

基于 WIM 数据的斜拉桥评估汽车荷载模型研究及应用

蔡俊华^{1,2}

(1.中国地质大学(武汉),湖北 武汉 430074; 2.三明市交通建设集团有限公司)

摘要: 为了对大跨径斜拉桥在运营期内的使用性能做出准确评估,研究了考虑实际运营交通状况的评估汽车荷载模型建立方法。借助动态称重(WIM)数据形成连续自然车队,通过结构关键效应影响线进行加载计算,对效应进行统计分析,运用极值理论得到评估基准期内的汽车荷载效应最大值概率分布并进行极值外推。以某斜拉桥为例,阐述建立评估汽车荷载模型和预测效应极值的方法,并采用两种评估方法对结构进行承载能力和使用性能的评估。

关键词: 大跨径斜拉桥; 车辆荷载模型; 极值统计; 桥梁评估

汽车荷载是桥梁结构的基本可变荷载之一,也是影响公路桥梁安全和使用寿命的关键因素。对于已建成的桥梁,规范中设计使用的汽车荷载模型不能反映实际运营荷载状况,一般需要对特定路段或地区的交通荷载调查数据进行分析获得。随着经济和社会的发展,车辆荷载也不断变化,不同地区和不同时间的车辆荷载也存在较大的差异。鉴于此,采用特定地点短期的车流数据和荷载效应极值预测的方法对特定桥梁进行运营期内的结构安全和使用性能评估成为发展趋势。Cremona通过实测WIM数据计算汽车荷载效应,利用Rice公式预测了不同重现期的效应极值,并对Burgundy桥和Tancarville桥进行汽车荷载效应评估;O'Connor等通过WIM数据对一座混凝土简支梁桥的影响线加载计算后利用Weibull分布拟合最大效应分布规律,获得了不同重现期下的效应值,并与评估规范中汽车荷载效应计算值进行了比较。中国对在役桥梁进行汽车荷载的研究最近几年逐步重视,应天益利用两周的WIM数据,分析了一座三跨连续梁桥关键截面的汽车荷载效应最大值的概率分布类型,并对关键截面的安全性能进行了概率评估;宗周红基于WIM实测数据和动力影响线理论,对京沪高速上一座桥梁的实际运行车辆特征进行统计分析,得到了不同重现期内的车辆荷载效应最大值概率分布,并以此建立了该桥的车辆荷载模型。

目前,国内外基于特定地点的汽车荷载模型的研究主要是针对中小跨径桥梁,着重关注单独的重车和

重车相遇的情况,桥梁设计规范中的汽车荷载模型也主要针对这些桥梁。随着近年来大跨径、超大跨径桥梁的建设,需要在设计或后期运营管养中建立能反映实际交通特性的汽车荷载模型,且相关的研究还比较少。该文利用动态称重系统(WIM)数据,计算得到关键截面的汽车荷载效应统计样本,运用极值理论得到评估基准期内汽车荷载效应最大值概率分布,并对效应极值进行外推。以杭州湾跨海大桥北航道桥为例,阐述该方法建立评估汽车荷载模型的过程,并使用新建立的荷载模型对结构进行承载能力和使用性能的评估。

1 基于连续自然车队的荷载效应计算方法

基于连续自然车队的荷载效应计算方法为:利用WIM记录得到的自然车队通过效应影响线加载的方法得到各项荷载效应值,这种效应计算方法可直接获得桥梁结构在真实车流作用下的荷载响应,避免对有限元模型进行多次加载,从而提高计算效率。

1.1 WIM数据预处理

选取某斜拉桥具有代表性的一整月WIM数据进行分析,原始数据中包含:车辆经过的时间、车速、车重、轴数、轴距、轴重、所在车道等信息。由于设备信号处理的问题,数据中存在少量的错误数据,在进行数据分析前,需对原始数据进行处理,将这些错误数据删

去。例如,车辆总重在 0.5 t 以下、车长小于 2 m 或者车长大于 36 m 等,处理后的数据基本信息如表 1 所示。表中数据显示,分析的车辆总数为 897 761 辆,两个行驶方向的日均交通量和车重水平基本一致。

