

Bridge Impact Stiffness Values of Correction in the Earthquake

Qi Xia, Ren Luo

School of Traffic, Nanjing University of Technology, Nanjing
Email: xiaqi129@sina.com

Received: May 14th, 2013; revised: Jun. 5th, 2013; accepted: Jun. 13th, 2013

Copyright © 2013 Qi Xia, Ren Luo. This is an open access article distributed under the Creative Commons Attribution License, which permits unrestricted use, distribution, and reproduction in any medium, provided the original work is properly cited.

Abstract: Generally, the analysis mechanism of collision is based on the contact element method in the collision study of the bridge, which impacting stiffness has been controversial. Currently, it adopted by the colliding stiffness suggest take 0.5 times short axial stiffness of the beam, which has limitations and department of subjective. In this paper, the author believes that collision stiffness is changing in the collision process according to collision deformation mechanism on the bridge. Collision stiffness derived by flexibility method and stress strain formula and the change of impact stiffness described by parameters such as stress and strain. Results of analyzing the parameters show that collision stiffness and adjacent beam ratio have a significant affect on the impacting force and duration.

Keywords: Impact Stiffness; Contact Element; Bridge Seismic

地震中桥梁碰撞刚度取值的修正

夏琪, 罗韧

南京工业大学交通学院, 南京
Email: xiaqi129@sina.com

收稿日期: 2013年5月14日; 修回日期: 2013年6月5日; 录用日期: 2013年6月13日

摘要: 在桥梁碰撞研究中, 一般采用接触单元来分析碰撞机理, 其中碰撞刚度合理取值方法一直没有统一的结论。目前所采用的碰撞刚度建议取 0.5 倍较短主梁的轴向刚度。该取值存在一定的局限性与主观性。本文根据桥梁碰撞变形机理, 认为碰撞刚度在碰撞过程中是不断变化的, 通过柔度法和应力应变公式反推碰撞刚度, 用应力应变等参数描述碰撞刚度的变化。分析参数表明: 碰撞刚度和邻梁比对碰撞力、碰撞持续时间影响最大。

关键词: 碰撞刚度; 接触单元; 桥梁抗震

1. 引言

地震是最具有毁灭性的自然灾害之一。桥梁作为生命线工程, 如果缺乏正确的抗震设计, 地震时将会造成严重的损坏。地面上相邻的结构因为其动力特性的差异, 当地震发生时将引起不同步振动, 如果结

构物之间的预留间隙不足, 则会发生碰撞, 加大结构的整体动力响应, 导致结构物的破坏, 给人类的生命财产造成巨大的损失。对于交通网络中的桥梁来说, 地震中相邻桥跨、主梁与桥台之间极易发生碰撞。众多调查数据表明^[1-3]: 桥梁碰撞所引起的直接破坏与间

接破坏是最为严重的。所以，桥梁碰撞的研究一直都是国内外研究的重点。目前研究当中，碰撞刚度取值问题是热点问题也是难点问题。

2. 桥梁碰撞研究方法

Kawashima 和 Penzien^[4]假设梁间碰撞为完全弹性碰撞的,应用碰撞弹簧对一座曲线桥进行了分析;P. K. Malbotra 等^[5]采用 1992 年 6 月 28 日美国 CSMIP 位于南加利福尼亚 I-10/215 公路连接处的一座多跨曲线梁桥上获得的多组完整的 Landers 地震与 Big Bear 地震碰撞记录进行分析,结果表明伸缩缝处碰撞发生的机理非常复杂,包括横向运动的摩擦碰撞、纵向运动的不均匀碰撞以及限位装置约束引起的碰撞等,同时碰撞产生的加速度脉冲还以波动的形式向远端传播。碰撞过程是一个短暂的、瞬时的过程。这一过程伴随着局部构件的损坏、剥落、开裂、摩擦等极为复杂的物理动力学行为。目前国内外学者对碰撞的研究都是基于简化模型和接触单元法来得到宏观的碰撞机理与规律。接触单元模型很多,具体可分为线性弹簧单元、Kelvin 模型、Hertz 模型、Hertz-damp 模型、改进的 Hertz-damp 模型以及三维 - 接触摩擦模型等。

