

引用本文:黄 华,高 悦,钱海增,等.地裂缝场地地震及不均匀沉降双重作用下的框架结构动力响应[J].建筑科学与工程学报,2020,37(5):39-50.

HUANG Hua, GAO Yue, QIAN Hai-zeng, et al. Dynamic Response of Frame Structure Under Earthquake and Uneven Settlement in Ground Fissure Site[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2020, 37(5): 39-50.

DOI:10.19815/j.jace.2020.07025

# 地裂缝场地地震及不均匀沉降双重作用下的 框架结构动力响应

黄 华,高 悦,钱海增,杨 坤

(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近  $f_0$  地裂缝处框架结构为原型,基于地裂缝场地 50 年沉降预测情况,采用 ABAQUS 有限元软件建立地裂缝场地和上部结构共同作用模型,在不同年限场地沉降基础上施加 El Centro 波、Tangshan 波及上海人工波 3 种地震波,研究地裂缝场地地表峰值加速度变化规律,对比分析地震及不均匀沉降双重作用下框架结构的层间剪力、层间位移角变化情况。结果表明:下盘场地地表加速度峰值在土体沉降前后随避让距离未出现明显变化,上盘场地地表加速度峰值出现较为明显的减小;3 种地震波作用下沉降前后框架结构的剪力时程曲线基本一致,正负向剪力峰值出现的时刻也近似吻合;上下盘结构层间位移角变化规律相似,均随避让距离的增大而减小,距地裂缝越近,结构破坏越严重;下盘结构最大层间位移角受不均匀沉降影响较小,最大变化幅度不足 14%,上盘结构受影响较大,最大变化幅度超过 50%,其中上海人工波作用下变化幅度最大,为 73%,Tangshan 波次之,为 70%,El Centro 波最小,为 63%;对于考虑不均匀沉降的地裂缝场地,框架结构抗震设计时应应对水平地震影响系数最大值  $\alpha_{\max}$  进行调整,以确保结构的抗震安全性。

**关键词:**地裂缝;框架结构;地震;不均匀沉降;动力响应

**中图分类号:**TU973.2

**文献标志码:**A

**文章编号:**1673-2049(2020)05-0039-12

## Dynamic Response of Frame Structure Under Earthquake and Uneven Settlement in Ground Fissure Site

HUANG Hua, GAO Yue, QIAN Hai-zeng, YANG Kun

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

**Abstract:** Based on the frame structure that near the ground fissure  $f_0$  along Xi'an Metro Line 2 and the settlement of ground fissure site in recent 50 years, the finite element software ABAQUS was used to establish the interaction model of ground fissure site and superstructure. El Centro wave, Tangshan wave and Shanghai artificial wave were applied on the basis of settlement in different years. The variation law of ground surface peak acceleration was studied, and the changes of shear force and displacement angle of frame structure under the action of earthquake and uneven settlement were compared and analyzed. The results show that the peak ground

收稿日期:2020-07-09

基金项目:国家自然科学基金项目(51778060,51708035);陕西省重点研发计划项目(2020KW-067);

中央高校基本科研业务费专项资金团队项目(300102289401)

作者简介:黄 华(1979-),男,江苏常州人,教授,博士研究生导师,工学博士,博士后,E-mail:huanghua23247@163.com。

acceleration of the foot wall has no obvious change with the setback distance under uneven settlement, and the peak ground acceleration of the hanging wall is reduced obviously. The shear time-history curves of the frame structure before and after settlement under three kinds of seismic waves are basically consistent, and the time when the positive and negative peak appears is also approximately consistent. The change law of inter-storey displacement angles of the hanging wall and the foot wall is similar, which decreases with the increase of setback distance. The closer the frame structure is to ground fissure, the more serious the damage of the frame structure is. The maximum inter-storey displacement angle of the foot wall is less affected by uneven settlement, and the variation range is less than 14%. The maximum inter-storey displacement angle of the hanging wall is greatly affected by uneven settlement, and the variation range is more than 50%. The variation range is the largest one under Shanghai artificial wave, which is 73%. The variation range of Tangshan wave comes second with 70%. The variation range is the smallest one under El Centro wave, which is 63%. Considering the uneven settlement of the ground crack site, the maximum value of horizontal seismic influence coefficient  $\alpha_{\max}$  of the frame structure should be adjusted to ensure the seismic safety of the structure.

**Key words:** ground fissure; frame structure; earthquake; uneven settlement; dynamic response

## 0 引言

地裂缝作为一种典型的城市地质灾害,在世界各国都普遍存在,随着地下资源开采等人类活动的进行,其影响范围逐年增加,已成为一个新的独立灾种<sup>[1]</sup>。中国是地裂缝分布最广的国家之一,据山西、陕西、河北、山东等多省的不完全统计,目前已累计发现地裂缝超 700 条。西安、大同、邯郸、保定、石家庄、天津和淄博等城市均有大量地裂缝存在,其中西安是遭受地裂缝灾害最典型、最严重的城市之一。西安市区地裂缝主要发现于 20 世纪中期,目前已探明多达 14 条,地裂缝总长度超过 160 km,覆盖超过 250 km<sup>2</sup> 的土地,且有超过 70 km 长的地裂缝裸露地面,其影响范围之大不容忽视<sup>[2]</sup>。城市地裂缝的存在造成了大量的建筑物破坏、道路变形以及管道破裂,严重影响人民群众的生命安全和城市空间的延伸<sup>[3]</sup>。地裂缝的产生与发育除了给其影响范围内的建筑物、地铁等直接带来破坏损失以外,更多的损失体现在对土地价值的浪费。以往的地裂缝区域工程建设大多采用避让方式,而西安地裂缝大多处于市区或近郊,此方式造成的土地价值损失高达 323 亿元<sup>[4]</sup>。随着西安城市化进程的高速发展,地裂缝的存在造成城市建设用地紧张,因此有必要考虑地裂缝场地工程建设的可行性。

自 20 世纪 30 年代以来,Leonard 等<sup>[5-6]</sup>国外学者针对地裂缝的成因机理进行研究,后集成构造成因、地下水开采成因和综合成因三大成因观点。近

年来,张家明等<sup>[7-9]</sup>针对西安地裂缝开展了地裂缝成因及活动规律方面的研究。现有相关研究表明,地裂缝还在不断发展中,严重制约着西安城市建设规划发展<sup>[8]</sup>。因此,众多学者基于地裂缝场地的发育研究与沉降预测,陆续建立了地裂缝场地的建筑物结构模型,以期地为地裂缝场地的工程建设提供一定的参考。郭西锐等<sup>[10]</sup>通过 SAP2000 有限元软件,建立了地裂缝场地内廊式横向框架结构模型,对比分析了该建筑内力变化和结构变形情况,研究了在役结构薄弱位置破坏情况。万通<sup>[11]</sup>通过结构设计软件 PKPM,建立了跨越地裂缝建筑物模型,对比分析了不同沉降工况及不同设防措施下建筑物内力变化与结构破坏情况,得出相较于整体倾斜型沉降,直线型沉降对建筑物影响更大的结论。丁宝芬<sup>[12]</sup>运用 SAP2000 建立了不同层高、柱网形式的多层框架结构,通过支座位移法研究了地裂不均匀沉降作用下框架结构内力变化与变形规律。许晨等<sup>[13]</sup>建立隧道-地裂缝-地层-框架结构三维有限元模型,进行建筑物的模态分析和振动响应分析,研究了复杂情况下地裂缝对建筑物竖向与水平地震动的影响。

