廊远节点变形缝水平变形以压缩为主, 压缩量最大为 4.61 mm; 纵向管廊近节点变形缝顶板水平变形以张开为主, 张开量最大为 13.91 mm, 而底板水平变形以压缩为主, 压缩量最大为 4.36 mm, 该差异主要是立交节点与纵向管廊标准段之间变形模式不同导致; 纵向管廊顶板和底板近节点变形缝竖向错动变形最大分别为 14.49、13.31 mm, 纵向管廊远节点变形缝竖向错动量较为接近, 最大为 11.99 mm。

表6 X向地震激励下纵向管廊变形缝的水平张开变形和竖向错动变形(弹塑性)

Table 6 Horizontal opening deformation and vertical dislocation deformation of the deformation joint of the longitudinal utility tunnel in X-direction (elasto-plastic)

监测位置		安评波 0.38 g		El Centro 波 0.40 g		Taft 波 0.40 g
		$t_2 = 15.46$ s	$t_1 = t_3 = 15.88$ s	$t_2 = 2.26$ s	$t_1 = t_3 = 2.58$ s	$t_1 = t_2 = t_3 = 7.10$ s
		mm				
纵向管廊近节点变形缝 $J_3$	$J_{r3,h}$	13.47	9.77	10.63	10.90	13.91
	$J_{b3,h}$	-4.36	-4.26	-2.66	-2.76	-3.20
	$J_{r3,v}$	14.49	14.46	8.89	9.12	10.45
	$J_{b3,v}$	13.31	13.01	8.47	8.45	9.69
纵向管廊远节点变形缝 $J_4$	$J_{r4,h}$	-4.61	-4.37	-0.01	-0.01	-0.52
	$J_{b4,h}$	-0.58	-0.61	-0.10	-0.11	-0.23
	$J_{r4,v}$	11.99	11.97	5.63	5.76	7.15
	$J_{b4,v}$	11.24	11.23	5.45	5.57	6.91

## 2.2.2 Y向地震激励变形分析

## 1) 弹性变形分析

Y向地震激励下,管廊各变形监测位置在弹性分析条件下的层间位移角见表7。由表可知,立交节点中底板之间层间位移角 $\theta_2$ 最大,与横向管廊层间位移角较为接近,Taft波作用下,立交节点中底板之间层间位移角和横向管廊层间位移角均超出标准限值的16.67%。这与X向地震激励工况下的层间位移角分布规律有所不同,这种现象可以归因于不同地震激励方向下,横向管廊埋深不同,其受地层位移分布模式的影响不同,而立交节点整体构造形式复杂,抗侧刚度因截面形式不同而存在差异,进而导致其变形模式发生变化。立交管廊在不同地震激励方向下变形模式及薄弱环节的改变,在抗震设计中应引起重视。此外,安评波、El Centro波作用下,立交节点各层之间最大相对变形对应工况的层间位移角总体差别较小。

表7 Y向地震激励下管廊各监测位置的层间位移角(弹性)

Table 7 Inter-story displacement angle of each monitoring position of utility tunnel in Y-direction (elastic)

监测位置		安评波 0.20 g		El Centro 波 0.20 g		Taft 波 0.20 g
		$t_2 = t_3 = 7.82$ s	$t_1 = 7.84$ s	$t_2 = t_3 = 2.56$ s	$t_1 = 2.58$ s	$t_1 = t_2 = t_3 = 7.00$ s
立交节点	$\theta_1$	0.0005	0.0005	0.0006	0.0006	0.0006
	$\theta_2$	0.0016	0.0015	0.0018	0.0017	0.0021
	$\theta_3$	0.0010	0.0010	0.0012	0.0012	0.0013
横向管廊	$\theta_4$	0.0016	0.0016	0.0018	0.0018	0.0021
	$\theta_5$	0.0016	0.0016	0.0018	0.0018	0.0021

Y向地震激励下,横向管廊变形缝在弹性分析条件下的水平错动变形见表8。由表可知,横向管廊远节点变形缝在不同工况下的水平错动变形为0,与X向地震激励工况相同,说明不同地震激励方向下,横向管廊标准段之间始终为一致变形模式;而横向管廊顶板和底板近节点变形缝的最大水平错动变形分别为1.71、3.13 mm,这种差异同样是立交节点与横向管廊标准段变形模式不同导致的,说明在不同地震激励方向下,均应关注立交节点与标准段变形模式差异对近节点变形缝的影响。

