

体外预应力加固大跨度混凝土梁的试验研究

赵晓辉,李军华,王子英

(天津市房屋质量安全鉴定检测中心,天津 300060)

摘要:以天津某加固改造工程为背景,通过对12根简支梁及6根框架梁进行体外预应力加固试验,分析加固后梁体的承载能力及使用性能,提出了适合本工程的正截面抗弯承载力计算公式及力筋极限应力增量计算公式。结果表明混凝土梁采用体外预应力加固时,可以显著减小梁体跨中挠度及裂缝宽度;承载力极限状态下,可以显著提高梁体抗弯极限承载力;采用适量预应力筋,加固后梁体的破坏形态仍为适筋梁延性破坏。

关键词:体外预应力;加固技术;抗弯刚度;正截面承载力

中图分类号: TU502

文献标识码: A

Experimental studies of external prestressing reinforced long-span concrete beam

ZHAO Xiao-hui, LI Jun-hua, WANG Zi-ying

(Tianjin Housing Center for Evaluation and Inspection of Quality & Safety, Tianjin 300060, China)

Abstract: With one strengthening and rebuilding project in Tianjin city as background, external prestressing test was conducted on 12 beams and frame beams with 6 Pin, the stiffness and crack resistance of beam body after strengthening were analyzed. At the same time normal section flexural bearing capacity calculation formula and ultimate stress of tendon incremental calculation formula suitable in this project were confirmed. The results showed that reinforced concrete beams with external prestressing could reduce significantly beam deflection and crack width, and improve significantly ultimate bearing capacity of beam bending with limit state capacity. And fitness beam ductile failure was still the failure mode of beam after strengthening design with proper prestressing tendon.

Key words: external prestressing; strengthening technology; flexural rigidity; normal section bearing capacity

近年来,大跨度混凝土梁加固技术作为一门学科正在迅速发展,提出了许多切实可行的加固方法。目前常用的加固方法有^[1]:钢构套加固法、加大截面加固法、粘贴钢板加固法、改变结构传力体系加固法、体外预应力加固法等。体外预应力加固技术是将预应力施加于混凝土构件之外,从而提高承载力的一种新型加固方法。力筋一般采用折线形,布置在混凝土梁的底部及两侧,并在距离梁、柱节点一定距离处进行弯起,从而形成一种超静定结构体系^[2]。其实质是对原构件施加一组平衡力系,该力系产生一组与原构件相反的内力,

从而抵消部分外加荷载产生的内力,提高构件承载能力^[3-4]。本文以12根简支梁及6根框架梁的体外预应力加固试验,分析加固后梁体的承载能力及使用性能,提出了正截面抗弯承载力计算公式及力筋极限应力增量计算公式。

1 背景工程

天津某展览馆建于二十世纪八十年代末期,由多功能展览厅、会议厅及公寓三部分组成,为现浇钢筋混凝土框架结构,总建筑平面呈矩形,长度约87.9 m,宽度约68.4 m,建筑面积17 000 m²。

收稿日期:2012-12-20

基金项目:天津市建设系统科学技术发展项目(项目编号:2012-14)

作者简介:赵晓辉(1985-),男,天津市人,硕士研究生,从事混凝土结构鉴定及加固方面的研究。

该建筑按8度抗震设防设计,基础采用预制钢筋混凝土方桩、柱下独立现浇钢筋混凝土承台基础。多功能展览厅框架梁最大跨度22.8 m,改造后作为五星级酒店使用,并将在屋顶增设一个游泳池,局部荷载达到25 kN/m²,从而使整个结构的梁和柱的配筋均达不到使用要求,必须采取加固措施。对于框架柱及跨度较小的框架梁,可以采用增大截面或粘贴钢板进行加固。但对于跨度22.8 m的框架梁而言,通过对比分析,决定采用体外预应力进行加固。

2 承载能力试验研究

2.1 试验构件设计

简支梁及框架梁跨度设计值均为7.6 m(实际工程跨度22.8 m),梁体截面均为200 mm × 834 mm(实际梁体截面600 mm × 2500 mm)。试验构件主要技术参数如表1所示。试验构件混凝土采用强度等级为C30的商品混凝土,非预应力筋采用HRB335级钢筋,箍筋采用HPB235级钢筋,钢筋在绑扎浇注前在设计位置上粘贴应变片。

