

DOI:10.11918/202410043

# 大跨 CFST 拱桥考虑成拱过程的地震响应分析方法

徐粒寒<sup>1</sup>, 徐略勤<sup>1,2</sup>, 周建庭<sup>2</sup>, 袁茂均<sup>1</sup>

(1. 重庆交通大学 土木工程学院, 重庆 400074; 2. 山区桥梁及隧道工程国家重点实验室(重庆交通大学), 重庆 400074)

**摘要:** 为探究成拱过程对大跨钢管混凝土(concrete filled steel tube, CFST)拱桥地震响应的影响机制, 阐释了典型成拱过程与拱肋截面应力累积历程, 提出考虑成拱过程的非线性动力接续分析方法, 并通过 Midas/Civil 专业施工分析模块验证分析方法对成桥初始状态的分析精度。从钢管和管内混凝土地震应变响应、主拱地震位移响应等角度对比分析成拱过程的影响规律, 基于“中介效应分析”剖析成拱过程对大跨 CFST 拱桥地震响应的影响机制。建立了考虑成拱过程前后钢管与管内混凝土地震应变响应的映射关系, 提出地震响应简化修正分析方法。结果表明: 提出的分析方法可达到与 Midas/Civil 专业施工分析非常接近的精度, 钢管峰值应力误差仅为 6.8%, 管内混凝土应力曲线几乎重合; 考虑成拱过程后, 钢管和管内混凝土应变不再符合平截面假定, 在地震作用下考虑成拱过程与否则会导致 CFST 主拱进入不同的弹塑性状态, 其差异随峰值地面加速度(PGA,  $a_{pg}$ ) 的增大而增大; 在主拱截面塑性发展程度较低时, 成桥初始状态差异起决定性影响, 而在塑性发展程度较高时, 材料塑性发展程度差异成为关键影响因素; 所提出的简化修正分析方法精度较高, 钢管及管内混凝土峰值应变误差均值分别仅为 2.9% 和 5.5%。

**关键词:** 大跨钢管混凝土拱桥; 成拱过程; 地震响应; 非线性时程分析; 中介效应分析; 简化修正方法

中图分类号: U442.5

文献标志码: A

文章编号: 0367-6234(2026)02-0031-13

## Analysis method for seismic response of large-span CFST arch bridge considering arch forming process

XU Lihan<sup>1</sup>, XU Lueqin<sup>1,2</sup>, ZHOU Jianting<sup>2</sup>, YUAN Maojun<sup>1</sup>

(1. School of Civil Engineering, Chongqing Jiaotong University, Chongqing 400074, China;

2. State Key Laboratory of Mountain Bridge and Tunnel Engineering(Chongqing Jiaotong University), Chongqing 400074, China)

**Abstract:** In order to explore the influence mechanism of arch formation process on the seismic response of large-span concrete filled steel tube (CFST) arch bridges, the typical arch formation process and the stress accumulation history of the arch rib section are first explained. A nonlinear dynamic sequential analysis method is proposed for large-span CFST arch bridges considering the construction process, and the accuracy of the proposed method in obtaining the initial state of bridge is validated against Midas/Civil professional construction analysis module. The influence laws of the arch formation process are investigated from the perspectives of seismic responses of steel pipe and infilling concrete strains, as well as seismic response of the main arch displacement. Based on the "mediating effect analysis", the influencing mechanism of the arch formation process on the seismic response of large-span CFST arch bridges is addressed. Finally, a mapping relationship between the seismic strain responses of steel pipe and infilling concrete obtained with and without considering the arch formation process is established. A simplified corrective analysis method is proposed for seismic response of large-span CFST arch bridges. The research results indicate that the proposed analysis method can achieve accuracy very close to that of Midas/Civil professional construction analysis, with a peak stress error of only 6.8% for steel pipes and almost overlapping stress curves for infilling concrete. When considering the arch formation process of the main arch, the strain distribution of the steel pipe and infilling concrete no longer conforms to the plane section assumption. Under earthquakes, whether the arch formation process is considered leads to different elastic-plastic states in the CFST main arch, with the discrepancies increasing as the peak ground acceleration (PGA,  $a_{pg}$ ) rises. When the plastic development degree of the main arch section is low, the differences in the initial state of the completed bridge are critically influential.

收稿日期: 2024-10-21; 录用日期: 2024-11-26; 网络首发日期: 2025-03-24

网络首发地址: <https://link.cnki.net/urlid/23.1235.T.20250324.1108.002>

基金项目: 国家自然科学基金(52378482); 重庆英才计划(cstc2022ycjh-bgzxm0133); 四川省交通运输科技项目(2023-ZL-03)

作者简介: 徐粒寒(1996—), 男, 博士研究生; 徐略勤(1983—), 男, 教授, 博士生导师

通信作者: 徐略勤, xulueqin@163.com

Conversely, when the plastic development degree is high, the degree of material plasticity becomes the key influencing factor. The proposed simplified corrective analysis method has high accuracy, with average peak strain errors of only 2.9% for the steel pipes and 5.5% for the infilling concrete.

**Keywords:** large-span CFST arch bridge; arch formation process; seismic response; nonlinear time history analysis; mediating effect analysis; simplified correction method

目前,大跨 CFST 拱桥由于缺乏实际震害资料,其抗震性能尚不完全清晰,再加上构件繁多、结构复杂,一般采用数值模拟的方法开展抗震研究。数值模拟高度依赖建模的准确性,大跨 CFST 拱桥相比其他桥型具有独特的成桥过程,其抗震动力分析模型的准确性和合理性亟需深入研究。

大跨桥梁的成桥初始内力和变形状态不仅对其几何刚度有重要影响,还会进一步影响其在地震作用下进入塑性状态之后的动力响应。大跨 CFST 拱桥采用分阶段成拱的施工方法,通常会经历空钢管吊装、张拉扣索、空钢管成拱、分阶段灌注管内混凝土、拆除扣索等典型过程<sup>[1]</sup>。在这一过程中,由于空钢管首先承载,分阶段浇筑的管内混凝土经流动状态成型后整体受力的机制,最终成型的钢管混凝土拱肋截面经历了复杂的应力累积历程,在成桥初始状态下并不满足平截面假定。钢管与管内混凝土存在显著的应力累积差,这与按照一次落架分析得到的大跨 CFST 拱桥的成桥初始状态有着本质区别。目前,针对大跨 CFST 拱桥成拱过程的研究已有一定的积累,如成拱过程结构内力和线形计算与控制方法研究<sup>[2]</sup>、成拱过程对钢管初应力的影响研究<sup>[3]</sup>、成拱过程对大跨 CFST 拱桥全生命周期的应力分布及力学性能影响研究<sup>[4]</sup>等,但这类研究均没有涉及大跨 CFST 拱桥的抗震问题。在大跨 CFST 拱桥的抗震研究中,以往通常更关注近断层地震动效应<sup>[5]</sup>、行波效应<sup>[6]</sup>、结构抗震性能评估<sup>[7]</sup>、减震方法<sup>[8]</sup>等方面的问题,在模拟方法中均没有考虑成拱过程的影响,少数研究根据内力叠加的思想,采用一次落架的方式对大跨 CFST 拱桥的成桥初始状态进行模拟<sup>[9-10]</sup>。近年来,大跨 CFST 拱桥分阶段成拱过程对其抗震性能的影响逐渐受到关注。Zhao 等<sup>[11-12]</sup>研究了拱肋非平截面应力分布对大跨 CFST 劲性骨架拱桥抗震性能的影响,发现忽略混凝土灌注施工过程会严重低估结构的地震响应,初步证明了成拱过程在大跨 CFST 拱桥抗震研究中是不可忽视的重要因素。然而,当前相关研究仍非常稀缺,上述仅有的研究也主要关注成拱过程中部分典型因素对结构抗震性能的影响,成拱过程对大跨 CFST 拱桥地震响应的的影响机制仍有待进一步研究。

鉴于此,以中国西南高烈度山区某典型大跨 CFST 拱桥为例,就考虑成拱过程的结构非线性动力时程分析方法展开研究与验证,对比探讨考虑成拱过程与否大跨 CFST 拱桥地震响应的差异与变化规律,重点剖析成拱过程对大跨 CFST 拱桥地震响应的的影响机制。研究成果可为大跨 CFST 拱桥抗震分析、设计与评估提供参考。

## 1 分析方法

### 1.1 典型成拱过程与应力累积历程

图 1 阐述了大跨 CFST 拱桥的典型成拱过程及拱肋截面应力累积历程。如图 1(a)所示,首先采用斜拉扣挂法在桥址两岸按照对称悬拼的方式吊装空钢管拱肋节段,通过索力控制拱肋线形;在拱肋合龙后,采用多工作面法按照既定顺序泵送灌注管内混凝土;待管内混凝土达到设计强度之后按序对称拆除扣索,让主拱承担所有自重,并进行后续拱上建筑的施工。

