文章编号:1674-2974(2024)05-0034-12 DOI:10.16339/j.cnki.hdxbzkb.2024045

钢-混凝土组合简支桥面连续结构横向应力分析

胡志坚[1],杜威[1],樊文胜[2],周知[1†]
(1. 武汉理工大学 交通与物流工程学院,湖北 武汉 430063;
2. 江西省交通投资集团有限责任公司,江西 南昌 330000)

摘 要:针对钢-混组合简支梁桥的桥面连续结构开裂等病害,围绕桥面连接板的横桥向应力问题,采用线弹性理论和板的偏微分方程进行分析,得出了桥面连接板挠度和应力的分布函数,建立非线性有限元模型,并进行实桥荷载试验.通过比较理论解、有限元解和实测试验结果,证实了理论解和有限元的有效性.根据得到的分布函数,发现横桥向和纵桥向上的最大拉应力出现在钢梁端部位置的连接板的上缘.此外,还分析了连接板区域尺寸变化对横桥向应力峰值的影响,包括纵梁端部距支座的长度、纵梁的间距以及连接板区域整体尺寸变化.结果表明:较小的纵梁间距和较长的纵梁端部与支撑之间的距离会导致连接板中的横向拉应力峰值增加,并提高横向拉应力在总应力中的占比,从而导致桥面连接板早于设计荷载开裂.因此对于纵梁间距较小、梁端长度较长的钢-混组合简支梁桥桥面连续结构,仅计算其纵桥向受力性能会导致计算结果偏危险,建议按照本文方法考虑横桥向应力对桥面连接板的影响.

关键词:钢-混凝土组合桥(SCCBs);桥面连接板;横桥向应力分析;有限元法(FEM);连续桥面简支梁桥

中图分类号:U443.32 **文献标志码**:A

Transverse Stress Analysis of Link Slabs in Simply-supported Steel-concrete Composite Beam Bridges

HU Zhijian[1], DU Wei[1], FAN Wensheng[2], ZHOU Zhi[1†]
(1. School of Transportation and Logistics Engineering, Wuhan University of Technology, Wuhan 430063, China;
2. Jiangxi Expressway Investment Group Co. Ltd., Nanchang 330000, China)

Abstract: This study examines the transverse bridge stresses of the link slab for the disaster such as the structural crack in the simply-supported steel-concrete composite bridge. The link slab's deflection and stress distribution functions are determined using linear elastic theory and the partial differential equation of the plate. A nonlinear finite element model is also established based on actual bridge load testing. The theoretical solution, finite element solution, and real bridge load test results are compared to validate the theoretical solution and finite element. The study shows that the upper face of the link slab at the end of the steel girder experiences the maximum

* **收稿日期**:2023-04-26
基金项目:江西省交通运输厅科技项目(2021C0004),Science and Technology Project of Department of Transportation of Jiangxi Province (2021C0004)
作者简介:胡志坚(1974—),男,江西南昌人,武汉理工大学教授,博士
† 通信联系人,E-mail:zhizhou@whut.edu.com

tensile stress in the direction of the transverse and longitudinal bridge. The paper also explores the impact of the link slab area size on the peak stress in the transversal bridge direction. Results reveal that smaller longitudinal beam spacing and longer longitudinal beam end length increase the maximum transversal tensile stress of the link slab, causing the link slab to develop cracks before reaching the design load. Therefore, for a jointless bridge with a small longitudinal girder spacing and a long girder end length, only calculating the mechanical performance in the longitudinal bridge direction yields dangerous calculation results. It is advisable to consider the transverse bridge direction stress according to the method in this paper.

Key words: steel-concrete composite bridges (SCCBs); link slab; transverse bridge stress analysis; finite element method (FEM); simply-supported beam bridge with continuous deck

钢混组合桥因将钢材和混凝土合理组合,充分发挥两种材料受力性能[1],自20世纪以来得到广泛的使用[2],尤其是在中小跨径的多跨简支梁桥中.传统多跨简支梁桥使用伸缩缝来容纳桥梁因温度荷载、收缩、徐变、车辆荷载引起的桥面变形,并满足桥梁防水、平顺、耐磨、静音等需要[3-4].但其易受杂物入侵、流水冲刷、融雪剂腐蚀的影响,寿命远短于桥梁本体,维护成本也较高[5].无接缝桥梁在相邻两跨接缝处使用桥面连接板来避免伸缩缝的诸多缺点[6-7].从20世纪30年代以来,带有连接板的无接缝桥梁开始被建造并投入使用[8],Alampalli等对已经建成的无接缝桥梁受力性能的现场调查表明,无接缝桥梁比带有伸缩缝的桥梁性能更好[9].由于连接板抗弯刚度远低于主梁,且主要承受弯曲荷载,Caner等不考虑连接板对简支梁的影响,提出了一种对连接板受力性能分析的计算方法[10],Wing等对一座带连接板的无接缝桥梁进行监控及实桥荷载试验并验证了Caner的计算方法[11],Au等对连接板进行试验,并修改了Caner的理论[12].Okeil等对连接板结构进行参数分析,并用修改的三弯矩方程对连接板进行抗弯分析,得到了连接板在两种广泛使用支座下的应力表达式[13].El-Safty等用三弯矩方程方法分析了桥面连接板的受力性能和使用寿命[14].丁勇等提出用带边界旋转弹簧的简支梁模型来模拟带连接板的简支梁桥,用边界旋转弹簧的刚度来模拟连接板对于主梁的作用[15].Gergess等研究了连接板在恒载和活载下的结构受力行为,给出不同支撑配置下连接板变形和应力的数值解,并给出了优化连接板设计的建议[16-18].Wang等基于线性理论推导了连接板受力计算公式,表明梁端上翘、拉伸作用和梁端旋转是连接板破坏的主要原因[19].Zhang等基于丁勇等人提出的边界旋转模型提出一种非线性分析模型,用来评价连接板裂缝深度、分析钢筋的应力[20].

上述研究中,考虑到连接板主要受弯、拉两种荷载作用.为满足工程设计简明易于计算的需要,连接板的应力分析理论都是建立在梁结构理论的基础上,考虑了纵向的应力和变形,忽略了横向应力的影响.然而在实际桥梁中连接板往往处于复杂的受力状态,在横向和纵向上都存在明显的应力.如图1所示,Liu等对75座带有桥面连接板的桥梁调查发现,由于桥面连接板实际受力情况比理论中的更为复杂,其仍然会产生裂缝,部分还发展为沿纵向和横向发展的网格状裂缝[21].在无接缝桥梁中,连接板区域通常具有较宽的横向尺寸,这导致在荷载作用下,连接板的变形与应力都是双向的,而仅将其简化为梁结构分析无法考虑横向应力的影响,这可能导致结构在达到设计的开裂荷载之前发生开裂.

