

管拱面内两点非对称加载试验研究

陈宝春¹ 韦建刚¹ 林 英²

(1. 福州大学, 福建福州 350002; 2. 同济大学, 上海 200092)

摘要: 对钢管混凝土拱和钢管-钢管混凝土复合拱进行面内两点非对称加载试验。建立了双重非线性有限元计算模型, 对模型拱的挠度、钢管应变、材料非线性与几何非线性影响、管内混凝土对极限承载力的影响进行了分析。分析结果表明, 管内混凝土提高拱的极限承载力的能力与拱的加载工况有关, 当拱以受弯为主时, 这种提高作用较小, 当拱以受压为主时, 这种提高作用较大; 在受力全过程中, 材料非线性的影响是主要的, 几何非线性的影响是次要的, 但由于存在耦合作用, 分析时应考虑双重非线性的影响; 对于复合拱, 拱肋在变刚度靠空钢管一侧的受力情况较为复杂与不利。

关键词: 钢管; 混凝土; 复合拱; 面内; 试验; 极限承载力

中图分类号: U448.22 **文献标识码:** A

文章编号: 1000-131X (2006) 01-0043-07

Experimental study on tubular arches under unsymmetrical two concentrically in-plane loads

Chen Baochun¹ Wei Jiangan¹ Lin Ying²

(1. Fuzhou University, Fuzhou 350002, China; 2. Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: Experiments on CFST arch and hybrid arch of steel tube and CFST under unsymmetrical two concentrically in-plane loads were carried out. The deflections, strains of steel tube, effect of material non-linearity, geometrical non-linearity and the effect of filled concrete to the ultimate load-carrying capacity of tubular arch were analyzed. The analytical results showed that the promotion effect of the filled concrete on the ultimate load-carrying capacity of tubular arch is closely related to the loading cases. When the loads produce bending moments as the dominant forces in the arch, the promotion effect is rather small; however, when the loads produce axial compressive forces as the dominant ones, the promotion effect becomes large. In the whole process of the tubular arches, the effect of material non-linearity is more important than that of geometrical non-linearity. If both nonlinearities are present, they should be considered all together, since the effects are compounded. For a hybrid arch, the behavior of the hollow steel tubular rib near the end of the CFST arch rib is quite complex.

Keywords: steel-tube; concrete; hybrid arch; in-plane; experiments; ultimate load-carrying capacity

E-mail: Baochunchen@fzu.edu.cn

概 述

1990年以来, 钢管混凝土拱桥在我国的应用发展很快, 在内力计算、应力计算与验算、极限承载力验算、局部受力计算、稳定计算与验算、变形计算与验算和动力性能分析等方面的研究也取得了一定的成果^[1]。然而, 这些研究离建立钢管混凝土拱桥的设

计计算理论还有相当的距离。面内极限承载力作为设计计算理论的核心问题之一, 目前已进行的模型试验数量还很少。文献 [2] 和文献 [3] 分别进行了一组各一根拱顶和 $L/4$ 点加单点集中力的钢管混凝土单圆管模型拱的试验。文献 [4] 进行了一根 $L/4$ 点加单点集中力的钢管混凝土哑铃形模型拱的试验。这些模型拱试验的目的, 一个是为了了解钢管混凝土拱受力全过程的性能和极限承载力, 另一个是为双重非线性有限元分析提供验证性算例。然而, 实际桥梁的受力情况远比单点集中力复杂, 而且集中力加载试验过程中极易因出现较大的局部变形或破坏而影响整体的承

基金项目: 福建省重大科技项目 (2003F007)

作者简介: 陈宝春, 教授, 博士生导师

收稿日期: 2004-04-23

载力,如文献 [2] 中 A - 1 拱出现了钢管开孔焊缝开裂和文献 [3] 中出现了加载点的局部凹陷。为此,本文拟进行钢管混凝土拱面内两点非对称加载的试验,以尽可能减小或消除局部受力对结构整体受力性能的影响。

与此同时,本文还进行了钢管 - 钢管混凝土复合拱(以下简称复合拱)的试验。复合拱最早在国外出现,如法国的 Antrenas 桥、捷克跨越 Bmo-Vienna 高速公路的地方道路桥梁、美国的 New Damen Avenue (新达门大街)桥等^[5]。这些桥的拱肋都是单圆钢管且靠拱脚段管内填充了混凝土。拱脚段填充混凝土的主要目的有两个,一是防撞,二是降低拱脚段钢管的应力。国外的复合拱在设计上仍视为钢拱,因此这些桥有时被归入钢桥中,有时又归入组合桥中。在国外复合拱发展的基础上,结合我国钢管混凝土拱桥实践经验,文献 [6] 提出来的复合拱的拱肋无论在结构上还是计算上,都是由拱脚段的钢管混凝土与拱顶段的钢管拱组成,是一种真正的复合结构。拱肋在拱脚段钢管壁较薄、管内填有混凝土,而拱顶段钢管壁较厚、管内不填混凝土。但无论是哪一种复合拱,迄今均未见试验研究报告。从试验模型制作方便的角度,本文所制作的复合拱是用一根钢管,在拱脚段填充了混凝土。

