

文章编号: 1000-6869(2008)01-0075-08

波形钢腹板钢管混凝土梁受弯试验研究

陈宝春, 高 婧

(福州大学 土木工程学院, 福建福州 350002)

摘要:提出了一种新型的组合结构——波形钢腹板钢管混凝土梁,进行了 3 根模型梁的受弯试验。对试验梁的变形、应变、破坏模式和极限承载力等进行了分析,比较了上下弦管填充混凝土对梁受力性能的作用,并与钢管混凝土桁梁的试验结果进行了对比。结果表明,与钢管混凝土桁梁相比,波形钢腹板钢管混凝土梁避免了节点破坏问题,其抗弯刚度和极限承载力得到较大的提高;上弦钢管填充混凝土对提高极限承载力作用很大,下弦钢管填充混凝土也能提高梁的极限承载力,但作用小于上弦管;“拟平截面假定”的计算方法可以用于波形钢腹板钢管混凝土梁的极限承载力计算。

关键词:钢管混凝土;波形钢腹板;梁;试验;极限承载力

中图分类号: TU398.9 TU317.1 **文献标识码:** A

Experimental studies on concrete filled steel tubular beam with corrugated steel web under bending

CHEN Baochun, GAO Jing

(College of Civil Engineering, Fuzhou University, Fuzhou 350002, China)

Abstract: A new composite structure, concrete filled steel tubular (CFST) beam with corrugated steel web, was presented. Experiments of three beams were carried out. Stresses, displacements, failure modes and ultimate carrying capacity of the beams were analyzed and compared with each other, as well as CFST truss beam. Experimental results show that joint failure in CFST truss beam can be avoided by substituting web tubular members with corrugated steel web, and the flexible rigidity and ultimate load-carrying capacity is improved considerably. Filling concrete into the steel tube will lead to higher load carrying capacity. However, this improvement is more evident in upper chord than that in bottom chord. The Quasi-Plane-Section method can be used in calculation of load carrying capacity of CFST beam with corrugated steel web.

Keywords: concrete filled steel tubular; corrugated steel web; beam; experiment; ultimate load-carrying capacity

0 波形钢腹板钢管混凝土梁的提出

钢管混凝土构件以其优越的抗压性能主要用作以受压为主的建筑物柱、桥墩、拱肋等。日本也已将钢管混凝土(单圆管)作为梁应用于铁路桥之中^[1],它与钢梁桥相比可降低噪声、减小振动。实际上,用于梁,单圆管截面的抗弯效率太低,相对而言,由上下两根圆管和腹板组成的哑铃型截面抗弯效率可能更适合。文献[2]进行了钢管混凝土哑铃形梁受弯试验,研究结果表明,钢管混凝土哑铃形梁具有良好的弹塑性和延性,构件挠度达跨径的 1/20 时仍能继续承载,从这一点来说,其截面的抗弯刚度还是偏小。桁梁是受弯结构的合理结构形

式,可以以较小的管截面获得较大的抗弯能力。然而,文献[3]所进行的钢管混凝土桁梁的试验结果表明,其极限承载力以节点强度控制,不能充分发挥结构的整体极限承载力。

法国 1988 年建成的 Maupre 桥曾采用了以钢管混凝土为下弦杆、波形钢板为腹板的组合梁^[4]。该桥为七跨连续梁桥,主梁截面为等腰三角形,下弦管仅一根钢管混凝土构件,上翼缘为钢筋混凝土板(设置横向预应力筋),在截面内部有设置纵向预应力体外索。在前述对钢管混凝土哑铃形梁、桁梁受弯试验研究的基础上,受

基金项目:国家自然科学基金资助项目(50778043)

作者简介:陈宝春(1958—),男,福建罗源人,教授。

收稿日期:2006年10月

法国 Maupre 桥主梁结构的启发,本文提出波形钢腹板钢管混凝土梁这一新型组合结构,其上下弦管为钢管混凝土构件,上下弦管之间用波形钢腹板联接,这样与钢管混凝土桁梁相比,可以从根本上消除节点,提高结构的极限承载力;与钢管混凝土哑铃形梁相比,提高了截面抗弯能力。

波形钢板具有较高的剪切屈服强度。相比于平钢板,波形钢板的面外刚度和受剪承载力的较高。用波形钢板作为混凝土箱梁的腹板,不但可满足腹板的力学性能要求,而且大幅度的减轻了主梁自重,缩减了包括基础在内的下部结构所承受的上部恒载,还省去了施工时在腹板中布置钢筋、设置模板等繁杂的工作。此外,波形钢板纵向伸缩自由的特点使得其几乎不抵抗轴向力,能更有效地对混凝土桥面板施加预应力,提高了预应力效率。这种组合结构能减少工程量、缩短工期、降低成本,在施工性能和经济性能方面具有很大的吸引力。波形钢腹板 PC 组合箱梁桥技术自 1985 年法国 Cognac 桥建成以来,已在世界范围内得到广泛的应用,现已建成了 80 余座,并推广到部分斜拉桥和斜拉桥^[5-6]。本文第一作者最近提出了在混凝土拱桥中用波形钢腹板代替混凝土腹板的设想,并进行了跨径 420m 和 160m 的波形钢腹板钢管混凝土拱桥的试设计研究^[7-8]。当这种桥梁采用钢管混凝土劲性骨架施工时,施工阶段的劲性骨架就是波形钢腹板钢管混凝土拱。与波形钢腹板 PC 梁相比,波形钢腹板钢管混凝土梁中波形钢腹板可直接焊接在钢管上,省去了联接件构造,钢管混凝土弦杆的承载力也比普通混凝土高,可以不施加预应力。