表8 Y向地震激励下横向管廊变形缝的水平错动变形(弹性)

Table 8 Horizontal dislocation deformation of the deformation joint of the transverse utility tunnel in Y-direction (elastic)

监测位置		安评波 0.20 g		El Centro 波 0.20 g		Taft 波 0.20 g
		$t_2 = t_3 = 7.82$ s	$t_1 = 7.84$ s	$t_2 = t_3 = 2.56$ s	$t_1 = 2.58$ s	$t_1 = t_2 = t_3 = 7.00$ s
横向管廊近节点变形缝变形 $J_1$	$J_{r1}$	0.92	1.02	1.56	1.71	1.36
	$J_{b1}$	2.15	2.14	3.13	3.10	2.90
横向管廊远节点变形缝变形 $J_2$	$J_{r2}$	0	0	0	0	0
	$J_{b2}$	0	0	0	0	0

Y向地震激励下,纵向管廊变形缝在弹性分析条件下的水平张开变形和竖向错动变形见表9。由表可知,纵向管廊远节点变形缝在不同工况下的水平变形均小于0.10 mm,可以忽略不计;纵向管廊顶板和底板

近节点变形缝水平变形以压缩为主,最大分别为 1.75、4.04 mm;纵向管廊顶板和底板近节点变形缝竖向错动变形分别为 6.83、7.70 mm,而纵向管廊顶板和底板远节点变形缝竖向错动变形较为接近,最大为 3.82 mm,在立交管廊抗震设计中应重视纵向管廊变形缝竖向错动变形。

表 9 Y 向地震激励下纵向管廊变形缝的水平张开变形和竖向错动变形(弹性)

Table 9 Horizontal opening deformation and vertical dislocation of the deformation joint of the longitudinal utility tunnel in Y-direction( elastic) mm

监测位置	安评波 0.20 g		El Centro 波 0.20 g		Taft 波 0.20 g	
	$t_2 = t_3 = 7.82$ s	$t_1 = 7.84$ s	$t_2 = t_3 = 2.56$ s	$t_1 = 2.58$ s	$t_1 = t_2 = t_3 = 7.00$ s	
纵向管廊近节点变形缝 $J_3$	$J_{i3,h}$	-0.68	-0.67	-1.75	-1.74	-1.07
	$J_{b3,h}$	-2.38	-2.38	-4.04	-4.01	-3.46
	$J_{i3,v}$	4.15	4.18	6.83	6.80	5.94
	$J_{b3,v}$	5.03	5.06	7.70	7.66	7.13
纵向管廊远节点变形缝 $J_4$	$J_{i4,h}$	-0.01	-0.01	-0.01	-0.01	-0.01
	$J_{b4,h}$	-0.01	-0.01	-0.01	-0.01	-0.01
	$J_{i4,v}$	2.43	2.45	3.81	3.80	3.41
	$J_{b4,v}$	2.44	2.46	3.82	3.81	3.42

2) 弹塑性变形分析

Y 向地震激励下,管廊各监测位置在弹塑性分析条件下的层间位移角见表 10。由表可知,立交节点中底板之间层间位移角  $\theta_2$  最大,安评波作用下, $\theta_2$  超出标准限值的 132.50%,变形较为严重;横向管廊不同标准段层间位移角一致,没有受到立交节点的影响。此外,可以发现,安评波作用下,立交节点中底板之间的层间位移角超出顶底板之间层间位移角的 6.90%。

表 10 Y 向地震激励下管廊各监测位置的层间位移角(弹塑性)

Table 10 Inter-story displacement angle of each monitoring position of utility tunnel model in Y-direction( elasto-plastic)

监测位置	安评波 0.38 g		El Centro 波 0.40 g		Taft 波 0.40 g	
	$t_2 = 15.46$ s	$t_1 = t_3 = 15.88$ s	$t_2 = 2.26$ s	$t_1 = t_3 = 2.58$ s	$t_1 = t_2 = t_3 = 7.10$ s	
立交节点	$\theta_1$	0.004 2	0.004 3	0.003 9	0.004 5	0.005 9
	$\theta_2$	0.009 3	0.008 7	0.007 2	0.007 2	0.008 7
	$\theta_3$	0.006 7	0.006 5	0.005 6	0.005 9	0.007 3
横向管廊	$\theta_4$	0.007 9	0.007 5	0.006 0	0.005 9	0.007 3
	$\theta_5$	0.007 9	0.007 5	0.006 0	0.005 9	0.007 3

