地震作用下高架车站结构的力学响应研究

袁 红[1] 王忠帅[2]
1. 南昌轨道交通集团有限公司，江西 南昌 330000
2. 大连海事大学，辽宁 大连 116026

[摘要]文中针对南昌一高架车站的地震响应进行了研究，基于当地地震环境和规范，选取了6度设防烈度和EI Centro地震波进行分析。模态分析显示，车站结构自振特性良好，符合设计标准。随后，通过时程反应分析，探讨了多遇及罕遇地震下，主要构件的位移和加速度变化，结果表明结构表现稳定，混凝土损伤主要表现为受拉损伤。
[关键词]高架车站；地震响应；模态分析；混凝土损伤
DOI：10.33142/ec.v7i11.14240 中图分类号：TU311.3 文献标识码：A

Study on the Mechanical Response of Elevated Station Structures under Earthquake Action

YUAN Hong[1], WANG Zhongshuai[2]
1. Nanchang Rail Transit Group Co., Ltd., Nanchang, Jiangxi, 330000, China
2. Dalian Maritime University, Dalian, Liaoning, 116026, China

Abstract: The seismic response of an elevated railway station in Nanchang was studied in this article. Based on the local seismic environment and regulations, a seismic intensity of 6 degrees and EI Centro seismic waves were selected for analysis. Modal analysis shows that the station structure has good natural vibration characteristics and meets the design standards. Subsequently, through time history response analysis, the displacement and acceleration changes of the main components under frequent and rare earthquakes were explored. The results showed that the structure exhibited stability, and concrete damage was mainly manifested as tensile damage.
Keywords: elevated stations; earthquake response; modal analysis; concrete damage

引言

随着轨道交通的迅速发展，高架车站数目逐渐增多，如果高架车站结构在地震中发生严重破坏，将会产生更加严重的损失。所以，开展高架车站结构抗震性能的系统研究，具有重要的科学意义和工程应用价值。目前已有不少学者对城市轨道交通高架车站结构的抗震性能进行了初步研究，例如，赵亮[1]，利用三维空间有限元法对上海轨道交通6号线外高桥车站这一国内首座独柱式大悬臂高架车站的动力特性进行了计算分析，并根据反应谱理论分析了该车站的抗震能力。肖敬华[2]研究团队利用SAP2000软件建立了地铁车站与高架桥的整体分析模型，并进行了整体有限元计算。通过计算结果，评估了该工程共建方案的可行性。Carbonari等[3]考虑桩-土与桩-桩之间的动力相互作用，分析了SSI效应对铁路连续梁桥的地震反应影响规律及其重要性；束洋[4]采用Pushover能力谱分析法对高架车站结构的抗震性能进行了研究。通过考察层间位移角和塑性铰的出现机制，得到了易损性曲线和易损性矩阵。李文斌[5]阐述了在城市轨道交通中，“建桥合一”高架车站结构的抗震分析方法及其重要性，通过实例分析和软件应用，提出了优化抗震设计的具体策略。通过对不同高架车站抗震性能分析，以及不同抗震分析方法，可以为相关工程项目的设计和施工提供科学的指导和依据，从而确保高架车站安全稳定运转，并减小其对周围环境和建筑物的不良影响。

1 工程概况

江西省及其相邻地区是我国东部地区中强度地震比较多发多见的地区，根据现存的历史文献记载，距今共发生过34次5级以上地震，2次6级以上地震，其中最大震级达到6.9级。而且，江西省地震的地表效应较强，在发生4级地震时震中烈度即可接近或达到Ⅵ度。本工程位于江西省南昌市，根据《铁路工程抗震设计规范》及本工程设计说明，工程基本设防烈度为6度，场地类别为Ⅱ类，设计地震分组为第一组，地震作用峰值加速度取为0.05倍的重力加速度，即0.49m/s^2，特征周期为0.35s。

根据《建筑抗震设计规范》规定，地震波应当根据建筑场地类别和设计地震分组选用实际强震记录和人工模拟的加速度时程曲线。在实践中实际强震记录的较难得到，常使用实际发生过的典型强震记录进行研究。

《建筑抗震设计规范》同时规定了地震波的选用要求，即频谱特性、有效峰值、持续时间均应当符合要求。地震波的频谱要求是根据地震影响系数曲线来表示，分别通过场地类别和设计地震分组决定；地震波的有效峰值根据建筑抗震设计规范按照表1地震波峰值取值用表（cm/s²）取值，并根据建筑抗震设计规范，由式（1）对地震波加

Copyright © 2024 by authors and Viser Technology Pte. Ltd.