无论是将波形钢腹板钢管混凝土梁直接用于受弯的结构中,还是将其用于受压弯的拱中,为了解这种新型组合结构的基本受力性能,均有必要对其进行试验研究。本文对波形钢腹板钢管混凝土梁进行了受弯加载的试验,并与上下弦杆不填充混凝土和仅上弦填充混凝土的波形钢腹板钢管梁进行了比较,对 3 个试件的变形与应变、破坏模式和极限承载力进行了重点考察。

1 试验概况

1.1 构件设计和材料特性

为便于比较,本文试件采用与文献 [3] 中相同的弦管截面形式。试验梁全长 3008mm,高 488mm,宽 222mm,计算长度(理论支承线间距) 2880mm。弦杆采用 $\Phi 89 \times 1.8$ 有缝钢管,径厚比为 49.4,平联采用 $\Phi 60 \times 1.6$ 有缝钢管。弦杆、腹板和平联完全焊接连接。腹板采用板厚为 2mm 的波形钢板。每根构件的用钢量约 118kg,略高于钢管混凝土桁梁每根的用钢量 110kg。应该指出的是,由于受市面上材料规格的限制本试验梁采用的 2mm 的波形钢板偏厚,因此实际的波形钢腹板钢

管混凝土梁的用钢量不会高于钢管混凝土桁梁。

支座处将下平联管径和壁厚加大为 $\Phi 140 \times 6.0$ 的圆管,内填混凝土。为使梁端部处的波形钢板不至于过早屈曲,在梁的理论支承线处加设加劲板(两端各 1 块),同时在加载位置各设 4 根加劲管。试验梁构造见图 1。

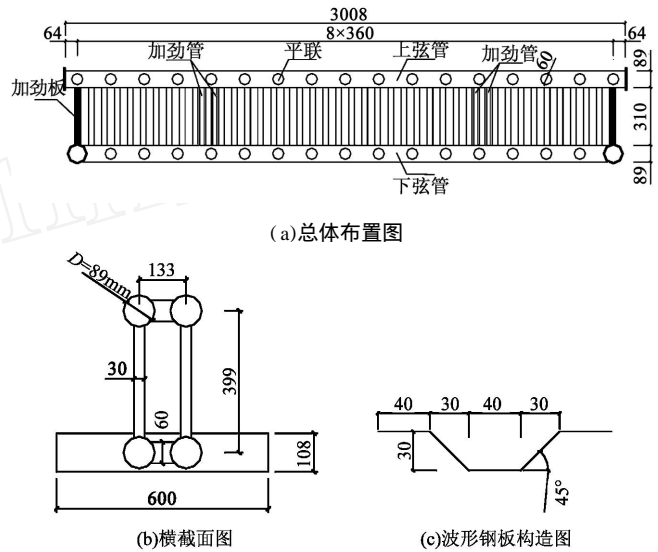


图 1 试验梁构造图

Fig 1 Configuration of test beam

试验梁共 3 根,分别是上下弦管均为空钢管(A 梁)、上弦管填 C40 混凝土(B 梁)及上下弦管均填充 C40 混凝土(C 梁)。由于 A 梁上弦管为空钢管,为了防止加载点处发生局部屈曲,在上弦管 $L/4$ 截面左右 15cm 范围内填充混凝土以局部加强。

管内混凝土的配合比为: 42.5 号普通硅酸盐水泥 砂 碎石 水 = 1 1.16 2.153 0.444。浇灌混凝土时,将构件竖立,从未焊盖板的上弦杆杆端和端部下平联开口处灌入混凝土,用 $\Phi 50$ 插入式振捣棒伸入钢管内部振捣,同时在试件的管壁外部用振捣棒和木锤侧振。等混凝土硬化收缩后将杆端混凝土磨平,在上弦杆杆端焊上封头盖板,并对下平联开洞处进行补焊。

材性试验结果:钢材屈服强度 $f_y = 428\text{MPa}$,屈服应变 $\epsilon_s = 2048 \times 10^{-6}$,极限强度 $f_u = 533\text{MPa}$,弹性模量 $E_s = 2.09 \times 10^5\text{MPa}$,泊松比 $\nu_s = 0.259$ 。混凝土立方体抗压强度为 $f_{cu} = 55\text{MPa}$,弹性模量 $E_c = 0.347 \times 10^5\text{MPa}$ 。

1.2 试验装置

试验梁置于两个钢台座上,梁两端的下平联与台座上的摩擦板直接接触,试件绕下平联支承点可以转动。试验在 500t 压力机上进行,加载板置于试件跨中上方,通过分配梁对试件进行对称点(距试验梁左端 $L/4$ 及 $3L/4$ 处)受弯加载,试验装置照片见图 2。

试验采用分级加载,每级荷载的持荷时间约为 3min,弹性范围内每级荷载为计算极限荷载的 1/10,当

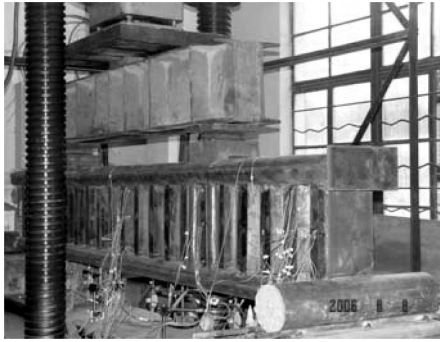


图 2 试验装置照片
Fig 2 Test set-up

试件荷载跨中挠度曲线进入非线性后每级荷载约为计算极限荷载的 1/20。当接近破坏时慢速连续加载,同时连续记录各级荷载所对应的变形值,直至荷载无法施加时停止试验。

1.3 测点布置

为了测量构件的应变与位移变化,在试件的上下弦管上设置了 16 个单向应变片以测定弦管应变,在波形钢腹板上设置了 49 个应变花以测定剪应变。同时,在下弦管的 $L/4$ 、 $L/2$ 及 $3L/4$ 位置设置了 6 个百分表以测定梁的挠度。图 3 所示为测点布置图。应变片、百分表读数采用数据自动采集系统采集。