Y 向地震激励下,横向管廊变形缝在弹塑性分析条件下的水平错动变形见表 11。由表可知,横向管廊顶板和底板近节点变形缝最大水平错动变形分别为 8.68、1.41 mm,这种差异同样是立交节点与横向管廊标准段变形模式不同造成的。

表 11 Y 向地震激励下横向管廊变形缝的水平错动变形(弹塑性)

Table 11 Horizontal dislocation deformation of the deformation joint of the transverse utility tunnel in Y-direction( elasto-plastic) mm

监测位置	安评波 0.38 g		El Centro 波 0.40 g		Taft 波 0.40 g	
	$t_2 = 15.46$ s	$t_1 = t_3 = 15.88$ s	$t_2 = 2.26$ s	$t_1 = t_3 = 2.58$ s	$t_1 = t_2 = t_3 = 7.10$ s	
横向管廊近节点变形缝变形 $J_1$	$J_{i1}$	8.68	8.17	6.95	8.22	8.40
	$J_{b1}$	1.40	1.40	1.41	1.29	1.18
横向管廊远节点变形缝变形 $J_2$	$J_{i2}$	0	0	0	0	0
	$J_{b2}$	0	0	0	0	0

Y 向地震激励下,纵向管廊变形缝在弹塑性分析条件下的水平张开变形和竖向错动变形见表 12。由表可知,纵向管廊远节点变形缝水平变形以压缩为主,压缩量最大为 2.43 mm;纵向管廊近节点变形缝顶板水平变形以张开为主,张开量最大为 4.64 mm,而底板水平变形以压缩为主,压缩量最大为 18.85 mm,说明立交节点与纵向管廊标准段之间变形模式差异对近节点变形缝的影响随着地震等级的增加而显著增大;纵向管廊顶板和底板近节点变形缝最大竖向错动量分别为 16.56、20.41 mm,而纵向管廊顶板和底板远节点变形缝

最大竖向错动量较为接近,最大为 14.45 mm,纵向管廊变形缝竖向错动变形在大震作用下尤为显著,应引起重视并加强其抗震设计。

表 12 Y 向地震激励下纵向管廊变形缝的水平张开变形和竖向错动变形(弹塑性)

Table 12 Horizontal opening deformation and vertical dislocation deformation of the deformation joint of the longitudinal utility tunnel in Y-direction (elasto-plastic)

监测位置		安评波 0.38 g		El Centro 波 0.40 g		Taft 波 0.40 g
		$t_2 = 15.46$ s	$t_1 = t_3 = 15.88$ s	$t_2 = 2.26$ s	$t_1 = t_3 = 2.58$ s	$t_1 = t_2 = t_3 = 7.10$ s
		mm				
纵向管廊近节点变形缝 $J_3$	$J_{i3,h}$	3.74	3.37	4.22	4.28	4.64
	$J_{b3,h}$	-11.07	-7.98	-12.60	-14.60	-18.85
	$J_{i3,v}$	14.72	15.53	13.56	14.37	16.56
	$J_{b3,v}$	18.56	18.71	16.35	17.20	20.41
	$J_{i4,h}$	-0.42	-0.84	-0.16	-0.23	-0.50
纵向管廊远节点变形缝 $J_4$	$J_{b4,h}$	-1.96	-2.43	-0.53	-0.63	-1.78
	$J_{i4,v}$	12.64	13.86	9.00	10.33	13.08
	$J_{b4,v}$	13.11	14.48	9.06	10.43	13.45

因立交管廊抗侧移刚度存在巨大差异,且由于正交 2 个方向管廊埋深不同,地下十字立交管廊的变形模式及薄弱部位因地震激励方向的不同而存在差别。综合以上管廊变形结果,不难发现,地震激励方向为 X (埋深较深管廊的轴向)时,立交节点顶中板之间层间位移角  $\theta_1$  最大,地震激励方向为 Y (埋深较浅管廊的轴向)时,立交节点中底板之间层间位移角  $\theta_2$  最大,且均大于标准段的层间位移角,说明立交节点处的变形特征复杂且抗变形能力较弱,在立交管廊抗震设计时应引起重视。

