

DOI: 10.11779/CJGE20231153

考慮地震强度不确定性的车站韧性评估方法

张陈龙^{1,2}, 张东明^{*1,2}, 黄忠凯^{1,2}, 黄宏伟^{1,2}

(1. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092; 2. 同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092)

摘要: 地铁车站作为地下交通的枢纽, 是社会经济交流和人员交往的重要组成部分, 但其同时也面临着诸多灾害风险。以前包括地震在内的灾害, 会对地下交通网络造成严重后果, 也对城市功能造成重大损失。因此, 地铁车站等关键交通枢纽的韧性评估对于提高城市安全性和维护其功能至关重要。提供了一个考虑地震强度不确定性的综合韧性评估框架, 用于评估浅埋地铁车站在地震灾害下的鲁棒性和快速恢复能力。该框架方法利用有限元软件, 建立相关地铁车站数值模型; 然后, 通过所选择的地震动展开大量数值分析, 以便生成关于峰值地面加速度 (PGA) 的地铁车站易损性函数; 接着利用蒙特卡洛模拟进一步量化地震动强度不确定性, 并最终确定车站在各个损伤阶段的概率。最终, 通过建立地铁车站损伤概率与经济损失关系, 考虑地铁车站的恢复路径和可恢复性, 完成韧性评估。本研究通过该韧性评估框架和所计算出的韧性指标 R , 评价和讨论了性能恢复模型和场地条件对车站抗震韧性的影响。这项工作可以帮助地铁网络基于韧性设计和管理, 以支持对地震灾害的适应, 从而促进相关决策者关于资源的有效分配。

关键词: 地铁车站; 地震韧性; 地震易损性; 地震动不确定性; 恢复模型

中图分类号: TU432 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2025)01-0164-09

作者简介: 张陈龙(1997—), 博士研究生, 主要从事地下结构韧性评估与防灾减灾等方面科研工作。E-mail: zhang_cl@tongji.edu.cn。

Resilience assessment method for subway stations considering uncertainty of seismic intensity

ZHANG Chenlong^{1,2}, ZHANG Dongming^{1,2}, HUANG Zhongkai^{1,2}, HUANG Hongwei^{1,2}

(1. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of the Ministry of Education, Shanghai 200092, China)

Abstract: Subway stations serve as the vital hubs in underground transportation systems and play a critical role in facilitating social and economic exchanges as well as interpersonal interactions. However, these stations are also susceptible to various disaster risks. The historical incidents, including earthquakes, have had severe consequences on underground transit networks, leading to significant disruptions in urban functionality. Therefore, assessing the resilience of key transportation hubs such as subway stations is crucial for enhancing the urban safety and ensuring their continued functionality. The objective of this study is to provide a comprehensive resilience assessment framework for shallow-buried subway stations to evaluate their robustness and rapid recovery capability, considering the uncertainty of seismic intensity. The proposed framework involves the utilization of finite element software to build numerical models for the relevant subway stations. Subsequently, a large number of numerical analyses are conducted using the selected seismic motions to derive vulnerability functions for the subway stations based on the peak ground acceleration. Additionally, the Monte Carlo simulations are employed to further quantify the uncertainty of seismic motion intensity, ultimately determining the probabilities of damage of the subway station damage at various stages. By integrating the probabilities of damage with the relationship between damage and economic loss and considering the recovery paths and recoverability of the subway stations, a comprehensive resilience assessment is achieved. The impacts of performance recovery models, site conditions and disaster preparedness time on the seismic resilience of the subway stations are evaluated and discussed using the derived resilience index R . This research contributes to the design and management of subway networks based on resilience, enabling them to adapt to seismic disasters and facilitating the effective allocation of resources by the relevant decision-makers.

基金项目: 国家重点研发计划项目(2021YFF0502200); 国家自然科学基金项目(52108381); 上海市科委项目(22dz1201202); 城市轨道交通地下结构损伤数据库及弹性评估算法研究项目(TSY2022QT161)

收稿日期: 2023-11-27

*通信作者(E-mail: 09zhang@tongji.edu.cn)

Key words: subway stations; seismic resilience; seismic fragility; uncertainty of seismic intensity; recovery model

0 引言

地下地铁运输系统是现代城市交通网络的重要组成部分, 在城市发展和人员交流上发挥重要作用。在过去, 工程师们认为地下结构的抗震设计不是必须步骤, 因为相比较地面结构, 地下结构破坏更小, 但是严重地震灾害所造成的灾难性后果击碎了这一信心, 近年来的强烈地震灾害表明, 地下结构可能会因地震而产生严重破坏甚至倒塌。典型案例如, 1995 年日本神户大地震造成地下隧道严重破坏, 其中 Daikai 车站完全倒塌。与地面建筑不同, 地下车站在地震中的轻微损坏可能会因维护困难而造成巨大的经济损失, 而维护困难往往伴随着更高的人员伤亡风险。

针对上述现实问题, 地震灾害下地下结构的危险性分析逐渐引起了许多研究人员的广泛关注。钟紫蓝等^[1]将基于 IDA 方法的结构地震易损性分析方法引入到地铁车站结构中, 并建立浅埋地铁车站结构抗震易损性曲线; 在后续研究中, 甄立斌等^[2]研究了基于耐震时程分析法对地铁车站进行高效地震易损性分析的可行性, 并选取两层三跨地铁车站作为研究对象进行地震易损性分析。上述文献综述表明, 当前对地下地震危险性的研究仍主要集中在影响因素和地震易损性的分析上。缺乏从宏观角度对地铁车站性能损失、鲁棒性和可恢复性等进行综合分析, 无法为地下结构的抗震分析提供可靠依据。因此, 为更好地为地铁运输系统安全施工与运营服务, 地震韧性理论在近些年得到了重要发展。

当前针对单一或者多种灾害的韧性评估框架已经被提出, 并大量应用在基础设施上, 例如桥梁、交通网络和其他关键工程结构。在隧道方面, Huang 等^[3]提出了区间隧道的韧性评估框架, 用于评估地震灾害下的隧道抗震性能; Cui^[4]基于易损性分析和加权拓扑图等方法完成整个地铁系统的抗震性能评估。朱旻等^[5]建立精细化三维有限元分析模型, 研究了地面堆卸载作用下不同埋深盾构隧道结构响应特征和韧性演化规律。林星涛等^[6]基于韧性理论, 提出了多次扰动下盾构隧道结构韧性评估方法。然后, 上述研究主要针对区间隧道的韧性量化, 关于地铁车站的相关研究却很少。此外, 当前关于区间隧道的地震韧性评估中, 仅将地震强度作为定量分析, 无法量化地震强度不确定所带来的工程安全风险。

