

文章编号:1673-2049(2016)05-0035-09

# 一种半整体式桥台桥梁搭板的内力计算方法

庄一舟,徐 亮,黄炎准

(福州大学 土木工程学院,福建 福州 350108)

**摘要:**针对半整体式桥台桥梁(SIAB)搭板与普通有缝桥梁搭板的不同受力情况,基于概率统计法和简支梁法,考虑搭板尺寸、地基刚度的影响,提出了适用于 SIAB 搭板内力计算的简支梁修正法,通过对搭板计算长度的修正来等效弹性地基作用和主梁传递至搭板端部的水平力作用。采用有限元分析对比了简支梁法、弹性地基梁法与简支梁修正法。结果表明:简支梁修正法在 SIAB 搭板的内力计算中更为合理和简便,半整体式桥梁搭板的内力计算可按简支梁进行计算。

**关键词:**半整体式桥台桥梁;搭板;简支梁修正法;弹性地基模型

**中图分类号:**U442.5

**文献标志码:**A

## One Way About Internal Force Calculation of Approach Slab in Semi-integral Abutment Bridge

ZHUANG Yi-zhou, XU Liang, HUANG Yan-zhun

(College of Civil Engineering, Fuzhou University, Fuzhou 350108, Fujian, China)

**Abstract:** Aimed at the different loading conditions of semi-integral abutment bridges (SIAB) approach slab and common one, modified simply-supported beam method considering the effect of approach slab dimension and foundation stiffness was proposed to calculate the internal force of approach slab in SIAB based on probabilistic method and simply-supported beam method. The effective length was modified to obtain the reaction of elastic foundation and the one translated from beam to end of approach slab. Simply-supported beam method, elastic foundation beam method and modified simply-supported beam method were compared by finite element analysis. The results show that modified simply-supported beam method is more reasonable and convenient, and internal force calculation of approach slab in semi-integral abutment bridge can accord to simply-supported beam.

**Key words:** semi-integral abutment bridge; approach slab; modified simply-supported beam method; elastic foundation model

## 0 引言

据统计,中国约有 30% 以上的桥梁存在不同程度因桥台台背路基沉陷而出现桥头跳车的现象<sup>[1]</sup>。桥头跳车不仅严重影响行车舒适性,降低桥梁通行能力,而且存在很大的行车安全隐患<sup>[2-3]</sup>。另外每年

因此带来的维修和养护费就在 10 亿元以上<sup>[1]</sup>,通过在桥头过渡段设置搭板能够有效减缓这一问题。对于有缝桥梁,桥头搭板是近台端简支于桥台牛腿上、远台端简支于枕梁或自由搁置于台后路基上的单向受力板,其内力计算方法是将搭板横桥向划分成单位板宽的搭板条,降维成简支梁或弹性地基梁进行

收稿日期:2016-04-07

基金项目:国家自然科学基金项目(51278126,51578161)

作者简介:庄一舟(1964-),男,浙江奉化人,教授,工学博士,E-mail:478372092@qq.com。

计算。半整体式桥台桥梁(SIAB)搭板的近台端与主梁相连,实际中其受力情况较为复杂,除了受搭板自重、车辆荷载等竖向荷载外,还会受到主梁传递至搭板的端部荷载。SIAB 因其所具有的特殊优势而逐渐受到各国工程师的青睐,目前普遍采用有缝桥梁搭板的内力计算方法对其搭板进行计算和设计。然而当 SIAB 受到较大的外部荷载时,采用有缝桥梁搭板的内力计算方法计算 SIAB 搭板时其结果将明显被放大<sup>[4]</sup>。因此,找出一种合理计算和设计 SIAB 搭板的方法具有重要意义。

目前,各国的相关研究主要集中在普通有缝桥梁方面,如赵树青等<sup>[5-8]</sup>调查并发现了造成桥头跳车的主要原因为桥台背和台后路基的不均匀沉降,继而使桥面发生明显的纵坡变化。郭志奇等<sup>[9-12]</sup>对台后吸收变形机制进行了深入研究,并将其主要归类于 3 种形式,即胀缝式和斜置搭板式以及加筋路面式。王军等<sup>[13]</sup>通过对几座实际工程的研究,给出了几种桥头搭板的类型,包括单块式、多块式和变厚式。沈炳生等<sup>[14-15]</sup>研究发现,搭板厚度是影响搭板强度和刚度的主要因素,并指出搭板厚度的确定应充分考虑到板长、板宽、脱空长度、斜置搭板的斜度、荷载等级以及支承条件等,另外还给出了搭板的配筋原则。

目前仍未见关于 SIAB 搭板内力计算和设计的合理方法及相关文献。本文以既有有缝桥梁桥头搭板的内力计算方法为理论基础,对 SIAB 搭板进行边界条件修正,推导出了一种适合实际工程运用且精度较高的半整体式桥台无缝桥梁桥头搭板的内力计算和设计方法。

## 1 普通有缝桥梁搭板的内力计算方法

普通有缝桥梁中搭板受竖向的铺装层及搭板自重提供的均布荷载和车辆轮压提供的集中荷载,属于受弯构件,搭板构造如图 1 所示,其中, $L$  为搭板长度, $\alpha$  为长度修正系数,对其内力的计算多采用简支梁法<sup>[16]</sup>。SIAB 的主梁与桥头搭板通过连接钢筋相连在一起,在温度荷载等作用下,主梁产生的伸缩、挠曲变形带动桥头搭板,使之对应产生端部荷载。图 2 为 SIAB 桥头搭板的受力环境及边界条件,其中, $M$  为车辆荷载作用下的控制弯矩, $P$  为集中荷载, $q$  为均布荷载, $F$  为横向力, $V$  为竖向力。

