

无粘结预应力无梁平板结构性能的试验研究

陶学康 闫智强 曹 资

一、前言

在后张无梁平板中,无粘结筋在一个方向取带状集中布束,另一个方向均匀分散布束,其结构性能在国内外已经过试验研究^[1-3],并得到了肯定。但在工程设计中,还关心在这种平板的正负弯矩区,是否需要配置非预应力普通钢筋,其配筋率和布置方式的影响如何;在跨高比较大的后张预应力连续平板中,无粘结筋的极限应力取值与单跨平板有何不同;平板的荷载~挠度变化规律;以及无粘结预应力悬臂平板的受力和变形性能等问题。为此,本文通过荷载试验对这些问题开展研究,为工程应用和完善设计方法提供依据。

二、模型板的设计

模型板比例为1:2,板的弹性内力采用等代框架法计算,设计按等效荷载法及有关规范^{[4][5]}进行,并参考了国外无粘结预应力砼结构设计的有关规定^[6]。

预应力束由直径为 $\Phi 5$ 的低松弛碳素钢丝制作而成, $f_{pk} = 1860\text{N/mm}^2$,其布置见图1。在每个柱宽范围内至少有两束预应力筋通过。预应力筋的锚固采用镦头锚具,以减少预应力锚固损失。

非预应力钢筋直径 $\Phi 6.5$ 。板底非预应力筋未采用通长布置方式,是将有效长度为三分之二跨长的普通钢筋布置在板跨中部,配筋率在I、III板格及II、IV板格分别为0.001bh和0.0015bh;在柱头附件集中配置 $\Phi 6.5$ 钢筋,配筋率为0.00094hl,分布在由两条各离柱边1.0h的直线组成的板宽范围内;在模型板悬臂板中,配置了配筋率为0.2%的构造钢筋。非预应力筋布置见图2、模型的砼强度等级为C40。

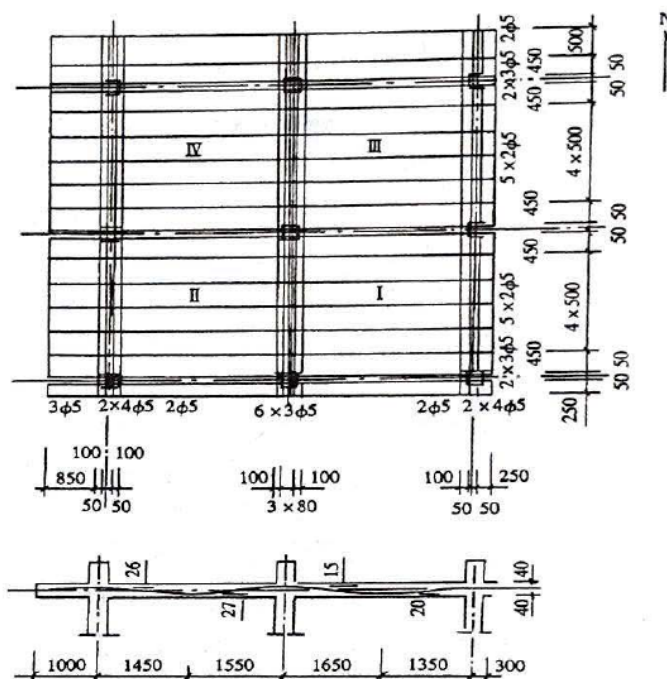


图1 无粘结预应力筋的平、剖面布置

三、加载系统和测量仪表

1. 加载系统

采用千斤顶加分配梁的方式加载,每个板格设16个加载点,每8个加载点共用一只20t千斤顶;每悬臂板格4个加载点,合用一只千斤顶,共使用十二只千斤顶。千斤顶和分配梁的重量与均布铁块一起补偿模型自重,达到 4.0kN/m^2 。这些恒载在整个试验过程中都保持在板上。

