

文章编号:1671-1637(2013)01-0020-07

## 钢-混凝土组合梁的温度骤变效应分析

周勇超<sup>1</sup>, 胡圣能<sup>2</sup>, 宋磊<sup>3</sup>, 李子青<sup>1</sup>

(1. 长安大学 公路学院, 陕西 西安 710064; 2. 华北水利水电学院 土木与交通学院, 河南 郑州 450011;  
3. 西安市政设计研究院有限公司, 陕西 西安 710068)

**摘要:**对自然环境内钢-混凝土组合梁截面内温度进行了测试,以温差梯度为计算模型,基于弹性理论,推导了不同温差模式下组合梁交界面上的剪力、剪应力、相对滑移应变与变形以及弯曲变形曲率计算公式。分析结果表明:在自然温变情况下组合梁截面内存在温差,同时混凝土翼板内温度分布不均匀;界面剪力最大值在跨中部位,向梁端部逐渐递减为0;剪应力、相对滑移应变与变形在梁端部达到最大值,向跨中逐渐递减为0;界面内力及变形与温差大小呈线性正比,斜率与混凝土板内温度分布模式有关;混凝土板内温度分布模式及厚度是截面内力和变形的主要影响因素。

**关键词:**桥梁工程;钢-混凝土组合梁;弹性理论;温度梯度;温度骤变;界面内力;相对滑移变形  
**中图分类号:**U448.34 **文献标志码:**A

## Effect analysis of steel-concrete composite beam caused by sudden change of temperature

ZHOU Yong-chao<sup>1</sup>, HU Sheng-neng<sup>2</sup>, SONG Lei<sup>3</sup>, LI Zi-qing<sup>1</sup>

(1. School of Highway, Chang'an University, Xi'an 710064, Shaanxi, China; 2. School of Civil Engineering and Communications, North China University of Water Resources and Electric Power, Zhengzhou 450011, Henan, China;  
3. Xi'an Municipal Engineering Design and Research Institute Co., Ltd., Xi'an 710068, Shaanxi, China)

**Abstract:** The temperatures of steel-concrete composite beam cross-sections under nature condition were tested, the formulae of steel-concrete composite beam interfacial shear force, shear stress, relative slide strain and deformation, flexural deformation curvature were derived by using temperature gradient calculation model and elastic theory. Analysis result shows that there is temperature difference in the cross-section, and the temperature distribution of concrete flange slab is uneven. The maximum interfacial shear force is at the midspan and decreases to zero at the end of beam. The maximum interfacial shear stress, relative slide strain and deformation are at the end of beam and decrease to zero at the midspan. Interfacial force and deformation are linearly proportional to temperature difference, and the slope is associated with the temperature distribution modes of concrete slab. The temperature distribution mode and thickness of concrete slab are the main influence factors of interfacial force and deformation. 1 tab, 11 figs, 17 refs.

**Key words:** bridge engineering; steel-concrete composite beam; elastic theory; temperature gradient; sudden change of temperature; interfacial force; relative slide deformation

**Author resumes:** ZHOU Yong-chao(1977-), male, lecturer, doctoral student, +86-29-82335910, zyc\_zeus@126.com; LI Zi-qing(1954-), male, professor, +86-29-82334773, lzq369@263.net.

收稿日期:2012-10-28

基金项目:交通运输部科技项目(2010-353-333-140)

作者简介:周勇超(1977-),男,陕西西安人,长安大学讲师,工学博士研究生,从事桥梁结构分析与检测研究。

导师简介:李子青(1954-),男,陕西榆林人,长安大学教授。

## 0 引言

钢材的导热性能较好,导热系数大,传热快,而混凝土的导热系数仅为钢材的  $1/50$ ,因此,在发生突然温变时,混凝土会出现温变滞后的现象,对组合梁造成严重的影响<sup>[1-2]</sup>。近年来,国内外学者对组合梁温度效应做了大量研究。林错错等以露天日照条件下钢结构试验为基础,分析了工字型截面和箱型截面型钢在自然日照情况下钢梁温度分布梯度以及时效特点<sup>[3]</sup>;Garlock 等研究了组合梁在受火情况下,抗剪连接件的工作性能<sup>[4]</sup>;Ranzi 等利用虚功原理,研究了组合梁在高温情况下交界面受力情况,并指出剪力键简化设计方法在火灾情况下存在安全隐患<sup>[5]</sup>;李国强等对组合梁进行了火灾试验,分析了在火灾条件下组合梁承载能力<sup>[6-7]</sup>。上述研究具有以下特点:都认识到了温度效应对组合梁的影响,同时也认识到混凝土有明显的阻热现象<sup>[8-9]</sup>,但大多是从钢材的耐火角度出发,注重对火灾的研究,考虑的多为极端高温情况,而对常温下温差效应的研究较少;通常以实验室试验为手段,应用有限元方法,结合理论进行分析,而对实际露天情况下温度梯度对组合梁影响的试验研究较少;缺少相应的在温度梯度作用下组合界面分析研究,无统一的界面剪力、剪应力、相对滑移以及掀起力的计算方法<sup>[10-16]</sup>;在考虑温度效应时,以往研究一般认为混凝土板沿高度方向温度分布均匀<sup>[17]</sup>,缺少