在此, 本研究提出了一种基于经济损失和恢复路径的考虑地震强度不确定性的地铁车站抗震韧性评估框架, 利用该框架可有效且可靠的完成地震灾害下

地铁车站的抗震韧性评估。该框架方法利用 ABAQUS 软件, 建立相关地铁车站数值模型; 然后, 通过所选择的地震动展开大量数值分析, 以便生成关于峰值地面加速度 (PGA) 的地铁车站易损性函数; 接着利用蒙特卡洛模拟进一步量化地震动强度不确定性, 并最终确定车站在各个损伤阶段的概率。最终, 通过联立地铁车站损伤概率与经济损失关系, 考虑地铁车站的恢复路径和可恢复性, 完成韧性评估。本研究通过该韧性评估框架和所计算出的韧性指标 R , 评价和讨论了性能恢复模型和场地条件对车站抗震韧性的影。

1 韧性评估方法

地震韧性作为专业术语, 本文中主要描述地下车站地震灾害中的鲁棒性和快速恢复性, 并采用了已经广泛使用的分析定义, 其计算公式为^[7-9]

$$R = \frac{\int_{T_0}^{T_2} Q(t) dt}{T_2 - T_0} \quad (1)$$

式中: R 为车站韧性指标; $Q(t)$ 为车站在地震灾害修复期间的功能函数; T_0 为地震发生时间, T_2 为车站修复结束时间。图 1 为地铁车站抗震韧性概念定义图, 其中 T_0 为地震灾害发生时间, T_1 为车站开始修复时间, T_2 为车站修复完成时间。

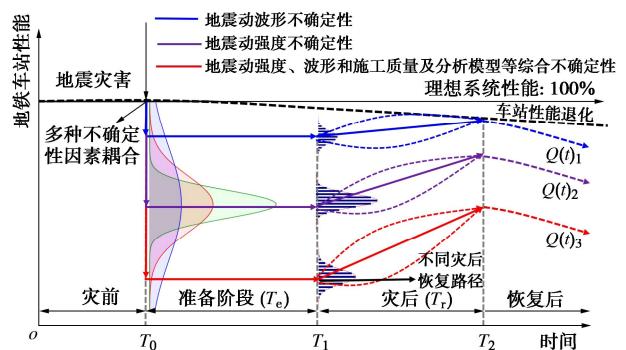


图 1 地铁车站韧性

Fig. 1 Resilience of subway stations

1.1 韧性评估框架概述

本文所提出的地铁车站韧性评估框架基于地铁车站横向全动态数值分析方法, 其可以考虑多种不确定性参数。推导地铁车站抗震韧性的评估框架如图 2 所示。拟议的方法分为以下 7 个步骤:

- (1) 检查并收集韧性评估对象的结构特征、所在场地类型和地震动输入等, 全面获取模型物理信息。
- (2) 利用从步骤 (1) 中收集的物理信息, 建立动力分析数值模型, 同时将所确定的地震动调幅输入

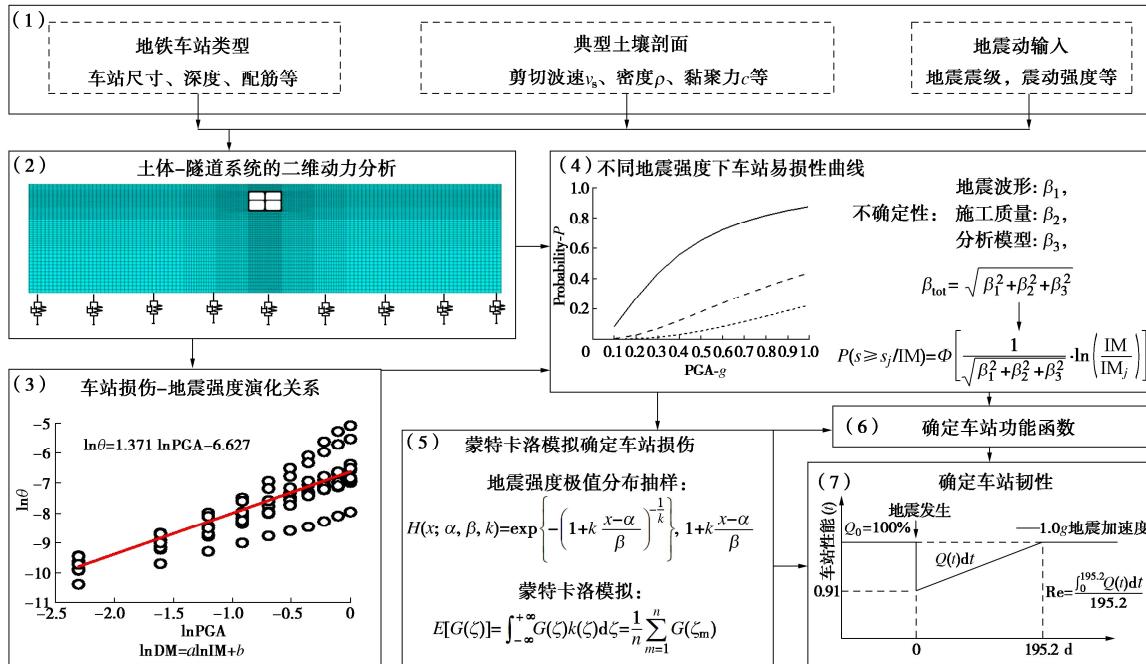


图 2 地铁车站地震韧性评估框架

Fig. 2 Framework for seismic resilience assessment of subway stations

到数值模型中, 完成有限元模型增量动力分析(IDA)。

(3) 确定层间位移比作为车站损伤度量(DM)和相应的车站损伤状态(DS), 并分析地震强度指标(PGA)和损伤度量(DM)的对数线性关系, 获取不同损伤状态下对应的地震强度 IM_{Si} 这一关键参数。

