

拼装组合梁的试验研究

唐克强 张保善

(土建系)

提 要

本文通过四根拼装组合梁的实验研究,得出实验结果表明,在梁之间用高标号细石混凝土灌缝对梁的整体性起着良好作用。另外,实验结果也表明,对受拉区配置型钢(槽钢)的受弯构件设计计算方法可按普通钢筋混凝土结构的受弯构件进行设计计算。

一、前 言

在工程结构中我们常常会遇到有二个独立构件,当安装在一起时,在构件之间的缝隙用高标号细石混凝土填满。对于这一种情况,其整体作用如何,经常是人们关心的一个问题。最近,我们为某电厂的扩建工程主厂房中的框架横梁进行了1:1构件试验。该主厂房的框架横梁系由相邻两块大板端肋(小梁)所组成,小梁采用受拉区配有槽钢的组合梁,小梁间用200#细石混凝土灌缝。当两根小梁组合成的框架横梁,受有不同的活载(指二根小梁上活载)或全部荷载时,构件的整体作用及对受拉区配有型钢(槽钢)的组合梁的破坏特征、强度及变形等问题进行了探索。本文是这次试验结果及对上述问题的分析讨论,以供参考。

二、试 验 概 况

1. 试件的设计与制作

根据试验的目的,我们设计和实验了两组共四根梁。其中第一组二根梁,每根梁是由二根断面为 $30 \times 50^{\text{cm}}$,受拉区配有一根12#槽钢的小梁拼装而成,梁长为4.6米。二根小梁间的缝隙为60毫米,并在梁顶及梁底用等距离10块连接钢板将两根小梁焊接在一起,两小梁间的缝隙中用200#细石混凝土浇捣(见图1)。第二组的二根梁,每根梁也由同第一组相同尺寸、长度、配筋的两根小梁所组成,所不同的是仅在梁两端的梁顶及梁底用四块连接钢板将两根小梁进行焊接,两小梁间的缝隙同样是60毫米,并且仍用200#细石混凝土灌缝(见图2)。八根小梁的配筋情况相同。梁下部受拉区配有一根槽钢(1F 12),架立筋为 $2\Phi 18$,箍筋为 $\Phi 6@145$,箍筋下端焊在槽钢翼缘内形成封闭箍。

实验梁所用的材料:

钢筋:箍筋为光面热轧园钢(I级钢),架立筋为螺纹钢(I级钢)。

混凝土:梁的混凝土设计标号为400#。

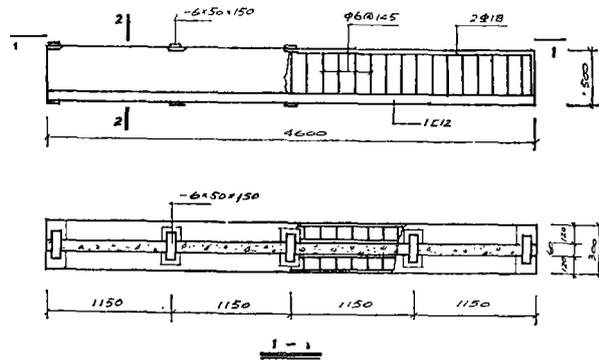


图 1

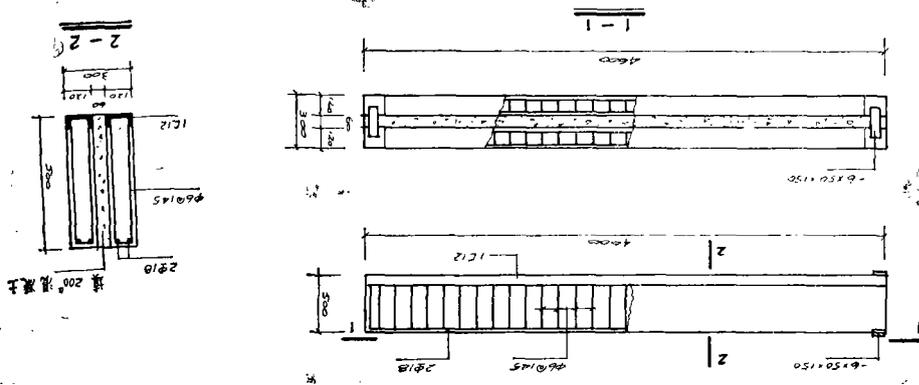


图 2

2. 试验方法

(1) 仪表布置

构件挠度的测定——采用百分表测定，在每根小梁底面，跨中四分点处布置三只，两端支座各一只，故每根梁共布置百分表10只。

箍筋应变测定——在箍筋高度中点，每肢二片，采用环氧树脂防潮处理的电阻片(规格 5×10)测定方法。

跨中截面混凝土及槽钢的应变测定——均采用不同规格的电阻片测定方法。混凝土电阻片采用 5×100 ；每根小梁自上往下均匀布置5片，故每根梁总计10片；槽钢底下贴二片，侧边贴一片，计三片，故每根梁总计贴6片，规格采用 5×10 。仪表布置见图3。

(2) 加荷方法

实验构件分成二组，第一组梁有二根，其编号为KL-1-1及KL-1-2。第二组梁也有二根，其编号为KL-2-1及KL-2-2。

KL-1-1梁是采用单侧加载的，即在二根小梁中的一根小梁上，用三个 30^T 油压千斤顶，在梁四分点处分级同步加载到 18^T ，梁挠度较大，使荷载来不及加上时停止试验。

KL-1-2梁的加载方法分二步进行。首先在两根小梁中的一根小梁上，同KL-1-1梁加荷方法，单侧加载到 7^T ，然后卸荷至零，再在整根梁上放一块刚度较大的钢板作垫板，仍用

三个 30^T 千斤顶,在梁四分点处分级整体同步加载,到 20^T 时,同样是由于梁的挠度较大,增长较快,来不及加上荷载时停止试验。

KL-2-1梁,在试验前,将梁吊装就位后,再将梁两端上部的连接钢板用钢锯将其锯断,使两根小梁完全依靠小梁间灌缝的混凝土粘结。试验加荷方法同 KL-1-2 梁。

KL-2-2梁,该梁加荷方法同 KL-2-1。

(3) 实验过程情况

KL-1-1梁系在一根小梁上单侧加载,当三个千斤顶加荷到 4^T 时,垂直裂缝出现。各千斤顶加荷到 13^T 时,出现斜裂缝。当荷载继续增到 15^T 时二根小梁间沿梁跨方向出现水平裂缝,各千斤顶荷加到 18^T 时,水平裂缝沿梁跨方向全部出现,此时梁挠度增加很快,停止试验。

KL-1-2梁,当三个千斤顶在四分点处单侧同步加荷到 3^T 时,垂直裂缝出现。以后整体同步荷加至 12^T 时出现斜裂缝。当三个千斤顶同步加荷至 20^T 时,梁挠度继续很快增大。但两根小梁间沿梁跨方向的水平裂缝仍未发现。

KL-2-1梁,当梁三点单侧同步加荷至 4^T 时出现垂直裂缝。以后改换整体加荷,三个千斤顶同步加荷至 20^T 时,梁挠度继续很快增大。此时两小梁间沿梁跨方向的水平裂缝尚未发现。

KL-2-2梁,由于该梁在未加载前,已在两根小梁间沿梁跨方向出现水平裂缝,长达梁长的四分之三。因此,当三点单侧同步加荷为 2^T 时,水平裂缝即迅速发展至全梁长,从而使两根小梁间剪开,成为二根独立梁。以后用三个千斤顶作整体同步加荷,加荷至 6^T 时出现垂直裂缝。加荷达到 18^T 时,梁挠度迅速继续增大。

以上四根梁系采用 30^T 油压千斤顶同步加荷,当加荷至最后阶段时,由于梁挠度迅速增大,虽油压千斤顶活塞继续上升,但荷载值继续下降,三个千斤顶已无法同步加荷,故到此卸荷,停止试验。