考虑混凝土板温差效应的研究分析。本文以实际环境中实桥试验为基础,验证了组合梁混凝土翼板内存在温差梯度的事实,并以此为计算模型,推导任意温差梯度情况下钢-混凝土组合梁交界面上的内力及变形计算方法,分析影响因素,通过算例将计算结果与有限元法计算结果及实测结果进行比较。

## 1 温差梯度测试

### 1.1 试验概况

试验依托工程为内蒙古自治区际大通道呼和浩特至阿荣旗境内的一座钢-混凝土组合梁桥,桥跨结构为  $2 \times 35$  m 简支梁,横向为 2 片钢箱梁-混凝土组合梁。按照部分抗剪连接设计,钢箱梁每道上翼缘板共布设 3 道剪力键,按照  $150 \text{ mm} \times 150 \text{ mm}$  布置。施工时先预制钢箱梁和混凝土板,再现浇桥面板。由于内蒙地区地处高纬度地区,且以草原为主,昼夜温差极大,气温的时效性效果明显,是研究温差效应的理想地方。2011 年 5 月 28 日,对该桥进行了 24 h 不间断温度监测,当天天气晴,最高气温(实测值,距离地面 2 m)  $28.5^\circ\text{C}$ ,最低气温  $10.1^\circ\text{C}$ ,东风,风速为  $4 \sim 8 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ 。

### 1.2 温度传感器布置方案

在混凝土板内布设两排温度传感器,编号为 H-1~H-6;在钢箱梁两侧布设温度传感器,编号为 S-1~S-6,见图 1。试验于上午 9:00 开始,每 1 h 测试

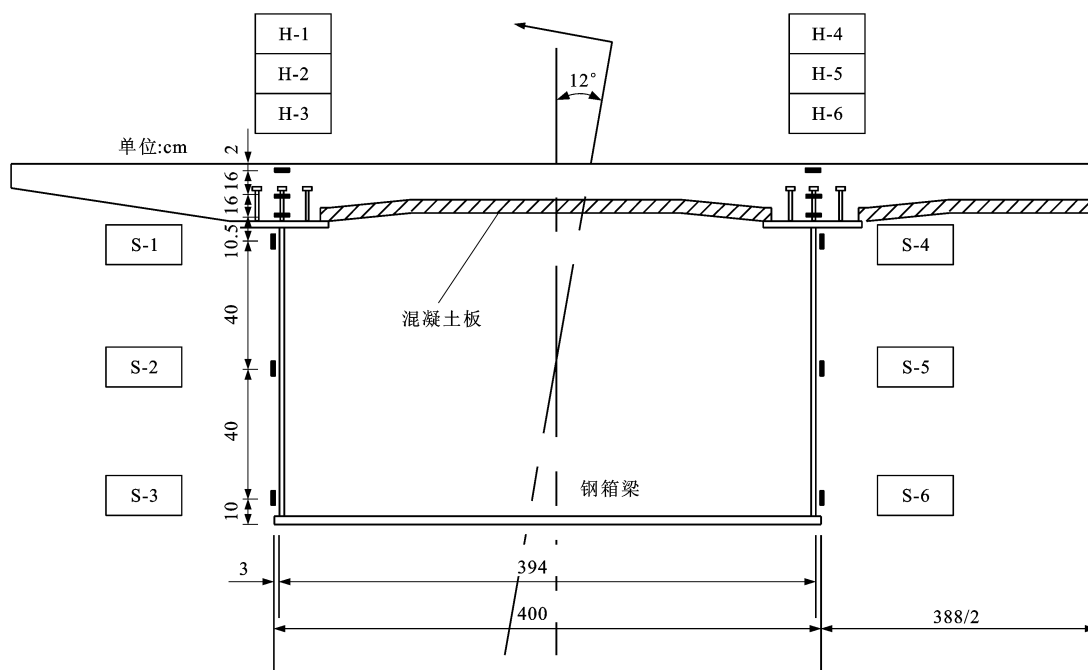


图 1 温度测点

Fig. 1 Temperature measuring points

1 次数据,直至第二天上午 9:00 结束,分别记录了 1 d 内在自然状况下试验组合梁内温度值。测试仪器采用 JMZX-212A 型传感器,现场测试照片见图 2。