然而西安又位于中国地震设防高烈度区,地震荷载作用下,地裂缝的存在会对场地地震动响应产生一定影响。熊仲明等<sup>[14]</sup>采用 ABAQUS 有限元软件对跨地裂缝框架结构和普通场地框架结构进行了时程分析,对比了数值计算结果与地裂缝振动台模型试验结果,得出了非一致性地震作用下跨越地裂缝结构的动力响应规律。王启耀等<sup>[15]</sup>以西安地铁

二号线穿越  $f_6$  和  $f'_6$  段地裂缝场地为原型开展了 1:15 的振动台模型试验研究,对比了 7 种不同峰值加速度的 El Centro 波和 Taft 波激励的试验结果与现场实测结果,得出了地裂缝场地的响应加速度放大系数随着激励峰值加速度的变化规律。刘妮娜等<sup>[16]</sup>采用振动台模型试验模拟地震荷载作用下地裂缝场地的动力响应,得出了地震动荷载作用下地裂缝及地裂缝区域土体变化规律。魏春龙<sup>[17]</sup>采用 ANSYS 有限元软件建立了单条地裂缝场地和“y”型地裂缝场地的有限元模型,研究了 2 种地裂缝场地在特定条件下地裂缝两侧的位移、加速度和剪应力的响应规律。

以上研究主要集中在地裂缝对地震动的放大效应研究,且普遍认为地裂缝场地相较于普通场地对地震动有一定的放大作用。随着研究的深入与交叉学科的兴起,人们发现在地震作用下地裂缝场地有着明显的不均匀沉降,仅考虑地震动的放大作用并不能很好地模拟实际地震发生时地裂缝场地的响应情况。现有针对地裂不均匀沉降及地震作用的研究较为单一,综合考虑 2 种因素的场地-结构相互作用研究仍然较少。

考虑到诸如西安等城市不仅处在地裂缝场地,还是地震多发区域,现有研究成果尚不能直接应用于实际工程建设。基于此,本文以某实际框架结构为研究对象,建立靠近  $f_6$  地裂缝场地上部结构有限元模型,参照  $f_6$  地裂缝 50 年沉降预测曲线,模拟在役结构使用年限内的场地沉降,进而在不同年限沉降基础上施加 El Centro 波、Tangshan 波及上海人工波 3 种地震波,分析地震及不均匀沉降双重作用下的框架结构动力响应情况,对抗震设计水平地震影响系数最大值  $\alpha_{\max}$  进行调整,为地裂缝场地及地震设防高烈度区工程建设提供参考。

## 1 工程概况

某框架结构位于西安地铁二号线沿线近  $f_6$  地裂缝处,抗震设防烈度为 8 度,设计分组为第 2 组,Ⅱ类场地,地表粗糙度类别为 B 类,基本风压为 0.45 kPa。考虑到数值模拟的适用性,将原结构合理简化,选用平面规则,刚度、质量分布均匀的 4×3 跨 5 层框架结构,层高 3 m,并通过结构计算软件 PKPM 进行验算。框架结构平面布置如图 1 所示。结构中的梁、楼板、柱均采用 HRB400 钢筋,楼板厚度为 120 mm,梁、柱截面配筋信息如图 2 所示。楼

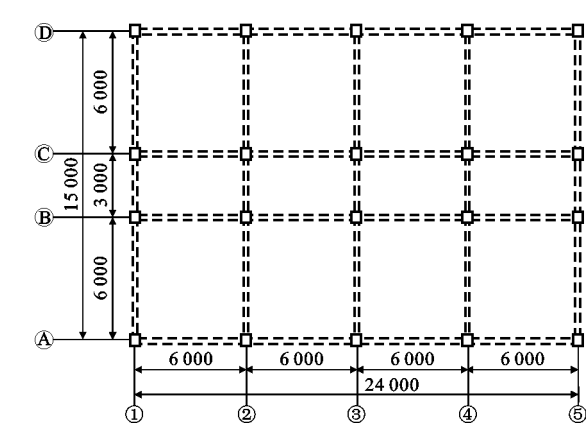


图 1 框架结构平面布置 (单位:mm)

Fig. 1 Plan Layout of Frame Structure (Unit: mm)

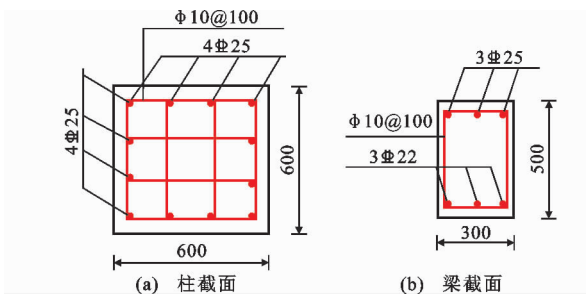


图 2 框架结构配筋 (单位:mm)

Fig. 2 Reinforcement of Frame Structure (Unit: mm)

面恒载标准值取为 5.0 kPa,楼面活荷载标准值取为 2.0 kPa,屋面恒载标准值取为 6.0 kPa,活荷载标准值取为 0.5 kPa。首层与中间层梁上均布线荷载为 4.8 kPa;屋面梁上均布线荷载为 2.4 kPa。其余荷载按《建筑结构荷载规范》<sup>[18]</sup>有关规定确定。

根据西安地铁二号线工程沿线地裂缝勘察设计报告<sup>[19]</sup>的有关统计分析,场地土层层序如下:①素填土层( $Q_1^{ml}$ );②黄土层( $Q_2^{ol}$ );③古土壤层( $Q_3^{cl}$ );④黄土层( $Q_2^{ol}$ );⑤古土壤层( $Q_3^{cl}$ );⑥粉质黏土层和砂土层互层  $Q_2^{al+1}$ 。根据地裂缝场地上、下盘的不同设置不同土层间的错层,对地质情况进行合理简化,最终确定的土层分布情况如表 1 所示。

表 1 地裂缝场地土层分布

Tab. 1 Distribution of Soil Layers in Ground Fissure Site

| 土层名称   | 土层深度/m |      | 土层厚度/m |      | 错距/m |     |
|--------|--------|------|--------|------|------|-----|
|        | 下盘     | 上盘   | 下盘     | 上盘   | 顶层   | 底层  |
| 黄土层 1  | 10.0   | 10.5 | 10.0   | 10.5 | 0.0  | 0.5 |
| 古土壤层 1 | 13.7   | 14.9 | 3.7    | 4.4  | 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 | 4.0    | 4.6  | 1.5  | 2.1 |
| 粉质黏土层  | 90.0   | 90.0 | 63.4   | 61.3 | 2.1  | 0.0 |

## 2 三维有限元模型

### 2.1 模型建立

数值分析采用 ABAQUS 有限元软件<sup>[20]</sup>,以西安地铁二号线沿线某近地裂缝框架结构为原型,建立场地-上部结构有限元计算模型(图 3)。场地分为地裂缝场地与普通场地,考虑到土体对上部结构的边界效应及近地裂缝结构避让距离设置,设计土体尺寸为  $300\text{ m} \times 150\text{ m} \times 90\text{ m}$ 。按土层情况对场地进行分层,分别定义密度、泊松比和弹性模量。地裂缝上、下盘场地不同土层间设置错层,普通场地的土层与上盘土层设置一致。

