

文章编号:1673-2049(2018)02-0008-08

免拆模混凝土梁受弯性能试验

吴方伯¹, 左 瑞¹, 文 俊¹, 刘 彪¹, 周绪红^{1,2}

(1. 湖南大学 土木工程学院, 湖南 长沙 410082; 2. 重庆大学 土木工程学院, 重庆 400045)

摘要:为研究免拆模混凝土梁的受弯性能,设计制作 1 根免拆模混凝土梁和 1 根现浇对比梁,对 2 个试件进行单向静力加载,得到了各试件的破坏形态、荷载特征值、荷载-混凝土应变曲线、荷载-钢筋应变曲线、荷载-跨中位移曲线,并将其进行对比分析。结果表明:在试件屈服前,免拆模混凝土梁与现浇梁的裂缝发展有较大区别,但最终破坏时 2 个试件的整体破坏特征基本相似;免拆模混凝土梁的预制 U 形混凝土模块与内部后浇混凝土结合较好,整个加载过程未出现 U 形模块脱落或撕裂现象;免拆模混凝土梁的开裂荷载相比现浇梁试件要小 8%,但 2 个试件的极限荷载基本相同,实际工程中可采用现行《混凝土结构设计规范》对免拆模混凝土梁的开裂荷载、极限荷载进行计算,结果偏安全。

关键词:U 形混凝土模块;免拆模混凝土梁;单向静力试验;受力性能;荷载特征值

中图分类号:TU375.1 **文献标志码:**A

Experiment on Bending Performance of Concrete Beam Without Demoulding

WU Fang-bo¹, ZUO Rui¹, WEN Jun¹, LIU Biao¹, ZHOU Xu-hong^{1,2}

(1. College of Civil Engineering, Hunan University, Changsha 410082, Hunan, China;

2. School of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, China)

Abstract: In order to study the bending performance of concrete beam without demoulding, a concrete beam without demoulding and a cast-in-place contrast beam were designed. Two specimens were subjected to unidirectional static loading, and the failure modes, load characteristic values, load-strain curves of concrete, load-strain curves of reinforcement and load-displacement curves of midspan were obtained and compared. The results show that the crack development of concrete beam without demoulding and cast-in-place beam is quite different in the pre-yield phase of component, but the overall damage characteristics of the two specimens are basically similar in the end of the failure. The U-shaped concrete formwork of concrete beams without demoulding works well with internal post pouring concrete, and through the entire loading process, the U-shaped concrete formwork doesn't fall off and tear. The cracking load of concrete beam without demoulding is about 8% lower than that of the cast-in-place beam, but the ultimate load of the two specimens are roughly the same. In practical engineering project, the current *Code for Design of Concrete Structures* can be used to calculate the cracking load and the ultimate load of concrete beam without demoulding, and the result is safe.

Key words: U-shaped concrete formwork; concrete beam without demoulding; unidirectional static experiment; mechanical behavior; load characteristic value

收稿日期:2017-06-15

基金项目:国家自然科学基金项目(51278179)

作者简介:吴方伯(1954-),男,湖南长沙人,教授,博士研究生导师,E-mail:wfbprof@163.com。

0 引 言

根据调查统计^[1],在现浇混凝土结构施工中,每施工浇筑 1 m³ 混凝土,模板用量高达 4 m²,其工程费用占现浇混凝土结构造价的 30%~35%,劳动力费用占 40%~50%。可知,模板工程^[2]在现浇混凝土结构中占据非常重要的地位,它也是影响工程施工进度、施工质量及预算的重要因素。

为弥补传统模板的缺陷,国内外学者对新型建筑模板进行了广泛的探究。二战以后,德国由于缺乏木材和技术工人,开始将预制钢筋混凝土薄板作为永久性模板使用,由于自然资源持续缺乏和环境污染日益严重,此类模板得到了更进一步的发展和应用^[3];日本西栖公司将生产的水泥模板作为永久性模板使用,当时该产品在实际工程中已产生了比较理想的效果^[4]。20 世纪 80 年代,在北美及欧洲一些国家,在进行混凝土浇筑施工时把压型薄壁钢片作为混凝土试件的永久性模板,使混凝土和压型薄壁钢片成为整体,其目的主要是为了承重和防火^[5]。这些薄钢片厚度一般在 0.7~1.5 mm 之间,而且为增加薄钢片永久模板与混凝土之间的机械咬合力,常将薄钢片制成凹槽形或压花形^[6];相类似的薄板在马来西亚和澳大利亚地区也曾得到过应用。1990 年,德国学者首次提出纤维增强聚合物(FRP)永久性模板^[7],但这种模板在当时并未真正投入实际生产。中国曾有学者以水泥基复合材料生产一种片状永久性模板,将其应用在现浇混凝土叠合梁上,并对叠合梁受力性能进行了试验研究^[8]。

