DOI:10.11918/201812166

连续梁桥的矢量地震动强度指标选取

张鹏辉, 郭军军, 冯睿为, 袁万城

(土木工程防灾国家重点实验室(同济大学), 上海 200092)

摘 要: 为了在不显著增加计算量的前提下,简化地震动强度指标的选取流程,减小概率地震需求模型的变异性,提出针对特定场地条件和结构类型的矢量地震动强度指标选取方法. 首先基于候选的 20 个标量地震动强度指标(IM),通过方差扩大因子法剔除能被其他 IM 线性表示的不重要 IM,消除 IM 间的多重共线性;然后从线性无关的 IM 中按偏决定系数选取与工程需求参数具有显著相关性的 IM 作为矢量地震动强度指标的分量;同时以邯郸市南环路东延的一座预应力混凝土三跨连续梁桥为例,进行 6 折交叉验证. 结果表明:在训练数据集和测试数据集上,采用两步筛选后得到的矢量地震动强度指标 [$S_a(0.2)$, $S_a(1.0)$, T_m] 建立回归模型的离散性较采用标量地震动强度指标 $S_a(1.0)$ 建立的回归模型分别减小 13.67%、17.07%,且不存在过拟合现象. 研究结果可以为特定场地条件下的连续梁桥选取合适的矢量地震动强度指标.

关键词: 矢量地震动强度指标;回归分析;多重共线性;方差扩大因子;偏决定系数

中图分类号: P315.9 **文献标志码**: A **文章编号**: 0367-6234(2020)03-0068-06

Selection of vector-valued ground motion intensity measures for continuous girder bridges

ZHANG Penghui, GUO Junjun, FENG Ruiwei, YUAN Wancheng

(State Key Laboratory of Disaster Reduction in Civil Engineering (Tongji University), Shanghai 200092, China)

Abstract: To simplify the process of selecting ground motion intensity measures and further reduce the variability of probability seismic demand models without significantly increasing computational cost, a vector-valued intensity measure selection model for specific site conditions and structure types was established. First, based on 20 scalar-valued intensity measures (IMs) candidates, the variance inflation factor method was used to eliminate the unimportant IM which can be linearly represented by other IMs, thereby eliminating the collinearity among IMs. Then, non-collinearity IMs which have significant correlation with engineering demand parameters were picked out as components of vector-valued intensity measure based on partial determination coefficient. Meanwhile, a three-span prestressed concrete continuous girder bridge, located on the east Nanhuan Road of Handan city, was taken as an example to verify the validity of the proposed method. Results of 6-fold cross-validation show that the variability of the regression model established by vector-valued IM [$S_a(0.2)$, $S_a(1.0)$, T_m] on training dataset and test dataset was reduced by 13.67% and 17.07% respectively, compared with the regression model established by scalar-valued IM[$S_a(1.0)$], and no overfitting phenomenon was observed. The research results can be utilized to select appropriate vector-valued intensity measures for continuous girder bridges under specific site conditions.

Keywords: vector-valued ground motion intensity measure; regression analysis; collinearity; variance inflation factor; partial determination coefficient

概率地震需求模型(probabilistic seismic demand model, PSDM)作为基于性能的地震工程研究框架中的重要一环,建立了不同构件的峰值响应与地震动强度指标(intensity measures, IM)间的关系,而地震动强度指标的选择决定了概率地震需求模型的离散程度. 过去数十年来,研究人员从峰值、持续时间、频谱特性和能量的角度提出了许多地震动强度指标,包括常用的峰值加速度(peak ground acceleration, PGA)、峰值速度(peak ground velocity, PGV)、峰值位移(peak ground displacement, PGD)、谱加速度(S_a)等,以及一些新兴的 IM:如文献[1]提出了分数阶 IM,文献[2]提出的两参数自适应 IM. 这些 IM 大体可以分为 3 类:加速度相关型,速度相关型和位移相关型. 必须注意的是,这些 IM 必须针对特定的场地条件和结构类型才适用. Riddell 指出加速度相关 IM 更适用于短周期结构,位移相关 IM 更适用于长周期结构,速度相关 IM 更适用于

收稿日期: 2018-12-26
基金项目: 国家自然科学基金(51478339,51778471)
作者简介: 张鹏辉(1995—),男,硕士研究生;
袁万城(1962—),男,教授,博士生导师
通信作者: 袁万城,yuan@tongji.edu.cn

