

黄华,钱海增,吴国超.地裂缝场地结构抗震设防避让距离研究[J].地震工程学报,2020,42(2):536-545.doi:10.3969/j.issn.1000-0844.2020.02.536

HUANG Hua, QIAN Haizeng, WU Guochao. Setback Distance for Seismic Fortification and Avoidance of Structures in Ground Fissure Sites[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2020, 42(2): 536-545. doi: 10.3969/j.issn.1000-0844.2020.02.536

## 地裂缝场地结构抗震设防避让距离研究

黄 华, 钱海增, 吴国超

(长安大学 建筑工程学院, 陕西 西安 710061)

**摘要:**以西安地铁二号线沿线地质勘查资料为基础,借助 ABAQUS 有限元软件建立地裂缝场地与结构共同作用模型,将结构分别置于距地裂缝不同距离的位置,并施加 El-Centro 地震波,通过比较不同位置结构的层间位移角、框架柱剪力的变化情况,研究近地裂缝结构在地震作用下的工作特性,找出不同避让距离下的结构动力响应变化规律,并与地表峰值加速度的变化规律进行对比分析,为地裂缝场地结构的避让距离选取提供参考。结果表明:上盘结构层间位移角放大幅度为 30%~41%,而下盘结构层间位移角放大幅度为 18%~22%,上盘结构的破坏程度远大于下盘结构。随避让距离的增大,地表加速度峰值逐渐减小,结构破坏情况相应减弱,但地表峰值加速度表现出现较为平缓的线性下降,而其上部结构的峰值位移曲线则出现大幅度的下降,甚至在近地裂缝处产生突变,其最大层间位移角放大幅度由 41%降为 21%,地表加速度峰值的变化并不能完全反映近地裂缝结构的动力响应规律。位于地裂缝场地的结构动力时程响应规律明显区别于普通场地上的结构,对位于地裂缝场地的结构进行抗震设计时应水平地震影响系数最大值  $\alpha_{\max}$  进行调整。

**关键词:**地裂缝; 框架结构; 抗震; 避让距离; 动力响应

中图分类号: TU323.5

文献标志码: A

文章编号: 1000-0844(2020)02-0536-10

DOI: 10.3969/j.issn.1000-0844.2020.02.536

## Setback Distance for Seismic Fortification and Avoidance of Structures in Ground Fissure Sites

HUANG Hua, QIAN Haizeng, WU Guochao

(School of Civil Engineering, Chang'an University, Xi'an 710061, Shaanxi, China)

**Abstract:** Based on geological exploration data obtained along the Xi'an Metro Line 2, in this study, we used ABAQUS finite element software to establish an interaction model for a ground fissure site and structure. In the experiment, the structure was placed at different distances from the ground fissure followed by the application of a seismic wave equivalent to that of the El Centro earthquake. We then compared the changes in the story drift ratio and shear force of the frame columns at the different locations to study the working characteristics of the near-ground fissure

收稿日期: 2019-04-16

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51778060); 中央高校基本科研业务费专项基金资助团队项目(300102289401, 300102288401)

第一作者简介: 黄 华(1979-), 男, 博士, 教授, 博士研究生导师, 从事土木工程专业相关研究。E-mail: huanghua23247@163.com。

structure under earthquake. We determined the dynamic response law of the structure for different setback distances, which were then compared with the variation law of peak acceleration of the ground surface. The results showed that the magnification of the story drift ratio was 30%—41% for a hanging wall structure and 18%—22% for a footwall structure. With increases in the setback distance, the peak acceleration gradually decreased, as did the degree of structural damage. The peak ground acceleration showed a gentle linear decline, and the magnification of the maximum story drift ratio decreased from 41% to 21%. Variation in the peak ground acceleration does not fully reflect the dynamic response law of a near-ground fissure structure. The dynamic time history response law of a structure located at a ground fissure site obviously differs from that at a regular site. The maximum horizontal seismic influence coefficient must be adjusted when a structure located at a ground fissure site is designed for seismic resistance.

**Keywords:** ground fissure; frame structure; earthquake resistance; setback distance; dynamic response

## 0 引言

地裂缝作为世界范围内典型的地质灾害,在我国华北平原、华东平原及汾渭盆地均有广泛分布。据不完全统计,中国因地裂缝活动造成的损失近百亿元,地裂缝已然构成一种新的独立灾种<sup>[1]</sup>。而西安作为遭受地裂缝灾害最严重的城市之一,目前已发现 14 条地裂缝,出露总长度超过 120 km,覆盖面积超 250 km<sup>2</sup>,贯穿大半个西安市区,地裂缝的存在对城市地下管廊、道路及建筑物都产生了极大的破坏,严重制约了西安市的土地利用与城市建设<sup>[2]</sup>。

自 1929 年 Leonard<sup>[3]</sup> 提出构造成因说以来, Schumann<sup>[4-6]</sup> 等国外学者陆续针对世界各地地裂缝的成因进行了研究。近年来, 张天明<sup>[7-9]</sup> 等国内学者也针对西安这一特定区域地裂缝的成因做了更为深入的研究, 目前有关地裂缝成因及活动规律的研究已经趋于成熟。现有研究表明地裂缝仍处于不断活动当中, 这就意味着地裂缝这一地质灾害对西安市的影响将会不断增大<sup>[10-11]</sup>。而西安市作为“一带一路”的重要节点城市, 正处于高速发展阶段, 各种超高层结构与大跨度结构林立而起, 大量工程建设面临着“避无可避”的情况, 因此存在着十分迫切的近地裂缝与跨地裂缝结构建设需求<sup>[12-13]</sup>。黄强兵等<sup>[14-15]</sup> 针对西安市地铁沿线地裂缝进行了调查与缩尺模型试验研究, 分析了地裂缝场地不均匀沉降对地下隧道的影响, 并提出相应的防治措施。然而西安还位于我国抗震设防的高烈度区, 地震灾害威胁严重。现行规范中仅《西安地裂缝场地勘察与工程设计规程》<sup>[16]</sup> 对地裂缝场地建筑物的最小避让距离做了相应规定, 但建筑物抗震设计时的抗震设防烈

