

DOI:10.13409/j.cnki.jdpme.2020.03.002

阪神地震中大开地铁车站和区间隧道破坏差异成因研究*

李 洋¹, 许成顺², 杜修力²

(1. 中国铁道科学研究院集团公司城市轨道交通中心, 北京 100081; 2. 北京工业大学城市与工程安全减灾教育部重点实验室, 北京 100124)

摘要: 在日本阪神地震中遭受地震破坏的地铁地下结构中, 仅大开车站中标准段一处区域发生了完全塌毁, 其它地铁车站、隧道的震害程度均相对其要轻微。利用能够合理模拟地下框架结构损伤破坏的数值分析模型, 对大开车站标准段、中央大厅段以及区间隧道结构的地震破坏反应进行了数值模拟分析, 探讨了造成上述现象的原因。结果表明: 不同断面宽度以及埋深导致大开车站标准段、中央大厅段以及区间隧道结构所受的上覆土压不同, 使三者立柱在地震作用中处于不同的轴压比状态下工作, 并使得三者不同刚度的结构框架在地震作用中出现不同程度的损伤与刚度退化, 继而导致三者立柱出现了不同程度的水平相对变形。最终大开车站标准段立柱由于较高的轴压比下受到过量的水平相对变形而发生破坏, 从而导致整体框架结构的严重破坏; 其余二者则由于立柱处于较低的轴压比下, 所受水平相对变形处于立柱变形能力范围内, 而未发生立柱破坏, 进而使得整体框架保持了承载能力。

关键词: 阪神地震; 大开地铁车站; 区间隧道; 轴压比; 侧向变形刚度

中图分类号: TU443 **文献标识码:** A **文章编号:** 1672-2132(2020)03-0326-11

Causal Analyses of Different Degree of Earthquake Damage Occurred on Daikai Subway Station and its Running Tunnels During Kobe Earthquake

LI Yang¹, XU Chengshun², DU Xiuli²

(1. Urban Rail Transit Center, China Academy of Railway Sciences Corporation Limited, Beijing 100081, China;
2. Key Laboratory of Urban Security and Disaster Engineering, Ministry of Education, Beijing University of Technology, Beijing 100124, China)

Abstract: During the Kobe earthquake in Japan, different degrees of earthquake damage occurred on the subway underground structures. Only one zone of the standard section of Daikai station totally collapsed, while the other zones of Daikai station, its running tunnels and other subway underground structures did not have serious earthquake damage. In this paper, the earthquake damage responses of the standard section, central hall and running tunnel structure of Daikai station were analyzed based on

* 收稿日期: 2019-09-29; 修回日期: 2019-11-08

基金项目: 国家自然科学基金创新研究群体项目(51421005)、国家自然科学基金优青项目(51722801)、国家自然科学基金青年科学基金项目(5190082782)、铁科院(北京)工程咨询有限公司科研项目(2019ZXJ004)资助

作者简介: 李 洋(1987-), 男, 助研, 博士。主要从事城市轨道交通结构抗震、减振方面的研究。

Email: LEON_BJUT@126.com

nonlinear finite element analyses which can reasonably simulate the damage of underground structures. Numerical results indicate that different width of structural cross section and burial depth lead to different overlying earth pressure on the structures at the standard section, central hall section and running tunnel section. The different overlying earth pressure generated different axial compression ratio of the three structural columns. In addition, the three structures with different lateral racking stiffness had different degree of damage and stiffness degradation, and further led to different lateral racking deformation. Eventually, the columns of Daikai station standard section destroyed due to the excessive relative deformation under the high axial compression ratio, which caused the total collapse damage to the entire frame structure. On the contrary, the columns of central hall and running tunnel section have not destroyed because there were not excessive relative deformation under the lower axial compression ratio, which kept the bearing capacity of the entire frame structure.

Keywords: Kobe earthquake; Daikai subway station; running tunnels; axial compression ratio; racking stiffness

引言

1995年日本阪神地震中地铁地下结构出现了大规模的地震破坏,特别是大开地铁站作为首次记录到的几乎完全塌毁的大型地下结构,为研究者提供了宝贵的震害案例,可视作一次物理原型试验,深入、系统地解析大开地铁站的震害机理与失效破坏模式,对发展地下结构抗震设计理论与方法及技术意义重大^[1]。

目前,针对大开地铁站标准段结构的地震破坏演化过程与成灾机理,已开展了一定的模型试验^[2-3]与大量的数值研究工作^[4-11],并逐渐形成了合理、清晰的认识——大开地铁站标准段结构发生倒塌破坏是由于中柱在地震作用下严重受损所致,而中柱则是由于高轴压比下侧向变形能力不足而发生破坏的。值得注意的是,阪神地震中记录到地下结构的震害现象仅大开地铁站中的标准段区域结构发生完全倒塌,而与其相邻的其它车站、隧道甚至直接连接的大开车站中央大厅段结构均未出现过于严重的地震破坏,这说明大开地铁站标准段结构遭受地震破坏有其特殊性,其破坏原因很可能是由于特定的地震动、场地条件以及结构形式等多方面因素共同作用所致^[1]。

对阪神地震中大开车站与其临近的其它地下结构的地震破坏反应进行对比研究,不仅可以检验已有关于大开车站震害的成灾机理研究,还能够对该问题的认识作进一步完善,而目前开展的对比研究工作仍较为鲜见。中村晋^[10]基于等效线性化的动力分析并结合拟静力非线性分析比较了大开

站及与大开车站结构构造形式基本一致的高速长田车站的地震反应,探讨了场地条件对大开车站地震破坏的影响作用。X. An等^[5]、G. J. Parra等^[6]、H. Huo等^[7]均采用动力时程分析了大开车站标准断面及与大开车站标准断面连接的区间隧道,通过对比不同形式结构的地震反应研究了大开车站的地震破坏机理。但是,由于以上研究工作没有同时考虑土体及钢筋-混凝土结构材料的塑性、大变形特性,故均未实现大开车站的典型地震破坏模式,并且它们主要围绕“中柱的水平剪切破坏”作重点讨论,并没有重视中柱的竖向荷载以及轴压比因素对中柱的破坏作用,而实际上轴压比对柱子的变形、抗剪强度等抗震性能具有重要影响。

李洋等^[11]已基于能够合理模拟实际地铁车站地震破坏的数值有限元分析方法,模拟了大开站标准段及高速长田站的地震破坏反应,开展了围岩土层条件对大开地铁站地震破坏反应影响研究。本文则同样采用文献[11]中所建立的数值分析方法对区间隧道以及大开车站中央大厅(双层断面)区域的地震破坏反应进行数值模拟分析,通过对比不同断面形式结构的地震破坏反应,进一步探讨浅埋地下框架结构的地震破坏影响因素与成灾机理,揭示阪神地震中不同地下结构产生震害差异性的原因。

