

DOI: 10.11779/CJGE201901014

# 两层三跨框架式地铁地下车站结构弹塑性工作状态与抗震性能水平研究

庄海洋<sup>1</sup>, 任佳伟<sup>1</sup>, 王 瑞<sup>1</sup>, 苗 雨<sup>2</sup>, 陈国兴<sup>1</sup>

(1. 南京工业大学岩土工程研究所, 江苏 南京 210009; 2. 华中科技大学土木工程与力学学院, 湖北 武汉 430074)

**摘 要:** 针对目前缺乏对现有地铁地下车站结构抗震性能水平的认识, 根据相关规范的规定, 设计了 7 种研究不同场地类别, 并考虑输入地震动强度, 分析了两层三跨框架式地铁地下车站结构的动力损伤特性及其抗震水平。结果表明, 地铁地下车站结构的弹性和弹塑性工作态层间位移角限值分别小于地面钢筋混凝土框架结构的对应值; 同时, 地铁地下车站结构从弹性极限工作状态到弹塑性极限工作状态所对应的层间位移角的差值也较小, 说明其抗震延性明显比地面钢筋混凝土框架结构的要差。基于计算结果, 分析了不同输入地震动强度下地下结构层间位移角、结构与土体的刚度比和输入峰值加速度之间的关系, 建立了该类地铁地下车站结构层间位移角随地下结构与地基的刚度比和输入地震波峰值加速度变化的预测公式, 以及该类地下车站结构层间位移角限值与抗震性能水平的一一对应关系, 初步给出了该类地下车站结构基于层间位移角的抗震性能水平划分和物理描述。

**关键词:** 地铁地下车站结构; 结构与地基的刚度比; 抗震性能水平; 弹塑性工作态; 层间位移角

中图分类号: TU435

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)01-0131-08

**作者简介:** 庄海洋(1978-), 博士, 教授, 主要从事岩土地震工程的研究工作。E-mail: zhuang7802@163.com。

## Elasto-plastic working states and seismic performance levels of frame-type subway underground station with two layers and three spans

ZHUANG Hai-yang<sup>1</sup>, REN Jia-wei<sup>1</sup>, WANG Rui<sup>1</sup>, MIAO Yu<sup>2</sup>, CHEN Guo-xing<sup>1</sup>

(1. Institute of Geotechnical Engineering, Nanjing Tech University, Nanjing 210009, China; 2. School of Civil Engineering & Mechanics, Huazhong University of Science and Technology, Wuhan 430074, China)

**Abstract:** The seismic performance of subway underground station has not been understood enough. According to the rules in the seismic codes of China, different stiffness ratios of underground structure to the surrounding soil foundation are designed. Considering the effects of the input earthquake waves, the elasto-plastic working states and seismic performance levels of a frame-type subway underground station are studied. Firstly, it is proved that the limit interlayer displacement angles of the subway underground station in the elastic or elasto-plastic working states are smaller than those of ground reinforced concrete frame structure. At the same time, the difference between the limit interlayer displacement angles of subway underground station is also smaller than that of ground reinforced concrete frame structure, which proves that the seismic performance of subway underground station is worse than that of ground reinforced concrete frame structure. According to the relationships among the interlayer displacement angles, the peak accelerations of the input ground motion and the stiffness ratios of structure to the nearby soil foundation, some empirical formulas are given to calculate the interlayer displacement angles of subway underground station. Finally, according to the relationship between the earthquake damage states and the interlayer displacement angles, the seismic performance of subway underground stations are divided into five levels and described.

**Key words:** subway underground station; stiffness ratio of structure to soil foundation; seismic performance; elasto-plastic working state; interlayer displacement angle

## 0 引 言

在已有的地震中, 曾有多项研究报告报道过大地震下城市地下结构的破坏实例。例如, 美国土木工程学会报道了 San Fernando 地震对洛杉矶地区地下结构

破坏的实例<sup>[1]</sup>; 日本土木工程学会曾对沉管隧道地震

基金项目: 国家自然科学基金项目(51778290, 51778282, 51508526);  
江苏省高校自然科学基金重大项目(16KJA560001)

收稿日期: 2017-11-27

损伤特性进行了总结<sup>[2]</sup>；Sharma 等<sup>[3]</sup>、Hashash 等<sup>[4]</sup>、Kontogianni 等<sup>[5]</sup>都对地下结构震损进行了大量的调查与总结。尤为值得注意的，1985 年墨西哥城西南大约 400 km 处的太平洋海岸 8.1 级地震，造成 101 个地铁站中有 13 个停止使用，地铁隧道和车站结构连接处发生轻微裂缝，软土地基上的地铁车站侧墙与地表结构相交部位发生分离破坏现象<sup>[6-7]</sup>；2008 年汶川 8.0 级地震中，成都的地震烈度仅为 6 度，但按 7 度抗震设防的成都地铁有 4 个地下车站的主体结构发生局部损坏，车站墙体出现多条裂缝，裂缝宽 0.1~0.5 mm，长 1.2~5.0 m，部分裂纹出现渗水现象<sup>[8]</sup>；尤其是 1995 年日本阪神大地震导致神户市的地铁车站、地下隧道、地下综合管廊等大量地下工程发生严重破坏（Yoshida 等<sup>[9]</sup>），该次地铁地下结构的严重破坏带给我们深刻的启示，警示我们地下结构的抗震性能并非如以前想象的那么好。