表1 试验构件主要技术参数表

Tab.1 The main technical parameter list for test widget

编号	结构形式	预应力筋形状	梁截面尺寸/mm	梁跨度/m	张拉控制力
J1	简支梁	直线	200 × 834	7.6	0.6 f_{pk}
J2		一折			
J3		二折			
J4		直线			0.75 f_{pk}
J5		一折			
J6		二折			
K1	框架梁	直线	200 × 834	7.6	0.6 f_{pk}
K2		一折			
K3		二折			
K4		直线			0.75 f_{pk}
K5		一折			
K6		二折			

2.2 试验仪器

1) 电阻应变片:本试验钢材用电阻应变片采用BX120-ZAA型,标准电阻120 Ω、灵敏度系数2.06 ± 1%;混凝土用应变片采用BX120-LAA型,标准电阻120 Ω、灵敏度系数2.06 ± 1%。

2) 试验设备:加载设备由反力架和油压千斤顶组成,在反力架横梁和千斤顶之间放置压力传感器,以监控施加荷载大小。

2.3 试验结果及分析

1) 加载方案及破坏形态分析。简支梁试件采用三点加载法,框架梁采用两点加载法。简支梁加载时,首先分级(单点荷载每级5 kN)施加竖向跨中荷载至 P (单点荷载85 kN),而后卸载至0.82 P (单点荷载70 kN),保持该荷载不变,安装并张拉体外预应力筋至张拉控制应力,继续施加竖向荷载直至梁破坏。对框架梁,首先同步对各框架柱加轴向力至100 kN,而后分级(单点荷载每级5 kN)施加跨中荷载至 P (单跨框架 $P=55$ kN),而后卸载至0.8 P ,保持该荷载不变,安装并张拉体外预应力筋至张拉控制应力,继续加载直至梁体破坏。

简支梁采用2Φ15.2钢绞线进行加固, $f_{pk}=1860$ MPa,张拉控制应力为0.6 f_{pk} 及0.75 f_{pk} 。简支梁在开裂前,构件基本处于线弹性状态,荷载-挠度曲线基本为直线。在单点荷载加至约25 kN时开裂,初始裂缝出现在跨中部位,为弯曲裂缝,荷载-挠度曲线的斜率开始变小,结构刚度开始下降。随着荷载的增加,不断有新的裂缝出现,裂缝主要分布于两加载点之间的纯弯段内。当单点荷载加至60 kN时,剪弯段内开始出现斜裂缝。当单点荷载加至85 kN时最大裂缝宽度达0.90 mm,最大裂缝为受弯裂缝,此时,纯弯段内裂缝均匀分布,裂缝间距平均在15 cm左右。当卸载至70 kN时,最大裂缝宽度减小至0.75 mm。开始施加预应力时,裂缝宽度随预应力的增大而减小,当预应力施加完成时,最大裂缝宽度减小为0.43 mm,许多裂缝已经闭合。继续加载,简支梁的刚度都有所提高,高于构件的开裂刚度,纯弯段裂缝的发展主要表现为宽度和高度的延伸,基本没有新裂缝出现,剪弯段仍有新裂缝出现。当荷载加到140 kN时,最大裂缝宽度重新达到0.75 mm,相当于未加固梁荷载70 kN的最大裂缝宽度,可见预应力筋能有效提高梁的承载能力。当单点荷载加到185 kN时,跨中截面的裂缝宽度已超过2 mm,荷载下降,破坏属适筋梁延性破坏,加固后的承载力较不加固梁承载力提高了54%。

框架梁在预应力筋加固前的受力性能与简支梁基本相同。在开裂之前,构件基本处于线弹性状态,荷载-挠度曲线基本为直线。单点荷载加至28 kN时开裂,初始裂缝出现在跨中部位,为正弯曲裂缝,荷载-挠度曲线的斜率开始变小,表明

结构的刚度开始下降。随着荷载的增加,不断有新的裂缝出现,裂缝主要分布于正弯矩区内,梁端部负弯矩区内的裂缝相对较少,且负弯矩裂缝的出现晚于计算值,这表明结构存在明显的内力重分布现象。当单点荷载加至 55 kN 时,最大裂缝宽度分别减小至 0.25 mm,此时,裂缝基本上布满了整个正弯矩区,分布较为均匀,这表明裂缝已基本出齐。当卸载至 44 kN 时,最大裂缝宽度减小至 0.2 mm。开始施加预应力时,裂缝宽度随预应力的增大而减小,当预应力施加完成时,最大裂缝宽度减小为 0.1 mm,许多裂缝已经闭合。继续加载时,框架梁的刚度有明显提高,裂缝发展主要表现为宽度和高度的变化,基本没有新裂缝出现。当单点荷载加到 168 kN 时,达到极限承载力,正弯矩区梁顶混凝土被压碎,荷载开始下降,破坏属适筋梁延性破坏,加固后的承载力提高 67%,可见折线预应力筋加固钢筋混凝土框架梁可以显著提高结构的承载能力。

