

///

◎ 主编 周明杰

钢-混凝土组合结构 设计与工程应用

中国建材工业出版社

钢-混凝土组合结构 设计与工程应用

主 编 周明杰

副主编 陈顺伟 刘 佳

中国建材工业出版社

图书在版编目(CIP)数据

钢-混凝土组合结构设计 with 工程应用 / 周明杰主编 .
北京: 中国建材工业出版社, 2005. 3

ISBN 7-80159-860-1

I. 钢… II. 周… III. ①钢结构: 混凝土结构:
组合结构—结构设计②钢结构: 混凝土结构: 组合结构
—工程施工 IV. TU37

中国版本图书馆 CIP 数据核字(2005)第 023173 号

钢-混凝土组合结构设计 with 工程应用

周明杰 主编

出版发行: 中国建材工业出版社

地 址: 北京市西城区车公庄大街 6 号

邮 编: 100044

经 销: 全国各地新华书店

印 刷: 北京鑫正大印刷有限公司

开 本: 787mm×1092mm 1/16

印 张: 9.25

字 数: 228 千字

版 次: 2005 年 3 月第 1 版

印 次: 2005 年 3 月第 1 次

定 价: 17.00 元

网上书店: www.ecool100.com

本书如出现印装质量问题, 由我社发行部负责调换。联系电话: (010)88386904

前 言

近年来,随着我国建筑业的快速发展,钢-混凝土组合结构在各种工程结构中得到了更为广泛的应用。在大跨度建筑工程、桥梁工程以及高层和超高层建筑工程中,钢-混凝土组合结构都体现出了比钢结构和钢筋混凝土结构更加优越的特性。

针对钢-混凝土组合结构在我国的发展情况,我们认为有必要在土木工程专业大学本科教学以及研究生教学中增设相关的选修课程,以利于学生更加全面地了解各种结构形式,为将来的工程应用打下良好的基础。基于以上考虑,我们吸收了一些相关参考书的长处,结合从事教学工作的经验编写了本书,力求重点突出、概念清楚、计算方法明确,以满足教学的要求。本教材的编写符合《建筑结构可靠度统一标准》GB 50068—2001、《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001、《钢结构设计规范》GB 50017—2003 和《混凝土结构设计规范》GB 50010—2001 等相关国家规范和行业标准。

参加本教材编写的有:周明杰(第一章、第四章)、陈顺伟、刘佳(第二章、第三章)、许月华(第五章)。

本书可作为土木工程专业的选修课教材,也可供设计和施工技术人员参考。

鉴于编者知识有限,教材中难免有不妥或疏漏之处,恳请读者批评指正。

编者

2005 年 4 月

目 录

第一章 绪论	1
第一节 概论	1
第二节 基本计算原则	1
第二章 钢-混凝土组合梁	6
第一节 概述	6
第二节 钢-混凝土组合梁截面设计的一般规定与构造	8
第三节 组合梁的截面设计	11
第四节 抗剪连接件设计	21
第五节 板托的设计与构造	27
第六节 组合梁施工	30
第三章 压型钢板-混凝土组合板	33
第一节 概述	33
第二节 压型钢板与混凝土非组合楼板的设计	38
第三节 压型钢板与混凝土组合楼板的设计	41
第四节 压型钢板与混凝土组合楼板施工	47
第四章 型钢混凝土结构	50
第一节 概述	50
第二节 型钢混凝土的材料性能和一般构造要求	52
第三节 型钢混凝土梁	55
第四节 型钢混凝土柱	68
第五节 型钢混凝土框架梁柱节点	81
第六节 型钢混凝土剪力墙	83
第七节 型钢混凝土结构连接构造	87
第八节 型钢混凝土结构的施工	90
第五章 钢管混凝土结构设计与工程应用	92
第一节 概述	92
第二节 钢管混凝土的力学性能	95
第三节 钢管混凝土构件设计	100

第四节	钢管混凝土构件的节点构造.....	111
第五节	钢管混凝土结构的施工.....	117
附录		120

第一章 绪 论

第一节 概 论

由两种或两种以上建筑材料组成,并在荷载作用下具有整体工作性能的结构称为组合结构。而钢-混凝土组合结构就是指用型钢或钢板焊(或冷压)成钢截面,在其上、四周或内部浇灌混凝土,使混凝土与钢材形成整体共同受力的结构。

钢-混凝土组合结构具有节约钢材、充分利用材料性能、抗震性能好、施工较方便、降低造价等优点。第二次世界大战以后,欧洲急需恢复战争破坏的房屋和桥梁,由于钢材的短缺,工程师们采用了大量的组合结构,取得了良好的经济效益。在1968年日本十胜冲地震中,钢-混凝土组合结构房屋表现出了优良的抗震性能,于是组合结构在日本得到迅速发展。目前,许多国家都制定了相应的技术标准,使组合结构的设计和施工有章可循。

