



GANG —  
HUNNINGTU  
ZUHEJIEGOUSHEJI

# 钢—混凝土 组合结构设计

张培信 编著

*GANG —  
HUNNINGTU  
ZUHEJIEGOUSHEJI*

上海科学技术出版社

# 钢—混凝土组合结构设计

张培信 编著

上海科学技术出版社

## 内 容 提 要

本书按照新的《钢结构设计规范》和《混凝土结构设计规范》编写,共10章,比较系统地介绍了钢—混凝土组合结构的板、梁(简支梁和连续梁)、柱和各种连接件的承载力的设计和计算,同时也编写了预应力和温度应力的有关新内容,提供了构件之间连接节点的设计和计算。

钢—混凝土组合结构应用广泛,一般所有工程结构体系它都适用,特别是大跨度建筑、桥梁结构、高层和超高层结构,更能体现它优越于钢结构和钢筋混凝土结构的特性,有极强的经济性和抗火、防腐蚀性。本书是大专院校师生和工程技术人员社会实践和课堂学习的必备工具。

### 图书在版编目(CIP)数据

钢—混凝土组合结构设计/张培信编著. —上海:上海科学技术出版社,2004.3  
ISBN 7-5323-7301-0

I. 钢… II. 张… III. 钢结构:混凝土结构—结构设计 IV. TU398

中国版本图书馆 CIP 数据核字(2003)第 097063 号

世纪出版集团 出版发行  
上海科学技术出版社

(上海瑞金二路450号 邮政编码200020)

新华书店上海发行所经销

上海华成印刷装帧有限公司印刷

开本 787×1092 1/16 印张 14 插页 4

字数 332 000

2004年3月第1版

2004年3月第1次印刷

印数:1—4 200

定价:35.00元

---

本书如有缺页、错装或坏损等严重质量问题,  
请向承印厂联系调换

# 前 言

本书按照《建筑结构可靠度统一标准》(GB50068—2001)的要求,并结合新修订的《钢结构设计规范》和《混凝土结构设计规范》编写而成。全书共 10 章,比较系统地介绍了钢—混凝土组合结构的板、梁(简支和连续)、柱和各种连接件的承载力的设计和计算,同时也编写了预应力和温度应力的有关新内容,并提供了构件之间连接节点的设计和计算。

钢—混凝土组合结构应用广泛,一般所有工程结构体系它都适用,特别是大跨度建筑、桥梁结构、高层和超高层建筑,更能体现它优越于钢结构和钢筋混凝土结构的特性,有极强的经济性和抗火、防腐蚀性。

本书在编写的过程中,得到过西安冶金建筑大学姜维山教授和深圳赛格广场结构设计总工程师陈国兴先生及同济大学混凝土结构教研室范家骥教授的大力支持和帮助,而且书的文稿得到了同济大学钢结构教研室的陈扬骥教授的审校,对以上诸位老师的支持和帮助一一感谢。

由于本人在钢—混凝土组合结构学习和实践中,还有许多没有学到的东西,再加编写水平有限,不足之处在所难免,热情希望读者批评指正,以便今后改正。

编 者  
2003 年 6 月

# 目 录

<b>第一章 绪论</b> .....	1
第一节 简述.....	1
第二节 组合结构的发展.....	2
第三节 组合结构的设计原理.....	3
第四节 组合结构优缺点.....	8
<b>第二章 材料强度设计指标</b> .....	9
第一节 钢材.....	9
第二节 混凝土.....	37
第三节 钢筋.....	39
<b>第三章 压型钢板与混凝土组合楼板</b> .....	47
第一节 压型钢板.....	47
第二节 压型钢板计算.....	50
第三节 组合板设计.....	54
第四节 组合板构造.....	59
<b>第四章 简支组合梁</b> .....	62
第一节 无共同作用.....	62
第二节 完全共同作用.....	63
第三节 部分共同作用.....	65
<b>第五章 连续组合梁</b> .....	69
第一节 概述.....	69
第二节 连续组合梁负弯矩区特性.....	71
第三节 塑性理论在连续组合梁中的应用.....	76
第四节 组合梁的应力和挠度.....	80
第五节 连续组合梁的裂缝宽度控制.....	88
<b>第六章 其他各类问题</b> .....	95
第一节 预应力组合梁.....	95
第二节 收缩、蠕变和温度效应.....	106
第三节 收缩、蠕变和温度效应计算的基本依据.....	109

