

DL/T 5057—1996

水工混凝土结构设计规范

目 次

1	总则	42
2	主要术语与符号	42
2.1	主要术语	42
2.2	材料性能符号	44
2.3	作用（荷载）和作用（荷载）效应符号	45
2.4	几何参数符号	46
2.5	计算系数及其他符号	47
3	材料	48
3.1	混凝土	48
3.2	钢筋	49
4	基本设计规定	52
4.1	一般规定	52
4.2	承载力极限状态计算规定	54
4.3	正常使用极限状态验算规定	54
4.4	结构耐久性要求	56
5	素混凝土结构构件承载力极限状态计算	60
5.1	一般规定	60
5.2	受压构件	60
5.3	受弯构件	62
5.4	局部受压	62
5.5	素混凝土结构构造钢筋	63
6	钢筋混凝土结构构件承载力极限状态计算	63
6.1	正截面承载力计算的一般规定	63
6.2	正截面受弯承载力计算	64
6.3	正截面受压承载力计算	67
6.4	正截面受拉承载力计算	72
6.5	斜截面承载力计算	73
6.6	受扭承载力计算	77
6.7	受冲切承载力计算	80
6.8	局部受压承载力计算	81
7	钢筋混凝土构件正常使用极限状态验算	83
7.1	正截面抗裂验算	83
7.2	正截面裂缝宽度验算	84
7.3	受弯构件挠度验算	87
8	预应力混凝土结构构件计算	87

8.1	计算规定	87
8.2	正截面承载力计算的一般规定	95
8.3	正截面受弯承载力计算	96
8.4	正截面受拉承载力计算	98
8.5	斜截面承载力计算	99
8.6	抗裂验算	100
8.7	裂缝宽度验算	104
8.8	受弯构件挠度验算	105
9	一般构造规定	106
9.1	永久缝和临时缝	106
9.2	混凝土保护层	107
9.3	钢筋的锚固	108
9.4	钢筋的接头	109
9.5	最小配筋率	110
9.6	预制构件的接头、吊环与预埋件	111
10	结构构件的设计构造规定	112
10.1	板	112
10.2	梁	114
10.3	柱	118
10.4	墙	118
10.5	叠合式受弯构件	120
10.6	深受弯构件	124
10.7	立柱独立牛腿	127
10.8	壁式连续牛腿	128
10.9	弧形闸门支座	130
11	温度作用设计原则	131
11.1	一般规定	131
11.2	大体积混凝土在温度作用下的裂缝控制	132
11.3	考虑温度作用的钢筋混凝土框架计算	134
12	钢筋混凝土构件抗震设计	134
12.1	一般规定	134
12.2	框架梁	135
12.3	框架柱	137
12.4	铰接排架柱	138
12.5	桥跨结构	139
附录 A	混凝土不同龄期的抗压强度比值	141
附录 B	作用(荷载)分项系数	141
附录 C	截面抵抗矩的塑性系数 γ_m 值	141
附录 D	钢筋混凝土双向受弯构件正截面受弯承载力近似计算方法	142
附录 E	钢筋混凝土矩形截面小偏心受压构件配筋计算的简化方法	143

附录 F 对称配筋矩形截面双向偏心受压构件正截面承载力近似计算方法 146

附录 G 混凝土的热学指标与应力松弛系数 149

附录 H 非杆件体系钢筋混凝土结构的配筋计算原则 153

附录 I 钢筋、钢绞线的计算截面面积及公称质量 154

附录 J 钢筋混凝土矩形截面受弯构件正截面承载力计算方法 155

附录 K 本规范用词说明 157

附加说明: 157

条文说明 158

中华人民共和国电力工业部
关于发布《水工混凝土结构设计规范》
电力行业标准的通知

电技 [1996] 576 号

各电管局，各省、自治区、直辖市电力局，水电水利规划设计总院，各有关单位：

《水工混凝土结构设计规范》电力行业标准，经审查通过，批准为推荐性标准，现予发布。

其编号为：DL/T 5057—1996

该标准自 1997 年 3 月 1 日起实施。

请将执行中的问题和意见告电力工业部水电水利规划设计总院，并抄送部标准化领导小组办公室。

1996 年 9 月 5 日

1 总 则

1.0.1 为了在水工混凝土结构设计中贯彻执行国家的技术经济政策,做到安全适用、技术先进、经济合理,特制订本规范。

1.0.2 本规范适用于水利水电工程中的素混凝土、钢筋混凝土及预应力混凝土结构的设计,但不适用于混凝土坝的设计。

1.0.3 本规范是根据 GB50199—1994《水利水电工程结构可靠度设计统一标准》规定的原则制订的。

1.0.4 当水工建筑物有专门的设计规范时,尚应符合专门规范的有关要求。

2 主要术语与符号

2.1 主要术语

编号	术 语	涵 义
2.1.1	概率极限状态设计	以影响结构可靠度的基本变量(包括附加变量)作为随机变量,根据极限状态方程计算结构的失效概率或可靠指标的设计方法
2.1.2	分项系数设计表达式	以代表值和分项系数反映极限状态方程中各基本变量(包括附加变量)的不定性和变异性,并与目标可靠指标相联系的结构设计表达方法
2.1.3	承载能力极限状态	结构或构件达到最大承载能力,或达到不适于继续承载的变形的极限状态
2.1.4	正常使用极限状态	结构或构件达到使用功能上允许的某一规定限值的极限状态
2.1.5	作用(荷载)	施加在结构上的集中或分布力,或引起结构外加变形、约束变形的原因。前者称直接作用(或荷载),后者称间接作用
2.1.6	永久作用(荷载)	在设计基准期内量值不随时间变化,或其变化与平均值相比可以忽略不计的作用(荷载)。其中,直接作用也称恒荷载
2.1.7	可变作用(荷载)	在设计基准期内量值随时间变化,且其变化与平均值相比不可忽略的作用(荷载)。其中,直接作用也称活荷载
2.1.8	可控制的可变作用(荷载)	在作用过程中可严格控制使其不超出规定限值的可变作用(荷载)
2.1.9	偶然作用(荷载)	在设计基准期内出现的概率很小,而一旦出现,其量值很大且持续时间很短的作用(荷载)

编号	术 语	涵 义
2.1.10	作用（荷载）效应	作用（荷载）引起的结构或构件的内力、变形等
2.1.11	设计状况	结构在施工、安装、运行、检修各个时期可能出现的不同结构体系、环境和作用（荷载）等构成的设计条件
2.1.12	持久状况	在结构正常使用过程中，一定出现且持续时间很长，一般与结构设计基准期为同一量级的设计状况
2.1.13	短暂状况	在结构施工、安装、检修或使用过程中，短暂出现的设计状况
2.1.14	偶然状况	在结构使用过程中，规定的出现概率很低、持续期很短的设计状况
2.1.15	基本组合	按承载力极限状态设计时，持久状况或短暂状况下，永久作用（荷载）与可变作用（荷载）效应的组合
2.1.16	偶然组合	按承载力极限状态设计时，永久作用（荷载）、可变作用（荷载）与一种偶然作用（荷载）效应的组合
2.1.17	短期组合	按正常使用极限状态设计时，可变作用（荷载）的短期效应与永久作用（荷载）效应的组合
2.1.18	长期组合	按正常使用极限状态设计时，可变作用（荷载）的长期效应与永久作用（荷载）效应的组合
2.1.19	作用（荷载）标准值	结构或构件设计时，采用的各种作用（荷载）的基本代表值。按基准期作用（荷载）最大值的概率分布的某一分位值确定
2.1.20	作用（荷载）设计值	作用（荷载）标准值乘以作用（荷载）分项系数后的值
2.1.21	材料强度标准值	结构或构件设计时，采用的材料强度的基本代表值。按符合规定质量的材料强度的概率分布的某一分位值确定
2.1.22	材料强度设计值	材料强度标准值除以材料性能分项系数后的值
2.1.23	结构重要性系数	用来考虑水利水电工程结构及构件的结构安全级别的系数
2.1.24	设计状况系数	用来考虑在不同设计状况下可以有不同可靠度水平的系数
2.1.25	材料性能分项系数	用来考虑材料性能对其标准值的不利变异的系数
2.1.26	作用（荷载）分项系数	用来考虑作用（荷载）对其标准值的不利变异的系数
2.1.27	结构系数	在分项系数设计表达式中，用来考虑作用（荷载）效应计算和抗力计算不定性以及作用（荷载）分项系数、材料性能分项系数不能完全考虑的其他各种变异性的系数
2.1.28	耐久性	在设计基准期内，结构在正常使用和维护条件下，随时间变化而仍能满足预定功能要求的能力
2.1.29	相对界限受压区高度	受拉钢筋和受压区混凝土同时达到其强度设计值时的混凝土受压区高度与截面有效高度的比值

续表

编号	术 语	涵 义
2.1.30	计算剪跨比	集中荷载作用点至支座截面或节点边缘的距离与截面有效高度的比值
2.1.31	截面抵抗矩的塑性系数	正截面塑性抵抗矩与弹性抵抗矩之比
2.1.32	深受弯构件	跨高比 $l_0/h \leq 5$ 的钢筋混凝土深梁、短梁和厚板的统称
2.1.33	深梁	跨高比 $l_0/h \leq 2$ 的简支梁和跨高比 $l_0/h \leq 2.5$ 的连续梁
2.1.34	短梁	跨高比 $l_0/h \leq 5$ 但大于深梁范畴的梁
2.1.35	厚板	跨高比 $l_0/h \leq 5$ 的板

2.2 材料性能符号

编号	符 号	涵 义
2.2.1	E_c	混凝土弹性模量
2.2.2	E_s	钢筋弹性模量
2.2.3	G_c	混凝土剪变模量
2.2.4	ν_c	混凝土泊松比
2.2.5	C20	表示立方体抗压强度标准值为 20N/mm^2 的混凝土强度等级
2.2.6	F100	表示抗冻为 100 级的混凝土抗冻等级
2.2.7	W2	表示抗渗为 2 级的混凝土抗渗等级
2.2.8	f_{ck}, f_c	混凝土轴心抗压强度标准值、设计值
2.2.9	f_{tk}, f_t	混凝土轴心抗拉强度标准值、设计值
2.2.10	f_{yk}, f_{pyk}	热轧钢筋及冷拉钢筋作为普通钢筋、预应力钢筋时的强度标准值
2.2.11	f_{sk}	冷轧带肋钢筋作为普通钢筋时的强度标准值
2.2.12	f_{ptk}	热处理钢筋、钢丝、钢绞线、冷轧带肋钢筋作为预应力钢筋时的强度标准值
2.2.13	f_y, f'_y	普通钢筋的抗拉、抗压强度设计值
2.2.14	f_{py}, f'_{py}	预应力钢筋的抗拉、抗压强度设计值
2.2.15	f_{yv}	箍筋抗拉强度设计值

2.3 作用（荷载）和作用（荷载）效应符号

编号	符 号	涵 义
2.3.1	$M、N、T、V$	由各作用（荷载）标准值乘以相应的作用分项系数后所产生的效应总和并再乘以结构重要性系数 γ_0 及设计状况系数 ψ 后的弯矩、轴向力、扭矩、剪力设计值
2.3.2	$M_s、N_s$	荷载效应短期组合时，由各作用（荷载）标准值所产生的效应总和并乘以结构重要性系数 γ_0 后的弯矩、轴向力
2.3.3	$M_l、N_l$	荷载效应长期组合时，由各作用（荷载）标准值并考虑荷载长期组合系数后所产生的效应总和再乘以结构重要性系数 γ_0 后的弯矩、轴向力
2.3.4	N_p	后张法构件预应力钢筋及非预应力钢筋的合力
2.3.5	N_{p0}	混凝土法向应力等于零时预应力钢筋及非预应力钢筋的合力
2.3.6	V_c	混凝土的受剪承载力
2.3.7	V_{sv}	箍筋的受剪承载力
2.3.8	V_{sb}	弯起钢筋的受剪承载力
2.3.9	$\sigma_{cs}、\sigma_{cl}$	在荷载效应的短期组合、长期组合下抗裂验算边缘的混凝土法向应力
2.3.10	σ_{pc}	由预加应力产生的混凝土法向应力
2.3.11	$\sigma_{tp}、\sigma_{cp}$	混凝土中的主拉应力、主压应力
2.3.12	$\sigma_s、\sigma_p$	正截面承载力计算中纵向普通钢筋、预应力钢筋的应力
2.3.13	$\sigma_{ss}、\sigma_{sl}$	按荷载效应的短期组合、长期组合计算的构件的纵向受拉钢筋应力
2.3.14	σ_{con}	预应力钢筋张拉控制应力
2.3.15	$\sigma_{po}、\sigma'_{po}$	受拉区、受压区预应力钢筋合力点处混凝土法向应力等于零时的预应力钢筋应力
2.3.16	$\sigma_{pe}、\sigma'_{pe}$	受拉区、受压区预应力钢筋的有效预应力
2.3.17	$\sigma_l、\sigma'_l$	受拉区、受压区预应力钢筋在相应阶段的预应力损失值
2.3.18	τ	混凝土的剪应力

2.4 几何参数符号

编号	符 号	涵 义
2.4.1	a	纵向非预应力及预应力受拉钢筋合力点至截面近边的距离
2.4.2	a_s, a'_s	纵向非预应力受拉钢筋合力点、受压钢筋合力点至截面近边的距离
2.4.3	a_p, a'_p	受拉区纵向预应力钢筋合力点、受压区纵向预应力钢筋合力点至截面近边的距离
2.4.4	b	矩形截面宽度, T形、I形截面腹板的宽度
2.4.5	b_f, b'_f	T形或I形截面受拉区、受压区翼缘的计算宽度
2.4.6	c	混凝土保护层厚度
2.4.7	d	钢筋直径
2.4.8	e, e'	轴向力作用点至纵向受拉钢筋合力点、纵向受压钢筋合力点的距离
2.4.9	e_c	混凝土受压区的合力点到截面重心的距离
2.4.10	e_0	轴向力对截面重心的偏心距
2.4.11	$e_{pe}, e_{pe'}$	换算截面重心、净截面重心至预应力钢筋及非预应力钢筋合力点的距离
2.4.12	h	截面高度
2.4.13	h_0	截面有效高度, 即受拉钢筋的重心至截面受压边缘的距离
2.4.14	h_f, h'_f	T形或I形截面受拉区、受压区翼缘的高度
2.4.15	h_w	截面腹板的高度
2.4.16	i	回转半径
2.4.17	l_n	纵向受拉钢筋的最小锚固长度
2.4.18	l_0	计算跨度或计算长度
2.4.19	r_c	曲率半径
2.4.20	s	箍筋或分布钢筋的间距
2.4.21	x	混凝土受压区计算高度
2.4.22	x_b	界限受压区计算高度
2.4.23	y'_c	混凝土截面重心至受压区边缘的距离
2.4.24	y_0, y_n	换算截面重心、净截面重心至所计算纤维的距离
2.4.25	y_p, y'_p	受拉区、受压区的预应力合力点至换算截面重心的距离
2.4.26	y_s, y'_s	受拉区、受压区的非预应力钢筋重心至换算截面重心的距离
2.4.27	z	纵向受拉钢筋合力点至混凝土受压区合力点之间的距离
2.4.28	A	构件截面面积
2.4.29	A_c	混凝土截面面积
2.4.30	A'_c	混凝土受压区的截面面积
2.4.31	A_0	构件换算截面面积

续表

编号	符 号	涵 义
2.4.32	A_n	构件净截面面积
2.4.33	A_s, A'_s	受拉区、受压区纵向非预应力钢筋的截面面积
2.4.34	A_{se}	有效受拉混凝土截面面积
2.4.35	A_p, A'_p	受拉区、受压区纵向预应力钢筋的截面面积
2.4.36	A_{st}	抗扭纵向钢筋的全部截面面积
2.4.37	A_{svl}, A_{stl}	受剪、受扭计算中单肢箍筋的截面面积
2.4.38	A_{sv}, A_{sh}	同一截面内各肢竖向箍筋、水平箍筋的全部截面面积
2.4.39	A_{sb}, A_{pb}	同一弯起平面内非预应力、预应力弯起钢筋的截面面积
2.4.40	A_l	混凝土局部受压面积
2.4.41	B_s	受弯构件的短期刚度
2.4.42	B_l	受弯构件的长期刚度
2.4.43	W_t	截面受拉边缘的弹性抵抗矩；受扭构件的截面受扭塑性抵抗矩
2.4.44	W_c	截面受压边缘的弹性抵抗矩
2.4.45	W_0	换算截面受拉边缘的弹性抵抗矩
2.4.46	I_c	混凝土截面对于其本身重心轴的惯性矩
2.4.47	I_0	换算截面惯性矩
2.4.48	I_n	净截面惯性矩
2.4.49	w_{max}	最大裂缝宽度

2.5 计算系数及其他符号

编号	符 号	涵 义
2.5.1	a	混凝土的导温系数
2.5.2	c	混凝土的比热
2.5.3	α_1	裂缝宽度验算时考虑构件受力特征的系数
2.5.4	α_2	裂缝宽度验算时考虑钢筋表面形状的系数
2.5.5	α_3	裂缝宽度验算时考虑荷载长期作用影响的系数
2.5.6	α_c	混凝土线膨胀系数
2.5.7	α_{ct}	混凝土拉应力限制系数
2.5.8	α_E	钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值
2.5.9	β	混凝土局部受压时的强度提高系数；混凝土的放热系数
2.5.10	β_t	剪扭构件混凝土受扭承载力降低系数
2.5.11	γ	受拉区混凝土塑性影响系数
2.5.12	γ_m	截面抵抗矩的塑性系数
2.5.13	γ_d	结构系数

续表

编号	符 号	涵 义
2.5.14	γ_G	永久作用（荷载）分项系数
2.5.15	γ_Q	可变作用（荷载）分项系数
2.5.16	γ_0	结构重要性系数
2.5.17	η	偏心受压构件考虑挠曲影响的轴向力偏心距增大系数
2.5.18	θ	考虑荷载长期作用对挠度增大的影响系数
2.5.19	λ	计算剪跨比；混凝土的导热系数
2.5.20	ξ_b	受拉钢筋和受压区混凝土同时达到强度设计值时的相对界限受压区计算高度
2.5.21	ρ	纵向受拉钢筋配筋率；可变作用（荷载）标准值的长期组合系数
2.5.22	ρ_{min}	最小配筋率
2.5.23	ρ_{0min}	基本最小配筋率
2.5.24	ρ_{sv}	竖向箍筋或竖向分布钢筋的配筋率
2.5.25	ρ_{sh}	水平箍筋或水平分布钢筋的配筋率
2.5.26	ρ_{te}	纵向受拉钢筋的有效配筋率
2.5.27	ρ_v	间接钢筋的体积配筋率
2.5.28	φ	轴心受压构件的稳定系数
2.5.29	ψ	设计状况系数
2.5.30	ω	荷载分布的影响系数

3 材 料

3.1 混 凝 土

3.1.1 混凝土应满足强度要求；并应根据建筑物的工作条件、地区气候等具体情况，分别满足抗渗、抗冻、抗侵蚀、抗冲刷等耐久性的要求。

3.1.2 混凝土强度等级应由按标准方法制作养护的边长为 150mm 的立方体试件，在 28d 龄期用标准试验方法测得的具有 95% 保证率的抗压强度标准值确定。

注：混凝土强度等级用符号 C 和立方体抗压强度标准值（以 N/mm^2 计）表示。

3.1.3 混凝土强度标准值应按表 3.1.3 采用。

表 3.1.3 混凝土强度标准值 (N/mm^2)

强度种类	符号	混 凝 土 强 度 等 级										
		C10	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60
轴心抗压	f_{ck}	6.7	10.0	13.5	17.0	20.0	23.5	27.0	29.5	32.0	34.0	36.0
轴心抗拉	f_{tk}	0.90	1.20	1.50	1.75	2.00	2.25	2.45	2.60	2.75	2.85	2.95

在混凝土结构构件设计中,不宜利用混凝土的后期强度。但经充分论证后,也可根据建筑物的型式、地区的气候条件以及开始承受荷载的时间,采用 60d 或 90d 龄期的抗压强度。

混凝土不同龄期的抗压强度增长率,应通过试验确定。当无试验资料时,可按照附录 A 采用。

3.1.4 构件设计时,混凝土强度设计值应按表 3.1.4 采用。

3.1.5 对防止温度裂缝有较高要求的大体积混凝土结构,设计时应应对混凝土提出高延伸率和低热性要求,宜选用低热水泥或掺加合适的掺合料与外加剂。

3.1.6 混凝土的重力密度(重度)应由试验确定。当无试验资料时,素混凝土可按 24kN/m^3 、钢筋混凝土可按 25kN/m^3 采用。

表 3.1.4 混凝土强度设计值 N/mm^2

强度种类	符号	混凝土强度等级										
		C10	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60
轴心抗压	f_c	5.0	7.5	10.0	12.5	15.0	17.5	19.5	21.5	23.5	25.0	26.5
轴心抗拉	f_t	0.65	0.90	1.10	1.30	1.50	1.65	1.80	1.90	2.00	2.10	2.20

注:计算现浇的钢筋混凝土柱时,如截面的长边或直径小于 300mm,则表中强度设计值应乘以系数 0.8。

3.1.7 28d 龄期时混凝土受压或受拉弹性模量 E_c 可按表 3.1.7 采用。混凝土的泊松比 ν_c 可取为 0.167。混凝土剪变模量 G_c 可按表 3.1.7 混凝土弹性模量的 0.4 倍采用。

表 3.1.7 混凝土弹性模量 E_c N/mm^2

混凝土强度等级	弹性模量	混凝土强度等级	弹性模量
C10	1.75×10^4	C40	3.25×10^4
C15	2.20×10^4	C45	3.35×10^4
C20	2.55×10^4	C50	3.45×10^4
C25	2.80×10^4	C55	3.55×10^4
C30	3.00×10^4	C60	3.60×10^4
C35	3.15×10^4		

3.2 钢 筋

3.2.1 钢筋混凝土结构及预应力混凝土结构的钢筋,应按下列规定选用:

(1) 普通钢筋宜采用 I 级、II 级、III 级钢筋和 LL550 级冷轧带肋钢筋,也可采用冷拉 I 级 ($d \leq 12\text{mm}$) 钢筋;

(2) 预应力钢筋宜采用碳素钢丝、刻痕钢丝、钢绞线、热处理钢筋,也可采用冷拉 II、III、IV 级钢筋。

对中小型构件中的预应力钢筋宜采用 LL650 级或 LL800 级冷轧带肋钢筋。

注:普通钢筋系指用于钢筋混凝土结构中的钢筋和预应力混凝土结构中的非预应力钢筋。

3.2.2 钢筋的强度标准值应具有不小于 95% 的保证率。

热轧钢筋和冷拉钢筋的强度标准值系根据屈服强度确定。对普通钢筋用 f_{yk} 表示;对预应力钢筋用 f_{pyk} 表示。

钢丝、钢绞线、热处理钢筋和冷轧带肋钢筋的强度标准值系根据极限抗拉强度确定。对

LL550级冷轧带肋钢筋用 f_{stk} 表示；对预应力钢丝、钢绞线、热处理钢筋、LL650级和LL800级冷轧带肋钢筋用 f_{ptk} 表示。

普通钢筋的强度标准值和预应力钢筋的强度标准值应按表 3.2.2-1 及表 3.2.2-2 采用。若设计中仍采用冷拔低碳钢丝，则其强度标准值可按照有关规范的规定采用。

表 3.2.2-1 钢筋强度标准值 (N/mm²)

种 类		f_{yk} 或 f_{pyk} 或 f_{stk} 或 f_{ptk}
热轧钢筋	I 级 (Q235)	235
	II 级 (20MnSi、20MnNb(b))	335
	III 级 (20MnSiV、20MnTi、K20MnSi)	400
	IV 级 (40Si ₂ MnV、45SiMnV、45Si ₂ MnTi)	540
冷拉钢筋	I 级 ($d \leq 12$)	280
	II 级 ($d \leq 25$) ($d = 28 \sim 40$)	450 430
	III 级	500
	IV 级	700
冷轧带肋钢筋	LL550 ($d = 4 \sim 12$)	550
	LL650 ($d = 4 \sim 6$)	650
	LL800 ($d = 5$)	800
热处理钢筋	40Si ₂ Mn ($d = 6$) 48Si ₂ Mn ($d = 8.2$) 45Si ₂ Cr ($d = 10$)	1470

注：III 级 K20MnSi 钢筋系余热处理钢筋。

3.2.3 钢筋抗拉强度设计值 f_y 或 f_{py} 及钢筋抗压强度设计值 f'_y 或 f'_{py} ，应分别按表 3.2.3-1 及表 3.2.3-2 采用。若设计中仍采用冷拔低碳钢丝，则其强度设计值可按照有关规范的规定采用。

表 3.2.2-2 钢丝、钢绞线强度标准值 (N/mm²)

种 类		f_{ptk}
碳素钢丝	$\phi 4$ 、 $\phi 5$	1470、1570、1670、1770
	$\phi 6$	1570、1670
	$\phi 7$ 、 $\phi 8$ 、 $\phi 9$	1470、1570
刻痕钢丝	$\phi 5$ 、 $\phi 7$	1470、1570

种 类			f_{ptk}
钢绞线	二股	(2 ϕ 5) $d=10$	1720
		(2 ϕ 6) $d=12$	
	三股	(3 ϕ 5) $d=10.8$	1720
		(3 ϕ 6) $d=12.9$	
	七股	(7 ϕ 3) $d=9.0$	1670、1770
		(7 ϕ 4) $d=12.0$	1570、1670
		(7 ϕ 5) $d=15.0$	1470、1570
		$d=9.5$	1860
		$d=11.1$	1860
		$d=12.7$	1860
		$d=15.2$	1720、1820、1860

注：1. 碳素钢丝和刻痕钢丝系指 GB5223—1995《预应力混凝土用钢丝》中的消除应力的高强度圆形钢丝。

2. 根据国家标准，同一规格的钢丝（钢绞线）有不同的强度级别，因此表中对同一规格的钢丝（钢绞线）列出了相应的 f_{ptk} 值，在设计中可自行选用。

3. 钢绞线直径 d 系指钢绞线截面的外接圆直径，即公称直径。

表 3.2.3-1 钢筋强度设计值 (N/mm^2)

种 类		f_y 或 f_{py}	f'_y 或 f'_{py}
热轧钢筋	I 级 (Q235)	210	210
	II 级 [20MnSi、20MnNb(b)]	310	310
	III 级 (20MnSiV、20MnTi、K20MnSi)	360	360
	IV 级 (40Si ₂ MnV、45SiMnV、45Si ₂ MnTi)	500	400
冷拉钢筋	I 级 ($d \leq 12$)	250	210
	II 级 ($d \leq 25$) ($d = 28 \sim 40$)	380	310
		360	310
	III 级	420	360
	IV 级	580	400
冷轧带肋钢筋	LL550 ($d = 4 \sim 12$)	360	360
	LL650 ($d = 4 \sim 6$)	430	380
	LL800 ($d = 5$)	530	380
热处理钢筋	40Si ₂ Mn ($d = 6$)	1000	400
	48Si ₂ Mn ($d = 8.2$)		
	45Si ₂ Cr ($d = 10$)		

注：1. 在钢筋混凝土结构中，轴心受拉和小偏心受拉构件的钢筋抗拉强度设计值大于 $310N/mm^2$ 时，仍应按 $310N/mm^2$ 取用；其他构件的钢筋抗拉强度设计值大于 $360N/mm^2$ 时，仍应按 $360N/mm^2$ 取用；对于直径大于 12mm 的 I 级钢筋，如经冷拉，不得利用冷拉后的强度。

2. 成盘供应的 LL550 级冷轧带肋钢筋经机械调直后，抗拉及抗压强度设计值应降低 $20N/mm^2$ 。

3. 结构构件中配有不同种类的钢筋时，每种钢筋根据其受力情况应采用各自的强度设计值。

表 3.2.3-2 钢丝、钢绞线强度设计值 (N/mm²)

种 类			f_{py}	f'_{py}
碳素钢丝	$\phi 4 \sim \phi 9$	$f_{pyk} = 1770$	1200	400
		$f_{pyk} = 1670$	1130	
		$f_{pyk} = 1570$	1070	
		$f_{pyk} = 1470$	1000	
刻痕钢丝	$\phi 5、\phi 7$	$f_{pyk} = 1570$	1070	360
		$f_{pyk} = 1470$	1000	
钢绞线	二股	$f_{pyk} = 1720$	1170	360
	三股	$f_{pyk} = 1720$	1170	360
	七股	$f_{pyk} = 1860$	1260	360
		$f_{pyk} = 1820$	1240	
		$f_{pyk} = 1770$	1200	
		$f_{pyk} = 1720$	1170	
		$f_{pyk} = 1670$	1130	
		$f_{pyk} = 1570$	1070	
		$f_{pyk} = 1470$	1000	

注：当碳素钢丝、刻痕钢丝、钢绞线的强度标准值不符合表 3.2.2-2 的规定时，其强度设计值应进行换算。

3.2.4 钢筋弹性模量 E_s 应按表 3.2.4 采用。

表 3.2.4 钢筋弹性模量 (N/mm²)

种 类	E_s
I 级钢筋、冷拉 I 级钢筋	2.1×10^5
II 级钢筋、III 级钢筋、IV 级钢筋、热处理钢筋、碳素钢丝	2.0×10^5
冷轧带肋钢筋	1.9×10^5
冷拉 II 级钢筋、冷拉 III 级钢筋、冷拉 IV 级钢筋、刻痕钢丝、钢绞线	1.8×10^5

注：钢绞线也可采用实测的弹性模量。

4 基本设计规定

4.1 一般规定

- 4.1.1 本规范采用概率极限状态设计原则，以分项系数设计表达式进行设计。
- 4.1.2 水工混凝土结构的极限状态可分为承载能力极限状态和正常使用极限状态两类。
- 设计时，应根据承载能力及正常使用极限状态的要求，分别按下列规定进行计算和验算：
- (1) 承载能力及稳定：所有结构构件均应进行承载能力计算；必要时尚应进行结构的抗倾、抗滑及抗浮验算；对需要抗震设防的结构，尚应进行结构的抗震承载能力计算。
- (2) 变形：对使用上需控制变形值的结构构件，应进行变形验算。

(3) 抗裂或裂缝宽度：对使用上要求进行裂缝控制的结构构件，应进行抗裂或裂缝宽度验算。

4.1.3 水工混凝土结构设计时，应根据 SDJ12—1978《水利水电枢纽工程等级划分及设计标准（山区、丘陵区部分）》的规定，按水工建筑物的级别，采用不同的水工建筑物的结构安全级别。

水工建筑物的结构安全级别按表 4.1.3 划分为三级。

表 4.1.3 水工建筑物结构安全级别

水工建筑物级别	水工建筑物的结构安全级别	水工建筑物级别	水工建筑物的结构安全级别
1	I	4, 5	III
2, 3	II		

对有特殊安全要求的水工建筑物，其结构安全级别应经专门研究确定。

结构及结构构件的结构安全级别，可根据其在水工建筑物中的部位、本身破坏对水工建筑物安全影响的大小，采用与水工建筑物的结构安全级别相同或降低一级，但不得低于 III 级。

4.1.4 结构设计时，应根据结构在施工、安装、运行、检修等不同时期可能出现的不同结构体系、作用（荷载）和环境条件，按以下三种设计状况设计：①持久状况；②短暂状况；③偶然状况。

三种设计状况均应进行承载能力极限状态设计。对持久状况尚应进行正常使用极限状态设计，对短暂状况可根据需要进行正常使用极限状态设计，对偶然状况可不进行正常使用极限状态设计。

4.1.5 按承载能力极限状态设计时，应考虑下列两种作用（荷载）效应组合：①基本组合；②偶然组合。

按正常使用极限状态设计时，应考虑下列两种作用（荷载）效应组合：①短期组合；②长期组合。

4.1.6 对预制构件进行施工吊装验算时，预制构件自重应计入动力系数，动力系数可取为 1.5；根据构件吊装时的实际受力情况，也可适当增减。

4.1.7 无法按杆件结构力学方法求得截面内力的钢筋混凝土结构，可由弹性力学分析方法求得截面的应力图形面积以确定配筋数量；或按钢筋混凝土有限元方法进行分析。

4.1.8 建筑物在施工和运行期间，如温度的变化对建筑物有较大影响时，应进行温度应力计算，并宜采用构造措施和施工措施以消除或减少温度应力。使用中允许出现裂缝的钢筋混凝土结构构件，在计算温度应力时，应考虑裂缝开展而使构件刚度降低的影响。