三、 主要试验结果及其分析

1. 荷载—挠度曲线

KL-1-1、KL-1-2、KL-2-1及KL-2-2梁沿跨度的实测挠度分布图分别见图4a,图5a,图6a及图7a。上述四根梁的跨中实测挠度随荷载的变化情况分别见图4b,图5b,图6b及图7b、

由荷载—挠度曲线图可以看出,在开裂荷载前,荷载与挠度基本上呈线性关系。另外从梁最后阶段的挠度看,对KL-1-1、KL-1-2及KL-2-1三根梁的最大挠度,分别为

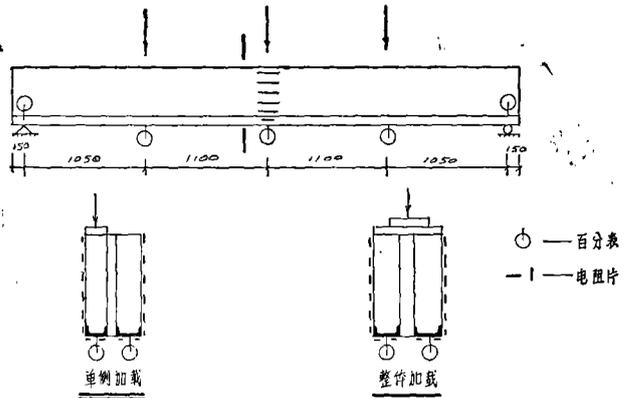


图 3

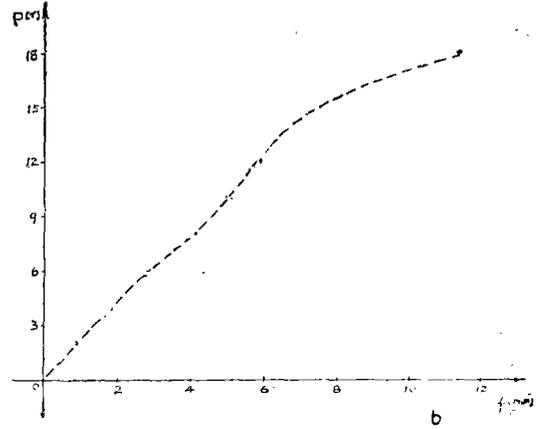
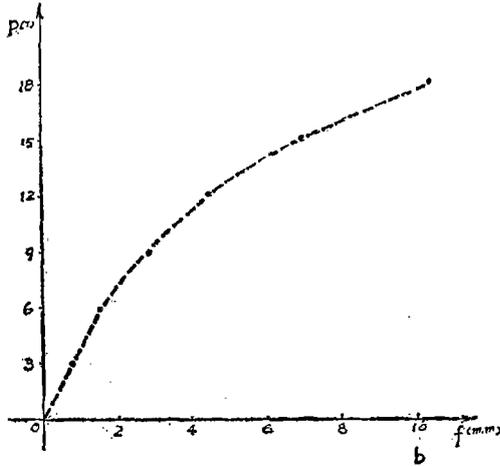
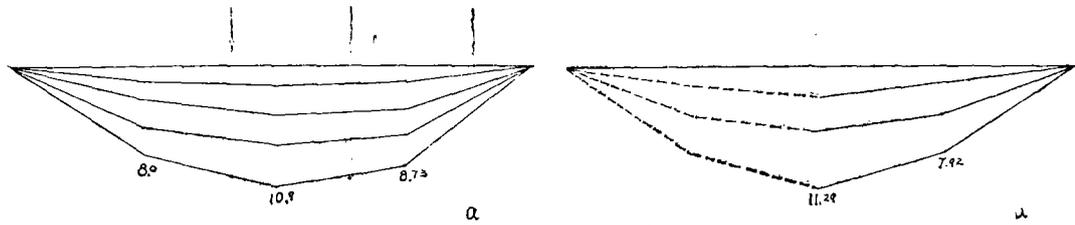