已有对地下结构抗震的研究表明<sup>[10-13]</sup>：在发生强地震时，地下结构的地震反应通常主要取决于周围土体的地震位移场，本身受到的惯性力不是地下结构地震反应的主要影响因素，周围土体物理状态的变化将明显影响地下结构地震反应。因此，基于位移反应的地下结构抗震分析方法更为符合地下结构的动力反应特征。尤其重要的是，近 20 a 的大地震表明：目前已有抗震规范中普遍采用的抗震设防目标是不全面的，尽管它能保证大震时主体结构不倒以保障生命安全，但可能会导致中小地震后建筑物功能丧失所带来的巨大经济损失。这也说明，基于承载力和构造保证延性的传统抗震设计方法并不完善，已不能适应现代社会对结构抗震性能的要求。

鉴于此，对地铁地下车站结构的抗震性能水平及其性能化分析方法的研究尤为重要。因此，急需深入开展现行地铁地下车站结构在不同地震作用水平下的抗震弹塑性工作性态及其地震倒塌过程的研究，明确其抗震性态水准和抗震性能目标，并建立基于性能化的实用抗震分析方法。本文采用时域有限元分析方法，考虑材料非线性、结构与土体的刚度比、土与结构动力接触和输入地震动强度等因素，建立了土体-地下结构非线性静动力耦合数值分析模型。分析了不同场地类别所对应的不同结构-土体的刚度比和输入峰值加速度对两层双排柱三跨框架式地下结构层间位移角的影响规律，建立了两层三跨框架式地下结构层间位移角的预测公式。在此基础上，分析了该类地下车站结构的弹塑性工作状态及其层间位移角与地震损伤的对应关系，给出了该地下车站结构基于层间位移角的抗震性能水平划分和物理描述。以期相关研究成果能为该类地下车站结构的抗震性能水平的评价和地震安全

性评价提供指导和参考。

## 1 数值分析方法

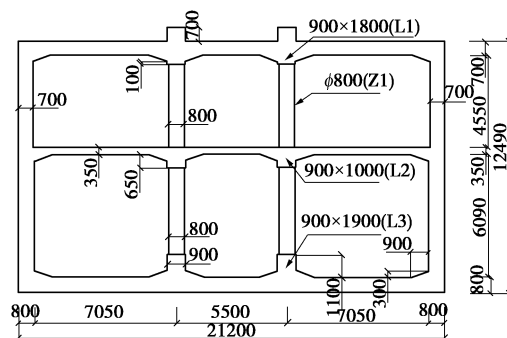
### 1.1 不同场地条件的设定

参考《建筑抗震设计规范 GB 50011 2010》中工程场地类别的相关条文 4.1.4—4.1.6 中的规定，工程常见的场地类别共有 4 类，因 I 类场地在现有地铁地下车站结构的建设中还很少遇到。因此，本文以南京地铁 2 号线沿线长江古河漫滩典型地层为背景，通过保持覆盖层厚度不变，改变场地等效剪切波速的大小，并基于规范中常见的 II、III、IV3 类场地类别的基础上扩展出了 7 种工程场地类型，具体场地类别及其计算参数如参考文献<sup>[14]</sup>。

土体的非线性动本构模型采用庄海洋等<sup>[10-11]</sup>建立的软土记忆型黏塑性嵌套面动本构模型，该模型基于土体的广义塑性理论，采用等向硬化和随动硬化相结合的硬化模量场理论，建立了一个总应力增量形式的土体黏塑性动本构模型，模型建立过程见参考文献<sup>[10, 11]</sup>。该本构模型与常用的等效线性本构模型对自由场地震反应的分析结果方面进行了对比分析，验证了该本构模型的可靠性和优越性<sup>[11]</sup>。本文工程场地的土层基本物理力学参数可根据基本参数确定且具体确定方法见参考文献<sup>[10, 11]</sup>。

### 1.2 地铁地下车站结构概况

本文研究的地下结构为目前地铁常用的两层双柱三跨结构，其横断面结构特征和具体尺寸如图 1（a）所示。取上覆土层的厚度为 3 m，地铁地下车站的宽度为 21.2 m，高度为 12.49 m；地下车站结构的顶板厚度为 0.7 m，底板厚度为 0.8 m，中板厚度为 0.35 m，侧墙的厚度有两种尺寸：上层的侧墙厚度为 0.7 m，下层的侧墙厚度为 0.8 m，车站的中柱采用直径为 0.8 m 的圆柱，中柱纵向间距为 9.12 m。中柱与顶、底及中板的连接处都设置了不同尺寸的纵梁，在顶、底及中板与侧墙连接处进行了加腋处理。本车站主体结构横截面采用 HPB235 钢筋，主要配筋情况如图 1（b）所示。



