

公路桥涵通用规范汽车荷载及其响应的比较

张杰¹, 姚杨²

(1.长沙理工大学 土木与建筑学院, 湖南 长沙 410004; 2.凤凰县交通建设质量安全监督管理所, 湖南 凤凰 416200)

摘要: 对 JTG D60—2004《公路桥涵设计通用规范》和 JTG D60—2015《公路桥涵设计通用规范》规定的汽车荷载计算参数和荷载效应值进行对比, 分析了其产生的荷载效应及经济效应的差别, 并进一步研究了公路桥梁设计汽车荷载标准的适应性问题, 取得了一些有益结论。

关键词: 桥梁; 通用规范; 汽车荷载; 荷载响应

中图分类号: U441

文献标志码: A

文章编号: 1671—2668(2017)02—0122—04

实践应用中发现 JTG D60—2004《公路桥涵设计通用规范》总体上能满足中国公路桥涵建设的需要, 但随着公路运营情况、桥涵设计理念和方法的发展和改变, 公路桥梁设计汽车荷载标准的适应性问题日益严重。公路桥梁设计荷载的合理性直接关系到桥梁的安全性、经济性与耐久性。2015 年对该规范进行了修订。该文结合某二级公路上的一座简支梁桥, 对 JTG D60—2004《公路桥涵设计通用规范》(下称旧规范)和 JTG D60—2015《公路桥涵设计通用规范》(下称新规范)进行对比, 分析其产生的荷载效应及经济效应的差别, 以利于更好地了解 and 运用公路桥涵通用规范。

1 两种规范汽车荷载简介

1.1 汽车荷载等级的调整

自 2009 年起, 中国各省市陆续取消二级公路收费, 部分二级公路的交通量和荷载水平增长较大。在这种背景下, 新规范调整了二级公路的汽车荷载等级(见表 1)。

表 1 新旧规范中汽车荷载等级对比

公路等级	汽车荷载等级	
	旧规范	新规范
高速公路	公路—Ⅰ级	公路—Ⅰ级
一级公路	公路—Ⅰ级	公路—Ⅰ级
二级公路	公路—Ⅱ级	公路—Ⅰ级
三级公路	公路—Ⅱ级	公路—Ⅱ级
四级公路	公路—Ⅱ级	公路—Ⅱ级

1.2 荷载标准值的调整

新规范提高了跨径 50 m 以下桥梁的车道荷载集中荷载标准值, 增大了 50 m 跨径以内桥梁设计

汽车荷载效应。

旧规范中公路—Ⅰ级车道荷载均布荷载标准值 $q_k=10.5$ kN/m, 集中荷载标准值 p_k 的取值见表 2。计算剪力效应时, 集中荷载标准值应乘以系数 1.2。

新规范中均布荷载标准值与旧规范一样, 集中荷载标准值 p_k 见表 2。公路—Ⅱ级车道荷载的均布荷载标准值 q_k 和集中荷载标准值 p_k 按公路—Ⅰ级车道荷载的 0.75 倍取值。

表 2 新旧规范中集中荷载标准值 p_k 对比

计算跨径 l /m	p_k /kN	
	旧规范	新规范
$l \leq 5$	180	270
$5 < l < 50$	内插法	$2(l+130)$
$l \geq 50$	360	360

2 简支梁桥的汽车荷载效应计算

2.1 工程概况

湘西某二级公路上的一座预应力砼简支梁桥, 标准跨径 30 m, 计算跨径 28.9 m。每侧防撞栏的荷载集度为 5.0 kN/m, 桥面宽为净 8 m+2×0.5 m 防撞护栏。主梁采用 C50 砼, 桥面铺装采用 10 cm 厚沥青砼、防水粘结层和 8 cm 厚 C40 砼现浇层。预应力钢绞线选用新规范规定的 $\phi^j 15.2$ 型钢绞线, 抗拉强度标准值 $f_{pk}=1\ 860$ MPa, 弹性模量 $E_p=1.95 \times 10^5$ MPa。主梁横截面布置及结构尺寸见图 1, 根据主梁截面尺寸, 计算得到的截面面积 A 、抵抗矩 W 、惯性矩 I 等主梁截面特性见表 3。