我国对钢-混凝土组合结构的研究与应用起步较晚。20世纪80年代以后,我国的建筑业发展迅速,也带动了钢-混凝土组合结构的发展,设计和建造了许多组合结构的建筑和桥梁,制定了相应的规范和技术规程。

本书中涉及的钢-混凝土组合结构有:钢-混凝土组合楼盖结构(包括钢-混凝土组合板和钢-混凝土组合梁)、型钢混凝土结构和钢管混凝土结构。

随着我国经济的快速发展,冶金行业不断进步,钢材产量和品质都在逐渐提高,这样就促进了钢材在建筑行业的推广应用。而钢-混凝土组合结构的优良性能,又决定了其必然具有深厚的发展潜力和广阔的应用前景,成为和钢结构、混凝土结构、砌体结构并列的新的结构类型。

第二节 基本计算原则

钢-混凝土组合结构的基本计算原则与钢结构、混凝土结构等一样,也应遵守《建筑结构设计可靠性统一标准》GB 50068—2001(以下简称《统一标准》)的规定。设计方法采用以概率理论为基础的极限状态设计法,以可靠指标度量构件的可靠性,采用分项系数的设计表达式进行设计。

一、结构的功能要求

建筑结构设计的目的满足其全部的功能要求,同时具有足够的可靠性。建筑结构应满足的功能要求可归纳为以下三项:

(1)安全性,即结构应该能够承受正常施工、正常使用过程中可能出现的各种荷载和变形;并且在偶然事件(如地震、强风、撞击等)发生时和发生后,仍能保持整体稳定性,不发生倒塌。

(2)适用性,即结构在正常使用期间具有良好的工作性能,如:不产生过大的变形和振幅,

裂缝不达到引起使用者不安的宽度等。

(3)耐久性,即结构在正常使用和正常维护条件下具有足够的耐久性,如:不发生由于保护层碳化或裂缝宽度开展过大而导致的钢筋锈蚀,不发生混凝土严重风化、腐蚀、脱落等。

以上三项功能要求称为结构的可靠性,即结构在规定的时间(设计使用年限)内、规定的条件(正常设计、正常施工、正常使用和正常维修)下完成预定功能的能力。这里所说的设计使用年限只是结构设计时的参考时间坐标,并不等同于结构的使用寿命。超过了设计使用年限,建筑物并非一定损坏而不能使用,只是完成预定功能的能力减弱了。

结构的可靠性与经济性经常是相互矛盾的。增大结构设计的余量可以提高结构的可靠性,但却使其经济效益降低。好的设计应该在完成预定功能的同时,还能尽量使其成本和维修费用降低,施工速度快,投资回收快,经济效益高。科学的设计方法是在可靠性和经济性之间达到最佳的平衡,也就是以比较经济合理的设计方法确保结构具有适当的可靠性。

二、极限状态和极限状态方程

1. 结构的极限状态

结构能够满足功能要求而良好的工作,就处于可靠状态;反之,结构不能满足功能要求,就处于失效状态。可靠与失效之间的界限称为极限状态,即整个结构或结构的一部分超过某一特定状态就不能满足设计规定的某一功能要求(如达到极限承载能力,失稳或变形、裂缝宽度超过规定的限值等),则此特定状态称为该功能的极限状态。结构的极限状态分为承载能力极限状态和正常使用极限状态两类,结构或构件达到最大承载力、疲劳破坏或不适于继续承载的变形称为承载能力极限状态;结构或构件达到正常使用或耐久性的某项限值规定,称为正常使用极限状态。

结构或构件一旦达到承载能力极限状态,将造成人身伤亡和重大经济损失,后果十分严重。因此,所有结构构件都必须进行承载能力极限状态的计算,并保证具有较高的可靠度。而正常使用极限状态的设计,则要根据结构在施工和使用中的环境条件和影响,区分为不同状况来进行。

2. 极限状态方程

荷载、地震、温度、不均匀沉降等因素作用于结构构件上,在结构内所产生的内力和变形(如轴力、弯矩、剪力、扭矩、挠度、转角和裂缝等)称为作用效应,用 S 表示。当作用为荷载时,其效应也称为荷载效应。由于结构上的作用是不确定的随机变量,所以作用效应也是随机变量。

整个结构或结构构件承受内力和变形的能力(如构件的承载力、刚度等)称为结构抗力,用 R 表示。结构抗力是材料性能、几何参数以及计算模式的函数,由于材料的变异性、构件几何特征和计算模式的不定性,结构抗力也是随机变量。