第四节	疲劳强度设计	111
<b>第七章</b>	<b>剪力连接件</b>	<b>114</b>
第一节	概述	114
第二节	剪力连接件的形式和种类	114
第三节	剪力连接件的特征和影响其功能的因素	115
第四节	剪力连接件的设计计算公式	117
第五节	剪力连接的掀起	119
第六节	剪力连接件的构造	119
<b>第八章</b>	<b>组合柱</b>	<b>123</b>
第一节	型钢混凝土组合柱的计算	124
第二节	Basu-Sommerville 设计方法	126
第三节	双向弯曲组合柱	147
第四节	外包钢混凝土组合柱	162
<b>第九章</b>	<b>组合构件连接构造与计算</b>	<b>166</b>
第一节	组合构件连接构造	166
第二节	组合构件连接计算	174
<b>第十章</b>	<b>计算图表</b>	<b>179</b>
第一节	压型钢板选用表	179
第二节	常用型钢截面特性表	182
<b>附录</b>		<b>213</b>
<b>参考文献</b>		<b>217</b>

# 第一章 绪 论

## 第一节 简 述

在土木工程结构中,使用的建筑材料价值决定于诸多因素,例如材料的性质、强度、耐久性、耐腐蚀性、抗火性能及施工的方便性等。一种天然材料不可能具有上述诸多共性,即使材料本身具有某些特定性能,也不一定能达到人们使用上的要求。这就需要结构工程师对材料加以优化,选用不同的材料和不同的施工方法,制造出低价格而又能满足工程需要的建筑材料。这就是结构工程师和材料工程师所担负的重任。

建筑材料的改进方法可分为两类。第一类是将选择的材料按需要制成新材料,可称为复合材料。例如,将玻璃纤维、水泥和添加剂制成的材料,这种材料有玻璃纤维提供抗拉强度,而水泥提供抗压强度,其耐久性则由添加剂提供,很明显性能得到了改善。第二类是将不同材料按最佳几何尺寸制作成型,使每种材料所处的特定位置能发挥其各自的长处,这种结构称为组合结构,组成的单根构件,称为组合构件,组成的结构物,称为组合结构建筑物,例如,钢和混凝土组合见图 1-1。它是承受静载的简支组合梁,弯拉由钢梁承受,弯压由混凝土承受,而剪力主要由钢梁腹板承受。这就是选用不同的材料按最佳几何尺寸组成的组合构件。组合结构构件的功能决定于组合达到的程度。图 1-2(b) 说明组合梁的挠度和应

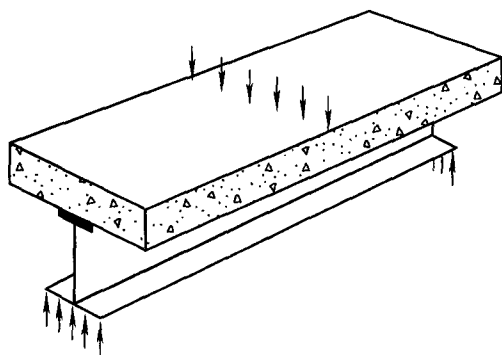


图 1-1 说明结构效果的组合混合梁

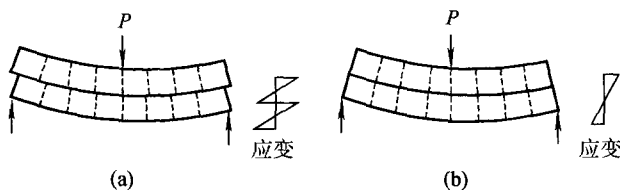


图 1-2 相同荷载下的组合梁和非组合梁

(a) 没有组合的结构中心挠度等于 4mm,最大应变等于  $200 \times 10^{-5}$ ,每种结构都以等间隔相同的两根梁组成; (b) 组合结构中心挠度等于 1mm,最大应变等于  $100 \times 10^{-5}$

变减少,而图 1-2(a),说明混凝土(受压区)和钢梁(受拉区)两者没有达到组合的程度,使其挠度和应变均大于两者组合后的挠度和应变。组合结构的截面形式见图 1-3。