度选取仍按《建筑抗震设计规范》<sup>[17]</sup> 执行, 与实际情况存在偏差。针对规范方面的这一空白, 国内学者开展了一些相应的研究。

范文等<sup>[18]</sup> 通过数值模拟计算研究了随机地震荷载作用下地裂缝场地的动力响应, 确定了地裂缝场地上、下盘地震动放大效应显著的范围, 给出了地裂缝场地安全避让距离建议, 认为可考虑选取上盘 60 m, 下盘 30 m。刘聪等<sup>[19]</sup> 采用有限元法研究了地震荷载作用下, 地裂缝对场地地震动效应的影响问题, 分析得出了地裂缝对场地地表水平峰值加速度及反应谱的影响特征和影响范围。慕焕东<sup>[20]</sup> 对西安地区地裂缝场地地震动力荷载作用下的动力响应进行了振动台试验研究, 分析了不同地震波作用下地裂缝对场地地震放大效应的影响规律与范围, 给出了上盘影响范围约 25~30 m, 下盘约 20~25 m 的结论; 王启耀等<sup>[21]</sup> 通过振动台模型试验对“y”型地裂缝进行研究, 分析了 7 种不同峰值加速度的 El Centro 波和 Taft 波激励时地裂缝场地表面 6 个测点的响应加速度值。并建议工程实践中应避免将工程结构布设于“y”形地裂缝间的楔形体中, 或者采取切实有效的抗震或减震措施。LIU 等<sup>[22]</sup> 通过振动台模型试验, 研究了西安地区活动地裂缝分段地铁隧道的地震响应, 认为柔性关节可以降低应力集中, 具有柔性接头的隧道可以适应地裂缝区域的大变形。熊仲明等<sup>[23-24]</sup> 通过振动台模型试验并结合数值模拟, 分析了不同工况下跨地裂缝框架结构的动力反应变化规律, 并找出了结构跨地裂缝的不利位置, 研究表明地震作用时地裂缝的存在加剧了上部结构的破坏, 且随着地震强度的增大, 跨地裂缝结

构动力响应显著增大。

不难看出,目前的研究成果主要集中于地裂缝场地地基的不均匀沉降和场地表面的加速度放大效应上,少数针对地裂缝场地上部结构的研究也仅局限于跨地裂缝结构,对近地裂缝结构在地震作用下的动力响应研究相对较少,难以应用于工程实际。本文在总结前人研究的基础上,运用 ABAQUS 建立了考虑土-结构相互作用的地裂缝场地有限元模型,将结构分别设置在距地裂缝远近不同的位置,定量分析了距地裂缝远近不同时结构的动力响应情况,为近地裂缝建筑物的抗震设计与工程建设提供参考。

## 1 工程概况

以西安地铁二号沿线某钢框架结构为原型进行模拟研究,该建筑物抗震设防烈度为Ⅷ度,设计基本加速度为  $0.2g$ ,设计分组为第二组,Ⅱ类场地,地表粗糙度类别为 B 类,基本风压为  $0.45 \text{ kN/m}^2$ 。考虑到有限元计算时间,将原结构进行简化,选用平面规则,刚度、质量分布均匀的  $4 \times 3$  跨五层框架结构,层

高  $3 \text{ m}$ ,并通过结构计算软件 PKPM 进行验算。结构标准层平面信息见图 1。框架梁柱采用 H 型钢,梁型号  $\text{H } 450 \text{ mm} \times 200 \text{ mm} \times 12 \text{ mm} \times 16 \text{ mm}$ ,柱型号  $\text{H } 450 \text{ mm} \times 450 \text{ mm} \times 12 \text{ mm} \times 16 \text{ mm}$ ,混凝土板厚均为  $120 \text{ mm}$ ,采用  $\text{O}8@200$  构造配筋。场地土体参数参照西安地铁二号线沿线勘查设计报告<sup>[25]</sup>确定,详细物理力学性质如表 1 所示。

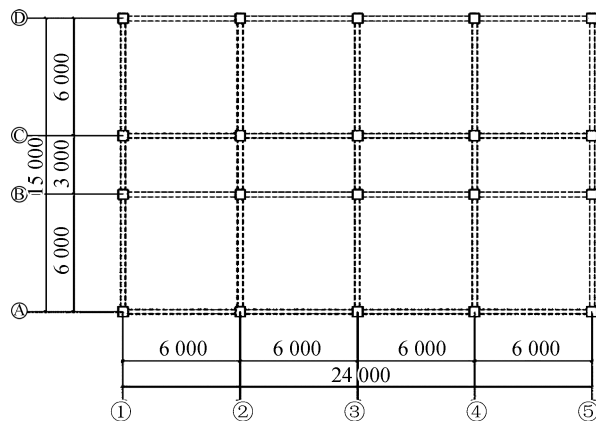


图 1 框架结构平面布置图(单位:mm)

Fig.1 Plan layout of frame structure (Unit:mm)

表 1 土层物理力学参数

Table 1 Physical and mechanical properties of the soil

土层编号	土层名称	密度 $\rho_d$ /( $\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$ )	剪切模量 $G/\text{MPa}$	泊松比 $\nu$	内摩擦角 $\beta/(\text{ }^\circ)$	膨胀角 $\psi/(\text{ }^\circ)$	粘聚力 $\sigma/\text{Pa}$	S 波波速 $c_s$ /( $\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$ )	P 波波速 $c_p$ /( $\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$ )
1	黄土层 1	1 630	305.81	0.29	38.7	9.3	37 100	433.14	901.46
2	古土壤层 1	1 710	330.03	0.3	42.8	11	78 500	439.32	913.12
3	黄土层 2	1 660	421.79	0.31	41.3	10.3	29 300	504.07	978.24
4	古土壤层 2	1 730	440.00	0.29	42.8	11	104 700	504.32	999.05
5	粉质黏土	1 800	498.75	0.3	43.5	11.3	49 300	526.39	1 012.33

## 2 有限元模型

### 2.1 模型建立

采用梁单元来模拟梁、柱,壳单元模拟楼层板,以避免大量接触带来的不易收敛等问题。其中梁、柱之间采用刚接,梁单元与壳单元之间采用共用节点的方式进行连接。型钢材质均为 Q345,泊松比 0.3,弹性模量  $E = 2.06 \times 10^5 \text{ MPa}$ ,钢材采用理想弹塑性本构。混凝土楼板采用 C30 混凝土,由于混凝土塑性损伤不适用于梁单元,故采用混凝土弥散开裂模型来模拟混凝土的塑性行为。钢筋材质为 Q235,采用理想弹塑性本构,钢筋层采用 rebar 命令定义。结构部分阻尼比取为  $0.05$ <sup>[26]</sup>,上部框架结构有限元模型如图 2 所示。

土体建模时,参考有关文献的统计分析<sup>[20]</sup>,忽略表面素填土,在考虑地裂缝上、下盘土体错层的情况下对地质情况进行一定的简化。将场地土分为黄土

层 1、古土壤层 1、黄土层 2、古土壤层 2、粉质黏土共五层,其中地裂缝场地的裂缝倾角为  $70^\circ$ ,土体分层列于表 2,自由场地土体分层情况同地裂缝场地上盘。

土体内摩擦角均大于  $22^\circ$ ,不能采用 Drucker-Prager 模型逼近 Mohr-Coulomb 模型,故土体本构选用 ABAQUS 自带的 Mohr-Coulomb 弹塑性本构