为更好地了解管内混凝土对结构受力性能的影响,本文在进行试验分析时,还将文献 [7] 所进行的钢管拱的试验结果一并考虑。在研究中,本文建立了双重非线性有限元分析模型,对三个模型拱结构的变形、应变、非线性性能进行了分析,对不同荷载模式、管内混凝土充填长度对模型拱极限承载力的影响进行了讨论。

1 试验简介

1.1 模型拱肋制作

试验模型的原型为福建省福鼎市山前大桥。该桥为主跨净跨 75m 的钢管 - 钢管混凝土复合拱桥,矢跨比 1/5,净矢高 15m,主拱肋为外径 1.2m 的单圆钢管,拱脚段壁厚 16mm,内填 C40 混凝土,其余段拱肋为壁厚 20mm 的空钢管^[6]。

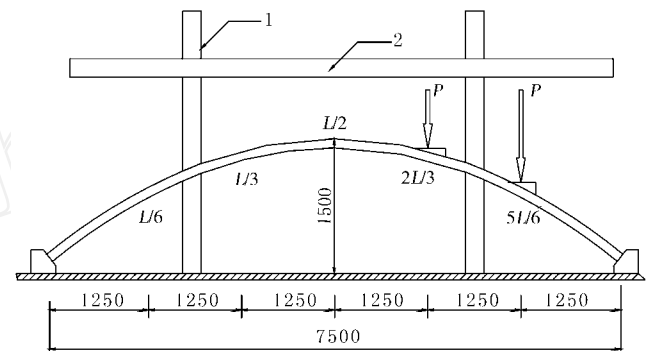
模型拱基本按 1/10 的比例进行设计。受钢管规格限制,模型拱肋钢管的径厚比无法与实桥相同,考虑到本试验以定性研究拱的整体受力性能为主,所以直接采用全跨等厚的 $\Phi 121 \times 4.5\text{mm}$ 直缝钢管进行模型制作。共制作了三根模型拱,一根为空钢管拱,一根为钢管混凝土拱,另外一根为复合拱。复合拱分三

段制作,接头位于拱肋的 $L/4$ 及 $3L/4$ 处,接头处钢管内壁焊接 8mm 厚的圆钢板作为分隔板,分隔板下方靠拱脚一段管内充填混凝土,分隔板上方靠拱顶段为空钢管。管内填充混凝土范围为拱脚至 $1/4$ 拱肋处。

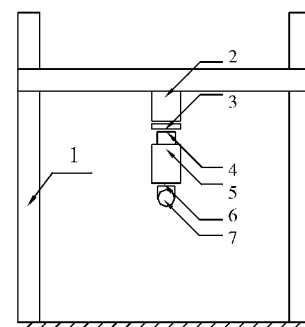
管内混凝土采用 42.5 普通硅酸盐水泥与粒径为 5~15mm 的碎石及细度模数为 2.3~2.8 的中砂按水灰比 0.476 的比例掺和,并加入适量的 FDN 减水剂充分拌合。混凝土试块养护 28 天后测得的抗压强度为 44MPa,钢管的材性试验结果:弹性模量为 206MPa,屈服应力为 322MPa,屈服应变为 1513μ 。

1.2 试验方法

试验加载装置如图 1 所示。试验采用 50kN 同步油压千斤顶,通过加力架和反力梁对模型拱施加荷载。两个集中力作用在同一半跨内,作用在 $2L/3$ 和 $5L/6$ 处。



P—千斤顶; 1—加力架; 2—纵向反力梁
(a) 立面图



1—加力架; 2—纵向反力梁; 3—光滑垫层;
4—千斤顶触头; 5—千斤顶; 6—加载平台; 7—拱肋
(b) 侧面图

图 1 试验装置图 (单位: mm)

Fig. 1 Test setups (unit: mm)

用 76 片应变片测试模型拱的拱脚、 $L/6$ 、 $L/4$ 、 $L/3$ 、 $L/2$ 及其另外半跨对称截面的应变,每个截面纵向及环向各布置四片应变片,并在各截面的拱腹处用磁性表座固定百分表,以测量各截面的竖向挠度。在百分表表头固定一大头针,针尖指向量测点处设置的玻璃板上水平固定的直尺,通过加载前后直尺上的读

