

# 单缝桥梁在温度作用下的结构受力计算

赵怡彬, 邵旭东

(湖南大学, 长沙 410082)

[摘要] 桥台处伸缩缝问题是长期困扰工程界的难题, 它会带来跳车、桥梁局部损坏、伸缩缝装置经常更换等各种问题。为有效解决这一问题, 提出了一种适用于大中型桥梁的新型结构体系——单伸缩缝桥梁(单缝桥)。在考虑接线路面裂缝开展的情况下, 建立了温度作用下单缝桥的简化计算模型, 推导了单缝桥受力、变形的理论公式, 用 Fortran90 编制程序, 进行计算。以一座总长 280 m 的单缝梁桥为例, 温度降低 20 ℃ 时, 接线路面钢筋最大应力为 148 MPa, 最大裂缝宽度为 0.185 mm, 符合规范要求; 台后结构对主梁产生的附加应力仅为 0.105 MPa, 影响很小。通过对影响单缝桥性能的因素: 支座类型、配筋率、接线路面长度、摩擦系数、土体刚度、桥长、温差等进行分析, 绘制图表, 得到以下主要结论: 温降时, 接线路面受拉, 混凝土开裂, 是较不利的状况; 30 m 长的接线路面可以满足结构受力和变形的需要; 选择摩擦系数较小的支座和减少接线路面与垫层的摩擦力可以减少结构内力, 在接线路面与垫层间推荐加铺土工格栅。

[关键词] 单缝桥梁; 温度作用; 受力与变形; 理论公式; 参数分析

[中图分类号] U445.4 [文献标识码] A [文章编号] 1009-1742(2012)10-0103-10

## 1 前言

桥台处伸缩缝是桥梁中易损且维护成本高的构件, 为解决这一难题, 国外常见的做法是采用整体式(半整体式)无缝桥梁, 即通过桥头搭板将主梁与桥台的伸缩变形移至路桥接缝处, 由路桥接缝吸纳所有变形。但路桥接缝容易受到土体不均匀沉降的影响, 在汽车冲击荷载作用下, 易变形破损<sup>[1,2]</sup>。

为了克服上述缺陷, 笔者所在的课题组研发了全无缝桥梁。全无缝桥梁是针对跨径较小的桥梁, 由连续桥面或连续桥梁结构、整体式桥台或半整体式桥台、跨过桥台与主梁连接的搭板以及连续配筋接线路面构成。这种全无缝桥梁通过主梁、搭板、接线路面协同工作, 利用接线路面的有限变形和微裂缝来吸纳主梁的温度变形。取消伸缩缝, 可以避免因伸缩缝装置而造成的桥头跳车、日常维护更换难等问题<sup>[3~6]</sup>。全无缝桥梁已经在广西、广东、河南、云南、宁夏等省(区)得到推广应用, 运营性能良好,

维护成本大幅降低。但一般仅用于桥长 ≤ 100 m 的中小型桥梁。

为了将无缝化技术推广至大中型桥梁, 文章在全无缝桥的基础上, 提出了一种适用于长联桥梁的单缝桥梁, 即只在原桥梁温度中心处设置 1 道伸缩缝。单缝桥取消了常规桥梁桥台处主梁与搭板间的伸缩缝, 取消了国外整体式桥梁中搭板与路面之间的路桥伸缩缝。本文对这种新型单缝桥梁在温度作用下的受力性能进行了较为详细的研究。

## 2 单缝桥梁温度中心的计算

本文提出的单缝桥梁如图 1 所示, 在原温度中心设置的伸缩缝可以释放主梁的大部分温度变形, 在搭板末端和接线路面末端设置地梁, 地梁与搭板或接线路面以预埋钢筋连接, 保证二者在温度作用下可以协同受力和变形。接线路面通过变形和微裂缝来吸纳主梁的剩余变形, 为使裂缝有规律地发展, 接线路面按间距  $d$  (m) 设置预锯缝。

[收稿日期] 2012-05-27

[基金项目] 广东省交通运输厅科技项目(科技 2012-04-012); 清远市产学研结合项目(2011D021113001)

[作者简介] 赵怡彬(1985—), 女, 湖南邵阳市人, 博士研究生, 研究方向为桥梁与隧道工程; E-mail: ziby8562@163.com

## 2.1 计算简化模型 1

在整体温度升高或降低时,主梁、搭板和接线路面均会发生伸长或缩短,但在整体结构中有一个位置,这个位置在某一温差作用下位移为 0,称为温度中心,温度中心两侧的水平力相等。温降时,单缝桥的受力如图 2 所示。

图 1 和图 2 中各参数的含义如下: $L$ 、 $L_s$  和  $L_p$  分

别表示桥梁总长、搭板长度和接线路面长度; $f_{i1}$ ,  $f_{i2}, \dots, f_{in}$  分别为第 1, 2,  $\dots, n$  号墩柱处支座对主梁的摩擦力,摩擦系数由支座的类型决定; $\mu_s$ 、 $\mu_p$  分别为搭板与垫层、接线路面与垫层的摩擦系数; $K_1$ 、 $K_2$  分别为搭板末端地梁和接线路面末端地梁处土体的刚度系数,由“ $m$ ”法计算得到,假定  $K_1$ 、 $K_2$  沿高度不发生变化。

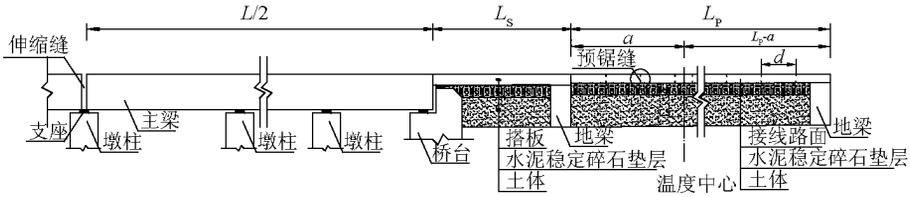


图 1 一种适用于长联桥梁的单缝桥梁图示

Fig. 1 The schematic diagram of single expansion joint bridge

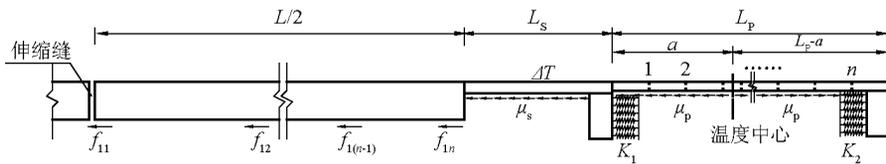


图 2 温降时计算模型 1 受力图示

Fig. 2 Force diagram of model 1 with temperature decreasing

注:图中 1, 2,  $\dots, n$  均为预锯缝的编号,  $n = (L_p/d) - 1$

如图 3 所示,以搭板的末端为  $x$  轴的原点,假设温度中心截面距搭板末端的距离为  $a$ ,以温度中心为界,将结构分成左右两部分。图 3 中将搭板末端地梁以及接线路面末端地梁的土体水平作用力简化成刚度系数分别为  $K_1$ 、 $K_2$  的弹性约束。不考虑摩擦