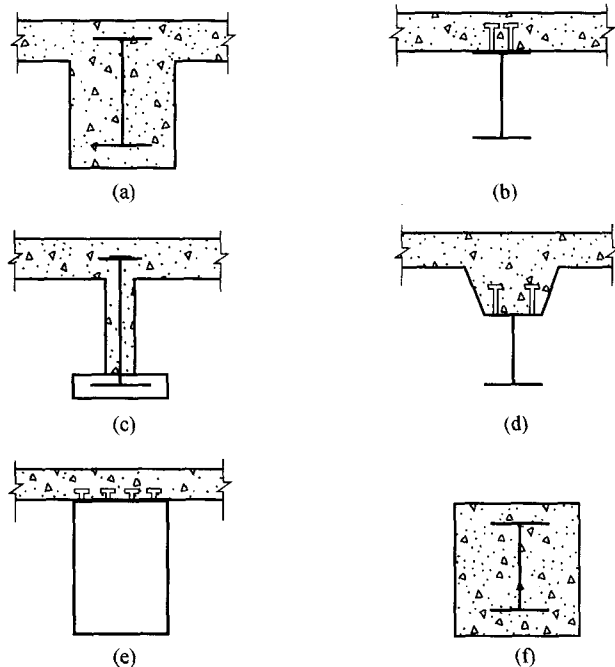


图 1-3 组合截面形式

(a) 外包混凝土钢梁; (b) 组合 T 形梁; (c) 预弯曲梁; (d) 带托座板的组合梁; (e) 带有组合板的钢箱型梁; (f) 组合柱

## 第二节 组合结构的发展

钢—混凝土组合结构是应用比较早的结构形式之一,例如,人字形木屋架,上弦用两根木头,而下弦则用钢拉杆,这就是我国采用比较早的一种组合结构,用其造民房和工业厂房。早在 20 世纪 50 年代,武汉长江大桥上层公路桥面采用了钢—混凝土组合梁。60 年代、70 年代,国内土木工程技术人员就开始研究和应用组合结构。现阶段应用组合结构的工程越来越多,沈海电厂 30 万千瓦发电机组车间,屋盖用压型钢板组合屋面,柱为钢管混凝土柱;深圳赛格广场,76 层,每层楼板都是组合楼板,柱为钢管混凝土组合柱等。

国外对组合结构的研究很早,应用最早的是钢管混凝土柱。钢管混凝土柱的刚度比纯钢管增加 25%,承载力大大提高,延性也好。

第一次世界大战以前,由于钢材冶炼技术不高,钢材的抗拉性能不能充分发挥,变形受到限制,为了提高刚度,提高承载力和防火性能,就在钢柱外侧浇注混凝土,这就是劲性混凝土柱。20 世纪 50 年代后,组合柱被许多国家专家广泛地研究和发展。1953 年 Russell, W. A 对内填混凝土、重混凝土和普通混凝土圆钢管柱进行研究,给出了计算公式。1957 年 Klopel and Goder 对圆钢管柱进行了更广泛地研究,考虑徐变和细长比给出计算的相似公式。50 年代,日本对各种组合柱进行研究,充分利用组合柱的变形能力,使它起到抗震作用。1963 年前苏联,由罗斯诺夫斯克提出钢管混凝土桥梁结构设计和施工规定。1967 年日本制定组



合柱设计规范。

钢—混凝土组合梁的研究也进行得比较早,1922年 H. M. Macking 对“外包混凝土的 T 字形钢梁”进行研究;1968年 Yam, Lop and Chapman J C 对“钢—混凝土简支梁的弹性阶段”研究;1975年 Johngon, R P and May, IM 对“组合梁部分连接设计”研究;1975年 Johnson, RP 对“钢—混凝土组合结构”的研究;1971年 MaGaHaugh J B and Baldwin, J W 对“轻混凝土组合梁”研究;1978年 Fodin, JG, Taylor, R and Slark, JWB 对“组合梁全连接和部分剪切连接挠度的比较”研究;1972年 Hope-Gill, MC 对“组合梁内力重分布”的研究;Yam, LCP 对“组合 T 形梁带有弹性剪切连接最终荷载下”的研究;1976年 Hamade, S and Longworth, J 对“连续组合梁最终强度”的研究;1975年 Mallick, SK and Chattopdhayay, SK 对“连续组合梁最终强度”的研究;1979年 Rother, JM and Ansourian, P 对“组合梁横截面的塑性”研究;1967年 Terastkiewice, TS 对“钢—混凝土连续组合梁和简支组合梁在静止状态下的破坏”研究;1971年 Ollgard, JG, Seutler, RG and Fisher JW 对“轻混凝土和普通混凝土栓钉连接的剪切强度”研究;1971年 Mensies, TB 对“使用普通混凝土和轻混凝土组合梁剪切”研究;1971年 Osborne-Moss, DM 对“钢—混凝土组合桥梁极限状态”研究等。总之,国外对组合梁的研究比较早,比较广泛,内容也比较丰富。

