徐强,魏乐庆,黄强兵,等.预制预应力管廊穿越活动地裂缝场地地震易损性研究[J].地震工程学报,2027,49(1):71-84.DOI:10.20000/j.1000-0844.20251020001

Xu Qiang, Wei Leqing, Huang Qiangbing, et al. Seismic vulnerability of prefabricated prestressed utility tunnels crossing active ground fissure sites[J].China Earthquake Engineering Journal,2027,49(1):71-84.DOI:10.20000/j.1000-0844.20251020001

预制预应力管廊穿越活动地裂缝场地地震易损性研究

徐 强[1,2], 魏乐庆[1], 黄强兵[1], 曹腱祯[1,3], 吴韶艳[1], 田勤虎[4], 张 勇[5]

(1.长安大学 地质工程与测绘学院,陕西 西安 710054;
2.自然资源部陕西西安地裂缝与地面沉降野外科学观测研究站,陕西 西安 710054;
3.镍钴共伴生资源开发与综合利用全国重点实验室,甘肃 金昌 737100;
4.陕西省地震局,陕西 西安 710068;
5.中建城科市政勘察设计有限公司,甘肃 兰州 730030)

摘要: 地下综合管廊穿越活动地裂缝时,需同时考虑地裂缝界面效应与地层沉降对其抗震性能的影响。为探明地裂缝活动场地对预制预应力管廊结构抗震性能的影响,通过拟静力加载试验,对横向水平加载作用下管廊的破坏现象、变形特征与滞回性能进行分析,确定管廊损伤评价指标并量化性能状态,建立不同地裂缝场地工况的数值模型。结果表明,地裂缝处管廊的动力响应最为显著,并向两侧衰减,上盘响应大于下盘,表现出一定的上下盘效应。随着地裂缝沉降量增大,管廊的损伤程度加剧;当地裂缝沉降量为250 mm时,管廊最大层间位移角达到1/93,较无沉降场地放大3.16倍,较完整场地放大3.96倍。采用增量动力分析方法,选取16条地震动记录,建立管廊地震易损性模型,对不同地震动强度与不同地裂缝沉降量耦合作用下的管廊抗震性能失效概率进行评价。研究成果可为地裂缝活动场地装配式管廊的抗震设计与灾害防治提供依据。

关键词: 预制管廊;地裂缝;损伤指标;抗震性能;地震易损性

中图分类号: TU990.3 **文献标志码:** A **文章编号:** 1000-0844(2027)01-0071-14

DOI:10.20000/j.1000-0844.20251020001

收稿日期: 2025-10-20

基金项目: 陕西省自然科学基金(2024SF2-GJHX-72, 2023-JC-YB-231);自然资源部陕西西安地裂缝与地面沉降野外科学观测研究站开放基金(YKF2025-02);国家自然科学基金(41807243);中央高校基金(300102264909);地震科技星火计划资助(XH24040B)

第一作者简介: 徐 强(1986-),男,陕西榆林人,副教授,从事结构灾害评估及工程抗震方面的教学与研究工作。E-mail:538270385@163.com。

Seismic vulnerability of prefabricated prestressed utility tunnels crossing active ground fissure sites

Xu Qiang[1,2], Wei Leqing[1], Huang Qiangbing[1], Cao Jianzhen[1,3], Wu Shaoyan[1], Tian Qinhu[4], Zhang Yong[5]

(*1.College of Geological Engineering and Geomatics, Chang'an University, Xi'an 710054, Shaanxi, China;*
2.Observation and Research Station of Ground Fissure and Land Subsidence, Ministry of Natural Resources Xi'an 710054, Shaanxi, China;
3.State Key Laboratory of Ni & Co Associated Minerals Resources Development and Comprehensive Utilization, Jinchang 737100, Gansu, China;
4.Shaanxi Earthquake Agency, Xi'an 710068, Shaanxi, China;
5.Zhongjian Chengke Municipal Survey and Design Co., Ltd., Lanzhou 730030, Gansu, China)

Abstract: When an underground utility tunnel crosses an active ground fissure site, the combined effects of the ground fissure interface and ground subsidence on its seismic performance must be considered. To investigate these effects on prefabricated prestressed utility tunnels, a quasi-static loading test was conducted to analyze the failure phenomena, deformation characteristics, and hysteretic behavior of the tunnel under transverse horizontal loading. Based on the test results, damage evaluation indices were determined, and seismic performance states were quantified. Numerical models were subsequently established for different ground fissure site conditions. The results indicate that the dynamic response of the utility tunnel is most pronounced at the ground fissure and gradually attenuates toward both sides. The hanging wall exhibits a greater response than the footwall, indicating a clear hanging-wall effect. Moreover, tunnel damage intensifies with increasing ground fissure subsidence. At a subsidence of 250 mm, the maximum inter-story drift ratio reached 1/93, which was 3.16 times that of a site without subsidence and 3.96 times that of an intact site. Using the incremental dynamic analysis method, 16 ground motion records were selected to develop a seismic vulnerability model for the utility tunnel. The failure probability under the coupled effects of different ground motion intensities and ground fissure subsidence levels was then evaluated. These findings provide a reference for the seismic design and disaster mitigation of prefabricated prestressed utility tunnels in active ground fissure sites.

Keywords: prefabricated utility tunnel; ground fissure; damage index; seismic performance; seismic vulnerability

0 引言

地下综合管廊是一种将电力、燃气、给排水等市政管线集中置于同一地下空间,实现统一管治的隧道系统。在西安地区,地裂缝活动作为一种较为严重的地质灾害,不仅削弱了场地土体的稳定性,还对地下结构的稳定性构成显著威胁[1-3]。同时,西安市地处汾渭地震带南段,新构造运动活跃,地震作用也可能对地下管线系统造成破坏[4-6]。

目前,西安地区的地裂缝活动速率虽较以往有所减弱,但仍持续活动,其引起的地层不均匀变形给管廊的长期安全运营带来了不利影响。针对这一问题,已有学者开展相关研究。王平等[7]以昆明路综合管廊为背景,分析了场地地裂缝的活动特征,通过计算得出综合管廊的纵向设防长度。王启耀等[8]研究了双舱综合管廊70°斜穿地裂缝时管廊结构的力学响应,发现管廊纵向变形表现为上盘前端整体沉降、地裂缝附近弯曲变形及下盘端部翘起。徐强等[9]建立了装配式管廊穿越地裂缝的三维数值模型,探讨了沉降量与相交角度对管廊结构的

影响，指出装配式管廊对不均匀沉降具有更好的适应性。Zhang 等[10]通过数值模拟研究发现，地裂缝活动对上盘土体变形影响更为显著，并在管廊底部形成脱空区。

此外，学者在管廊的地震动响应方面也取得了系列成果。Tsinidis[11]通过数值模拟研究了软土地基中矩形管廊在横向地震动作用下的响应特性。Saleh Asheghabadi 等[12]采用频谱分析方法，结合数值模拟探讨了不同地震波作用下土-结构相互作用对浅埋隧道动力响应的影响。史晓军等[13]开展振动台试验，分析了场地土动力响应、管廊结构和应力-应变、加速度响应及接头行为。冀诚等[14]基于 ABAQUS 软件建立了综合管廊穿越地裂缝的动力分析模型，研究表明管廊底板加速度响应更为明显，地裂缝附近易出现应力集中现象。Wang 等[15]建立管廊-非均匀土体三维分析模型，研究了不同埋深条件下综合管廊的地震响应特性。范泽旭等[16]研究发现，液化场地中相邻管廊间的结构-土-结构相互作用显著影响管廊的动力响应。

综上所述，活动地裂缝场地不仅会引起管廊结构的位移错动，还会对地震动的传播产生局部放大效应。目前研究多集中于单一灾害作用下不同形式管廊的变形与破坏，针对装配式管廊在穿越活动地裂缝时的结构抗震性能分析仍较为缺乏。现有规范尚未明确给出适用于该类管廊的抗震评价指标，更难以评估地裂缝活动与地震耦合作用对管廊结构抗震性能的长期劣化影响。为此，本文拟通过拟静力试验评价管廊的抗震变形能力与损伤程度，并结合地震易损性分析方法，系统评估在地裂缝活动与地震耦合作用下管廊抗震性能的衰变规律。研究成果可为地裂缝场地的综合管廊抗震设计提供理论依据与工程参考。

1　预制管廊抗震性能评估

1.1　模型试验设计

依托西安市某地下管廊工程，单节管廊尺寸为 2 800 mm×3 300 mm×3 500 mm（长×宽×高），壁厚为 350 mm，埋深 3～4 m。管廊采用 C45 混凝土，主筋为 HRB400 带肋钢筋，配筋率 0.8%，钢筋抗拉强度标准值 340 MPa，接头防水采用三元乙丙橡胶条[17]。

试验中管廊模型采用 C45 混凝土。依据相似准则，设计管廊配筋率为 0.8%，采用直径 8 mm 的 HRB400 带肋钢筋进行配筋。模型各物理量相似关系列于表 1。

