

已服役 20 年的预应力混凝土空心板梁单元 静力承载力试验研究

高 杰, 黄 颖

(福建船政交通职业学院, 福州 350007)

摘 要:通过对一根已服役 20 年的预应力混凝土空心板梁单元静力承载力试验室试验, 研究该梁单元在不同荷载工况作用下各个截面的挠度情况和混凝土应变, 获得该梁单元的静力承载力情况; 同时利用有限元分析软件 ANSYS 建立预应力混凝土空心板梁单元的有限元模型, 分析在不同荷载工况作用下梁截面的挠度和混凝土应变, 试验分析结果和理论计算结果进行对比分析, 以此进行已服役 20 年结构的耐久性能评估并对结构整体性能进行评定。

关键词:在役预应力空心板梁; 挠度; 混凝土应变; 有限元分析

中图分类号:TU311.3

文献标志码:A

近 20 年来, 我国建桥数量增加近五倍, 桥梁总延米增长七倍多。其中, 我国所建的大中跨径桥梁中, 75% 以上采用的是预应力混凝土结构, 可见预应力混凝土结构优势是很显著的, 但是随着预应力技术大量地应用于工程实践及其认识的不断深入, 预应力混凝土结构的诸多缺陷和不足逐步显现出来^[1-4]。本文对从已经服役 20 年的福建省福州市鳌峰洲大桥北引桥切割下来的梁单元进行试验室静力极限承载力试验, 研究该梁单元在不同荷载工况作用下梁单元各个主要截面的挠度情况和混凝土应变情况, 同时利用有限元分析软件建模分析, 分析结果与试验结果和理论分析结果三者进行对比, 以此进行已服役 20 年结构的耐久性能评估并对结构整体性能进行评定。

1 试验梁介绍

福州市鳌峰闽江大桥(闽江三桥)已建成通车 20 年, 为适应当前交通的需求, 将对鳌峰大桥的北引桥进行改造, 其中对北向东侧的引桥进行拆除另建。拟拆除的原 D 匝道桥的上部结构采用 19 × 16 m 的多跨连续预

应力混凝土空心板梁。从该桥预应力空心板梁中截取 1 片单孔空心板单元, 截取的位置是原桥跨 18 ~ 19 号支座之间的空心板梁作为试验对象, 从切割下来的空心板单元可以看出, 预应力钢筋的孔道灌浆质量欠佳, 灌浆不够密实, 存在较大孔隙。该板梁单元的长度为单跨 16 m, 运送至福州大学结构试验馆进行静力加载试验, 以研究服役 20 年后预应力混凝土梁的实际结构的承载力。试验梁构件尺寸及单元构件横断面尺寸如图 1 和图 2 所示。通过计算得单根梁重量为 22.733 5 t。试验梁结构尺寸及材料力学指标见表 1。

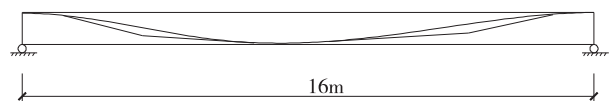


图 1 单跨预应力混凝土单孔空心板单元构件示意图

表 1 试验梁尺寸及材料力学指标

混凝土强度等级 (MPa)	计算跨径 (m)	截面宽度 (cm)	截面高度 (cm)	受拉钢筋 (mm)	受压钢筋 (mm)	箍筋 (mm)	预应力束 (mm)
C40	15.85	100	90	Φ20	Φ20	Φ8	24Φ ⁵

收稿日期:2014-03-04

基金项目:福建省交通厅交通科技项目(201336);福建省教育厅 B 类科技项目(JB12359)

作者简介:高 杰(1966-),男,福建福州人,副教授,主要从事桥梁结构动力性能与耐久性能方面的研究,(E-mail)gj1966@163.com

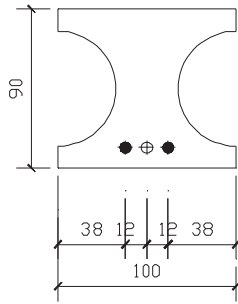


图2 预应力混凝土多孔空心板单元构件横断面(单位:cm)

2 实验室静力加载试验

2.1 板梁单元极限承载力试验

在福州大学结构试验馆搭设静载试验平台,对该梁单元进行极限承载力试验,加载至梁单元破损,以评估服役20年的梁单元的结构性能。试验过程采用两点对称分级加载方式进行,荷载逐级增大,对该梁单元在正常使用阶段—设计荷载—混凝土开裂—结构破坏的全过程进行观测与分析。之所以选择这样加载方式,是为减少剪力的影响,试验重点研究剪力为零的“纯弯段”内梁正截面受力状态和变形规律。加载模型如图3所示。

