

DOI:10.3969/j.issn.1003-5060.2025.06.022

# 刚构悬索组合体系桥梁抗震性能研究

张雪健<sup>1</sup>, 何敏<sup>1</sup>, 刘笑显<sup>1</sup>, 殷永高<sup>1</sup>, 曹小祥<sup>2</sup>

(1. 合肥工业大学 土木与水利工程学院, 安徽 合肥 230009; 2. 安徽省交通控股集团有限公司, 安徽 合肥 230088)

**摘要:**刚构悬索组合体系桥梁可以改善常规大跨径连续刚构桥跨中持续下挠问题。文章选择一座跨径组合的刚构悬索组合桥梁为研究对象, 采用 OpenSees 软件建立其弹塑性三维动力有限元模型, 对其进行非线性时程分析和易损性分析。结果表明, 刚构悬索组合体系的动力特性与刚构桥类似。矢跨比会对横桥向地震作用下的塔顶位移、塔底弯矩和墩顶弯矩产生影响。易损性分析结果显示, 桥塔在地震作用下基本保持弹性。

**关键词:**抗震性能; 刚构悬索组合体系桥梁; 矢跨比; 易损性分析

**中图分类号:** U441.3 **文献标志码:** A **文章编号:** 1003-5060(2025)06-0852-06

## Seismic performance of rigid-frame suspension composite bridges

ZHANG Xuejian<sup>1</sup>, HE Min<sup>1</sup>, LIU Xiaoxian<sup>1</sup>, YIN Yonggao<sup>1</sup>, CAO Xiaoxiang<sup>2</sup>

(1. School of Civil and Hydraulic Engineering, Hefei University of Technology, Hefei 230009, China; 2. Anhui Transportation Holding Group Co., Ltd., Hefei 230088, China)

**Abstract:** Rigid-frame suspension composite bridges can relieve the problem of continuous mid-span deflection of traditional long-span continuous rigid-frame bridges. In this paper, a rigid-frame suspension composite bridge with span combination was selected as the case study. The elastoplastic three-dimensional dynamic finite element model of the bridge was built by OpenSees software. Nonlinear time history analysis and fragility analysis were carried out. The results show that the dynamic characteristics of the rigid-frame suspension bridge are similar to those of rigid-frame bridge. The rise-span ratio affects the displacement at the top of tower, the bending moments at the bottom of tower and at the top of pier under transverse earthquake. The results of fragility analysis show that the bridge tower remains elastic under earthquakes.

**Key words:** seismic performance; rigid-frame suspension composite bridges; rise-span ratio; fragility analysis

刚构桥的结构特点是主梁与桥墩刚接在一起, 其最明显的优点是墩梁可以协同工作, 共同受力。相比跨径较小的桥梁, 大跨径连续刚构桥在地震作用下的响应更加明显, 其抗震分析也更加复杂, 据现有研究结果可知: 竖向地震对结构内力的影响较小; 在地震反应中, 高墩大跨径连续刚构桥的控制截面位于墩底、主梁根部和跨中<sup>[1]</sup>。

悬索桥因其跨越能力强、结构周期长、响应

小, 已逐渐成为高烈度地区的首选桥型。根据文献[2-3], 在日本有一些跨度不大的悬索桥因地震作用发生局部损伤, 例如主跨 90 m 的 Atakawa 桥的一个主塔在关东大地震中发生断裂; Goshō 桥的加劲梁上弦在福冈地震中发生屈曲, 锚碇发生 20 cm 的位移<sup>[4]</sup>。

本文研究的桥型为刚构与悬索组合体系桥梁, 结合了刚构桥刚度大和悬索桥跨越能力强的优点,

收稿日期: 2023-04-12; 修回日期: 2023-04-27

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(52108131); 安徽省交通控股集团科技资助项目(JKKJ-2020-02)

作者简介: 张雪健(1998—), 男, 山西大同人, 合肥工业大学硕士生;

刘笑显(1990—), 男, 江苏镇江人, 博士, 合肥工业大学讲师, 硕士生导师, 通信作者, E-mail: jiangsulxx@163.com;