结构构件的工作状态可以用作用效应 S 和结构抗力 R 的关系式来描述,这种表达式称为结构的功能函数,用 Z 表示, $Z = R - S$ 。显然: $Z > 0$, 表示结构可靠; $Z < 0$, 表示结构失效; $Z = 0$, 表示结构处于极限状态。

结构处于极限状态时的表达式 $Z = R - S = 0$ (或 $R = S$)称为结构的极限状态方程。由于结构抗力 R 和作用效应 S 都是随机变量,所以结构的功能函数 Z 也是一个随机变量,即保证结构可靠的条件 $Z > 0$ (即 $R > S$)就是一个非确定性的问题。

三、近似概率极限状态设计法

1. 结构的可靠度和可靠指标

结构可靠度是结构可靠性的定量指标,其定义为:结构在规定的时间内、规定的条件下完成预定功能的概率。结构能完成预定功能的概率称为可靠概率,一般用 P_s 表示, $P_s = P(Z > 0)$; 结构不能完成预定功能的概率称为失效概率,一般用 P_f 表示, $P_f = P(Z < 0)$ 。

在结构设计中,我们是以可靠指标 β 作为衡量结构可靠性的指标的。如果用 P_f 来度量结构可靠性,则物理意义明确,但是计算比较复杂,因此很多国际标准以及我国的《建筑结构可靠度设计统一标准》都引入了可靠指标的概念。结构的可靠指标可表示为:

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (1-1)$$

式中 μ_Z, σ_Z ——功能函数的平均值和标准差;

μ_R, σ_R ——结构抗力的平均值和标准差;

μ_S, σ_S ——作用效应的平均值和标准差。

可靠指标与失效概率之间有一一对应的关系,其关系表达式为:

$$P_f = 1 - \Phi(\beta) \quad (1-2)$$

可靠指标与失效概率之间的数值对应关系见表 1-1。

表 1-1 P_f - β 对应关系表

β	P_f	β	P_f	β	P_f
1.0	1.6×10^{-1}	2.7	3.5×10^{-3}	3.7	1.1×10^{-4}
1.5	6.7×10^{-2}	3.0	1.4×10^{-3}	4.0	3.2×10^{-4}
2.0	2.3×10^{-2}	3.2	6.9×10^{-4}	4.2	1.3×10^{-5}
2.5	6.2×10^{-3}	3.5	2.3×10^{-4}	4.5	3.4×10^{-6}

2. 可靠指标与安全等级

根据统计资料得到的有关荷载效应和结构抗力的概率分布类型及统计参数(平均值、标准差)可求得各种结构构件的可靠指标。为了使结构设计安全可靠且经济合理,应对不同情况下的可靠指标作出规定,这样才能保证结构在按承载能力极限状态设计时,完成预定功能的概率不低于某一允许的水平。

根据建筑结构的重要性不同,即一旦结构发生破坏对生命财产的危害程度以及对社会的影响不同,《统一标准》将建筑结构划分为三个安全等级,见表 1-2。

表 1-2 建筑结构的安全等级

安全等级	破坏后果	建筑物类型
一级	很严重	重要的工业与民用建筑
二级	严重	一般的工业与民用建筑
三级	不严重	次要的建筑物

按承载力极限状态设计时,不同安全等级对应的可靠指标不应小于表 1-3 的规定:

表 1-3 不同安全等级对应的目标可靠指标

破坏类型	一级	二级	三级
延性破坏	3.7	3.2	2.7
脆性破坏	4.2	3.7	3.2

混凝土结构构件的轴心受拉与受弯破坏属于延性破坏,轴心受压与受剪破坏属于脆性破坏。当承受偶然作用时,结构构件的可靠指标应符合专门规范的规定。

四、概率极限状态设计法的实用表达式

概率极限状态设计法是一种较为先进的设计方法,但是计算也更为复杂,且某些作为设计依据的统计数据也不齐全。对于大量的一般结构,直接采用可靠指标进行设计并无必要。因此,《统一标准》给出了一种方便的便于设计时采用的实用表达式,以作用效应和结构抗力分项系数的方式来表达,而其中的分项系数是根据目标可靠指标并考虑工程经验而确定的,所以计算所得的结果能够满足可靠度的要求。

1. 承载力极限状态设计的实用表达式

(1) 荷载效应组合

进行承载力极限状态设计时,应考虑作用效应的基本组合,必要时还应考虑作用效应的偶然组合。作用效应的基本组合为:

由可变荷载效应控制的组合

$$S = \gamma_G S_{Gk} + \gamma_{Q1} S_{Q1k} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Qi} \Psi_{ci} S_{Qik} \tag{1-3}$$

由永久荷载效应控制的组合

$$S = \gamma_G S_{Gk} + \sum_{i=1}^n \gamma_{Qi} \Psi_{ci} S_{Qik} \tag{1-4}$$

式中 γ_G ——永久荷载的分项系数。当其效应对结构不利时:对由可变荷载效应控制的组合,取 1.2;对由永久荷载效应控制的组合,取 1.35。当其效应对结构有利时:一般情况下取 1.0;对结构的倾覆、滑移或漂浮验算,取 0.9;