根据简支梁法得搭板内力计算的控制弯矩值  $M$  为

$$M = \frac{1}{8}(q_1 + q_2)l^2 + q_L(0.2 + 2d)(\frac{l}{2} - 0.7) \quad (1)$$

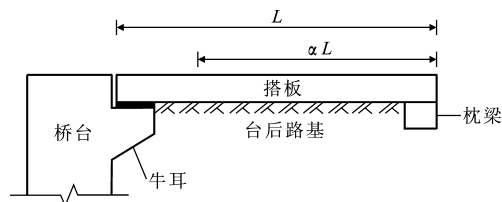


图 1 搭板构造

Fig. 1 Configuration of Approach Slab

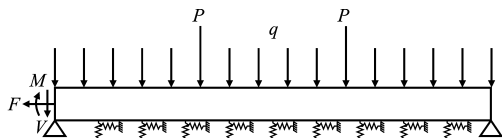


图 2 半整体式桥台无缝桥梁搭板受力环境

Fig. 2 Force Environment of Approach Slab in SIAB

式中: $q_L$  为车辆荷载作用下的均布荷载; $q_1$  为搭板上桥面铺装层的重量; $q_2$  为搭板的重量; $d$  为铺装厚度; $l$  为冲击系数。

## 2 SIAB 搭板的简支梁修正法

采用有缝桥梁搭板的内力计算方法计算 SIAB 搭板时其结果往往与实际情况偏差较大。本文通过先提出等效搭板底部地基土对搭板支撑作用的长度修正系数  $\alpha$  和搭板端水平力对搭板内力计算的影响长度修正系数  $\beta$  来考虑半整体式无缝桥梁搭板的实际受力情况,然后对这 2 个修正系数取乘积得出综合修正系数  $\gamma$  进行修正。

### 2.1 修正系数 $\alpha$ 的计算

把弹性地基对搭板的支撑作用转化为搭板长度的修正。从桥头搭板实际的弹性地基模型出发,推导与之产生等效控制弯矩的修正长度搭板,因此建立搭板长度修正参数  $\alpha$  与地基参数间的联系。使得搭板可以用简支梁进行内力计算,大幅简化计算量和复杂性,并将简支梁受力模型与弹性地基模型计算的控制弯矩两者取等,得到  $\alpha$  为自变量的一元二次方程式(2)。求解  $\alpha$  值即得到弹性地基对搭板长度的修正程度。

$$\frac{1}{8}qL^2\alpha^2 + \frac{Pl}{2}\alpha = M_P + M_q + \frac{7Pl}{20} \quad (2)$$

式中: $M_P$  为集中荷载  $P$  作用下跨中的弯矩; $M_q$  为均布荷载  $q$  作用下跨中的弯矩。

为了简化而提取与  $\alpha$  值最相关、最敏感的 4 个参数,分别为搭板混凝土标号、搭板长度、搭板厚度和台后土竖向基床系数。根据工程实际将常用的初始参数值进行排列组合,由  $\alpha$  值的分布规律提出一个代表值用于工程计算。表 1 为不同参数组合下等

表 1 等效长度修正系数  $\alpha$

Tab. 1 Correction Coefficient  $\alpha$  of Equivalent Length

基床系数/(kN·m <sup>-3</sup> )		10 000					20 000				
搭板长度/m		4	5	6	7	8	4	5	6	7	8
不同搭板 厚度(m) 时的 $\alpha$	0.20	0.69	0.50	0.37	0.29	0.24	0.57	0.40	0.30	0.25	0.21
	0.25	0.80	0.62	0.47	0.37	0.29	0.69	0.50	0.37	0.29	0.24
	0.30	0.87	0.72	0.57	0.45	0.36	0.78	0.60	0.45	0.35	0.28
	0.35	0.91	0.80	0.66	0.53	0.43	0.84	0.68	0.53	0.41	0.33
	0.40	0.94	0.85	0.73	0.61	0.50	0.89	0.75	0.60	0.48	0.38
基床系数/(kN·m <sup>-3</sup> )		30 000					40 000				
搭板长度/m		4	5	6	7	8	4	5	6	7	8
不同搭板 厚度(m) 时的 $\alpha$	0.20	0.51	0.36	0.28	0.23	0.20	0.47	0.33	0.26	0.22	0.19
	0.25	0.62	0.44	0.33	0.26	0.22	0.57	0.40	0.30	0.25	0.21
	0.30	0.71	0.52	0.39	0.30	0.25	0.66	0.48	0.35	0.28	0.23
	0.35	0.79	0.61	0.46	0.35	0.29	0.74	0.55	0.41	0.32	0.26
	0.40	0.84	0.68	0.53	0.41	0.33	0.80	0.63	0.48	0.37	0.30
基床系数/(kN·m <sup>-3</sup> )		50 000					60 000				
搭板长度/m		4	5	6	7	8	4	5	6	7	8
不同搭板 厚度(m) 时的 $\alpha$	0.20	0.44	0.32	0.25	0.21	0.18	0.42	0.31	0.25	0.21	0.18
	0.25	0.53	0.37	0.29	0.23	0.20	0.51	0.36	0.28	0.23	0.20
	0.30	0.62	0.44	0.33	0.26	0.22	0.59	0.42	0.31	0.25	0.21
	0.35	0.70	0.51	0.38	0.30	0.25	0.67	0.48	0.36	0.28	0.24
	0.40	0.77	0.59	0.44	0.34	0.28	0.74	0.55	0.41	0.32	0.26
	0.35	0.71	0.53	0.39	0.30	0.25	0.68	0.49	0.37	0.29	0.24
	0.40	0.78	0.60	0.45	0.35	0.28	0.75	0.56	0.42	0.33	0.27