(4) 依据步骤(3)获得的对数 IM -DM 的关系式, 获取地震动对数标准差 β_1 , 并联立施工质量标准差 β_2 和分析模型标准差 β_3 , 获得总标准差 β_{tot} 这一关键参数, 依据 IM_{Si} 和 β_{tot} 生成车站易损性曲线。

(5) 针对地震强度 PGA 的极值分布展开蒙特卡洛抽样, 获取大量 PGA 样本, 并将 PGA 样本导入步骤(4)获得的车站易损性曲线, 利用蒙特卡洛模拟进一步量化地震动强度不确定性, 并最终确定车站在各个损伤阶段各个损伤阶段的概率。

(6) 依据步骤(5)生成车站在不同地震强度下各个损伤阶段的概率, 联立损失系数和恢复时间来生成损失函数和恢复函数, 并进一步确定车站功能函数。

(7) 通过车站功能函数在地震灾害扰动期间对时间的积分, 完成车站韧性评估工作。

该韧性框架可通过易损性分析和蒙特卡洛模拟来构建功能函数, 评估地铁车站吸收地震造成的破坏并从中快速恢复的能力, 这些部分将在以下章节中详细阐述。

1.2 车站功能函数

车站功能可以表征地铁车站在地震灾害发生前后

的性能损失和恢复情况, 是韧性评估的重要组成部分。在构建车站功能函数时, 通常假定地震灾害发生前性能无损失, 不考虑车站功能退化, 且在修复过程结束后车站性能将完全恢复。车站功能函数可由 Cimellaro 等^[10]所提出的公式计算:

$$Q(t) = 1 - [L(I) \cdot \{H(t - T_1) - H(t - T_2)\} \cdot f_{\text{rec}}(t, T_1, T_2 - T_1)] \quad (T_0 < t < T_2) \quad (2)$$

式中: $L(I)$ 和 $f_{\text{rec}}(t, T_1, T_2 - T_1)$ 分别为车站损失函数和恢复函数, 可由式(4)~(8)所确定, 下文将展开详细叙述; $H(x)$ 为海维赛德阶跃函数, 表达式如下所示:

$$H(x) = \begin{cases} 1 & (x \geq 0) \\ 0 & (x < 0) \end{cases} \quad (3)$$

依据式(2)构建的站功能函数, 对受损期间的时间进行积分, 即可获得地铁车站韧性指数的定量评估。

(1) 损失函数

在构建车站功能函数时, 损失函数可以计算鲁棒性^[11-14], 是功能函数的重要组成。Cimellaro 等^[15]认为建筑物的功能可以根据直接经济损失计算。借鉴该思路, 得到车站结构损失函数^[8-9, 15-16]:

$$L(I) = \sum_{i=1}^N p_i u_i \quad (4)$$

式中: $L(I)$ 为车站损失函数; p_i 为车站达到损伤状态 i 时的概率; u_i 为车站达到损伤状态 i 时所需的修复系数, 修复系数含义为车站维修费用和重建成本之比, 具体的相关系数如表 1 所示。

表 1 各损伤阶段的修复系数^[9]

损伤状态	维修成本比例
S ₁ -无损伤	0
S ₂ -轻微损伤	0.10
S ₃ -中等损伤	0.25
S ₄ -严重损伤	0.75
S ₅ -垮塌	1

(2) 恢复函数

恢复函数可用于表征地铁车站在地震灾害发生后恢复阶段的修复进度和速度, 表示车站的可恢复性, 其代表的恢复持续时间和恢复功能对于评估地震韧性至关重要^[16]。本节在 Cimellaro 等^[15]和 Kassem 等^[16]的研究基础上, 分别考虑迅速抢修、匀速修复和先慢后快修复这 3 种车站修复方式, 选择与之对应的指数函数、线性函数和三角函数 3 种恢复模型来表征地铁车站在地震灾害发生后恢复阶段的修复进度和速度。其中线性函数恢复模型的表达式如下:

$$f_{\text{rec}}(t, T_1, T_2 - T_1) = 1 - \frac{t - T_1}{T_2 - T_1} \quad . \quad (5)$$

三角函数恢复模型的表达式为

$$f_{\text{rec}}(t, T_1, T_2 - T_1) = \frac{1}{2} \cdot \left[1 + \cos \frac{\pi(t - T_1)}{T_2 - T_1} \right] \quad . \quad (6)$$

指数函数恢复模型的表达式为

$$f_{\text{rec}}(t, T_1, T_2 - T_1) = \exp \left[-(t - T_1) \frac{\ln 200}{T_2 - T_1} \right] \quad . \quad (7)$$

式 (5) ~ (7) 中: T_1 为车站修复开始时间, T_2 为车站修复结束时间。修复过程所需总时间为^[8]

$$T_{\text{total}} = T_2 - T_1 = \sum_{i=1}^N t_i \cdot p_i \quad . \quad (8)$$

式中: t_i 为车站损伤状态为 i 时, 将其完全修复所需的时间。参照中国规范^[17], 确定车站各个损伤状态所需的修复时间如表 2 所示。

表 2 各损伤阶段的维修时间^[17]Table 2 Repair time for different stages of damage^[17]

损伤状态	维修时间/d
S ₁ -无损伤	0
S ₂ -轻微损伤	0.5
S ₃ -中等损伤	2.4
S ₄ -严重损伤	45
S ₅ -垮塌	210

1.3 车站损伤状态定义

选定 PGA 作为韧性分析的地震强度指标^[13]。此外, 地铁车站在地震荷载作用下, 破坏形式主要以车站层间错动破坏为主。因此为充分反映地震灾害下车站的破坏特征和损伤演化趋势, 在前人的研究和应用基础上^[11], 将层间位移角 (IDR) 作为损伤度量 (DM)

和工程需求参数, 其计算公式为

$$\theta = \frac{W}{H} \quad . \quad (9)$$

式中: θ 为层间位移角; W 为车站顶板相对底板的水平位移; H 为车站层高。此外, Du 等^[12]通过统计 18 个具有框架截面的地铁车站, 综合确定了车站不同损伤状态的层间位移角如表 3 所示, 借鉴其研究结果作为车站损伤状态判别标准。

表 3 地铁车站的损坏状况和层间位移角阈值^[12]Table 3 Damage stages and thresholds of inter-storey drift ratio in subway stations^[12]