### 第三节 组合结构的设计原理

组合结构设计原理也和钢结构、钢筋混凝土结构、砖石结构、木结构等结构一样,应遵守《建筑结构可靠度设计统一标准》(GB50068—2001)的要求。结构在正常施工过程中和建成后正常使用期间能安全地承受各种可能出现的作用情况,如荷载作用、温度作用、地基变形等,在偶然事件发生时,如地震、爆炸、撞击等突然作用下,结构仍能保证正常的稳定和使用,或加修补就可正常使用。

为了寻找结构的可靠性与经济之间二者的最佳统一(既安全又经济),组合结构设计原理及方法也在不断发生演变和改进。最初采用容许应力法,利用线性理论分析结构的内力及变形,使之在最大荷载下按线性理论计算得到构件截面最大应力不应超过材料容许应力,结构的最大变形不应超过容许变形。后来发展为极限状态设计方法,采用塑性理论分析结构构件在承载力极限状态下的截面抗力不小于最大设计荷载作用下的截面内力。

为了满足结构功能上的要求,《建筑结构可靠度设计统一标准》采用了概率理论为基础,取各项功能的极限状态作为判断条件,结构在规定使用的时间内,在规定的条件下,能够完成预定功能的概率称为可靠度或可靠概率( $P_s$ ),而结构不能完成预定功能的概率称为失效概率( $P_f$ ),一般采用  $P_f$  或对应的可靠指标( $\beta$ )来度量。

结构构件的可靠指标应根据基本变量的平均值、标准差及其概率分布类型进行计算。

当仅有作用效应和结构抗力两个基本变量且按正态分布时,结构构件的可靠指标可按下面公式计算:

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_s}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_s^2}} \quad (1-1)$$

式中  $\beta$ ——结构构件的可靠指标;

$\sigma_s$ 、 $\mu_s$ ——结构构件作用效应的标准差和平均值;

$\sigma_R, \mu_R$ ——结构构件抗力的标准差和平均值。

结构构件不能完成预定功能的概率称为失效概率。结构构件的可靠指标与失效概率具有下列关系：

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

式中  $P_f$ ——结构构件失效概率的运算值；

$\Phi(\cdot)$ ——标准正态分布函数。

结构构件完成预定功能的概率与失效概率具有下列关系：

$$P_s = 1 - P_f \quad (1-3)$$

式中  $P_s$ ——结构构件的可靠度。

当基本变量不按正态分布时,结构构件的可靠指标应以结构构件作用效应和抗力的当量正态分布平均值和标准差代入公式(1-1)计算。

### 一、极限状态方程

结构或构件的极限状态,可用结构或构件的抗力  $R$  和各种作用的效应  $S$  之间建立功能函数关系。

$$\text{即} \quad Z = R - S \quad (1-4)$$

$R$  和  $S$  之间有三种状态：

当抗力  $R$  大于作用效应  $S$  时,  $Z > 0$ , 结构处于可靠状态；

当抗力  $R$  小于作用效应  $S$  时,  $Z < 0$ , 结构处于失效状态；

当抗力  $R$  等于作用效应  $S$  时,  $Z = 0$ , 结构处于极限状态。

即

$$\begin{cases} Z > 0, \text{结构安全} \\ Z < 0, \text{结构失效} \\ Z = 0, \text{结构达到极限} \end{cases}$$

结构工程师设计的任务是保证结构在使用期间失效的概率足够小,小到人们都能够接受的程度,而保证百分之百抗力  $R$  总大于效应  $S$ 。由于抗力、计算、各种效应总是存在不确定性,都是随机变量,要求结构绝对安全可靠,要求  $R$  总是大于  $S$ ,这是不现实和不经济的理想。

$Z$  为  $R$  和  $S$  的函数,  $Z$  是反映结构完成预定功能的指标,称为功能函数。 $Z = 0$  则表示结构或构件由可靠向不可靠转化的临界状态(故称为极限状态方程)。

### 二、概率极限状态

设计结构的最终目的是使结构在使用基准期内(50年或100年),在规定的条件下完成预定功能。结构能否完成预定功能,完全取决于功能函数  $Z = R - S$  的取值,若  $Z > 0$ ,则表明结构能完成预定功能,结构可靠;若  $Z < 0$ ,则表明结构不能完成预定功能,结构不可靠。

结构或构件的可靠与否可用可靠度来描述,可靠度又可用可靠指标度量。

在结构构件的抗力  $R$  和作用效应  $S$  的概率确定后,结构构件的可靠度可用式(1-4)确定。经过运算可找到反映结构可靠度的数量指标  $\beta$ 。 $\beta$  和失效率  $P_f$  的关系可见表 1-1。