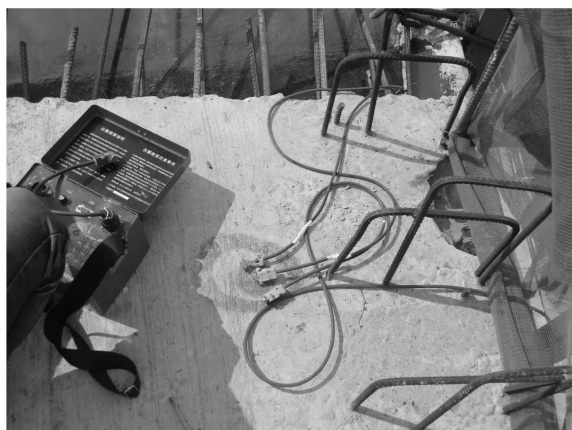


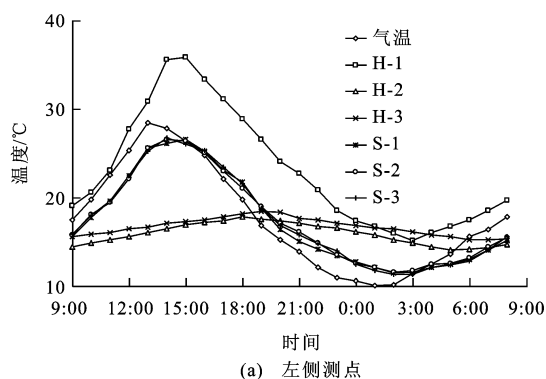
图 2 现场测试

Fig. 2 Field test

## 2 温度测试结果分析

### 2.1 温度-时刻曲线

从图 3 中可以看出:气温、钢箱梁、混凝土板三者之间存在温差,且出现峰值的时间也有差异,空气温度在 14:00 时达到最高值,在 1:00 时达到最低值,而混凝土与钢箱梁均有所滞后,但混凝土滞后的时间较钢箱梁长;由于阳光直射于混凝土表面,因此,混凝土表层温度升高较快,同时由于太阳辐射以及周围大气有热交换等因素,表层混凝土温度在升温的同一时期高于其他测点温度;降温时,热量耗散较快,既向外与空气进行热交换,又向内部混凝土传递,直到某一时刻其内部温度高于外部混凝土温度时达到最低值;内部混凝土仅与周围混凝土发生热传递,不受阳光直接照射,也不与空气接触,加之混凝土热传导系数不高,因此,温度随时间变化不



(a) 左侧测点

大;下部钢梁虽不直接受太阳辐射,但四周与空气接触,因此,其温度总是滞后于空气温度。另一方面,由于钢材构件较薄,且本次试验外部无非自然热源,同时本身热传导系数较高,因此,钢箱梁上下缘温差较小。以往研究中认为钢箱梁内无温差的模型得到了验证,且以往研究表明,热源位置对热传递有明显的影响,而本次试验唯一热源即为太阳,该桥基本呈东西走向,因此,组合梁相同高度测点温度基本一致,即在做分析时,可不考虑横向温差影响。

### 2.2 组合梁截面温差梯度分析

5 个时刻截面温度分布见图 4,很明显,组合梁截面内存在温差梯度,同时,混凝土翼板内也存在温度梯度。尽管混凝土翼板不是很厚,但温差依然存在,而且呈非线性分布。混凝土顶层、中间层、底层温度最高值分别出现在 15:00、19:00、18:00,温度最低值分别出现在 3:00、5:00、5:00。同时,可以看出混凝土内部温度峰值出现的时间也有差异,中间层温度滞后最为明显,这充分反映了混凝土对温度的滞后效应。

## 3 钢-混凝土组合梁界面温度效应分析

### 3.1 基本假设

(1) 钢梁和混凝土分别服从平截面假定。

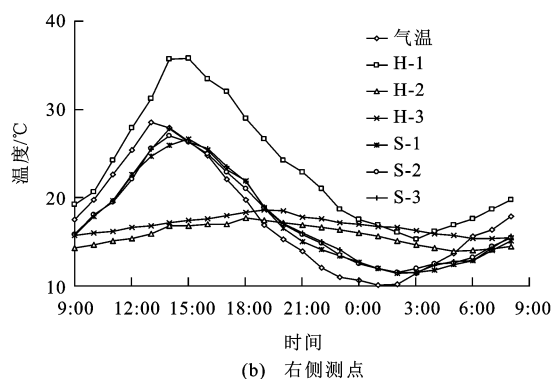
(2) 钢梁内温度分布均匀,混凝土翼板受非线性温度的影响。

(3) 组合梁处于弹性工作状态,交界面处水平剪力全部由剪力键承担,且与相对滑移成线性关系,竖向拔出力也由剪力键承担,服从胡克定律,不考虑混凝土翼板和钢梁的粘结作用。