速度时程曲线进行转换。

$$a'(t)=\frac{A'_{max}}{A_{max}}a'(t) \quad (1)$$

式中：a'：转换后的加速度时程曲线；A'_{max}：根据设计地震分组选定的加速度峰值；A_{max}：加速度时程曲线的实际峰值；a'：转换前的加速度时程曲线。

地震波的有效持续时间，应当从达到峰值的一刻开始算起，到最后一点峰值到达最大峰值 10%为止，一般取有效周期的 5 倍到 10 倍之间的值，并不宜小于 12s。

表 1 地震波峰值取值用表（cm/s²）

地震类型	6 度	7 度	8 度	9 度
多遇地震	18	35（55）	70（110）	140
罕遇地震	125	220（310）	400（510）	620

鉴于以上对地震波的要求与规范，本文采用 EI Centro 波，相应的加速度时程曲线是由 1940 年帝谷底地震（位于加利福尼亚的埃尔森特罗）的地震波监测数据得来。1940 年帝谷地震于 1940 年 5 月 18 日发生，震级达到里氏 7.1 级。其地震波有效峰值达到了194.93 cm/s²。它是人类成功记录下来的第一条地震波，在工程研究领域常作为典型地震波而加以研究。结合以上阐述，本文采用上述地震波相应的加速度时程曲线来进行动力荷载的施加。

结合工程实际，本文在上述地震波加速度时程曲线数据的基础上进行转换，并将其作为后续地震作用分析的输入荷载进行计算。根据前文工程背景和现行规范所述，本文将以表 2 工况设置所示两种工况对此高架车站主体结构在地震荷载作用下的力学响应进行研究。

表 2 工况设置

工况	输入方向	峰值加速度	设防烈度	时长
1	Y 向	18cm/s²	多遇 6 度	20s
2	Y 向	125cm/s²	罕遇 6 度	20s

各工况对应的加速度时程曲线如图 1 加速度时程曲线（工况 1）、图 2 加速度时程曲线（工况 2）所示。

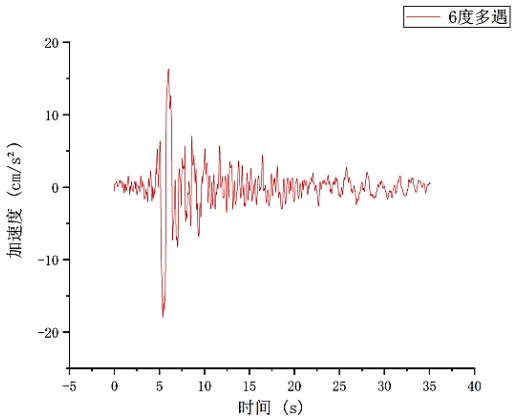


图 1 加速度时程曲线（工况 1）

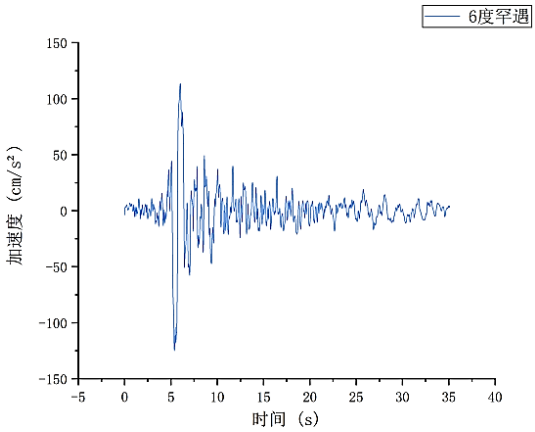


图 2 加速度时程曲线（工况 2）

2 模态分析

结构的动力性能研究内容包括两个方面，即结构的自振性能研究和结构在动力荷载作用下的力学响应研究。一个结构在动力荷载作用下的响应与其自身特性息息相关，如固有频率、阵型等。当结构受到的动荷载作用频率与其自振频率相近时，即使很小的荷载加以作用，结构也会由于发生共振而受到很大损坏；而当结构受到的动力荷载作用频率与其自身自振频率相差较大（大于或小于）时，结构的反应相对于前者会比较小。因此在实际的工程实践中，要尽可能避免发生共振。因此对结构自振性能的研究是其他动力学研究的前提和基础。