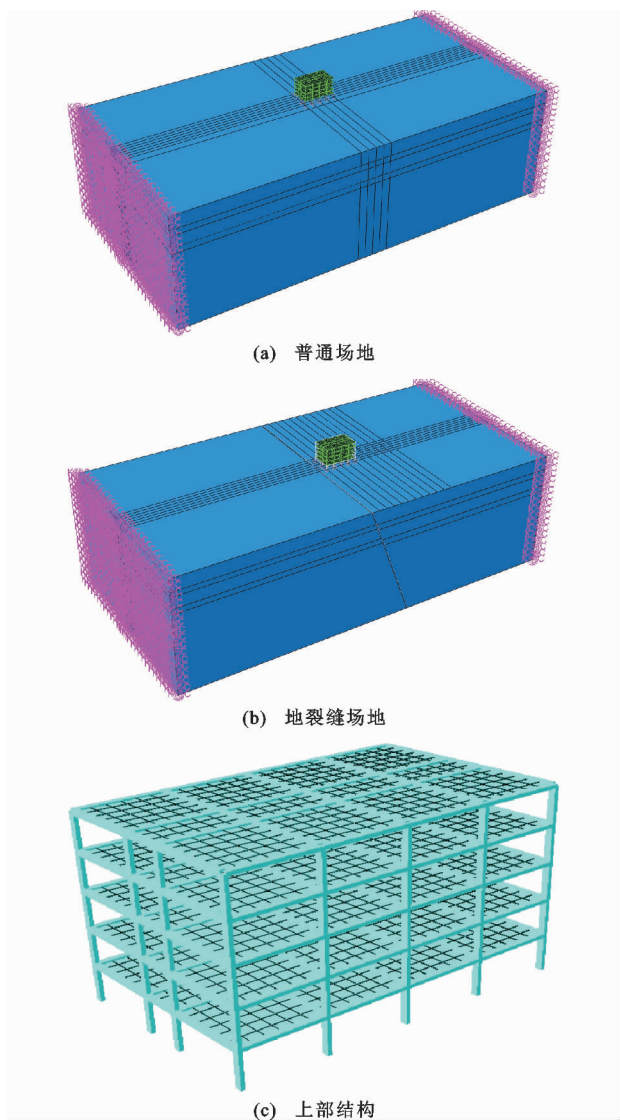


图 3 有限元模型

Fig. 3 Finite Element Models

土体本构选用 ABAQUS 自带的 Mohr-Coulomb 弹塑性本构模型,选用 C3D8 三维实体单元进行土体建模,模型单元尺寸取为  $3\text{ m} \times 3\text{ m}$ <sup>[21]</sup>。上

部结构混凝土为 C30 混凝土,本构采用弥散开裂模型,以此更好地模拟钢筋在混凝土开裂后的荷载传递作用。型钢材质均为 Q345,泊松比为 0.3,弹性模量  $E = 2.06 \times 10^5\text{ MPa}$ ,本构采用理想弹塑性模型。综合考虑单元模拟效果、收敛性及计算周期,梁、柱构件采用 B31 梁单元模拟,楼板采用 S4R 壳单元模拟。钢筋材质为 HRB400,本构采用理想弹塑性模型,用 rebar layer 命令进行定义,不考虑钢筋硬化和循环过程的退化。

### 2.2 计算参数

由于结构基础一般深入土体,且素填土土层较薄,在选取场地模型时主要考虑关键土层对结构的影响,剔除地表杂填土层,对土层分布进行小幅度修改。选取 5 层典型土层为:黄土层 1、古土壤层 1、黄土层 2、古土壤层 2 及粉质黏土层,其中地裂缝倾角为  $80^\circ$ 。土层物理力学参数见表 2。

### 2.3 边界条件设置及地震波输入

模型底部采用竖向位移约束,平行于地震波输入方向边界采用对称约束,垂直于地震波输入方向边界则采用目前较为成熟的黏弹性人工边界,人工边界法向与切向的弹簧刚度和阻尼系数参考已有研究成果<sup>[22]</sup>,按下式进行取值

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

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

式中:  $K_{BN}$  和  $K_{BT}$  分别为法向弹簧刚度与切向弹簧刚度;  $C_{BN}$  和  $C_{BT}$  分别为阻尼器法向与切向的阻尼系数;  $G$  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;  $C_p, C_s$  分别为 P 波与 S 波波速;  $\alpha_N, \alpha_T$  为调整参数,分别取为 1.2 与 0.7。

地裂缝场地作为特殊的不均匀场地,其行波效应与部分相干效应明显,而地震波自地裂缝场地底部输入时,经过错层场地土的传播,使得地表加速度响应沿地震波输入方向上差异更为明显。因此,本文选择将 El Centro 波、Tangshan 波及上海人工波 3 种地震波通过土体底部沿纵向输入,地震波加速度峰值选用为  $0.1g$  ( $g$  为重力加速度),对应抗震设防烈度为 VII 的地震,即多遇地震,输入 20 s 地震波时程,可较好地实现地裂缝场地上部框架结构的多点加载。

### 2.4 基本假定

为保证场地-上部结构有限元模型的准确性,同时使得模型进一步简化,建立模型时参考文献[23]~

表 2 土层物理力学参数

Tab. 2 Physical and Mechanical Parameters of Soil

| 土层编号 | 土层名称   | 密度 $\rho_d/$<br>( $\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$ ) | 剪切模量<br>$G/\text{MPa}$ | 泊松比 $\nu$ | 内摩擦角<br>$\beta/(^{\circ})$ | 膨胀角<br>$\psi/(^{\circ})$ | 黏聚力<br>$\sigma/\text{Pa}$ | S 波波速 $c_s/$<br>( $\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$ ) | P 波波速 $c_p/$<br>( $\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$ ) |
|------|--------|---|------------------------|-----------|----------------------------|--------------------------|---------------------------|--|--|
| 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                 | 0.30      | 42.8                       | 11.0                     | 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                       | 11.0                     | 104 700                   | 504.32   | 999.05   |
| ⑤    | 粉质黏土层  | 1 800   | 498.75                 | 0.30      | 43.5                       | 11.3                     | 49 300                    | 526.39   | 1 012.30   |

[24]中已验证过的基本假定:

(1)上盘土体与下盘土体之间的接触通过设置间隙接触来模拟,法向设置为硬接触,切向作用采用罚摩擦公式,摩擦因数取为 0.3。

(2)地震作用下框架结构与地裂缝土层间不发生滑移,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,认为黏聚力保持不变,即土体为各向同性的理想弹塑性模型。

3 场地土的地表加速度时程分析

3.1 地表测点布设

场地土的地表加速度时程分析考虑地裂缝场地和普通场地 2 种,基于规范中所给出的 40 m 避让距离建议,分别在上、下盘距地裂缝 0,6,18,30,42 m 处布置测点,分析场地地表加速度的变化规律。地裂缝场地地表监测点布设如图 4 所示,其中 S 代表上盘,X 代表下盘。

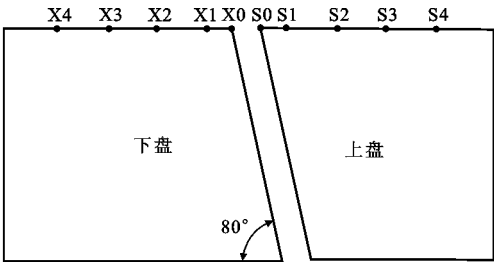


图 4 地裂缝场地地表监测点布设

Fig. 4 Layout of Surface Monitoring Points in Ground Fissure Site

3.2 场地不均匀沉降施加

地裂缝活动强度具有一定的差异性,不同地裂缝的影响区范围和破裂区范围也具有较明显的差异,同一条地裂缝的不同地段其影响区范围和破裂区范围也是不一致的。本文研究区域沉降曲线结合周洋洋[25]的研究成果进行选取。