地震作用下,纵向管廊变形缝存在水平张开变形和竖向错动变形,横向管廊近节点变形缝存在水平错动变形。而由于纵向管廊、横向管廊标准段与立交节点之间的显著刚度差异,纵向管廊、横向管廊近节点变形缝的变形最大,在大震工况下分别可达 20、18 mm,应加强近节点变形缝的抗震设计。此外,管廊近节点变形缝在顶板和底板处存在显著的变形差异,该变形差异主要是立交节点与标准段不同的变形模式导致的,应引起关注。因此,为了更好地获得现浇立交管廊在地震作用下的变形规律,针对立交现浇管廊进行抗震分析时,宜同时建立立交节点和现浇标准段整体分析模型。

另外,值得关注的是,立交节点各层之间最大相对变形有可能不在同一时刻发生,中震作用下,各层之间最大相对变形对应工况的层间位移角差别不大;而大震作用下,各层之间最大层间位移角超出顶底板之间层间位移角的 19.15%。因此,有必要根据各层之间的最大层间位移角来确定最不利工况。

## 2.3 损伤分析

### 2.3.1 X 向地震激励损伤分析

以安评波为例,对地震激励方向为 X (埋深较深管廊的轴向)时的十字立交现浇管廊进行损伤分析。立交管廊在中震和大震作用下的受拉损伤云图见图 11,受拉损伤因子限值约为 0.15。

在中震作用下,纵向管廊标准段未发生受拉损伤,这主要是由于其纵向截面抗剪切能力较强,中震作用下产生的拉应力较小所致见图 11(a)。横向管廊标准段的受拉损伤主要集中在左侧板与顶板相交的角点、右侧板与底板相交的角点,及中隔板与底板相交的角点,最大受拉损伤约为 0.27,这主要是由于横向管廊标准段沿地震激励方向产生较大的剪切变形,导致局部角点拉应力增大。立交节点的受拉损伤主要出现在第 1 层正交侧板与斜侧板相交角点位置以及第 2 层正交侧板和后方斜侧板斜向约  $45^\circ$  方向,最大受拉损伤约为 0.91,严重超出混凝土受拉损伤限值,且损伤程度远高于横向管廊标准段。相比现浇标准段,立交节点出现严重的受拉损伤,主要是由于立交节点截面构造复杂,地震变形模式难以预测,导致各角点出现严重的应力集中。

在大震作用下,结构整体受拉损伤严重,破坏程度显著见图 11(b)。纵向管廊标准段的侧板和中隔板出现接近  $45^\circ$  倾斜的受拉损伤区域,且沿着侧板损伤带出现贯穿顶板断面的损伤区域,这表明其纵向截面的抗剪切能力随着 PGA 的增加而显著降低,拉应力明显增大,且最大损伤约为 0.91,远超混凝土受拉损伤限值。横向管廊标准段的受拉损伤位置与中震工况保持一致,但损伤范围明显增大,且最大受拉损伤约为 0.899,超出混凝土受拉损伤限值。立交节点各侧板、角点均出现严重受拉损伤,损伤范围较中震工况显著增大,且

最大受拉损伤约为 0.985,严重超出混凝土受拉损伤限值,且损伤程度远大于纵向管廊标准段和横向管廊标准段。此外,可以发现,立交管廊各层之间最大相对变形对应工况下的受拉损伤差异较小。