将经过预处理后的 WIM 数据按车道分开,根据同一车道汽车荷载按其到达桥梁结构顺序依次排列,前后车的间距为后车的车速乘以前后车经过的时间差,形成连续的自然车队。

表 1 WIM 数据统计信息

| 行驶方向 | 统计天数/d | 车辆总数/ pcu | 日均交通量/ (pcu · d ⁻¹) | 车重统计 | | |
|------|--------|--------------|------------------------------------|-------|-------|--------|
| | | | | 均值/t | 标准差/t | 变异系数/% |
| 上行 | 30 | 434 416 | 14 481 | 10.65 | 20.10 | 189 |
| 下行 | 30 | 463 345 | 15 445 | 11.34 | 19.45 | 172 |
| 合计 | 30 | 897 761 | 29 925 | 10.91 | 19.34 | 177 |

1.2 结构特征效应选取

该桥为双塔三跨斜拉桥,采用空间双索面、流线形闭口钢箱梁及钻石钢筋混凝土桥塔,跨径布置为(80+170+480+170+80) m,双向六车道断面布置。根据结构的使用性和安全性,选择一些对汽车荷载响应比较敏感,且控制结构构件设计的截面效应作为分析对象。针对北航道桥结构特点,分别在主梁、索塔和拉索上选择几个关键截面进行汽车荷载效应的计算,截面选择和计算效应类别见图 1 和表 2。

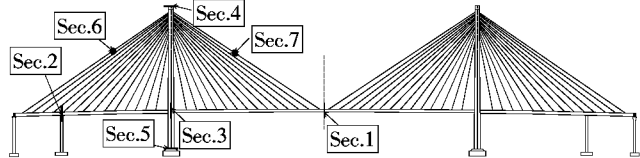


图 1 汽车荷载效应计算截面

表 2 汽车荷载效应计算内容

| 结构构件 | 截面编号 | 位置 | 荷载效应 |
|------|-------|-------|-----------------|
| 主梁 | Sec.1 | 中跨跨中 | 最大正弯矩 最大竖向挠度 |
| | Sec.2 | 索塔支点 | 最大负弯矩 |
| | Sec.3 | 辅助墩支点 | 最大负弯矩 |
| 索塔 | Sec.4 | 索塔顶 | 主跨侧水平偏位 |
| | Sec.5 | 索塔底 | 纵桥向最大弯矩 |
| 斜拉索 | Sec.6 | 边跨尾索 | 最大索力 |
| | Sec.7 | 中跨尾索 | 最大索力 |

1.3 荷载效应计算

根据实测的 WIM 数据形成连续自然车队,可以直观地了解到桥面上车辆荷载的具体位置分布,通过各车道的影响线加载后叠加,得到多车道汽车荷载的总效应,图 2 为汽车荷载效应计算图示。计算时,保证

使每一辆车施加在影响线最大处,根据当前时刻的车头间距确定汽车在桥梁上的排列位置,将影响线计算区域内所有汽车的效应叠加。

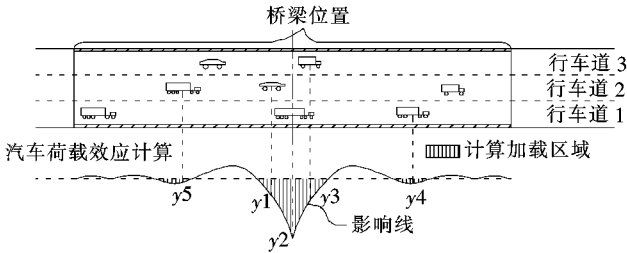


图 2 汽车荷载效应计算图示

通过对结构各项特征效应进行计算,形成可供统计分析的荷载效应样本。

2 汽车荷载效应最大值概率分布拟合方法

图 3 为主跨最大正弯矩的分布直方图,从图形的分布上看,统计天数内所有的效应数据呈现出的分布特征不服从任何常用的概率分布类型。事实上,对于研究效应极值的问题,可以将分析的样本空间集中在一段较大的数值范围内。进一步研究发现,如果将效