在桥梁的实际应用中,桥面连接板开裂的主要原因是其上缘拉应力(即桥面连接板的表面应力)过大,并且桥面连接板的整体变形相对较小,这样的受



图1　连接板网状开裂

Fig.1　Link slabs grid cracking

力特点使桥面连接板结构更适合使用板的受力理论进行分析.因此本文采用一种理论解析方法,将连接板简化为具有支撑的板结构,得出了相邻纵梁间桥面板在梁端产生转动后变形函数的解析解,分析纵桥向和横桥向应力,并建立有限元模型与实桥荷载试验结果对比验证,研究其横、纵桥向应力在区域中的分布规律,分析梁端结构特征对结构横桥向应力及其在总应力中占比的影响.

1 桥面连接板应力分析理论

中小跨度钢-混组合梁桥常常采用板式橡胶支座,此支座抗推刚度相对较小,可近似看作滑动铰支座[22],在此情况下,桥面连接板主要承受弯矩.为了分析连接板在弯矩作用下的受力特征,我们取纵桥向邻端横梁、横桥向相邻纵梁间的桥面连接板为隔离体,如图2所示.

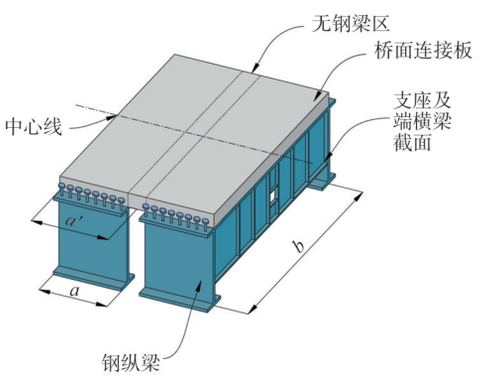

图2 梁端连接板区域结构示意图

Fig.2 Schematic diagram of the structure in beam end link slab area

在桥梁受车辆荷载等作用产生挠曲变形后,梁端发生转动,使图2中的桥面连接板也发生弯曲变形并且产生弯矩,但由于横桥向相邻的纵梁间的桥面连接板不受支撑,其相对钢纵梁沿纵桥向具有下挠趋势.从横桥向上看,在钢纵梁位置处,桥面连接板受钢纵梁支撑,与钢纵梁竖向位移相同;桥面连接板相邻钢梁间中心线位置距离钢纵梁支撑最远,此位置挠度相对钢梁最大,因此桥面连接板横桥向上就产生了类似连续梁的挠曲线,此时在钢纵梁附近形成一个横向的负弯矩区域,此区域内的连接板上缘处于横桥向受拉状态,为计算此应力,需要对此局部结构进一步简化得到梁端连接板区域的力学模型.

将连接板受到钢梁的约束全部简化为边界条件后,连接板的结构简图如图3所示,其中OA'和CB'对应纵梁位置,OC对应端横梁位置.端横梁OC到相邻端横梁对称面$A'B'$的距离为a',OA和CB表示长度为a的简化简支边界,对应端横梁到钢纵梁端部长度,AA'和BB'是相邻跨间无钢梁支撑的区域.

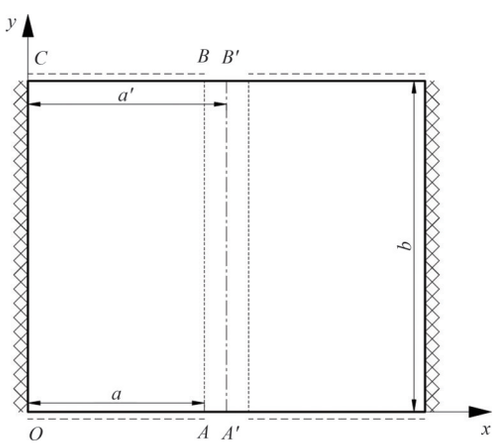

图3 桥面连接板结构简图

Fig.3 Structural diagram of the link slab

此区域中钢纵梁刚度远大于区域中混凝土板的刚度,因此忽略钢纵梁的弯曲变形,即钢梁端可视作刚体转动;同时由于桥面连接板横向为连续结构,固定支撑边界会产生一个负弯矩区,且由于桥面板刚度相对钢梁较小,此负弯矩区宽度与钢梁顶板接近,远小于纵梁横向间距;而在正弯矩区,板的横向挠度曲线则与简支梁的挠曲线相似.为了简化计算,我们假设桥面连接板在纵梁处(OA、CB边)为简支边界,来获得连接板的挠度分布函数,并确定负弯矩区的宽度,再通过转角变形关系求得负弯矩区应力.

端横梁截面抗弯刚度远大于桥面连接板的横向抗弯刚度,可忽略端横梁的挠曲变形;同时在梁端发生转动时,端横梁处的混凝土板受端横梁及两侧钢纵梁支撑,其转角与梁端转角几乎相同,因此在OC边上,端横梁对桥面连接板的约束可简化为固支边界.

根据以上分析和简化提出下列假定:

1) 忽略钢纵梁、端横梁变形;

2) 忽略混凝土与钢梁叠合面的相对滑移;

3) 忽略钢梁转动后产生的纵桥向位移.

1.1 相邻钢梁相同转角时桥面连接板的挠度函数

为了简化理论推导过程,我们首先假设两横向相邻纵梁的梁端具有相同的旋转角度,这种假设忽

略了实际结构中可能存在的微小差异,但因为总旋转角度远大于横向相邻纵梁之间转动角度的差异,所以先忽略转角差异的影响,即两横向相邻纵梁梁端转角相同.此情况下的桥面连接板变形示意图如图4所示.

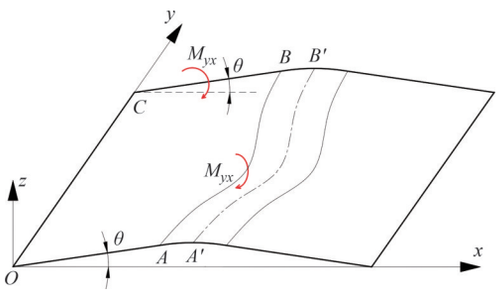

图4　桥面连接板变形示意图

Fig.4　Diagram of deformation of the bridge link slab

由于无钢梁支撑区域$AA'B'B$的存在,计算时取相邻端横梁对称面$A'B'$一侧的半结构分析,并将连接板分为有钢梁支撑区域$OABC$和无钢梁支撑区域$AA'B'B$两部分单独计算,来避免无纵梁支撑区域边界条件突变影响计算.在有钢梁支撑区域$OABC$中,边AB的中点位置可近似替代对称线$A'B'$作为对称边界计算.原对称线$A'B'$截面上无反对称内力,连接板沿桥纵方向旋转角度的一阶导数为0,且无钢梁支撑区域宽度相对于连接板区域整体宽度较小,因此从边$A'B'$到边AB的旋转角度的增量也较小,用AB边替代原边界带来的差距较小.在桥面连接板的钢梁边界位置受钢梁约束,此位置不符合对称边界条件.而AB中点距离钢纵梁约束位置最远,受钢梁约束最弱,最符合对称边界条件,因此用AB边中点作为对称边界位置.