1 大开地铁站震害简述

大开地铁站破坏情况如图1所示,由震害调查^[12]可知,阪神地震中大开车站标准段为受地震破坏最严重的部位,其23根立柱均发生了严重破坏且

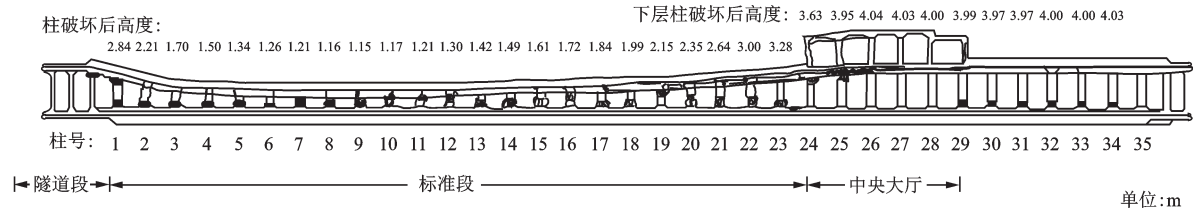


图1 大开地铁站破坏情况纵向示意

Fig. 1 Damage to Daikai subway station in the longitudinal direction

其中22根立柱位置处上、下楼板发生了1 m以上的竖向相对变形。然而,与这一区域相连的中央大厅段以及长田站-大开站区间隧道段并没有出现如这么严重的地震破坏,表1中给出了立柱受灾情况统计,虽然中央大厅及区间隧道立柱同样出现了一定的损伤破坏,但立柱与结构框架整体最终并未丧失其承载能力,其中区间隧道上、下楼板竖向相对变形量最大不超过20 cm,而中央大厅下层除受标准段影响的24#柱之外,其余立柱处的上、下楼板竖向相对变形量均小于10 cm。

表1 车站及区间隧道中柱受灾情况

Table 1 Damage to the columns of subway and tunnel structures

结构	立柱总数	破坏数	轻微损伤数
大开标准段	23	23 (100%)	—
车站中央大厅	6	2 (33%)	1 (16%)
区间隧道	375	175 (47%)	74 (18%)

大开车站标准段结构断面为单层双跨矩形框架形式,上覆土厚为4.8 m。顶板及底板配筋率均为1.0%,左、右两侧墙配筋率均为0.8%。中柱高为3.82 m,截面尺寸为0.4 m×1.0 m,配筋率为6.0%,中柱在隧道沿线方向的间距为3.5 m。柱上部梁深为1.6 m,底部梁深为1.75 m^[5-6,12]。中央大厅段结构断面为双层四跨框架形式,框架下层中间部分与标准段断面相连接,两者断面尺寸基本一致,左右两侧及上侧区域为楼梯间以及检票入口等。由于已有研究中均未给出这一区域的具体配筋情况,故本文在建立中央大厅数值模型时,墙体采用0.8%配筋率、顶底板及中板采用1.0%配筋率进行数值计算^[12]。区间隧道断面同样为单层双跨矩形框架形式,上覆土厚为5.2 m。顶板及侧墙厚度均为0.4 m,底板厚度为0.44 m,配筋率均为1.1%。中柱高为4.12 m,截面尺寸为0.4 m×0.6 m,配筋率为5.6%,中柱在隧道沿线方向的间距为2.5 m^[5-6]。框架结构及中柱具体断面尺寸如图2和图3所示。

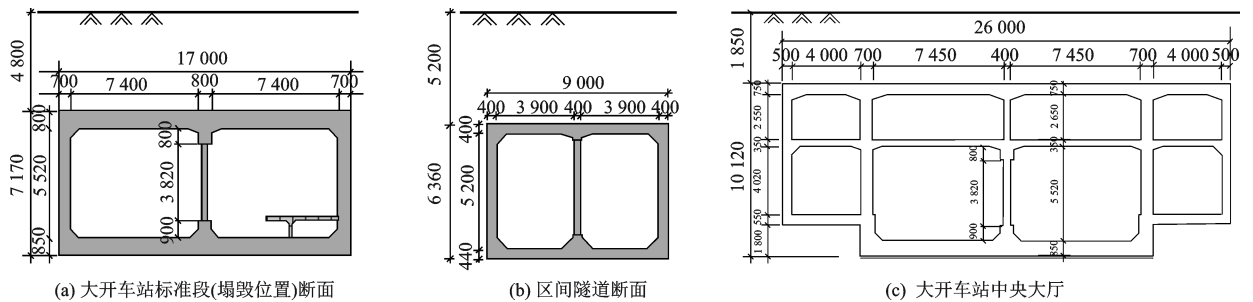


图2 车站及隧道横断面示意

Fig.2 Structural cross section of the subway station and the running tunnel

大开地铁站中央大厅段及隧道段边缘与标准段中心距离均不超过50 m,周边土层构造基本一致,故可以排除局部场地条件的影响。

2 地震破坏反应有限元模拟

2.1 土-结构系统有限元分析模型

基于ABAQUS软件平台,参考文献[5-6,10,

12]中所提供的工程资料对大开车站单层、双层及区间隧道断面建立三维整体动力分析有限元模型,如图4所示。场地深度均取39.2 m,该处土层剪切波速为500 m/s。场地纵向长度均取车站及隧道的纵向三跨长度。由文献[13]可知,当侧边界采用粘弹性边界且正确考虑自由场边界应力时,模型宽度为地下结构宽度的2~3倍即可忽略边界对结构的动力反应的影响作用,这里场地宽度取100 m。大