图 4a,b KL-1-1荷载—挠度曲线图

图 5a,b KL-1-2 荷载—挠度曲线图

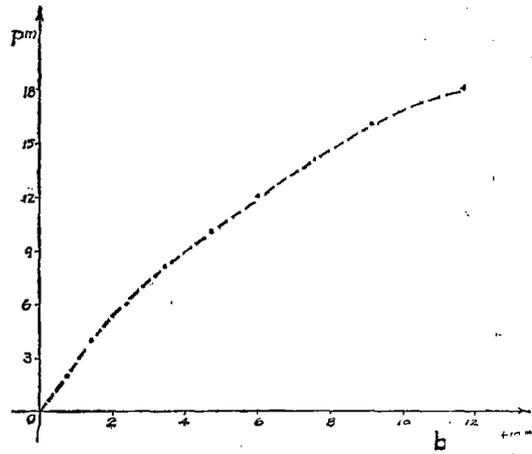
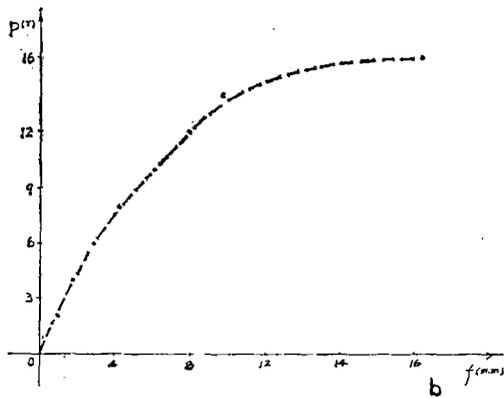
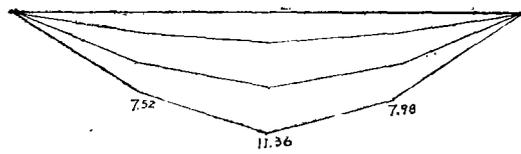
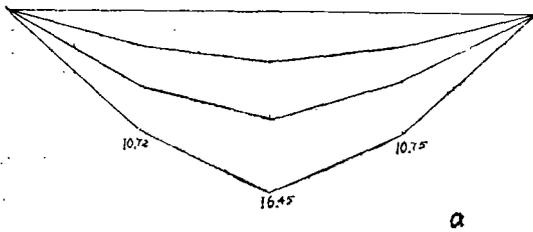


图 6a,b KL-2-1荷载—挠度曲线图

图 7a,b KL-2-2荷载—挠度曲线图

10.9、11.29、11.36，甚为接近。说明整体工作性能较稳定。对KL-2-2梁的最后荷载并不比上述梁的最后荷载大，且略小些，但该梁的最大挠度却达到16.5厘米，比上述三根梁的最大挠度值均较大。我们认为这是由于KL-2-2梁在单侧加载时，已经将两根小梁间剪开，整体刚度减小。在整体加载时，实际上是两根独立小梁分别承担荷载，并无共同作用的缘故。

2. 跨中截面及箍筋应变状态

各梁跨中截面荷载—混凝土应变曲线图及荷载—槽钢应变曲线图分别见图8、9、10、11、12、13、14、15。KL-1-1梁的荷载—箍筋应变曲线图见图16。

从截面应变情况来看，当荷载在 12^T 以前，受压区混凝土及下部受拉区的槽钢基本上处于弹性工作阶段。荷载在 15^T 以后，表现出塑性性质。当荷载继续增至 18^T 或 20^T 时，槽钢应变骤增，表现到达屈服阶段。受压区混凝土塑性特征也随着表现得更为充分。此时，从实验过程也可以看到，梁裂缝宽度继续扩展并沿梁高向上延伸，油压千斤顶的活塞虽然继续上升，但荷载值仍在降低。因此，这种组合梁的破坏是始于受拉区槽钢的屈服，产生较大的塑性变形，梁挠度迅速增大，然后受压区混凝土边缘纤维表现塑性特征。这种特征的表现与钢筋混凝土结构中用钢筋配置的适筋梁破坏特征极为相似。因此，我们可以认为这种组合梁的破坏就是“塑性破坏”。