4.1.9 在水工建筑物设计中，必要时应考虑作用在构件截面上的渗透压力，并宜采用专门的排水、防渗、止水措施，以降低渗透压力。

4.1.10 水工混凝土结构所处的环境条件可分为下列四个类别：

一类——室内正常环境；

二类——露天环境，长期处于地下或水下的环境；

三类——水位变动区，或有侵蚀性地下水的地下环境；

四类——海水浪溅区及盐雾作用区，潮湿并有严重侵蚀性介质作用的环境。

注：1. 大气区与浪溅区的分界线为设计最高水位加 1.5m；浪溅区与水位变动区的分界线为设计最高

水位减 1.0m；水位变动区与水下区的分界线为设计最低水位减 1.0m。盐雾作用区为离海岸线 500m 范围内的地区；

2. 冻融比较严重的三类环境条件的建筑物，可将其环境类别提高为四类。

4.2 承载力极限状态计算规定

4.2.1 对于基本组合，应采用下列极限状态设计表达式：

$$\gamma_0 \psi S(\gamma_G G_k, \gamma_Q Q_k, a_k) \leq \frac{1}{\gamma_d} R(f_d, a_k) \quad (4.2.1)$$

式中： γ_0 ——结构重要性系数，对结构安全级别为 I、II、III 级的结构及构件，可分别取 1.1, 1.0, 0.9；

ψ ——设计状况系数，对应于持久状况、短暂状况、偶然状况，可分别取 1.0, 0.95, 0.85；

$S(\cdot)$ ——作用（荷载）效应函数；

$R(\cdot)$ ——结构构件抗力函数；

γ_d ——结构系数，按表 4.2.1 取用；

γ_G ——永久作用（荷载）分项系数，按附录 B 取用；

γ_Q ——可变作用（荷载）分项系数，按附录 B 取用；

G_k ——永久作用（荷载）标准值；

Q_k ——可变作用（荷载）标准值；

f_d ——材料强度设计值，按表 3.1.4、表 3.2.3-1 及表 3.2.3-2 取用；

a_k ——结构构件几何参数的标准值。

注：本规范的承载力极限状态计算的有关条文中，所有内力设计值（N、M、V、T 等）系指由各作用（荷载）标准值乘以相应的作用（荷载）分项系数后所产生的效应总和并再乘以结构重要性系数 γ_0 及设计状况系数 ψ 后的值。

表 4.2.1 承载力极限状态计算时的结构系数 γ_d 值表

素混凝土结构		钢筋混凝土及预应力混凝土结构
受拉破坏	受压破坏	
2.00	1.30	1.20

注：1. 承受永久作用（荷载）为主的构件，结构系数 γ_d 应按表中数值增加 0.05，但承受土重和土压力为主的构件可不增加。

2. 对新型结构，结构系数 γ_d 可适当提高。

4.2.2 对于偶然组合，极限状态设计表达式宜按下列原则确定：

- (1) 偶然作用分项系数可取为 1.0；
- (2) 参与组合的某些可变作用，可根据各类水工建筑物设计规范的规定作适当折减；
- (3) 结构系数 γ_d 值可按表 4.2.1 的规定取用。

4.3 正常使用极限状态验算规定

4.3.1 结构构件正常使用极限状态应分别按作用（荷载）效应的短期组合和长期组合进行设计。

对于短期组合，应采用下列设计表达式：

$$\gamma_0 S_s(G_k, Q_k, f_k, a_k) \leq c_1 / \gamma_{d3} \quad (4.3.1-1)$$

对于长期组合, 应采用下列设计表达式:

$$\gamma_0 S_l(G_k, \rho Q_k, f_k, a_k) \leq c_2 / \gamma_{d4} \quad (4.3.1-2)$$

上二式中: c_1 、 c_2 ——结构的功能限值;

$S_s(\cdot)$ 、 $S_l(\cdot)$ ——作用(荷载)效应短期组合和长期组合时的功能函数;

f_k ——材料强度标准值, 按表 3.1.3、表 3.2.2-1 及表 3.2.2-2 取用;

ρ ——可变作用标准值的长期组合系数, 可参照有关荷载规范的规定及工程经验取用;

γ_{d3} 、 γ_{d4} ——正常使用极限状态短期组合、长期组合的结构系数。

注: 本规范的正常使用极限状态计算的有关条文中, 荷载效应短期组合时的内力值(N_s 、 M_s 等)系指由各作用(荷载)标准值所产生的效应总和并乘以结构重要性系数 γ_0 后的值; 荷载效应长期组合时的内力值(N_l 、 M_l 等)系指由各作用(荷载)标准值并考虑荷载长期组合系数后所产生的效应总和再乘以结构重要性系数 γ_0 后的值。

4.3.2 钢筋混凝土结构构件设计时, 应根据使用要求进行不同的裂缝控制验算。

(1) 抗裂验算: 承受水压的轴心受拉构件、小偏心受拉构件以及发生裂缝后会严重渗漏的其他构件, 应进行抗裂验算。如有可靠防渗措施或不影响正常使用时, 也可不进行抗裂验算。

抗裂验算时, 结构构件受拉边缘的拉应力不应超过以混凝土拉应力限制系数 α_{ct} 控制的应力值, 对于荷载效应的短期组合, α_{ct} 取为 0.85; 对于长期组合, α_{ct} 取为 0.7。

(2) 裂缝宽度验算: 需进行裂缝宽度验算的结构构件, 应按荷载效应的短期组合和长期组合两种情况分别进行验算, 其最大裂缝宽度计算值不应超过表 4.3.2 所规定的允许值。

表 4.3.2 钢筋混凝土结构构件最大裂缝宽度允许值 (mm)

环境条件 类别	最大裂缝宽度允许值	
	短期组合	长期组合
一	0.40	0.35
二	0.30	0.25
三	0.25	0.20
四	0.15	0.10

注: 1. 当结构构件承受水压且水力梯度 $i > 20$ 时, 表列数字宜减小 0.05。

2. 结构构件的混凝土保护层厚度大于 50mm 时, 表列数字可增加 0.05。

3. 若结构构件表面设有专门的防渗面层等防护措施时, 最大裂缝宽度允许值可适当加大。

4.3.3 预应力混凝土结构构件设计时, 应按表 4.3.3 根据环境条件类别和预应力钢筋种类选用不同的裂缝控制等级:

一级——严格要求不出现裂缝的构件, 按荷载效应的短期组合进行计算, 构件受拉边缘混凝土不应产生拉应力。

二级——一般要求不出现裂缝的构件, 按荷载效应的短期组合和长期组合分别进行计算, 构件受拉边缘混凝土允许产生拉应力, 但拉应力不应超过以混凝土拉应力限制系数 α_{ct} 控制的应力值。 α_{ct} 值见表 4.3.3。

三级——允许出现裂缝的构件, 按荷载效应的短期组合和长期组合两种情况分别进行计算, 最大裂缝宽度计算值不应超过表 4.3.3 所列的允许值。

表 4.3.3 预应力混凝土构件裂缝控制等级、混凝土拉应力限制
系数及最大裂缝宽度允许值

环境条件 类 别	钢 筋 种 类	
	冷拉Ⅱ级钢筋 冷拉Ⅲ级钢筋 冷拉Ⅳ级钢筋	碳素钢丝 刻痕钢丝 钢绞线 热处理钢筋 冷轧带肋钢筋
一	三级 0.2mm (0.15mm)	二级 $\sigma_{ct} = 0.7$ (0.4)
二	二级 $\sigma_{ct} = 0.7$ (0.4)	二级 $\sigma_{ct} = 0.5$ (0.3)
三	二级 $\sigma_{ct} = 0.5$ (0.3)	一级
四	一级	一级

注：1. 表中数值为荷载效应短期组合的数据，括号内数值为长期组合的数据。

2. 当有可靠的论证时，预应力混凝土构件的抗裂要求可适当放宽。

4.3.4 受弯构件的最大挠度应按荷载效应的短期组合和长期组合两种情况分别进行验算，其计算值不应超过表 4.3.4 规定的允许值。

表 4.3.4 受弯构件的允许挠度

项次	构 件 类 型	允许挠度 (以计算跨度 l_0 计算)	
		短期组合	长期组合
1	吊车梁： 手动吊车 电动吊车	$l_0/500$ $l_0/600$	— —
2	渡槽槽身： 当 $l_0 \leq 10\text{m}$ 时 当 $l_0 > 10\text{m}$ 时	$l_0/400$ $l_0/500$	$l_0/450$ $l_0/550$
3	工作桥及启闭机下大梁	$l_0/400$	—
4	屋盖、楼盖 当 $l_0 < 7\text{m}$ 时 当 $7\text{m} \leq l_0 \leq 9\text{m}$ 时 当 $l_0 > 9\text{m}$ 时	$l_0/200$ $l_0/250$ $l_0/300$	$l_0/250$ $l_0/300$ $l_0/400$

注：1. 如果构件制作时预先起拱，则在验算最大挠度值时，可将计算所得的挠度减去起拱值。

2. 悬臂构件的允许挠度值按表中相应数值乘 2 取用。

3. 对预应力混凝土构件尚可减去预加应力所产生的反拱值。

4.4 结构耐久性要求

4.4.1 设计永久性建筑物时，应满足结构的耐久性要求。

设计时可按结构所处的环境类别提出相应的耐久性要求。也可根据结构表层保护措施的实际情况及预期的施工质量控制水平,将环境类别适当提高或降低,但不应低于一类,也不应高于四类。

临时性建筑物及大体积结构的内部混凝土可不提出耐久性要求。

4.4.2 混凝土强度等级不宜低于表 4.4.2 所列数值。

4.4.3 钢筋混凝土与预应力混凝土结构的混凝土水灰比不宜大于表 4.4.3 所列数值。素混凝土结构的最大水灰比可按表 4.4.3 所列数值增大 0.05。

表 4.4.2 混凝土最低强度等级

环境条件类别	素混凝土	钢筋混凝土		预应力混凝土	
		I 级钢筋	II、III 级钢筋	热轧钢筋、冷轧带肋钢筋	高强钢丝、热处理钢筋
一	C10	C15	C20	C30	C40
二	C15	C15	C20	C30	C40
三	C15	C20	C25	C35	C40
四	C20	C25	C30	C35	C40

注:1. 桥面及处于露天的梁、柱结构,混凝土强度等级不宜低于 C25。

2. 有抗冲耐磨要求的部位,应进行专门研究确定,且混凝土强度等级不应低于 C25。

表 4.4.3 混凝土最大水灰比

环境条件类别	最大水灰比	环境条件类别	最大水灰比
一	0.65	三	0.55
二	0.60	四	0.45

注:1. 结构类型为薄壁或薄腹构件时,最大水灰比宜适当减小。

2. 处于三、四类环境条件又受冻严重或受冲刷严重的结构,最大水灰比应按照《水工建筑物抗冰冻设计规范》的规定执行。

3. 承受水力梯度较大的结构,最大水灰比宜适当减小。

4.4.4 混凝土的水泥用量不宜少于表 4.4.4 所列数值。

表 4.4.4 混凝土的最小水泥用量(kg/m³)

环境条件类别	最小水泥用量		
	素混凝土	钢筋混凝土	预应力混凝土
一	200	220	280
二	230	260	300
三	270	300	340
四	300	360	380

注:当掺加有效外加剂及高效掺合料时,最小水泥用量可适当减小。

4.4.5 对于有抗渗性要求的结构,混凝土应满足有关抗渗等级的规定。

混凝土抗渗等级按 28d 龄期的标准试件测定,混凝土抗渗等级分为:W2、W4、W6、W8、W10、W12 六级。

根据建筑物开始承受水压力的时间,也可利用 60d 或 90d 龄期的试件测定抗渗等级。

结构所需的混凝土抗渗等级应根据所承受的水头、水力梯度以及下游排水条件、水质条件

和渗透水的危害程度等因素确定,并不得低于表 4.4.5 的规定值。

表 4.4.5 混凝土抗渗等级的最小允许值

项次	结构类型及运用条件		抗渗等级
1	大体积混凝土结构的下游面及建筑物内部		W2
2	大体积混凝土结构的挡水面	$H < 30$	W4
		$H = 30 \sim 70$	W6
		$H = 70 \sim 150$	W8
		$H > 150$	W10
3	素混凝土及钢筋混凝土结构构件其背水面能自由渗水者	$i < 10$	W4
		$i = 10 \sim 30$	W6
		$i = 30 \sim 50$	W8
		$i > 50$	W10

注:1. 表中 H 为水头(m), i 为水力梯度。

2. 当结构表层设有专门可靠的防渗层时,表中规定的混凝土抗渗等级可适当降低。
3. 承受侵蚀水作用的结构,混凝土抗渗等级应进行专门的试验研究,但不得低于 W4。
4. 埋置在地基中的结构构件(如基础防渗墙等),可按照表中第 3 项的规定选择混凝土抗渗等级。
5. 对背水面能自由渗水的素混凝土及钢筋混凝土结构构件,当水头小于 10m 时,其混凝土抗渗等级可根据表中第 3 项降低一级。
6. 对严寒、寒冷地区且水力梯度较大的结构,其抗渗等级应按表中的规定提高一个等级。

4.4.6 混凝土抗冻等级按 28d 龄期的试件用快冻试验方法测定,分为 F400、F300、F200、F150、F100、F50 六级。经论证,也可用 60d 或 90d 龄期的试件测定。

对于有抗冻要求的结构,应按表 4.4.6 根据气候分区、冻融循环次数、表面局部小气候条件、水分饱和程度、结构构件重要性和检修条件等选定抗冻等级。在不利因素较多时,可选用提高一级的抗冻等级。

表 4.4.6 混凝土抗冻等级

项次	气候分区	严寒		寒冷		温和
	年冻融循环次数(次)	≥ 100	< 100	≥ 100	< 100	—
1	受冻后果严重且难于检修的部位 (1)水电站尾水部位、蓄能电站进出口的冬季水位变化区,闸门槽二期混凝土,轨道基础; (2)冬季通航或受电站尾水位影响的不通航船闸的水位变化区; (3)流速大于 25m/s、过冰、多沙或多推移质的溢洪道,或其他输水部位的过水面及二期混凝土; (4)冬季有水的露天钢筋混凝土压力水管、渡槽、薄壁闸门井	F300	F300	F300	F200	F100

续表

项次	气候分区	严寒		寒冷		温和
	年冻融循环次数(次)	≥ 100	< 100	≥ 100	< 100	—
2	受冻后果严重但有检修条件的部位 (1)大体积混凝土结构上游面冬季水位变化区; (2)水电站或船闸的尾水渠及引航道的挡墙、护坡; (3)流速小于 25m/s 的溢洪道、输水洞、引水系统的过水面; (4)易积雪、结霜或饱和的路面、平台栏杆、挑檐及竖井薄壁等构件	F300	F200	F200	F150	F50
3	受冻较重部位 (1)大体积混凝土结构外露的阴面部位; (2)冬季有水或易长期积雪结冰的渠系建筑物	F200	F200	F150	F150	F50
4	受冻较轻部位 (1)大体积混凝土结构外露的阳面部位; (2)冬季无水干燥的渠系建筑物; (3)水下薄壁构件; (4)流速大于 25m/s 的水下过水面	F200	F150	F100	F100	F50
5	水下、土中及大体积内部的混凝土	F50	F50	—	—	—

注:1. 气候分区划分标准为:

严寒:最冷月平均气温低于 -10°C ;

寒冷:最冷月平均气温高于 -10°C ,但低于 -3°C ;

温和:最冷月平均气温高于 -3°C 。

2. 冬季水位变化区是指运行期可能遇到的冬季最低水位以下 0.5~1m 至冬季最高水位以上 1m(阳面)、2m(阴面)、4m(水电站尾水区)的部位。

3. 阳面指冬季大多为晴天,平均每天有 4h 阳光照射,不受山体或建筑物遮挡的表面,否则均按阴面考虑。

4. 最冷月平均气温低于 -25°C 地区的混凝土抗冻等级应根据具体情况研究确定。

5. 在无抗冻要求的地区,混凝土抗冻等级也不宜低于 F50。

4.4.7 抗冻混凝土必须掺加引气剂。其水泥、掺合料、外加剂的品种和数量,水灰比、配比及含气量等应通过试验确定或按照《水工建筑物抗冰冻设计规范》选用。

4.4.8 对于接触侵蚀性介质的结构,应采用抗侵蚀性水泥,或同时采用特殊防护措施等。

对遭受高速水流空蚀的部位,应采用合理的结构型式、改善通气条件、提高混凝土密实度、严格控制结构表面的平整度或设置专门防护面层等措施。在有泥沙磨蚀的部位,应采用质地坚硬的骨料、降低水灰比、提高混凝土强度等级、改进施工方法,必要时还应采用耐磨护面材料。

4.4.9 结构的型式应有利于排去局部积水,避免水气凝聚于区间。当环境条件类别为三、四类时,不宜采用薄壁和薄腹的结构型式。

5 素混凝土结构构件承载能力极限状态计算

5.1 一般规定

5.1.1 素混凝土不得用于轴心受拉或偏心受拉构件。当裂缝形成会导致破坏、导致不允许的变形或破坏结构的抗渗性能时,不应采用素混凝土受弯构件或合力作用点超出截面范围的偏心受压构件。

经论证,围岩中的隧洞衬砌等可不受上述规定的限制。

5.1.2 对素混凝土结构构件应进行下列计算:

- (1) 承载能力计算,包括结构稳定性验算;
- (2) 承受局部荷载部位的局部受压计算。

5.2 受压构件

5.2.1 素混凝土受压构件的承载力计算,应根据结构的工作条件及轴向力至截面重心的距离 e_0 值的大小,选择下列两种方法之一进行:

- (1) 不考虑混凝土受拉区作用,仅对受压区承载力进行计算;
- (2) 考虑混凝土受拉区作用,对受拉区和受压区承载力同时进行计算。

对于没有抗裂要求的构件,当 $e_0 < 0.4y'_c$ 时,可按第一种方法计算;当 $0.4y'_c \leq e_0 \leq 0.8y'_c$ 时,也可按第一种方法进行计算,并应在混凝土受拉区配置构造钢筋,其配筋量不少于构件截面面积的 0.05%,但每米宽度内的钢筋截面面积不大于 1500mm^2 。如能满足第二种计算方法的要求,则可不配置此项构造钢筋。

对于有抗裂要求的构件(例如承受水压的构件)或没有抗裂要求而 $e_0 > 0.8y'_c$ 的构件,应按第二种方法计算。

y'_c 为截面重心至受压区边缘的距离。

5.2.2 当计算素混凝土受压构件的正截面承载力而不考虑混凝土受拉区作用时,假定受压区的法向应力图形为矩形,其应力值等于混凝土的轴心抗压强度设计值,此时,轴向力作用点与受压区混凝土合力点相重合。对称于弯矩作用平面的任意截面的受压构件,其受压承载力应按下式计算:

$$N \leq \frac{1}{\gamma_d} \varphi f_c A'_c \quad (5.2.2-1)$$

受压区高度 x 应按下列条件确定:

$$e_c = e_0 \quad (5.2.2-2)$$

此时, e_0 尚应符合下列要求:

$$e_0 \leq 0.8y'_c \quad (5.2.2-3)$$

矩形截面的受压构件,其受压承载力应按下列公式计算(图 5.2.2):

$$N \leq \frac{1}{\gamma_d} \varphi f_c b(h - 2e_0) \quad (5.2.2-4)$$

上四式中： N ——轴向力设计值；
 φ ——素混凝土构件的稳定系数，按表 5.2.2-1 采用；
 f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值，按表 3.1.4 采用；
 A'_c ——混凝土受压区的截面面积；
 γ_d ——素混凝土结构受压破坏的结构系数，按表 4.2.1 采用；
 e_c ——混凝土受压区的合力点至截面重心的距离；
 e_0 ——轴向力作用点至截面重心的距离；
 y'_c ——截面重心至受压区边缘的距离；
 b ——矩形截面宽度；
 h ——矩形截面高度。

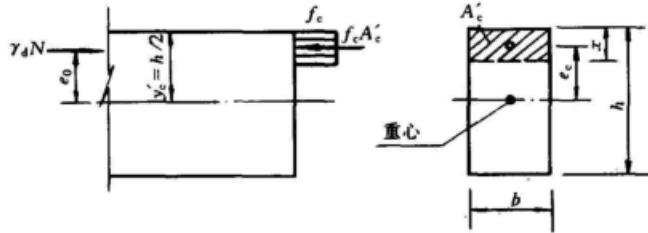


图 5.2.2 矩形截面的素混凝土受压构件受压承载力计算图

表 5.2.2-1 素混凝土结构构件的稳定系数 φ

l_0/b	<4	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30
l_0/i	<14	14	21	28	35	42	49	56	63	70	76	83	90	97	104
φ	1.00	0.98	0.96	0.91	0.86	0.82	0.77	0.72	0.68	0.63	0.59	0.55	0.51	0.47	0.44

注：表中 b 为矩形截面的边长，其取值对轴心受压构件为短边尺寸，对偏心受压构件为弯矩作用平面的截面高度。 i 为任意截面的回转半径，其取值对轴心受压构件为最小回转半径，对偏心受压构件为弯矩作用平面的回转半径。 l_0 为构件计算长度，按表 5.2.2-2 采用。

表 5.2.2-2 构件的计算长度

构件及两端约束情况		计算长度 l_0
直杆	两端固定	$0.5l$
	一端固定，一端为不移动的铰	$0.7l$
	两端均为不移动的铰	$1.0l$
	一端固定，一端自由	$2.0l$
拱	三铰拱	$0.58S$
	双铰拱	$0.54S$
	无铰拱	$0.36S$

注： l —构件支点间长度； S —拱轴线长度。

5.2.3 当计算素混凝土受压构件的正截面承载力，考虑混凝土受拉区的作用时，应对受拉

区和受压区承载力分别进行计算。

受拉区承载力按下式计算：

$$N \leq \frac{1}{\gamma_d} \left[\frac{\varphi \gamma_m f_t W_t}{e_0 - \frac{W_t}{A}} \right] \quad (5.2.3-1)$$

受压区承载力按下式计算：

$$N \leq \frac{1}{\gamma_d} \left[\frac{\varphi f_c W_c}{e_0 + \frac{W_c}{A}} \right] \quad (5.2.3-2)$$

对矩形截面，受拉区和受压区承载力分别按下列公式计算：

$$N \leq \frac{1}{\gamma_d} \left[\frac{\varphi \gamma_m f_t b h}{\frac{6e_0}{h} - 1} \right] \quad (5.2.3-3)$$

$$N \leq \frac{1}{\gamma_d} \left[\frac{\varphi f_c b h}{\frac{6e_0}{h} + 1} \right] \quad (5.2.3-4)$$

上四式中： W_t ——截面受拉边缘的弹性抵抗矩；

W_c ——截面受压边缘的弹性抵抗矩；

γ_d ——素混凝土结构的结构系数，根据受拉破坏、受压破坏分别采用表 4.2.1 中的有关值；

A ——构件截面面积；

γ_m ——截面抵抗矩的塑性系数，按附录 C 采用；

f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值，按表 3.1.4 采用。

5.2.4 素混凝土偏心受压构件，除应计算弯矩作用平面的受压承载力外，还应按轴心受压构件验算垂直于弯矩作用平面的受压承载力。此时，不考虑弯矩作用，但应考虑稳定系数 φ 的影响。

5.3 受弯构件

5.3.1 素混凝土受弯构件的正截面承载力，应按下列公式计算：

对称于弯矩作用平面的任意截面

$$M \leq \frac{1}{\gamma_d} \gamma_m f_t W_t \quad (5.3.1-1)$$

矩形截面

$$M \leq \frac{1}{\gamma_d} \left(\frac{1}{6} \gamma_m f_t b h^2 \right) \quad (5.3.1-2)$$

上二式中： M ——弯矩设计值；

γ_d ——素混凝土结构受拉破坏的结构系数，按表 4.2.1 采用。

5.4 局部受压

5.4.1 素混凝土构件的局部受压承载力应按下列公式计算：

$$F_l \leq \frac{1}{\gamma_d} \omega \beta f_c A_l \quad (5.4.1-1)$$

$$\beta = \sqrt{\frac{A_b}{A_l}} \quad (5.4.1-2)$$

如果在局部受压区还有非局部荷载作用时, 应按下列公式计算:

$$F_l \leq \frac{1}{\gamma_d} \omega \beta (f_c - \sigma) A_l \quad (5.4.1-3)$$

式中: F_l ——局部受压的轴向力设计值;

A_l ——局部受压面积;

γ_d ——素混凝土结构受压破坏的结构系数, 按表 4.2.1 采用;

ω ——荷载分布的影响系数: 当局部受压区内的荷载为均匀分布时, 取 $\omega = 1.0$; 当局部荷载为非均匀分布时 (如梁、过梁等的端部支承面), 取 $\omega = 0.75$;

σ ——非局部荷载设计值所产生的压应力;

β ——混凝土局部受压时的强度提高系数;

A_b ——混凝土局部受压时的计算底面积, 可根据局部受压面积与计算底面积同心对称的原则确定, 可按图 5.4.1 取用。

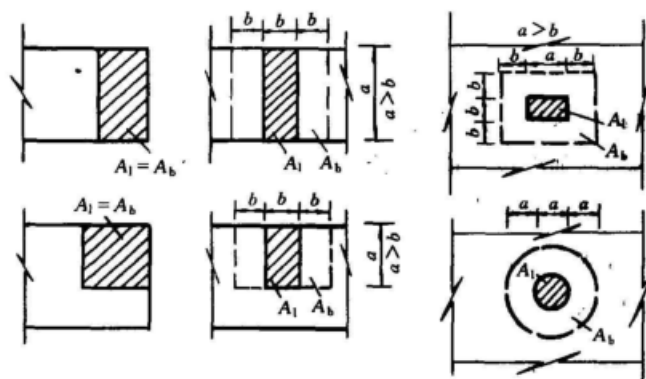


图 5.4.1 确定局部受压计算底面积 A_b 示意图

5.5 素混凝土结构构造钢筋

5.5.1 素混凝土结构在截面尺寸急剧变化处、孔口周围及遭受高速水流剧烈冲刷的表面应设置构造钢筋。

5.5.2 对于遭受剧烈气温或湿度变化作用的素混凝土结构表面, 宜配置构造钢筋网, 其主要受约束方向的钢筋数量可采用构件截面面积的 0.04%, 但每米内不多于 1200mm^2 ; 钢筋以小直径的为宜, 间距不宜大于 250mm 。

6 钢筋混凝土结构构件承载能力 极限状态计算

6.1 正截面承载力计算的一般规定

6.1.1 正截面承载力计算方法的基本假定为:

(1) 截面应变保持平面。

(2) 不考虑混凝土的抗拉强度。

(3) 混凝土轴心受压的应力应变关系曲线为抛物线，其极限压应变取 0.002，相应的最大压应力取混凝土轴心抗压强度设计值 f_c 。

对非均匀受压构件，当压应变 $\epsilon_c \leq 0.002$ 时，应力与应变关系曲线为抛物线；当压应变 $\epsilon_c > 0.002$ 时，应力应变关系呈水平线，其极限压应变 ϵ_{c0} 取 0.0033，相应的最大压应力取混凝土轴心抗压强度设计值 f_c 。

(4) 钢筋应力取等于钢筋应变与其弹性模量的乘积，但不大于其强度设计值。受拉钢筋的允许极限拉应变取 0.01。

6.1.2 混凝土非均匀受压区的应力图形可简化为等效的矩形应力图，其高度取等于按平截面假定所确定的中和轴高度乘以系数 0.8，矩形应力图的应力取为 f_c 。

6.1.3 受拉钢筋和受压区混凝土同时达到其强度设计值时的相对界限受压区计算高度 ξ_b 按下式计算：

$$\xi_b = \frac{x_b}{h_0} = \frac{0.8}{1 + \frac{f_y}{0.0033E_s}} \quad (6.1.3)$$

式中： ξ_b ——相对界限受压区计算高度；

f_y ——受拉钢筋的强度设计值，按表 3.2.3-1 确定；

E_s ——钢筋弹性模量，按表 3.2.4 确定；

h_0 ——截面的有效高度；

x_b ——界限受压区计算高度。

注：1. 当采用冷轧带肋钢筋时，式 (6.1.3) 分母中的 1 应改为 1.6；

2. 在截面受拉区内配置有不同种类的钢筋的受弯构件，其相对界限受压区高度应分别计算，并取其较小值。

6.1.4 钢筋应力可根据截面应变保持平面的假定计算，也可按下式计算：

$$\sigma_{si} = \frac{f_y}{\xi_b - 0.8} \left(\frac{x}{h_{0i}} - 0.8 \right) \quad (6.1.4-1)$$

此时，钢筋应力应符合下列条件：

$$-f'_y \leq \sigma_{si} \leq f_y \quad (6.1.4-2)$$

式中： h_{0i} ——第 i 层纵向钢筋截面重心至混凝土受压区边缘的距离；

x ——混凝土受压区计算高度；

σ_{si} ——第 i 层纵向钢筋的应力，正号代表拉应力，负号代表压应力；

f'_y ——受压钢筋的强度设计值，按表 3.2.3-1 确定。

6.2 正截面受弯承载力计算

6.2.1 矩形截面或翼缘位于受拉边的 T 形截面受弯构件，其正截面受弯承载力应按下列式计算（图 6.2.1）：

$$M \leq \frac{1}{\gamma_d} \left[f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \right] \quad (6.2.1-1)$$

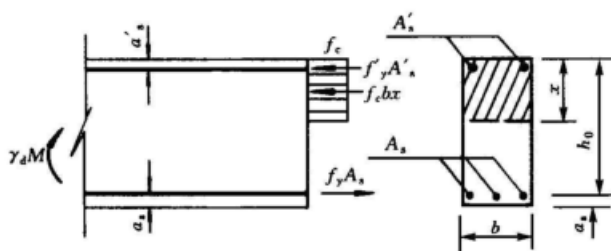


图 6.2.1 矩形截面受弯构件正截面受弯承载力计算图

此时，受压区高度 x 按下式确定：

$$f_c b x = f_y A_s - f'_y A'_s \quad (6.2.1-2)$$

混凝土受压区的高度尚应符合下列要求：

$$x \leq \xi_b h_0 \quad (6.2.1-3)$$

$$x \geq 2a'_s \quad (6.2.1-4)$$

上四式中： M ——弯矩设计值；

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值，按表 3.1.4 确定；

γ_d ——钢筋混凝土结构的结构系数，按表 4.2.1 确定；

A_s 、 A'_s ——纵向受拉及受压钢筋的截面面积；

h_0 ——截面的有效高度；

b ——矩形截面的宽度或 T 形截面的腹板宽度；

a'_s ——受压区钢筋合力点至受压区边缘的距离。

当不符合上述要求时，应按 6.2.4 和 6.2.5 计算。

注：本章所指受弯构件为跨高比 $l_0/h > 5$ 的构件。

6.2.2 翼缘位于受压区的 T 形截面受弯构件，其正截面受弯承载力应按下列情况计算：

(1) 当符合下列条件时：

$$f_y A_s \leq f_c b'_f h'_f + f'_y A'_s \quad (6.2.2-1)$$

则按宽度为 b'_f 的矩形截面计算 [图 6.2.2 (a)]。

(2) 当不符合式 (6.2.2-1) 的条件时，计算中应考虑截面腹板受压区混凝土的工作，其正截面受弯承载力按下列公式计算 [图 6.2.2 (b)]：

$$M \leq \frac{1}{\gamma_d} \left[f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f_c (b'_f - b) h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \right] \quad (6.2.2-2)$$

此时，受压区高度 x 按下式确定：

$$f_c [b x + (b'_f - b) h'_f] = f_y A_s - f'_y A'_s \quad (6.2.2-3)$$

上三式中： h'_f ——T 形截面受压区的翼缘高度；

b'_f ——T 形截面受压区的翼缘计算宽度，按 6.2.3 确定。

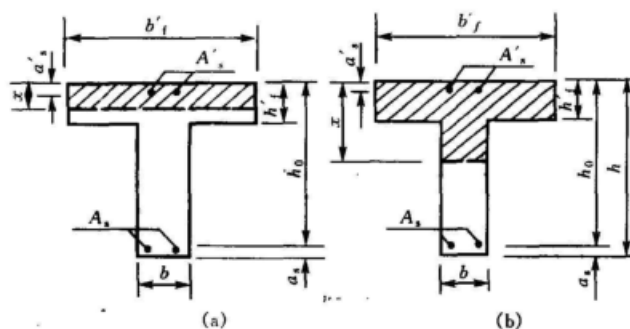


图 6.2.2 T 形截面受弯构件受压区高度

(a) $x \leq h'_f$; (b) $x > h'_f$

按上述公式计算 T 形截面受弯构件时,混凝土受压区的高度仍应符合式 (6.2.1-3)、式 (6.2.1-4) 的要求。

6.2.3 T 形及倒 L 形截面受弯构件位于受压区的翼缘计算宽度 b'_f , 应按表 6.2.3 所列各项中的最小值取用。

6.2.4 受弯构件正截面受弯承载力的计算,应符合 $x \leq \xi_b h_0$ 的要求。当受拉钢筋按构造要求或按正常使用极限状态计算要求配置的钢筋截面面积大于按受弯承载力计算的钢筋截面面积时,则在验算 $x \leq \xi_b h_0$ 的条件时,可仅取受弯承载力所需的纵向受拉钢筋截面面积。