以泵送管内混凝土工序为例,图 1(b)给出了拱肋弦管截面上的典型应力累积历程。为了便于理解,图 1(b)将成拱过程的应力累积历程简述为:在主拱空钢管合龙后,钢管在自重作用下产生了一定的截面应力  $St-1$ ;在泵送混凝土且其尚未形成强度时,混凝土的湿重全部由钢管承担,此时钢管的截面应力产生增量  $St-2$ ,而管内混凝土尚未产生截面应力;当管内混凝土形成强度后,钢管混凝土组合材料正式形成,两者共同承担荷载,此时钢管截面应力增量为  $St-3$ ,管内混凝土截面开始产生应力  $Sc-1$ 。后文桥例采用 4 个工作面进行混凝土泵送,在拱肋上、下弦管分别设置泵送口。桥例主拱的泵送工作面划分、各弦管的混凝土泵送顺序如图 1(c)、(d)所示,即以 T1/T2(下弦内侧)→T3/T4(下弦外侧)→T5/T6(上弦内侧)→T7/T8(上弦外侧)的顺序进行灌注。当然在实际工程中,由于混凝土也是分阶段灌注的,先浇混凝土会比后浇混凝土更早形成应力,而且会受到收缩徐变的影响,钢管混凝土弦管截面上的应力累积历程远比上述过程复杂。显然,采用一次落架的分析方法是无法有效捕捉上述应力累积历程以及成拱时截面初始应力状态的。

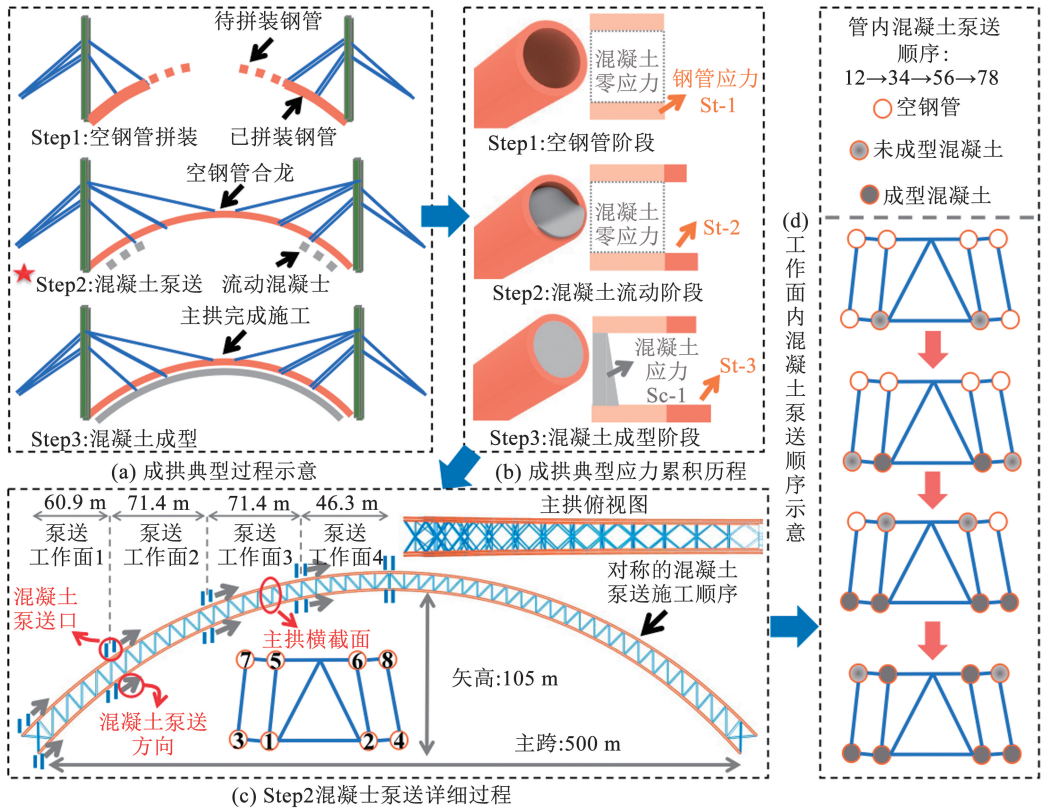


图1 成拱过程及应力累积历程

Fig. 1 Arch formation and stress accumulation processes

### 1.2 考虑成拱过程的动力分析方法

按照图1所示的成拱过程,首先开展大跨CFST拱桥施工阶段分析,在成桥初始状态下进一步开展非线性地震响应分析。由于传统的施工阶段分析通常无法考虑材料非线性,也很难接续进行时程响应分析,在构建考虑成拱过程的抗震动力分析模型时,需要对施工阶段按照非线性分析模式进行专门研究,其中空钢管吊装、管内混凝土灌注、混凝土收缩徐变等环节/因素最为关键,是分析重点。图2给出了考虑成拱过程的地震响应分析流程。

在模拟空钢管吊装过程时,可采用只受拉桁架单元或经截面属性修正的框架单元(设置拉压限值以实现只受拉的力学行为)模拟扣索,施工索力可通过施加温度荷载予以实现,其计算公式为

$$\Delta T_i = \frac{N_i}{\alpha E A_i} \quad (1)$$

式中: $\Delta T_i$ 表示在第*i*号扣索上施加的温度荷载, $N_i$ 为第*i*号扣索的实际施工张拉索力, $\alpha$ 为扣索的线膨胀系数, $E$ 为扣索的弹性模量, $A_i$ 为第*i*号扣索的截面积。

在管内混凝土灌注阶段,多工作面泵送顺序、截面分阶段成型、混凝土由湿重到形成强度等是模拟的关键。采用共轴复合单元法模拟钢管混凝土主

拱,并按照实际空间位置将混凝土单元偏移至钢管内。根据多工作面泵送顺序,通过生死单元分步激活混凝土单元分别模拟混凝土泵送(Step1)和截面分阶段成型(Step2)两个过程。其中,在Step1阶段将新浇筑的混凝土湿重以均布荷载 $W_c$ 的方式施加在对应节段的钢管单元上;在Step2阶段,当混凝土达到预设龄期并形成强度后,钝化荷载 $W_c$ 并激活对应节段的混凝土单元。为了考虑后续非线性动力分析,在每个钢管和混凝土单元的两端设置纤维铰,采用相应的本构模型表征两种材料的非线性特性。

收缩徐变对分阶段成型的钢管混凝土截面的应力重分布具有重要影响。采用CEB-FIP90规范<sup>[13]</sup>推荐的模型作为管内混凝土收缩徐变效应的计算方法,其计算公式为

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cs0} \beta_s(t - t_s) \quad (2)$$

$$\varepsilon_{cs0} = \beta_{RH} [160 + 10\beta_{sc}(9 - f_c/f_{cm0})] \times 10^{-6} \quad (3)$$

$$\beta_s(t - t_s) = \sqrt{\frac{(t - t_s)/t_1}{350(2A_c/h_0u)^2 + (t - t_s)/t_1}} \quad (4)$$

$$\phi(t, t_0) = \phi_0 \beta_c(t - t_0) \quad (5)$$

$$\phi_0 = \left[ 1 + \frac{1 - H_R/H_{R0}}{0.46(h/h_0)^{1/3}} \right] \frac{5.3}{\sqrt{f_{cm}/f_{cm0}}} \frac{1}{0.1 + (t_0/t_1)^{0.2}} \quad (6)$$

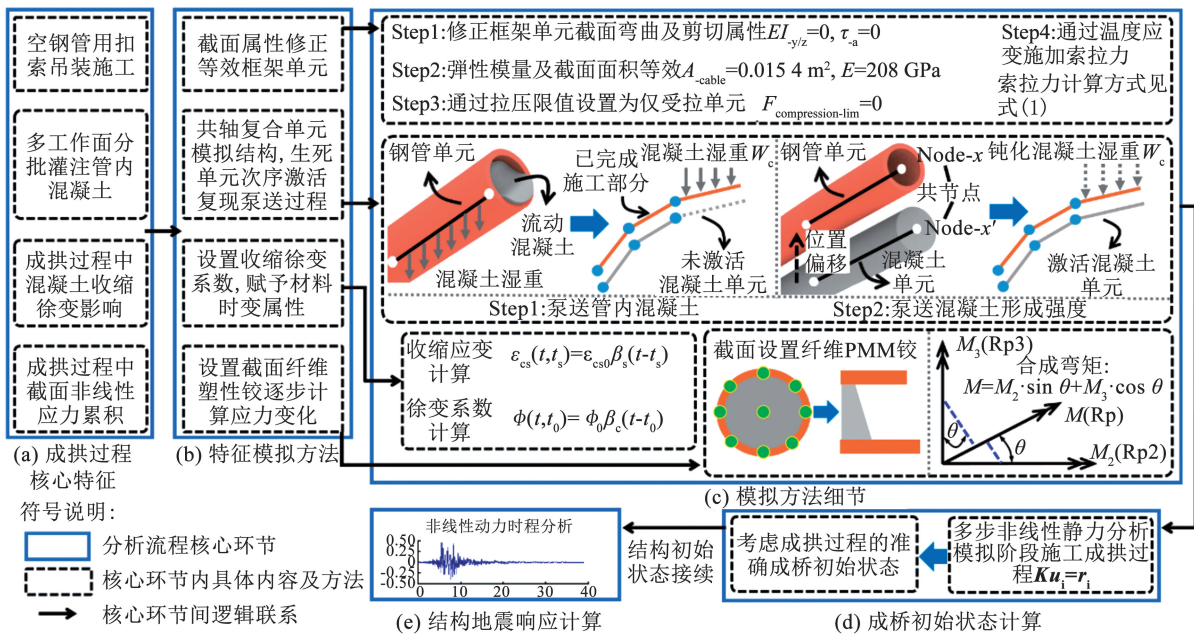


图 2 考虑成拱过程的地震响应分析流程

Fig. 2 Flowchart of seismic response analysis considering arch formation process

$$\beta_c(t-t_0) = \left[ \frac{(t-t_s)/t_1}{\beta_H + (t-t_s)/t_1} \right]^{0.3} \quad (7)$$

$$\beta_H = 150 \left[ 1 + \left( \frac{1.2H_R}{H_{R0}} \right)^{18} \right] \frac{h}{h_0} + 250 \leq 1500 \quad (8)$$