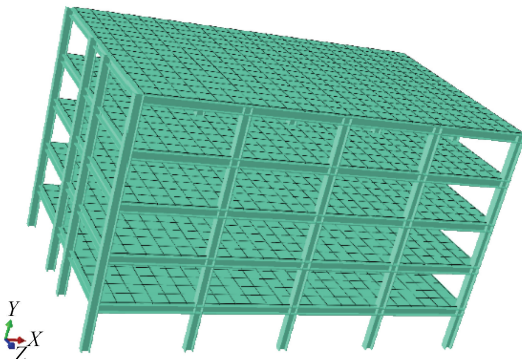


图 2 框架结构模型

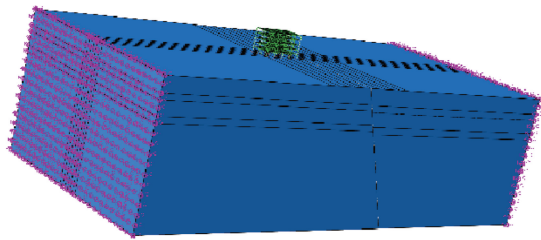
Fig.2 Distribution of soil layers in ground fissure site

表 2 地裂缝场地土层分布情况

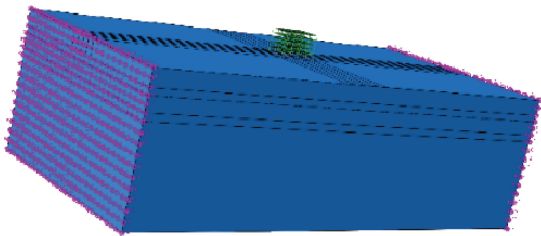
Table 2 Distribution of soil layers in common ground

土层名称	地层深度/m		地层厚度/m		错距/m	
	北盘	南盘	北盘	南盘	顶层	顶层
黄土层 1	10	10.5	10	10.5	0	0.5
古土壤层 1	13.7	14.9	3.7	4.5	0.5	1.2
黄土层 2	22.6	24.1	8.9	9.2	1.2	1.5
古土壤层 2	26.6	28.7	4	4.6	1.5	2.1
粉质黏土	90		63.4	61.3	2.1	0

模型,选用实体单元 C3D8 来模拟土体<sup>[30]</sup>,土体部分阻尼比取为 0.02<sup>[26]</sup>。考虑场地对上部结构的边界效应,取上部结构模型距边界距离大于上部模型尺寸的五倍,选用土体模型几何尺寸长×宽×深为 300 m×150 m×90 m,分别建立地裂缝场地模型与自由场地模型,整体模型如图 3。



(a) 地裂缝场地有限元模型



(b) 自由场地有限元模型

图 3 有限元模型

Fig.3 Finite element model

## 2.2 边界条件与地震波输入

场地分析时从无限介质中截取有限尺寸的计算区域,因此需要设置人工边界以减少能量在边界处的发射。本文采用目前较为成熟的粘弹性人工边界来处理场地边界,具体边界条件设置列于表 3。其中横向边界通过法向设置弹簧-阻尼器来模拟黏弹性人工边界,弹簧刚度和阻尼系数参考谷音等<sup>[26]</sup>的研究成果,由下式计算得出:

$$K_{BN} = \alpha_N \frac{G}{R}, C_{BN} = \rho C_p \quad (1)$$

$$K_{BT} = \alpha_T \frac{G}{R}, C_{BT} = \rho C_s \quad (2)$$

式中: $K_{BN}$ 和 $K_{BT}$ 为法向弹簧刚度与切向弹簧刚度; $G$ 为介质剪切模量; $R$ 为波源至人工边界点的距离;

$\rho$ 为介质质量密度; $C_p$ 与 $C_s$ 分别为P波与S波波速; $\alpha_N$ 与 $\alpha_T$ 为调整参数,分别取为1.2与0.7。

表 3 人工边界条件设置

Table 3 The condition of artificial boundary

编号	边界	人工边界方法	
		法向	切向
1	横向边界	弹簧-阻尼器	位移约束
2	纵向边界	纵向对称约束	自由
3	底部边界	竖向位移约束	自由

与地震动水平分量相比,竖向分量很小,且结构本身竖向抗震能力较强,地震波输入时选择自模型底部沿垂直地裂缝方向水平输入 El-Centro 地震波<sup>[29-30]</sup>。根据《建筑结构抗震设计规范》对地震波进行调幅,选用峰值加速度为 0.1g、0.2g、0.4g 近似代表多遇地震、设防地震与罕遇地震进行研究。

## 2.3 基本假定

为保证有限元模型的准确性,本文在建立模型时参考文献[23-24]中已经过振动台试验所验证的有限元参数设置,从而进一步简化模型,着重考虑主要方面的影响,忽略次要方面的影响。具体假定如下:

(1) 有限元分析时忽略裂缝宽度,上下盘接触面法向采用硬接触(仅接触时可传递压力),切向采用罚摩擦(允许弹性滑移变形),摩擦系数 0.3。

(2) 框架结构与场地之间的连接采用节点耦合处理。

(3) 建模时不指定弹塑性应变,认为粘聚力保持不变,即土体为理想弹塑性模型<sup>[30]</sup>。

## 3 场地的加速度响应分析

### 3.1 测点布设

考虑规范中所给出的 40 m 的避让距离建议,针对近地裂缝区域进行研究,建立地裂缝场地模型,并在上、下盘距地裂缝 0 m、6 m、18 m、30 m、42 m 处分别布置测点,分析近地裂缝场地地表加速度随距地裂缝距离的变化规律。近地裂缝区域测点布置如图 4。



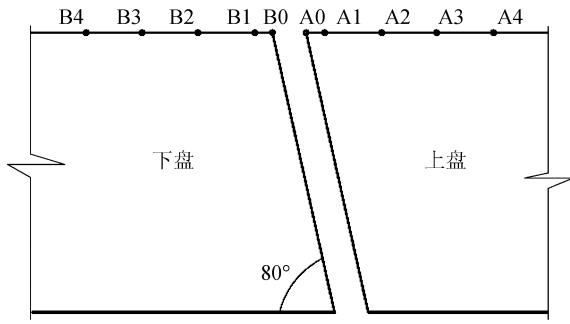


图4 地裂缝场地地表监测点布设图

Fig.4 Layout of surface monitoring points in ground fissure site

### 3.2 场地加速度峰值变化分析

图5为地裂缝场地地表不同测点加速度峰值变化图。由图分析可知,裂缝两侧,峰值加速度最大,强震作用下随避让距离的增大,加速度峰值不断减小,在距地裂缝30 m左右时逐渐趋于稳定。从地形构造来看,上、下盘场地在地裂缝处差异最大,随避让距离的增加,场地构造逐渐趋于普通场地。同时地震作用下上、下盘场地会发生相对位移,会将这一差异进一步扩大从而导致其地震作用下的地表加速度反应差异也会更大,因此在上、下盘交界点,加速度的放大情况如表4所示。当输入的EI-Centro波从0.1g增大到0.2g时,下盘的场地地表加速度峰值放大系数从2.36减小为2.05,上盘的峰值加速度由2.79减小为2.44;当输入的EI-Centro波从0.2g增大到0.4g时,下盘的场地地表加速度峰值放大系数从2.05减小为2.02,上盘的峰值加速度由2.44减小为1.86。由此可说明,随着地震动强度的增大,地表峰值加速度不断增大,而地震动放大系数