数差来测得截面的水平位移。测点布置如图 2 所示。试验中在每级荷载持载 3 分钟后开始量测，接近破坏时，采用不停机方式缓慢加载直至试验结束。

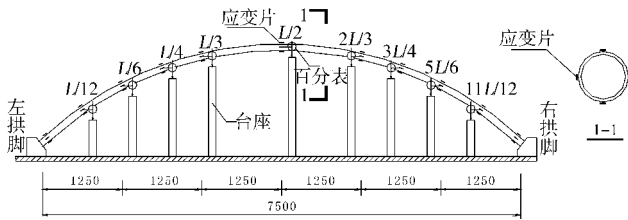


图 2 模型拱测点布置图 (单位: mm)

Fig. 2 Arrangement of measuring devices (unit mm)

1.3 试验过程

试验过程中，三根模型拱均以拱顶截面为对称中心呈反对称变形，拱肋在竖向变形发展的同时，产生向左侧（非加载侧）拱脚方向的水平位移。加载后期，模型拱在 $2L/3$ 截面加载点处变形速度很快，当千斤顶的加载速度无法跟上该截面的变形速度时，因无法加载而停止试验，将此时的荷载数值作为模型拱的极限承载力试验值。试验结果，钢管拱、复合拱和钢管混凝土拱的极限承载力试验值分别为 28.4kN、28.0kN 和 33.0kN。

试验中各项监测数据均显示，模型肋拱试验可视为理想的面内受力全过程。直至试验结束时，钢管混凝土模型拱焊缝处和其他表面处均未出现开裂或褶皱，加载点处也未发现局部凹陷现象。但虽然采用了两点加载，钢管拱两个加载截面还有局部凹陷现象的发生，其中以 $5L/6$ 截面（靠近拱脚）处较严重些。复合拱 $2L/3$ 截面（空钢管截面）也发生了局部凹陷现象，而且在钢管与钢管混凝土交接截面处（变刚度处），由于拱肋钢管对接焊接和管内混凝土封端板等构造与加工方面的原因，拱的变形与钢管应变均有异常现象出现（详见下节分析）。

2 试验结果分析

2.1 有限元模型

采用大型通用程序 ANSYS 进行有限元计算。有限元模型采用 beam23 单元建模，沿拱肋轴线均分 24 段，整个模型由 24 个梁单元及 25 个节点组成，拱脚

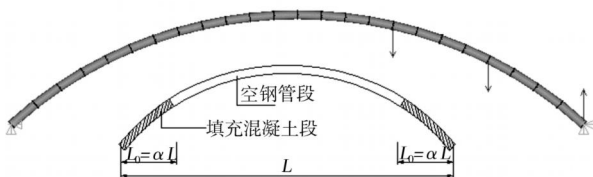


图 3 有限元模型及参数示意图

Fig. 3 FE model and parameter

边界条件为固结。有限元模型如图 3 所示。

拱肋中钢管混凝土段采用双单元法建模，即在模型离散时，在同一段有限元模型中将钢管和混凝土分别作为两根杆件输入，但二者的节点坐标完全相同，在相同的节点间建立两个单元，一个单元赋予钢管的材料属性，另一个单元则赋予混凝土的材料属性^[8]。钢管的应力 - 应变关系采用理想弹塑性模型。考虑到钢管对混凝土的套箍作用将提高混凝土延性，混凝土的应力 - 应变关系采用文献 [9] 建议的模型。图 4 钢管和混凝土材料的应力 - 应变关系曲线中， f_y 为钢材的屈服强度， f_c 为混凝土轴心抗压强度，在具体分析中，根据材性试验结果， $f_y = 322\text{MPa}$ ， f_c 取值为混凝土立方体抗压强度的 0.67 倍，即 $f_c = 0.67 \times 44 = 29.5\text{MPa}$ 。

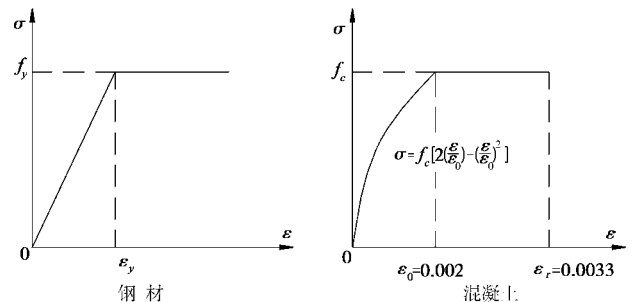


图 4 材料应力 - 应变关系曲线

Fig. 4 Stress-strain relationship curves

2.2 荷载 - 挠度曲线

图 5 为三个模型拱 $2L/3$ 和 $5L/6$ 加载截面的荷载 - 竖向挠度曲线对比图。从图中可以看出，在受力线性阶段，三个模型拱的变形都比较接近。这主要是因为是非对称荷载作用下，拱以受弯为主，处于受拉区的混凝土因开裂退出工作，而受压区的混凝土此时还没有受到钢管的套箍作用（此时甚至是负紧箍作用），因此管内混凝土对结构抗变形能力的贡献较小。但在受力的后期，三个模型拱的荷载 - 挠度曲线出现明显不同的变化趋势。

