

预应力组合梁长期性能试验研究与时随分析

薛伟辰 李杰 何池

(同济大学土木工程学院 上海 200092)

摘要: 在中国首次进行了预应力组合梁长期性能的试验研究。通过一年长期荷载试验,对预应力组合梁的长期变形、预应力筋应变、钢梁应变、钢梁与混凝土板之间的滑移等时随性能进行较为系统的研究,并提出了预应力组合梁长期变形的设计建议。基于龄期调整有效模量法,推导了预应力组合梁单元的徐变刚度矩阵和徐变力向量,编制了预应力组合梁时随分析程序,应用该程序的计算值与试验结果吻合较好。

关键词: 桥梁工程 预应力组合梁 龄期调整有效模量法 长期性能试验 时随分析

0. 引言

预应力组合梁兼有普通组合梁和预应力结构的特点,主要有:①减小组合梁截面高度20%~30%;②调整结构内力分布,提高抗裂度与承载力,减小结构变形;③充分利用高强钢材,减轻结构自重,工程实践表明可节约钢材10%~20%,降低造价5%~10%;④增强结构的疲劳抗力,延长结构疲劳寿命;⑤采用体外预应力体系,可以减小预应力摩阻损失,便于重复张拉与维护;⑥预应力组合梁的不足之处在于锚固构造要求较高,防腐与防火要求较严。

自20世纪50年代以来,各国开始对预应力组合梁进行研究,近年来预应力组合梁在各国得到了越来越多的关注^[1-5]。在系统查阅、总结各国有关预应力组合梁研究资料后,发现迄今为止的研究工作主要集中在静力性能方面,有关预应力组合梁长期性能方面的研究很少,在中国几乎是空白。而且在中国有关设计规范中也没有预应力组合梁长期性能的设计条款,亟待加强。因此,开展预应力组合梁的长期性能研究具有重要的理论意义和实用价值。

笔者在中国首次较为系统地开展了预应力组合梁长期性能的试验研究和时随分析。

1. 试验设计

1.1 试件设计

共设计三根组合梁试件,其中两根为预应力组合梁试件,另一根为普通组合梁对比试

件。试件设计参数有:①钢梁上的预应力束,分别为0、 $6\phi^5$;②混凝土板的宽度600mm;③混凝土板上的预应力束 $8\phi^5$;④栓钉间距,有100、150mm两种。需要指出,梁中预应力筋的数量是按照模型结构的使用性能要求确定的。试件参数见表1。

表1 试件参数

| 试件 | RC | PC-1 | PC-2 |
|-----------|-----|-----------|-----------|
| 钢梁上预应力束 | - | $6\phi^5$ | $6\phi^5$ |
| 混凝土板预应力束 | - | $8\phi^5$ | $8\phi^5$ |
| 混凝土板宽度/mm | 600 | 600 | 600 |
| 栓钉间距/mm | 100 | 100 | 150 |

梁试件的跨度为4.8m,梁高300mm(其中钢梁高200mm,混凝土板高100mm),高跨比为1:16。梁试件的施工见图1。混凝土板的强度等级为C30,钢梁采用A3钢,栓钉采用16锰钢($f_y=480\text{MPa}$)。试件材料的力学性能详见表2、3。

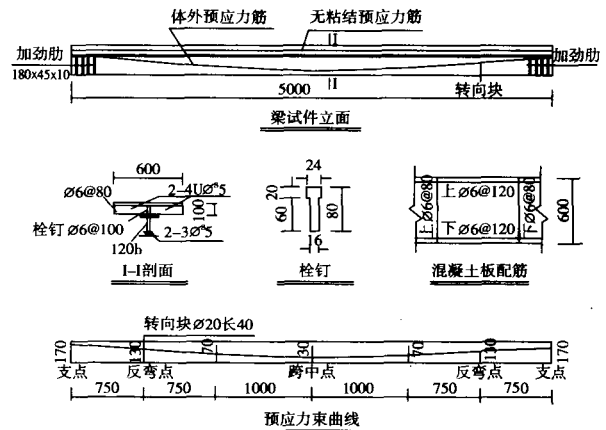


图1 梁试件的施工mm

表2 混凝土力学性能

| | | |
|--------------------|---------------------|------------------|
| 弹性模量 E_c /MPa | 立方体强度 f_{cu} /MPa | 棱柱体强度 f_c /MPa |
| 3.06×10^4 | 35.5 | 27.1 |