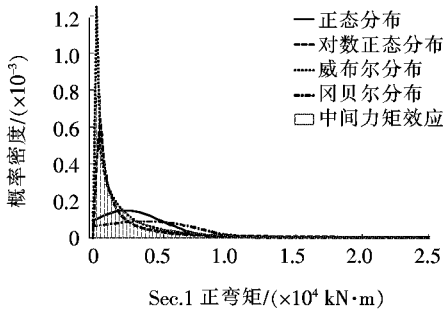


图 3 汽车荷载效应分布直方图

应样本按升序排列后,从一较大数值截取的一部分尾部数据能够服从对数正态分布,并在 95% 的置信区间下很好地通过 K—S 检验。图 4 为效应尾部数据的对数正态概率纸拟合,从图中可以看出样本数据分布基本为直线形状,与对数正态分布拟合较好。表 3 为特征效应对数正态分布拟合数据。

假设运营期内的 n 个效应 $S_i (i=1,2,\cdots,n)$ 是来自分布函数为 $F(S)$ 的一个样本空间,其最大的效应值 S_{\max} 可以通过式(1)得到:

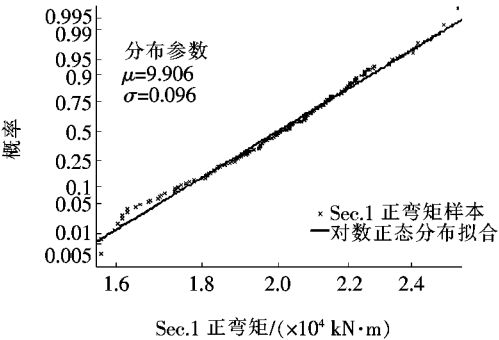


图 4 效应尾部数据对数正态分布拟合

表 3 效应概率分布拟合参数

| 截面 | 效应 | 分布类型 | 样本总量 | 拟合数量 | 分布参数 | |
|-------|-------|------|---------|------|--------|----------|
| | | | | | μ | σ |
| Sec.1 | 正弯矩 | 对数正态 | 266 002 | 234 | 9.906 | 0.096 |
| | 挠度 | 对数正态 | 266 002 | 212 | -2.054 | 0.110 |
| Sec.2 | 负弯矩 | 对数正态 | 266 002 | 213 | 9.503 | 0.119 |
| Sec.3 | 负弯矩 | 对数正态 | 266 002 | 198 | 9.355 | 0.103 |
| Sec.4 | 纵桥向偏位 | 对数正态 | 266 002 | 178 | -3.288 | 0.092 |
| Sec.5 | 纵向弯矩 | 对数正态 | 266 002 | 199 | 10.098 | 0.101 |
| Sec.6 | 索力 | 对数正态 | 266 002 | 213 | 12.012 | 0.094 |
| Sec.7 | 索力 | 对数正态 | 266 002 | 205 | 12.202 | 0.114 |

$$S_{\max} = \max (S_1, S_2, \cdots, S_n) \tag{1}$$

假设 S_i 为一独立同分布的随机变量,则最大值 S_{\max} 的概率分布函数 $F_{S_{\max}}(S)$,可通过式(2)表达:

$$F_{S_{\max}}(S) = F_{S_1}(S) \cdot F_{S_2}(S) \cdots F_{S_n}(S) = [F(S)]^n \tag{2}$$

由极值理论可知,若效应的原始分布 $F(S)$ 服从正态分布,其分布参数为 μ, σ ,则最大值 S_{\max} 的概率分布函数 $F_{S_{\max}}(S) = [F(S)]^n$ 近似服从极值 I 型分布,分布函数表达式为:

$$F_{S_{\max}}(S) = \exp \{ - \exp [- \alpha_n (S - \mu_n)] \} \tag{3}$$

分布参数 α_n, μ_n :

$$\alpha_n = \frac{\sqrt{2 \ln n}}{\sigma}$$
$$\mu_n = \mu + \sigma \left[\sqrt{2 \ln n} - \frac{\ln(\ln n) + \ln(4\pi)}{2 \sqrt{2 \ln n}} \right] \tag{4}$$