表 1　各物理量相似关系

Table 1　Similarity relations for physical quantities

物理量	关系式	相似比
几何尺寸 l	C_l	3.5
重度 γ	C_γ	1
弹性模量 E	C_E	1
位移 x	$C_x=C_\varepsilon C_l$	3.5
应变 ε	C_ε	1
应力 σ	$C_\sigma=C_E C_\varepsilon$	1
荷载 p	$C_\gamma C_l^3$	42.875
钢筋配筋率 ρ	C_ρ	1
位移角 θ	C_θ	1

1.2　试验加载

考虑到管廊通常为浅埋结构，结合实际埋深（4 m）与路面荷载的影响，试验采用力控制加载方式，竖向加载设定为 10 t 并保持不变，水平加载方式如图 1 所示。

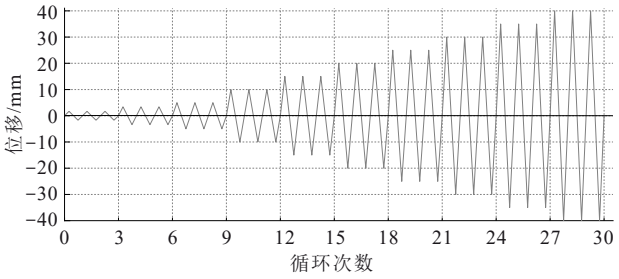


图 1　水平位移加载方式

Fig. 1　Horizontal displacement loading scheme

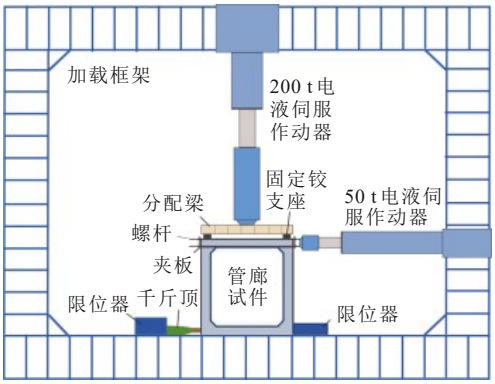
试验加载系统如图 2 所示。试验中，当施加于管廊试件的荷载达到其极限承载力，并随后下降至该极限值的 85% 时，即判定管廊结构失效，随即停止加载。

1.3　试验现象

管廊在水平往复荷载作用下，首先在腋角处出现微小的受拉裂隙。随着加载位移增大，腋角边缘发生混凝土压溃剥落，同时在管廊侧壁产生水平裂缝，该裂缝随位移增加逐步扩展并贯通。管廊的开裂与压溃分布情况如图 3 所示。

1.4　试验结果

管廊的滞回曲线与骨架曲线分别如图 4 与图 5 所示。由图可知，管廊滞回曲线形态饱满，表明其在循环荷载作用下具有较好的抗震耗能能力。同



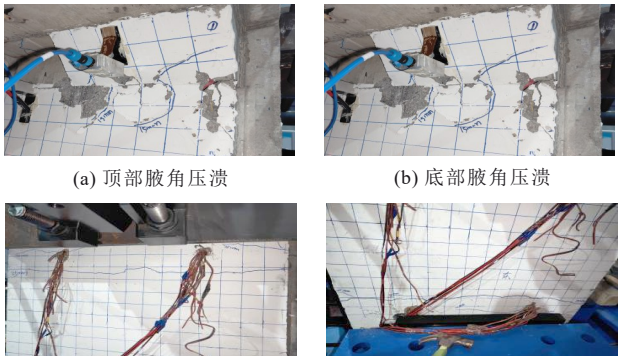
(a) 加载装置示意图



(b) 试验加载实际图

图 2 试验加载装置

Fig. 2 Test loading device



(a) 顶部腋角压溃　(b) 底部腋角压溃

(c) 侧壁顶部开裂　(d) 侧壁底部开裂

(e) 管廊裂缝分布图

图 3 管廊变形破坏

Fig. 3 Deformation and failure of utility tunnel

时,在荷载达到极限值后,其承载力下降较为缓慢,说明结构具有良好的延性。基于骨架曲线确定的试件屈服位移与极限位移汇总于表2。

1.5 管廊地震损伤程度划分

目前,相关规范尚未明确给出针对地下综合管廊的抗震评价标准。参考《建筑抗震设计规范(GB

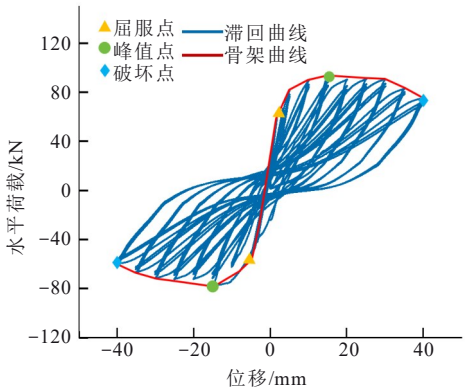


图 4 管廊试件滞回曲线

Fig. 4 Hysteretic curve of utility tunnel specimen

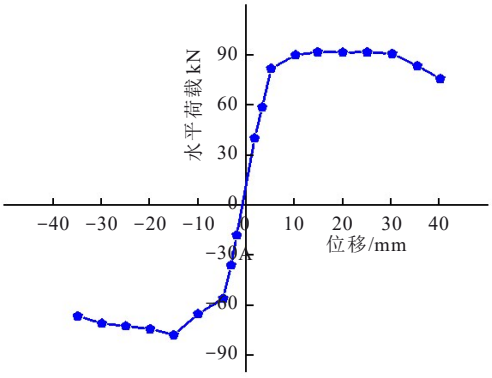


图 5 管廊试件骨架曲线

Fig. 5 Skeleton curve of utility tunnel specimen

表 2 管廊性能点特征值

Table 2 Characteristic values of performance points for utility tunnel

加载方向	屈服点		峰值点		极限点	
	Δ_y/mm	P_y/kN	Δ_{max}/mm	P_{max}/kN	Δ_u/mm	P_u/kN
正向	5.93	82.17	15.08	91.68	39.38	77.93
负向	8.59	63.16	14.93	77.96	35.50	66.26

50011—2010)》[18],钢筋混凝土框架结构的弹性、弹塑性层间位移角限值分别为1/550、1/50。由本文试验骨架曲线可以看出:管廊屈服位移对应的层间位移角约为1/170;管廊极限承载力对应的层间位移角约为1/67;管廊破坏的极限位移对应的层间位移角约为1/25,该值远大于普通混凝土结构的规范限值。其原因在于普通地面建筑中的混凝土结构通常承受较大竖向荷载,导致竖向构件轴压比较高,从而限制其变形能力。而管廊结构一般为浅埋(埋深1~6 m),上覆土层厚度变化对其竖向荷载影响较小,因此其整体变形能力更强。若直接采用现有建筑抗震规范中的层间位移角限值来评价管廊

的抗震性能，会显著低估其实际变形与耗能能力。基于本文试验结果，并考虑一定的安全冗余度，提出了适用于综合管廊的抗震损伤状态划分标准，建立了管廊层间位移角与结构性能水平间的对应关系（表 3）。

表 3　管廊层间位移角与性能水平关系

Table 3　Relationship between story drift ratio and performance level of utility tunnel

层间位移角 θ/rad	管廊损伤状态	评价指标中位值
$\theta<0.005$	正常状态	0.005
$0.005\leqslant\theta<0.01$	轻微损伤状态	0.007 5
$0.01\leqslant\theta<0.02$	中度损伤状态	0.015
$0.02\leqslant\theta<0.04$	严重损伤状态	0.03
$0.04\leqslant\theta$	失效状态	0.04

2　数值模拟精度验证

2.1　管廊抗震性能验证

混凝土本构模型选用 ABAQUS 中内置的混凝土塑性损伤（Concrete Damaged Plasticity，CDP）模型；钢筋本构采用双折线弹塑性模型。数值模拟中，水平加载位移幅值与抗震试验一致。管廊模型底部设置为固定约束，顶部两侧施加 50 kN 的竖向荷载以模拟轴力。数值模拟加载示意如图 6 所示。

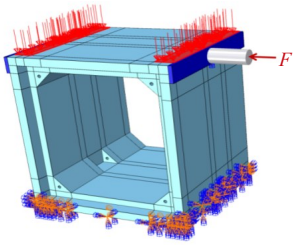


图 6　抗震模拟加载方式

Fig. 6　Seismic simulation loading scheme

管廊在位移往复加载下的损伤状态如图 7 所示。从图中可以看出，数值模拟得到的混凝土损伤分布与试验中观察到的结构破坏现象基本吻合，这验证了有限元模型在预测结构破坏位置方面的准确性。

抗震拟静力试验及数值模拟所得滞回曲线、骨架曲线的对比结果分别如图 8、图 9 所示。由图可见，数值模拟得到的滞回曲线在整体趋势上与试验结果吻合较好，能够验证数值模型的计算精度。