效长度修正系数  $\alpha$ 。工程实际中常取值如下:搭板长度为 4,5,6,7,8 m;搭板厚度为 0.2,0.25,0.3,0.35,0.4 m;台后土竖向基床系数为 10 000,20 000,30 000,40 000,50 000,60 000 kN·m<sup>-3</sup>。

计算表 1 中样本的偏度系数和峰度系数<sup>[19]</sup>,得到偏度系数  $S_K=0.70$  和峰度系数  $K_U=-0.52$ 。由于偏度系数、峰度系数均接近于 0,故可近似地将  $\alpha$  值看作正态分布。偏安全地取 0.8 的上侧分位点为  $\alpha$  的控制值,最终得代表值  $\alpha=0.63$ 。

2.2 修正系数  $\beta$  的计算

在 SIAB 桥头搭板的内力计算中搭板下层钢筋受拉、上层钢筋受压,内力计算中以下层钢筋的拉力为控制荷载,上层钢筋仅进行构造配筋,故偏安全地假定下层纵向钢筋承担 60% 的水平拉力。等效作用弯矩的存在使直接用简支梁法计算搭板内力的结果偏小,故引入等效长度修正系数  $\beta$  来代替,使搭板端水平力作用转化为搭板长度的修正,从而使计算求解得到简化且适用于实际工程。用简支梁法计算的实际控制弯矩值  $M$  为

$$M=\frac{1}{4}Pl+\frac{1}{8}ql^2+\alpha_1f_ch_0^2\xi(1-\frac{\xi}{2})+$$

$$0.6\alpha_cL\Delta T(h_0-a_s')/(\frac{1}{k_1}+\frac{l}{Eh})-\xi\alpha_1f_ch_0(h_0-a_s')$$

(3)

用简支梁法计算的修正控制弯矩值  $M'$  为

$$M'=\frac{1}{4}P\beta l+\frac{1}{8}q\beta^2l^2$$

(4)

将实际控制弯矩值  $M$  与修正控制弯矩值  $M'$  取等,得

$$\frac{l}{4}P\beta l+\frac{1}{8}ql^2\beta^2=\\ \frac{1}{4}Pl+\frac{1}{8}ql^2+\alpha_1f_ch_0^2\xi(1-\frac{\xi}{2})+\\ 0.6\alpha_cL\Delta T(h_0-a_s')/(\frac{1}{k_1}+\frac{l}{Eh})-\xi\alpha_1f_ch_0(h_0-a_s')$$

(5)

式中: $\alpha_1$  为混凝土受压区等效矩形应力图系数; $\alpha_c$  为混凝土线膨胀系数,取为  $1\times 10^{-5}\text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$ ; $\xi$  为相对界限受压区高度; $h$  为桥头搭板厚度; $h_0$  为桥头搭板有效截面厚度; $a_s'$  为桥头搭板上层纵筋的保护层厚度; $E$  为桥头搭板混凝土的弹性模量; $k_1$  为桥头搭板端部弹簧线刚度; $f_c$  为混凝土的抗压强度; $\Delta T$  为有效温差,即最高、最低温度与合龙温度之差。

由式(5)可得关于等效长度修正系数 $\beta$ 的一元二次方程。求解该方程,即可得 $\beta$ 。

提取与 $\beta$ 值最相关的 4 个参数,分别为温降变化量、搭板长度、搭板厚度和台后土竖向基床系数。表 2 为不同参数组合下的等效长度修正系数 $\beta$ 。各参数在实际工程中常取值如下:温降变化量为 5℃, 10℃, 15℃, 20℃, 25℃, 30℃;搭板长度为 4, 5, 6, 7, 8 m;搭板厚度为 0.2, 0.25, 0.3, 0.35, 0.4 m。

表 2 等效长度修正系数  $\beta$

Tab. 2 Correction Coefficient $\beta$ of Equivalent Length						
温降变化量/℃	搭板厚度/m	不同搭板长度(m)下的 $\beta$				
		4	5	6	7	8
10	0.20	1.05	1.04	1.04	1.03	1.03
	0.25	1.06	1.05	1.05	1.05	1.04
	0.30	1.07	1.07	1.06	1.06	1.05
	0.35	1.09	1.08	1.07	1.07	1.06
	0.40	1.10	1.09	1.09	1.08	1.07
20	0.20	1.09	1.08	1.07	1.07	1.06
	0.25	1.12	1.11	1.10	1.09	1.08
	0.30	1.15	1.13	1.12	1.11	1.10
	0.35	1.17	1.16	1.15	1.13	1.12
	0.40	1.20	1.18	1.17	1.16	1.14
30	0.20	1.13	1.12	1.11	1.10	1.09
	0.25	1.18	1.16	1.15	1.13	1.12
	0.30	1.22	1.20	1.18	1.17	1.15
	0.35	1.26	1.23	1.22	1.20	1.18
	0.40	1.30	1.27	1.25	1.23	1.21
40	0.20	1.18	1.16	1.15	1.13	1.12
	0.25	1.23	1.21	1.19	1.18	1.16
	0.30	1.29	1.26	1.24	1.22	1.20
	0.35	1.34	1.31	1.28	1.26	1.24
	0.40	1.39	1.36	1.33	1.30	1.28

计算表 2 的样本偏度系数和峰度系数,得到偏度系数 $S_K=0.78$ 和峰度系数 $K_U=0.12$ 。由于偏度系数、峰度系数均接近于 0,故可近似地将 $\beta$ 值看作正态分布。偏安全地取 0.8 的上侧分位点为 $\beta$ 的控制值,最终得代表值 $\beta=1.27$ 。同理,桥长为 50~100, 100~150, 150~200 m 的 $\beta$ 取值分别为 1.53, 1.75, 1.96。