中等周期结构[3]. 文献[4]以 IM 的高效性、实用性、充分性以及灾害的可计算性为评价指标，对 10 个 IM 进行了比较分析，提出对于多跨简支钢梁桥 PGA 是最优的 IM. 文献[5]指出对于超高层建筑结构，以结构前几阶周期对应的加速度反应谱的几何平均值 $\bar{S}_a$ 为 IM 能够减小结构响应的变异系数. 文献[6]分析了液化场地的桩基础桥梁，结果表明相比加速度相关的 IM 和位移相关的 IM，速度相关的 IM 更加适用. Baker 等在标量地震动强度指标的基础上进一步提出了矢量地震动强度指标[7]，并指出在分析近场地震动时由 $S_a(T_1)$ 和反应谱形状相关的参数 ε 组成的矢量地震动强度指标表现优异[8]. 可以发现当前主要通过人工比较的方式选取单个 IM 来建立 PSDM，过程较为繁琐，且标量 IM 只能反映地震动幅值、频谱特性、持时的一部分信息.

本文旨在不显著增加计算量的前提下，简化地震动强度指标的选取流程，减小概率地震需求模型的变异性. 为此在已有 IM 的基础上，通过方差扩大因子法剔除能被其他 IM 线性表示的 IM，消除 IM 间的多重共线性；对线性无关的 IM 进行所有子集回归，按偏决定系数选取高效的矢量地震动强度指标分量；并以无速度脉冲地震动作用下的三跨连续梁桥为例，证明了该方法的有效性.

1　标量地震动强度指标及地震动时程

文献[9]假定工程需求参数(engineering demand parameter, EDP，对混凝土连续梁桥一般为墩顶漂移率和支座位移)的均值与 IM 之间满足对数线性关系：

$$\ln(\mathrm{EDP}) = \beta_0 + \beta_1 \ln(\mathrm{IM}) + \tau. \tag{1}$$

式中：β_0、β_1 均为回归系数，τ 为均值为 0 方差恒定的随机误差.

文献[7]把式(1)推广到了矢量 IM(多个 IM)的情况，即

$$\ln(\mathrm{EDP}) = \beta_0 + \beta_1 \ln(\mathrm{IM}_1) + \beta_2 \ln(\mathrm{IM}_2) + \cdots + \beta_p \ln(\mathrm{IM}_p) + \tau. \tag{2}$$

为表述方便，将矢量 IM 表示为 VIM，VIM 具有多个分量，即[IM_1, IM_2, …]；将只有一个分量的标量地震动强度指标表示为 IM. 本文从以往的研究中获取了20个IM[3, 6, 10]，见表1. 旨在从中挑选出合

表 1　标量地震动强度指标

Tab.1　Scalar-valued intensity measures

IM	名称	定义	单位
PGA	峰值加速度	$\mathrm{PGA} = \max\lvert\ddot{u}_g\rvert$	g
PGV	峰值速度	$\mathrm{PGV} = \max\lvert\dot{u}_g\rvert$	cm/s
PGD	峰值位移	$\mathrm{PGD} = \max\lvert u_g\rvert$	cm
a_{RMS}	均方根加速度	$a_{\mathrm{RMS}} = \sqrt{1/t_{\mathrm{tot}}\int_0^{t_{\mathrm{tot}}}[\ddot{u}_g(t)]^2\mathrm{d}t}$	g
v_{RMS}	均方根速度	$v_{\mathrm{RMS}} = \sqrt{1/t_{\mathrm{tot}}\int_0^{t_{\mathrm{tot}}}[\dot{u}_g(t)]^2\mathrm{d}t}$	cm/s
d_{RMS}	均方根位移	$d_{\mathrm{RMS}} = \sqrt{1/t_{\mathrm{tot}}\int_0^{t_{\mathrm{tot}}}[u_g(t)]^2\mathrm{d}t}$	cm
SD	有效持续时间	$\mathrm{SD} = t(95\%\mathrm{AI}) - t(5\%\mathrm{AI})$	s
ASI	加速度谱强度	$\mathrm{ASI} = \int_{0.1}^{0.5} S_a(\xi = 0.05, T)\mathrm{d}T$	$g\cdot$s
VSI	速度谱强度	$\mathrm{VSI} = \int_{0.1}^{0.5} S_v(\xi = 0.05, T)\mathrm{d}T$	cm
SMA	持续最大加速度	第 3 大的加速度峰值	g
SMV	持续最大速度	第 3 大的速度峰值	cm
EDA	有效设计加速度	经过 9 Hz 低通滤波后的峰值加速度	g
$S_a(0.2)$	0.2 s 谱加速度	$S_a(0.2) = S_a(\xi = 0.05, T = 0.2\ \mathrm{s})$	g
$S_a(1.0)$	1.0 s 谱加速度	$S_a(1.0) = S_a(\xi = 0.05, T = 1.0\ \mathrm{s})$	g
I_c	特征强度	$I_c = (a_{\mathrm{RMS}})^{3/2}\sqrt{t_{\mathrm{tot}}}$	$g^{3/2}\cdot s^{1/2}$
A95	A95	95%的 Arias 强度对应的加速度	g
AI	Arias 强度	$\mathrm{AI} = \pi/2g\int_0^{t_{\mathrm{tot}}}[\ddot{u}_g(t)]^2\mathrm{d}t$	m/s
CAV	累计绝对速度	$\mathrm{CAV} = \int_0^{t_{\mathrm{tot}}}\lvert\ddot{u}_g(t)\rvert\mathrm{d}t$	cm/s
T_{pre}	卓越周期	$S_a(\xi = 0.05, T)$ 达到最大值时的周期	s
T_{m}	平均周期	$T_{\mathrm{m}} = \sum(C_i^2/f_i)/\sum C_i^2$, C_i 为 Fourier 振幅，f_i 为在 0.25~20 Hz 之间的频率	s