关于钢箍应变变化，其工作性质完全同普通钢筋混凝土梁的箍筋工作情况相似。从图中可以看出，箍筋应力尚未充分发挥。

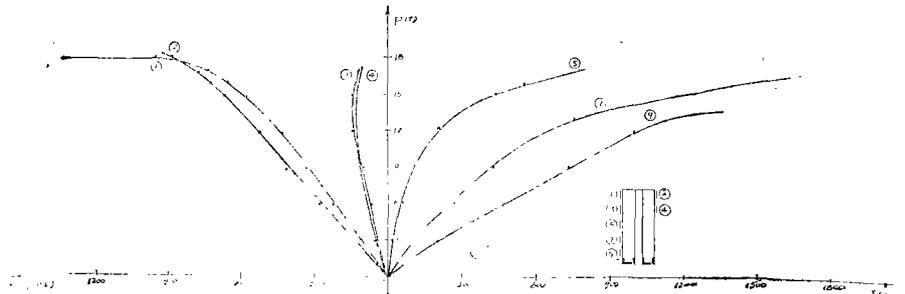


图 8 KL-1-1梁荷载—混凝土应变曲线图

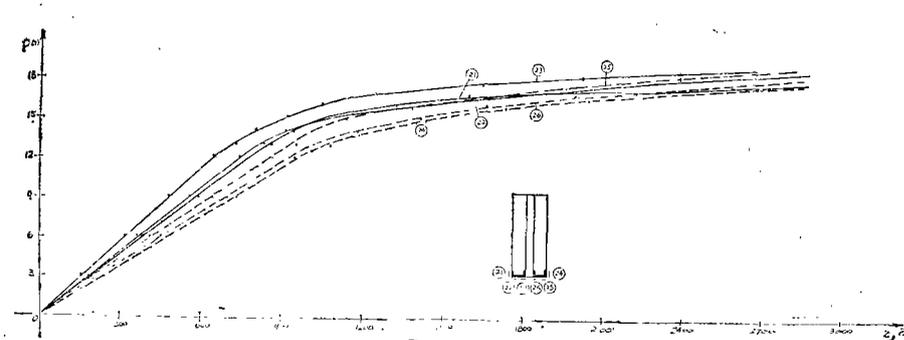


图 9 KL-1-1梁荷载—槽钢应变曲线图

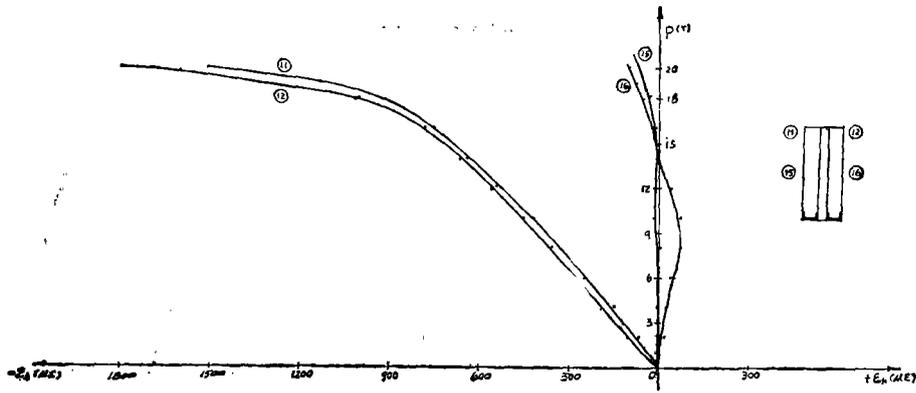


图 10 KL-1-2梁荷载—混凝土应变曲线图

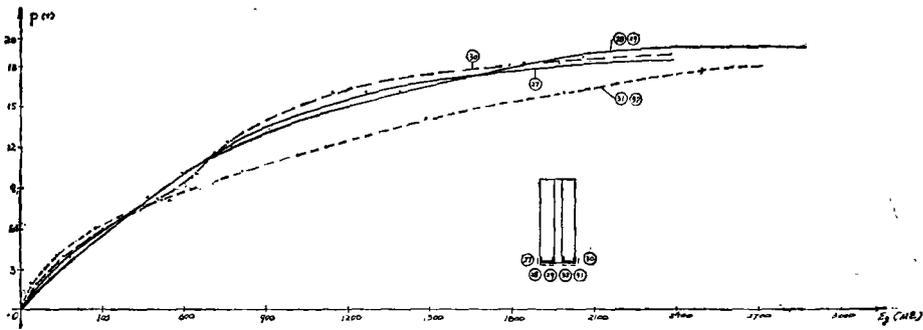


图 11 KL-1-2梁荷载—槽钢应变曲线图

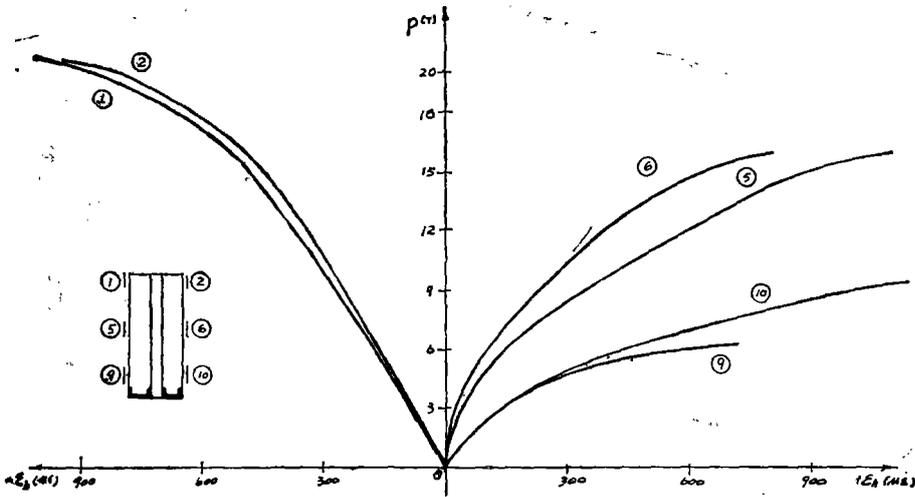


图 12 KL-2-1梁荷载—混凝土应变曲线图

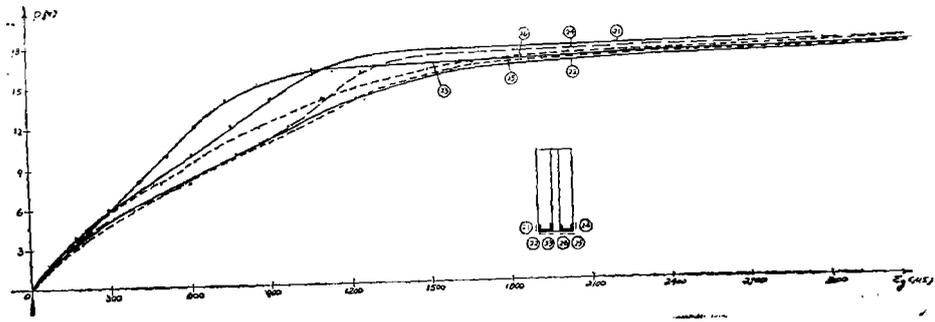


图 13 KL-2-1梁荷载—槽钢应变曲线图

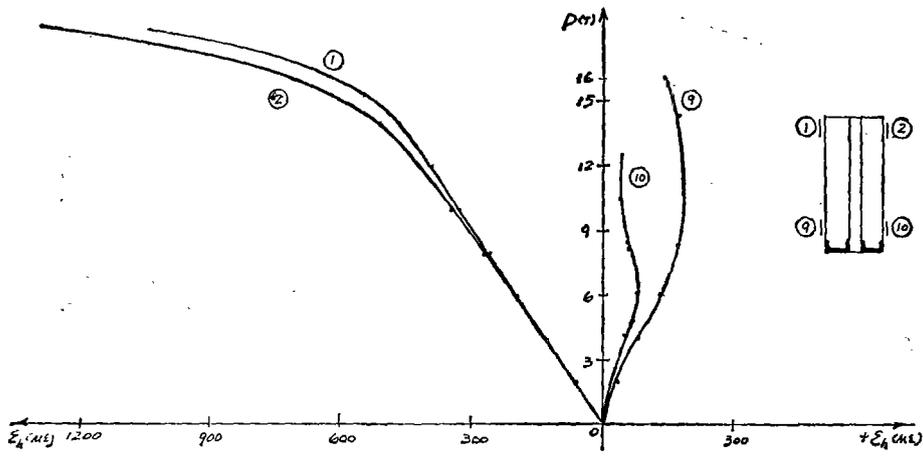


图 14 KL-2-2梁荷载—混凝土应变曲线图