(4) 不考虑受压区钢梁失稳因素的影响。

### 3.2 组合梁界面分析

设混凝土与钢梁内温度分布分别为  $T_c(y)$ 、



(b) 右侧测点

图 3 温度-时刻曲线

Fig. 3 Temperature-time curves

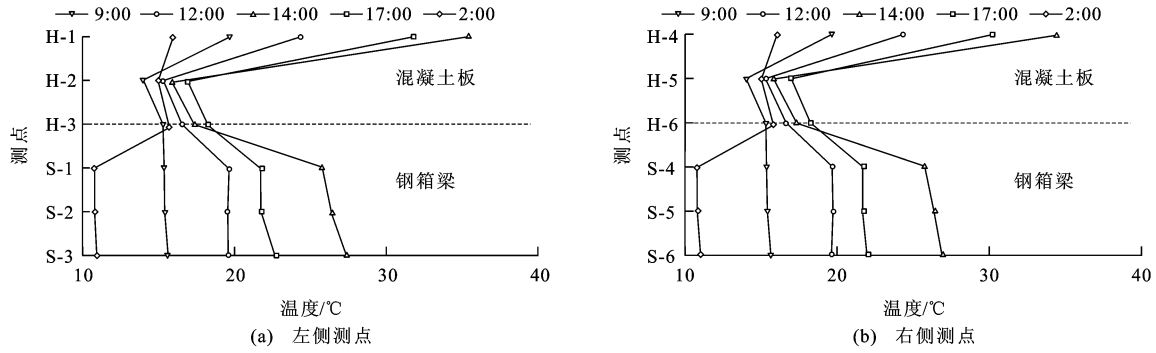


图 4 截面温度分布-时刻曲线

Fig. 4 Section temperature distribution-time curves

$T_s(y)$ 。若  $T_c(y) = T_s(y)$ , 则两者之间不会产生相对滑动, 组合梁在纵向可自由变形, 截面内只有温度应变。但在温度骤变的情况下, 组合梁截面温度均匀分布并不成立, 当纵向纤维之间不受约束能自由伸缩时, 在温差梯度作用下, 混凝土沿梁高各点的自由应变为

$$\epsilon_{cT} = \alpha_c T(y)$$

$$T(y) = T_c(y) - T_s(y)$$

式中:  $\alpha_c$  为混凝土材料线膨胀系数;  $T(y)$  为混凝土温差梯度。

由于混凝土翼板的变形必须服从平截面假定, 所以截面上任意高度处的实际应变为

$$\epsilon_{cy} = \epsilon_{c0} + \kappa y$$

式中:  $\epsilon_{c0}$  为组合梁钢与混凝土界面处温差梯度引起的相对滑动应变;  $\kappa$  为组合梁由温差梯度引起的弯曲变形曲率;  $y$  为混凝土翼板的厚度。

由温差梯度引起的混凝土自应变为

$$\epsilon_c(y) = \epsilon_{c0} + \kappa y - \alpha_c T(y)$$

由此引起的混凝土自应力为

$$\delta_c(y) = E_c \epsilon_c(y) = E_c [\epsilon_{c0} + \kappa y - \alpha_c T(y)] \quad (1)$$

式中:  $E_c$  为混凝土弹性模量。

温差自应力在截面上的合力由组合梁交界面上的剪力来平衡。图 5 中, 取一微元段, 坐标系  $xOy$ ,  $\tau(x)$  为界面剪应力,  $T(x)$  为界面剪力,  $S(x)$  为相对滑动变形, 任意截面  $x$  处由温差梯变引起的混凝土自应力为  $\delta_c(x, y)$ 。

根据水平力平衡可得

$$\int_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}} b_c \delta_c(y) dy = b_c E_c \int_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}} [\epsilon_{c0} + \kappa y - \alpha_c T(y)] dy =$$

$$\int_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}} b_c \tau(x) dx = T(x) \quad (2)$$

式中:  $b_c$  为组合梁有效分布宽度;  $b$  为交界面宽度;  $h$  为混凝土板厚度。

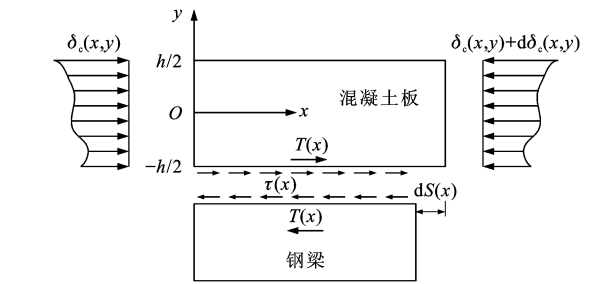


图 5 组合梁交界面内力分析

Fig. 5 Composite beam interfacial force analysis

由式(2)可解得

$$T(x) = b_c E_c (h \epsilon_{c0} - \alpha_c A) \quad (3)$$

$$A = \int_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}} T(y) dy$$

由式(3)可解得

$$\epsilon_{c0} = \frac{T(x)}{h b_c E_c} + \frac{\alpha_c A}{h} \quad (4)$$

由于合力对界面处的弯矩为 0, 可得

$$\int_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}} b_c \delta_c(y) (y + \frac{h}{2}) dy = 0$$