表3 钢材力学性能

| | | | | |
|----------|--------------------|-----------------|-----------------|------|
| 类型 | 弹性模量 E_s /MPa | 屈服强度 f_y /MPa | 极限强度 f_u /MPa | 伸长率% |
| A3钢 | 1.90×10^5 | 301.2 | 443.9 | 27.8 |
| ϕ^5 | 1.89×10^5 | - | 1824 | 13.2 |
| ϕ^6 | 2.11×10^5 | 370.9 | 497.5 | 22.3 |

1.2 加载与量测

采用长期堆载的方法进行加载(图2)。施加预应力以及竖向荷载时混凝土的龄期为100d左右,施加预应力前不受荷载。

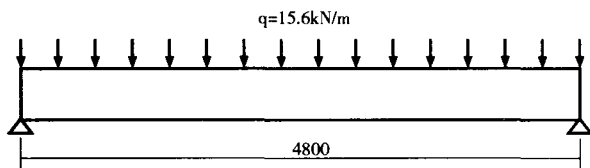


图2 加载/mm

试验主要量测内容有:①跨中挠度;②预应力束的有效预应力;③等弯段钢梁与混凝土板的应变;④混凝土板与钢梁之间的滑移等。

2. 主要试验结果与分析

2.1 长期变形

梁跨中变形随时间的变化如表4和图3所示。

表4 梁跨中变形/mm

| 试件 | 预应力 | 一次加载 | 30d | 90d | 180d | 270d | 360d |
|------|-------|------|------|------|------|------|------|
| PC-1 | -0.90 | 2.19 | 2.85 | 3.28 | 4.86 | 6.30 | 7.01 |
| PC-2 | -0.90 | 2.47 | 2.83 | 3.41 | 5.53 | 7.05 | 7.37 |
| RC | 0 | 4.24 | 4.69 | 5.23 | 6.50 | 7.95 | 8.35 |

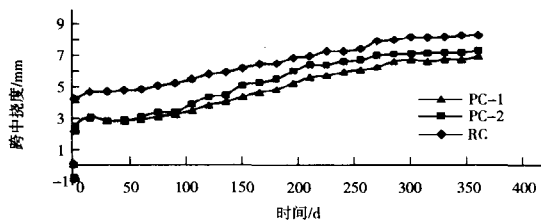


图3 梁跨中挠度—时间曲线

由图3可见:①预应力组合梁的跨中挠度随时间不断增大,而且挠度增加随时间呈递减趋势;②预应力组合梁和普通组合梁的长期挠度分别为其短期挠度的3.1和2.0倍;③预应力的施加能减小组合梁的跨中挠度,但预应力组合梁

跨中挠度增加的速度也比普通组合梁快;④栓钉间距的增大会加大组合梁的跨中挠度,但对组合梁刚度的影响不大。

中国现行《钢结构设计规范》(GB50017送审稿)中规定,在计算组合梁的长期挠度时,组合梁中混凝土板与钢梁的弹性模量比取为 $2\alpha_E$ 。通过对三个试件的分析计算,发现:①按照规范的计算结果,预应力组合梁和普通组合梁的长期挠度分别为其短期挠度的1.3和1.2倍,而试验结果分别为3.1和2.0倍,规范计算结果偏于不安全;②规范中基于混凝土弹性模量调整的组合梁长期挠度计算方法有较大的局限性,即便将混凝土板与钢梁的弹性模量比取为零也与试验结果有一定的误差;③笔者建议,预应力组合梁和普通组合梁的长期挠度分别取其短期挠度的3.1和2.0倍。