2.2　管廊地震动响应精度验证

基于王亚辉[19]的地裂缝斜交整体式双仓综合管廊的振动台试验，采用 ABAQUS 建立数值模型。模型所用物理参数与试验取值保持一致，其中地裂缝上下盘摩擦系数取 0.3，土体与管廊接触面摩擦系数取 0.4。模型底部和四周侧面施加黏弹性边界，顶面设为自由边界。采用数值计算程序 MATLAB 计算黏弹性边界的弹簧、阻尼器系数，并将输入地震波时程转化为等效节点力，通过导入 inp 文件形式将其施加在有限元模型上，加载方式如图 10 所示。

选用 Taft 波作为输入地震波，其加速度峰值分别设置为 0.2g、0.4g、0.8g，地震波时长为 10 s。通过

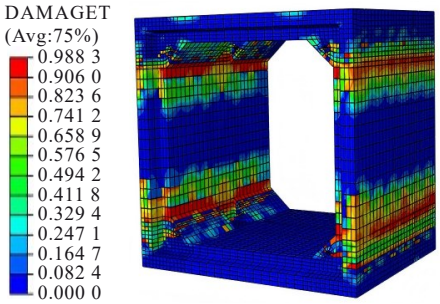


图 7　管廊损伤状态

Fig. 7　Damage states of utility tunnel

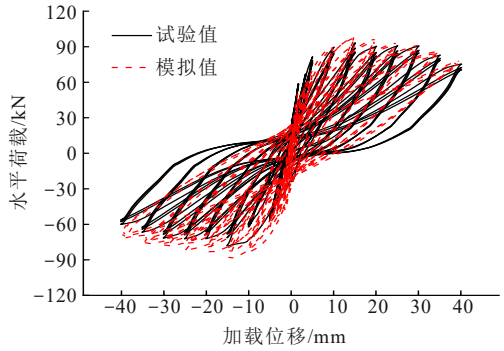


图 8　滞回曲线对比

Fig. 8　Comparison of hysteretic curves

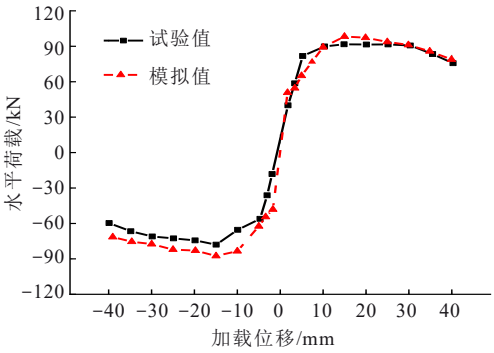
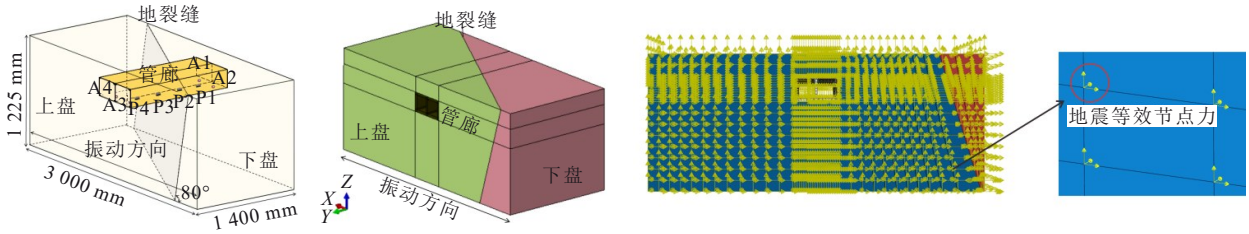


图 9　骨架曲线对比

Fig. 9　Comparison of skeleton curves



(a) 模型试验测点布置图 (b) 管廊斜穿地裂缝模型 (c) 等效节点力施加示意图

图 10 动力分析建模

Fig. 10 Dynamic analysis modeling

数值模拟，提取位于上盘监测点 A4 与下盘监测点 A1 的加速度峰值，计算得到各测点加速度放大系数，并将其与振动台试验结果进行对比，如图 11 所示。同时，提取综合管廊底板上各监测点与周边土体之间的接触压力，并计算其相应的放大系数，与试验结果的对比情况如图 12 所示。

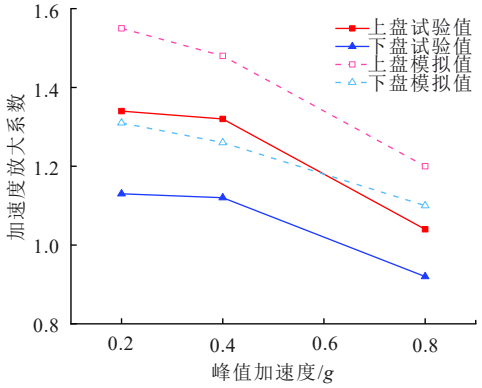


图 11 上、下盘管廊加速度放大系数对比

Fig. 11 Comparison of acceleration amplification factors for the utility tunnel on hanging wall and footwall

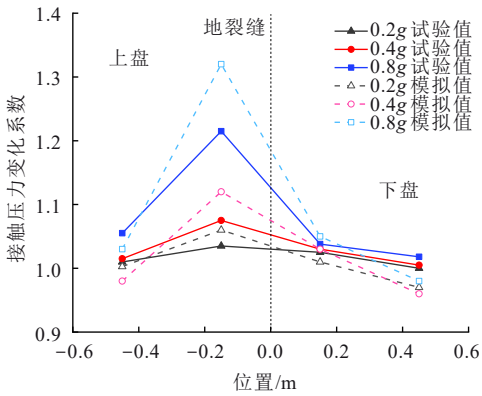


图 12 土体-底板接触压力变化系数曲线对比

Fig. 12 Comparison of variation coefficient curves of contact pressure between soil and base slab

对比分析表明，数值模拟结果与振动台模型试验的曲线趋势基本一致。其中，加速度放大系数的最大误差为 15.7%，接触压力放大系数的最大误差为 9.1%。模拟结果与试验结果总体吻合良好，反映出地裂缝场地对地震动存在明显的局部放大效应。计算结果的误差范围在可接受范围内，有效验证了所采用数值模拟方法的合理性与有效性。

3 预应力管廊抗震性能影响分析

3.1 实际场地模型建立

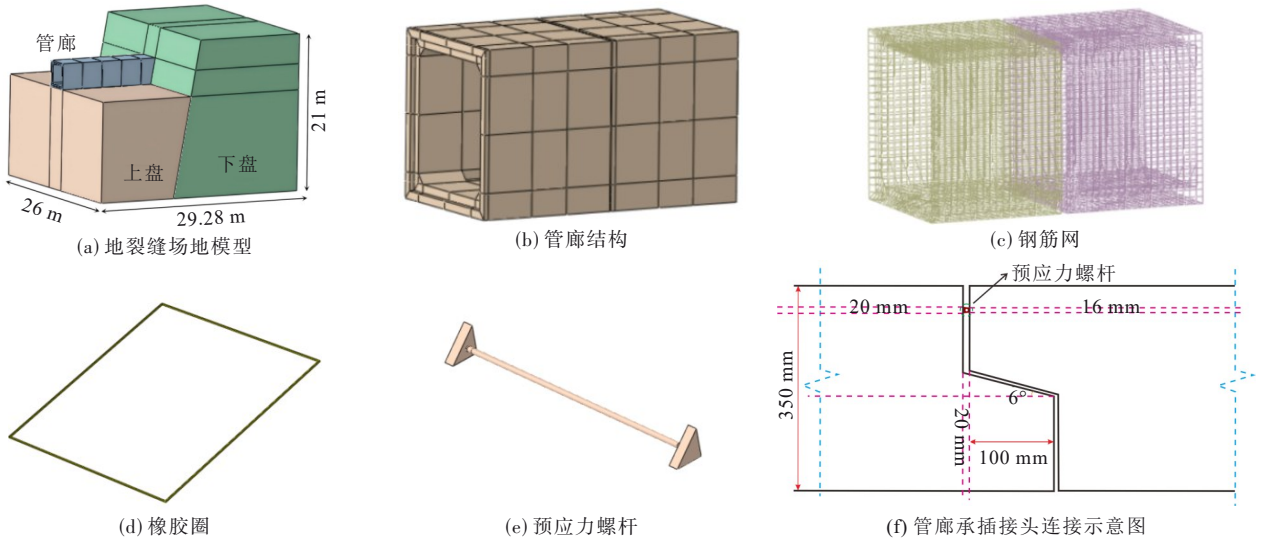
建立实际场地管廊有限元模型，单节管廊尺寸为 2 800 mm×3 300 mm×3 500 mm(长×宽×高)，壁厚 350 mm，管廊埋深 4 m。由于地裂缝错动量通常远大于地裂缝自身宽度，接触面单元可有效模拟上、下盘的相对滑移，故将地裂缝简化为倾角 80°的无厚度接触面。最终地裂缝与管廊形成正交关系，类似简化方法在已有研究中得到验证[20]。为消除边界效应影响，模型整体宽度取 26 m，土体高度为 21 m，模型底部至管廊底的距离为 13.5 m。相邻管节间设置 0.1 m 宽的承插口，采用防水橡胶条密封。为尽量避免改变管廊的整体力学特性，预应力螺杆通过管廊四个腋角预留的螺栓孔(顶、底板各两个)将相邻管节连接，共设 36 根预应力杆，通过预应力螺杆向结构整体施加预应力。装配后管廊纵向总长 29.28 m。