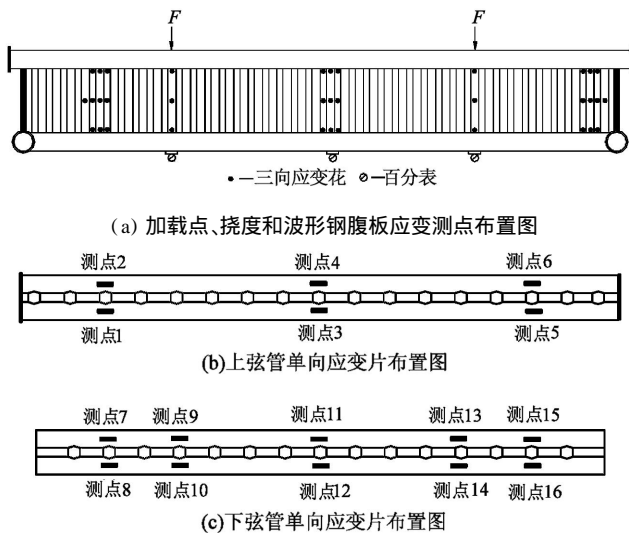


图 3 测量装置布置图
Fig 3 Distribution of strain gauges

2 试验结果分析

2.1 变形分析

在对称荷载作用下,结构的位移是对称的。图 4 所示为试验梁跨中与左端加载点截面的荷载挠度曲线。图中曲线可分为三段,即弹性段、弹塑性段及强化段,它不同于钢管混凝土桁梁因节点破坏而有一下降台阶的

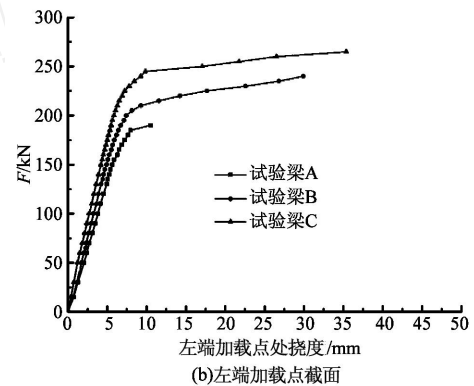
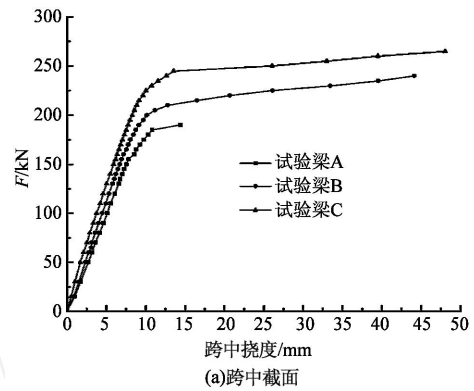


图 4 荷载挠度曲线

Fig 4 Load-deflection curves

荷载挠度曲线^[3],而与波形钢腹板 PC 梁的荷载挠度曲线相似^[9]。

在加载初期,即作用在 A、B、C 梁上荷载 F 分别在 0 ~ 165kN、0 ~ 185kN、0 ~ 215kN 范围内时,试验梁的挠度随荷载基本呈线性变化,梁处于弹性工作状态。此后,荷载挠度曲线开始偏离原来的直线,进入挠度与荷载增长均不明显的非线性段,斜率不断减小,梁进入弹塑性阶段;当施加在 A、B、C 梁上的荷载 F 分别超过 185kN、210kN 及 245kN 后,荷载挠度曲线呈线性增长,梁的挠曲变形迅速增长而荷载增长缓慢,结构进入强化段,此时上、下弦管钢管外缘均已进入塑性段。当 A、B、C 梁上的荷载 F 分别达到 190kN、240kN 及 265kN 时,荷载达到峰值,此时视为梁达到极限承载力,随后曲线出现急剧的下降段,停止试验。

文献 [3] 所进行的钢管混凝土桁梁试验,相应于本文 A、B、C 梁(弦管是否填充混凝土)的 B0、B1 和 B2 梁的极限荷载分别为 92.5kN、107.5kN 和 147.5kN,显然小于波形钢腹板钢管混凝土梁的承载力。换言之,波形钢腹板取代钢管腹板避免了节点局部破坏,大大提高了钢管混凝土梁的承载力。

图 5 为试验梁挠度曲线,试验梁的变形基本是对称的,而且变形曲线相似,基本上为半波正弦曲线,更接近于实体梁。弦管填充混凝土对梁的整体变形形状影响很小,但随上、下弦杆从钢管变为钢管混凝土,梁的抗弯