如果原始分布不服从正态分布,可以把非正态随机变量变换为正态随机变量。

3 给定基准期的运营阶段汽车荷载模型

3.1 评估基准期

在现行规范基于可靠度理论的逻辑体系中,抗力

与荷载都是基准时间参数的函数,对于考虑实际运营环境的汽车荷载效应极值也是与评估基准期密切相关的,在现行的桥梁评估规范中并未给出桥梁的评估基准期。对于进行日常管理养护的桥梁评估,只需要保证结构在评估间隔时段内的安全;其次,极值预测精度随着时间的增加而降低。基于这两点考虑,并参考美国 AASHTO 桥梁评估手册(The Manual for Bridge Evaluation, 2011)中的桥梁评估周期,取汽车荷载评估基准期为 5 年,对应的荷载效应极值超越概率为 5% 的重现期约为 97 年。

3.2 评估汽车荷载模型

对于给定评估基准期,样本总数 n 可通过年日均交通量和 K—S 检验通过率计算得到,该桥的日均交通量 $AADT = 30\,000$ pcu/d,主跨最大正弯矩效应 K—S 检验通过率 $k = 234/266\,002 = 0.09\%$,评估基准期样本总数 $n = 30\,000 \times 365 \times 97 \times 0.09\% = 955\,935$ 。根据荷载效应的原始概率分布和式(4),得到最大值概率分布参数: $\alpha_n = 54.74, \mu_n = 10.36$,评估基准期内主跨最大正弯矩效应最大值分布为:

$$F_{S_{\max}}(S) = \exp \{ - \exp [- 54.74 (S - 10.36)] \}$$

其他特征效应最大值分布见表 4。

表 4 效应最大值概率分布函数

| 截面 | 效应 | 单位 | 分布函数 | 0.95 分位值 |
|--------|-------|------|--|----------|
| Sec. 1 | 正弯矩 | kN/m | $F_{S_{\max}}(S) = \exp\{-\exp[-54.74(S-10.36)]\}$ | 33 396 |
| | 挠度 | m | $F_{S_{\max}}(S) = \exp\{-\exp[-47.85(S+1.53)]\}$ | 0.230 |
| Sec. 2 | 负弯矩 | kN/m | $F_{S_{\max}}(S) = \exp\{-\exp[-44.08(S-10.07)]\}$ | 25 294 |
| Sec. 3 | 负弯矩 | kN/m | $F_{S_{\max}}(S) = \exp\{-\exp[-50.99(S-9.85)]\}$ | 20 024 |
| Sec. 4 | 纵桥向偏位 | m | $F_{S_{\max}}(S) = \exp\{-\exp[-57.03(S+2.85)]\}$ | 0.061 |
| Sec. 5 | 纵向弯矩 | kN/m | $F_{S_{\max}}(S) = \exp\{-\exp[-52.12(S-10.58)]\}$ | 41 585 |
| Sec. 6 | 索力 | kN | $F_{S_{\max}}(S) = \exp\{-\exp[-55.71(S-12.46)]\}$ | 272 |
| Sec. 7 | 索力 | kN | $F_{S_{\max}}(S) = \exp\{-\exp[-45.92(S-12.75)]\}$ | 366 |

4 评估示例

4.1 评定规程推荐方法

现行评定规程(JTG/T J21-2011)是以极限状态设计法或允许应力法为基础,采用分项检算系数修正设计表达式的方法,对在役桥梁承载能力进行评定。评定时,汽车荷载作用取用基准期内的效应极值,并考虑动力冲击系数。引入汽车荷载评定系数 RF (Rating Factor)对规范推荐评估公式进行调整,如下:

配筋混凝土构件强度:

$$RF = \frac{R(\cdot) Z_1 (1 - \xi_e) / \gamma_0 - \gamma_G S_G - \gamma_Q S_Q}{\gamma_L L_{\max} (1 + IM)} \quad (5)$$