为得到局部区域内的挠度函数,首先根据板的受力理论,挠度函数$w(x,y)$一定满足弹性曲面微分方程:

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4}+2\frac{\partial^4 w}{\partial x^2\partial y^2}+\frac{\partial^4 w}{\partial y^4}=\nabla^4 w=0 \tag{1}$$

并且根据对边界的简化,结构位移边界条件表达式如下:

$$(w)_{y=0,y=b}=\theta x \tag{2}$$

$$\left(\frac{\partial w}{\partial y}\right)_{y=b/2}=0 \tag{3}$$

$$(w)_{x=0}=0 \tag{4}$$

$$\left(\frac{\partial w}{\partial x}\right)_{x=0}=\theta \tag{5}$$

$$\left(\frac{\partial w}{\partial x}\right)_{x=a,y=b/2}=0 \tag{6}$$

根据y=0、y=b处的边界条件,使用单三角级数解法求解,并加上梁端转动关于x的一次项,挠度表示为:

$$w(x,y)=\sum_{m=1}^{\infty}X_m\left(\sin\frac{m\pi y}{b}\right)+\theta x \tag{7}$$

为使函数能满足所有的位移边界条件和板的偏微分方程,需要确定式(7)中X_m的形式,将满足条件的X_m代入挠度函数方程(7),得:

$$w(x,y)=\sum_{m=1}^{\infty}\left[A_m\cosh\frac{m\pi x}{b}+B_m\frac{m\pi x}{b}\sinh\frac{m\pi x}{b}+C_m\sinh\frac{m\pi x}{b}+D_m\frac{m\pi x}{b}\cosh\frac{m\pi x}{b}\right]\times\sin\frac{m\pi y}{b}+\theta x \tag{8}$$

且挠度函数还应满足以下应力边界条件:

$$\left(F_{Sx}\right)_{x=a}=-\frac{E\delta^3}{12\left(1-\mu^2\right)}\frac{\partial}{\partial x}\nabla^2 w=0 \tag{9}$$

$$\left(M_{xy}\right)_{x=a}=-\frac{E\delta^3}{12\left(1+\mu\right)}\frac{\partial^2 w}{\partial x\partial y}=0 \tag{10}$$

将挠度函数代入所有边界条件来求解待定系数,为简化表达式,让α表示如下:

$$\alpha=\pi\frac{a}{b} \tag{11}$$

求解后得系数A_m恒为0,B_m的隐式表达式如下:

$$\sum_{m=1,3,5,\cdots}^{\infty}\left[(-1)^{\frac{m-1}{2}}\frac{\alpha}{a}B_m m(\sinh m\alpha+m\alpha\operatorname{sech}m\alpha)+\frac{\theta}{2^{2m-1}}\right]=0 \tag{12}$$

进一步可求得系数B_m、C_m、D_m如下:

$$B_m=(-1)^{\frac{m+1}{2}}\frac{\theta a}{2^{2m-1}m\alpha(\sinh m\alpha+m\alpha\operatorname{sech}m\alpha)} \tag{13}$$

$$C_m=(-1)^{\frac{m+1}{2}}\frac{\theta a\tanh m\alpha}{2^{2m-1}m\alpha(\sinh m\alpha+m\alpha\operatorname{sech}m\alpha)} \tag{14}$$

$$D_m=(-1)^{\frac{m-1}{2}}\frac{\theta a\tanh m\alpha}{2^{2m-1}m\alpha(\sinh m\alpha+m\alpha\operatorname{sech}m\alpha)} \tag{15}$$

式(12)~(15)中m=1,3,5,….

$$B_m=C_m=D_m=0;m=2,4,6,\cdots \tag{16}$$

需要注意的是,在实际进行计算时级数只能取有限项,为保证在取有限项时也满足上述边界条件,应在系数B_m、C_m、D_m乘上修正系数ξ_n,如实际级数取n项时:

$$\xi_n = \frac{1}{\sum_{m=1,3,5,\cdots}^{2n-1} \frac{1}{2^m}} \tag{17}$$

挠度函数$w(x,y)$的无穷级数表达式为:

$$w(x,y) = \sum_{m=1,3,5,\cdots}^{n} \left[B_m \frac{m\pi x}{b} \sinh \frac{m\pi x}{b} + C_m \sinh \frac{m\pi x}{b} + D_m \frac{m\pi x}{b} \cosh \frac{m\pi x}{b} \right] \times \sin \frac{m\pi y}{b} + \theta x \tag{18}$$

求解得到的挠度函数中x的范围为$x \in (0,a)$,对应有钢梁支撑区域$OABC$.

对称边界$x = a'$处转角为零,且从a到a'截面长度较短,认为连接板在此区域内的截面转角沿纵桥向均匀变化:

$$\frac{\partial w}{\partial x} = \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)_{x=a} \frac{a' - x}{a' - a} \tag{19}$$

$$\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = -\left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)_{x=a} \frac{x}{a' - a} \tag{20}$$

$x = a$到$x = a'$区域的挠度函数$w(x,y)$可根据$x = a$截面w、w'及式(18)确定:

$$w(x,y) = \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)_{x=a} \frac{2a'x - x^2 - 2a'a + a^2}{2(a' - a)} + (w)_{x=a}, \quad x \in (a,a') \tag{21}$$

此式即为无钢梁支撑区域$AA'B'B$的挠度函数,此式中带有$\left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)_{x=a}$项和$(w)_{x=a}$项,即无钢梁支撑区域的挠度及应力与钢纵梁端部的长度、纵梁梁端间距有关.

1.2 相邻钢梁不同转角时桥面连接板的挠度函数

挠度函数式(18)由两项组成,前一项是梁端转动后连接板发生的变形项,后一项θx是以梁端转动角度θ为系数的一次项,在两钢梁转角相同情况,θ不随横桥向坐标y发生改变,而在不同转角情况下,两钢梁与连接板形成了一个扭转构件,如图5所示.