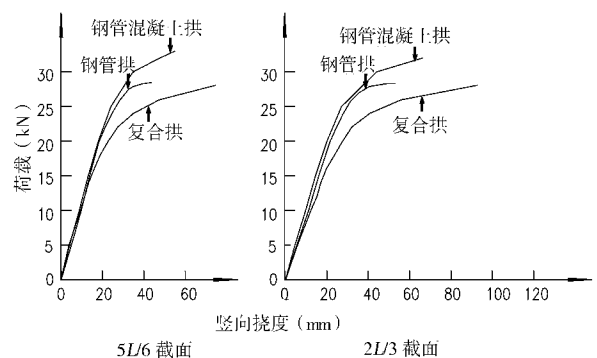


图 5 模型拱位移 - 荷载关系曲线

Fig. 5 Load-deflection relationship curves of model arches

在受力后期，三个模型拱中钢管混凝土拱的荷载-挠度曲线斜率最大，抗变形能力最强。从图 5 可以看出，试验结束时荷载-挠度曲线还呈上升趋势，结构峰值点荷载（极限荷载）可能会高于试验结束时所对应的荷载。钢管拱的变形曲线虽然前期与钢管混凝土很接近，但经过短暂的曲线段后，斜率急剧变缓，曲线接近水平线，变形速度明显加快，试验结束时所对应的荷载基本上是其峰值点荷载。

复合拱由于在两加载点间存在着截面刚度的变化和模型拱制作产生的缺陷，加载点处的变形较钢管拱和钢管混凝土拱都早进入非线性阶段。其荷载-挠度曲线后期的斜率变化介于钢管拱和钢管混凝土拱之间。试验结束时所对应的荷载也基本上是其峰值点荷载。

应用双单元模型，对三根模型拱进行了非线性性能的分析。纯几何非线性分析时，钢管与混凝土的材料应力-应变关系均假定为线弹性，只考虑结构的几何非线性影响。纯材料非线性分析中，混凝土与钢材的本构关系如图 4 所示模型。三个模型拱的 2L/3 截面荷载-挠度曲线非线性影响见图 6。由于图幅所限，纯几何非线性计算的极值点图中未给出而由表 1 给出。

从图 6 可以看出，计算曲线与试验曲线总体上吻合较好，其中又以钢管拱吻合程度最好，这主要是因为钢材是较理想的弹塑性均质材料。其他两个模型由钢管和管内混凝土两种材料组成，混凝土的本构关系复杂，且钢管与混凝土之间还存在着相互作用，因此计算结果与试验结果的吻合程度差于钢管拱。计算结果与试验结果的差异主要在于进入非线性后的荷载-挠度曲线的斜率变化。有限元分析中没有考虑混凝土在拉应力下开裂对截面刚度削弱的影响，但也没有考虑紧箍力对提高混凝土强度的作用。这样在结构进入

非线性的前期，计算曲线的曲率比试验值大，但在后期比试验值小，计算最终所得的极限承载力与试验值相差很小（见表 1）。

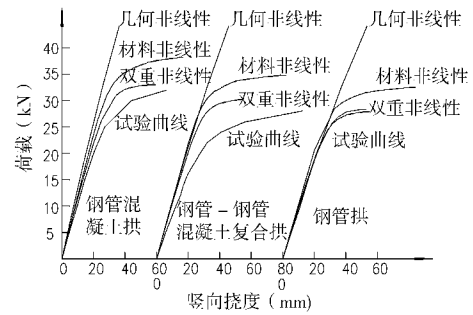


图 6 2L/3 截面荷载-挠度曲线非线性影响图

Fig. 6 Nonlinearities of load-deflection relationship curves of 2L/3 cross-sections

表 1 非线性承载力表 (kN)

Table 1 Ultimate bearing capacity of nonlinearities				
	几何非线性	材料非线性	双重非线性	试验值
钢管拱	203.12	33.54	28.97	28.4
复合拱	241.32	34.82	30.23	28.0
钢管混凝土拱	285.73	38.33	33.04	33.0