损伤状态	IDR:θ
S ₁ -无损伤	$\theta < 0.08\%$
S ₂ -轻微损伤	$0.08\% \leq \theta < 0.29\%$
S ₃ -中等损伤	$0.29\% \leq \theta < 0.62\%$
S ₄ -严重损伤	$0.62\% \leq \theta < 0.96\%$
S ₅ -垮塌	$0.96\% \leq \theta$

1.4 车站地震易损性分析

在本文所提出的车站韧性评估框架中, 车站易损性分析是韧性分析的基础。车站结构的地震易损性分析具体表现为地铁车站在不同强度的地震动作用下, 超过不同损伤程度的概率,

$$F_i(x) = P(S \geq s_i / \text{IM} = x) \quad (i = 1, 2, 3, \dots, n) \quad . \quad (10)$$

式中: S 为地铁车站在地震灾害后的工程需求参数; s_i 为地铁车站所对应的第 i 种损伤状态阈值; IM 为地震波强度; n 为地下车站的损伤状态数量。

当前基于数值模拟方式的增量动力分析仍是获得地铁车站地震易损性的常用方法^[8-9]。

在地震易损性分析中, 通常假定地震灾害下的结构动力响应服从对数正态分布^[8-9], 因此综合式 (10), 地震易损性函数为

$$P(s \geq s_j / \text{IM}) = \Phi \left[\frac{1}{\sqrt{\beta_1^2 + \beta_2^2 + \beta_3^2}} \cdot \ln \frac{\text{IM}}{\text{IM}_j} \right] \quad . \quad (11)$$

式中: P 为确定地震动强度 IM 下, 地铁车站达到某种损伤状态的超越概率; Φ 为标准正态分布; IM_j 为地下车站不同损伤状态阈值所对应的地震强度平均值; β_1 为地震动不确定性的标准偏差; β_2 为施工质量不确定性的标准偏差; β_3 为材料和分析模型不确定性引入的标准偏差。根据 FEMA-P695^[14], 本文中 β_2 和 β_3 分别为 0.3 和 0.2。

1.5 量化地震动不确定性

(1) 地震动强度分析

当前, 地震动强度的概率分布符合极值分布已在地震工程研究中所广泛接受^[4]。针对本文所选定的峰值地面加速度 (PGA), 被认为分别遵循极值 II 型分布^[4], 概率公式为

$$H(x; \alpha, \beta, k) = \exp \left[- \left(1 + k \frac{x - \alpha}{\beta} \right)^{-\frac{1}{k}} \right] \quad \left| 1 + k \frac{x - \alpha}{\beta} \right|. \quad (12)$$

式中, x 为 PGA 强度值; α 为位置参数; β 为尺度参数; k 为形状参数。

地铁车站地震易损性被定义为地下结构在地震作用下在一定时间内达到特定破坏状态的概率。它是一个总概率, 可表示为^[4]

$$P_{\text{Tot},i} = \int_0^{\infty} P(S \geq s_i | IM=x) d[H(x; \alpha, \beta, k)] \quad (i=1, 2, 3, \dots, n). \quad (13)$$

式中, $P(S \geq s_i | IM=x)$ 为 PGA 为 x 时地铁车站结构出现第 i 种破坏状态的概率, 由式 (2) 确定; $H(x; \alpha, \beta, k)$ 为某一时间段内发生 PGA 为 x 地震的概率, 由式 (12) 确定; $h(x; \alpha, \beta, k)$ 为地震 PGA 为 x 的概率密度。

(2) 蒙特卡洛模拟

依据 1.4 和 1.5 (1) 节可知, 基于式 (10) ~ (13) 可以计算某一时间段内地铁车站结构的地震易损性。若利用式 (13) 计算地震易损性, 将会陷入十分复杂的积分运算, 计算成本过高, 且不能保证地震易损性完全可积。综上, 本文研究将采用蒙特卡罗方法计算地震易损性。

假设 ζ_m 是随机变量 ζ 的一系列样本, 而 E 是 ζ 的数学期望, 假设任意 ε 的取值都大于 0, 即根据 Wiener-khinchin 大数定律, 当抽样样本数量 n 趋近于无穷时, 存在^[18]:

$$\lim_{n \rightarrow \infty} P \left[\left(\left| \frac{1}{n} \sum_{m=1}^n \zeta_m \right| - E \right) < \varepsilon \right] = 1. \quad (14)$$

式中, 根据概率论可知, 当样本数目 n 趋于无穷时, 样本 ζ_m 的算术平均值将收敛于数学期望 E 。因此, 根据随机变量 ζ 的概率密度函数 $k(\zeta)$, 生成一系列随机样本 $\zeta_1, \zeta_2, \zeta_3, \dots, \zeta_n$ 后, 任意函数 $G(\zeta_m)$ 的算数平均值将可看作 $G(\zeta_m)$ 的数学期望:

$$E[G(\zeta)] = \int_{-\infty}^{+\infty} G(\zeta) k(\zeta) d\zeta = \frac{1}{n} \sum_{m=1}^n G(\zeta_m). \quad (15)$$

基于上述分析, 根据地震 PGA 分布概率函数式 (5), 生成一系列地震 PGA 样本值 (如 $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$), 联立式 (11), (13), (15), 地铁车站结构的地震易损性概率为

$$P_{\text{Tot},i} = \frac{1}{n} \sum_{m=1}^n F_i(x_m). \quad (16)$$

2 土体-车站有限元数值建模

2.1 车站性质

选定中国某地典型的双层双跨地铁车站进行韧性评估, 车站埋深 4.6 m, 采用平面应变实体单元进行模拟, 中柱和侧墙采用相同的 C50 混凝土。该车站详细的结构尺寸及截面配筋如图 3 所示, 值得注意的是, 为考虑计算效率和成本, 数值建模仅考虑主筋建模, 混凝土保护层设置为 5 cm, 配筋率设置为 0.6%。