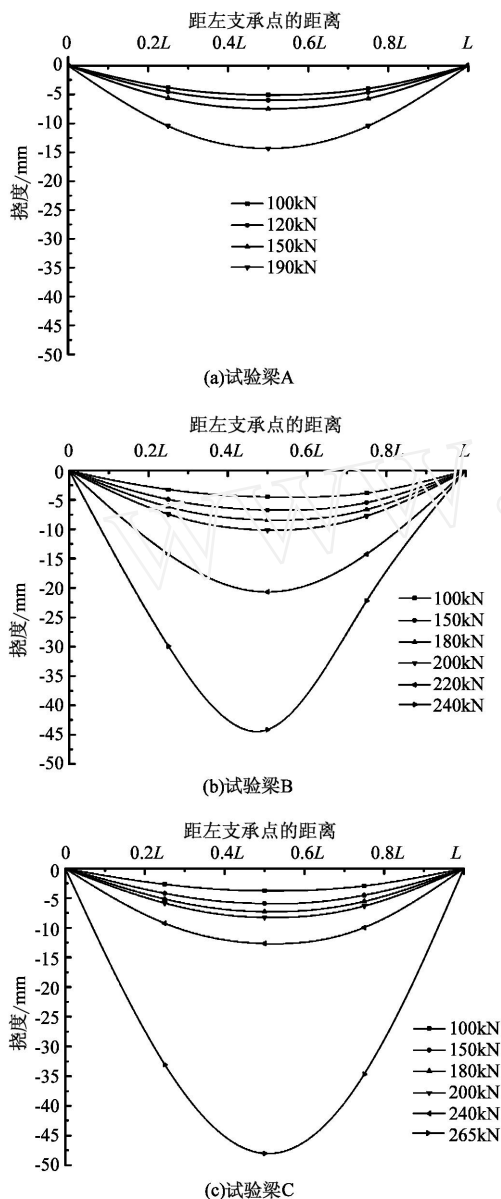


图 5 试验梁变形曲线

Fig 5 Deflection curves of beams

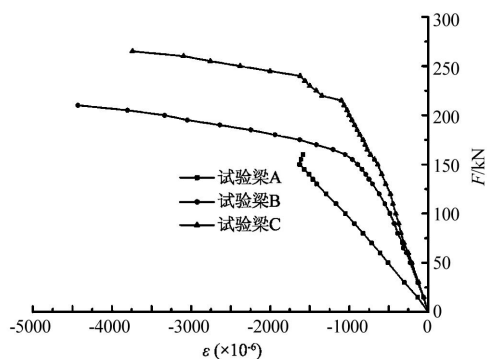
刚度增大,相同荷载作用下的挠度值相应降低。但由于承载力的提高,其极限变形值反而增大,A、B、C梁极限荷载所对应的跨中挠度分别为 14.38 mm、44.13 mm、48.03mm,为计算跨度的 1/200、1/65、1/60。

文献 [3]所进行的 3根钢管混凝土桁梁 B0、B1和 B2的试验,极限荷载分别为 92.5 kN、107.5 kN和 147.5 kN,所对应的最大挠度分别为 22.35mm、19.57mm和 18.22mm,分别为计算跨度的 1/128、1/147、1/158,而在相同荷载作用下,3根波形钢腹板钢管混凝土梁的跨中挠度分别为 4.73mm、5.28mm、5.81mm,仅为计算跨度的 1/608、1/566、1/495,且此时梁仍处于弹性阶段,因此波形钢腹板钢管混凝土梁的刚度大于钢管混凝土桁梁。从文献 [3]可知钢管混凝土桁梁的变形,除了梁的整体变形外,还有相当大的节点变形。

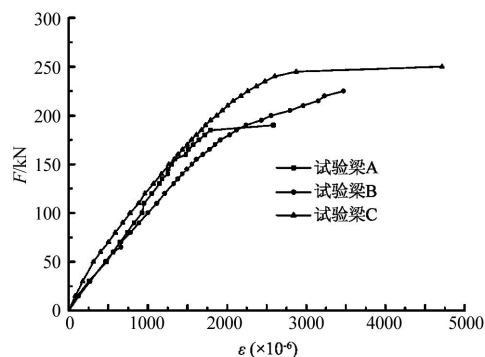
2.2 弦管纵向正应变

图 6为试验梁上、下弦钢管正应变随荷载变化曲线。由图 6a可知,A梁上弦管应变在整个试验过程均处于弹性阶段(最大压应变仅 1985×10^{-6} ,小于屈服应变 2048×10^{-6}),破坏时由于上弦管的局部压屈引起上弦管的卸载,荷载-应变曲线还出现了一小段反向曲线。B梁和 C梁由于上弦管均为钢管混凝土,管内混凝土与钢管共同承担上弦杆的压力使钢管的应变明显小于 A梁,荷载-应变曲线斜率较之 A梁的要大很多,且曲线有明显的非线性发展段和强化段。C梁由于下弦管填充混凝土后提高了抗拉能力(见下文分析),所以其上弦管的荷载-应变曲线的非线性发展段要大于 B梁。

由图 6b可以看出,与上弦管相比,3根试验梁下弦管荷载-应变曲线差异要小很多。由于下弦杆受拉,3根梁早期的荷载-应变曲线非常接近,弦管中是否填充混凝土对受力影响很小。A梁在上弦管局部屈曲后,下弦管拉力突然增大迅速破坏,荷载-应变曲线出现了一小段的水平段。B梁和 C梁由于属于整体破坏,所以荷载-应变曲线在加载后期进入非线性段。C梁的曲线高于 B梁,且有水平发展段,表明管内混凝土对钢管混凝土受拉构件的后期受力有利。由文献 [10]分析可知,钢管混凝土轴心受拉时,钢管径向将发生收缩,但受到管内混凝土的约束,使钢管处于纵向和环向受拉、径向受压的复杂应力状态,分析表明在这种受力状态下钢管的承载能力



(a)上弦管荷载-跨中应变图



(b)下弦管荷载-跨中应变图

图 6 弦管荷载-应变关系曲线

Fig 6 Load-strain curves of chords

大于单向受拉的承载力。DL/T 5085—1999、DBJ 13—51—2003考虑了钢管混凝土构件抗拉强度的提高,取其为单向受拉承载力的 1.1 倍。

2.3 钢腹板应变

2.3.1 钢腹板纵向应变

各级试验荷载作用下,3根试验梁跨中全截面纵向应变沿截面高度分布规律基本相同,如图 7 所示。波形钢腹板的应变沿腹板高度基本不变,且数值很小,比上下弦管的应变明显小很多。3根梁比较而言,波形板中的纵向应变以 C 梁最大,B 梁次之,A 梁最小。由于波形钢腹板的折叠效应,截面变形不符合“平截面假定”,明显不同于一般的组合梁的受力性质,这与波形钢腹板 PC 梁相似^[11-12]。