适的分量组成 VIM. 由于许多其他的 IM 都与表 1 中所列的 IM 成完全的对数线性关系,故没有考虑在内,如: V/A = PGV/PGA、I_a = PGA × $t_d^{\frac{1}{3}}$、FI = PGV × $t_d^{\frac{1}{4}}$ 等;此外还有一些与结构相关的 IM,如:结构一、二阶周期对应的反应谱值 $S_a(T_1)$、$S_a(T_2)$ 以及前文提到的 $\bar{S}_a$,出于对灾害可计算性的考虑也不在讨论范围内.

参考文献[6]的地震波选取原则,采用文献[11]为加利福尼亚州土质场地选取的 80 条水平地震动分量,为了得到更大的非线性地震响应范围,将这些波乘以放大系数 2 得到另外的 80 条水平地震波. 为了能够反映结构从弹性到完全破坏的全过程,本文还从 Baker 等选取的 50 a 超越概率 2% 的 40 条地震波中选择了 20 条经过放缩后 PGA 均在 1.0g 左右的水平地震动分量. 这 180 条地震波均无速度脉冲,图 1 给出了加速度反应谱和均值谱,图 2 给出了这些波的震级和震源距分布直方图. 将 180 条地震波打乱顺序后分为 6 组,每次取其中 5 组作为训练数据集,1 组作为测试数据集,进行交叉验证.

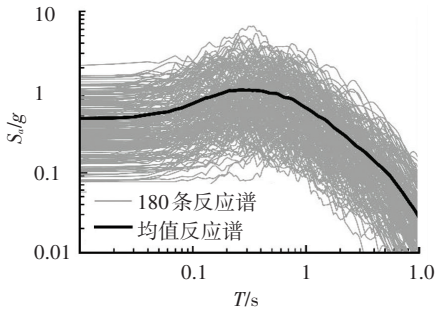


图 1 地震波的加速度反应谱(阻尼比 5%)

Fig.1 Acceleration response spectra of seismic wave (damping ratio of 5%)

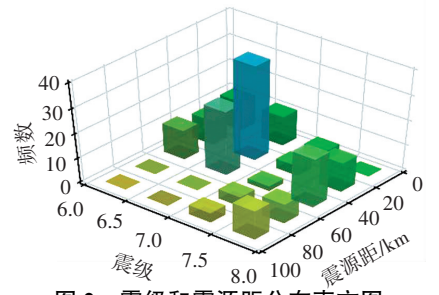


图 2 震级和震源距分布直方图

Fig.2 Statistics of magnitude and source distance

2 地震动强度指标间的多重共线性

已有研究发现 IM 之间存在强相关性[3,7,12-13],但这些研究只关注 IM 两两之间的相关性,而采用 VIM 得到模型(2)时必须关注多个 IM 间的多重共线性[7],即存在一组不全为 0 的数 $\alpha_1,\alpha_2,\cdots,\alpha_p$,使得

$$\alpha_1 \ln(\mathrm{IM}_1) + \alpha_2 \ln(\mathrm{IM}_2) + \cdots + \alpha_p \ln(\mathrm{IM}_p) + \tau = 0. \tag{3}$$

其中 $E(\tau)=0, V(\tau)<\infty$.