2.3 综合修正系数  $\gamma$  的确定

综合考虑弹性地基作用和搭板端水平力作用而提出综合修正系数 $\gamma$ ,使 $\gamma=\alpha\beta$ 。表 3 为各主梁长度范围的 $\gamma$ 取值。

3 简支梁修正法的正确性验证分析

简支梁修正法是根据不同桥梁长度而分别提出

表 3 综合修正系数 $\gamma$				
Tab. 3 Comprehensive Correction Coefficient $\gamma$				
主梁长度/m	0~50	50~100	100~150	150~200
$\gamma$	0.80	0.96	1.10	1.23

的长度修正系数,其桥梁长度范围划分为 0~50, 50~100, 100~150, 150~200 m。以 16 m 长空心板连续无缝梁桥(半整体式)作为算例,其中主梁为梁高 0.85 m、宽 1 m、长 16 m 的空心板,桥宽 12 m,即横桥向由 12 块空心板拼接。搭板长 8 m,高 0.3 m,宽 12 m。主梁和桥头搭板均采用 C30 混凝土材料。桥梁采用全桥连续化、桥头半整体式桥台无缝构造。支座采用单向支座且允许桥梁顺桥向位移,自温度中心对称布置以确保桥梁沿顺桥向的伸缩变形自温度中心点对称。对应于修正系数的桥梁长度划分范围,采用有限元软件 MIDAS 分别建立 48 m (3 跨)、96 m (6 跨)、144 m (9 跨)、192 m (12 跨)的有限元模型。模型采用梁格法建立,主梁、搭板均采用三维梁单元,横向通过虚拟横梁相联系。支座采用一般滑动支撑进行模拟。搭板底面与地基的作用采用 1 组竖向线性弹簧连接和 1 组水平线性弹簧连接来模拟。建立上部结构、支座、台后土基的边界作用,下部结构简化为固定边界。求得各桥梁长度情况下的搭板端部水平力,为后续搭板实体模型作力边界条件之用。之后采用有限元软件 ABAQUS 建立桥头搭板实体模型,搭板混凝土采用 C3D8R 单元,钢筋采用 T3D2 单元,搭板下部地基土作用采用离散的竖向线性弹簧和水平向弹簧模拟,搭板近台端及远台端可视为简支在桥台背墙和枕梁上,模拟为滑动支座边界。搭板近台端部输入 MIDAS 求解的力边界条件,以等效主梁所受温度荷载作用。竖向搭板受到均布荷载和车辆荷载作用,均布荷载由搭板自重和搭板上部铺装层自重产生,车辆荷载按《公路桥涵设计通用规范》(JTJ D60—2004)规定横桥向布置 3 辆汽车,纵桥向按最不利荷载位置布置(取汽车后轴重)。图 3,4 分别为搭板计算模型和钢筋网模型。

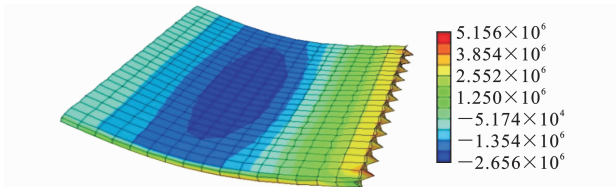


图 3 搭板计算模型(单位:MPa)  
Fig. 3 Calculation Model of Approach Slab (Unit:MPa)  
简支梁修正法是将地基和端部水平力对搭板的

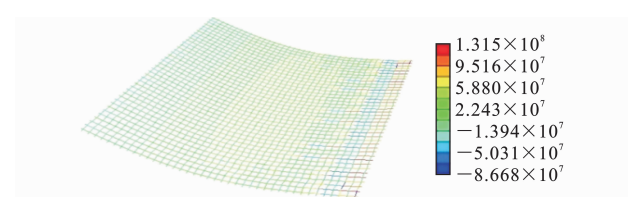


图 4 受拉区钢筋网模型(单位:MPa)

Fig. 4 Model of Reinforcement in Tensile Region (Unit:MPa)

作用在顺桥方向对搭板长度的修正,从而将半整体式桥台无缝桥梁的搭板计算简化为简支梁计算。搭板设计的控制弯矩为跨中截面弯矩,本文提出将搭板底面沿顺桥向各截面处的最大主应力作为评判标准。将搭板顺桥向均分 8 等份,得到 7 个截面,自近台端至远台端对 7 个截面依次编号,如图 5 所示,分别计算搭板 1~7 截面底缘的拉应力理论计算值。

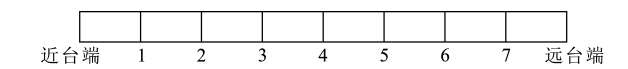


图 5 搭板截面划分

Fig. 5 Section Mesh of Approach Slab

本文运用 ABAQUS 有限元分析,对所提出的简支梁修正法理论的正确性进行了验证。分别建立水平向基床系数  $K_x$  为 6 000, 12 000, 18 000  $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$ , 竖向基床系数  $K_z$  为 10 000, 20 000, 30 000  $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$  的不同台后地基和在 10  $^{\circ}\text{C}$ , 20  $^{\circ}\text{C}$ , 30  $^{\circ}\text{C}$  温降变化量情况下的搭板有限元模型,计算得出不同组合情况下的有限元计算值,并比较分析不同情况下理论计算值与有限元计算值的吻合情况,验证简支梁修正法的正确性。

