

钢与混凝土组合梁

编著	徐德新
编委	张喜德
	陈尚建
	张小兰

武汉工业大学出版社

前 言

钢与混凝土组合梁的主要优点是充分发挥材料的性能,同时又能回避各自的弱点,应用在工程实际中具有显著的技术经济效益。所以在欧、美、日本等国家已之泛采用。80年代以来,我国已有不少工程采用了这种结构。特别是在电厂结构、高层建筑中应用越来越广泛。

近年来,我们相继开展了对钢与混凝土组合结构的研究,特别是对钢与混凝土组合梁的研究、试验工作,并将部分新型的组合结构应用于工程实际。为推广应用钢与混凝土组合结构,我们为湖南省电力设计院编制了钢与混凝土组合梁设计软件,并摄制了“蜂窝形组合梁的研究及在徐州彭城电厂中的应用”录相片。

本书完全遵循我国《建筑结构设计统一标准》(GBJ68—84)的要求,按照我国《钢结构设计规范》(GBJ17—88)和《混凝土结构设计规范》(GBJ10—89)的规定编写。书中内容的分量和安排,既考虑了便于工程技术人员的参考,也考虑可以作为大专院校学生教材之用,以求适应面较广。

参加本书编写的人员有:武汉水利电力大学徐德新(第一、三、四、五、六、七、八、九章),武汉水利电力大学张小兰(第二章),广西大学张喜德(第十、十一章),武汉水利电力大学陈尚建(第十二章)。全书由徐德新主编,武汉水利电力大学范崇仁教授主审。

限于编者水平,且成书仓促,书中可能会有不少缺点或错误,希读者指正,不胜感谢。

目 录

第一章 绪论	(1)
第一节 钢与混凝土组合梁的基本性能	(1)
第二节 钢与混凝土组合梁的结构体系	(1)
第三节 钢与混凝土组合梁的特点	(5)
第四节 钢与混凝土组合梁的发展概况	(6)
第二章 混凝土与钢的物理力学性能	(8)
第一节 混凝土的立方体抗压强度	(8)
第二节 混凝土的轴心抗压强度、弯曲抗压强度及轴心抗拉强度	(8)
第三节 混凝土的应力—应变曲线	(9)
第四节 混凝土的变形模量	(10)
第五节 混凝土的徐变及收缩	(11)
第六节 钢材的主要机械性能	(13)
第三章 设计方法及一般规定	(17)
第一节 建筑结构功能及其极限状态	(17)
第二节 极限状态设计表达式	(18)
第三节 组合梁截面尺寸的一般规定	(24)
第四章 组合梁截面的弹性分析方法	(26)
第一节 概述	(26)
第二节 弹性理论计算方法	(27)
第三节 温差应力及混凝土收缩应力	(36)
第四节 计算实例	(38)
第五章 组合梁塑性分析方法	(47)
第一节 概述	(47)
第二节 塑性理论分析	(47)
第三节 塑性理论计算方法	(49)
第四节 计算实例及设计对比	(50)
第六章 钢与混凝土组合梁的截面设计	(66)
第一节 组合梁截面设计的一般方法	(66)
第二节 组合梁截面的优化设计	(66)
第三节 设计实例	(71)
第七章 抗剪连接件设计	(73)
第一节 抗剪连接件的形式	(73)
第二节 抗剪连接件的静力工作性能	(74)
第三节 抗剪连接件的抗剪承载力设计值	(76)
第四节 组合梁抗剪连接件的设计方法	(79)

第八章 钢与混凝土高托座组合梁	(82)
第一节 概述	(82)
第二节 高托座组合梁的挠曲方程	(83)
第三节 高托座组合梁的抗弯承载力分析	(87)
第四节 高托座组合梁的试验分析	(91)
第五节 高托座组合梁设计	(94)
第九章 钢与混凝土蜂窝形组合梁	(99)
第一节 概述	(99)
第二节 蜂窝形钢梁	(100)
第三节 蜂窝形组合梁的挠度分析	(109)
第四节 蜂窝形组合梁承载力	(113)
第五节 设计公式及分析对比	(119)
第六节 设计实例	(122)
第十章 连续组合梁	(131)
第一节 概述	(131)
第二节 负弯矩截面承载力	(132)
第三节 连续组合梁内力的弹性分析法	(136)
第四节 考虑内力重分布的塑性设计法	(142)
第五节 组合截面的横向抗剪承载力	(147)
第六节 正常使用极限状态设计	(148)
第七节 连接件的塑性设计法	(155)
第十一章 部分交互作用连续组合梁弹性分析	(157)
第一节 概述	(157)
第二节 一般微分方程推导	(157)
第三节 微分方程的求解	(160)
第十二章 外包钢混凝土梁	(166)
第一节 概述	(166)
第二节 外包钢梁的正截面承载力计算	(167)
第三节 外包钢梁的斜截面抗剪承载力计算	(170)
第四节 正常使用极限状态验算	(172)
第五节 梁端角钢锚固计算	(176)

第一章 绪 论

第一节 钢与混凝土组合梁的基本性能

不同建筑材料按照其各自的受力性能及其合理的受力部位组合在一起形成一种构件,使各种材料都能充分发挥各自的特点,同时又能回避各自的弱点,钢与混凝土组合梁就是基于这种思想设计的一种构件形式。它同用单一材料制成的梁相比,在同等承载能力的前提下,可节约钢材,降低造价,有较显著的技术经济效果。