本文提出将一种新型预制 U 形混凝土模块(以下简称 U 形模块)作为现浇混凝土梁永久模板的构造形式,该 U 形模块既可作为梁的外模板使用,也起到梁保护层的作用,由于在生产这种梁的过程中不再需要使用传统的模板进行支模和拆模,该 U 形模块在使用周期与内部混凝土协同受力,不再需要拆除,所以将这种形式的组合梁称为免拆模混凝土梁。为了解该免拆模混凝土梁的受力性能及破坏特征,设计制作了截面尺寸与配筋情况均相同的 1 根免拆模混凝土梁和 1 根现浇对比梁。通过单向静力试验,对比分析免拆模混凝土梁与现浇梁在受弯性能、破坏特征及位移延性等方面的异同。

1 试验概况

1.1 试件设计及制作

本文试验共设计制作了 2 根截面尺寸及配筋均

相同的简支梁试件,其中 1 根为免拆模混凝土梁试件(MML 试件),1 根为现浇对比梁试件(XJL 试件);U 形模块的尺寸及 2 根梁试件的尺寸、配筋情况如图 1,2 所示。MML 试件的箍筋保护层厚度为 20 mm,即为 U 形模块的厚度,为方便对比,将 XJL 试件的箍筋保护层厚度也设计为 20 mm。制作好的 U 形模块通过水平连接件(角钢或钢板)和螺栓紧密拼接在一起,U 形模块间的拼缝在混凝土中水泥浆的作用下自然黏合填实,对少数不密实拼缝进行第 2 次填补,现场照片如图 3,4 所示。MML 试件的预制 U 形模块与内部混凝土的接触面为自然接触面,内部混凝土采用粗骨料粒径不大于 8 mm 的细石混凝土,砂率适当提高,浇筑内部混凝土前洒少量水湿润 U 形模块内侧,这样可提高内部混凝土的密实度及新旧混凝土的黏结性能。

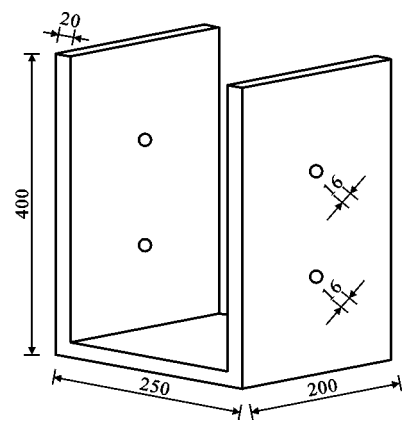


图 1 新型预制 U 形混凝土模块(单位:mm)
Fig. 1 New Precast U-shaped Concrete Formwork (Unit:mm)

1.2 材料力学性能

预制 U 形模块和 2 根梁试件现浇混凝土的设计混凝土强度等级均为 C40;制作 U 形模块采用细石混凝土,粗骨料粒径不大于 8 mm,并按设计配合比掺入一定量的粉煤灰和减水剂,作为第 1 批混凝土;现浇混凝土采用 C40 普通混凝土,作为第 2 批混凝土。梁试件箍筋采用 HPB300 级钢筋,底部纵筋及架立筋采用 HRB400 级钢筋。

每批混凝土浇筑时在现场预留 6 个标准立方体试块,并在实验室同条件养护。试验前,对混凝土立方体标准试块及钢筋进行材性试验,按《混凝土结构试验方法标准》^[9]的计算公式计算混凝土轴心抗压强度推断值和轴心抗拉强度推断值,试验结果如表 1,2 所示。