表 1-1 可靠度指标  $\beta$  与失效概率  $P_f$  的对立关系

可靠度指标 $\beta$	4.5	4.2	4.0	3.7	3.5	3.2	3.0	2.7	2.5	2.0
失效概率 $P_f$	$3.4 \times 10^{-6}$	$1.35 \times 10^{-5}$	$3.17 \times 10^{-5}$	$1.08 \times 10^{-4}$	$2.33 \times 10^{-4}$	$6.87 \times 10^{-4}$	$1.35 \times 10^{-3}$	$3.47 \times 10^{-3}$	$6.21 \times 10^{-3}$	$2.28 \times 10^{-3}$

设计时,结构工程师如何选用可靠指标  $\beta$  值,是一个政策极敏感的问题。 $\beta$  定得高,将增大投资,有时会造成不必要的浪费; $\beta$  定得低,则设计工程投资少,但遇到风险机遇也越大,甚至会造成工程事故,不为人们接受。所以  $\beta$  值的确定是结构安全和经济之间的关键定值。建筑物按其重要性和结构破坏形态规定的可靠度指标见表 1-2,它将建筑结构的安全等级分为三级,见表 1-3。

表 1-2 各类建筑可靠度指标

破坏类别			
	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

表 1-3 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	重要的房屋
二级	严重	一般的房屋
三级	不严重	次要的房屋

- 注: ① 对于特殊建筑物,其安全等级可根据具体情况另行确定;  
 ② 建筑物中各类结构构件的安全等级,宜与整个结构的安全等级相同,对其中部分结构构件的安全等级可进行调整,但不得低于三级;  
 ③ 建筑物按抗震设计时,应按其重要性分甲、乙、丙、丁四类建筑,分别赋以不同安全等级并采取不同抗震措施中的  $\gamma_0$  取 1,抗力设计值  $R$  应除以承载力调整系数  $\gamma_R$ ;  
 ④ 高耸结构设计时,其安全等级不得低于二级。

表 1-2 中的延性破坏,指结构构件在破坏前有明显的变形或预兆,脆性破坏是结构构件在破坏前无明显变形或预兆。对延性破坏,选择的  $\beta$  值可低些(小些);对脆性破坏,选择的  $\beta$  值可高些(大些)。二级以上的建筑,据有关资料表明,延性破坏的失效概率为  $6.8 \times 10^{-4}$ ,脆性的失效概率为  $1.08 \times 10^{-4}$ 。

我国现行的《建筑结构可靠度设计统一标准》把极限状态分为两类,承载力极限状态和正常使用极限状态。

当结构或构件达到最大承载力或出现不适于继续使用的过大变形,包括材料强度破坏,疲劳破坏,丧失稳定,整体倾复,或结构出现过大大塑性变形等,称为承载力极限状态;当结构或构件出现影响正常使用或外观变形、影响正常使用或耐久性的局部损坏、振动等,称为正常使用极限状态。

## 1. 承载能力极限状态

承载能力极限状态和荷载效应组合(包括基本组合和偶然组合),可用下式进行结构设计:

$$\gamma_0 S \leq R \quad (1-5)$$

式中  $\gamma_0$ ——结构重要性系数,对安全等级(表 1-3)为一级、二级、三级的结构或构件可分别取 1.1、1.0、0.9;

$S$ ——荷载效应组合的设计值;

$R$ ——结构或构件抗力设计值,应按有关建筑结构设计规范的规定取值。

## (1) 基本组合。

基本组合设计时的荷载效应组合设计值应按下式确定:

$$S = \gamma_G S_{Gk} + \gamma_{Q1} S_{Q1k} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Qi} \varphi_{ci} S_{Qik} \quad (1-6)$$

式中  $\gamma_G$ ——永久荷载的分项系数,按表 1-4 取值;

$\gamma_{Q1}$ 、 $\gamma_{Qi}$ ——分别为第一个和第  $i$  个可变荷载的分项系数,按表 1-5 取值,当由永久荷载效应控制的组合取用 1.35;

$S_{Gk}$ ——永久荷载标准值  $G_k$  计算的荷载效应值;

$S_{Qik}$ ——可变荷载标准值,  $Q_{ik}$  计算的荷载效应值,其中  $S_{Q1k}$  为诸可变荷载效应中起控制作用者;