与图 7 的跨中截面相比,图 8 所示距梁左支承点 $L/8$ 处截面变形也不符合“平截面假定”。波形钢腹板

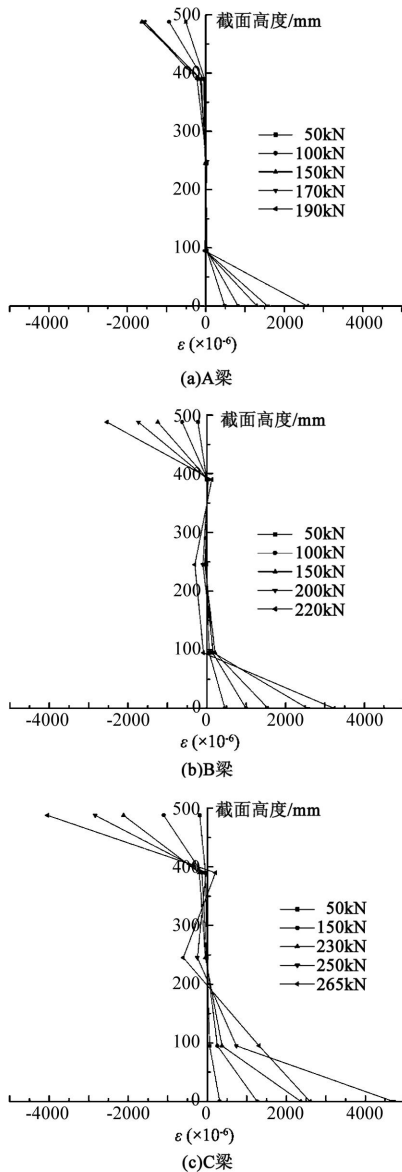


图 7 跨中截面纵向应变沿高度分布图

Fig 7 Longitudinal strain distribution of mid-span section

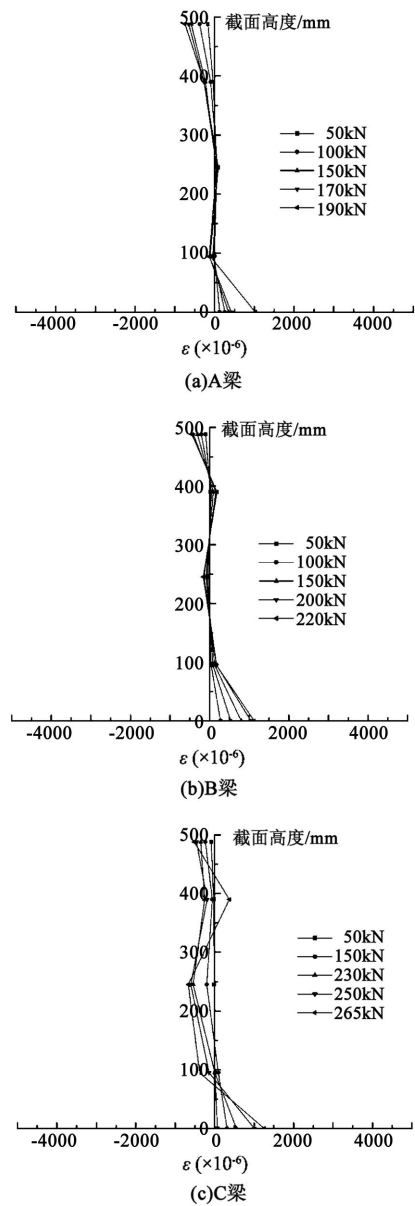


图 8 离左支承端 $L/8$ 截面钢腹板纵向应变沿截面高度变化图

Fig 8 Longitudinal strain distribution of $L/8$ section

的纵向应变值也不大,但与上下弦管纵向应变的差值比跨中截面的小,其中尤以 C 梁为突出,在受力后期,C 梁波形钢腹板的纵向应变甚至会超出上下弦管的应变值。

2.3.2 钢腹板竖向剪应变

试验中波形钢腹板的剪应变采用三向应变花来测定,根据实测值按下式来计算相应测点的剪应变

$$\gamma = 2 \cdot \epsilon_{45^\circ} - (\epsilon_{0^\circ} + \epsilon_{90^\circ}) \quad (1)$$

式中, 45° 、 0° 和 90° 的下角标表示应变花的不同角度。

将所测的应变按式(1)算得的波形钢腹板最大剪应变是离左支承点 $L/8$ 截面一半梁高处波形钢腹板斜板上剪应变,依此绘出试验梁荷载与离左支承点 $L/8$ 截面的剪应变关系曲线见图 9。从图 9 可见,A、B 梁只有线