在建筑工程中，一种不能忽略的动荷载是地震荷载，在地震的作用下，结构的力学响应与其自身固有特性相关，结构自身固有属性即是模态。

本节采用 Subspace（子空间）方法对车站主体结构进行模态分析，对结构的前 20 个振型进行求解。根据模态分析计算结果云图显示可知，本高架车站主体结构的前 6 阶典型阵型为整体振动特性，第 7 阶及以后的典型阵型表现为局部振动特性。

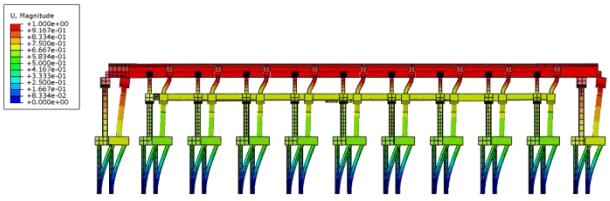


图 3 X 轴整体倒三角侧向振动（增大 5000 倍）

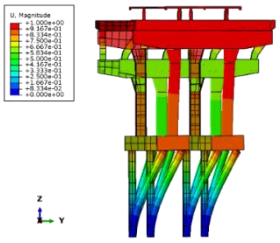


图 4 Y 轴整体倒三角侧向振动（增大 5000 倍）

Copyright © 2024 by authors and Viser Technology Pte. Ltd.

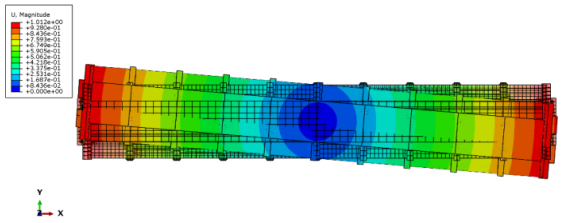


图 5 整体扭转振动（增大 5000 倍）

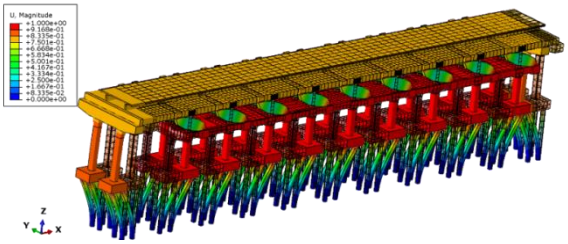


图 6 第四振型（增大 5000 倍）

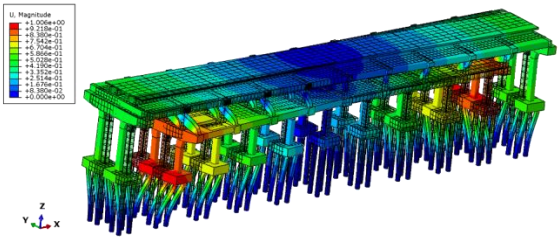


图 7 第五振型（增大 5000 倍）

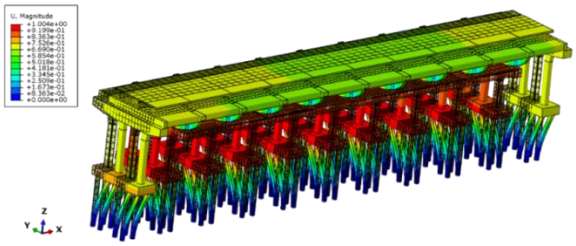


图 8 第六振型（增大 5000 倍）

其中第一振型为 X 轴整体倒三角侧向振动，第二振型为 Y 轴整体倒三角侧向振动，第三振型为整体扭转振动，如图 3X 轴整体倒三角侧向振动~图 8 第六振型所示。

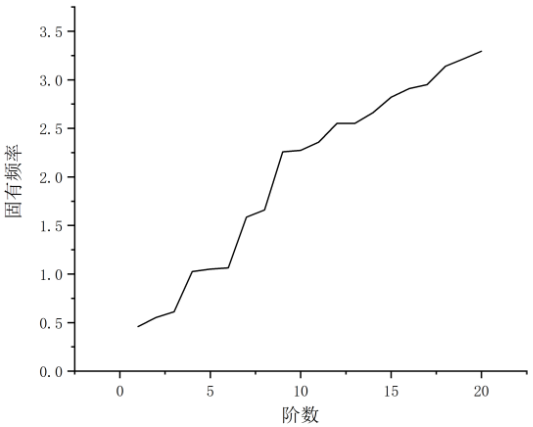


图 9 车站主体结构模型固有频率随振型曲线

图 9 车站主体结构模型固有频率随振型为车站主体结构模型固有频率随振型变化曲线，表 3 结构各振型特征值详细表为在 ABAQUS 中进行模态分析计算所得的前 20 阶振型频率及特征值，从曲线及表中可知随着阶数的增大，结构固有频率不断增大。

