

钢筋砼连续叠合梁受弯性能及设计方法研究*

Bending Behavior and Design Methods of Continuous Laminated Reinforced Concrete Beams

邓志恒

陆春阳

Deng Zhiheng

Lu Chunyang

(广西大学土木建筑工程学院 南宁市西乡塘路 10号 530004)

(College of Civil Engi., Guangxi Univ., 10 Xixiangtanglu, Nanning, Guangxi, 530004, China)

摘要 通过 6根二次受力连续叠合梁和 1根一次受力叠合梁及 1根整浇梁的试验,研究二次受力叠合梁受力性能及内力重分布规律,并根据试验结果提出设计方法。

关键词 二次受力 叠合梁 内力重分布 设计方法

中图分类号 TU 318.1

Abstract By experimenting upon six secondary loaded continuous laminated beams and one single loaded laminated beam and one integral casting beam, bending behavior of secondary loaded laminated beams and the moment redistribution regularity were studied. Then design methods were put forward based on test results.

Key words secondary loaded, laminated beam, the moment redistribution, design method

钢筋砼叠合式受弯构件是工业与民用建筑中常用的一种结构形式,由于连续叠合梁具有两阶段制造和二次受力的特点,其受力性能与整体浇筑连续梁相比有较大差别,本文通过连续梁和二次受力连续叠合梁的对比试验,研究其受弯性能、设计方法及其构造要求。

1 试验概况

共制作 8根二跨连续梁试件,其中 6根为二次浇筑二次受力叠合梁,1根为二次浇筑一次受力叠合梁,1根为整浇两跨连续梁。试件设计主要考虑以下几个参数:(1)第一次受力荷载的大小;(2)叠合前预制构件高度 h_1 与叠合后高度 h 的不同比值,变化范围为 $h_1/h = 0.55 \sim 0.75$;(3)考虑极限荷载下支座负弯矩调幅系数的变化。设计 2根一次受力连续梁 CL-0 CL-5,设计参数分别同 CL-1 CL-6二次受力连续叠合梁,以对比它们之间受力性能及内力重分布差别。试件配筋示意图 1,试验采用单点集中加荷,第一阶段加荷 P_1 要维持 1月时间至第二阶段加载不变,采用杠杆砝码加荷。第二阶段用油压千斤顶加荷,加荷大小用压力传感器控制。二跨连续梁为一次超静

定结构,理论上只要测定一个支座反力即可计算梁各截面内力,但由于各种误差因素,上述方法难以达到目的。本次试验在三支座下均设压力传感器,以准确测定支座反力。试件实际尺寸及配筋参数见表 1

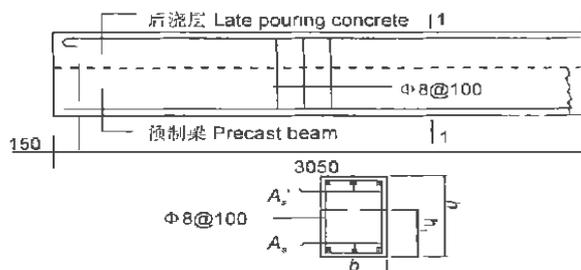


图 1 配筋示意图

Fig. 1 Reinforcement drawing

2 结果与分析

2.1 正截面破坏特征及极限承载能力

二次受力连续叠合梁在第一次加载时是简支构件,跨中弯矩大于一次受力连续叠合梁的跨中弯矩,中支座弯矩为 0。第二次加载时,在相等的荷载作用下,二次受力梁的跨中弯矩较大,中支座负弯矩较小,形成跨中正弯矩超前和支座负弯矩滞后现象。和一次受力梁比较,在跨中截面处,出现纵筋应力超前和后浇层砼压应变滞后现象。