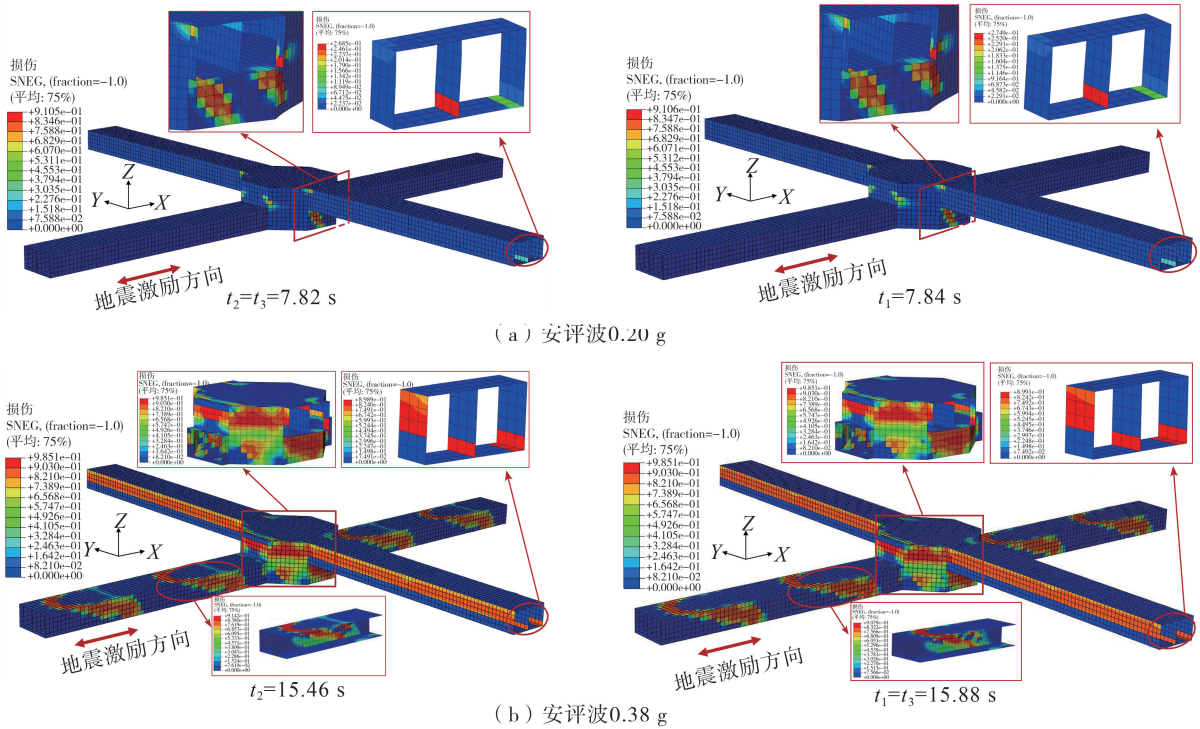


图 11 十字立交现浇管廊在 X 地震激励方向下的受拉损伤云图

Fig. 11 Tensile damage cloud diagram of the cross interchange cast-in-place utility tunnel in the X-direction