γ_{Q1} 、 γ_{Qi} ——第一个和其他第 i 个可变荷载分项系数。一般情况下取 1.4;对标准值大于 4kN/m^2 的工业房屋楼面结构的活荷载,取 1.3;

S_{Gk} ——按永久荷载标准值 G_k 计算的荷载效应值;

S_{Q1k} 、 S_{Qik} ——按第一个可变荷载(在各个可变荷载效应中起控制作用者)的标准值 Q_{1k} 和其他第 i 个可变荷载标准值 Q_{ik} 计算的荷载效应值;

Ψ_{ci} ——可变荷载 Q_i 的组合值系数;

n ——参与组合的可变荷载数。

设计时应从以上两种基本组合中取最不利值。但对于一般常遇的排架结构和框架结构,为计算方便,可变荷载的影响大小可不予区分,直接应用由永久荷载效应控制的组合,并采用相同的可变荷载组合值系数,即

$$S = \gamma_G S_{Gk} + \Psi \sum_{i=1}^n \gamma_{Qi} S_{Qik} \quad (1-5)$$

对于偶然状况,建筑结构可采用下列原则之一进行设计:①按作用效应的偶然组合进行设计或采取防护措施,使主要承重结构不致因出现设计规定的偶然事件而丧失承载能力;②允许主要承重结构因出现设计规定的偶然事件而局部破坏,但其剩余部分具有在一段时间内不发生连续倒塌的适当可靠度。

(2)设计表达式

对于承载能力极限状态,应采用下列设计表达式进行设计

$$\gamma_0 S \leq R \quad (1-6)$$

式中 γ_0 ——结构重要性系数:对安全等级为一级或设计使用年限为 100 年及以上的结构构件,不应小于 1.1;对安全等级为二级或设计使用年限为 50 年的结构构件,不应小于 1.0;对安全等级为三级或设计使用年限为 5 年及以下的结构构件,不应小于 0.9;在抗震设计中,不考虑结构构件的重要性系数;

S ——荷载效应组合的设计值;

R ——结构构件抗力的设计值。

2. 正常使用极限状态设计的实用表达式

(1)荷载效应组合

进行正常使用极限状态设计时,应根据不同的设计目的,分别选用下列作用效应的组合:
荷载的标准组合

$$S = S_{Gk} + S_{Q1k} + \sum_{i=2}^n \Psi_{ci} S_{Qik} \quad (1-7)$$

荷载的频遇组合

$$S = S_{Gk} + \Psi_{f1} S_{Q1k} + \sum_{i=2}^n \Psi_{fi} S_{Qik} \quad (1-8)$$

荷载的准永久组合

$$S = S_{Gk} + \sum_{i=1}^n \Psi_{qi} S_{Qik} \quad (1-9)$$

式中 Ψ_{fi} ——可变荷载 Q_i 的频遇值系数;

Ψ_{qi} ——可变荷载 Q_i 的准永久值系数。

以上三种荷载组合中,标准组合主要用于当一个极限状态被超越时将产生严重的永久性损害的情况;频遇组合主要用于当一个极限状态被超越时将产生局部损害、较大变形或短暂振动等情况;准永久组合主要用于当长期效应是决定性因素时的一些情况。

(2)设计表达式

$$S \leq C \quad (1-10)$$

式中 C ——结构或构件正常使用要求的规定限值,例如变形、裂缝、振幅、加速度、应力等限值。

第二章 钢-混凝土组合梁

第一节 概 述

钢与混凝土组合梁是钢-混凝土组合构件的一种。钢-混凝土组合构件是采用钢材和混凝土(包括钢筋混凝土)组合,并通过可靠措施使之形成整体受力的构件,是钢结构专家和混凝土结构专家密切协作而研究出来的具有良好工作性能的结构构件。

钢与混凝土组合梁,是将钢梁和钢筋混凝土板以抗剪连接件连接起来形成整体而共同工作的受弯构件,也称之为联合梁。抗剪连接件是钢筋混凝土板与钢梁共同工作的基础,一般沿钢筋混凝土与钢梁的界面设置,如图 2-1 所示。