此时桥面连接板一侧钢纵梁位置转角为θ,另一侧钢纵梁转角为$\theta + \beta$,转角沿横桥变化量为β,即转角为横桥向坐标y的一次函数,用线性函数表示为:

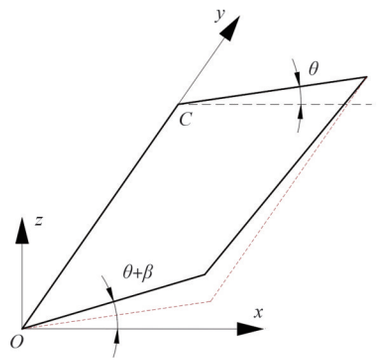

图5 不同钢梁转角的连接板示意图

Fig.5 Diagram of bridge link slabs at different rotation angles

$$\theta(y) = \theta + \frac{y}{b}\beta \tag{22}$$

则将此式代入后一项的θ中,后一项变为关于x、y的一次项:

$$\theta(y)x = \theta x + \frac{y}{b}\beta x \tag{23}$$

通过一次函数的线性插值得到横向上各位置的转角后,可将所得值代回原偏转函数的转角项,具体如下:

$$\left(\frac{\partial w}{\partial y} \right)_{y=b/2} = \left(\theta + \frac{\beta}{2} \right) x \tag{24}$$

其他边界条件方程可以通过用式(22)中与y相关的$\theta(y)$项代替原始方程θ来导出.这样就可以得到两钢梁旋转不同角度的挠度函数,不同角度的挠度函数与相同旋转角度的偏转函数形式相似,唯一的区别是前者用系数$\left(\theta + \frac{\beta}{2} \right)$代替$\theta$.

1.3 桥面连接板负弯矩区域的横桥向应力计算

在计算两钢梁中间区域部分的桥面连接板挠度函数时,纵梁处是按照简支边界计算的,但实际桥面板为连续结构,钢梁顶区域存在负弯矩区段,钢梁顶板中心线对应位置转角为0,此负弯矩区应力可根据沿横桥向的转角变化量计算,再简化为简支边界条件下的连接板边缘(例如,在y=0)横桥向转动角度为挠度函数对横桥向坐标的一阶偏导:

$$\left(\frac{\partial w}{\partial y} \right)_{y=0} = \sum_{m=1,3,5,\cdots}^{\infty} \left[B_m \frac{m\pi x}{b} \sinh \frac{m\pi x}{b} + C_m \sinh \frac{m\pi x}{b} + D_m \frac{m\pi x}{b} \cosh \frac{m\pi x}{b} \right] \frac{m\pi}{b} \tag{25}$$

近似认为,在负弯矩区域连接板的转角沿横向均匀减小至零,则二阶偏导为:

$$\left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right)_{y=0} = \sum_{m=1,3,5,\cdots}^{\infty}\left[B_m\frac{m\pi x}{b}\sinh\frac{m\pi x}{b} + C_m\sinh\frac{m\pi x}{b} + D_m\frac{m\pi x}{b}\cosh\frac{m\pi x}{b}\right]\frac{2m\pi}{bd} \tag{26}$$

式(26)中的变量d表示负弯矩区的宽度,用结构力学的方法求解连续梁的弯矩分布计算得到,还应考虑钢梁顶板和连接板叠合所产生的刚度增大区域.连接板负弯矩区的横向应力可按式(27)计算:

$$\sigma_y = -\frac{Ez}{1-\mu^2}\sum_{m=1,3,5,\cdots}^{\infty}\left[B_m\frac{m\pi x}{b}\sinh\frac{m\pi x}{b} + C_m\sinh\frac{m\pi x}{b} + D_m\frac{m\pi x}{b}\cosh\frac{m\pi x}{b}\right]\frac{2m\pi}{bd} \tag{27}$$

1.4　连接板的纵桥向应力计算

纵桥向应力可根据车辆荷载作用下桥面连接板区域纵桥向转角、弯矩关系得出[13],即认为桥面连接板的转动变形是均匀分布在相邻两跨端横梁之间的桥面连接板区域内的,并将相邻两跨纵梁端部转角θ、桥面连接板厚度h和桥面连接板区域长度$2a'$代入变形几何关系计算出桥面连接板最大应变:

$$\varepsilon_{\max} = \frac{h}{2\rho} = \frac{h\theta}{a'} \tag{28}$$

将计算得到的最大应变代入材料应力应变本构计算得到纵桥向最大应力.

2　工程实例分析

2.1　工程概况

通过一座简支桥面连续钢混组合梁桥上的荷载试验来验证上述理论,该桥由4片工字钢纵梁、混凝土桥面板和UHPC桥面连接板组成,跨径40 m,桥面净宽12.4 m,相邻钢梁间距3.4 m,两跨简支接缝处设置UHPC桥面连接板,工字钢梁高1.88 m,钢梁处桥面板设板托,混凝土桥面板厚0.24 m,梁端加厚到0.32 m.边跨与中跨间隔5 m设置横隔梁,并在横隔梁底部设置斜撑.主梁为Q345钢,横向联系、加劲肋为Q235钢,桥面板使用C50混凝土,为改善负弯矩区域抗裂性能,提高桥面连接板使用寿命,相邻跨端横梁间采用UHPC现浇,钢筋采用HRB400钢筋;桥面连接板处混凝土全截面加厚到0.32 m,支座截面处设置实腹式端横梁,高1.58 m;相邻两跨钢梁端部距离为0.16 m,支座距离两跨对称面0.52 m,连接板浇筑前的相邻跨接缝如图6所示.

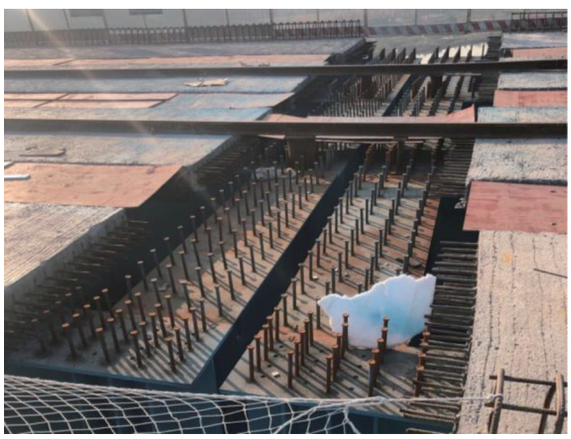

图6　相邻跨接缝处

Fig.6　The joint of adjacent span steel girders

对该桥进行荷载试验,分正载、偏载两种工况,如图7所示.按照《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2015)公路-Ⅰ级荷载,通过重车加载,车辆在距离跨中5 m的两侧布置,每侧三辆,正载工况按桥面中心线对称布置,偏载工况距离桥梁边缘1 m处



(a)偏载



(b)正载

图7　荷载试验现场

Fig.7　Scene of load test loading

布置第一辆车,共三辆,车辆间距1.3 m.

两种工况荷载均分三级加载,按照车在横桥向的位置依次加载,加载后通过水准仪测定跨中挠度、记录应变结果.