需要说明的是，传统整体式管廊对地裂缝活动的适应能力较差；已有研究表明[21]，当不均匀沉降超过 10 cm 时，整体式管廊易发生破坏。本文采用预应力螺杆连接的管节接头形式，通过接头变形与预应力螺杆的协同工作，避免应力在结构中过度集中。

承插接头通过预应力螺杆连接后，其受力性能与管节本体存在差异。在地裂缝-地震耦合作用下，地裂缝活动量增大导致预应力螺杆内力增大，进而引起管廊纵向应力上升，与地震应力耦合形成三轴受力状态，使结构整体抗震性能逐步劣化。因此，

本文采用管廊整体抗震性能指标评价其综合受力表现。关于预应力取值的确定，目前仅有防水相关规范提出要求，尚无明确的抗震设计规范。本文着重分析地裂缝场地条件下管廊的抗震变形能力与损伤演化规律。

模型中，土体全局网格尺寸设置为 1.0，并在管廊所在的横向和竖向区域进行局部加密；管廊结构全局尺寸为 0.2，预应力螺杆网格尺寸为 0.1，上述部件均采用实体单元 C3D8R；橡胶密封条网格尺寸为 0.1，单元类型为 C3D8RH；钢筋网全局尺寸设置为 0.5，采用桁架单元 T3D2 模拟。地裂缝上盘的沉降通过在模型底部施加竖向位移实现，如图 13 所示。



(a) 地裂缝场地模型　(b) 管廊结构　(c) 钢筋网　(d) 橡胶圈　(e) 预应力螺杆　(f) 管廊承插接头连接示意图

图 13　穿越地裂缝装配式管廊数值模型

Fig. 13　Numerical model of prefabricated utility tunnel crossing ground fissure

结合西安地区实际地层条件，土体采用莫尔-库仑（Mohr-Coulomb）本构模型，其相应参数列于表 4。混凝土采用损伤塑性本构[22]，钢筋选用双折线本构模型，管廊结构所用混凝土与钢筋参数列于表 5 与表 6。

预应力螺杆抗拉强度取 1 860 MPa。为在管廊与防水橡胶条之间形成 3 MPa 的接触压力，预应力大小设置为 230 MPa。橡胶材料采用 Mooney-Rivlin 模型[23]，根据橡胶条压缩试验数据[24]，模型参数取 $C_{10}=-1.35$ MPa，$C_{01}=8.26$ MPa。

表 4　土体莫尔-库仑参数

Table 4　Mohr-Coulomb parameters of soil

密度 ρ /(kg/m^3)	弹性模量 E /MPa	泊松比 v	黏聚力 c /kPa	内摩擦角 φ /(°)
1 900	20	0.3	28	10

表 5　CDP 模型参数

Table 5　Parameters of CDP model

密度 ρ /(kg/m^3)	弹性模量 E/GPa	泊松比 v	偏心率 ϵ	膨胀角 ψ/(°)	σ_{b0}/σ_{c0}	K_c	黏性系数 μ
2 400	33.5	0.29	0.1	30	1.16	0.666 7	0.005

注：σ_{b0}/σ_{c0} 为初始偏应力比；K_c 为刚度参数。

表 6　钢筋参数

Table 6　Parameters of reinforcing steel

密度 ρ /(kg/m^3)	弹性模量 E /GPa	泊松比 v	屈服强度 f_y /MPa	极限强度 f_u /MPa
7 850	200	0.3	400	540

3.2　活动地裂缝场地影响分析

管节接缝位置与地裂缝的相对关系会对结构的整体抗震性能产生显著影响。当管廊线路无法避开地裂缝场地时，通过合理调整地裂缝与管廊接缝的相对位置，可以有效提升结构的抗震性能。本文选取一种偏于安全的保守工况进行分析，即管节中部与地裂缝对应（具体为地下综合管廊第 5 节管廊的底部中心与地裂缝相交）。此种布置使管节主要承受弯曲变形，基于此得到的结论相对保守，在实际工程设计时应考虑适当提高安全系数。

为研究地裂缝沉降量对装配式管廊动力响应的影响，建立 7 种不同的数值模拟工况，分别为：完整场地（无地裂缝），地裂缝无沉降，以及地裂缝沉降分别为 50、100、150、200 和 250 mm 的工况。模型中，管廊与地裂缝呈正交布置，输入地震波选用峰值加速度（Peak Ground Acceleration，PGA）为 0.2g 的 El-Centro 波。管廊结构的位移监测点位置如图 14

所示。

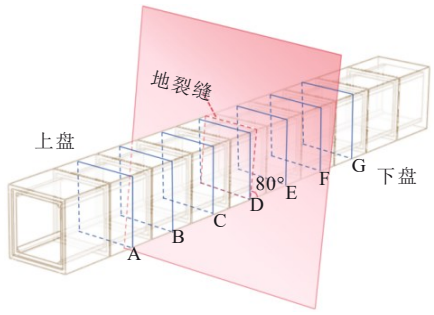


图 14 管廊截面及监测点布置图

Fig. 14 Cross-section and monitoring point layout of utility tunnel

管廊在不同场地工况下的混凝土损伤分布如图 15 所示。由图可知，管廊在地裂缝处损伤程度最大，且随地裂缝沉降量增大，损伤程度加剧，损伤范围显著扩大。

管廊各测点截面的层间位移角数据汇总于表 7，其沿管廊纵向的分布情况图 16 所示。由图可知，管廊的地震响应最大值位于地裂缝所在位置。当地裂缝沉降量为 250 mm 时，该处管廊的最大层间位移角达 1/93，与无地裂缝场地工况相比放大了 3.16 倍，与完整场地工况相比放大了 3.96 倍。从空间分布看，管廊的层间位移角自地裂缝处向两侧逐渐衰减，且上盘管廊的地震响应大于下盘，表现出一定的上下盘效应。此外，当地裂缝沉降量超过 200 mm 后，管廊的地震响应开始显著增大，表明其抗震性能随之出现显著劣化。