殷永高(1960—), 男, 安徽合肥人, 合肥工业大学教授, 博士生导师。

使得桥梁跨中部分梁体变柔。但是这种桥型被首次提出,因此需要对其抗震性能进行研究。

### 1 工程概况

本文研究桥梁为刚构悬索组合体系桥,跨径组合 70 m+130 m+80 m,矢跨比 1:5,主梁为预应力钢筋混凝土箱梁,桥塔为矩形截面,主墩为双肢薄壁墩。桥梁总体布置图如图 1 所示,主梁断面如图 2 所示。本桥位于分离式路基,路基宽度为 12.75 m,设计行车速度 80 km/h,桥位处位于直线段内。根据规范判定桥址区场地类别为 II 类。基本地震动峰值加速度为 0.05g,场地的地震基本烈度为 VI 度,桥梁抗震设防类别 B 类。

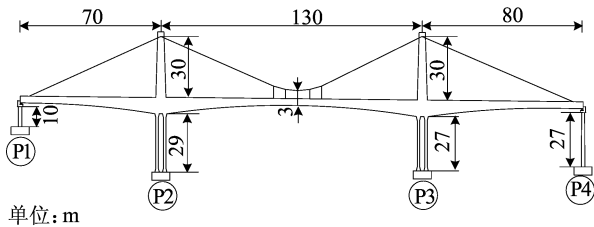
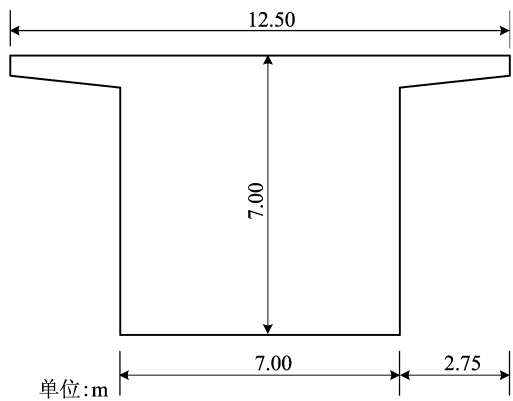
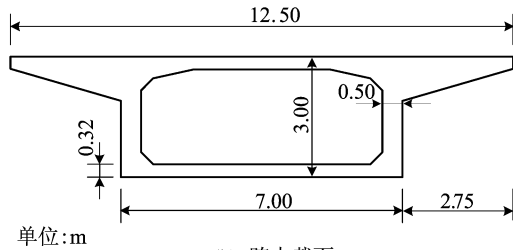


图 1 桥梁总体布置图



(a) 支点截面



(b) 跨中截面

图 2 主梁支点和跨中断面图

### 2 模型介绍

#### 2.1 OpenSees 纤维模型

纤维截面如图 3 所示,纤维截面主要离散化

为保护层混凝土、核心混凝土和钢筋层 3 个部分,纤维模型可考虑箍筋对核心混凝土的约束效应、混凝土非线性软化及强化行为等<sup>[5-6]</sup>,对于钢筋混凝土截面在弯曲破坏下的非线性行为能够得到较准确的模拟结果<sup>[7]</sup>。

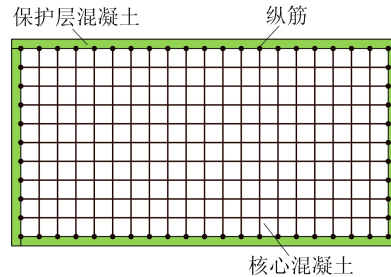


图 3 纤维截面示意图

#### 2.2 材料本构模型

核心混凝土和保护层混凝土材料使用单轴混凝土材料(Concrete01)模拟,其主要参数见表 1 所列。模型的受压骨架曲线采用 Mander 模型,如图 4 所示。