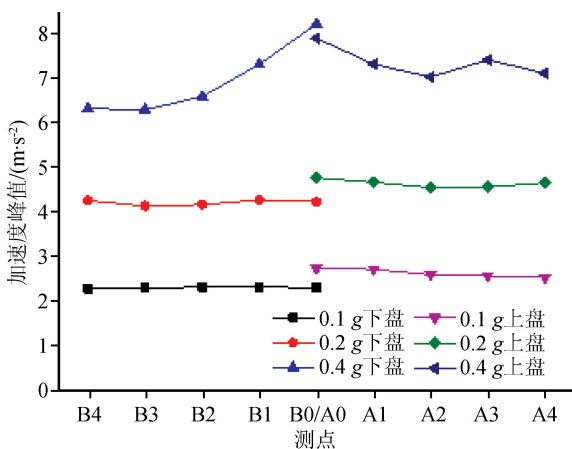


图5 地裂缝场地地表不同测点加速度峰值变化图

Fig.5 Different peak accelerations of variation points in ground fissure area

表4 地表峰值加速度及放大系数

Table 4 Surface peak acceleration and amplification factor

地震动输入 峰值加速度	位置	峰值加速度 /( $m \cdot s^{-2}$ )	放大系数
0.1g	下盘	2.314 3	2.36
	上盘	2.742 9	2.79
0.2g	下盘	4.283 5	2.05
	上盘	4.782 3	2.44
0.4g	下盘	7.922 4	2.02
	上盘	7.335 1	1.86

却在减少。从整体来看,地裂缝上盘的加速度放大效应比下盘更为明显。这与文献[23]中振动台试验所得地裂缝场地地表加速度变化规律相符,进一步验证了模型的准确性。

### 3.3 地表加速度时程曲线对比

图6为地裂缝场地与普通场地在地震作用下地表加速度时程曲线。整体趋势来看,普通场地的地表加速度曲线在整个时程内几乎都包络于上、下盘场地的地表加速度时程曲线内,说明EI-Centro波作用下,地裂缝场地的加速度值在整个时程内均大于普通场地,地裂缝的存在明显加剧了场地的地震动效应。对比峰值加速度可看出,地裂缝场地下盘的加速度峰值在3.25 s时达到峰值,峰值加速度方向为正向,上盘的加速度在3.73 s时达到峰值,峰值加速度方向为负向,这说明地裂缝场地地表加速度响应情况在上、下盘存在明显差异。

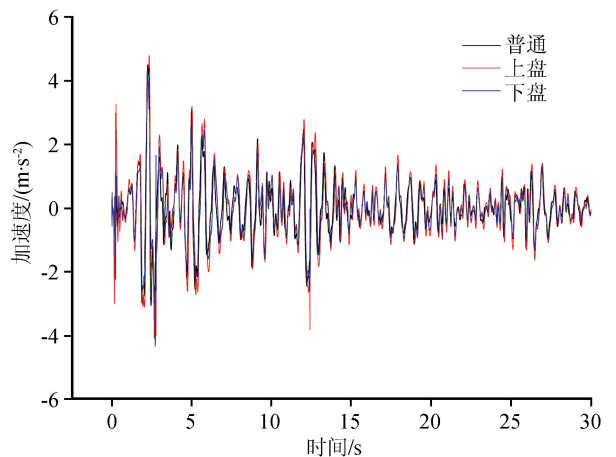


图6 0.2g El-Centro波作用下地表加速度时程曲线

Fig.6 Surface acceleration time-history curve under the action of 0.2g El-Centro wave

## 4 结构动力时程分析

结构距地裂缝6 m、18 m、30 m、42 m时分别建立场地-结构整体模型,采用ABAQUS隐式分析,分析框架结构在距地裂缝不同距离时地震作用下的

时程响应,同时与普通场地框架结构的时程响应进行对比分析。

根据建筑抗震设计规范,在建筑结构抗震设计时,通常要进行多遇地震作用下的截面抗震验算与抗震变形验算来保证结构的安全性。对此,本部分重点对地震加速度峰值为  $0.2g$  时上述模型的结构层间位移角与柱截面剪力进行分析,同时也对比分析不同地震强度下结构动力时程响应规律。

#### 4.1 柱剪力分析

由前文分析可知结构距地裂缝越近,上下盘效应越明显,故选取最具有代表性,即在上下盘距地裂缝  $6\text{ m}$  时的结构作进一步的分析。图 7 对比了地裂缝场地与普通场地的结构底层剪力在加速度峰值为  $0.2g$  地震波作用下随时间变化的情况。由图可看出结构位于地裂缝场地上盘与普通场地时在  $2.35\text{ s}$

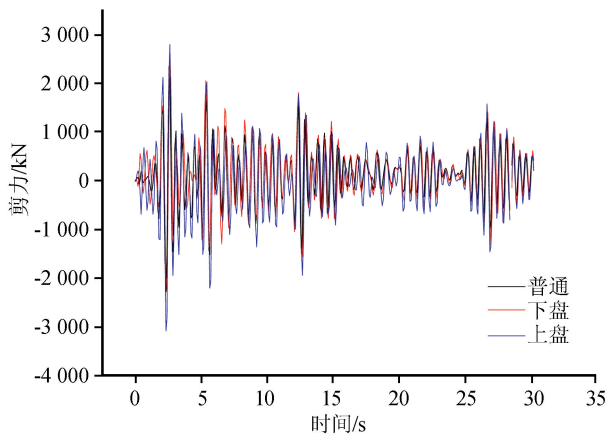


图 7 结构底层剪力时程曲线

Fig.7 Time-history curve of shear force at the bottom story of structure

达到剪力峰值,而结构位于地裂缝下盘时于  $2.57\text{ s}$  达到剪力峰值。地震波施加初期,普通场地结构的底层剪力随时间变化幅度较小,直到  $2\text{ s}$  后逐渐开始变化;位于地裂缝场地的结构底层剪力在地震波施加初始就表现出了剧烈的变化。从整个地震波的施加过程来看,普通场地结构与地裂缝场地结构的剪力变化规律相近,但同一时刻所达到的剪力峰值存在明显差异,结构位于地裂缝场地时的剪力值在正负向均大于位于普通场地时,且绝大多数时间内上盘结构的剪力峰值大于下盘结构。