2. 测量仪表

(1)挠度测量:采用电子位移计测量板的垂直位移。

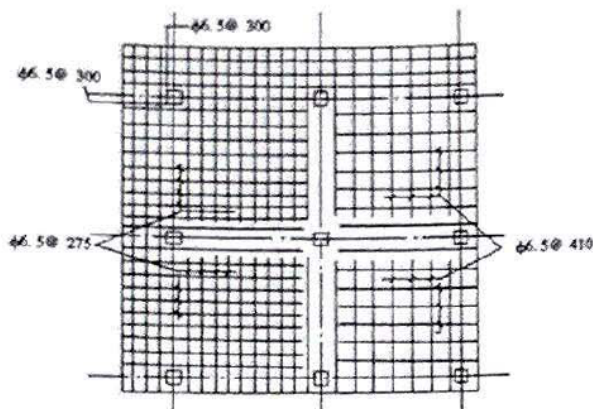
(2)应变测量:在板中普通钢筋上贴应变片。

(3)预应力筋的应力测量:在10束无粘结筋的端部分别安装20t压力传感器,并在其中二束上贴有电阻片。

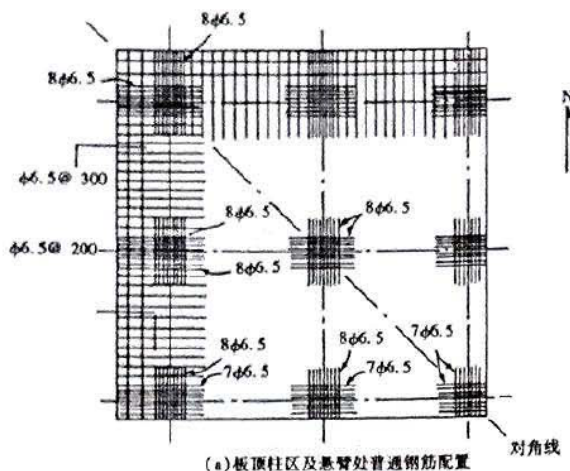
陶学康 中国建筑科学研究院建筑结构研究所 研究员

闫自强 中国海外工程总公司

曹 资 北京工业大学土木系



(b) 板底普通钢筋配置



(a) 板顶柱区及悬臂处普通钢筋配置

图2 普通钢筋的配置

上述位移计、应变计和压力传感器与7V13型可编程序式自动数据采集器相连、自动采集数据。测点布置见图3。

试验分张拉、加配重、模型板及悬臂板承载力试验共四个试验阶段。

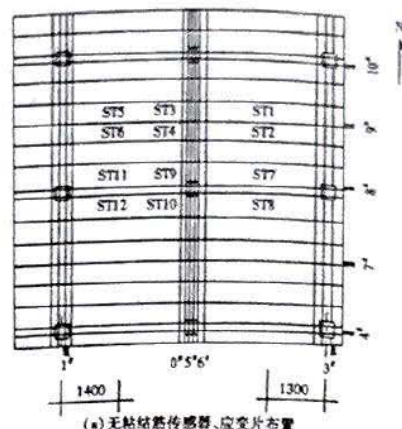
四、试验结果及分析

1. 模型板荷载试验综述

板受弯共进行14项试验,荷载分均布加载和分块加载。

在前10项试验中板基本处于弹性工作阶段。采用分块加载,试验203~206及208~211证实在弹性范围内带状布筋不影响后张平板变形性能的对称性。在以后的试验212~214中,也反映了挠度分布在两个不同的布筋方向基本对称的情况。在使用荷载作用下,板中未出现任何裂缝。

在试验212中,荷载分11次加载,前五级取荷载增量 1kN/m^2 ,加至 5.0kN/m^2 ;以后取荷载增量为 0.5kN/m^2 。当施加第六级荷载超出使用荷载 0.5kN/m^2 时,在中柱板顶出现了第一条发



(a) 无粘结应变传感器、应变片布置



(b) 位移计布置

图3 测点布置

丝裂缝,裂缝长约 8cm 。在该试验中,当千斤顶加荷达到 6.0kN/m^2 时,边柱板顶出现与板边缘大致垂直的裂缝。在以后的各级加载中,原有裂缝都有不同程度的伸长,新裂缝不断出现,在柱头附近呈放射状,最大裂缝宽度为 0.10mm ,长度均在 $8\sim 30\text{cm}$ 左右。在板出现裂缝后,荷载-挠度曲线出现略微的弯曲。当总荷载达到 11.8kN/m^2 ,即 $1.2\text{D}+1.4\text{L}$ 荷载时,板格中点的最大挠度为 5.64mm ,约为板跨度的 $1/532$,板底未出现裂缝。卸载后,裂缝闭合,挠度恢复良好,最大残余挠度 0.51mm 。