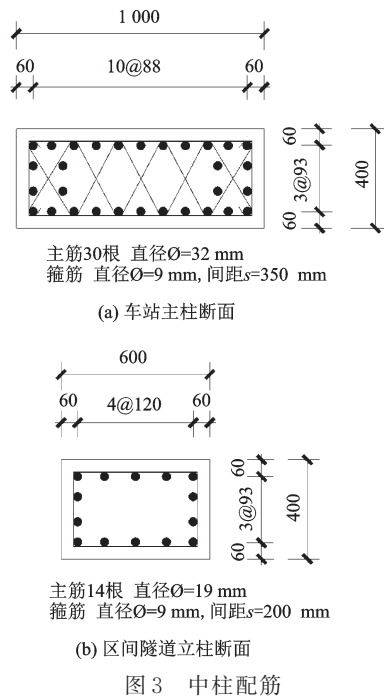


图3 中柱配筋

Fig.3 Reinforcement layout of the central columns

开站标准断面埋深 4.8 m, 中央大厅埋深 1.85 m, 隧道埋深 5.2 m。采用三维实体八节点减缩积分单元离散混凝土和土体。土体按照数值模拟精度要求离散, 单元网格尺寸小于 $1/6 \sim 1/8$ 最小波长, 对结构所在位置相邻土体进行网格细化。立柱钢筋按照参考文献[5-6, 12]对提供的配筋方式进行建模, 而墙与板中的钢筋由于通过相关文献中配筋设计描述难以进行对应建模, 故采取近似化建模方式, 按照钢筋间距 0.2 m 的矩形格构搭接且双层配筋形式, 钢筋直径采用相应配筋率计算得出。采用三维

二节点杆单元离散钢筋网架。

土体采用等效线性粘弹性模型及 Mohr-coulomb 弹塑性模型相结合的粘-弹-塑性模型, 该模型能够很好地发挥粘弹性模型及弹塑性模型各自的优势, 既能把握场地的整体动力反应及动力特性, 又允许土体局部出现大的塑性变形, 是研究地下结构的地震破坏反应的一种简便、有效的处理方式, 该模型已在地下结构地震反应数值研究及模型试验的数值研究中得到大量应用^[14-16]。各土层弹性模量与瑞利阻尼通过一维层状场地地震反应分析程序 EERA 进行场地等效线性化地震反应计算, 将计算得到的等效剪切模量与等效阻尼比作为材料参数在 ABAQUS 中定义^[17], 土层材料力学参数见表 2。各土层采用参考文献[4]中的动力特性曲线进行计算, 如图 5 所示。同时采取与其相同的处理方式——剪切波速为 330 m/s 的砂砾层不考虑其非线性特性, 故砂砾层不考虑其非线性特性, 取固定阻尼比 5%。

采用混凝土塑性损伤模型来描述混凝土材料的力学行为, 采用 Mises 理想弹塑性本构模型描述钢筋力学行为, 混凝土及钢筋材料参数见表 3。土与结构之间采用接触单元模型模拟, 即法向采用硬接触, 单元之间相互不侵入; 切向采用摩擦接触, 摩擦系数为 0.4。钢筋采用植入方式建于混凝土内, 在计算过程中不考虑钢筋与混凝土之间的相对滑移。

采用基底考虑为刚性的振动输入方法进行分折, 土层底部为固定约束, 在土体左右两侧的侧向

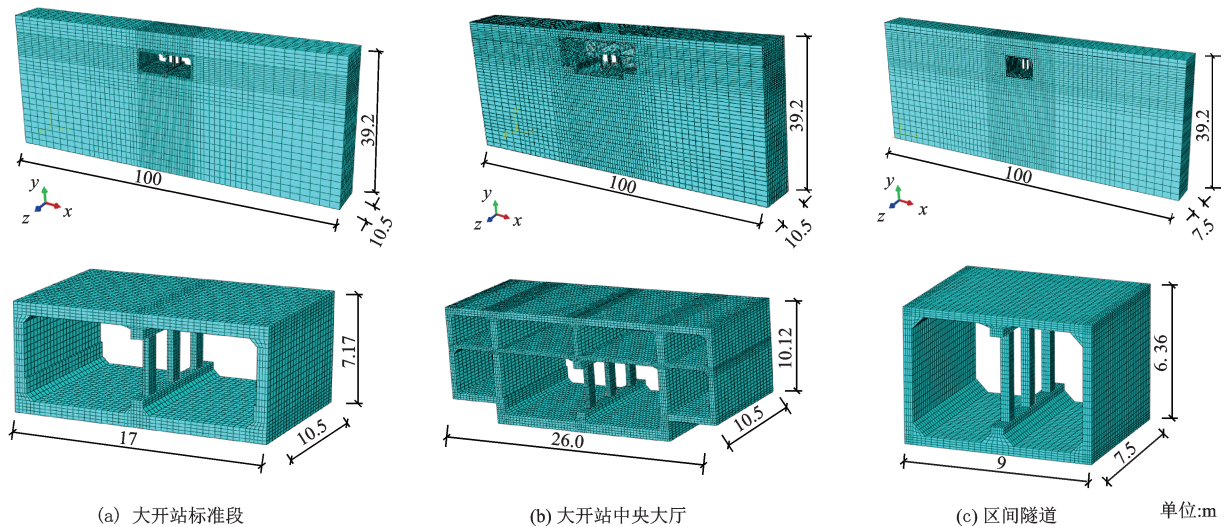


图4 土-结构有限元模型

Fig.4 Finite element models of soil-structures

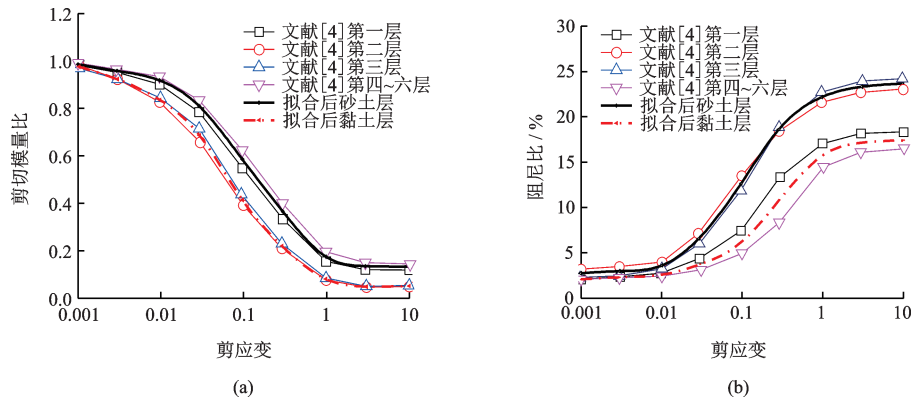


图5 大开站场地土层动力特性曲线

Fig. 5 Dynamic property curves of soil layers close to Daikai station

表2 大开车站场地土层参数

Table 2 Material parameters of soil layers under Daikai station

土层编号	深度/m	土质	密度/ ($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$)	泊松比	初始剪切波 速/($\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$)	等效剪切 模量/MPa	等效阻尼 比/%	摩擦角/ ($^{\circ}$)	黏聚力/ kPa
1	0 ~ -2.0	黏土	1 900	0.33	140	31.30	3.29	—	39.2
2	-2.0 ~ -5.1	砂土	1 900	0.49	140	8.09	18.63	30	—
3	-5.1 ~ -8.3	砂土	1 900	0.49	170	8.01	20.78	40	—
4	-8.3 ~ -11.4	黏土	1 900	0.49	190	31.91	8.08	—	94.1
5	-11.4 ~ -14.3	黏土	1 900	0.49	240	59.85	6.59	—	94.1
6	-14.3 ~ -17.2	黏土	1 900	0.49	240	53.44	7.66	—	94.1
7	-17.2 ~ -39.2	砂砾	2 000	0.49	330	217.58	5.0	45	—