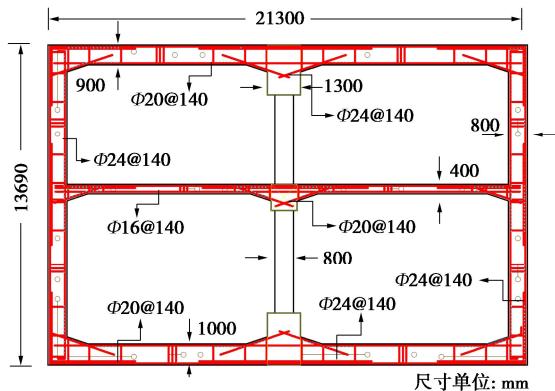


图 3 车站结构尺寸及配筋

Fig. 3 Structural dimensions and reinforcement of a station

混凝土塑性损伤本构模型是基于各向同性弹性损伤和各向同性拉伸与压缩塑性理论来反映材料的非弹性变形, 表征损伤带来的刚度退化, 通过引入损伤变量来量化混凝土损伤演化与塑性滑移之间的相互作用^[19]。车站主体结构为 C50 强度混凝土, 本文选定混凝土塑性损伤本构用于模拟衬砌, 相关混凝土材料属性参考《混凝土结构设计规范: GB50010—2010》^[20]进行设置, 具体混凝土材料属性如表 4 所示。

表 4 C50 混凝土材料属性^[20]

Table 4 Material properties of C50 concrete^[20]

密度/(kg·m ⁻³)	弹性模量/GPa	泊松比	黏度系数 $\mu/(s^{-1})$
2420	34.5	0.2	1×10^{-5}
膨胀角 $\Psi/(^\circ)$	偏心率 ξ	σ_{b0}/σ_{c0}	K_c
38	0.1	1.16	2/3

车站结构的钢筋以 HRB335 为主, 参考中国混凝土结构设计规范 (GB50010—2010)^[20] 和相关研究成果^[19], 采用弹塑性本构模拟钢筋, 具体属性如表 5 所示。

表 5 钢筋材料属性^[19]

Table 5 Material properties of reinforcing steel^[19]

密度/(kg·m ⁻³)	弹性模量/GPa	泊松比
7800	210	0.3
失效应变	失效强度/MPa	极限强度/MPa
0.14	335	419

2.2 土体性质

选取《建筑抗震设计规范: GB50011—2010》^[21] 中所定义的 3 场地条件, 分别是场地类型 I、II 和 III。3 场地条件均采用莫尔库仑本构模拟土体, 3 种场地详

细的剪切波速 v_s 、密度 ρ 、内聚力 c 和摩擦角 φ 随埋深变化如图 4 所示。

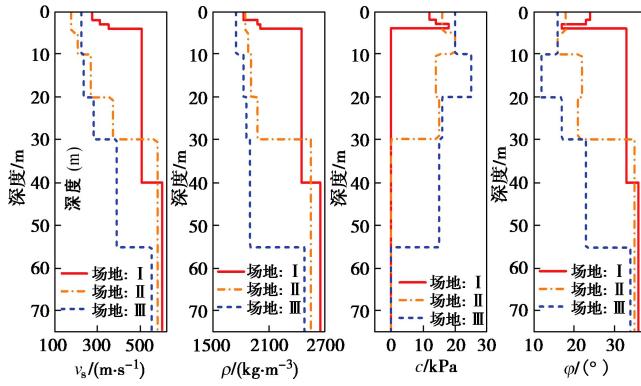


图 4 场地的剪切波速 v_s 、密度 ρ 、黏聚力 c 和摩擦角 φ

Fig. 4 Shear wave velocity v_s , density ρ , cohesion c and friction angle φ for three types of sites

2.3 地震动选择

为准确展开地震动作用下地铁车站韧性评估工作, 确定足够数量的且合理的地震波至关重要。一般而言, 选择 10 条地震波即可以满足计算所需的地震波数量要求。在美国太平洋地震工程研究 (PEER) 数据库 (<https://ngawest2.berkeley.edu/>)^[22] 中选定 10 条不同的地震波记录作为地震动进行分析。地震动记录的选择是在加速度反应谱匹配的基础上进行的, 这是最常见的方法。最后将所选取的地震动记录采取调幅的方式以 $0.1g$ 为梯度, 从 $0.1g$ 缩放到 $1.0g$, 并将缩放形成 100 条地震波输入到有限元模型中, 以完成增量动力分析。地震波的详细数据如表 6 所示。

表 6 地震波选择

Table 6 Determination of seismic waves

编号	地震波名	时间	震级/MW	PGA/g
EQ1	Superstition Hills-1	1987	6.22	0.13
EQ2	Parkfield-02_CA	2004	6.00	0.62
EQ3	Tottori_Japan	2000	6.61	0.39
EQ4	Kobe_Japan	1995	6.90	0.32
EQ5	Loma Prieta	1989	6.93	0.16
EQ6	Kern County	1952	7.36	0.15
EQ7	Parkfield	1966	6.19	0.24
EQ8	Borrego Mtn	1968	6.63	0.16
EQ9	Northridge-01	1994	6.69	0.23
EQ10	Imperial Valley-02	1940	6.95	0.28

为量化地震动强度不确定性, 参考前人的研究成果^[4], 并假定双层双跨车站所在区域为 9 级抗震设防烈度区, 其 50 a PGA 的概率分布函数为

$$F_{\text{PGA}}(x) = \exp \left[\ln 0.9 \times (\text{PGA}_0 / x)^6 \right] \quad [4] \quad (17)$$

式中: PGA_0 为该地抗震设防强度, 即 50 a 内超过 10% 概率的峰值地面加速度, PGA_0 为 $0.4g$ 。

2.4 建立土体-车站数值模型

利用 ABAQUS 软件建立考虑土体-车站耦合作用的有限元数值模型 (二维), 该软件可通过全时程动态

分析方法完成土体-车站地震响应计算。整个数值模型宽度设置为 300 m, 以期最大限度的减少潜在的边界效应, 高度设置为 74 m, 与其他类似研究一致^[7]。

有限元模型横向的两端边界采用 MPC 运动耦合设置, 以使得两端边界同时运动, 该运动学连接约束已被广泛运用于地下结构地震响应分析中^[7, 9]。有限元模型的底边边界, 采用 Lysmer 等^[7]所提出的方法, 通过设置正确的阻尼器, 利用阻尼器施加地震波以此完成有限元模型地震荷载的施加, 详细模型尺寸及边界条件如图 5 所示。阻尼器系数 C 由质量密度 ρ 、剪切波速 v_s 和每个阻尼器 A 的“控制面积”的乘积确定:

$$C = \rho \times v_s \times A \quad (18)$$

有限元模型车站和土体均采用 CPE4R 单元; 钢筋单元采用 T3D2 单元; 网格敏感性符合 Lysmer 等^[7]研究要求。钢筋采用内置方式 (embed) 嵌入车站衬砌中; 衬砌与周边土体法向行为采用硬接触关系, 切向行为采用罚函数关系, 摩擦系数设置为 0.6^[9]。