令

$$B = \int_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}} T(y) y dy$$

可解得

$$\kappa = \frac{6 \alpha_c (2B + h \alpha_c A)}{h^3} - \frac{6 \epsilon_{c0}}{h} \quad (5)$$

根据组合梁钢梁与混凝土翼板之间的变形条件, 相对滑动变形与相对滑动应变关系为

$$S'(x) = \epsilon_{c0}$$

由假设(3)可知, 相对滑动变形与交界面剪应力之间关系为

$$\tau(x) b dx = K S(x) dx$$

即

$$\tau'(x) b = K S'(x) = K \epsilon_{c0} \quad (6)$$

式中:  $K$  为剪力键的等效剪切滑移刚度。

由材料力学可得

$$T'(x) = \tau(x) b$$

由此可得

$$T''(x) = K\epsilon_{c0} \quad (7)$$

将式(4)代入式(7)可得

$$T''(x) - \frac{K}{b_e E_c h} T(x) = \frac{\alpha_c AK}{h} \quad (8)$$

式(8)为一个二阶非齐次方程,其通解为

$$T(x) = C_1 e^{rx} + C_2 e^{-rx} - \frac{\theta}{r^2}$$

$$r^2 = \frac{K}{b_e E_c h}$$

$$\theta = \frac{\alpha_c AK}{h}$$

根据相对滑移特性,边界条件如下:在跨中  $T'(x)|_{x=0}=0$ ,在梁端部  $T(x)|_{x=\pm L/2}=0$ ,  $L$  为计算跨径。将此边界条件代入式(8),可求得系数  $C_1$ 、 $C_2$  为

$$C_1 = C_2 = \frac{\theta}{r^2 (e^{L/2} + e^{-L/2})}$$

由此可解得任意温差梯度  $T(y)$  在组合梁交界面上所引起的界面剪力为

$$T(x) = \frac{\theta}{r^2} \left( \frac{e^{rx} + e^{-rx}}{e^{rL/2} + e^{-rL/2}} - 1 \right) =$$

$$\frac{\theta}{r^2} \left[ \frac{\cosh(rx)}{\cosh(rL/2)} - 1 \right] \quad (9)$$

对式(9)求导,可求得界面剪应力为

$$\tau(x) = \frac{\theta}{br} \frac{\sinh(rx)}{\cosh(rL/2)} \quad (10)$$

将式(9)代入式(4),可求得相对滑移应变为

$$\epsilon_{c0} = \frac{\theta}{K} \frac{\cosh(rx)}{\cosh(rL/2)} \quad (11)$$

将式(11)代入式(6),积分后可得相对滑移变形为

$$S(x) = \frac{\theta}{rK} \frac{\sinh(rx)}{\cosh(rL/2)} \quad (12)$$

将式(12)代入式(5),可求得弯曲变形曲率为

$$\kappa = \frac{6\alpha_c (2B + h\alpha_c A)}{h^3} - \frac{6\theta}{hK} \frac{\cosh(rx)}{\cosh(rL/2)} =$$

$$P - Q \cosh(rx) \quad (13)$$

$$P = \frac{6\alpha_c (2B + h\alpha_c A)}{h^3}$$

$$Q = \frac{6\theta}{hK \cosh(rL/2)}$$

温差梯度引起的相对弯曲变形为

$$\eta(x) = \iint [P - Q \cosh(rx)] dx dx =$$

$$\frac{P}{2} x^2 - \frac{Q}{r^2} \cosh(rx) \quad (14)$$

假设交界面上的相对掀起力全部由剪力键承担,剪力键的轴向拉伸刚度为  $D$ ,则剪力键所受到的拔出力为

$$V(x) = D\eta(x) = D \left[ \frac{P}{2} x^2 - \frac{Q}{r^2} \cosh(rx) \right] \quad (15)$$

### 3.3 最大值分析

由双曲函数的特点可知,界面剪力、界面剪应力、相对滑移应变以及相对滑移变形都只与坐标  $x$  值有关, $x$  的 0 点位于简支组合梁跨中,方向可任意。按照函数取极值的原则可知,当  $x=0$  时,即在梁跨中部位,界面剪力达最大值,为

$$T(x) = \frac{\theta}{r^2} \quad (16)$$

当  $x=\pm L/2$  时,即在组合梁端部,界面剪应力、相对滑移应变以及相对滑移变形达到最大值,分别为

$$\begin{cases} \tau(x) = \frac{\theta}{br} \tanh\left(\frac{rL}{2}\right) \\ \epsilon_{c0} = \frac{\theta}{K} \\ S(x) = \frac{\theta}{rK} \tanh\left(\frac{rL}{2}\right) \end{cases} \quad (17)$$