如图 3 X 轴整体倒三角侧向振动至图 8 第六振型所示，分析可知各阶主要振型唯一最大部件，即振动影响的主要部件。第 1 阶主要振型为在 X 方向发生平动，不发生扭转，最大位移在轨道板与站台板处发生，如图 3X 轴整体倒三角侧向振动（增大 5000 倍）所示；第 2 阶主要振型为在 Y 方向发生平动，不发生扭转，最大位移在轨道板与站台板处发生，如图 4 Y 轴整体倒三角侧向振动（增大 5000 倍）所示；第 3 阶出现扭转，最大位移出现在结构边缘站台层与轨道板，如图 5 整体扭转振动（增大 5000 倍）所示；同样地，第 4 阶在除边缘部分外的站厅层板、墩柱和承台出现最大位移，如图 6 第四振型（增大 5000 倍）所示；第 5 阶在此边缘墩柱及承台出现最大位移，如图 7 第五振型（增大 5000 倍）所示；第 6 阶最大位移出现的部件和第 4 阶相同。表 4 各自由度分量有效质量给出了各振型下不同自由度分量对应的有效质量，由表可知，取第 1 阶和第 4 阶振型对应的圆频率进行瑞利阻尼系数α和β的计算。故$\omega_1 = 2.8815$，$\omega_2 = 6.4453$，代入计算得$\alpha = 0.1195$，$\beta = 0.0064$，并将其作为材料阻尼特性的表征参数赋予材料。

表 3 各自由度分量有效质量

振型编号	X-COMP	Y-COMP	Z-COMP	X-ROTA	Y-ROTA	Z-ROTA
1	12525	0.9956	6.67E-06	1.89E+09	2.40E+07	1.89E+06
2	1.0208	12300	1.56E-02	2.35E+13	3.39E+06	1.78E+07
3	0.0011	0.3722	1.37E-05	7.08E+08	8.74E+06	1.56E+07
4	466.30	0.0021	4.85E-06	9.14E+05	2.01E+07	7.29E+04
5	0.0261	0.1869	7.83E-06	1.04E+08	4.57E+07	7.14E+04
6	0.0091	850.62	1.71E-02	5.66E+11	3.44E+08	1.21E+06

表 4 结构各振型特征值详细表

编号	特征值	圆频率	固有频率	编号	特征值	圆频率	固有频率
1	8.3029	2.8815	0.4586	11	219.7672	14.8245	2.3594
2	11.9987	3.4639	0.5513	12	257.0105	16.0315	2.5515
3	14.7285	3.8378	0.6108	13	257.1112	16.0347	2.5520
4	41.5418	6.4453	1.0258	14	279.8588	16.7290	2.6625
5	43.6992	6.6105	1.0521	15	314.2600	17.7274	2.8214
6	44.6346	6.6809	1.0633	16	334.4221	18.2872	2.9105
7	99.3915	9.9695	1.5867	17	343.4910	18.5335	2.9497
8	108.6950	10.4257	1.6593	18	389.0183	19.7235	3.1391
9	201.3011	14.1881	2.2581	19	408.4894	20.2111	3.2167
10	204.1998	14.2898	2.2743	20	428.5401	20.7012	3.2947

Copyright © 2024 by authors and Viser Technology Pte. Ltd.

由表 3 结构各振型特征值详细表可知，本高架车站主体结构前 3 阶频率分别为 0.4586、0.5513、0.6018，并且前两阶并未发生扭转，第三阶才出现扭转振型，符合规定。

本节利用 ABAQUS 对车站主体结构进行模态分析。结果表明，结构自振频率随着阶数的增加而变大，车站高架结构合理，符合相关规范规定。

3 高架车站主体结构在不同设防烈度下的时程反应

根据以上内容，在 ABAQUS 中进行模型的建立，阻尼参数的赋予，地震荷载作用的施加，并提交分析进行结果的计算。本节将从三个方面对计算结果进行，即位移时程反应分析、加速度时程反应分析和混凝土损伤情况的基本分析。