力的弯矩作用,则主梁及搭板的摩擦力用  $\sum F$  表示,  $\sum F = \sum f_{in} + \gamma_s \cdot A_s \cdot L_s \cdot \mu_s$ , 其中  $\gamma_s$ 、 $A_s$  分别为搭板的重度和面积,  $n_L$  和  $n_R$  分别表示假定的温度中心左侧第 1 条裂缝和右侧最末 1 条裂缝所在

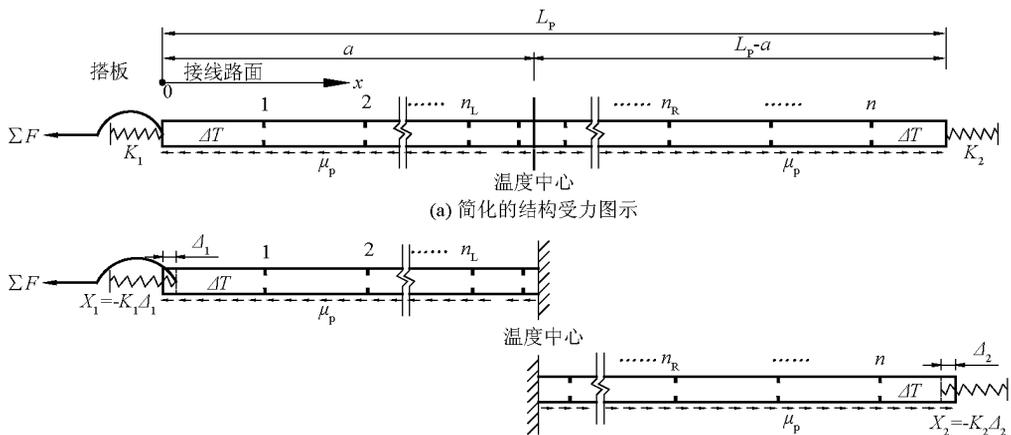


图 3 以温度中心为界,温降时结构受力变形图示

Fig. 3 Force diagram of the both sides of temperature center

的预锯缝编号。假定搭板末端的地梁发生  $\Delta_1$  的平移,其方向向右,接线路面末端的地梁发生  $\Delta_2$  的平移,其方向向左。

取温度中心左侧进行分析,如图4所示,温度中心左侧结构在水平力作用下可简化为1次超静定结构,在地梁处的土体弹性约束  $X_1$ 、各种摩擦力以及整体温降  $\Delta T$  的作用下,搭板末端的地梁发生了  $\Delta_1$  的位移,  $\Delta_1$  的方向与  $X_1$  方向相反。

建立力法方程如下:

$$\delta_{11} X_1 + \Delta_{1P} + \Delta_{1t} = \Delta_1 = -X_1 / K_1 \quad (1)$$

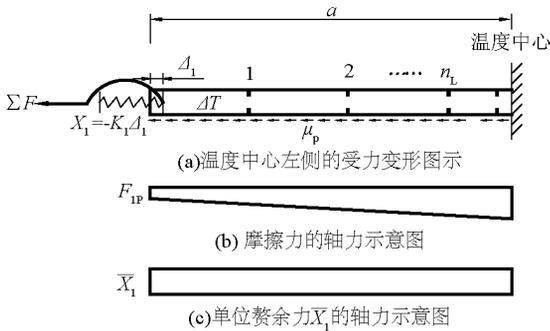


图4 温度中心左侧受力图示

Fig. 4 Force diagram of the left side of temperature center

在温降作用下,接线路面的混凝土受拉,在事先形成的薄弱截面——预锯缝处可能开裂,接线路面通过裂缝吸纳主梁变形,因此各系数需考虑弹性变形和裂缝宽度。式(1)中  $\delta_{11}$  表示单位赘余力  $\bar{X}_1$  作用在其本身的方向上所产生的位移,  $\Delta_{1P}$  表示在荷载  $\sum F$  的作用下沿  $X_1$  方向上产生的位移,  $\Delta_{1t}$  表示在温度荷载  $\Delta t$  的作用下沿  $X_1$  的方向上产生的位移,  $\delta_{11E}$  和  $\Delta_{1PE}$  分别表示系数的弹性部分,  $\delta_{11S}$  和  $\Delta_{1PS}$  分别表示系数的塑性部分。假定左侧第1条裂缝出现的预锯缝编号是  $n_L$ ,则在  $[0, n_L d)$  的范围内只需考虑弹性变形,而在  $[n_L d, a]$  则需要考虑弹性变形和裂缝宽度。用下标  $i$  表示第  $i$  条预锯缝处裂缝的宽度 ( $i$  为变量,在图4中未示出)。  $\text{int}(a)$  表示取整函数。根据各参数的几何意义得到具体表达式如下:

$$\delta_{11E} = \frac{\bar{X}_1 \cdot a}{E_p A_p}, \rho_{ps} = \frac{A_{ps}}{A_p} \quad (2)$$

$$\text{当 } 1 \leq i < n_L \text{ 时, } W_{1Xi} = 0 \quad (3)$$

当  $n_L \leq i < \text{int}(a)$  时,

$$W_{1Xi} = C_1 C_2 C_3 \frac{\bar{X}_1}{E_{ps} A_{ps}} \left( \frac{30 + d_{ps}}{0.28 + 10\rho_{ps}} \right) \quad (4)$$