$\varphi_{ci}$ ——第  $i$  个可变荷载的组合值系数,按表 1-6 取值。

表 1-4 永久荷载分项系数  $\gamma_G$ 

设计条件	$\gamma_G$
当永久荷载效应对结构不利时	1.2
当永久荷载效应对结构有利时	1.0
当验算倾覆和滑移时,对抗倾覆有利的永久荷载	0.9

注:① 对砌体结构,当验算倾覆、滑移、漂浮时,对结构有利的永久荷载,其分项系数取 0.9。

表 1-5 可变荷载分项系数  $\gamma_Q$ 

设计条件	$\gamma_Q$
一般情况	1.4
对楼面活荷载不小于 $4\text{kN/m}^2$ 时	1.3

表 1-6 可变荷载组合值系数  $\varphi_c$ 

设计条件	$\varphi_c$
当有风荷载参与组合时	0.6
当没有风荷载参与组合时	1.0

## (2) 偶然组合。

应按建筑结构使用的特点确定其代表值。偶然荷载的代表值不乘分项系数;同偶然荷载同时出现的其他荷载视工程状况和经验采用合适的值。

## 2. 正常使用极限状态

结构出现影响结构正常使用或出现过大变形,使结构局部产生损伤,或振动引起人们不舒适感等,与承载力极限状态不同,它不涉及对生命财产的直接危害。

有关正常使用极限状态,主要限于混凝土构件的裂缝控制和各种结构构件的位移或挠度控制。

为了达到正常使用和耐久性要求,根据设计目的不同,可分别考虑短期效应组合和长期效应组合进行设计,使得变形和裂缝不超过相应的规定限值。见表 1-7 和表 1-8。

表 1-7 受弯构件的容许挠度

项次	构件类别	容许挠度
1	吊车梁和吊车桁架	
	(1) 手动吊车和单梁吊车(包括悬挂吊车)	$l/500$
	(2) 轻级工作制和起重量 $Q < 50t$ 的中级工作制桥式吊车	$l/600$
	(3) 重级工作制和起重量 $Q \geq 50t$ 的中级工作制桥式吊车	$l/750$
2	设有悬挂电动梁式吊车的屋面梁或屋架(仅用可变荷载计算)	$l/500$
3	手动或电动葫芦的轨道梁	$l/400$
4	有重轨(重量等于或大于 $38kg/m$ )轨道的工作平台梁	$l/600$
	有轻轨(重量等于或小于 $24kg/m$ )轨道的工作平台梁	$l/400$
5	楼盖和工作平台梁(第 4 项除外)、平台板	
	(1) 主梁(包括设有悬挂起重设备的梁)	$l/400$
	(2) 抹灰顶棚的梁(仅用可变荷载计算)	$l/350$
	(3) 除(1)、(2)款外的其他梁(包括楼梯梁)	$l/250$
	(4) 平台板	$l/150$
6	屋盖檩条	
	(1) 无积灰的瓦楞铁和石棉瓦屋面	$l/150$
	(2) 压型钢板、有积灰的瓦楞铁和石棉瓦等屋面	$l/200$
	(3) 其他屋面	$l/200$
7	其他构件	
	(1) 砌体墙的横梁	$l/300$
	(2) 压型钢板、瓦楞铁和石棉瓦墙面的横梁	$l/200$
	(3) 带玻璃窗的横梁(水平和垂直方向)	$l/200$

注:  $l$  为受弯构件跨度(悬臂梁为悬伸长度之 2 倍)

表 1-8 柱的容许计算变形

项次	变形的种类	按平面结构图形计算	按空间结构图形计算
1	厂房柱的横向变形	$H_T/1\ 250$	$H_T/2\ 000$
2	露天栈桥柱的横向变形	$H_T/2\ 500$	
3	厂房和露天栈桥柱的纵向变形	$H_T/4\ 000$	

注: ①  $H_T$  为柱脚底面至吊车梁或吊车桁架顶面的高度。

② 计算厂房或露天栈桥的纵向变形时,可假定吊车纵向水平荷载分配在温度区段内所有柱间支撑或纵向框架上。

③ 在设有夹吊钩或设有纵向水平支撑梁的厂房中,厂房柱的容许计算变形值应减小 10%。

(1) 短期效应组合。

短期效应组合中的荷载代表值与基本组合相同,但荷载分项系数全部取 1,即

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

式中  $S_s$ ——代表了构件在设计基准期内的效应最大值。在正常使用的情况看,这样罕遇取值是偏于保守的,在大多数规范中,都是采取短期效应组合。

(2) 长期效应组合。

长期效应组合中,可变荷载代表值全部取为其准永久值,它表达的是可变荷载在结构设计基准期内经常出现的机遇荷载,即

$$S_s = S_{Gk} + \sum_{i=1}^n \varphi_{qi} S_{Qik} \quad (1-8)$$

式中  $\varphi_{qi}$ ——第  $i$  个可变荷载的准永久值系数。

对一些功能可放松要求的结构,有时可采用长期效应组合,例如二级裂缝控制的混凝土构件,可按荷载长期效应组合使构件受拉边的混凝土应力为零,而对一级构件可按短期效应组合作用相应控制。