2) 荷载-挠度全过程分析。对简支梁,当单点荷载为 85 kN 时,跨中挠度为 17.5 mm,当卸载至单点荷载 70 kN 时,跨中挠度为 14.3 mm。当全部预应力施加完毕后,跨中挠度减小为 4.9 mm,即由预应力产生的反拱为 9.4 mm,变形减小了 65.8%。可见折线预应力加固可以显著减小简支梁结构的跨中挠度。当预应力施加完毕,继续加载时,加固梁的刚度较开裂梁的刚度略有提高。在达到承载力极限状态时,存在一个明显的屈服点,这与普通适筋梁延性破坏的曲线相类似。对框架梁,当荷载为 110 kN 时,跨中挠度为 8.26 mm,当卸载至 88 kN 时,跨中挠度为 7.92 mm,当全部预应力施加完毕后,跨中挠度减小为 6.12 mm,减小了 23%。

3) 荷载-预应力筋应力变化分析。达到极限承载力时,简支梁的直线预应力筋应力为 1 603 MPa,预应力筋实测初始应力为 1 282 MPa,因此预应力筋应力增量约为 321 MPa。可见,对简支梁而言,当达到极限承载力时,预应力筋有较高的极限应力增量。对框架梁,达到极限承载力时,预应力筋接近于屈服,力筋应力增量为 224 MPa。可见,对框架梁结构,当采用折线预应力筋加固时,力筋的极限应力增量较大,因此,与直线预应力加固相比,折线预应力加固更能充分地利用预应力筋的强度,这也是其承载力大幅度提高的原因所在。

4) 承载能力计算公式。通过对试验结果进行

分析,并参考相应规范可以得出,体外预应力加固混凝土梁正截面抗弯承载力计算公式为

$$M = f_y A_s (h_0 - x/2) + f'_y \sigma_p A_p (h_p - x/2) + f'_y A'_s (x/2 - a'_s) \quad (1)$$

其中混凝土受压区高度 x 可按式(1)进行计算:

$$f_{cm} b x = f_y A_s + \sigma_p A_p - f'_y A'_s \quad (2)$$

式中, σ_p 应根据具体计算截面和弯折情况考虑角度的影响,如对试验梁的跨中截面,应将 σ_p 的计算结果乘以 $\cos\theta$ 。在由截面抗弯能力反求外荷载时,直线预应力筋加固梁只需考虑外荷载作用下的弯矩图即可,而折线预应力筋加固梁应考虑外荷载与预应力竖向分力的综合作用效果^[5]。

力筋极限应力增量计算公式可表达为

$$\sigma = \sigma_{pe} + \Delta\sigma_p \quad (3)$$

影响力筋极限应力增量的因素较多,包括预应力筋配筋率 ρ_p ,非预应力筋配筋率 ρ_s 、有效预应力 σ_{pe} 和预应力筋离梁顶的距离 h_p 与弯曲角度 θ 等^[6]。

5) 计算结果与试验结果对比分析按上述计算公式对试验构件在承载力极限状态时的预应力筋应力增量 $\Delta\sigma_p$,截面极限弯矩 M_u 和单点极限荷载 P_u 进行计算,并与试验结果进行比较,其结果如表 2 所示。

表 2 计算结果与试验结果对比表

Tab. 2 The comparative table of calculation results and experimental results

试件 编号	σ_p /MPa		M_u /kN·m		P_u /kN	
	计算值	试验值	计算值	试验值	计算值	试验值
J1	1 628.3	1 603	49.4	44.4	106	85
J2	1 139.2	1 147	41.3	45.3	77	85
J3	1 236.6	1 275	38.8	38.5	89	91
J4	1 356.4	1 342	43.2	43.1	93	87
J5	1 659.2	1 654	51.7	51.9	92	82
J6	1 587.9	1 549	48.6	48.6	90	78
K1	1 487.2	1 460	60.5	53.5	122	108
K2	1 241.6	1 296	54.5	51.9	122	116
K3	1 043.8	1 060	57.9	59.9	118	99
K4	1 129.8	1 164	66.2	65.9	137	132
K5	1 328.9	1 342	58.5	57.8	122	128
K6	1 436.7	1 486	61.4	60.8	136	127