### 2.3.2 Y 向地震激励损伤分析

对地震激励方向为 Y(埋深较浅管廊的轴向)时的十字立交现浇管廊进行损伤分析,管廊模型在安评波中震和大震作用下的受拉损伤云图见图 12。

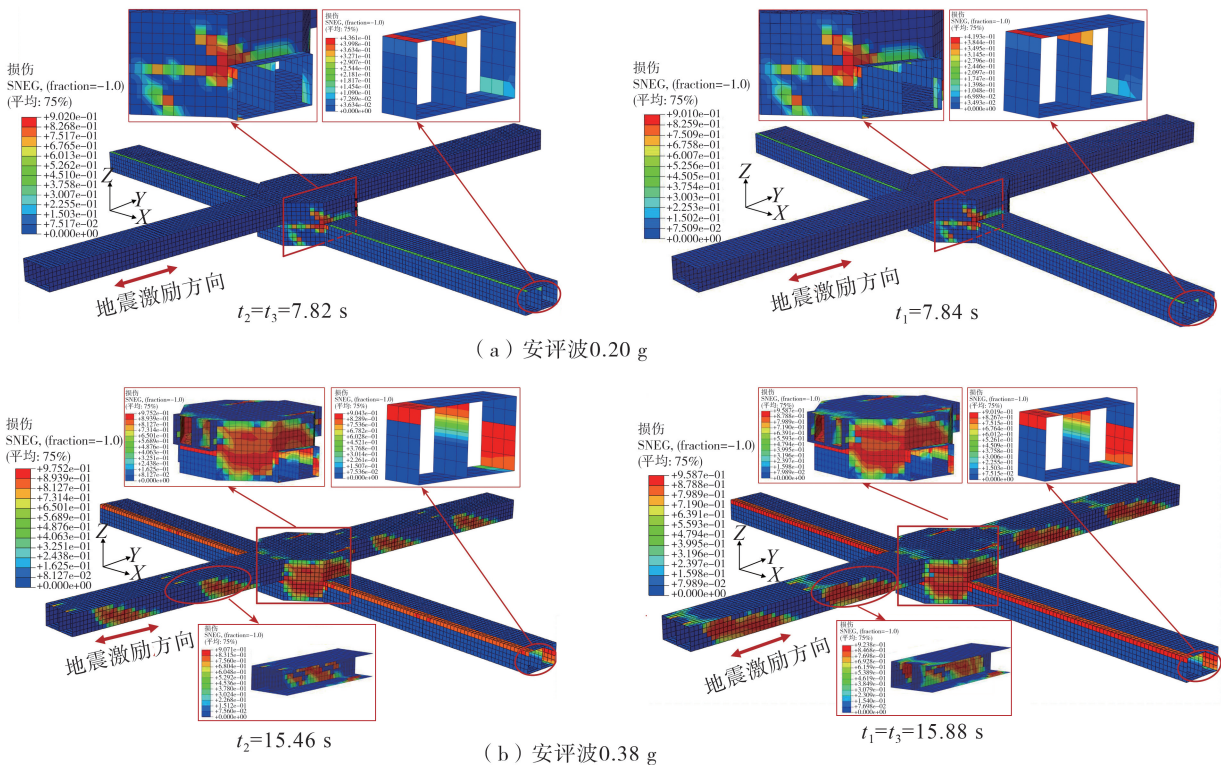


图 12 十字立交现浇管廊在 Y 地震激励方向下的受拉损伤云图

Fig. 12 Tensile damage cloud diagram of the cross interchange cast-in-place utility tunnel in the Y-direction

由图 12(a)可知,在中震作用下,纵向管廊标准段未发生受拉损伤,这与  $X$  向地震激励工况一致,说明纵向管廊标准段在不同地震激励方向下均能保持良好的抗剪切能力,即其中震作用下的抗剪切能力受埋深的影响较小。横向管廊标准段的受拉损伤主要出现在左侧板与顶板相交的角点、右侧板与底板相交的角点,以及中隔板与顶板相交的角点,最大受拉损伤约为 0.4,超出受拉损伤限值,且超过  $X$  向地震激励工况下的损伤值,这表明横向管廊标准段沿地震激励方向产生的剪切变形与埋深密切相关。立交节点第二层外延段的角点受拉损伤严重,且受拉损伤沿该角点向立交节点的侧板开展,形成“Z”字形受拉损伤区域,这与  $X$  向地震激励工况有明显区别,其主要原因是立交节点上下层截面形式不一致,导致地震变形模式随着地震激励方向的不同而变化,从而使损伤特征发生改变。立交节点最大受拉损伤约为 0.9,严重超出受拉损伤限值,且损伤程度远大于横向管廊标准段。

由图 12(b)可知,在大震作用下,立交管廊整体受拉损伤严重,破坏程度较大。纵向管廊标准段受拉损伤主要出现在侧板和中隔板,且形成了接近  $45^\circ$  倾斜的受拉损伤区域,最大受拉损伤约为 0.92,与  $X$  向地震激励工况下的损伤特征较为接近,这表明纵向管廊在大震作用下的变形模式受地震激励方向的影响较小。横向管廊标准段损伤位置与中震工况保持一致,但损伤范围显著扩展,最大受拉损伤约为 0.9,远超受拉损伤限值。立交节点的侧板、各角点均发生受拉损伤破坏,最大受拉损伤约为 0.98,且损伤范围和损伤程度远大于纵向、横向管廊标准段。另外,立交管廊各层之间最大相对变形对应工况下的受拉损伤整体差异不大。

综上,在不同地震激励方向下,地下立交管廊的损伤程度和损伤范围由于不同的变形模式而存在显著差异,管廊立交节点构造形式复杂,抗变形能力较弱且地震变形模式难以预测,各角点存在严重的应力集中现象,其相对现浇标准段更容易发生损伤破坏。因此,立交管廊的抗震性能值得关注。此外,可以发现,立交管廊各层之间最大相对变形对应工况下的受拉损伤位置及受拉损伤程度整体差异不大。

### 3 结论

本文采用反应位移法建立立交管廊荷载-结构分析模型,以某地下十字立交现浇管廊为研究对象,研究了 2 个主轴方向地震激励下,立交管廊的内力、变形和损伤响应,得出以下主要结论:

1) 地震作用下,地下十字立交管廊的立交节点出现严重的应力集中现象,在中震和大震作用下,最大层间位移角分别超出标准限值的 16.67%、167.50%,受拉损伤分别可达 0.910、0.985,严重超出受拉损伤限值。因此,立交节点是立交管廊的薄弱部位,应重视立交节点的抗震设计。