表 6.2.3 T 形及倒 L 形截面受弯构件翼缘计算宽度 b'_f

项次	考虑情况	T 形截面		倒 L 形截面
				肋形梁 (板)
1	按计算跨度 l_0 考虑		$\frac{1}{3}l_0$	$\frac{1}{6}l_0$
2	按梁 (肋) 净距 s_n 考虑		—	$b + \frac{s_n}{2}$
3	按翼缘高度 h'_f 考虑	当 $\frac{h'_f}{h_0} \geq 0.1$	—	—
		当 $0.1 > \frac{h'_f}{h_0} \geq 0.05$	$b + 12h'_f$	$b + 6h'_f$
		当 $\frac{h'_f}{h_0} < 0.05$	$b + 12h'_f$	$b + 5h'_f$

注: 1. 表中 b 为梁的腹板宽度。

2. 如肋形梁在梁跨内设有间距小于纵肋间距的横肋时, 则可不遵守表中项次 3 的规定。

3. 对有加腋的 T 形和倒 L 形截面, 当受压区加腋的高度 $h_h \geq h'_f$ 且加腋的宽度 $b_h \leq 3h_h$ 时, 则其翼缘计算宽度可按表中项次 3 的规定分别增加 $2b_h$ (T 形截面) 和 b_h (倒 L 形截面)。

4. 独立梁受压区的翼缘板在荷载作用下如可能产生沿纵肋方向的裂缝时, 则计算宽度应取用腹板宽度 b 。

6.2.5 在计算中考虑受压区钢筋且不符合式 (6.2.1-4) 的条件时, 正截面受弯承载力可按下式计算:

$$M \leq \frac{1}{\gamma_d} f_y A_s (h_0 - a'_s) \quad (6.2.5)$$

6.2.6 环形和圆形截面受弯构件的正截面受弯承载力, 应按 6.3.6 和 6.3.7 的规定进行计算, 但应在式 (6.3.6-1) 和式 (6.3.7-1) 中取等号, 并取轴向力设计值 $N=0$; 还应将式 (6.3.6-2) 和式 (6.3.7-2) 中的 $N\eta e_0$ 以弯矩设计值 M 代替。

6.2.7 双向受弯构件的正截面受弯承载力计算, 当内、外弯矩作用平面相重合时, 应按

6.1.1~6.1.4的规定进行。矩形、倒L形和T形截面的双向受弯构件，当内、外弯矩作用平面相重合时，也可按附录D的近似方法计算。当内、外弯矩作用平面不相重合时，除按本条的规定计算正截面受弯承载力外，还应进行受剪扭承载力计算。

6.3 正截面受压承载力计算

6.3.1 轴心受压构件，当配有箍筋或在纵向钢筋上焊有横向钢筋时，其正截面受压承载力应按下列公式计算（图6.3.1）：

$$N \leq \frac{1}{\gamma_d} \varphi (f_c A + f'_y A'_s) \quad (6.3.1)$$

式中：N——轴向力设计值；

φ ——钢筋混凝土轴心受压构件的稳定系数，按表6.3.1采用；

f_c ——混凝土的轴心抗压强度设计值，按表3.1.4确定；

A——构件截面面积；当纵向钢筋配筋率大于3%时，式中A应改用净截面面积 A_n ， $A_n = A - A'_s$ ；

f'_y ——纵向钢筋的抗压强度设计值，按表3.2.3-1确定；

γ_d ——钢筋混凝土结构的结构系数，按表4.2.1采用；

A'_s ——全部纵向钢筋的截面面积。

注：配置螺旋式或焊接环式间接钢筋的轴心受压柱，其正截面受压承载力可参照有关规范进行计算。

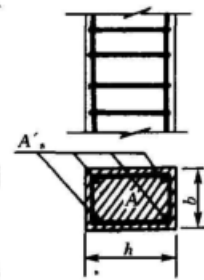


图6.3.1 配置箍筋的轴心受压构件截面图

表6.3.1 钢筋混凝土轴心受压构件的稳定系数 φ

l_0/b	≤ 8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28
l_0/i	≤ 28	35	42	48	55	62	69	76	83	90	97
φ	1.0	0.98	0.95	0.92	0.87	0.81	0.75	0.70	0.65	0.60	0.56
l_0/b	30	32	34	36	38	40	42	44	46	48	50
l_0/i	104	111	118	125	132	139	146	153	160	167	174
φ	0.52	0.48	0.44	0.40	0.36	0.32	0.29	0.26	0.23	0.21	0.19

注： l_0 ——构件计算长度，按表5.2.2-2计算； b ——矩形截面的短边尺寸； i ——截面最小回转半径。

6.3.2 矩形截面偏心受压构件正截面受压承载力应按下列公式计算（图6.3.2）：

$$N \leq \frac{1}{\gamma_d} (f_c b x + f'_y A'_s - \sigma_s A_s) \quad (6.3.2-1)$$

$$N e \leq \frac{1}{\gamma_d} \left[f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \right] \quad (6.3.2-2)$$

$$e = \eta e_0 + \frac{h}{2} - a_s \quad (6.3.2-3)$$

上三式中： A_s 、 A'_s ——配置在远离或靠近轴向压力一侧的钢筋截面面积；

e ——轴向力作用点至受拉边或受压较小边钢筋合力点之间的距离；

- η ——考虑挠曲影响的轴向力偏心距增大系数，按 6.3.8 的规定计算；
 e_0 ——轴向力对截面重心的偏心距， $e_0 = M/N$ ；
 σ_s ——受拉边或受压较小边钢筋的应力：
 当 $\xi \leq \xi_b$ 时，称为大偏心受压构件，此时取 $\sigma_s = f_y$ ， $\xi = x/h_0$ ；
 当 $\xi > \xi_b$ 时，称为小偏心受压构件，此时 σ_s 按式 (6.1.4-1) 及式 (6.1.4-2) 计算；
 a_s ——受拉区钢筋合力点至受拉区边缘的距离；
 a'_s ——受压区钢筋合力点至受压区边缘的距离；
 x ——混凝土受压区计算高度；当 $x > h$ 时，在式 (6.3.2-1)、式 (6.3.2-2) 中取 $x = h$ 。

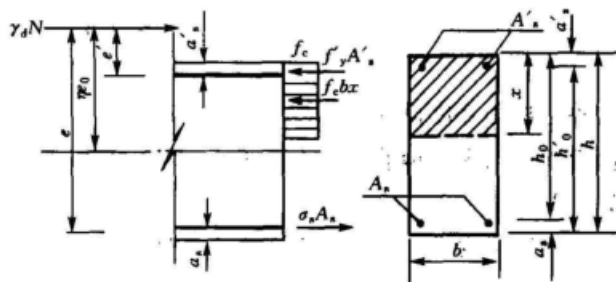


图 6.3.2 矩形截面偏心受压构件正截面受压承载力计算图

如计算中考虑受压钢筋时，则受压区高度应符合下列条件：

$$x \geq 2a'_s \quad (6.3.2-4)$$

当不符合式 (6.3.2-4) 的条件时，其正截面受压承载力可参照 6.2.5 的原则进行计算。此时，应将式 (6.2.5) 中 M 用 Ne' 代替。此处， e' 为轴向力作用点至受压区钢筋 A'_s 合力点之间的距离，在计算中应考虑偏心距增大系数。

对小偏心受压构件，尚应按式进行验算：

$$N \left(\frac{h}{2} - a'_s - e_0 \right) \leq \frac{1}{\gamma_d} \left[f_c b h \left(h'_0 - \frac{h}{2} \right) + f_y A_s (h'_0 - a_s) \right] \quad (6.3.2-5)$$

式中： h'_0 ——受压钢筋合力点至受拉边或受压较小边的距离， $h'_0 = h - a'_s$ 。

6.3.3 对称配筋的矩形截面小偏心受压构件，也可按下式计算：

$$A'_s = A_s = \frac{\gamma_d N e - \xi (1 - 0.5\xi) f_c b h_0^2}{f_y (h_0 - a'_s)} \quad (6.3.3-1)$$

此处，相对受压区高度可按下式计算：

$$\xi = \frac{\gamma_d N - \xi_b f_c b h_0}{\frac{\gamma_d N e - 0.45 f_c b h_0^2}{(0.8 - \xi_b)(h_0 - a'_s)} + f_c b h_0} + \xi_b \quad (6.3.3-2)$$

对称配筋和非对称配筋的矩形截面小偏心受压构件，也可按附录 E 的简化方法计算。

6.3.4 T 形截面偏心受压构件，当翼缘位于截面的较大受压边缘时，其正截面受压承载力

应按下列规定计算：

(1) 如受压区高度 $x \leq h'_f$ ，应按照宽度为 b'_f 的矩形截面计算；

(2) 如受压区高度 $x > h'_f$ ，如图 6.3.4 所示，则应考虑腹板的受压作用，按下列公式计算：

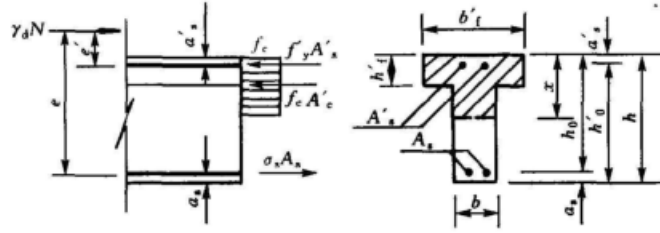


图 6.3.4 T形截面偏心受压构件的正截面受压承载力计算图

$$N \leq \frac{1}{\gamma_d} [f_c b x + f_c (b'_f - b) h'_f + f_y A'_s - \sigma_s A_s] \quad (6.3.4-1)$$

$$Ne \leq \frac{1}{\gamma_d} \left[f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f_c (b'_f - b) h'_f \times \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) + f_y A'_s (h_0 - a_s) \right] \quad (6.3.4-2)$$

注：1. 当翼缘位于截面受拉边或受压较小边且 $x > h - h_f$ 时，在正截面受压承载力计算中应考虑翼缘受压部分的作用；

2. 翼缘计算宽度 b'_f 应遵守 6.2.3 的规定。

对翼缘位于截面受拉边或受压较小边的小偏心受压构件，尚应按下式进行验算：

$$Ne' \leq \frac{1}{\gamma_d} \left[f_c b h \left(h'_0 - \frac{h}{2} \right) + f_c (b_f - b) h_f \times \left(h'_0 - \frac{h_f}{2} \right) + f_y A_s (h'_0 - a_s) \right] \quad (6.3.4-3)$$

上三式中： e' ——轴向力作用点至受压钢筋合力点之间的距离；

h_f ——T形截面翼缘位于截面受拉边或受压较小边时的翼缘高度；

b_f ——T形截面翼缘位于截面受拉边或受压较小边时的翼缘计算宽度。

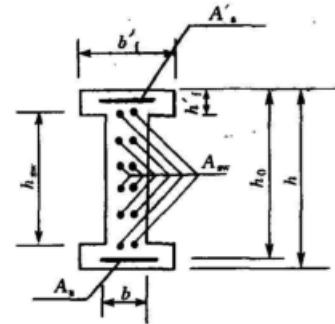


图 6.3.5 沿截面腹部均匀配筋的 I 形截面图

6.3.5 沿截面腹部均匀配置纵向钢筋的矩形、T形或 I 形截面偏心受压构件，其正截面受压承载力可按下列公式计算（图 6.3.5）：

$$N \leq \frac{1}{\gamma_d} [f_c \xi b h_0 + f_c (b'_f - b) h'_f + f_y A'_s - \sigma_s A_s + N_{sw}] \quad (6.3.5-1)$$

$$Ne \leq \frac{1}{\gamma_d} \left[f_c \xi (1 - 0.5\xi) b h_0^2 + f_c (b'_f - b) h'_f \right. \\ \left. \times \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) + M_{sw} \right] \quad (6.3.5-2)$$

$$N_{sw} = \left(1 + \frac{\xi - 0.8}{0.4\omega} \right) f_{yw} A_{sw} \quad (6.3.5-3)$$

$$M_{sw} = \left[0.5 - \left(\frac{\xi - 0.8}{0.8\omega} \right)^2 \right] f_{yw} A_{sw} h_{sw} \quad (6.3.5-4)$$

上四式中: A_{sw} ——沿截面腹部均匀配置的全部纵向钢筋截面面积;

f_{yw} ——沿截面腹部均匀配置的纵向钢筋的强度设计值;

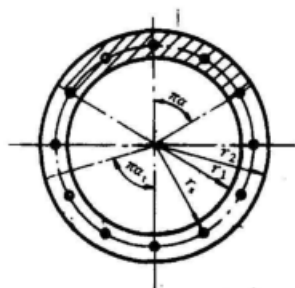
σ_s ——受拉边或受压较小边钢筋 A_s 的应力, 当 $\xi \leq \xi_b$ 时, 取 $\sigma_s = f_y$; 当 $\xi > \xi_b$ 时, σ_s 按式 (6.1.4-1) 及式 (6.1.4-2) 计算;

N_{sw} ——沿截面腹部均匀配置的纵向钢筋所承担的轴向力, 当 $\xi > 0.8$ 时, 取 $N_{sw} = f_{yw} A_{sw}$;

M_{sw} ——沿截面腹部均匀配置的纵向钢筋的内力对 A_s 重心的力矩, 当 $\xi > 0.8$ 时, 取 $M_{sw} = 0.5 f_{yw} A_{sw} h_{sw}$;

ω ——沿截面均匀配置纵向钢筋区段的高度 h_{sw} 与截面有效高度 h_0 的比值, $\omega = h_{sw}/h_0$, 宜选取 $h_{sw} = h_0 - a'_s$ 。

注: 本条适用于沿截面腹部均匀配置纵向钢筋的数量每排不少于 4 根的矩形、T 形或 I 形截面。



6.3.6 沿周边均匀配置纵向钢筋的环形截面钢筋混凝土偏心受压构件 (图 6.3.6), 其正截面受压承载力可按下列公式计算:

$$N \leq \frac{1}{\gamma_d} [a f_c A + (\alpha - \alpha_t) f_y A_s] \quad (6.3.6-1)$$

$$N \eta e_0 \leq \frac{1}{\gamma_d} \left[f_c A (r_1 + r_2) \frac{\sin \pi \alpha}{2\pi} + f_y A_s r_s \frac{\sin \pi \alpha + \sin \pi \alpha_t}{\pi} \right] \quad (6.3.6-2)$$

$$\alpha_t = 1 - 1.5\alpha \quad (6.3.6-3)$$

图 6.3.6 沿周边均匀配筋的
环形截面

上三式中: A ——构件截面面积;

A_s ——全部纵向钢筋的截面面积;

r_1 、 r_2 ——环形截面的内、外半径;

r_s ——纵向钢筋所在圆周的半径;

e_0 ——轴向力对截面重心的偏心距;

α ——受压区混凝土截面面积与全截面面积的比值;

α_t ——受拉纵向钢筋截面面积与全部纵向钢筋截面面积的比值, 当 $\alpha > 2/3$ 时, 取 $\alpha_t = 0$ 。

注: 本条适用于截面内纵向钢筋数量不少于 6 根, 间距不大于 300mm, 且 $r_1/r_2 \geq 0.5$ 的情况。

6.3.7 沿周边均匀配置纵向钢筋的圆形截面钢筋混凝土偏心受压构件 (图 6.3.7), 其正截

面受压承载力可按下列公式计算：

$$N \leq \frac{1}{\gamma_d} \left[\alpha f_c A \left(1 - \frac{\sin 2\pi\alpha}{2\pi\alpha} \right) + (\alpha - \alpha_t) f_y A_s \right] \quad (6.3.7-1)$$

$$N\eta e_0 \leq \frac{1}{\gamma_d} \left[\frac{2}{3} f_c A r \frac{\sin^3 \pi\alpha}{\pi} + f_y A_s r_s \frac{\sin \pi\alpha + \sin \pi\alpha_t}{\pi} \right] \quad (6.3.7-2)$$

$$\alpha_t = 1.25 - 2\alpha \quad (6.3.7-3)$$

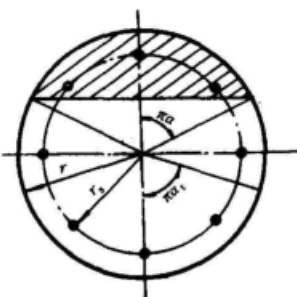


图 6.3.7 沿周边均匀配筋的圆形截面

上三式中：A——构件截面面积；

A_s ——全部纵向钢筋的截面面积；

r——圆形截面的半径；

r_s ——纵向钢筋所在圆周的半径；

e_0 ——轴向力对截面重心的偏心距；

α ——对应于受压区混凝土截面面积的圆心角 (rad) 与 2π 的比值；

α_t ——纵向受拉钢筋截面面积与全部纵向钢筋截面面积的比值，当 $\alpha > 0.625$ 时，取 $\alpha_t = 0$ 。

注：本条适用于截面内纵向钢筋数量不少于 6 根，间距不大于 300mm 的情况。

6.3.8 计算偏心受压构件时，应考虑构件在弯矩作用平面内挠曲对轴向力偏心距的影响，此时，应将轴向力对截面重心的偏心距 e_0 乘以偏心距增大系数 η 。

η 值可按下列公式计算：

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400} \frac{e_0}{h_0} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \zeta_1 \zeta_2 \quad (6.3.8-1)$$

$$\zeta_1 = \frac{0.5 f_c A}{\gamma_d N} \quad (6.3.8-2)$$

$$\zeta_2 = 1.15 - 0.01 \frac{l_0}{h} \quad (6.3.8-3)$$

上三式中： e_0 ——轴向力对截面重心的偏心距，在式 (6.3.8-1) 中，当 $e_0 < h_0/30$ 时，取 $e_0 = h_0/30$ ；

l_0 ——构件的计算长度，按表 5.2.2-2 计算；

h ——截面高度，其中，对环形截面，取外直径 d ；对圆形截面，取直径 d ；

h_0 ——截面的有效高度，其中，对环形截面，取 $h_0 = r_2 + r_s$ ；对圆形截面，取 $h_0 = r + r_s$ ；

A——构件的截面面积，对 T 形、I 形截面，均取 $A = bh + 2(b'_f - b)h'_f$ ；

ζ_1 ——考虑截面应变对截面曲率的影响系数，当 $\zeta_1 > 1$ 时，取 $\zeta_1 = 1$ ；

ζ_2 ——考虑构件长细比对截面曲率的影响系数，当 $l_0/h < 15$ 时，取 $\zeta_2 = 1.0$ 。

当构件长细比 l_0/h (或 l_0/d) ≤ 8 时，可不考虑挠曲对偏心距的影响。

6.3.9 偏心受压构件除应计算弯矩作用平面的受压承载力以外，尚应按轴心受压构件验算

垂直于弯矩作用平面的受压承载力。此时，可不考虑弯矩的作用，但应考虑稳定系数 φ 的影响。

6.3.10 对具有两个互相垂直的对称轴的矩形、I 形截面钢筋混凝土双向偏心受压构件，其正截面受压承载力可按式计算（图 6.3.10）：

$$N \leq \frac{1}{\frac{1}{N_x} + \frac{1}{N_y} - \frac{1}{N_0}} \quad (6.3.10)$$

式中： N_0 ——构件轴心受压承载力设计值；

N_x ——轴向力作用于 X 轴、并考虑相应的偏心距 $\eta_x e_{0x}$ 后，按全部纵向钢筋计算的构件偏心受压承载力设计值；此处， e_{0x} 、 η_x 应分别按 6.3.2 及 6.3.8 的规定计算；

N_y ——轴向力作用于 Y 轴、并考虑相应的偏心距 $\eta_y e_{0y}$ 后，按全部纵向钢筋计算的构件偏心受压承载力设计值；此处， e_{0y} 、 η_y 应分别按 6.3.2 及 6.3.8 的规定计算。

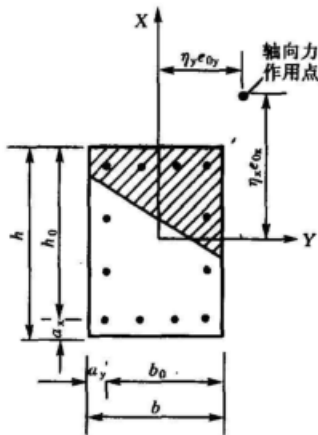


图 6.3.10 双向偏心受压
构件截面图

构件的截面轴心受压承载力设计值 N_0 ，可按式（6.3.1）计算，但应取等号，将 N 以 N_0 代替，且不考虑稳定系数 φ 。

当纵向钢筋为上下两边配置时，构件的偏心受压承载力设计值 N_x ，可按 6.3.2 或 6.3.4 的规定进行计算，但应取等号，将 N 以 N_x 代替。

当纵向钢筋沿截面腹部均匀配置时， N_x 可按本规范 6.3.5 的规定进行计算，但应取等号，将 N 以 N_x 代替。

构件的偏心受压承载力设计值 N_y ，可采用与 N_x 的相同方法计算。

注：对称配筋的矩形截面双向偏心受压构件的正截面受压承载力，也可按附录 F 的方法计算。

6.4 正截面受拉承载力计算

6.4.1 轴心受拉构件的正截面受拉承载力应按式计算：

$$N \leq \frac{1}{\gamma_d} f_y A_s \quad (6.4.1)$$

式中： f_y ——钢筋的抗拉强度设计值；

A_s ——钢筋的全部截面面积；

γ_d ——钢筋混凝土结构的结构系数，按表 4.2.1 采用。

6.4.2 轴向力 N 作用在钢筋 A_s 合力点及 A'_s 合力点之间的小偏心受拉构件，正截面受拉承载力按下列公式计算（图 6.4.2）：

$$Ne \leq \frac{1}{\gamma_d} f_y A'_s (h_0 - a'_s) \quad (6.4.2-1)$$

$$Ne' \leq \frac{1}{\gamma_d} f_y A_s (h'_0 - a_s) \quad (6.4.2-2)$$

上二式中： A_s 、 A'_s ——配置在靠近及远离轴向拉力一侧的钢筋截面面积；

e 、 e' ——轴向拉力 N 至钢筋 A_s 合力点及 A'_s 合力点之间的距离。

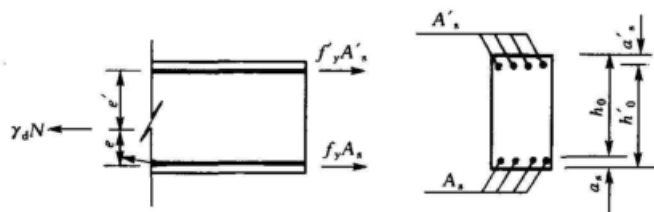


图 6.4.2 小偏心受拉构件的正截面受拉承载力计算图

6.4.3 轴向力 N 不作用在钢筋 A_s 合力点及 A'_s 合力点之间的矩形截面大偏心受拉构件，正截面受拉承载力按下列公式计算（图 6.4.3）：

$$N \leq \frac{1}{\gamma_d} (f_y A_s - f'_y A'_s - f_c b x) \quad (6.4.3-1)$$

$$Ne \leq \frac{1}{\gamma_d} \left[f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \right] \quad (6.4.3-2)$$

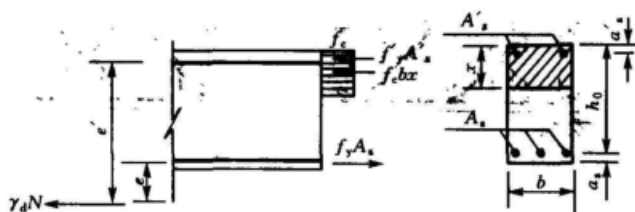


图 6.4.3 矩形截面大偏心受拉构件的正截面受拉承载力计算图

此时，混凝土受压区的高度应符合 $x \leq \zeta_b h_0$ 的要求，计算中考虑受压钢筋 A'_s 时，则尚应符合 $x \geq 2a'_s$ 的条件。

当 $x < 2a'_s$ 时，可按式（6.4.2-2）计算。

6.4.4 对称配筋的偏心受拉构件，不论大、小偏心受拉情况，均可按式（6.4.2-2）计算。

6.5 斜截面承载力计算

6.5.1 矩形、T形和I形截面的受弯构件，其截面应符合下列要求：

当 $\frac{h_w}{b} \leq 4.0$ 时

$$V \leq \frac{1}{\gamma_d} (0.25 f_c b h_0) \quad (6.5.1-1)$$

当 $\frac{h_w}{b} \geq 6.0$ 时

$$V \leq \frac{1}{\gamma_d} (0.2 f_c b h_0) \quad (6.5.1-2)$$

当 $4.0 < \frac{h_w}{b} < 6.0$ 时，按直线内插法取用。

式中： V ——支座边缘截面的剪力设计值；

b ——矩形截面的宽度，T形截面或I形截面的腹板宽度；

h_w ——截面的腹板高度, 矩形截面取有效高度, T形截面取有效高度减去翼缘高度, I形截面取腹板净高;

γ_d ——钢筋混凝土结构的结构系数, 按表 4.2.1 采用。

注: 1. 对 T 形或 I 形截面的简支受弯构件, 当有实践经验时, 式 (6.5.1-1) 中的系数 0.25 可改为 0.3;

2. 对截面高度较大、控制裂缝开展宽度要求较严的结构构件, 其截面应符合式 (6.5.1-2) 的要求。

6.5.2 在计算斜截面的受剪承载力时, 其计算位置应按下列规定采用:

- (1) 支座边缘处的截面 [图 6.5.2 (a)、(b) 中截面 1-1];
- (2) 受拉区弯起钢筋弯起点处的截面 [图 6.5.2 (a) 中截面 2-2、3-3];
- (3) 箍筋数量或间距改变处的截面 [图 6.5.2 (b) 中截面 4-4];
- (4) 腹板宽度改变处的截面。

注: 箍筋的间距以及弯起钢筋前一排 (对支座而言) 的弯起点至后一排的弯终点之间的距离, 应符合 10.2.4 和 10.2.9 的要求。

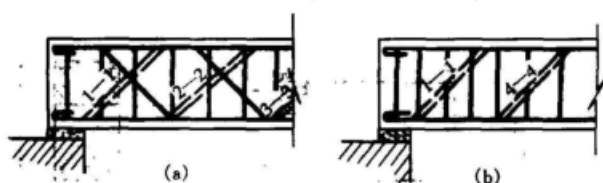


图 6.5.2 斜截面受剪承载力的计算位置图

(a) 弯起钢筋; (b) 箍筋

1-1—支座边缘处的斜截面; 2-2、3-3—受拉区弯起钢筋弯起点的斜截面; 4-4—箍筋数量与间距改变处的斜截面

6.5.3 矩形、T 形和 I 形截面的受弯构件, 其斜截面受剪承载力应按下列公式计算:

- (1) 当仅配有箍筋时

$$V \leq \frac{1}{\gamma_d} (V_c + V_{sv}) \quad (6.5.3-1)$$

$$V_c = 0.07 f_c b h_0 \quad (6.5.3-2)$$

$$V_{sv} = 1.25 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (6.5.3-3)$$

- (2) 当配有箍筋和弯起钢筋时

$$V \leq \frac{1}{\gamma_d} (V_c + V_{sv} + V_{sb}) \quad (6.5.3-4)$$

$$V_{sb} = f_y A_{sb} \sin \alpha_s \quad (6.5.3-5)$$

对集中荷载作用下的矩形截面独立梁 (包括作用有多种荷载, 且其中集中荷载对支座截面或节点边缘所产生的剪力值占总剪力值 75% 以上的情况), 当按式 (6.5.3-1) 或式 (6.5.3-4) 计算时, 应将式 (6.5.3-2) 改为下式:

$$V_c = \frac{0.2}{\lambda + 1.5} f_c b h_0 \quad (6.5.3-6)$$

上六式中: V ——剪力设计值, 当仅配置箍筋时, 取支座边缘截面的最大剪力设计值; 当配有弯起钢筋时, 按 6.5.4 取值;

λ ——计算剪跨比, $\lambda = a/h_0$, a 为集中荷载作用点至支座截面或节点边缘的距离, 当 $\lambda < 1.4$ 时, 取 $\lambda = 1.4$; 当 $\lambda > 3$ 时, 取 $\lambda = 3$ 。

© 2006 The Authors
Journal compilation © 2006 Blackwell Publishing Ltd

算。 A_{sb} 为单位宽度或计算宽度内的弯起钢筋截面面积。要求 $V_{sb} \leq 0.08 f_c b h_0$ 。

满足式 (6.5.5) 要求的实心板, 可不配置抗剪钢筋。

6.5.7 受弯构件斜截面的受弯承载力应按下列式计算 (图 6.5.7):

$$M \leq \frac{1}{\gamma_d} (f_y A_s z + \sum f_{yv} A_{sv} z_{sv} + \sum f_y A_{sb} z_{sb}) \quad (6.5.7-1)$$

此时, 斜截面的水平投影长度 c 可按下列条件确定:

$$V = \frac{1}{\gamma_d} (\sum f_{yv} A_{sv} + \sum f_y A_{sb} \sin \alpha_s) \quad (6.5.7-2)$$

上二式中: V ——斜截面受压区末端的剪力设计值;

z ——纵向受拉钢筋的合力点至受压区合力点的距离, 可近似取 $z = 0.9 h_0$;

z_{sv} ——同一截面内箍筋的合力至斜截面受压区合力点之间的距离;

z_{sb} ——同一弯起平面内弯起钢筋的合力点至斜截面受压区合力点之间的距离。

6.5.8 受弯构件如符合 9.3.1 至 9.3.5、10.2.2、10.2.4 和 10.2.9 的要求时, 可不计算斜截面的受弯承载力。

6.5.9 矩形、T 形和 I 形截面的偏心受压和偏心受拉构件, 其截面应符合下列式要求:

$$V \leq \frac{1}{\gamma_d} (0.25 f_c b h_0) \quad (6.5.9)$$

式中: V ——剪力设计值。

6.5.10 矩形、T 形和 I 形截面的偏心受压构件, 其斜截面受剪承载力应按下列式计算:

$$V \leq \frac{1}{\gamma_d} \left(\frac{0.2}{\lambda + 1.5} f_c b h_0 + 1.25 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + f_y A_{sb} \sin \alpha_s \right) + 0.07 N \quad (6.5.10)$$

式中: λ ——计算剪跨比, 对框架柱, $\lambda = \frac{H_n}{2h_0}$; 当 $\lambda < 1$ 时, 取 $\lambda = 1$, 当 $\lambda > 3$ 时, 取 $\lambda = 3$,

此处, H_n 为柱净高; 对其他偏心受压构件, 当承受均布荷载时, 取 $\lambda = 1.4$, 当承受集中荷载时, λ 取值按 6.5.3 采用;

N ——与剪力设计值 V 相应的轴向压力设计值, 当 $N > 0.3 f_c A$ 时, 取 $N = 0.3 f_c A$, 此处, A 为构件的截面面积。

6.5.11 矩形、T 形和 I 形截面的偏心受压构件, 如能符合下列要求时:

$$V \leq \frac{1}{\gamma_d} \left(\frac{0.2}{\lambda + 1.5} f_c b h_0 \right) + 0.07 N \quad (6.5.11)$$

则不需要进行斜截面受剪承载力计算, 而仅需根据 10.3.2 的规定按构造要求配置箍筋。

6.5.12 矩形、T 形和 I 形截面的偏心受拉构件, 其斜截面受剪承载力应按下列式计算:

$$V \leq \frac{1}{\gamma_d} \left(\frac{0.2}{\lambda + 1.5} f_c b h_0 + 1.25 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + f_y A_{sb} \sin \alpha_s \right) - 0.20 N \quad (6.5.12)$$

式 (6.5.12) 右边的计算值小于 $\frac{1}{\gamma_d} \left(1.25 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + f_y A_{sb} \sin \alpha_s \right)$ 时, 取等于 $\frac{1}{\gamma_d} \left(1.25 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + f_y A_{sb} \sin \alpha_s \right)$, 且 $f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$ 值不得小于 $0.03 f_c b h_0$ 。