表 1 混凝土材料参数

| 混凝土材料    | 抗压强度/<br>kPa | 峰值<br>应变 | 屈服强度/<br>kPa | 极限<br>应变 |
|----------|--------------|----------|--------------|----------|
| 主墩核心     | -44 402      | -0.005 7 | -37 391      | -0.017 0 |
| 桥塔核心     | -43 249      | -0.004 2 | -35 150      | -0.011 2 |
| 过渡墩核心    | -38 930      | -0.006 5 | -34 470      | -0.018 2 |
| 主墩、桥塔保护层 | -35 500      | -0.002 0 | -17 500      | -0.005 0 |
| 过渡墩保护层   | -26 800      | -0.002 0 | -13 400      | -0.005 0 |

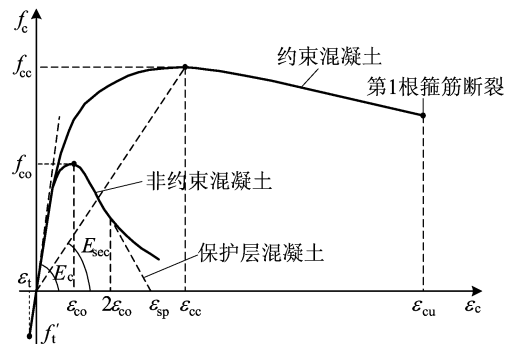


图 4 混凝土应力-应变骨架曲线

纵筋以及主缆和吊杆的材料使用双线性模型(Steel02)模拟,其应力-应变关系是在 Giuffre-Menegotto-Pinto 模型的基础上发展而来的,如图 5 所示。图 5 中: $f_y$  为钢筋屈服应力; $E_s$  为钢筋弹性模量; $E_p$  为屈服后模量<sup>[8-9]</sup>。本研究建立的模型中纵筋屈服应力为 400 MPa,弹性模量为

200 GPa, 屈后刚度比取 0.005。

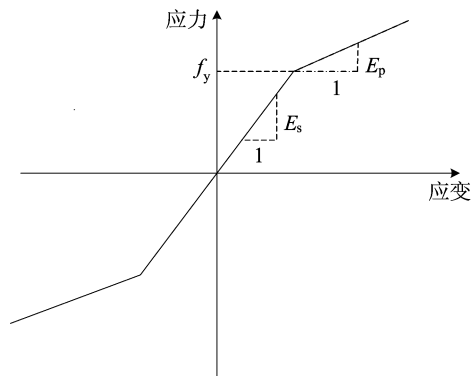


图 5 钢筋应力-应变关系曲线

### 2.3 有限元模型

本研究采用 OpenSees 有限元软件进行建模, 全桥动力模型如图 6 所示。

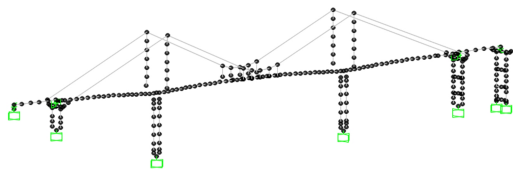


图 6 全桥动力模型

由于地震中主梁和盖梁保持弹性, 钢筋混凝土箱梁和盖梁采用弹性梁柱单元模拟; 桥墩、桥塔

和系梁在地震中容易进入塑性, 因此均采用基于力的非线性梁柱单元模拟; 吊杆只承受拉力, 采用桁架单元进行模拟。主缆采用基于力的非线性梁柱单元进行模拟。对于支座采用两点连接单元模拟, 对 3 个平动和 3 个转动方向分别赋予不同的本构关系。

由于建桥场地地质条件良好, 本文忽略桩土之间的相互作用, 承台和桥墩底部采用固结约束。采用刚臂模拟主梁与主墩以及主缆与桥塔之间的连接, 采用大刚度的弹性梁柱单元来模拟主缆与主梁以及吊杆与主梁之间的连接。过渡墩与主梁之间纵桥向可以滑动, 横桥向固结。

### 3 地震动输入

本文采用太平洋地震工程研究所强震动数据库中的 20 个远场地震动进行非线性时程分析, 得到了不同矢跨比组合桥梁以及不同桥型的地震动响应。

本研究所选地震波的特征见表 2 所列, 这些地震动峰值加速度 (peak ground acceleration, PGA) 范围为 0.079g~0.236g, 震级范围为 6.19~7.36 级。在非线性时程分析中, 桥梁受到纵向和横向地震动的激励, 没有考虑竖向地震动的影响<sup>[10]</sup>。