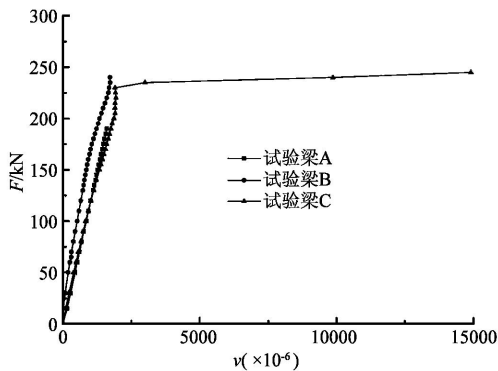
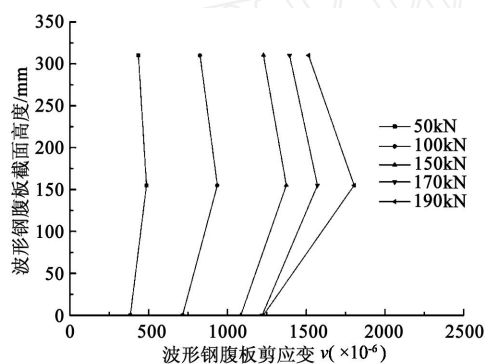
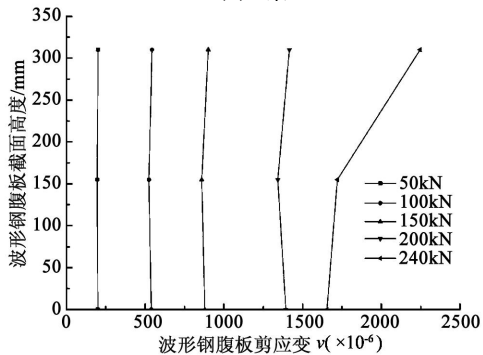


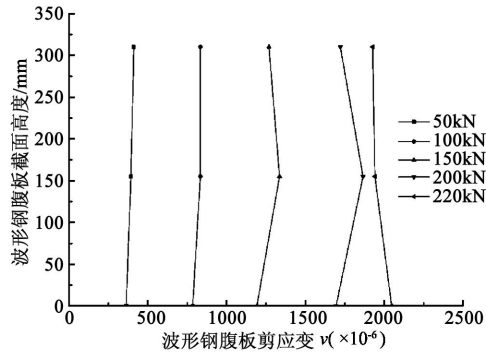
图 9 离左支承点 $L/8$ 截面的荷载-剪应变曲线
Fig 9 Load-shear strain curves of $L/8$ section



(a) A 梁



(b) B 梁



(c) C 梁

图 10 离左支承点 $L/8$ 截面钢腹板剪应变沿截面高度分布图
Fig 10 Shear strain distribution of $L/8$ section

性段, C 梁在荷载达到 230kN 后转入快速增长段。在早期的线性段, 3 根梁的剪切刚度几乎相同, 说明上、下弦

管是否填充混凝土对波形钢腹板的抗剪强度并没有影响。由于 A、B 梁均为弦管破坏引起, 波形钢腹板的剪应变还不大, 所以都还处于线性段, 而 C 梁由于上下弦管填充了混凝土后具有较大的承载力, 梁的破坏是由于下弦管屈服后, 导致离左支承点 $L/8$ 截面附近波形钢腹板的局部屈曲, 所以其剪应变很大, 进入了快速增长段。

图 10 为试验梁离左支承点 $L/8$ 截面处剪应变沿截面高度分布图。从图中可以看出, 在弹性范围内, 剪应变在同一截面上的分布基本符合普通梁理论中的分布规律。然而, 在受力后期当腹板剪应变较大后, 由于波形板的折叠效应, 使得剪应变沿高度的分布规律性较差, 与普通梁的分布规律不同。在相同荷载作用下, C 梁腹板中的剪应变要远大于其它两根试验梁, 这与图 9 中波形钢腹板纵向应变值的规律相似。C 梁剪应变因其受荷后期的数值太大, 图 10c 中仅画出荷载不大于 220kN (破坏荷载为 265kN) 的应变值。

3 极限承载力

3.1 破坏模式

3 根试验梁由于弦管截面的不同, 其破坏形式也不尽相同。A 梁的上下弦杆均为空钢管, 试验梁的破坏非常突然, 表现为加载点至跨中段上弦管的局部压屈呈褶皱状 (如图 11 所示), 波形钢腹板并未出现屈曲破坏。梁破坏时上弦管的最大压应变为 1985×10^{-6} , 小于屈服应变 2048×10^{-6} , 仍处于线弹性范围, 而下弦管最大拉应变为 2786×10^{-6} , 已进入弹塑性段。此时波形钢腹板上的最大剪应变仅为 1804×10^{-6} 。所以 A 梁属于上弦管局部屈曲引起的破坏, 这与文献 [13] 所进行的上下翼缘为厚钢板的波形钢腹板梁的试验现象相同。该试验中, 梁的破坏为上翼缘板的局部屈曲。



图 11 试验梁 A 破坏模式
Fig 11 Failure mode of Beam A

B 梁上弦杆为钢管混凝土构件而下弦杆为空钢管, 梁破坏时, 上、下弦管所对应的最大应变分别为 6184×10^{-6} (压应变), 19632×10^{-6} , 均已进入塑性段。所以 B 梁的破坏是由于下弦管受拉屈服而使梁丧失承载力。此时, 波形钢腹板的最大应变为 2568×10^{-6} , 仍处于弹

塑性段。B梁破坏时整根梁未发现局部破坏现象,属于整体破坏。

C梁上下弦杆均为钢管混凝土构件。当作用在梁上的荷载达到 230kN时,下弦管在两加载点之间的所有应变均达到或超过屈服应变(最小为 2165×10^{-6}),此后,离支承点 $L/8$ 截面处波形钢腹板的剪应变突然增加,靠近端板部位的腹板中间鼓出,而部分截面的腹板在靠近弦管部位鼓出。因此,C梁的破坏是由于下弦管的受拉屈服并导致波形钢腹板局部屈曲,而使梁丧失承载力。梁破坏时,上、下弦杆的最大应变为 4045×10^{-6} (压应变)、 4579×10^{-6} ,而波形钢腹板上的最大剪应变达 31138×10^{-6} ,波形板的局部破坏如图 12所示。