表 5 为峰值强度  $0.2g$  地震波作用时结构分别位于地裂缝场地上、下盘与普通场地时的底层剪力对比。由表 5 可知,在强震作用下,结构位于上盘距地裂缝  $6\text{ m}$  时,底层剪力峰值为  $3\ 092\text{ kN}$ ,相比普通场地放大了  $1.41$  倍,而位于下盘距地裂缝  $6\text{ m}$  时,底层剪力为  $2\ 643\text{ kN}$ ,相比普通场地放大了  $1.2$  倍。随结构距地裂缝距离的增大,底层剪力不断减小,且上盘结构的底层剪力始终大于对应下盘结构的底层剪力。结构在地裂缝上盘距地裂缝  $42\text{ m}$  时底层剪力仍大于普通场地的层间剪力,而结构在地裂缝下盘距地裂缝  $42\text{ m}$  时底层剪力与普通场地上部结构底层剪力接近。从地裂缝对结构剪力的影响来看,上盘的影响范围大于下盘。结构的底层剪力随结构距地裂缝的距离出现明显的变化,而前文中仅建立场地模型并对场地地表加速度的分析中却未见地表加速度随距离出现十分明显的变化。由此可见,仅针对地裂缝场地分析研究其地表加速度并不能很好的反应地裂缝场地结构的动力响应。

表 5 框架结构底层剪力对比

Table 5 Comparison between shear force at the bottom story of structure

距地裂缝 远近/m	上盘底层 剪力/kN	下盘底层 剪力/kN	普通场地底层 剪力/kN	上盘放大 系数	下盘放大 系数
6	3 316	2 822		1.41	1.20
18	2 766	2 671		1.18	1.13
30	2 696	2 587	2 352	1.15	1.10
42	2 563	2 446		1.09	1.04

#### 4.2 层间位移分析

表 6 为峰值强度  $0.2g$  地震波作用下的地裂缝场地上部结构的层间位移,其中  $X$  方向为水平向沿地震波输入方向, $Y$  方向为水平向垂直于地震波输入方向。从表中可以看出结构在  $X$  方向的层间位移远大于  $Y$  方向的层间位移,两者相差近十倍以上。结构在两方向的层间位移均随结构高度的增加而加大,且上盘结构的层间位移始终大于下部结构

的层间位移。

图 8 为不同避让距离下结构水平  $X$  向层间位移随高度的变化曲线,同时加入了普通场地上部结构的层间位移进行了对比。从整体看,结构随地裂缝距离的增大其层间水平位移均逐渐减小,其中结构位于下盘距地裂缝  $42\text{ m}$  时其层间位移与普通场地的层间位移相近,尤其顶部两层的层间位移完全与普通场地结构的层间位移重合,此时,地裂缝对结

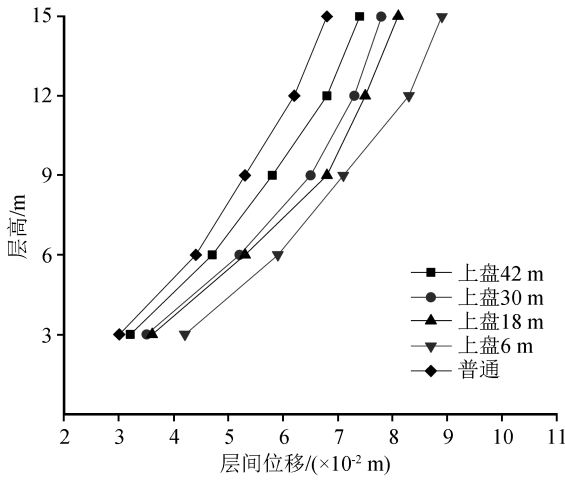
构的影响近似可以忽略;而结构位于上盘距地裂缝42 m时仍远大于普通场地结构的层间位移,此时地裂缝对结构仍有一定的影响。分别从图8(a)和(b)

可以看出,下盘场地结构的层间位移随距离的变化比较平稳,而上盘场地结构的层间位移变化则存在突变,尤其在6~18 m距离的变化最为明显。

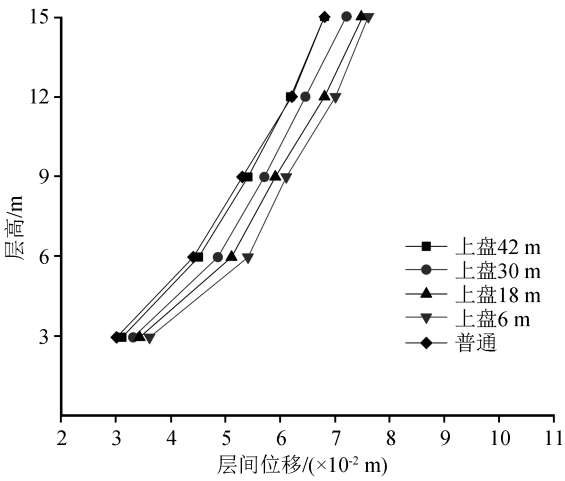
表6 0.2g El-Centro作用下结构层间位移

Table 6 Structural inter-story displacement under the action of 0.2g El-Centro wave

楼层号	上盘 42 m		上盘 30 m		上盘 18 m		上盘 6 m		下盘 6 m		下盘 18 m		下盘 30 m		下盘 42 m	
	$(\times 10^{-2} \text{ m})$		$(\times 10^{-2} \text{ m})$		$(\times 10^{-2} \text{ m})$		$(\times 10^{-2} \text{ m})$		$(\times 10^{-2} \text{ m})$		$(\times 10^{-2} \text{ m})$		$(\times 10^{-2} \text{ m})$		$(\times 10^{-2} \text{ m})$	
	X向	Y向	X向	Y向	X向	Y向	X向	Y向	X向	Y向	X向	Y向	X向	Y向	X向	Y向
5	7.4	0.38	7.8	0.30	8.1	0.29	8.9	2.0	7.6	0.96	7.5	1.2	7.2	1.16	6.8	0.76
4	6.8	0.3	7.3	0.23	7.5	0.22	8.3	1.6	7	0.72	6.8	0.9	6.5	0.92	6.2	0.58
3	5.8	0.22	6.5	0.16	6.8	0.15	7.1	1.2	6.1	0.51	5.9	0.7	5.7	0.67	5.4	0.41
2	4.7	0.14	5.2	0.09	5.3	0.09	5.9	0.78	5.4	0.28	5.1	0.46	4.9	0.43	4.5	0.25
1	3.2	0.08	3.4	0.09	3.6	0.12	4.2	0.34	3.6	0.09	3.42	0.25	3.3	0.19	3.1	0.08



(a) 上盘



(b) 下盘

图8 不同避让距离下结构层间位移随高度变化曲线  
Fig.8 Change curve of inter-story displacement with story height at different setback distances