3. 桥梁碰撞刚度取值

王东升^[6]等认为直线桥梁结构间的碰撞应该介于刚体碰撞与直杆共轴碰撞之间,基于直杆共轴碰撞理论进行研究,发现碰撞持续时间约为 1.5~2.5 倍较短主梁的轴向振动基本周期,并利用美国加州强震观测计划获得的碰撞强震记录,估计了碰撞弹簧刚度约为 0.31~0.56 倍较短主梁的轴向刚度,这为研究桥梁地震碰撞参数的选取提供了理论基础。岳福青^[7]建立了直线桥梁碰撞分析的等效 Kelvin 碰撞模型及其参数确定方法,基于 Hertz 接触理论,考虑波动效应,推导了 Kelvin 碰撞模型的碰撞弹簧刚度的解析表达式,仿真分析了 Kelvin 碰撞模型的碰撞弹簧刚度和阻尼系数的影响因素,并确定了其在实际工程中的合理取值范围。结果表明, Kelvin 模型的碰撞弹簧刚度随 Hertz 接触刚度、撞击速度及邻梁长度比的增大而增大,且波动效应对碰撞弹簧刚度的影响明显,影响 Kelvin 碰撞模型阻尼系数取值的恢复系数随撞击速度增大而减小,且随邻梁长度比的增大而增大。并给出适于城

市梁桥地震碰撞反应分析的 k 值取值范围为 $3 \times 10^5 \sim 6 \times 10^6$ KN/m。柳国环、李宏男、陆新征^[11]在研究曲线梁桥非线性碰撞时,根据柔度法得到了不同以往的碰撞刚度公式,并考虑了邻梁长度对碰撞刚度的影响。

目前国内外碰撞刚度取值方法总结,如表 1。

4. 碰撞刚度分析

4.1. 碰撞刚度公式的修正

地震中桥梁的整个碰撞过程分为接触和分离两个阶段:接触阶段,当物体发生碰撞时,在彼此接近过程中,首先会发生弹性变形,碰撞冲击力使结构在接触点产生局部变形,该局部变形激起结构物的高阶局部振动,随后发生塑性变形(并可能伴随着局部开裂或破损),直至达到最大变形时刻;在彼此分离阶段,累积的弹性应变能将被释放,不再发生塑性变形,碰撞分离后这种高阶局部振动以波的形式局部传播、反射,并最终因阻尼的作用而消失,同时在整个碰撞过程中物体间还伴随着摩擦作用。在以往的桥梁碰撞研究当中,分析模型所采用的碰撞刚度基本上都是主梁轴向刚度的若干倍,一般取轴向刚度的 0.5 数。该刚度取值默认了碰撞刚度是一个定值,在碰撞过程中不变,但事实上碰撞过程是一个非常复杂的过程,与多种因素有关,比如:碰撞的大小、形状,碰撞面的材料,摩擦、变形等等。本文认为碰撞刚度取值应该根据局部的变形来定义,且碰撞刚度在碰撞过程中是变化的。本文在柳国环等人提出的碰撞刚度公式上做了一步改进。

Table 1. Impact stiffness summary
表 1. 碰撞刚度总结

$k_{(k,k+1)}$ 取值	取值方法简介	刚度取值依据	特例刚度(邻梁轴向刚度相同)取值
$\min(k_k, k_{k+1})$ 文献[8]	取较柔主梁的轴向刚度	未明确给出	$k_{(k,k+1)} = k_k = k_{k+1}$
k_k 文献[9]	未涉及邻梁刚度不等情形	未明确给出	$k_{(k,k+1)} = k_k = k_{k+1}$
$\mu k_k, \mu = 2$ 文献[10]	未涉及邻梁刚度不等情形	根据数值计算结果对弹簧刚度敏感性而得	$k_{(k,k+1)} = 2 k_k = 2 k_{k+1}$
0.5 $\max(k_k, k_{k+1})$ 文献[6]	取较短梁刚度的 0.5 倍	根据美国强震记录反推而得	$k_{(k,k+1)} = 0.5 k_k = 0.5 k_{k+1}$
$k_{(k,k+1)} = k_k k_{k+1} / (k_k + k_{k+1})$ 文献[11]	考虑了邻梁刚度不等情形	根据结构力学中的柔度法	$k_{(k,k+1)} = 0.5 k_k = 0.5 k_{k+1}$