过去设计工作平台,当采用钢筋混凝土楼板和钢梁方案时(图 1-1a),一般将梁、板分开计算并由钢梁承受全部荷载,这是因为板与梁之间缺少抗剪连接件,因此在横向荷载作用下,钢筋混凝土板与钢梁之间产生相对滑移,钢筋混凝土板与钢梁各自绕自身轴弯曲,变形情况如图 1-1b。这时,截面上作用的弯矩将等于钢筋混凝土板与钢梁各自承受的弯矩之和($M_c + M_s$),因混凝土板绕自身轴的截面刚度 $E_c I_c$ 远小于钢梁绕自身中和轴的截面刚度 $E_s I_s$,若按截面刚度比分配弯矩的原则,则 M_c 与 M_s 相比可以忽略不计,认为全部弯矩由钢梁单独承担,楼板对钢梁来讲只是一种负担。这种方案称为非组合梁结构。

在条件不变的情况下,如果在混凝土板与钢梁之间设置若干个抗剪连接件(图 1-1c),通过连接件抵抗它们之间的相对滑移,使钢梁与钢筋混凝土板联接成整体而共同工作,则在荷载作用下沿截面高度各点的应变将接近直线变化(图 1-1d)。这样,钢筋混凝土板和钢梁就组成一个具有公共中和轴的组合截面,显然,组合截面的截面几何特性比非组合截面的几何特性大有改善,前者的承载力、刚度将远远超过后者。

第二节 钢与混凝土组合梁的结构体系

钢与混凝土组合梁的结构体系由钢筋混凝土翼板、板托、连接件及钢梁四部分组成(图 1-2)。

一、钢筋混凝土翼板

当组合梁用在平台结构或桥梁结构中时,它是楼板或桥面板的本身。对于独立的组合梁,作为翼板的钢筋混凝土板除可提高构件的强度及抵抗变形性能外,还可防止梁的出平面失稳。

钢筋混凝土板常见的结构形式为:

(1)现浇混凝土板(图 1-3a) 要求的混凝土强度等级应不低于 C20。常用的混凝土强度等级为 C20~C40。

(2)预制装配式的钢筋混凝土板(图 1-3b) 采用预制钢筋混凝土板可以减少现场浇混

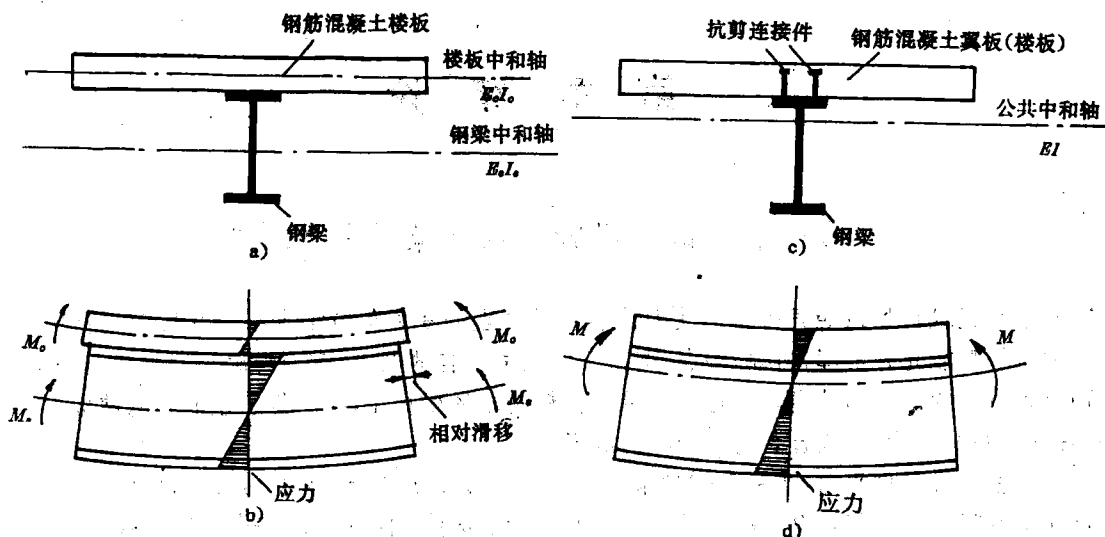


图 1-1 组合梁的工作简图

混凝土用量,缩短工期。预制板可以用来承受施工荷载,在有后浇层的混凝土现浇层时还可以兼作模板。预制板又可分为普通预制板和预制预应力混凝土板,特别是预制槽形板(图 1-3c),槽形板的肋可作为组合梁的托座,这种托座不需立模,减少了组合梁的施工工作量。由于托座的存在,增大了梁高,组合梁的承载力得到明显提高,同时也改善了板的受力状况。在有条件的地方,采用预制的预应力混凝土板,可进一步节省材料。预制板视跨度、荷载的大小而采用混凝土强度等级 C20~C40。采用较高的混凝土强度等级,可充分发挥混凝土板

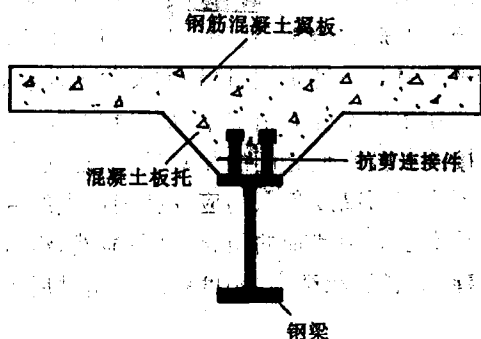


图 1-2 带混凝土板托组合梁

在组合梁结构中的作用,并降低钢材用量。板中配筋,可根据外荷载大小,采用 I 级或 II 级钢筋。

(3) 压型钢板的组合楼板 压型钢板的组合楼板(图 1-3d)是将成型的压型钢板铺设在钢梁上,通过连接件和钢梁的上翼缘焊牢,然后在压型钢板上浇灌混凝土构成。压型钢板表面上常做些凹凸不平的齿槽,使它和混凝土粘结成整体共同受力,压型钢板可以当作模板并承担施工荷载,混凝土硬化后钢板还可兼作配筋,其优越性很大。这种楼板施工便捷,能加快施工进度;但用钢量多些;且仅能加强主梁的上翼缘。一般用于高层钢结构或某些工业厂房楼盖中。