1.3 加载方案

试验加载装置由反力门架、50 t 液压千斤顶、力

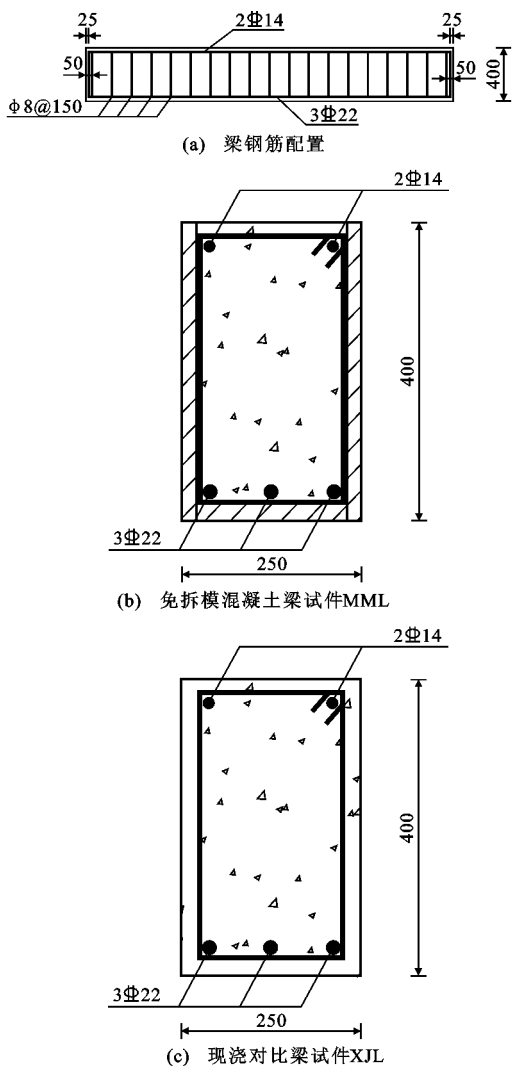


图 2 试件基本尺寸及配筋(单位:mm)

Fig. 2 Basic Dimensions and Reinforcement of Specimens (Unit:mm)



图 3 U 形混凝土模块

Fig. 3 U-shaped Concrete Formwork

传感器、静态应变仪、滚动支座、刀口支座、刚性支墩组成,试件简支于刚性支墩上。施加的荷载通过与力传感器连接的静态应变仪控制,试验加载装置如图 5,6 所示。



图 4 U 形混凝土模块拼装图

Fig. 4 U-shaped Concrete Formwork Assembly Diagram

表 1 混凝土力学性能

Tab. 1 Mechanical Properties of Concrete

试块批次	立方体抗压强度	轴心抗压强度	轴心抗拉强度
	平均值/MPa	f_{ck} /MPa	f_{tk} /MPa
第 1 批	50.44	38.33	2.93
第 2 批	46.90	35.64	2.82

表 2 钢筋力学性能

Tab. 2 Mechanical Properties of Rebars

钢筋级别	钢筋直径/ mm	屈服荷载 P_{yk} /kN	屈服强度 f_{yk} /MPa	极限荷载 P_{uk} /kN	极限强度 f_{uk} /MPa
HPB300	8	15.59	310.22	24.21	481.60
HRB400	14	72.56	471.35	95.08	617.68
HRB400	22	176.86	465.27	231.52	609.05

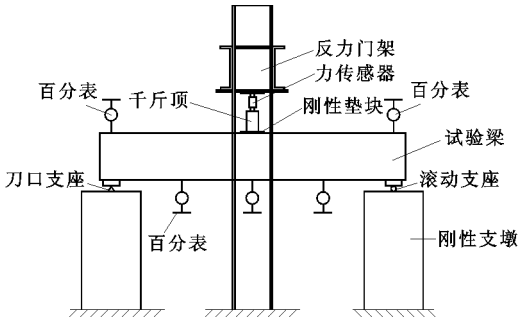


图 5 加载装置示意

Fig. 5 Schematic Diagram of Loading Setup

试验前先计算试件的开裂荷载和极限荷载,以便对试件的加载进行控制。试件的预加载分 3 级加载,每级荷载增量取计算开裂荷载的 20%。正式加载时,开裂前每级荷载增量取开裂荷载计算值的 10%,当加载值达到预估开裂荷载的 90%左右时,每级荷载增量取开裂荷载计算值的 5%;试件开裂后,每级荷载增量取计算极限荷载的 10%;加载值



图 6 加载装置照片

Fig. 6 Photograph of Loading Setup

到达计算极限荷载的 90%后,每级荷载增量取极限荷载理论值的 5%,以位移加载至试件出现典型的破坏标志为止。每级荷载加载完毕后停留时间不小于 10 min。

1.4 测点布置

将梁试件表面刷白并画分网格,网格尺寸取 100 mm×100 mm,在试件两端支座处、跨中及梁净跨四分点处位置安装百分表,测量试件相应位置处的挠度;在试件跨中截面处混凝土的顶面、底面及侧面粘贴混凝土应变片,结合静态应变采集仪测量加载过程中的混凝土应变,百分表及试件混凝土应变片布置如图 7 所示;在试件底部纵筋的跨中位置粘贴钢筋应变片,以测量加载过程中钢筋的应变,钢筋应变片分布如图 8 所示;每级荷载加载完后用裂缝测宽仪测量加载过程中试件的裂缝宽度。

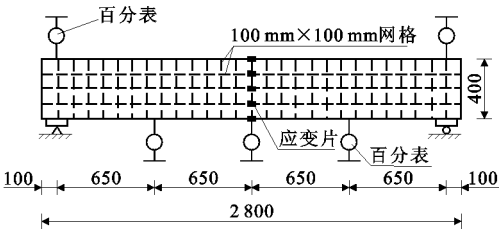


图 7 混凝土应变片及百分表布置(单位:mm)