表 1 试件一览表

Table 1 General table of test pieces

梁号 Beam number	跨中截面 Section of midspan					中支截面 Section at intermediate support				预制梁 Precast beam	后浇砼 After- pouring concrete
	b (mm)	h_1 (mm)	h (mm)	A_s (mm ²)	f_y (N/mm ²)	b (mm)	h (mm)	A_s (mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_{cu} (N/mm ²)	f_{cu} (N/mm ²)
CL-0	150	/	300	603	387	152	300	402	387	24.1	24.1
CL-1	155	220	305	603	387	150	310	402	387	29.1	18.2
CL-2	157	215	295	603	387	155	300	603	387	37.3	31.4
CL-3	150	215	290	603	387	145	293	603	387	32.7	21.5
CL-4	152	213	302	603	387	152	300	556	387	34.1	25.1
CL-5	156	172	301	603	387	153	302	509	424	29.1	31.2
CL-6	153	168	303	603	387	151	300	509	424	25.8	21.1
CL-7	152	165	299	603	387	150	295	462	417	30.5	18.5

钢筋砼连续梁的破坏,是因为纵筋屈服,在支座和跨中形成足够数量的塑性铰,使结构变成机动体系而引起的。本试验所有梁的破坏,都有这种典型的特征。但是,塑性铰形成的先后次序除与支座和跨中的配筋有关外还与构件叠合前的截面高度和第一阶段受力的大小有关。

作为对比梁的整浇梁 CL-0和一次受力叠合梁 CL-5,都是首先在支座形成塑性铰,再增加四级荷载后,跨中出现塑性铰。

CL-2叠合前截面高度较大, $h_1/h = 0.73$,第一阶段受力较小 $M_1/[M_1] = 0.5$,首先在中支座形成塑性铰,再增加两级荷载后,跨中出现塑性铰。

CL-1和 CL-4叠合前截面高度较大, h_1/h 分别为 0.72和 0.70。第一阶段受力较大, $M_1/[M_1]$ 分别为 0.67和 0.63, CL-4在支座和跨中同时出现塑性铰, CL-1虽然先在支座出现塑性铰,但只增加一些荷载,立即在跨中出现塑性铰。

CL-3叠合前截面高度较大, $h_1/h = 0.74$,第一阶段受力较大, $M_1/[M_1] = 0.7$ 。CL-6和 CL-7叠合前截面高度较小, $h_1/h = 0.55$,第一阶段受力较大, $M_1/[M_1]$ 分别为 0.72和 0.63。这三根梁都是先在跨中出现塑性铰,再增加一级或二级荷载后,支座出现塑性铰。

二次受力叠合梁的极限荷载也与构件叠合前的截面高度以及第一阶段受力的大小有关。当叠合梁叠合前的截面高度较大时,二次受力叠合梁的极限荷载与一次受力梁差别不大。CL-1属于这种类型, CL-1的实测极限荷载和极限弯矩与条件相当的 CL-0基本相同。当叠合梁叠合前的高度较小,第一阶段受力较大时,二次受力叠合梁的极限荷载较小。CL-5和 CL-6的试验结果说明了这个受力性能。CL-5和 CL-6的条件基本相同,叠合前梁的截面高度较小,第一阶段

CL-6受力较大,试验结果, CL-6的极限荷载和极限弯矩明显低于 CL-5。

2.2 变形性能

第一阶段加荷时,预制构件两端简支,构件截面高度较小,挠度较大。后浇叠合层砼获得强度后,形成整体连续梁,截面高度较大,挠度较小。第一阶段荷载产生的挠度相当于使用荷载产生总挠度的 0.47 ~ 0.87倍。CL-0和 CL-1条件基本同, CL-5和 CL-6条件也基本相同, CL-0和 CL-5是一次受力对比梁,挠度较小,两组梁实测挠度的比值是一致的,在使用荷载作用下,二次受力梁的挠度是一次受力梁的挠度的 2.15倍。本试验 6根二次受力连续叠合梁的挠度均能满足使用要求。试验结果表明,二次受力连续叠合梁挠度与一次受力 P_1 及叠合前截面高度 h_1 密切相关,设计时应控制 h_1/h 的比值不宜太小。