在试验214及215中,模型板将加荷至极限荷载。加载制度按超出荷载 11kN/m^2 后,荷载增量为 0.5kN/m^2 ;在超出荷载 16kN/m^2 后,荷载增量取 0.25kN/m^2 。随着荷载的增加,现有板顶裂缝不断发展,新裂缝不断出现,当外加荷载达到 12.5kN/m^2 时,通过中柱的南北方向(带状布筋方向)和东西方向(均匀布筋方向)板顶十字裂缝基本贯通,最大裂缝宽度 0.4mm 。同时,在板格I的板底跨中部位,沿东西方向出现第一条板底裂缝,长约 2.0m ,裂缝宽度 0.15mm 。随后在板格II、III的板底跨中先后出现平行于板边缘的裂缝,裂缝最初不连贯,以后随着荷载的增加,

不断有新裂缝出现,并且原有裂缝相互连通形成二条长裂缝。在千斤顶加载至 16.5kN/m^2 时,板格IV的板底出现一条裂缝,沿东西向与板格III中的裂缝相连,宽度为 $0.05 \sim 0.1\text{mm}$ 。此时板顶主裂缝的宽度达 $0.9 \sim 1.8\text{mm}$,板中柱轴线上负弯矩普通钢筋全部进入屈服;在板底出现的多条裂缝中,一般裂缝宽度为 $0.9 \sim 1.2\text{mm}$,最大裂缝宽度 1.8mm ,在板格I、II、III中,有三个测点表明,板底普通钢筋也明显屈服。当千斤顶加载达到 17.0kN/m^2 ,模型板发生破坏时,四块板的挠度分别为 81.1mm 、 44.8mm 、 64.4mm 和 14.4mm ,分别为板跨度的 $1/37$ 、 $1/67$ 、 $1/46$ 和 $1/208$,荷载—挠度曲线趋于水平。此时,板顶及板底受压区的砼出现压酥剥落现象,试验板呈现弯曲破坏,达到其极限强度,实测极限荷载为 21kN/m^2 。

2. 无粘结筋的极限应力及抗弯强度

表1列出了试验214和215中无粘结筋的应力增量。在模型板板顶十字交叉裂缝贯通及板底开裂之后,无粘结筋的应力才有所增长,在板底两个方向上都形成贯穿整个板跨的长裂缝后,无粘结筋应力才开始大幅度地增长。

表1 无粘结筋和极限应力增量

编 号	集中布束					均匀布束							平 均
	1#	0#	5#	8#	3#	7#	8#	0#	10#	ST3	ST11		
束 号	3	5	6	7	13	18	22	25	28	25	22		
试验值 / N/mm^2	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	
(1) $\Delta\sigma_p$ 试验214	66.2	83.2	78.1	84.9	43.3	38.2	37.4	35.7	37.4	57.2	61.8	153.2	/
(2) $\Delta\sigma_p$ 试验215	114.6	168.9	168.1	159.6	151.6	165.6	152.9	150.9	139.3	165.9	148.1	153.2	
试验值 / N/mm^2	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	
(3) $\Delta\sigma_{p1}$ 公式(2)	129.1	129.1	129.1	129.1	129.1	129.1	129.1	129.1	129.1	129.1	129.1	129.1	
(4) $\Delta\sigma_{p2}$ 公式(1)	217.7	217.7	217.7	217.7	217.7	217.7	217.7	217.7	217.7	217.7	217.7	217.7	
(2)/(3)	0.89	1.31	1.30	1.27	1.17	1.28	1.18	1.17	1.08	1.29	1.15	1.19	
(2)/(4)	0.53	0.78	0.77	0.73	0.70	0.76	0.70	0.69	0.64	0.76	0.68	0.70	

注:

(1)文献[5]经验公式对跨高比 >35 的构件:

$$\sigma_p = \sigma_{pe} + (250 - 380\beta_0) \quad (1)$$

限制条件: $\beta_0 \leq 0.45$; $\sigma \leq f_{py}$

(2)文献[6]规定跨高比 >35 的构件:

$$\sigma_p = \sigma_{pe} + 70 + (f_c'/300\rho_p) \quad (2)$$

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

式中, β_0 —综合配筋指标, $\beta_0 = (A_p\sigma_{pe} + A_s f_y)/$

$bh_0 f_{cm}$;

ρ_p —预应力筋配筋率;

f_c' —砼圆柱体抗压强度。

由表1可见,模型板无粘结筋极限应力增量

试验值与“ACI规范”^[7]有关公式计算值相比,试验值平均高出19%。与“无粘结预应力混凝土结构技术规程”背景资料经验公式的计算值相比,试验值平均低30%。偏低的原因与本试验为预应力连续平板有关,该资料所列计算公式主要是根据单跨简支平板试验数据建立的,而且在大多数板中,至少配置了 $0.003bh$ 普通钢筋,其变形能力较大,故应力增长较多。

根据试验得到的模型板破坏机构和实测无粘结筋极限应力,采用屈服线法和能量原理对模型板进行极限荷载分析、分析中边柱轴线上取柱子每边1.5倍板厚范围内的预应力筋及非预应力筋参加计算。分析得到的板的极限荷载为 19.92kN/m^2 ,与试验实测值 21kN/m^2 符合尚好。

3. 非预应力普通钢筋对受弯性能的影响

试验表明,在砼开裂之前,普通钢筋的应力增长很少,在砼开裂后其应变(应力)才有明显的增长,这与梁中情况类似。本试验板底裂缝数量和分布情况介于文献[2]及[3]试验结果之间(图4)。试验证明,避免了图4(b)所示纯无粘结预应力板在板底出现裂缝后,裂缝发展过快和裂缝宽度过大,呈明显二折线破坏机构。仅在柱头配置普通钢筋及在板底按 $0.0015bh$ 及 $0.001bh$ 配置普通钢筋,较好地改善了模型板的变形性能,在板底开裂后,继续增加的荷载约占破坏荷载的20%。

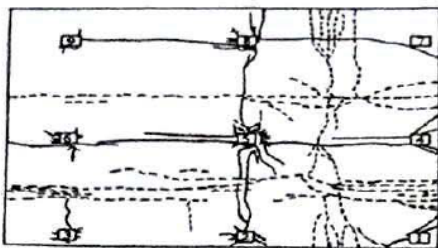
4. 平板荷载—挠度曲线

在模型板开裂之前,荷载—挠度曲线呈线性关系,板处于弹性工作阶段;当板开裂后,荷载—挠度曲线出现弯曲,模型板转入开裂弹性工作范围,当模型板的顶部及底部裂缝贯通,非预应力筋屈服后,挠度随荷载增加迅速发展,在极限荷载下,由于挠度不停地发展,使千斤顶加载无法维持。

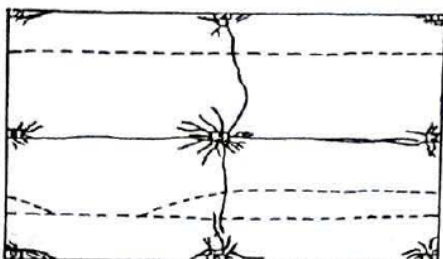
5. 悬臂板受力性能

悬臂平板挠度随荷载增加的变化特征列在表2中。为了检验悬臂板的极限承载力,在试验216中当整个模型板同步加载至 5.0kN/m^2 后,维持主板格I至IV上的荷载不变,然后进一步给模型板两侧的悬臂板加载,当荷载达 32.0kN/m^2 时,悬臂板端部的最大挠度达到 41.7mm ,为悬挑长度的 $1/24$,此时认为模型板的悬臂达极限承载

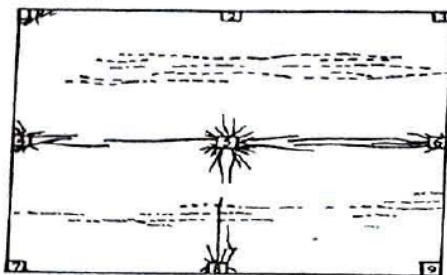
力^[8]。在整个加载过程中,悬臂板的裂缝及挠度发展平缓,没有发生突然破坏的现象。