3 地铁车站韧性评估

3.1 建立车站易损性

如 1.2 和 1.3 节所述, 为正确表征地震动下地铁车站的结构性能, 需要引入两个中间变量, 即车站 DM 和 IM; 同时, 车站易损性曲线的生成也需要两个参数, 即不同损伤状态阈值所对应的地震强度均值 IM_j 和表征地震动不确定性的标准偏差 β_1 。在本文中, 同样采用了对数线性回归分析方法, 分别采用 DM 和 IM 的自然对数 ($\ln IDR$) 和 ($\ln PGA$) 作为因变量和自变量, 根据数值分析结果的回归模型和表 3 中的损伤状态定义, 确定不同损伤状态阈值所对应的地震强度均值 IM_j , 并进一步确定表征地震动不确定性的标准偏差 β_1 。

(1) 地震概率需求模型

图 6 分别为地铁车站结构在 3 种典型场地条件 I、II 和 III 下的 $\ln PGA$ 和对数 $\ln IDR$ 的关系演变。图 6 中不同的点代表了双跨地铁车站在 3 种典型场地条件下, 随着 PGA 的增加, 而相应产生的 IDR, 红色实线代表这些 IDR 数据的回归拟合曲线。在确定好 IM 和 DM 的回归关系后, 可根据回归方程结合表 3 中的不同损伤状态定义, 计算出不同损伤状态阈值所对应的地震强度均值 IM_j , 同时计算出表征地震动不确定性的标准偏差 β_1 , 并结合 β_2 和 β_3 生成最终总不确定性标准差。从图 6 中可以看出, 随着 PGA 的不断增长, 车站 IDR 也呈增长趋势, 两者的拟合生成的对数线性关系, 标准差 β_1 均小于 0.8, 相关系数 R^2 均大于 0.7, 说明 $\ln PGA$ 与 $\ln IDR$ 具有良好的线性相关关系, 后续

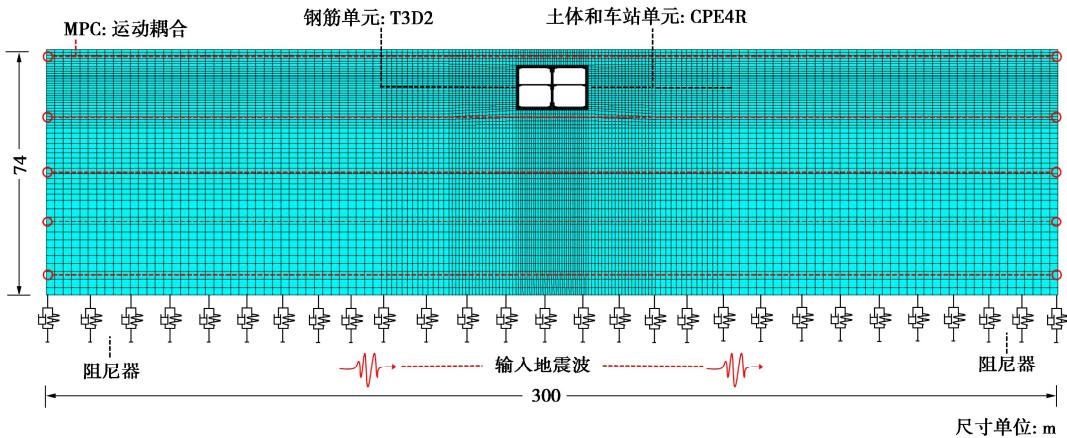


图 5 数值模型尺寸和边界条件

Fig. 5 Numerical model dimensions and boundary conditions

的易损性分析将是合理可靠的。

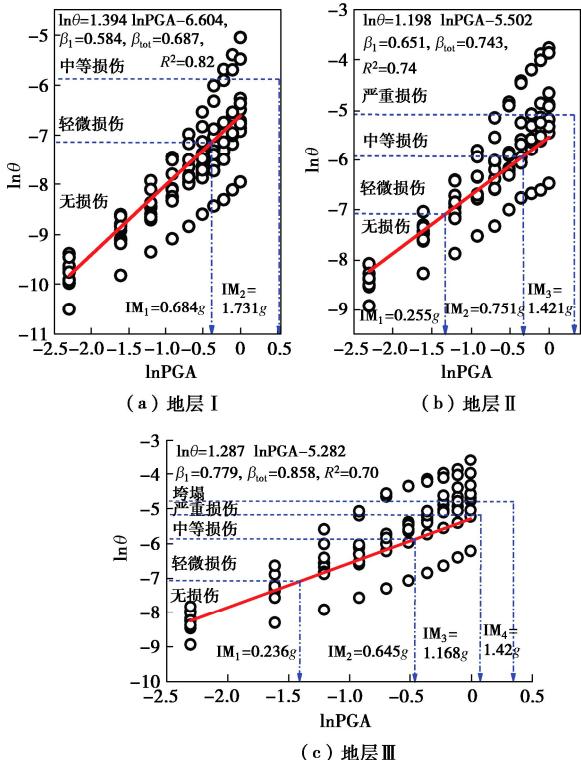


图 6 不同地层类型下地震强度和结构需求关系

Fig. 6 Relationship between seismic intensity and structural demand in different stratigraphic types

(2) 车站易损性评估

图 7 为地铁车站在 3 种典型场地条件下的实际损伤概率。从图 7 中可以看出双跨车站在不同场地类别下损伤概率曲线的差异，表明场地类别对车站地震易损性具有显著影响。此外，PGA 的强度变化对车站实际损伤概率的影响更为明显。以图 7 (c) 中双跨车站在 3 类地层中的损伤概率为例，在 0.1g PGA 时，车站轻微、中等、严重损伤和垮塌概率分别为 14.36%，1.28%，0.15% 和 0.05%；在 0.5g PGA 时，车站轻微、中等、严重损伤和垮塌概率分别增长到为 42.59%，

22.17%，7.86% 和 8.28%；在 1.5g PGA 时，车站损伤程度大幅度增加，垮塌概率增加到 45.77%。综上可知，量化地震动强度不确定性给地铁车站所带来的安全风险，以期做好相应的结构安全储备并提高车站韧性是十分重要的，下文将采用蒙特卡罗模拟方法来展开相应研究。