式中: N ——与剪力设计值 V 相应的轴向拉力设计值;

λ ——计算剪跨比, 当承受均布荷载时, 取 $\lambda = 1.4$; 当承受集中荷载时, λ 取值同 6.5.3。

6.6 受扭承载力计算

6.6.1 在弯矩、剪力和扭矩共同作用下的矩形、T形和I形截面构件，当 $h_w/b < 6.0$ 时，其截面应符合下列要求（图 6.6.1）：

$$\frac{V}{bh_0} + \frac{T}{W_t} \leq \frac{1}{\gamma_d} (0.25 f_c) \quad (6.6.1-1)$$

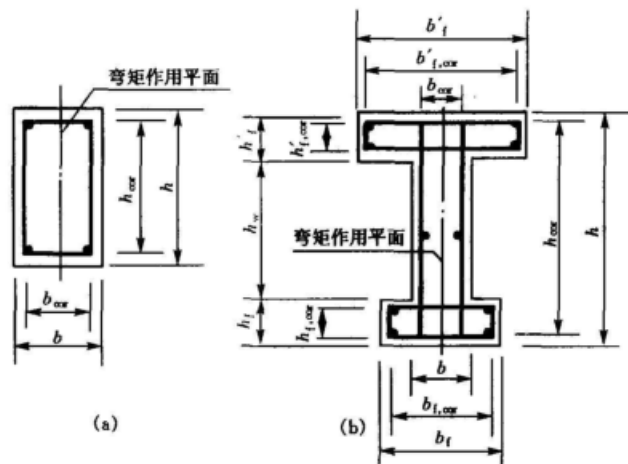


图 6.6.1 构件截面尺寸

(a) 矩形截面 ($h > b$)；(b) T形和I形截面

当符合下列要求时：

$$\frac{V}{bh_0} + \frac{T}{W_t} \leq \frac{1}{\gamma_d} (0.70 f_t) \quad (6.6.1-2)$$

则不需对构件进行剪扭承载力计算，而仅需根据 10.2.6 的规定，按构造要求配置钢筋。

上二式中： T ——支座边缘截面扭矩设计值；

b ——矩形截面的宽度，T形或I形截面的腹板宽度；

W_t ——受扭构件的截面受扭塑性抵抗矩，可按 6.6.2 的规定计算；

γ_d ——钢筋混凝土结构的结构系数，按表 4.2.1 采用。

注：当 $\frac{h_w}{b} \geq 6$ 时，钢筋混凝土构件的受扭承载力计算应符合专门规定。

6.6.2 受扭构件的截面受扭塑性抵抗矩 W_t 可按下列规定计算：

(1) 矩形截面

$$W_t = \frac{b^2}{6} (3h - b) \quad (6.6.2-1)$$

式中： b ——矩形截面的短边尺寸；

h ——矩形截面的长边尺寸。

(2) T形和I形截面

$$W_t = W_{tw} + W'_{tf} + W_{tf} \quad (6.6.2-2)$$

腹板、受压翼缘及受拉翼缘部分的矩形截面受扭塑性抵抗矩 W_{tw} 、 W'_{tf} 及 W_{tf} 可分别按下列规定计算 [图 6.6.1 (b)]：

(1) 腹板

$$W_{tw} = \frac{b^2}{6}(3h - b) \quad (6.6.2-3)$$

(2) 受压及受拉翼缘

$$W'_{tf} = \frac{h_f'^2}{2}(b_f' - b) \quad (6.6.2-4)$$

$$W_{tf} = \frac{h_f^2}{2}(b_f - b) \quad (6.6.2-5)$$

式中: b_f' 、 b_f ——截面受压区及受拉区的翼缘宽度; 计算时取用的翼缘宽度尚应符合 $b_f' \leq b + 6h_f'$ 及 $b_f \leq b + 6h_f$ 的规定;

h_f' 、 h_f ——截面受压区及受拉区的翼缘高度。

6.6.3 矩形截面纯扭构件的受扭承载力应按下列公式计算:

$$T \leq \frac{1}{\gamma_d}(T_c + T_s) \quad (6.6.3-1)$$

$$T_c = 0.35f_t W_t \quad (6.6.3-2)$$

$$T_s = 1.2\sqrt{\zeta} \frac{f_{yv} A_{stl} A_{cor}}{s} \quad (6.6.3-3)$$

受扭构件纵向钢筋与箍筋的配筋强度比 ζ 值应按下式计算:

$$\zeta = \frac{f_y A_{st} s}{f_{yv} A_{stl} u_{cor}} \quad (6.6.3-4)$$

此处, ζ 值尚应符合 $0.6 \leq \zeta \leq 1.7$ 的要求, 当 $\zeta > 1.7$ 时, 取 $\zeta = 1.7$ 。

上四式中: T_c ——混凝土受扭承载力;

T_s ——箍筋受扭承载力;

A_{st} ——受扭计算中取沿截面周边对称布置的全部抗扭纵向钢筋截面面积;

A_{stl} ——受扭计算中沿截面周边所配置箍筋的单肢截面面积;

f_{yv} ——箍筋的抗拉强度设计值, 按表 3.2.3-1 采用, 但取值不应大于 310 N/mm^2 ;

A_{cor} ——截面核心部分的面积, $A_{cor} = b_{cor} h_{cor}$, 此处 b_{cor} 和 h_{cor} 分别为从箍筋内表面计算的截面核心部分的短边和长边的尺寸;

u_{cor} ——截面核心部分的周长, $u_{cor} = 2(b_{cor} + h_{cor})$ 。

6.6.4 T形和I形截面纯扭构件, 可将其截面划分为几个矩形截面, 分别按 6.6.3 进行受扭承载力计算。

每个矩形截面所承受的扭矩设计值可按下列规定计算:

(1) 腹板

$$T_w = \frac{W_{tw}}{W_t} T \quad (6.6.4-1)$$

(2) 受压翼缘

$$T'_f = \frac{W'_{tf}}{W_t} T \quad (6.6.4-2)$$

(3) 受拉翼缘

$$T_f = \frac{W_{tf}}{W_t} T \quad (6.6.4-3)$$

上三式中: T ——T形和I形截面所承受的扭矩设计值;

T_w ——腹板所承受的扭矩设计值;

T'_f 、 T_f ——受压翼缘、受拉翼缘所承受的扭矩设计值。

6.6.5 在剪力和扭矩共同作用下的矩形截面剪扭构件,其受剪扭承载力应按下列规定计算:

(1) 剪扭构件的受剪承载力

$$V \leq \frac{1}{\gamma_d} \left[0.07 \times (1.5 - \beta_t) f_c b h_0 + 1.25 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \right] \quad (6.6.5-1)$$

式中: A_{sv} ——受剪承载力所需的箍筋截面面积。

(2) 剪扭构件的受扭承载力

$$T \leq \frac{1}{\gamma_d} \left(0.35 \beta_t f_t W_t + 1.2 \sqrt{\xi} \frac{f_{yv} A_{st1} A_{cor}}{s} \right) \quad (6.6.5-2)$$

此时, ξ 值应按 6.6.3 的规定计算。

剪扭构件混凝土受扭承载力降低系数 β_t 按下式计算:

$$\beta_t = \frac{1.5}{1 + 0.5 \frac{V W_t}{T b h_0}} \quad (6.6.5-3)$$

当 $\beta_t < 0.5$ 时,取 $\beta_t = 0.5$; 当 $\beta_t > 1.0$ 时,取 $\beta_t = 1.0$ 。

对集中荷载作用下的矩形截面剪扭构件(包括作用有多种荷载,且其中集中荷载对支座截面或节点边缘所产生的剪力值占总剪力值的 75% 以上的情况),式 (6.6.5-1) 应改为:

$$V \leq \frac{1}{\gamma_d} \left[\frac{0.2}{\lambda + 1.5} (1.5 - \beta_t) f_c b h_0 + 1.25 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \right] \quad (6.6.5-4)$$

且式 (6.6.5-2) 和式 (6.6.5-4) 中的 β_t 应改按下式计算:

$$\beta_t = \frac{1.5}{1 + 0.17(\lambda + 1.5) \frac{V W_t}{T b h_0}} \quad (6.6.5-5)$$

式中: λ ——计算剪跨比,按 6.5.3 的规定取用。

6.6.6 在剪力和扭矩共同作用下的T形和I形截面剪扭构件,其受剪扭承载力应按下列规定计算:

(1) 对腹板,其受剪承载力和受扭承载力应按式 (6.6.5-1)、式 (6.6.5-2) 计算,但在计算中应将 T 及 W_t 改为 T_w 及 W_{tw} 。

(2) 对受压翼缘及受拉翼缘,仅承受所分配的扭矩,其受扭承载力应按式 (6.6.3-1) 计算,但在计算中应将 T 及 W_t 改为 T'_f 及 W'_{tf} 或改为 T_f 及 W_{tf} 。

6.6.7 在弯矩、剪力和扭矩共同作用下的矩形、T形和I形截面弯剪扭构件,可按下列规定计算:

(1) 当符合条件 $V \leq \frac{1}{\gamma_d} (0.035 f_c b h_0)$ 或 $V \leq \frac{1}{\gamma_d} \left(\frac{0.1}{\lambda + 1.5} f_c b h_0 \right)$ 时,可仅按受弯构件的正截面受弯和纯扭构件的受扭分别进行承载力计算。

(2) 当符合条件 $T \leq \frac{1}{\gamma_d} (0.175 f_t W_t)$ 时,可仅按受弯构件的正截面受弯和斜截面受剪分别进行承载力计算。

6.6.8 在弯矩、剪力和扭矩共同作用下的矩形、T形和I形截面构件的配筋,其纵向钢筋截面面积应分别由正截面受弯承载力和剪扭构件受扭承载力计算,并按所需的钢筋截面面积进行配置;其箍筋截面面积应分别由剪扭构件的受剪承载力和受扭承载力计算,并按所需的钢筋截面面积叠加进行配置。

6.7 受冲切承载力计算

6.7.1 在局部荷载或集中反力作用下不配置箍筋或弯起钢筋的板,其受冲切承载力可按下列式计算(图6.7.1):

$$F_l \leq \frac{1}{\gamma_d} (0.7 f_t u_m h_0) \quad (6.7.1)$$

式中: F_l ——局部荷载设计值或集中反力设计值(当计算无梁板柱帽处的受冲切承载力时,取柱所承受的轴向力设计值减去柱顶冲切破坏锥体范围内的荷载设计值);

γ_d ——钢筋混凝土结构的结构系数,按表4.2.1采用;

u_m ——距局部荷载或集中反力作用面积周边 $h_0/2$ 处的周长。

6.7.2 在局部荷载或集中反力作用下,当受冲切承载力不满足式(6.7.1)的要求,且板厚和混凝土强度等级的提高受到限制时,可配置箍筋或弯起钢筋,此时受冲切截面应符合下列

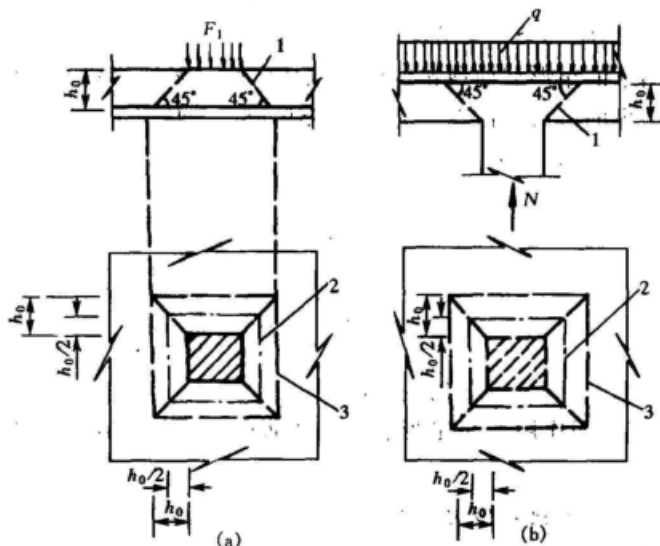


图 6.7.1 板的受冲切承载力计算图

(a) 局部荷载设计值作用下; (b) 集中反力设计值作用下

1—冲切破坏锥体的斜截面; 2—距荷载面积周边 $h_0/2$ 处的周长;

3—冲切破坏锥体的底面线

条件:

$$F_l \leq \frac{1}{\gamma_d} f_t u_m h_0 \quad (6.7.2-1)$$

配置箍筋或弯起钢筋的钢筋混凝土板的受冲切承载力可按下列公式计算:

(1) 当配置箍筋时

$$F_l \leq \frac{1}{\gamma_d} (0.35 f_t u_m h_0 + f_{yv} A_{svu}) \quad (6.7.2-2)$$

(2) 当配置弯起钢筋时

$$F_l \leq \frac{1}{\gamma_d} (0.35 f_t u_m h_0 + f_y A_{sbu} \sin \alpha) \quad (6.7.2-3)$$

式中: A_{svu} ——与呈 45° 冲切破坏锥体斜截面相交的全部箍筋截面面积;

A_{sbu} ——与呈 45° 冲切破坏锥体斜截面相交的全部弯起钢筋截面面积;

α ——弯起钢筋与板底面的夹角。

板中配置受冲切的箍筋或弯起钢筋, 其构造要求应符合 10.1.7 的规定。对配置受冲切箍筋或弯起钢筋的冲切破坏锥体以外的截面, 尚应按 6.7.1 的要求进行受冲切承载力验算, 此时, 取冲切破坏锥体以外 $0.5h_0$ 处的最不利周长。

6.7.3 对矩形截面柱的矩形基础, 在柱与基础交接处以及基础变阶处的受冲切承载力可按下列公式计算 (图 6.7.3):

$$F_l \leq \frac{1}{\gamma_d} (0.7 f_t b_m h_0) \quad (6.7.3-1)$$

图 6.7.3 计算阶形基础的受冲切承载力截面位置图
(a) 柱与基础交接处; (b) 基础变阶处

$$F_l = p_s A \quad (6.7.3-2)$$

1—冲切破坏锥体最不利一侧的斜截面; 2—冲切破坏锥体的底面线

式中: b_m ——冲切破坏锥体斜截面的上边

长 b_t 与下边长 b_b 的平均值, $b_m =$

$(b_t + b_b) / 2$;

b_t ——冲切破坏锥体最不利一侧斜截面的上边长: 当计算柱与基础交接处的受冲切承载力时, 取柱宽; 当计算基础变阶处的受冲切承载力时, 取上阶宽;

b_b ——冲切破坏锥体最不利一侧斜截面的下边长: 当计算柱与基础交接处的受冲切承载力时, 取柱宽加两倍基础有效高度; 当计算基础变阶处的受冲切承载力时, 取上阶宽加两倍该处的基础有效高度;

h_0 ——基础冲切破坏锥体的有效高度;

A ——考虑冲切荷载时取用的多边形面积 (图 6.7.3 中的阴影面积 ABCDEF);

p_s ——在荷载设计值作用下基础底面单位面积上的土反力 (可扣除基础自重及其上的土重), 当为偏心荷载时可取用最大的单位反力。

6.8 局部受压承载力计算

6.8.1 配置间接钢筋的构件, 其局部受压区的截面尺寸应符合下列要求:

$$F_l \leq \frac{1}{\gamma_d} (1.5 \beta f_c A_l) \quad (6.8.1-1)$$

$$\beta = \sqrt{\frac{A_b}{A_l}} \quad (6.8.1-2)$$

式中: F_l ——局部受压面上作用的局部荷载或局部压力设计值;

γ_d ——钢筋混凝土结构的结构系数,按表 4.2.1 采用;

β ——混凝土局部受压时的强度提高系数;

A_l ——混凝土局部受压面积;

A_b ——局部受压时的计算底面积,可按图 5.4.1 取用。

6.8.2 当配置方格网式或螺旋式间接钢筋且符合 $A_l \leq A_{cor}$ 的条件时,其局部受压承载力可按式计算(图 6.8.2):

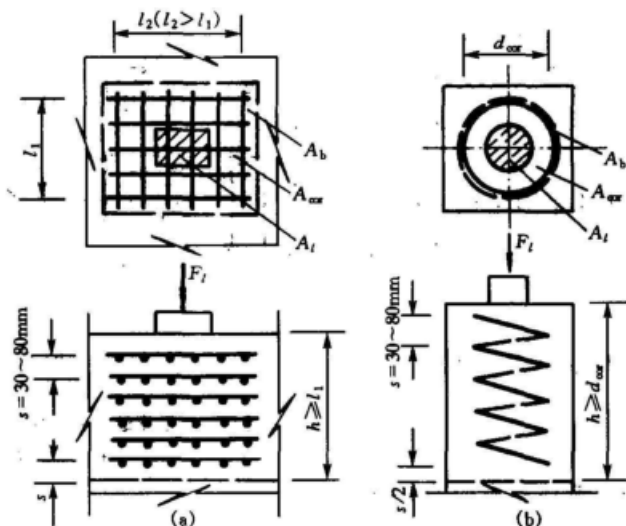


图 6.8.2 局部受压配筋图
(a) 方格网式配筋; (b) 螺旋式配筋

$$F_l \leq \frac{1}{\gamma_d} (\beta f_c + 2\rho_v \beta_{cor} f_y) A_l \quad (6.8.2-1)$$

当为方格网式配筋时,其体积配筋率 ρ_v 应按式计算 [图 6.8.2 (a)]:

$$\rho_v = \frac{n_1 A_{s1} l_1 + n_2 A_{s2} l_2}{A_{cor} s} \quad (6.8.2-2)$$

此时,在两个方向上钢筋网单位长度的钢筋面积相差不应大于 1.5 倍。

当为螺旋式配筋时 [图 6.8.2 (b)],其体积配筋率应按式计算:

$$\rho_v = \frac{4A_{ss1}}{d_{cor} s} \quad (6.8.2-3)$$

上三式中: β_{cor} ——配置间接钢筋的局部受压承载力提高系数,仍按式 (6.8.1-2) 计算,但应以 A_{cor} 代替 A_b ;

A_{cor} ——钢筋网以内的混凝土核心面积，但不应大于 A_b ，且其重心应与 A_l 的重心相重合；

ρ_v ——间接钢筋的体积配筋率（核心面积 A_{cor} 范围内单位混凝土体积中所包含的间接钢筋体积）；

n_1 、 A_{s1} ——方格网沿 l_1 方向的钢筋根数及单根钢筋的截面面积；

n_2 、 A_{s2} ——方格网沿 l_2 方向的钢筋根数及单根钢筋的截面面积；

s ——方格网式或螺旋式间接钢筋的间距；

A_{ss1} ——螺旋式单根间接钢筋的截面面积；

d_{cor} ——配置螺旋式间接钢筋范围以内的混凝土直径。

注：间接钢筋应配置在图 6.8.2 所规定的 h 范围内。对柱接头， h 尚不应小于 15 倍纵向钢筋直径。配置方格网式钢筋不应少于 4 片，配置螺旋式钢筋不应少于 4 圈。

7 钢筋混凝土构件正常使用极限 状态验算

7.1 正截面抗裂验算

7.1.1 对使用上不允许出现裂缝的钢筋混凝土构件，在荷载效应的短期组合及长期组合下，应按下列公式分别进行抗裂验算：

(1) 轴心受拉构件

$$N_s \leq \alpha_{\text{ct}} f_{\text{tk}} A_0 \quad (7.1.1-1)$$

及

$$N_l \leq \alpha_{\text{ct}} f_{\text{tk}} A_0 \quad (7.1.1-2)$$

(2) 受弯构件

$$M_s \leq \gamma_m \alpha_{\text{ct}} f_{\text{tk}} W_0 \quad (7.1.1-3)$$

及

$$M_l \leq \gamma_m \alpha_{\text{ct}} f_{\text{tk}} W_0 \quad (7.1.1-4)$$

(3) 偏心受压构件

$$N_s \leq \frac{\gamma_m \alpha_{\text{ct}} f_{\text{tk}} A_0 W_0}{e_0 A_0 - W_0} \quad (7.1.1-5)$$

及

$$N_l \leq \frac{\gamma_m \alpha_{\text{ct}} f_{\text{tk}} A_0 W_0}{e_0 A_0 - W_0} \quad (7.1.1-6)$$

(4) 偏心受拉构件

$$N_s \leq \frac{\gamma_m \alpha_{\text{ct}} f_{\text{tk}} A_0 W_0}{e_0 A_0 + \gamma_m W_0} \quad (7.1.1-7)$$

及

$$N_l \leq \frac{\gamma_m \alpha_{\text{ct}} f_{\text{tk}} A_0 W_0}{e_0 A_0 + \gamma_m W_0} \quad (7.1.1-8)$$

上八式中： N_s 、 M_s ——由荷载标准值按荷载效应短期组合计算的轴向力值、弯矩值；

N_l 、 M_l ——由荷载标准值按荷载效应长期组合计算的轴向力值、弯矩值；

α_{ct} ——混凝土拉应力限制系数，对荷载效应的短期组合， α_{ct} 取为 0.85，对

长期组合, α_{ct} 取为 0.70;

f_{tk} ——混凝土轴心抗拉强度标准值, 按表 3.1.3 取用;

γ_m ——截面抵抗矩塑性系数, 按附录 C 采用;

A_0 ——换算截面面积, $A_0 = A_c + \alpha_E A_s + \alpha_E A'_s$; A_s 、 A'_s 为受拉、受压钢筋截面面积;

α_E ——钢筋弹性模量与混凝土弹性模量之比, 即 $\alpha_E = E_s/E_c$;

W_0 ——换算截面受拉边缘的弹性抵抗矩, $W_0 = I_0/(h - y_0)$;

y_0 ——换算截面重心至受压边缘的距离;

I_0 ——换算截面对其重心轴的惯性矩;

A_c ——混凝土截面面积;

h ——截面全高。

对于矩形、T 形、I 形等截面的 y_0 及 I_0 可按下列公式计算:

$$y_0 = \frac{A_c y'_c + \alpha_E A_s h_0 + \alpha_E A'_s a'_s}{A_c + \alpha_E A_s + \alpha_E A'_s} \quad (7.1.1-9)$$

$$I_0 = I_c + A_c (y_0 - y'_c)^2 + \alpha_E A_s (h_0 - y_0)^2 + \alpha_E A'_s (y_0 - a'_s)^2 \quad (7.1.1-10)$$

单筋矩形截面的 y_0 及 I_0 也可按下列公式计算:

$$y_0 = (0.5 + 0.425 \alpha_E \rho) h \quad (7.1.1-11)$$

$$I_0 = (0.0833 + 0.19 \alpha_E \rho) b h^3 \quad (7.1.1-12)$$

上四式中: h_0 ——截面的有效高度, $h_0 = h - a_s$;

a_s 、 a'_s ——分别为纵向受拉钢筋和受压钢筋合力点到截面最近边缘的距离;

I_c ——混凝土截面对于其本身重心轴的惯性矩;

y'_c ——混凝土截面重心至受压边缘的距离;

ρ ——纵向受拉钢筋的配筋率, $\rho = A_s/bh_0$ 。

注: 本章中所指裂缝不包括因温度变化、干缩等原因而产生的裂缝。

7.2 正截面裂缝宽度验算

7.2.1 对使用上要求限制裂缝宽度的钢筋混凝土构件, 应进行裂缝宽度的验算, 按荷载效应的短期组合 (并考虑部分荷载的长期作用的影响) 及长期组合所求得的最大裂缝宽度 w_{max} , 不应超过表 4.3.2 规定的允许值。

当钢筋混凝土构件已满足 7.1.1 的抗裂要求时, 可不进行裂缝宽度的验算。

对于某些重要的钢筋混凝土构件, 经论证确有必要时, 可同时提出抗裂验算及限制裂缝宽度验算的要求, 但当取 α_{ct} 为 0.55 进行抗裂验算并能满足式 (7.1.1-1)、式 (7.1.1-3)、式 (7.1.1-5) 或式 (7.1.1-7) 的要求时, 则可不再进行裂缝宽度验算。

7.2.2 矩形、T 形及 I 形截面的钢筋混凝土受拉、受弯和偏心受压构件, 按荷载效应的短期组合 (并考虑部分荷载的长期作用的影响) 及长期组合的最大裂缝宽度 w_{max} 可分别按下

列公式计算:

$$w_{\max} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \frac{\sigma_{ss}}{E_s} \left(3c + 0.10 \frac{d}{\rho_{te}} \right) \quad (7.2.2-1)$$

$$w_{\max} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \frac{\sigma_{sl}}{E_s} \left(3c + 0.10 \frac{d}{\rho_{te}} \right) \quad (7.2.2-2)$$

上二式中: α_1 ——考虑构件受力特征的系数, 对受弯和偏心受压构件, 取 $\alpha_1 = 1.0$; 对偏心受拉构件, 取 $\alpha_1 = 1.15$; 对轴心受拉构件, 取 $\alpha_1 = 1.3$;

α_2 ——考虑钢筋表面形状的系数, 对变形钢筋, 取 $\alpha_2 = 1.0$; 对光面钢筋, 取 $\alpha_2 = 1.4$;

α_3 ——考虑荷载长期作用影响的系数, 对荷载效应的短期组合, 取 $\alpha_3 = 1.5$; 对荷载效应的长期组合, 取 $\alpha_3 = 1.6$;

c ——最外层纵向受拉钢筋外边缘至受拉区底边的距离 (以 mm 计), 当 $c < 20\text{mm}$ 时, 取 $c = 20\text{mm}$; 当 $c > 65\text{mm}$ 时, 取 $c = 65\text{mm}$;

d ——钢筋直径 (以 mm 计), 当钢筋用不同直径时, 式中的 d 改用换算直径 $4A_s/u$, 此处, u 为纵向受拉钢筋截面总周长;

ρ_{te} ——纵向受拉钢筋的有效配筋率, 按下列规定计算:

$$\rho_{te} = \frac{A_s}{A_{te}}, \text{ 当 } \rho_{te} < 0.03 \text{ 时, 取 } \rho_{te} = 0.03;$$

A_{te} ——有效受拉混凝土截面面积, 对受弯、偏心受拉及大偏心受压构件, A_{te} 取为其重心与受拉钢筋 A_s 重心相一致的混凝土面积, 即 $A_{te} = 2a_s b$, 其中 a_s 为 A_s 重心至截面受拉边缘的距离, b 为矩形截面的宽度, 对有受拉翼缘的倒 T 形及 I 形截面, b 为受拉翼缘宽度; 对全截面受拉的偏心受拉构件, A_{te} 取拉应力较大一侧钢筋的相应有效受拉混凝土截面面积; 对轴心受拉构件, A_{te} 取为 $2a_s l_s$, 但不大于构件全截面面积, 其中 a_s 为一侧钢筋重心至截面边缘的距离, l_s 为沿截面周边配置的受拉钢筋重心连线的总长度;

A_s ——受拉区纵向钢筋截面面积, 对受弯、偏心受拉及大偏心受压构件, A_s 取受拉区纵向钢筋截面面积; 对全截面受拉的偏心受拉构件, A_s 取拉应力较大一侧的钢筋截面面积; 对轴心受拉构件, A_s 取全部纵向钢筋截面面积;

σ_{ss} 、 σ_{sl} ——按荷载效应的短期组合及长期组合计算的构件纵向受拉钢筋应力, 按 7.2.3 的规定计算。

注: 1. 对水电站厂房的钢筋混凝土吊车梁, 可将计算求得的最大裂缝宽度乘以系数 0.85;

2. 对 $\frac{e_0}{h_0} \leq 0.55$ 的偏心受压构件, 可不验算裂缝宽度。

7.2.3 钢筋混凝土构件最大裂缝宽度计算中, 当按荷载效应的短期组合及长期组合计算时的纵向受拉钢筋应力可按下列公式计算:

(1) 轴心受拉构件

$$\sigma_{ss} = \frac{N_s}{A_s} \quad (7.2.3-1)$$

及

$$\sigma_{sl} = \frac{N_l}{A_s} \quad (7.2.3-2)$$

(2) 受弯构件

$$\sigma_{ss} = \frac{M_s}{0.87h_0A_s} \quad (7.2.3-3)$$

及

$$\sigma_{sl} = \frac{M_l}{0.87h_0A_s} \quad (7.2.3-4)$$

(3) 大偏心受压构件

$$\sigma_{ss} = \frac{N_s}{A_s} \left(\frac{e}{z} - 1 \right) \quad (7.2.3-5)$$

及

$$\sigma_{sl} = \frac{N_l}{A_s} \left(\frac{e}{z} - 1 \right) \quad (7.2.3-6)$$

$$z = \left[0.87 - 0.12(1 - \gamma_f) \left(\frac{h_0}{e} \right)^2 \right] h_0 \quad (7.2.3-7)$$

$$e = \eta_s e_0 + y_s \quad (7.2.3-8)$$

$$\eta_s = 1 + \frac{1}{4000} \frac{e_0}{h_0} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \quad (7.2.3-9)$$

当 $\frac{l_0}{h} \leq 14$ 时, 可取 $\eta_s = 1.0$ 。

(4) 偏心受拉构件 (矩形截面)

$$\sigma_{ss} = \frac{N_s}{A_s} \left(1 \pm 1.1 \frac{e_s}{h_0} \right) \quad (7.2.3-10)$$

及

$$\sigma_{sl} = \frac{N_l}{A_s} \left(1 \pm 1.1 \frac{e_s}{h_0} \right) \quad (7.2.3-11)$$

对小偏心受拉构件, 上列两式右边括号内第二项取负号, 对大偏心受拉构件, 则取正号。

以上各式中: A_s ——受拉区纵向钢筋截面面积, 取值原则与 7.2.2 相同;

e_s ——轴向拉力作用点至纵向受拉钢筋 (对全截面受拉的偏心受拉构件, 为拉应力较大一侧的钢筋) 合力点的距离;

e ——轴向压力作用点至纵向受拉钢筋合力点的距离;

z ——纵向受拉钢筋合力点至受压区合力点的距离;

η_s ——使用阶段的偏心距增大系数;

y_s ——截面重心至纵向受拉钢筋合力点的距离;

γ_f' ——受压翼缘面积与腹板有效面积的比值, $\gamma_f' = \frac{(b_f' - b) h_f'}{bh_0}$, 其中 b_f' 、 h_f' 分别为受压翼缘的宽度、高度, 当 $h_f' > 0.2h_0$ 时, 取 $h_f' = 0.2h_0$ 。

7.3 受弯构件挠度验算

7.3.1 钢筋混凝土受弯构件在正常使用极限状态下的挠度, 可根据构件的刚度用结构力学的方法计算。

在等截面构件中, 可假设各同号弯矩区段内的刚度相等, 并取用该段内最大弯矩处的刚度。

受弯构件的挠度应分别按荷载效应的短期组合 (并考虑部分荷载的长期作用的影响) 及长期组合所对应的长期刚度 B_l 进行计算, 所得的挠度计算值不应超过表 4.3.4 规定的允许值。

7.3.2 矩形、T 形及 I 形截面受弯构件的长期刚度可按下列公式计算:

(1) 对应于荷载效应的短期组合 (并考虑部分荷载的长期作用的影响) 时

$$B_l = \frac{M_s}{M_l(\theta - 1) + M_s} B_s \quad (7.3.2-1)$$

(2) 对应于荷载效应的长期组合时

$$B_l = \frac{B_s}{\theta} \quad (7.3.2-2)$$

上二式中: B_s ——受弯构件的短期刚度, 按 7.3.3 的公式计算;

θ ——考虑荷载长期作用对挠度增大的影响系数, 按下列规定采用:

当 $\rho' = 0$ 时, $\theta = 2.0$; 当 $\rho' = \rho$ 时, $\theta = 1.6$; 当 ρ' 为中间数值时, θ 按直线内插法取用。此处, ρ' 为纵向受压钢筋配筋率, $\rho' = \frac{A_s'}{bh_0}$; ρ 为纵向受拉钢筋配筋率, $\rho = \frac{A_s}{bh_0}$ 。对翼缘在受拉区的倒 T 形截面, θ 应增加 20%。

7.3.3 钢筋混凝土受弯构件的短期刚度 B_s 可按下列公式计算:

(1) 不出现裂缝的构件

$$B_s = 0.85 E_c I_0 \quad (7.3.3-1)$$

(2) 出现裂缝的矩形、T 形及 I 形截面构件

$$B_s = (0.025 + 0.28 \alpha_E \rho) (1 + 0.55 \gamma_f' + 0.12 \gamma_f) E_c b h_0^3 \quad (7.3.3-2)$$