3.1 位移时程反应

图 10 承台位移时程曲线（工况 1）至图 12 轨道梁位移时程曲线（工况 1）分别为在工况 1 对应地震荷载作用下承台、盖梁、轨道梁的位移时程曲线，图 13 承台位移时程曲线(工况 2)至图 15 轨道梁位移时程曲线(工况 2)分别为在工况 2 对应地震荷载作用下承台、盖梁、轨道梁的位移时程曲线。分析各工况下承台的位移时程曲线可知，承台在地震荷载的作用下表现出良好的波动性，并且在 6 秒时在 Y 轴反方向出现位移峰值，此时地震荷载对应的加速度时程曲线也达到峰值。

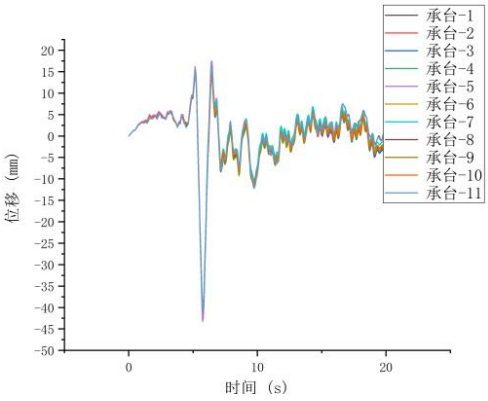


图 10 承台位移时程曲线（工况 1）

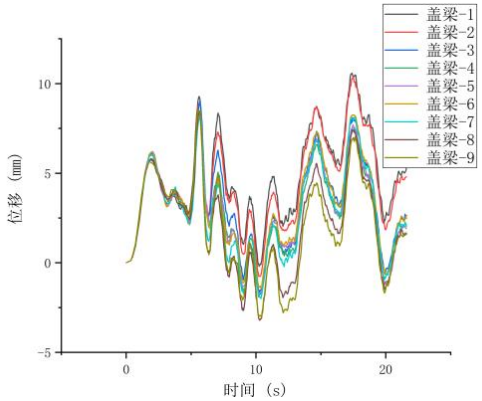


图 11 盖梁位移时程曲线（工况 1）

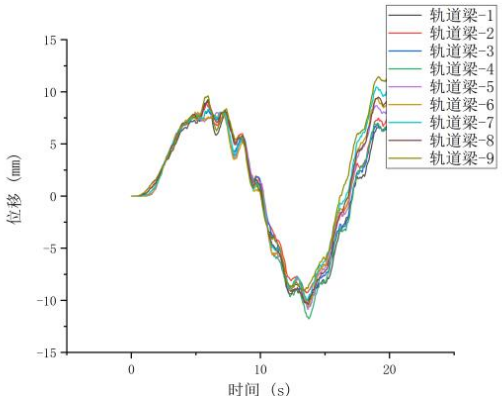


图 12 轨道梁位移时程曲线（工况 1）

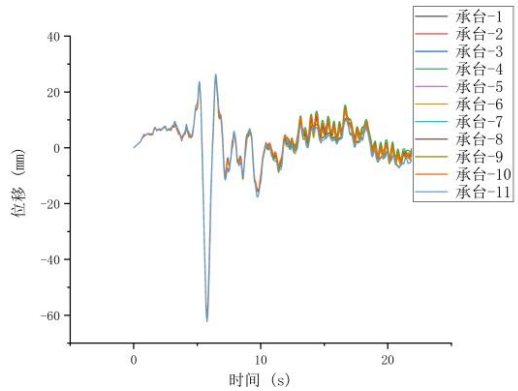


图 13 承台位移时程曲线（工况 2）

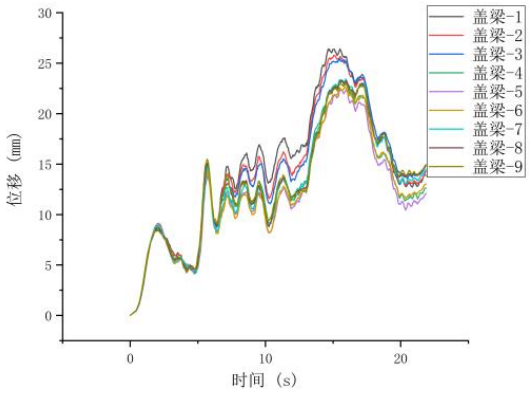


图 14 盖梁位移时程曲线（工况 2）

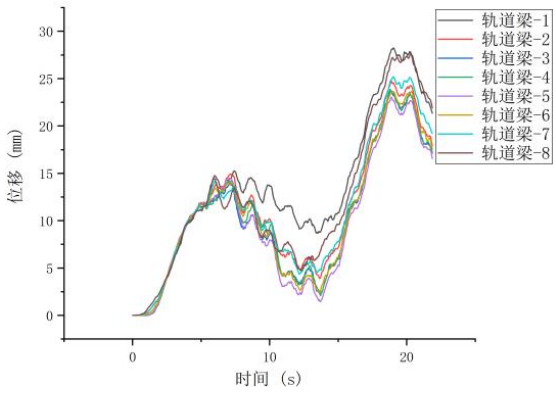


图 15 轨道梁位移时程曲线（工况 2）

Copyright © 2024 by authors and Viser Technology Pte. Ltd.