2.2 新规范计算的荷载效应

同一座桥中荷载横向分布相同, 故不计算横向分布系数, 仅计算主梁各控制截面的结构自重和汽

车荷载效应,不考虑人群荷载。

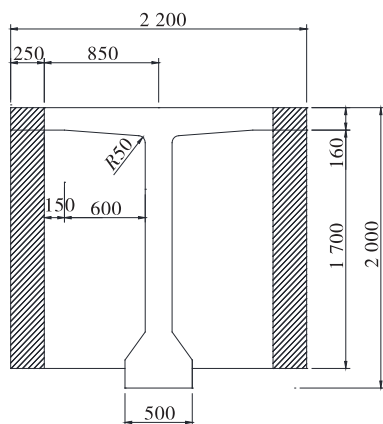


图 1 某预应力砼筒支梁桥主梁横截面布置(单位:mm)

表 3 主梁跨中截面几何特性

项目	取值	项目	取值
A_1/cm^2	8 470.3	A_2/cm^2	8 710.2
W_1/cm^3	601 624.0	W_2/cm^3	603 516.0
I_1/cm^4	41 793 620.0	I_2/cm^4	42 725 840.0

2.2.1 结构自重及汽车荷载效应

2.2.1.1 结构自重效应

各构件自重集度计算结果见表 4, 合计 34.14 kN/m。

表 4 结构自重集度计算结果 kN/m

构件名称	自重集度
主梁	22.65
横隔梁	2.55
桥面铺装	6.44
人行道及附属	2.5

设左端点离计算截面的距离 $x = \alpha l$, 由图 2 可得截面主梁弯矩和剪力计算公式[见式(1)、式(2)], 得到主梁各控制截面在自重作用下产生的弯矩和剪力效应(见表 5)。

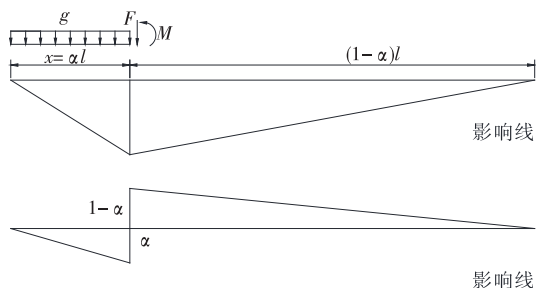


图 2 横载作用效应计算示意图

$$M = \frac{\alpha(1-\alpha)gl^2}{2} \quad (1)$$

$$Q = \frac{(1-2\alpha)gl}{2} \quad (2)$$

式中: g 为每延米结构自重集度。

表 5 主梁恒载产生的内力

结构位置	弯矩 $M/(\text{kN} \cdot \text{m})$	剪力 Q/kN
跨中	3 564.26	0.00
$1/4l$	2 673.19	246.66
梁端	0.00	493.32

2.2.1.2 汽车荷载效应计算

结构的冲击系数 u 计算如下: $A = 0.871 02 \text{ m}^2$, $I_c = 0.427 584 \text{ m}^4$, 结构跨中处的单位长度质量 $m_c = G/g = 22.65/9.81 = 2.309 \text{ kN} \cdot \text{s}^2/\text{m}^2$ (G 为结构跨中处每延米结构重力), $f = \pi/(2l^2) \sqrt{EI_c/m_c} = 3.14/(2 \times 28.9^2) \times \sqrt{3.45 \times 10^{10} \times 0.427 584/2.309} = 4.75 \text{ Hz}$, $u = 0.176 7 \ln f - 0.015 7 = 0.26$, 则 $(1+u) = 1.26$ 。

(1) 跨中截面的最大弯矩和剪力。计算图式见图 3。根据新规范, $q_k = 10.5 \text{ kN/m}$, $p_k = 2(l+130) = 2 \times (28.9+130) = 317.8 \text{ kN}$ 。计算剪力效应时, $p_k = 317.8 \times 1.2 = 381.36 \text{ kN}$, $S = (1+u)(mq_k\Omega + mp_ky)$ (其中: S 为截面的弯矩或剪力, Ω 为弯矩、剪力影响线的面积), 则:

$$M_{\frac{l}{2}} = (1+0.26) \times (1/2 \times 10.5 \times 7.225 \times 28.9 + 317.8 \times 7.225) = 4 274.32 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Q_{\frac{l}{2}} = (1+0.26) \times (1/2 \times 10.5 \times 0.5 \times 28.9 + 381.36 \times 0.5) = 335.84 \text{ kN}$$