从图 6 和表 1 可以看出，对于三个模型拱，纯几何非线性计算的荷载-挠度曲线斜率和极限承载力，都比纯材料非线性与双重非线性计算的结果大很多，表明在管拱模型中材料非线性的影响是主要的，几何非线性的影响是次要的，在受力全过程与极限承载力分析中，仅考虑几何非线性是偏于不安全的。另一方面，尽管材料非线性是主要的，但由于几何非线性与材料非线性存在着耦合作用，因此仅考虑材料非线性与双重非线性之间也还有相当的差异。三个模型拱双重非线性计算的极限荷载值比材料非线性计算结果分别下降 16.0%，15.2% 和 15.7%。因此，在管拱的全过程与极限承载力的分析中，应考虑双重非线性的

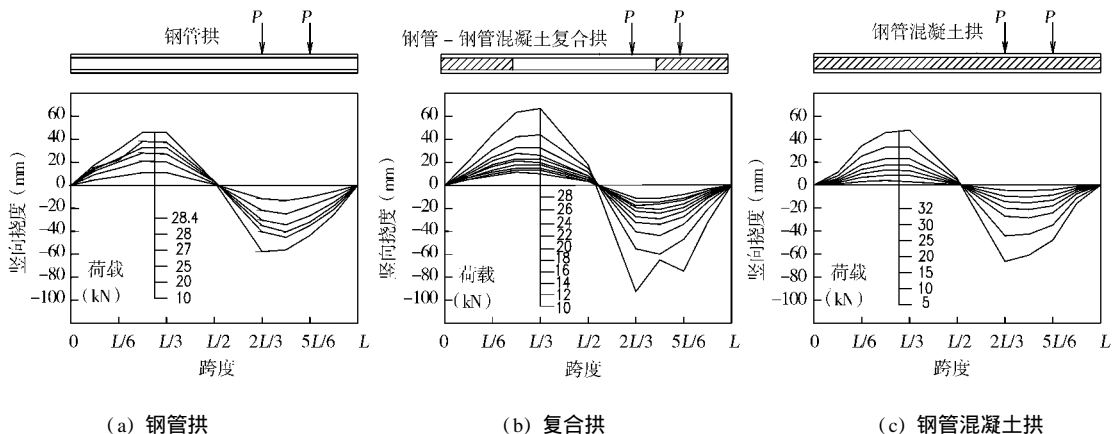


图 7 模型拱挠度图

Fig. 7 Deflection curves of model arches

影响。

2.3 拱肋挠度

图 7 为模型拱的挠度图。在受力的初期，三根拱的变形规律基本一致，变形主要集中在两个加载点的区段内，且以 $3L/4$ 处为最大；而到加载后期， $2L/3$ 加载点的变形速度超过其他点而成为变形最大的截面，最终加载装置的加载速度无法跟上该处拱肋的变形速度而导致破坏。有限元分析计算的拱肋变形规律与试验结果基本相同。但对于复合拱，在最后一级荷载作用下，试验中出现了变截面 ($L/4$) 处的挠度在两加载截面范围内最小的反常现象 (见图 7 (b))，而计算结果没有这种现象出现 (见图 8)。分析认为，主要原因是变截面处的钢管对接焊缝和管内混凝土封端板强化了靠钢管混凝土一侧的刚度，而局部破坏弱化了靠空钢管一侧的刚度。而数值分析中，有限元为杆单元，没有考虑这些细部受力问题。

2.4 钢管应变

图 9 为模型拱各截面上下缘应变图，图中虚线表示钢管的屈服强度，压应变为正、拉应变为负。从图中可以看出，三根模型拱在受荷的过程中钢管的应变分布规律基本相同，应力比较大的截面主要出现在弯矩较大的拱脚、加载点及其对称点的区域内。由于荷载为反对称，所以模型拱以受弯为主，钢管应变基本

呈以拱顶截面为中心的反对称分布。

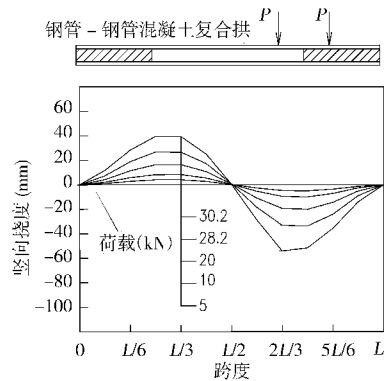


图 8 复合模型拱挠度计算图

Fig. 8 Calculation results of deflection curves of hybrid arch model

从应变的数值来看，钢管混凝土模型拱除个别截面外，钢管基本上未屈服，管内混凝土发挥了分担钢管应力的作用。在受力后期钢管屈服引起截面应力重分布后，混凝土对抑制钢管应变、减小结构变形所发挥的作用比受力前期更为明显，这也是图 5 中钢管混凝土模型拱荷载 - 挠度曲线在受力后期相比于钢管拱和复合拱具有更大斜率的根本原因。