两根简化杆相互碰撞，如图 1。

根据结构力学中的柔度法，单元碰撞力作用下的相邻联的相对轴向位移 $\delta_{p(k,k+1)}$ 等于相邻两联的轴向位移代数和，即：

$$\delta_{(k,k+1)} = \frac{1}{k_{(k,k+1)}} = \delta_{(k)} + \delta_{(k+1)} = \frac{1}{k_k} + \frac{1}{k_{k+1}} \quad (1)$$

式中 $\delta_{p(k)} = \frac{1}{k_k}$, $\delta_{p(k+1)} = \frac{1}{k_{k+1}}$ 分别表示单位碰撞下的每联的轴向位移。

则碰撞弹簧刚度的取值为：

$$k_{(k,k+1)} = \frac{1}{\frac{1}{k_k} + \frac{1}{k_{k+1}}} = \frac{k_k k_{k+1}}{k_k + k_{k+1}} \quad (2)$$

对弹簧碰撞刚度再做如下变换：

$$k_{(k,k+1)} = \frac{k_k k_{k+1}}{k_k + k_{k+1}} \quad (I) \quad (3)$$

$$k_{(k,k+1)} = \frac{\frac{\sigma A}{\varepsilon l_k} \frac{\sigma A}{\varepsilon l_{k+1}}}{\frac{\sigma A}{\varepsilon l_k} + \frac{\sigma A}{\varepsilon l_{k+1}}} \quad (II) \quad (4)$$

$$k_{(k,k+1)} = \frac{\sigma A}{\varepsilon l_k + \varepsilon l_{k+1}} \quad (III) \quad (5)$$

$$k_{(k,k+1)} = \frac{\sigma}{\varepsilon} \cdot \frac{A}{l_k + l_{k+1}} \quad (IV) \quad (6)$$

$$k_o = \frac{\sigma}{\varepsilon} \cdot \varphi \quad (V) \quad (7)$$

式中：

σ ——碰撞应力；

A ——碰撞面积；

φ —— $A/(l_k + l_{k+1})$ ；

l_k ——梁 k 的长度；

l_{k+1} ——梁 $k+1$ 的长度；

ε ——应变。

I) 对应力应变公式 $\sigma = E\varepsilon$ 作变换，化为 $\sigma A/l\varepsilon = EA/l = k$ ，将等效 k 代入。如果采用 $k = EA/l$ 来计算碰撞刚度，那么 k 在整个碰撞过程中是定值，桥梁碰撞则默认是弹性碰撞，事实上碰撞刚度在碰撞过程并不是保持不变的，本文基于这个思想，用材料的应力应变曲线、碰撞面、邻梁长度来描述碰撞过程中碰撞刚度的变化过程。

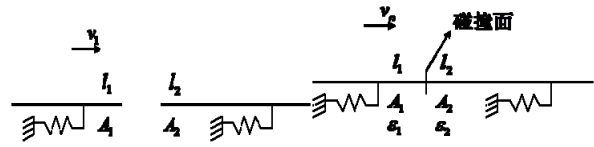


Figure 1. Diagram of bridge impacting
图 1. 桥梁碰撞简图

II) 对碰撞刚度公式进行化简。

III) 分离应力应变比值，故碰撞刚度可用混凝土的应力应变关系来描述，且在碰撞过程中碰撞刚度可以表现出一定的非线性，故可以描述桥梁塑性碰撞，这样更加符合碰撞机理。

IV) 在以往的研究当中，认为碰撞刚度 EA/l_k 在碰撞过程中是一个定值，在本文中假定碰撞刚度在碰撞过程中为一变量，故用应力应变比值 σ/ε 来代替轴向刚度 EA/l_k 。 φ 为碰撞刚度因子。

