

斜腹板钢箱组合梁负弯矩区非线性受力性能

苏庆田, 杨国涛, 吴冲

(同济大学 桥梁工程系, 上海 200092)

摘要: 通过模型试验研究了斜腹板钢箱组合连续梁中间支座处负弯矩区的非线性力学性能。测试了在不同荷载作用下沿纵向各部位的变形、不同截面的应变分布、混凝土板的裂缝分布、钢与混凝土之间的相对滑移以及整个结构的极限承载力等。试验表明, 试件在加载初始阶段呈现线弹性, 但由于混凝土裂缝较早出现, 试件在大部分的加载过程中表现为非线性特征; 此外, 混凝土中钢筋配筋率对斜腹板钢箱组合梁受力的影响显著, 配筋率较少时组合梁在混凝土开裂后刚度降低很快, 并使得钢梁较早屈服, 而配筋率适当的斜腹板钢箱组合梁表现出了较好的力学性能。试验结果与现行组合梁设计方法对比分析表明, 规范规定采用简化折减刚度法计算斜腹板钢箱组合梁的整体变形是安全可行的, 以混凝土裂缝宽度为 0.2 mm 对应的承载能力作为斜腹板钢箱组合梁正常使用状态下的承载力具有较大的安全储备。

关键词: 钢箱组合梁; 斜腹板; 负弯矩区; 混凝土开裂

中图分类号: TU 312

文献标识码: A

steel-box composite girder significantly. The stiffness of the composite girder with less reinforcement ratio decreased rapidly and caused steel yield earlier, while excellent mechanical behaviors were presented in inclined web steel-box composite girder with proper reinforcement ratio. Comparison between the testing results and relatively designing method of composite girder indicates that the simplified discounting stiffness method in code GB50017-2003 for calculating the deflection of inclined web steel-box composite girder is safe and feasible. Large bearing capacity reservation exists in inclined web steel-box composite girder when the bearing capacity with concrete crack width 0.2 mm is taken as its normal service state bearing capacity.

Key words: steel-box composite girder; inclined web; hogging moment zone; concrete cracking

Non-linear Behavior of Hogging Moment Zone of Inclined Web Steel-box Composite Girder

SU Qingtian, YANG Guotao, WU Chong

(Department of Bridge Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: Two experiments for inclined web steel-box composite girder were carried out to investigate the non-elastic behavior of the hogging moment zone at the intermediate supports of continuous girder. Tests were made of the deformation of the girder along the longitudinal direction, strains distribution on various sections, formation and propagation of concrete cracks, slips between steel girder and concrete and bearing capacities of these experimental specimens. Experiment results show the specimens behave non-linearly most time though they behave linearly at the beginning of the loading. Additionally, the reinforcement ratio affected the mechanical behavior of the inclined web

钢-混凝土组合梁在建筑结构和桥梁工程中得到了越来越广泛的应用^[1]。在多跨桥梁中采用连续组合梁是比较经济可行的方案。连续组合梁在中间支点附近存在负弯矩区, 负弯矩区的存在使得钢梁底部容易屈曲、混凝土板容易开裂, 导致结构的承载力和耐久性降低。针对连续组合梁负弯矩区的受力特点, 国内外学者进行了大量研究, 得到一些有效合理的方法, 如针对钢梁底板容易失稳特点, 采用了加大底板厚度和加劲肋尺寸的方法; 为了避免混凝土开裂, 采用了施加预应力^[2]、使用剪力连接件和优化施工顺序等方法。另外, 采用允许混凝土开裂但是限制裂缝宽度的设计理念可以大大提高连续组合梁的经济性^[3]。

腹板倾斜的钢箱组合梁由于其截面传力效率高, 钢梁底板宽厚比小不易失稳, 底板的有效宽度大, 下部墩身尺寸显著减少, 土地资源节省等优点逐渐在桥梁工程中被大量使用。目前, 国内外对连续梁

收稿日期: 2011-10-08

基金项目: “十一五”国家科技支撑计划(2009BAG15B02, 2009BAG15B03)

第一作者: 苏庆田(1974—), 男, 副教授, 主要研究方向为钢与组合结构桥梁。E-mail: sqt@tongji.edu.cn

通讯作者: 杨国涛(1986—), 男, 博士生, 主要研究方向为钢与组合结构桥梁。E-mail: 2010expo@tongji.edu.cn

负弯矩力学性能的研究主要是针对工字形钢板组合梁和矩形钢箱组合梁开展的^[4-6],对于腹板倾斜的钢箱组合梁负弯矩区的力学性能研究不多.国内桥梁设计规范中没有斜腹板钢箱组合梁设计的相关内容,而国外的组合梁设计规范中有关负弯矩区设计问题是基于组合钢板梁的试验得到,不同国家的规定差别较大.斜腹板钢箱组合梁中间支座的负弯矩区混凝土受拉开裂,导致组合梁的刚度变化和内力重分配,使得组合梁的负弯矩区域受力较为复杂并呈现高度非线性特征.鉴于钢与混凝土组合梁负弯矩区受力复杂,该部位裂缝的发生与发展对连续梁刚度变化以及内力重分配的影响需仔细研究^[7-8].