经数据整合并图示化,在不同桥梁长度情况下简支梁修正法计算结果与有限元计算结果的吻合规律相似,故只列出 48 m 桥梁长度情况的验证结果。竖向基床系数为 10 000  $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$ , 温降荷载为 20  $^{\circ}\text{C}$ , 水平基床系数变化范围为 3 000~18 000  $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$  时,搭板底部拉应力的理论计算值与有限元计算值变化规律如图 6(a)~(f) 所示。温降荷载为 20  $^{\circ}\text{C}$ , 竖向基床系数变化范围为 5 000~30 000  $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$  时,搭板底部拉应力的理论计算值与有限元计算值变化规律如图 6(g)~(l) 所示。竖向基床系数为 10 000  $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$ , 温降荷载变化范围为 15  $^{\circ}\text{C}$ ~30  $^{\circ}\text{C}$  时,搭板底部拉应力的理论计算值与有限元计算值变化规律如图 6(m)~(r) 所示。

从图 6(a)~(f) 可知:有限元计算值随水平向基床系数的增大越来越接近理论计算值,且搭板端部所受水平力和搭板底部各拉应力均随之逐渐增大。

当端部水平力增大到一定值时,搭板端部水平力和竖向荷载叠加作用下产生的近台端搭板底缘应力高于跨中应力。对于水平基床系数较小的土基,有限元值比理论值大得较多,搭板的设计偏刚性;对水平基床系数较大的土基情况,理论值略大于有限元值,搭板的设计合理。从图 6(g)~(l) 可知:随着竖向基床系数的增大,地基对搭板的支撑作用越大,搭板底面由竖向荷载产生的拉应力就越小,有限元计算值越偏离理论计算值。当竖向基床系数较小时,有限元值与理论值吻合较好。从图 6(m)~(r) 可知:随着温降荷载的增大,有限元计算值越接近理论计算值。随着温降荷载的增大,搭板端部水平力作用越大,搭板底面拉应力有限元值与理论值吻合就越好。温降荷载的增大使搭板端部水平力成为搭板底部产生拉应力的主要因素,搭板端部水平力产生的拉应力相对于竖向荷载压弯产生的拉应力较大。

以上验证结果表明,理论计算值与有限元计算值存在差异,总体上理论计算值都大于有限元计算值,这表明搭板的设计储存了一定的强度余量。随着水平基床系数的增大,有限元计算值越接近理论计算值。当  $K_x=18\ 000\ \text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$  时,两者吻合良好。 $K_x$  为其他值时,两者偏差稍大。随着竖向基床系数的增大,有限元计算值越来越偏离理论计算值。当  $K_z=5\ 000\ \text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$  时,两者吻合良好。 $K_z$  为其他值时,两者偏差稍大。随着温降荷载的增大,有限元计算值越来越接近理论计算值。当  $\Delta T=30\ ^{\circ}\text{C}$  时,两者吻合良好, $\Delta T$  为其他值时,两者偏差稍大。各参数导致搭板端部水平力增大时,搭板端部水平力逐渐替代竖向荷载成为影响搭板底面拉应力的主要因素,故搭板底面最大应力会出现位置前移现象,搭板近台端底面应力水平高于远台端。验证结果表明,桥梁长度范围内的修正系数验证是合理的。

## 4 简支梁修正法的适应性分析

### 4.1 计算假定

#### 4.1.1 搭板参数

搭板长、宽、高分别为 8, 12, 0.3 m, 采用 C30 标号混凝土,其抗压、抗拉强度设计值分别为 13.8 MPa 和 1.39 MPa, 弹性模量为  $3 \times 10^4$  MPa。钢筋拟采用 HRB335 钢筋,其抗压、抗拉强度设计值为 280 MPa。