表 2 所选地震波特征

| 地震序号 | 地震名称               | 年份   | 观测站                                  | 震级   | 震中距/km | PGA/g |
|------|--------------------|------|--------------------------------------|------|--------|-------|
| 1    | Kern County        | 1952 | Taft Lincoln School                  | 7.36 | 38.42  | 0.159 |
| 2    | Northern Calif-03  | 1954 | Ferndale City Hall                   | 6.50 | 26.72  | 0.163 |
| 3    | Borrego Mtn        | 1968 | El Centro Array #9                   | 6.63 | 45.12  | 0.133 |
| 4    | San Fernando       | 1971 | Lake Hughes #1                       | 6.61 | 22.23  | 0.151 |
| 5    | San Fernando       | 1971 | Palmdale Fire Station Pasadena - CIT | 6.61 | 24.16  | 0.112 |
| 6    | San Fernando       | 1971 | Athenaeum                            | 6.61 | 25.47  | 0.097 |
| 7    | Tabas- Iran        | 1978 | Boshrooyeh                           | 7.35 | 24.07  | 0.106 |
| 8    | Imperial Valley-06 | 1979 | Delta                                | 6.53 | 22.03  | 0.236 |
| 9    | Imperial Valley-06 | 1979 | El Centro Array #13                  | 6.53 | 21.98  | 0.118 |
| 10   | Irpinia- Italy-02  | 1980 | Rionero In Vulture                   | 6.20 | 22.68  | 0.100 |
| 11   | Coalinga-01        | 1983 | Cantua Creek School                  | 6.36 | 23.78  | 0.225 |
| 12   | Coalinga-01        | 1983 | Parkfield - Cholame 2WA              | 6.36 | 43.83  | 0.110 |
| 13   | Coalinga-01        | 1983 | Parkfield - Cholame 3W               | 6.36 | 44.82  | 0.098 |
| 14   | Coalinga-01        | 1983 | Parkfield - Fault Zone 15            | 6.36 | 28.00  | 0.193 |
| 15   | Coalinga-01        | 1983 | Parkfield - Fault Zone 7             | 6.36 | 29.91  | 0.123 |
| 16   | Coalinga-01        | 1983 | Parkfield - Fault Zone 8             | 6.36 | 28.58  | 0.134 |
| 17   | Coalinga-01        | 1983 | Parkfield - Gold Hill 3E             | 6.36 | 28.72  | 0.095 |
| 18   | Coalinga-01        | 1983 | Parkfield -Cany 1E                   | 6.36 | 24.83  | 0.179 |
| 19   | Coalinga-01        | 1983 | Slack Canyon                         | 6.36 | 25.98  | 0.174 |
| 20   | Morgan Hill        | 1984 | Hollister Differential Array #3      | 6.19 | 26.42  | 0.079 |

### 4 矢跨比对桥梁地震响应影响

本文分别对矢跨比为 1 : 5、1 : 6、1 : 8 的刚构悬索组合体系桥梁输入 20 条地震波进行非线性时程分析,对 20 条波进行调幅,PGA 从 0.2g~1.0g,增幅为 0.2g,得到了 3 种矢跨比的刚构悬索组合体系桥梁在 20 条地震波不同 PGA 下纵桥向和横桥向各关键部位的地震响应。

由于该桥主桥整体上近似左右对称,本文只给出 P2 墩以及 P2 塔响应。而两侧过渡墩墩

高差较大,故研究其墩顶位移随矢跨比的变化。

#### 4.1 纵桥向

纵桥向输入地震激励时,不同矢跨比桥梁关键构件响应如图 7 所示。由图 7 可知,由于矢跨比减小,桥塔高度降低、刚度增大,使得塔底弯矩随矢跨比的减小而增大。当 PGA 为 1.0g、矢跨比从 1 : 6 减小到 1 : 8 时,塔底弯矩从 9 700 kN · m 增加到 12 300 kN · m,增加了 26.8%。主要包括墩顶以及塔顶位移、桥墩墩底截面、墩顶截面弯矩、塔底截面弯矩等。

