

文章编号:1000-582X(2002)02-0011-04

体外预应力加固雁形板的承载力分析

李正英¹,郑硕才¹,林文修²,段成禄²

(1. 重庆大学 土木工程学院,重庆 400044;2. 重庆建筑科学研究院,重庆 400015)

摘要:通过两根 18 m 跨雁形板在用体外预应力筋加固前后的静载及破坏实验,分析研究了体外预应力加固雁形板后的承载力变化,并按比拟梁法对加固构件的承载力进行了计算。计算结果与试验结果表明,张拉体外预应力钢筋加固雁形板后,承载力有一定程度的提高,但由于雁形板的提前失稳破坏使极限承载力提高程度不大,而且,体外折线筋加固方案对承载力的提高优于直线筋加固方案。

关键词:体外预应力;雁形板;比拟梁法

中图分类号:TU 378.7

文献标识码:A

体外预应力是后张预应力体系的重要分支之一,其力学原理与无粘结预应力是基本相同的,两者的区别主要在于体外预应力钢筋与结构一般不直接接触而是通过锚具和转向块作用于结构上,一般的布筋形式有折线型或直线型。目前,该技术广泛应用于各种结构工程及对既有结构加固中。雁形板是在我国现行 V 形折板屋盖的基础上发展起来的一种新型的梁板合一的屋盖结构构件。由于雁形板是薄壁构件,和一般的简支梁不同,为此,在用体外预应力加固后,是否能够达到预期的加固效果。针对这一问题,我们进行了两根雁形板加固前后的静载及破坏试验,对加固雁形板的承载力进行了试验研究,并对其理论分析和设计方法做了一些探讨。

1 体外预应力加固雁形板的承载力计算

1.1 体外预应力筋极限应力计算

体外预应力混凝土构件受弯后,由于体外钢筋与混凝土之间不存在应变协调关系,截面达到破坏时,体外钢筋的极限应力一般为低于条件屈服点的未知量,因此计算截面承载力时,必须事先求得体外钢筋的极限应力。对体外预应力钢筋极限应力的取值,国内国外通过试验研究建立了一些简明且有一定精度保证的经验公式^[1]:

《美国 ACI 建筑规范》(ACI318-89)

跨高比 ≤ 35 的构件

$$\sigma_{ps} = \sigma_{pe} + 70 + \frac{f_c}{100\rho_p} \quad (1)$$

限制条件: $\sigma_{ps} \leq f_{py}$ 及 $\sigma_{ps} \leq \sigma_{pe} + 400$
跨高比 > 35 的构件

$$\sigma_{ps} = \sigma_{pe} + 70 + \frac{f_c}{300\rho_p} \quad (2)$$

限制条件: $\sigma_{ps} \leq f_{py}$ 及 $\sigma_{ps} \leq \sigma_{pe} + 200$

上述式中的应力单位均为 MPa。

欧洲国家(法国、德国、欧洲混凝土协会)

一般情况: $\Delta\sigma_{ps} = 0$

我国:随着无粘结预应力技术的发展,建设部已颁布了《无粘结预应力混凝土结构技术规程 JGJ/T92-93》,其中将梁的截面特征对 σ_{ps} 的影响统一用综合配筋指标 B_0 表示。

$$B_0 = \frac{A_p\sigma_{pe}}{bh_p f_{cm}} + \frac{A_s f_y}{bh_p f_{cm}}$$

跨高比 > 35 的构件

$$\sigma_{ps} = \frac{\sigma_{pe} + (250 - 380\beta_0)}{1.2} \quad (3)$$

跨高比 ≤ 35 的构件

$$\sigma_{ps} = \frac{\sigma_{pe} + (500 - 770\beta_0)}{1.2} \quad (4)$$

式中 1.2 为材料分项系数; $\beta_0 \leq 0.45$; σ_{pe} 不应大于无粘结预应力钢材的抗拉强度 f_{py} ,且不小于 σ_{pe} 。