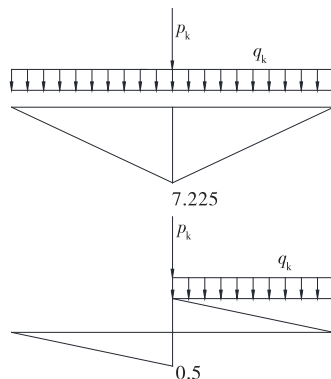


图 3 跨中截面最大弯矩和剪力计算图式

(2) 梁端截面的最大剪力。先绘出梁端截面的剪力影响线, 计算图式见图 4。得:

$$Q_{\text{支}} = (1+0.26) \times (1/2 \times 10.5 \times 1 \times 28.9 + 381.36 \times 1) = 671.69 \text{ kN}$$

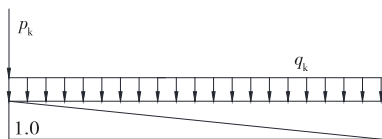
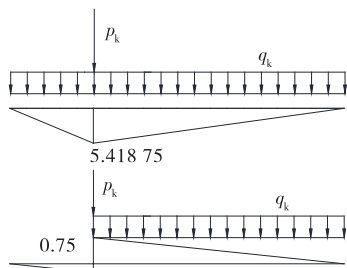


图4 支点截面的最大剪力计算图式

(3) $1/4l$ 截面的最大弯矩和剪力。计算图式见图5。得:

$$M_{\frac{1}{4}} = 1.26 \times (1/2 \times 10.5 \times 5.41875 \times 28.9 + 317.8 \times 5.41875) = 3205.74 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Q_{\frac{1}{4}} = (1 + 0.26) \times (1/2 \times 10.5 \times 0.75 \times 28.9 + 381.36 \times 0.75) = 503.77 \text{ kN}$$

图5 $1/4l$ 截面的最大弯矩和剪力计算图式

2.2.1.3 结构自重效应和汽车荷载效应组合

选择3种最不利组合,分别为标准组合、正常使用极限状态中的频遇组合和承载能力极限状态中的基本组合。在新规范中,当作用与作用效应间为非线性关系时,采用简单的线性叠加不再有效。因此,假设在采用效应叠加时作用与作用效应“可按线性关系考虑”。在新规范中,该简支梁桥按照公路—I级设计,作用组合结果见表6。

2.2.2 新规范估算的预应力钢束

预应力砼主梁设计应满足结构在正常使用极限状态下的使用性能要求和承载能力极限状态下一定的安全储备。对桥梁结构来说,结构使用性能要求包括抗裂性、裂缝宽度和挠度等限制,一般情况下以抗裂性及裂缝宽度限制控制设计。这里以跨中正截面抗裂控制设计,估算所需预应力钢筋。所需有效预加力为:

$$N_{pe} \geq \frac{M_s / W_{cx}}{0.85 \times (1/A + e_p / W_{cx})}$$

式中: M_s 为短期效应弯矩组合设计值; e_p 为预应力

表6 恒载和公路—I级汽车荷载效应

编号	荷载类别	弯矩 $M/(\text{kN} \cdot \text{m})$		剪力 Q/kN		
		跨中	$1/4l$	跨中	$1/4l$	梁端
(1)	恒载	3 564.26	2 673.19	0.00	246.66	493.32
(2)	汽车荷载	4 274.32	3 205.74	335.84	503.77	671.69
(3)	标准组合(1)+(2)	7 838.58	5 878.93	335.84	750.43	1165.01
(4)	频遇组合(1)+0.7×(2)	6 556.28	4 917.21	235.09	599.30	963.50
(5)	基本组合 $1.1 \times (1) \times 1.2 + 1.1 \times (2) \times 1.4$	11 287.28	8 465.45	517.19	1 101.40	1 685.59

钢筋重心至毛截面重心的距离, $e_p = y_x - a_p$, 设 $a_p = 16 \text{ cm}$, 得到 $e_p = 114.71 \text{ cm}$ 。

对于公路—I级荷载:

$$N_{pe} \geq \frac{6556.28/0.603516}{0.85 \times (1/0.87102 + 1.1471/0.63516)} = 4192.03 \text{ kN}$$

采用 $\phi 15.2$ 型钢绞线, 单根钢绞线的公称截面面积为 139 mm^2 , 抗拉强度标准值 $f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$, 张拉控制应力 $\sigma_{con} = 0.75 f_{pk} = 1395 \text{ MPa}$ 。对于预应力损失, 后张法构件可取 $25\% \sim 35\%$ 张拉控制应力, 这里按 25% 计算, 即 $\sigma_1 = 0.25 \sigma_{con}$, 得到预应力钢绞线的面积为:

$$A_p = \frac{N_{pe}}{\sigma_{con} - \sigma_1} = \frac{4192.03 \times 10^3}{0.75 \times 1395} = 4006.72 \text{ mm}^2$$