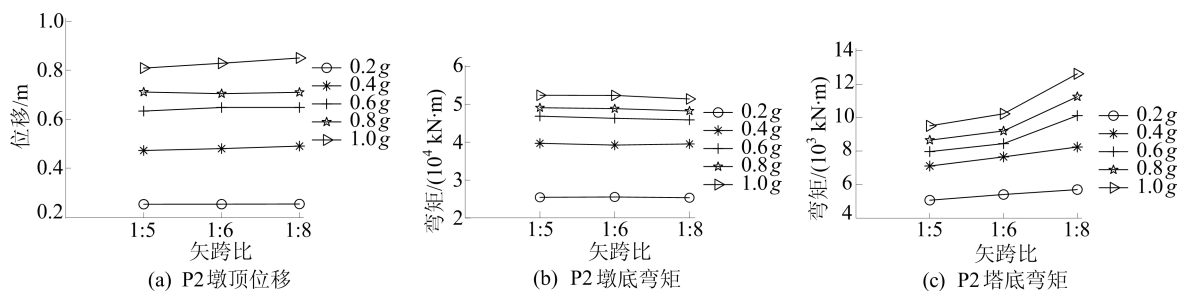


图 7 纵桥向不同矢跨比桥梁关键构件响应

而主墩墩顶弯矩、墩底弯矩、墩顶位移以及过渡墩墩顶位移对矢跨比参数变化不敏感。限于篇幅原因,此处只展示主墩墩顶位移、墩底弯矩和塔底弯矩。

#### 4.2 横桥向

横桥向输入地震激励时,不同矢跨比桥梁关

键构件响应如图 8 所示。

由图 8 可知,由于矢跨比减小,桥塔降低,桥梁整体刚度略微增大,使得桥梁整体响应略微增大,而更高、更柔的过渡墩墩顶位移变化对此较为敏感,而较矮过渡墩墩顶位移则无明显变化。