工况 1 对应荷载作用下盖梁的位移时程曲线表现出较强的波动性，而工况 2 对应荷载作用下盖梁的位移时程曲线则呈现出递增的趋势，结合各工况对应荷载可以推知在罕遇地震荷载作用下车站主体结构盖梁及以下部分存在进入塑性阶段的可能性，混凝土也可能存在一定程度上的损伤。而轨道梁的位移时程曲线在工况 1、2 下形状相似，在整体趋势存在波动的基础上呈现出局部波动的特性，但两工况作用下对应的位移量存在差异。

对于6度多遇地震和6度罕遇地震作用下的高架车站主体结构，以承台、盖梁和轨道梁为代表的主要构件位移时程曲线都表现出良好的波动性。对于同一部件，在不同工况对应的地震作用下的位移时程曲线形状基本相同，变化趋势也较为相近；对不同部件，在同一工况对应的地震作用下位移时程曲线的相似性并不明显。对于同一类部件而言，随着地震作用的增强，其相应的最大位移随之增大；而对于不同类部件而言，在相同地震作用下，各个部件的位移变化并没有随之增强。

3.2 加速度时程反应

图 16 承台加速度时程曲线（工况 1）图 18 轨道梁加速度时程曲线（工况 1）分别为在工况 1 对应地震荷载作用下承台、盖梁、轨道梁的加速度时程曲线，图 19 承台加速度时程曲线（工况 2）至图 21 轨道梁加速度时程曲线（工况 2）分别为在工况 2 对应地震荷载作用下承台、盖梁、轨道梁的加速度时程曲线，为便于分析，只列出两端及中间的部件。

分析可知，对于 6 度多遇地震和 6 度罕遇地震作用下的高架车站主体结构，以承台、盖梁和轨道梁为代表的主要构件加速度时程曲线都表现出良好的波动性。对于同一部件，在不同工况对应的地震作用下的加速度时程曲线形状基本相同，变化趋势也较为相近；对不同部件，在同一工况对应的地震作用下加速度时程曲线的相似性并不明显。对于同一类部件而言，随着地震作用的增强，其相应的最大加速度随之增大；而对于同一类部件而言，在相同地震作用下，各个部件的加速度响应并没有随之增强。