根据《建筑结构可靠性设计统一标准》[26]规定,普通建筑物和构筑物的使用年限为 50 年,故本文选

取未来 50 年的地裂缝场地沉降进行研究。考虑到《西安地裂缝场地勘察与工程设计规程》[27]对地裂缝变形区的避让做出了规定,认为 40 m 外地裂缝场地沉降速率近乎保持一致,其不均匀沉降的影响基本可以忽略,给出最高避让距离为 40 m。本文仅针对 40 m 避让距离内进行场地沉降分析,40 m 外假设为均匀沉降,不再另做设置。在建筑物 50 年使用年限内取 10,30,50 年的场地沉降预测进行施加以作对比,在不改变场地不均匀沉降变化规律的基础上对其进行小幅度修正,以便于后续沉降的施加,修正后不同避让距离下的土体沉降如表 3 所示。

在不均匀沉降对上部结构影响的研究中,目前最普遍的方法是传统的支座位移法,但这种方法无法对上部结构与场地进行同步考虑,因而无法应用于本文研究。考虑到地裂缝两侧场地的不均匀沉降主要由场地表面荷载及土体在自重作用下产生的土体压缩所造成的,因此对场地网格进行进一步的划分,于上盘地表施加荷载,并根据沉降值对地表荷载大小进行修正,最终使沉降值与预测值相吻合,可模拟在役建筑物由于不均匀沉降产生倾斜后发生地震时的动力响应情况。

3.3 地表加速度分析

不同年限下地裂缝场地土体随避让距离存在差异沉降,地震波自地裂缝场地土体底部传至地面时随之产生差异。表 4 为 El Centro 波(加速度峰值为 0.1g)作用下各年限地表加速度峰值变化规律。由表 4 可知,上、下盘场地地表加速度峰值随年限表现出不同的规律,上盘场地随着年限增长各避让距离下的地表加速度均逐渐减小,而下盘场地各避让距离下的地表加速度则随使用年限增长而逐渐增大。上盘场地地表加速度变化幅度随年限增长表现出逐年增大的规律,其中在 0~10 年最大变化幅度为-0.71%,10~30 年最大变化幅度为-1.70%,30~50 年最大变化幅度为-2.31%。下盘场地地表加速度变化幅度受年限增长影响不大,0~10 年



表 3 不同避让距离下的地裂缝下盘土体沉降  
Tab. 3 Soil Settlement of Foot Wall Under Different Setback Distances

| 使用年限 | 不同避让距离(m)下的土体沉降/mm |        |        |        |        |        |        |        |
|------|--------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
|      | 6                  | 12     | 18     | 24     | 30     | 36     | 42     | >42    |
| 10   | −86                | −85.9  | −85.8  | −85.7  | −85.6  | −85.5  | −85.5  | −85.5  |
| 30   | −230               | −228.0 | −226.0 | −224.0 | −222.0 | −220.0 | −220.0 | −220.0 |
| 50   | −450               | −445.0 | −440.0 | −435.0 | −430.0 | −425.0 | −425.0 | −425.0 |

表 4 El Centro 波作用下各测点地表加速度峰值  
Tab. 4 Peak Ground Acceleration of Measuring Points Under El Centro Wave

| 使用年限 | 上盘地表加速度/( $\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$ ) |      |      |      |      | 下盘地表加速度/( $\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$ ) |      |      |      |      |
|------|--|------|------|------|------|--|------|------|------|------|
|      | S4   | S3   | S2   | S1   | S0   | X0   | X1   | X2   | X3   | X4   |
| 0    | 2.54                                       | 2.58 | 2.60 | 2.73 | 2.74 | 2.31                                       | 2.33 | 2.33 | 2.31 | 2.29 |
| 10   | 2.56                                       | 2.57 | 2.61 | 2.71 | 2.73 | 2.31                                       | 2.33 | 2.33 | 2.31 | 2.29 |
| 30   | 2.54                                       | 2.56 | 2.59 | 2.66 | 2.70 | 2.32                                       | 2.33 | 2.33 | 2.31 | 2.29 |
| 50   | 2.53                                       | 2.55 | 2.58 | 2.60 | 2.64 | 2.32                                       | 2.34 | 2.34 | 2.31 | 2.30 |

最大变化幅度为 0.15%，10~30 年最大变化幅度为 0.32%，30~50 年最大变化幅度为 0.29%。从整体看，下盘场地地表加速度随年限的变化幅度均小于 0.4%，上盘场地地表加速度变化幅度最高超过 2%，因此上盘地表加速度受年限增长影响更大，但上、下盘场地均在 50 年沉降时地表加速度与初始差异最大。

现重点将场地未沉降的地表加速度和 50 年沉降作用后的地表加速度进行对比分析，研究 3 种地震波有无沉降工况下对地表加速度的影响，需指出以下涉及的沉降后地表加速度均为 50 年沉降作用下的地表加速度。

图 5 为 3 种地震波作用下沉降前后不同避让距离下地表加速度峰值曲线对比。由图 5 可知，沉降前后地表加速度峰值均在地裂缝处最大(S0,X0 处位置)，并随避让距离的增大逐渐减小。在不同的地震波作用下，上、下盘的加速度放大效应表现出不一样的变化规律。3 种地震波作用下，下盘场地地表加速度在沉降前后变化幅度均较小；在 Tangshan 波与上海人工波作用下，沉降后的地表加速度有小幅增大，而在 El Centro 波作用下沉降后的地表加速度与沉降前基本一致。上盘地表加速度在沉降后则均表现出较为明显的减小；Tangshan 波作用下沉降后的地表加速度减小幅度最大，El Centro 波次之，上海人工波最小。这是由于土体沉降时产生了一定压缩，从而加速度有所减小。随着避让距离增大，Tangshan 波与上海人工波作用下的地表加速度减小幅度均有所下降，而 El Centro 波作用下的地表加速度减小幅度则基本保持不变。

由图 5 还可知，地表加速度峰值在地裂缝处

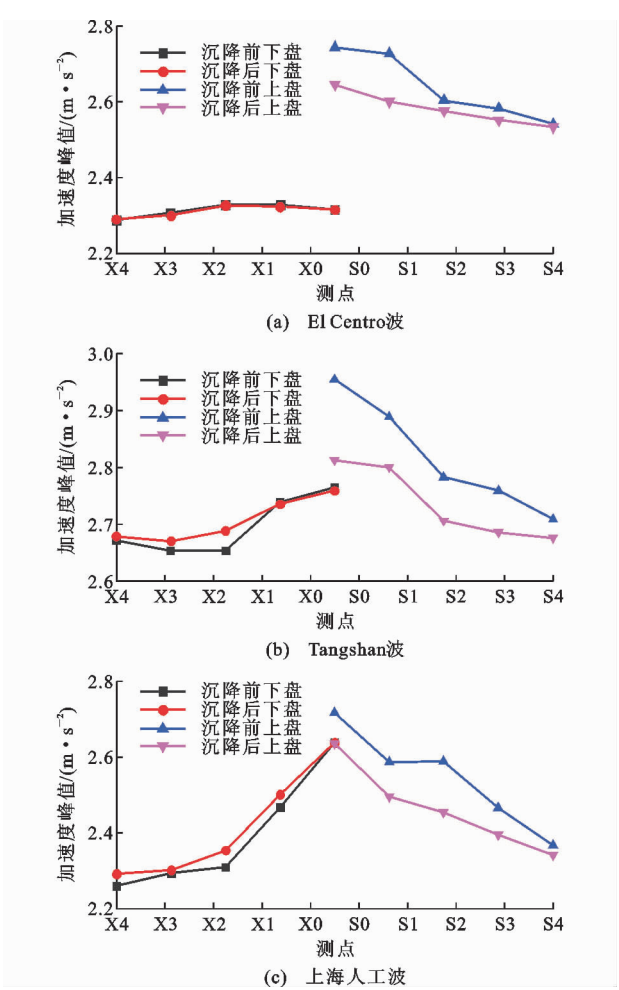


图 5 地震波作用下地表加速度峰值  
Fig. 5 Peak Ground Acceleration Under Seismic Wave  
(S0,X0 处)变化最为明显，因此选择地裂缝 S0,X0 处的地表加速度做进一步分析。表 5 为 3 种地震波作用下地裂缝处地表加速度峰值对比。