表 2 表明,预应力筋极限应力的计算值与试验值之比的平均值为 1.000,离散系数为 0.025,极限承载力的计算值与试验值之比的平均值为

1.007,离散系数为0.089。说明上述计算公式的计算结果与试验结果基本吻合。

3 使用性能试验研究

3.1 试验构件设计

试验构件采用强度等级C30的商品混凝土,抗压强度36.5 N/mm,弹性模量36.5 GPa。试件共有尺寸为5 000 mm×200 mm×400 mm的6根筒支梁,纵向钢筋采用HRB335级,预应力筋采用抗拉强度为1 856.5 N/mm的钢绞线,试验技术参数见表3。

表3 试验构件技术参数表

Tab.3 Technical parameter list for test widget

试件编号	截面尺寸/m	配筋率/%	钢筋根数(直径14mm)	体外预应力筋布置形式
L1	5 000×200×400	1.587	5	双折线
L2	5 000×200×400	1.587	5	单折线
L3	5 000×200×400	1.587	5	直线
L4	5 000×200×400	1.396	4	双折线
L5	5 000×200×400	1.396	4	单折线
L6	5 000×200×400	1.396	4	直线

3.2 试验结果及分析

通过试验可知,加固梁体在开裂前,增大预应力对梁体挠度不会产生太大影响,说明体外预应力不能显著提高开裂前构件的抗弯刚度。由于“二次效应”的影响,加载阶段预压力的偏心距会减小,进而导致梁体刚度降低、挠度增加,削弱了体外预应力的作用效果^[7]。因此,计算梁体挠度时要考虑“二次效应”的影响。通过对试验结果进行分析,并参考相应规范可以得出,体外预应力加固混凝土梁跨中挠度 f' 的计算公式为

$$f' = SML^2/B_s - b \quad (4)$$

式中 S - 与荷载形式、支承条件有关的系数; M - 控制截面处最不利荷载作用下弯矩; L - 梁体计算跨度; B_s - 短期刚度; b - 控制截面处预应力筋的相对向上位移。

计算梁体挠度时,在梁体没有开裂前可视为弹性体,其短期刚度为 $E_s I_0$ 。当梁体开裂后可以通过上式计算梁体跨中挠度。对采用上述计算公式的计算结果与试验结果进行了比较分析,如表4及表5所示,并绘制曲线走势图如图1-图6所示。

表4 试验结果与计算结果比较表

Tab.4 The comparative table of experimental results and calculation results

试件编号	有效应力 /kN	计算数据 /kN·m	试验数据 /kN·m	差值 /kN·m	误差/%
	66.4	46.3	40.0	6.3	15.7
L1	81.5	53.9	47.5	6.4	13.5
	101.2	63.8	58.7	5.1	8.6
	62.7	44.5	40.0	4.5	11.2
L2	79.6	52.9	47.5	5.4	11.4
	99.3	62.8	58.7	4.1	6.9
	67.9	31.1	25.0	6.1	24.4
L3	83.4	34.6	32.5	2.1	6.5
	101.3	38.6	36.2	2.4	6.6
	67.2	45.1	40.0	5.1	12.7
L4	80.4	51.4	43.7	7.7	17.6
	100.3	61.2	55.0	6.2	11.3
	62.3	42.7	32.5	10.2	31.4
L5	78.4	64.4	43.7	20.7	47.4
	95.7	58.8	51.2	7.6	14.8
	66.9	29.8	25.5	4.3	16.8
L6	84.1	33.7	28.7	5.0	17.4
	92.8	27.8	18.8	9.0	47.8

表5 最大裂缝宽度计算结果与试验结果比较表

Tab.5 The comparative table of maximum crack width calculation results and experimental results

试件编号	有效预拉力 /kN	计算数值 /mm	试验数值 /mm	差值 /mm
L1	68.4	0.64	0.55	0.09
L2	83.5	0.64	0.56	0.08
L3	103.2	0.58	0.48	0.10
L4	64.7	0.62	0.63	-0.01
L5	81.6	0.62	0.60	0.02
L6	101.3	0.58	0.53	0.05