钢结构构件(含拉索)强度:

$$RF = \frac{[\sigma] Z_1 - \sigma_G - \sigma_Q}{\sigma_L (1 + IM)} \quad (6)$$

活载作用下结构变形:

$$RF = \frac{[f] Z_1}{f_L} \quad (7)$$

式中: $R(\cdot)$ 为抗力效应函数; Z_1 为承载能力检算系数; ξ_e 为承载能力恶化系数; γ_0 为结构重要性系数; γ_G 为恒载分项系数; S_G 为恒载效应标准值; γ_L 为汽车荷载分项系数; L_{\max} 为汽车荷载效应极值; γ_Q 为其他活载分项系数; S_Q 为其他活载效应标准值; IM 为动力冲击系数; $[\sigma]$ 为允许应力值; σ_G 为恒载应力值; σ_L 为汽车荷载应力值; σ_Q 为其他活载应力值; $[f]$ 为活载变形允许值; f_L 为汽车荷载变形值。各分项系数和检算系数取值参见文献[11]、[12]。若 $RF \geq 1.0$, 表示承载力有富余; 若 $RF < 1.0$, 则表示承载力不足。

表 5 为北航道桥评估截面的评定系数。计算时, 检算系数取 1.0, 不进行抗力折减, $IM = 0.05$ 。从表

中评定系数计算结果可以看出: 各评估截面的承载能力均能满足当前运营阶段使用要求。

表 5 评定系数计算结果

| 评估截面 | 允许应力/MPa | 恒载/MPa | 汽车/MPa | 其他活载/MPa | RF |
|--------|----------|--------|--------|----------|------|
| Sec. 1 | 200 | -11.0 | 15.9 | 23.4 | 11.8 |
| Sec. 2 | 200 | -7.5 | 11.5 | 15.7 | 16.7 |
| Sec. 3 | 200 | -26.0 | 9.1 | 27.7 | 21.8 |
| Sec. 6 | 668 | 488.0 | 35.5 | 24.7 | 4.4 |
| Sec. 7 | 668 | 521.0 | 50.9 | 32.4 | 2.3 |

注: ① 参考 JTG/T D65-01-2007《公路斜拉桥设计细则》, 钢主梁在汽车荷载(不计冲击力)作用下的最大竖向挠度不大于 $l/400$, $RF = 4.9$, 满足要求; ② 应力符号规定: 正值为拉应力, 负值为压应力。

4.2 可靠度评估法

可靠度评估法是采用可靠度指标的形式给出评价结果, 是考虑在役桥梁不确定性的全概率评估方法。假定结构或构件的抗力和效应均服从正态分布且相互独立, 则其失效概率 P_f 可按式(8)给出:

$$P_f = \Phi \left[-\frac{\mu_R - \mu_G - \mu_Q - \mu_L}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_G^2 + \sigma_Q^2 + \sigma_L^2}} \right] = \Phi(-\beta) \quad (8)$$

式中: P_f 为结构的失效概率; μ_R 为抗力 R 均值; μ_G 为恒载效应 G 均值; μ_Q 为其他可变荷载效应 Q 均值; μ_L 为汽车效应 L 均值; σ_R 、 σ_G 、 σ_Q 和 σ_L 分别为 R 、 G 、 Q 和 L 的标准差; $\Phi(\cdot)$ 为标准正态分布函数; β 为可靠度指标。对于极限状态方程中非正态分布的随机变量, 可通过当量化法变换为正态随机变量后进行计算。

根据 4.1 节评估结果, 选择评定系数最小的两项评估截面, 即边、中跨尾索作为概率评估对象, 抗力和各项效应随机变量统计参数参考文献[14]、[15], 见表

6. 表 7 为斜拉索概率评估计算结果,评估期内的可靠度指标均为 2.32,对应的失效概率约为 0.010 17。

表 6 拉索抗力和效应的分布参数

| 随机变量 | 偏差系数 | 变异系数 | 分布类型 |
|----------|------|------|--------|
| 抗力 R | 1.00 | 0.05 | 正态分布 |
| 恒载 G | 1.03 | 0.08 | 正态分布 |
| 可变荷载 Q | 1.12 | 0.10 | 极值 I 型 |