二、板托

在混凝土翼板和钢梁上翼缘之间设置板托可增加组合梁截面的高度,增强组合梁抗弯及

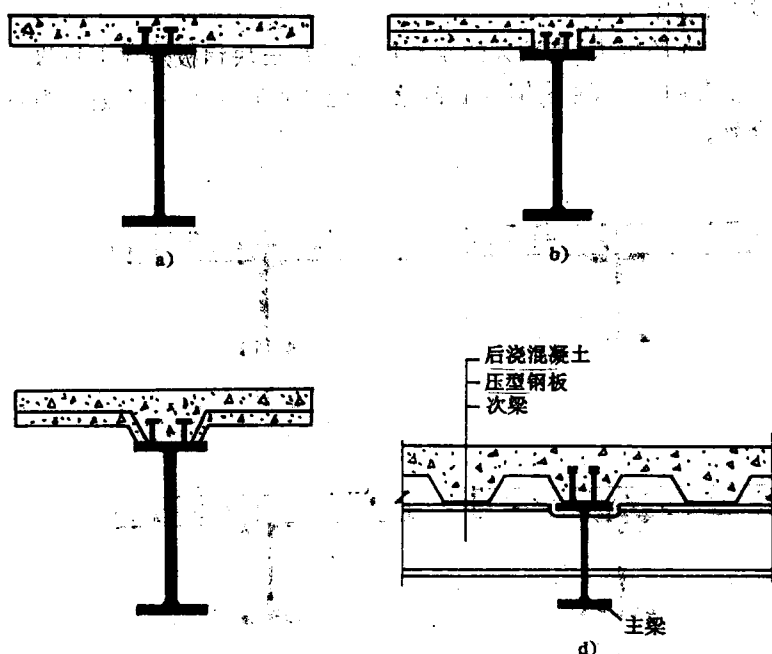


图 1-3 钢筋混凝土翼板

抗剪能力,增强刚度从而节约钢材;其次可以在不改变钢筋混凝土翼板厚度的情况下改变板托高度为结构顶面找坡;当翼板厚度有限而抗剪连接件高度较大时,板托可以为连接件提供一个设置空间;同时,板托还可以改善钢筋混凝土板的横向受弯条件。如果采用现浇楼层,会使模板的施工及配筋带来一些麻烦,但采用预制的槽形板作楼面板,此时槽形板的肋可作为组合梁的托座,同时也省去了立模工序。

三、连接件

连接件主要是用来承受钢筋混凝土翼板或者托座与钢梁交界面之间的纵向剪力,抵抗二者之间的相对滑移。严格地说,除上述作用外,它还起抵抗翼板与钢梁之间的掀起作用。连接件保证了钢梁与混凝土板的共同工作。关于连接件的形式、计算、构造要求等将在第七章专门介绍。

四、钢梁

组合梁中的钢梁主要处于受拉状态,其设计原则与全钢梁相同。为了充分发挥钢梁的效能,钢梁一般作成如图 1-4 所示的形式。

(1) 工字型钢梁(图 1-4a) 对于跨度小、荷载轻的组合梁,最常用的截面是采用小型工字钢;当荷载较大时,由于大型工字钢上翼缘不能有效利用,而往往采用小型工字钢,并在工字钢下翼缘的下面加焊一块钢板,形成单轴对称截面(图 1-4b)。对于大跨度、承受重载的组合

梁,可用两根不同型号的工字钢沿纵向割开并相互焊接而成,或在半个大型工字钢的腹板上,焊一条窄的上翼缘板(图 1-4c)。

(2)钢板梁 对跨度大、荷载大的组合梁可采用三块钢板焊成上翼缘小、下翼缘大的工字钢(图 1-4d)。或者倒 T 型,省去钢梁上翼缘,将连接件直接焊在腹板两侧(图 1-4e)称为侧锚钢与混凝土组合梁。