## 4 计算结果分析

参照文献[17]中计算模型,并采用有限元计算方法对公式计算结果进行验证。桥梁模型计算跨径  $L$  为 10 m,截面尺寸见图 6,该桥钢梁与混凝土翼板之间采用剪力钉作为剪力键,每延米等效剪切滑移刚度为  $3.3 \times 10^3$  MPa,混凝土弹性模量为  $3.0 \times 10^4$  MPa。分别按照以下 2 种温差梯度模式进行计算:按照等温差梯度进行计算,取  $T(y)$  分别为 10、15、20、25、30 °C;按照《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2004)中关于温差梯度模型计算,取温

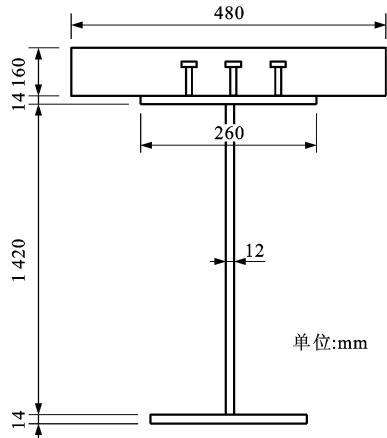


图 6 组合梁截面尺寸

Fig. 6 Section dimension of composite beam

度  $t_1$  分别为 10、15、20、25、30  $^{\circ}\text{C}$ , 温度  $t_2$  为 6.7  $^{\circ}\text{C}$ , 见图 7。当  $T(y)$ 、 $t_1$  均为 10  $^{\circ}\text{C}$  时, 计算结果见图 8~10, 其他温差梯度计算结果见表 1。2 种温度模式下最大剪应力与温差之间的关系见图 11, 最大剪力、最大相对滑移变形与之类似。

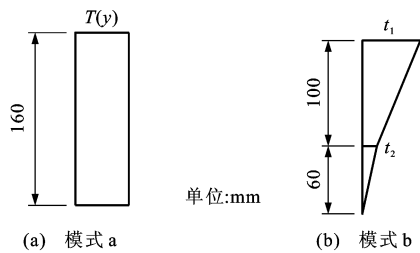


图 7 温度模式  
Fig. 7 Temperature modes

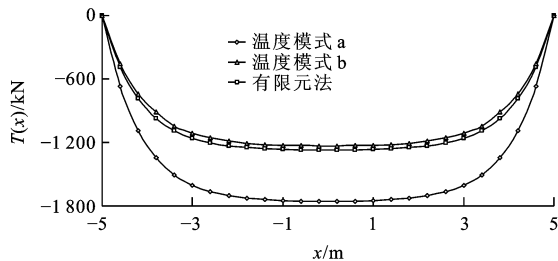


图 8 界面剪力分布  
Fig. 8 Distributions of interfacial shear forces

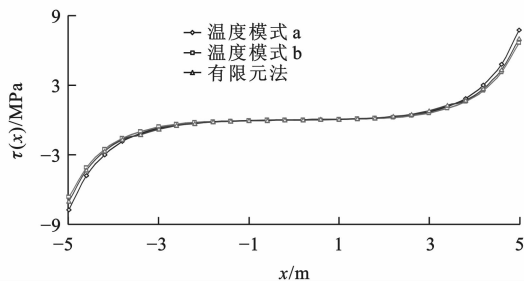


图 9 界面剪应力分布  
Fig. 9 Distributions of interfacial shear stresses

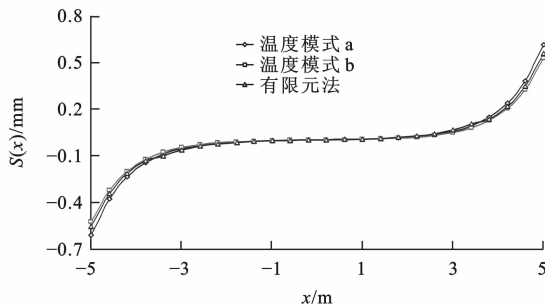


图 10 界面相对滑移变形分布  
Fig. 10 Distributions of interfacial relative slide deformations