2.2 预应力筋应变

预应力筋应变随时间的变化如表5和图4所示。

表5 预应力筋应变/ $\mu\epsilon$

| 试件 | 张拉后 | 30d | 90d | 180d | 270d | 360d |
|------|------|------|------|------|------|------|
| PC-1 | 5106 | 4908 | 4842 | 4597 | 4416 | 4343 |
| PC-2 | 5255 | 5054 | 5009 | 4904 | 4637 | 4533 |

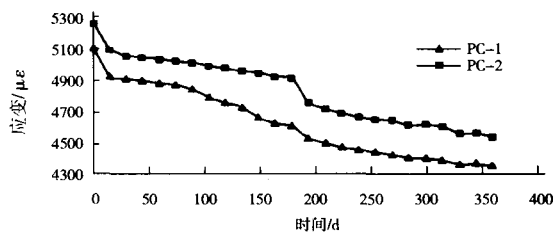


图4 预应力筋应变—时间曲线

从图4可见,预应力筋在加外荷载前,已有了一定的初始拉应变,PC-1梁预应力筋应变为 $5106 \mu\epsilon$,PC-2梁预应力筋应变为 $5255 \mu\epsilon$ 。预应力筋应变随时间逐步减小,360dPC-1梁预应力筋应变下降了 $763 \mu\epsilon$,PC-2梁预应力筋应变减小了 $722 \mu\epsilon$,应变平均降低了15%左右。其中,张拉24h后预应力筋应变下降占360d总减小量的20%左右;90d时预应力筋应变下降占总减小量的34%左右;180d时预应力筋应变下降占总减小量的65%左右;270d时预应力筋应变下降占总减小量的88%左右。

综上所述,张拉后预应力筋应变在早期下降迅速,随着时间发展,变化逐步趋于缓和。

2.3 钢梁下翼缘应变

钢梁下翼缘应变随时间的变化如图5所示。

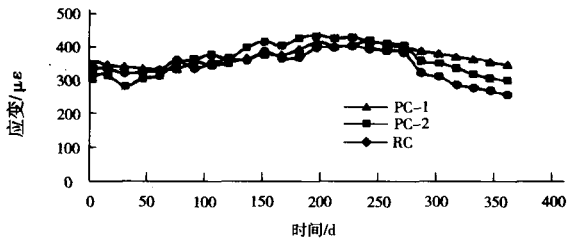


图5 钢梁下翼缘应变—时间曲线

由图5可见,一次加载后,三根组合梁PC-1、RC、PC-2的钢梁下翼缘应变分别为344、318、297 $\mu\epsilon$; 180d后,组合梁钢梁下翼缘应变分别为393、366、427 $\mu\epsilon$,比弹性加载时增大大约15%;加载后200d钢梁下翼缘应变达到最大值,随后,应变数值下降;360d后,组合梁钢梁下翼缘应变分别为345、252、295 $\mu\epsilon$ 。这可能是由于环境温度的影响所致,由于初始加载时间为12月,随后温度升高,200d时时间为8月,以后温度逐步下降。总的来说,在加载到180d之前预应力组合梁和普通组合梁中钢梁下翼缘应变的变化趋势较为相近,180d以后变化趋势有些差别。

2.4 钢梁与混凝土板之间的滑移

在预应力张拉过程中,预应力组合梁中钢梁与混凝土板之间产生一定的滑移。当张拉应力达到60%的张拉控制应力时,钢梁和混凝土板之间开始出现滑移,最大滑移量达到0.05mm。相比之下,栓钉间距较小的PC-1试件的滑移量稍小。随后在360d持荷过程中,两根预应力组合梁均未发生滑移。而普通组合梁从加载开始到一年持荷结束期间,钢梁与混凝土板之间均未发生滑移。