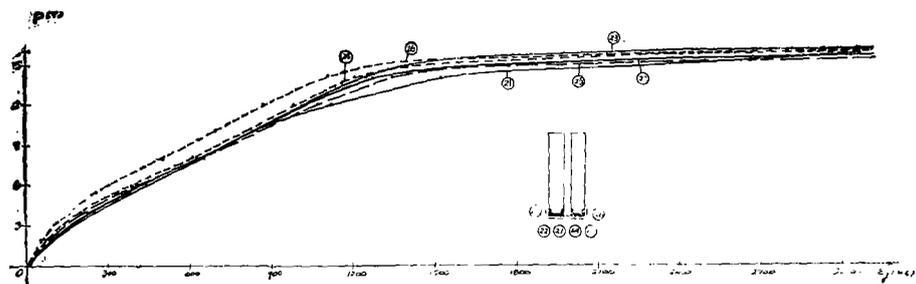


图 15 KL-2-2梁荷载—槽钢应变曲线图

合力D的大小和作用位置不变的条件，采用一个简化的等效矩形应力图形代替，从而求出等效矩形应力图的受压区高度 x 。经计算得 $x = 8.3^{\text{cm}}$ 。最后与适筋梁的条件进行比较：

$$2a' = 5^{\text{cm}} < x = 8.3^{\text{cm}} < 0.55h_0 = 26.4^{\text{cm}}。$$

因此满足了适筋梁的条件。

(2) 挠度核算

根据试验最后阶段时的相对度，计算如下：

$$\text{KL-1-1梁的相对挠度} \quad f/L = 1/395;$$

$$\text{KL-1-2梁的相对挠度} \quad f/L = 1/381;$$

$$\text{KL-2-1梁的相对挠度} \quad f/L = 1/379;$$

$$\text{KL-2-2梁的相对挠度} \quad f/L = 1/261。$$

以上四根梁的相对挠度值均能满足“钢筋混凝土结构设计规范”TJ10—74第25条考虑荷载长期作用后的受弯构件最大挠度计算值不应超过表13的允许值。

四. 结 论