表3 混凝土及钢筋材料参数

Table 3 Material parameters of concrete and steel rebar

材料	弹性模 量/GPa	密度/ ($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$)	泊松比	阻尼比/%	峰值抗压 强度/MPa	峰值抗拉 强度/MPa
墙、板混凝土	30	2 500	0.2	5	29.6	2.95
立柱混凝土	35	2 500	0.2	5	38.5	3.22
钢筋	200	7 800	0.18	—	240	240

截断边界处设置粘弹性边界以考虑能量的逸散效应,而在车站及隧道纵向方向约束土体及结构的出平面方向自由度,以近似模拟模型的平面应变受力状态;地震动以惯性力形式施加在基岩上部所有土层及结构上,同时在土体左右两侧的侧向截断边界处施加自由场运动的等效节点力以考虑近场域与远场域之间的力-位移协调一致效应。基于动力松弛法对土-结构系统进行自重应力平衡,以考虑重力荷载对系统的作用。

选取神户大学观测获得的地震动记录,由于该记录于地表硬基岩处($V_{S30}=1\ 043\ \text{m/s}$)获得,受局部土层特性影响较小,能更客观地反映基岩的地震

运动,尤其体现了此次阪神地震作为冲击直下型地震具有较强烈的竖向分量地震动这一特点,较适合作为输入地震动用于本文所采用的分析模型中。参考文献[4],水平地震动成分(X方向)通过将观测到的N-S及E-W加速度分量转换成大开车站横断方向得到,将U-D加速度分量作为竖向地震动成分(Y方向),如图6所示。

2.2 有限元模拟结果

基于ABAQUS中的显式动力分析模块,对大开站标准段、中央大厅段及区间隧道的地震破坏反应进行了三维有限元模拟分析。

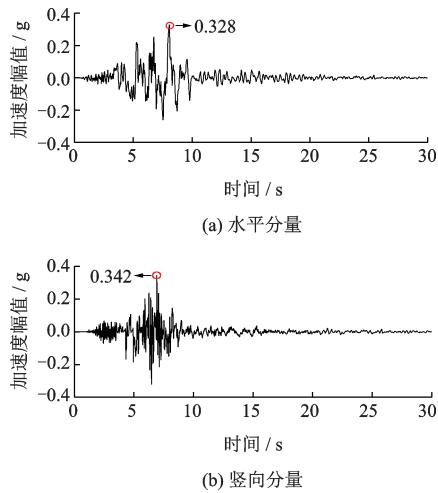


图6 输入地震动加速度时程

Fig.6 Acceleration time history of input earthquake

图7给出了三者在地震作用过程中 $t=6.25$ 、 7.5 、 8.75 、 14 s时刻的等效塑性应变(ϵ_{ep})云图。由图可知,大开站标准段于7.5 s出现了最大达1.257%

的等效塑性应变值,特别是立柱顶部整个截面出现塑性变形,在随后的地震作用中,立柱损伤进一步扩展并最终出现整体压弯破坏,结构上顶板由于立柱的破坏而丧失了竖向支撑,随之发生折断破坏,导致整体结构破坏形态呈“M”型。大开站中央大厅与区间隧道在地震作用下并未出现严重的塌毁破坏,整个地震作用过程中结构出现的最大塑性应变值均小于同时刻的大开站标准段。虽然两者立柱以及侧墙顶、底端等位置也出现了一定的损伤破坏,大部分位置处的损伤最终并未扩展至整个构件截面,因而保持了各构件的承载能力。

图8给出了三者中柱顶、底端竖向相对位移结果,从7.5 s开始,大开站标准段中柱竖向相对位移量开始明显增大,至地震荷载作用结束时(14 s),中柱顶底端竖向相对位移量高达约3 m,说明此时中柱已发生了严重的变形破坏;大开站中央大厅与区间隧道中柱顶、底端竖向相对位移在整个地震作用过程均未超过4 mm,两者中柱轴向变形量不大,说