多重共线性的存在将会使回归系数 β_0、β_1、…、β_p 的估计值很不稳定,回归模型(2)失去预测功能,因此多重共线性的诊断和处理是多元线性回归中讨论的重点. 本文通过方差扩大因子法剔除不重要的 IM,方差扩大因子的定义式为

$$\mathrm{VIF}_i = 1/(1-R_i^2). \tag{4}$$

式中 R_i^2 为以 IM_i 为因变量对其余 IM 进行多元线性回归得到的决定系数.

根据经验,$\mathrm{VIF}_i \geqslant 10$ 则表明 IM_i 与其余 IM 间存在严重的多重共线性[14]. IM 筛选的具体步骤如下:

步骤 1 计算 n 条地震波的 p 个地震动强度指标得到矩阵 $\boldsymbol{X}_{n\times p}$(对于本文的训练数据集 $n=150$, $p=20$),对矩阵 $\boldsymbol{X}_{n\times p}$ 的每一列作中心标准化处理得到 $\boldsymbol{X}^*_{n\times p}$.

步骤 2 求自变量相关矩阵的逆矩阵 $(c_{ij}) = r^{-1} = (n-1)(\boldsymbol{X}^{*\mathrm{T}}\boldsymbol{X}^*)^{-1}$,则 IM_i 的方差扩大因子 $\mathrm{VIF}_i = c_{ii}$.

步骤 3 $\mathrm{VIF}_{\max} = \max\{\mathrm{VIF}_i \mid i \in [1,p], i \in Z\}$,若 $\mathrm{VIF}_k = \mathrm{VIF}_{\max} \geqslant 10$,则剔除 IM_k,重新回到步骤 2.

步骤 4 将被剔除的 IM_q 逐一加入到自变量中,若重新计算 $\mathrm{VIF}_{\max} \leqslant 10$,则重新选入 IM_q,反之则剔除 IM_q.

经过上述筛选,最终留下 6 个 IM,分别为 PGD、T_{pre}、T_{m}、SD、$S_a(0.2)$、$S_a(1.0)$,6 组训练数据集得到 6 个 IM 的方差扩大因子见表 2. 若以这 6 个 IM 为自变量拟合其他 IM,决定系数 R^2 的最小值为0.853,平均值为 0.917,也就是说这 6 个 IM 已经包含了其他 IM 的绝大部分信息.

表 2 6 个 IM 的方差扩大因子

Tab.2 Variance inflation factors of 6 IMs

组别	PGD	T_{pre}	T_{m}	SD	$S_a(0.2)$	$S_a(1.0)$
1	3.67	2.15	3.44	1.39	6.20	5.73
2	3.86	1.97	3.19	1.35	5.91	6.46
3	2.61	1.90	3.19	1.21	6.29	5.22
4	3.99	2.36	3.04	1.45	5.91	6.41
5	3.85	2.07	3.31	1.30	6.16	5.66
6	3.50	2.07	3.38	1.27	6.27	5.97

3 工程试算与有限元模型

本文的工程原型为邯郸市南环路东延的一座跨度 60 m+100 m+60 m 的典型预应力混凝土连续梁桥,主梁为变截面混凝土箱梁,采用 C50 混凝土,中间墩处最大梁高为6.67 m,跨中和边墩处最小梁高为 3 m,梁底按二次抛物线变化. 中墩墩高为 9 m,边墩高为 8.8 m,均采用 C40 混凝土,矩形截面,中墩截面高宽

分别为 6.5 m 和 3.5 m，边墩截面较小，截面为 5 m×2.5 m. 在连续梁桥两端各建了一跨 30 m 的预应力混凝土简支梁桥作为引桥，梁高为 3 m，墩高为 8.8 m. 采用梅花形布置的直径为 2 m 钻孔灌注桩作为桥梁基础，混凝土抗压强度等级为 C30. 全桥总体布置及主要构件的尺寸如图 3 所示. 支座采用曲率半径为 5 m，摩擦系数为 0.02 的双曲面摩擦摆支座，均为双向滑动. 使用 OpenSees 有限元分析软件建立全桥三维模型，如图 4 所示.