2.3 裂缝开展情况

二次受力叠合梁,第一阶段加载时,预制构件跨中已出现垂直裂缝,但裂缝宽度不大,裂缝延伸高度不大。第二阶段加载时,支座出现垂直裂缝,但裂缝开展较快,支座附近裂缝根数较多,裂缝宽度较大,有些裂缝穿过叠合面,延伸进入预制构件。在支座和反弯点之间,还出现一些弯剪斜裂缝。跨中裂缝数量增多,但开展缓慢,裂缝宽度不大,延伸高度不大,达到极限状态时,在集中荷载附近,有个别垂直裂缝穿越叠合面,进入后浇砼层。在集中荷载至反弯点之间,也出现一些弯剪斜裂缝。

在 CL-0和 CL-1以及 CL-5和 CL-6两组梁中,一次受力梁垂直裂缝宽度较大,二次受力梁较小。

2.4 内力重分布

2.4.1 连续叠合梁跨中受拉钢筋的应力超前

连续叠合梁具有简支叠合梁受拉钢筋应力超前,受压砼应力滞后的特征,但在数值上和变化规律上有

其自身的特点。连续叠合梁由于第一阶段加载为简支受力状态,叠合后第二阶段加载才形成连续梁受力状态,与整浇连续梁相比,又具有支座负弯矩滞后特征。本次试验结果在 P_1 作用下钢筋应力 σ_{s1} 值大小为 $90 \text{ N/mm}^2 \sim 152 \text{ N/mm}^2$,而整浇对比梁在 P_1 作用下仅为 20 N/mm^2 左右,因此叠合梁跨中钢筋应力与整浇梁相比存在着较大的跨中钢筋应力超前,其超前量与第一阶段荷载和预制截面高度有关,跨中钢筋应力超前影响着连续叠合梁支座塑性铰形成和支座调幅值的大小。

2.4.2 连续叠合梁内力重分布特点

引起结构内力重分布的直接原因是超静定结构各部分的相对刚度发生了变化,故其内力也将发生变化,根据试验结果,引起钢筋砼连续叠合梁内力重分布的主要原因是裂缝和塑性铰。钢筋砼连续叠合梁在第一阶段加载过程中预制构件已出现裂缝,在第二阶段加载初期就产生了跨间向中支座的内力调整。在支座截面开裂后,其刚度削弱到一定程度后,内力又由中间支座向跨间调整,这一内力重分布过程相对塑性铰引起的内力重分布变化要小得多,因此在调幅计算时可忽略不计。

本次试验所有梁试件设计时按一般整浇连续梁调幅计算方法计算均为支座首先出现塑性铰,但试验结果为 CL-3 CL-6 首先跨中出现塑性铰, CL-4 跨中、支座同时出现塑性铰,其余为支座先出现塑性铰。调幅值均小于设计值,这表明第一阶段荷载产生的钢筋应力超前对塑性铰的出现位置先后产生了重要影响。随着塑性铰的出现和转动,产生了显著的内力重分布,支座首先产生塑性铰,内力向跨中调整,跨中首先出现塑性铰则内力向支座调整。塑性铰出现后,由于不是理想铰,截面仍能继续承担一定的弯矩。本次试验所有梁均达到了充分的内力重分布,塑性铰发展较完全,塑性铰长度为 $280 \text{ mm} \sim 370 \text{ mm}$ 。所有梁在正常使用荷载下裂缝宽度及挠度均满足正常使用要求。在工程设计时一般应保证支座截面首先出现塑性铰或支座和跨中同时出现塑性铰。