从图中可以看出,结构的层间位移角在上、下盘区域差异明显,地裂缝上盘结构的最大层间位移角明显大于下盘结构,显然下盘结构破坏比上盘更为严重,这与前文所得地裂缝上盘对地震加速度的放大效应大于下盘相吻合。随地裂缝强度的增大,结构的层间位移角逐渐增大,随距地裂缝距离的增大,结构的层间位移角逐渐趋于平缓。以层间位移角变化最大的位置(结构距地裂缝6 m时)为例,在加速度峰值为0.1g地震作用下,上盘结构的最大层间位移角比普通场地增大37%,下盘结构的位移角比普通场地增大18%;在加速度峰值为0.2g地震作用下,上盘结构的位移角比普通场地增大41%,下盘结构的位移角比普通场地增大21%;在加速度峰值为0.4g地震作用下,上盘结构的位移角比普通场地增大30%,下盘的结构位移角比普通场地增大22%。

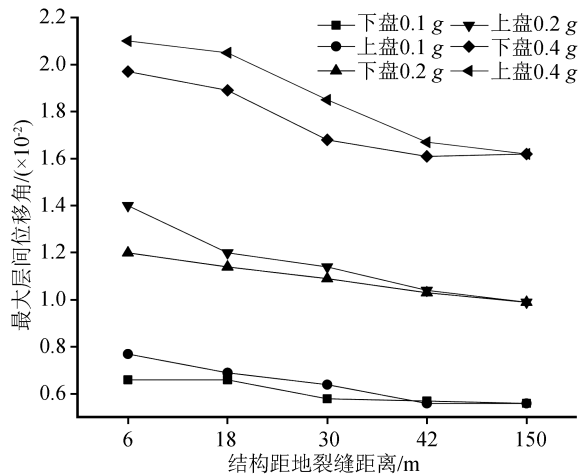


图9 结构最大层间位移角变化图

Fig.9 Change of maximum story drift ratio

图9为不同强度地震作用下近地裂缝结构与普通场地结构的最大层间位移角变化图,其中0~42 m内为近地裂缝结构的最大层间位移角,150 m处为普通场地的结构层间位移角。

对比分析3种不同峰值加速度下的层间位移角可知,随距地裂缝距离的增大,结构的层间位移角逐渐趋于平缓。地震加速度峰值为0.1g时,下盘结构

在距地裂缝 30 m 以外时层间位移角趋于普通场地结构,而上盘结构则在 42 m 处趋于普通场地结构;地震加速度峰值为 0.2g 时,下盘结构在 30 m 处略大于普通场地,而上盘结构在 30 m 处仍远大于普通场地,直到 42 m 时上、下盘层间位移角才趋于相同,且略大于普通场地结构的层间位移角;地震加速度峰值为 0.4g 时,上盘的层间位移角明显大于下盘的层间位移角,且下盘结构的层间位移角在结构距地裂缝 30 m 时趋于普通场地,而上盘结构在 42 m 时才趋于普通场地。由地裂缝的远近对层间位移角的影响可以看出,上盘的影响范围大于下盘。从上、下盘的差异来看,随地震强度的增大,上下盘的差异进一步扩大,位于高烈度区的结构受地裂缝的影响更大。

### 4.3 抗震验算

《建筑抗震设计规范》GB50011-2010 规定,低层框架结构应进行多遇地震作用下的抗震变形验算,其弹性层间位移角应符合一定要求。对于低层框架结构一般采用底部剪力法来进行相应的抗震变形验算,当采用底部剪力法时,楼层可仅取一个自由度,不考虑顶部附加水平地震作用时,结构的水平地震标准值应按公式(3)和(4)来确定。

$$F_{EK} = \alpha_1 G_{eq} \quad (3)$$

式中: $F_{EK}$  为结构总水平地震作用标准值; $\alpha_1$  为相应于结构基本自振周期的水平地震影响系数值; $G_{eq}$  为结构等效总重力荷载,单质点应取总重力荷载代表值,多质点可取总重力荷载代表值的 85%。

$$F_i = \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} F_{EK} \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (4)$$

水平地震作用下框架结构的层间位移  $\Delta u_i$  和层间位移角  $\theta_i$  分别按下式计算:

$$\Delta u_i = V_i / D_i \quad (5)$$

$$\theta_i = \Delta u_i / h_i \quad (6)$$

式中各参数详见《建筑抗震设计规范》GB50011-2010。

由式(3)~(6)可知,结构的层间位移角  $\theta_i$  与水平地震影响系数  $\alpha_1$  成正比。根据《建筑抗震设计规范》GB50011-2010 第 5.1.5 条,在场地类别,地震分组,结构自振周期等不变的情况下,水平地震影响系数  $\alpha_1$  与水平地震影响系数最大值  $\alpha_{max}$  亦成正比。因而当结构在不同工况下的最大层间位移角出现在同层时,可以  $\alpha_{max}$  的变化规律来反映其最大层间位移角的变化规律。

表 7 为 0.2g 地震作用下地裂缝场地与普通场地结构的最大层间位移角,经过对比可以看出,结构的最大层间位移角均出现在结构最底层,因而可以  $\alpha_{max}$  的变化规律来反映其最大层间位移角的变化规律。本文根据结构距地裂缝 6 m, 18 m, 30 m, 42 m 时最大层间位移角的统计分析,对规范中所规定的地裂缝场地避让距离进行了进一步细化,近似拟合了结构层间位移角随距地裂缝远近的变化曲线,进而得出  $\alpha_{max}$  在地裂缝场地的调整系数变化曲线。拟合曲线如图 10 所示。

表 7 结构最大层间位移角

Table 7 Maximum story drift ratio of structure

楼层号	上盘( $\times 10^{-2}$ )				下盘( $\times 10^{-2}$ )				普通 ( $\times 10^{-2}$ )
	-42	-30	-18	-6	6	18	30	42	
5	0.20	0.20	0.20	0.20	0.2	0.23	0.23	0.20	0.18
4	0.33	0.30	0.23	0.40	0.3	0.30	0.27	0.27	0.30
3	0.37	0.43	0.50	0.42	0.23	0.27	0.27	0.30	0.32
2	0.50	0.57	0.56	0.57	0.6	0.56	0.53	0.47	0.48
1	1.07	1.14	1.20	1.40	1.20	1.14	1.09	1.03	0.99

上盘场地拟合公式为:

$$y = -0.21 \ln(x+2) + 1.84 \quad (R^2 = 0.964) \quad (7)$$

下盘场地拟合公式为:

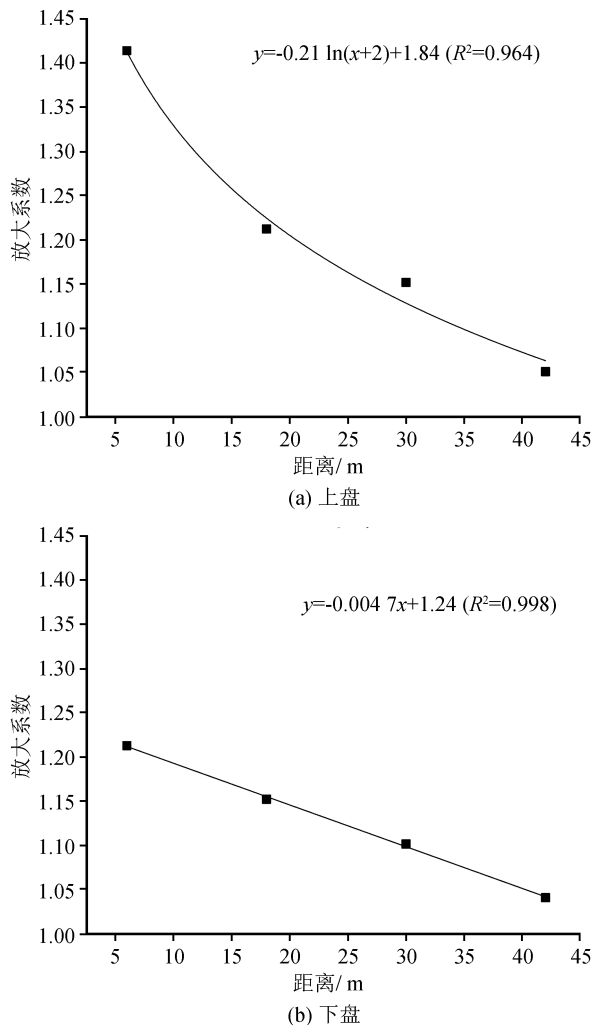
$$y = -0.0047x + 1.24 \quad (R^2 = 0.998) \quad (8)$$

式中: $y$  为  $\alpha_{max}$  的调整系数,  $y \geq 1$ ;  $x$  为结构距地裂缝距离。

从表 7 及图 10 中可以看出随距地裂缝远近的变化,地裂缝场地结构层间位移角变化十分明显,且

远大于普通场地结构的层间位移角。在地裂缝场地对结构进行抗震设计时,对于  $\alpha_{max}$  如果仍按现有规范的规定来取值,最终计算的层间位移角将小于实际结构的层间位移角,无法满足安全设计的需求。在地裂缝场地的抗震变形验算中可按拟合公式(7)与(8)对  $\alpha_{max}$  进行修正,即结构距地裂缝距离不同时将距离  $x$  代入公式,对  $\alpha_{max}$  进行放大,从而使其抗震变形验算的结果更接近实际情况,保证结构在地震



图 10  $\alpha_{\max}$  调整系数变化曲线Fig.10 Adjustment coefficient change curve of  $\alpha_{\max}$ 

作用下的安全。

## 5 结论

(1) 地裂缝场地的地震反应比普通场地更为剧烈,且存在明显的上下盘差异,上盘的加速度峰值明显大于下盘,强震作用下,上盘地表加速度放大效应的影响范围也远大于下盘。

(2) 地表加速度随距地裂缝远近的变化规律与结构本身随距地裂缝远近的动力响应变化规律存在差异,上、下盘场地表面的峰值加速度均随避让距离的增加出现较为平缓的下降,而其上部结构的峰值位移曲线则出现较大的下降,甚至在近地裂缝处产生突变。

(3) 随避让距离的增加,下盘结构底层层间剪力的增大幅度由 20% 降至 4%,且整体降幅较为平缓,而上盘结构底层层间剪力的增大幅度由 41% 降至 9%,且在近地裂缝处增大幅度由 41% 降为

18%,降幅尤为明显。

(4) 三种不同峰值加速度输入条件下,上盘结构层间位移角放大幅度为 30%~41%,而下盘结构层间位移角放大幅度为 18%~22%,上盘结构的破坏程度远大于下盘结构。且随避让距离的减小,下盘结构的层间位移角呈线性变化,而上盘结构的层间位移角均在近地裂缝处发生突变,其层间位移角急剧增加。

(5) 处于地裂缝场地的结构进行抗震设计时,应根据距地裂缝远近的不同,采用式(7)对水平地震影响系数最大值  $\alpha_{\max}$  进行调整。

## 参考文献(References)

- [1] 王景明,刘科,王春梅.地裂缝及其灾害研究的新进展[J].地球科学进展,2001,16(3):303-313.  
WANG Jingming, LIU Ke, WANG Chunmei. Progress in Ground Fissures and Its Hazard Research [J]. Advances in Earth Sciences, 2001, 16(3): 303-313.
- [2] 彭建兵.西安地裂缝灾害[M].北京:科学出版社,2012  
PENG Jianbing. Xi'an Ground Fissure Disaster [M]. Beijing: Science Press, 2012.
- [3] LEONARD R J. An Earth Fissure in Southern Arizona [J]. Journal of Geology, 1929, 37(8): 765-774.
- [4] SCHUMANN H H, POLAND J F. Land Subsidence, Earth Fissures, and Ground Water withdrawal in South-Central Arizona, U.S.A [A]. Land subsidence, Tokyo, Symposium, International Association of Scientific Hydrology Publication, 1970, (1): 295-302
- [5] BOUWER H. Land Subsidence and Cracking Due to Ground-Water Depletion [J]. Ground Water, 1977, 15(5): 358-364.
- [6] HOLZER T L. Ground Failure Induced by Groundwater Withdrawal from Unconsolidated Sediments [M] // Reviews in Engineering Geology: Geological Society of America, 1984, 6: 67-105.
- [7] 张家明.西安地裂缝研究[M].西安:西北大学出版社,1990.  
ZHANG Jiaming. Xi'an Ground Crack Research [M]. Xi'an: Northwest University Press, 1990.
- [8] 王卫东,苏刚,易学发.西安地裂缝的数值模拟研究[J].灾害学,1998,13(3):33-37.  
WANG Weidong, SU Gang, YI Xuefa. Numerical Simulation of Ground Fissures in Xi'an [J]. Journal of Catastrophology, 1998, 13(3): 33-37.
- [9] 王庆良,刘玉海,陈志新,等.抽水引起的含水层水平应变——地裂缝活动新机理[J].工程地质学报,2002,10(1):46-50.  
WANG Qingliang, LIU Yuhai, CHEN Zhixin, et al. Horizontal Strain of Aquifer Induced by Groundwater Pumping——a New Mechanism for Ground Fissure Movement [J]. Journal of Engineering Geology, 2002, 10(1): 46-50.
- [10] PENG J B, XU J S, MA R Y, et al. Characteristics and Mechanism of the Longyao Ground Fissure on North China Plain, China [J]. Engineering Geology, 2016, 214: 136-146.