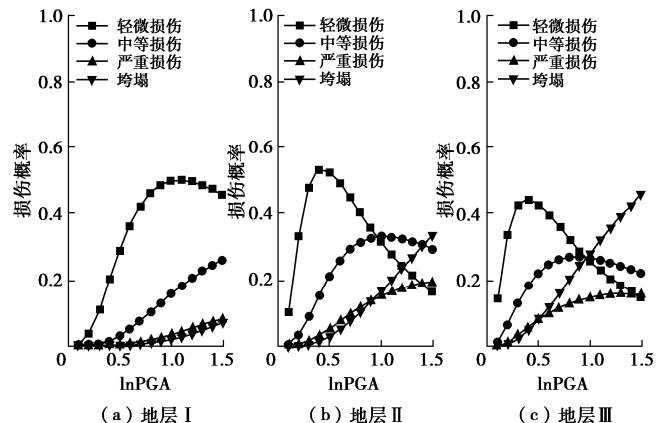


图 7 不同地层类型下双跨车站易损性

Fig. 7 Vulnerability of double-span stations in different stratigraphic types

作为典型案例分析，假定双层双跨车站所在区域为 9 级抗震设防烈度区，该区域抗震设防 PGA 为 0.4g。基于上述地铁车站分析和式 (17) 所给定的关于 PGA 强度的极值分布，采用蒙特卡罗方法抽样生成十万个随机 PGA 样本，并联立抽取的 PGA 样本和图 7 中 3 种典型场地不同 PGA 强度下的地铁车站地震损伤概率，建立地铁车站实际损失概率表 7 所示。

表 7 地铁车站地震实际损伤概率

Table 7 Actual probabilities of seismic damage in subway stations

场地类型	轻微损伤	中等损伤	严重损伤	垮塌
I类场地	0.1132	0.0069	0.0007	0.0002
II类场地	0.4506	0.0911	0.0153	0.0067
III类场地	0.4042	0.1256	0.0335	0.0267

3.2 车站韧性评估

在计算地震灾害下的建筑功能时, Cimellaro 等^[15]认为建筑物的功能可以根据直接经济损失计算。该思路也大量运用在地震韧性评估的研究中^[8-9, 15-16]。借鉴该思路, 基于 3.1 节所整理 3 种典型地铁站在不同场地条件下易损性数据, 并结合 1.2 节所提出的车站功能损失和恢复时间计算方法, 进一步探讨不同影响因素对地下车站抗震韧性的影响, 计算车站功能损失和恢复时间如表 8 所示。本节将基于所确定 9 级抗震设防烈度区下的双跨车站功能损失和恢复时间, 进一步展开恢复模型和场地类型的韧性影响分析。

表 8 地铁车站功能损失和恢复时间

Table 8 Losses of performance and recovery time of subway stations

参数	I类场地	II类场地	III类场地
功能损失	0.0137	0.0861	0.1236
恢复时间/d	0.1434	2.5475	7.6207

(1) 恢复模型影响

为探求不同恢复模型对车站韧性的影响, 分别考虑指数函数、线性函数和三角函数 3 种恢复模型, 其分别对应了迅速抢修、匀速修复和无法迅速修复 3 种车站修复方式。本节将双跨车站在场地类别为 III 时作为韧性计算典型工况, 比较不同恢复模型对车站韧性的影响, 如图 8 所示。从图 8 中可以看出, 相同工况下, 采用迅速抢修的指数函数恢复模型所计算韧性值要明显大于线性函数和三角函数恢复模型; 线性函数恢复模型所计算韧性值要略微大于三角函数恢复模型; 3 种恢复模型所计算的韧性值分别为 0.9770, 0.940 和 0.938, 此时地铁车站表现为高韧性^[3]。

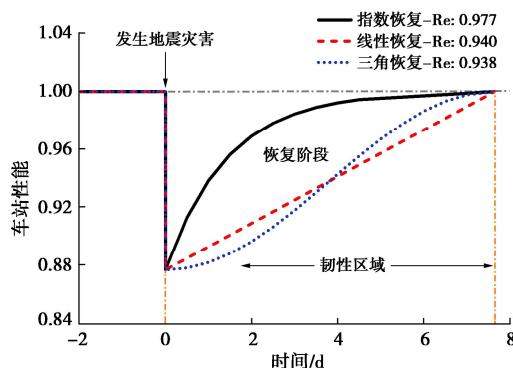


图 8 不同功能恢复函数韧性对比

Fig. 8 Comparison of resilience of different performance recovery functions

(2) 场地类型影响

为探求不同场地条件对车站韧性的影响, 本节将恢复模型为指数函数时作为韧性计算典型工况, 比较场地条件为 I 、 II 和 III 时对车站韧性的影响, 并作图 9 所示。从图 9 中可以看出, 相同工况下, 采用场地条件为 I 时所计算韧性值要明显大于 II 和 III 时; 采用

场地条件为 II 时所计算韧性值要明显大于 III 时; 3 种场地条件所计算的韧性值分别为 0.997, 0.984, 0.977, 参考 Huang 等^[3]的研究, 此时地铁车站表现为高韧性。在实际工程中, 在地铁车站施工建设前, 选取地质条件良好的区域作为建设用地, 能很大程度提高地铁车站的韧性, 更好的保障地铁车站功能正常运转。

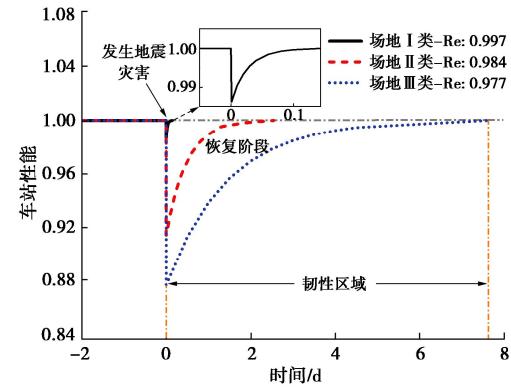


图 9 不同场地条件韧性对比

Fig. 9 Comparison of resilience in different site types

4 结论

本研究提供了一种简单、可行且实用的考虑地震动强度不确定性的地铁车站抗震韧性评估框架。通过该韧性评估框架和所计算出的韧性指标 R , 评价和讨论了性能恢复模型和场地条件对车站抗震韧性的影
响, 得到以下 4 点结论。