（a）横截面主要尺寸（mm）

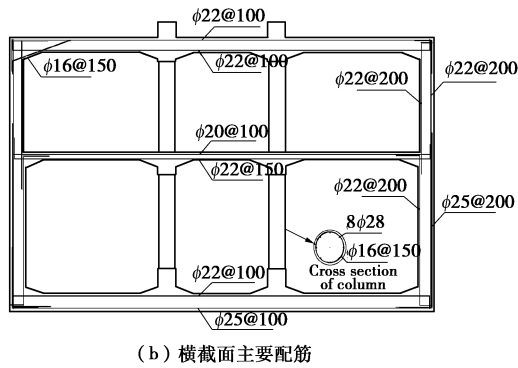


图 1 地铁地下车站结构横截面主要尺寸和配筋图

Fig. 1 Main dimensions and distributed steels of cross section of subway station

### 1.3 钢筋混凝土动力损伤本构模型

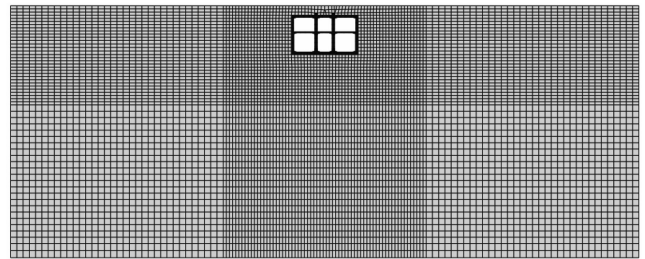
车站结构所用的混凝土强度为 C30, 混凝土动力本构模型采用 Lee 等<sup>[15]</sup>提出的黏塑性动力损伤模型, 该模型基于混凝土的断裂能原理, 在 Lubliner 等提出的塑性损伤模型的基础上进行改进, 分别采用两个损伤变量来描述混凝土受拉和受压破坏时两个不同的刚度衰减规律, 并采用多个硬化变量来修正模型中的屈服函数, 建立了混凝土在循环荷载作用下的动力塑性损伤本构模型。Lee 利用该模型对循环荷载下混凝土的损伤力学行为进行了预测, 并与已有的试验结果进行了对比, 验证了该模型中使用损伤变量对循环荷载作用下混凝土塑性损伤过程模拟的正确性。C30 混凝土对应的该模型参数可详见参考文献[14]。混凝土里的钢筋采用弹性模型模拟, 其弹性模量为 210 GPa, 本文暂不考虑钢筋与混凝土之间的开裂和滑移。

### 1.4 有限元分析模型

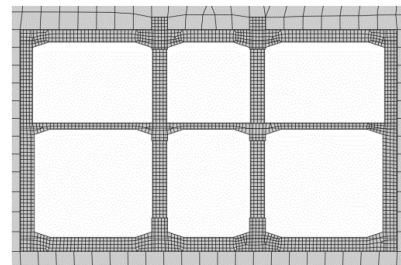
为了提高计算效率, 本文采用四结点平面应变缩减积分单元模拟土体和车站结构。把地铁车站结构等效为平面应变问题时, 采用了同刚度折减弹性模量的方法来考虑以平面应变单元模拟三维的中柱带来的影响, 圆形中柱等效成厚度为 0.8 m 的连续墙后的混凝土黏塑性动力本构模型等效参数如参考文献[14]。钢筋采用植入混凝土的杆单元模拟, 等效后钢筋弹性模量为  $E=1.2 \times 10^6$  MPa。根据楼梦麟等<sup>[16]</sup>的研究, 地基侧向对地下结构模型动力反应的不利影响在  $B/b \geq 5$  时可以不考虑, 其中  $B$  为整个有限元模型地基的宽度,  $b$  为地下结构模型的宽度。为了尽可能地消除人工边界对地铁车站结构动力特性的影响, 将地基的计算宽度取为 200 m, 即地基的宽度为地铁车站结构宽度的 10 倍。土与地铁车站结构模型的网格划分如图 2 (a) 所示, 地铁车站结构的细部网格划分见图 2 (b)。

土与地下结构之间的动力接触关系通过定义不同介质之间接触表面对 (Master-Slaver surface) 的力学传递特性, 建立接触面力传递的力学模型和接触方程,

通过接触算法求解接触方程, 该方法适用于模拟接触表面发生大位移滑动和接触面分离与闭合不断转化的动力接触问题。本文中土与地铁车站结构之间的法向接触采用“硬”接触, 即认为当土体与地下结构之间出现拉力时它们之间的接触面将立即分离。切向接触服从 Coulomb 摩擦定律, 当接触面上剪应力大于它们之间的摩擦力时, 土体相对地下结构将产生切向滑动。根据已有的研究<sup>[17]</sup>, 本文土体与结构的接触面摩擦系数取 0.4。



(a) 地基有限元网格



(b) 主体结构有限元网格

图 2 土-地下结构相互作用体系有限单元划分

Fig. 2 Finite elements of soil-underground structure interaction system

### 1.5 输入地震动特性

本文中选用地震波为 El Centro 波和 Kobe 波。El Centro 波为 1940 年美国 Imperial 山谷地震时记录的强震地震波, 具有明显的中远场地震波特征, 该地震波原始峰值加速度 (PA) 为 0.349g, 强震部分持续时间约为 26 s。Kobe 波为 1995 年日本阪神地震中神户海洋气象台记录的强震加速度记录, 具有模型的近场地震波的脉冲振动特征, 本文中取其南北向的水平向加速度记录作为基岩输入波, 该地震波的原始峰值加速度为 0.85g, 强震部分持续时间约为 10 s, 两条地震波的时程和对应的傅氏谱见参考文献[14]。在水平基岩上输入地震波时, 把两条地震波的峰值加速度分别调整为 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 3.0 和 4.0  $\text{m/s}^2$ , 基岩输入地震波持续时间为 30 s, 地震波从模型地基地部水平向输入。

## 2 地下车站结构的层间位移角

层间位移角是指按弹性方法计算的楼层层间最大位移与层高之比, 用来确保结构应具备的刚度, 该指标在地面结构的抗震分析中起到了重要的作用。目前地下结构的横截面计算时, 通常把它沿纵向取单位宽度的横截面看成为框架结构进行受力分析, 根据《建

筑结构抗震设计规范》中的表 5.5.1, 地面钢筋混凝土框架结构的弹性层间位移角限值为 1/550, 弹塑性层间位移角限值为 1/50。

图 3, 4 给出了车站结构层间位移角与输入峰值加速度和刚度比之间的关系。在基岩输入加速度为 0.3g 和 0.4g 时其层间位移角都大于地面钢筋混凝土框架结构的弹性层间位移角限值, 在基岩输入加速度为 0.05g 和 0.1g 时基本上都小于或接近于钢筋混凝土框架结构的弹性层间位移角限值。然而, 与地面钢筋混凝土框架结构的弹塑性层间位移角限值相比, 本文所有计算工况下地下结构的层间位移角都远远小于该值。但是, 这里需要说明的是, 当本文地下结构与土体的刚度比最大时, 地下结构上层的层间位移角在输入峰值加速度为 0.2g 和 0.3g 时发生了明显的突变现象 (如图 3 (b)), 根据该地下结构的变形结算结果和动力损伤特征, 该结构上层左侧发生了严重的局部破坏, 如图 5。上述结果说明地面钢筋混凝土框架结构的弹塑性层间位移角限值并不适用于地下车站结构。