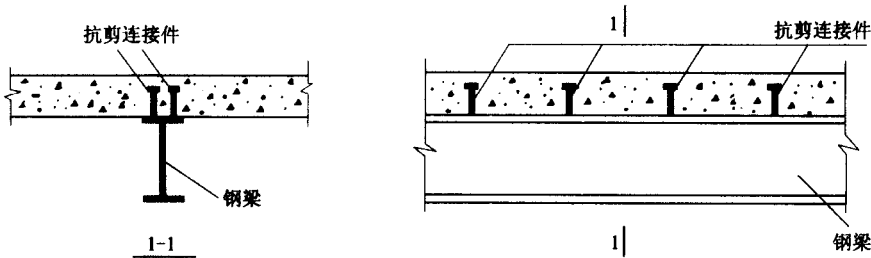


图 2-1 抗剪连接件设置

一、钢-混凝土组合梁特点

由于组合梁能按照各组成部件所处的受力位置和特点,较大限度地发挥了钢与混凝土各自材料的特性,所以不但满足了结构的功能要求,而且也有较好的经济效益。

概述起来,组合梁有以下特点:

(1)充分发挥了钢材和混凝土各自材料的特性。尤其对于简支梁,钢-混凝土组合梁截面的上缘受压,下缘受拉,正好发挥了混凝土受压性能好和钢材受拉性能好的长处。

(2)节省钢材。实践表明,由于钢筋混凝土板参与了共同工作,提高了梁的承载能力,减少了钢梁上翼板的截面,组合梁方案与钢结构方案比较,可节省钢材 20% ~ 40%,每平方米造价可降低 10% ~ 30%。

(3)增大了梁的刚度。组合梁方案和钢梁方案相比较,由于钢筋混凝土板有效参加工作,截面刚度大,梁的挠度可减小 $1/3 \sim 1/2$;另外,还可提高梁的自振频率。

(4)减少结构高度。组合梁和钢梁或者钢筋混凝土梁相比可减少结构高度,对于高层建筑结构,若每层减少十几厘米,数十层累计将是一个可观的数字,从而可降低整个房屋造价;对于公路桥梁,由于结构高度减小,可以降低桥面标高,减小两端路堤长度。

(5)组合梁可利用已安装好的钢梁支模板,然后浇注混凝土板,节约了模板的费用。对于高度较大的大跨度结构,如栈桥,这一优点就更为突出。

(6)抗震性能好,噪音小。由于组合梁整体性强,抗剪性能好,表现出了良好的抗震性能。组合梁一开始出现就广泛地在桥梁结构中应用。另外,组合梁在活载作用下比全钢梁桥的噪音小,在城市中采用组合梁桥更合适。

(7)耐火等级差、耐腐蚀性差。对耐火等级高的房屋结构,需对钢梁涂耐火涂料;对有水流的组合梁桥需采取防腐措施。

(8)在钢梁制作过程中需要增加焊接连接件的工序,有的连接件需要专门的焊接工艺,有的连接件在钢梁吊装就位后还需进行现场校正。

二、钢-混凝土组合梁发展概况

组合梁大约出现于 19 世纪末到 20 世纪初。当时主要考虑防火的要求,在钢梁外面包围混凝土,而未考虑两者的组合工作效应。20 世纪 40 年代到 60 年代,人们对组合梁有了深入、细致、全面的研究和应用,几乎所有技术先进的国家,如美国、英国、德国、加拿大及前苏联等都制定了有关组合梁的设计规范或规程。最早的组合梁规范大都针对桥梁结构,美国和德国颁布于 1945 年。随着组合梁的发展,其设计理论也逐渐完善。在 20 世纪 60 年代以前,基本上按弹性理论进行分析;20 世纪 60 年代则开始逐步转为按塑性理论分析。70 年代开始,组合结构快速发展,在一定的领域内能够代替钢结构及钢筋混凝土结构。当前,俄罗斯公路组合桥的跨度已达 120m,个别的为 154m。各国 30 层以上的高层结构中有 20% 采用了压型钢板组合楼盖(其中包括组合梁)。组合梁的发展吸引了不少学者与工程技术人员。早在 1960 年美国钢结构协会及钢筋混凝土协会就联合组成了 AISC-ACI 组合梁联合委员会开展工作。最值得注意的是,在国际土木工程师协会联合委员会主持下,于 1971 年成立了由欧洲国际混凝土协会(CEB)、欧洲钢结构协会(ECSS)、国际预应力联合会(FIP)以及国际桥梁与结构工程协会(IABSE)共同组成的组合结构委员会,并于 1981 年制定了《组合结构》规范,为组合结构的发展及应用作了肯定的总结,并指出了新的努力方向。