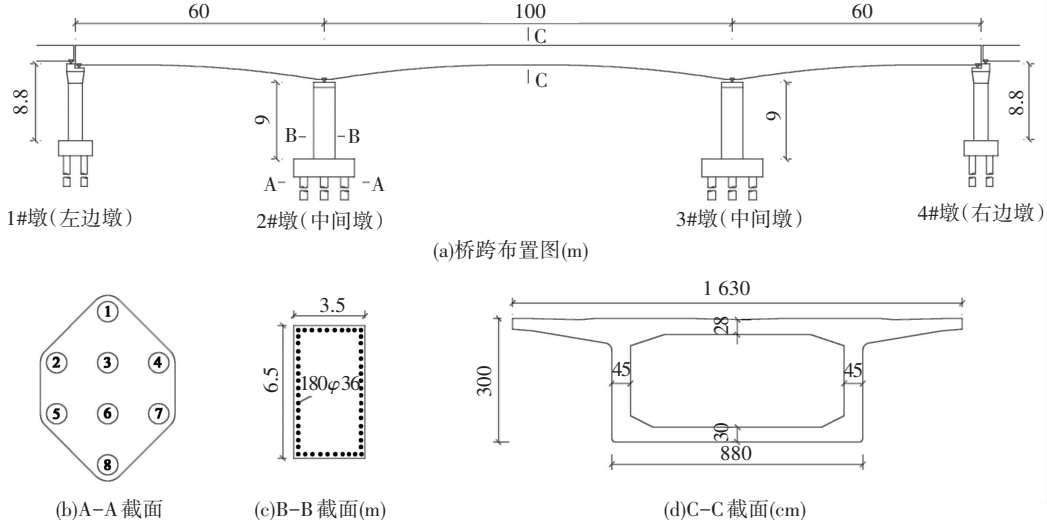


图 3　桥梁结构总体布置

Fig.3　Layout of bridge configuration

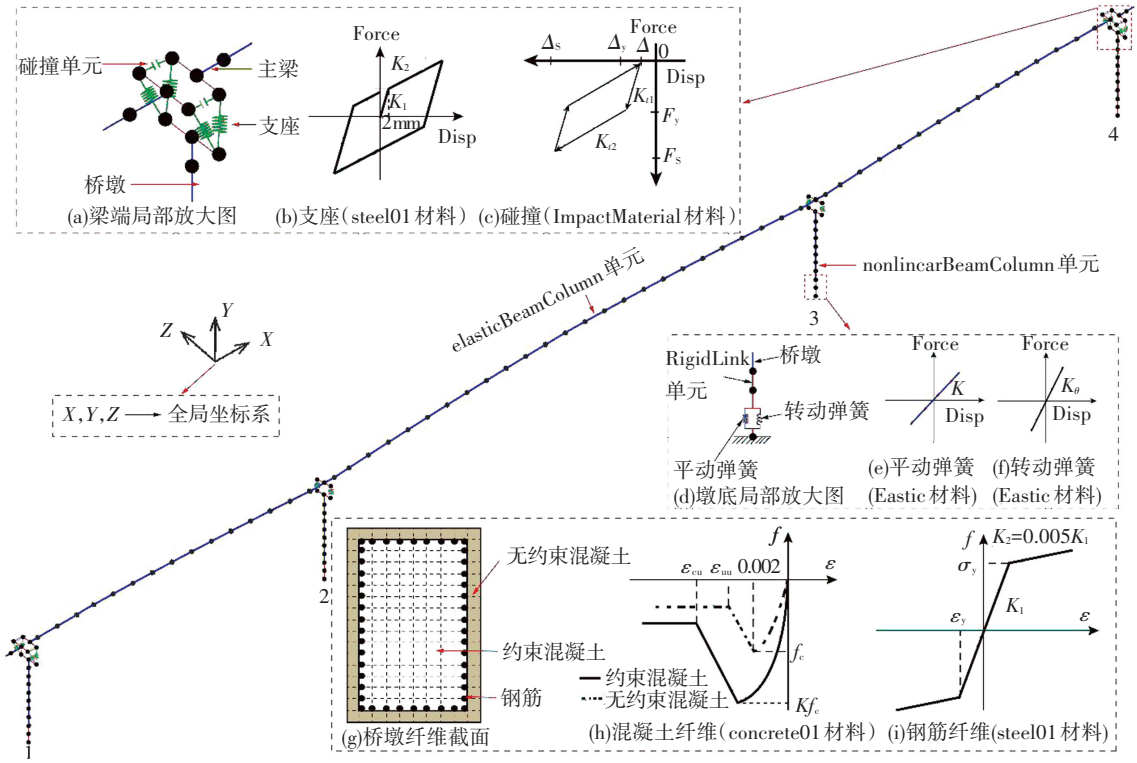


图 4　有限元模型示意图

Fig.4　Numerical model of the prototype bridge

主梁采用 elasticBeamColumn 单元模拟，单元长度在 1~2 m 之间，变截面处单元截面特性近似采用原单元一侧的截面特性，将主梁节点建在相应截面的形心处，并将 Midas civil 软件计算出的等效节点质量赋予节点的 3 个平动方向. 支座采用等效双线性本构，屈服位移取 2 mm[15]，屈后刚度比为 0.022.