#### 4.1.2 地基参数

选用 3 种类型地基:粘性土地基、粉性土地基和砂土地基。粘性土的水平向、竖向基床系数分别为

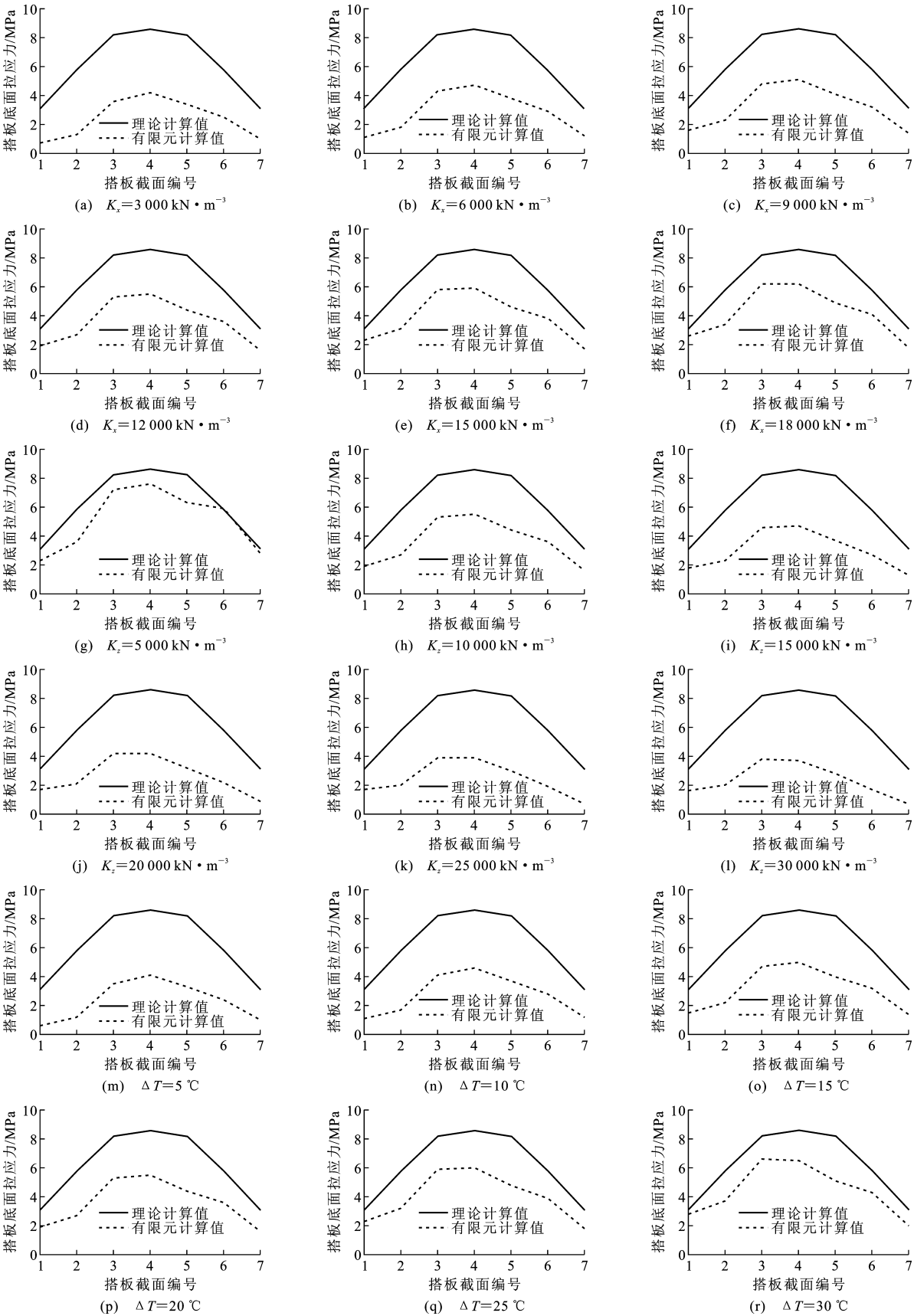


图 6 搭板底部拉应力对比

Fig. 6 Comparisons of Tensile Stresses at Bottom of Approach Slab

6 000,10 000 kN·m<sup>3</sup>; 粉性土水平向、竖向基床系数分别为 12 000,20 000 kN·m<sup>-3</sup>; 砂土水平向、竖向基床系数分别为 18 000,30 000 kN·m<sup>-3</sup>。

4.1.3 荷载作用

将 100 mm 厚的混凝土铺装层计入 300 mm 厚的搭板自重,作为分布在搭板上的均布荷载。汽车荷载取公路-I 级,按《公路桥涵设计通用规范》(JTGD60—2004)规定布置,取后轴重力。选取一般温降情况( $\Delta T=20\text{ }^{\circ}\text{C}$ )和极端温降情况( $\Delta T=$

40 $^{\circ}\text{C}$ )下由 MIDAS 计算得出的搭板端部水平力作为 ABAQUS 搭板模型端部水平力。

4.2 配筋设计

由以上计算假定 3 种不同情况:粘性土地基、粉性土地基、砂性土地基,且都假设在一般温降荷载状态下。在不同主梁长度情况下,分别用 3 种搭板计算方法计算出控制弯矩、受拉区纵筋面积,并据此对各个情况进行配筋设计。表 4 为主梁长度为 48 m 的某桥不同计算方法的配筋设计。

表 4 48 m 长某桥各计算方法的配筋设计  
Tab. 4 Reinforcement Designs of 48 m Long Bridge by Various Methods

搭板设计方法				简支梁法	弹性地基梁法	简支梁修正法
粘性土地基	控制弯矩/(N·m)			180 880	154 140	128 800
	受拉区纵筋面积/mm <sup>2</sup>			4 150	3 780	3 430
	钢筋选用	受拉区	纵向	φ22@90	φ22@100	φ25@140
			横向	φ16@200	φ16@200	φ18@200
		受压区	纵向	φ14@90	φ14@100	φ14@140
			横向	φ14@200	φ14@200	φ14@200
粉性土地基	控制弯矩/(N·m)			180 880	104 860	128 800
	受拉区纵筋面积/mm <sup>2</sup>			4 150	3 100	3 430
	钢筋选用	受拉区	纵向	φ22@90	φ20@100	φ25@140
			横向	φ16@200	φ16@200	φ18@200
		受压区	纵向	φ14@90	φ14@100	φ14@140
			横向	φ14@200	φ14@200	φ14@200
砂性土地基	控制弯矩/(N·m)			180 880	61 180	128 800
	受拉区纵筋面积/mm <sup>2</sup>			4 150	2 500	3 430
	钢筋选用	受拉区	纵向	φ22@90	φ20@120	φ25@140
			横向	φ16@200	φ16@200	φ18@200
		受压区	纵向	φ14@90	φ14@120	φ14@140
			横向	φ14@200	φ14@200	φ14@200

4.3 计算结果比较

通过对半整体式无缝桥梁不同搭板模型的计算,得出各模型顺桥向各截面处受拉区钢筋应力、搭板底缘应力和搭板挠度,比较简支梁修正法、简支梁法和弹性地基梁法(有限元法)的计算结果,分析简支梁修正法在半整体式桥梁搭板设计中的适应性。

各计算方法设计的搭板模型顺桥向各界面处受拉区钢筋应力如图 7 所示。由图 7 与表 4 可知:在 3 种假定情况中,简支梁修正法设计配筋的受拉区钢筋应力均保持较高应力水平,约为钢筋抗拉强度的 70%。简支梁法计算设计的搭板受拉区钢筋应力始终为最小,均在钢筋抗拉强度的 50%以下,配筋偏于刚性。由此可知,简支梁修正法配筋设计较为合理。弹性地基梁法的钢筋应力在粘性土地基情况中较小,配筋偏于刚性,在粉性土地基和砂性土地基中与简支梁修正法较为接近,配筋设计合理。