钢-混凝土组合梁在我国的应用从建国初期就开始了。1956 年铁道部编制了组合梁的标准图,跨度有 28m、32m、36m、40m 及 44m 等 5 种,并成功地用于一些铁路及公路桥中,20 世纪 50 年代修建的武汉长江大桥的上层公路桥就采用了组合梁。从 20 世纪 60 年代开始,组合结构被推广应用到一些民用建筑中,当时兴建的广东塑料厂,在楼盖中采用了跨度为 6m 的组合梁。70 年代末,由国外设计,在北京、上海等地建造的高层、超高层建筑,都采用了压型钢板和栓钉连接件的组合梁楼盖,大大促进了这种结构在我国的应用。特别是改革开放以后,组合梁的应用和发展步入了一个新时期,高层建筑中采用了压型钢板组合梁楼盖后,大大加快了施工速度,并且减小了楼盖高度和重量。组合梁除应用于高层、超高层建筑外,还在多种桥梁结构中得到了广泛应用。近年来,上海的南浦大桥和杨浦大桥都成功使用了钢-混凝土组合梁。组合梁的大量采用还促进了相关的科学研究工作。从单跨简支钢-混凝土组合梁的研究开始,到二跨和三跨连续梁。

近年来,钢-混凝土组合梁在我国建筑和桥梁等领域已经得到越来越多的应用,显示出很好的技术经济效益和社会效益,受到了施工单位和建设单位的青睐。但是,目前我国有关规范和规程关于组合梁的设计条文尚不完善。鉴于此,我国《钢结构设计规范》在吸取国外经验并总结我国工程实践和科研成果的基础上,专门设立“钢与混凝土组合梁”一章,为它的推广应用提供了技术依据。相信在不久的将来,组合梁结构在我国将会得到更大的发展和提高。

第二节 钢-混凝土组合梁截面设计的一般规定与构造

钢-混凝土组合梁的计算方法可分为按弹性理论计算和考虑截面塑性变形发展两种方法。

组合梁的计算内容包括:

(1)施工阶段钢梁的计算:包括强度、整体稳定(如为钢板梁,尚需验算局部稳定)、挠度等。如不满足要求,可采用改变钢梁截面或增设临时支承等方法解决,按弹性方法计算。

(2)使用阶段组合梁截面的承载力计算:计算时考虑全截面发展塑性变形,因而使用阶段钢梁的强度设计值应与钢结构的塑性设计一样乘以折减系数 0.9,而且钢梁受压板件的宽厚比应符合《钢结构设计规范》GB 50017—2003 关于塑性设计的要求。

(3)使用阶段组合梁的变形验算:按弹性工作阶段计算。

(4)连接件的计算及布置。

梁属于受弯构件,主要计算其强度、刚度(挠度)和稳定性是否满足要求。钢-混凝土组合梁的计算应对施工阶段和使用阶段分别计算:在施工阶段,要利用弹性方法计算钢梁强度、刚度(挠度)和稳定性;而在使用阶段,由于组合梁截面的整体作用,应利用塑性设计法计算其承载力和稳定性(由于该阶段稳定性一般均能满足,故可不计算),而该阶段的挠度仍采用弹性方法计算。

一、一般规定

1. 材料 and 设计指标

(1)钢筋混凝土翼板(及板托)所用混凝土,当采用现浇板时其强度等级应不低于 C20;采用预制板时,不宜低于 C30。其强度设计值及弹性模量分别按《混凝土结构设计规范》GB 50010—2001 中的规定取用。

(2)板内钢筋根据荷载大小可采用Ⅰ级或Ⅱ级钢筋或者《混凝土设计规范》中推荐的其他高强钢材。

(3)组合梁中钢梁的材质选择:组合梁中钢梁的材质宜选用 Q235 或 Q345(16Mn),其质量应分别符合《碳素结构钢》GB 700—88 和《低合金结构钢》GB/T 1591—94 的规定。

(4)连接件所采用的材料:

1)弯起钢筋连接件,一般采用Ⅰ级钢筋,当受力较大时,可采用Ⅱ级钢筋;

2)槽钢连接件,一般为小型号槽钢,钢材采用 Q235;

3)焊钉连接件材料宜选用普通碳素钢,其材质性能应符合国家标准《圆柱头焊钉》GB 10433—89,其抗拉强度设计值(f_s)可采用 $f_s = 200\text{N/mm}^2$ 。

2. 作用于组合梁上的主要荷载及有关系数

(1)主要荷载

1)永久荷载:对应民用建筑,楼板及梁的自重、面层自重、固定设备重量等;对应公路桥梁,梁的自重、桥面铺装、栏杆、人行道等。通常永久荷载的分项系数采用 1.2。

2)可变荷载:对应民用建筑,雪荷载、积灰荷载、楼板均布活荷载、施工荷载、风荷载及运输设备活荷载等;对应公路桥梁,可变荷载主要是人群荷载、车辆荷载及车辆荷载引起的冲击力、离心力、土侧压力、制动力等,另外还要考虑流水压力和冰压力。