上二式中: γ_f ——受拉翼缘面积与腹板有效面积的比值, $\gamma_f = \frac{(b_f - b) h_f}{bh_0}$ 。

8 预应力混凝土结构构件计算

8.1 计算规定

8.1.1 预应力混凝土结构构件除应根据使用条件进行承载力计算及变形、抗裂、裂缝宽度

验算外,尚应按具体情况对制作、运输、吊装等施工阶段进行验算。施工阶段验算时,设计状况系数 ψ 可取为0.95。

8.1.2 预应力钢筋的张拉控制应力值 σ_{con} ,不宜超过表8.1.2的数值。符合下列情况之一时,表8.1.2中的张拉控制应力允许值可提高 $0.05f_{\text{ptk}}$ 或 $0.05f_{\text{pyk}}$:

表 8.1.2 张拉控制应力允许值

项次	钢 种	张 拉 方 法	
		先张法	后张法
1	碳素钢丝、刻痕钢丝、钢绞线	$0.75f_{\text{ptk}}$	$0.70f_{\text{ptk}}$
2	热处理钢筋、冷轧带肋钢筋	$0.70f_{\text{ptk}}$	$0.65f_{\text{ptk}}$
3	冷拉钢筋	$0.90f_{\text{pyk}}$	$0.85f_{\text{pyk}}$

注:1. 预应力钢筋的强度标准值应按3.2.2采用。

2. 碳素钢丝、刻痕钢丝、钢绞线、热处理钢筋、冷轧带肋钢筋的张拉控制应力值不宜小于 $0.4f_{\text{ptk}}$;冷拉钢筋的张拉控制应力值不宜小于 $0.5f_{\text{pyk}}$ 。

(1) 要求提高构件在施工阶段的抗裂性能而在使用阶段受压区内设置的预应力钢筋;

(2) 要求部分抵消由于应力松弛、摩擦、钢筋分批张拉以及预应力钢筋与张拉台座之间的温差因素产生的预应力损失。

8.1.3 施加预应力时,混凝土立方体抗压强度应经计算确定,但不宜低于设计的混凝土强度等级的75%。

8.1.4 由预应力产生的混凝土法向应力及相应阶段预应力钢筋的应力,可分别按下列公式计算:

(1) 先张法构件

由预加应力产生的混凝土法向应力

$$\sigma_{\text{pc}} = \frac{N_{\text{p0}}}{A_0} \pm \frac{N_{\text{p0}}e_{\text{p0}}}{I_0} y_0 \quad (8.1.4-1)$$

相应阶段预应力钢筋的有效预应力

$$\sigma_{\text{pe}} = \sigma_{\text{con}} - \sigma_l - \alpha_E \sigma_{\text{pc}} \quad (8.1.4-2)$$

预应力钢筋合力点处混凝土法向应力为零时的预应力钢筋的应力

$$\sigma_{\text{p0}} = \sigma_{\text{con}} - \sigma_l \quad (8.1.4-3)$$

(2) 后张法构件

由预加应力产生的混凝土法向应力

$$\sigma_{\text{pc}} = \frac{N_{\text{p}}}{A_{\text{n}}} \pm \frac{N_{\text{p}}e_{\text{pn}}}{I_{\text{n}}} y_{\text{n}} \quad (8.1.4-4)$$

相应阶段预应力钢筋的有效预应力

$$\sigma_{\text{pe}} = \sigma_{\text{con}} - \sigma_l \quad (8.1.4-5)$$

预应力钢筋合力点处混凝土法向应力为零时的预应力钢筋的应力

$$\sigma_{\text{p0}} = \sigma_{\text{con}} - \sigma_l + \alpha_E \sigma_{\text{pe}} \quad (8.1.4-6)$$

上六式中: A_{n} ——净截面面积,即扣除孔道、凹槽等削弱部分以外的混凝土全部截面面积及纵向非预应力钢筋截面面积换算成混凝土的截面面积之和;对由

不同混凝土强度等级组成的截面，应根据混凝土弹性模量比值换算成同一混凝土强度等级的截面面积；

A_0 ——换算截面面积，包括净截面面积以及全部纵向预应力钢筋截面面积换算成混凝土的截面面积；

I_0 、 I_n ——换算截面、净截面的惯性矩；

e_{p0} 、 e_{pn} ——换算截面重心、净截面重心至预应力钢筋及非预应力钢筋合力点的距离，按 8.1.5 计算；

y_0 、 y_n ——换算截面重心、净截面重心至所计算纤维处的距离；

σ_l ——相应阶段的预应力损失值，按 8.1.6 至 8.1.12 计算；

α_E ——钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值： $\alpha_E = E_s/E_c$ ，此处， E_s 按表 3.2.4 取用， E_c 按表 3.1.7 取用；

N_{p0} 、 N_p ——先张法构件、后张法构件的预应力及非预应力钢筋的合力，按 8.1.5 计算。

注：在式 (8.1.4-1)、式 (8.1.4-4) 中，右边第二项与第一项的应力方向相同时取正号，相反时取负号。式 (8.1.4-2)、式 (8.1.4-6) 适用于 σ_{pe} 为压应力的情况，当 σ_{pe} 为拉应力时，应以负值代入。

8.1.5 预应力钢筋和非预应力钢筋的合力及合力点的偏心距 (图 8.1.5) 可按下列公式计算：

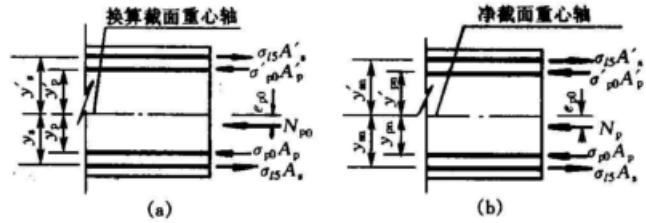


图 8.1.5 预应力钢筋及非预应力钢筋合力位置图

(a) 先张法构件；(b) 后张法构件

(1) 先张法构件

$$N_{p0} = \sigma_{p0} A_p + \sigma'_{p0} A'_p - \sigma_{l5} A_s - \sigma'_{l5} A'_s \quad (8.1.5-1)$$

$$e_{p0} = \frac{\sigma_{p0} A_p y_p - \sigma'_{p0} A'_p y'_p - \sigma_{l5} A_s y_s + \sigma'_{l5} A'_s y'_s}{\sigma_{p0} A_p + \sigma'_{p0} A'_p - \sigma_{l5} A_s - \sigma'_{l5} A'_s} \quad (8.1.5-2)$$

(2) 后张法构件

$$N_p = \sigma_{pe} A_p + \sigma'_{pe} A'_p - \sigma_{l5} A_s - \sigma'_{l5} A'_s \quad (8.1.5-3)$$

$$e_{pn} = \frac{\sigma_{pe} A_p y_{pn} - \sigma'_{pe} A'_p y'_{pn} - \sigma_{l5} A_s y_{sn} + \sigma'_{l5} A'_s y'_{sn}}{\sigma_{pe} A_p + \sigma'_{pe} A'_p - \sigma_{l5} A_s - \sigma'_{l5} A'_s} \quad (8.1.5-4)$$

上四式中： σ_{p0} 、 σ'_{p0} ——受拉区、受压区的预应力钢筋合力点处混凝土法向应力为零时的预应力钢筋应力；

σ_{pe} 、 σ'_{pe} ——受拉区、受压区的预应力钢筋的有效预应力；

A_p 、 A'_p ——受拉区、受压区的预应力钢筋的截面面积；
 y_p 、 y'_p ——受拉区、受压区的预应力合力点至换算截面重心的距离；
 y_s 、 y'_s ——受拉区、受压区的非预应力钢筋重心至换算截面重心的距离；
 σ_{l5} 、 σ'_{l5} ——受拉区、受压区的预应力钢筋在各自合力点处混凝土收缩和徐变引起的预应力损失值，按 8.1.10 计算；
 y_{pn} 、 y'_{pn} ——受拉区、受压区预应力合力点至净截面重心的距离；
 y_{sn} 、 y'_{sn} ——受拉区、受压区的非预应力钢筋重心至净截面重心的距离。

注：当式 (8.1.5-1) ~ 式 (8.1.5-4) 中的 $A'_p=0$ 时，可取式中的 $\sigma'_{l5}=0$ 。

8.1.6 预应力钢筋中的预应力损失值可按表 8.1.6 的规定计算。当计算求得的预应力总损失值小于下列数值时，应按下列数值取用：

先张法构件 100N/mm²

后张法构件 80N/mm²

大体积水工预应力混凝土构件的预应力损失值应由专门研究或试验确定。

表 8.1.6 预应力损失值 (N/mm²)

项次	引起损失的因素	符号	先张法构件	后张法构件
1	张拉端锚具变形和钢筋内缩	σ_{l1}	按 8.1.7 计算	按 8.1.7 和 8.1.8 计算
2	预应力钢筋的摩擦 与孔道壁之间的摩擦 在转向装置处的摩擦	σ_{l2}		按 8.1.9 计算
			按实际情况确定	
3	混凝土加热养护时、受张拉的钢筋与承受拉力的设备之间的温差	σ_{l3}	$2\Delta t$	
4	预应力钢筋的应力松弛	σ_{l4}	冷拉钢筋、热处理钢筋： 一次张拉 $0.05\sigma_{con}$ 超张拉 $0.035\sigma_{con}$ 碳素钢丝、刻痕钢丝、钢绞线： 普通松弛 $0.4\psi(\sigma_{con}/f_{ptk}-0.5)\sigma_{con}$ 一次张拉 $\psi=1$ 超张拉 $\psi=0.9$ 低松弛 当 $\sigma_{con}\leq 0.7f_{ptk}$ 时 $0.125\left(\frac{\sigma_{con}}{f_{ptk}}-0.5\right)\sigma_{con}$ 当 $0.7f_{ptk}<\sigma_{con}\leq 0.8f_{ptk}$ 时 $0.20\left(\frac{\sigma_{con}}{f_{ptk}}-0.575\right)\sigma_{con}$ 冷轧带肋钢筋： $0.08\sigma_{con}$	
5	混凝土收缩和徐变	σ_{l5}	可按 8.1.10 计算，对于水工预应力混凝土结构，如有论证， σ_{l5} 可按其他公式计算	
6	用螺旋式预应力钢筋作配筋的环形构件，当直径 $d\leq 3m$ 时由于混凝土的局部挤压	σ_{l6}		30

注：1. 表中 Δt 为混凝土加热养护时，受张拉钢筋与承受拉力的设备之间的温差 (℃)。

2. 当取表中超张拉的应力松弛损失值时，张拉程序应符合现行国家标准 GB50204—1992《混凝土结构工程施工及验收规范》的要求。

3. 碳素钢丝、钢绞线当 $\sigma_{con}/f_{ptk}\leq 0.5$ 时，预应力钢筋的应力松弛损失值取等于零。

8.1.7 预应力直线钢筋由于锚具变形和钢筋内缩引起的预应力损失值 σ_{l1} 可按下式计算：

$$\sigma_{l1} = \frac{aE_s}{l} \quad (8.1.7)$$

式中：a——张拉端锚具变形和钢筋内缩值，按表 8.1.7 取用；

l——张拉端至锚固端之间的距离 (mm)。

表 8.1.7 锚具变形和钢筋内缩值 a (mm)

项次	锚具类别	a
1	带螺帽的锚具 (包括钢丝束的锥形螺杆锚具、筒式锚具等)	
	螺帽缝隙	1
	每块后加垫板的缝隙	1
2	钢丝束的墩头锚具	1
3	钢丝束的钢制锥形锚具	5
4	钢绞线束 JM、QM 与 XM 型锚具	5
5	单根冷轧带肋钢筋的锥形锚具	5

注：1. 表中的锚具变形和钢筋内缩值也可根据实测数据或有关规范确定。

2. 其他类型 (如大型预应力锚索) 的锚具变形和钢筋内缩值应根据专门研究或试验确定。

8.1.8 后张法构件预应力曲线钢筋由于锚具变形和钢筋内缩引起的预应力损失值 σ_{l1} ，应根据预应力曲线钢筋与孔道壁之间反向摩擦影响长度 l_f 范围内的钢筋变形值等于锚具变形和钢筋内缩值的条件确定，反向摩擦系数可按表 8.1.9 中数值取用。当预应力钢筋为圆弧形曲线，且其对应的圆心角 θ 不大于 30° 时 (图 8.1.8)，其预应力损失值可按下式计算：

$$\sigma_{l1} = 2\sigma_{con} l_f \left(\frac{\mu}{r_c} + \kappa \right) \left(1 - \frac{x}{l_f} \right) \quad (8.1.8-1)$$

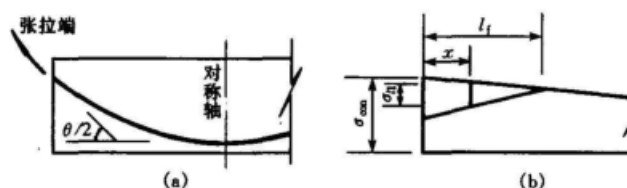


图 8.1.8 圆弧形曲线预应力钢筋因锚具变形

和钢筋内缩引起的损失值示意图

(a) 圆弧形曲线预应力钢筋；(b) σ_{l1} 分布图

反向摩擦影响长度 (m) 按下式计算：

$$l_f = \sqrt{\frac{aE_s}{1000\sigma_{con} \left(\frac{\mu}{r_c} + \kappa \right)}} \quad (8.1.8-2)$$

上二式中： r_c ——圆弧形曲线预应力钢筋的曲率半径 (以 m 计)；

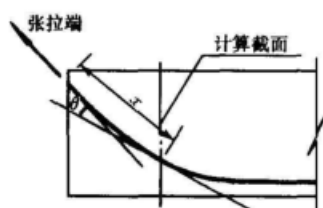
μ ——预应力钢筋与孔道壁的摩擦系数，按表 8.1.9 取用；

κ ——考虑孔道每米长度局部偏差的摩擦系数，按表 8.1.9 取用；

x——张拉端至计算截面的距离 (m)，且应符合 $x \leq l_f$ 的规定；

a ——锚具变形和钢筋内缩值 (mm), 按表 8.1.7 取用;

E_s ——预应力钢筋弹性模量 (N/mm^2)。



8.1.9 预应力钢筋与孔道壁之间的摩擦引起的预应力损失值 σ_{l2} (图 8.1.9), 可按下列公式计算:

$$\sigma_{l2} = \sigma_{\text{con}} \left(1 - \frac{1}{e^{\kappa x + \mu \theta}} \right) \quad (8.1.9-1)$$

当 $\kappa x + \mu \theta$ 不大于 0.2 时, σ_{l2} 可按下列公式计算:

$$\sigma_{l2} = (\kappa x + \mu \theta) \sigma_{\text{con}} \quad (8.1.9-2)$$

图 8.1.9 预应力摩擦损失计算图 上二式中: x ——从张拉端至计算截面的孔道长度 (m), 亦可近似取该段孔道在纵轴上的投影长度;

θ ——从张拉端至计算截面曲线孔道部分切线的夹角 (rad)。

表 8.1.9 摩擦系数

项次	孔道成型方式	κ	μ	
			钢丝束、钢绞线、光面钢筋	变形钢筋
1	预埋铁皮管	0.0030	0.35	0.40
2	预埋波纹管	0.0015	0.25	—
3	抽芯成型	0.0015	0.55	0.60

注: 当采用钢丝束的钢制锥形锚具及类似形式锚具时, 尚应考虑锚环口处的附加摩擦损失, 此值可根据实测数据确定。

8.1.10 混凝土收缩、徐变引起受拉区和受压区预应力钢筋的预应力损失值 σ_{l5} 、 σ'_{l5} 可按下列公式计算:

(1) 先张法构件

$$\sigma_{l5} = \frac{45 + \frac{220\sigma_{pc}}{f'_{cu}}}{1 + 15\rho} \quad (8.1.10-1)$$

$$\sigma'_{l5} = \frac{45 + \frac{220\sigma'_{pc}}{f'_{cu}}}{1 + 15\rho'} \quad (8.1.10-2)$$

(2) 后张法构件

$$\sigma_{l5} = \frac{25 + \frac{220\sigma_{pc}}{f'_{cu}}}{1 + 15\rho} \quad (8.1.10-3)$$

$$\sigma'_{l5} = \frac{25 + \frac{220\sigma'_{pc}}{f'_{cu}}}{1 + 15\rho'} \quad (8.1.10-4)$$

上四式中: σ_{pc} 、 σ'_{pc} ——受拉区、受压区预应力钢筋在各自合力点处的混凝土法向压应力;

f'_{cu} ——施加预应力时的混凝土立方体抗压强度;

ρ 、 ρ' ——受拉区、受压区预应力钢筋和非预应力钢筋的配筋率:

$$\text{对先张法构件, } \rho = \frac{A_p + A_s}{A_0}, \rho' = \frac{A'_p + A'_s}{A_0};$$

$$\text{对后张法构件, } \rho = \frac{A_p + A_s}{A_n}, \rho' = \frac{A'_p + A'_s}{A_n}。$$

σ_{pc} 、 σ'_{pc} 应按 8.1.4 及 8.1.5 计算, 此时, 预应力损失值仅考虑混凝土预压前(第一批)的损失, 非预应力钢筋中的应力 σ_{ls} 、 σ'_{ls} 应取等于零; σ_{pc} 、 σ'_{pc} 值不得大于 $0.5f'_{cu}$; 当 σ'_{pc} 为拉应力时, 则式 (8.1.10-2)、式 (8.1.10-4) 中的 σ'_{pc} 取等于零; 计算 σ_{pc} 、 σ'_{pc} 时可根据构件制作情况考虑自重的影响。

对处于高湿度环境的结构, 按本条公式计算的 σ_{ls} 及 σ'_{ls} 值可降低 50%; 对处于干燥环境的结构, σ_{ls} 及 σ'_{ls} 值应增加 20%~30%。

当能预先确定构件承受外荷载的时间时, 可考虑时间对混凝土收缩和徐变损失值的影响, 此时可将 σ_{ls} 及 σ'_{ls} 乘以系数 β , $\beta = \frac{4j}{120+3j}$, 其中, j 为结构构件从预加应力时起至承受外荷载的天数。 β 值不得大于 1。

8.1.11 后张法构件的预应力钢筋采用分批张拉时, 应考虑后批张拉钢筋所产生的混凝土弹性压缩(或伸长)对先批张拉钢筋的影响, 将先批张拉钢筋的应力值 σ_{con} 增加(或减小) $\alpha_E \sigma_{pci}$, 此处, σ_{pci} 为后批张拉钢筋在先批张拉钢筋重心处产生的混凝土法向应力。

8.1.12 预应力构件在各阶段预应力损失值的组合可按表 8.1.12 进行。

表 8.1.12 各阶段预应力损失值的组合

项次	预应力损失值的组合	先张法构件	后张法构件
1	混凝土预压前(第一批)的损失	$\sigma_{l1} + \sigma_{l2} + \sigma_{l3} + \sigma_{l4}$	$\sigma_{l1} + \sigma_{l2}$
2	混凝土预压后(第二批)的损失	σ_{l5}	$\sigma_{l4} + \sigma_{l5} + \sigma_{l6}$

注: 先张法构件由于钢筋应力松弛引起的损失值 σ_{l4} 在第一批和第二批损失中所占的比例, 如需区分, 可根据实际情况确定。

8.1.13 计算先张法预应力钢筋混凝土构件端部锚固区的正截面和斜截面受弯承载力时, 锚固区内的预应力钢筋抗拉强度设计值可按下列规定取用: 在锚固起点处为零, 在锚固终点处为 f_{py} , 在两点之间按直线内插法取用。预应力钢筋的锚固长度 l_a 应按表 8.1.13 取用。

采用冷拉Ⅱ级、Ⅲ级钢筋及冷轧带肋钢筋的先张法构件, 其锚固区预应力钢筋的抗拉强度设计值可不折减。

表 8.1.13 预应力钢筋锚固长度 (mm)

项次	种类	混凝土强度等级		
		C30	C40	$\geq C50$
1	刻痕钢丝 ($\phi 5$)	170d	105d	85d
2	钢绞线 (三股)	—	100d	100d
3	钢绞线 (七股)	—	120d	120d

注: 1. 当采用骤然放松预应力钢筋的施工工艺时, 锚固长度的起点应从离构件末端 $0.25l_a$ 处开始, 预应力钢筋的预应力传递长度 l_{tr} 应按表 8.6.6 取用。

2. 表中钢筋强度标准值为: 刻痕钢丝 1570N/mm², 钢绞线 1860N/mm², 当强度标准值为其他数值时, 锚固长度按强度比例增减。

3. $\phi 7$ 刻痕钢丝, 二股钢绞线的锚固长度应根据试验确定。

4. 表中 d 为刻痕钢丝或钢绞线直径。

8.1.14 对制作、运输及安装等施工阶段不允许出现裂缝的构件，或预压时全截面受压的构件，在预加应力、自重标准值及施工荷载标准值作用下（必要时应考虑动力系数）截面边缘的混凝土法向应力应符合下列规定（图 8.1.14）：

$$\sigma_{ct} \leq 0.7\gamma f'_{tk} \quad (8.1.14-1)$$

$$\sigma_{cc} \leq 0.9f'_{ck} \quad (8.1.14-2)$$

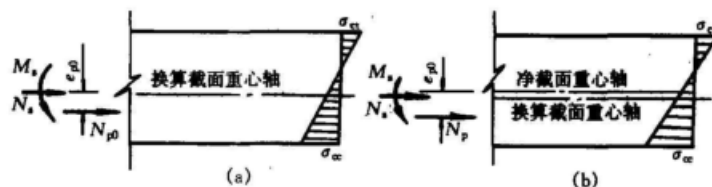


图 8.1.14 预应力混凝土构件施工阶段计算图

(a) 先张法构件；(b) 后张法构件

截面边缘的混凝土法向应力可按下列公式计算：

$$\sigma_{cc} \text{ 或 } \sigma_{ct} = \sigma_{pc} + \frac{N_s}{A_0} \pm \frac{M_s}{W_0} \quad (8.1.14-3)$$

上三式中： σ_{ct} 、 σ_{cc} ——相应施工阶段计算截面边缘纤维的混凝土拉应力、压应力；

f'_{tk} 、 f'_{ck} ——与各施工阶段混凝土立方体抗压强度 f'_{cd} 相应的轴心抗拉、抗压强度标准值，可按表 3.1.3 用直线内插法取用；

γ ——受拉区混凝土塑性影响系数，按 8.6.1 确定；

N_s 、 M_s ——构件自重标准值及施工荷载标准值的短期效应组合在计算截面产生的轴向力值、弯矩值；

W_0 ——验算边缘的换算截面弹性抵抗矩。

8.1.15 对制作、运输及安装等施工阶段预拉区允许出现裂缝的构件，当预拉区不配置预应力钢筋时，截面边缘的混凝土法向应力应符合下列规定：

$$\sigma_{ct} \leq 1.4\gamma f'_{tk} \quad (8.1.15-1)$$

$$\sigma_{cc} \leq 0.9f'_{ck} \quad (8.1.15-2)$$

注：预拉区系指施加预应力时形成的拉应力区。

8.1.16 预应力混凝土构件预拉区的纵向钢筋的配筋率应符合下列要求：

(1) 施工阶段预拉区不允许出现裂缝的构件，预拉区纵向钢筋的配筋率 $\frac{A'_s + A'_p}{A}$ 不应小于 0.15%，其中 A 为构件截面面积，但对后张法构件不应计入 A'_p ；

(2) 施工阶段预拉区允许出现裂缝，而在预拉区不配置预应力钢筋的构件，当 $\sigma_{ct} = 1.4\gamma f'_{tk}$ 时，预拉区纵向钢筋的配筋率 $\frac{A'_s}{A}$ 不应小于 0.4%；当 $0.7\gamma f'_{tk} < \sigma_{ct} < 1.4\gamma f'_{tk}$ 时，则在 0.15% 和 0.4% 之间按直线内插法取用。

预拉区的非预应力纵向钢筋的直径，对光面钢筋不宜大于 12mm，对变形钢筋不宜大于 14mm，并应沿构件预拉区的外边缘均匀配置。

注：施工阶段预拉区不允许出现裂缝的板类构件，预拉区纵向钢筋配筋率可根据构件的具体情况，按实践经验确定。

8.1.17 对先张法和后张法预应力混凝土构件，在承载力和裂缝宽度计算中，所用的混凝土法向应力为零时的预应力钢筋及非预应力钢筋合力 N_{p0} 及相应的合力点的偏心距 e_{p0} ，均应按式 (8.1.5-1) 及式 (8.1.5-2) 计算，此时，先张法和后张法构件的 σ_{p0} 、 σ'_{p0} 应按 8.1.4 计算。

8.1.18 对后张法预应力混凝土结构，应计算在预加力作用下锚固区范围内的局部受压承载力，此时，应按式 (6.8.1-1)、式 (6.8.1-2) 及式 (6.8.2-1) ~ 式 (6.8.2-3) 进行计算，但在式 (6.8.1-1) 及式 (6.8.2-1) 中， A_l 用 A_{ln} 代替， A_{ln} 为混凝土局部受压净面积，应在混凝土局部受压面积 A_l 中扣除孔道、凹槽部分的面积。在计算局部受压的轴向力设计值 F_l 时，可将预加力视为永久荷载，并乘以荷载分项系数 γ_G ，此处 γ_G 可取为 1.05。

8.2 正截面承载力计算的一般规定

8.2.1 预应力混凝土结构构件正截面承载力计算的基本假定与 6.1.1 及 6.1.2 相同。

8.2.2 受拉钢筋和受压混凝土同时达到其强度设计值的相对界限受压区计算高度 ξ_b 应按下列公式计算：

对有屈服点钢筋（热轧钢筋、冷拉钢筋）：

$$\xi_b = \frac{x_b}{h_0} = \frac{0.8}{1.0 + \frac{(f_s - \sigma_{p0})}{0.0033E_s}} \quad (8.2.2-1)$$

对无屈服点钢筋（热处理钢筋、冷轧带肋钢筋、钢丝和钢绞线）：

$$\xi_b = \frac{x_b}{h_0} = \frac{0.8}{1.6 + \frac{(f_s - \sigma_{p0})}{0.0033E_s}} \quad (8.2.2-2)$$

上二式中： h_0 ——截面的有效高度；

x_b ——界限受压区计算高度；

f_s ——纵向受拉钢筋的强度设计值，对非预应力钢筋，取 $f_s = f_y$ ，对预应力钢筋，取 $f_s = f_{py}$ ； f_y 、 f_{py} 值应按表 3.2.3-1、表 3.2.3-2 确定；

E_s ——钢筋弹性模量；

σ_{p0} ——受拉区纵向预应力钢筋合力点处混凝土法向应力为零时的预应力钢筋中的应力。

注：在截面受拉区内配置有不同种类的钢筋或不同的预应力值的受弯构件，其相对界限受压区计算高度应分别计算，并取其较小值。

8.2.3 钢筋应力可根据截面应变保持平面的假定计算，也可按下列公式计算：

对非预应力钢筋

$$\sigma_{si} = \frac{f_y}{\xi_b - 0.8} \left(\frac{x}{h_{0i}} - 0.8 \right) \quad (8.2.3-1)$$

对预应力钢筋

$$\sigma_{pi} = \frac{f_{py} - \sigma_{p0i}}{\xi_b - 0.8} \left(\frac{x}{h_{0i}} - 0.8 \right) + \sigma_{p0i} \quad (8.2.3-2)$$

此时, 钢筋应力应符合下列条件:

$$(1) \quad -f'_y \leq \sigma_{si} \leq f_y \quad (8.2.3-3)$$

当 σ_{si} 为拉应力且其值大于 f_y 时, 取 $\sigma_{si} = f_y$; 当 σ_{si} 为压应力且其绝对值大于 f'_y 时, 取 $\sigma_{si} = -f'_y$ 。

$$(2) \quad \sigma_{p0i} - f'_{py} \leq \sigma_{pi} \leq f_{py} \quad (8.2.3-4)$$

当 σ_{pi} 为拉应力且其值大于 f_{py} 时, 取 $\sigma_{pi} = f_{py}$; 当 σ_{pi} 为压应力且其绝对值大于 $(\sigma_{p0i} - f'_{py})$ 的绝对值时, 取 $\sigma_{pi} = \sigma_{p0i} - f'_{py}$ 。

上四式中: h_{0i} ——第 i 层纵向钢筋截面重心至混凝土受压区边缘的距离;

x ——混凝土受压区高度;

σ_{si} 、 σ_{pi} ——第 i 层纵向的非预应力钢筋、预应力钢筋的应力, 正值代表拉应力; 负值代表压应力;

f_y 、 f'_{py} ——纵向的非预应力钢筋、预应力钢筋的抗压强度设计值, 按表 3.2.3-1、表 3.2.3-2 确定;

σ_{p0i} ——第 i 层纵向预应力钢筋截面重心处混凝土法向应力为零时, 预应力钢筋的应力。

8.3 正截面受弯承载力计算

8.3.1 矩形截面或翼缘位于受拉区的 T 形截面受弯构件, 其正截面受弯承载力应按下列公式计算 (图 8.3.1):

$$M \leq \frac{1}{\gamma_d} \left[f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) - (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p (h_0 - a'_p) \right] \quad (8.3.1-1)$$

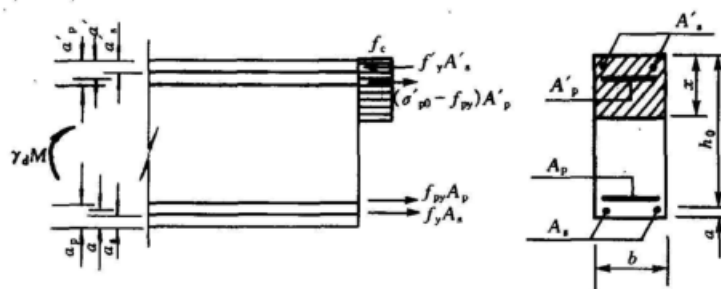


图 8.3.1 矩形截面受弯构件正截面受弯承载力计算图

混凝土受压区高度按下式确定：

$$f_c b x = f_y A_s - f'_y A'_s + f_{py} A_p + (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p \quad (8.3.1-2)$$

混凝土受压区的高度尚应符合下列要求：

$$x \leq \xi_b h_0 \quad (8.3.1-3)$$

$$x \geq 2a' \quad (8.3.1-4)$$

上四式中： M ——弯矩设计值；

A_p 、 A'_p ——受拉区、受压区纵向预应力钢筋的截面面积；

A_s 、 A'_s ——受拉区、受压区纵向非预应力钢筋的截面面积；

γ_d ——预应力混凝土结构的结构系数，按表 4.2.1 采用；

a'_s 、 a'_p ——受压区纵向非预应力钢筋合力点、预应力钢筋合力点至受压区边缘的距离；

a' ——纵向受压钢筋合力点至受压区边缘的距离，当受压区未配置纵向预应力钢筋或受压区纵向预应力钢筋的应力 $(\sigma'_{p0} - f'_{py})$ 为拉应力时，式 (8.3.1-4) 中的 a' 应用 a'_s 代替。

8.3.2 翼缘位于受压区的 T 形截面受弯构件 (图 8.3.2)，其正截面受弯承载力应按下列情况计算：

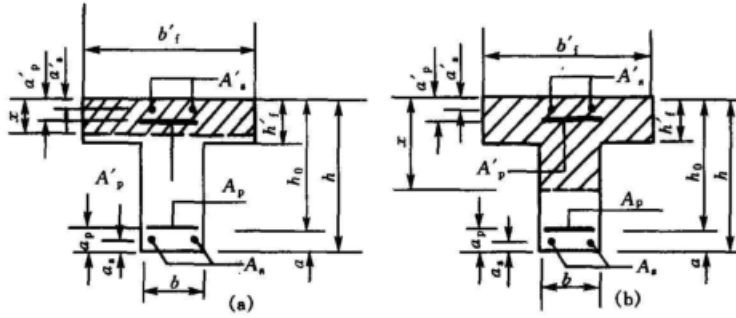


图 8.3.2 T 形截面受弯构件受压区高度

(a) $x \leq h'_f$; (b) $x > h'_f$

(1) 当符合下列条件时：

$$f_y A_s + f_{py} A_p \leq f_c b'_f h'_f + f'_y A'_s - (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p \quad (8.3.2-1)$$

则按宽度为 b'_f 的矩形截面计算。

(2) 当不符合式 (8.3.2-1) 的条件时，计算中应考虑截面中腹板受压的作用，其正截面受弯承载力按下式计算：

$$M \leq \frac{1}{\gamma_d} \left[f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f_c (b'_f - b) h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) - (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p (h_0 - a'_p) \right] \quad (8.3.2-2)$$