各计算方法设计的搭板模型顺桥向各界面处搭板底缘应力如图 8 所示。

由图 8 与表 4 可得出以下规律:整体上看,弹性地基梁法搭板底缘应力最大,简支梁修正法次之,简支梁法最小;简支梁法设计的搭板底缘最大应力在混凝土抗拉强度设计值的 50%以下,设计偏于保守;简支梁修正法的搭板底缘最大应力约为混凝土抗拉强度设计值的 36%,设计较为合理;弹性地基梁法设计的搭板底缘最大应力在混凝土抗拉强度设计值的 50%左右,设计合理。各计算方法设计的搭板模型顺桥向各界面处搭板挠度如图 9 所示。由表 4 及图 9 可知,弹性地基梁法设计的搭板挠度最大,简支梁修正法次之,简支梁法最小。

5 结 语

(1)随着水平基床系数的增大,有限元计算值越



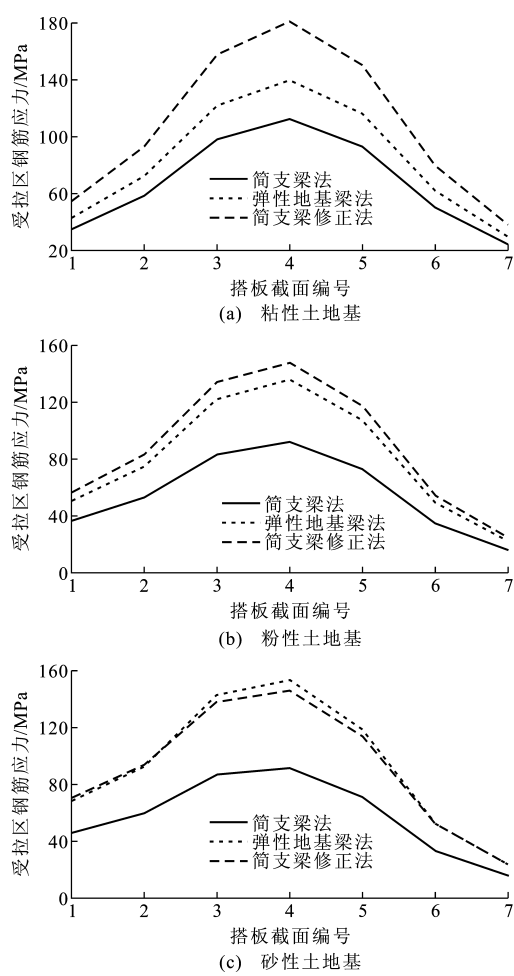


图 7 受拉区钢筋应力

Fig. 7 Reinforcement Stresses in Tensile Region

接近理论计算值。当  $K_x=18\,000\text{ kN}\cdot\text{m}^{-3}$  时,两者吻合良好。随着竖向基床系数的增大,有限元计算值越偏离理论计算值。当  $K_x=5\,000\text{ kN}\cdot\text{m}^{-3}$  时,两者吻合良好。随着温降荷载的增大,有限元计算值越接近理论计算值。当  $\Delta T=30\text{ }^{\circ}\text{C}$  时,两者吻合良好。

(2)各参数导致搭板端部水平力增大时,搭板端部水平力逐渐替代竖向荷载成为影响搭板底缘拉应力的主要因素。搭板底面最大应力会出现位置前移现象,搭板近台端底面应力水平高于远台端。

(3)简支梁修正法设计配筋受拉区钢筋应力均保持较高应力水平,约为钢筋抗拉强度的 70%。

(4)简支梁法计算设计的搭板受拉区钢筋应力始终为最小,均在钢筋抗拉强度的 50% 以下,配筋偏于刚性。简支梁法设计的搭板底缘最大应力水平在混凝土抗拉强度设计值的 50% 以下,设计偏于保守;简支梁修正法的搭板底缘最大应力约为混凝土抗拉强度设计值的 36%,设计较为合理。

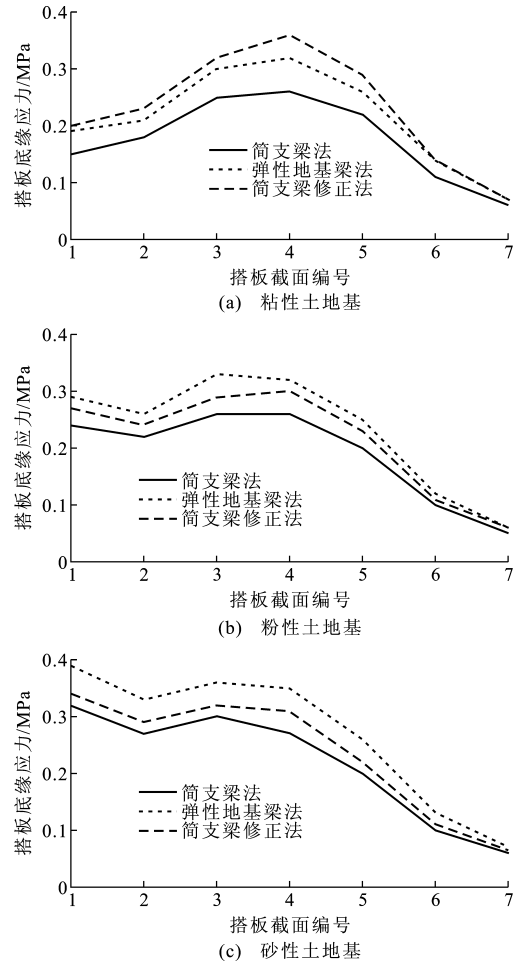


图 8 搭板底缘应力

Fig. 8 Stresses at Bottom of Approach Slab

参考文献:

References:

[1] 乔 华. 桥头搭板设计方法及技术参数的研究[D]. 西安:长安大学,2011.  
QIAO Hua. Researches into the Design Approach and Technical Parameters of Approach-slabs[D]. Xi'an: Chang'an University,2011.  
[2] 刘 洁. 浅谈桥头跳车的成因及控制措施[J]. 公路交通科技,2012,29(12):160-162.  
LIU Jie. Causes and Control Measures of Bridgehead Bump[J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development,2012,29(12):160-162.  
[3] 凌双金. 浅谈桥头跳车的成因与防治[J]. 投资与合作,2013,10(8):276-277.  
LING Shuang-jin. On the Causes and Prevention of Bridgehead Jump[J]. Investment and Cooperation, 2013,10(8):276-277.  
[4] 庄一舟,任卫岗. 常规有缝桥梁搭板内力计算方法在半整体式桥台桥梁中的适用性分析[J]. 华侨大学学报:自然科学版,2015,4(7):179-185.