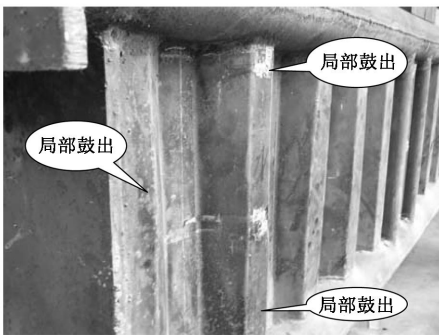


图 12 试验梁 C破坏模式
Fig 12 Failure mode of Beam C

从 3根试验梁的破坏模式可以看出,上弦管是否为钢管混凝土对此类结构的受力影响很大。B和 C梁上弦杆采用了钢管混凝土,避免了 A梁的上弦钢管的局部屈曲破坏,使结构的破坏模式为下弦杆的拉屈引起,从而提高了结构的承载能力。B、C梁相比,C梁下弦管填充了混凝土,钢管受拉径向收缩会受到管内混凝土的约束,从而其抗拉能力略有提高。试验结果表明,上下弦管填充混凝土均可提高波形钢腹板钢管梁的承载力,但上弦管填充混凝土的效果明显高于下弦管,B梁承载力 240kN为 A梁承载力 190kN的 1.263倍,而 C梁承载力 265kN仅为 B梁承载力 240kN的 1.104倍。

3.2 极限承载力

大量研究表明,波形钢腹板组合梁中波形钢腹板对抗弯能力的贡献很小,可以忽略不计^[14-16]。同时虽然全截面的纵向应变(力)不符合平截面假定,但上下翼板之间符合“拟平截面假定”,也就是说波形钢腹板具有很强的剪切刚度,基本上能保证上下弦杆抗弯时的共同作用。因此,波形钢腹板组合梁的极限承载力计算,一般不按实体梁来计算,而是按桁梁来计算,即假定弯矩由上下翼板组成的全截面来承担,而不考虑波形钢腹板的抗弯作用,也不考虑上下翼板之间弯曲剪应力作用下的剪切错动。对于本文所提出的波形钢腹板钢管混凝土梁,其受弯承载力和变形则按上下弦钢管混凝土构成的类似桁式的截面来计算,如图 13所示。

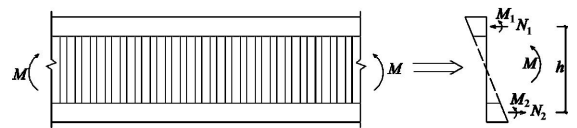


图 13 极限承载力计算示意图
Fig 13 Sketch for load-carrying capacity

根据力的平衡条件

$$\left. \begin{aligned} N_1 - N_2 &= 0 \\ N_1 \times \frac{h}{2} + N_2 \times \frac{h}{2} + M_1 + M_2 &= M \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

式中符号意义见图 13所示。

由试验可知,波形钢腹板钢管混凝土上下弦管在各受荷阶段基本能保持平截面假定,根据刚度分配原则可得

$$M_1 = \frac{(EI)_1}{EI} M = {}_1M, \quad M_2 = \frac{(EI)_2}{EI} M = {}_2M \quad (3)$$

其中, ${}_1 = \frac{(EI)_1}{EI}$, ${}_2 = \frac{(EI)_2}{EI}$, $(EI)_1 = E_s I_{s1} + E_c I_{c1}$, $(EI)_2 = E_s I_{s2} + E_c I_{c2}$; E_s 、 E_c 分别为钢管和混凝土的弹性模量; A_{s1} 、 A_{s2} 分别为上下弦杆单肢钢管的面积; I_{s1} 、 I_{s2} 分别为上、下弦管的抗弯惯性矩; I_{c1} 、 I_{c2} 分别为上、下弦管内的混凝土抗弯惯性矩; h 为上下弦管截面中心线的距离。

由式(2)、(3),可求得上下弦杆的内力 M_i 和 N_i ,即

$$N_i = \frac{(1 - {}_i) M}{h} \quad (4)$$

由式(3)和(4)可以求得在梁上荷载作用下上下弦杆的内力值 N_i 和 M_i ,并根据其极限承载力反算梁的极限荷载 F_{s1} 和 F_{s2} ,取二者之中的小值作为该梁的极限荷载。3根试验梁的具体计算如下:

(1) A梁上、下弦管均为空钢管,故 ${}_1 = {}_2$,下弦管受拉, $N_2 = 2f_y A_s$ (下弦管有两根,下同),从而得 F_{s2} 。上弦管受压,但受到波形腹板的约束,认为不存在总体失稳的问题,破坏的可能是局部失稳和强度破坏,局部失稳的临界应力值 σ_{cr} 采用式(5)^[10]计算,取 σ_{cr} 和钢材屈服强度 f_y 的小者求得截面的极限强度 N_s 和 M_s ,代入式(6),可得 F_{s1} 。对于本文的试验梁, $F_{s1} < F_{s2}$ 。

$$\sigma_{cr} = \frac{2 \left(\frac{E}{1 - \mu} \right) \left(\frac{t}{L} \right)^2}{L^2} \quad (5)$$

$$\frac{N}{N_s} + \frac{M}{M_s} = 1 \quad (6)$$

(2) B梁、C梁上弦管均为钢管混凝土,其承载力为 $N_1 = 2 f_{sc} A_{sc}$,其中 f_{sc} 及 A_{sc} 分别为钢管混凝土轴压强度及面积,按文献[17]的式(6.2.5-1)计算。B梁下弦管为空钢管, $N_2 = 2f_y A_s$,C梁下弦管为钢管混凝土, $N_2 = 2 \times 1.1 f_y A_s$ 。B梁和 C梁, $N_1 > N_2$ 。