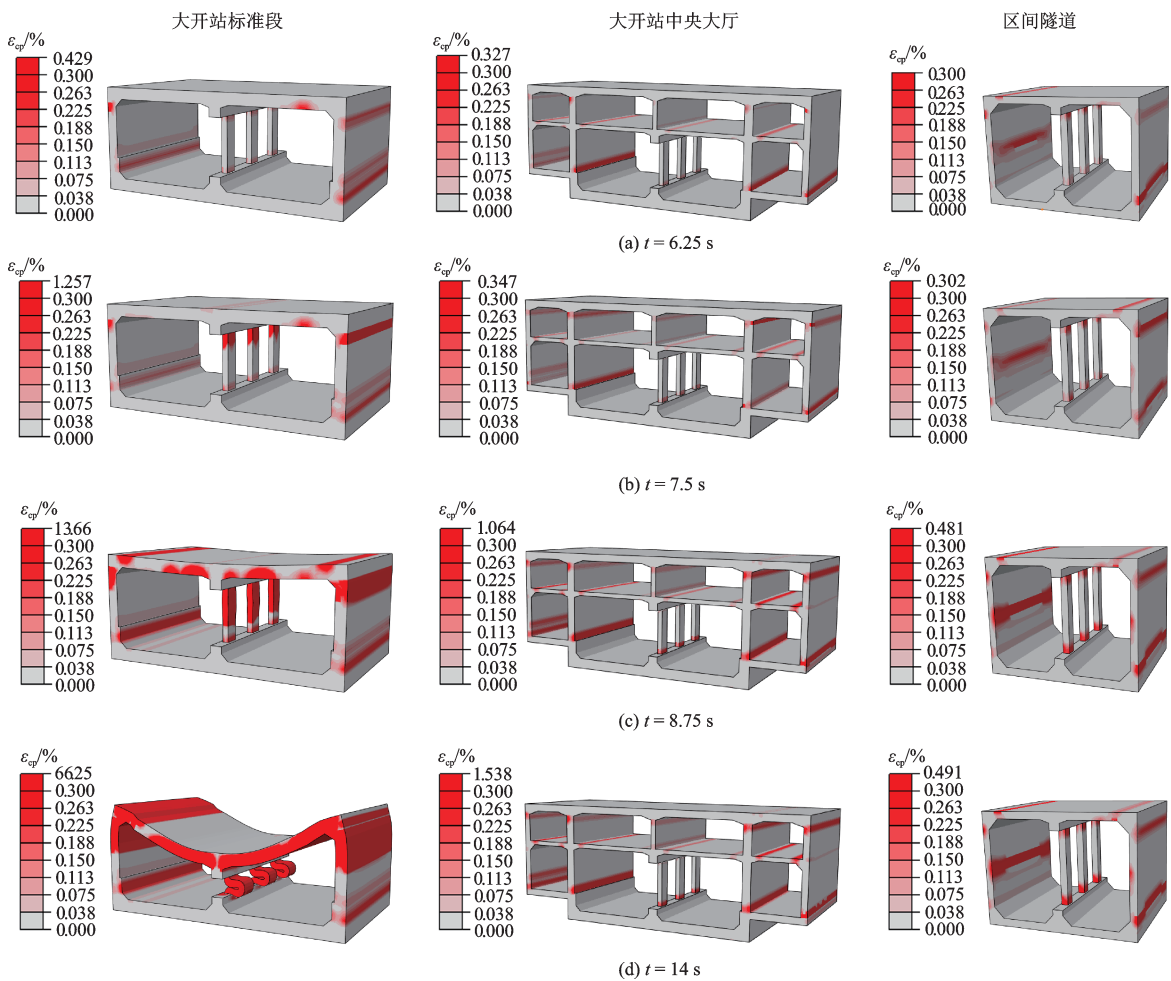


图7 混凝土结构等效塑性应变云图

Fig.7 Comparison of equivalent plastic strain contour of concrete structures

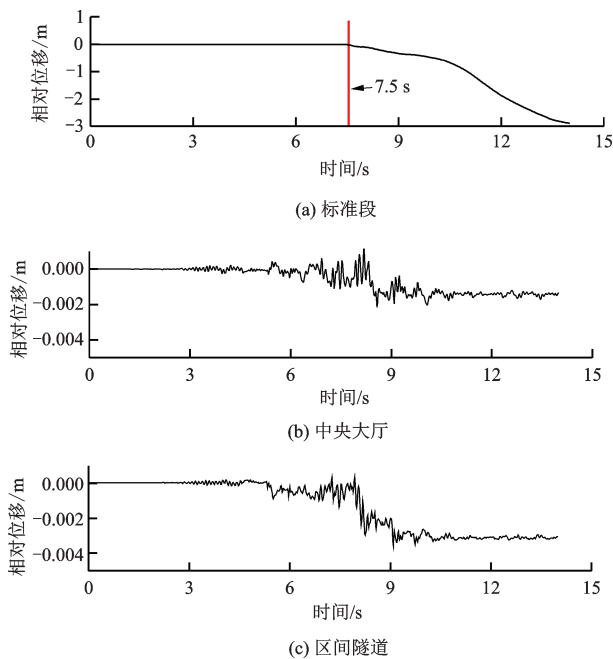


图8 立柱顶底端竖向相对变形

Fig.8 Vertical relative deformation of top and bottom of middle columns

明整体结构未受到严重地震破坏。以上模拟结果很好地与实际震害现象相吻合。

3 地震破坏差异机理研究

已有研究^[1,8,11]表明,地下框架结构中立柱受地震荷载作用下的承载能力是决定其整体抗震安全性能的关键。下面重点对大开站标准段、中央车站以及区间隧道中柱受到的轴压与水平变形进行比较分析,以揭示三者产生地震破坏差异的根本原因。

3.1 结构立柱所受轴压作用分析

取2.2节中各结构中柱的轴力反应结果进行对比,由于在模拟中立柱采用了损伤塑性模型,在立柱受到损伤时具有模量折减的效应,得到的应力偏小,为了更准确地反映立柱在地震作用下所受的轴压水平,将结构改用线弹性材料属性进行地震反应分析并获得轴力反应结果,结构考虑损伤塑性与不考虑损伤塑性的立柱轴力反应结果如图9所示。

由图9可知,大开站标准段立柱由于在7.5s出现破坏,其刚度严重衰减,导致其轴力骤然减小并趋于零,因此结构考虑损伤塑性与不考虑损伤塑性的立柱轴力结果差异较大;大开站中央大厅与区间

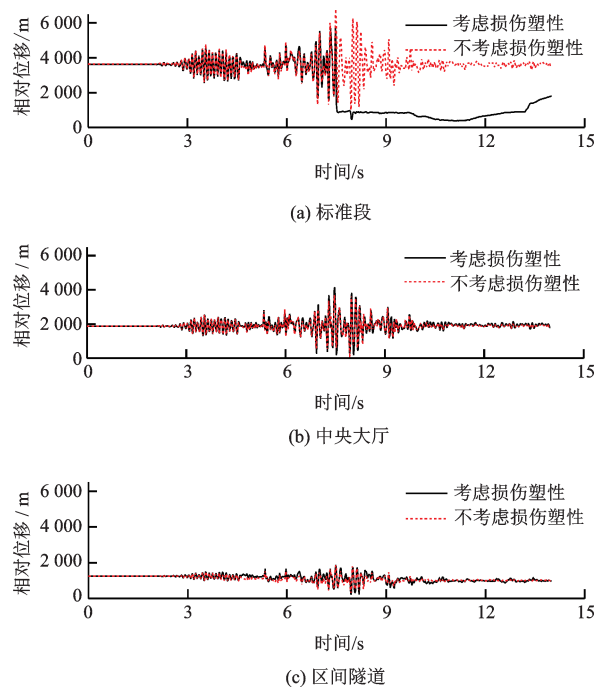


图9 中柱轴力反应

Fig.9 Axial force responses of middle columns

隧道结构考虑损伤塑性与不考虑损伤塑性的立柱轴力结果基本一致,也说明了两者在地震作用中未受严重损伤。大开站标准段立柱在地震作用前及地震作用过程中受到的轴压作用明显大于其余二者,主要是受结构顶板上覆土体体积以及竖向承载构件数量影响,而结构顶板上覆土体体积又与结构埋深及结构断面宽度有关。区间隧道虽然埋深与大开站标准段接近,但其断面宽度远小于大开站标准段,故区间隧道中柱地震前的轴压与地震中的最大轴压均为标准段中柱的1/3左右;大开站中央大厅虽然断面宽度较标准段更大,但其埋深远小于大开站标准段,且其具有更多的竖向承力构件,中央大厅中柱地震前的轴压与地震中的最大轴压均为标准段中柱的1/2左右。