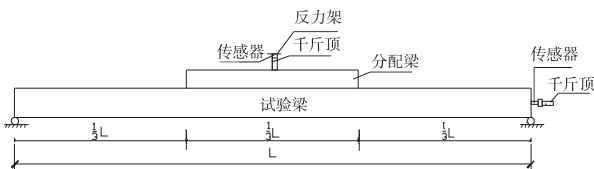


图3 梁单元试验加载示意图

2.2 测试内容及测点布置

静载试验挠度测量选在1/4跨、1/2跨以及3/4跨下部,为求得最大挠度及其变形的特征曲线,在支点处也

表2 关键截面预压受拉边缘混凝土应变的理论值与实测值比较(单位: $\mu\epsilon$)

状态	1/4 截面			1/2 截面(跨中截面)			1/3 截面			2/3 截面			3/4 截面		
	理论值	实测值	比值	理论值	实测值	比值	理论值	实测值	比值	理论值	实测值	比值	理论值	实测值	比值
设计荷载作用	19	31	1.63	26	52	2.00	23	40	1.74	19	48	2.53	26	30	1.15
消压状态	33	52	1.58	34	83	2.44	34	78	2.29	33	82	2.48	34	55	1.62
混凝土开裂	95	120	1.26	130	134	1.03	111	122	1.10	95	110	1.16	130	123	0.95
混凝土破坏	132	173	1.31	176	110	0.63	151	184	1.22	132	166	1.26	176	185	1.05

注:表中比值为实测值除以理论值。

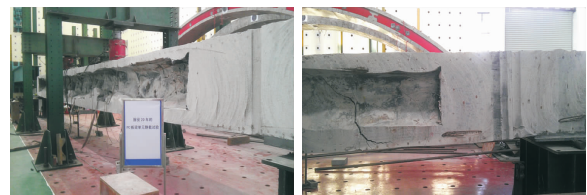
经过试验加载,当1/3截面和2/3截面处加载15t(合计30t),在1/4截面下缘出现裂缝,当1/3截面和2/3截面处加载至21t(合计42t),沿着1/4截面和3/4截面下缘向上缘处呈45°方向裂缝深度发展,单元构件极限破坏,此时加载弯矩与理论开裂弯矩对比见表3。

此外,在正常使用荷载工况(设计汽车荷载)下,结构的变形校验系数和应变校验系数都大于1,即实测值大于理论计算值,说明结构在试验前已经存在初始缺陷,

安放百分表以消除支撑变位的影响。混凝土应变片布设在模型梁L/4截面、L/2截面、3L/4截面以及千斤顶加载点位置(1L/3和2L/3),在每个截面梁顶和梁底各均匀布置6片应变片。主要测试三个方面的内容:梁单元关键截面在试验荷载作用下的挠度;梁单元关键截面在试验荷载作用下的应变;桥梁最终的破坏形态。

3 试验工况及实验室现场情况

根据试验研究目的,以期获得梁单元从开始加载到破坏整个阶段的应力应变曲线,采用每个2t为一个加载工况,分别记录每个工况作用下的测试截面的应变以及梁单元挠度。梁单元初始缺陷检查情况、实验室加载情况及最终梁单元破坏情况如图4所示。



(a) 梁单元加载情况 (b) 梁单元极限承载力破坏情况

图4 梁单元试验过程照片

4 试验结果与分析

根据该桥设计资料及相关规范^[5-6]与相关理论资料^[7-9],由理论公式^[10]计算得到该梁单元关键截面的主要控制指标见表2。混凝土弹性模量取 3.5×10^4 MPa,预应力钢丝标准强度取1600 MPa,每束控制张拉力取565 kN,计算得到关键截面控制弯矩理论值,根据其计算得到在相应外荷载弯矩作用下,截面预压受拉边缘混凝土应变的增量值,并与试验实测值进行对比,结果见表2。

表3 梁单元开裂截面开裂弯矩比较(单位:kN·m)

状态	理论开裂弯矩	实际开裂弯矩	比值
混凝土开裂	2068.00	2129.11	1.03
构件破坏	2799.73	2939.44	1.05

注:表中比值为实际开裂弯矩除以理论开裂弯矩。

因为切割造成预应力钢筋预应力损失比较严重,造成梁单元在相同荷载情况下,产生的内力和变形均较理论值大。当继续增加荷载后,各关键截面的内力与变形均继

续增大。试验最终状态:沿着 1/4 截面和 3/4 截面下缘分别向上缘处呈 45°方向产生斜裂缝并深度发展直至构件破坏,也就是说,构件并不是如试验前预计的梁正截面受弯破坏,而是斜截面剪压破坏。

5 有限元仿真分析

针对试验的单跨预应力梁单元,根据试验室构件制作情况,结构可定义为简支梁。采用大型通用有限元软件 ANSYS 建立三维空间实体计算模型,将有限元计算结果与模型试验实测结果进行比较,相互验证。