• 收稿日期:2001-11-09

作者简介:李正英(1975-),女,四川资阳人,硕士。主要从事结构工程领域的研究与教学。

1.2 极限承载力计算

雁形板和V形折板类似,因此参照V形折板屋盖设计与施工规程^[2]和文献^[3]中有关分析,对雁形板加固体系的极限承载力计算按照比拟梁法考虑。

雁形板加固体系抗弯计算图式如图1所示。根据内力平衡条件 $\Sigma N = 0, \Sigma M = 0$ 和截面应变协调条件,得以下计算公式。

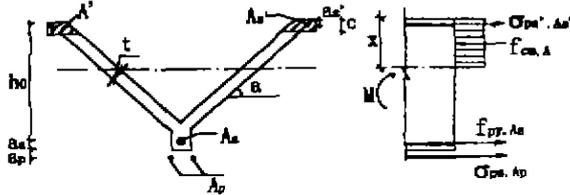


图1 雁形板正截面抗弯强度计算图式

$$\text{由 } \Sigma N = 0 \text{ 得: } f_{cm}A = f_{pr}A_s + \sigma'_{ps}A'_s + \sigma_{ps}A_p \quad (5)$$

$$\sigma'_{ps} = \sigma'_{ps} - f_{pr}$$

$$\text{解得 } A = \frac{f_{pr}A_s + \sigma'_{ps}A'_s + \sigma_{ps}A_p}{f_{cm}} \quad (6)$$

$$\text{则受压区高度为: } x = \frac{(A - A') \sin \alpha}{t} + c$$

同时需满足超筋正截面强度条件限制,即:

$$\frac{x}{h_0} \leq \xi_b = \frac{0.8}{1.6 + \frac{f_{pr} - \sigma_{ps}}{0.003E_s}} \quad (7)$$

受压区混凝土面积对梁内受拉钢筋合力作用点的面积矩为:

$$S_c = A'(h_0 - a'_c) + (A - A') \left(h_0 - c - \frac{x - c}{2} \right) \quad (8)$$

式中 A 为混凝土受压区面积; A' 为上翼肋面积; a'_c 为上翼肋面积 A' 形心距上翼边缘的距离; 其余符号意义参见图1。

对原梁内受拉钢筋取矩得:

$$M_u = S f_{cm} + \sigma_{ps} A_p (a_p + a_s) - \sigma'_{ps} A'_s (h_0 - a'_c) \quad (9)$$

2 试验及试验结果分析

2.1 试件及加固方案^[4]

本试验是基于重庆市珞璜镇文化中心雁形板屋盖的加固补强工程,为了更好地为工程实际服务,试验构件采用上桥大跨度预制厂生产的18m跨度YYB18-201B型雁形板。该雁形板在预制现场采用长线先张法台座法生产,雁形板内原配筋为纵肋梁内30 Φ 5刻痕钢丝,上翼缘小肋4 Φ 5钢丝,板面配置7 Φ 4的分布钢筋。

两块雁形板编号分别为YB1, YB2, 配筋及截面尺寸相同,但加固方案不同,具体加固方案见表1。雁形板YB2采用体外钢筋折线形布置,在距两端支座各4m处,体外筋弯折。试验过程中,主要测试了体外预应力筋的拉力、混凝土截面应变、挠度、张拉控制力等。

表1 雁形板加固方案

编号	加固方案	张拉系数	h_p/mm	A_p/mm^2	$\rho_p/\%$
YB1	直线筋加固,纵向两端斜张拉,端头锚具锚固	0.6	620	274.4	0.22
YB2	折线筋两点弯折加固,两端斜对称张拉	0.45	750	274.4	0.18

2.2 结果分析

1) 破坏形态

由加固体系破坏形态及裂缝分布(图2)可看出,雁形板薄壁梁加固体系破坏机理与一般的体外预应力混凝土梁有所不同。通过试验构件的破坏情况,可发现加固体系的受力过程及破坏特征如下:在预加力和自重作用下,加固体系处于反拱状态,原有裂缝基本闭合。随着外加荷载的增加,预加力引起的反拱逐渐消失,梁体上翼缘混凝土由受拉逐渐转入受压状态。下翼缘混凝土开始出现拉应力,原梁内钢筋拉力增加,体系挠度逐渐增大,此时体外筋应力增加很小。当外荷载继续增加,受拉区加固前原已闭合裂缝重新开展。此后随荷载增加,开始出现新裂缝,原有裂缝宽度增大。随着裂缝出现和发展,体系刚度减小,挠度增长速率加快,受压区和受拉区混凝土应变不断增加,原梁内钢筋应力增加较快,体外筋应力增加较前有所加快。此后,肋梁与翼板交界薄弱处出现纵向裂缝,使肋梁裂缝向上发展,同时挠度剧增,最后翼板失稳,翼缘混凝土压碎破坏。破坏时,体外筋应力达不到屈服强度。