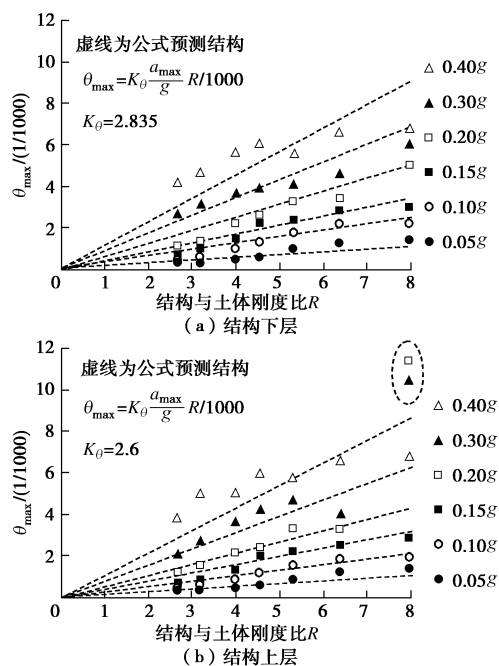


图 3 地下车站结构层间位移角与结构 - 土体刚度比之间的关系 (EL-Centro)

Fig. 3 Variation of interlayer displacements with ratio of structure to nearby soil (EL-Centro earthquake wave)

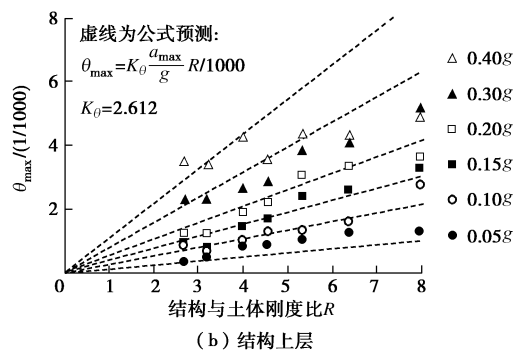
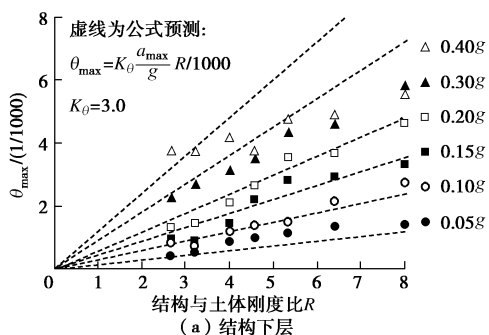


图 4 地下车站结构层间位移角与结构 - 土体刚度比之间的经验拟合(Kobe)

Fig. 4 Variation of interlayer displacements with ratio of structure to nearby soil (Kobe earthquake wave)

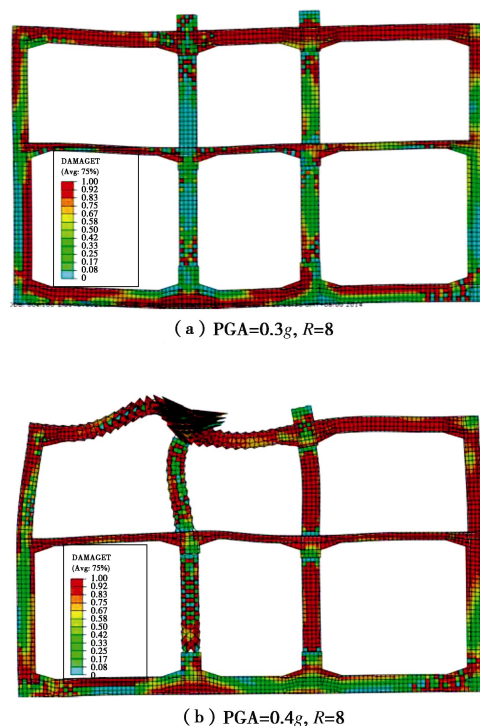


图 5 地下车站结构的局部严重破坏

Fig. 5 Seismic damages of subway underground station

总体来看, 车站结构的下层层间位移角略大于同种计算工况中上层的层间位移角, 层间位移角随结构与土的刚度比的增大而接近于线性增加。根据图 3 (b)、4(b)当输入峰值加速度较小时 (小于等于 0.2g), 该地下结构的层间位移角随输入峰值加速度的增大而线性增加。当输入峰值加速度较大且结构与土体相对刚度比较小时, 该地下结构的层间位移角随输入峰值加速度的增大而增加明显加快, 当刚度比较大时上述现象消失。主要原因应为, 当  $R$  较小时土体刚度相对较大, 在小震时土体的非线性特性较弱, 当输入地震动增强时土体将发生明显的非线性大变形, 进而导致地下结构的层间位移角增加变快。当  $R$  很大时, 土体

刚度相对较小, 在很小的地震作用下土体将会很快的发生非线性大变形反应, 随着输入地震动强度增加, 土体大变形反应无明显的突变, 因此地下结构的层间位移角变化也相对平缓。