2.2 有限元模型及验证

通过abaqus有限元软件建立半桥有限元模型,如图8所示.混凝土桥面板使用C3D8R实体单元模拟,钢纵梁、横梁使用S4R壳单元模拟,钢筋使用T3D2桁架单元模拟;混凝土桥面板下表面与钢梁顶板间法向为硬接触、切向为罚接触,添加Cohesive接触模拟栓钉剪力连接件的剪切刚度.为计算Cohesive接触属性参数,首先参考蔺钊飞等[23]的研究计算栓钉剪切刚度,再将剪切刚度平均到整个钢梁与混凝土桥面板的接触面上.钢筋通过内置区域嵌入混凝土单元中,钢纵梁、横梁间使用Tie绑定接触.半桥有限元中,跨中截面和桥面连接板对称截面均为对称约束,支座用滑动铰支座模拟.桥面混凝土单元尺寸100 mm,桥面连接板处加密到50 mm,钢梁单元尺寸为50 mm;全模型共70万单元数量.桥面板混凝土使用塑性损伤本构(CDP),桥面连接板区域使用UHPC超高性能混凝土,取弹性模量54.7 GPa,泊松比0.18,膨胀角56°,偏心率0.1,f_{b0}/f_{c0}=1.1,k=0.66,峰值拉应力9.7 MPa,峰值压应力138 MPa,具体应力应变及损伤曲线参考Shafieifar等人的研究[24-25],其余位置桥面板使用C50混凝土,按《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)取值[26],钢梁及钢筋使用多折线本构模拟[27],按照《钢结构设计标准》(GB 50017—2017)取值[28].

为验证有限元模型有效性,对比了有限元与荷载试验中在偏载工况下跨中四主梁的顶部挠度,偏载工况不仅能反映桥梁纵向刚度,还能反映横向刚度和有限元模型的有效性.

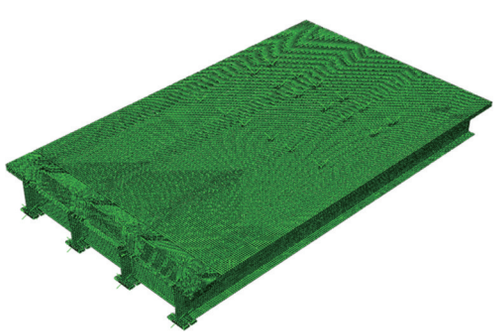

图8 有限元模型

Fig.8 Finite element model

如图9所示,在偏载下,各主梁挠度具有明显的横向分布特征.在一级加载中,荷载试验平均挠度3.93 mm,有限元模拟平均挠度3.87 mm,差距为1.41%;在二级加载中,荷载试验平均挠度8.15 mm,有限元模拟平均挠度7.60 mm,差距为6.78%;在三级荷载下,荷载试验平均挠度12.36 mm,有限元模拟平均挠度11.98 mm,差距为3.13%.三个荷载级别下有限元与荷载试验差距均小于10%,验证了有限元模型的有效性.

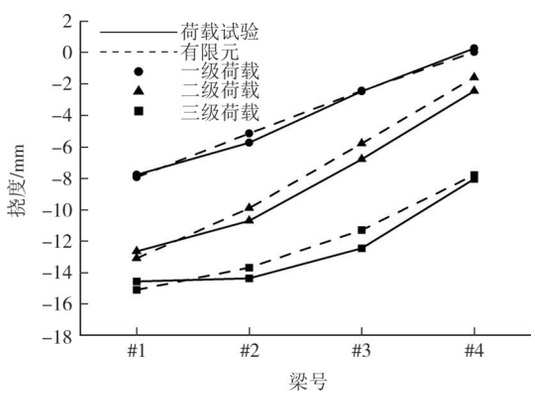

图9 有限元与荷载试验跨中挠度结果对比

Fig.9 Comparison of mind-span deflection results betweem FEM and load test

2.3 结果与分析

为了进一步研究连接板的变形,从载荷试验中获得两个中跨钢纵梁的端部转角,并将其用于挠度函数方程中,代入后级数方程中的第一项远大于其余项,因此计算仅取第一项,取修正系数ξ_n为2以严格满足每个边界条件方程.从有限元模型中提取钢梁顶板中线处的竖向位移曲线,并与理论结果进行比较.

图10为钢梁顶板中线处竖向位移曲线,反映了理论忽略钢梁端部局部变形后的竖向位移与有限元不忽略钢梁竖向位移的曲线差距;两条曲线总体斜率基本相同,说明有限元转角与荷载试验得到的转角结果接近;理论公式中忽略钢梁变形,竖向位移曲线为直线,最大竖向位移0.174 mm;有限元结果包含钢梁变形,曲线斜率在起始位置略大于理论解析曲线,在结束位置稍小于理论解析曲线,最大竖向位移

0.184 mm;理论解析解与有限元数值解相差5.4%.可见钢梁变形在总纵向位移中具有一定比例,但忽略钢梁变形产生的竖向位移误差相仅为区域在纵桥的尺寸0.002 5%,且桥面连接板应力函数由其位移函数的二阶偏导数项构成,因此忽略钢梁变形对于挠度函数存在一定影响,而对于工程中实际关心的应力影响较小.

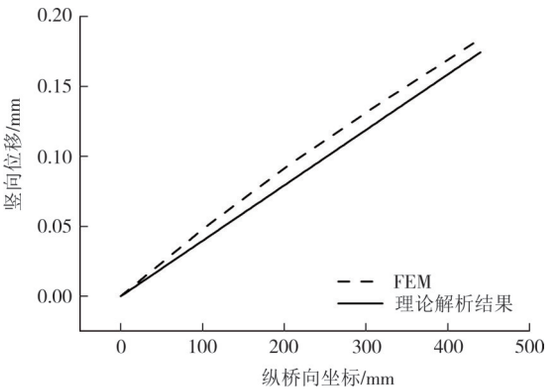

图10　连接板在钢纵梁顶板中线处的竖向位移

Fig.10　Vertical displacement at the midline of the top plate of the steel longitudinal beam

图11为桥面连接板在两纵梁中心线处的竖向位移曲线.此位置处的桥面连接板距离钢梁支撑最远,且此位置理论解析解相比有限元数值结果在起始位置处(端横梁处)转角偏大,这是由于在理论模型计算简化时,将端横梁截面按照固定支座截面计算,但实际此界面存在弯矩时,弯矩由混凝土板和端横梁承受,且为端横梁的面外弯矩,局部刚度远小于纵梁处,因此实际结构此位置存在端横梁存在绕横桥向的扭转变形.并且此曲线中还包含了钢梁变形的影响,在曲线后半段,忽略端横梁产生的转角变形的影响逐渐减小,忽略钢纵梁变形的影响逐渐增大,因此在后半段理论解析解相比有限元数值解偏小.同时由于理论推导过程中使用了近似的对称边界条件,即假设钢纵梁端部、两钢梁中心线处的桥面连接板转角近似为0,此近似边界条件造成了理论解曲线末端斜率为0,而实际桥面连接板在此位置仍有一定斜率.理论解析解法求得最大竖向位移为0.087 25 mm,有限元解法求得结果为0.093 81 mm,最大偏差值为6.99%,且两曲线总体趋势接近,因此本文对桥面连接板边界条件的简化是合理的.