由以上计算结果可知: 界面剪力最大值出现在跨中部位 ( $x=0$ ), 在梁的两个端部递减为 0, 见图 8; 最大剪应力与最大相对滑移变形出现在梁的

表 1 不同温差梯度计算结果					
Tab. 1 Calculation results of different temperature gradients					
温差梯度	最大值	温度模式 a	温度模式 b	有限元法	实测值 <sup>[17]</sup>
$T(y)=15\text{ }^{\circ}\text{C}$ $t_1=15\text{ }^{\circ}\text{C}$ $t_2=6.7\text{ }^{\circ}\text{C}$	$T(x)/\text{kN}$	2 035	2 149	1 974	
	$\tau(x)/\text{MPa}$	9.41	9.94	8.74	
	$S(x)/\text{mm}$	0.74	0.78	0.76	0.77
$T(y)=20\text{ }^{\circ}\text{C}$ $t_1=20\text{ }^{\circ}\text{C}$ $t_2=6.7\text{ }^{\circ}\text{C}$	$T(x)/\text{kN}$	2 393	2 866	2 332	
	$\tau(x)/\text{MPa}$	11.07	13.25	9.96	
	$S(x)/\text{mm}$	0.87	1.04	0.81	0.98
$T(y)=25\text{ }^{\circ}\text{C}$ $t_1=25\text{ }^{\circ}\text{C}$ $t_2=6.7\text{ }^{\circ}\text{C}$	$T(x)/\text{kN}$	2 751	3 582	2 696	
	$\tau(x)/\text{MPa}$	12.72	16.57	11.54	
	$S(x)/\text{mm}$	1.00	1.31	0.99	1.25
$T(y)=30\text{ }^{\circ}\text{C}$ $t_1=30\text{ }^{\circ}\text{C}$ $t_2=6.7\text{ }^{\circ}\text{C}$	$T(x)/\text{kN}$	3 109	4 299	3 061	
	$\tau(x)/\text{MPa}$	14.38	19.88	12.94	
	$S(x)/\text{mm}$	1.13	1.57	1.21	1.43

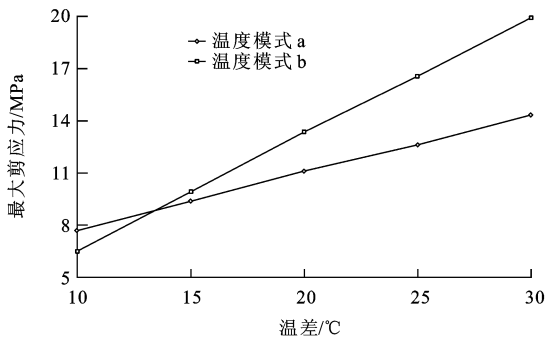


图 11 最大剪应力-温差曲线  
Fig. 11 Maximum shear stress-temperature difference curves

端部 ( $x=\pm L/2$ ), 向跨中逐渐递减为 0, 两端的相对滑移趋势相反, 见图 9、10, 这与前面分析一致; 温差分布模式对组合梁截面内力及变形有较大影响, 随着温差增大, 这种误差呈增大趋势; 组合梁界面内力及变形最大值随着温差的增大呈线性增大趋势, 但选取不同的温度梯度增速是不一样的; 有限元法计算结果与本文公式计算结果吻合度较高, 相对误差在 10% 以内。

5 结 语

- (1) 试验证明在自然条件下组合梁截面内存在温差梯度, 当自然温变较迅速时, 混凝土温变滞后, 钢梁由于热导系数较大, 对温变反应敏感。钢梁内基本无温差, 但在混凝土板内却存在较大温差梯度。
- (2) 温度突变会在组合梁交界面上产生内力及相对滑移变形, 同时还会产生相对弯曲变形, 主要影响因素有混凝土弹性模量、界面剪力键抗滑移刚度、混凝土翼板有效分布宽度以及混凝土板厚度和混凝

土板内温差梯度模式。其中,前 3 个因素为材料取值,而后 2 个因素可以通过减小混凝土翼板厚度来降低。为了减小温度突变在交界面上引起的内力及变形,可通过减小组合梁混凝土翼板的厚度来实现,这既可以降低混凝土板内温度差,又可以减小组合梁截面温差,同时减小组合梁自重。

(3)考虑混凝土翼板内不同温度梯度模式对界面内力与相对变形有较大影响,且计算结果相对误差随温差增大而增大。考虑混凝土板内温度不均匀分布的计算结果更符合实际情况。

(4)组合梁界面剪力最大值出现在跨中部位,向梁两端逐渐递减,界面剪应力、相对滑移应变、相对滑移量在梁端部最大,向跨中逐渐递减至 0,因此,建议简支钢-混凝土组合梁剪力键采用分段布置,在梁的端部进行加密布设。