表 1给出 3根试件的极限承载力试验值与计算值。

从中可看出,两者相差在 5% 以内,试验值略高于理论值。

表 1 极限承载力

Table 1 Ultimate bearing capacity

试验梁	试验值 /kN	计算值 /kN	误差 /%
A	190.0	181.5	4.7
B	240.0	231.3	3.7
C	265.0	262.2	1.2

4 结语

(1) 本文提出的波形钢腹板钢管混凝土梁能应用于梁式结构和拱式结构之中。与钢管混凝土桁梁相比,避免了节点破坏问题,其抗弯刚度和极限承载力要大许多,而用钢量相当。与波形钢腹板 PC 梁相比,不需要剪力联接件,且由于钢管混凝土具有较大的抗压承载力和刚度,不需施加预应力,节约了投资、方便了施工。本文的初步研究表明,波形钢腹板钢管混凝土梁是具有发展潜力、值得深入研究的一种新型组合结构。

(2) 波形钢腹板钢管混凝土梁荷载 - 挠度曲线与波形钢腹板 PC 梁相似。梁的变形曲线与一般梁相似,为半波正弦曲线。3 根试验梁的试验结果表明,梁的刚度和极限承载力随着上下弦杆填充混凝土而得到提高。

(3) 波形钢腹板钢管混凝土梁受弯时不符合一般梁的平截面假定,波形钢腹板的纵向应变明显小于上下弦管的应变。上下弦管填充混凝土后的 C 梁腹板的剪应变最大。其剪应变在弹性范围内符合梁理论中的应变分布规律,沿截面高度变化不大。

(4) 上下弦杆未填充混凝土的波形钢腹板钢管梁 (A 梁) 的破坏是由于上弦管的局部屈曲引起,上弦管填充了混凝土而下弦管为空钢管的 B 梁的破坏是由于下弦管的弯拉屈服引起的,上下弦管均填充了混凝土的 C 梁的破坏是由于下弦管屈服后,导致腹板的局部屈曲引起的。3 根梁的极限承载力从大到小的排列为 C 梁、B 梁和 A 梁。上弦钢管填充混凝土对提高极限承载力作用很大,下弦钢管填充混凝土也能提高梁的极限承载力,但作用小于上弦管填充混凝土。

(5) 采用“拟平截面假定”的极限承载力计算结果与实测结果吻合良好,可以用于波形钢腹板钢管混凝土梁的极限承载力计算。

(6) 波形钢腹板钢管混凝土梁具有较强的抗变形能力和延性。试验梁在挠度达到 $L/60$ ($L = 2880\text{mm}$) 时,都还能继续承载,且无局部屈曲现象。

参 考 文 献

- [1] Nakamura Shun-ichi New structural forms for steel/concrete composite bridges [J]. Structural Engineering International, 2000, 10(1): 45-50.
- [2] 陈宝春, 盛叶, 韦建刚. 钢管混凝土哑铃形梁受弯试验研究 [J]. 工程力学, 2005, 22(4): 119-125.
- [3] 黄文金, 陈宝春. 钢管混凝土桁梁受弯试验研究 [J]. 建筑科学与工程学报, 2006, 23(1): 29-33.
- [4] Jacques Combault The Maupre Viaduct near Chrolles, France [C]// Proceedings of American Institute of Steel Construction 1988, 3(12): 12-22.
- [5] 陈宝春, 黄卿维. 波形钢腹板 PC 梁桥应用综述 [J]. 公路, 2005, (7): 45-53.
- [6] 黄玲, 彦板熙, 陈宝春, 黄卿维. 应用二维折迭单元单元的波形钢腹板 PC 梁分析 [J]. 福州大学学报 (自然科学版), 2006, 34(6): 875-881.
- [7] 陈宝春, 王远洋, 黄卿维. 波形钢腹板混凝土拱桥新桥型构思 [J]. 世界桥梁, 2006, (4): 10-14.
- [8] 黄卿维, 陈宝春. 160m 跨径波形钢腹板混凝土拱桥试设计 [J]. 中外公路, 2007, 27(2): 78-83.
- [9] 宋建永, 张树仁, 王彤, 吕建鸣. 波形钢腹板体外预应力组合梁弯曲性能分析及试验研究 [J]. 土木工程学报, 2002, 37(11): 50-55.
- [10] 陈宝春. 钢管混凝土拱桥 (第二版) [M]. 北京: 人民交通出版社, 2007.
- [11] Huang L, Hikosaka H, Komine K. Modelling of accordion effect in corrugated steel web with concrete flanges [C]// Proceedings of the Sixth International Conference on Computational Structures Technology. Civil-Comp Press, 2002, Paper 113.
- [12] 吴文清, 叶见曙, 万水, 胡成. 波形钢腹板混凝土组合箱梁截面变形的拟平截面假定及其应用研究 [J]. 工程力学, 2005, 22(5): 177-180.
- [13] Mohamed Elgaaly, Anand Seshadri, Robert W Hamilton. Bending strength of steel beams with corrugated Webs [J]. Journal of Structural Engineering, 1997, 123(6): 772-782.
- [14] 李宏江, 叶见曙, 万水, 钱培舒, 蒋正国. 波形钢腹板预应力混凝土箱梁的试验研究 [J]. 中国公路学报, 2004, 17(4): 31-36.
- [15] 万水, 陈建兵, 袁安华, 喻文兵. 波形钢腹板 PC 组合箱梁简化计算及试验研究 [J]. 华东交通大学学报, 2005, 22(1): 11-14.
- [16] 徐岳, 朱万勇, 杨岳. 波形钢腹板 PC 组合箱梁桥抗弯承载力计算 [J]. 长安大学学报 (自然科学版), 2005, 25(2): 60-64.
- [17] DL/T 5085—1999 钢 混凝土组合结构设计规程 [S].