钢管拱的应变变化规律与钢管混凝土拱基本相同，但受力后期在拱脚、加载点处及对称截面处的应

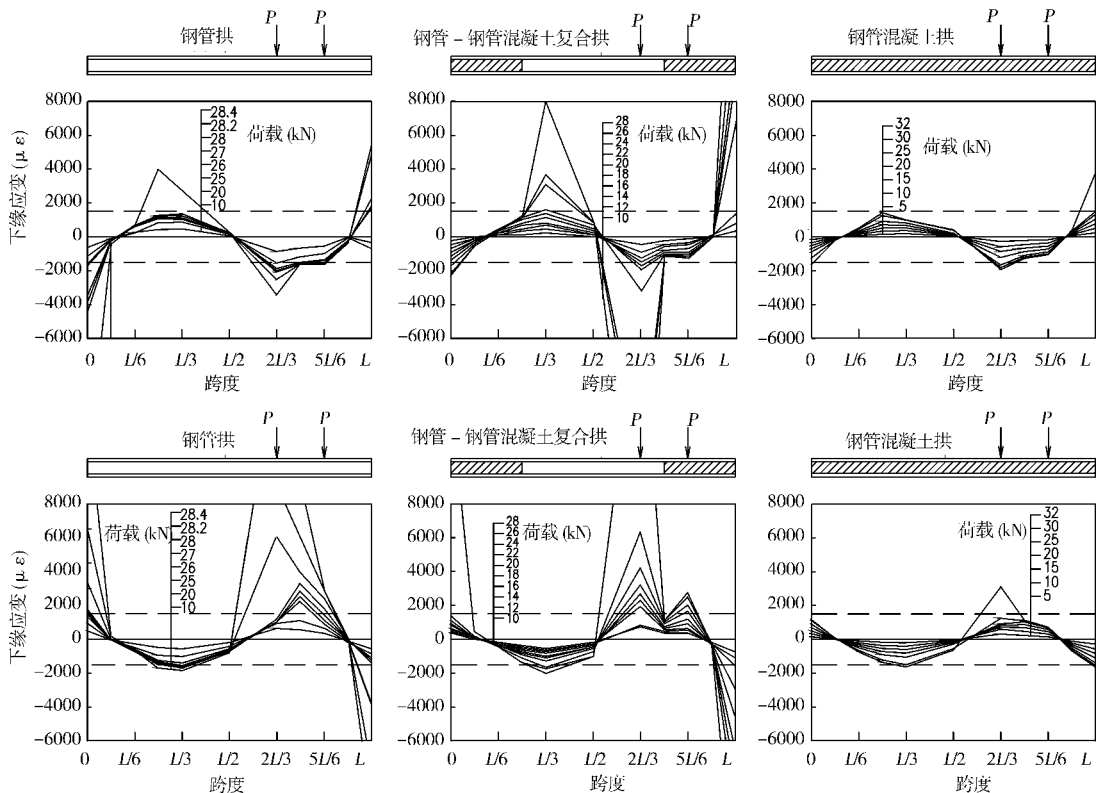


图 9 模型拱钢管应变图

Fig. 9 Strains of steel tubes of model arches

变值明显大于钢管混凝土拱的相应截面的应变值。这些截面的钢管应变都进入屈服，但最大应变出现在拱脚位置。

复合拱应变曲线在变截面 ($L/4$) 处靠近钢管混凝土一侧的应变在两加载截面范围内最小，分析认为是由于管内混凝土封端板作用引起的。在实桥测试中，变截面处两侧的钢管应变发生突变，靠空钢管侧应变大、靠钢管混凝土侧应变小^[10]。而在模型拱试验中，由于在变截面处靠空钢管侧没有布置应变片，所以没有测试到这一现象。随荷载增加，由于管内混凝土的作用，复合拱中钢管混凝土段的截面钢管应变增长较慢，而空钢管段则增长较快，其中 $2L/3$ 截面处由于受集中力作用增长最快。

3 混凝土充填长度对极限承载力的影响分析

为进一步了解管内混凝土对结构受力性能的影响，取管内混凝土填充长度与跨径之比 α 为分析参数，如图 3 所示。分析中的 α 取值分别为 0、1/12、1/8、1/6、1/4、1/3、5/12、1/2，其中 $\alpha = 0$ 为钢管拱， $\alpha = 1/2$ 为钢管混凝土拱，为其他值时 ($1/12$ 到 $5/12$) 为复合拱。