3. 时随分析

3.1 程序设计思想

为了对预应力组合梁的长期性能进行更深入的研究,笔者利用计算机程序来模拟组合梁的时随性能。程序模拟计算的实现,不仅可以给试验参数选取、结果分析等提供方便,而且可因为减少了大量的试验工作而节省研究费用与时间。

影响结构非线性性能的因素很多^[6,7],主要有:材料的非线性,包括混凝土的收缩、徐变等;结构的几何非线性;预应力的作用等。在考虑上述影响因素的基础上,在有限元分析中采取将单元物理方程(M-N- ϕ 关系)直接用材料的本构关系来表达的方式,避免了单元M-N- ϕ 关系的模型化处理。时随分析结果表明,效果较好。

3.2 单元徐变刚度矩阵与徐变力向量

研究工作包括以下三点:①基于龄期调整有效模量法,应用虚功原理推导了由徐变引起的单元等效徐变力向量,从而将徐变作用等效为外荷载作用;②基于能量原理,建立了随时间变化的、单元徐变力增量与徐变位移增量之间的数学关系,推导了单元徐变刚度矩阵;③采用CEB-FIP1978、CEB-FIP1990和ACI-209三种实用规范徐变模型,并按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(2002年送审稿)取用混凝土收缩系数以及预应力松弛系数,对本文的三根组合梁在长期荷载下的受力性能进行模拟计算分析。

3.3 单元离散与截面划分

预应力组合梁的单元离散见图6。预应力组合梁的截面条带划分为:截面混凝土分为5个条带,钢梁分为14个条带,钢梁预应力钢筋分为1个条带,板内预应力筋分为1个条带,板内普通钢筋分为2个条带。

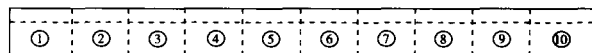


图6 组合梁单元的划分

3.4 计算值与试验结果的对比

三根组合梁的荷载—挠度曲线的计算值与试验结果的对比如图7、8所示。

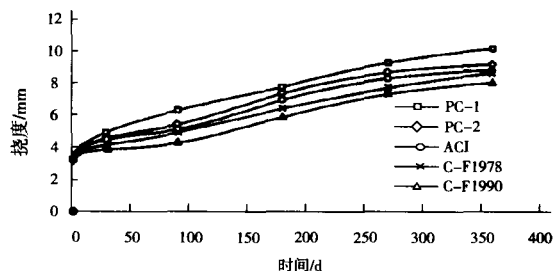


图7 预应力组合梁的跨中挠度—时间曲线

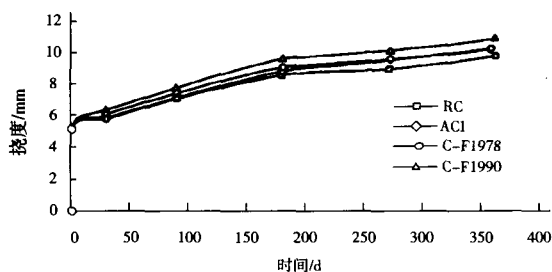


图8 普通组合梁的跨中挠度—时间曲线

从图7、8中试验值和理论值的对比可知,预应力组合梁与普通组合梁的时随分析结果与试验值吻合较好。

4. 结语

(1)预应力组合梁的跨中挠度随时间不断增大,而且挠度增加随时间呈递减趋势。预应力的施加能减小组合梁的跨中挠度,却加快了跨中挠度的增加速度。栓钉间距的增大会加大组合梁的跨中挠度,但对组合梁刚度的影响不大。

(2)中国现行《钢结构设计规范》(GB50017,送审稿)中有关组合梁长期挠度的计算方法偏于不安全。笔者建议,预应力组合梁和普通组合梁的长期挠度分别取其短期挠度的3.1和2.0倍。