式中:  $\varepsilon_{cs}(t, t_s)$  表示收缩开始龄期为  $t_s$ , 计算龄期为  $t$  时的收缩应变;  $\varepsilon_{cs0}$  为名义收缩系数;  $\beta_s$  为收缩随时间的发展系数;  $\beta_{RH}$  为收缩相关的环境相对湿度参数 (%);  $\beta_{sc}$  为水泥品种参数, 可取 0.25;  $f_{cm}$  为混凝土 28 d 平均抗压强度 (MPa);  $h$  为构件名义尺寸 (mm);  $A_c$  为构件截面面积 ( $\text{mm}^2$ );  $u$  为构件与大气接触周边长度;  $\phi(t, t_0)$  表示徐变开始龄期为  $t_0$ , 计算龄期为  $t$  时的徐变系数;  $\phi_0$  为名义徐变系数;  $\beta_c$  为徐变随时间的发展系数;  $H_R$  为徐变相关的环境相对湿度参数 (%),  $H_{R0} = 100\%$ 。如图 1(c)、(d) 所示, 由于管内混凝土是按照多工作面、分阶段浇筑成型的, 主拱上下、内外弦管以及同一根弦管不同节段的混凝土具有不同的收缩徐变龄期。在分步激活混凝土单元时应按照实际工程的施工进度准确设置收缩徐变发生的时间。

在考虑成拱过程的动力分析方法中, 上述施工阶段按照多步非线性模式进行计算。这样, 材料非线性、几何非线性和边界非线性等属性都可以在接续地震响应分析中得以延用。

## 2 分析模型与验证

### 2.1 桥例分析模型的构建

以西南地区某拟建大跨上承式 CFST 拱桥作为典型案例开展分析与验证。该桥主跨 500 m, 矢高

105 m, 矢跨比 1/4.76, 拱轴线采用悬链线。主拱采用变截面桁架, 桁高由拱脚的 16 m 渐变至拱顶的 11 m, 桁宽由拱脚的 32 m 渐变至拱顶的 22 m。每片拱肋桁架由 4 根钢管混凝土弦杆组成, 钢管直径为 1 600 ~ 1 800 mm, 管壁厚度为 24 ~ 68 mm, 采用 Q550 钢材, 管内灌注 C70 自密实混凝土。拱上立柱采用框架式钢-混组合结构, 上设盖梁, 盖梁与主梁之间设置高阻尼橡胶支座。该桥位于高烈度山区, 下游距离地震断层约 2 km。

依托 SAP2000 有限元分析平台开展拓展建模分析, 主拱根据实际施工方案按照 1.2 节的分析方法进行建模。图 3 列举了在有限元模拟中成拱过程的典型阶段。钢管和管内混凝土的本构模型如图 4(a) 所示。其中, 钢管屈服应力为 550 MPa, 弹性模量为 210 GPa; 管内混凝土本构关系参考文献 [14] 的方法, 峰值压应力取 53.02 MPa, 峰值压应变取 0.003 8。拱上建筑非研究重点, 按照一次落架的施工方法建模, 由于计算量非常大, 拱上建筑统一按照线弹性方式建模, 即拱上立柱和钢箱主梁均采用线弹性框架单元模拟, 高阻尼橡胶支座采用如图 4(b) 所示的解耦弹簧单元模拟, 其竖向承载力为 12 MN, 水平向刚度为 12.5 MN/m。桥面铺装和其余附属结构的质量以均布荷载的形式在施工阶段完成后施加于主梁上, 并在时程分析中将荷载转换为质量纳入计算。在非线性时程积分中采用瑞利阻尼模型, 阻尼比取 3%, 确定瑞利阻尼模型系数的自振周期分别取  $0.9T_1$  和  $0.2T_1$ ,  $T_1$  为拱桥的基本周期。全桥模型如图 4(c) 所示, 为便于描述, 后文将该模型称为 M1。

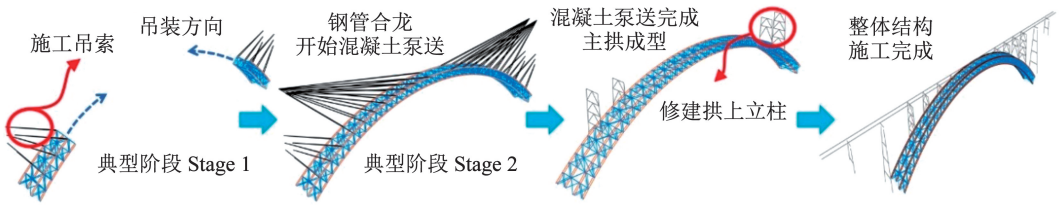


图 3 成拱过程典型阶段

Fig. 3 Typical stages of arch formation process

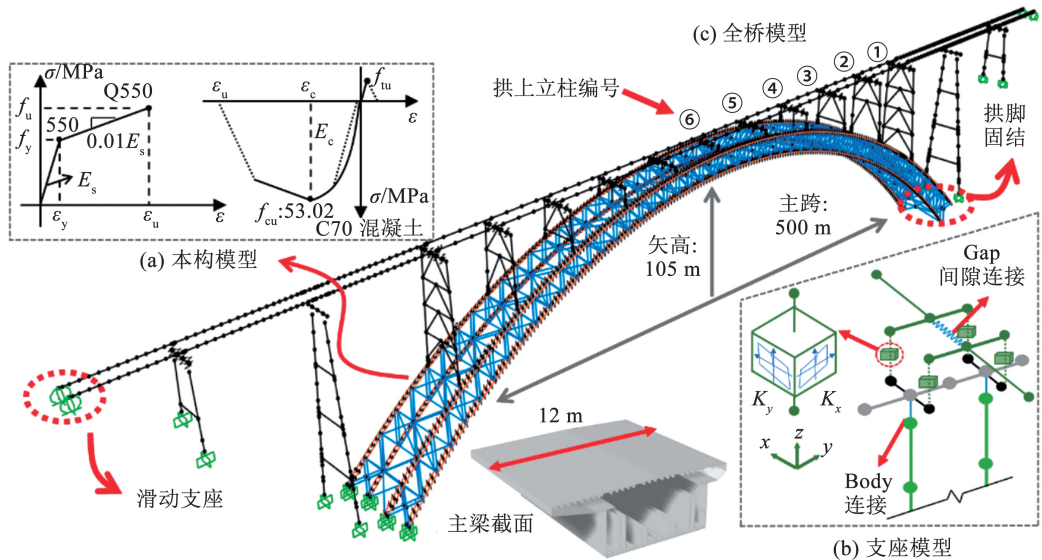


图 4 建模细节与全桥分析模型

Fig. 4 Modeling details and entire bridge analysis model

为了对比成拱过程的影响,按照一次落架的方式建立全桥分析模型,将结构的自重和二期恒载按照图 5 所示的自重斜坡函数添加至模型中,从而产生成桥初始状态,并在此基础上开展接续非线性地震响应分析,后文将该模型称为 M2。

为了验证 1.2 节所提出的成拱过程分析方法,采用 Midas/Civil 建立施工过程分析模型,后文称为

M3。Midas/Civil 具有专业的施工阶段分析模块,且针对钢管混凝土构件开发了专门的施工阶段联合截面,可以接近真实地还原这类组合截面分阶段成型的力学行为。然而, Midas/Civil 无法开展有效的接续非线性动力时程分析,因此,将其作为基准结果验证本节的成拱过程分析精度。

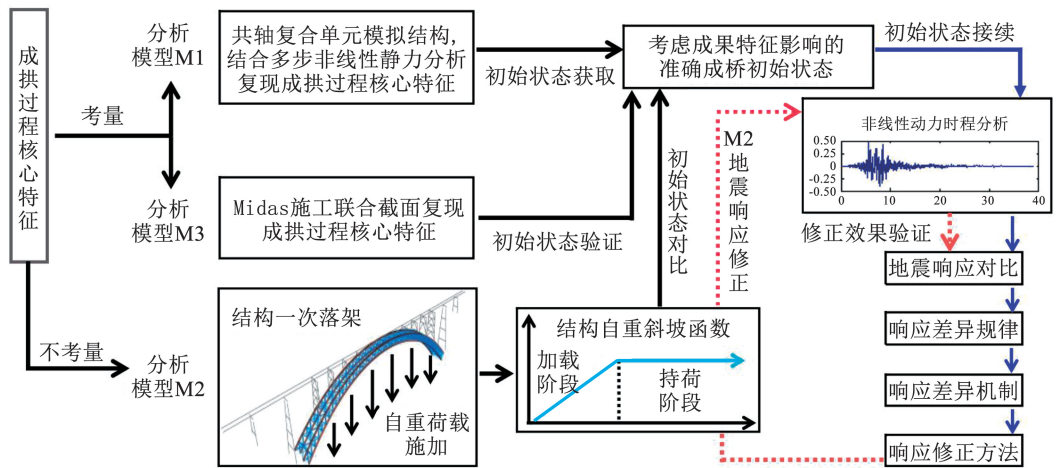


图 5 3 个模型的对比验证关系

Fig. 5 Comparison and verification of three models

## 2.2 模型对比与验证

图 6 为上述 3 个模型在成桥初始状态下部分内力及线形的对比结果,由于结构对称,取半跨分析结果进行对比验证。其中,图 6(a)、(b)分别为成桥状态下,主拱桁架中最不利位置 1#、2#钢管及管内混凝土沿拱肋顺桥向的应力包络值(钢管编号详见图 1(c));图 6(c)、(d)分别为主拱 1#、2#钢管混凝土拱肋轴力与面内弯矩包络值;图 6(e)为成桥初始状态下主拱竖向挠度的包络曲线。