V) 得到修正的碰撞公式

修正的碰撞刚度公式，直接与应力应变建立了等式关系，并且考虑碰撞面、邻梁梁长的影响。进一步分析：如果只考虑弹性阶段，即发生弹性碰撞，那么 σ/ε 则化简为 E ，如果发生轴碰，且邻梁梁长相同，那么 $1/(1+l_{k+1}/l_k)$ 化简为 0.5，那么碰撞刚度 $k_{(k,k+1)} = 0.5EA/l_k$ (l_k 为较短梁)。不难发现 $1/(1+l_{k+1}/l_k)$ 决定了碰撞刚度的倍数，这个倍数是小于等于 0.5 的，故王东升等人建议取轴向刚度的 0.31~0.56 倍，也与本文修正的碰撞刚度取值是吻合的。以往研究当中取轴向刚度的 1 倍、2 倍或者若干倍，在一定程度上夸大了桥梁之间的碰撞反应，不符合实际情况。修正的碰撞刚度公式满足物理条件并具有全面性、非线性。

4.2. 有限元模型分析

设梁 1 长 $l_1 = 20$ m，梁 2 长 $l_2 = 60$ m，并依据参数讨论需要作相应调整；截面积 $A = 4$ m²，弹性模量 $E = 3.25 \times 10^{10}$ N/m²，密度 $\rho = 2.28 \times 10^3$ N/m³，阻尼 $\zeta = 0.02 \sim 0.06$ ，单元长度为 0.25 m，初速度 $v_0 = 1$ m/s。

混凝土全应力应变曲线：

上升段

$$y = \alpha_a x + (3 - 2\alpha_a)x^2 + (\alpha_a - 2)x^3 \quad (8)$$

下降段

$$y = x / \left[\alpha_d (x - 1)^2 + x \right] \quad (9)$$

不同混凝土的碰撞刚度，如表 2：

梁 1 与梁 2 均采用实体单元 C3D8R，有限元模型，如图 2：

工况变量参数如下表，如表 3：

Table 2. Concrete parameters
表 2. 混凝土参数

混凝土标号	碰撞刚度	α_a	α_d
C25	k_{C25}	1.95	0.6
C40	k_{C40}	1.7	2.0
C60	k_{C60}	1.6	3.0

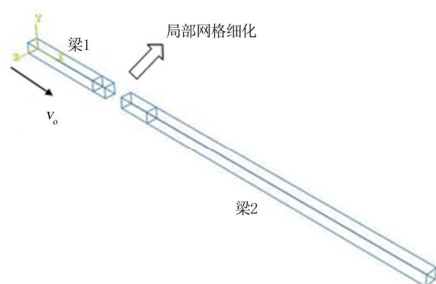


Figure 2. Diagram of element model
图 2. 有限元模型简图

Table 3. Parameters variables
表 3. 参数变量

变量参数(变量: 阻尼比)			
初试速度	1 m/s	1 m/s	1 m/s
混凝土标号	C40	C40	C40
阻尼比	0	0.03	0.06
碰撞刚度	k_{C40}	k_{C40}	k_{C40}
梁 2/梁 1	3	3	3
碰撞面积	4 m ²	4 m ²	4 m ²
变量参数(变量: 碰撞刚度)			
初试速度	1 m/s	1 m/s	1 m/s
混凝土标号	C25	C40	C60
阻尼比	0.03	0.03	0.03
碰撞刚度	k_{C25}	k_{C40}	k_{C60}
梁 2/梁 1	3	3	3
碰撞面积	4 m ²	4 m ²	4 m ²
变量参数(变量: l ₂ :l ₁)			
初试速度	1 m/s	1 m/s	1 m/s
混凝土标号	C40	C40	C40
阻尼比	0.03	0.03	0.03
碰撞刚度	k_{C40}	k_{C40}	k_{C40}
梁 2/梁 1	1	2	3
碰撞面积	4 m ²	4 m ²	4 m ²
变量参数(变量: 碰撞面积)			
初试速度	1 m/s	1 m/s	1 m/s
混凝土标号	C40	C40	C40
阻尼比	0.03	0.03	0.03
碰撞刚度	k_{C40}	k_{C40}	k_{C40}
梁 2/梁 1	3	3	3
碰撞面积	4 m ²	3.5 m ²	3 m ²