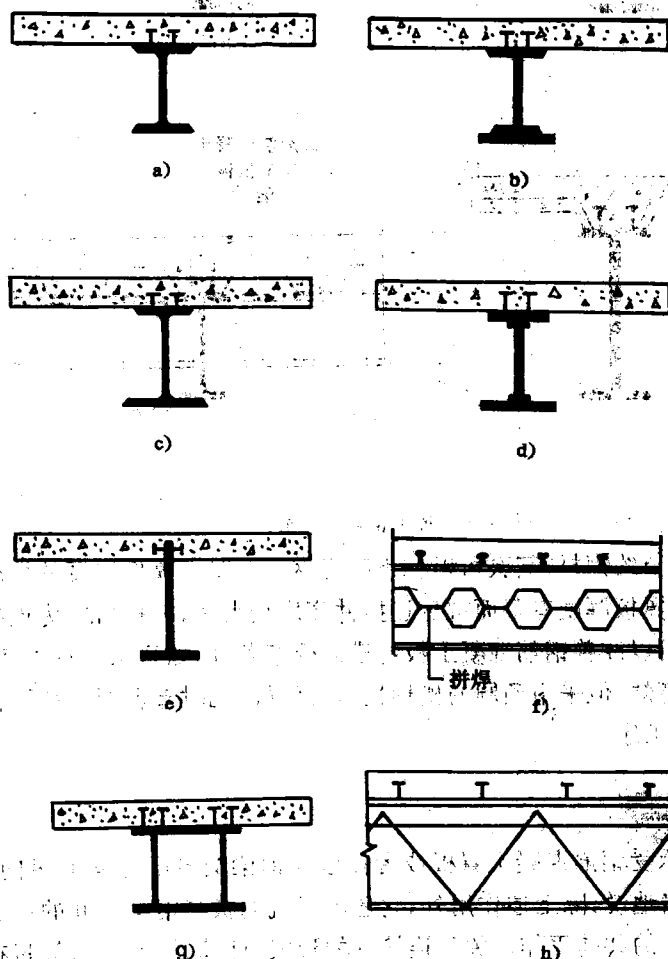


图 1-4 钢梁形式

(3)蜂窝形钢梁(图 1-4f) 蜂窝形钢梁是将热轧工字型钢或焊接工字钢的腹板沿波形折线切开,错开半个波,使波峰对波峰,然后用对接焊缝焊接,波谷间形成六角形开孔。对钢梁腹板的切割可采用数控机床切割。当扩大比(加工后的工字钢高度与原工字钢高度之比) $k_e = 1.5$ 时,其截面高度可比原来的工字钢高度增加 50%,且具有刚度大,节省钢材和可穿行管线等优点。

(4)箱形钢梁(图 1-4g) 适用于公路及铁路桥梁。箱形截面钢梁的整体稳定性好,结构

高度可作得小一些。

(5) 轻钢桁架梁及普通桁架梁(图 1-4h)

轻钢桁架是采用角钢做上弦,圆钢做下弦及腹杆;普通桁架的各杆件采用双角钢或单角钢组成。对上述桁架梁在上弦角钢上焊上连接件与混凝土板浇筑在一起,形成组合梁结构,以减少上弦杆型钢的截面尺寸。也可将桁架的上弦节点向上伸入到混凝土板中,作为桁架和混凝土板间的连接件。

组合梁的边梁可用槽钢制作(图 1-5),如将槽钢与混凝土板边缘对齐,对外露钢梁可得到光洁的饰面,窗下墙板或栏杆可以方便的固定在槽钢上。

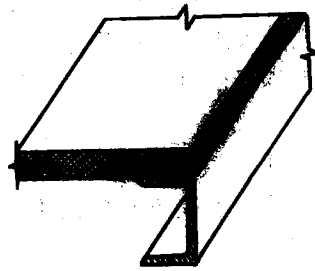


图 1-5 组合梁边梁

第三节 钢与混凝土组合梁的特点

组合梁由钢筋混凝土板和钢梁组成,用抗剪连接件将二者组合成整体共同抗弯,可以做到使混凝土板受压而钢梁受拉。这种结构是介于钢结构和钢筋混凝土结构之间的一种新型组合体。是一种充分发挥两种材料特性的最佳结构,其特点是:

1. 承载能力可靠

从我们对组合梁的试验结果,组合梁的破坏荷载较设计荷载大 2.2~2.6 倍;美国土木工程师学会和美国混凝土装配整体式联合委员会得出的组合梁试验结果:当设计考虑组合截面承受全部荷载时,破坏荷载约为设计荷载的 2.2~2.5 倍,而大量钢梁试验结果表明,其破坏荷载较设计荷载一般不超过 2。

2. 节约钢材和造价

组合梁方案与钢结构方案相比,可节省钢材 20%~40%。目前,在我国火电厂厂房楼层设计中,次梁一般为工字钢梁,采用组合楼层与非组合楼层相比,每平方米造价可降低 10%~40%。

3. 降低梁高

组合梁较非组合梁不仅节约钢材,降低造价,而且同时降低了梁的高度。在建筑上当限制梁高的情况下采用组合梁结构是很有利的。在高层建筑中当采用钢结构时,将钢梁与混凝土楼面板组合成一个整体,将明显降低梁高。在高层建筑中,风荷载是主要荷载,如果每层降低梁高 100mm,数十层累计将是一个可观的数字。从而,可降低整个房屋的造价。

4. 刚度增强

组合梁不仅节约钢材,降低梁高,而且增强了梁的刚度。同一型号的工字钢梁,采用组合梁与非组合梁相比,组合梁刚度是非组合梁刚度的 3~3.5 倍。梁的高度可减少 $1/3 \sim 1/2$ 。此外,还可提高梁的自振频率。国内实践表明,对于某些承受竖向低频振动荷载的大跨平台结构,采用钢梁方案时,往往要发生共振。钢梁的刚度至关重要。这时可在不增加钢梁截面尺寸的前提下,将混凝土楼板与钢梁组合一起,提高梁的刚度,增加梁的自振频率,避开可能发生的共振频

率区。

5. 减少预埋件

组合梁方案与钢筋混凝土梁方案相比,可省去梁身受拉区的混凝土,还可自由地用焊接固定管线装置。当采用蜂窝形组合梁时,管线可直接从蜂窝孔中穿过。在电厂结构中,埋件用钢量约占全部用钢量的 3.5%~7%,采用组合梁方案时可节省大量预埋件,有效地加快设计与施工的进度。