$$\delta_{11S} = \sum_{i=1}^{\text{int}(a)} W_{1Xi}, \delta_{11} = \delta_{11E} + \delta_{11S} \quad (5)$$

$$\Delta_{1PE} = \frac{\bar{X}_1 \int_0^a F_{1P}(x) dx}{E_p A_p} \quad (6)$$

$$\text{当 } 1 \leq i < n_L \text{ 时, } W_{1Pi} = 0 \quad (7)$$

当  $n_L \leq i < \text{int}(a)$  时,

$$W_{1Pi} = C_1 C_2 C_3 \frac{F_{1P}(x)}{E_{ps} A_{ps}} \left( \frac{30 + d_{ps}}{0.28 + 10\rho_{ps}} \right) \quad (8)$$

$$\Delta_{1PS} = \sum_{i=1}^{\text{int}(a)} W_{1Pi}, \Delta_{1P} = \Delta_{1PE} + \Delta_{1PS} \quad (9)$$

$$\Delta_{1t} = -\bar{X}_1 \cdot \alpha \cdot \Delta t \cdot a \quad (10)$$

式(2)~(10)中,  $E_p$ 、 $A_p$  分别为接线路面的弹性模量及面积;  $E_{ps}$ 、 $A_{ps}$  分别为接线路面的钢筋弹性模量及面积;  $d_{ps}$ 、 $\rho_{ps}$  分别为接线路面的钢筋直径及配筋率;  $C_1$ 、 $C_2$ 、 $C_3$  分别是钢筋的表面形状系数、作用长期效应影响系数、与构件受力性质有关的系数<sup>[7]</sup>;

$W_{1Xi}$ 、 $W_{1Pi}$  分别为单位赘余力  $\bar{X}_1$ 、摩擦力  $F_{1P}$  在第  $i$  条预锯缝产生处的裂缝宽度;  $\alpha$  表示混凝土材料的线膨胀系数,  $\Delta t$  表示温差。

将式(2)~(10)代入式(1)中,可以求出用  $a$  表示的  $X_1$ ,则温度中心左侧的水平力之和  $F_1(x)|_{x=a}$  为

$$F_1(x)|_{x=a} = F_{1P}(x)|_{x=a} + X_1 \quad (11)$$

取温度中心右侧进行分析,如图5所示。同理,温度中心右侧结构在水平力作用下可简化为1次超静定结构,假设右侧最末1条裂缝出现的预锯缝编号为  $n_R$ ,则在  $(a, n_R d]$  的范围内需考虑弹性变形和裂缝宽度,而在  $(n_R d, L_p]$  只需考虑弹性变形。用下标  $j$  表示第  $j$  条预锯缝处裂缝的宽度 ( $j$  为变量,未在图5中示出)。

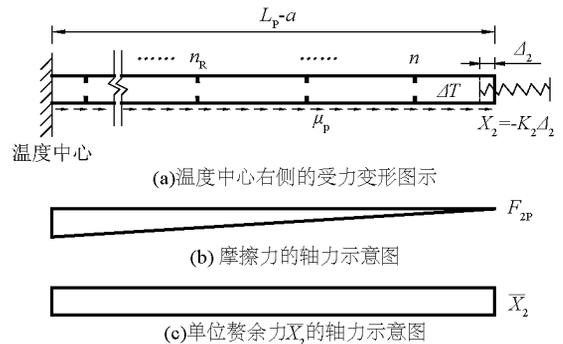


图5 温度中心右侧受力图示

Fig. 5 Force diagram of the right side of temperature center

根据各参数的几何意义得到具体表达式:

$$\delta_{22}X_2 + \Delta_{2P} + \Delta_{21} = \Delta_2 = -X_2/K_2 \quad (12)$$

$$\delta_{22E} = \frac{\overline{X_2}^2 \cdot (L_p - a)}{E_p A_p} \quad (13)$$

当  $\text{int}(a) \leq j \leq n_R$  时,

$$W_{2j} = C_1 C_2 C_3 \frac{\overline{X_2}}{E_{ps} A_{ps}} \left( \frac{30 + d_{ps}}{0.28 + 10\rho_{ps}} \right) \quad (14)$$

当  $n_R < j \leq n$  时,

$$W_{2j} = 0 \quad (15)$$

$$\delta_{22S} = \sum_{j=\text{int}(a)}^n W_{2j}, \quad \delta_{22} = \delta_{22E} + \delta_{22S} \quad (16)$$

$$\Delta_{2PE} = \frac{\overline{X_2} \cdot \int_0^{L_p-x} F_{2P}(x) dx}{E_p A_p} \quad (17)$$

当  $\text{int}(a) \leq j \leq n_R$  时,

$$W_{2Pj} = C_1 C_2 C_3 \frac{F_{2P}(x)}{E_{ps} A_{ps}} \left( \frac{30 + d_{ps}}{0.28 + 10\rho_{ps}} \right) \quad (18)$$

当  $n_R < j \leq n$  时,

$$W_{2Pj} = 0 \quad (19)$$

$$\Delta_{2PS} = \sum_{j=\text{int}(a)}^n W_{2Pj}, \quad \Delta_{2P} = \Delta_{2PE} + \Delta_{2PS} \quad (20)$$

$$\Delta_{21} = -\overline{X_2} \cdot \alpha \cdot \Delta t \cdot (L_p - a) \quad (21)$$

式(12)~(21)中,  $W_{2j}$ 、 $W_{2Pj}$ 分别为单位赘余力 $\overline{X_2}$ 、摩擦力 $F_{2P}$ 在第 $j$ 条预锯缝处产生的裂缝宽度。其余各参数含义同前文所述。 $\delta_{22}$ 、 $X_2$ 、 $\Delta_{2P}$ 、 $\Delta_{21}$ 、 $\Delta_2$ 、 $\delta_{22E}$ 、 $\delta_{22S}$ 、 $\Delta_{2PE}$ 、 $\Delta_{2PS}$ 分别表示在单位赘余力 $\overline{X_2}$ 作用下的各系数,含义与公式(1)~(11)中对应项目类似。