3 设计方法讨论

3.1 正截面强度计算

本文试验结果表明当 h_1/h 较小, M_1/M_2 较大时,试验值与按规范公式按整截面计算方法相差较大, h_1/h 较大, M_1/M_2 较小时,试验值与规范公式计算较为接近。本文根据试验结果分析,叠合梁承受的极限弯矩由两部分组成,即叠合前预制构件承受的弯矩

M_1 ,叠合后构件承受的弯矩 M_2 , $M_u = M_1 + M_2$, 强度计算图式如图 2 所示。

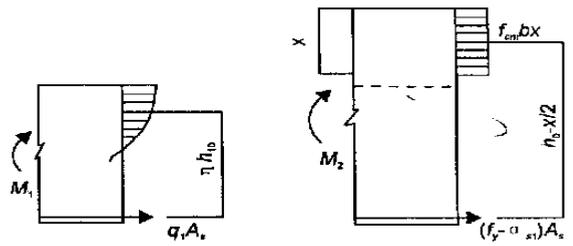


图 2 计算简图

Fig. 2 Calculating diagram

$$\text{由平衡条件: } \sigma_{s1} = \frac{M_1}{Z h_0 A_s}, \quad (1)$$

$$f_{cm} b x = (f_y - \sigma_{s1}) A_s, \quad (2)$$

$$M_2 = (f_y - \sigma_{s1}) A_s (h_0 - \frac{x}{2}), \quad (3)$$

$$M_u = M_1 + M_2, \quad (4)$$

式中 h_0 、 h 分别为叠合梁叠合前和叠合后截面有效高度, M_1 、 M_2 为第一阶段受力和第二阶段受力承受的弯矩, σ_{s1} 为第一阶段弯矩 M_1 作用下产生的钢筋应力, Z 为 M_1 作用下的内力臂系数, 25 根简支叠合梁的试验平均值 $Z = 0.859$, 可取为 $Z = 0.87$, 和规范正常使用阶段应力公式统一。以上公式反映出 h_1 和 M_1 对极限承载力的影响, 能控制使用阶段纵筋的应力不超过屈服强度, 并符合叠加原理。

用公式 (1) ~ (4) 对文献 [2] 25 根试验梁和本文 6 根连续叠合梁, 按实测尺寸和实测强度指标进行计算, 试验值和计算值之比平均值 $\bar{x} = 1.03$, 均方差 $e = 0.10$, 变异系数 $C_v = 0.097$, 与试验结果符合良好。

3.2 连续叠合梁弯矩调幅计算

连续叠合梁截面的弯矩调幅, 根据调幅的定义可用下式表示

$$W = \frac{M_e - M_u}{M_e} = 1 - \frac{M_u}{M_e}, \quad (5)$$

式中, M_u 为调幅后支座截面塑性铰弯矩; M_e 为按弹性方法计算得的支座截面弯矩;

对于连续叠合梁, $M_e = m_1 P_2 l$;

其中, m_1 为连续梁中支座弯矩系数; P_2 为二阶段受力荷载极限值; l 为连续梁跨度。

由前面的分析, 相同截面配筋的叠合梁跨中截面较一次受力整体梁较早出现塑性铰, 并与第一阶段荷载及预制梁截面高度 h_1 有关, 如前所述叠合梁跨中截面的极限弯矩可按 (1) ~ (4) 式计算, 支座极限弯矩按整截面规范公式计算。设计时保证支座截面先于跨中截面出现塑性铰必须满足