(1) 根据四根拼装组合梁的试验研究，我们可以得到如下初步结论：

上述四根实验梁的试验，除KL—2—2梁因测试前已产生两小梁间的水平裂缝外。对KL—1—1梁作单侧加荷到最后阶段才使两小梁间产生剪开。而KL—1—2及KL—2—1梁先作单侧加荷，后作整体加荷，直至最后阶段仍未发现有水平裂缝，并说明两根小梁间的连接钢板无明显作用。因此，可以认为由两根小梁拼装组合成的梁，在单侧不同活载作用或整体全部荷载作用下，该梁能共同工作，发挥其整体作用。

(2)、根据试验最后阶段的情况及强度核算的情况来看，该梁的破坏将是一种“塑性破坏”，它具有良好的延性。因此在设计计算中所采用的计算方法完全可以按照普通钢筋混凝土梁的设计计算方法进行计算。

(3)、梁在使用阶段的最大挠度及裂缝宽度均较小，能满足钢筋混凝土结构设计规范所规定的允许值。

参 考 文 献

- (1) 河南省电力勘察设计院、郑州工学院土建系、河南省电力基建第一工程处，张保善、唐克强执笔：大板端肋组合的框架横梁试验报告 1982.10.
- (2). R.Park and T. Paulay: "Reinforced Concrete Structures"
- (3) 钢筋混凝土结构设计规范TJ10—74。