由图 6(a)、(b)可知,M1 和 M3 模型的应力状态非常接近,管内混凝土的应力状态几乎重合,峰值处仅相差约 3 MPa,钢管应力峰值虽相差 18 MPa,但误差仅为 6.8%;而忽略成拱过程会大幅低估钢管的初始应力,同时高估管内混凝土的初始应力,原因在于不考虑成拱过程的 M2 模型将组合截面视为共

同承受荷载,管内混凝土分担了部分钢管所承受的荷载,与 M3 相比,M2 对于钢管和管内混凝土的峰值应力计算误差分别达 17.8%、42.1%。由图 6(c)、(d)可知,3 个模型在拱肋轴力与面内弯矩大小及分布规律上基本接近,M1 和 M3 在拱脚  $P_1$  和峰值处  $P_2$  的数值几乎一样,差值小于 2 MN,误差最大仅 1.5%,而忽略成拱过程的 M2 最大误差为 4.5 MN,误差率为 4.2%,明显高于 M1。在图 6(e)中, $P_i$  代表峰值挠度位置, $D_i$  代表最大挠度,可以看出,M1 和 M3 的最大挠度和最大下挠位置基本一致,整体规律也十分相近,而不考虑成拱过程的 M2 不但会大幅低估最大挠度值,且会造成对最大下挠位置的错误判断。对比验证表明,本文提出的成拱过程分析方法可以达到与 Midas/Civil 专业施工过程分析基本一致的结果。

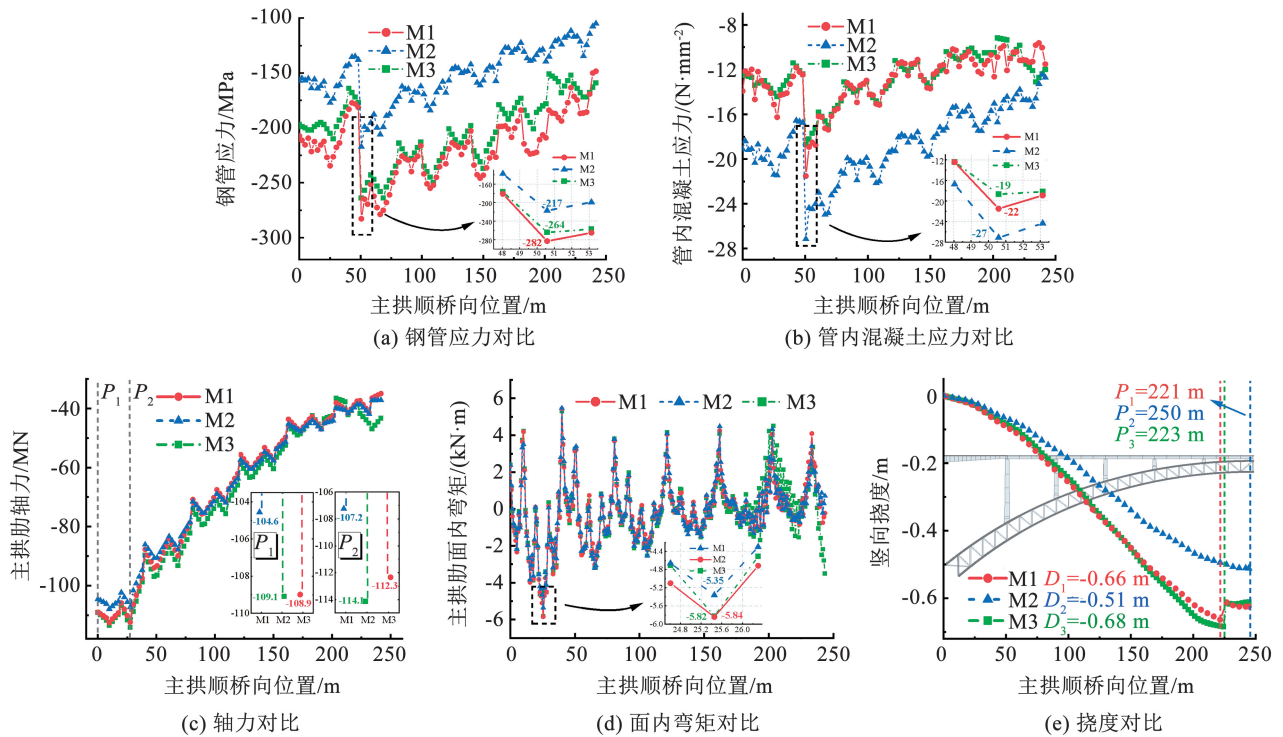


图 6 不同模型的初始状态对比

Fig. 6 Comparison of initial status of different models

## 3 地震响应分析

### 3.1 地震动输入

从 PEER 强震数据库中选取 7 条实际近断层地震时程记录作为桥例分析的激励作用。根据既往研究<sup>[15]</sup>,大跨拱桥的横桥向通常会产更不利的地震响应,因此,将原始地震动记录中  $a_{PG}$  较大的水平向分量沿横桥向输入。表 1 列举了 7 条原始地震波的部分参数,其中, $a_{PG-X}$ 、 $Y$ 、 $Z$  分别表示该分量沿纵、横桥向和竖向输入。为了探讨地震动大小的影响,

将所选地震动记录的最大水平分量  $a_{PG}$  按照桥址场地设计地震(50 a 超越概率 10%)、罕遇地震(50 a 超越概率 2%)和极罕遇地震(50 a 超越概率 0.1%)的发生概率分别调幅至 0.15g、0.255g 和 0.65g。采用三向激励方式,其余两个分量的  $a_{PG}$  采用相同的调幅系数进行调整。

### 3.2 成拱过程的影响规律分析

图 7 以地震记录 No. 1 为例,给出了在 3 个  $a_{PG}$  下成拱过程对桥例关键地震响应时程的影响。可以看出,M1 与 M2 两个模型在不同地震强度下的时程

曲线均呈现明显差异。其中, 在  $a_{PC} = 0.65g$  下钢管及管内混凝土的峰值应变差 (即图中的  $\Delta$ ) 比其余两个  $a_{PC}$  下的应变差明显更大, 只是由于图中竖坐

标数值较大, 无法有效体现, 竖向位移峰值响应差则小幅降低。

表 1 地震动记录

Tab. 1 Ground motion records

编号	地震记录	地震事件	震级 $M_w$	$a_{PC}-X/g$	$a_{PC}-Y/g$	$a_{PC}-Z/g$	$T_p/s$
No. 1	RSN1120	Kobe, Japan	6.9	0.62	0.67	0.28	1.55
No. 2	RSN143	Tabas, Iran	6.9	0.85	0.86	0.64	5.30
No. 3	RSN181	Imperial Valley-06	7.4	0.44	0.45	1.80	3.77
No. 4	RSN723	Superstition Hills-02	6.5	0.38	0.43	0.26	2.39
No. 5	RSN6906	Darfield NZ	6.5	0.71	0.76	1.24	2.40
No. 6	RSN182	Imperial Valley-06	7.0	0.34	0.47	0.58	4.38
No. 7	RSN1503	Chi-Chi Taiwan, China	6.5	0.57	0.79	0.26	5.74

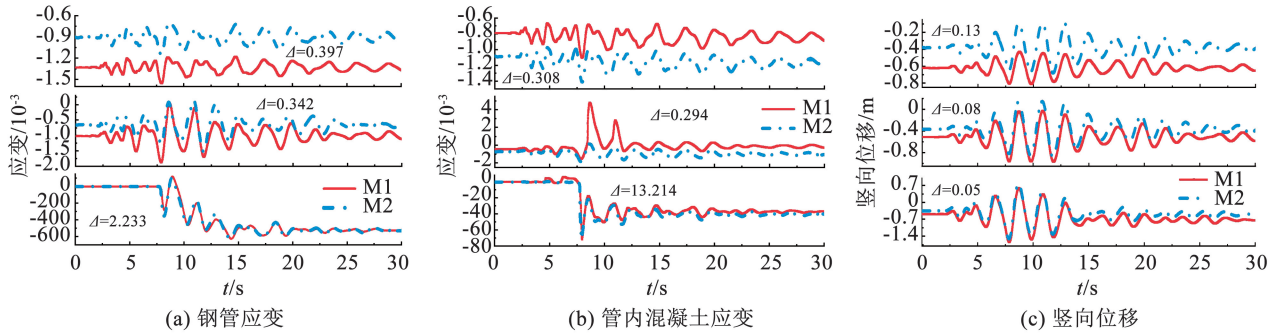


图 7 典型地震波下成拱过程的影响

Fig. 7 Effects of arch formation process under a typical ground motion

由图 8 可知, 成拱过程对钢管和管内混凝土峰值应变的影响随  $a_{PC}$  的增大而明显增大, 对主拱横向和竖向峰值位移的影响则没有表现出与  $a_{PC}$  的明显关系。以  $a_{PC} = 0.65g$  为例, M1 和 M2 模型的响应差异主要由 No. 1 和 No. 3 两条波明显更大的结果导致, 其余 5 条波的峰值响应均未超过材料屈服应变, 因此并未导致两个模型的计算结果产生明显差异。如图 8(a) 所示, 在  $a_{PC} = 0.65g$  的 No. 3 地震波作用下, M1 模型的钢管峰值应变已超出其材料极限  $\epsilon_u$ , 而 M2 模型仍处于材料屈服应变  $\epsilon_y$  与极限应变  $\epsilon_u$  之间; 图 8(b) 中的管内混凝土应变则有相反的规律, 在  $a_{PC} = 0.65g$  的 No. 3 地震波作用下, M1 模型