- [11] LIU C, CHEN L W, LENG Y Q, et al. Numerical Simulation Analysis of Buried Ground Fissures' Propagation in Xi'an[J]. Applied Mechanics and Materials, 2012, 170-173: 1218-1225.
- [12] 蓝天. 中国空间结构七十年成就与展望[J]. 建筑结构, 2019, 49(19): 5-10.  
LAN Tian. Achievements and Prospects of Spatial Structure in the Past Seventy Years for China[J]. Building Structure, 2019, 49(19): 5-10.
- [13] 汪大绥, 包联进. 我国超高层建筑结构发展与展望[J]. 建筑结构, 2019, 49(19): 11-24.  
WANG Dasui, BAO Lianjin. Development and Prosperity of Structural Design of Super Tall Buildings in China[J]. Building Structure, 2019, 49(19): 11-24.
- [14] 黄强兵, 彭建兵, 邓亚虹, 等. 西安地铁 2 号线隧道穿越地裂缝带的设防参数[J]. 岩土力学, 2010, 31(9): 2882-2888.  
HUANG Qiangbing, PENG Jianbing, DENG Yahong, et al. Design Parameters of Xi'an Metro Line 2 Tunnel Passing through Active Ground Fissure Zones[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31(9): 2882-2888.
- [15] WANG Z F, SHEN S L, CHENG W, et al. Ground Fissures in Xi'an and Measures to Prevent Damage to the Metro Tunnel System Due to Geohazards[J]. Environmental Earth Sciences, 2016, 75(6): 1-11.
- [16] 中华人民共和国行业标准编写组. 西安地裂缝场地勘察与工程设计规程(DBJ61-6-2006)[S]. 西安: 2006.  
The Professional Standard Compilation Group of People's Republic of China. Xi'an Ground Fissure Site Investigation and Engineering Design Regulations (DBJ61-6-2006)[S]. Xi'an: 2006.
- [17] 中华人民共和国行业标准编写组. 建筑抗震设计规范(GB50011-2010)[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.  
The Professional Standard Compilation Group of People's Republic of China. Code for Seismic Design of Buildings (GB50011-2010)[S]. Beijing: China Building Industry Press, 2016.
- [18] 范文, 聂忠权, 陈党民, 等. 地裂缝地震影响效应研究: 以陕西咸阳为例[J]. 灾害学, 2014, 29(4): 82-88.  
FAN Wen, NIE Zhongquan, CHEN Dangmin, et al. Study on Seismic Effect of Ground Fissure: A Case Study on a Ground Fissure in Xianyang, Shaanxi[J]. Journal of Catastrophology, 2014, 29(4): 82-88.
- [19] 刘聪, 彭建兵, 陈立伟, 等. 西安地裂缝场地地震效应分析[J]. 工程地质学报, 2012, 20(6): 979-985.  
LIU Cong, PENG Jianbing, CHEN Liwei, et al. Finite Element Analysis of Seismic Effects on Ground Fissures in Xi'an[J]. Journal of Engineering Geology, 2012, 20(6): 979-985.
- [20] 慕焕东. 地裂缝场地地震放大效应研究[D]. 西安: 长安大学, 2014.  
MU Huandong. Study on seismic amplification effect of ground fissure sites[D]. Xi'an: Chang'an University, 2014.
- [21] 王启耀, 胡志平, 王瑞, 等. 地震作用下地裂缝场地地表加速度响应的振动台试验研究[J]. 铁道学报, 2015, 铁道工程(12): 121-129.  
WANG Qiyao, HU Zhiping, WANG Rui, et al. Shaking Table Test Study on Seismic Acceleration Response of Ground Fissure Sites under Horizontal Seismic Action[J]. Journal of the China Railway Society, 2015, 铁道工程(12): 121-129.
- [22] LIU N N, HUANG Q B, MA Y J, et al. Experimental Study of a Segmented Metro Tunnel in a Ground Fissure Area[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2017, 100: 410-416.
- [23] 熊仲明, 韦俊, 陈轩, 等. 跨越地裂缝框架结构振动台试验及数值模拟研究[J]. 工程力学, 2018, 35(5): 214-222.  
XIONG Zhongming, WEI Jun, CHEN Xuan, et al. Research on Shaking Table Test and Numerical Modelling of Frame Structure Crossing Ground Fissure[J]. Engineering Mechanics, 2018, 35(5): 214-222.
- [24] 熊仲明, 张朝, 霍晓鹏, 等. 地裂缝场地加速度响应振动台试验研究[J]. 岩土工程学报, 2018, 40(3): 520-526.  
XIONG Zhongming, ZHANG Chao, HUO Xiaopeng, et al. Shaking Table Tests on Acceleration Response of Ground Fissure Site[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, 40(3): 520-526.
- [25] 长安大学工程设计研究院. 西安市城市快速轨道交通二号线详细勘察设计阶段沿线地裂缝勘查报告[R]. 西安: 长安大学工程设计研究院, 2007.  
Chang'an University Engineering Design and Research Institute. Xi'an City Rapid Rail Transit Line 2 detailed exploration and design stage along the ground crack investigation report[R]. Xi'an: Chang'an University Engineering Design and Research Institute, 2007.
- [26] 张谨, 龚敏锋, 杨律磊. 阻尼在结构动力计算中的理解与应用[J]. 建筑结构, 2019, 49(1): 76-82, 59.  
ZHANG Jin, GONG Minfeng, YANG Lulei. Understanding and Application of Damping in Structural Dynamic Calculation[J]. Building Structure, 2019, 49(1): 76-82, 59.
- [27] 谷音, 刘晶波, 杜义欣. 三维一致粘弹性人工边界及等效粘弹性边界单元[J]. 工程力学, 2007, 24(12): 31-37.  
GU Yin, LIU Jingbo, DU Yixin. 3d Consistent Viscous-spring Artificial Boundary and Viscous-spring Boundary Element[J]. Engineering Mechanics, 2007, 24(12): 31-37.
- [28] 黄雨, 叶为民, 唐益群, 等. 上海软土地场地的地震反应特征分析[J]. 地下空间与工程学报, 2005, 1(5): 773-778.  
HUANG Yu, YE Weimin, TANG Yiqun, et al. Characteristic Analysis for Seismic Ground Response of Soft Soils in Shanghai[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2005, 1(5): 773-778.
- [29] 陈继华, 陈国兴, 王伟. 长江下游地区深厚软弱场地地震效应分析[J]. 世界地震工程, 2009, 25(1): 117-121.  
CHEN Jihua, CHEN Guoxing, WANG Wei. Analysis of Seismic Effect on Sites with Deep and Soft Soils in the Lower Reaches of the Yangtze River[J]. World Earthquake Engineering, 2009, 25(1): 117-121.
- [30] 费康, 彭劼. ABAQUS 岩土工程实例详解[M]. 北京: 人民邮电出版社, 2017.  
FEI Kang, PENG Yu. ABAQUS geotechnical engineering examples[M]. Beijing: People's Posts and Telecommunications Press, 2017.