4 预制管廊地震易损性分析

4.1 地震动记录选取

本文采用增量动力分析法进行结构的易损性评估[25]。选取管廊结构的峰值层间位移角 θ_{max} 作为结构性能参数，以峰值地面加速度作为地震动强度参数。

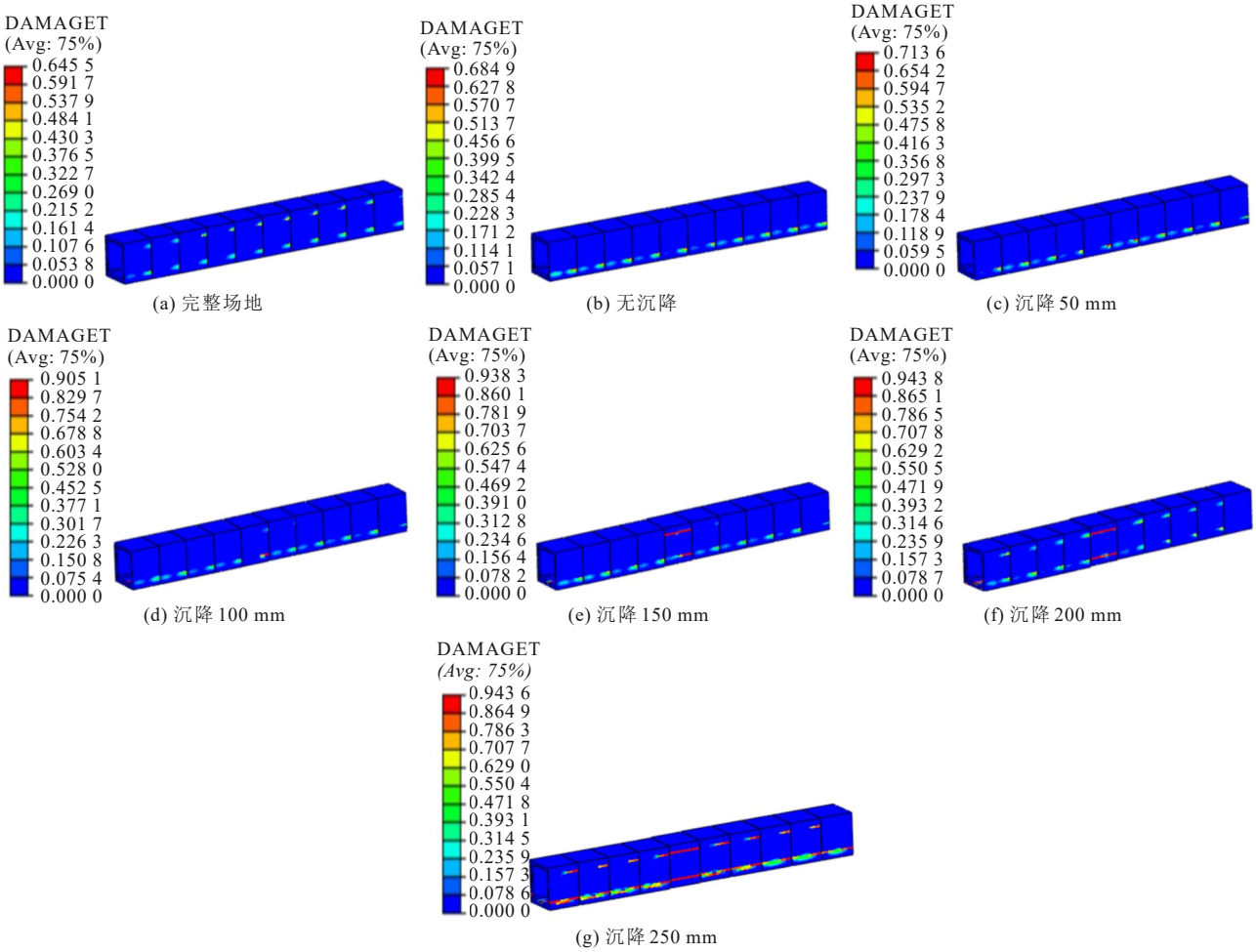


图 15 不同沉降量下管廊受拉损伤云图

Fig. 15 Tensile damage contour plots of utility tunnel under different settlements

表 7　不同沉降量下管廊各截面峰值层间位移角

Table 7　Peak inter-story drift ratios of the utility tunnel at different sections under different settlements

沉降量	截面编号						
	A	B	C	D	E	F	G
完整场地	1/373	1/370	1/372	1/368	1/372	1/369	1/374
0 mm	1/370	1/366	1/334	1/294	1/365	1/370	1/384
50 mm	1/366	1/365	1/324	1/257	1/362	1/366	1/381
100 mm	1/283	1/264	1/260	1/201	1/261	1/283	1/299
150 mm	1/226	1/203	1/194	1/168	1/216	1/217	1/241
200 mm	1/198	1/188	1/185	1/143	1/187	1/192	1/201
250 mm	1/150	1/133	1/126	1/93	1/137	1/154	1/160

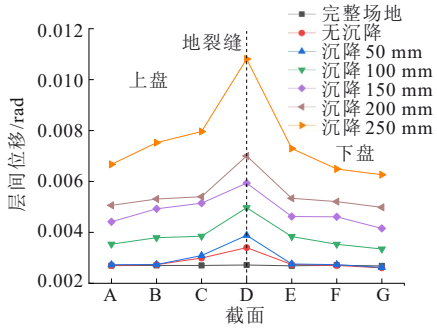


图 16　不同沉降量下管廊各截面峰值层间位移角对比

Fig. 16　Comparison of peak inter-story drift ratios for different sections of the utility tunnel under different settlements

从太平洋地震工程研究中心网站选取 15 条相关地震波，并合成 1 条西安人工波，共计 16 条地震波记录（表 8）。将每条地震波的加速度幅值分别调整至 0.1g、0.2g、0.4g、0.6g、0.8g、1.0g、1.2g，依次对普通场地，地裂缝场地无沉降，以及沉降量分别为 50、100、150、200、250 mm 的管廊模型进行地震动输入。

4.2　增量动力分析

以 PGA 作为地震强度参数，以管廊层间位移角作为结构损伤参数进行增量动力分析。二者关系如下[26]：

$$\theta = a(\mathrm{PGA})^{b} \tag{1}$$

式中：a、b 均为回归系数，式（1）两边取对数得：

$$\ln\theta = \ln a + b\ln(\mathrm{PGA}) \tag{2}$$

不同场地工况下管廊层间位移角与 PGA 之间的拟合关系如图 17 所示。

4.3　地震易损性分析

假定管廊地震易损性服从对数正态分布：

表 8　地震波选取

Table 8　Selection of seismic waves

序号	地震波名称	记录台站	年份	震级
1	El-Centro	El Centro Array#1	1940	6.9
2	Taft	Taft Lincoln School	1952	7.4
3	Kobe	FUK	1995	6.9
4	Northridge	Elizabeth Lake	1994	6.7
5	Nahanni	Site 3	1985	6.9
6	Kocaeli	Afyon Bay	1999	7.5
7	San Fernando	Hemet Fire Station	1971	6.6
8	Cape Mendocino	Eureka-Myrtle&West	1992	7.0
9	Landers	Boron Fire Station	1992	7.3
10	Loma Prieta	Dublin-Fire Station	1989	6.9
11	Duzce	Galata Kop.	1999	7.1
12	Friuli	Tolmezzo	1976	6.5
13	Chi-Chi, China	CHY016	1999	7.6
14	Manjil	Abbar	1990	7.4
15	Hector Mine	DAN	1999	7.1
16	西安人工波	-	-	-

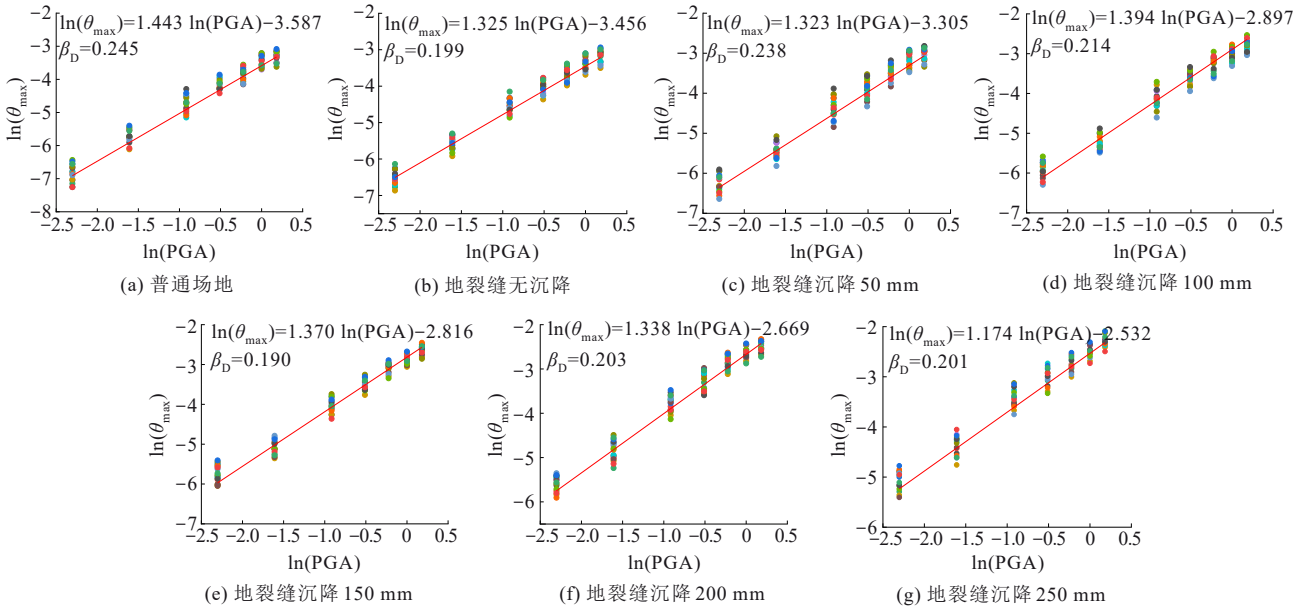
$$P_{\mathrm{f}} = \Phi\left(\frac{\ln\left(\dfrac{S_{\mathrm{d}}}{S_{\mathrm{c}}}\right)}{\sqrt{\beta_{\mathrm{D}}{}^{2} + \beta_{\mathrm{DS}}{}^{2}}}\right) \tag{3}$$

式中：S_{c} 为性能指标限值；S_{d} 为不同地震强度对应的结构性能参数；P_{f} 为管廊抗震失效概率；β_{DS} 表示结构损伤不确定性，取 0.4[27]；β_{D} 为不同地震动作用下结构损伤性能对数变量的平均标准偏差，由式（4）计算得出：

$$\beta_{\mathrm{D}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}\left[\ln(DM_i) - (\ln a + b\ln(IM_i))\right]^{2}}{n-2}} \tag{4}$$