(a) 试验 215 最后一级荷载下裂缝分布



(b) 板底未配普通钢筋的模型板裂缝分布[2]



(c) 板底配有 0.000bh 普通钢筋的模型板裂缝分布[3]

图 4 非预应力普通钢筋配筋率

不等时模型板裂缝分布对比

注:极顶裂缝——

极底裂缝……

表 4 悬臂平板挠度比值

试验	荷载 kN / m ²	悬臂板端/悬臂根部				跨中板端/柱 轴线处悬臂板 端		集中布束方向/均匀布束 方向		
		23/19	25/20	9/8	18/17	23/24	9/12	23/9	25/18	24/13
207	5.0	0.85	0.79	1.49	1.13	/	2.78	0.54	0.61	0.15
212	7.8	0.81	0.84	1.53	0.73	4.37	4.70	0.54	1.17	0.58
213	10.5	0.88	0.84	1.34	0.89	3.96	3.02	0.76	0.81	0.58
214	16.5	1.10	1.27	1.34	0.84	3.49	8.10	0.87	1.30	2.04
215	17.0	0.98	1.42	1.39	1.01	5.47	7.29	1.13	1.06	1.51
216	32.0	41.74	26.24	35.60	18.18	41.74	35.60	1.17	1.44	1.66
		16.04	6.78	14.52	7.56	23.18	13.99			
		=2.60	=3.87	=2.45	=2.40	=1.80	=2.54			

注:测点编号见图 3。

由表 2 可见,在均布使用荷载及承载力设计荷载作用下,两侧悬臂板端的挠度与其根部轴线上的挠度接近。在试验 214 中,当荷载加到 16.5kN/m² 时,在北侧悬臂的边柱轴线上出现了一条垂直于悬挑方向的裂缝,此裂缝在柱 7、柱 8

之间宽度为 0.5~0.7mm,在柱 8、柱 9 之间的宽度为 0.1mm;在西侧悬臂处,由柱 3 开始出现了一条垂直于悬挑方向长约 1.5m 的细裂缝,此时悬臂板端相对于其根部轴线处的挠度才表现出来,在试验 216 中,当悬臂达极限承载力时,其值达 2.5 倍左右。此外,在试验 214 中,当荷载达 13.0kN/m² 时,板顶中柱处十字交叉裂缝进一步延伸,从柱 6、柱 8 处,沿柱边平行于悬挑方向贯穿至板外沿;在 14.5kN/m² 荷载下,在板格 II、III 处的悬臂跨中部位,板底出现了 3~4 条平行于悬挑方向的裂缝,裂缝宽度在 0.05~0.15mm 之间。悬臂板跨中板端挠度一般为柱轴线处悬臂板端挠度的数倍,呈现出模型板柱上板带悬臂刚度较大,起到悬臂板暗托梁的作用。第三,当荷载较小时,带状集中布束方向悬臂板的挠度较均匀布束方向悬臂挠度小;但是,由于预应力需 45°角传力,集中布束使该方向悬臂板根部抗裂度低,当荷载增加到悬臂板开裂后,呈现出集中布束方向悬臂板挠度比均匀布束方向悬臂板挠度大约 50%。

此外,试验表明,在悬挑平板中按 0.002bh。配置普通钢筋,较好地控制了裂缝开展及挠曲变形的发展。

五、结 论

1. 后张预应力模型板采用一个方向集中带状布筋,另一个方向均匀分散布筋,在使用荷载下处于弹性工作阶段,结构性能良好,卸载后挠度几乎完全恢复;在达到极限荷载时,板顶中柱轴线处砼裂缝贯通,板底出现多条分散性裂缝,普通钢筋达到流限,在板顶与板底的受压区砼能出现压酥现象,板格中点挠度最大达板跨的 1/37,结构有良好的延性性能。模型板有比设计极限荷载大得多的承载能力。在柱边负弯矩区离柱边两侧各 1.0h 的直线组成的板宽范围内,集中配置数量为 $A_s = 0.00094h_l$ 的非预应力普通钢筋,有效地控制了板顶裂缝的开展及裂缝宽度;同时作为仅有的负弯矩区普通钢筋,对提高板的负弯矩承载能力,以及保证充分发挥截面的抗冲切能力,起到了很好的作用。