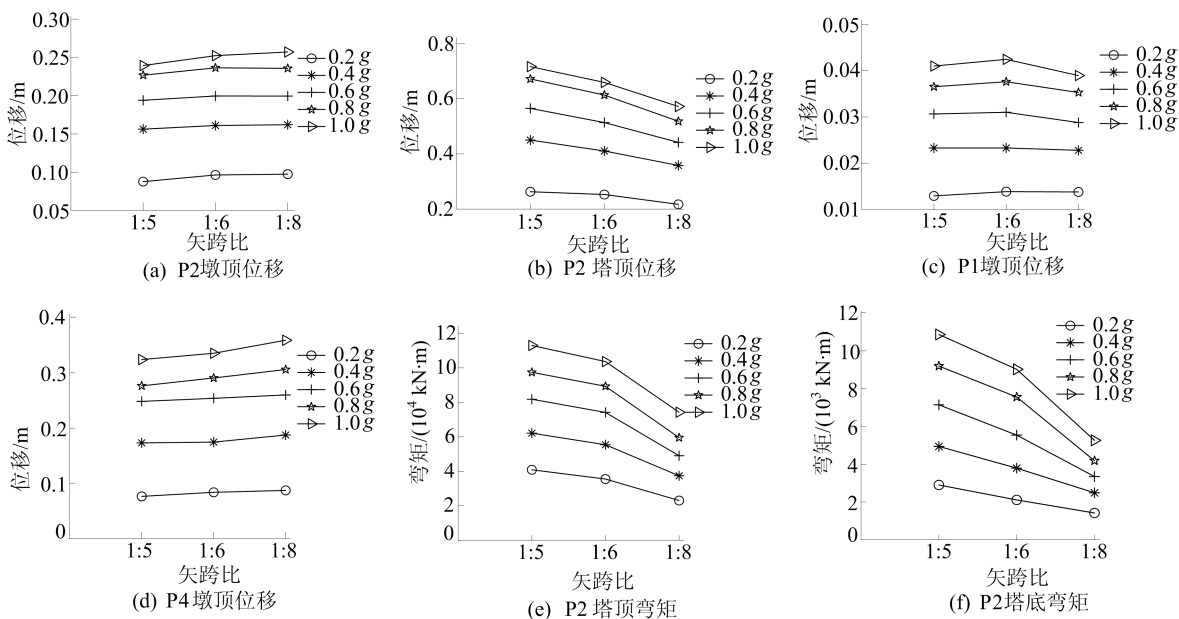


图 8 横桥向不同矢跨比桥梁关键构件响应

对于 P4 过渡墩,当 PGA 在 0.6g 以下时,过渡墩墩顶的位移对矢跨比参数的变化不敏感,当

PGA 大于 0.6g 时,随着矢跨比的减小,墩顶位移逐渐增大。当 PGA 达到 1.0g 时,矢跨比从 1 : 5

到 1:8,墩顶位移从 0.32 m 增大到 0.36 m,增加了 12.5%。矢跨比的减小使得桥塔降低导致刚度增大,塔顶位移随之减小。且主缆承担的地震惯性力会传递到桥塔,当桥塔高度降低时,力臂减小,塔底弯矩减小,墩顶弯矩同样减小。P2 塔顶弯矩在 PGA 为 1.0g 时,矢跨比从 1:5 减小到 1:8,墩顶弯矩从 113 000 kN·m 减小到 74 000 kN·m,下降了 34.5%;对于 P2 塔顶位移:当 PGA 达到 1.0g,矢跨比从 1:5 减小到 1:8,塔顶位移从 0.72 m 减小到 0.57 m,下降了 20.8%。

P2 塔底弯矩在 PGA 为 0.2g 时,矢跨比从 1:5 减小到 1:8,P2 塔底弯矩从 29 000 kN·m 减小到 14 000 kN·m,下降了 51.7%;PGA 达到 1.0g 时,矢跨比从 1:5 减小到 1:8,P2 塔底弯矩从 108 700 kN·m 减小到 52 600 kN·m,下降了 51.6%。

## 5 组合体系易损性分析

昌源河桥原型为刚构悬索组合体系,本文设置连续刚构桥作为对照组,悬索刚构体系悬索和吊杆承担跨中部分荷载,因此悬索刚构体系可以减小梁高,其中刚构体系梁高如图 9 所示。

采用 IDA 分析方法<sup>[11]</sup>,将未调幅过的 20 个原始地震动乘 1、2、3、4、5 的系数扩充为 100 个地

震动,将这 100 个地震动与模型匹配进行非线性时程分析,对得到的结果进行构件和体系地震易损性分析。

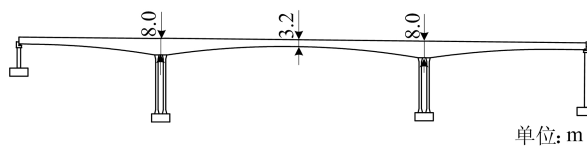


图 9 连续刚构桥

### 5.1 损伤指标

对于连续刚构桥,在地震作用下发生纵桥向位移时,不同桥墩的轴压力会发生变化,因此需要对全桥模型进行 Pushover 分析<sup>[12]</sup>,根据桥墩关键截面的钢筋和混凝土的应变限值,定义并量化位移损伤指标;对桥塔进行了弯矩-曲率分析,依据分析结果量化曲率损伤指标。

桥墩和桥塔的轻微损伤、中等损伤、严重损伤、完全破坏 4 个损伤状态分别采用纵筋屈服、保护层混凝土剥落、核心混凝土达到峰值应变、核心混凝土压碎或纵筋拉断时桥墩的墩顶位移、塔底曲率作为损伤指标<sup>[13]</sup>;将支座完全脱离桥墩时的位移作为完全破坏,而轻微损伤、中等损伤、严重损伤时位移指标分别为完全破坏位移的 0.10、0.30、0.75 倍<sup>[14]</sup>;桥梁主要构件损伤指标见表 3 所列。