将式(13)~(21)代入式(12),可以得到用 $a$ 表示的 $X_2$ ,则温度中心右侧的水平力之和 $F_2(x)|_{x=a}$ 为

$$F_2(x)|_{x=a} = F_{2P}(x)|_{x=a} + X_2 \quad (22)$$

根据温度中心处的平衡条件 $F_1(x)|_{x=a} = F_2(x)|_{x=a}$ ,最终可以得到 $a$ ,继而求出 $X_1$ 和 $X_2$ 。

求出 $X_1$ 和 $X_2$ 后,接线路面任一位置 $x$ 在温度作用下轴力 $F(x)$ 及应力 $\sigma(x)$ 为

当 $0 \leq x < a$ 时,

$$F(x) = \sum F + \gamma_p \cdot A_p \cdot x \cdot \mu_p + X_1 \quad (23)$$

当 $a \leq x \leq L_p$ 时,

$$F(x) = \gamma_p \cdot A_p \cdot (L_p - x) \cdot \mu_p + X_2 \quad (24)$$

$$\sigma(x) = F(x)/A_p \quad (25)$$

式(23)~(25)中, $\gamma_p$ 表示接线路面的重度。

根据单缝桥所在地区的最大温降值,可以求出原温度中心处主梁端部的变形量,根据变形量选择合理的伸缩缝型号,计算公式为

$$\Delta = \alpha(L/2 + L_s)\Delta t + \Delta_1 - \Delta_e - \Delta_{se} \quad (26)$$

式(26)中, $\Delta$ 、 $\Delta_1$ 、 $\Delta_e$ 、 $\Delta_{se}$ 分别表示主梁端部变形、搭板末端地梁处位移、主梁的弹性变形及搭板的弹性变形。

## 2.2 计算流程

为求解温度中心的位置 $a$ 、地梁所受赘余力 $\overline{X_1}$ 、 $\overline{X_2}$ 以及接线路面的开裂情况 $n_L$ 、 $n_R$ ,用Fortran90编制程序CESEJB.for,计算流程如下:a.输入单缝桥主梁、搭板、接线路面的参数;b.假定 $n_L$ 和 $n_R$ ;c.假定温度中心距搭板末端的距离 $a$ ;d.根据式(1)~(26)计算各系数;e.计算温度中心两侧水平力之差 $\varepsilon$ , $\varepsilon = F_1(x)|_{x=a} - F_2(x)|_{x=a}$ ,若 $\varepsilon \leq [\varepsilon]$ 则进入f,否则返回c重新假定后计算;f.验证开裂位置是否与假设的一致,若不一致返回b重新假定后计算;g.输出计算结果,计算结束。

## 2.3 计算简化模型2

当温降作用较小时,混凝土受拉但仍处于弹性阶段,未开裂,此时分析方法与2.1节一致,但各系数均只需考虑弹性变形, $\delta_{11S}$ 和 $\Delta_{1PE}$ 均为0。

## 2.4 计算简化模型3

当温降作用较大时,可在接线路面末端设置多道地梁(暂以2道为例),地梁的间距为6m,受力如图6所示。与前文类似,温度中心左侧简化为1次超静定结构,温度中心右侧简化为2次或多次超静定结构。

## 2.5 计算简化模型4

在温升作用下,结构受力如图7所示。混凝土的抗压强度约为抗拉强度的10倍,因此温升作用下不考虑混凝土开裂,各系数只需考虑弹性变形,方法与2.3一致。

## 3 桥梁基本参数

一座14m×20m的空心板连续梁桥,伸缩缝设置于跨中,空心板梁高0.9m,挖空直径为0.59m,搭板长度 $L_s = 8$ m,高度为0.3m,接线路面长度 $L_p = 30$ m,高度为0.24m,搭板末端和接线路面末端各设1道地梁,地梁尺寸为0.6m×1.2m,如图8所示。搭板和接线路面均采用C30混凝土,预锯缝按间距1m设置,浇筑时在预锯缝处填塞5cm高,4mm厚的小木板,形成薄弱面。接线路面按 $\phi 20@15$

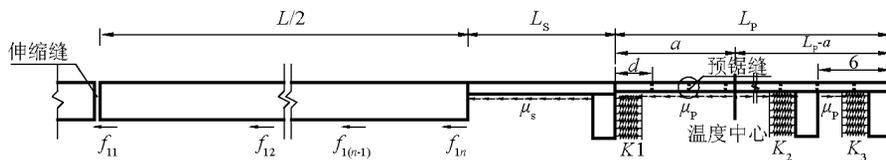


图6 温降时计算模型3受力图示

Fig. 6 Force diagram of model 3 with temperature decreasing

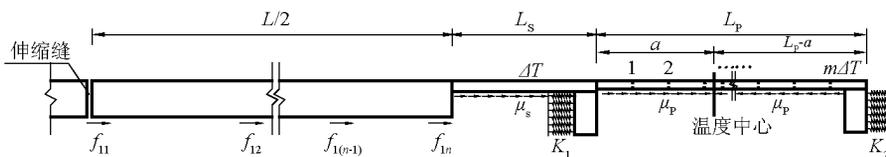


图7 温升时计算模型4受力图示

Fig. 7 Force diagram of model 4 with temperature decreasing

配置,  $\rho = 0.78\%$  ( $\rho$  表示纵向受拉钢筋配筋率), 支座采用四氟滑板支座, 支座与主梁底部的摩擦系数  $\mu_1 = 0.03$ <sup>[8]</sup>, 垫层材料采用水稳定碎石, 滑动摩擦系数  $\mu_s$ 、 $\mu_p$  由试验得到,  $\mu_s = \mu_p = 1.8$ <sup>[9]</sup>,  $K_1$ 、 $K_2$  根据地

基规范<sup>[10]</sup>, 取  $K_1 = K_2 = 5.0 \times 10^4 \text{ kN/m}^4$ , 温降差  $\Delta T = -20^\circ\text{C}$ 。以横向 1 m 宽的结构进行计算分析, 计算结果如表 1 所示。