#### 第四节 组合结构优缺点

钢—混凝土组合结构,它是一种优于钢结构和钢筋混凝土结构的新型结构,它分别继承了钢结构和钢筋混凝土结构各自的优点,也克服了两者的缺点而产生的一种新型结构体系(杂交结构体系)。可充分利用钢(抗拉)和混凝土(抗压)的特点,按照最佳几何尺寸,组成最优的组合构件,使它具有构件刚度大,防火、防腐性能好,具有较大的抗扭及抗倾覆能力(与钢结构相比),而且具有重量轻,构件延性好,增加净空高度和使用面积,同时缩短施工周期,节约模板(以上与钢筋混凝土结构相比),特别在高层和超高层建筑及桥梁结构中,更加体现了它的承载能力和克服结构在施工技术难题的优点。其缺点是结构需要特定的剪力连接件和结构专门焊接设备及专门焊接技术人员,与钢筋混凝土结构相比,还有一定量的二次抗火设计(指组合构件,而不是劲性构件),还有压型钢板—混凝土组合板在施工期间,在混凝土初凝期,当混凝土厚度不够厚时(一般混凝土板厚应大于 100mm),易使混凝土出现临时裂缝,特别指高标号混凝土(由于压型钢板阻止混凝土收缩所致)。

## 第二章 材料强度设计指标

### 第一节 钢 材

#### 一、钢材的选用

建筑钢结构所用钢材大致分为碳素结构钢、低合金结构钢和优质碳素结构钢等三大类。

碳素结构钢是我国使用最多的钢材,有 Q195、Q215、Q235、Q255、Q275,承重钢结构采用的是平炉或氧气顶吹转炉 Q235,它有一定的强度、塑性和韧性,含碳量为0.14%~0.22%,符合可焊性要求。Q215 含碳量较低,强度较低,主要用于锻压成型的铆钉。

低合金结构钢,承重结构选用的低合金结构钢有:16Mn、16Mng、15MnV、15MnVg。此类低合金钢是在碳素结构钢的基础上,添加少量( $\leq 5\%$ )的合金元素,提高强度、耐腐蚀性、耐磨性和冲韧性。其含碳量较低,便于加工和焊接,其经济效果可比 Q235 节约 15%~25%。

优质碳素结构钢,钢材经过调质处理提高强度不显著,又降低其塑性和韧性。

按照新规范,承重结构的钢材宜选用 Q235、Q345、Q390 和 Q420。其质量应分别符合现行国家标准《碳素结构钢》和《低合金高强度结构钢》的规定。当采用其他牌号的钢材时,尚应符合相应有关标准的规定和要求。

下列情况的承重结构和构件不应采用 Q235 沸腾钢:

#### (1) 焊接结构。

① 直接承受动力荷载或振动荷载且需要验算疲劳极限的结构。

② 室外空气温度低于 $-20^{\circ}\text{C}$ 时的直接承受动力荷载或振动荷载但不可验算疲劳极限的结构以及承受静力荷载的受弯及受拉的重要结构。

#### (2) 非焊接结构。

室外空气温度等于或低于 $-20^{\circ}\text{C}$ 的直接承受动力荷载且需要验算疲劳极限的结构。

注:室外空气温度系指现行国家标准《采暖通风和空气调节设计规范》中所列出的最低日平均温度。对采暖房屋内的结构可按该值提高 $10^{\circ}\text{C}$ 采用。

承重结构的钢材应具有抗拉强度、伸长率、屈服强度和硫、磷含量的合格证书。

焊接承重结构以及重要的非焊接承重结构的钢材还应具有冷弯试验的合格证书。

对于需要验算疲劳的以及重要的受拉或受弯的焊接结构的钢材,应具有常温冲击韧性的合格证书。当室外空气温度等于或低于 $-10^{\circ}\text{C}$ ,但高于 $-20^{\circ}\text{C}$ 时,Q235 应具有 $0^{\circ}\text{C}$ 冲击韧性的合格证书;对 Q345、Q390 和 Q420 应具有 $-20^{\circ}\text{C}$ 冲击韧性的合格证书。当室外空气温度等于或低于 $-20^{\circ}\text{C}$ 时,对 Q235 应具有 $-20^{\circ}\text{C}$ 冲击韧性的合格证书;对 Q345、Q390 和 Q420 应具有 $-40^{\circ}\text{C}$ 冲击韧性的合格证书。