2.3 旧规范计算的荷载效应

2.3.1 结构自重及汽车荷载效应

2.3.1.1 结构自重效应

旧规范的恒载作用计算与新规范相同, 结果见表4。

2.3.1.2 汽车荷载效应

新旧规范的区别在于旧规范按公路—II级荷载计算, 且荷载标准值有所不同。其中: 车道荷载均布荷载标准值 $q_k = 10.5 \times 0.75 = 7.875 \text{ kN/m}$; 集中荷载标准值 p_k 取值采用内插法, $p_k = 0.75 \times [180 + ([180 \times (28.9 - 5)]/45)] = 206.7 \text{ kN}$, 计算剪力时 $p_k = 206.7 \times 1.2 = 248.04 \text{ kN}$ 。冲击系数和计算图式与上面的一样。

跨中截面的最大弯矩和剪力为:

$$M_{\frac{1}{2}} = (1 + 0.26) \times (0.5 \times 7.875 \times 7.225 \times$$

$$28.9+206.7\times7.225)=$$
$$2\,917.61\text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Q_{\frac{l}{2}}=(1+0.26)\times(0.5\times7.875\times0.5\times28.9+$$
$$248.04\times0.5)=227.96\text{ kN}$$

梁端截面的最大剪力为:
$$Q_{\text{支}}=(1+0.26)\times(0.5\times7.875\times1\times$$
$$28.9+248.04\times1)=455.92\text{ kN}$$

1/4l 截面的最大弯矩和剪力为:
$$M_{\frac{l}{4}}=(1+0.26)\times(0.5\times7.875\times5.418\,75\times$$

$$28.9+206.7\times5.418\,75)=$$
$$2\,188.21\text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Q_{\frac{l}{4}}=(1+0.26)\times(0.5\times7.875\times0.75\times28.9+$$
$$248.04\times0.75)=341.93\text{ kN}$$

2.3.1.3 主梁恒载及汽车荷载效应组合

根据旧规范的规定,选择 3 种最不利组合,分别为标准组合、正常使用极限状态中的短期组合和承载能力极限状态中的极限组合。作用组合效应计算结果见表 7。

表 7 恒载和公路Ⅱ级汽车荷载效应

编号	荷载类别	弯矩 M/(kN·m)		剪力 Q/kN		
		跨中	1/4l	跨中	1/4l	梁端
(1)	恒载	3 564.26	2 673.19	0.00	246.66	493.32
(2)	汽车荷载	2 917.61	2 188.21	227.96	341.93	455.92
(3)	标准组合(1)+(2)	6 481.87	4 861.40	227.96	588.59	949.24
(4)	短期组合(1)+0.7×(2)	5 606.59	4 204.94	159.57	486.01	812.46
(5)	极限组合 1.1×(1)×1.2+ 1.1×(2)×1.4	9 197.94	6 898.45	351.06	852.16	1 353.30

2.3.2 预应力钢束的估算

所需有效预加力为:

$$N_{pe}\geq\frac{5\,606.59/0.603\,516}{0.85\times(1/0.871\,02+1.147\,1/0.603\,516)}=$$
$$3\,584.81\text{ kN}$$

预应力钢绞线的面积为:

$$A_p=\frac{3\,584.81\times10^3}{0.75\times1\,395}=3\,426.34\text{ mm}^2$$

3 新旧规范效应比较

3.1 汽车荷载效应比较

采用新旧规范规定的标准汽车荷载模式及相应荷载等级对该简支梁桥的荷载效应进行对比,结果见表 8。从表 8 可以看出:按照新规范计算所得汽车荷载效应均大于旧规范计算的汽车荷载效应。汽车荷载引起的各控制界面的最大弯矩和最大剪力效

表 8 新旧规范汽车荷载效应比较

荷载类别	弯矩 M/(kN·m)		剪力 Q/kN		
	跨中	1/4l	跨中	1/4l	梁端
新规范	4 274.32	3 205.74	335.84	503.77	671.69
旧规范	2 917.61	2 188.21	227.96	341.93	455.92
新旧规范荷载效应比	1.465	1.465	1.473	1.473	1.506