在模型拱的试验中，荷载是作用在同一半跨的两个集中力，因此模型拱的受力以弯矩为主，这与实际拱桥中拱肋的受力有很大的区别。实际桥梁结构中，恒载在总荷载中所占的比重很大，尤其是在公路桥中。因此，除模型试验中的两个集中力的荷载工况 (工况一) 外，在下面的分析中，还将考虑两种分布荷载的工况：一种是全跨均布荷载 (工况二)；另一种是半跨均布加全跨均布荷载 (工况三)，不失一般性，设半跨均布荷载的集度为全跨的 50%。

图 10 给出了三种工况作用下，模型拱随管内混凝土充填长度与极限承载力的关系。计算中模型拱等

分为 24 段，均布荷载以施加于等分节点上的集中力来模拟。图中纵坐标为某混凝土充填长度下承载力与 $\alpha = 0$ (空钢管) 时承载力的比值。

从图 10 可以看出，随着管内混凝土填充长度的增加，各工况的极限承载力都呈现逐步增加的趋势，但增加的幅度与荷载工况密切相关。当 α 从 0 变化至 0.5 (由钢管拱变化到钢管混凝土拱) 时，对于仅承受两个非对称集中力的工况一，极限承载力仅提高 14.05%；而对于承受对称荷载或以对称荷载为主时 (工况二、三)，极限承载力提高分别为 54.6% 和 48.8%。由此可见，管内混凝土对提高其极限承载力的作用，以承受恒载为主的实际拱桥比仅承受两个集中力的模型要大得多。

另一方面，混凝土的充填长度对承载力提高的作用在 α 从 0 变化至 0.5 的过程中各个阶段不尽相同。从 $1/8$ 变化至 $1/4$ 时极限承载力的提高幅度明显大于

从 $1/12$ 变化至 $1/8$ 时，因此从提高面内承载力的角度出发，管内混凝土填充长度以 $L/4$ 或略大于 $L/4$ 为宜。对于以承压为主的工况来说， $\alpha = 1/2$ (钢管混凝土拱) 较之前 $\alpha = 5/12$ (复合拱) 极限承载力提高幅度最大，因此当拱以承压为主时，从面内极限承载力的角度来说，钢管混凝土拱更有优势。

4 结语

本文进行了钢管混凝土拱和复合拱的面内两点非对称加载试验，在钢管混凝土拱肋的加载点避免了局部破坏现象，但在复合拱中位于空钢管拱肋的加载点下仍出现了局部凹陷现象，这在今后的试验设计和分析中应予以考虑。

本文提出的双重非线性分析方法能基本反映管拱的受力性能，计算结果与试验结果以钢管模型拱吻合最好。但复合拱和钢管混凝土拱的计算曲线与试验曲线还有一定的差距，如何准确地反映混凝土的材料非线性特征，需进一步研究。

研究表明，管拱受力全过程中，材料非线性的影响是主要的，几何非线性的影响是次要的。但由于几何非线性与材料非线性存在着耦合作用，因此在管拱的受力全过程与极限承载力的分析中，应考虑双重非线性的影响。

管内混凝土对提高拱的极限承载力和刚度均有一定的作用，这种作用当拱以受压为主时较大，而当拱以受弯为主时则较小。当采用复合拱时，混凝土充填长度宜超过 $L/4$ ；当拱的恒载产生的轴力占主导地位时，选用钢管混凝土更好。

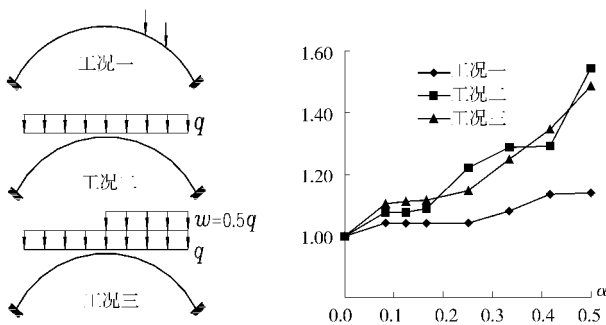


图 10 极限承载力与 α 参数关系图

Fig. 10 Relationship curves of ultimate bearing capacity and parameter α

复合拱变刚度截面靠空钢管一侧的受力较为复杂与不利,需进一步研究并应引起实际工程设计注意。

参 考 文 献

- [1] 陈宝春. 钢管混凝土拱桥计算理论研究进展 [J]. 土木工程学报, 2003, 36(12): 47 - 57
- [2] 陈宝春, 陈友杰. 钢管混凝土肋拱面内受力全过程试验研究 [J]. 工程力学, 2000, 17(2): 44 - 50
- [3] 日野伸一, 劉玉擎, 山口浩平, 等. コンクリート充填鋼管アーチリブの耐荷特性および弾塑性挙動に関する研究 [C] // 第 5 回復合造の活用に関するシンポジウム講演論文集. 2003: 125 - 130
- [4] 曾国锋. 钢管混凝土系杆拱桥极限承载力研究 [D]. 上