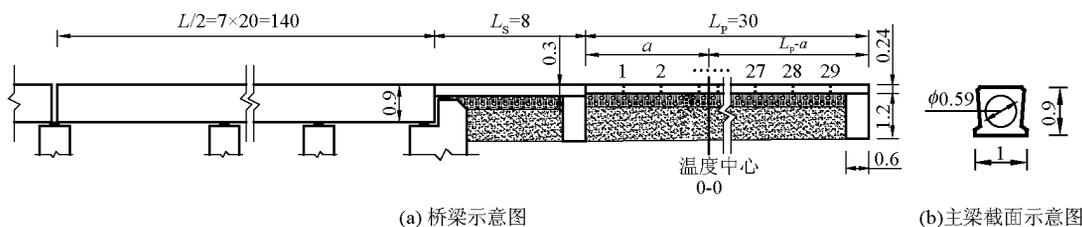


图8 实桥模型示意图(单位:m)

Fig. 8 Diagram of bridge model (unit:m)

表1 基本参数下的计算结果

Table 1 Results of basic parameters

温度中心距桥台的距离 $a/\text{m}$	接线路面最大轴力 $N_{\text{max}}/\text{kN}$	钢筋最大应力 $\sigma_s/\text{MPa}$	裂缝总数	裂缝宽度总和 $W_T/\text{mm}$	最大裂缝宽度 $W_{\text{max}}/\text{mm}$	接线路面末端地梁的位移 $\Delta_2/\text{mm}$	主梁最大附加应力 $\sigma_b/\text{MPa}$
10.116	278	148	16	2.599	0.185	2.216	0.105

从表 1 看出, 温降  $20^\circ\text{C}$  作用下,  $\sigma_s = 148 \text{ MPa} < \text{HRB335}$  抗拉强度设计值  $[\sigma] = 280 \text{ MPa}$ ,  $W_{\text{max}} = 0.185 \text{ mm} < [W] = 1 \text{ mm}$ ,  $\Delta_2 = 2.216 \text{ mm} < [\Delta] = 10 \text{ mm}$ <sup>[11]</sup>, 符合规范要求。主梁的最大附加应力为  $0.105 \text{ MPa}$ , 台后结构对主梁的影响很小, 因此总长 280 m 的梁桥采用单缝桥结构是合理的, 并且单缝桥主梁的最大附加应力只与

主梁总长及支座摩擦系数有关。

#### 4 结构参数分析

其他条件不变, 分别改变如表 2 所示的某一个参数, 用 CESEJB.for 程序计算的结果在 4.1 ~ 4.8 节分述。

表 2 拟调整的参数

Table 2 The parameters to be adjusted

序号	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦
类	主梁	支	接线路面	接线路面	接线路面与	地梁处土	桥梁
型	类型	配筋率	长度	垫层的摩擦	体刚度	总长	温差

4.1 不同支座类型的计算结果

其他参数不变,主梁改为板式橡胶支座  $\mu = 0.3$  [8] 的结果如表 3 所示。

表 3 不同支座类型的计算结果

Table 3 Results of different types of bearings

$a$	$N_{max}$	$\sigma_s$	裂缝	$W_T$	$W_{max}$	$\Delta_2$	$\sigma_b$
/m	/kN	/MPa	总数/个	/mm	/mm	/mm	/MPa
-5.399	531	169	34	7.4	0.24	1.860	1.05

注: $a$  出现负值表示温度中心位于搭板上,数值表示距搭板末端的距离;最大轴力  $N_{max}$  出现在搭板上,搭板按  $\phi 20@10$  配置双层钢筋,  $\rho = 2.3\%$

比较表 1 和表 3 可以发现,支座与主梁的摩擦系数增大,  $\Sigma F$  增大,温度中心向桥台方向靠近。采用四氟滑板支座时接线路面的  $N_{max}$  为 273 kN,采用板式橡胶支座时  $N_{max}$  为 531 kN,后者比前者增大了 95%,同时  $W_T$  从 2.905 mm 增加至 7.4 mm,增加了 155%,主梁最大附加应力从 0.105 MPa 增加至 1.05 MPa,增大了 9 倍,对这种新型结构的受力不利。因此应在考虑抗震要求的基础上尽量选用摩擦系数较小的支座,让主梁可以较自由地纵向滑动。在实桥设计中,应避免出现温度中心位于搭板的现象。

4.2 不同配筋率的计算结果

其他参数不变的情况下,接线路面采用不同的配

筋方式(  $\phi 20@15$ 、 $\phi 16@15$ 、 $\phi 20@20$ 、 $\phi 16@20$  ),计算结果如表 4 所示。

表 4 不同配筋率的计算结果

Table 4 Results of different reinforcement ratios

工况名	$\phi 20@15$	$\phi 20@20$	$\phi 16@15$	$\phi 16@20$
钢筋面积	1.88	1.57	1.206	1.005
$A_s/10^{-3} m^2$				
温度中心位置 $a/m$	10.116	10.272	10.293	10.351
最大轴力 $N_{max}/kN$	278	273	268	263
钢筋最大应力 $\sigma_s/MPa$	148	174	222	261
裂缝总数	16	15	14	13
裂缝宽度总和 $W_T/mm$	2.599	2.954	3.272	3.605
最大裂缝宽度 $W_{max}/mm$	0.185	0.22	0.261	0.31
接线路面末端地梁的位移 $\Delta_2/mm$	2.216	2.099	1.908	1.819

从表 4 可以看出,配筋面积  $A_s$  越小,  $N_{max}$  越小,钢筋应力  $\sigma_s$  越大,裂缝宽度  $W_{max}$  越大,  $\Delta_2$  越小。以配置  $\phi 16@20$  的钢筋为例,  $W_{max} = 0.31 mm$ ,  $\sigma_s = 261 MPa < [\sigma] = 280 MPa$ ,均能满足规范要求。因此在满足规范的前提下,可适当减小配筋率。