混凝土受压区高度按下式确定：

$$f_c [bx + (b'_f - b)h'_f] = f_y A_s - f'_y A'_s + f_{py} A_p + (\sigma'_{p0} - f_{py}) A'_p \quad (8.3.2-3)$$

上三式中： h'_f ——T形截面受压区的翼缘高度；

b'_f ——T形截面受压区的翼缘计算宽度，按 6.2.3 确定。

按上述公式计算 T 形截面受弯构件时，混凝土受压区的高度仍应符合式 (8.3.1-3)、式 (8.3.1-4) 的要求。

8.3.3 受弯构件正截面受弯承载力的计算，应符合 $x \leq \xi_b h_0$ 的要求。当由构造要求或按正常使用极限状态计算要求所配置的纵向受拉钢筋截面面积大于受弯承载力要求时，则在验算 $x \leq \xi_b h_0$ 时，可仅取受弯承载力条件所需要的纵向受拉钢筋截面面积。

8.3.4 在计算中考虑非预应力受压钢筋且不符合式 (8.3.1-4) 的条件时，正截面受弯承载力可按下列公式计算：

$$M \leq \frac{1}{\gamma_d} [f_{py} A_p (h - a_p - a'_s) + f_y A_s (h - a_s - a'_s) - (\sigma'_{p0} - f_{py}) A'_p (a'_p - a'_s)] \quad (8.3.4)$$

式中： a_s 、 a_p ——受拉区纵向非预应力钢筋、受拉区纵向预应力钢筋至受拉边缘的距离。

8.3.5 配置碳素钢丝和钢绞线的预应力混凝土受弯构件，受拉区纵向预应力钢筋的强度设计值 f_{py} 可乘以钢筋应力增大系数 β_p 。

钢筋应力增大系数按下式确定：

$$\beta_p = 1.1 - 0.1 \frac{x}{x_b} \quad (8.3.5)$$

8.4 正截面受拉承载力计算

8.4.1 轴心受拉构件的正截面受拉承载力应按下列公式计算：

$$N \leq \frac{1}{\gamma_d} (f_y A_s + f_{py} A_p) \quad (8.4.1)$$

式中： N ——轴向力设计值；

A_s 、 A_p ——非预应力钢筋、预应力钢筋的全部截面面积。

8.4.2 轴向力 N 作用在钢筋 A_s 与 A_p 的合力点及 A'_s 与 A'_p 的合力点之间的小偏心受拉构件，其正截面受拉承载力应按下列公式计算（图 8.4.2）：

$$Ne \leq \frac{1}{\gamma_d} [f_y A'_s (h_0 - a'_s) + f_{py} A'_p (h_0 - a'_p)] \quad (8.4.2-1)$$

$$Ne' \leq \frac{1}{\gamma_d} [f_y A_s (h'_0 - a_s) + f_{py} A_p (h'_0 - a_p)] \quad (8.4.2-2)$$

8.4.3 轴向力 N 不作用在钢筋 A_s 与 A_p 的合力点及 A'_s 与 A'_p 的合力点之间的矩形截面大偏心受拉构件，其正截面受拉承载力应按下列公式计算（图 8.4.3）：

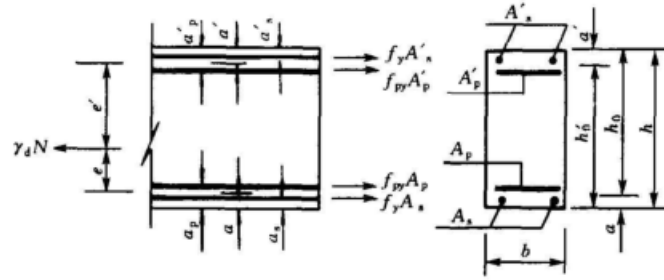


图 8.4.2 小偏心受拉构件的正截面受拉承载力计算图

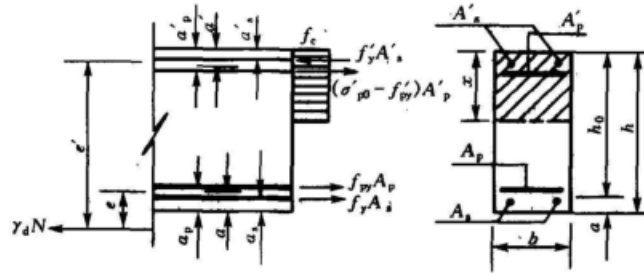


图 8.4.3 矩形截面大偏心受拉构件的正截面受拉承载力计算图

$$N \leq \frac{1}{\gamma_d} [f_y A_s + f_{py} A_p - f_y A_s' + (\sigma'_{p0} - f_{py}) A_p' - f_c b x] \quad (8.4.3-1)$$

$$Ne \leq \frac{1}{\gamma_d} \left[f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f_y A_s' (h_0 - a_s') - (\sigma'_{p0} - f_{py}) A_p' (h_0 - a_p') \right] \quad (8.4.3-2)$$

此时，混凝土受压区的高度应符合 $x \leq \xi_b h_0$ 的要求，如计算中考虑非预应力受压钢筋时，则尚应符合 $x \geq 2a'$ 的条件。

当 $x < 2a'$ 时，可按式 (8.4.2-2) 计算。

8.5 斜截面承载力计算

8.5.1 预应力混凝土受弯构件，其截面应符合 6.5.1 的要求。

8.5.2 在计算预应力混凝土受弯构件的受剪承载力时，其计算位置应按 6.5.2 采用。

8.5.3 预应力混凝土受弯构件，其斜截面受剪承载力应按下列公式计算：

当仅配有箍筋时

$$V \leq \frac{1}{\gamma_d} (V_c + V_{sv} + V_p) \quad (8.5.3-1)$$

$$V_c = 0.07 f_c b h_0 \quad (8.5.3-2)$$

$$V_{sv} = 1.25f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (8.5.3-3)$$

$$V_p = 0.05N_{p0} \quad (8.5.3-4)$$

当配有箍筋及弯起钢筋时

$$V \leq \frac{1}{\gamma_d} (V_c + V_{sv} + V_p + V_{sb} + V_{pb}) \quad (8.5.3-5)$$

$$V_{sb} = f_y A_{sb} \sin \alpha_s \quad (8.5.3-6)$$

$$V_{pb} = f_{py} A_{pb} \sin \alpha_p \quad (8.5.3-7)$$

对集中荷载作用下的矩形截面独立梁, V_c 改为按式 (6.5.3-6) 计算。

上七式中: V ——构件斜截面上的剪力设计值, 取值同 6.5.3 及 6.5.4;

V_p ——由预应力所提高的构件的受剪承载力;

V_{pb} ——预应力弯起钢筋的受剪承载力;

A_{pb} ——同一弯起平面的预应力弯起钢筋的截面面积;

α_p ——斜截面处预应力弯起钢筋的切线与构件纵向轴线的夹角;

N_{p0} ——计算截面上混凝土法向应力为零时的预应力钢筋及非预应力钢筋的合力, 按 8.1.17 计算; 当 $N_{p0} > 0.3f_c A_0$ 时, 取 $N_{p0} = 0.3f_c A_0$; 当配有预应力弯起钢筋, 按式 (8.5.3-4) 计算 V_p 时, N_{p0} 中不考虑预应力弯起钢筋的作用。

其余符号同 6.5.3。

注: 1. 当混凝土法向应力等于零时预应力钢筋及非预应力钢筋的合力 N_{p0} 引起的截面弯矩与外弯矩方向相同的情况, 以及预应力混凝土连续梁和允许出现裂缝的预应力混凝土简支梁, 均取 $V_p = 0$;

2. 对采用刻痕钢丝及钢绞线配筋的先张法预应力混凝土梁, 在计算预应力钢筋及非预应力钢筋的合力 N_{p0} 时, 应按 8.6.6 的规定考虑预应力钢筋传递长度的影响。

8.5.4 预应力混凝土受弯构件, 若符合下式要求时:

$$V \leq \frac{1}{\gamma_d} (V_c + V_p) \quad (8.5.4)$$

则不需进行斜截面受剪承载力计算, 而仅需根据 10.2.4 的规定, 按构造要求配置箍筋。

8.5.5 受弯构件的纵向钢筋和箍筋, 如符合 9.3.1 至 9.3.5、10.2.2、10.2.4 和 10.2.9 规定的构造要求时, 可不进行斜截面的受弯承载力计算。

8.6 抗裂验算

8.6.1 预应力混凝土构件应分别按下列规定进行正截面抗裂验算。

(1) 严格要求不出现裂缝的构件

在荷载效应的短期组合下应符合下列规定:

$$\sigma_{cs} - \sigma_{pc} \leq 0 \quad (8.6.1-1)$$

(2) 一般要求不出现裂缝的构件

在荷载效应的短期组合下应符合下列规定:

$$\sigma_{cs} - \sigma_{pc} \leq \alpha_{ct} f_{tk} \quad (8.6.1-2)$$

在荷载效应的长期组合下应符合下列规定：

$$\sigma_{cl} - \sigma_{pc} \leq \alpha_{ct} \gamma f_{tk} \quad (8.6.1-3)$$

上三式中： σ_{cs} ——荷载效应的短期组合下抗裂验算边缘的混凝土法向应力；

σ_{cl} ——荷载效应的长期组合下抗裂验算边缘的混凝土法向应力；

σ_{pc} ——扣除全部预应力损失后在验算边缘混凝土的预压应力，按式 (8.1.4-1) 或式 (8.1.4-4) 计算；

α_{ct} ——混凝土拉应力限制系数，荷载效应短期组合的 α_{ct} 值及长期组合的 α_{ct} 值分别按表 4.3.3 中的数值取用；

γ ——受拉区混凝土塑性影响系数，按表 8.6.1 采用；

f_{tk} ——混凝土轴心抗拉强度标准值，按表 3.1.3 取用。

注：对受弯构件，在施工阶段预拉区出现裂缝的区段，式(8.6.1-1)至式(8.6.1-3)中的 σ_{pc} 和 $\alpha_{ct} \gamma f_{tk}$ 均应乘以系数 0.9。

表 8.6.1 受拉区混凝土塑性影响系数

项 次	构 件 类 别		γ
1	受弯、偏心受压		γ_m
2	偏心受拉	当 $\sigma_m \leq 0$ 时	γ_m
		当 $\sigma_m > 0$ 时	$\gamma_m - (\gamma_m - 1) \sigma_m / f_{tk}$
3	轴心受拉		1

注：1. γ_m 为截面抵抗矩塑性系数，按附录 C 取用； σ_m 为抗裂验算时截面上混凝土的平均应力，按式 (8.6.2-1) ~ 式 (8.6.2-4) 计算。

2. 对项次 2 的偏心受拉构件，当 $\gamma < 1.0$ 时，取 $\gamma = 1.0$ 。

8.6.2 抗裂验算时截面上混凝土的平均应力 σ_m 应按下列公式计算：

对先张法构件

$$\sigma_m = \frac{N_s - N_{p0}}{A_0} \quad (8.6.2-1)$$

或

$$\sigma_m = \frac{N_1 - N_{p0}}{A_0} \quad (8.6.2-2)$$

对后张法构件

$$\sigma_m = \frac{N_s}{A_0} - \frac{N_p}{A_n} \quad (8.6.2-3)$$

或

$$\sigma_m = \frac{N_1}{A_0} - \frac{N_p}{A_n} \quad (8.6.2-4)$$

8.6.3 在荷载效应的短期组合及长期组合下的验算边缘的混凝土法向应力应按下列公式计算：

(1) 轴心受拉构件

$$\sigma_{cs} = \frac{N_s}{A_0} \quad (8.6.3-1)$$

及
$$\sigma_{cl} = \frac{N_l}{A_0} \quad (8.6.3-2)$$

(2) 受弯构件

$$\sigma_{cs} = \frac{M_s}{W_0} \quad (8.6.3-3)$$

及
$$\sigma_{cl} = \frac{M_l}{W_0} \quad (8.6.3-4)$$

(3) 偏心受拉构件

$$\sigma_{cs} = \frac{M_s}{W_0} + \frac{N_s}{A_0} \quad (8.6.3-5)$$

及
$$\sigma_{cl} = \frac{M_l}{W_0} + \frac{N_l}{A_0} \quad (8.6.3-6)$$

上六式中： N_s 、 M_s ——由荷载标准值按荷载效应短期组合计算的轴向力值、弯矩值；

N_l 、 M_l ——由荷载标准值按荷载效应长期组合计算的轴向力值、弯矩值；

A_0 ——构件换算截面面积；

W_0 ——换算截面受拉边缘的弹性抵抗矩。

8.6.4 预应力混凝土受弯构件应分别按下列规定进行斜截面抗裂验算。

(1) 混凝土主拉应力

对严格要求不出现裂缝的构件，应符合下列规定：

$$\sigma_{tp} \leq 0.85 f_{tk} \quad (8.6.4-1)$$

对一般要求不出现裂缝的构件，应符合下列规定：

$$\sigma_{tp} \leq 0.95 f_{tk} \quad (8.6.4-2)$$

(2) 混凝土主压应力

对严格要求和一般要求不出现裂缝的构件，均应符合下列规定：

$$\sigma_{cp} \leq 0.60 f_{ck} \quad (8.6.4-3)$$

上三式中： σ_{tp} 、 σ_{cp} ——在荷载效应短期组合下混凝土的主拉应力和主压应力。

此时，应选择跨度内不利位置的截面，对该截面的换算截面重心处和截面宽度剧烈改变处进行验算。

8.6.5 混凝土主拉应力和主压应力应按下列公式计算：

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{tp} \\ \sigma_{cp} \end{array} \right\} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right)^2 + \tau^2} \quad (8.6.5-1)$$

$$\sigma_x = \sigma_{pc} + \frac{M_s y_0}{I_0} \quad (8.6.5-2)$$

$$\tau = \frac{(V_s - \sum \sigma_{pc} A_{pb} \sin \alpha_p) S_0}{I_0 b} \quad (8.6.5-3)$$

上三式中： V_s ——由荷载标准值按荷载效应短期组合计算的剪力值；

σ_x ——由预应力和弯矩值 M_s 在计算纤维处产生的混凝土法向应力；

- σ_y ——由集中荷载标准值 F_s 产生的混凝土竖向压应力；
- τ ——由剪力值 V_s 和预应力弯起钢筋的预应力在计算纤维处产生的混凝土剪应力；当计算截面上作用有扭矩时，尚应考虑扭矩引起的剪应力；
- σ_{pe} ——扣除全部预应力损失后，在计算纤维处由预应力产生的混凝土法向应力，按式 (8.1.4-1) 或式 (8.1.4-4) 计算；
- σ_{pe} ——预应力钢筋的有效预应力；
- y_0 ——换算截面重心至计算纤维处的距离；
- S_0 ——计算纤维以上部分的换算截面面积对构件换算截面重心的面积矩；
- A_{pb} ——计算截面处同一弯起平面内的预应力弯起钢筋的截面面积；
- α_p ——计算截面处预应力弯起钢筋的切线与构件纵向轴线的夹角。

对预应力混凝土梁，在集中荷载作用点两侧各 $0.6h$ 的长度范围内，集中荷载标准值产生的混凝土竖向压应力和剪应力，可按图 8.6.5 取用。

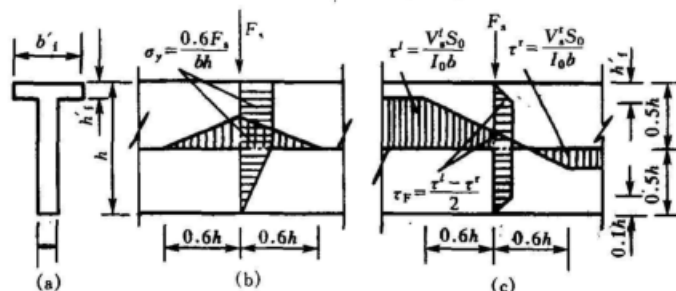


图 8.6.5 预应力混凝土梁集中力作用点附近应力分布图

(a) 截面；(b) 竖向压应力 σ_y 分布；(c) 剪应力 τ 分布

F_s ——集中荷载标准值； V_s^l 、 V_s^r ——集中荷载标准值 F_s 产生的左端、右端的剪力值； τ^l 、 τ^r ——集中荷载标准值 F_s 产生的左端、右端的剪应力

注：式 (8.6.5-1)、式 (8.6.5-2) 中的 σ_x 、 σ_y 、 σ_{pe} 和 $\frac{M_s y_0}{I_0}$ ，当为拉应力时，以正号代入；当为压应力时，以负号代入。

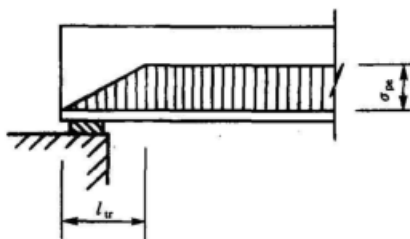


图 8.6.6 预应力钢筋的预应力传递长度 l_{tr} 范围内有效预应力值的变化图

8.6.6 对先张法预应力混凝土构件端部进行斜截面受剪承载力计算以及正截面、斜截面抗裂验算时，应计入预应力钢筋在其预应力传递长度 l_{tr} 范围内实际应力值的变化。预应力钢筋的实际预应力按线性规律增大，在构件端部应取零，在其预应力传递长度的末端取有效预应力值 σ_{pe} (图 8.6.6)，预应力钢筋的预应力传递长度 l_{tr} 应按表 8.6.6 取用。

表 8.6.6 预应力钢筋的预应力传递长度 l_{tr} (mm)

项次	种 类	混凝土强度等级			
		C20	C30	C40	$\geq C50$
1	刻痕钢丝直径 $d = 5\text{mm}$, $\sigma_{pe} = 1070\text{N/mm}^2$	$160d$	$105d$	$70d$	$55d$
2	钢绞线 (三股), $\sigma_{pe} = 1260\text{N/mm}^2$	—	$85d$	$70d$	$70d$
3	钢绞线 (七股), $\sigma_{pe} = 1260\text{N/mm}^2$	—	$100d$	$85d$	$85d$

注: 1. 确定预应力传递长度 l_{tr} 时, 表中混凝土强度等级应按放张时的混凝土立方体抗压强度确定。

2. 当刻痕钢丝和钢绞线的有效预应力值 σ_{pe} 大于或小于 1070N/mm^2 和 1260N/mm^2 时, 其预应力传递长度应根据表 8.6.6 的数值按比例增减。

3. 当采用骤然放松预应力钢筋的施工工艺时, l_{tr} 的起点应从距构件末端 $0.25l_{tr}$ 处开始计算。

4. $\phi 7$ 刻痕钢丝和二股钢绞线的预应力传递长度应根据试验确定。

8.7 裂缝宽度验算

8.7.1 使用阶段允许出现裂缝的预应力混凝土构件, 应验算裂缝宽度。按荷载效应的短期组合 (并考虑部分荷载的长期作用的影响) 及长期组合所求得的最大裂缝宽度 $w_{\max}$, 不应超过表 4.3.3 规定的允许值。

8.7.2 在矩形、T 形和 I 形截面的预应力混凝土轴心受拉和受弯构件中, 按荷载效应的短期组合 (并考虑部分荷载的长期作用的影响) 及长期组合, 其最大裂缝宽度 (mm) 可按下列公式计算:

$$w_{\max} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \frac{\sigma_{ss}}{E_s} \left(3c + \frac{0.10d}{\rho_{te}} \right) \quad (8.7.2-1)$$

及

$$w_{\max} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \frac{\sigma_{sl}}{E_s} \left(3c + \frac{0.10d}{\rho_{te}} \right) \quad (8.7.2-2)$$

上二式中: α_1 ——考虑构件受力特征的系数, 对预应力混凝土受弯构件, 取 $\alpha_1 = 1.0$; 对预应力混凝土轴心受拉构件, 取 $\alpha_1 = 1.25$;

α_2 ——考虑钢筋表面形状的系数, 对变形钢筋, 取 $\alpha_2 = 1.0$; 对光面钢筋 (丝) 及钢绞线, 取 $\alpha_2 = 1.4$;

α_3 ——考虑荷载长期作用的影响系数, 对荷载效应的短期组合, 取 $\alpha_3 = 1.5$; 对荷载效应的长期组合, 取 $\alpha_3 = 1.6$;

d ——钢筋直径 (以 mm 计), 当钢筋用不同直径时, 公式中的 d 改用换算直径 $4(A_s + A_p)/u$, 此处, u 为纵向受拉钢筋 (A_s 及 A_p) 截面总周长;

ρ_{te} ——纵向受拉钢筋 (非预应力钢筋 A_s 及预应力钢筋 A_p) 的有效配筋率, 按下列规定计算:

$$\rho_{te} = \frac{A_s + A_p}{A_{te}}, \text{ 当 } \rho_{te} < 0.03 \text{ 时, 取 } \rho_{te} = 0.03;$$

A_{te} ——有效受拉混凝土截面面积, 对受弯构件, 取为其重心与 A_s 及 A_p 重心相一致的混凝土面积, 即 $A_{te} = 2ab$, 其中, a 为受拉钢筋 (A_s 及 A_p) 重心距截面受拉边缘的距离, b 为矩形截面的宽度, 对有受拉翼缘的倒 T 形及 I

形截面, b 为受拉翼缘宽度; 对轴心受拉构件, 当预应力钢筋配置在截面中心范围时, 则 A_{te} 取为构件全截面面积;

A_p ——受拉区纵向预应力钢筋截面面积: 对受弯构件, 取受拉区纵向预应力钢筋截面面积; 对轴心受拉构件, A_p 取全部纵向预应力钢筋截面面积;

σ_{ss} 、 σ_{sl} ——按荷载效应的短期组合及长期组合计算的预应力混凝土构件纵向受拉钢筋的等效应力, 按 8.7.3 计算。

其余符号及取值与 7.2.2 相同。

8.7.3 预应力混凝土构件最大裂缝宽度计算中, 纵向受拉钢筋等效应力可按下列公式计算:

(1) 轴心受拉构件

$$\sigma_{ss} = \frac{N_s - N_{p0}}{A_s + A_p} \quad (8.7.3-1)$$

及

$$\sigma_{sl} = \frac{N_l - N_{p0}}{A_s + A_p} \quad (8.7.3-2)$$

(2) 受弯构件

$$\sigma_{ss} = \frac{M_s - N_{p0}(z - e_p)}{(A_s + A_p)z} \quad (8.7.3-3)$$

及

$$\sigma_{sl} = \frac{M_l - N_{p0}(z - e_p)}{(A_s + A_p)z} \quad (8.7.3-4)$$

上二式中: z ——纵向非预应力和预应力受拉钢筋合力点至受压区合力点的距离, 可按式

(7.2.3-7) 计算, 其中 e 值对荷载效应短期组合, 取 $e = \frac{M_s}{N_{p0}} + e_p$; 对荷载

效应长期组合, 取 $e = \frac{M_l}{N_{p0}} + e_p$;

e_p ——混凝土法向应力等于零时全部纵向预应力和非预应力钢筋的合力 N_{p0} 的作用点至纵向预应力和非预应力受拉钢筋合力点的距离。

8.8 受弯构件挠度验算

8.8.1 预应力混凝土受弯构件的挠度应分别按荷载效应的短期组合 (并考虑部分荷载的长期作用的影响) 及长期组合所对应的长期刚度 B_{pl} 进行计算, 所求得的挠度计算值不应超过表 4.3.4 规定的允许值。

长期刚度可按下列公式计算:

(1) 对应于荷载效应的短期组合 (并考虑部分荷载的长期作用的影响) 时

$$B_{pl} = \frac{M_s}{M_l + M_s} B_{ps} \quad (8.8.1-1)$$

(2) 对应于荷载效应的长期组合时

$$B_{pl} = \frac{B_{ps}}{2} \quad (8.8.1-2)$$

上二式中 B_{ps} ——预应力混凝土受弯构件的短期刚度，按 8.8.2 的公式计算。

其余符号意义与 7.3.2 相同。

8.8.2 荷载效应短期组合作用下预应力混凝土受弯构件的短期刚度 B_{ps} ，可按下列公式计算：

(1) 不出现裂缝的构件

$$B_{ps} = 0.85E_c I_0 \quad (8.8.2-1)$$

(2) 出现裂缝的构件

$$B_{ps} = \frac{B_s}{1 - 0.8\delta} \quad (8.8.2-2)$$

$$\delta = \frac{M'_{p0}}{M_s} \quad (8.8.2-3)$$

$$M'_{p0} = N_{p0}(\eta_0 h_0 - e_p) \quad (8.8.2-4)$$

$$\eta_0 = \frac{1}{1.5 - 0.3\sqrt{\gamma_f}} \quad (8.8.2-5)$$

上五式中： B_s ——出现裂缝的钢筋混凝土受弯构件的短期刚度，按式 (7.3.3-2) 计算，式中的纵向受拉钢筋配筋率 ρ 包括非预应力钢筋及预应力钢筋截面面积在内；

δ ——消压弯矩与按荷载效应短期组合计算的弯矩值的比值，简称预应力度；

M'_{p0} ——非预应力钢筋及预应力钢筋合力点处混凝土法向应力为零时的消压弯矩；

N_{p0} ——混凝土法向应力为零时的预应力钢筋及非预应力钢筋的合力，按 8.1.17 的规定计算；

γ_f ——受压翼缘面积与腹板有效面积的比值，同 7.2.3。

注：对预压时预拉区出现裂缝的构件， B_{ps} 应降低 10%。

8.8.3 预应力混凝土受弯构件在使用阶段的预应力反拱值，可用结构力学方法按刚度 $E_c I_0$ 进行计算，并考虑预压应力长期作用的影响。此时，将计算求得的预加应力反拱值乘以增大系数 2.0；在计算中，预应力钢筋的应力应扣除全部预应力损失。

注：对永久荷载所占比例较小的构件，应考虑反拱过大对使用上的不利影响。

8.8.4 水工建筑物预应力混凝土结构构件的配筋构造要求应根据具体情况确定，对于一般梁、板类预应力混凝土构件，可参照有关规范的规定。

9 一般构造规定

9.1 永久缝和临时缝

9.1.1 结构受温度变化和混凝土干缩作用时，应设置伸缩缝；当地基有不均匀沉陷或冻胀时，应设置沉降缝。在高程有突变的地基上浇筑的结构，在突变处也宜分缝。永久的伸缩缝

和沉降缝应做成贯通式。具有独立基础的排架、框架结构，当设置伸缩缝时，其双柱基础可不断开。

承受水压的结构，缝内应设置止水。

9.1.2 施工期间设置的临时缝和临时宽缝应尽量与施工缝相结合，并设置在结构受力较小处。

临时缝和临时宽缝应根据具体情况，设置键槽和插筋，在基础沉陷基本完成和两侧混凝土冷却后再进行接缝处理，并宜在结构的最低温度期间进行。

9.1.3 伸缩缝的间距可根据当地的气候条件、结构型式、施工程序、温度控制措施和地基特性等情况按照表 9.1.3 采用。

经温度作用计算、沉降计算或采用其他可靠技术措施后，伸缩缝间距可不受表 9.1.3 的限制。

表 9.1.3 混凝土结构伸缩缝最大间距 (m)

结 构 类 别	室内或地下		露 天	
	岩 基	软 基	岩 基	软 基
素混凝土结构：				
现浇式（未配构造钢筋）	15	20	10	15
现浇式（配有构造钢筋）	20	30	15	20
装配式	30	40	20	30
钢筋混凝土结构：				
框架结构（现浇式）	45	55	30	35
框架结构（装配式）	60	75	45	50
排架结构（装配式）	100	100	70	70
墙式结构（现浇式）	20	30	15	20
（装配式）	30	40	20	30
水闸底板			20	30
地下涵管、压力水管、倒虹吸管	20	25	15	20
渡槽槽身、架空管道			25	25

注：1. 在老混凝土上浇筑的结构，伸缩缝间距可取与岩基上的结构相同。
2. 位于气候干燥或高温多雨地区的结构、混凝土收缩较大或施工期外露时间较长的结构，宜适当减小伸缩缝间距。
3. 表中墙式结构系指挡土墙、厂房实体边墙一类结构。室内或地下现浇墙式结构，当施工期有良好工艺和保温养护措施时，伸缩缝最大间距可适当增加。

9.2 混凝土保护层

9.2.1 纵向受力钢筋的混凝土保护层厚度（从钢筋外边缘算起）不应小于钢筋直径及表 9.2.1 所列的数值，同时也不宜小于粗骨料最大粒径的 1.25 倍。

表 9.2.1 混凝土保护层最小厚度 (mm)

项 次	构 件 类 别	环境条件类别			
		一	二	三	四
1	板、墙	20	25	30	45
2	梁、柱、墩	25	35	45	55
3	截面厚度不小于 3m 的底板及墩墙	30	40	50	60

- 注：1. 直接与基土接触的结构底层钢筋，保护层厚度应适当增大。
 2. 有抗冲耐磨要求的结构面层钢筋，保护层厚度应适当增大。
 3. 混凝土强度等级不低于 C20 且浇筑质量有保证的预制构件或薄板，保护层厚度可按表中数值减小 5mm。
 4. 钢筋表面涂塑或结构外表面敷设永久性涂料或面层时，保护层厚度可适当减小。
 5. 钢筋端头保护层不应小于 15mm。
 6. 严寒和寒冷地区受冰冻的部位，保护层厚度还应符合《水工建筑物抗冰冻设计规范》的规定。

9.3 钢 筋 的 锚 固

9.3.1 绑扎骨架中的受力光面钢筋应在末端做成弯钩，变形钢筋和焊接骨架、焊接网以及轴心受压构件中的光面钢筋可不作弯钩。

当板厚小于 120mm 时，板的上层钢筋可做成直抵板底的直钩。

9.3.2 在支座锚固的纵向受拉钢筋，当计算中充分利用其强度时，伸入支座的锚固长度不应小于表 9.3.2 中规定的数值。纵向受压钢筋的锚固长度不应小于表列数值的 0.7 倍。

表 9.3.2 受拉钢筋的最小锚固长度 l_a

项 次	钢 筋 类 型		混凝土强度等级				
			C15	C20	C25	C30、C35	≥C40
1	I 级钢筋		40d	30d	25d	20d	20d
2	月牙纹	II 级钢筋	50d	40d	35d	30d	25d
		III 级钢筋	—	45d	40d	35d	30d
3	冷轧带肋钢筋		—	40d	35d	30d	25d

- 注：1. 表中 d 为钢筋直径。
 2. 月牙纹钢筋直径大于 25mm 时， l_a 应按表中数值增加 5d。
 3. 当混凝土在凝固过程中易受扰动（如滑模施工）时， l_a 宜适当加长。
 4. 构件顶层水平钢筋（其下浇筑的新混凝土厚度大于 1m 时）的 l_a 宜按表中数值乘以 1.2。
 5. 钢筋间距大于 180mm，保护层厚度大于 80mm 时， l_a 可按表中数值乘以 0.8。
 6. 纵向受拉的 I、II、III 级钢筋的 l_a 不应小于 250mm 或 20d；纵向受拉的冷轧带肋钢筋的锚固长度不应小于 200mm。
 7. 表中项次 1 光面钢筋的 l_a 值不包括端部弯钩长度。

9.3.3 如锚固长度不能满足表 9.3.2 的规定时，可在钢筋末端加焊锚板，或在末端采用贴焊锚筋、做弯钩（弯钩形式不同于光圆钢筋）等附加锚固形式。贴焊的锚筋直径取与受力筋的直径 d 相同，锚筋长度可取为 5d；弯钩的弯转角取为 135°，弯钩直段为 5d。

采用贴焊锚筋及弯钩的附加锚固后，最小锚固长度可按表 9.3.2 规定的 l_a 乘以附加锚固的折减系数 0.7 后取用，但需符合下列要求：①钢筋的侧向保护层不小于 3d；②锚固长度范围内，箍筋间距不大于 5d 及 100mm；箍筋数量不少于 3 个；③附加锚固端头的搁置方

向宜偏向截面内部或平置。

贴焊锚筋及做弯钩的锚固形式不宜用于受压钢筋的锚固。

9.3.4 纵向受拉钢筋不宜在受拉区截断。如必须截断时，应延伸至按正截面受弯承载力计算不需要该钢筋的截面以外，延伸长度不应小于 $20d$ ；同时从该钢筋强度充分利用截面开始延伸的长度，在 $V < V_c/\gamma_d$ 时，不应小于 $1.2l_a$ ；在 $V \geq V_c/\gamma_d$ 时，不应小于 $1.2l_a + h_0$ （图 9.3.4）。在此， V_c 按式（6.5.3-2）计算。