海: 同济大学, 2003

- [5] 陈宝春. 钢管混凝土拱桥实例集 (一) [M]. 北京: 人民交通出版社, 2002
- [6] 陈宝春, 陈友杰, 刘玉擎. 钢管与钢管混凝土复合拱桥 [J]. 桥梁建设, 2001(1): 17 - 20
- [7] 陈友杰, 陈宝春, 林英. 钢管拱面内非对称加载试验 [J]. 湘潭矿业学院学报, 2001, 16(1): 53 - 56
- [8] 韦建刚, 陈宝春. 钢管混凝土拱材料非线性有限元分析方法 [J]. 福州大学学报, 2004(3): 344 - 348
- [9] 中华人民共和国国家标准. GB50010—2002 混凝土结构设计规范 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002
- [10] 林英. 钢管 - 钢管混凝土复合拱桥面内受力性能试验研究 [D]. 福州: 福州大学, 2001

(上接第 28 页)

- [5] 奉龙成, 罗小华. 钢筋混凝土拱桥面内极限承载力的非线性分析 [J]. 土木工程学报, 2002, 36(3): 20 - 24
- [6] 刘磊, 许克宾. 曲杆结构非线性分析中的直梁单元和曲梁单元 [J]. 铁道学报, 2001(3): 72 - 76
- [7] 刘磊, 许克宾. 杆系结构非线性分析中的 π L 列式和 UL 列式 [J]. 工程力学, 2000 年增刊: 361 - 365
- [8] 张其林. 平面杆系结构非线性稳定的样条有限元分析法 [J]. 计算结构力学及其应用, 1994(2): 186 - 191
- [9] 华孝良, 徐光辉. 桥梁结构非线性分析 [M]. 北京: 人民

交通出版社, 1997

- [10] 刘磊. 大跨度混凝土桥梁的双非线性分析 [D]. 北京: 北方交通大学, 2000
- [11] 朱伯龙, 董振祥. 钢筋混凝土非线性分析 [M]. 上海: 同济大学出版社, 1985
- [12] 陈克济. 钢筋混凝土拱桥面内极限承载力的非线性分析 [J]. 桥梁建设, 1983(1): 24 - 36
- [13] 罗韧. 钢筋混凝土肋拱面外极限承载力计算 [J]. 重庆交通学院学报, 1987(2): 94 - 103

(上接第 42 页)

- Pergamon, U. K., 2002: 1 - 8
- [3] Mathias J. Composite action in connection regions of concrete-filled steel tube columns [J]. Steel and Composite Structure, 2003, 3(1): 47 - 64
- [4] Chiew S P, Lie S T, Dai C W. Moment Resistance of Steel I-Beam to CFT Column Connection [J]. Journal of Structural Engineering, 2001: 31 - 35
- [5] Beute J, Thambiratnam D, Perera N. Cyclic behaviour of concrete filled steel tubular column to steel beam connection [J]. Engineering Structure, 2002, 24: 29 - 38
- [6] Ahmed E, Atouf A. Experimental behavior of steel beam to CFT column connections [J]. Journal of Construction Steel Research, 2001, 57: 1099 - 1119
- [7] Atouf A, Yerrapalli S. Design of through beam connection detail for circular composite columns [J]. Engineering Structure, 1995, 17(3): 209 - 213
- [8] 谭建国. 使用 ANSYS6.0 进行有限元分析 [M]. 北京:

北京大学出版社, 2002

- [9] CECS159: 2004 矩形钢管混凝土结构技术规程 [S]
- [10] 朱伯龙, 董振祥. 钢筋混凝土非线性分析 [M]. 上海: 同济大学出版社, 1985
- [11] Higashibata Y. "Elastic-Postelastic Analysis of the Cyclic Behaviour of Reinforced Columns Taking Account of the Effort of Bond" Symposium of ABSE [C]. Design and Safety of Reinforced Concrete Compression Member, 1974
- [12] 过镇海. 钢筋混凝土原理 [M]. 北京: 清华大学出版社, 1999
- [13] 韩林海. 钢管混凝土结构 [M]. 北京: 科学出版社, 2000
- [14] Tomii M, Sakino K. Elasto-plastic Behavior of Concrete Filled Square Steel Tubular Beam-columns [J]. Transactions, Arch, Inst, Japan, 1979
- [15] Shakir K H, Zeghiche, Z. Experimental Behavior of Concrete-filled Rolled Rectangular Hollow Section Columns [J]. The Stru Eng 1989, 67: 230 - 234