3.2 土-结构相对刚度分析

土-结构的相对刚度对体系的地震反应具有很大影响,大开站标准段、中央大厅及区间隧道结构虽然均处于同一场地条件,但由于自身刚度的差异,导致它们出现不同的地震反应。

J. N. Wang^[18]给出了矩形框架结构的场地-结构侧向变形比 R 与柔度比 F 的拟合关系为:

$$R = \frac{D_s}{D_{\text{free-field}}} \quad (1)$$

$$F = \frac{GL}{S_1 H} \quad (2)$$

式中, D_s 为框架结构顶底板水平相对变形; $D_{\text{free-field}}$ 为框架结构顶底板等高处自由场水平相对变形; G 为结构等高处土层的剪切模量; L 为结构宽度; H 为结构高度; S_1 表示使框架结构产生单位侧向变形 Δ 所需要的力, 可看作是矩形框架结构的侧向变形刚度, 可由图 10 中所示进行计算获得。

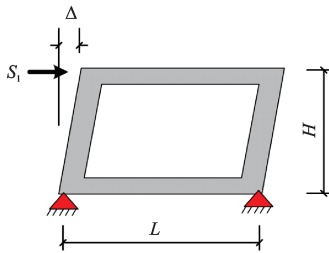


图 10 侧向变形刚度计算

Fig.10 Determination of racking stiffness

由于大开站标准段、中央大厅以及区间隧道之间实际贯通连接, 且本文不考虑局部场地土层分布变化, 因而它们可视为基本处于同一土层深度处, 且对应高度处的自由场地地震反应一致。根据图 11 中 J. N. Wang^[18] 给出的位移比与相对刚度比变化规律可知, 对于土层一致的情况, 结构水平刚度 S_1 愈小, 其在地震中所产生的水平变形 D_s 愈大。由于混凝土结构在地震作用过程中可能出现不同程度的损伤, 其刚度将相应有一定折减, 实际计算中对于结构发生损伤后的侧向刚度 (S_1) 较难直接获取, 因此通过考虑塑性损伤的结构在地震作用中的最大水平变形结合图 11 中的拟合规律, 近似地估计损伤后结构的侧向刚度值。

由于结构不考虑损伤时的侧向刚度能够通过结构拟静力推覆分析直接获取, 故在此首先进行结构不考虑损伤时的侧向变形比与柔度比关系分析, 一方面可通过该结果对图 11 中的拟合关系进行验证, 另一方面也可通过其与结构考虑损伤时计算结果对比, 分析结构在地震作用下的损伤破坏对于土-结构刚度比的影响。在计算场地-结构侧向变形比 R 时, 三者模型均取场地 -5.1 m 与 -11.4 m 高度位置节点的水平相对位移结果, 以统一评价含立柱层框架与水平对应处土层刚度比, 取点位置如图 12 所示。在计算柔度比 F 时, 中央大厅由于是双层框架结构, 而这里主要关注的是立柱所在层的水平侧向变形, 其变形主要受

下层框架侧向刚度所控制, 与上层框架侧向刚度关系不大, 故在此仅评价其下层框架的侧向刚度, 即推覆点取于中央大厅结构中板位置处。同时, 由于中央大厅结构并不是规则矩形结构, 进行推覆使其下层空缺处使用该位置土体进行补齐处理。另外, 土层剪切模量 G 取结构等高处土体剪切模量的加权平均值。

结构不考虑损伤时的侧向变形比与柔度比计算结果见表 4, 图 11 给出结构不考虑损伤时的侧向变形比与柔度比关系结果与 J. N. Wang^[18] 数值计算结果比较, 由图可知, 采用 J. N. Wang^[18] 提出的拟合规律能够较好地拟合本文计算结果, 说明采用本文提出的变形比与柔度比计算方法以及采用 J. N. Wang^[18] 的拟合关系进行本文地下框架结构的刚度预测是合理、有效的。

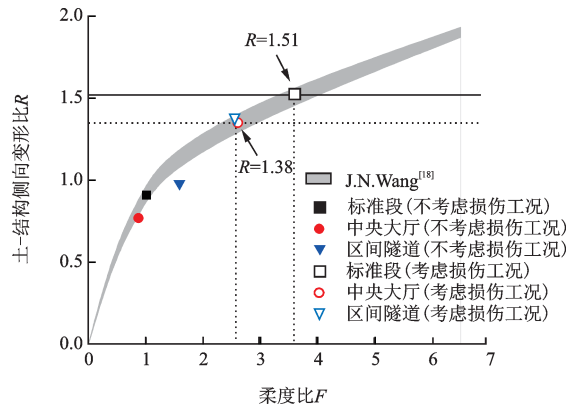


图 11 位移比与相对刚度比的关系

Fig.11 Relationship of displacement ratio with relative stiffness ratio

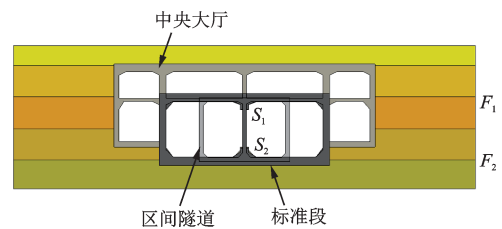


图 12 场地-结构侧向变形比计算监测点

Fig.12 Observation points of soil-structure lateral deformation ratio calculation

当结构考虑损伤时, 通过场地及结构水平相对变形结果 (表 4) 以及 J. N. Wang^[18] 的拟合关系来估计结构在地震作用下的侧向刚度。如图 11 所示, 结构考虑损伤时标准段柔度比 F 估计值约为 3.6, 中央大厅与区间隧道柔度比 F 估计值约为 2.6。

结合表4与图11分析可知,结构初始刚度方面,中央大厅>标准段>区间隧道,结构发生损伤后,土-结构刚度比随之发生改变,相应地,大开站标准段柔度比 F 由原1.01变为约3.6,而大开站中央大厅柔度比 F 由0.87变为约2.6,区间隧道则由1.59变为约2.6,在土层刚度一致的情况下可推断,发生损伤后三者结构刚度比较情况为中央大厅=区间