#### 参 考 文 献 :

#### References :

- [1] 余志武,丁发兴.钢-混凝土组合结构抗火性能研究与应用[J]. 建筑结构学报,2010,31(6):96-109.  
YU Zhi-wu, DING Fa-xing. Fire performance research and application on steel-concrete composite structures[J]. Journal of Building Structures, 2010, 31(6): 96-109. (in Chinese)
- [2] 宋天谥,韩林海.组合结构耐火性能研究的部分新进展[J]. 工程力学,2008,25(增 II):230-253.  
SONG Tian-yi, HAN Lin-hai. Some new developments of the fire performance research on composite structures[J]. Engineering Mechanics, 2008, 25(SII): 230-253. (in Chinese)
- [3] 林错错,王元清,石永久.露天日照条件下钢结构构件的温度场分析[J]. 钢结构,2010,25(8):38-43,31.  
LIN Cuo-cuo, WANG Yuan-qing, SHI Yong-jiu. Analysis of the temperature field of steel members in sunshine[J]. Steel Construction, 2010, 25(8): 38-43, 31. (in Chinese)
- [4] GARLOCK M E, SELAMET S. Modeling and behavior of steel plate connections subject to various fire scenarios[J]. Journal of Structural Engineering, 2010, 136(7): 897-906.
- [5] RANZI G, BRADFORD M A. Analytical solutions for elevated-temperature behavior of composite beams with partial interaction[J]. Journal of Structural Engineering, 2007, 133(6): 788-799.
- [6] 李国强,周宏宇.钢-混凝土组合梁抗火性能试验研究[J]. 土木工程学报,2007,40(10):19-26.  
LI Guo-qiang, ZHOU Hong-yu. Experimental study on the fire-resistance of steel-concrete composite beams[J]. China Civil Engineering Journal, 2007, 40(10): 19-26. (in Chinese)
- [7] 李国强,王卫永,周宏宇.简支组合梁抗火设计简化方法[J]. 建筑结构,2010,40(6):35-38.  
LI Guo-qiang, WANG Wei-yong, ZHOU Hong-yu. Simplified approach for fire - resistance design of simple - supported composite beams[J]. Building Structure, 2010, 40(6): 35-38. (in Chinese)
- [8] 吕俊利,董毓利,杨志年.受火条件下整体结构中组合梁破坏形态研究[J]. 沈阳建筑大学学报:自然科学版,2010,26(5): 823-827.  
LU Jun-li, DONG Yu-li, YANG Zhi-nian. Study of the composite beams failure modes in whole structure under fire[J]. Journal of Shenyang Jianzhu University: Natural Science, 2010, 26(5): 823-827. (in Chinese)
- [9] 毛小勇,肖 岩.标准升温下轻钢-混凝土组合梁的抗火性能研究[J]. 湖南大学学报:自然科学版,2005,32(2):64-70.  
MAO Xiao-yong, XIAO Yan. Behavior of lightweight steel-concrete composite beams subjected to standard fire[J]. Journal of Hunan University: Natural Sciences, 2005, 32(2): 64-70. (in Chinese)
- [10] NIE Jian-guo, TAO Mu-xuan, CAI C S, et al. Analytical and numerical modeling of prestressed continuous steel-concrete composite beams[J]. Journal of Structural Engineering, 2011, 137(12): 1405-1418.
- [11] FORABOSCHI P. Analytical solution of two-layer beam taking into account nonlinear interlayer slip[J]. Journal of Engineering Mechanics, 2009, 135(10): 1129-1146.
- [12] NIE Jian-guo, TAO Mu-xuan, CAI C S, et al. Deformation analysis of prestressed continuous steel-concrete composite beams[J]. Journal of Structural Engineering, 2009, 135(11): 1377-1389.
- [13] GATTESCO N, MACORINI L, FRAGIACOMO M. Moment redistribution in continuous steel-concrete composite beams with compact cross section[J]. Journal of Structural Engineering, 2010, 136(2): 193-202.
- [14] NIE Jian-guo, TANG Liang, CAI C S. Performance of steel-concrete composite beams under combined bending and torsion[J]. Journal of Structural Engineering, 2009, 135(9): 1048-1057.
- [15] MARTINELLI E, FAELLA C, DI PALMA G. Shear-flexible steel-concrete composite beams in partial interaction: closed-form "exact" expression of the stiffness matrix[J]. Journal of Engineering Mechanics, 2012, 138(2): 151-163.
- [16] 蒋丽忠,余志武,李 佳.均布荷载作用下钢-混凝土组合梁滑移及变形的理论计算[J]. 工程力学,2003,20(2):133-137.  
JIANG Li-zhong, YU Zhi-wu, LI Jia. The oretical analysis of slip and deformation of steel-concrete composite beam under uniformly distributed loads[J]. Engineering Mechanics, 2003, 20(2): 133-137. (in Chinese)
- [17] 吴 迅,陈经纬,肖 春,等.温差、收缩引起的钢-混凝土组合梁界面处剪力作用研究[J]. 结构工程师,2009,25(1): 41-44,54.  
WU Xun, CHEN Jing-wei, XIAO Chun, et al. Study on shear effect caused by temperature and shrinkage on the interface of steel-concrete composite beams[J]. Structural Engineers, 2009, 25(1): 41-44, 54. (in Chinese)