2) 地震作用下,纵向管廊变形缝存在水平张开变形和竖向错动变形,横向管廊变形缝存在水平错动变形,由于立交节点与标准段之间存在显著刚度差异,近节点变形缝的变形量最大,大震作用下,纵向管廊和横向管廊近节点变形缝的变形分别可达 20、18 mm。因此,应着重考虑近节点变形缝的抗震设计,且针对立交现浇管廊进行抗震分析时,宜同时建立立交节点和现浇标准段整体分析模型。

3) 针对本文地下双层立交管廊,立交节点各层之间最大相对变形有可能不在同一时刻发生。中震作用下,各层之间最大相对变形对应工况的内力、层间位移角、受拉损伤变化不大;而大震作用下,各层之间最大层间位移角超出顶底板之间层间位移角的 19.15%,应予以重视,且针对地下双层及多层立交管廊,有必要全面考虑各层之间最大层间位移角,以确定最不利工况。

### 参考文献:

- [1] 李杰,岳庆霞,陈隽.地下综合管廊结构振动台模型试验与有限元分析研究[J].地震工程与工程振动,2009,29(4):41-45.  
LI Jie, YUE Qingxia, CHEN Jun. Research on shaking-table test and finite element numerical simulation of utility tunnel[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2009, 29(4): 41-45. (in Chinese)
- [2] 施有志,华建兵,阮建凑,等.地下综合管廊地震动力响应三维数值分析[J].工程地质学报,2018,26(3):785-793.  
SHI Youzhi, HUA Jianbing, RUAN Jiancou, et al. Three dimensional numerical analysis of dynamic response of underground utility tunnels during earthquake[J]. Journal of Engineering Geology, 2018, 26(3): 785-793. (in Chinese)
- [3] 郭恩栋,王鹏宇,刘述虹,等.典型综合管廊体系的地震响应分析[J].地震工程与工程振动,2018,38(1):124-134.  
GUO Endong, WANG Pengyu, LIU Shuhong, et al. Seismic response analysis of typical utility tunnel system[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2018, 38(1): 124-134. (in Chinese)
- [4] 蒋录珍,李双飞,石文倩,等.饱和土体-地下综合管廊结构地震响应分析[J].地震工程学报,2018,40(6):1224-1230.