根据上述分析, 当输入峰值加速度较小时 (小于等于  $0.2g$ ) 可以采用线性函数来近似预估本文地下结构在不同输入地震动强度和不同结构与土体的刚度比条件下的层间位移角:

$$\theta_{\max} = K_{\theta} \frac{a_{\max}}{g} R / 1000 \quad (1)$$

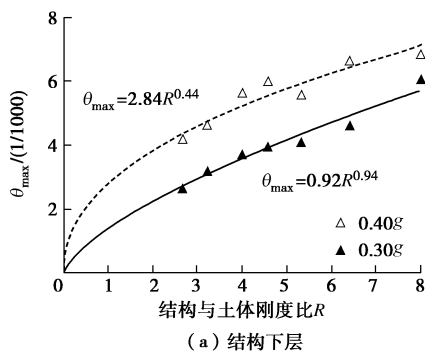
$$R = \frac{z_s V_s}{z_g V_g} \quad (2)$$

式中  $\theta_{\max}$  为地震过程中地下结构的最大层间位移角;  $K_{\theta}$  为常数项系数;  $a_{\max}$  为输入峰值加速度;  $g$  为重力加速度;  $z_s$  和  $V_s$  分别为地下结构的波阻抗和体积;  $z_g$  和  $V_g$  分别为地下结构等效土体的波阻抗和体积。

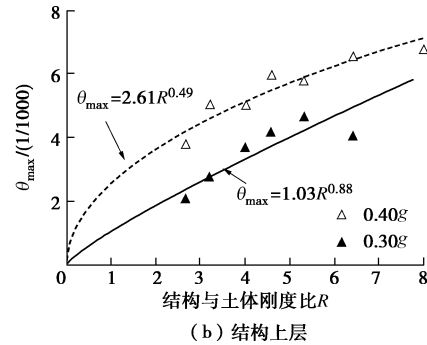
采用式 (1) 预测的地下结构层间位移角与数值计算结果的对比见图 3, 4。无论是基岩输入 EL Centro 波还是 Kobe 波, 当输入峰值加速度较小时 ( $\leq 0.2g$ ) 采用式 (1) 的预测结果基本与计算结果相一致。当输入 EL Centro 波的峰值加速度为  $0.3g$  和  $0.4g$  时, 式 (1) 的预测结果明显不如输入较小峰值加速度时的预测结果, 尤其是输入峰值加速度为  $0.3g$  和  $0.4g$  的 Kobe 波时预测结果明显大于数值计算结果, 随着结构与土体的刚度比越来越大 (即土体刚度越来越小), 预测结果高于数值计算结果的差值也越来越大。究其原因, 当输入具有模型近场地震动特性的 Kobe 波时, 地下结构底部土层的非线性大变形反应较强, 起到了明显的天然隔震作用, 进而导致地下结构侧向土体的非线性大变形减弱, 从而导致预测结果越来越偏离数值计算结果。根据上述分析, 当输入峰值加速度为  $0.3g$  和  $0.4g$  不宜采用式 (1) 来预测本文地下结构的层间位移角, 建议采用下述抛物线方程进行预测

$$\theta_{\max} = mR^{-n} / 1000 \quad (3)$$

式中,  $m$  和  $n$  分别为与输入地震动特性有关的拟合参数, 拟合效果和建议取值见图 6, 7。



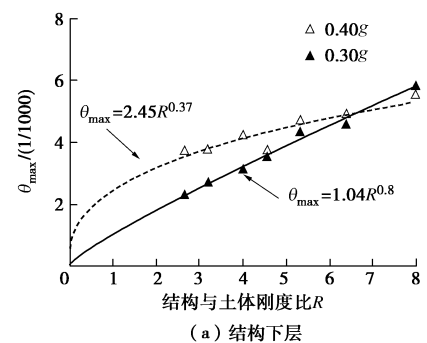
(a) 结构下层



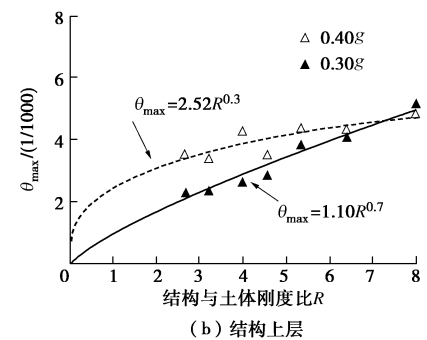
(b) 结构上层

图 6 输入峰值加速度为  $0.3g$  和  $0.4g$  时地下车站结构层间位移角与结构-土体刚度比之间的经验拟合 (EL-Centro)

Fig. 6 Variation of interlayer displacements with ratio of structure nearby soil with peak acceleration of  $0.3g$  and  $0.4g$  (EL-Centro earthquake wave)



(a) 结构下层



(b) 结构上层

图 7 输入峰值加速度为  $0.3g$  和  $0.4g$  时地下车站结构层间位移角与结构-土体刚度比之间的经验拟合 (Kobe)

Fig. 7 Variation of interlayer displacements with ratio of structure to nearby soil with with peak acceleration of  $0.3g$  and  $0.4g$  (Kobe earthquake wave)

根据图 7 可以看出, 当  $R$  最大时, 基底输入峰值加速度为  $0.4g$  的结构最大层间位移角明显小于输入峰值加速度为  $0.3g$  的计算结果。主要原因应为当输入峰值加速度较大时 ( $0.4g$ ), 因地铁地下车站结构底部土层的强度弱化而起到了隔震作用, 进而导致该工况下输入峰值加速度变大时地下结构的最大层间位移角反而变小。

### 3 地下车站结构抗震性能水平与物理描述

根据已有的研究和本文上述的分析, 地下结构的



地震变形主要受制于其周围土体的变形,采用一般地面钢筋混凝土框架结构的层间位移角来评价地铁地下结构的抗震性能水平缺少必要的研究和验证。本文基于对地铁地下车站结构变形和地震损伤程度的对比,初步分析了本文地下结构层间位移角与它的地震损伤程度的对应关系,给出了基于层间位移角的地下结构地震损伤程度的划分和变形性态水平的划分和物理描述。