本文进行了两根斜腹板钢箱组合梁在负弯矩作用下的静力荷载试验,研究配筋率对负弯矩区受力性能的影响,分析了在不同荷载作用下组合梁截面上的应力分布、混凝土裂缝的开展以及各截面抗弯刚度和中性轴的变化情况,得到了计算斜腹板组合梁的变形和承载力可行的方法.

1 试验设计

1.1 试验试件

本文的两根斜腹板钢箱组合梁试件(NSN-1 和 NSN-2)具有相同的截面尺寸和跨径布置,但配筋率不同,如图 1 所示.试件纵向总长度为 5.50 m,梁高为 0.55 m,由上面的混凝土板和下面的倒梯形钢梁组成.在加腋部分混凝土板厚度为 100 mm,其他部分厚度为 80 mm,混凝土板宽度为 1400 mm.钢梁顶板、腹板和底板的厚度分别为 6,4 和 8 mm.每侧的顶板上布置有两排剪力钉,横向间距为 80 mm,纵向间距为 120 mm,焊钉直径为 13 mm,高度为 80 mm.横向配筋和纵向配筋在混凝土板中两层布置,如图 1c,1d 所示.试件 NSN-1 和试件 NSN-2 的混凝土板的纵向配筋率分别为 1.85% 和 0.97%,横向钢筋间距均为 80 mm.

1.2 材料特性

试验当天两试件 NSN-1 和 NSN-2 混凝土的立方体抗压强度分别为 58.37 和 89.89 MPa,劈裂强度分别为 3.25 和 3.30 MPa,抗压弹性模量分别为 35780 和 35970 MPa.试件中厚度为 4,6 和 8 mm 钢板的屈服强度平均值分别为 365.92,349.82 和 415.01 MPa,极限强度平均值分别为 539.62,487.07 和 493.94 MPa.直径为 6 和 8 mm 钢筋的屈服强度平均值分别为 385.16 和 429.42 MPa.

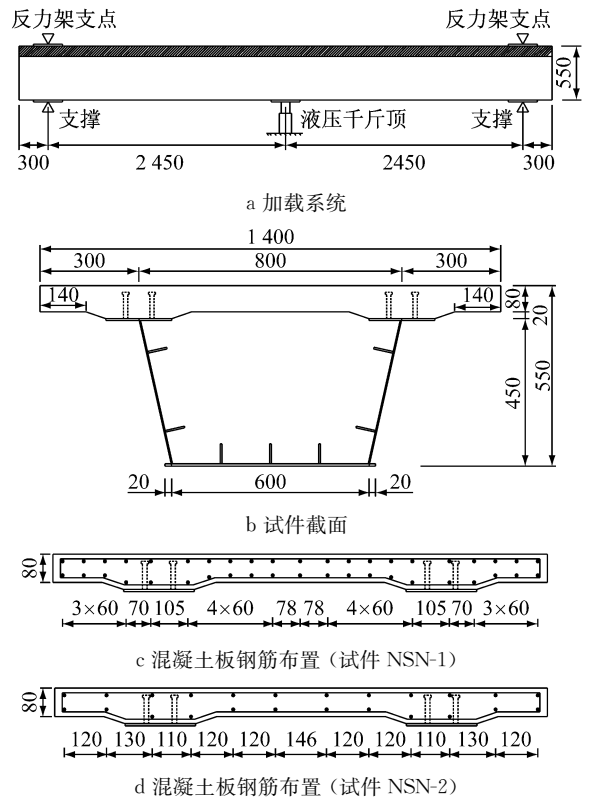


图 1 试验试件构造 (单位:mm)

Fig. 1 Outline of test specimens (unit: mm)

1.3 加载方式与测点布置

试件加载过程中试件在两端采用辊轮支撑,在试件底端跨中采用液压千斤顶加载.正式加载分两阶段进行,第一阶段荷载值从 0 至 800 kN,每级荷载约为 40 kN,持荷 15 min 后采集试验数据;第二阶段从 800 kN 至试件破坏,每级 100 kN,控制在 3 min 内缓慢加载.试验加载至极限荷载后,缓慢卸载至零.整个加载及卸载过程中连续采集试验数据.试验中测量的关键截面如图 2 所示.