5. 改进碰撞刚度参数分析

研究这些因素对邻梁碰撞的影响，碰撞力、碰撞持续时间和碰撞曲线的变化物理意义是我们关心的重点。

5.1. 碰撞力与变量参数的关系

图 3(a) 阻尼比的大小(合理取值范围内)对碰撞力基本上没有影响，故前面修正碰撞刚度公式的推导第一步是正确的，阻尼项可以近似的省略。最大碰撞力均为 3.66×10^7 N，碰撞时间为 0.06 s。这个结论与王东升等人得到的结论一致。其主要原因是混凝土之间的碰撞较为刚硬，恢复系数一般取 0.65 以上，这样主梁间的阻尼在碰撞过程中所消耗的能量较少，则对碰撞力的影响较小。根据碰撞变形的思想，即最大碰撞力发生在最大压缩变形下，也就是邻梁具有相同的速度时，那么根据 Kelvin 模型来求解最大碰撞力时，阻尼项是为零。阻尼对碰撞力的影响不大，阻尼项主要是为了考虑碰撞过程中一小部分的能耗耗损。如果碰撞体的阻尼很大，那么阻尼项就不能忽略。碰撞时间从零开始算起，最大碰撞力发生在 0.03 s，即近似等于短梁轴向基本周期 $t = 0.022$ s，且碰撞持续时间近似于 2.7 倍的 t 。

图 3(b) 可以看到碰撞刚度越大，其碰撞力峰值越是突出，且碰撞时间越短，最大碰撞力分别依次增加 13.67%、6%；碰撞刚度越小，其碰撞力峰值越平缓。随着碰撞刚度增大，曲线上升段的斜率越大，这与碰撞刚度公式相符合($k = \frac{\sigma}{\epsilon} \cdot \varphi$ ，混凝土强度越高，其弹性模量越大，即斜率越大)。

图 3(c) 邻梁的比值不影响碰撞力曲线的上升阶段，只影响曲线的下降阶段。当短梁去撞击长梁的时候，其最大碰撞力峰值会上升，当邻梁比趋于 1:2 的时候，最大碰撞力不在增加。邻梁的比值只对碰撞力曲线下降段有影响。观察最大碰撞力发生时刻，发现它总在 t_0 附近(从碰撞开始时，计算时间)，即较短主梁的轴向振动基本周期($t_0 = 0.022$ s)，此时从左端反射的拉伸波刚好到达碰撞接触面，两杆趋于分离。当邻梁比越大时，碰撞持续时间越长。碰撞持续时间为较短主梁的轴向振动基本周期的 1.5~2.7 倍。邻梁比对碰撞持续时间要比碰撞刚度的影响要大。

修正碰撞刚度下的碰撞力曲线和轴向碰撞刚度

下的碰撞力曲线比较一致。这里的结果与王东升等人有点区别，区别在于邻梁比值等于 1:1 的时候，王东升的计算结果是邻梁比不影响碰撞力最大值。但是本文计算得到当邻梁比等于 1:1 的时候，其碰撞力峰值明显的小于其它邻梁比。可能原因是王东升等人用线性弹簧单元来模拟碰撞效应的，本文采用的是显示接触搜索算法来模拟的。

图 3(d) 可以看到碰撞面越小，碰撞力越大。碰撞面积减小 12.5%，碰撞力增加 3%。第一次碰撞面积减小 0.5 m²，碰撞力增大了 2.1 × 10⁶ N，第二次碰撞面积减小 0.5 m²，碰撞力增大了 9 × 10⁵ N。当前很多学者对碰撞研究都是针对于轴向正碰，且碰撞面为梁的横截面，并没有考虑碰撞面的大小对碰撞力曲线的影响。从图中可以看出，碰撞面对碰撞力峰值还是有一定的影响的，对碰撞持续时间基本上没有影响。如果发生在曲线梁桥，其碰撞面大小对碰撞力的影响更加不能忽视。曲线梁桥中曲线跨之间的碰撞是轴向与切向的合成，摩擦对碰撞力也存在影响。