的管内混凝土应变还未达到混凝土开裂应变  $\epsilon_c$ , 而 M2 模型已远超出了开裂应变, 充分显示了考虑成拱过程之后钢管应变累积历程更长, 而管内混凝土的应变累积历程更短的显著特征。图 8(c) 表明, 考虑成拱过程对主拱横向位移响应的影响非常小, 且随  $a_{PC}$  变化的趋势不明显, 其原因是考虑成拱过程与否对主拱初始横向位移状态没有明显的影响。图 8(d) 表明, 考虑成拱过程对主拱竖向位移响应有明显的影响, 但该影响对  $a_{PC}$  的敏感程度远低于主拱应变响应。限于篇幅, 后文主要以结构内力响应为对象进行对比分析。

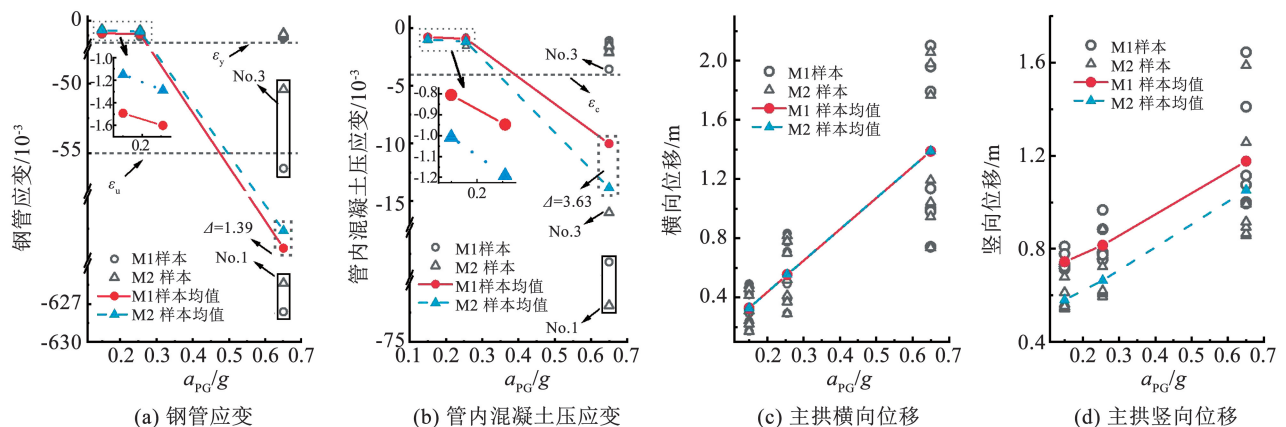


图 8 M1 和 M2 模型地震响应对比

Fig. 8 Comparison of seismic responses between models M1 and M2

### 3.3 成拱过程的影响机制分析

上述分析表明,在成拱过程中钢管和管内混凝土发生了不同程度的应力累积历程,导致应变不满足平截面假定,因此,在地震作用下,截面材料会因

为是否考虑成拱过程而进入不同程度的塑性状态。为了探明成拱过程对大跨 CFST 拱桥地震响应的影 响机制,将 M1、M2 两个模型的地震内力响应按照材 料弹塑性状态差异分为如表 2 所示的 4 类。

表 2 材料塑性发展状态分类

Tab.2 Classification of material plasticity development states

类别	弹塑性状态描述
C1	M1、M2 的响应均处于材料弹性阶段
C2	M1、M2 的响应一个处于材料弹性阶段,一个进入材料塑性阶段
C3	M1、M2 的响应均处于材料塑性发展阶段
C4	M1、M2 的响应一个处于材料塑性发展阶段,一个超过材料峰值应变,或两个均超过材料峰值应变

以钢管应变为例,上述 7 条波在 3 个  $a_{PG}$  下共 21 组样本中有 19 组均属于 C1,有两组属于 C4;以 管内混凝土应变为例,21 组样本中有 11 组属于 C2, 有 8 组属于 C3,有两组属于 C4。为补充钢管应变 的有效样本,对 7 条波进行额外调幅开展补充计算, 除去 C1 类别后,共得到了 18 组有效样本。图 9 展 示了 39 组有效样本按材料塑性发展状态分类进行 描述的钢管和管内混凝土峰值应变差异的变化规

律。其中,管内混凝土应变样本中无一属于 C1,故 图 9(b)从 C2 开始对比,图中  $\Delta R_i$  表示在第  $i$  个差 异分类下 M1 和 M2 模型的峰值响应均值差异。可 以看出,考虑成拱过程与否,钢管和管内混凝土应 变响应差异随所定义材料塑性程度的增大而显著 增大,说明地震作用下材料不同程度的塑性发展 状态是引起大跨 CFST 拱桥地震响应差异的重要 原因。

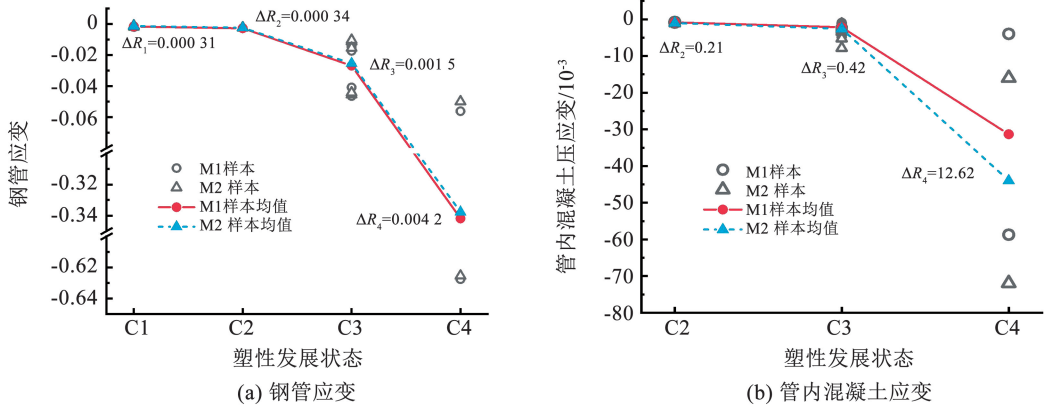


图 9 材料塑性发展状态的影响对比

Fig.9 Comparison of effects of material plasticity development states

是否考虑成拱过程会造成大跨 CFST 拱桥成桥 初始状态的差异,这是导致 M1 和 M2 模型产生地震 响应差异的根本原因,而地震响应差异又会随钢管 混凝土材料塑性程度的发展而变化。这类似于归因 分析中的“中介效应”概念,如图 10 所示。

如果将成拱过程作为独立变量,将大跨 CFST 拱桥的地震响应作为因变量,直接探讨两者之间的 相互关系属于“直接效应分析”,即图 10 中的路径 ①;采用“中介效应分析”则更有利于深入研究两个 变量间相互影响的内在机制,而中介变量就是该分 析思想的关键<sup>[16]</sup>。显然,大跨 CFST 拱桥的成桥初 始状态(中介变量一)、结构在地震作用下的材料塑 性发展状态(中介变量二,对应表 2 中的 4 个状态) 是两个典型的中介变量。采用“中介效应分析”,可 通过对中介变量的调控提出简化修正方法,以便大 幅降低建模难度与计算成本。

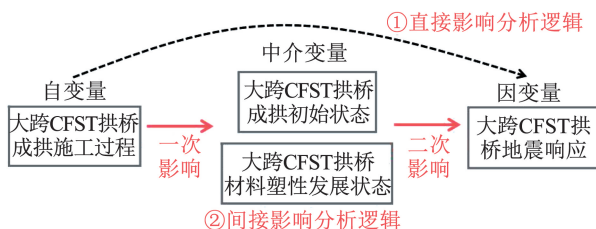


图 10 “中介效应”概念

Fig.10 Concept of "mediating effects"

定义指标  $R_{ID}$  (initial difference ratio) 评估 M1 和 M2 两个模型的成桥初始状态(即中介变量一)对地

震响应差异的影响,其计算公式如下:

$$R_{ID} = \frac{\Delta R}{\Delta R_{init}} \quad (9)$$

式中:  $\Delta R$  表示 M1 与 M2 模型的峰值响应差异,  $\Delta R = \Delta R_{M1} - \Delta R_{M2}$ ;  $\Delta R_{init}$  表示 M1 与 M2 模型的成桥初始状态差异。  $R_{ID}$  越接近于 1, 表示该中介变量的影响越显著。