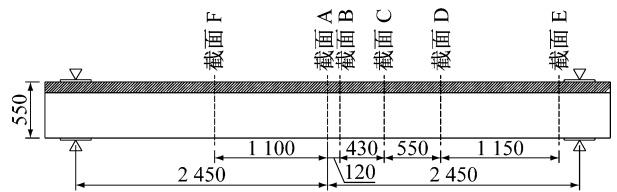


图 2 试验中关键测试截面位置 (单位:mm)

Fig. 2 Critical sections measured in the tests (unit: mm)

2 试验结果

2.1 荷载挠度曲线

整个加载过程中的荷载挠度曲线如图 3 和图 4 所示.由图 3 看出,在初始阶段,试件 NSN-1 和试件

NSN-2 的荷载挠度关系基本相同,但是在施加的竖向荷载到达 200 kN 以后,试件 NSN-2 的刚度要低于试件 NSN-1. 试件 NSN-1 的极限荷载为 975 kN,要比试件 NSN-2 的极限荷载(815 kN)高 19.6%. 达到极限状态后,试件 NSN-1 承载力下降较快,而试件 NSN-2 达到极限状态后承载基本可以水平延续至最大挠度为 76 mm. 造成这种现象的原因为在极限状态两试件在跨中进入塑性的长度不一样,根据图 4 所示,试件 NSN-2 的塑性区域长度要明显大于试件 NSN-1.

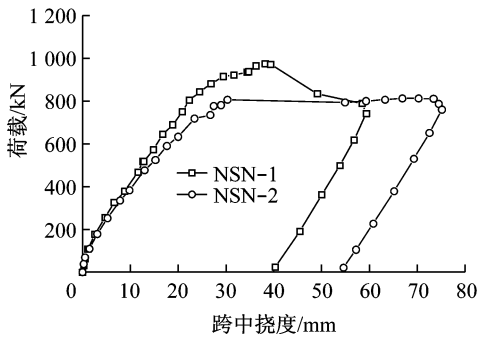
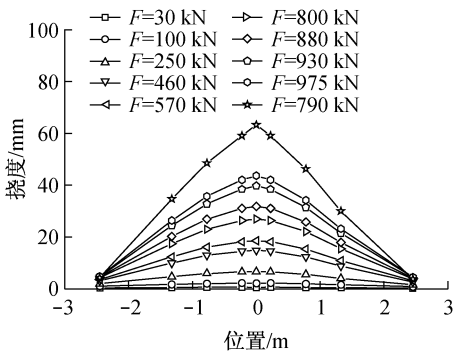
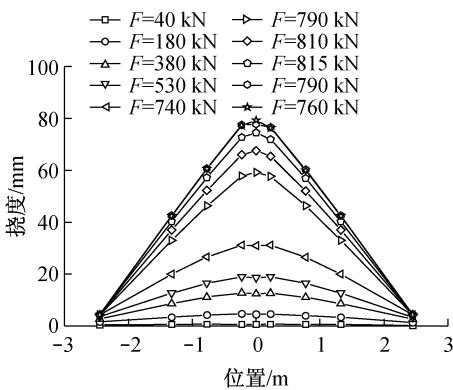


图 3 荷载-挠度曲线

Fig.3 Load-deflection curve



a 试件 NSN-1 变形



b 试件 NSN-2 变形

图 4 试件竖向变形

Fig.4 Vertical deflection of the specimens

2.2 钢梁应变

试件 NSN-1 和试件 NSN-2 的跨中截面 A 上、下翼缘(顶底板)的荷载应变关系如图 5 所示,两个试件的上翼缘应变要大于下翼缘. 在相同的荷载作用下,两个试件钢梁下缘的应变基本相同,但是 NSN-1 上缘的应变要小于 NSN-2 的,这说明混凝土中钢筋的数量对组合梁的受力有非常重要的影响. 在极限状态时两个试件钢梁下缘基本处于弹性状态而上缘达到了屈服状态,试件 NSN-1 跨中的塑性发展程度要高于试件 NSN-2.

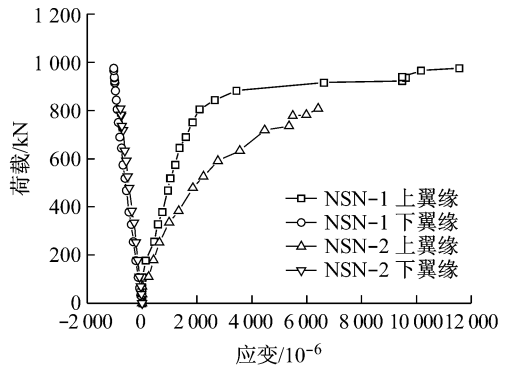


图 5 钢梁上、下缘的荷载-应变关系(截面 A)

Fig.5 Load-strain relationship of the steel girder (Section A)

由于组合梁在跨中截面 A 处焊接了 10 mm 厚的钢板用于施加荷载,同时也模拟实桥中支座上方钢梁底板的局部加厚构造,因此该部位底板的应力往往不是最不利位置,本次试验也证实了此现象. 本文取没有加厚钢板的截面 B,得到沿截面竖向不同位置处的应变随着荷载的变化如图 6 所示. 从图中可以看出随着荷载的增加截面中性轴的变化过程,先从组合截面的中性轴下降至开裂截面的中性轴,最后趋近于塑性截面的中性轴. 试件 NSN-1 截面中性轴下降速度要比试件 NSN-2 慢,是由于试件 NSN-1 的钢筋数量比试件 NSN-2 的多起到的作用.