根据对本文计算结果的分析,虽然输入地震动特性和土体刚度对结构的变形影响很大,但是对层间位移角与地震损伤程度之间关系的影响较弱。同时,鉴于浅埋地下结构在水平向地震作用下主要发生受拉损伤破坏。因此,本文以地下结构侧向土体等效剪切波速很小时( $V_{se}=125\text{ m/s}$ )的计算结果为分析内容,图8给出了不同输入峰值加速度时地下结构地震受拉损伤分布图。

根据图8(a),当输入峰值加速度很小时,车站结构只是在下层柱底发生轻微的受拉损伤,此时车站结构的上下层层间位移角分别为1.2/1000和1.3/1000,可认为整个地下结构处于弹性工作状态且结构完好。

当输入峰值加速度增大到0.1g时,图8(b)显示车站结构的上层中柱顶端和下层中柱底端的地震受拉损伤明显加重,同时中板的各端部的地震受拉损伤也

较为严重,鉴于上述部位的严重受拉损伤(DAMAGET等于1)还没有贯穿整个构件的横截面且地下结构的侧墙和顶板都未发生明显的受拉损伤,可以认为此时的地下结构只发生了轻微破坏,此时车站结构的上下层层间位移角分别为1.86/1000和2.18/1000,此值非常接近于一般框架结构的弹性层间位移角限值。

当输入峰值加速度继续增大到0.15g时,图8(c)显示地铁车站结构上层柱顶、下层柱底和中板端部的严重受拉损伤已完全贯穿整个横截面,同时车站结构底板靠近侧墙处端部的严重受拉损伤也完成贯穿整个横截面,鉴于此时侧墙和顶板仍未发生严重的受拉损伤,此时地下结构的破坏为中等破坏,对应的地下车站结构上下层层间位移角分别为2.53/1000和2.82/1000。

当输入峰值加速度增大到0.20g时,根据图8(d)除了之前的地下结构连接部位发生严重的受拉损伤,地下结构的侧墙和顶底板的连接部位都发生了严重受拉损伤。鉴于上述侧墙和顶底板连接部位的严重受拉破坏还未完全贯穿整个截面,所以可以认为此时地下结构的破坏仍为中等破坏,对应的地下车站结构上下层层间位移角分别为3.22/1000和3.41/1000。

当输入峰值加速度继续增大到0.30g时,图8(e)

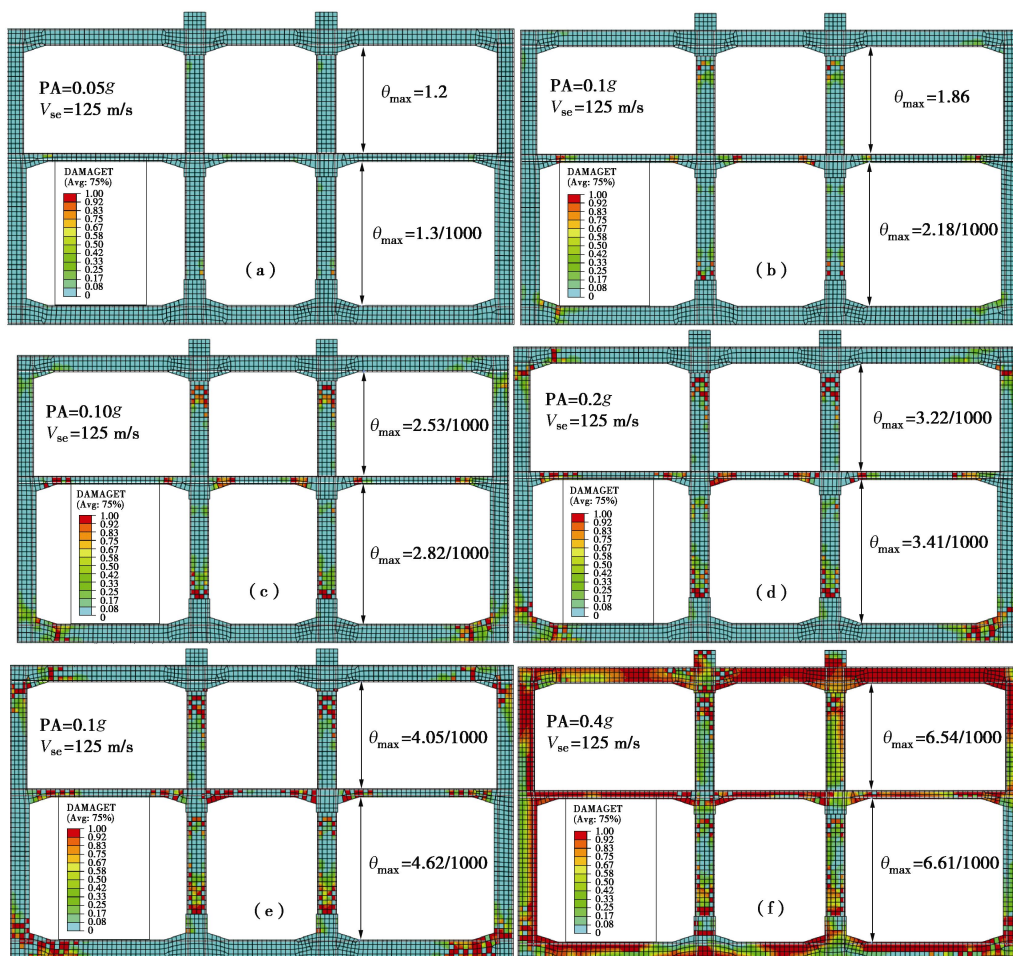


图8 地下车站结构的地震受拉损伤分布图

Fig. 8 Seismic damages of subway underground station under tension state

表 1 水平向地震作用下地下结构抗震性能水平划分与描述

Table 1 Seismic performance levels of subway underground station and their description