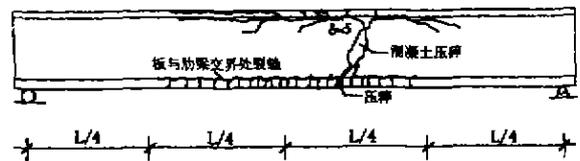


图2 裂缝分布图

2) 体外筋极限应力

图3是YB1、YB2体外筋荷载-应力增量曲线及荷载-体外钢筋拉力曲线,体外筋应力增量是张锚传感器所测体外钢筋应力增量平均值。从图中可看出,在加

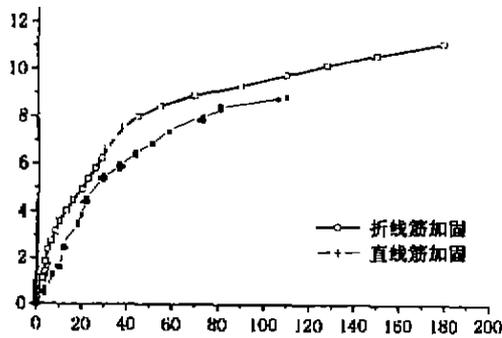


图 3 体外钢筋应力增量

荷初期,无论直线筋加固或折线筋加固,体外钢筋应力增量都较小,这说明在这一阶段,外加荷载主要由原梁体混凝土和体内钢筋承担,体外钢筋所起的作用较小。随着外加荷载的增加,原梁下边缘混凝土开裂,拉区混凝土退出工作,体外钢筋和原梁体内钢筋共同承担拉力,体外钢筋应力增量才有较大的增加。对直线筋加固,由于随荷载增加,梁体与体外钢筋的挠度差增大,导致体外筋对梁体偏心距减小,内力臂降低,体外筋的有效作用也减小,构件破坏较早,因而体外钢筋极限应力较折线筋小。体外筋极限应力实测值和计算值见表 2。

3) 极限承载力

表 2 给出了加固构件极限承载力计算值与实测值对比。由表中可看出,体外钢筋极限应力的计算值稍偏大,在于 ACI 建筑规范和我国规程建议公式是在无粘结预应力混凝土梁试验研究基础上得到,而无粘结体内预应力结构,预应力筋的变化与整根梁的变形有关;体外预应力结构的体外预应力筋状态仅由转向块处及锚具的相对位置决定。而极限承载力的计算值与实测值较吻合,说明按比拟梁法对雁形板极限承载力计算是有效的。

表 2 体外钢筋极限应力 σ_p 与
加固构件极限承载力 P_u

编号	计算值 σ_p /MPa		实测值 σ_p^0 /MPa	计算值 P_u /kN/m		实测值 P_u^0 /kN/m
	①	②		①	②	
YB1	1035	1006	980	12.1	11.99	12.32
YB2	809	788	774	13.1	13.06	14.94

注:①按 ACI 建筑规范计算体外钢筋极限应力,并以此极限应力计算极限承载力;②按我国规程计算体外钢筋极限应力,并以此极限应力计算极限承载力。

为分析加固效果,对加固前后承载力做了计算对比。板 YB1 加固前极限承载力计算值 $P_u = 10.4$ kN/m,

加固后极限承载力实测值 $P_u^0 = 12.32$ kN/m,提高 18.5%;板 YB2 加固前极限承载力计算值 $P_u = 10.8$ kN/m,加固后极限承载力实测值 $P_u^0 = 14.94$ kN/m,提高 38%。比较这两根试验梁,可见,直线筋加固方案与折线筋加固方案对构件极限承载力的提高都有限,主要是因为雁形板腹板较薄,易发生失稳破坏,腹板一旦开裂,则腹板不能有效的传力,使得雁形板肋梁钢筋未达到屈服强度即破坏。然而,相对来说折线筋加固对极限承载力的提高要大一些,原因在于:采用直线预应力筋梁侧加固,体外钢筋不能与梁体协调变形,在荷载作用下不能很好地发挥体外筋的作用,并且随着外加荷载的增加,梁体与体外钢筋的相对变形越来越大,使体外预应力筋对中性轴的距离减小,预应力筋的有效作用减小;另一方面,由于人为因素使得直线筋加固试验中两侧体外钢丝束张拉控制力大小不一致,而产生一个纵向力矩,对雁形板构件的稳定是不利的。而折线筋加固方案中,由于折线筋布置于肋梁底,体外钢筋偏心距增大且与梁体的协调变形优于直线筋布置于梁侧的加固方法,因而对极限承载力的提高高于直线筋加固。