Fig. 7 Arrangement of Strain Gauges of Concrete and Dial Indicators (Unit:mm)

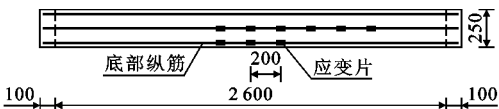


图 8 钢筋应变片布置(单位:mm)

Fig. 8 Arrangement of Strain Gauges of Steel Bar (Unit:mm)

2 试验结果与分析

2.1 试验现象及破坏形态

2.1.1 免拆模混凝土梁试件 MML

在正式加载前先进行预加载,确保各仪器仪表工作正常、读数稳定没有异样和加载过程安全有效。若进行预加载时仪器设备工作良好则下一步进入正式加载,否则检查并调整有问题的仪器,直到满足要求后才能进行正式加载。预加载一切正常后开始正式加载,在开裂前,试件尚处于弹性阶段,试件的挠度随荷载增加缓慢增长。当加载至第 13 级,外加荷载为 55.5 kN 时,跨中两 U 形模块间的拼缝处出现第 1 条裂缝,将其记为 1 号裂缝(裂缝按出现的先后顺序进行编号),裂缝从梁底向上延伸 3.3 cm,缝宽 0.04 mm,此时跨中挠度为 0.53 mm。第 14 级至 18 级荷载时,试件的挠度增长较前面稍快,沿 U 形模块间的拼缝处共出现 11 条竖向裂缝,裂缝的出现和发展基本对称分布,间距基本为 U 形模块的长度(200 mm)。当加载至第 16 级荷载(142 kN)时,中间几条裂缝开始改变开展方向,向梁顶加载点处延伸,其中 1 号主裂缝发展最为明显,已从梁底向梁顶部延伸 28.1 cm,缝宽 0.38 mm。加载至第 18 级荷载(200.7 kN)时,开始有底部纵筋达到屈服应变,此时跨中挠度为 4.09 mm。第 19 级至 24 级荷载时,试件挠度增长明显加快,在此期间,前面出现的 11 条裂缝发展明显,加载过程中能听到裂缝开展时发出的细微吱吱声,所有的 11 条裂缝不再垂直向上发展,而是向加载点处斜向延伸,原先开展的竖向裂缝旁边也重新出现斜向裂缝,从而形成明显贯通的弯剪斜裂缝。加载至第 24 级荷载(300 kN)时,1 号主裂缝向上延伸 35 cm,缝宽达到 1.6 mm;根据《混凝土结构试验方法标准》^[9],当试件受拉主筋处裂缝宽度达到 1.50 mm 或钢筋应变达到 0.01 时,认为试件达到承载能力极限状态,所以可认为试件 MML 已达到承载能力极限状态,此时跨中挠度为 10.61 mm。为获取试件更明显的破坏特征,得到更充分的试验数据,改用位移控制继续加载,这时荷载已很难再提高,但试件挠度增长较快,裂缝宽度也有一定的增大,加载至第 31 级荷载(309.5 kN)时,试件跨中挠度为 22.60 mm,此时梁顶部混凝土碎裂,出于安全考虑不再进行加载。整个加载过程中试件裂缝发展明显,有明显的破坏征兆,试件延性较好,梁底部纵筋始终未被拉断。试件 MML 裂缝分布、开展如图 9,10 所示。