试件 NSN-1 和试件 NSN-2 的截面 C 处底板沿横向不同位置处的应力随着荷载的变化如图 7 所示. 从图中看出,在加载初期两个试件底板的应变分布比较均匀,但随着荷载的增大两个试件底板的应变分布不均匀,在靠两个腹板处的底板应力高于底板中央处应力,这说明剪力滞效应在外倾式腹板组合梁的底板中存在. 而且随着荷载的增加,两个试件底板的剪力滞效应愈加明显,达到极限状态时试件 NSN-1 的剪力滞效应比试件 NSN-2 的更明显.

2.3 钢筋应变

试件 NSN-1 和试件 NSN-2 跨中截面处钢筋的

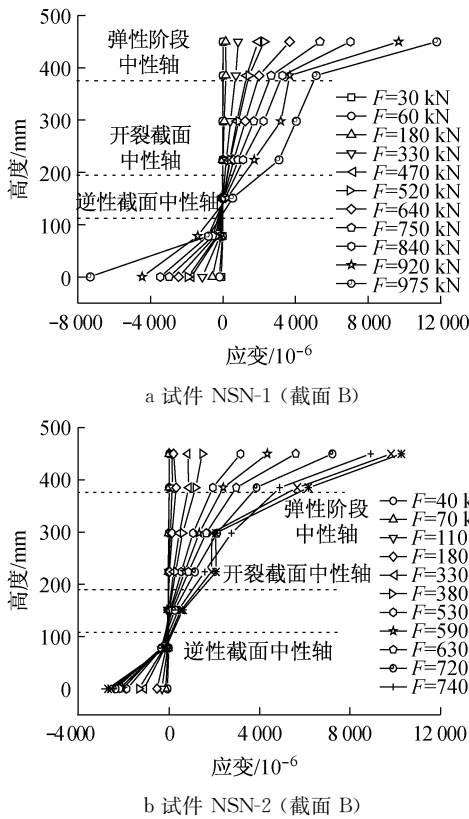


图 6 试件沿竖向的截面应变分布

Fig. 6 Sectional strain of the steel girder in vertical direction of test specimens

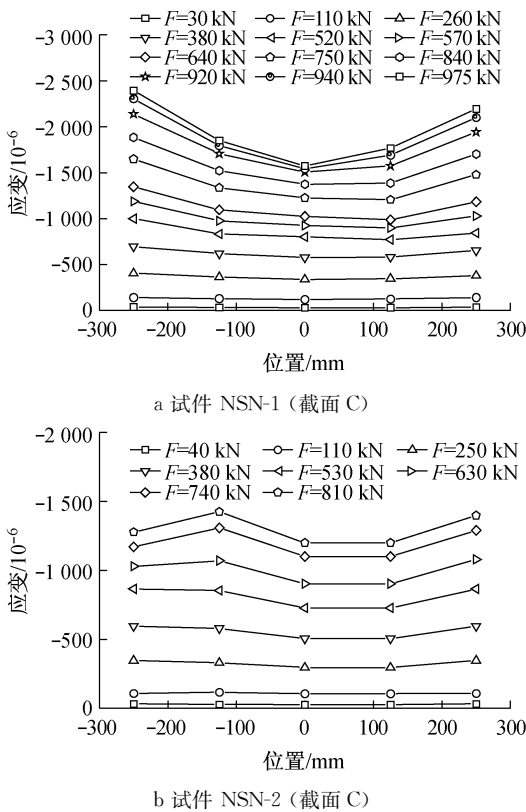


图 7 钢梁底部沿横向的截面应变分布

Fig. 7 Sectional strain of the steel girder at the bottom flange in transverse direction of test specimens

应变随着荷载变化情况如图 8 所示. 在加载的初始阶段两个试件钢筋的应变随荷载成线性关系, 但随着荷载的增加试件 NSN-2 的混凝土开裂并导致其跨中位置处钢筋应变显著增加, 并迅速达到屈服; 而试件 NSN-1 的钢筋应变增加不明显. 在工程设计中, 通过设置钢筋最小配筋率可以满足在混凝土开裂时钢筋未屈服的要求. 对于组合梁, 当混凝土板厚度不是很大时, 可以近似把混凝土板看作轴心受力构件, 对于试件 NSN-1 和试件 NSN-2 的混凝土板按照轴心受力构件计算得到的最小配筋率分别为 0.97% 和 0.99%. 试件 NSN-2 的实际配筋率小于最小配筋率的限制, 导致了混凝土开裂后钢筋马上屈服, 引起了试件变形和裂缝宽度显著增加.