3)竖向地震作用:对 8、9 度抗震设防地区内跨度较大的托柱组合梁及悬臂组合梁,应按

《建筑结构抗震设计规范》相关规定考虑地震作用组合验算。公路桥梁对地震烈度为7度以下者进行抗震设防,超过7度进行设计,遵循现行《公路工程抗震设计规范》的有关规定。

4)温度作用:对直接受热源影响或工作在露天条件下,且温差变化大于15℃的组合梁,应考虑由于温差及混凝土收缩引起的温度作用。

(2)荷载组合系数

当梁上可能同时作用多个荷载时,按承载能力极限状态和正常使用极限状态进行组合,取其最不利效应组合进行设计。

(3)荷载折减系数

对于民用建筑,当设计组合梁所用的楼面均布活荷载是按《建筑结构荷载规范》取值时,尚应按该规范将相关的活荷载乘以折减系数。当重型工业平台的均布检修活荷载大于或等于20kN/m²时,计算组合楼盖主梁时,可乘以0.85的折减系数。对于公路桥梁,考虑荷载纵、横传递的实际情况,横向按照不同的车道数进行折减,纵向根据桥梁的计算跨径进行折减。相关的折减系数见表2-1、表2-2。

表 2-1 横向折减系数

横向布置设计车道数(条)	2	3	4	5	6	7	8
横向折减系数	1.00	0.78	0.67	0.60	0.55	0.52	0.50

表 2-2 纵向折减系数

计 算 跨 径 L_0 (m)	纵 向 折 减 系 数
$150 < L_0 < 400$	0.97
$400 \leq L_0 < 600$	0.96
$600 \leq L_0 < 800$	0.95
$800 \leq L_0 < 1000$	0.94
$L_0 \geq 1000$	0.93

二、组合梁的构造

1. 截面形式

钢-混凝土组合梁常用的截面形式如图 2-2 所示。

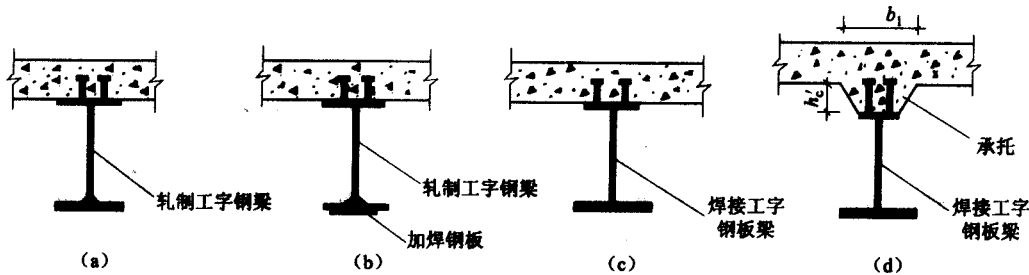


图 2-2 组合梁的截面形式

对于承受较小荷载的组合梁,钢梁一般采用轧制的工字钢(图 4-2a);荷载稍大时,可在轧制工字钢下缘板上加焊一块钢板(图 2-2b);承受较大荷载的组合梁,可采用焊接工字形钢板梁(图 2-2c,d)。

对于焊接工字形钢板梁截面,在满足布置抗剪连接件的要求下,应采用上(翼板)窄下(翼

板)宽的形式。

由图 2-2 所示,组合梁分无承托组合梁和有承托组合梁两种。钢筋混凝土板直接放置在钢梁上时,称为无承托组合梁;通过承托与钢板梁连接时(图 2-2d),称为承托组合梁。承托组合梁根据混凝土承托高度,又分为浅承托组合梁和深承托组合梁。当混凝土承托的高度 h'_c 小于或等于 $1.5t$ (t 为混凝土板的厚度),其宽度 $b_1 \geq 1.5h'_c$ 时,称为浅承托组合梁;否则,称为深承托组合梁。一般情况下,混凝土承托两侧斜坡不宜大于 45° 。

2. 混凝土板和板托

(1)组合梁的混凝土板厚度,一般采用 100mm、120mm、140mm、160mm;对于承受荷载特别大的平台结构,其厚度可采用 180mm、200mm 或更大值。对采用压型钢板的组合楼板,压型钢板的凸肋顶面至钢筋混凝土板顶面的距离应不小于 50mm。

(2)连续组合梁在中间支座负弯矩区的上部纵向钢筋,应伸入梁的反弯点,并留有足够的锚固长度或弯钩;下部纵向钢筋在支座处连续配置,不得中断。

(3)混凝土板托高度,不应超过混凝土翼板厚度的 1.5 倍。板托顶面宽度不应小于板托高度的 1.5 倍。

(4)组合梁板托构造如图 2-3 所示,板托外形尺寸应符合以下规定:

1)板托边至连接件外侧的距离不得小于 40mm。

2)板托外形轮廓应在由连接件根部起的 45° 角线的界限以外。

(5)板托中横向钢筋下部水平段距离钢梁上翼缘应小于 50mm,焊钉和槽钢连接件抗掀起端底面高出横向钢筋下部水平段的距离 e 不得小于 30mm,而横向钢筋间距不应大于 $4e$ 、且不应大于 600mm。