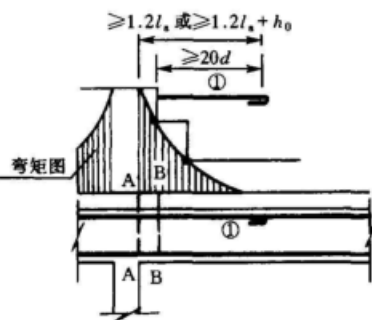


图 9.3.4 纵向受拉钢筋截断时的延伸长度

A—A 钢筋①的强度充分利用截面；
B—B 按计算不需要钢筋①的截面

9.3.5 纵向受压钢筋在跨中截断时，必须伸至按计算不需该钢筋的截面以外，其伸出的长度不应小于 $15d$ ；但对绑扎骨架中末端无弯钩的光面钢筋，不应小于 $20d$ 。

9.3.6 成束钢筋的锚固长度应不小于 $1.2l_a$ （用于 2 根钢筋成束）或 $1.5l_a$ （用于 3 根钢筋成束）。 l_a 为表 9.3.2 所列的单根钢筋锚固长度。

9.3.7 水闸或溢流坝的闸墩等结构构件，当底部固接于大体积混凝土时，其受拉钢筋应伸入大体积混凝土中拉应力数值小于 $0.7f_t$ 的位置后再延伸一个锚固长度 l_a ，当底部混凝土内应力分布未具体确定时，其伸入长度可参照已建工程的经验确定。

当边墩设置上述锚固钢筋时，还应根据边墩受力情况，沿底部混凝土表面配置一定数量的水平钢筋。

对于水池或输水道等的边墙，其底部不属于大体积混凝土而是一般尺寸的底板时，则其边墙与底板交接处的受力钢筋搭接方式应按框架顶层节点的原则处理。

9.4 钢筋的接头

9.4.1 钢筋的接头宜采用焊接或机械连接接头。

钢筋直径 $d \leq 28\text{mm}$ 的焊接接头，宜采用闪光对头焊或搭接焊； $d > 28\text{mm}$ 时，宜采用帮条焊，帮条截面面积应为受力钢筋截面面积的 1.2 倍（I 级钢筋）或 1.5 倍（II、III 级钢筋）。不同直径的钢筋不能采用帮条焊。搭接焊和帮条焊接头宜采用双面焊缝，钢筋的搭接长度不应小于 $5d$ 。当施焊条件困难而采用单面焊缝时，其搭接长度不应小于 $10d$ 。当焊接 I 级钢筋时，则可分别为 $4d$ 和 $8d$ 。

9.4.2 钢筋采用绑扎搭接接头时，受拉钢筋的搭接长度不应小于 $1.2l_a$ ，且不应小于 300mm ；受压钢筋的搭接长度不应小于 $0.85l_a$ ，且不应小于 200mm 。 l_a 按表 9.3.2 取用。

焊接骨架受力方向的钢筋接头采用绑扎接头时，受拉钢筋的搭接长度不应小于 l_a ；受压钢筋的搭接长度不应小于 $0.7l_a$ 。

轴心受拉或小偏心受拉构件以及承受振动的构件不得采用绑扎搭接接头。

双面配置受力钢筋的焊接骨架，不得采用绑扎搭接接头。

受拉钢筋直径 $d > 22\text{mm}$ ，或受压钢筋直径 $d > 32\text{mm}$ 时，不宜采用绑扎搭接接头。

9.4.3 梁、柱的绑扎骨架中，在绑扎接头的搭接长度范围内，当钢筋受拉时，其箍筋间距不应大于 $5d$ ，且不大于 100mm ；当钢筋受压时，箍筋间距不应大于 $10d$ ，且不大于 200mm 。在此， d 为搭接钢筋中的最小直径。

9.4.4 钢筋的接头位置宜设置在构件的受力较小处，并宜错开。

采用焊接接头时，在接头左右 $35d$ 且不小于 500mm 的区段内，接头的受拉钢筋截面面积与受拉钢筋总截面面积的比值不宜超过 $1/2$ ，装配式构件连接处及临时缝处的焊接接头钢筋可不受此比值限制。

采用绑扎接头时，从任一接头中心至 1.3 倍搭接长度范围内，受拉钢筋的接头比值不宜超过 $1/4$ ；当接头比值为 $1/3$ 或 $1/2$ 时，钢筋的搭接长度应分别乘以 1.1 及 1.2 。

受压钢筋的接头比值不宜超过 $1/2$ 。

9.4.5 成束钢筋的搭接长度 l 应为单根钢筋搭接长度的 1.2 倍（2 根束）或 1.5 倍（3 根束）。2 根束钢筋的搭接方式如图 9.4.5 所示。

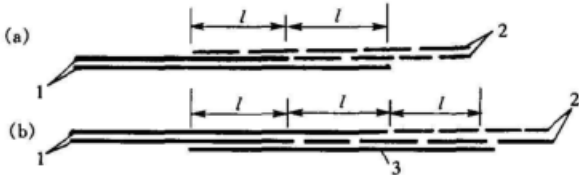


图 9.4.5 2 根束钢筋的搭接方式

(a) 错开布置；(b) 不错开布置

1、2—受力钢筋；3—附加钢筋

9.5 最小配筋率

9.5.1 钢筋混凝土构件的纵向受力钢筋的配筋率不应小于表 9.5.1 规定的数值。

表 9.5.1 钢筋混凝土构件纵向受力钢筋基本最小配筋率 $\rho_{0\min}$ (%)

项次	分 类	钢筋等级	
		I 级	II、III 级、LL550
1	受弯或偏心受拉构件的受拉钢筋 A_s		
	梁	0.20	0.15
	板	0.15	0.15
2	轴心受压柱的全部纵向钢筋	0.40	0.40
3	偏心受压构件的受拉或受压钢筋 (A_s 或 A'_s)		
	柱	0.25	0.20
	墙	0.20	0.15

注：1. 项次 1、3 中相应的配筋率是指钢筋截面面积与构件肋宽乘以有效高度的混凝土面积的比值，即 $\rho = \frac{A_s}{bh_0}$ 或 $\rho' = \frac{A'_s}{bh_0}$ ；项次 2 中相应的配筋率是指全部纵向钢筋截面面积与柱截面面积之比值。

2. 温度、收缩等因素对结构产生的影响较大时，最小配筋率应适当增大。

9.5.2 截面厚度很大的受弯构件（底板）及大偏心受压构件（墩墙），其受拉钢筋的最小配筋率 $\rho_{\min}$ 可由表 9.5.1 所列的基本最小配筋率 $\rho_{0\min}$ 乘以截面弯矩设计值与截面受弯极限承载力之比得出，即 $\rho_{\min} = \rho_{0\min} \left(\frac{\gamma_d M}{M_u} \right)$ 。此时， $\rho_{\min}$ 也可按下式计算：

$$(1) \text{ 底板} \quad \rho_{\min} = \sqrt{\frac{\rho_{0\min} \gamma_d M}{bh_0^2 f_y}} \quad (9.5.2-1)$$

$$(2) \text{ 墩墙} \quad \rho_{\min} = \sqrt{\frac{\rho_{0\min} \gamma_d N e_0}{bh_0^2 f_y}} \quad (9.5.2-2)$$

式中: M 、 N ——弯矩、轴向力设计值;

γ_d ——钢筋混凝土结构的结构系数,按表 4.2.1 取用;

e_0 ——轴向力 N 至截面重心的距离;

$\rho_{0\min}$ ——基本最小配筋率,按表 9.5.1 取用。

截面厚度很大的受弯构件(底板)及大偏心受压构件(墩墙)的受压钢筋可不受最小配筋率限制,但对于墩墙的受压区应配置适量的构造钢筋。

截面尺寸很大的轴心受压或小偏心受压墩墙结构,其受压钢筋的最小配筋率 $\rho'_{\min}$,可由表 9.5.1 所列的基本最小配筋率 $\rho'_{0\min}$ 乘以截面轴向压力设计值与截面受压极限承载力之比得出,即 $\rho'_{\min} = \rho'_{0\min} \left(\frac{\gamma_d N}{N_u} \right)$ 。

9.5.3 截面尺寸由抗倾、抗滑、抗浮或布置等条件确定的厚度大于 5m 的结构构件,如经论证,其纵向受拉钢筋也可不受最小配筋率的限制,钢筋截面面积按承载力计算确定,但每米宽度内的钢筋截面面积不得小于 2500mm^2 。

9.6 预制构件的接头、吊环与预埋件

9.6.1 预制构件的接头形式应根据结构受力性能和施工条件确定,力求构造简单、传力明确,接头应尽量避免受力最大的位置。

9.6.2 承受弯矩的刚性接头,接头部位的截面刚度应与邻近接头的预制构件的刚度相接近。刚性接头宜采用钢筋为焊接连接的装配整体式接头。应注意选择合理的构造形式和焊接程序,适当增加构造钢筋。

装配整体式接头应满足施工阶段和使用阶段的强度、稳定性和变形的要求。

9.6.3 装配式柱采用榫式接头时,接头附近区段内截面的承载力宜为该截面计算所需承载力的 1.3~1.5 倍。为此可采取加设横向钢筋网片和纵向钢筋、提高后浇混凝土强度等级等措施。

9.6.4 承受内力的装配式构件接头,当接缝宽度不大于 20mm 时,宜用水泥砂浆灌缝;当缝宽大于 20mm 时,宜用细石混凝土灌筑。水泥砂浆和细石混凝土的强度应比构件的混凝土强度提高二级,并应采取措施减少灌缝的混凝土或砂浆的收缩。不承受内力的接头,可采用不低于 C15 的细石混凝土或 M15 的砂浆。

9.6.5 预制构件的吊环必须采用 I 级钢筋制作,严禁采用冷加工钢筋。吊环钢筋直径不宜大于 30mm。

每个吊环可按两个截面计算,在构件自重标准值作用下,吊环应力不应大于 50N/mm^2 (构件自重的动力系数已考虑在内)。当一个构件上设有四个吊环时,设计中按三个吊环同时发挥作用考虑。

吊环埋入方向宜与吊索方向基本一致。埋入深度不应小于 $30d$ (d 为吊环钢筋直径),钢筋末端应设置 180° 弯钩,弯钩末端直段长度、钩侧保护层、吊环在构件表面的外露高度

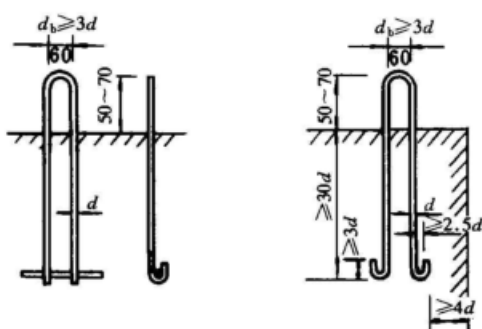


图 9.6.5 预制构件的吊环埋设

受拉锚筋和弯折锚筋的锚固长度应符合表 9.3.2 的规定；受剪和受压直锚筋的锚固长度不应小于 $15d$ 。

锚板构造及锚筋截面面积的计算可按照有关规范的规定进行。

以及吊环内直径等尺寸应符合图 9.6.5 的要求。吊环应焊接或绑扎在构件的钢筋骨架上。

9.6.6 预埋件的锚板宜采用 3 号钢，锚筋应采用 I 级或 II 级钢筋，不得采用冷加工钢筋。锚筋采用光面钢筋时，端部须加弯钩。

预埋件的受力直锚筋不宜少于 4 根，也不宜多于 4 层，其直径 d 根据计算确定，但不小于 8mm，亦不大于 25mm。受剪预埋件的直锚筋，可采用 2 根。

10 结构构件的设计构造规定

10.1 板

10.1.1 钢筋混凝土板中受力钢筋的间距：当板厚 $h \leq 200\text{mm}$ 时，不应大于 250mm；当 $200\text{mm} < h \leq 1500\text{mm}$ 时，不应大于 300mm；当 $h > 1500\text{mm}$ 时，不应大于 $0.2h$ 并不大于 400mm。

板中弯起钢筋的弯起角不宜小于 30° ，厚板中的弯起角可为 45° 或 60° 。钢筋弯起后，板中受力钢筋直通伸入支座的截面面积不应小于跨中钢筋截面面积的 $1/3$ 。其间距不应大于 400mm。

10.1.2 单向板中单位长度上的分布钢筋截面面积不应小于单位长度上受力钢筋截面面积的 15%（集中荷载时为 25%），且每米长度内不少于 3 根，其直径不宜小于 5mm。

承受分布荷载的厚板，其分布钢筋的配置可不受上述规定的限制。此时，分布钢筋的直径可采用 10~16mm，间距可为 200~400mm。

当板处于温度变幅较大或处于不均匀沉陷的复杂条件，且在与受力钢筋垂直的方向所受约束很大时，分布钢筋宜适当增加。

10.1.3 如板边为部分嵌固，而在分析中没有考虑到这种嵌固的影响，则在板的顶部沿板边需配置垂直板边的钢筋，其数量按承受跨中最大弯矩绝对值的 $1/4$ 计算。钢筋应从支座边伸出至少为 $1/5$ 跨度的长度；若为单向板时，平行板跨方向的板边，其顶部垂直板边的钢筋可按构造适当配置。

10.1.4 现浇板的受力钢筋与梁的肋部平行时，应沿梁肋方向每米长度内配置不少于 5 根与梁肋垂直的构造钢筋，其直径不小于 6mm，且单位长度内的总截面面积不应小于板中单位长度内受力钢筋截面面积的 $1/3$ ，伸入板中的长度从肋边算起每边不小于板计算跨度 l_0 的 $1/4$ （图 10.1.4）。

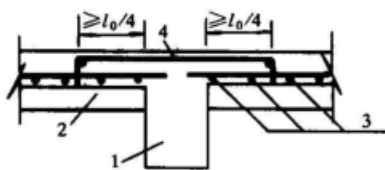


图 10.1.4 板中与梁肋垂直的构造钢筋配筋

1—主梁；2—次梁；3—板的受力钢筋；
4—间距不大于 200mm、直径不小于 6mm 的构造钢筋

10.1.5 简支板的下部纵向受力钢筋伸入支座的长度 l_{as} 不应小于 $5d$ ；当采用焊接网配筋时，其末端至少应有一根横向钢筋配置在支座边缘内 [图 10.1.5 (a)]。如不能符合上述要求时，应在受力钢筋末端制成弯钩 [图 10.1.5 (b)] 或加焊附加的横向锚固钢筋 [图 10.1.5 (c)]。

注：当 $V > V_c/\gamma_d$ 时，配置在支座边缘内的横向锚固钢筋不应少于 2 根，其直径不应小于纵向受力钢筋直径的一半。

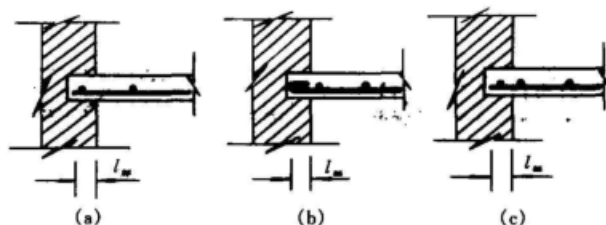


图 10.1.5 焊接网在板的自由支座上的锚固

10.1.6 留有孔洞的板，当荷载垂直于板面时，除应验算板的承载力外，可按以下方式进行处理：

(1) 当 b 或 d (b 为垂直于板的受力钢筋方向的孔洞宽度， d 为圆孔直径) 小于 300mm 并小于板宽的 $1/3$ 时，可不设附加钢筋，只将受力钢筋间距作适当调整，或将受力钢筋绕过孔洞周边，不予切断；

(2) 当 b 或 d 等于 300~1000mm 时，应在洞边每侧配置附加钢筋，每侧的附加钢筋截面面积不应小于洞口宽度内被切断的钢筋截面面积的 $1/2$ ，且不小于 2 根直径为 8mm 的钢筋；当板厚大于 200mm 时，宜在板的顶、底部均配置附加钢筋；

(3) 当 b 或 d 大于 1000mm 时，除按上述规定配置附加钢筋外，在矩形孔洞四角尚应配置 45° 方向的构造钢筋 [图 10.1.6 (a)]；在圆孔周边尚应配置不少于 2 根直径为 10mm 的环向钢筋，搭接长度 $30d$ ，并设置直径不小于 6mm、间距不大于 300mm 的放射形径向钢筋 [图 10.1.6 (b)]；

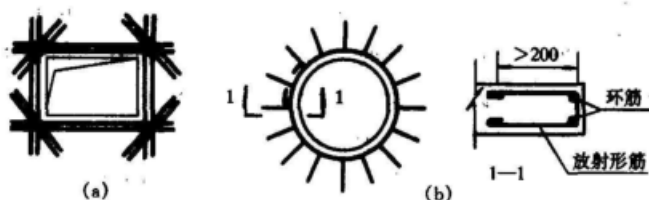


图 10.1.6 矩形孔四角及圆孔环向构造钢筋

(a) 矩形孔构造钢筋；(b) 圆孔构造钢筋

(4) 当 b 或 d 大于 1000mm，并在孔洞附近有较大的集中荷载作用时，宜在洞边加设肋梁。当 b 或 d 大于 1000mm，而板厚小于 $0.3b$ 或 $0.3d$ 时，也宜在洞边加设肋梁。

10.1.7 为提高板的受冲切承载力而在板内配置箍筋或弯起钢筋时，应符合下列构造要求：

(1) 板厚不小于 150mm；

(2) 按计算所需的箍筋截面面积应配置在柱边以外（即局部荷载作用面积以外）不小于

1.5 h_0 范围内。箍筋宜为封闭式，直径不小于 6mm，间距不大于 $h_0/3$ [图 10.1.7 (a)];

(3) 弯起钢筋可由一排或两排组成，其弯起角可根据板的厚度在 $30^\circ \sim 45^\circ$ 之间选取，弯起钢筋的倾斜段应与冲切破坏斜截面相交，其交点应在离局部荷载或集中反力作用面积周边以外 $h/2 \sim 2h/3$ 的范围内，弯起钢筋直径不小于 12mm，且每一方向不少于 3 根 [图 10.1.7 (b)]。

注：为提高板的受冲切承载力，当有可靠依据时，也可采用其他有效的配筋形式。

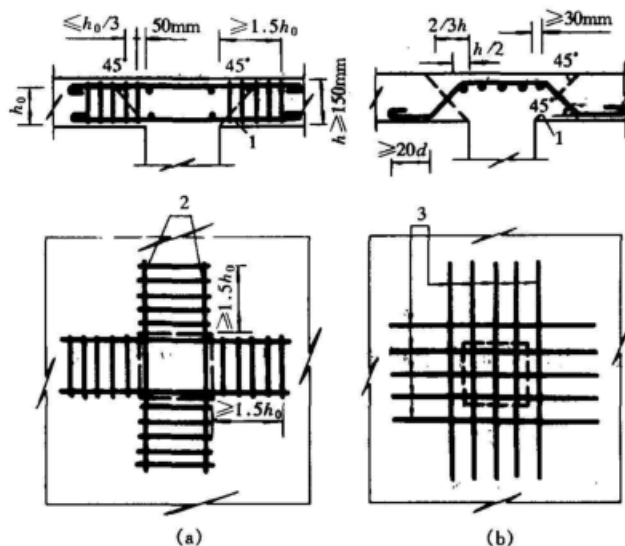


图 10.1.7 板中抗冲切钢筋布置

(a) 箍筋; (b) 弯起钢筋

1—冲切破坏锥体斜截面; 2—架立钢筋; 3—弯起钢筋不少于 3 根

10.2 梁

10.2.1 梁的下部纵向钢筋的净距不应小于钢筋直径，上部纵向钢筋的净距不应小于 1.5 倍钢筋直径，同时均不应小于 30mm，也不应小于最大骨料粒径的 1.5 倍。梁的下部纵向受力钢筋不宜多于两层，当两层布置不开时，允许钢筋成束布置，但每束钢筋以 2 根为宜；受力钢筋多于两层时，第三层及以上的钢筋间距应增加一倍。

伸入支座内的纵向受力钢筋不得少于 2 根。

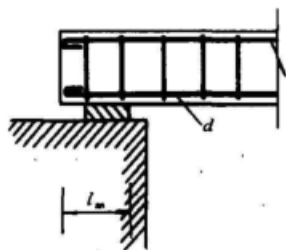


图 10.2.2 纵向受力钢筋在支座上的锚固

10.2.2 简支梁的下部受力钢筋伸入支座内的锚固长度 l_{as} (图 10.2.2) 应符合下列条件：

(1) 当 $V \leq V_c/\gamma_d$ 时：

$$l_{as} \geq 5d$$

(2) 当 $V > V_c/\gamma_d$ 时：

螺纹钢筋 $l_{as} \geq 10d$

月牙纹钢筋 $l_{as} \geq 12d$

光面钢筋 $l_{as} \geq 15d$

如纵向受力钢筋伸入支座的锚固长度不能符合上述规定时，

则可将钢筋上弯或采用贴焊锚筋、墩头、焊锚板、将钢筋端部焊接在支座的预埋件上等专门锚固措施。

如焊接骨架中采用光面钢筋作为纵向受力钢筋时,则在锚固长度 l_{as} 内应加焊横向钢筋:当 $V \leq V_c/\gamma_d$ 时,至少1根;当 $V > V_c/\gamma_d$ 时,至少2根。横向钢筋直径不应小于纵向受力钢筋直径的一半。同时,加焊在最外边的横向钢筋应靠近纵向钢筋的末端。

10.2.3 框架节点和连续梁中间支座内的纵向受力钢筋的锚固应符合下列要求:

(1) 连续梁中间支座或框架梁中间节点处的上部纵向钢筋应贯穿支座或节点。下部纵向钢筋应伸入支座或节点,当计算中不利用其强度时,其伸入长度应符合10.2.2的规定;当计算中充分利用其强度时,受拉钢筋的伸入长度不小于钢筋的锚固长度 l_a (表9.3.2),受压钢筋的伸入长度不小于 $0.7l_a$ 。

(2) 框架中间层端节点处,上部纵向钢筋在节点内的锚固长度应符合9.3.2的要求,并应伸过节点中心线。当钢筋在节点内的水平锚固长度不够时,应伸至对面柱边后再向下弯折,经弯折后的水平投影长度不应小于 $0.45l_a$,垂直投影长度不应小于 $15d$ (图10.2.3-1)。在此, d 为纵向钢筋直径。

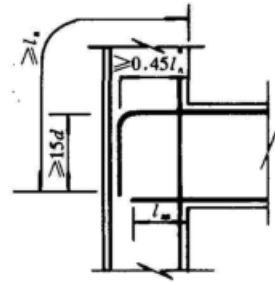


图 10.2.3-1 框架中间层端节点钢筋的锚固

当在纵向钢筋的弯弧内侧中点处设置一根直径不小于该纵向钢筋直径且不小于25mm的横向插筋时,纵筋弯折后的水平投影长度可乘以折减系数0.85,插筋长度应取为梁截面宽度。

下部纵向钢筋伸入端节点的长度要求与伸入中间节点相同。

(3) 框架顶层端节点中,梁与柱的受力钢筋若采用柱内绑扎搭接方式[图10.2.3-2(a)],则搭接长度 l_s 不应小于 $1.2l_a$;若采用部分柱筋梁内搭接方式[图10.2.3-2(b)]或节点内搭接方式[图10.2.3-2(c)],则 l_s 不应小于 $1.2l_a + 5d$;若采用简易柱内搭接方式[图10.2.3-2(d)],则 l_s 不应小于 $1.2l_a + 10d$ 。伸入柱中的梁筋或伸入梁中的柱筋应分批切断,每批切断不多于4根,切断点相距不宜小于 l_a 。

10.2.4 钢筋混凝土梁中箍筋的配置应符合下列要求:

(1) 如按计算不需设置抗剪钢筋时,对高度大于300mm的梁,仍应沿全梁设置箍筋;对高度为150~300mm的梁,可在构件端部各1/4跨度范围内设置箍筋,但当在构件中部1/2跨度范围内有集中荷载作用时,则应沿梁全长设置箍筋;对高度为150mm以下的梁,可不设箍筋。

(2) 当 $V > V_c/\gamma_d$ 时,箍筋的配筋率 ρ_{sv} 不应小于0.12%(I级钢筋)或0.08%(II级钢筋)。在此, $\rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{bs}$ 。

(3) 对高度 $h > 800$ mm的梁,箍筋直径不宜小于8mm;对高度 $h = 250 \sim 800$ mm的梁,箍筋直径不宜小于6mm;对高度 $h < 250$ mm的梁,箍筋直径不应小于4mm。当梁中配有计算的受压钢筋时,箍筋直径尚不应小于 $d/4$ (d 为受压钢筋中的最大直径),箍筋并应做成封闭式。

(4) 箍筋最大间距应遵守表10.2.4的规定。

(5) 当配有计算需要的纵向受压钢筋时,箍筋间距在绑扎骨架中不应大于 $15d$,在焊接骨架中不应大于 $20d$ (d 为受压钢筋中的最小直径),同时在任何情况下均不应大于

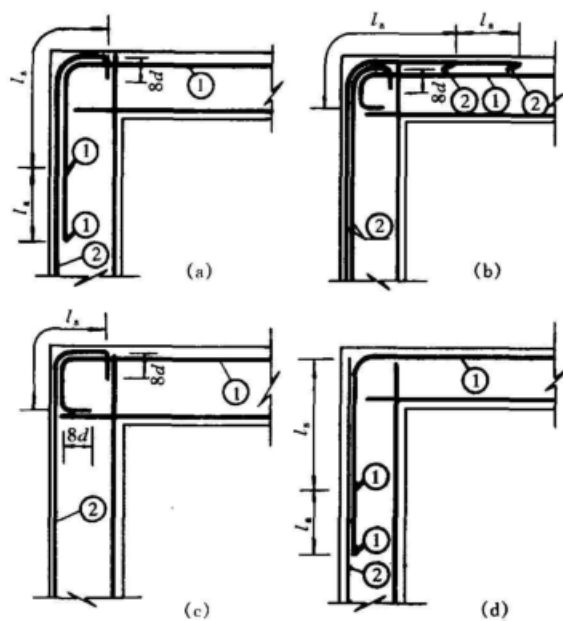


图 10.2.3-2 框架顶层端节点钢筋的锚固与搭接

(a) 柱内搭接方式; (b) 部分柱筋梁内搭接方式;

(c) 节点内搭接方式; (d) 简易搭接方式

①—梁筋; ②—柱筋

400mm; 当一层内纵向受压钢筋多于 5 根且直径大于 18mm 时, 箍筋间距不应大于 $10d$ 。

表 10.2.4 梁中箍筋的最大间距 (mm)

项 次	梁高 h (mm)	$V > V_c/\gamma_d$	$V \leq V_c/\gamma_d$
1	$150 < h \leq 300$	150	200
2	$300 < h \leq 500$	200	300
3	$500 < h \leq 800$	250	350
4	$800 < h \leq 1200$	300	400
5	$h > 1200$	350	500

注: 薄腹梁的箍筋间距宜适当减小。

(6) 纵向钢筋绑扎搭接处的箍筋间距应符合 9.4.3 的规定。

(7) 当一层内的纵向受压钢筋多于 4 根 (或当梁宽大于 400mm, 一层内的纵向受压钢筋多于 3 根) 时, 应设置复合箍筋。

10.2.5 梁中配有两片及两片以上的焊接骨架时, 应设横向连系拉筋, 并用点焊或绑扎方法使其与骨架的纵向钢筋连成一体。横向连系拉筋的间距不应大于 500mm, 且不宜大于梁宽的两倍。当梁设置有计算需要的受压钢筋时, 横向连系拉筋的间距尚应符合下列要求: 点焊时不应大于 $20d$; 绑扎时不应大于 $15d$ (d 为纵向钢筋中的最小直径)。

10.2.6 受扭构件的钢筋配置应符合下列要求:

(1) 箍筋应做成封闭式; 采用绑扎骨架时, 箍筋末端应做成不小于 135° 的弯钩, 弯钩端头平直段长度不应小于 $5d_s$ (d_s 为箍筋直径) 和 50mm。

抗扭箍筋的体积配筋率 ρ_{stv} 不应小于 0.15% (I 级钢筋) 或 0.1% (II 级钢筋)。在此,

$$\rho_{stv} = \frac{A_{stl} u_{cor}}{bh_s}。$$

抗扭箍筋的最大间距应遵守表 10.2.4 的规定。

(2) 抗扭纵向钢筋的配筋率 ρ_{st} 不应小于 0.3% (I 级钢筋) 或 0.2% (II 级钢筋)。在

$$\text{此, } \rho_{st} = \frac{A_{st}}{bh}。$$

抗扭纵向钢筋的间距不应大于 300mm 或梁的宽度。抗扭纵向钢筋应沿截面周边对称布置, 在截面四角上必须设置。

10.2.7 同时承受弯剪扭作用的构件, 抗弯的纵向钢筋最小用量应满足 9.5.1 的规定; 抗扭的纵向钢筋最小用量应满足 10.2.6 的规定; 箍筋的最小用量应满足 10.2.6 的规定。

10.2.8 绑扎骨架的钢筋混凝土梁, 当设置弯起钢筋

时, 弯起钢筋的弯终点外应留有锚固长度, 其长度在受拉区不应小于 $20d$, 在受压区不应小于 $10d$ 。对光面钢筋, 在末端尚应设置弯钩 (图 10.2.8)。位于梁底层两侧的钢筋不应弯起。

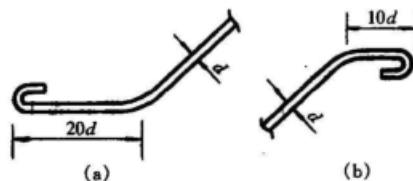


图 10.2.8 弯起钢筋端部构造

(a) 受拉区; (b) 受压区

梁中弯起钢筋的弯起角可根据梁的高度取为 45° 或 60° 。

10.2.9 在梁的受拉区, 弯起钢筋的弯起点应设在按

正截面受弯承载力计算该钢筋的强度被充分利用的截面以外, 其距离不小于 $h_0/2$ 。同时, 弯起钢筋与梁中心线的交点应位于按计算不需要该钢筋的截面以外 (图 10.2.9)。

当按计算需设置弯起钢筋时, 前一排 (对支座而言) 的弯起点至后一排的弯终点的距离不应大于表 10.2.4 中 $V > V_c/\gamma_d$ 栏的规定。

弯起钢筋不应采用浮筋。

10.2.10 位于梁下部或梁截面高度范围内的集中荷载应全部由附加横向钢筋 (吊筋、箍筋) 承担, 附加横向钢筋应布置在长度 s 的范围内, $s = 2h_1 + 3b$ (图 10.2.10)。

附加横向钢筋的总截面面积 A_{sv} 按下式计算:

$$A_{sv} = \frac{\gamma_d F}{f_{yv} \sin \alpha} \quad (10.2.10)$$

式中: F ——作用在梁下部或梁截面高度范围内的集中荷载设计值;

f_{yv} ——附加横向钢筋的抗拉强度设计值;

α ——附加横向钢筋与梁轴线间的夹角。

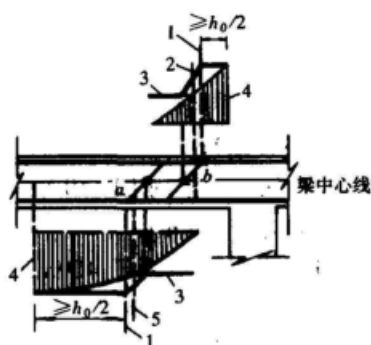


图 10.2.9 弯起钢筋弯起点与弯矩图形的关系

1—在受拉区域中的弯起点;

2—按计算不需要钢筋“b”的截面;

3—正截面受弯承载力图形;

4—按计算钢筋强度充分利用的截面;

5—按计算不需要钢筋“a”的截面

10.2.11 当梁的跨度小于 4m 时, 架立钢筋的直径不宜小于 6mm; 跨度等于 4~6m 时, 不宜小于 8mm; 跨度大于 6m 时, 不宜小于 10mm。

10.2.12 当梁高超过 700mm 时, 在梁的两侧沿高度每隔 300~400mm, 应设置一根直径不小于 10mm 的纵向构造钢筋。两侧构造钢筋之间宜设置连系拉筋, 连系拉筋

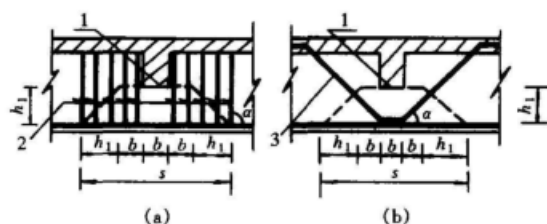


图 10.2.10 梁下部或截面高度范围内有集中荷载
作用时附加横向钢筋的布置
(a) 附加箍筋; (b) 附加吊筋
1—传递集中荷载的位置; 2—附加箍筋; 3—附加吊筋