(3)长期荷载作用下,预应力筋应变随时间逐渐下降,但下降的幅度随时间逐步减小。

(4)预应力组合梁与普通组合梁的钢梁下翼

缘应变具有相似的变化趋势,两者的应变值在加载后都逐步增大,约在加载后180d达到最大,随后应变下降。这可能是由于环境温度的影响所致。

(5)在滑移方面,预应力组合梁与普通组合梁在一年持荷荷载下,钢梁和混凝土翼缘之间均未发生滑移。预应力组合梁在张拉预应力筋时出现很小的滑移量,最大为0.05mm。相比之下,栓钉间距较小的PC-1试件的滑移量稍小。

(6)基于龄期调整有效模量法,推导了预应力组合梁的徐变刚度矩阵和徐变力向量,编制了预应力组合梁时随分析程序,应用该程序的计算值与试验结果吻合较好。

参考文献

- [1] ALFARABISHARIF,SALAHEI-DINTAHERF,BAUSPK.Time-dependent losses in prestressed continuous composite beams [J].J.Struct.Div.,ASCE,1993,119(11):3151—3168.
- [2] LUIGINODEZI,GRAZIANOLEONI,ANGELOM-ARCELLOTARANTINO.Time-dependent analysis of prestressed composite beams[J].J.Struct.Div.,ASCE,1995,121(4):621—633.
- [3] ANDREADALL'ASTA,LUIGINODEZI.Nonlinear behavior of externally prestressed composite beams:analytical model [J].J.Struct.Div.,ASCE,1998,124(5):588—597.
- [4] 宗周红,车惠民.预应力钢—混凝土组合梁有限元非线性分析[J].中国公路学报,2000,13(2):48—51.
- [5] XUEWei-chen,LLjie.Studies on performance of pre-stressed steel-concrete composite beams [A].26th Our World in Concrete & Structures [C].Singapore:CI-PREMIERPTLTD,2001.677—684.
- [6] 周履,陈永春.收缩徐变[M].北京:中国铁道出版社,1994.
- [7] 薛伟辰.现代预应力结构设计[M].北京:中国建筑工业出版社,2003.

(上接第29页)

4. 结论

(1)笔者提出的时效分析理论,综合考虑了混凝土收缩、徐变,预应力钢束松弛以及温度等时效因素影响,从截面内力平衡方程入手,结合结构外部平衡方程,真实地反映了混凝土—预应力钢束共同作用的机理和钢束松弛的特性以及各截面之间的相互影响。在线弹性徐变理论的假设下,其计算精度仅取决于时效本构模型的精度和时间段划分的大小。

(2)将矩阵位移法、力法应用于时效理论,使得结构求解更加简便且易于理解。利用该方法可很容易地将时效分析理论应用于连续梁桥、连续刚构桥及斜拉桥等复杂桥型中,并完成从施工到运营阶段任意时刻应力、应变、内力、变形等状态的计算。

(3)本文提出的基于时效理论的有限元数值计算方法,不需要存储单元的应力应变历史,仅需存储一个时间段内的应变增量和总的变形值,更适合于采用传统的杆系有限元法在微机上进行计算。基于上述时效理论编制的程序证明了计算理论及模型的正确性和实用性。

参考文献

- [1] 黄侨.大跨径PC桥梁结构长期性能分析[A].92全国桥梁结构学术大会论文集[C].上海:同济大学出版社,1992.808—814.
- [2] 金问鲁.预应力混凝土弹性—徐变状态统一计算理论[M].北京:中国铁道出版社,1990.
- [3] 范立础.预应力混凝土连续梁桥[M].北京:人民交通出版社,1988.
- [4] HUANGQiao.Report on program development for the analysis of continuous prestressed concrete bridge[R].London:University of London, Queen Maryand Wesfield College,1990.
- [5] 唐崇钊.混凝土的徐变力学与试验技术[M].北京:水利电力出版社,1982.
- [6] 苏洪涛.加筋混凝土收缩徐变的试验研究[J].桥梁建设,1994,(4):3—10.