由表 5 可知:El Centro 波作用下沉降后，上盘

表 5 地震波作用下地裂缝处地表加速度峰值

Tab.5 Peak Ground Acceleration Under Seismic Wave at Ground Fissure

| 地震波         | 地裂缝位置  | 加速度峰值/( $\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$ ) |      |
|-------------|--------|--|------|
|             |        | 无沉降                                      | 有沉降  |
| El Centro 波 | 上盘(S0) | 2.74                                     | 2.64 |
|             | 下盘(X0) | 2.31                                     | 2.32 |
| Tangshan 波  | 上盘(S0) | 2.95                                     | 2.81 |
|             | 下盘(X0) | 2.76                                     | 2.76 |
| 上海人工波       | 上盘(S0) | 2.72                                     | 2.64 |
|             | 下盘(X0) | 2.64                                     | 2.64 |

最大峰值加速度由  $2.74 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$  减小为  $2.64 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$ ,减小幅度为  $3.59\%$ ,下盘无明显变化;Tangshan波作用下沉降后,上盘最大峰值加速度由  $2.95 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$  减小为  $2.81 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$ ,减小幅度为  $4.82\%$ ,下盘无明显变化;上海人工波作用下沉降后,上盘最大峰值加速度由  $2.72 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$  减小为  $2.64 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$ ,减小幅度为  $2.96\%$ ,下盘无明显变化。可见,3种地震波作用下上盘场地地表加速度表现出较为明显的减小,其中 Tangshan 波作用时减幅最大,El Centro 波次之,上海人工波最小,而下盘场地地表加速度无明显变化。

4 上部结构弹塑性时程分析

4.1 结构柱剪力分析

在 El Centro 波、Tangshan 波和上海人工波 3 种地震波作用下,上部框架结构在有无沉降工况下剪力时程曲线如图 6 所示。由图 6 可知:El Centro 波作用下,无沉降时,剪力在  $2.55 \text{ s}$  达到正向峰值  $3\,228 \text{ kN}$ ,在  $2.3 \text{ s}$  达到负向峰值  $2\,457 \text{ kN}$ ,有沉降时剪力在  $2.55 \text{ s}$  达到正向峰值  $2\,876 \text{ kN}$ ,在  $2.3 \text{ s}$  达到负向峰值  $2\,791 \text{ kN}$ ;Tangshan 波作用下,场地结构在无沉降时,剪力在  $14.85 \text{ s}$  达到正向峰值  $3\,437 \text{ kN}$ ,在  $15.1 \text{ s}$  达到负向峰值  $3\,345 \text{ kN}$ ,有沉降时剪力在  $14.85 \text{ s}$  达到正向峰值  $2\,711 \text{ kN}$ ,在  $15.1 \text{ s}$  达到负向峰值  $3\,186 \text{ kN}$ ;上海人工波作用下,场地结构在无沉降时,剪力在  $8.65 \text{ s}$  达到正向峰值  $3\,356 \text{ kN}$ ,在  $8.95 \text{ s}$  达到负向峰值  $3\,238 \text{ kN}$ ,有沉降时剪力在  $8.65 \text{ s}$  达到正向峰值  $2\,459 \text{ kN}$ ,在  $8.95 \text{ s}$  达到负向峰值  $3\,158 \text{ kN}$ 。

可见,同一地震波作用下 2 种工况的结构基底剪力加速度时程曲线基本一致,达到峰值时间也接近,但其剪力绝对值峰值在 2 种工况下存在一定差异。上海人工波与 Tangshan 波作用下,场地有沉降时正负向剪力峰值较无沉降时均减小;El Centro

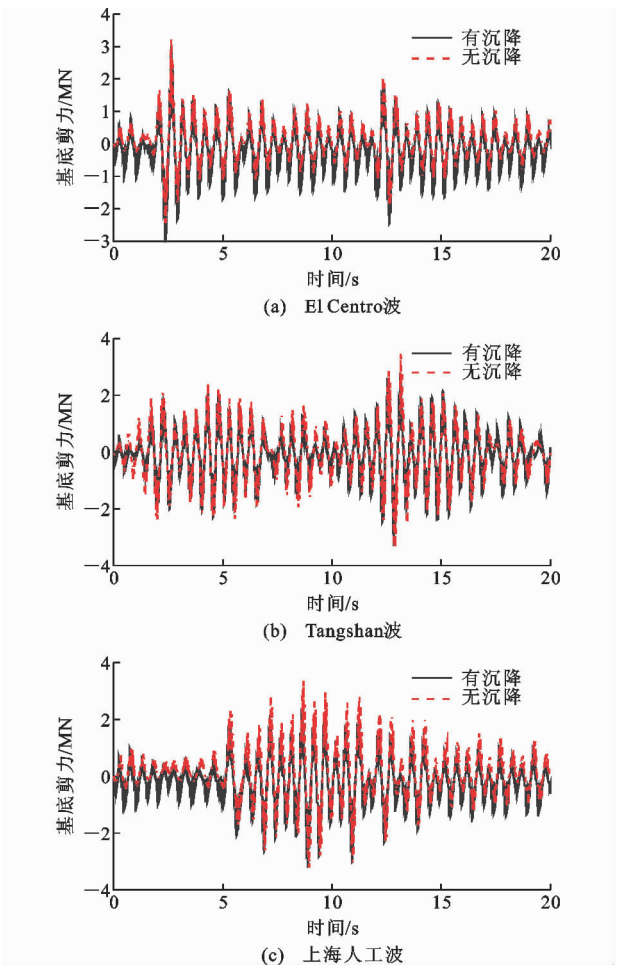


图 6 框架结构基底剪力时程曲线

Fig. 6 Base Shear Time-history Curve of Frame Structure

波作用下,场地有沉降时正向剪力峰值较无沉降时减小,负向剪力峰值较无沉降时增大。上海人工波与 Tangshan 波作用下,场地无沉降时剪力绝对值峰值出现在正向,有沉降时剪力绝对值峰值出现在负向;El Centro 波作用下,场地有沉降与无沉降时剪力绝对值峰值均出现在正向。

表 6 为 El Centro 波、Tangshan 波和上海人工波 3 种地震波作用下,上部框架结构在有无沉降工况下框架结构基底剪力对比。由表 6 可知,3 种地震波作用下,下盘结构在场地有无沉降工况下结构基底剪力基本没有变化,但上盘结构在沉降后基底剪力均出现明显减小,且减小幅度随避让距离增加而减小。剪力峰值减小幅度在不同地震波作用下存在一定差异,其中,Tangshan 波作用时剪力峰值减幅最大约为  $7.30\%$ ,在 El Centro 波与上海人工波作用下剪力峰值减幅相对较小,分别为  $4.17\%$ 与  $5.90\%$ 。结构最大剪力有所下降是由于施加沉降后地表加速度有所减小造成的,随避让距离增大,沉降减小,面荷载随之减小,进而导致剪力峰值变化幅度减小。