图 9 试件 MML 裂缝分布示意
Fig. 9 Schematic Diagram of Crack
Distribution of Specimen MML

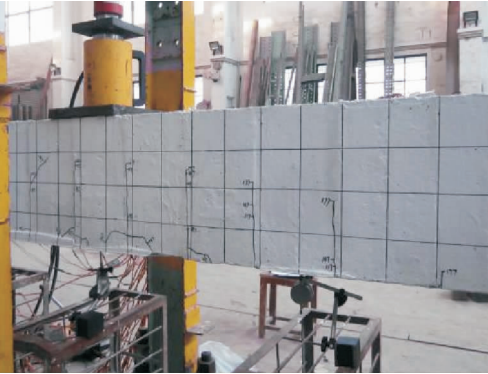


图 10 试件 MML 裂缝开展照片
Fig. 10 Photograph of Crack Development of
Specimen MML

2.1.2 对比现浇梁试件 XJL

同样,在正式加载前先进行预加载,确保各仪器仪表工作正常、读数稳定没有异样、加载过程安全有效。预加载一切正常后开始正式加载,加载试件 XJL 时适当提高每级荷载,在开裂前阶段,试件尚处于弹性阶段,试件的挠度随荷载增加缓慢增长。当加载至第 9 级荷载(60.5 kN)时,跨中位置梁底出现 3 条细微裂缝,将中间那条发展最明显的裂缝记为 1 号裂缝,裂缝从梁底向上延伸 10 cm,缝宽 0.02 mm,此时跨中挠度为 0.56 mm。第 10 级至 16 级荷载时,试件的挠度增长较前面稍快,试件裂缝发展明显并伴随吱吱的开裂声,梁身出现多条弯剪裂缝,裂缝与水平面的夹角由跨中向两端逐渐减少,夹角范围在 $45^{\circ}\sim 90^{\circ}$ 之间;相邻裂缝间的距离为 10~15 cm,且裂缝的出现和发展基本对称分布,其中 1 号主裂缝发展最快,已从梁底向梁顶部延伸 29 cm,缝宽 0.34 mm。加载至第 16 级荷载(237.5 kN)时,开始有底部纵筋达到屈服应变,此时跨中挠度为 5.58 mm。第 17 级至 23 级荷载时,试件挠度增长速度明显加快,在此期间,原裂缝继续发展,裂缝发展方向指向跨中梁顶加载处。加载至第 23 级荷载(305 kN)时,1 号主裂缝已向上延伸 35.5 cm,缝宽达到 1.6 mm,可认为试件 XJL 已达到极限承载力,此时跨中挠度为 12.46 mm。为获取试件更明显的破坏特征,得到更充分的试验数据,改用位移控制继续加载,这时荷载已很难再提高,但试件挠度增长较

快,裂缝宽度也有一定的增大,加载至第 27 级,荷载达到 317 kN 时,试件跨中挠度为 23.47 mm,此时梁顶部混凝土碎裂,出于安全考虑不再进行加载。试件 XJL 裂缝分布、开展如图 11,12 所示。



图 11 试件 XJL 裂缝分布示意
Fig. 11 Schematic Diagram of Crack
Distribution of Specimen XJL



图 12 试件 XJL 裂缝开展照片
Fig. 12 Photograph of Crack Development of
Specimen XJL

对比试件 MML,XJL 加载历程可以发现:试件 MML 的裂缝发展一开始呈现竖直分布,且裂缝均出现在 U 形模块间的拼缝处,说明在试件屈服前,试件 MML,XJL 的裂缝发展有较大区别。随着荷载的增加,试件 MML 的竖向裂缝开始向跨中加载点处斜向延伸,最终表现出典型的弯剪斜裂缝,破坏时试件 MML 的裂缝分布和试件 XJL 的裂缝分布很相似。此外从试件 MML 的最终破坏形态可以看出,预制 U 形模块与后浇混凝土的黏合效果良好,直至试件加载破坏,整个过程未出现 U 形模块与后浇内部混凝土脱落或撕裂现象,说明在实际工程中浇筑混凝土前只需将 U 形模块内部洒水湿润即可满足正常使用要求。

2.2 荷载-钢筋应变关系

试件 MML,XJL 的荷载-梁底钢筋应变曲线如图 13 所示,2 个试件的钢筋受力趋势大致相同,可分为 3 个阶段进行分析:

(1)第 1 阶段荷载小于 60 kN,试件未开裂。此阶段荷载还不小,梁底部受拉纵筋处于线弹性阶段,底部纵筋的增长随荷载增加呈线性变化。

(2)第 2 阶段从试件开裂至试件达到承载能力极限状态附近。试件混凝土开裂后应力发生重分

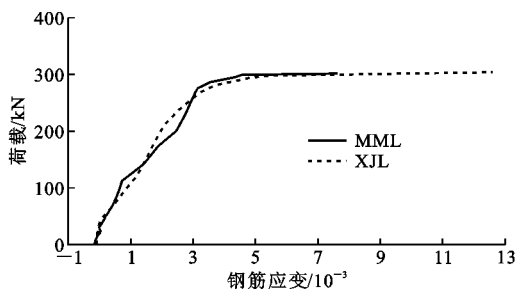


图 13 荷载-梁底钢筋应变曲线

Fig. 13 Load-strain Curves of Rebars at Bottom of Beam

布,钢筋应变相对增大,随着荷载增大,此阶段的曲线明显向钢筋应变轴偏移。试件底部纵筋达到屈服应变也是在此阶段,试件 MML 在加载至 200.7 kN 时应变达到 $2\,456 \times 10^{-6}$ 而屈服,试件 XJL 在加载至 237.5 kN 时应变达到 $2\,525 \times 10^{-6}$ 而屈服。