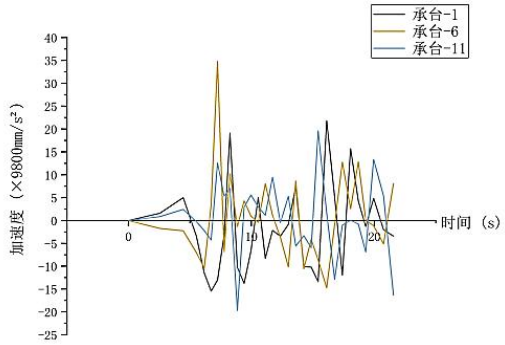


图 16 承台加速度时程曲线（工况 1）

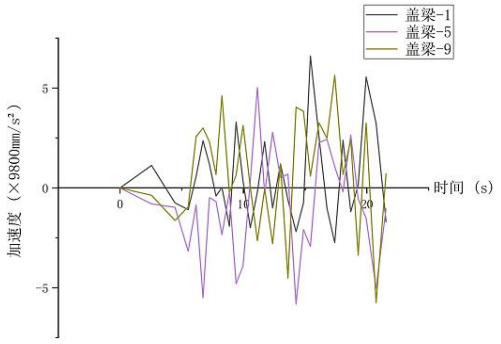


图 17 盖梁加速度时程曲线（工况 1）

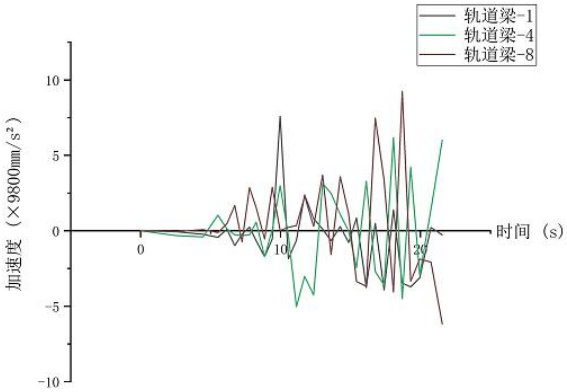


图 18 轨道梁加速度时程曲线（工况 1）

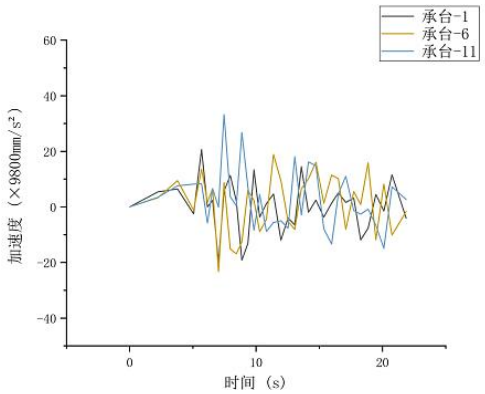


图 19 承台加速度时程曲线（工况 2）

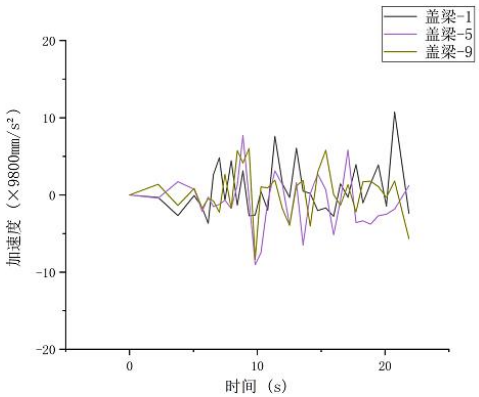


图 20 盖梁加速度时程曲线（工况 2）

Copyright © 2024 by authors and Viser Technology Pte. Ltd.

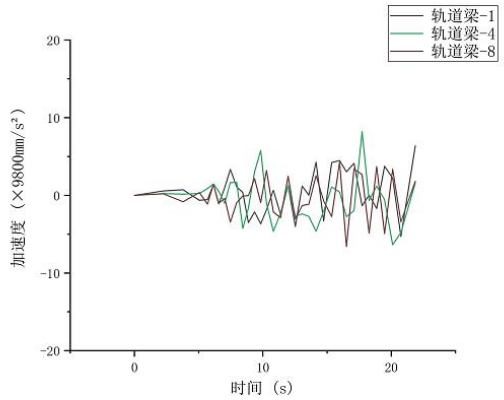
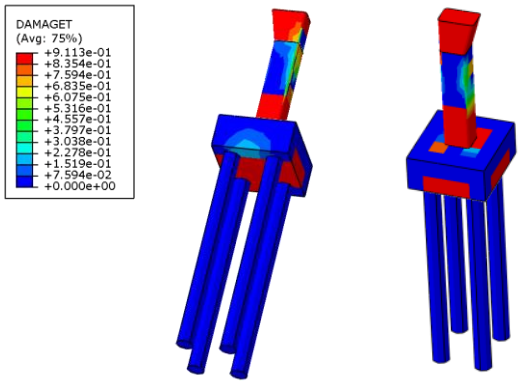


图 21　轨道梁加速度时程曲线（工况 2）

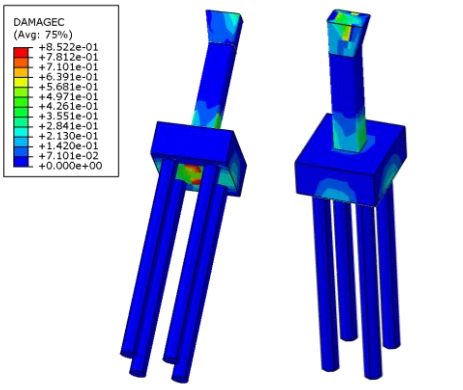
3.3 混凝土损伤情况分析

分析高架车站在地震荷载作用下的计算结果可知，结构基础部分和梁、柱体系等部件出现了不同程度的损伤。

图 22 基础损伤图示和图 23 梁柱损伤图示分别是基础和梁柱构件的损伤图示。分析可知，受拉损伤产生的范围比受压损伤的范围分布更广泛。基础受拉损伤主要发生在承台底面与桩基未接触处，墩柱与承台和牛腿接触处，受压损伤发生的部位与手拉损伤分布的范围大致相同，但是损伤程度较小，这是由于混凝土抗压强度远大于抗拉强度的客观事实决定的。