(1) 本文提出了一种基于经济损失和恢复路径的地铁车站抗震韧性评估框架, 利用该框架可有效且可靠的完成地震灾害下地铁车站的抗震韧性评估。

(2) 提出的抗震韧性评估框架被成功应用于典型双跨地铁车站的进一步韧性评估, 并深入讨论了两个突出参数对地铁车站抗震韧性的影
响。

(3) 相同工况下, 采用迅速抢修的指数函数恢复模型所计算韧性值要明显大于线性函数和三角函数恢复模型, 采取迅速抢修的恢复方式是地铁车站抗震韧
性提升的重要影响因素。

(4) 场地条件为 I 、 II 和 III 时车站韧性值分别为 0.997, 0.984, 0.977, 在 I 类场地的抗震韧性相对 II 和 III 类场地分别提高 1.3% 和 2.0%。

参考文献:

- [1] 钟紫蓝, 申轶尧, 郝亚茹, 等. 基于 IDA 方法的两层三跨地
铁地下结构地震易损性分析 [J]. 岩土工程学报, 2020,
42(5): 916-924. (ZHONG Zilan, SHEN Yiyao, HAO Yaru, et
al. Seismic fragility analysis of two-story and three-span
metro station structures based on IDA method[J]. Chinese
Journal of Geotechnical Engineering, 2020, 42(5): 916-924.
(in Chinese))

- [2] 甄立斌, 史跃波, 钟紫蓝, 等. 基于耐震时程分析法的高效地下结构地震易损性分析[J]. 岩土工程学报, 2023, **45**(4): 777-784. (ZHEN Libin, SHI Yuebo, ZHONG Zilan, et al. Efficient seismic fragility of underground structures using endurance time analysis method[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2023, **45**(4): 777-784. (in Chinese))
- [3] HUANG Z K, ZHANG D M, PITILAKIS K, et al. Resilience assessment of tunnels: Framework and application for tunnels in alluvial deposits exposed to seismic hazard[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2022, **162**: 107456.
- [4] CUI C Y, XU M Z, XU C S, et al. An ontology-based probabilistic framework for comprehensive seismic risk evaluation of subway stations by combining Monte Carlo simulation[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2023, **135**: 105055.
- [5] 朱 昊, 陈湘生, 夏长青, 等. 地面堆载下盾构隧道结构韧性演化规律研究[J]. 岩土工程学报, 2024, **46**(1): 35-44. (ZHU Min, CHEN Xiangsheng, XIA Changqing, et al. Resilience evolution of shield tunnel structure under ground surcharge[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2024, **46**(1): 35-44. (in Chinese))
- [6] 林星涛, 陈湘生, 苏 栋, 等. 考虑多次扰动影响的盾构隧道结构韧性评估方法及其应用[J]. 岩土工程学报, 2022, **44**(4): 591-601. (LIN Xingtao, CHEN Xiangsheng, SU Dong, et al. Evaluation method for resilience of shield tunnel linings considering multiple disturbances and its application[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2022, **44**(4): 591-601. (in Chinese))
- [7] LYSMER J, KUHLEMAYER R L. Finite dynamic model for infinite media[J]. Journal of the Engineering Mechanics Division, 1969, **95**(4): 859-877.
- [8] HU J, WEN W P, ZHAI C H, et al. Seismic resilience assessment of buildings considering the effects of mainshock and multiple aftershocks[J]. Journal of Building Engineering, 2023, **68**: 106110.
- [9] HUANG Z K. Resilience evaluation of shallow circular tunnels subjected to earthquakes using fragility functions[J]. Applied Sciences, 2022, **12**(9): 4728.
- [10] CIMELLARO G P, REINHORN A M, BRUNEAU M, 2006. Quantification of seismic resilience[M]. Proc. 8th Nat. Conf. Earthquake Eng, 2006, **8**: 1-10.
- [11] JIANG J W, XU C S, EL NAGGAR H M, et al. Improved pushover method for seismic analysis of shallow buried underground rectangular frame structure[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2021, **140**: 106363.
- [12] DU X L, JIANG J W, EL NAGGAR M H, et al. Interstory drift ratio associated with performance objectives for shallow-buried multistory and span subway stations in inhomogeneous soil profiles[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2021, **50**(2): 655-672.
- [13] JIANG J W, EL NAGGAR M H, DU X L, et al. Seismic fragility curves for shallow buried subway station using pushover-based method[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2023, **135**: 105059.
- [14] Quantification of Building Seismic Performance Factors: FEMA-P695[S]. Federal Emergency Management Agency, 2009.
- [15] CIMELLARO G P, REINHORN A M, BRUNEAU M. Seismic resilience of a hospital system[J]. Structure and Infrastructure Engineering, 2010, **6**(1/2): 127-144.
- [16] KASSEM M M, MOHAMED NAZRI F. Integrated approach between seismic resilience and vulnerability indexes with regularity index for vertical irregularity planar frames risk assessment[J]. Bulletin of Earthquake Engineering, 2023, **21**(4): 1903-1941.
- [17] 城市工程系统抗震韧性评价导则: RISN-TG041-2022[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2022. (Guideline for Evaluation of Seismic Resilience Assessment of Urban Engineering Systems: RISN-TG041-2022[S]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2022. (in Chinese))
- [18] SUN Q Q, GUO X F, DIAS D. Evaluation of the seismic site response in randomized velocity profiles using a statistical model with Monte Carlo simulations[J]. Computers and Geotechnics, 2020, **120**: 103442.
- [19] HUANG Z, ZHANG C L, MA S K, et al. Study of the mechanical behaviour and damage characteristics of three new types of joints for fabricated rectangular tunnels using a numerical approach[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2021, **118**: 104184.
- [20] 混凝土结构设计规范: GB50010—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015. (Code for Design of Concrete Structures: GB50010—2010[S]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2015. (in Chinese))
- [21] 建筑抗震设计规范: GB 50011—2010[S]. 北京: 中国建筑出版社, 2010. (Code for Seismic Design of Building: GB 50011—2010[S]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2010. (in Chinese))
- [22] Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER). PEER Strong Motion Database[DB/OL]. Berkeley, CA: University of California, Berkeley, 2000.