6. 便利施工

可利用钢梁作混凝土楼板的模板支承,不需搭满堂红的支承架,当采用预制板组合楼层时,可省去模板。

7. 组合梁的不足之处

组合梁与非组合梁相比,增加了连接件,因此,需增加一道焊接连接件的工艺,有的连接件需用专门的焊接工艺。相应地增加了连接件的制作及焊接工作量。

第四节 钢与混凝土组合梁的发展概况

组合梁于本世纪 20 年代在欧、美等国已经出现,到 40 年代至 60 年代得到更深入的研究和广泛的应用。几乎所有技术先进的国家诸如美国、英国、法国、加拿大、澳大利亚和前苏联等国都制定了有关组合梁的设计规范和规程。最早的组合梁大都属于桥梁结构,美国颁布于 1944 年,德国颁布于 1945 年。大致在 60 年代以前,基本上按弹性理论进行分析,从 60 年代开始则逐步转为塑性理论分析。

我国从 50 年代开始,就在一些公路和铁路桥面体系中采用,例如武汉长江大桥上层公路桥的纵梁,就是采用组合梁,跨度为 18m,梁距为 1.8m。60 年代后,逐渐应用于工业建筑中,有煤矿竖井结构和组合吊车梁等。目前,已较广泛地应用于一些工业平台结构中,如冶金和电力系统厂房中的各种平台结构及楼层结构。80 年代,我国北京、广州、上海和深圳各地兴建了一批高层建筑,其中有不少采用了混凝土、压型钢板和钢梁组成的组合楼层。主要的优点是施工简便、迅速,然而耗钢量大,根据我国的客观条件难以推广。比较现实的是采用普通钢筋混凝土板和钢梁的组合梁和组合楼层。

为了进一步节约钢材,国内外都在研究采用无上翼缘钢梁与混凝土板组成的组合梁。由于省去了钢梁的上翼缘,在腹板上端两侧焊上焊钉抗剪连接件,灌入混凝土板中,因而称为侧锚钢与混凝土组合梁。也有在腹板上设置横向加劲肋灌入混凝土板内充当抗剪连接件的。这种组合梁节约钢材更多,但却增加了浇灌混凝土的困难。

70 年代后期,原哈尔滨建筑工程学院、原郑州工学院等大专院校、科研和施工单位,对上述各种钢与混凝土组合梁的基本工作性能、设计计算理论和抗剪连接件的工作等进行了大量的、有成效的试验研究工作,取得了明显的成果。促进了这种结构的应用和推广。在此基础上,新修订、编制的《钢结构设计规范》(GBJ17-88)、《高层建筑钢结构设计与施工规程》和《火力发电厂主厂房组合结构设计暂行规定》等规范、规程中均包括了组合梁的内容,为组合结构的广泛应用提供了依据。华北电力设计院在神头二电厂一期工程中首先采用了钢梁与混凝土柱刚接框架和嵌入式钢梁与混凝土柱组合楼层结构等新型组合结构体系,研究了梁柱连接性能,进

行了模型试验和经历三年运行考验,证明了这些结构体系上有省钢、施工速度快、经济效益明显,且有良好的后期变形能力和强震作用下的抗倒塌能力。该工程于1989年10月1日完工。为了验证结构的可靠性,1990年至1994年在原西安冶金建筑学院完成了一系列试验工作。充分证明设计的构思新颖、结构合理和抗震性能好。由于采用这些新体系,主厂房框架节约了钢材617吨,减少投资270万。随后在二期工程中,根据试验结果进一步作了一些改进,经济效果更为突出,且可使综合工期提前三个月,综合经济效益十分明显。

武汉水利电力大学和中南电力设计院合作研究了钢与混凝土蜂窝形组合梁,并在徐州彭城电厂主厂房中首次应用,取得了节约钢材16%的经济效果。实验证明,这类新型组合梁的刚度也得到提高。

近年来,组合结构在我国的应用范围不断扩大,深信,随着科研工作的深入开展,设计规范、规程的推广和完善,组合梁伴随着组合结构在我国建设中会起到越来越重要的作用。

第二章 混凝土与钢的物理力学性能

混凝土与钢的物理力学性能分别在钢筋混凝土结构和钢结构教材中已作过详细阐述。这里,对两者的基本性能只作概括性的介绍,而对组合结构有关的物理力学性能作较深入的介绍。

第一节 混凝土的立方体抗压强度

我国《混凝土结构设计规范》(GBJ50-89)规定,采用边长为 150mm 的立方体试块,在温度为 $20^{\circ}\text{C} \pm 3^{\circ}\text{C}$,相对湿度在 90% 以上的潮湿空气中养护 28 天,按照标准试验方法测得的具有 95% 保证率的抗压极限强度,称为混凝土立方体抗压标准强度,记作 f_{cu} 。混凝土的强度等级即由立方体抗压标准强度来确定。它是混凝土各种力学指标的基本代表值。混凝土强度等级有 C10 至 C60 (级差为 5)。例如 C20 表示混凝土为 $20\text{N}/\text{mm}^2$ 的强度等级。组合结构常用的混凝土强度等级是 C20 至 C40。

第二节 混凝土的轴心抗压强度、弯曲抗压强度及轴心抗拉强度

一、轴心抗压强度

轴心抗压强度又称棱柱体抗压强度。混凝土的抗压强度不仅与试件形状有关,还与它的尺寸有关。试验结果表明:试块高宽比 (H/b) 增大,抗压强度降低,但当 $H/b > 3$ 时,则抗压强度逐渐趋于稳定。