表 2 试验结果与计算结果比较

Table 2 The comparison between test results and calculation results

梁号 Num ber of beam	实测 σ_{x1} Actual measuring ϵ_{x1} (N/mm ²)	第一屈服 截面 The first yield section	支座实测 弯矩调幅 Actual measuring moment amount of adjustment at supports W(%)	支座计算 弯矩调幅 Calculated moment amount of adjustment at support W(%)	跨中实测 极限弯矩 Actual measuring ultimate moment at midspan M_u^s (kN·m)	跨中计算 极限弯矩 Calculated ultimate moment at midspan M_u (kN·m)	M_u^s / M_u
CL-0	0	支座 Support	35.5	32	45.9	52.3	0.869
CL-1	132	支座 Support	11.1	10.2	48.9	49.3	0.992
CL-2	90	支座 Support	3.5	1.0	49.1	53.1	0.925
CL-3	144	跨中 Mids pan	-6.7	-8.2	51.8	48.1	1.077
CL-4	103	同时 At the same time	0	1.5	46.2	51.3	0.901
CL-5	0	支座 Support	15.2	13.1	55.2	56.1	0.984
CL-6	152	跨中 Mids pan	-9.4	-6.1	45.2	42.9	1.054
CL-7	134	支座 Support	5.8	6.2	44.6	44.9	0.993

集中荷载时: $m_2 P_2 l + M_1 \leq M_u$,

$$P_2 \leq \frac{M_2}{m_2 l} \quad (6)$$

均布荷载时: $m_2 q l^2 + M_1 \leq M_u$,

$$q \leq \frac{M_2}{m_2 l^2} \quad (7)$$

式中 M_2 按 (3) 式计算, m_2 为连续梁跨中截面弹性弯矩系数。

表 2 为试验结果与本文公式计算结果比较, 其跨中实测屈服弯矩与跨中计算屈服弯矩之比平均值 0.974, 标准差 0.072, 变异系数 0.074, 计算结果与试验结果符合良好。

3.3 叠合面及连接面构造

钢筋砼连续叠合梁叠合面要做成毛面, 上下凹凸宜大于 20 mm, 整截面箍筋, 在预制梁部分一次做成, 伸出叠合梁面。连续梁连接面要做成毛面, 凹凸宜大于 40 mm, 连接面现浇部分长度大于 100 mm, 钢筋伸出连接面长度大于 15 mm, 钢筋可以弯折。按以上构造要求, 叠合梁合梁面没有出现叠合面水平裂缝, 支座连接部分没有出现支座连接竖直裂缝, 能够有效叠合和连接, 共同工作。为保证叠合梁截面刚度和跨中正截面承载力与整截面梁相比没有较大的降低, $h_1/h \geq 0.4$

4 结论

二次受力的钢筋砼连续叠合梁存在着跨中钢筋

应力超前, 后浇层砼应变滞后现象, 存在着跨中正弯矩超前、支座负弯矩滞后现象; 叠合前后的截面高度比 h_1/h 及弯矩比 M_1/M_2 对二次受力叠合梁的正截面抗弯强度有较大的影响; 连续叠合梁的极限抗弯强度破坏特征与整体梁相似。由于裂缝出现, 产生了内力重分布。纵筋屈服后, 形成塑性铰, 内力重分布更显著。在出现了足够数量的塑性铰后, 连续梁形成机构, 导致破坏; 连续叠合梁内力重分布分两个阶段, 即裂缝引起的内力重分布和塑性铰引起的内力重分布。裂缝引起的内力重分布主要由截面刚度变化引起, 其值较小, 内力重分布主要由塑性铰引起; 本文提出正截面强度计算方法和弯矩调幅计算方法, 考虑 h_1/h 、 M_1/M_2 因素影响, 与试验结果符合良好; 为保证支座先于跨中或同时屈服, 防止出现跨中先于支座屈服的不合理现象, 需满足式 (6) 或式 (7) 的条件。

参考文献

- 1 邓志恒, 陆春阳. 钢筋砼二次受力叠合梁正截面强度试验研究. 广西大学学报, 1993, (3): 58-62
- 2 浙江大学土木系等. 钢筋砼筒支叠合梁正截面设计方法的试验研究, 1981.
- 3 《叠合式连续整体结构性能及设计方法》研究专题组. 叠合式连续整体结构性能及设计方法试验研究综合研究报告, 1991. 7.

(责任编辑: 黎贞崇)