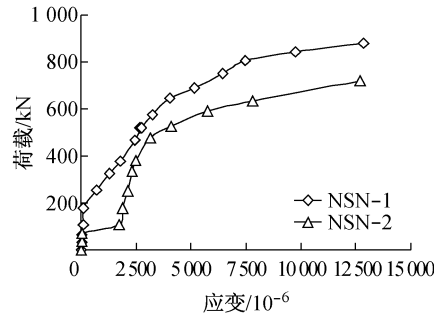


图 8 钢筋应变

Fig. 8 Strain of the steel reinforcements

2.4 混凝土裂缝

试件 NSN-1 的混凝土板初始裂缝出现于荷载 100 kN 时, 几乎贯通板宽, 初始裂缝最大宽度为 0.09 mm. 当荷载增大到 380 kN 时, 裂缝主要集中于中支点两侧 2.5 倍梁高范围内, 最大裂缝宽度为 0.22 mm, 主要贯通裂缝间距约 15 cm. 当荷载达到 760 kN 时, 裂缝分布基本与极限状态下裂缝分布相同, 约在中支点两侧 3.5 倍梁高范围内, 此时最大裂缝宽度为 0.37 mm. 当荷载达到 950 kN 接近极限荷载时, 裂缝最大宽度达到 0.60 mm.

试件 NSN-2 的混凝土板初始裂缝出现于荷载 100 kN 时, 几乎贯通板宽, 初始裂缝最大宽度为 0.21 mm. 当荷载增大到 380 kN 时, 裂缝主要集中于中支点两侧 3 倍梁高范围内, 最大裂缝宽度为 0.47 mm, 主要贯通裂缝间距约 20 cm. 当荷载达到 760 kN 接近极限荷载时, 裂缝最大宽度达到 1.08 mm.

在 760 kN 荷载作用下混凝土板上表面和两个侧面上的裂缝分布情况如图 9 所示. 由于试件 NSN-1 和试件 NSN-2 的钢梁和混凝土的尺寸相同, 两个试件出现初始裂缝的荷载基本相同. 但由于配筋率

的不同,两个试件裂缝分布和裂缝宽度有所不同,其中配筋率高的试件 NSN-1 的裂缝间距和裂缝宽度均比配筋率低的试件 NSN-2 的小。

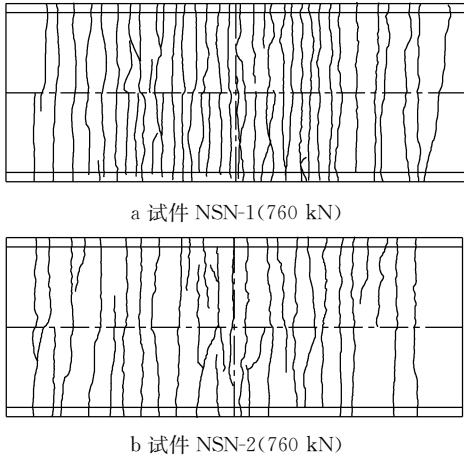


图 9 混凝土裂缝分布

Fig.9 Concrete crack distribution

2.5 组合梁的破坏现象

试件 NSN-1 和试件 NSN-2 的加载破坏过程大致相同. 在加载初期,混凝土板顶面受拉开裂,随着荷载的增加,混凝土板裂缝分布范围增大,裂缝宽度增加,钢筋和钢梁的应力增加,钢筋首先受拉屈服. 随着荷载的进一步加大,钢梁上翼缘受拉屈服,钢梁底板及近底板处腹板受压屈服. 当混凝土板内钢筋应力达到极限应变时,混凝土桥面板受拉断裂,结构破坏. 图 10 为试件中混凝土桥面板均受力断裂的破坏形态,钢梁底板及腹板未见明显的屈曲变形,此时剪力钉的滑移均小于 0.1 mm.