5.1 有限元模型的建立

采用 ANSYS 软件建立有限元分析模型,对各个构件进行准确模拟,模型参数见表 1。首先根据不同构件的特点选择相应的单元类型,模型中混凝土采用 Solid45 实体单元模拟,预应力钢筋采用 Link8 单元模拟,梁体内的预应力筋作用采用等效荷载法模拟。依照试验梁单元设计数据所建立的三维空间有限元实体模型如图 5 所示。

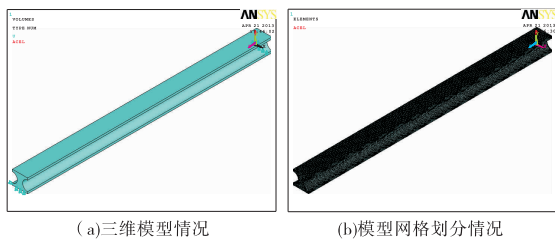


图 5 有限元模型三维视图

5.2 有限元计算结果对比

有限元计算结果与实测结果比较(表 4、表 5):从梁

单元各测试截面挠度计算值与实测值比较可以看出,1/2截面和 3/4 截面的各工况下挠度的实测值均比计算值大;而从梁单元各测试截面应变计算值与实测值比较可以看出,1/3 截面、1/2 截面、2/3 截面与 3/4 截面各工况下实测应变值均大于有限元分析计算值,进一步说明试验构件存在严重损伤,因为切割导致预应力损失,梁单元在试验过程中的受力情况与原设计存在较大出入。

6 结论

通过对福州市闽江三桥北引桥,从 18~19 跨中截取的梁单元构件进行实验室静力加载试验,对梁单元的动力特性、变形和应变等方面的测试和分析,主要得出以下结论:

表 4 梁单元各测试截面挠度有限元分析值与实测值(单位:mm)

工况	1/4 截面		1/2 截面		3/4 截面	
	计算值	实测值	计算值	实测值	计算值	实测值
工况 1	0	0.085	0	-1.915	0	3.18
工况 2	2.225	0.785	1.284	-0.95	0.22	3.935
工况 3	3.443	2.04	3.001	0.835	1.435	5.37
工况 4	4.658	3.48	4.717	3.005	2.648	7.03
工况 5	5.319	5.11	5.575	5.445	3.202	8.97
工况 6	7.089	6.605	8.148	8.03	5.074	10.925
工况 7	7.75	7.715	9.006	10.73	5.628	13.02
工况 8	8.966	8.675	10.722	13.38	6.841	15.155
工况 9	10.128	9.325	12.437	15.335	8.106	16.715
工况 10	11.344	11.815	14.152	22.28	9.319	22.025
工况 11	12.56	22.605	15.868	42.09	10.532	36.455
工况 12	13.167	26.305	16.726	51	11.139	47.71

注:正号为梁体下挠,负号为梁体上翘。

表 5 梁单元各测试截面应变有限元分析值与实测值(单位:με)

工况	1/4 截面		1/3 截面		1/2 截面		2/3 截面		3/4 截面	
	计算值	实测值	计算值	实测值	计算值	实测值	计算值	实测值	计算值	实测值
工况 1	7	0	24	1	25	0	38	0	65	0
工况 2	59	48	5	43	3	54	12	37	49	34
工况 3	59	48	32	65	31	87	13	57	3450	
工况 4	84	57	60	84	59	121	39	73	18	64
工况 5	110	75	88	113	87	162	64	98	3	82
工况 6	135	82	116	125	115	182	89	108	13	90
工况 7	152	44	134	157	127	-	98	144	18	73
工况 8	178	32	161	210	155	-	123	167	33	83
工况 9	199	114	186	461	184	-	153	173	51	85
工况 10	225	157	214	-	212	-	178	184	66	92
工况 11	251	-	242	-	240	-	203	359	81	66
工况 12	259	-	250	-	246	-	208	680	84	46

注:正号为拉应变,负号为压应变;“-”表示实测数据无效。

(1)在正常使用荷载工况(设计汽车荷载)下,从结构的变形和应变的实测与计算结果表明该梁单元受力性能不正常。结构的变形校验系数和应变校验系数都大于 1,即实测值大于理论计算值。说明该梁单元存在初始缺陷,由于切割造成预应力钢筋的预应力损失较严

重,造成当受拉区混凝土一旦出现裂缝,受拉钢筋的应力立即达到屈服强度,并迅速经历整个流幅,进入强化工作阶段,裂缝迅速向上延伸,开展宽度很大,即使受压区混凝土尚未压碎,由于裂缝宽度过大而不能使用,标志梁的“破坏”。