图 11 展示了 39 组样本中钢管和管内混凝土应变在 4 种材料塑性状态下的  $R_{ID}$  变化趋势。可以看

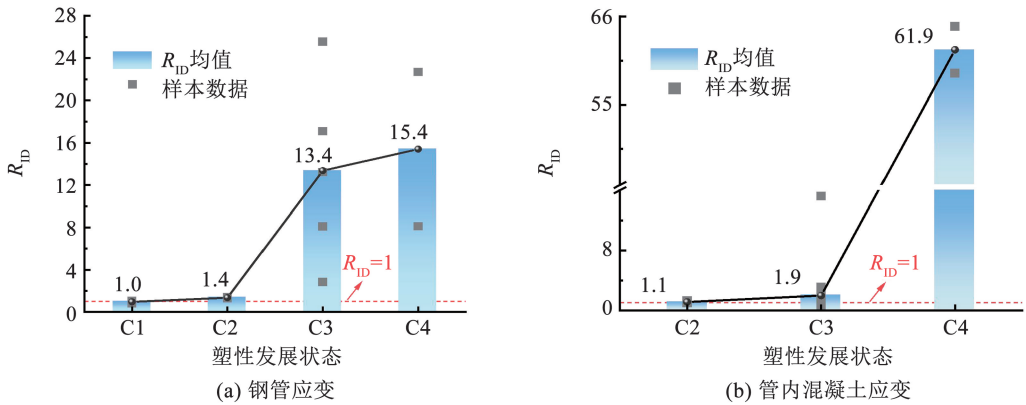


图 11 峰值响应  $R_{ID}$  变化趋势

Fig. 11 Trends of peak response  $R_{ID}$

除了地震响应峰值外,时程响应曲线可以反映结构地震响应的全部变化过程,是另一个重要评价依据。为此,定义指标  $R_{MD}$  (movement difference ratio) 来评估材料塑性发展状态(即中介变量二)对地震响应差异的影响,其计算公式如下:

$$R_{MD} = \begin{cases} (R_{M1-i} - R_{M2-i}) / \Delta R_{init}, & C1 \sim C3: \Delta R < \Delta R_{max} \\ (R_{M1-i} - R_{M2-i}) / \Delta R_{max}, & C3: \Delta R \geq \Delta R_{max} \end{cases} \quad (10)$$

式中:  $R_{M1-i}$  和  $R_{M2-i}$  分别表示 M1 和 M2 模型在  $i$  时刻的地震响应值,  $\Delta R_{max}$  为 M1 和 M2 模型的峰值响应差异。当响应差异为 C1、C2 状态,或在 C3 状态且首次超过  $\Delta R_{max}$  之前时,采用式(10)的上式;在 C3 状态且首次超过  $\Delta R_{max}$  之后,则采用式(10)的下式;当处于 C4 状态时,其中至少一个模型的峰值应变响应已超过其材料极限,对于抗震分析和评估来说可定义为完全破坏,因此,也不纳入后续分析。

图 12 以部分典型结果为例,给出了钢管应变  $R_{MD}$  时程的对比图,其中,图 12(a)、(b) 为 C1 和 C2 状态的对比,图 12(c)、(d) 为 C1 和 C3 状态的对比。可以看出, C1 的  $R_{MD}$  时程曲线基本都在标准轴(即  $R_{MD} = 1$ ) 附近波动,说明当 M1 和 M2 两个模型在地震作用下均处于弹性状态时,地震响应非常接近,两者差异几乎与成桥初始状态差异相同;而 C2 的  $R_{MD}$  时程曲线波动范围明显偏离标准轴,说明当

出,随着材料弹塑性程度的发展,成桥初始状态产生的影响越来越小。在 C1 和 C2 状态下,钢管应变的  $R_{ID}$  分别仅为 1.0 和 1.4,管内混凝土应变的  $R_{ID}$  仅为 1.1,表明成桥初始状态差异产生的影响非常显著,地震响应差异几乎完全由初始状态差异导致;而在 C3 和 C4 状态下,钢管与管内混凝土应变的  $R_{ID}$  分别达 13.4 和 15.4、1.9 和 58.7,表明成桥初始状态差异对主拱地震响应的影响已经非常小。

两个模型处于不同弹塑性状态时,地震响应会产生明显差异,即忽略成拱过程可能导致计算结果出现严重偏差; C3 的  $R_{MD}$  时程曲线只在图中阴影区明显偏离标准轴,在阴影区之外则基本贴近标准轴波动,说明两个模型进入材料塑性状态的时间有差异,即图中阴影区所对应的时段,当两个模型均进入塑性状态后,其地震响应差异再次趋近。可见 M1 和 M2 模型在地震作用下所处的材料塑性发展状态是重要的中介变量。

如图 13 所示,将同一条地震波作用下 M1 和 M2 两个模型的峰值响应在材料本构曲线上进行位置标注,以便进一步分析中介变量二的影响规律。图 13(a) 表示在 C1 状态下钢管峰值应变的位置标注情况,为便于展示仅选取 5 组样本(其余样本均有同样规律)。可以看出,在弹性状态下 M1 和 M2 两个模型的峰值响应差异非常小,5 个样本均处于本构曲线的初始弹性段,其应变差与成桥初始状态基本一致。图 13(b) 表示在 C2、C3 状态下钢管峰值应变的位置标注情况,7 组样本在本构曲线上所处的位置差异很大, M2 模型的样本始终滞后于 M1 模型,当峰值响应进入材料塑性段后,两个模型在本构曲线上的位置差异被迅速放大,因此,地震响应差异也明显增大。值得一提的是,管内混凝土应变响应也有类似的规律,只是 M1 模型的样本始终滞后于 M2 模型,限于篇幅,不再赘述。

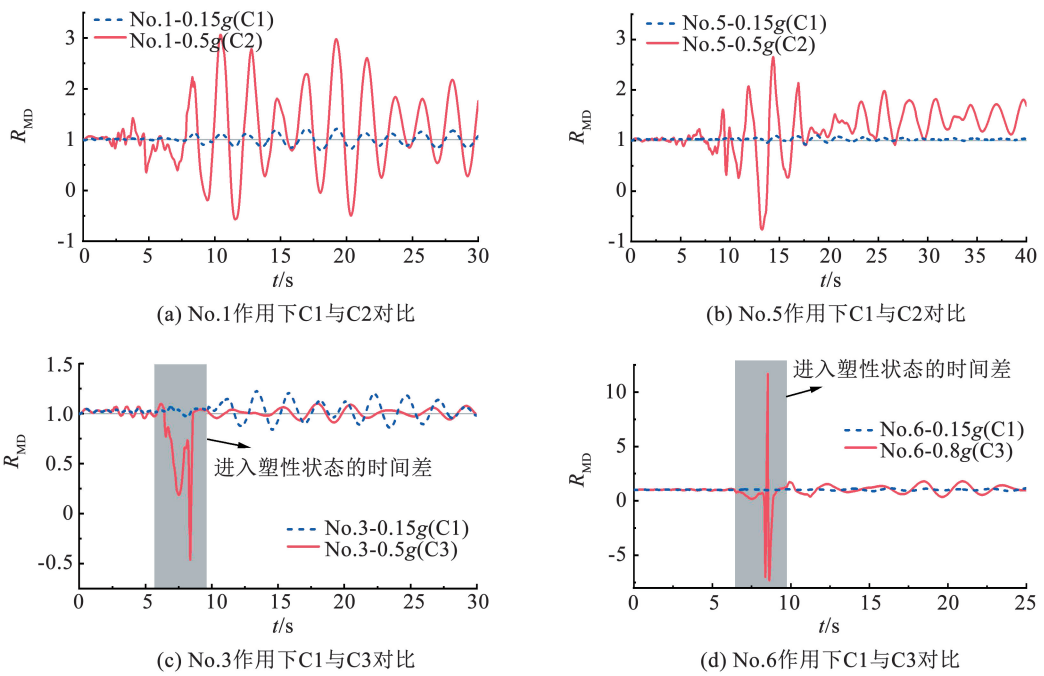


图 12 钢管应变  $R_{MD}$  时程的对比

Fig. 12 Comparison of  $R_{MD}$  histories for steel tube strain

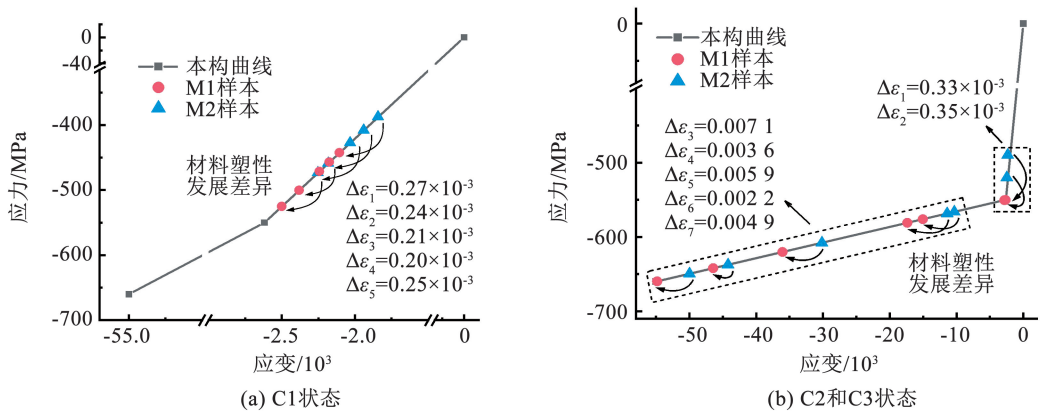


图 13 钢管峰值应变在本构曲线上的位置

Fig. 13 Positions of steel tube peak strains on constitutive curve

综上,是否考虑成拱过程导致的成桥初始状态差异、结构在地震作用下是否进入塑性状态以及材料塑性发展程度,是成拱过程对大跨 CFST 拱桥地震响应的关键影响机制。

## 4 简化修正方法研究

### 4.1 映射关系分析

图 14(a)以钢管应变为例,给出了大跨 CFST 拱桥由弹性阶段经塑性发展至完全损伤过程中是否考虑成拱过程的地震响应差异变化规律。L1 表示考虑成拱过程的地震响应发展曲线,L2 为一次落架的地震响应发展曲线。由前文分析可知,考虑成拱过程的影响后,钢管初始应变由于累积效应明显大于一次落架的分析结果。因此,在地震作用下 L1 曲线