图 10 极限状态破坏形式

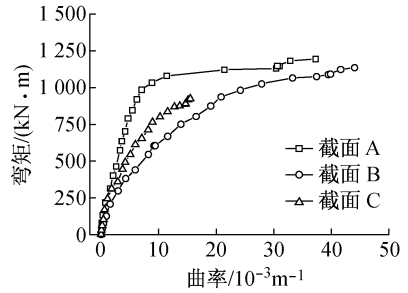
Fig.10 Failure mode of the composite girder

3 组合梁负弯矩受力特性讨论

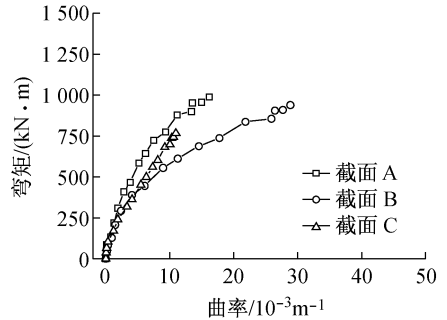
3.1 弯曲曲率关系

两试件的弯矩曲率关系如图 11 所示,其中弯矩是由千斤顶施加的力换算得来,而曲率由测得应变换算得来. $\kappa = (\epsilon_1 - \epsilon_2) / \Delta h$,其中 κ 为某截面的曲率,

ϵ 为截面某位置处的应变, Δh 为两应变测得的竖向距离. 由图 11 看出,组合梁不同截面的弯矩-曲率关系规律一致,在加载初始阶段,各个截面的弯矩-曲率呈现线性关系,但随混凝土的开裂,截面的弯矩-曲率表现出明显的非线性特性. 两个试件截面 A 的抗弯刚度略高于其他两个截面,主要是在跨中处钢梁底板上有局部加厚的垫板造成的.



a 试件 NSN-1



b 试件 NSN-2

图 11 试件各截面的弯矩-曲率关系

Fig.11 Moment-curvature relationship of different sections of the test specimens

3.2 抗弯刚度

由于混凝土的开裂、钢筋混凝土构件的拉伸强化效应以及钢筋和钢板的屈服,组合梁负弯矩区各截面在混凝土开裂后刚度不断变化. 截面抗弯刚度可以由弯矩增量与曲率增量的比值求得,不同弯矩时截面 B 的抗弯刚度 E 如图 12 所示. 在混凝土开裂之前,截面抗弯刚度较大并且为一定值,混凝土开裂之后抗弯刚度迅速下降. 由于钢筋混凝土的拉伸强化效应,截面刚度并不是一开裂就直线下降至开裂截面的刚度. 随着裂缝的扩展,截面的抗弯刚度稳定在开裂截面(钢筋和钢梁组成的截面)的刚度值的附近;随着荷载的继续增大,部分钢截面进入塑性,截面抗弯刚度继续降低,此时截面进入塑性扩展阶段. 从两个试件截面刚度变化情况看,试件 NSN-2 的刚度下降比试件 NSN-1 快很多,同时在开裂截面刚度附近试件 NSN-1 荷载持续范围明显比试件 NSN-2 大,这完全是由于配筋率不同造成的.

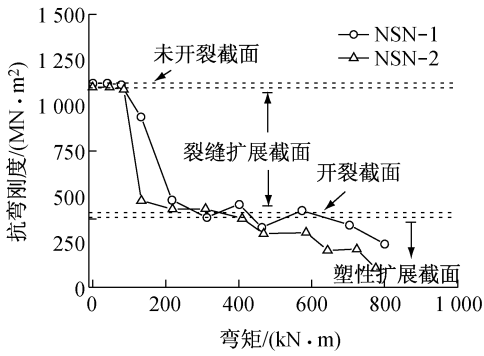


图 12 不同荷载下试件的截面刚度

Fig.12 Stiffness of the test specimens under different loads

对于整个斜腹板钢箱组合梁而言,由于不同截面裂缝开展情况不同,各截面的刚度差别很大,要准确计算组合梁在荷载作用下的挠度需要复杂的非线性分析. GB50017—2003^[9]给出了计算钢板组合梁挠度的简化分析方法,在中间支点两侧各 0.15 倍跨径范围内采用开裂截面的刚度,其他部分采用组合截面的刚度. 仿效该方法,计算斜腹板组合梁的整体变形采用图 13 所示的刚度分布,在半跨梁范围内未开裂的组合截面长度为 L_1 、开裂部分的截面长度为 L_2 ,对应的刚度分别为 E_1 和 E_2 . 在跨中集中荷载 F 作用下各位置的竖向位移如下:

$$y = \begin{cases} \frac{\frac{F}{12}x^3 + \frac{E_1}{E_2}(-\frac{F}{4}L_2^2 - \frac{F}{2}L_1L_2)x - \frac{F}{4}L_1^2x}{E_1}, & 10 < x < L_1 \\ \frac{\frac{F}{12}x^3 - \frac{F}{4}(L_1 + L_2)^2x - \frac{F}{6}\frac{E_2}{E_1}L_1^3 + \frac{F}{6}L_1^3}{E_2}, & L_1 < x < L_1 + L_2 \end{cases} \quad (1)$$