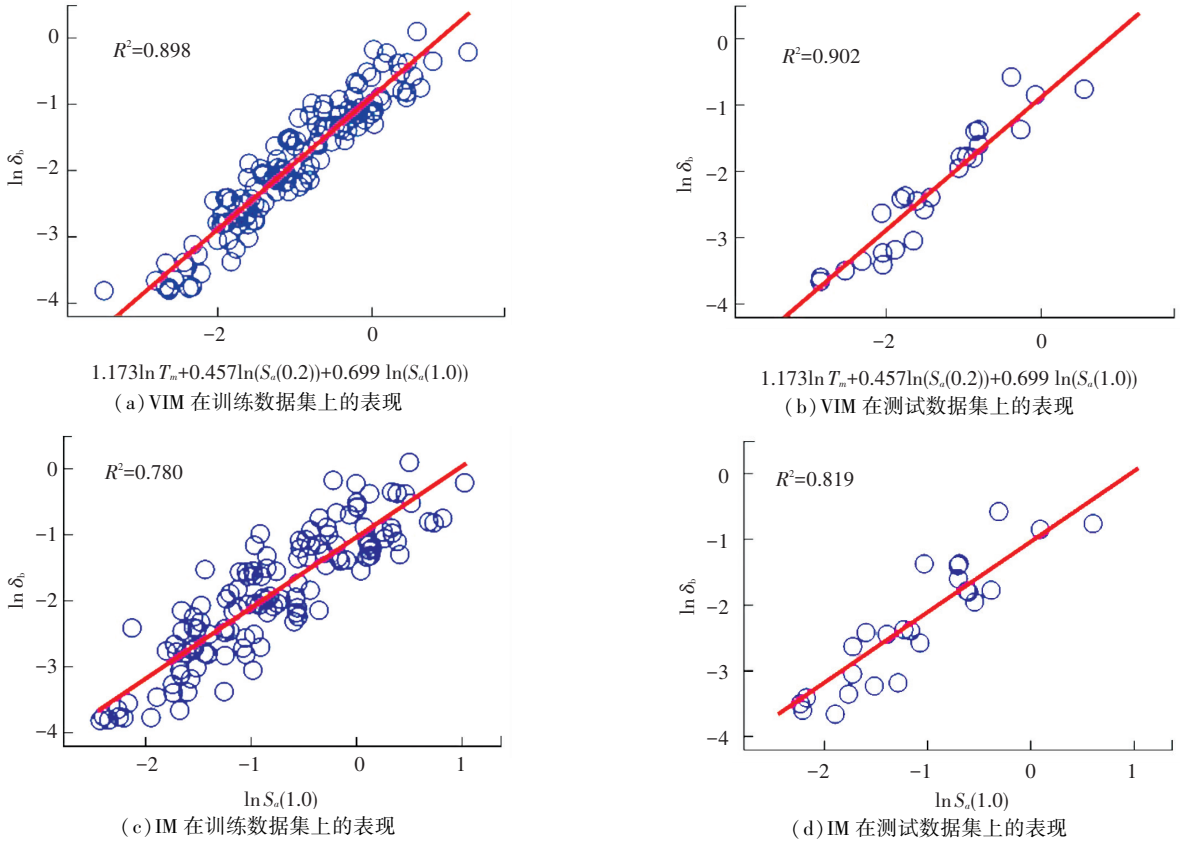
桥墩采用考虑弹塑性行为的 nonlinerBeamColumn 单元模拟,每 1 m 取一个单元,混凝土本构采用 Kent-Park-Scott 模型[16],钢筋采用考虑强化的双线性本构,纵向钢筋配筋率为 0.8%,体积配箍率为 1%. 为了模拟地震动作用下的桩土效应,利用 m 法计算出群桩 6 个自由度的刚度并赋给弹簧单元相应的方向,通过弹簧单元将承台底节点和地基土壤连接起来. 支座和土弹簧均采用 zeroLength 单元模拟,碰撞单元采用 Muthukumar 提出的本构模型[17],根据伸缩缝宽将初始间隙取为 10 cm,其余参数均按文献[17]的推荐取值,以 impactMaterial 材料的 truss 单元模拟. 通过有限元分析得出 180 条地震动纵桥向输入下连续梁桥的支座位移 δ_b 和墩顶漂移率 D_r.