实际工程中的受压构件,其长度比截面尺寸大得多,所以采用棱柱体试件测得的轴心抗压强度要比立方体抗压强度更能反映混凝土的实际抗压性能。

根据国内截面尺寸为 $150\text{mm} \times 150\text{mm}$ 、高宽比 H/b 为 3~4 的棱柱体试件与边长为 150mm 的立方体试件的试验结果相对比,并考虑实际结构构件与试件在尺寸、制作和养护条件方面的差异以及加荷速度等因素的影响,得出轴心抗压强度平均值 $\bar{f}_c$ 与立方体抗压强度平均值 $\bar{f}_{cu}$ 有如下关系:

$$\bar{f}_c = 0.67 \bar{f}_{cu} \quad (2-1)$$

二、弯曲抗压强度

钢筋混凝土构件受弯时将产生弯曲变形,因而受压区混凝土的压应变沿截面高度分布是不均匀的,在中和轴处压应变为零,距中和轴最远处压应变最大,构成了应变梯度,它和轴心受压时均匀应变分布是不同的。

考虑到应变梯度能阻止、延缓或减少混凝土内部微裂缝的开展和发展,混凝土受压区的抗

压强度应该有所提高,这就是弯曲抗压强度的基本概念。根据试验及分析,可以取如下关系:

$$\bar{f}_{cm} = 1.1 \bar{f}_c \quad (2-2)$$

式中 $\bar{f}_{cm}$ —— 弯曲抗压强度的平均值。

三、轴心抗拉强度

混凝土的抗拉强度远小于其抗压强度,约为立方体抗压强度的 $\frac{1}{18} \sim \frac{1}{8}$ 。该比值随混凝土强度等级的提高而降低。

各国测试抗拉强度的方法不尽相同。我国近几年来采用的是轴心抗拉试验,其试件为 $100\text{mm} \times 100\text{mm} \times 500\text{mm}$ 的棱柱体,两端预埋钢筋,2 钢筋位于试件轴线上,试验机夹具夹紧两端伸出的钢筋,对试件施加拉力,使试件均匀受拉。破坏时试件中间区段的混凝土被拉断。所得的平均拉应力即为混凝土的轴心抗拉强度。

根据试验结果及工程实际情况,轴心抗拉强度平均值 $\bar{f}_t$ 与边长 150mm 的立方体抗压强度平均值 $\bar{f}_c$ 有如下关系:

$$\bar{f}_t = 0.23(\bar{f}_c)^{2/3} \quad (2-3)$$

混凝土强度标准值与设计值见表 3-10。

第三节 混凝土的应力—应变曲线

混凝土是弹塑性材料,它在外力作用下的变形与加载方式及加荷速度有关。混凝土在单向(一次)加载下的应力—应变关系是混凝土的最基本的力学性能之一,它可以较全面地反映混凝土的强度和变形特点;它也是确定构件截面上混凝土受压区应力分布图形的主要依据。

图 2-1a 为混凝土棱柱体试件用标准试验方法测得的典型受压应力—应变 (σ - ϵ) 曲线,图中 σ_c 以受压为正。图上以 A、B、C 三点将全曲线划分成四个部分:

OA 段: $\sigma_c < f_c^0$, 混凝土基本处于弹性工作阶段,应力—应变关系呈线性。

AB 段: σ_c 约在 $(0.3 \sim 0.8) f_c^0$, 塑性变形逐渐增大,应力—应变关系越来越偏离直线。

BC 段: σ_c 约在 $(0.8 \sim 1.0) f_c^0$, 塑性变形速度增大, C 点的应力达峰值应力 f_c^0 , 所对应的应变为 ϵ_0 , 其值随混凝土强度等级不同可在 $(1.5 \sim 2.5) \times 10^{-3}$ 之间波动,取平均值为 $\epsilon_0 = 2.0 \times 10^{-3}$ 。

C 点以后:试件承载能力下降,应变继续增大,直到应变发展到极限压应变 ϵ_{cu} 时,试件即破坏。此极限压应变 ϵ_{cu} 值约为 $0.002 \sim 0.006$,有时可达 0.008 。只有当采取适当试验措施,上述曲线下降段才可测出。

我国《混凝土结构设计规范》所采用的应力—应变设计曲线如图 2-1b 所示。图中相应于峰值应力 σ_0 的应变取为 $\epsilon_0 = 0.002$ 时,极限压应变取为 $\epsilon_u = 0.0033$ 。当 $\epsilon_c \leq 0.002$ 时,曲线取为二次抛物线,当 $\epsilon_c > 0.002$ 时,曲线取为水平线。即:

$$\text{当 } \epsilon_c \leq \epsilon_0 = 0.002 \text{ 时, } \sigma_c = \sigma_0 \left[2 \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right) - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right)^2 \right] \quad (2-4)$$

$$\text{当 } \epsilon_0 < \epsilon_c \leq \epsilon_{cu} = 0.0033 \text{ 时, } \sigma_c = \sigma_0 \quad (2-4a)$$