表 6 3 种地震波有无沉降工况下框架结构基底剪力

Tab. 6 Base Shear of Frame Structure with or Without Settlement Under Three Seismic Waves

| 地震波         | 避让距离/m | 无沉降       |           | 有沉降       |           | 变化幅度/% |       |
|-------------|--------|-----------|-----------|-----------|-----------|--------|-------|
|             |        | 上盘基底剪力/kN | 下盘基底剪力/kN | 上盘基底剪力/kN | 下盘基底剪力/kN | 上盘     | 下盘    |
| El Centro 波 | 6      | 3 228     | 2 810     | 3 061     | 2 876     | −5.17  | 2.35  |
|             | 18     | 2 763     | 2 601     | 2 604     | 2 689     | −5.75  | 3.38  |
|             | 30     | 2 601     | 2 531     | 2 589     | 2 559     | −0.46  | 1.11  |
|             | 42     | 2 368     | 2 415     | 2 415     | 2 428     | 1.98   | 0.54  |
| Tangshan 波  | 6      | 3 437     | 2 830     | 3 186     | 2 814     | −7.30  | −0.57 |
|             | 18     | 3 310     | 2 679     | 3 154     | 2 761     | −4.71  | 1.19  |
|             | 30     | 3 159     | 2 653     | 3 015     | 2 598     | −4.56  | 1.32  |
|             | 42     | 2 754     | 2 552     | 2 703     | 2 555     | −1.85  | 0.12  |
| 上海人工波       | 6      | 3 356     | 2 809     | 3 158     | 2 785     | −5.90  | −0.85 |
|             | 18     | 3 157     | 2 784     | 2 987     | 2 765     | −5.38  | −0.68 |
|             | 30     | 2 834     | 2 610     | 2 754     | 2 613     | −2.82  | 0.11  |
|             | 42     | 2 635     | 2 486     | 2 543     | 2 468     | −3.49  | −0.72 |

4.2 结构层间位移角分析

根据《建筑抗震设计规范》<sup>[28]</sup> 规定,基于所模拟建筑位于 8 度设防区域,因此分析结构层间位移角时以  $70\text{ cm}\cdot\text{s}^{-2}$  峰值加速度来模拟多遇地震进行数值计算。3 种地震波有沉降工况下结构层间位移随层高变化较为均匀,未出现突变,结构层间位移均随结构高度的增加而增大。由于场地沉降的存在使得结构发生侧移,上盘结构层间位移在整个避让距离内远大于下盘结构。

图 7 为有无沉降场地结构的最大层间位移角随结构距地裂缝距离的变化。由图 7 可知,无论是否考虑建筑物 50 年使用期内场地发生沉降,下盘结构的层间位移角随避让距离变化曲线近乎重合,上盘结构在有沉降的场地上其层间位移角急剧增大,这是由于场地不均匀沉降使其上部结构发生了较大的侧移,进而增大了结构的最大层间位移角。El Centro 波作用下,下盘结构其层间位移角最大变化出现在 30 m 处,幅度为 1.09%,沉降对下盘结构的影响几乎可忽略不计;上盘结构其层间位移角最大变化出现在 30 m 处,幅度为 63.04%,其他避让距离下变化幅度也超过 50%。Tangshan 波作用下,下盘结构层间位移角最大变化出现在 30 m 处,幅度为 8.8%,沉降对下盘结构的影响几乎可忽略不计;上盘结构其层间位移角最大变化出现在 42 m 处,幅度为 70.52%,其他避让距离下变化幅度也超过 50%。上海人工波作用下,下盘结构其层间位移角最大变化出现在 42 m 处,幅度为 13.20%,沉降对下盘结构的影响较小;上盘结构其层间位移角最大变化出现在 42 m 处,幅度为 73.14%,其他避让距

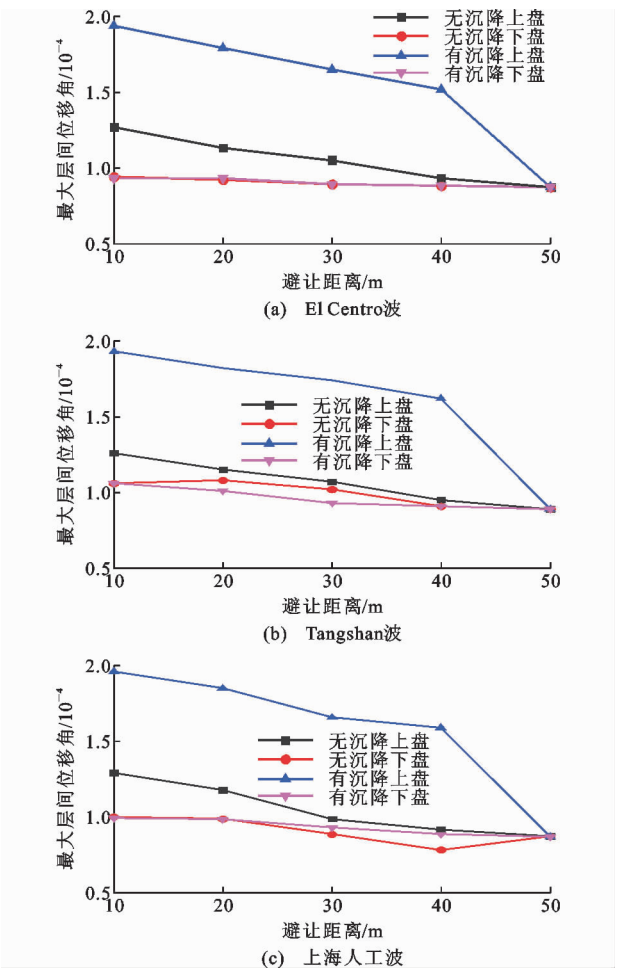


图 7 框架结构最大层间位移角对比  
Fig. 7 Comparison of Maximum Inter-story Displacement Angle of Frame Structure

离下变化幅度也超过 50%。从结构最大层间位移角整体变化规律来看,3 种地震波作用下,无论场地



是否产生沉降,上、下盘结构层间位移角变化规律相似,均随避让距离的增大而减小,距地裂缝越近,结构破坏越严重。

综上所述,3 种地震波作用下下盘结构最大层间位移角受不均匀沉降影响较小,最大变化幅度不足 14%,但场地不均匀沉降使位于上盘的结构发生了较大的侧移,进而增大了结构的最大层间位移角,上盘结构避让距离内均较无沉降场地结构层间位移角增大幅度超过 50%。不同地震波下变化幅度有所不同,上海人工波作用下变化幅度最大,为 73%,Tangshan 波次之,为 70%,El Centro 波作用下变化幅度最小,为 63%。

由前文相关研究可知,建筑物位于下盘时,在 50 年使用期限内楼层位移变化幅度介于 1%~15% 之间,变化幅度较小,在使用年限内较为稳定。因此,下文对下盘结构避让距离 6 m 时其结构层间位移角随使用年限的变化规律做进一步研究,以此研究在地裂缝场地下盘进行工程建设的可行性。

表 7 为框架结构在下盘距地裂缝 6 m 时 3 种地震波作用下结构层间位移角变化情况。由表 7 可知,在加速度峰值为  $70\text{ cm}\cdot\text{s}^{-2}$  的 El Centro 波、

Tangshan 波及上海人工波作用下,不同使用年限结构层间位移角变化规律相似,最大层间位移角均出现在底层,且随层高增大而减小。El Centro 波作用下,0~10 年结构最大层间位移角从  $1.27\times 10^{-3}$  增加至  $1.29\times 10^{-3}$ ,年均增长 0.21%;10~30 年结构最大层间位移角从  $1.29\times 10^{-3}$  增加至  $1.55\times 10^{-3}$ ,年均增长 1.31%;30~50 年结构最大层间位移角从  $1.55\times 10^{-3}$  增加至  $2.01\times 10^{-3}$ ,年均增长 2.28%。Tangshan 波作用下,0~10 年结构最大层间位移角从  $1.26\times 10^{-3}$  增加至  $1.33\times 10^{-3}$ ,年均增长 0.69%;10~30 年结构最大层间位移角从  $1.33\times 10^{-3}$  增加至  $1.58\times 10^{-3}$ ,年均增长 1.26%;30~50 年结构最大层间位移角从  $1.58\times 10^{-3}$  增加至  $2.03\times 10^{-3}$ ,年均增长 2.23%。上海人工波作用下,0~10 年结构最大层间位移角从  $1.29\times 10^{-3}$  增加至  $1.36\times 10^{-3}$ ,年均增长 0.69%;10~30 年结构最大层间位移角从  $1.36\times 10^{-3}$  增加至  $1.60\times 10^{-3}$ ,年均增长 1.22%;30~50 年结构最大层间位移角从  $1.60\times 10^{-3}$  增加至  $2.02\times 10^{-3}$ ,年均增长 2.10%。可见,3 种地震波作用下框架结构最大层间位移角均随使用年限的增长不断增大,且增大速率逐渐加快。