4) 薄壁杆系构件的扭转失稳

对于 V 形折板或雁形板这类大型薄壁构件,从历年来的试验发现,它们的极限承载力在很大程度上受失稳控制,因此在对这类构件设计计算时,还要进行稳定验算。参照文献[5]采用能量法计算得 YB1、YB2 扭转失稳的临界弯矩分别为 459.6 kN·m、498.8 kN·m,而按比拟梁法计算得到 YB1、YB2 的极限弯矩值分别为 458.9 kN·m、470.2 kN·m。二者计算结果接近,说明加固构件最后的破坏是由于强度不足和失稳两方面的原因造成,若受荷过程中某些因素不利于稳定,则破坏特征表现为失稳破坏。试验所观察到的破坏现象也说明了这一点。

3 结 论

1) 体外预应力加固雁形板,在进行截面承载力计算时,将体外预应力视为外力,按照比拟梁法计算可得较满意的结果。从试验结果以及理论分析,发现体外预应力加固雁形板后,极限承载力提高不大。原因在于,此类薄壁梁的最后破坏常常为失稳破坏,故极限承载力的提高受到限制。

2) 体外直线筋布置和体外折线筋布置比较,由于折线筋布置符合优化布筋原则,且折线筋在梁底弯折,力臂增加,且与梁体协同变形较好,对改善受力更有利。从试验结果也反映出符合优化布筋的折线筋加固

稍优于直线筋加固。

3)对体外预应力加固雁形板这类薄壁梁构件,还需考虑其扭转屈曲问题,除保证足够的抗弯强度外,应保证构件在使用及吊装阶段不发生失稳破坏。

参考文献:

- [1] 郑毅敏,熊学玉. 体外预应力混凝土结构设计若干问题的探讨[J]. 工业建筑, 2000, 30(5): 24-26.
- [2] 中华人民共和国行业标准. V形折板屋盖设计与施工规程, JGJ/T21-93[S]. 北京: 中国计划出版社, 1993.
- [3] 曾德荣, 周绥平. 雁形板刚度与强度分析[J]. 工业建筑, 1999, 29(7): 4-6.
- [4] 李正英. 体外预应力加固钢筋混凝土梁板(雁形板)的性能分析与研究[D]. 重庆大学建筑工程学院, 2000, 12.
- [5] 周绥平, 程永才. 雁形板的整体稳定分析[J]. 工业建筑, 1999, 29(7): 12-14.

Bearing Capacity of the External - Prestressed Bird - Shape Plates

LI Zheng-Ying¹, ZHENG Shuo-cai¹, LIN Wen-Xiu², DUAN Cheng-Lu²

(1. College of Architectural Engineering, Chongqing University, Chongqing 400044, China;
2. Chongqing Research Institute of Building Science, Chongqing 400015, China)

Abstract: By means of static loading and destruction test on two 18 m span bird - shape plates before and after strengthening, the change of the bird - shape's bearing capacity is analyzed which is strengthened by external tendon. It is indicated by comparing the theoretic results with those of tests that the bird - shape's bearing capacity is raised to some extent after strengthening, the plate's stability confined the increment of bearing capacity, and reinforcement by the curved line - shape tendon is superior to that by the straight line - shape tendon.

Keywords: external prestressing; bird - shape plate; the beam analogy method

(责任编辑 成孝义)

(上接第 10 页)

Optimization of Structure Parameters in Ultra-precision Plane Honing

GUO Yin-biao¹, HUANG Yuan-qing¹, LIANG Xi-chang²

(1. Xiamen University, Xiamen Fujian, 361005, China; 2. Chongqing University, Chongqing 400044, China)

Abstract: The structure parameters of honing wheel have effects on machining accuracy in ultra - precision plane honing. This paper put forward to the optimization of structure parameters. By calculating the machining accuracy coefficient and wear coefficient of triangle radial structure honing wheels, it is obvious that the suitable triangle radial structure honing wheel can improve machining accuracy of workpiece.

Key words: ultra - precision plane honing; honing wheel structure; machining accuracy honing wheel wear; optimization

(责任编辑 成孝义)