图12提取了连接板在在钢梁端部位置的竖向位移沿横桥向分布的曲线,理论解析方法求解结果

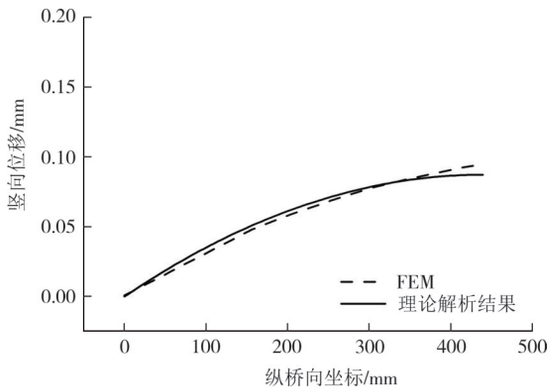

图11　两纵梁间中心线处连接板竖向位移

Fig.11　Vertical displacement of the link slabs at the centerline of the interval between the two longitudinal beams

与有限元数值方法求解结果曲线在靠近钢梁位置处接近,斜率基本一致;在两钢纵梁中心位置处相差增大,此挠度曲线差值为图10和图11中忽略钢梁变形及将边界条件简化所产生的误差;在理论中,挠度函数是级数形式的,而在本实例中仅取一项计算,舍去的级数余项影响了挠度函数在横桥向上的形状,也是理论解析解与有限元数值解曲线形状差异的原因;但本实例主要计算目的是横桥向应力,其最不利位置位于钢纵梁处,因此两钢纵梁中心处的竖向位移差距对于求解影响较小.

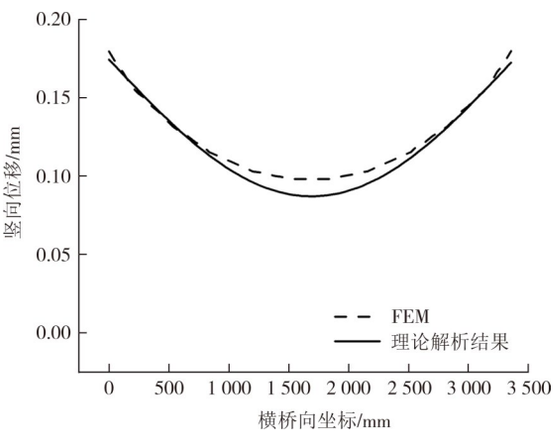

图12　钢纵梁端部连接板竖向位移

Fig.12　Vertical displacement of the link slabs at the end of steel longitudinal beam

3　桥面连接板的横向应力及参数分析

3.1　桥面连接板的横桥向应力

如图13所示,有限元模型提取的应变云图中,钢纵梁端部的UHPC连接板的上边缘处出现最大应变

值.该位置是纵梁端部位置,截面刚度发生突变,并引起纵向应力集中.钢梁顶部连接板位于横向负弯矩区,连接板上缘承受最大横向拉应力.两个方向的拉应力的共同作用导致该位置应力集中最为严重,从而使其更易开裂.

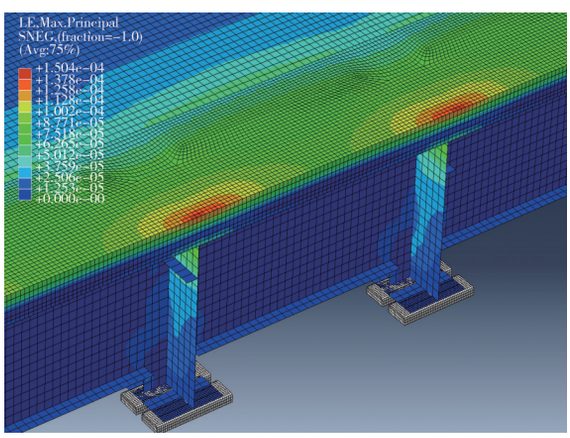

图 13 混凝土应变云图

Fig.13 Concrete strain cloud map

横桥向的应力可由连接板的挠度分布函数代入横向应力公式计算得到;纵桥向上,则按照本文 1.4 中方法先计算应变,得到桥面连接板上缘纵桥向方向拉应变为 122×10^{-6},再根据应力应变关系得到应力;各方法及实桥试验得到的应力结果见表 1.其中理论解析解得到的应变结果相比荷载试验实测值和有限元数值解均偏小,主要原因是理论方法是按照应变均匀分布在桥面连接板区域内计算,而实际上桥面连接板受钢梁约束,其变形在钢梁端部处更加集中,因此理论解相比实际结果偏小.

表 1 横向与纵向应力

Tab.1 Transverse and longitudinal stresses

方法	横桥向应力/MPa	纵桥向应力/MPa
有限元	2.67	6.96
理论计算	2.45	6.44
荷载试验	—	6.59

根据理论分析结果计算的横向和纵向应力结果显示横向与纵向桥梁应力比为 0.38∶1,表明钢纵梁端部的连接板在两个方向上都承受着拉应力.根据混凝土双轴应力理论[29],较高的双向拉应力虽然不会降低混凝土总体抗拉强度,但会使总拉应力显著提高,导致连接板裂缝提早发展,加剧病害发生.

3.2 横桥向应力的影响因素

根据本文提出的理论,峰值应力出现在钢纵梁端部位置的连接板上缘.现根据上文提出的应力计算方法分析连接板各尺寸参数对应力峰值的影响.在应力计算式中,与连接板区域关系最直接的两个参数为:支座到钢梁端部处长度 a 及纵梁横向间距 b.

下面计算公式中参数 a、b 在单独变化和同时变化时,连接板横桥向应力峰值的变化以及横纵向应力比的变化.

为了比较不同参数变化的影响,下面将使用变化后的参数值与试验桥中相应尺寸的比值作为绘图时的横坐标,这样可以将所有参数的变化值标准化,使其具有可比性.

1) 钢梁端部长度 a(支座到钢纵梁端部长度)对横桥向应力峰值及横纵向应力比的影响.

图 14 表明横向应力峰值与钢梁端部长度之间为线性关系.随着钢梁端部长度的增加,钢梁端部截面处的桥面连接板最大挠度也增加,即在钢纵梁端部截面上的桥面连接板挠曲线曲率更大,负弯矩曲的变形量更大,增加了负弯矩的强度,连接板上边缘的拉应力也更高.当钢梁端部长度增大时,桥面连接板区域宽度增加,变形能力增强,纵桥向应力减小,横桥向应力占比增加,且此占比增加速度比横桥向应力增长速度更快.在梁端长度变大到原来的 3/2 后,横桥向应力相比原尺寸增大了 50%,横纵应力比从 0.38 增大到 0.81,说明在较大梁端长度时,横桥向应力对连接板受力影响较大.