回归方程与系数取值如表 9 所列。将表 9 中的回归方程与表 3 确定的管廊损伤指标代入式（3），得出不同场地工况下管廊的地震失效概率，并列于表 10。

绘制各工况下的地震易损性曲线如图 18、图 19 所示。结果表明，随着地裂缝沉降量的增加，管廊结构超越各性能水准的概率显著提高。西安地区抗震设防烈度为 8 度，设计基本地震加速度为 0.2g。当地震波峰值加速度达到 0.2g 时，普通场地中管廊结构超越正常状态的概率仅为 9.65%；而在地裂缝场地中，该概率随沉降量增加呈明显上升趋势：无沉降时为 25.91%，沉降量为 50 mm 时升至 38.50%，150 mm 时大幅增加至 73.38%，250 mm 时则高达 97.48%。可见，在 0.2g 地震作用下，普通场地管廊



(a) 普通场地 (b) 地裂缝无沉降 (c) 地裂缝沉降 50 mm (d) 地裂缝沉降 100 mm

(e) 地裂缝沉降 150 mm (f) 地裂缝沉降 200 mm (g) 地裂缝沉降 250 mm

图 17 不同工况下管廊层间位移角与 PGA 回归分析

Fig. 17 Regression analysis between inter-story drift ratio and PGA of utility tunnel under different cases

表 9 不同工况下线性回归方程

Table 9 Linear regression equations under different cases

工况	回归方程	β_D
普通场地	$\ln(\theta_{max})=1.443\ln(PGA)-3.587$	0.245
无沉降	$\ln(\theta_{max})=1.325\ln(PGA)-3.456$	0.199
沉降 50 mm	$\ln(\theta_{max})=1.323\ln(PGA)-3.305$	0.238
沉降 100 mm	$\ln(\theta_{max})=1.394\ln(PGA)-2.897$	0.214
沉降 150 mm	$\ln(\theta_{max})=1.370\ln(PGA)-2.816$	0.190
沉降 200 mm	$\ln(\theta_{max})=1.338\ln(PGA)-2.669$	0.203
沉降 250 mm	$\ln(\theta_{max})=1.174\ln(PGA)-2.532$	0.201

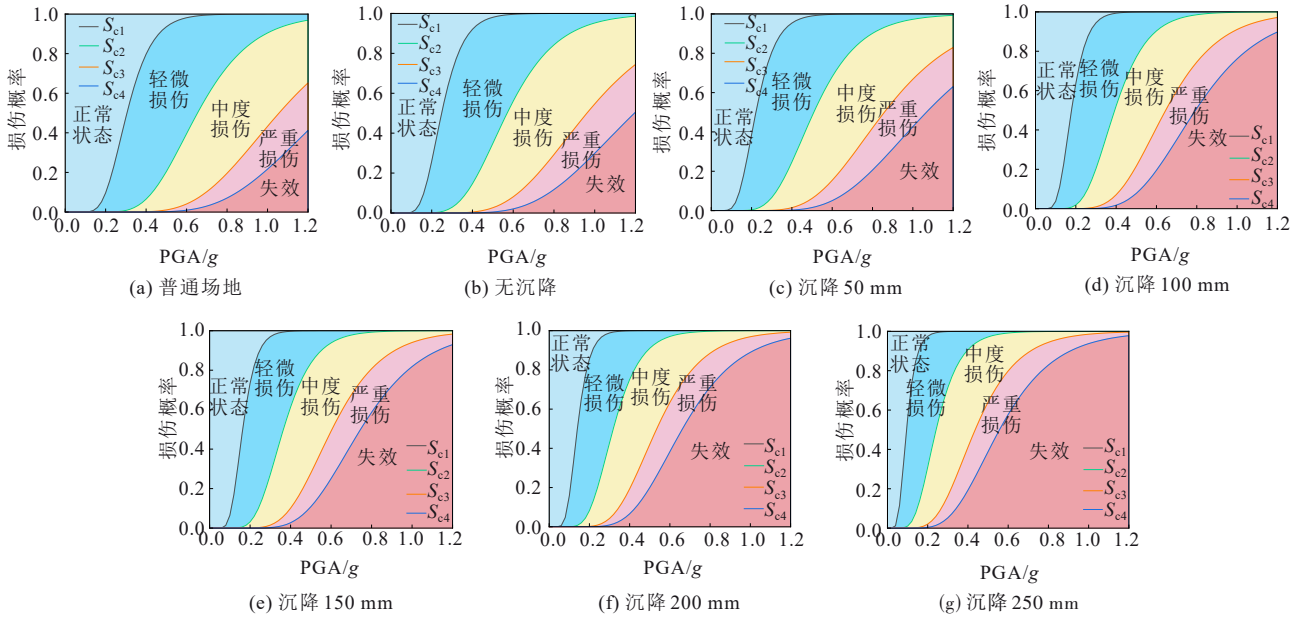
基本可保持正常使用状态;但随着地裂缝沉降量增加,管廊结构超越正常使用状态的概率急剧升高,尤其在沉降量达到 250 mm 时,结构极大概率会发生不同程度的损伤。

西安罕遇地震对应的峰值加速度为 0.4g。当 PGA 为 0.4g 时,普通场地中管廊结构超越正常状态的概率为 79.70%,超越轻微损伤状态的概率为 6.53%;而在地裂缝场地中,随着沉降量的增加,各性能水平的超越概率均显著增大。具体表现为:(1)超越正常状态概率:无沉降时为 92.05%,沉降量为 50 mm 时升至 95.35%,150 mm 时增加至 99.72%,250 mm 时高达 99.99%;(2)超越轻微损伤概率:无沉降时为 14.71%,沉降量为 50 mm 时升至 24.74%,150 mm 时增至 61.34%,250 mm 时达 90.68%。

表 10 不同工况下超越概率计算式

Table 10 Exceedance probability calculation formulas under different cases

工况	超越概率计算式
普通场地	$P_f=\Phi\left(\dfrac{\ln\dfrac{0.027\,7(PGA)^{1.443}}{S_c}}{0.469}\right)$
无沉降	$P_f=\Phi\left(\dfrac{\ln\dfrac{0.031\,6(PGA)^{1.325}}{S_c}}{0.447}\right)$
沉降 50 mm	$P_f=\Phi\left(\dfrac{\ln\dfrac{0.036\,7(PGA)^{1.323}}{S_c}}{0.465}\right)$
沉降 100 mm	$P_f=\Phi\left(\dfrac{\ln\dfrac{0.055\,2(PGA)^{1.394}}{S_c}}{0.454}\right)$
沉降 150 mm	$P_f=\Phi\left(\dfrac{\ln\dfrac{0.059\,8(PGA)^{1.370}}{S_c}}{0.443}\right)$
沉降 200 mm	$P_f=\Phi\left(\dfrac{\ln\dfrac{0.069\,3(PGA)^{1.338}}{S_c}}{0.449}\right)$
沉降 250 mm	$P_f=\Phi\left(\dfrac{\ln\dfrac{0.079\,5(PGA)^{1.174}}{S_c}}{0.448}\right)$