根据《公路桥涵钢筋混凝土及预应力混凝土结构设计规范》^[10]对于正常使用条件下混凝土裂缝宽度不超过 0.2 mm 的要求. 对正常配筋率的试件 NSN-1 进行计算分析,试验结果显示在 0.2 mm 裂缝宽度对应的荷载为 338.6 kN,此时跨中位移为 6.82 mm,未开裂组合截面刚度为 $E_1 = 291.6 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$,开裂组合截面刚度为 $E_2 = 114.9 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$,根据试验测得跨中位移与根据式(1)计算的跨中位移相等确定 L_1 与 L_2 ,得到 $L_1 = 1.10 \text{ m}$, $L_2 = 1.35 \text{ m}$,即开裂截面范围占整个梁长度为 $1.35 / (1.35 + 1.10) = 0.55$.

对于如图 13 所示的两跨连续梁在跨中集中荷载作用下,中间支点附近承受负弯矩的区域长度为

$0.25L + 0.25L$. GB50017—2003^[9]规定的开裂截面范围为 $0.15L$,占整个负弯矩区长度比例为 $0.15L / 0.25L = 0.60$. 说明按照规范的方法取负弯矩区开裂截面的范围对于计算斜腹板箱形组合梁的变形是偏安全的. 对 $L_1 = 1.10 \text{ m}$, $L_2 = 1.35 \text{ m}$ 的开裂状态组合梁的试验挠度与计算挠度对比如表 1 所示.

表 1 试验挠度与计算挠度对比

Tab.1 Comparison of the deflection between test result and the calculated

距跨中 距离/m	挠度/mm		(1)/(2)
	(1)试验	(2)计算	
0	6.82	6.82	1.00
0.23	6.66	6.73	0.99
0.78	5.54	5.85	0.95
1.33	3.63	4.23	0.86

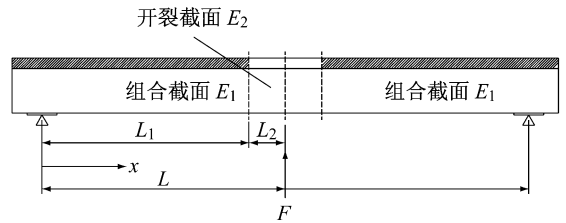


图 13 斜腹板组合梁刚度取值计算

Fig.13 Stiffness calculation of the inclined web composite girder

3.3 抗弯承载力

在表 2 中给出了两个试件在混凝土初始开裂状态、钢梁边缘屈服状态和全截面屈服状态的计算荷载和试验测试荷载. 其中开裂荷载分别按基于最大拉应力的线弹性理论(如图 14a 所示)和 CEB/FIP—1990^[11]给出的双折线本构模型(如图 14b 所示)计算得到,取混凝土开裂拉应变为 0.00015. 结果表明,混凝土开裂荷载的试验值小于计算值(表 2),可能由于混凝土浇筑过程中的初试缺陷以及混凝土中的钢筋和焊钉造成的截面削弱引起. 按照钢梁边缘屈服状态计算得到试件 NSN-1 组合梁的承载力要小于试验值,主要是该梁的配筋率较高,当钢梁上翼缘达到屈服时钢筋已经达到了强化阶段造成的,而按照全截面屈服计算得到的试件 NSN-1 组合梁的承载力要大于试验值,主要是组合梁达到极限承载力时其底部钢板仍处于弹性状态,截面并没有达到全截面塑性.

以配筋率适当的试件 NSN-1 组合梁为例,从各个不同阶段的承载力可以看出:斜腹板钢箱组合梁的负弯矩区在正常使用荷载作用下(大于 107 kN)会较早出现混凝土开裂,采用裂缝宽度作为控制组合梁使用承载力是比较科学合理的,但以混凝土裂

缝宽度为 0.2 mm 对应的荷载(338 kN)仍比按照边缘屈服准则得到的荷载(730kN)低很多. 该组合梁从边缘屈服状态到全截面屈服状态过程中其承载力提高了 1.34 倍,说明该组合梁具有良好的塑性发展能力. 若以全截面屈服状态的荷载(975 kN)作为其极限承载能力,可见以混凝土裂缝宽度为 0.2 mm 对应的荷载(338 kN)作为斜腹板钢箱组合梁正常使用状态下的承载力具有较大的安全储备,安全系数为 $975/338=2.88$ 倍. 能否进一步提高斜腹板钢箱组合梁正常使用状态承载力的标准需结合组合梁的

耐久性进行专门的研究.