- JIANG Luzhen, LI Shuangfei, SHI Wenqian, et al. Seismic response of underground utility tunnel structures in saturated soils [J]. *China Earthquake Engineering Journal*, 2018, 40(6): 1224-1230. (in Chinese)
- [5] 冯立, 丁选明, 王成龙, 等. 考虑接缝影响的地下综合管廊振动台模型试验[J]. *岩土力学*, 2020, 41(4): 1295-1304.  
FENG Li, DING Xuanming, WANG Chenglong, et al. Shaking table model test on seismic responses of utility tunnel with joint[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2020, 41(4): 1295-1304. (in Chinese)
- [6] 仇文岗, 韩亮, 陈志雄, 等. 双仓综合管廊抗震性能模型试验研究[J]. *岩土工程学报*, 2020, 42(1): 100-108.  
ZHANG Wengang, HAN Liang, CHEN Zhixiong, et al. Model tests on seismic performance of double-box underground utility tunnel[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2020, 42(1): 100-108. (in Chinese)
- [7] 李金奎, 汪洋, 杨承源, 等. 基于土体等效线性黏弹性模型的地下综合管廊地震响应[J]. *灾害学*, 2021, 36(3): 64-70, 76.  
LI Jinkui, WANG Yang, YANG Chengyuan, et al. Seismic response of underground utility tunnel based on equivalent linear viscoelastic model of soil[J]. *Journal of Catastrophology*, 2021, 36(3): 64-70, 76. (in Chinese)
- [8] 阮滨, 吉瀚文, 刘华北, 等. 大尺度可液化场地综合管廊纵向抗震分析方法[J]. *华中科技大学学报(自然科学版)*, 2022, 50(8): 1-7.  
RUAN Bin, JI Hanwen, LIU Huabei, et al. Longitudinal seismic analysis method of utility tunnel in large-scale liquefiable site[J]. *Journal of Huazhong University of Science and Technology (Natural Science Edition)*, 2022, 50(8): 1-7. (in Chinese)
- [9] 汤鹏, 杨明, 庄海洋, 等. 越江电力地下综合管廊结构横向抗震性能研究[J]. *防灾减灾工程学报*, 2022, 42(3): 507-515.  
TANG Peng, YANG Ming, ZHUANG Haiyang, et al. Lateral seismic performance of the utility tunnel crossing the Yangzi River[J]. *Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering*, 2022, 42(3): 507-515. (in Chinese)
- [10] 谷音, 邱诗榕, 熊梦婷, 等. 预制综合管廊-接头-场地地震响应分析[J]. *建筑结构*, 2022, 52(3): 57-66.  
GU Yin, QIU Shirong, XIONG Mengting, et al. Seismic response analysis of prefabricated comprehensive pipe gallery-joint-site soil[J]. *Building Structure*, 2022, 52(3): 57-66. (in Chinese)
- [11] 黄德龙, 宗钟凌, 汤爱平, 等. 穿越非均匀土体综合管廊振动台试验研究[J]. *工程力学*, 2024, 41(9): 52-68.  
HUANG Delong, ZONG Zhongling, TANG Aiping, et al. Shaking table experimental study of utility tunnel in non-homogeneous soil [J]. *Engineering*, 2024, 41(9): 52-68. (in Chinese)
- [12] 梁建文, 李东桥. 地下T型交叉管廊纵向抗震设计方法[J]. *岩土工程学报*, 2023, 45(8): 1635-1643.  
LIANG Jianwen, LI Dongqiao. Longitudinal seismic design of T-type underground precast utility tunnels[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2023, 45(8): 1635-1643. (in Chinese)
- [13] 梁建文, 周莹莹, 李东桥, 等. 地下十字交叉预制管廊的纵向抗震分析[J]. *地震工程与工程振动*, 2023, 43(4): 182-189.  
LIANG Jianwen, ZHOU Yingying, LI Dongqiao, et al. Longitudinal seismic analysis of underground cross precast utility tunnels[J]. *Earthquake Engineering and Engineering Dynamics*, 2023, 43(4): 182-189. (in Chinese)
- [14] 董博文, 李东桥, 梁建文, 等. 井字型交叉地下管廊纵向抗震分析[J]. *自然灾害学报*, 2023, 32(5): 90-99.  
DONG Bowen, LI Dongqiao, LIANG Jianwen, et al. Longitudinal seismic analysis of underground utility tunnels with multiple intersections [J]. *Journal of Natural Disasters*, 2023, 32(5): 90-99. (in Chinese)
- [15] 李东桥, 梁建文, 甘梦云, 等. 地下交叉管廊纵向抗震设计的壳-弹簧模型[J]. *工程力学*, 2025, 42(8): 144-155.  
LI Dongqiao, LIANG Jianwen, GAN Mengyun, et al. A shell-spring model for longitudinal seismic design of underground cross utility tunnels[J]. *Engineering Mechanics*, 2025, 42(8): 144-155. (in Chinese)
- [16] GB 50909—2014 城市轨道交通结构抗震设计规范[S]. 北京: 中国计划出版社, 2014.  
GB 50909—2014 Code for seismic design of urban rail transit structures[S]. Beijing: China Planning Press, 2014. (in Chinese)
- [17] GB/T 51336—2018 地下结构抗震设计标准[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2018.  
GB/T 51336—2018 Standard for seismic design of underground structures [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2018. (in Chinese)
- [18] GB 50011—2010 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.  
GB 50011—2010 Code for seismic design of buildings [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2016. (in Chinese)
- [19] 梁建文, 陈慧芳, 李东桥, 等. 地下十字立交管廊横向抗震分析(I): 方法及验证[J]. *地震工程与工程振动*, 2025, 45(3): 140-149.  
LIANG Jianwen, CHEN Huifang, LI Dongqiao, et al. Transverse seismic analysis of underground cross interchange utility tunnel(I): Method and validation [J]. *Earthquake Engineering and Engineering Dynamics*, 2025, 45(3): 140-149. (in Chinese)
- [20] 梁建文, 官其铝, 李东桥, 等. 地下预制管廊纵断面抗震分析的反应位移法[J]. *地震工程与工程振动*, 2023, 43(6): 159-166.  
LIANG Jianwen, GUAN Qilyu, LI Dongqiao, et al. Response deformation method of longitudinal-section seismic analysis of underground precast utility tunnel[J]. *Earthquake Engineering and Engineering Dynamics*, 2023, 43(6): 159-166. (in Chinese)