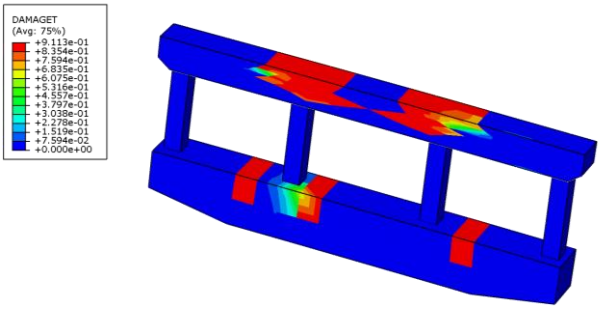
（a）受拉损伤



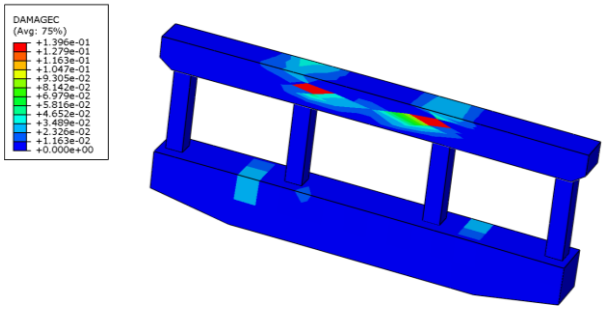
（b）受压损伤

图 22　基础损伤图示

梁柱体系的损伤部位主要出现在轨道梁和盖梁上，站厅层立柱未出现损伤。主要分布在轨道梁和站厅层立柱接触周围，以及盖梁和站厅层立柱接触周围。同样地，受拉损伤的程度与受压损伤的程度相比较大，其中除了混凝土材料特性的原因之外，与结构承受的荷载——地震荷载的性质有关。



（a）受拉损伤



（b）受压损伤

图 23　梁柱损伤图示

4 结论

本文首先对南昌市轨道交通 4 号线的璜溪站车站主体结构进行了车站主体结构对地震作用的模态反应，研究了车站主体结构对地震作用的力学响应。研究表明在高架车站对地震作用的力学响应方面，得到了车站主体结构的前 20 阶振型，其中第一振型为 X 轴整体倒三角侧向振动，第二振型为 Y 轴整体倒三角侧向振动，第三振型为整体扭转振动。工况 1 对应荷载作用下盖梁的位移时程曲线表现出较强的波动性，而工况 2 对应荷载作用下盖梁的位移时程曲线则呈现出递增的趋势，结合各工况对应荷载可以推知在罕遇地震荷载作用下车站主体结构盖梁及以下部分存在进入塑性阶段的可能性，混凝土也可能存在一定程度上的损伤。对于 6 度多遇地震和 6 度罕遇地震作用下的高架车站主体结构，以承台、盖梁和轨道梁为代表的主要构件加速度时程曲线都表现出良好的波动性。

高架车站主体结构在地震作用下的力学响应表现稳定，但仍需关注在罕遇地震作用下可能出现的塑性变形和

Copyright © 2024 by authors and Viser Technology Pte. Ltd.

混凝土损伤问题，以确保结构的安全性和耐久性。未来的研究可以进一步探讨如何通过结构优化设计来提高高架车站的抗震性能。

[参考文献]

[1]赵亮.独柱式大悬臂高架车站的动力特性及地震反应分析[J].现代城市轨道交通,2005(2):26-29.
[2]肖敬华,李鹏,舒胜武,等.地铁车站与高架桥整体分析[J].铁道建筑技术,2011(10):84-89.
[3]束洋.基于能力谱的高架车站地震易损性分析[J].城市道桥与防洪,2024(5):252-255.
[4]李文斌,李鸿.桥建合一高架车站结构抗震分析探讨[J].城市道桥与防洪,2016(2):98-100.

作者简介：袁红（1988.9—），女，汉族，江西南昌，大本，研究方向：市政工程。

Copyright © 2024 by authors and Viser Technology Pte. Ltd.