(3)第 3 阶段为试件达到承载能力极限状态附近之后的阶段。此阶段试件的荷载增长不大,而试件的挠度和钢筋应变增长迅速,试件裂缝也还有一定的发展。试件 MML 加载至 300 kN 时,梁底裂缝大于 1.5 mm,认为试件已达到承载能力极限状态,此时梁底的钢筋应变为 $4\,531 \times 10^{-6}$;由位移控制继续加载至下一级时,荷载只缓慢增长到 302 kN,而梁底的钢筋应变已迅速增长至 $7\,609 \times 10^{-6}$ 。试件 XJL 在加载至 298.8 kN 时,1 号裂缝缝宽为 1.4 mm,试件快达到承载能力极限状态,此时梁底的钢筋应变为 $5\,436 \times 10^{-6}$;由位移控制加载至下一级时,荷载增长到 305 kN,而梁底的钢筋应变已迅速增长至 $12\,573 \times 10^{-6}$,大于 0.01,并且此时 1 号裂缝的宽度达到 1.6 mm,认为试件已达到承载能力极限状态。

由于梁底布有 3 根纵筋,当其中 1 根钢筋屈服时其他 2 根钢筋尚未达到屈服应力,所以首先屈服的钢筋并未出现明显的突变点,故图 13 的荷载-梁底部钢筋应变曲线只在试件达到承载能力极限状态时才出现钢筋应变突增现象。

2.3 荷载-跨中混凝土应变关系

试件 MML,XJL 跨中混凝土应变沿截面高度分布如图 14,15 所示。试件在达到开裂荷载之前,混凝土近似处于线弹性工作状态,混凝土应变随荷载增长呈线性变化;2 个试件跨中混凝土应变沿截面高度的分布近似呈线性关系,基本符合平截面的假定。

2.4 荷载-跨中挠度关系

试件 MML,XJL 的荷载-跨中挠度曲线如图 16

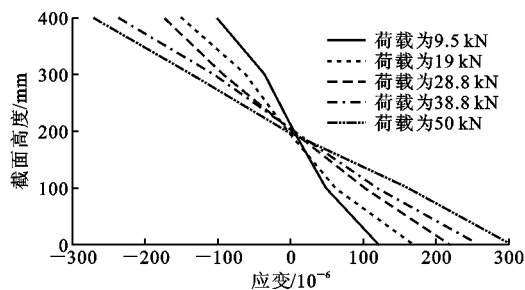


图 14 试件 MML 跨中混凝土应变沿截面高度分布

Fig. 14 Distribution of Concrete Strain in Mid-span Along Height of Cross Section of Specimen MML

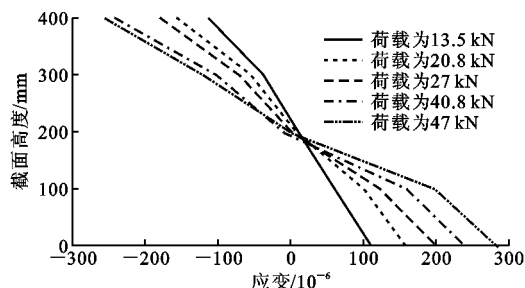


图 15 试件 XJL 跨中混凝土应变沿截面高度分布

Fig. 15 Distribution of Concrete Strain in Mid-span Along Height of Cross Section of Specimen XJL

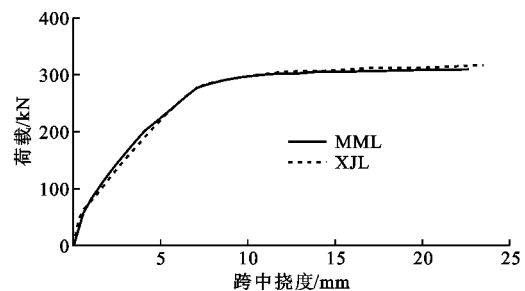


图 16 荷载-跨中挠度

Fig. 16 Load-deflection at Mid-span

所示,可分为 3 个阶段进行分析:

(1)第 1 阶段为试件开裂前阶段。此阶段施加在试件上的荷载较小,试件尚处于线弹性变形阶段,此阶段试件的刚度最大,跨中位移随荷载的增加呈线性递增,且 2 个试件的刚度基本相等。试件 MML,XJL 开裂前的最大跨中挠度分别为 0.48 mm 和 0.46 mm,约为跨度的 $1/5\,417$ 和 $1/5\,652$ 。

(2)第 2 阶段为试件开裂后至试件达到承载能力极限状态的阶段。试件开裂后,荷载-跨中挠度曲线在该阶段的斜率减小,试件刚度变小,随着荷载的增大,位移增长速率较前一阶段加快。此阶段两试件随着荷载的增长,跨中挠度增长速率基本相同。试件 MML,XJL 在达到承载能力极限状态时的跨中挠度分别为 10.61 mm 和 12.46 mm,约为跨度的