隧道>标准段。这说明在地震作用下,大开站标准段受到的损伤较中央大厅以及区间隧道更为严重,其侧向刚度严重降低,导致其在水平地震作用下出现了更大的水平相对变形;其余两者由于损伤相对较小,其仍具有较大的侧向刚度,从而使二者在水平地震作用下所产生的水平相对变形较标准段更小。

表4 相对刚度比与位移比

Table 4 Relative stiffness and displacement ratios

	G/MPa	L/m	H/m	S_1/MPa	F	结构不考虑损伤水平相对位移			结构考虑损伤水平相对位移最		
						最大值			大值		
						自由场/cm	结构/cm	R	自由场/cm	结构/cm	R
标准段	21.83	17	7.17	50.99	1.01	4.46	4.09	0.91	4.39	6.95	1.51
中央大厅	22.87	26	6.72	102.20	0.87	4.75	3.65	0.77	4.23	5.83	1.38
区间隧道	23.94	9	6.36	21.34	1.59	4.52	4.41	0.98	4.32	5.97	1.38

3.3 中柱变形能力分析

由2.2节分析可知,阪神地震中大开车站破坏始于立柱的破坏,继而导致整体框架结构发生塌毁,可见地下框架结构中立柱受地震荷载作用下的承载能力是其整体抗震安全性能的关键。

由文献[8,11]可知,立柱的侧向变形能力随着轴压比的升高而变弱,低轴压比柱延性较好,承载力在达到峰值后缓慢下降,且立柱不易出现整体压弯破坏;而高轴压比柱延性较差,承载力在达到峰值后骤降,立柱整体随着侧向变形的不断增大而呈现压剪破坏,说明高轴压比柱在受到较大的侧向变形时容易发生脆性破坏,对于框架结构整体的抗震安全性能而言极为不利。

对车站及区间隧道立柱在不同轴压条件下进行单调拟静力推覆,直至立柱发生破坏,获得不同轴压条件下的立柱极限侧向变形能力。取反力达到峰值后下降至峰值85%时对应的位移角作为立柱在该轴压比下的极限侧向变形能力评价标准,得到立柱的抗荷载能力包线。将中柱在地震作用下的轴力与水平相对位移结果与立柱抗荷载能力包线绘制在一起进行比较分析。由于在地震破坏模拟中立柱采用了损伤塑性模型,在立柱受到损伤时具有模量折减的效应,得到的应力偏小,为了更准确地反映立柱在地震作用下的轴压水平,采用结构视为线弹性时所得到的模拟结果得到立柱轴力反应结果进行分析,如图13所示。立柱轴压比与位移

角为:

$$\text{轴压比} = \frac{\text{构件受到的轴力}}{\text{混凝土设计强度} \times \text{构件截面面积}} \times 100\% \quad (3)$$

$$\text{位移角} = \frac{\text{构件顶部水平位移}}{\text{构件高度}} \times 100\% \quad (4)$$

由图13可知,大开站标准段立柱在地震作用过程中出现了在较高轴压比下承载的状态,导致其在过量的水平相对变形作用时(5.43 s)出现了损伤破坏,削弱了其侧向变形能力并使其处于较为危险的承载受力状态,当后续处于更高轴压比下时(7.5 s),立柱由于侧向变形能力不足而发生了脆性破坏,随着更大侧向变形的出现(8.26 s)立柱构件整体严重劣化,最终导致整体结构塌毁;中央大厅与区间隧道立柱的地震反应均处于各自立柱抗荷载能力包线之内,二者在地震中均未出现过载情况。中央大厅结构由于埋深较浅,且竖向承力构件较多,使其立柱受到的轴压作用远小于标准段结构立柱,并且更大的框架刚度使得立柱受到的水平相对变形更小;区间隧道结构立柱则由于结构框架宽度较小,受到的轴压作用远小于大开站标准段结构立柱,同时由于框架结构在地震作用过程中没有出现严重刚度退化也使得立柱未出现过大的水平相对变形。低轴压比下立柱良好的侧向变形能力以及未过量的水平变形使得中央大厅与区间隧道立柱未发生严重地震破坏,进而保持了框架结构的整体抗震受力。

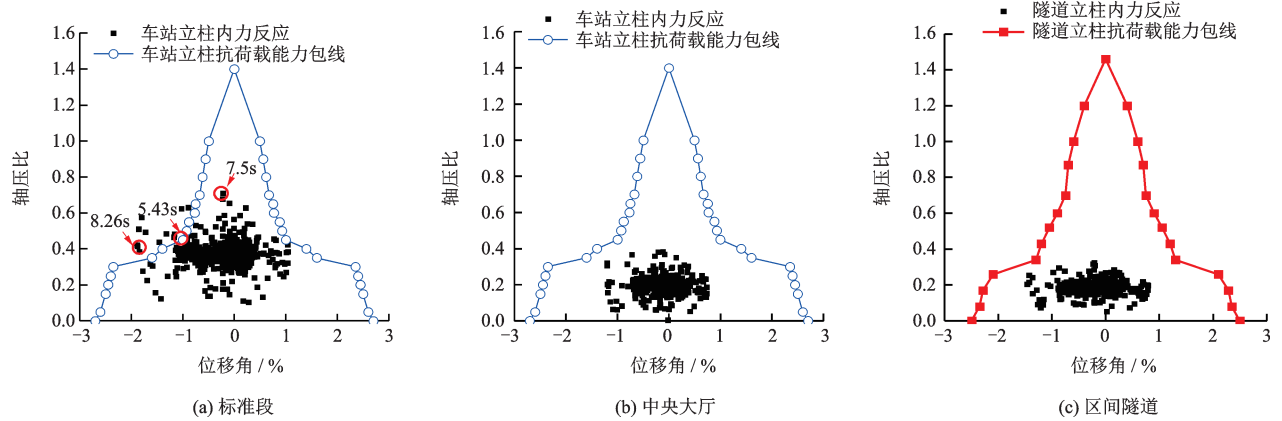


图 13 结构地震反应与抗荷载能力包线

Fig. 13 Seismic response of structure and load resistance performance envelope

4 结 论

利用能够合理模拟地下框架结构地震损伤破坏的数值有限元模型,对阪神地震中大开站标准段、中央大厅以及区间隧道结构的地震破坏反应进行了数值模拟分析,探讨浅埋地下框架结构的地震破坏影响因素与成灾机理,揭示了阪神地震中不同地下结构产生震害差异性的原因,得到以下结论:

(1)不同断面宽度以及埋深导致大开车站标准段、中央大厅段以及区间隧道结构所受的上覆土压不同,使三者立柱在地震作用中处于不同的轴压比状态下,并使得三者不同刚度的框架在地震作用中出现不同程度的损伤与刚度退化,继而导致三者立柱出现了不同的水平相对变形。最终大开站标准段立柱由于较高的轴压比下受到过量的水平相对变形而发生破坏,从而导致整体框架结构的严重破坏;其余二者则由于立柱处于较低的轴压比下,且发生的水平相对变形处于其变形能力范围内而未发生破坏,也使得整体框架保持了承载能力。

(2)框架结构立柱在地震作用中的水平相对变形受结构整体侧向刚度影响,刚度越大,则相对变形越小。框架结构受到损伤时将发生刚度退化现象,其将改变土-结构相对刚度比,进而影响体系的整体地震反应。框架结构刚度退化将使得结构水平相对变形增大,使立柱在地震作用下更易受到破坏,不利于地下框架结构的抗震承载。较大的竖向荷载作用会导致结构在水平地震作用下发生更严重的刚度退化现象,将进一步加剧结构的水平变形反应。

参考文献:

- [1] 杜修力,李洋,许成顺,等. 1995年日本阪神地震大开地铁车站震害原因及成灾机理分析研究进展[J]. 岩土工程学报, 2018, 40(2): 223-236.
Du X L, Li Y, Xu Ch Sh, et al. Review on damage causes and disaster mechanism of Daikai subway station during 1995 Osaka-Kobe Earthquake[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, 40(2): 223-236. (in Chinese)
- [2] Iwatate T, Kobayashi Y, Kusu H, et al. Investigation and shaking table tests of subway structures of the Hyogoken-Nanbu earthquake[C]// Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand: New Zealand Society for Earthquake Engineering, 2000: 1-6.
- [3] 川西智浩,清野纯史,井澤淳. 側壁の損傷に着目した開削トンネルの地震時耐力把握の2019ための実験的研究[J]. 土木学会論文集 A1, 2013, 69(4): 509-516.
Kawanishi T, Kiyono J, Izawa J. An experimental study on the failure behavior and the strength of a cut and cover tunnel[J]. Journal of JSCE A1, 2013, 69(4): 509-516. (in Japanese)
- [4] 矢的照夫,梅原俊夫,青木一二三,等. 神戸県南部地震による神戸高速鉄道・大開駅の被害とその要因分析[J]. 土木学会論文集, 1996, 537: 303-320.
Yamato T, Umehara T, Aoki H, et al. Damage to Daikai subway station of kobe rapid transit system and estimation of its reason during the 1995 Hyogoken-Nanbu earthquake [J]. Journal of JSCE, 1996, 537: 303-320. (in Japanese)
- [5] An X, Shawky A A, Maekawa K. The collapse mechanism of a subway station during the Great Hanshin

- Earthquake [J]. Cement and Concrete Composites, 1997, 19(3): 241-257.
- [6] Parra-montesinos G J, Bobet A, Ramirez J A. Evaluation of soil-structure interaction and structural collapse in Daikai subway station during Kobe earthquake [J]. ACI Structural Journal, 2006, 103(1): 113-122.
- [7] Huo H, Bobet A, Fernández G, et al. Load transfer mechanisms between underground structure and surround ground: evaluation of the failure of the Daikai station [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2005, 131(12): 1 522-1 533.
- [8] 杜修力, 王 刚, 路德春. 日本阪神地震中大开地铁车站地震破坏机理分析[J]. 防灾减灾工程学报, 2016, 36(2): 165-171.
Du X L, Wang G, Lu D Ch. Earthquake damage mechanism analysis of Dakai metro station by Kobe earthquake [J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2016, 36(2): 165-171.(in Chinese)
- [9] 杜修力, 马 超, 路德春, 等. 大开地铁车站地震破坏模拟与机理分析[J]. 土木工程学报, 2017, 50(1): 53-62.
Du X L, Ma Ch, Lu D Ch, et al. Collapse simulation and failure mechanism analysis of the Daikai station under seismic loads [J]. China Civil Engineering Journal, 2017, 50(1): 53-62. (in Chinese)
- [10] 中村晋. 地震被害程度の差異に着目した地下鉄の被害要因分析[J]. 土木学会論文集 I 卷, 2000, 654(I-52): 335-354.
Nakamura S. Evaluation of damage mechanism of subway station based on the difference damage between two damaged subway stations due to the earthquake [J]. Journal of JSCE, 2000, 654(I-52): 335-354. (in Japanese)
- [11] 李 洋, 杜修力, 许成顺. 围岩土层条件对地下框架结构地震破坏反应影响研究[J]. 北京工业大学学报, 2019, 45(10): 1-10.
Li Y, Du X L, Xu Ch Sh. Influence of surrounding soil condition to earthquake damage response of underground frame structures [J]. Journal of Beijing University of Technology, 2019, 45(10): 1-10. (in Chinese)
- [12] Iida H, Hiroto T, Yoshida N, et al. Damage to Daikai subway station [J]. Soils and Foundation, 1996(Sup): 283-300.
- [13] 杜修力, 李 洋, 赵 密, 等. 下卧刚性基岩条件下场地土-结构体系地震反应分析方法研究[J]. 工程力学, 2017, 34(5): 52-59.
Du X L, Li Y, Zhao M, et al. Seismic response analysis method for soil-structure interaction system of underlying rigid rock base soil condition [J]. Engineering Mechanics, 2017, 34(5): 52-59. (in Chinese)
- [14] Pakbaz M C, Yareevand A. 2-D analysis of circular tunnel against earthquake loading [J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2005, 20(5): 411-417.
- [15] Cilingir U, Madabhushi S P G. Effect of depth on the seismic response of square tunnels [J]. Soils and Foundations, 2011, 51(3): 449-457.
- [16] Tsinidis G, Pitilakis K, Madabhushi G, et al. Dynamic response of flexible square tunnels: centrifuge testing and validation of existing design methodologies [J]. Géotechnique, 2015, 65(5): 401-417.
- [17] 杜修力, 许紫刚, 许成顺, 等. 基于等效线性化的土-地下结构整体动力时程分析方法研究[J]. 岩土工程学报, 2018, 40(12): 2 155-2 163.
Du X L, Xu Z G, Xu Ch Sh, et al. Research on time history analysis method of soil-underground structure system based on equivalent linear method [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, 40(12): 2 155-2 163. (in Chinese)
- [18] Wang J N. Seismic design of tunnels: a state-of-the-art approach, monograph, monograph 7 [M]. New York: Parsons, Brinckerhoff, Quade and Douglas Inc, 1993.

(本文责编:赵 霞)