表 3 主墩及桥塔损伤指标

| 损伤状态                      | 轻微损伤    | 中等损伤    | 严重损伤    | 完全破坏    |
|---------------------------|---------|---------|---------|---------|
| 纵桥向主墩墩顶位移/m               | 0.431 0 | 0.644 0 | 0.827 0 | 2.052 0 |
| 纵桥向桥塔塔底曲率/m <sup>-1</sup> | 0.001 6 | 0.021 0 | 0.036 3 | 0.053 3 |
| 横桥向主墩墩顶位移/m               | 0.157 0 | 0.313 0 | 0.339 0 | 0.449 0 |
| 横桥向桥塔塔底曲率/m <sup>-1</sup> | 0.000 8 | 0.006 9 | 0.009 7 | 0.027 3 |
| 纵桥向支座位移/m                 | 0.090 0 | 0.270 0 | 0.675 0 | 0.900 0 |

### 5.2 易损性分析

当桥梁遭受纵桥向和横桥向的地震时,构件及系统易损性曲线如图 10、图 11 所示。由图 10a、图 11a 可知,PGA 在 0~1.2g 的范围内,刚构悬

索体系的桥塔在纵、横桥向两方向上 4 个损伤状态的损伤概率为 0,由此可见,桥塔为不易损构件,原因是桥塔承受的惯性力较小,主梁惯性力大部分由主墩承担。

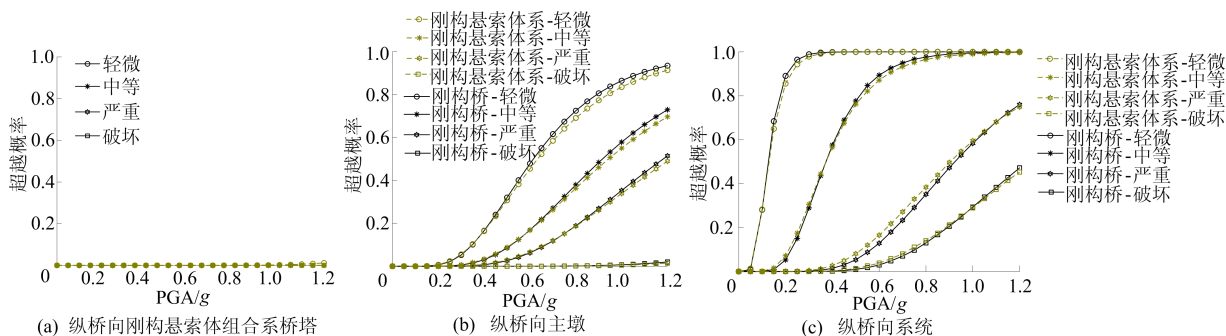


图 10 纵桥向构件及系统易损性曲线

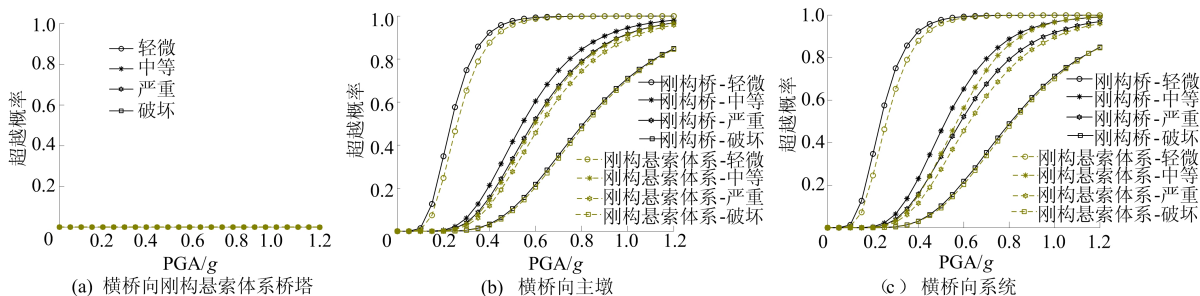


图 11 横桥向构件及系统易损性曲线

由图 10b、图 10c 及图 11b、图 11c 可知,在纵、横桥向 2 个方向上,连续刚构桥主墩的易损性比刚构悬索体系的主墩易损性略高,并且连续刚构桥的体系易损性比刚构悬索体系的易损性略高。原因是连续刚构桥的主梁高度更高,地震作用下主梁惯性力更大,但由于刚构悬索体系存在主塔增大了结构的地震惯性力,其抗震优势不明显。可以通过减小桥塔尺寸且将桥塔做成空心截面以减小结构的地震惯性力使得刚构悬索体系的抗震性能更加优越。