5.2. 各参数对碰撞力、碰撞时间的权重

从图 4、5 可以得到邻梁比对碰撞力、碰撞持续时间影响权重是最大的(邻梁比从 1:1 到 1:2 之间对碰撞力的影响最为巨大)。桥梁在设计上应该避免这样的邻梁比。邻梁比权重越大，即越说明以往碰撞刚度取值方法的不足。以往碰撞刚度取值为 EA/l，没有考虑邻梁长度的影响，故取值存在一定的不足，特别是研究连续桥梁和曲线桥梁碰撞的时候，其最后碰撞效应差别很大。

6. 结论

1) 本文根据桥梁碰撞变形机理，对应力应变计算公式作了改进，得到一个修正的碰撞刚度公式

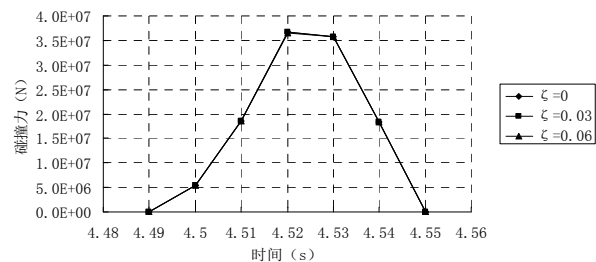
$$k_{(k,k+1)} = \frac{\sigma \cdot A}{\varepsilon \cdot l_k + l_{k+1}}$$

该公式考虑了邻梁混凝土强度、

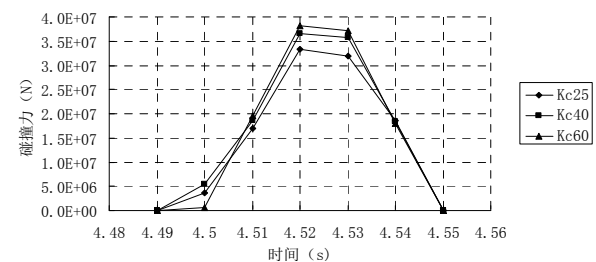
邻梁长度和碰撞面积，较以前碰撞刚度取值具有一定的全面性。在各个参数中，邻梁比对碰撞力、碰撞持续时间影响最大。修正后的碰撞刚度公式更能准确的描述碰撞物理现象，在研究桥梁碰撞过程中，为碰撞刚度取值提供了一定的参考价值。

2) 对修正的碰撞刚度公式

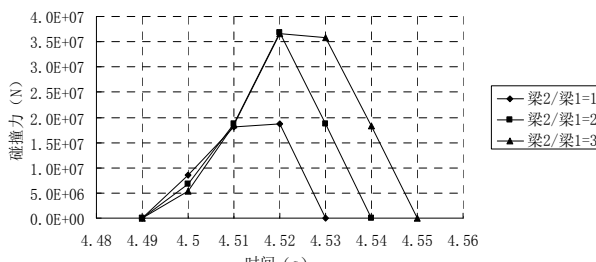
$$k_{(k,k+1)} = \frac{\sigma \cdot A}{\varepsilon \cdot l_k + l_{k+1}} \text{ 变换为 } k_{(k,k+1)} = \frac{\sigma A}{\varepsilon l_k} \cdot \frac{1}{1 + \frac{l_{k+1}}{l_k}} \text{ 可知等}$$



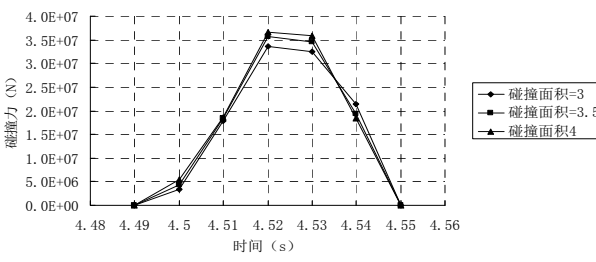
(a)