2. 模型板的无粘结筋极限应力增量实测值,比 ACI318-89 规范公式的计算值大 19% 左

右,比《无粘结预应力混凝土结构技术规程》背景资料经验公式计算值平均小30%。

3. 在使用荷载作用下,砼拉应力约为 0.84N/mm^2 ,在板底正弯矩区配置 $A_s = (0.001 - 0.0015)bh$ 非预应力普通钢筋,对控制板底裂缝宽度与分散裂缝起到了良好的作用,并有效地增加了板的延性。

4. 模型板的悬臂平板在竖向荷载作用下,表现为沿悬挑方向和垂直于悬挑方向双向受弯。在悬臂板顶面配置配筋率为0.2%的非预应力普通钢筋,为控制悬臂板裂缝开展和提高悬臂板承载力,起到了有效的作用。试验表明,悬臂长度为后张平板跨度的1/3,在试验平板保持使用荷载的条件下,悬臂平板的荷载可增至 32.0kN/m^2 ,为使用荷载的4倍,其挠度达到悬臂长度的1/24,未发生突然断裂。

本文限于篇幅省略部分图表。

致谢

本试验是在中国建筑科学研究院结构所大型结构试验室进行的,翟斌、李丽萍、武江等工程师参加了本模型试验。在本论文研究过程中,还得到洪婉儿高级工程师、王逸、王霓工程师的许

多帮助,在此一并表示衷心的感谢。

参考文献

(1) N. H. Burns and R. Hemakom. Test of Post - Tensioned Flat Plate with Bonded Tendons, Journal of the structural Division. ASCE, Vol. 111, No. 9, Sept. 1985.

(2) G. M. Kosut, N. H. Burns and C. V. Winter, Test of a Four - Panel Post - Tensioned Flat Plate, Journal of the Structural Division. ASCE, Vol. 111, No. 9, Sept. 1985.

(3) 陶学康、王逸、陈文义、刘之汉,无粘结部分预应力带状布束的九柱四板荷载试验建筑结构,1995年第7期。

(4) 中华人民共和国国家标准,混凝土结构设计规范 GBJ10 - 89,1989年,北京。

(5) 无粘结预应力混凝土结构技术规程背景资料,中国建筑科学研究院结构所技术资料,1991年9月。

(6) ACI - ASCE Committee 423, Recommendations for Concrete Members Prestressed with Unbonded Tendons. ACI Structural Journal. May - June 1989.

(7) ACI318 - 89. Building Code Requirements for Reinforced Concrete, 1989.

(8) 中华人民共和国国家标准,混凝土结构试验方法标准 GB 50152 - 92,1992年,北京。

(上接第52页)

参考文献

[1] 陈肇元. 高强与高性能混凝土的发展及应用. 土木工程学报, 1997(5): 3 ~ 11.

[2] 陈肇元, 朱金铨, 吴佩刚. 高强混凝土及其应用. 北京: 清华大学出版社, 1992.

[3] 郭佩玲, 陈翠红, 王元. C80 高强混凝土的研究与应用. 混凝土, 1997(6).

[4] 中国土木工程学会高强混凝土委员会. 高强混凝土结构设计与施工指南. 北京: 中国建筑工业出版社, 1994.

[5] JTJ023 - 85. 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范. 北京: 人民交通出版社, 1985.

[6] 胡洲冠, 易绍华, 吴广林. C80 泵送混凝土的研制. 混凝土, 1998(5): 8 ~ 12.

[7] 李家康, 王巍. 高强混凝土的几个基本力学指标. 工业建筑, 1997(8): 50 ~ 54.

[8] 杜国华, 毛昌时, 司徒妙岭著. 桥梁结构分析. 上海: 同济大学出版社, 1994.

[9] GB50152 - 92. 混凝土结构试验方法标准[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1993.

[10] GB/T5224 - 1995. 预应力混凝土用钢绞线[S]. 北京: 中国标准出版社, 1996.

[11] 美国各州公路和运输工作者协会制订(齐济平等译). 美国公路桥梁设计规范. 北京: 人民交通出版社, 1995.