4.3 不同接线路面长度计算结果

其他参数不变,改变接线路面的长度 ( $L_p = 15 m、20 m、25 m、30 m、35 m、40 m$ ),计算结果如图 9 所示。

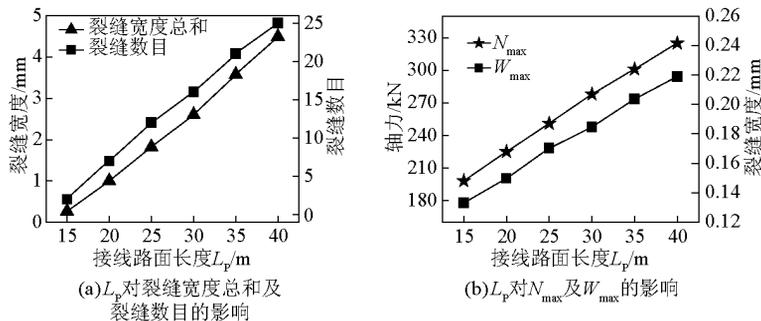


图 9 不同接线路面长度的计算结果

Fig. 9 Results of different pavement length

从图 9 可以看出,接线路面长度  $L_p$  从 15 m 增加至 40 m,裂缝数目增加,裂缝宽度总和增加, $N_{max}$  增大, $W_{max}$  也随之增大。 $L_p = 15$  m 时, $N_{max} = 198$  kN, $L_p = 40$  m 时, $N_{max} = 325$  kN,增加了 64%。接线路面长度增加反而不利于结构受力,因此从经济性和安全性的角度考虑,接线路面不宜过长,但从

结构整体刚度渐变的角,接线路面的长度不宜太短,推荐采用 30 m 的接线路面。

#### 4.4 不同滑动摩擦系数计算结果

其他参数不变,改变接线路面与垫层的滑动摩擦系数( $\mu_p = 1.1、1.2、1.3、1.4、1.5、1.6、1.7、1.8、1.9、2.0$ ),计算结果如图 10 所示。

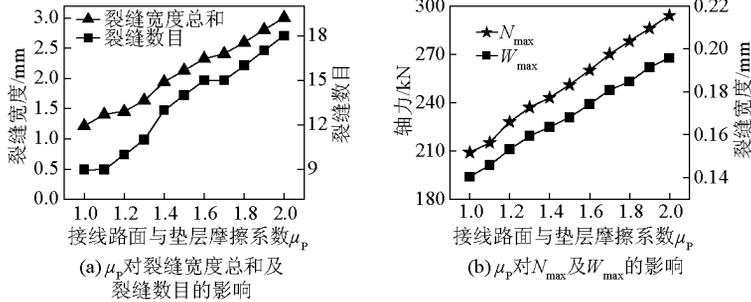


图 10 不同摩擦系数的计算结果

Fig. 10 Results of different friction coefficients

从图 10 中可以看出,滑动摩擦系数  $\mu_p$  增大,裂缝数目增加, $N_{max}$  增大, $W_{max}$  随之增大。滑动摩擦系数越大,接线路面受力越不利。因此建议在施工中,在垫层与接线路面之间铺设土工格栅,既能起到加筋的作用,又可以减少摩擦;或选择较光滑的河卵石作为垫层材料,尽量避免多棱角粗糙的山石,以减小

摩擦系数。

#### 4.5 不同土体刚度计算结果

其他参数不变,改变地梁置处的土体类型和土体的刚度系数( $K=0.5 \times 10^7 \sim 8 \times 10^7$ ),以模拟不同类型的回填土及压实程度,计算结果如图 11 和表 5 所示。

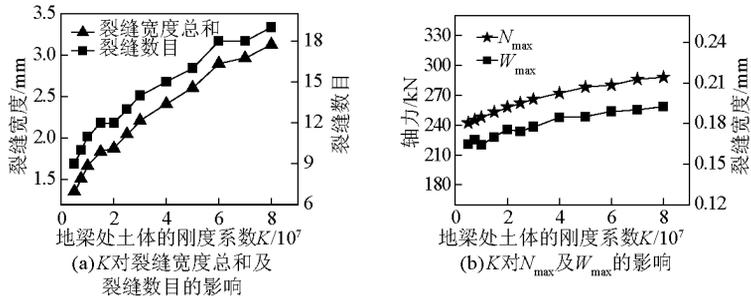


图 11 土体不同刚度系数的计算结果

Fig. 11 Results of different soil stiffness

表 5 土体不同刚度对赘余力  $\bar{X}_2$  及地梁位移  $\Delta_2$  的影响

Table 5 Force and displacement results of different soil stiffness

工况名	$K=0.5$	$K=0.75$	$K=1$	$K=1.5$	$K=2$	$K=2.5$	$K=3$	$K=4$	$K=5$	$K=6$	$K=7$	$K=8$
接线路面末端												
地梁所受赘余力	10.444	15.328	20.217	27.861	35.739	43.433	48.005	56.937	67.274	75.890	79.524	85.766
$\bar{X}_2 / \text{kN}$												
接线路面末端												
地梁发生的位移	3.223	3.154	3.120	2.866	2.758	2.681	2.469	2.197	2.076	1.952	1.753	1.654
$\Delta_2 / \text{mm}$												

注: $K$  值表示地梁处土体的刚度系数,系数为  $10^7$

从图 11 中可以看出,  $K$  从  $0.5 \times 10^7$  增加至  $8 \times 10^7$ , 即从可塑性粘土、硬塑性粘土、粗砂到砾石, 裂缝数目、裂缝宽度以及最大轴力  $N_{\max}$ 、 $W_{\max}$  均增大, 即地梁近似于锚固在岩石里时, 反而不利于地梁受力。综合图 11 和表 5 可看出, 地梁处土体刚度  $K$  增大, 接线路面的  $N_{\max}$  增大, 但  $\Delta_2$  减小。因此不能选用  $K$  值过大的土层, 不利于接线路面受力, 但也不能选用  $K$  值太小的土层, 以免地梁位移过大, 推荐采用土体刚度系数为  $K = 2.5 \times 10^7 \sim 7 \times 10^7$  的回填

土。在全无缝桥中, 如果土的可压缩性较大, 即  $K$  值较小, 地梁处会发生过大位移而使接线路面整体被拖动, 导致结构失效, 因此地梁处的土一定要紧密压实<sup>[12]</sup>, 对施工的要求比较严苛, 而新型的单缝桥梁对土体的适应性较强, 施工要求可以适当放松。

#### 4.6 不同桥梁长度计算结果

其他参数不变, 改变单侧桥梁的长度 ( $L/2 = 20 \text{ m}$ 、 $40 \text{ m}$ 、 $60 \text{ m}$ 、 $80 \text{ m}$ 、 $100 \text{ m}$ 、 $120 \text{ m}$ 、 $140 \text{ m}$ 、 $160 \text{ m}$ ), 计算结果如图 12 所示。