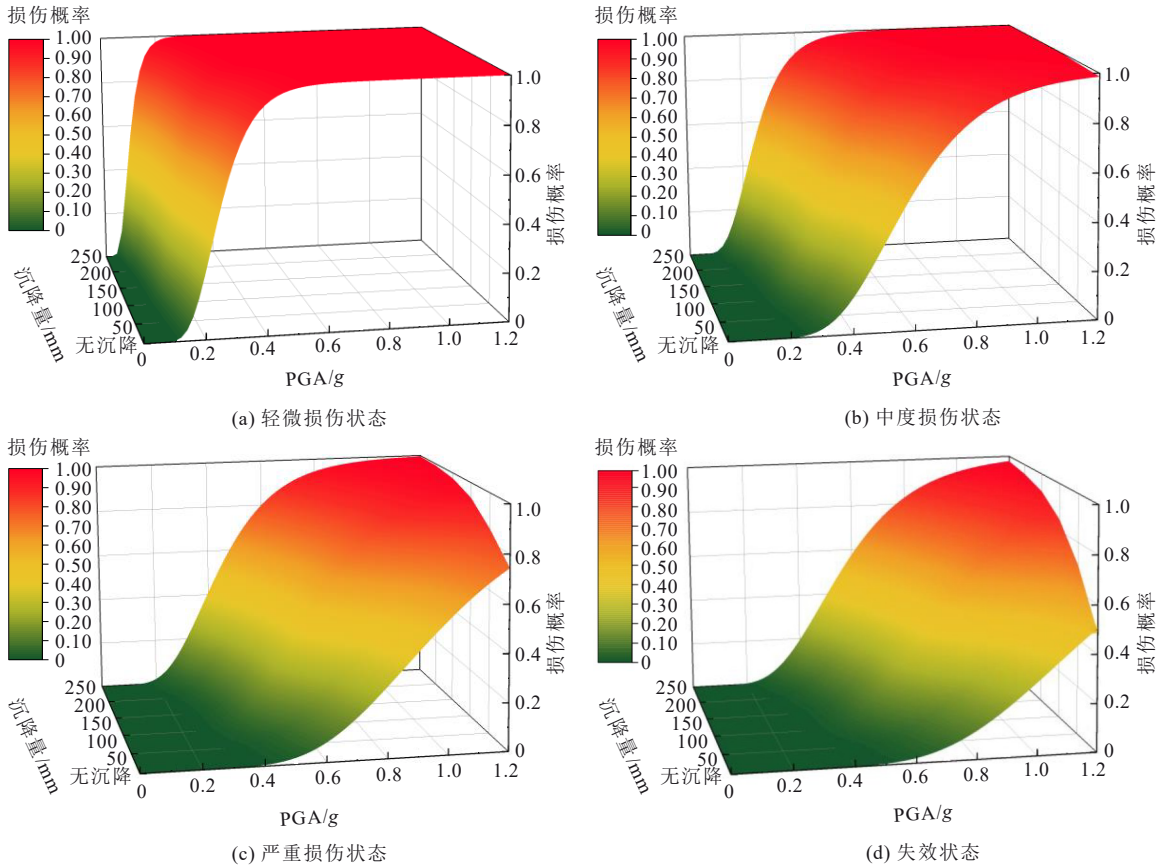


(a) 普通场地　(b) 无沉降　(c) 沉降 50 mm　(d) 沉降 100 mm

(e) 沉降 150 mm　(f) 沉降 200 mm　(g) 沉降 250 mm

图 18　不同工况下管廊结构易损性曲线

Fig. 18　Vulnerability curves of the utility tunnel under different cases



(a) 轻微损伤状态　(b) 中度损伤状态

(c) 严重损伤状态　(d) 失效状态

图 19　不同损伤指标下考虑沉降量的管廊结构易损性曲面图

Fig. 19　Vulnerability surfaces of the utility tunnel under different damage indices considering settlement

当PGA增至1.0g时，普通场地管廊结构发生失效的概率为21.67%；而在地裂缝场地中，该概率随沉降量增加而大幅提升。其中，无沉降时为29.90%，沉降量为50 mm时达42.65%，150 mm时骤升至81.80%，250 mm时则达到93.74%。可见，在1.0g地震波作用下，管廊结构在各工况下都有一定概率

发生失效。随着沉降量增大,管廊结构出现失效的概率显著增加,其中沉降量为50 mm时的失效概率约为普通场地的2倍;而沉降量为250 mm时约为普通场地的4.3倍。其原因在于,地裂缝沉降导致管廊结构底部形成脱空区,加剧了管廊结构的动力响应,且沉降量越大,影响越显著。

由图18、19可知,随地裂缝沉降量增大,管廊各损伤状态的失效概率均显著增大。为量化地裂缝场地对管廊抗震性能的劣化效应,并考虑其概率分布特征,提取不同工况下各性能水平超越概率为50%时所对应的地震动峰值加速度(PGA),如表11所列及图20所示。可见,各工况下不同性能状态对应的PGA衰减显著,且大致呈线性规律。

表11 不同沉降量工况下各损伤状态损伤概率为50%时对应PGA

Table 11 Corresponding PGA at a damage probability of 50% for each damage state under different settlement cases

工况性能状态	PGA/g			
	轻微损伤	中度损伤	严重损伤	失效
完整场地	0.31	0.65	1.06	1.29
无沉降	0.25	0.57	0.96	1.19
50 mm	0.22	0.51	0.86	1.07
100 mm	0.18	0.39	0.65	0.79
150 mm	0.16	0.36	0.60	0.75
200 mm	0.14	0.32	0.53	0.66
250 mm	0.10	0.24	0.44	0.56

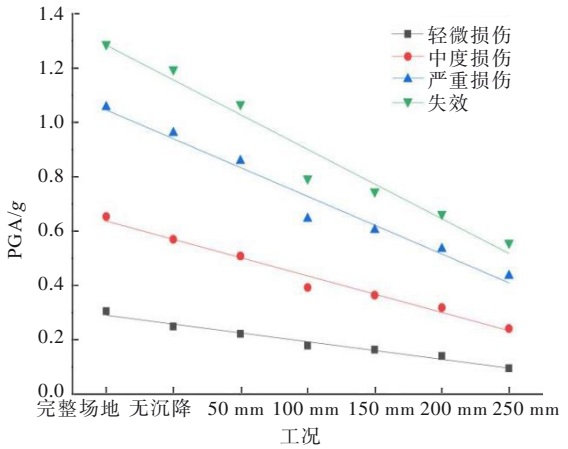


图20 不同沉降量工况各损伤状态损伤概率为50%时对应PGA对比图

Fig. 20 Comparison of corresponding PGA at a damage probability of 50% for each damage state under different settlement cases

以各性能状态完整场地为基准,计算各工况损伤概率达50%时,地裂缝场地与完整场地地震动PGA的比值,该比值即为管廊抗震性能劣化系数,结果列于表12与表13。拟合各性能状态管廊抗震性能劣化规律如图21所示。可见,不同性能状态劣化幅度大致相同,可取统一劣化规律,如图22所示。无沉降的地裂缝场地界面效应对管廊抗震性能劣化程度约为14%,并随着地裂缝沉降增加,管廊能承受的地震动强度逐步降低。

表12 各工况损伤概率为50%时对应PGA的劣化系数

Table 12 Degradation coefficients corresponding to PGA at a damage probability of 50% for different cases

工况性能状态	PGA的劣化系数			
	轻微损伤	中度损伤	严重损伤	失效
完整场地	1.00	1.00	1.00	1.00
无沉降	0.81	0.87	0.91	0.93
50 mm	0.73	0.78	0.81	0.83
100 mm	0.58	0.60	0.61	0.62
150 mm	0.54	0.56	0.57	0.58
200 mm	0.46	0.49	0.51	0.51
250 mm	0.31	0.37	0.41	0.43

表13 各性能水平的劣化系数拟合公式

Table 13 Fitting equations of deterioration coefficients for each performance level

性能水平	拟合公式	R^2
轻微损伤	$y=0.812\ 49-0.001\ 92x$	0.978 24
中度损伤	$y=0.855\ 55-0.001\ 96x$	0.965 75
严重损伤	$y=0.883\ 36-0.001\ 97x$	0.942 66
失效	$y=0.896\ 49-0.001\ 97x$	0.928 84

注:表中x为沉降量,y为劣化系数。

综上,地裂缝场地管廊的建设与运维需统筹考虑地裂缝界面错动与差异沉降的影响。本文提出的地裂缝场地对管廊抗震性能的劣化规律,可为西安市地裂缝场地在不同沉降量条件下管廊的抗震性能评估与预测提供依据。

5 结论

本文通过拟静力加载试验,确定了管廊结构抗震性能的评价指标与性能状态,并通过对比试验结果验证了数值模拟方法的可靠性;在此基础上,建立了管廊地震易损性模型;综合考虑地裂缝沉降与地震动强度的耦合作用,对管廊抗震性能进行了系统评估,得到如下结论:

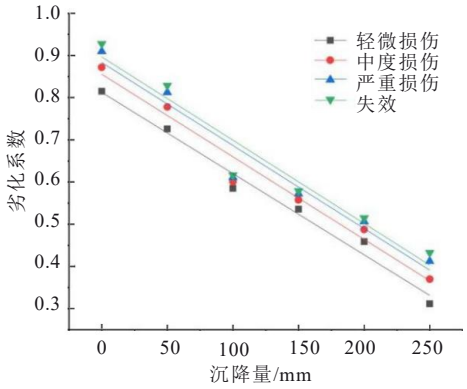


图 21　不同沉降量工况相对完整场地损伤概率为 50% 时 PGA 劣化系数对比图

Fig. 21　Comparison of PGA degradation coefficients at a damage probability of 50% relative to the intact site under different settlement cases

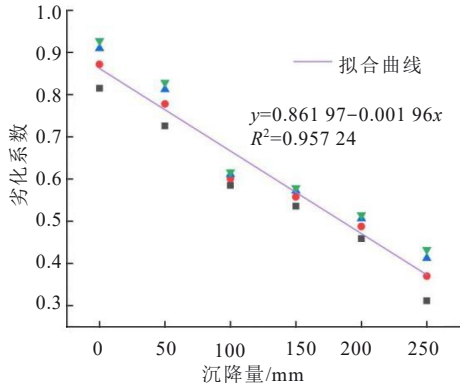


图 22　不同沉降量工况各损伤状态抗震性能统一劣化规律

Fig. 22　Unified deterioration law of seismic performance for each damage state under different settlement cases

（1）管廊在拟静力位移加载下的破坏特征为：在管廊腋角处首先发生开裂与压溃，随后在腋角侧壁出现水平裂缝，并随位移增大逐步贯通。研究采用层间位移角作为损伤评价指标，并基于骨架曲线量化了 4 种不同性能状态对应的层间位移角范围。

（2）通过对不同地裂缝沉降量下管廊动力响应的数值分析发现：管廊地震响应在地裂缝位置处最大。当地裂缝沉降量为 250 mm 时，该处管廊的最大层间位移角达到 1/93，与无地裂缝场地相比放大了 3.16 倍，与完整场地相比放大了 3.96 倍，并呈现出一定的上下盘效应。

（3）研究采用管廊层间位移角作为管廊地震损伤评价指标，建立了相应的地震易损性模型。在此基础上，对地裂缝沉降与地震动耦合作用下的管廊抗震性能进行评价，获得了管廊在不同损伤程度下的损伤概率及抗震性能劣化规律。

参考文献（References）

[1] 刘妮娜，彭建兵，韩冬冬，等. 穿越活动地裂缝地铁隧道震害机制研究[J]. 岩石力学与工程学报，2015，34(7)：1384-1391.
Liu Nina，Peng Jianbing，Han Dongdong，et al. Mechanism of seismic damage of metro tunnels through active ground fissurs [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering，2015，34(7)：1384-1391.