表 7 3 种地震波作用下结构层间位移角

| Tab. 7 Inter-story Displacement Angle of Structure Under Three Kinds of Seismic Waves |      |                       |      |      |      |      |
|---|------|-----------------------|------|------|------|------|
| 地震波   | 使用年限 | 不同楼层的层间位移角/ $10^{-3}$ |      |      |      |      |
|   |      | 1                     | 2    | 3    | 4    | 5    |
| El Centro 波   | 0    | 1.27                  | 0.46 | 0.39 | 0.27 | 0.11 |
|   | 10   | 1.29                  | 0.58 | 0.45 | 0.33 | 0.10 |
|   | 30   | 1.55                  | 0.72 | 0.67 | 0.52 | 0.37 |
|   | 50   | 2.01                  | 1.08 | 1.04 | 0.82 | 0.71 |
| Tangshan 波  | 0    | 1.26                  | 0.71 | 0.37 | 0.19 | 0.20 |
|   | 10   | 1.33                  | 0.83 | 0.43 | 0.24 | 0.20 |
|   | 30   | 1.58                  | 0.97 | 0.63 | 0.45 | 0.46 |
|   | 50   | 2.03                  | 1.30 | 1.01 | 0.75 | 0.80 |
| 上海人工波   | 0    | 1.29                  | 0.52 | 0.37 | 0.37 | 0.19 |
|   | 10   | 1.36                  | 0.64 | 0.43 | 0.43 | 0.19 |
|   | 30   | 1.60                  | 0.79 | 0.63 | 0.63 | 0.45 |
|   | 50   | 2.02                  | 1.15 | 1.00 | 0.93 | 0.89 |

5 抗震设计

依据《建筑抗震设计规范》相关规定,当结构在不同工况下的最大层间位移角出现在同层时,可以通过  $\alpha_{\max}$  的变化规律来反映其最大层间位移角的变化规律。因此,在抗震设计时,可通过结构最大层间位移角放大系数的变化规律,对水平地震影响系数最大值  $\alpha_{\max}$  进行调整,以保证地裂缝场地的结构安

全。在进行抗震设计时,应选取结构最不利工况下的情况进行分析,因此选取各避让距离下的最不利情况,近似拟合了结构最大层间位移角放大系数随避让距离及使用年限的变化曲线,进而得出  $\alpha_{\max}$  在避让距离影响下的调整系数变化曲线(图 8)和  $\alpha_{\max}$  在使用年限影响下的调整系数变化曲线(图 9)。

综合考虑使用年限内的不均匀沉降及避让距离 2 个因素,对不同工况下的  $\alpha_{\max}$  调整系数进行拟合,

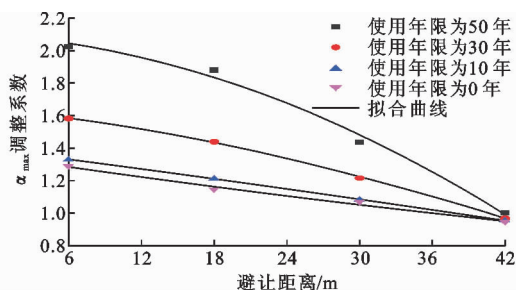


图8 不同使用年限下  $\alpha_{\max}$  随避让距离调整系数变化曲线

Fig. 8 Adjustment Coefficient Change Curve of  $\alpha_{\max}$  with Setback Distance Under Different Service Life

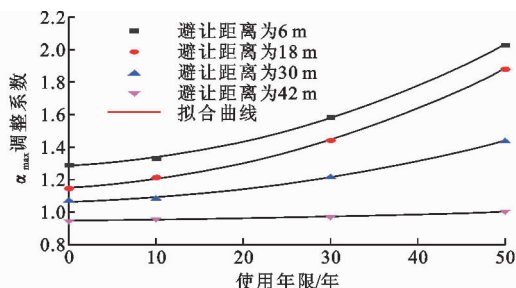


图9 不同避让距离下  $\alpha_{\max}$  随使用年限调整系数变化曲线

Fig. 9 Adjustment Coefficient Change Curve of  $\alpha_{\max}$  with Service Life Under Different Setback Distance

拟合公式如下

$$z = (p_1 + p_2 x + p_3 y) / (1 + p_4 x + p_5 y + p_6 y^2) \quad (3)$$

式中:  $z$  为  $\alpha_{\max}$  的调整系数,  $z \geq 1$ ;  $x$  为避让距离;  $y$  为使用年限;  $p_1$  取值为 1.477 1;  $p_2$  取值为  $-1.406 9 \times 10^{-2}$ ;  $p_3$  取值为  $-1.137 4 \times 10^{-2}$ ;  $p_4$  取值为  $-3.522 4 \times 10^{-3}$ ;  $p_5$  取值为  $1.511 4 \times 10^{-2}$ ;  $p_6$  取值为 3.320 5。判定系数  $R^2 = 0.993 1$ , 吻合良好。

考虑到建筑物用途,不同建筑物设计使用年限不同,对于普通建筑及易于替换结构构件的建筑,建议根据公式(1)综合考虑避让距离与使用年限,对  $\alpha_{\max}$  进行调整以保证结构安全;考虑到地裂缝仍处于缓慢活动中这一情况以及不均匀沉降的复杂性,年限较长的不均匀沉降量难以估测,因此纪念性建筑和特别重要的建筑不适用于本文建议公式。

## 6 结 语

(1)根据地裂缝场地 50 年内沉降预测情况,对场地施加沉降后,下盘场地地表加速度在土体沉降施加前后随避让距离未出现明显变化,上盘场地地表加速度由于土体沉降时产生了一定的压缩,使得其在沉降后表现出较为明显的减小。

(2)土体发生沉降后,3 种地震波作用下的剪力时程曲线变化规律与沉降前无明显变化,正负向剪

力峰值出现的时刻也近似吻合。由于地表加速度有所减弱,上盘结构剪力出现小幅度的减小,且由于沉降使结构产生负向倾斜,进而使负向剪力有一定幅度的增大。

(3)从结构最大层间位移角整体变化规律来看,3 种地震波作用下,无论场地是否产生沉降,上、下盘结构层间位移角变化规律相似,均随避让距离的增大而减小,距地裂缝越近,结构破坏越严重。

(4)3 种地震波作用下下盘结构最大层间位移角受不均匀沉降影响较小,最大变化幅度不足 14%,但场地不均匀沉降使位于上盘的结构发生了较大的侧移,进而增大了上盘结构的最大层间位移角,其最大变化幅度超过 50%。不同地震波作用下变化幅度有所不同,上海人工波作用下变化幅度最大,Tangshan 波次之,El Centro 波最小。

(5)在不均匀沉降作用下,框架结构的最大层间位移角随使用年限的增长不断增大,且增大速率逐渐加快。

(6)地裂缝场地地震及不均匀沉降双重作用区域应综合考虑使用年限与避让距离的影响,可根据公式(1)对水平地震影响系数最大值  $\alpha_{\max}$  进行调整,以满足不同类别建筑的抗震设计要求。