比 L2 曲线更快进入塑性阶段,且随着塑性程度的发展,两者差距愈来愈大,直至两者最终都进入塑性阶段。在这种影响机制下,结构在弹性阶段的地震响应差异与成桥初始状态差异几乎相同,即图中的  $D_E$ ;随着 L1 更早进入塑性阶段(此时 L2 仍处于弹性阶段),两者的地震响应差异逐渐增大,即图中的  $D_{P1}$ ;当 L1 和 L2 都进入塑性阶段,两者的地震响应差异逐渐维持稳定,即图中的  $D_{P2}$ 。值得一提的是,管内混凝土应变响应具有相反的规律,即 L1 曲线比 L2 曲线更晚进入塑性阶段,限于篇幅,不再赘述。

图 14(b)详细描述了 L1 与 L2 曲线之间的映射关系,其中,  $S_y$  表示材料屈服应力;  $S_{init}$  表示成桥初始状态应力差;  $\alpha$  和  $\beta$  分别为弹性段和塑性段的水平夹角,可根据弹性模量  $E$  求得;  $\epsilon_{init}$  为成桥初始状态

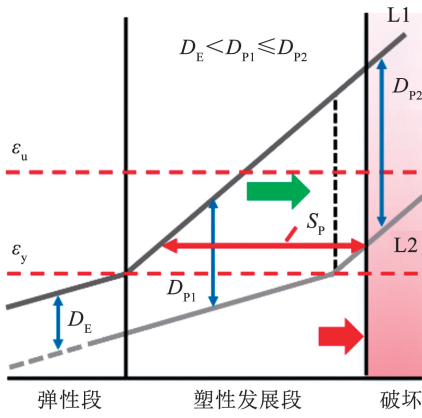
应变差,可由  $S_{init}/E$  求得; $\Delta S_p$  为塑性段应力差; $\Delta \varepsilon_p$  为塑性段应变差; $(S_A, \varepsilon_A)$  为地震下 M1 模型的应力和应变响应; $(S_N, \varepsilon_N)$  为地震下 M2 模型的应力和应变响应。根据 M2 模型的响应,可将映射关系分为 3 段,两个模型的响应差分别为  $\Delta \varepsilon_1$ 、 $\Delta \varepsilon_2$ 、 $\Delta \varepsilon_3$ ,

3 段映射关系的数学表达如下:

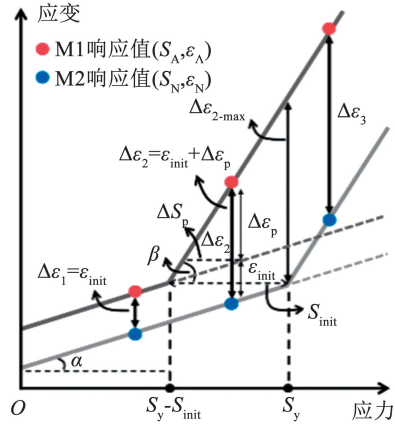
$$\varepsilon_A = \varepsilon_N + \Delta \varepsilon_1 \quad (11)$$

$$\varepsilon_A = \varepsilon_N + \Delta \varepsilon_2 \quad (12)$$

$$\varepsilon_A = \varepsilon_N + \Delta \varepsilon_3 \quad (13)$$



(a) 成拱过程的影响机制



(b) 数学映射关系模型

图 14 简化修正分析方法的基本原理

Fig. 14 Basic principle of simplified correction analysis method

当  $S_N < S_y - S_{init}$  时, M1 和 M2 的地震响应满足式(11)的映射关系,其中,  $\Delta \varepsilon_1$  取  $\varepsilon_{init}$ 。

当  $S_y - S_{init} \leq S_N < S_y$  时, M1 和 M2 的地震响应满足式(12)的映射关系,其中,  $\Delta \varepsilon_2$  需要在  $\varepsilon_{init}$  的基础上加上  $\Delta \varepsilon_p$ ,  $\Delta \varepsilon_p$  的计算公式如下:

$$\Delta \varepsilon_p = \tan \beta \cdot \Delta S_p \quad (14)$$

$$\Delta S_p = \zeta \cdot S_{over} \cdot f_m \quad (15)$$

$$\zeta = S_{over} / S_y \quad (16)$$

$$S_{over} = S_N + S_{init} - S_y \quad (17)$$

式中:  $S_{over}$  表示超出应力,即地震作用下 M2 模型的应力响应加上  $S_{init}$  后超出  $S_y$  的应力值;  $\zeta$  表示超出应力在材料弹性段应力的占比;  $f_m$  为修正系数,经过大量试算拟合建议取 0.25。

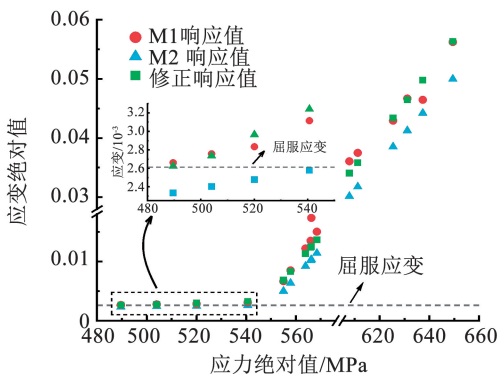
当  $S_y \leq S_N < S_u$  时, M1 和 M2 的地震响应满足

式(13)的映射关系,其中,  $\Delta \varepsilon_3$  的计算公式如下:

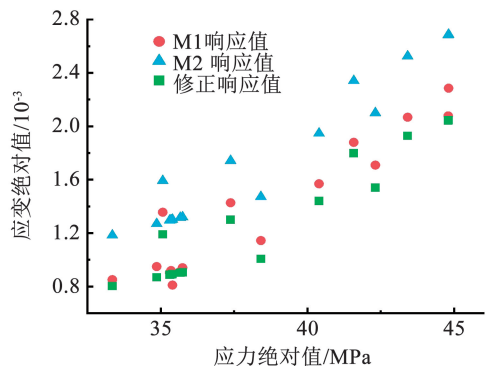
$$\Delta \varepsilon_3 = \varepsilon_{init} + \Delta \varepsilon_p + \Delta \varepsilon_2^{max} \quad (18)$$

$$\Delta \varepsilon_2^{max} = S_{init} \cdot \frac{S_{init}}{S_y} \cdot f_m \cdot \tan \beta \quad (19)$$

选取 16 组钢管和管内混凝土峰值应变响应样本验证上述映射关系,其中,混凝土本构模型没有明确的屈服点,根据其本构关系曲线变化取 28.58 MPa 和  $9.13 \times 10^{-3}$  作为映射关系模型中拐点处  $(S_y, \varepsilon_y)$  的值。图 15 展示了 M1、M2 以及通过映射关系计算得到的峰值响应绝对值,在任意一组样本中,取 M2 的应力响应作为横坐标,取 3 种分析方法各自的应变响应作为纵坐标。可以看出,采用映射关系计算得到的峰值响应非常接近 M1 模型的计算结果,验证了映射关系的准确性。



(a) 钢管应变



(b) 管内混凝土应变

图 15 映射关系验证

Fig. 15 Verification of mapping relationship

## 4.2 简化修正方法及其验证

上述映射关系中通过  $S_{\text{ini}}$  考虑了成桥初始状态差异的影响(中介变量一),通过夹角  $\alpha$  和  $\beta$  的变化考虑了弹塑性阶段不同的发展状态(中介变量二),由此构建了 M1 与 M2 峰值地震响应之间的联系。根据“中介效应分析思想”,映射关系在阐释 M1 与 M2 峰值地震响应联系的同时,也可以反向通过对 M2 模型的峰值地震响应采用映射关系进行修正,进而近似得到 M1 模型的分析结果,也就是考虑成拱过程的峰值地震响应近似值。