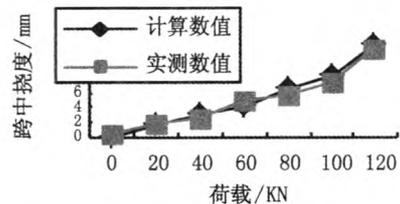


图1 L1计算结果与实测结果比较

Fig.1 Comparison of L1 calculation results and results and experimental results

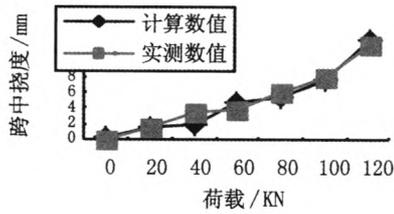


图2 L2计算结果与实测结果比较

Fig. 2 Comparison of L2 calculation experimental results

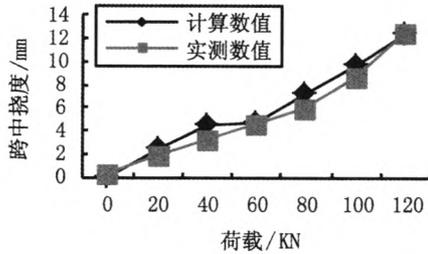


图3 L3计算结果与实测结果比较

Fig. 3 Comparison of L3 calculation results and experimental results

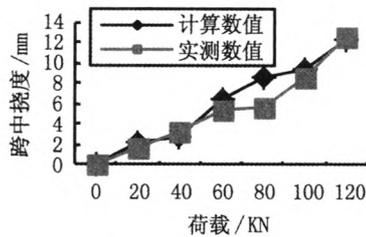


图4 L4计算结果与实测结果比较

Fig. 4 Comparison of L4 calculation results and experimental results

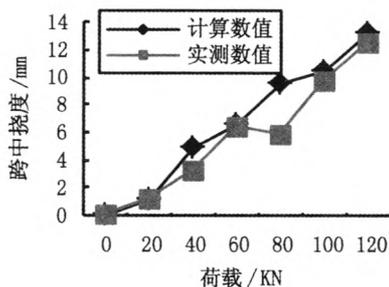


图5 L5计算结果与实测结果比较

Fig. 5 Comparison of L5 calculation results and experimental results

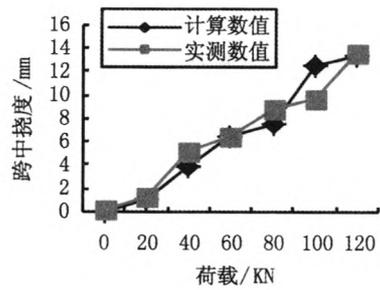


图6 L6计算结果与实测结果比较

Fig. 6 Comparison of L6 calculation results and experimental results

通过对比可知,利用上述公式计算的结果与试验结果虽然存在一定的误差,但仍在可接受范围之内,并且曲线走势基本相同,说明该公式的计算结果是可信的。最大裂缝宽度计算结果与试验结果也基本接近,说明体外预应力加固混凝土梁对裂缝具有一定的控制作用。

4 结论

1) 采用体外预应力加固混凝土梁时,在正常使用极限状态下,可以显著减小梁体跨中挠度,使较大的裂缝宽度变小,较小的裂缝闭合。

2) 采用体外预应力加固混凝土梁时,在承载力极限状态下,可以显著提高梁体抗弯极限承载能力。

3) 当采用适量的预应力筋对混凝土梁进行加固时,加固后结构的破坏形态仍为适筋梁延性破坏。

参考文献:

- [1] 周品芳, 张仲先. 体外预应力混凝土简支梁的应力分析[J]. 铁道建筑技术, 2004, 20(6): 12-14.
- [2] 沈聚敏, 王传志, 江见鲸. 钢筋混凝土有限元与板壳极限分析[M]. 北京: 清华大学出版社, 1991.
- [3] GONZALO RAMOS. Ultimate behavior of externally prestressed concrete bridges[J]. Structural Engineering International, 1995, 30(3): 175-187.
- [4] M A PISANI. Strengthening by means of external prestressing[J]. Journal of Bridge Engineering, 1999, 30(5): 131-135.
- [5] 牛斌. 体外预应力混凝土梁极限状态分析[J]. 土木工程学报, 2000, 33(3): 16-22.
- [6] 王有志, 薛云恒, 张启海. 预应力混凝土结构[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2001.
- [7] 杨坚. 体外预应力加固机理研究[D]. 昆明: 昆明理工大学, 2008.

(责任编辑 刘存英)