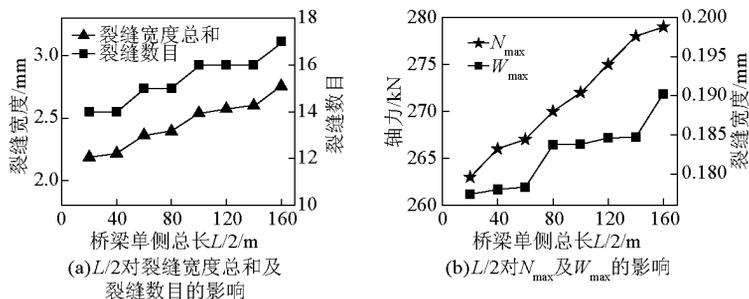


图 12 不同桥梁长度的计算结果

Fig. 12 Results of different total length of bridge

从图 12 中可以看出,  $L/2$  从  $20 \text{ m}$  增大到  $160 \text{ m}$ , 裂缝数目由 14 条增加至 17 条, 仅新增 3 条; 接线路面的裂缝宽度总和由  $2.186 \text{ mm}$  增加至  $2.755 \text{ mm}$ , 仅增加了 26%, 桥长增加对结构性能的影响不大, 设置在原桥梁温度中心处的伸缩缝的确能极大地释放桥梁的温度变形。  $L/2 = 160 \text{ m}$  时,  $W_{\max} = 0.190 \text{ mm} < [W] = 1 \text{ mm}$ ,  $N_{\max} = 279 \text{ kN}$ ,  $\sigma_s = 147 \text{ MPa} < [\sigma] = 280 \text{ MPa}$ 。因此这种单缝桥梁对于总长  $300 \text{ m}$  左右的梁桥是适用的。

#### 4.7 不同温降值计算结果

其他参数不变, 改变温降值 ( $\Delta T = -5 \text{ }^\circ\text{C}$ 、

$-10 \text{ }^\circ\text{C}$ 、 $-15 \text{ }^\circ\text{C}$ 、 $-20 \text{ }^\circ\text{C}$ 、 $-25 \text{ }^\circ\text{C}$ 、 $-30 \text{ }^\circ\text{C}$ 、 $-35 \text{ }^\circ\text{C}$ 、 $-40 \text{ }^\circ\text{C}$ ), 计算结果如图 13 所示。

从图 13 中可以看出, 裂缝数目由  $-5 \text{ }^\circ\text{C}$  时的 9 条增加至  $-40 \text{ }^\circ\text{C}$  时的 25 条, 增加得较多, 但即使在  $-40 \text{ }^\circ\text{C}$  的温度下,  $W_{\max} = 0.25 \text{ mm}$ , 远小于文献[11]所容许的  $1 \text{ mm}$ , 此时  $N_{\max} = 337 \text{ kN}$ ,  $\sigma_s = 180 \text{ MPa}$ , 小于 HRB335 抗拉强度设计值, 因此这种新型的结构可以用于温差较大的地区, 极大地拓宽了无缝化技术的使用范围。

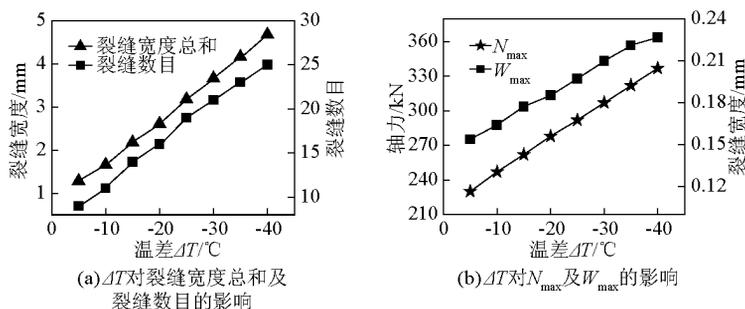


图 13 不同温降值的计算结果

Fig. 13 Results of different temperatures

#### 4.8 温升作用下的最大应力

用 CESEJB. for 计算当  $\Delta T = 20\text{ }^{\circ}\text{C}$  时的各种工况,并计算模型在  $\Delta T$  分别为  $5\text{ }^{\circ}\text{C}$ 、 $10\text{ }^{\circ}\text{C}$ 、 $15\text{ }^{\circ}\text{C}$ 、 $20\text{ }^{\circ}\text{C}$ 、 $25\text{ }^{\circ}\text{C}$ 、 $30\text{ }^{\circ}\text{C}$ 、 $35\text{ }^{\circ}\text{C}$ 、 $40\text{ }^{\circ}\text{C}$  的受力情况。仅选

取最不利的工况用图表加以阐述:当温升  $\Delta T = 20\text{ }^{\circ}\text{C}$  时,  $L_p$  变化对结构的影响如图 14 所示,  $\Delta T$  分别为  $5\text{ }^{\circ}\text{C}$ 、 $10\text{ }^{\circ}\text{C}$ 、 $15\text{ }^{\circ}\text{C}$ 、 $20\text{ }^{\circ}\text{C}$ 、 $25\text{ }^{\circ}\text{C}$ 、 $30\text{ }^{\circ}\text{C}$ 、 $35\text{ }^{\circ}\text{C}$ 、 $40\text{ }^{\circ}\text{C}$  的结构受力如图 15 所示。