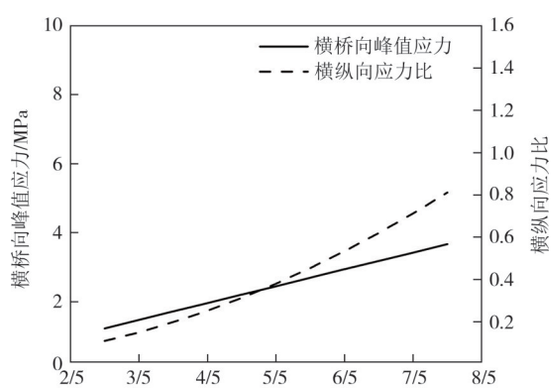

图 14 梁端长度的影响

Fig.14 Effect of the length from the support to the end of the beam

2) 纵梁横向间距 b 对横桥向应力峰值及横纵向应力比的影响.

图 15 中的曲线表明,当支座到钢梁端部的距离保持不变,梁端转角也不变时,连接板的最大竖向位移也保持不变.此时纵梁横向间距 b 越大,结构刚度越小,负弯矩区也越宽,使得桥面连接板的上边缘拉应、拉应力减小.纵梁横向间距对连接板纵桥向应力影响较小,而对横桥向应力影响显著,在间距缩小为原桥 3/5 时,横纵向应力比达到 1.05,说明在较小钢梁间距的情况下,忽略横桥向应力对桥面连接板受力及开裂计算影响较大.

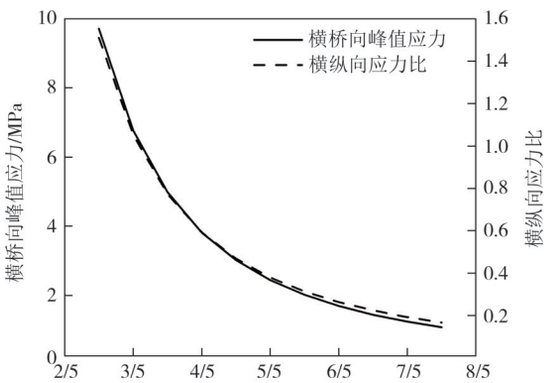

图 15　纵梁横向间距的影响

Fig.15　Effect of transverse spacing of longitudinal beams

3) 钢梁端部长度 a 和纵梁横向间距 b 同时以同比例变化(即 a/b 保持不变)对横桥向应力峰值及横纵向应力比的影响.

在这种参数变化情况下,梁端长度 a 与其在试验桥中原尺寸比值与纵梁间距 b 与其在试验桥中原尺寸的比值相同,即为图 16 中横坐标的值.

图 16 中的曲线表明,当上述两个参数同比例变化时,横向峰值应力随着结构整体尺寸的增加而减小,反映出钢梁间距对应力的影响更显著,在钢梁端部长度和纵梁横向间距比例不变的情况下,横纵向应力比随总体尺寸增大缓慢减小.

图 17 是三种参数变化形式对应力影响的比较,反映了三种参数变化对横桥向应力峰值的影响程度.根据上述结论,针对简支桥面连续体系桥梁而言,采用多片主梁更容易出现横桥向应力问题,特别是当纵梁数量较多且间距较小时,横向应力问题的影响更为严重.我国规范《公路桥涵设计通用规范》(JTG-D60-2015)未给出此方面的设计验算考虑.因

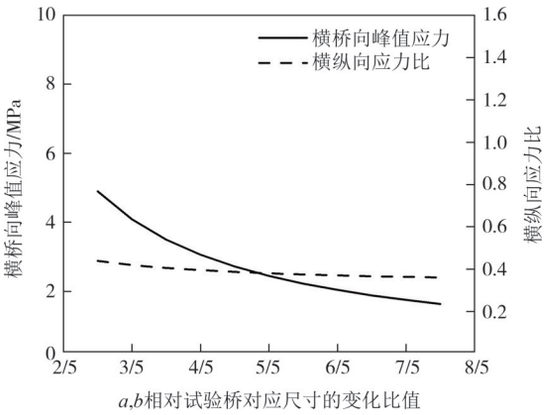

图 16　a、b 同比例变化的影响

Fig.16　Effect of a and b changes in the same proportion

此,建议对多主梁桥面体系增加连接板结构的横向应力计算,避免因忽略横向应力影响而导致结构过早开裂.

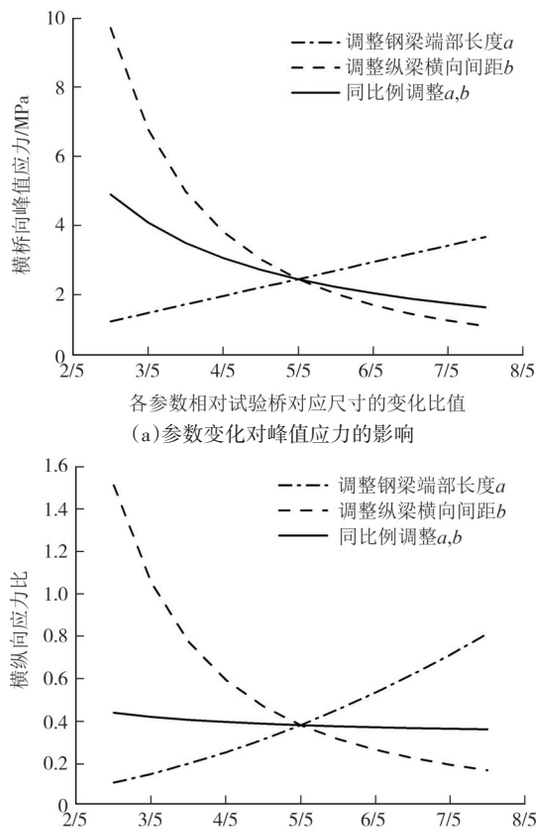

图 17　参数影响对比

Fig.17　Comparison of parameter effects

4　结 论

根据以上分析可得出以下结论:

1) 基于板的曲面偏微分方程,通过解析方法,推导了连接板挠度分布函数及横向峰值应力的解析解;依照一工程实例,建立了半桥有限元模型,并与荷载试验挠度结果验证吻合;将挠度分布和横向峰值应力的理论解与有限元解对比验证理论的有效性.

2)桥面连接板在梁端转角下整体受弯相对钢梁发生下挠,且根据挠度分布函数,桥面连接板相对钢梁下挠从支座向两跨对称面位置逐渐增加;连接板横纵向应力峰值均处现在钢梁端部处,钢梁端部处的桥面连接板上缘是应力最集中区域,且为双向受拉状态,最易发生开裂.