4 矢量地震动强度指标选取

在 IM 的选取中,部分学者将决定系数(R^2)作为评判 IM 优劣的指标[2,10],由于 R^2 反映了 IM 的高效性和实用性,即式(1)的回归残差平方和与直线斜率 β_1,表征了 ln(IM) 与 ln(EDP) 的相关程度. 而对于 VIM 情况,单个 IM 变化的同时其他 IM 一般也在变化,这就需要在固定其他 IM 的前提下探讨单个 IM 与结构峰值响应的相关性. 本文在选取对结构响应影响显著的 IM 时,采用偏决定系数[18](R_a^2)作为衡量 IM 优劣的标准. 偏决定系数 R_{aq}^2 定义为多元回归模型中已经包含有若干个 IM 时,再引入 IM_q 后,残差平方和(SSE)的相对减少量,即

$$R_{aq}^2 = \frac{\mathrm{SSE}(\mathrm{IM}_1,\mathrm{IM}_2,\cdots) - \mathrm{SSE}(\mathrm{IM}_q,\mathrm{IM}_1,\mathrm{IM}_2,\cdots)}{\mathrm{SSE}(\mathrm{IM}_1,\mathrm{IM}_2,\cdots)}, \tag{5}$$

则偏相关系数绝对值为 $|r_a| = \sqrt{R_a^2}$,一般情况下 $|r_a| < 0.1$ 可以认为没有显著的线性关系,也可以通过查文献[14]中相关系数临界值表得到不同显著性水平下的 $|r_a|$ 临界值. 本文以 $|r_a| \geqslant 0.1$($R_a^2 \geqslant 0.01$)为约束条件,在 6 个不存在多重共线的 IM 基础上逐步筛选 IM,得到最终的 VIM 分量分别为 $S_a(0.2)$、$S_a(1.0)$、T_m,其中 $S_a(1.0)$ 按式(1)建立回归模型得到的 R^2 最大. 将支座位移作为 EDP,分别以 IM[$S_a(1.0)$] 和 VIM [$S_a(0.2)$, $S_a(1.0)$, T_m] 建立回归模型,模型在训练集和测试集上的表现如图 5 所示,为了便于展示,将 VIM 按回归系数向一维空间投影.



(a) VIM 在训练数据集上的表现 (b) VIM 在测试数据集上的表现

(c) IM 在训练数据集上的表现 (d) IM 在测试数据集上的表现

图 5 VIM 和 IM 回归结果对比

Fig. 5 Comparison of regression results of VIM and IM

由图 5 可知,无论是在训练数据集上还是在测试数据集上,采用 VIM 建立的回归模型的离散性都要明显小于以 IM 建立的回归模型. 采用 6 折交叉验证得到的 R^2 平均值进行比较见表 3,当以支座位移作为 EDP 时,VIM 相比 IM 在训练数据集和测试数据集上的性能分别提升 13.76% 和 16.67%;当以

墩顶漂移率作为 EDP 时，性能分别提升 13.58% 和 17.47%. 同时，数据表明 VIM 在训练数据集和测试数据集上的表现没有明显差异，也就是说不存在过拟合问题.

表 3　交叉验证结果（R^2 平均值）

Tab.3　Cross-validation results (average of R^2)

强度指标	R^2 平均值			
	支座位移		墩顶漂移率	
	训练数据集	测试数据集	训练数据集	测试数据集
IM	0.792	0.762	0.744	0.704
VIM	0.901	0.889	0.845	0.827

当前一些地震动强度指标的灾害曲线还没有建立，因此这部分地震动强度指标的灾害可计算性还有赖于地震工程工作者的进一步研究. 对于已经建立起灾害曲线的常用 IM，如 PGA、PGV、$S_a(0.2)$、$S_a(1.0)$，虽然它们可能与第 1 步筛选出的 6 个 IM 存在多重共线性，但如果某个常用 IM 的回归结果能够满足 PSDM 建立的基本要求（如本例中以 PGV 为 IM，以支座位移和墩顶漂移率为 EDP，6 折交叉验证得到测试数据集上的 R^2 平均值分别为 0.846、0.788），当前应优先考虑采用该标量地震动强度指标.

5　结　论

1）提出了针对特定场地条件和结构类型的矢量地震动强度指标选取方法，能够在不显著增加计算量的前提下，简化地震动强度指标的选取流程，减小概率地震需求模型的变异性，并通过算例验证了其应用于无脉冲地震动作用下典型连续梁桥的有效性.