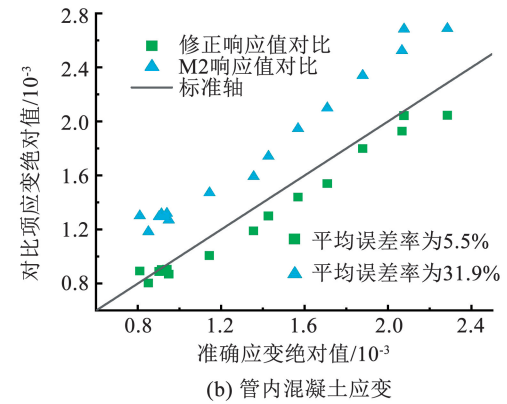
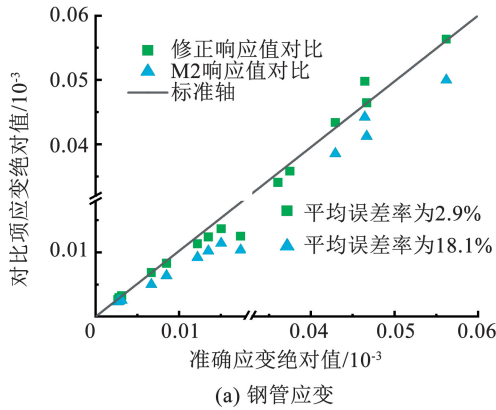


图 16 修正结果对比验证

Fig. 16 Comparison and verification of correction results

大跨 CFST 拱桥考虑成拱过程的非线性抗震建模方法非常繁复,精度虽高但计算效率较低,因此,根据上述映射关系提出简化修正分析方法,即按照一次落架计算成桥初始状态,据此开展连续非线性地震响应分析(即 M2 模型),然后采用式(11)~(13)的映射关系对计算结果进行修正,由此近似得到考虑真实成拱过程的地震响应结果。

## 5 结论

1) 钢管和管内混凝土在成拱过程中经历了不同的应力累积历程。按一次落架分析,成桥初始状态下的钢管峰值应力被低估 47 MPa,误差为 17.8%,管内混凝土峰值应力被高估 8 MPa,误差为 42.1%。本文提出的考虑成拱过程的非线性分析方法,可以达到与 Midas/Civil 专业施工分析模块非常接近的精度,钢管峰值应力误差仅为 6.8%。

2) 成拱过程对钢管和管内混凝土地震峰值应变的影响随  $a_{\text{PC}}$  的增大而明显增大,对主拱峰值位移响应的影响则与  $a_{\text{PC}}$  关系不明显。原因在于考虑成拱过程后,钢管和管内混凝土应变不再符合平截面假定,在地震作用下两者会进入不同的弹塑性状态,其差异随  $a_{\text{PC}}$  的增大而增大。

图 16 对钢管和管内混凝土峰值应变响应的修正效果进行对比,以 M1 的峰值应变响应为横坐标,分别以 M2 和经修正后的响应值为纵坐标进行对比,越靠近标准轴表明其响应值与 M1 的峰值响应越接近。可以看出,修正后的峰值应变与 M1 的计算结果非常接近。以 M1 的结果为准确值进行误差计算,钢管及管内混凝土峰值应变响应的误差均值分别由修正前的 18.1% 和 31.9% 下降至 2.9% 和 5.5%,修正精度非常高。

3) 考虑成拱过程后,大跨 CFST 拱桥主拱截面在地震作用下存在 4 种不同的材料塑性发展状态 C1 ~ C4。引入“中介效应分析思想”发现,在塑性发展程度较低的 C1 和 C2 状态,成桥初始状态差异起决定性影响;而在塑性发展程度较高的 C3 和 C4 状态,主拱截面的材料塑性发展程度差异是成拱过程对大跨 CFST 拱桥地震响应的关键影响因素。

4) 基于“中介效应”分析,采用分段数学表达式建立了大跨 CFST 拱桥考虑成拱过程前后钢管与管内混凝土地震应变响应在不同材料塑性发展状态 C1 ~ C4 下的映射关系,通过 16 组钢管和管内混凝土峰值应变响应样本验证了映射关系的准确性。

5) 根据映射关系,提出了大跨 CFST 拱桥考虑成拱过程的地震响应简化修正分析方法,通过映射关系对计算结果进行修正,可大幅降低建模难度与计算量。验证分析显示,简化修正分析方法可将钢管及管内混凝土峰值应变计算误差均值由修正前的 18.1% 和 31.9% 分别下降至 2.9% 和 5.5%。但其适用性仍需通过更多案例进行验证。

## 参考文献

[1] 周银, 王玥, 周建庭, 等. 500 m 级钢管拱桥成拱计算与控制方

- 法[J]. 中国公路学报, 2022, 35(5): 60  
ZHOU Yin, WANG Yue, ZHOU Jianting, et al. Arch forming calculation theory and control method of 500 m steel tube arch bridge [J]. China Journal of Highway Transportation, 2022, 35(5): 60. DOI:10.19721/j.cnki.1001-7372.2022.05.006
- [2] MICHELE F G, PIERCARLO M, ANTONINO R, et al. Partial elastic scheme method in cantilever construction of concrete arch bridges [J]. Journal of Bridge Engineering, 2013, 18(7): 663. DOI:10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000396
- [3] 周水兴. 钢管初应力对钢管混凝土拱桥承载力的影响研究[D]. 重庆: 重庆大学, 2007  
ZHOU Shuixing. The study of effect on capacity of cfst arch bridge with steel tube initial stress[D]. Chongqing: Chongqing University, 2007. DOI:10.7666/d.y1195152
- [4] CHEN Bowen, HAN Linhai, QIN Dayan, et al. Life-cycle based structural performance of long-span CFST hybrid arch bridge; a study on arch of pingnan third bridge [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2023, 207: 107939. DOI: 10.1016/J. JCSR. 2023. 107939
- [5] 李晰, 何澜, 李倩, 等. 脉冲型地震动对CFST拱桥抗震性能的影响分析[J]. 西南交通大学学报, 2019, 54(4): 731  
LI Xi, HE Lan, LI Qian, et al. Effect of pulse-like ground motion on seismic performance of concrete-filled steel tubular arch bridge [J]. Journal of Southwest Jiaotong University, 2019, 54(4): 731. DOI: 10.3969/j.issn.0258-2724.20180855
- [6] LI Zite, WANG Genhui, FAN Jian, et al. Seismic response analysis of multidimensional and multiangle long-span top-supported cfst arch bridge [J]. Advances in Civil Engineering, 2022, 6807916: 1. DOI:10.1155/2022/6807916
- [7] 冯莉, 樊燕燕, 王力, 等. 基于性能的高速铁路钢管混凝土拱桥地震经济风险分析[J]. 铁道科学与工程学报, 2019, 16(3): 573  
FENG Li, FAN Yanyan, WANG Li, et al. Performance-based seismic financial risk assessment of a CFST arch bridge over high-speed railway [J]. Journal of Railway Science and Engineering, 2019, 16(3): 573. DOI:10.19713/j.cnki.43-1423/u.2019.03.003
- [8] JIN Shuangshuang, AI Pupeng, ZHOU Jianting, et al. Seismic performance of an assembled self-centering buckling-restrained brace and its application in arch bridge structures [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2022, 199: 107600. DOI:10.1016/J. JCSR. 2022. 107600
- [9] 陈彦江, 张德义, 李晰, 等. 空间变化地震作用下钢管混凝土拱桥的抗震分析[J]. 工程力学, 2013, 30(12): 99  
CHEN Yanjiang, ZHANG Deyi, LI Xi, et al. Stochastic seismic analysis of a CFST arch bridge under spatially varying ground motions [J]. Engineering Mechanics, 2013, 30(12): 99. DOI:10.6052/j.issn.1000-4750.2012.07.0489
- [10] 张令, 徐略勤. 近断层地震下大跨钢管混凝土拱桥损伤模式研究[J]. 地震工程与工程振动, 2020, 40(3): 204  
ZHANG Ling, XU Lueqin. Damage pattern analysis of large-span CFST arch bridge under near-fault earthquakes [J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2020, 40(3): 204. DOI: 10.13197/j.eeev.2020.03.204.zhangl.021
- [11] ZHAO Canhui, DUAN Jiahong, TANG Cheng, et al. Seismic performance analysis of CFST stiff skeleton concrete arch bridge considering non-planar sectional stress induced by balanced ring-casting construction [J]. Journal of Earthquake Engineering, 2023, 27(1): 84. DOI:10.1080/13632469.2021.1997837
- [12] 唐成. 分环分段浇筑钢管混凝土劲性骨架拱桥抗震性能研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2022  
TANG Cheng. Seismic performance analysis of cfst stiff skeleton concrete arch bridge considering balanced ring-casting construction [D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2022. DOI:10.27414/d.cnki.gxnju.2022.002902
- [13] Comité Euro-International Du Béton. CEB-FIP model code 1990 [S]. London: Thomas Telford, 1993
- [14] 韩林海. 钢管混凝土结构: 理论与实践 [M]. 3版. 北京: 科学出版社, 2016: 72  
HAN Linhai. Concrete filled steel tubular structures; theory and practice [M]. 3rd ed. Beijing: Science Press, 2016: 72
- [15] XIN Lifeng, LI Xiaozhen, ZHANG Zetian, et al. Seismic behavior of long-span concrete-filled steel tubular arch bridge subjected to near-fault fling-step motions [J]. Engineering Structures, 2019, 180: 148. DOI:10.1016/j.engstruct.2018.11.006
- [16] 温忠麟, 叶宝娟. 中介效应分析: 方法和模型发展 [J]. 心理科学进展, 2014, 22(5): 731  
WEN Zhonglin, YE Baojuan. Analyses of mediating effects; the development of methods and models [J]. Advances in Psychological Science, 2014, 22(5): 731. DOI: 10.3724/SP. J. 1042. 2014. 00731

(编辑 刘 彤)