## 参考文献:

### References:

- [1] 王景明,王春梅,刘 科.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 Jing-ming, WANG Chun-mei, LIU Ke. Progress in Ground Fissures and Its Hazard Research [J]. Advances in Earth Science, 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 Jian-bing. Xi'an Ground Fissure Disaster [M]. Beijing: Science Press, 2012.
- [3] 殷跃平,张作辰,张开军.我国地面沉降现状及防治对策研究[J].中国地质灾害与防治学报,2005,16(2): 1-8.  
YIN Yue-ping, ZHANG Zuo-chen, ZHANG Kai-jun. Land Subsidence and Countermeasures for Its Prevention in China [J]. The Chinese Journal of Geological Hazard and Control, 2005, 16(2): 1-8.
- [4] 梁海洋.西安地裂缝调查——对房屋条形基础破坏机理研究[D].西安:西安工业大学,2017.  
LIANG Hai-yang. Investigation of Ground Fissures in Xi'an — Study on the Damage Mechanism of Strip Foundation [D]. Xi'an: Xi'an Technological University, 2017.

- ty, 2017.
- [5] LEONARD R J. An Earth Fissure in Southern Arizona[J]. The Journal of Geology, 1929, 37(8): 765-774.
- [6] JACHENS R C, HOLZER T L. Geophysical Investigations of Ground Failure Related to Ground-water Withdrawal — Picacho Basin, Arizona[J]. Groundwater, 1979, 17(6): 574-585.
- [7] 张家明. 西安地裂缝研究[M]. 西安: 西北大学出版社, 1990.
- ZHANG Jia-ming. Research on Ground Fracturing in the Region of Xi'an[M]. Xi'an: Northwest University Press, 1990.
- [8] 彭建兵, 张 骏, 苏生瑞, 等. 渭河盆地活动断裂与地质灾害[M]. 西安: 西北大学出版社, 1992.
- PENG Jian-bing, ZHANG Jun, SU Sheng-rui, et al. Active Faults and Geological Hazards in Weihe Basin [M]. Xi'an: Northwest University Press, 1992.
- [9] 黄强兵, 杨 涛, 王 震, 等. 跨地裂缝地铁隧道竖向地层压力计算方法的探讨[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, 35(8): 1705-1711.
- HUANG Qiang-bing, YANG Tao, WANG Zhen, et al. Calculation of Vertical Strata Load of Metro Tunnel Crossing Ground Fissure Zone[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, 35(8): 1705-1711.
- [10] 郭西锐, 江 英, 陈淋册, 等. 地裂缝上内廊式框架结构计算分析[J]. 防灾科技学院学报, 2014, 16(2): 19-25.
- GUO Xi-rui, JIANG Ying, CHEN Lin-ce, et al. The Calculation and Analysis of Frame Structure Within the Gallery on the Ground Fissure[J]. Journal of Institute of Disaster Prevention, 2014, 16(2): 19-25.
- [11] 万 通. 地裂缝活动对建筑结构影响的模拟分析[D]. 西安: 长安大学, 2011.
- WAN Tong. The Simulation of the Impact of Ground Fissures for Building Structure[D]. Xi'an: Chang'an University, 2011.
- [12] 丁宝芬. 非均匀地基沉降对等距柱网框架的内力影响分析[D]. 西安: 长安大学, 2013.
- DING Bao-fen. The Force Analysis of Frame Structure of Isometric Column Grid in Uneven Settlement of Foundation[D]. Xi'an: Chang'an University, 2013.
- [13] 许 晨, 杨 觅, 门玉明, 等. 地裂缝场地地铁运行引起框架结构振动的数值分析[J]. 噪声与振动控制, 2016, 36(5): 117-121.
- XU Chen, YANG Mi, MEN Yu-ming, et al. Numerical Analysis for Frame Structure Vibration Induced by Metro Operation in Ground Fissure Area[J]. Noise and Vibration Control, 2016, 36(5): 117-121.
- [14] 熊仲明, 韦 俊, 郭亚雷, 等. 非一致性地震作用下跨越地裂缝结构的动力响应研究[J]. 振动与冲击, 2018, 37(4): 197-202.
- XIONG Zhong-ming, WEI Jun, GUO Ya-lei, et al. A Study on the Dynamic Response of Structures Across Ground Fissures Under Non-uniform Seismic [J]. Journal of Vibration and Shock, 2018, 37(4): 197-202.
- [15] 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, 37(12): 121-128.
- WANG Qi-yao, HU Zhi-ping, 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, 37(12): 121-128.
- [16] 刘妮娜, 黄强兵, 门玉明, 等. 地震荷载作用下地裂缝场地动力响应试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, 33(5): 1024-1031.
- LIU Ni-na, HUANG Qiang-bing, MEN Yu-ming, et al. Model Test on Dynamic Response of Ground with Fissures Under Seismic Loading [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, 33(5): 1024-1031.
- [17] 魏春龙. 强震作用下“y”型地裂缝场地力学响应研究[D]. 西安: 长安大学, 2012.
- WEI Chun-long. Seismic Response of “y” Type Ground Fissure Sites Under Strong Earthquake[D]. Xi'an: Chang'an University, 2012.
- [18] GB 50009—2012, 建筑结构荷载规范[S].
- GB 50009—2012, Load Code for the Design of Building Structures[S].
- [19] 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察报告[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.
- [20] 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 Jie. Detailed Explanation of ABAQUS Geotechnical Engineering Examples [M]. Beijing: Posts & Telecom Press, 2017.
- [21] 王金昌, 陈页开. ABAQUS 在土木工程中的应用

- [M]. 杭州:浙江大学出版社,2006.
- WANG Jin-chang, CHEN Ye-kai. Application of ABAQUS in Civil Engineering[M]. Hangzhou: Zhejiang University Press,2006.
- [22] 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 Jing-bo, DU Yi-xin. 3D Consistent Viscous-spring Artificial Boundary and Viscous-spring Boundary Element[J]. Engineering Mechanics,2007, 24(12):31-37.
- [23] 熊仲明,陈 轩,高鹏翔,等. 在高烈度地震作用下跨越地裂缝框架结构的动力响应模拟研究[J]. 西安建筑科技大学学报:自然科学版,2016,48(6):783-789, 825.
- XIONG Zhong-ming, CHEN Xuan, GAO Peng-xiang, et al. Study on Simulation of Dynamic Response of the Structure Crossing Ground Fissure in High-intensity of Earthquake[J]. Journal of Xi'an University of Architecture & Technology: Natural Science Edition, 2016,48(6):783-789,825.
- [24] 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 Zhong-ming, WEI Jun, CHEN Xuan, et al. Research on Shaking Table Test and Numerical Modeling of Frame Structure Crossing Ground Fissure [J]. Engineering Mechanics,2018,35(5):214-222.
- [25] 周洋洋. 西安地裂缝影响区混凝土框架性能分析[D]. 西安:长安大学,2009.
- ZHOU Yang-yang. Performance Analysis of Frame Construction in the Influence Area of Ground Fracture in Xi'an[D]. Xi'an:Chang'an University,2009.
- [26] GB 50068—2018,建筑结构可靠性设计统一标准[S]. GB 50068—2018, Unified Standard for Reliability Design of Building Structures[S].
- [27] DBJ 61-6—2006,西安地裂缝场地勘察与工程设计规程[S].
- DBJ 61-6—2006, Specification for Site Investigation and Engineering Design on Xi'an Ground Fractures [S].
- [28] GB 50011—2010,建筑抗震设计规范[S].
- GB 50011—2010, Code for Seismic Design of Buildings[S].