抗震水平		层间位移角限值	性能水平描述
水平 1	结构完好	$\theta_{\max} \leq \frac{1.2}{1000}$	结构完全处于弹性工作状态: 构件基本没有发生地震损伤, 在地震或震后结构完好无损。
水平 2	轻微破坏	$\frac{1.2}{1000} < \theta_{\max} \leq \frac{2.5}{1000}$	结构的主体结构基本处于弹性工作状态: 中柱和中板等抗震薄弱部位进入塑性工作状态。在地震或震后主体结构完好无损, 中柱和中板将发生局部破坏, 经过简单的加固处理能够恢复正常使用。
水平 3	中等破坏	$\frac{2.5}{1000} < \theta_{\max} \leq \frac{4.0}{1000}$	结构整体进入弹塑性工作状态: 在地震或震后主体结构的中柱和中板破坏严重, 主体结构尚可。结构中柱和中板要进行必要的加固才能正常使用, 主体结构底板要进行加固和防水堵漏处理才能恢复正常使用。
水平 4	严重破坏	$\frac{4.0}{1000} < \theta_{\max} \leq \frac{6.5}{1000}$	结构完全进入弹塑性工作状态: 在地震或震后整个车站结构的连接部位都遭受严重的地震破坏, 丧失主要承载能力, 结构未倒塌。地下结构中柱必须进行完全加固或托换处理才能恢复车站结构的正常使用。主体结构必须经过加固和防水堵漏才能恢复正常使用。
水平 5	完全破坏	$\frac{6.5}{1000} < \theta_{\max}$	结构完全破坏: 在地震或震后整个车站结构构件都遭受严重的破坏, 完全丧失承载能力。

显示地下结构的严重受拉破坏已经完全贯穿于侧墙的顶底端部、各层楼板的左右端部、上层中柱顶端和下层中柱底端等部位构件的横截面, 即可以认为该车站结构的主要连接部位基本变成了塑性铰连接, 可以认为此时的地下结构已发生严重的地震破坏, 对应的地下车站结构上下层层间位移角分别为 4.05/1000 和 4.62/1000。

当输入峰值加速度继续增大到 0.40g 时, 图 8 (f) 显示地下结构的严重受拉破坏已经分布于整个结构, 而不仅仅是在地下结构的连接部位。限于有限元法在分析结构倒塌上的缺陷, 虽然本文计算中未能直观再现地下结构的倒塌破坏, 但是根据地下结构的严重受拉损伤程度, 可以认为此时地下结构已经非常接近甚至已经发生倒塌破坏, 此时对应的地下车站结构上下层层间位移角分别为 6.54/1000 和 6.61/1000。

综上所述, 并考虑到本文地下结构在不同破坏程度下上层层间位移角要小于下层的层间位移角, 本文以地下结构不同破坏程度下对应的上层结构层间位移角为定量指标, 进行地下结构的抗震性能水平划分。根据本文地下结构的层间位移角与其地震损伤的关系, 表 1 给出了该类地下结构抗震性能水平划分与地震破坏的物理描述。可以确定其弹性层间位移角极值约为 1.2/1000 和弹塑性层间位移角约为 6.5/1000, 明显小于地面框架结构的弹性和弹塑性层间位移角限值。上述结果并非说明地下结构本身抗侧向变形能力较差, 而主要原因应与地铁地下车站结构受到周围土体的大变形直接作用有关, 即周围土层的大变形沿地下车站结构外侧全接触面的作用特征导致结构构件的动内力分布明显区别于惯性力作用下地面框架结构的动内力分布特征, 这一问题还需进一步深入研究。

本文的计算结果也表明, 本文地下车站结构的弹性层间位移角限值与弹塑性层间位移角限值的差值也明显小于地面框架结构的相应值, 按照一般地面钢筋混凝土框架结构的抗震水平评价标准, 上述结果将说

明地铁地下车站结构的延性应不如地面框架结构。但是, 上述对比结果与实际情况并不一致, 从地下车站结构的配筋率与地面框架结构的对比来看, 地下车站钢筋混凝土结构的延性理论上应优于一般的地面钢筋混凝土框架结构。那么, 造成上述对比结果与一般认识存在差异的主要原因应为, 地铁地下结构的地震破坏主要受制于周围土层的地震大变形, 本身的结构延性在其地震破坏过程中并未能充分发挥。因此, 笔者认为地铁地下车站结构抗震性能水平的评价和抗震性能的提高不能仅从结构的延性来考虑, 应有效地体现地铁地下车站结构周围土体的地震变形的约束作用和控制作用。

根据本文计算结果也可以发现, 随着输入峰值加速度的增加, 最先容易破坏的是地下结构的中柱和中板, 可以认为这些构件是该类地下结构抗震的薄弱环境; 其次, 地下车站结构的底板两端随后发生严重地震损伤; 随着输入峰值加速度继续增加, 地下车站结构的侧墙上下端和顶板两端也相继会发生严重地震损伤; 最后, 当输入较大峰值加速度时, 地下车站结构整体将会发生严重的地震损伤破坏。

4 结 论

目前, 已有地面钢筋混凝土框架结构的抗震性能水平评价方法是否适合地铁地下车站结构的地震安全性评价并未得到有效的证明和研究。鉴于此, 本文设计了不同场地类别和不同输入地震动强度的计算工况, 建立了土-地铁地下车站结构非线性动力相互作用的整体有限分析模型, 通过对计算结果的分析, 得到以下 4 点结论。

(1) 分析结果表明: 当输入峰值加速度较小时 ( $\leq 0.2g$ ), 本文地下结构的层间位移角可以近似表示为结构-土体的刚度比和输入峰值加速度的线性函数。当输入峰值加速度较大时 ( $0.3g$  和  $0.4g$ ), 本文地下结构的层