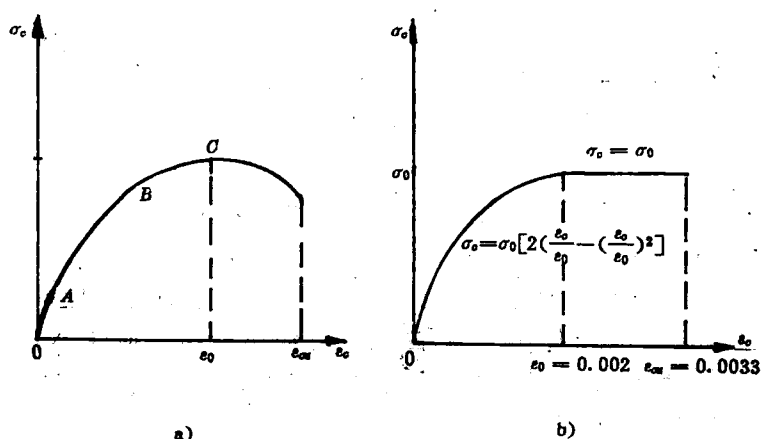


图 2-1 混凝土受压时的应力-应变曲线

a)-实际的, b)-设计的

式中 σ_0 ——混凝土峰值应力;非均匀受压时,取弯曲抗压强度;均匀受压时,取轴心抗压强度。

第四节 混凝土的变形模量

已如前述,混凝土应力-应变关系是非线性的,它的应变 ϵ_c 包括弹性应变 ϵ_e 和塑性应变 ϵ_p ;见图 2-2。在设计中应在不同情况采用不同的变形模量:

(1) 原点弹性模量 E_c 。相当于应力-应变图上过原点 O 所作切线的正切。

$$E_c = \frac{\sigma_c}{\epsilon_c} \quad (2-5)$$

(2) 割线模量 E_c 。相当于应力-应变图上自原点 O 至应力点 B 所作割线的正切。

$$E_c = \frac{\sigma_c}{\epsilon_c} = \frac{\sigma_c}{\epsilon_e + \epsilon_p} \quad (2-6)$$

(3) 切线模量 E'_c 。相当于应力-应变图上过 B 点所作切线的斜率。

$$E'_c = \frac{d\sigma_c}{d\epsilon_c} \quad (2-7)$$

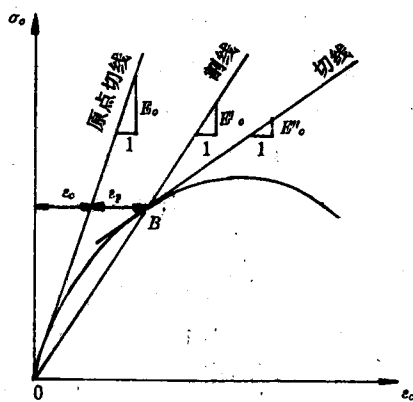


图 2-2 混凝土的变形模量

显然,当 $\sigma_c \rightarrow 0$ 时, $E_c = E'_c = E_c$; 当 $\sigma_c > 0$ 时, $E_c > E'_c > E_c$ 。普通混凝土的弹性模量 E_c 与标准试件的立方强度 f_{cu} 的关系,可用以下经验公式表达:

$$E_c = \frac{10^5}{2.2 + \frac{34.7}{f_{cu}}} \quad (2-8)$$

式中 f_{cu} ——边长 150mm 立方体试件的立方体抗压强度,以 N/mm^2 计。

根据公式(2-8),强度等级 C20 至 C40 的混凝土的弹性模量见表 3-11。

第五节 混凝土的徐变及收缩

一、混凝土的徐变

在混凝土柱体试件上加压,使该应力维持不变,随着时间增加试件将继续产生压缩变形。这种在应力不变化,而变形随时间而增长的现象称为混凝土的徐变。徐变变形是塑性变形,图 2-3a 是混凝土的徐变-时间曲线示意图。图中 OA 为加载瞬时试件的初始变形,当荷载保持不变地持续下去,变形将不断增加。混凝土的徐变可持续 3~4 年或更久。试验表明,混凝土的最终徐变变形的最大值有时可达初始变形的 3~4 倍。当混凝土的压应力 σ_c 小于某个限值(例如 $0.5 f_c$)时,徐变变形和应力成正比关系。

徐变变形可以通过它对初始变形的比值来表达,这个比值称为徐变系数 φ_t 。

$$\varphi_t = \frac{\text{徐变应变}}{\text{弹性(初始)应变}}$$

徐变系数 φ_t 是时间 t 的函数,见图 2-3b。根据美国混凝土协会(ACI)209 委员会的工作,

$$\varphi_t = \alpha_t \varphi_s \quad (2-9)$$

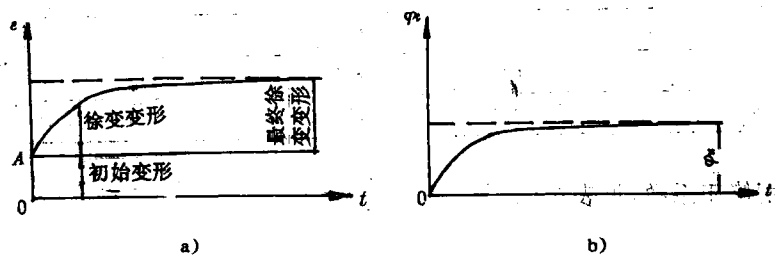


图 2-3 混凝土的徐变

a-徐变变形;b-徐变系数

式中 φ_s —— $t \rightarrow \infty$ 时的混凝土极限徐变系数;

α_t ——与施加荷载持续时间有关的系数。

$$\alpha_t = \frac{t^{0.6}}{10 + t^{0.6}}, t \text{ 以天计,见表 2-1.}$$

表 2-1

t	1 月	3 月	6 月	1 年	5 年
α_t	0.44	0.60	0.69	0.78	0.90

关于混凝土的极限徐变系数 φ_s 值,主要取决于混凝土的组成、环境及施加荷载的龄期。对

于一般生产的混凝土,在坍落度为 4in(100mm),环境相对湿度为 40%及加载龄期为 7 天的标准情况下,极限徐变系数的标准值 $\varphi_{k,t} = 1.3 \sim 4.15$,平均值为 2.35。当实际情况与此不符时,则应乘以下列修正系数加以修正。即

$$\varphi_s = \alpha_s \times \alpha_h \times \alpha_{th} \times \alpha_t \times \alpha_c \times \varphi_{k,t}$$