表 7 拉索可靠度评估计算

| 评估截面 | 随机变量 | 分布类型 | 均值/ kN | 标准差/ kN | 可靠度 指标 |
|-------|----------|--------|-----------|------------|-----------|
| Sec.6 | 抗力 R | 正态分布 | 12 790 | 640 | 2.32 |
| | 恒载 G | 正态分布 | 3 849 | 308 | |
| | 可变荷载 Q | 极值 I 型 | 212 | 21 | |
| | 汽车荷载 L | 极值 I 型 | 261 | 6 | |
| Sec.7 | 抗力 R | 正态分布 | 12 018 | 601 | 2.32 |
| | 恒载 G | 正态分布 | 3862 | 309 | |
| | 可变荷载 Q | 极值 I 型 | 261 | 26 | |
| | 汽车荷载 L | 极值 I 型 | 348 | 10 | |

5 结论

阐述了利用特地点 WIM 数据形成特大跨径桥梁评估汽车荷载模型的方法,并以建立后的汽车荷载模型对桥梁结构关键截面进行承载能力和使用性能的评估。主要结论如下:

(1) 基于 WIM 数据的连续自然车队荷载效应计算方法,不仅考虑不同吨位车辆在桥梁空间位置的分布,而且可以直接获得在实际车流荷载作用下结构的各项效应,提高海量数据的计算效率。

(2) 通过对汽车荷载效应统计分析发现,从某一较大数值截取的尾部数据能够很好地通过 K-S 检验并服从对数正态分布,运用极值理论可以获得汽车荷载效应的最大值概率分布模型。

(3) 推荐并使用了两种评估方法对桥梁承载能力和使用性能进行评定。采用外推方法得到的评估期内

的效应极值,可以通过评定规程推荐的公式进行计算评定;而对于得到效应最大值概率分布模型,可通过概率评估法进行评定。

参考文献:

[1] Ghosn, M., Sivakumar, B., and Miao, F.. Development of State-Specific Load and Resistance Factor Rating Method[J].Journal of Bridge Engineering,2013,18(5):351.

[2] Pelphrey, J., Higgins, C., Sivakumar, B., et al. State-Specific LRFR Live Load Factors Using Weigh-in-Motion Data[J].Journal of Bridge Engineering,2008,13(4):339.

[3] 阮欣,周小赓,郭济. 基于合成车流的桥梁车辆荷载效应模拟及其极值预测[J].同济大学学报:自然科学版,2012(10).

[4] Cremona C.. Optimal Extrapolation of Traffic Load Effects[J].Structural Safety,2001,23(1):31.

[5] O'Connor A., Eichinger E. M.. Site-Specific Traffic Load Modelling for Bridge Assessment[J].Bridge Engineering,2007(160):185.

[6] 应天益. 基于 WIM 数据的桥梁汽车荷载及其效应分析[D]. 同济大学硕士学位论文,2009.

[7] 宗周红,李峰峰,夏叶飞,等.基于 WIM 的新沂大桥车辆荷载模型研究[J].桥梁建设,2013(5).

[8] Ang, A. H-S, Tang, W. H.. Probability Concepts in Engineering, 2nd Edition[M].New York: Wiley,2007.

[9] 王晓明,石雪飞,阮欣. 基于评估基准期的既有梁桥时变可靠度评估方法[J].武汉理工大学学报:交通科学与工程版,2013(4).

[10] AASHTO.The Manual for Bridge Evaluation, 2nd Edition[S].

[11] JTG/T J21-2011 公路桥梁承载能力检测评定规程[S].

[12] JTG D60-2004 公路桥涵设计通用规范[S].

[13] JTG/T D65-01-2007 公路斜拉桥设计细则[S].

[14] Frangopol D. M., Imai K.. Geometrically Nonlinear Finite Element Reliability Analysis of Structural Systems. II : Applications[J].Computers & Structures, 2000, 77(6):693.

[15] Nowak, A. S., Szerszen, M. M.. Bridge Load and Resistance Models[J].Engineering Structures, 1998, 20(11):985.