[2] 黄强兵，彭建兵，王飞永，等. 特殊地质城市地下空间开发利用面临的问题与挑战[J]. 地学前缘，2019，26(3)：85-94.
Huang Qiangbing，Peng Jianbing，Wang Feiyong，et al. Issues and challenges in the development of urban underground space in adverse geological environment[J]. Earth Science Frontiers，2019，26(3)：85-94.

[3] Yan Y F，Huang Q B，Xie Y L，et al. Failure analysis of urban open-cut utility tunnel under ground fissures environment in Xi′an，China [J]. Engineering Failure Analysis，2021，127：105529.

[4] Diemer D M，Miller M，Pratt D L，et al. Seismic evaluation and improvement program for a major water system[C]//Lifeline Earthquake Engineering. New York：ASCE，1995：304-311.

[5] 王洪宇，王皓，郜品一. 浅谈综合管廊在地震荷载作用下研究现状[J]. 中国新技术新产品，2016(24)：92.
Wang Hongyu，Wang Hao，Gao Pinyi. On the research status of utility tunnel under earthquake load [J]. China New Technologies and New Products，2016(24)：92.

[6] 杨兴凯，邓亚虹，常江，等. 地裂缝场地建筑结构动力响应特征及抗震设防研究[J]. 地震工程学报，2022，44(5)：1100-1109.
Yang Xingkai，Deng Yahong，Chang Jiang，et al. Dynamic response characteristics and seismic fortification of structures in ground fissure site[J]. China Earthquake Engineering Journal，2022，44(5)：1100-1109.

[7] 王平，赖佑良. 昆明路综合管廊穿越地裂缝场地技术措施研究[J]. 工程建设与设计，2018(15)：151-154.
Wang Ping，Lai Youliang. Research on technical measures of Kunming Road comprehensive gallery crossing ground fissure site [J]. Construction & Design for Project，2018 (15)：151-154.

[8] 王启耀，卢刚刚，张亚国，等. 综合管廊大角度斜穿地裂缝的变形及受力特征研究[J]. 西安建筑科技大学学报(自然科学版)，2019，51(6)：825-832.
Wang Qiyao，Lu Ganggang，Zhang Yaguo，et al. Study on the deformation and force characteristics of utility tunnel crossing ground fissure with the large angle[J]. Journal of Xi′an University of Architecture & Technology，2019，51(6)：825-832.

[9] 徐强，白超宇，彭建兵，等. 装配式地下管廊穿越活动地裂缝的适宜性分析[J]. 地下空间与工程学报，2023，19(2)：670-679，690.

Xu Qiang, Bai Chaoyu, Peng Jianbing, et al. Suitability analysis of assembly underground utility tunnel through active ground fissures[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2023, 19(2): 670-679, 690.

[10] Zhang C, Li X, Pang Y K, et al. Mechanical response and deformation mechanism of the utility tunnel crossing earth fissure[J]. Structures, 2024, 64: 106587.

[11] Tsinidis G. Response characteristics of rectangular tunnels in soft soil subjected to transversal ground shaking[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2017, 62: 1-22.

[12] Saleh Asheghabadi M, Ali Rahgozar M. Finite element seismic analysis of soil-tunnel interactions in clay soils[J]. Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering, 2019, 43(4): 835-849.

[13] 史晓军, 陈隽, 李杰. 地下综合管廊大型振动台模型试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2008, 28(6): 116-123.
Shi Xiaojun, Chen Jun, LI Jie. Shaking table test on underground utility tunnel[J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2008, 28(6): 116-123.

[14] 冀诚, 乔谦, 孟宪忠, 等. 地震作用下跨地裂缝的地下综合管廊动力响应研究[J]. 建筑施工, 2019, 41(11): 2069-2071, 2077.
Ji Cheng, Qiao Qian, Meng Xianzhong, et al. Study on dynamic response of underground integrated pipe gallery transground fissures under earthquake[J]. Building Construction, 2019, 41(11): 2069-2071, 2077.

[15] Wang K H, Chen Y Y, Huang Z Y, et al. Analysis of influence characteristics of site conditions on seismic response of utility tunnel[J]. Buildings, 2024, 14(4): 1042.

[16] 范泽旭, 袁勇. 液化场地管廊土-结构动力相互作用特征研究[J]. 地震工程学报, 2026, 48(1): 114-122.
Fan Zexu, Yuan Yong. Numerical study on the dynamic soil-structure interaction of utility tunnels in liquefiable sites[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2026, 48(1): 114-122.

[17] 陈浩然. 黄土湿陷场地管廊的抗震性能研究[D]. 西安: 长安大学, 2024: 9-10.
Chen Haoran. Seismic performance study of utility tunnels in loess subsidence zones[D]. Xi′an: Chang′an University, 2024: 9-10.

[18] GB 50011—2010 建筑抗震设计规范[S].
GB 50011—2010 Code for seismic design of buildings[S].

[19] 王亚辉. 跨地裂缝综合管廊地震响应规律及防治措施研究[D]. 西安: 长安大学, 2020: 19-20.
Wang Yahui. Research on earthquake response laws and prevention measures of comprehensive pipe corridors across ground fractures[D]. Xi′an: Chang′an University, 2020: 19-20.

[20] Xu Q, Bai C Y, Peng J B, et al. Model test of prefabricated underground utility tunnel crossing active ground fissures[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2023, 140: 105279.

[21] 杨钊, 李勇智, 杨睿. 现浇成型综合管廊不均匀沉降裂缝分析: 以福州东南快速通道综合管廊为例[J]. 隧道建设(中英文), 2021, 41(12): 2098-2105.
Yang Zhao, Li Yongzhi, Yang Rui. Analysis on cracks of cast-in-place utility tunnel induced by uneven settlement: a case study of utility tunnel of Fuzhou southeast freeway[J]. Tunnel Construction, 2021, 41(12): 2098-2105.

[22] GB 50010—2010 混凝土结构设计规范[S].
GB 50010—2010 Code for the design of concrete structures[S].

[23] 邵晓宙, 樊文欣, 王亚飞, 等. 金属橡胶Mooney-Rivlin修正模型试验[J]. 包装工程, 2021, 42(9): 135-140.
Shao Xiaozhou, Fan Wenxin, Wang Yafei, et al. Experimental investigation on Mooney-Rivlin modified model of metal rubber[J]. Packaging Engineering, 2021, 42(9): 135-140.

[24] 白超宇. 装配式地下综合管廊穿越活动地裂缝变形破坏机理研究[D]. 西安: 长安大学, 2023: 43-44.
Bai Chaoyu. Mechanism study of deformation and failure on prefabricated underground utility tunnel crossing active ground fissures[D]. Xi′an: Chang′an University, 2023: 43-44.

[25] 李锦强, 钟紫蓝, 申家旭, 等. 基于IDA方法的综合管廊纵向地震易损性分析研究[J]. 岩土工程学报, 2024, 46(8): 1622-1631.
Li Jinqiang, Zhong Zilan, Shen Jiaxu, et al. Longitudinal seismic fragility analysis of utility tunnel structures based on IDA method[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2024, 46(8): 1622-1631.

[26] 熊仲明, 李润鹏, 熊俊龙, 等. 错动-地震耦合作用下地裂缝场地地铁车站结构抗震性能评估研究[J]. 土木工程学报, 2025, 58(10): 74-87.
Xiong Zhongming, Li Runpeng, Xiong Junlong, et al. Seismic performance evaluation of subway station structure in ground fissure site under coupling effects of dislocation and seismic load[J]. China Civil Engineering Journal, 2025, 58(10): 74-87.

[27] 邱大鹏, 陈健云, 王文明, 等. 考虑竖向地震作用的大型地下框架结构易损性分析[J]. 岩土工程学报, 2023, 45(12): 2537-2546.
Qiu Dapeng, Chen Jianyun, Wang Wenming, et al. Fragility analysis of underground large-scale frame structures considering seismic effects of vertical earthquakes[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2023, 45(12): 2537-2546.

(本文编辑:张向红)