对于需要验算疲劳的非焊接结构的钢材亦应具有常温冲击韧性的合格证书,当室外空气温度等于或低于 $-20^{\circ}\text{C}$ 时,对 Q235 应具有 $0^{\circ}\text{C}$ 冲击韧性的合格证书;对 Q345、Q390 和 Q420 应具有 $-20^{\circ}\text{C}$ 冲击韧性的合格证书。

钢铸件采用的铸钢材质应符合现行国家标准《一般工程用铸造碳素钢》的规定。

在焊接承重结构为防止钢材的层状撕裂而采用正 Z 方向钢板时,其材质应符合现行国家标准《厚度方向性能钢板》的规定。

对处于外露环境,且对大气腐蚀有特殊要求的或在腐蚀性气态和固态介质作用下的承重结构,宜采用耐候钢,其质量要求应符合现行国家标准《焊接结构用耐候钢》的规定。

钢结构的连接材料应符合下列要求:

① 手工焊接采用的焊条,应符合现行国家标准《碳钢焊条》或《低合金钢焊条》的规定。选择的焊条型号应与主体金属强度相适应。对直接承受动力荷载或振动荷载且需验算疲劳的结构,宜采用低氢型焊条。

② 自动焊接或半自动焊接采用的焊丝和相应的焊剂应与主体金属强度相适应,并应符合现行国家标准中焊接用焊丝和焊剂的规定。

③ 普通螺栓应符合现行国家标准《六角头螺栓—C 级》和《六角头螺栓—A 级和 B 级》的规定。

④ 《高强度螺栓、大六角螺母、垫圈与技术条件》或《钢结构用扭剪型高强度螺栓连接剂》的规定。

⑤ 铆钉应采用现行国家标准《标准件用碳素钢热轧圆钢》中规定的 BL2 或 BL3 钢制成。

⑥ 锚钉可采用现行国家标准《碳素结构钢》中规定的 Q235 钢或《低合金高强度结构钢》中规定的 Q345 钢制成。

## 二、钢材的设计指标

钢材的强度设计值,应根据钢材厚度或直径按表 2-1 采用。铸钢件的强度设计值应按表 2-2 采用。连接的强度设计值应按表 2-3 至表 2-5 采用。

计算下列结构构件或连接时,表 2-1 到表 2-5 规定的强度设计值应乘以相应的折减系数:

(1) 单面连接的单角钢:

① 按轴心受力计算强度和连接: 0.85。

② 按轴心受压计算稳定性时,

等边角钢:  $0.6 + 0.0015\lambda$ , 但不大于 1.0;

短边相连的不等边角钢:  $0.5 + 0.0025\lambda$ , 但不大于 1.0;

长边相连的不等边角钢: 0.70;

$\lambda$  为长细比,对中间无连系的单角钢压杆,应按最小回转半径计算,当  $\lambda < 20$  时,取  $\lambda = 20$ 。

(2) 跨度等于或大于 60m 桁架的受压弦杆和端部受压腹杆: 0.95。

(3) 无垫板的单面施焊对接焊缝: 0.85。

(4) 施工条件较差的高空安装焊缝和铆钉连接: 0.90。

(5) 沉头和半沉头铆钉连接: 0.80。

注: 当几种情况同时存在时,其折减系数连乘。

钢材和铸钢件的物理性能指标应按表 2-6 采用。



表 2-1 钢材的强度设计值(N/mm<sup>2</sup>)

钢 材		抗拉、抗压和抗弯 $f$	抗剪 $f_v$	端面承压 (刨平顶紧) $f_{ce}$
牌 号	厚度或直径 (mm)			
Q235	≤16	215	125	325
	>16~40	205	120	
	>40~60	200	115	
	>60~100	190	110	
Q345	≤16	310	180	400
	>16~35	295	170	
	>35~50	265	155	
	>50~100	250	145	
Q390	≤16	350	205	415
	>16~35	335	190	
	>35~50	315	180	
	>50~100	295	170	
Q420	≤16	380	220	440
	>16~35	360	210	
	>35~50	340	195	
	>50~100	325	185	

注：表中厚度系指计算点的厚度。

表 2-2 铸钢件的强度设计值(N/mm<sup>2</sup>)

钢 号	抗拉、抗压和抗弯 $f$	抗 剪 $f_v$	端面承压(刨平顶紧) $f_{ce}$
ZG200-400	155	90	260
ZG230-450	180	105	290
ZG270-500	210	120	325
ZG310-570	240	140	370