间位移角可以近似表示为结构-土体刚度比的幂函数。

(2)与一般地面钢筋混凝土框架结构相比,本文中两层三跨地铁地下车站结构的弹性和弹塑性层间位移角限值明显小于一般地面框架结构的对应值,但并非说明地下结构本身抗侧向变形能力较差,而主要原因应为地下车站结构周围土层的大变形沿地下车站结构外侧全接触面的作用特征,导致结构的动内力分布明显区别于惯性力作用下地面框架结构的动内力分布特征。

(3)地铁地下结构的地震破坏主要受制于周围土层的地震大变形,本身的结构延性在其地震破坏过程中并未能充分发挥,地铁地下车站结构抗震性能水平的评价和抗震性能的提高不能仅从结构的延性来考虑,应有效地考虑地铁地下车站结构周围土体的地震变形的约束作用和控制作用。

(4)根据本文得到的层间位移角幅值与地震损伤程度的关系,初步给出了水平地震作用下两层三跨框架式地下结构抗震性能水平的划分与地震破坏的物理描述,其抗震水平可初步分为结构完好、轻微破坏、中等破坏、严重破坏和完全破坏等5个抗震水平。

#### 参考文献:

- [1] ASCE. Earthquake damage evaluation and design considerations for underground structures[M]. Los Angeles: American Society of Civil Engineers, 1974.
- [2] JSCE. Earthquake resistant design for civil engineering structures in Japan[M]. Tokyo: Japan Society of Civil Engineers, 1992.
- [3] SHARMA S, JUDD W R. Underground opening damage from earthquakes[J]. Engineering Geology, 1991, **30**(3/4): 263 - 276.
- [4] HASHASH Y M A, HOOK J J, SCHMIDT B, et al. Seismic design and analysis of underground structures[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2001, **16**(4): 247 - 293.
- [5] KONTOGIANNI V A, STIROS S C. Earthquakes and seismic faulting: effects on tunnels[J]. Turkish Journal of Earth Sciences, 2003, **12**(1): 153 - 156.
- [6] ANDERSON J G, BODIN P, BRUNE J N, et al. Strong ground motion from the Michoacan, Mexico, earthquake[J]. Science, 1986, **233**(4768): 1043 - 1049.
- [7] SINGH S K, MENA E, CASTRO R. Some aspects of source characteristics of the 19 September 1985 Michoacan earthquake and ground motion amplification in and near Mexico City from strong motion data[J]. Bulletin of the Seismological Society of America, 1988, **78**(2): 451 - 477.
- [8] 林 刚, 罗世培, 倪 娟. 地铁结构地震破坏及处理措施[J]. 现代隧道技术, 2009, **46**(4): 36 - 41. (LIN Gang, LUO Shi-pei, NI Juan. Damages of metro structures due to earthquake and corresponding treatment measures[J]. Modern Tunnelling Technology, 2009, **46**(4): 36 - 41. (in Chinese))
- [9] YOSHIDA N, NAKAMURA S. Damage to Daikai subway station during the 1995 Hyogoken-Nunbu earthquake and its investigation[C]// Proceedings of Eleventh World Conference on Earthquake Engineering. Paris, 1996: 283 - 300.
- [10] ZHUANG Hai-yang, HU Zhong-hua, CHEN Guo-xing. Numerical modeling on the seismic responses of a large underground structure in soft ground[J]. Journal of Vibroengineering, 2015, **17**(2): 802 - 815.
- [11] 庄海洋. 土-地下结构非线性动力相互作用及其大型振动台试验研究[D]. 南京: 南京工业大学, 2006. (ZHUANG Hai-yang. Study on nonlinear dynamic soil-underground structure interaction and its large-size shaking table test[D]. Nanjing: Nanjing Tech University, 2006. (in Chinese))
- [12] 李积栋, 陶连金, 油新华, 等. 超大型 Y 形柱地铁车站振动台试验研究[J]. 铁道科学与工程学报, 2016, **13**(10): 2027 - 2032. (LI Ji-dong, TAO Lian-jin, YOU Xin-hua, et al. Research on shaking table test of ultra-large subway station with Y-shape column[J]. Journal of Railway Science and Engineering, 2016, **13**(10): 2027 - 2032. (in Chinese))
- [13] 刘晶波, 王文晖, 赵冬冬, 等. 复杂断面地下结构地震反应分析的整体式反应位移法[J]. 土木工程学报, 2014, **47**(1): 134 - 142. (LIU Jing-bo, WANG Wen-hui, ZHAO Dong-dong, et al. Integral response deformation method in seismic analysis of complex section underground structures[J]. China Civil Engineering Journal, 2014, **47**(1): 134 - 142. (in Chinese))
- [14] 庄海洋, 王雪剑, 王 瑞, 等. 土-地铁地下结构动力相互作用体系侧向变形特征研究[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(10): 1761 - 1769. (ZHUANG Hai-yang, WANG Xue-jian, WANG Rui, et al. Lateral deformation characteristics of the soil-subway underground structure dynamic interaction system[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(10): 1761 - 1769. (in Chinese))
- [15] LEE J, FENVES G L. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures[J]. Journal of Engineering Mechanics, 1998(4): 892 - 900.
- [16] 楼梦麟, 王文剑, 朱 彤. 土-结构体系振动台模型试验中土层边界影响问题[J]. 地震工程与工程振动, 2000, **20**(2): 30 - 36. (LOU Meng-lin, WANG Wen-jian, ZHU Tong. Soil lateral boundary effect in shaking table model test of soil-structure system[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2000, **20**(2): 30 - 36. (in Chinese))
- [17] BS 5975:2008 + A1 2011, Code of practice for temporary works procedures and the permissible stress design of false work[S]. 2011.