2）针对现有标量地震动强度指标间的多重共线问题，提出了诊断和处理方法，筛选出了没有共线性的 6 个地震动强度指标 PGD、T_{pre}、T_m、SD、$S_a(0.2)$、$S_a(1.0)$，通过验证说明了 20 个现有地震动强度指标的信息都能包含在其中.

3）提出了以偏决定系数选取矢量地震动强度指标分量的方法，交叉验证结果表明，采用两步筛选后得到的矢量地震动强度指标 VIM［$S_a(0.2)$，$S_a(1.0)$，T_m］建立回归模型，在训练数据集和测试数据集上的离散性较采用标量地震动强度指标 IM［$S_a(1.0)$］建立的回归模型分别减小 13.67% 和 17.07%.

参考文献

[1] SHAFIEEZADEH A, RAMANATHAN K, PADGETT J E, et al. Fractional order intensity measures for probabilistic seismic demand modeling applied to highway bridges[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2012, 41(3): 391

[2] DU Ao, PADGETT J E, SHAFIEEZADEH A. A posteriori optimal intensity measures for probabilistic seismic demand modeling[J]. Bulletin of Earthquake Engineering, 2019,17(2): 681

[3] RIDDELL R. On ground motion intensity indices[J]. Earthquake Spectra, 2007, 23(1): 147

[4] PADGETT J E, NIELSON B G, DESROCHES R. Selection of optimal intensity measures in probabilistic seismic demand models of highway bridge portfolios[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2008, 37(5): 711

[5] 卢啸，陆新征，叶列平，等. 适用于超高层建筑的改进地震动强度指标［J］. 建筑结构学报，2014，35(2)：15
LU Xiao, LU Xinzheng, YE Lieping, et al. Development of anim-proved ground motion intensity measure for super high-rise buildings［J］. Journal of Building Structures, 2014, 35(2): 15

[6] WANG Xiaowei, SHAFIEEZADEH A, YE Aijun. Optimal intensity measures for probabilistic seismic demand modeling of extended pile-shaft-supported bridges in liquefied and laterally spreading ground［J］. Bulletin of Earthquake Engineering, 2018, 16(1): 229

[7] BAKER J W. Probabilistic structural response assessment using vector-valued intensity measures[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2007, 36(13): 1861

[8] BAKER J W, CORNELL C A. Vector-valued intensity measures for pulse-like near-fault ground motions[J]. Engineering Structures, 2008, 30(4): 1048

[9] CORNELL C A, JALAYER F, HAMBURGER RONALD O, et al. Probabilistic basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency steel moment frame guidelines[J]. Journal of Structural Engineering, 2002, 128(4): 526

[10] MACKIE K R, STOJADINOVIĆ B. Fragility basis for California highway overpass bridge seismic decision making[R]. Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2005

[11] BAKER J W, LIN T, SHAHI S K, et al. New ground motion selection procedures and selected motions for the PEER transportation research program[R]. Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2011

[12] KOSTINAKIS K, ATHANATOPOULOU A, MORFIDIS K. Correlation between ground motion intensity measures and seismic damage of 3D R/C buildings[J]. Engineering Structures, 2015, 82: 151

[13] YAKUT A, YILMAZ H. Correlation of deformation demands with ground motion intensity［J］. Journal of Structural Engineering, 2008, 134(12): 1818

[14] 何晓群. 应用回归分析（R 语言版）［M］. 北京：电子工业出版社，2007:154
HE Xiaoqun. Applied regression analysis (R language edition)［M］. Beijing: Publishing House of Electronics Industey, 2007: 154

[15] 毛玉东，李建中. 大跨连续梁桥纵向减震机理和减震效果分析［J］. 同济大学学报（自然科学版），2016，44(2)：185
MAO Yudong, LI Jianzhong. Analysis of seismic mitigation mechanism and effect on longitudinal direction of long-span continuous bridges[J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2016, 44(2): 185

[16] SCOTT B, PARK R, PRIESTLEY M. Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain ratio rates［D］. Lulea, Sweden: Lulea University of Technology, 1989

[17] MUTHUKUMAR S. A contact element approach with hysteresis damping for the analysis and design of pounding in bridges[D]. Atlanta: Georgia Institute of Technology, 2003

[18] JOHNSON R A, WICHERN D W. Applied multivariate statistical analysis[M]. 6th ed. Upper Saddle River, New Jersey: Prentice Hall, 1998: 409

（编辑　魏希柱）