(2) 试验最终状态:沿着 1/4 截面和 3/4 截面下缘分别向上缘处呈 45° 方向产生斜裂缝并深度发展直至构件破坏,构件并不是如试验前预计的梁正截面受弯破坏,而是斜截面剪压破坏,说明构件因为切割导致预应力钢筋预应力损失严重,而且构件内部由于施工误差导致的预应力钢筋布置呈现不对称性,造成在静力加载过程中梁体受力偏心,导致同一个截面处均匀布置的应变片在同一级加载情况下应变值差异很大,试验测试结果的离散性较大,规律性较差。

(3) 在正常情况下,同一个截面均匀布置的应变点的应变值应该基本相同,但是该梁单元静力加载试验中可以发现,同一截面布置的 6 个应变值差别较大,有的值甚至符号相反,说明该梁单元偏心严重,出现该情况的原因有可能是该梁单元内部的预应力钢筋布置不对称造成。

(4) 有限元计算结果与实测结果比较:从梁单元各测试截面挠度计算值与实测值比较可以看出,1/2 截面和 3/4 截面的各工况下挠度的实测值均比计算值大;而从梁单元各测试截面应变计算值与实测值比较可以看出,1/3 截面、1/2 截面、2/3 截面与 3/4 截面各工况下实测应变值均大于有限元分析计算值,进一步说明试验构件存在严重损伤,因为切割导致预应力损失,梁单元在试验过程中的受力情况与原设计存在较大出入。

综上所述,通过对已经服役 20 年的预应力梁单元的室内静力加载试验,结构的整体性能进行评定:

对试验结果分析可知,由于该预应力混凝土桥梁已服役 20 年,预应力损失的不断发展,以及结构在实际运营过程中可能存在的超载运营情况等不利影响下,使结构产生一定程度的损伤。此外,由于该桥梁为后张法施工,用于试验的梁单元(一共三束预应力束)中两束的锚具在桥梁拆除切割过程中可能破损,加上孔道灌浆质量欠佳,导致实际有效预应力下降。对于后张法预应力混

凝土结构而言,为保证预应力筋与混凝土有良好的粘结作用,除应保证锚具的安全可靠以外,对于孔道的灌浆质量同样不可忽视。对于预应力混凝土结构而言,预应力钢筋的布置情况对构件整体受力性能影响较大,预应力钢筋的偏心布置会使结构整体受力性能降低,因此施工中尽量确保钢筋的布置符合设计图纸布置要求。

参考文献:

- [1] 范立础.桥梁结构事故分析—展望设计理论进展[C].//陈肇元.土建结构工程的安全性与耐久性.北京:机械工业出版社,2003.
- [2] 项贻强,吴强强.基于性能的混凝土桥梁全寿命养护策略方法研究[J].重庆交通大学学报:自然科学版,2013,32(5):918-925.
- [3] Maher K T, Nabilai O S, Seguirant E. Prestress losses in Pretensioned high strength concrete bridge girders[R]. Washington: D.C, NCHRP report, 2003.
- [4] Saiidi M, Douglas B, Feng S. Prestress force effect on vibration frequency of concrete bridges[J]. Journal of Structure Engineering, 1994, 120(7): 2233-2241.
- [5] JTGD62-2004, 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范[S].
- [6] 中华人民共和国交通部.大跨径混凝土桥梁的试验方法[M].北京:人民交通出版社,1982.
- [7] 堪润水,胡钊芳.公路桥梁荷载试验[M].北京:人民交通出版社,2003.
- [8] 常海,曹正,保石才.预应力混凝土空心板桥动荷载试验分析[J].公路交通科技:应用技术版,2013(9): 221-223.
- [9] 雷俊卿,肖贇,张坤,等.预应力混凝土梁变幅疲劳性能试验研究[J].振动与冲击,2013,32(18):95-100.
- [10] 李国平.桥梁预应力混凝土技术及设计原理[M].北京:人民交通出版社,2004.

Research of the Static Bearing Capacity Test of a 20-year-old Prestressed Concrete Hollow-plate B

GAO Jie, HUANG Ying

(Fujian Chuanzheng Communications College, Fuzhou 350007, China)

Abstract: Through the static bearing capacity laboratory tests of a 20-years in-service prestressed concrete hollow-plate beam unit, the deflections and concrete strain of each section under different load condition of this beam unit are studied, which can access to the static bearing capacity status of the beam element. Meanwhile, the finite element model of prestressed concrete slabs unit is established by the finite element analysis software ANSYS. Then, the deflections and concrete strain of each section under different load condition are analyzed. The structural durability assessment and evaluation of overall performance can be evaluated through the comparing and analysis of experimental analysis results and the theoretical calculation results.

Key words: in-service prestressed hollow-plate beam; deflection; concrete strain; finite element analysis