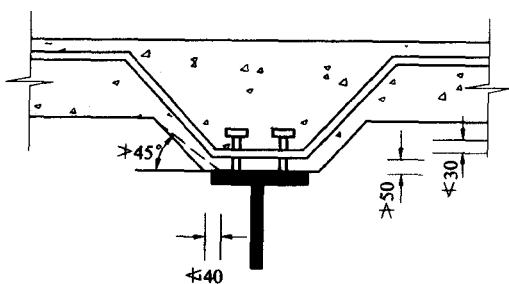


图 2-3 板托的构造

3. 钢梁

(1)在选择截面时,钢梁截面的高度应大于组合梁截面高度的 $1/2.5$ 。为保证钢梁的翼缘和腹板的局部稳定,当组合梁分别按弹性方法及塑性方法设计时,其截面尺寸应分别符合《钢结构设计规范》的要求。

(2)钢梁上翼缘的宽度不得小于 120mm,一般不小于 150mm。

4. 受压混凝土板的计算宽度

对于钢筋混凝土翼板过宽的组合梁,受弯时沿翼板宽度方向压应力分布是不均匀的,在钢梁竖轴处压应力最大,离开钢梁竖轴的压应力将逐渐减少。此外,如果翼板的厚度较小,在远离钢梁竖轴的部分翼板,还会因翼板局部失稳而退出工作。为了便于计算,一般用翼板的计算宽度 b_e 代替实际宽度 b 。在计算宽度内,认为压应力是均匀分布的。钢筋混凝土翼板的计算宽度 b_e (图 2-4)按下式确定:

$$b_e = b_0 + b_1 + b_2 \quad (2-1)$$

式中 b_0 ——板托顶部宽度,当板托倾角 α 小于 45° 时板托顶部宽度应按 α 等于 45° 计算,当无板托时取梁上翼缘宽度;

b_1 、 b_2 ——分别为梁的外侧和内侧翼板的计算宽度,按下述规定中的最小值取用:

梁跨度 l 的 $1/6$ 、相邻梁板托间净距 s_0 的一半或钢筋混凝土翼板厚度 h_d 的 6 倍。此外, b_1 尚不应大于钢筋混凝土板的实际外伸长度 s_1 ,当梁外侧无翼板时,取 $b_1=0$ 。

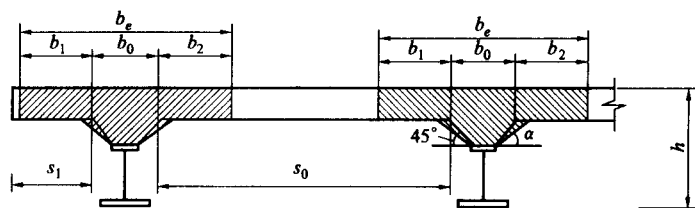


图 2-4 混凝土上翼缘板的计算宽度

第三节 组合梁的截面设计

一、组合梁弹性设计

组合梁截面的弹性分析主要用来计算截面应力及刚度。

由于组合梁有钢筋混凝土楼板作横向支撑,它的整体刚性很好,不致发生整体失稳。但在施工阶段,钢梁的整体稳定问题是不能忽视的,应按《钢结构设计规范》有关条款进行整体稳定验算或采取临时的或永久的支撑措施。

1. 基本假定

在组合梁的弹性分析法中,采用了以下假定:

- (1) 钢材与混凝土均为理想的弹性体。
- (2) 钢筋混凝土翼板与钢梁之间有可靠的连接交互作用,相对滑移很小,可以忽略不计;平截面在弯曲之后仍保持平面(平截面假定)。
- (3) 钢筋混凝土板按实际面积(计算宽度内)计算,不扣除其中受拉区开裂的部分。但为了简化计算,板托面积有时亦可忽略不计。
- (4) 不考虑混凝土翼板中钢筋的受力作用。

2. 换算截面

按照弹性理论计算原则,组合梁的应力及刚度计算要利用材料力学公式,而材料力学是针对匀质连续弹性体的,因此,对于由钢与混凝土两种材料组成的组合梁截面,应该把它换算成同一种材料的截面,即换算截面。

假设在混凝土板某高度处有一个钢板条(其弹性模量与钢梁相同,为 E_s),由基本假定,可得在混凝土板某高度处有:

$$\sigma_c = \epsilon_c E_c$$

$$\epsilon_c = \epsilon_s$$

式中 σ_c ——混凝土的压应力;

ϵ_c 、 ϵ_s ——截面同一高度上混凝土与钢板条的应变;

E_c ——混凝土的弹性模量。