应新规范比旧规范大 46%以上,其中新规范产生的跨中最大弯矩和最大剪力分别比旧规范大 46.5%、47.3%,梁端截面剪力增大 50.6%。

3.2 经济效应比较

以抗裂性及裂缝宽度限制控制设计来预估预应力钢筋的数量,比较新旧规范中材料用量的区别,结果见表 9。

表 9 新旧规范经济效应比较

荷载类别	预应力钢筋面积/mm ²
新规范	4 006.72
旧规范	3 426.34
新旧规范钢筋用量比值	1.169 4

计算结果表明,尽管调整张拉方式后结构的有效预应力有所下降,但结构的各项验算均满足规范要求。主要原因为:原设计的预应力度较高,结构的安全储备较大;原设计的预应力钢束较顺直,采取通长索后导致的预应力损失增加不多。因此,建议维持原钢束线形、张拉控制应力及用索量不变,以减小对工期的影响。

3.4 变更钢束张拉方式对其他分联施工的影响

调整全桥施工顺序(先进行第三联 5×25 m 预应力砼连续箱梁施工)后,第一联、第二联箱梁的施工顺序也需进行相应调整。若接着施工第一联,则第二联两端均不具备张拉空间,必须采用顶板张拉锚固的配束方案。一方面,这种方案的施工难度较大,预应力效果不如两端张拉锚固;另一方面,由于顶板张拉锚固的配束方案与两端张拉锚固相差较远,无法保证批量化、工厂化的科学设计标准。因此,不推荐采用顶板张拉的配束方式。建议优先第二联预应力砼连续箱梁的张拉方式,改用单端逐跨张拉方式进行施工,待第二联施工完成后,再施工第一联,则第一联可维持原设计方案的单端张拉方式,仅对第二联施工工序进行相应调整(见图8),以减少变更规模和工作量。

4 结论与建议

(1) 由于分段现浇箱梁腹板束的预应力损失比

(上接第125页)

从表9可知:汽车荷载作用下跨中截面的预应力钢筋用量,新规范比旧规范多16.94%。

4 结论

(1) 对于该30 m跨径简支梁,新规范汽车荷载产生的汽车荷载效应比旧规范大得多。

(2) 新规范汽车荷载对结构的材料用量比旧规范的要求高。

(3) 桥梁设计汽车荷载应与交通量、运输情况、公路交通流特征及发展动态相适应,对于二级公路上的老桥应验算其能否满足新规范的设计要求,不满足的应采取加固措施。

参考文献:

[1] 范立础.桥梁工程(上册)[M].北京:人民交通出版社,

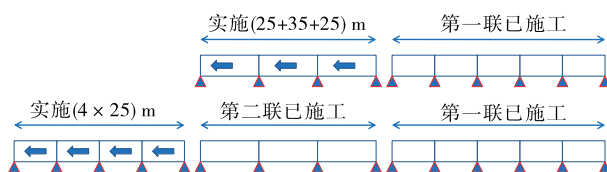


图8 其他分联的施工流程示意图

采用全联通长束略小,逐孔单端张拉的预应力度比全联两端张拉的稍大。

(2) 不可定性地认为逐孔张拉的预应力损失肯定比全联一次张拉的小,如该工程的顶底板通长钢束,而应根据计算结果具体问题具体分析。

(3) 条件允许时,分联跨数不多(3~6跨)的预应力砼连续箱梁宜尽量采用逐跨单端张拉,以提高结构预应力度及安全储备。

(4) 当条件约束导致需调整钢束张拉方式时,应在确保结构安全的前提下对调整方案进行专题讨论,避免出现预应力度过低及其他不利影响。

参考文献:

- [1] JTG D60—2015,公路桥涵设计通用规范[S].
- [2] JTG D62—2004,公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范[S].
- [3] JTG B01—2014,公路工程技术标准[S].

收稿日期:2016—09—28

2004.

- [2] JTG D60—2004,公路桥涵设计通用规范[S].
- [3] JTG D60—2015,公路桥涵设计通用规范[S].
- [4] 张树仁,郑绍珪,黄侨,等.钢筋混凝土及预应力混凝土桥梁结构设计原理[M].北京:人民交通出版社,2004.
- [5] 张树仁.桥梁设计规范学习与应用讲评[M].北京:人民交通出版社,2005.
- [6] 叶见曙.结构设计原理[M].第2版.北京:人民交通出版社,2005.
- [7] 李廉锴.结构力学(上册)[M].第5版.北京:高等教育出版社,2010.
- [8] 吴腾,葛耀君,熊洁.现行国内外公路桥梁汽车荷载及其响应的比较[J].结构工程师,2008,24(5).
- [9] 樊平,程寿山,张劲泉,等.关于公路桥梁汽车荷载的讨论[J].公路交通科技:应用技术版,2011(7).

收稿日期:2016—09—14