(b)



(c)



(d)

Figure 3. (a) Variable quantity of damp ratio; (b) Variable quantity of impacting stiffness; (c) Variable quantity of adjacent beam ratio; (d) Variable quantity of impacting area

图 3. (a) 变量阻尼比; (b) 变量碰撞刚度; (c) 变量邻梁比; (d) 变量碰撞面积

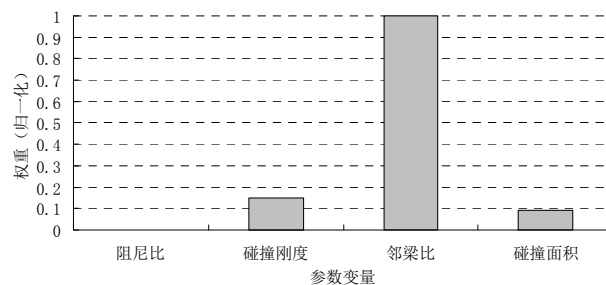


Figure 4. The weight of variable parameters on the collision force
图 4. 参数变量对碰撞力的权重

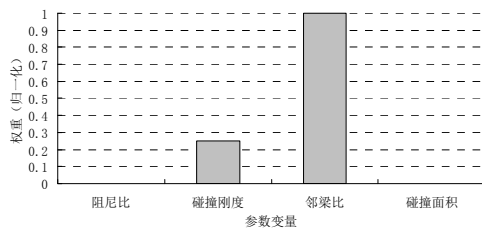


Figure 5. The weight of variable parameters on the duration of collision

图 5. 参数变量对碰撞持续时间的权重

跨筒支梁碰撞刚度等于 0.5 倍的轴向刚度，当不等跨时的碰撞刚度均小于 0.5 倍轴向刚度。如果在模拟计算的时候，曲线桥梁、连续梁桥仍用 0.5 倍或几倍的轴向刚度，则会得到大于实际碰撞的结果。

3) 本文基于模拟计算分析了各个参数变量与碰撞力的关系，下一步有待需要通过实验验证。

参考文献 (References)

[1] 蒋劲松, 庄卫林, 刘振宇. 汶川地震百花大桥震害调查分析

- [J]. 桥梁建设, 2008, 6: 41-44.
- [2] 同济大学土木工程防灾减灾国家重点实验室. 汶川地震震害 [M]. 上海: 同济大学出版社, 2008.
- [3] The 1999 Ji-Ji Earthquake. Taiwan-investigation into the damage to civil engineering structures. Yotsuya: Japan Society of Civil Engineers (JSCE), 1999.
- [4] K. Kawashima, J. Penzien. Correlative investigation on theoretical and experimental dynamic behavior of a model bridge structure. Report No. EERC-76-26, University of California, Berkeley, 1976.
- [5] B. D. Westermo. The dynamic of inter structural connection to prevent pounding. Enterprise Elementary School District, 1989, 18: 687-699.
- [6] 王东升等. 基于直杆共轴碰接理论的桥梁地震反应邻梁碰撞分析模[J]. 工程力学, 2004, 21: 157-166.
- [7] 李忠献, 岳福青, 周莉. 地震时桥梁碰撞分析的等效 Kelvin 撞击模型[J]. 工程力学, 2008, 25(4): 128-133.
- [8] P. Zhu, A. Masato and Y. Fujino. Modeling three dimensional nonlinear seismic performance of elevated bridges with emphasis on pounding of girders. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2002, 31(11): 1891-1913.
- [9] 李宏男. 结构多维抗震理论[M]. 北京: 科学出版社, 2006.
- [10] R. Jankowski, K. Wilde and Y. Fujino. Reduction of pounding effects in elevated bridges during earthquakes. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2000, 29(2): 195-212.
- [11] 柳国环, 李宏男, 陆新征. LRB 曲线桥震致碰撞效应的非线性分析方法[J]. 土木建筑与环境工程, 2012, 34(5): 17-24.