## 6 结 论

本文基于 OpenSees 建立刚构悬索组合体系三维有限元模型,采用静力和非线性时程分析方法,从构件和体系层次对刚构悬索组合体系桥梁进行抗震性能分析,得到以下结论:

1) 矢跨比对桥梁纵桥向地震响应影响不大,而随着矢跨比的减小,横桥向的地震响应有明显的变化,桥塔降低导致刚度增大,塔顶位移随之减小。且主缆承担的地震惯性力会传递到桥塔,当桥塔高度降低时,力臂、塔底弯矩、墩顶弯矩均减小。

2) 地震激励下,刚构悬索组合体系桥塔承受的地震惯性力较小,因此为不易损伤的构件。

3) 地震激励下,刚构悬索组合体系主梁高度更低、结构更柔,使其上部结构地震惯性力较小,因此刚构悬索组合体系相比于连续刚构桥更不容易受损。为使刚构悬索组合体系抗震性能更加优越,可以减小桥塔截面尺寸改变其截面及形式来减小结构的地震惯性力。

大学,2013.

[2] OKAMOTO S. Introduction to earthquake engineering [M]. Tokyo: University of Tokyo Press,1973: 34.

[3] 赵大亮,李爱群,于幼亮,等. 大跨度桥梁地震反应谱的发展 [J]. 公路交通科技,2006,23(2): 79-85.

[4] 石瑶高. 烈度地震区悬索桥抗震关键技术研究[D]. 成都: 西南交通大学,2015.

[5] 张劲,王庆扬,胡守营,等. ABAQUS 混凝土损伤塑性模型参数验证[J]. 建筑结构,2008(8):127-130.

[6] NGUYEN H, TKIM S E. Finite element modeling of push-out tests for large stud shear connectors[J]. Journal of Constructional Steel Research,2009,65(10/11):1909-1920.

[7] 赵杰温,林莉,王桂萱. 基于 OpenSees 的城市高架桥弹塑性抗震分析[J]. 公路工程,2021,46(5):45-53.

[8] 张哲,邵旭东,李文光,等. 超高性能混凝土轴拉性能试验 [J]. 中国公路学报,2015,28(8): 50-58.

[9] 王元清,常婷,石永久,等. 奥氏体不锈钢 S31608 的本构关系试验 [J]. 清华大学学报(自然科学版),2013, 53(9): 1231-1234,1240.

[10] LIU X,ZHONG J,XI B,et al. Seismic fragility analysis of unbonded prestressed reinforced concrete bridge column considering residual displacement [J]. Journal of Earthquake Engineering,2022,27: 679-700.

[11] 航宇. 桥梁地震易损性分析方法初步研究[D]. 重庆:重庆交通大学,2021.

[12] 建锋,孙伟帅,李刚. 不同轴压比钢筋混凝土圆柱桥墩地震易损性分析[J]. 世界地震工程,2018,34(4): 31-37.

[13] BILLAH A H, ALAM M S. Probabilistic seismic risk assessment of concrete bridge piers reinforced with different types of shape memory alloys[J]. Engineering Structures, 2018,162:97-108.

[14] CHANG S E, SHINOZUKA M, MOORE J E. Probabilistic earthquake scenarios: extending risk analysis methodologies to spatially distributed systems[J]. Earthquake Spectra,2000,16(3):557-572.

(责任编辑 吴 亮)

## [参 考 文 献]

[1] 杜建涛. 大跨径连续刚构桥地震响应分析[D]. 西安:长安