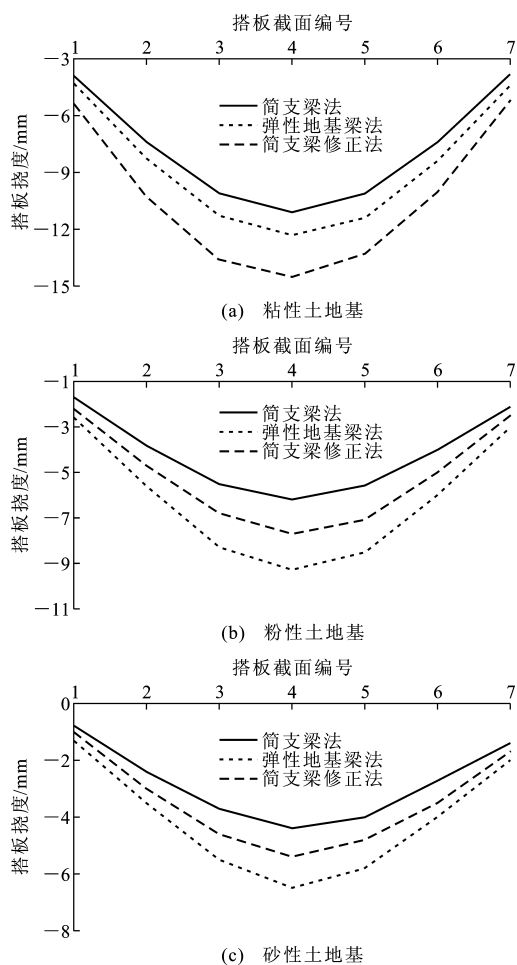


图9 搭板挠度

Fig. 9 Deflections of Approach Slab

ZHUANG Yi-zhou, REN Wei-gang. The Analysis of Applicability of Slab Internal Force Calculation Method in the Semi-integral Abutment Bridges Stem from Conventional Bridge of Slab[J]. Journal of Huaqiao University; Natural Science, 2015, 4(7): 179-185.

- [5] 赵树青. 桥头跳车病害防治技术研究[D]. 济南: 山东大学, 2009.

ZHAO Shu-qing. Research on Control Techniques of Bridgehead Bump[D]. Jinan: Shandong University, 2009.

- [6] 邵景干. 桥头跳车病害防治研究[D]. 西安: 长安大学, 2004.

SHAO Jing-gan. The Disease Prevention of Bridgehead Bump[D]. Xi'an: Chang'an University, 2004.

- [7] 胡宏. 桥头跳车问题技术研究[D]. 南京: 东南大学, 2003.

HU Hong. Research on the Technology of Vehicle Bumping at Bridge-head[D]. Nanjing: Southeast University, 2003.

- [8] 王瑞仁. 桥头跳车的防治[R]. 海口: 海南省公路学会, 2004.

WANG Rui-ren. Prevention of Bridgehead Bump[R]. Haikou: Hainan Highway Institute, 2004.

- [9] 郭志奇, 王艳华. 无缝式桥梁设计及半整体式桥台无缝桥梁的设计实践[J]. 中国高新技术企业, 2010(16): 55-56.

GUO Zhi-qi, WANG Yan-hua. Design and Practice of Seamless Bridge Design or Seamless Semi-integral Abutment Bridges[J]. China High-tech Enterprises, 2010(16): 55-56.

- [10] BURKE J M P. Integral Bridges[J]. Transportation Research Record, 1990, 1275: 53-61.

- [11] MOULTON L K. Observations of Highway Bridge Movements and Their Effects on Joints and Bearing[J]. Transportation Research Record, 1983, 903: 86-95.

- [12] KAMEL M R, BENAK J V, TADROS M K, et al. Prestressed Concrete Piles in Jointless Bridges[J]. PCI Journal, 1996, 41(2): 56-67.

- [13] 王军. 桥头搭板的设计与施工[J]. 城市建设理论研究, 2011(3): 1-3.

WANG Jun. The Design and Construction of Approach Slab[J]. Theory of Urban Construction, 2011(3): 1-3.

- [14] 沈炳生. 桥头搭板设计和施工中的几个问题分析[J]. 民营科技, 2010(11): 278, 253.

SHEN Bing-sheng. Several Problem Analysis of Approach Slab in Design and Construction[J]. Private Technology, 2010(11): 278, 253.

- [15] 王康. 关于桥头搭板的设计和计算问题[J]. 河北工学院学报, 1995, 24(1): 12-20.

WANG Kang. The Design and Calculation with Regard to the Transition Slab on Bridgehead[J]. Journal of Hebei University of Technology, 1995, 24(1): 12-20.

- [16] 王毅. 日本桥梁搭板的设计方法[J]. 城市道桥与防洪, 2006(6): 67-68.

WANG Yi. Design Method of Lap Slab of Bridge in Japan[J]. Urban Roads Bridges & Flood Control, 2006(6): 67-68.