1/245 和 1/209。

(3)第 3 阶段为试件达到承载能力极限状态以后的阶段。当试件 MML,XJL 在荷载分别达到 300 kN 和 305 kN 时,试件达到承载能力极限状态,荷载-跨中挠度曲线迅速向跨中挠度轴偏移,此阶段荷载增长缓慢,而跨中挠度快速增长。直至卸载前一级梁底钢筋试件也未断裂,最后因试件裂缝宽度过大宣告破坏。

对比试件 MML,XJL 的荷载-跨中挠度曲线及 3 个阶段的分析可知:2 个试件的荷载-跨中挠度曲线基本重合,挠度变化趋势和受力性能基本相同;试件 MML 的开裂荷载相比试件 XJL 约小 8%,说明试件 MML 的初始刚度相比试件 XJL 有少量降低,这可能是由试件 MML 的 U 形模块间拼缝缺陷造成其初始刚度有少量损失。

2.5 荷载特征值及位移延性

根据材性试验结果,计算并对比试件 MML,XJL 的开裂荷载和极限荷载,如表 3 所示。试件位移延性对比如表 4 所示。

表 3 开裂荷载、极限荷载对比

Tab. 3 Comparison of Cracking Load and Ultimate Load						
试件编号	P_1/kN	P_2/kN	P_1/P_2	P_3/kN	P_4/kN	P_3/P_4
MML	55.50	49.95	1.11	300.00	270.30	1.11
XJL	60.50	49.95	1.21	305.00	270.30	1.13

注: P_1,P_2 分别为开裂荷载的试验值和计算值; P_3,P_4 分别为极限荷载的试验值和计算值。

表 4 位移延性对比

Tab. 4 Comparison of Displacement Ductility					
试件编号	试件净跨 L/mm	屈服挠度 Δ_y/mm	极限挠度 Δ_u/mm	位移延 性系数	$\Delta_u L^{-1}/10^{-3}$
MML	2 600	4.09	10.61	2.59	4.08
XJL	2 600	5.58	12.46	2.23	4.79

从表 3,4 可以看出:

(1)试件 MML 的开裂荷载相比试件 XJL 约小 8%,但 2 个试件的极限荷载基本相同。

(2)比较 2 个试件开裂荷载、极限荷载计算值和试验值发现,开裂荷载试验值比计算值要大 11%~21%,极限荷载试验值比计算值要大 11%~13%,说明在实际工程中采用现行设计规范对免拆模混凝土梁进行设计是可行的,且偏于安全。

(3)对比 2 个试件的位移延性发现,试件 XJL 的延性系数比试件 MML 要低 14%,但试件 XJL 破坏时的极限位移比试件 MML 要高 17%。

(4)从整个试验过程来分析,试件 MML,XJL 均破坏征兆明显、延性较好,设计时具有足够的安全

储备。

试件的开裂弯矩 M_{cr} 建议按中国《混凝土结构设计规范》^[9-11] (以下简称《规范》)中的公式进行计算,如式(1)所示

$$M_{cr}=\gamma W_0 f_{tk}$$
(1)

式中: γ 为截面抵抗矩塑性系数,本文取 1.55; f_{tk} 为混凝土轴心抗拉强度; W_0 为换算截面受拉边缘的弹性抵抗矩。

本文中的梁试件按单筋矩形截面考虑, W_0 采用式(2)进行计算^[12],即

$$W_0=\frac{0.083\ 3+0.19\alpha_E\rho_b h^2}{0.5-0.425\alpha_E\rho}$$
(2)

式中: b 为试件受压区翼缘宽度; α_E 为钢筋与混凝土弹性模量之比; ρ 为矩形截面配筋率; h 为矩形截面高度。

建议按《规范》中塑性极限分析方法计算极限弯矩 M_u ,即

$$M_u=\alpha_1 f_{ck} b x (h_0-\frac{x}{2})$$
(3)

式中: α_1 为等效矩形应力系数,当混凝土强度不大于 C50 时取 1.0,当混凝土强度为 C80 时取 0.94,中间按线性插值; $x=\frac{f_{yk} A_s}{\alpha_1 f_{ck} b}$, A_s 为试件底部纵筋的截面面积; h_0 为截面有效高度,取 360 mm。

本文采用位移延性系数 μ 来考察试件的延性,其定义为承载能力极限挠度与屈服挠度之比^[13],即 $\mu=\Delta_u/\Delta_y$,其中屈服挠度为试件底部纵筋应变首次达到计算屈服应变所对应的跨中挠度^[14]。