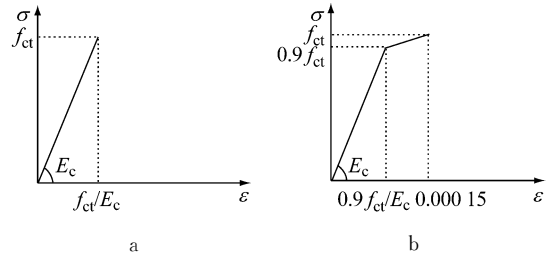


图 14 混凝土拉伸时的应力应变关系
Fig. 14 Stress-strain relationship of the concrete in tension

表 2 试件的开裂荷载与极限荷载

Tab.2 Cracking loading and ultimate loading of test specimens

试件	初始开裂时的荷载/kN					承载力/kN					
	试验(1)	弹性计算(2)	(1)/(2)	CEB/FIP计算(3)	(1)/(3)	边缘屈服			全截面屈服		
						试验(4)	计算(5)	(4)/(5)	试验(6)	计算(7)	(6)/(7)
NSN-1	107	145	0.736	179	0.599	730	602	1.212	975	1024	0.952
NSN-2	109	139	0.782	170	0.641	459	531	0.864	815	915	0.890

4 结论

进行了两根不同混凝土板配筋率的斜腹板钢箱组合梁在负弯矩作用下的静力试验,得到了钢与混凝土之间的相对滑移、结构的荷载位移关系以及钢梁和混凝土板各部位的应变分布,以及组合截面的弯矩曲率关系、不同荷载作用下的截面刚度以及随荷载变化时中性轴的下降方式. 主要结论如下:

(1)混凝土板中配筋率的增加增大了结构的极限承载能力,在实际工程中要避免少筋组合梁,以防止混凝土开裂后钢筋应力迅速增加过早进入屈服,进而导致组合梁的刚度的急剧下降.

(2)《钢结构设计规范》(GB50017—2003)提出的组合梁刚度简化分析方法能够较安全地计算斜腹板钢箱组合梁在使用阶段的变形性能.

(3)在正常使用情况下,斜腹板钢箱组合梁负弯矩区的混凝土板会较早出现裂缝,采用混凝土裂缝宽度为 0.2 mm 对应的承载力作为斜腹板钢箱组合梁正常使用状态下的承载力是较为安全的.

参考文献:

[1] 樊健生. 钢-混凝土连续组合梁的试验及理论研究[D]. 北京:清华大学土木水利学院, 2003.
FAN Jiansheng. Experimental and theoretical study of continuous composite beams of steel and concrete [D]. Beijing: School of Civil Engineering of Tsinghua University, 2003.

[2] NIE J G, CAI C S, ZHOU T R, et al. Experimental and analytical study of prestressed steel-concrete composite beams

considering slip effect[J]. Journal of Structural Engineering—ASCE, 2007;133(4):530.

[3] Randl E, Johnson RP. Widths of initial cracks in concrete tension flanges of composite beams[C]// IABSE Proceedings P-54/82. Zurich: International Association for Bridge and Structural Engineering, 1982: 69—80.

[4] HE J, LIU Y, CHEN A, et al. Experimental study on inelastic mechanical behaviour of composite girders under hogging moment[J]. Journal of Constructional Steel Research 2010,66(1):37.

[5] Ryu H K, Chang S P, Kim Y J, et al. Crack control of a steel and concrete composite plate girder with prefabricated slabs under hogging moments[J]. Engineering Structures 2005,27(11):1613.

[6] 周安,戴航,刘其伟. 钢箱-预应力混凝土组合梁负弯矩区结构性能试验研究[J]. 土木工程学报,2009,42(12):69.
ZHOU An, DAI Hang, LIU Qiwei. Experimental study of the structural behavior of the negative bending zone of steel box-prestressed concrete composite beams [J]. China Civil Engineering Journal,2009, 42(12):69.

[7] Hajjar JF, Krzmarzick D, Pallarès L. Measured behavior of a curved composite I-girder bridge[J]. Journal of Constructional Steel Research 2010,66(3):351.

[8] Ryu H K, Kim Y J, Chang S P. Crack control of a continuous composite two-girder bridge with prefabricated slabs under static and fatigue loads[J]. Engineering Structures 2007,29(6):851.

[9] 中华人民共和国建设部. GB50017—2003 钢结构设计规范[S]. 北京:中国计划出版社, 2003.
Ministry of Construction of P R China. GB50017—2003 Code for design of steel structures [S]. Beijing: China Planning Press, 2003.

[10] 中华人民共和国交通部. JTG D62—2004 公路桥涵钢筋混凝土及预应力混凝土结构设计规范[S]. 北京:中国交通出版社, 2004.
Ministry of Transport of P R China. JTG D62—2004 Code for design of highway reinforced concrete and prestressed concrete bridges and culverts [S]. Beijing: China Communications Press, 2004

[11] Comite Euro-International du Beton. CEB-FIP model code 1990 [M]. London: Thomas Telford, 1993.