式中 α_s —— 加载时龄期修正系数,见表 2-2。

表 2-2

t (天)		7	10	30	90
α_s	自然养护	1.0	0.95	0.83	0.74
	蒸汽养护	1.0	0.90	0.8	0.74

α_h —— 相对湿度修正系数,见表 2-3,表中 H 为相对湿度,以百分数计。

表 2-3

H (%)	≤ 40	60	80	100
α_h	1.00	0.87	0.73	0.60

α_{th} —— 构件最小厚度修正系数。在 6in(152.4mm)以下时, $\alpha_{th} = 1.00$; 在 12in(304.8mm)时, $\alpha_{th} = 0.82$,

α_c —— 坍落度修正系数,见表 2-4。

表 2-4

坍落度	in	2	2.7	3	4	5
	(mm)	50.8	68.6	76.2	101.6	127.0
α_c		0.95	1.00	1.02	1.09	1.16

α_f —— 细度修正系数,见表 2-5。

表 2-5

细度 (%)	30	50	70
α_f	0.95	1.0	1.05

α_a —— 空气含量修正系数,见表 2-6。

表 2-6

空气含量 (%)	6	7	8
α_a	1.00	1.09	1.17

一般情况下,上述修正系数中的后三个系数近似等于 1。

【例 2-1】 某混凝土构件,壁厚 12in(304.8mm),加载龄期为 30 天,环境相对湿度为 60%,混凝土坍落度为 3in(76.2mm),细度为 30%,空气含量为 5%,自然养护。

求极限徐变系数 φ_s 。

【解】

$$\begin{aligned}\varphi_s &= \alpha_e \times \alpha_b \times \alpha_{th} \times \alpha_r \times \alpha_t \times \alpha_c \times \varphi_{s,1} \\ &= 0.83 \times 0.87 \times 0.82 \times 1.02 \times 0.95 \times 1.00 \times 2.35 = 1.35\end{aligned}$$

二、混凝土的收缩

混凝土在空气中结硬时体积缩小的现象称为收缩。混凝土的收缩包括水泥浆硬结时的凝缩和在干燥环境中的干缩。混凝土的收缩是物理化学作用的反应,而与外力作用无关。

混凝土的收缩与它的组成、环境及持续时间有关。ACI209 委员会的研究表明,收缩也具有类似于徐变的特点。一般情况下,素混凝土的最终收缩为 0.0003~0.0004,个别的可达到 0.001;对于钢筋混凝土翼板,其中配置的钢筋可以阻止混凝土的收缩,故在组合梁计算中,钢筋混凝土翼板的收缩可按 0.00015~0.00020 来考虑。

第六节 钢材的主要机械性能

组合结构(特别是组合梁)中,一般只用有明显屈服点的钢材。建筑结构常用的钢材有两类,普通碳素钢(Q235)和低合金钢(如 16Mn 钢),它们均具有较高强度和较好的塑性以及其它性能。

一、钢材均匀受拉时的工作性能

钢材在常温、静载、单向一次均匀受拉时的机械性能可由单向拉伸试验测得的应力—应变曲线(图 2-4)来表示。随着荷载与应力的增加,钢材的工作大致可划分为:弹性、弹塑性、塑性(屈服)、自强和破坏等几个阶段。其中的屈服点 f_y 、抗拉极限强度 f_u 和伸长率 e_s 或 e_{10} (国标以 δ_s 表示)以及由带缺口试件进行冲击试验所测定的冲击韧性的冲击值 a_k 是用来衡量建筑钢的强度、塑性和韧性等机械性能的主要指标(表 2-7 及表 2-8)。

从钢材的拉伸试验曲线,可得以下几点重要结论:

(1) 屈服点 f_y 是衡量结构承载能力和确定强度设计值的重要指标,同时 f_y 也是划分弹性与塑性的分界点,为弹性理论与塑性理论的建立提供了基础。普通低碳钢和低合金钢,在应力达到屈服点之后,应力不再增加,而应变却急剧增长,出现了屈服台阶,或称流幅(自 $e_s = 0.15\%$ 起开始至 $e_s = 2.5\%$ 止)。钢的承载能力暂时耗尽。这时,结构将因残余(塑性)变形过大而不能继续使用。故规范取屈服点 f_y 为衡量结构的承载能力和确定强度设计值的重要指标。钢材屈服点的高低还与钢材晶粒粗细有关,材质好、厚度薄的钢材,因轧制次数多,晶粒细,屈服点就高。因此,国标将钢材按厚度大小分为三组,规定不同的屈服点(见表 3-5)。

(2) 抗拉强度 f_u 也是衡量钢材强度的一个指标。当应变超过屈服台阶,进入自强阶段,最终达到 f_u 后,试件才发生局部颈缩,经过巨大变形后被拉断,它是材料抗拉的最大承载能力,但由于这时塑性变形太大($\delta_s \approx 21\%$),故不能取抗拉强度作为计算的依据,只能作为钢材的强度储备。

(3) 伸长率 δ_s 是衡量钢材的塑性指标。钢材的塑性是指在外力作用下产生巨大残余塑性变形后尚不致破坏的能力。塑性指标常用应力—应变曲线中最大应变值即伸长率来表示。良