3)基于理论解析解,研究了应力峰值的影响因素,得到了三种参数变化情况下的横向拉应力峰值的变化趋势.在相同梁端转角下,横向应力随支座截面到钢梁端部处的距离增大而增大,随钢梁间距增大而减小,在支座到钢梁端部距离与钢梁间距比值不变时,横向应力随整体尺寸增大而减小.

4)研究了不同参数下横纵向应力比值曲线,在梁端长度增长或纵梁间距减小的情况下,横向应力占比会显著增长,此时横向应力对于桥面连接板总体应力分析影响较大,需考虑横桥向应力的影响.

参考文献

[1] BERNABEU L J. Evolución tipológica y estética de los puentes mixtos en Europa [D]. Madrid: Universidad Politécnica de Madrid, 2004.
BERNABEU L J. Typological and aesthetic evolution of composite bridges in Europe [D]. Madrid: Polytechnic University of Madrid, 2004.(in Spanish)

[2] GERVÁSIO H, DA S L S. Comparative life-cycle analysis of steel-concrete composite bridges[J]. Structure and Infrastructure Engineering, 2008, 4(4): 251-269.

[3] GHIMIRE J P, MATSUMOTO Y, YAMAGUCHI H, et al. Numerical investigation of noise generation and radiation from an existing modular expansion joint between prestressed concrete bridges[J]. Journal of Sound and Vibration, 2009, 328(1/2): 129-147.

[4] LOVEALL C L. Jointless bridge decks[J]. Civil Engineering, 1985, 55(11):64-67.

[5] MARQUES L J, DE B J. Inspection survey of 150 expansion joints in road bridges[J]. Engineering Structures, 2009, 31(5): 1077-1084.

[6] HU Z, SHAH Y I, YU S. Cracking analysis of prestressed steel-concrete composite girder at negative moment zone [J]. Arabian Journal for Science and Engineering, 2021, 46(11): 10771-10783.

[7] SUN J, YUE Z, HE Y, et al. Slip analysis of prestressed steel-concrete continuous composite beam [J]. Journal of King Saud University—Engineering Sciences, 2022: S101836392200006X.

[8] WOLDE-TINSAE A M, KLINGER J E, WHITE E J. Performance of jointless bridges [J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 1988, 2(2): 111-125.

[9] ALAMPALLI S, YANNOTTI A P. Inservice performance of integral bridges and jointless decks [J]. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, 1998, 1624(1): 1-7.

[10] CANER A, ZIA P. Behavior and design of link slabs for jointless bridge decks[J]. PCI Journal, 1998, 43(3): 68-80.

[11] WING K M, KOWALSKY M J. Behavior, analysis, and design of an instrumented link slab bridge [J]. Journal of Bridge Engineering, 2005, 10(3): 331-344.

[12] AU A, LAM C, AU J, et al. Eliminating deck joints using debonded link slabs: research and field tests in ontario [J]. Journal of Bridge Engineering, 2013, 18(8): 768-778.

[13] OKEIL A M, ELSAFTY A. Partial continuity in bridge girders with jointless decks[J]. Practice Periodical on Structural Design and Construction, 2005, 10(4): 229-238.

[14] EL-SAFTY A, OKEIL A M. Extending the service life of bridges using continuous decks[J]. PCI Journal, 2008, 53(6): 96-111.

[15] 丁勇, 黄奇, 黄剑源. 连续桥面简支梁桥静动力特性的理论分析方法研究[J]. 工程力学, 2015, 32(9): 100-110.
DING Y, HUANG Q, HUANG J Y. Theoretical analysis for static and dynamic characteristics of multi-simple-span bridge with continuous deck[J]. Engineering Mechanics, 2015, 32(9): 100-110. (in Chinese)

[16] GERGESS A N. Analysis of bonded link slabs in precast, prestressed concrete girder bridges [J]. PCI Journal, 2019, 64(3):47-65.

[17] GERGESS A N, DOUAIHY E Z. Effects of elastomeric bearing stiffness on the structural behavior of bonded link-slabs [J]. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, 2020, 2674(4): 428-443.

[18] GERGESS A N, HAWI P F. Structural behavior of debonded link-slabs in continuous bridge decks [J]. Journal of Bridge Engineering, 2019, 24(5): 04019030.

[19] WANG C, SHEN Y, ZOU Y, et al. Analysis of mechanical characteristics of steel-concrete composite flat link slab on simply-supported beam bridge [J]. KSCE Journal of Civil Engineering, 2019, 23(8): 3571-3580.

[20] ZHANG X, YAN Q S, JIA B Y, et al. An analytical method for full-range mechanical behavior of continuous slab-deck in multi-span simply supported concrete bridges [J]. Advances in Structural Engineering, 2022, 25(1): 98-116.

[21] LIU H Y, ZHAO S C, LI L. Study on bridge deck link slabs of simply supported girder bridges [J]. Advanced Materials Research, 2014(1079/1080): 280-285.

[22] XIANG N, LI J. Experimental and numerical study on seismic sliding mechanism of laminated-rubber bearings[J]. Engineering Structures, 2017, 141: 159-174.

[23] 蔺钊飞, 刘玉擎, 贺君. 焊钉连接件抗剪刚度计算方法研究[J]. 工程力学, 2014, 31(7): 85-90.
LIN Z F, LIU Y Q, HE J. Research on calculation method of shear stiffness for headed stud connectors [J]. Engineering Mechanics, 2014, 31(7): 85-90.(in Chinese)

[24] SHAFIEIFAR M, FARZAD M, AZIZINAMINI A. Experimental and numerical study on mechanical properties of Ultra High Performance Concrete (UHPC) [J]. Construction and Building Materials, 2017, 156: 402-411.

[25] 张世顺, 田径, 陈东, 等. 预制节段UHPC梁接缝抗剪性能的有限元模拟[J]. 工程力学, 2023, 40(1): 1-15.
ZHANG S S, TIAN J, CHEN D, et al.Finite element modelling of the shear behavior of joints in precast segmental UHPC bridge girders[J]. Engineering Mechanics, 2023, 40(1): 1-15.(in Chinese)

[26] 混凝土结构设计规范:GB 50010—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
Code for design of concrete structures: GB 50010—2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.(in Chinese)

[27] 施刚, 朱希. 高强度结构钢材单调荷载作用下的本构模型研究[J]. 工程力学, 2017, 34(2): 50-59.
SHI G , ZHU X . Study on constitutive model of high-strength structural steel under monotonic loading [J]. Engineering Mechanics, 2017, 34(2): 50-59. (in Chinese)

[28] 钢结构设计标准:GB 50017—2017[S]. 北京: 中国建筑工业出版社,2017.
Standard for design of steel structures: GB 50017—2017 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press,2017. (in Chinese)

[29] KUPFER H, HILSDORF H K, RUSCH H. Behavior of concrete under biaxial stresses [J]. Journal Proceedings, 1969, 66(8): 656-666.