3 结 语

- (1)在试件屈服前阶段,免拆模混凝土梁与现浇梁的裂缝发展有较大区别,但最终破坏时 2 个试件的整体破坏特征基本相似。
- (2)免拆模混凝土梁的预制 U 形混凝土模块与内部后浇混凝土结合较好,整个加载过程未出现预制 U 形模块脱落或撕裂现象。
- (3)免拆模混凝土梁开裂前,跨中截面混凝土应变沿截面高度分布规律符合平截面假定。
- (4)免拆模混凝土梁与现浇梁的荷载-钢筋应变曲线基本相同,说明免拆模混凝土梁与现浇梁的受力性能也基本相同。
- (5)免拆模混凝土梁的开裂荷载相比现浇梁试件要小 8%,2 个试件的极限荷载基本相同,实际工程中可采用现行《混凝土结构设计规范》对免拆模混

凝土梁的开裂荷载、极限荷载进行计算,结果偏于安全。

(6)免拆模混凝土梁与现浇梁加载后期均以1号受弯主裂缝宽度超过1.5 mm宣告破坏;达到极限承载力时,现浇梁比免拆模混凝土梁的极限挠度稍大,但两试件的荷载-跨中挠度曲线基本相同。

(7)本文中研究的免拆模混凝土梁在整个试验过程中破坏征兆明显,无钢筋拉断现象,位移延性较好,与现浇梁较为接近,可为工程设计提供参考。

参考文献:

References:

- [1] 张巨松,曾 尤,王 英. 砼工程模板技术现状及发展趋势[J]. 沈阳建筑工程学院学报,1999,15(3):220-223.
ZHANG Ju-song, ZENG You, WANG Ying. The Status and Development of Formwork Technology in Concrete Engineering[J]. Journal of Shenyang Architecture and Civil Engineering Institute, 1999, 15(3): 220-223.
- [2] 杜荣军. 混凝土工程模板与支架技术[M]. 北京:机械工业出版社,2004.
DU Rong-jun. Formwork and Scaffold Technology of Concrete Engineering [M]. Beijing: China Machine Press, 2004.
- [3] MOY S S J, TAYLER C. The Effect of Precast Concrete Planks on Shear Connector Strength[J]. Journal of Constructional Steel Research, 1996, 36(3): 201-213.
- [4] 朱航征. 几种国外新型模板的开发与应用[J]. 建筑技术开发, 2001, 28(11): 56-59.
ZHU Hang-zheng. Development and Application of Several New Foreign Formwork [J]. Building Technology Development, 2001, 28(11): 56-59.
- [5] WONG H T, TENG J G. Buckling Behaviour of Model Steel Base Shells of the Comshell Roof System[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2006, 62(1/2): 4-19.
- [6] HAMERLINCK R, TWILT L. Fire Resistance of Composite Slabs[J]. Journal of Constructional Steel Research, 1995, 33(1/2): 71-85.
- [7] HALL J E, MOTTRAM J T. Combined FRP Reinforcement and Permanent Formwork for Concrete Members[J]. Journal of Composites for Construction, 1998, 2(2): 78-86.
- [8] 王 彤. 永久模板与现浇混凝土叠合梁的试验研究[D]. 长春:吉林大学,2012.
WANG Tong. The Experimental Study of Cast-in-situ Concrete Composite Beam with Permanent Formwork [D]. Changchun: Jilin University, 2012.
- [9] GB/T 50152—2012, 混凝土结构试验方法标准[S].
GB/T 50152—2012, Standard for Test Method of Concrete Structures[S].
- [10] GB 50010—2010, 混凝土结构设计规范[S].
GB 50010—2010, Code for Design of Concrete Structures[S].
- [11] 王运霞, 赵顺波. 钢筋混凝土和预应力混凝土叠合梁的正截面承载力计算方法[J]. 北方工业大学学报, 1999, 11(3): 76-80.
WANG Yun-xia, ZHAO Shun-bo. Calculation of Frontage Cross-sectional Bearing Capacity of Reinforced Concrete and Pre-stressed Concrete Composite Beams [J]. Journal of North China University of Technology, 1999, 11(3): 76-80.
- [12] SL 191—2008, 水工混凝土结构设计规范[S].
SL 191—2008, Design Code for Hydraulic Concrete Structures[S].
- [13] 杨云俊, 薛伟辰. 钢筋混凝土 T 型叠合梁静力性能试验研究[J]. 土木工程学报, 2010, 43(3): 1-7.
YANG Yun-jun, XUE Wei-chen. Experimental Study on the Static Behavior of Reinforced Concrete Composite T-beams [J]. China Civil Engineering Journal, 2010, 43(3): 1-7.
- [14] 袁海梅. 新型叠合梁的抗弯性能研究[D]. 长沙:湖南大学,2013.
YUAN Hai-mei. Research on Flexural Behavior of New Composite Beam [D]. Changsha: Hunan University, 2013.