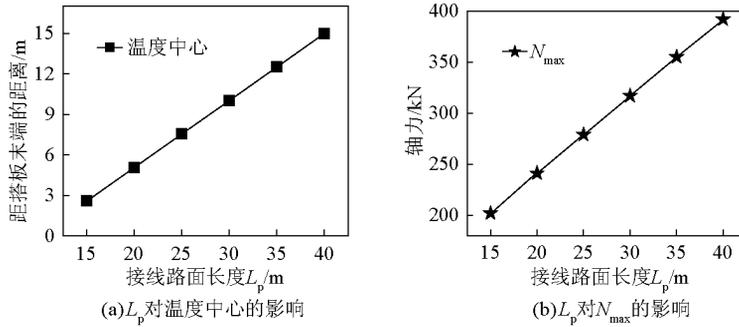


图 14 不同接线路面长度温升时的计算结果

Fig. 14 Results of different pavement length with temperature increasing

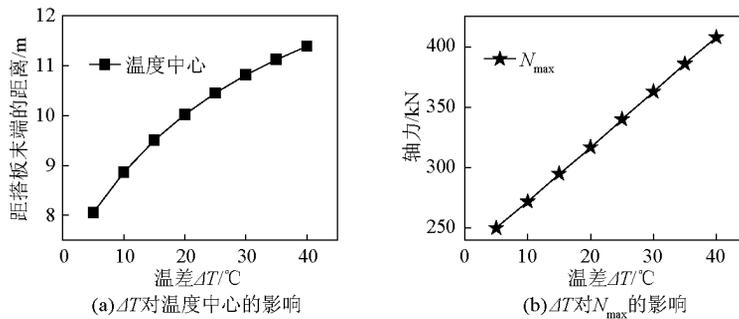


图 15 不同温升值的计算结果

Fig. 15 Results of different temperatures with temperature increasing

从图 14 可以看出,在温升  $\Delta T = 20\text{ }^{\circ}\text{C}$  作用下,随着接线路面长度  $L_p$  增大,接线路面  $N_{max}$  增加,这与温降作用的规律一致,并且  $L_p = 40\text{ m}$  时,  $N_{max} = 392\text{ kN}$ , 预锯缝处接线路面混凝土的应力  $\sigma_c = 392\text{ kN}/0.14\text{ m}^2 = 2.8\text{ MPa}$ , 小于 C30 混凝土的抗压强度 ( $f_{cd} = 13.8\text{ MPa}$ ), 混凝土不会开裂。

比较图 9 和图 14 可以看出,在其他参数相同,  $L_p = 40\text{ m}$  时,温升作用下,接线路面不开裂,  $N_{max} = 392\text{ kN}$ , 而温降作用下,接线路面共 25 条微裂缝,  $N_{max} = 325\text{ kN}$ , 比温升作用时减小了 17%。这说明,接线路面通过微裂缝吸纳了主梁的部分变形,释放了部分约束,减少了结构内力。

从图 15 可以看出,随着温升值的增大,接线路面的最大轴力  $N_{max}$  增大,这与在温降值增大时的规律一致,  $\Delta T = 40\text{ }^{\circ}\text{C}$  时,接线路面中  $N_{max} = 408\text{ kN}$ , 接线路面混凝土的应力  $\sigma_c = 408\text{ kN}/0.14\text{ m}^2 =$

$2.91\text{ MPa} < 13.8\text{ MPa}$ , 混凝土不开裂。因此这种新型单缝桥梁对温度的适应性较强。比较图 13 和图 15, 可以得到与上文一样的结论。

## 5 结语

1) 温降较大时,混凝土受拉,预锯缝所形成的薄弱处会开裂,以吸纳梁体的部分水平位移,但各裂缝宽度远小于规范所规定的最大裂缝宽度;温升时,混凝土受压,不开裂。温降作用是结构的较不利状况。

2) 增加配筋率,会增加结构内力,但能有效减小裂缝宽度;接线路面越长,接线路面的最大轴力越大,推荐采用 30 m 左右的接线路面;尽量减小接线路面与垫层之间的摩擦系数,在施工中,垫层上应铺设土工格栅、采用较光滑的卵石,可减少摩擦系数,其中土工格栅还可以起到加筋和防止反射裂缝的作用。

3) 单缝桥适用于温差较大的地区,并且适用于总长 300 m 以内的梁桥。

#### 参考文献

- [1] Arockiasamy M, Butrieng N, Sivakumar M. State of the art of integral abutment bridge: design and practice [J]. Journal of Bridge Engineering, 2004,9(5):497-506.
- [2] White H II, Petursson H, Collin P. Integral abutment bridges: the European way [J]. Practice Periodical on Structural Design and Construction, 2010,15(3):201-207.
- [3] Jin Xiaoqin, Shao Xudong, Yan Banfu, et al. New technologies in China's first jointless integral-abutment bridge [C]. IABSE Symposium on Metropolitan Habitats and Infrastructure. Shanghai, 2004.
- [4] Jin Xiaoqin, Shao Xudong, Peng Wanghu, et al. A new category of semi-integral abutment in China [J]. Structural Engineering International, 2005,15(3):186-188.
- [5] 邵旭东,占雪芳,金晓勤.带地梁的新型无缝桥基本性能研究[J].中国公路学报,2010,23(1):43-48.
- [6] 金晓勤,邵旭东.半整体式全无缝桥梁研究[J].土木工程学报,2009,42(9):68-73.
- [7] JTG D62—2004 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范[S].北京:人民交通出版社,2004.
- [8] JT/T 4—2004 公路桥梁板式橡胶支座[S].北京:电子工业出版社,2004.
- [9] 邵旭东,陈志新,金晓勤.无缝桥加筋接线路面的拉伸变形性能[J].中国公路学报,2010,23(6):34-40.
- [10] JTG D63—2007 公路桥涵地基与基础设计规范[S].北京:人民交通出版社,2007.
- [11] JTG D40—2002 公路水泥混凝土路面设计规范[S].北京:人民交通出版社,2003.
- [12] 金晓勤.新型全无缝桥梁体系设计与实验研究[D].长沙:湖南大学,2007:1-50.

## Study on temperature effects of single expansion joint bridge

Zhao Yibin, Shao Xudong

(Hunan University, Changsha 410082, China)

[Abstract] There are some problems of easy damage and arduous maintenance in the expansion joints at abutment, and a new type of single expansion joint bridge (SEJB) is herein proposed to deal with them. To investigate the mechanical characteristics of SEJB under temperature load, simplified calculation model is proposed in this paper. Considering the distribution and development rule of cracks in approach pavement, theoretical formulas for internal force and deformation were derived, and calculation programs were compiled. For example, under the effect of temperature drop of 20 °C, the maximum steel stress was 148 MPa, and the maximum crack width was 0.185 mm for a 280 m-length SEJB, which met the requirement of criterion; the additional stress of beam was 0.105 MPa, which could be ignored. Moreover, taking the different temperatures into account, parameter analysis was performed. The results show that the 30 m-length pavement can well meet the needs for use. Internal force is reduced by using bearing and cushion materials with low surface friction coefficient, and a biaxial geogrids is recommended.

[Key words] single expansion bridge; temperature effect; stress and deformation; theoretical formula; parameter analysis