直径可取与箍筋相同, 间距约 500~700mm。

10.2.13 对于薄腹梁, 应在下部 1/2 梁高的腹板内沿两侧配置纵向构造钢筋, 其直径为 10~14mm, 间距为 100~150mm, 并按上稀下密的方式布置; 在上部 1/2 梁高的腹板内可按 10.2.12 的规定配置纵向构造钢筋。

10.3 柱

10.3.1 钢筋混凝土柱的纵向受力钢筋应符合下列要求:

- (1) 纵向受力钢筋直径 d 不宜小于 12mm, 全部纵向钢筋配筋率不宜超过 5%;
- (2) 当偏心受压柱的截面高度 $h \geq 600\text{mm}$ 时, 在侧面应设置直径为 10~16mm 的纵向构造钢筋, 其间距不大于 500mm, 并相应地设置复合箍筋或连系拉筋;
- (3) 柱内纵向钢筋的净距不应小于 50mm; 在水平位置上浇筑的装配式柱, 其纵向钢筋的最小净距可参照 10.2.1 关于梁的规定;
- (4) 柱内纵向受力钢筋间距的中距不应大于 350mm。

10.3.2 柱中箍筋应符合下列要求:

- (1) 柱中箍筋应做成封闭式;
- (2) 箍筋的间距不应大于 400mm, 亦不大于构件截面的短边尺寸; 同时, 在绑扎骨架中不应大于 $15d$; 在焊接骨架中不应大于 $20d$ (d 为纵向钢筋的最小直径);
- (3) 箍筋直径不应小于 0.25 倍纵向钢筋的最大直径, 亦不小于 6mm; 采用 LL550 级冷轧带肋钢筋时, 箍筋直径不应小于 0.2 倍纵向钢筋最大直径, 且不应小于 5mm;
- (4) 当柱子各边纵向钢筋多于 3 根时, 应设置复合箍筋; 当柱子短边不大于 400mm, 且纵向钢筋不多于 4 根时, 可不设置复合箍筋;
- (5) 当柱中全部纵向受力钢筋的配筋率超过 3% 时, 则箍筋直径不宜小于 8mm, 且应焊成封闭环式, 间距不应大于 $10d$ (d 为纵向钢筋的最小直径), 且不应大于 200mm;
- (6) 柱内纵向钢筋绑扎搭接长度范围内的箍筋的间距应符合 9.4.3 的规定;
- (7) 当柱中纵向钢筋按构造配置, 钢筋强度未充分利用时, 箍筋的配置要求, 可适当放宽。

10.4 墙

10.4.1 顶部承受竖向荷载的承重墙, 可按轴心受压或偏心受压构件设计; 承受垂直于墙

面的水平荷载的墙体，可按受弯构件或偏心受压构件设计；承受平行于墙面的水平荷载的剪力墙，则按剪压构件设计。

10.4.2 顶部承受竖向荷载的承重墙，按正截面承载力计算所需竖向钢筋的配筋率应不小于 9.5.1 和 9.5.2 的规定。竖向钢筋的直径不应小于 8mm，间距不应大于 400mm。在水平方向还应配置水平分布钢筋。

当承重墙厚度大于 200mm 时，竖向及水平钢筋网应分别在墙的两侧面配置。

当按正截面承载力计算不需配置竖向受力钢筋时，则在墙体截面两端应各设置不少于 2 根直径为 12mm 的竖向构造钢筋。

承重墙的厚度不应小于无支承高度的 $1/25$ ，也不宜小于 150mm。

10.4.3 顶部承受局部竖向荷载的墙体，可作为下述矩形截面的柱进行计算，矩形的一边边长和墙厚 b 相等，另一边边长 h_c 可按局部荷载受压长度 a 再每侧加上 $2b$ 的原则确定，如图 10.4.3 所示。

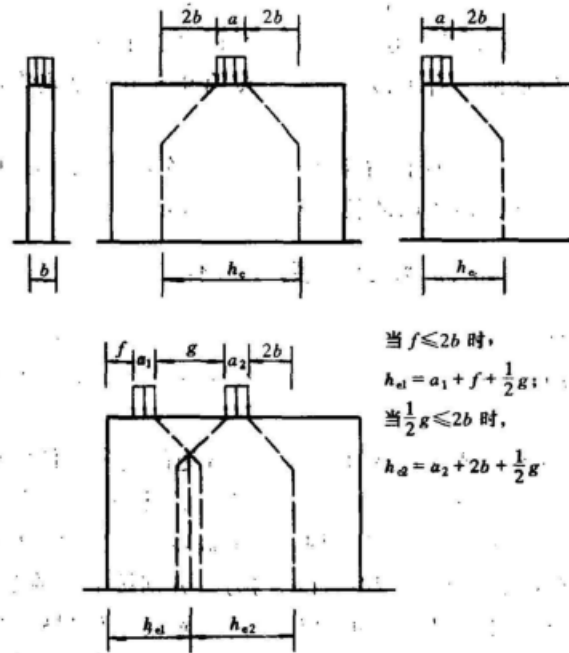


图 10.4.3 墙体有效边长的计算

在局部集中荷载作用处，墙体尚应进行局部受压承载力验算。

10.4.4 在平行于墙面的水平荷载和竖向荷载作用下，对于墙高与墙长之比 $\frac{H}{h} \leq 2$ 的实心等厚剪力墙，其斜截面受剪承载力可按式计算：

$$V \leq \frac{1}{\gamma_d} \left(0.05 f_c b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sh}}{s} h_0 \right) + 0.13 N \quad (10.4.4)$$

式中：V——剪力设计值；

N——与剪力设计值 V 相应的轴向压力设计值，当 $N > \frac{1}{\gamma_d} \times (0.2 f_c b h)$ 时，取 N

$$= \frac{1}{\gamma_d} (0.2 f_c b h);$$

b ——矩形截面宽度 (墙的厚度);

h_0 ——截面有效高度 (墙的有效长度);

A_{sh} ——配置在同一水平截面内水平分布钢筋的全部截面面积;

s ——水平分布钢筋的竖向间距。

剪力墙的水平分布钢筋的配筋率 ρ_{sh} 和竖向分布钢筋配筋率 ρ_{sv} 均不应小于 0.15%。在

此, $\rho_{sh} = \frac{A_{sh}}{bs_v}$, $\rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{bs_h}$; b 为墙厚, s_h 、 s_v 为竖向和水平分布钢筋的间距。如墙体较长并受到约束, 水平钢筋用量宜适当增加。

水平分布钢筋的直径不应小于 6mm, 间距不应大于 300mm; 竖向分布钢筋的直径与间距同承重墙。

当竖向钢筋直径 $d > 14\text{mm}$, 保护层 $c < 2d$ 时, 对两侧面的钢筋网宜用连系拉筋拉住。拉筋直径不小于 6mm, 间距不大于 700mm。

在墙端自由边上, 宜与立柱一样, 设置连结箍筋。

10.4.5 承受垂直于墙面的水平荷载的墙体, 墙厚不宜小于 150mm。当墙厚大于 200mm 时, 在墙的两侧面均应布置钢筋网。有关最小配筋率按第 9.5 节的规定采用, 有关构造要求均按板的规定或工程经验处理。

10.4.6 开洞墙体的洞口周边部位, 应设置不小于 2 根直径 d 为 12mm 的水平及竖向构造钢筋, 该钢筋自孔洞边角算起伸入墙体内部的长度不应小于 $40d$ 。

10.5 叠合式受弯构件

10.5.1 施工阶段不加支撑的叠合式受弯构件, 应对叠合构件及其预制构件部分分别进行计算。预制构件部分应按第 6 章和第 7 章受弯构件的规定计算; 叠合构件应按 10.5.2 至 10.5.13 进行计算。

施工阶段设有可靠支撑的叠合式受弯构件, 可参照普通的受弯构件的规定计算, 但其斜截面 and 叠合面的受剪承载力应分别按 10.5.4 和 10.5.5 的规定计算。当 $h_1/h < 0.3$ 时, 必须在施工阶段设置可靠支撑。此处, h_1 为预制构件截面高度, h 为叠合构件截面高度。

10.5.2 对施工阶段不加支撑的叠合式受弯构件的内力, 分别按下列两个阶段进行计算:

(1) 第一阶段: 叠合层混凝土未达到强度设计值前的阶段, 预制构件按简支构件计算。此时, 荷载考虑预制构件自重、预制板自重、叠合层自重以及本阶段的施工活荷载。

(2) 第二阶段: 叠合层混凝土达到强度设计值后的阶段, 叠合构件按整体结构计算。此时, 荷载考虑下列两种情况, 并取其较大值: ①施工阶段, 考虑叠合构件自重、预制板自重、施工阶段的永久荷载以及施工活荷载; ②使用阶段, 考虑叠合构件自重、预制板自重、使用阶段的永久荷载及可变荷载。

10.5.3 预制构件和叠合构件的正截面受弯承载力应按 6.2.1 或 6.2.2 进行计算, 其中, 弯矩设计值应按下列规定取用:

(1) 对预制构件

$$M_1 = M_{1G} + M_{1Q} \quad (10.5.3-1)$$

(2) 对叠合构件的正弯矩区段

$$M = M_{1G} + M_{2G} + M_{2Q} \quad (10.5.3-2)$$

(3) 对叠合构件的负弯矩区段

$$M = M_{2G} + M_{2Q} \quad (10.5.3-3)$$

上三式中: M_{1G} ——第一阶段预制构件自重、预制板自重和叠合层自重在设计截面产生的弯矩设计值;

M_{1Q} ——第一阶段施工活荷载在设计截面产生的弯矩设计值;

M_{2G} ——第二阶段永久荷载在设计截面产生的弯矩设计值;

M_{2Q} ——第二阶段可变荷载在设计截面产生的弯矩设计值,取第二阶段施工活荷载或使用阶段可变荷载在设计截面产生的弯矩设计值中的较大值。

对不同阶段的设计状况应采用相应的设计状况系数 ψ 值。

在计算中,正弯矩区段的混凝土强度等级,按叠合层取用;负弯矩区段的混凝土强度等级,按计算截面受压区的实际情况取用。

10.5.4 预制构件和叠合构件的斜截面承载力,应按 6.5.1 至 6.5.8 进行计算,其中,剪力设计值应按下列规定取用:

(1) 对预制构件

$$V_1 = V_{1G} + V_{1Q} \quad (10.5.4-1)$$

(2) 对叠合构件

$$V = V_{1G} + V_{2G} + V_{2Q} \quad (10.5.4-2)$$

上二式中: V_{1G} ——第一阶段预制构件自重、预制板自重和叠合层自重在设计截面产生的剪力设计值;

V_{1Q} ——第一阶段施工活荷载在设计截面产生的剪力设计值;

V_{2G} ——第二阶段永久荷载在设计截面产生的剪力设计值;

V_{2Q} ——第二阶段可变荷载在设计截面产生的剪力设计值,取第二阶段施工活荷载或使用阶段可变荷载在设计截面产生的剪力设计值中的较大值。

对不同阶段的设计状况应采用相应的设计状况系数 ψ 值。

构件斜截面上混凝土和箍筋的受剪承载力分别按叠合构件和预制构件进行计算;对叠合构件的受剪承载力,取叠合层和预制构件中较低的混凝土强度等级进行计算,且不低于预制构件的受剪承载力。

10.5.5 当叠合梁符合 10.2.4 和 10.5.14 的各项构造要求时,其叠合面的受剪承载力应按下列式计算:

$$V \leq \frac{1}{\gamma_d} \left(0.12 f_c b h_0 + 0.85 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \right) \quad (10.5.5-1)$$

此处,混凝土的轴心抗压强度设计值 f_c ,取叠合层和预制构件中的较低值。

对不配箍筋的叠合板,当符合 10.5.15 的构造要求时,其叠合面的受剪承载力应符合下列要求:

$$\frac{\gamma_d V}{b h_0} \leq 0.4 \quad (10.5.5-2)$$

式中 0.4 的单位为 N/mm^2 。

10.5.6 承受局部集中荷载作用的叠合板,其冲切承载力应按 6.7.1 和 6.7.2 进行计算,但计算公式中的混凝土轴心抗拉强度设计值 f_t 宜取预制构件和叠合层中的较低值。

10.5.7 要求不出现裂缝的叠合式受弯构件应按下列公式进行在荷载效应短期组合下的正

截面抗裂验算：

$$\sigma_{cs} \leq \gamma_m \alpha_{ct} f_{tk} \quad (10.5.7-1)$$

荷载效应短期组合下抗裂验算边缘的混凝土法向应力 σ_{cs} 应分别按下列公式计算：

(1) 预制构件

$$\sigma_{cs} = \frac{M_{1Gk} + M_{1Qk}}{W_{01}} \quad (10.5.7-2)$$

(2) 叠合构件

$$\sigma_{cs} = \frac{M_{1Gk}}{W_{01}} + \frac{M_{2Gk} + M_{2Qk}}{W_0} \quad (10.5.7-3)$$

上三式中： f_{tk} ——预制构件的混凝土轴心抗拉强度标准值；

M_{1Gk} ——第一阶段预制构件自重、预制板自重和叠合层自重标准值在计算截面产生的弯矩值；

M_{1Qk} ——第一阶段施工活荷载标准值在计算截面产生的弯矩值；

M_{2Gk} ——第二阶段永久荷载标准值在计算截面产生的弯矩值；

M_{2Qk} ——第二阶段可变荷载标准值在计算截面产生的弯矩值，取本阶段施工活荷载或使用阶段可变荷载标准值在计算截面产生的弯矩值中的较大值；

W_{01} ——预制构件换算截面受拉边缘的弹性抵抗矩；

W_0 ——叠合构件换算截面受拉边缘的弹性抵抗矩，此时，后浇部分截面应按弹性模量比换算成预制部分的截面计算；

α_{ct} ——混凝土拉应力限制系数，此处，取 α_{ct} 为 0.85；

γ_m ——截面抵抗矩塑性系数，按附录 C 采用。

10.5.8 叠合式受弯构件在荷载效应的短期组合下，其纵向受拉钢筋的应力应符合下列要求：

$$\sigma_{ss} = \sigma_{s1} + \sigma_{s2} \leq 0.85 f_y \quad (10.5.8-1)$$

在弯矩 M_{1Gk} 作用下预制构件中纵向受拉钢筋的应力 σ_{s1} 可按下式计算：

$$\sigma_{s1} = \frac{M_{1Gk}}{0.87 A_s h_{01}} \quad (10.5.8-2)$$

式中： h_{01} ——预制构件截面有效高度。

在弯矩 M_{2Gk} 和 M_{2Qk} 共同作用下叠合构件中纵向受拉钢筋的应力增量 σ_{s2} 可按下式计算：

$$\sigma_{s2} = \frac{(M_{2Gk} + M_{2Qk}) \left(0.55 + \frac{0.45 h_1}{h} \right)}{0.87 A_s h_0} \quad (10.5.8-3)$$

10.5.9 叠合式受弯构件应进行裂缝宽度验算，按荷载效应的短期组合（并考虑部分荷载的长期作用的影响）所求得的最大裂缝宽度 w_{max} 不应超过表 4.3.2 规定的允许值。最大裂缝宽度 w_{max} 可按下式计算：

$$w_{\max} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \frac{\sigma_{s1} + \sigma_{s2}}{E_s} \left(3c + 0.1 \frac{d}{\rho_{te}} \right) \quad (10.5.9)$$

式中, α_1 取值为 1.1, σ_{s1} 和 σ_{s2} 分别按式 (10.5.8-2) 和式 (10.5.8-3) 计算, 其他符号的意义及取值与 7.2.2 相同。

10.5.10 叠合式受弯构件的最大挠度应按荷载效应的短期组合 (并考虑部分荷载的长期作用的影响) 进行验算, 其计算值不应超过表 4.3.4 规定的允许值。

10.5.11 叠合式受弯构件对应于荷载效应短期组合 (并考虑部分荷载的长期作用影响) 的长期刚度可按下式计算:

$$B_1 = \frac{M_s}{\left(\frac{B_{s2}}{B_{s1}} - 1 \right) M_{1Gk} + (\theta - 1) M_1 + M_s} B_{s2} \quad (10.5.11)$$

式中: θ ——考虑荷载长期作用对挠度增大的影响系数, 按本规范 7.3.2 的规定采用;

M_s ——叠合构件按荷载效应的短期组合计算的弯矩值, $M_s = M_{1Gk} + M_{2Gk} + M_{2Qk}$;

M_1 ——叠合构件按荷载效应的长期组合计算的弯矩值, $M_1 = M_{1Gk} + M_{2Gk} + \rho M_{2Qk}$, 其中 ρ 为可变荷载标准值的长期组合系数, 可根据各类水工建筑物设计规范的规定采用, 或参考有关荷载规范的规定取用;

B_{s1} 、 B_{s2} ——预制构件、叠合构件第二阶段的短期刚度。

10.5.12 荷载短期组合作用下叠合式受弯构件正弯矩区段内的短期刚度, 可按下列规定计算:

(1) 预制构件的短期刚度 B_{s1} 可按式 (7.3.3-2) 计算, 计算中取用预制构件混凝土的弹性模量 E_{c1} ;

(2) 叠合构件第二阶段的短期刚度可按下式计算:

$$B_{s2} = \frac{(0.025 + 0.28\alpha_E\rho)(1 + 0.55\gamma'_f + 0.12\gamma_f)E_{c2}bh_0^3}{0.66 + 0.34 \frac{h_1}{h}} \quad (10.5.12)$$

式中: E_{c2} ——叠合层混凝土的弹性模量;

α_E ——钢筋弹性模量与混凝土弹性模量之比, $\alpha_E = E_s/E_{c2}$ 。

10.5.13 叠合式受弯构件负弯矩区段内第二阶段的短期刚度, 可按式 (7.3.3-2) 计算, 其中混凝土弹性模量取为 E_{c1} , $\alpha_E = E_s/E_{c1}$ 。

10.5.14 叠合梁除应符合普通梁的构造要求外, 尚应符合下列规定:

(1) 预制梁的箍筋应全部伸入叠合层, 且各肢伸入叠合层的直线段长度不宜小于 $10d$ (d 为箍筋直径);

(2) 在承受静荷载为主的叠合梁中, 叠合面可采用凹凸不小于 6mm 的自然粗糙面;

(3) 叠合层混凝土的厚度不宜小于 100mm, 叠合层混凝土的强度等级不宜低于 C20;

(4) 严寒、寒冷地区的叠合梁, 其叠合面不得暴露于饱和水汽或积雪结霜的环境, 混凝土的抗冻等级分别不得低于 F300 和 F200。

10.5.15 叠合板的预制板表面可采用凹凸不小于 4mm 的自然粗糙面。叠合层的混凝土强度等级不宜低于 C20。承受荷载较大的叠合板, 宜设置伸入叠合层的构造钢筋。

严寒、寒冷地区不宜采用叠合板。

10.6 深受弯构件

10.6.1 跨高比 $l_0/h \leq 5$ 的钢筋混凝土深梁、短梁和厚板应按深受弯构件设计。此处, h 为构件的截面高度; l_0 为计算跨度, 对于深梁可取 l_c 和 $1.15l_n$ 两者中的较小值, 对于短梁可取 l_c 和 $1.10l_n$ 两者中的较小值, 在此 l_c 为支座中心线之间的距离, l_n 为净跨。厚板的计算跨度 l_0 可按照深梁和短梁的规定确定。

10.6.2 简支深受弯构件的内力可按一般简支梁计算。连续深受弯构件的内力当 $l_0/h < 2.5$ 时应按弹性理论的方法计算, 当 $l_0/h \geq 2.5$ 时可按一般连续梁用结构力学方法计算。

10.6.3 深受弯构件的正截面受弯承载力应按下列公式计算:

$$M \leq \frac{1}{\gamma_d} f_y A_s z \quad (10.6.3-1)$$

内力臂 z 可按下列公式计算:

$$z = (1 - 0.5\xi_d) h_{db} \quad (10.6.3-2)$$

深受弯构件的相对受压区计算高度 ξ_d 可按下列公式计算:

(1) 跨中截面:

$$\xi_d = \left(5 - \frac{l_0}{h}\right) (0.12 - 0.06\xi) + \xi \quad (10.6.3-3)$$

(2) 支座截面:

$$\xi_d = \left(5 - \frac{l_0}{h}\right) (0.14 - 0.08\xi) + \xi \quad (10.6.3-4)$$

深受弯构件的截面受弯计算高度 h_{db} 可按下列公式计算:

$$h_{db} = h - \frac{1}{4}(h - h_0) \left(\frac{l_0}{h} - 1\right) \quad (10.6.3-5)$$

上述公式中, 当 $l_0/h < 1$ 时, 取 $l_0/h = 1$ 。

上五式中: M ——弯矩设计值;

γ_d ——钢筋混凝土结构的结构系数, 按表 4.2.1 确定;

f_y ——钢筋的抗拉强度设计值;

A_s ——纵向受拉钢筋的截面面积;

ξ ——配筋特征值, 对矩形截面, $\xi = \frac{f_y A_s}{f_c b h_{db}}$;

h_0 ——按一般受弯构件集中配置纵向受力钢筋时的截面有效高度。

10.6.4 深梁和短梁的斜截面承载力计算时, 其截面应符合下列要求:

(1) 当 $h/b \leq 4.0$ 时:

$$V \leq \frac{1}{60\gamma_d} \left(\frac{l_0}{h} + 10\right) f_c b h_{ds} \quad (10.6.4-1)$$

(2) 当 $h/b \geq 6.0$ 时:

$$V \leq \frac{1}{60\gamma_d} \left(\frac{l_0}{h} + 7 \right) f_c b h_{ds} \quad (10.6.4-2)$$

(3) 当 $4.0 < h/b < 6.0$ 时, 按直线内插法取用。

截面受剪计算高度 h_{ds} 可按下式计算:

$$h_{ds} = h - \frac{1}{3}(h - h_0) \left(\frac{l_0}{h} - 2 \right) \quad (10.6.4-3)$$

上述公式中, 当 $l_0/h < 2$ 时, 取 $l_0/h = 2$ 。

上三式中: V ——剪力设计值;

b ——矩形截面的宽度和 T 形、I 形截面的腹板宽度。

10.6.5 深梁和短梁的斜截面受剪承载力应按下列公式计算:

$$V \leq \frac{1}{\gamma_d} (V_c + V_{sv} + V_{sh}) \quad (10.6.5-1)$$

$$V_c = \frac{1}{60} \left(9.2 - \frac{l_0}{h} \right) f_c b h_{ds} \quad (10.6.5-2)$$

$$V_{sv} = \frac{5}{12} \left(\frac{l_0}{h} - 2 \right) f_{yv} \frac{A_{sv}}{s_h} h_{ds} \quad (10.6.5-3)$$

$$V_{sh} = \frac{1}{6} \left(5 - \frac{l_0}{h} \right) f_{yh} \frac{A_{sh}}{s_v} h_{ds} \quad (10.6.5-4)$$

在上述公式中, 当 $l_0/h < 2$ 时, 取 $l_0/h = 2$ 。

对集中荷载作用下的矩形截面独立梁, V_c 改为按下式计算:

$$V_c = \frac{0.2}{\lambda + 1.5} f_c b h_{ds} \quad (10.6.5-5)$$

上五式中: f_{yv} 、 f_{yh} ——竖向分布钢筋和水平分布钢筋的抗拉强度设计值, 但取值不应大于 310N/mm^2 ;

A_{sv} ——间距为 s_h 的同一排竖向分布钢筋的截面面积;

A_{sh} ——间距为 s_v 的同一层水平分布钢筋的截面面积;

s_h ——竖向分布钢筋的水平间距;

s_v ——水平分布钢筋的竖向间距;

λ ——计算剪跨比, 当 $l_0/h = 5$ 时, $\lambda > 3$, 取 $\lambda = 3$, $\lambda < 1.4$, 取 $\lambda = 1.4$;

当 $l_0/h \leq 2$ 时, 取 $\lambda = 0.5$; 当 $l_0/h = 2 \sim 5$ 时, λ 按 l_0/h 值线性内插法取值。

10.6.6 承受分布荷载的实心厚板, 其正截面受弯承载力应按 10.6.3 的公式计算, 其斜截面受剪承载力应按下列公式计算:

$$V \leq \frac{1}{\gamma_d} (V_c + V_{sb}) \quad (10.6.6-1)$$

$$V_{sb} = \alpha_{sb} f_{yb} A_{sb} \sin \alpha_s \quad (10.6.6-2)$$

上二式中: f_{yb} ——弯起钢筋抗拉强度设计值;

A_{sb} ——同一弯起平面内弯起钢筋的截面面积;

α_s ——弯起钢筋与构件纵向轴线的夹角,一般可取为 60° ;

α_{sb} ——弯起钢筋受剪承载力系数, $\alpha_{sb} = 0.60 + 0.08l_0/h$, 此处, 当 $l_0/h < 2.5$ 时, 取 $l_0/h = 2.5$ 。

按式 (10.6.6-2) 计算的 V_{sb} 值大于 $0.08f_c b h_{ds}$ 时, 取 $V_{sb} = 0.08f_c b h_{ds}$ 。

10.6.7 在承受支座反力和集中荷载的部位, 对深梁应按 6.8.1 和 6.8.2 的规定进行局部受压承载力验算。

10.6.8 使用上不允许出现垂直裂缝的深受弯构件应进行抗裂验算, 其验算公式可采用式 (7.1.1-3) 和式 (7.1.1-4), 但截面抵抗矩塑性系数 γ_m 按附录 C 取用后, 尚应再乘以系数: $(0.70 + 0.06l_0/h)$, 此处, 当 $l_0/h < 1$ 时, 取 $l_0/h = 1$ 。

10.6.9 使用上要求不出现斜裂缝的深梁, 应满足下式的要求:

$$V_s \leq 0.5f_{tk}bh \quad (10.6.9)$$

式中: V_s ——由荷载标准值按荷载效应短期组合计算的剪力值。

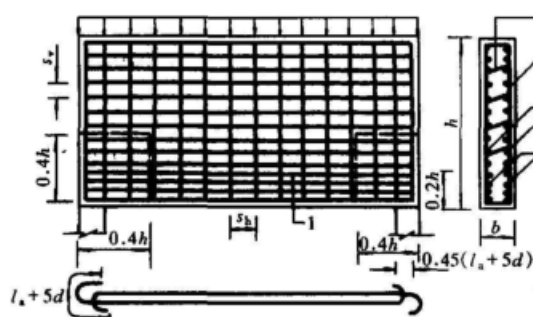


图 10.6.12-1 简支深梁钢筋布置图

1—下部纵向受拉钢筋; 2—水平分布钢筋;
3—竖向分布钢筋; 4—拉筋

10.6.10 使用上要求限制裂缝宽度的深受弯构件应验算裂缝宽度, 按荷载效应的短期组合 (并考虑部分荷载的长期作用的影响) 及长期组合所求得的最大裂缝宽度 w_{max} , 不应超过表 4.3.2 规定的允许值。其最大垂直裂缝宽度可按式 (7.2.2-1) 和式 (7.2.2-2) 计算, 但构件受力特征系数取为 $\alpha_1 = (0.4l_0/h + 1)/3$, 且当 $l_0/h < 1$ 时可不作验算。

10.6.11 深受弯构件可不进行挠度验算。

10.6.12 深梁的下部纵向受拉钢筋应均匀地布置在下边缘以上 $0.2h$ 范围内 (图

10.6.12-1 和图 10.6.12-2)。

10.6.13 连续深梁和连续短梁中间支座截面上部纵向受拉钢筋应按图 10.6.13 规定的分段范围和比例均匀布置。对于连续深梁, 可利用水平分布钢筋作为纵向受拉钢筋, 当该段计算的配筋率大于水平分布钢筋最小配筋率时, 超出部分应配置附加水平钢筋, 并均匀配置在该段支座两边离支座中点距离为 $0.4l_0$ 的范围内 (图 10.6.12-2)。对 $l_0/h \leq 1.0$ 的连续深梁, 在中间支座以上 $0.2h \sim 0.6h$ 高度范围内, 总配筋率不应小于 0.5% 。

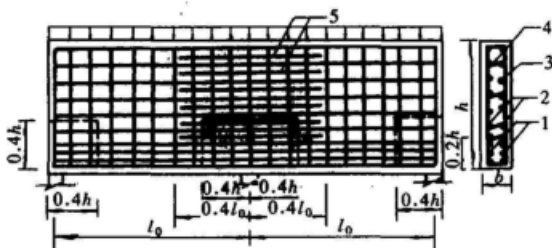


图 10.6.12-2 连续深梁钢筋布置图

1—下部纵向受拉钢筋; 2—水平分布钢筋;
3—竖向分布钢筋; 4—拉筋; 5—附加水平钢筋

10.6.14 简支深梁或连续深梁的下部纵向受拉钢筋应全部伸入支座, 不得在跨中弯起或切断。纵向受拉钢筋应在端部沿水

平方向弯折锚固 (图 10.6.12-1), 且锚固长度不应小于表 9.3.2 规定的数值增加 $5d$ 。当不能满足上述规定时, 应采取在纵向受拉钢筋上加焊横向短筋, 或可靠地焊在锚固钢板上, 或将纵向受拉钢筋末端搭接焊成环形等有效锚固措施。

10.6.15 深梁、短梁的纵向受拉钢筋配筋率 $\left(\rho = \frac{A_s}{bh_{db}}\right)$ 和水平分布钢筋配筋率

$\left(\rho_{sh} = \frac{A_{sh}}{bs_v}\right)$ 、竖向分布钢筋配筋率 $\left(\rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{bs_h}\right)$ 不应小于表 10.6.15 的规定。

表 10.6.15 深梁、短梁的最小配筋率 (%)

钢筋种类	纵向受拉钢筋	水平分布钢筋	竖向分布钢筋
I 级钢筋	0.20 (0.20)	0.25 (0.15)	0.20 (0.15)
II、III 级钢筋、 LL550 级冷轧带肋钢筋	0.15 (0.15)	0.20 (0.10)	0.15 (0.10)

注: 深梁取用不带括号的值, 短梁取用带括号的值。

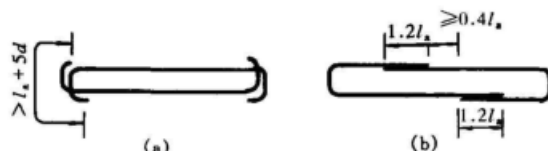


图 10.6.16 分布钢筋的搭接

(a) 在端部弯折锚固; (b) 在中部错位搭接

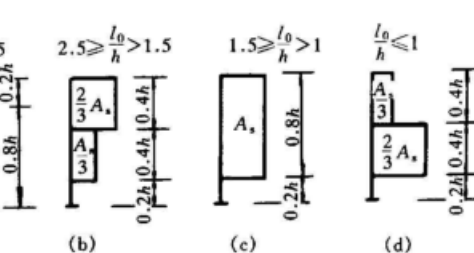


图 10.6.13 中间支座部位连续深梁和连续短梁上部纵向受拉钢筋布置

10.6.16 深梁应配置不少于两片由水平和竖向分布钢筋组成的钢筋网 (图 10.6.12-1)。水平分布钢筋宜在端部弯折锚固 [图 10.6.16 (a)], 或在中部错位搭接 [图 10.6.16 (b)] 或焊接。分布钢筋直径不应小于 8mm, 间距不应大于

200mm, 且不宜小于 100mm。在分布钢筋的最外排两肢之间应设置拉筋, 拉筋在水平和竖向两个方向的间距均不宜大于 600mm。在支座区高度与宽度各为 $0.4h$ 的范围 (图 10.6.12-1 和图 10.6.12-2) 内, 拉筋的水平 and 竖向间距不宜大于 300mm。

10.6.17 对于跨高比 $l_0/h > 3.5$ 的短梁也可不配置水平分布钢筋, 此时, 竖向分布钢筋截面面积按 10.6.5 取 $A_{sh} = 0$ 进行计算, 但竖向分布钢筋的最小配筋率仍应遵守表 10.6.15 的规定。

10.7 立柱独立牛腿

10.7.1 立柱上的独立牛腿 (当 $a \leq h_0$ 时) 的截面尺寸, 应符合下列要求:

(1) 牛腿的裂缝控制应满足:

$$F_{vs} \leq \beta \left(1 - 0.5 \frac{F_{hs}}{F_{vs}} \right) \frac{f_{tk} b h_0}{0.5 + \frac{a}{h_0}} \quad (10.7.1)$$

式中: F_{vs} ——由荷载标准值按荷载效应短期组合计算作用于牛腿顶部的竖向力值;

F_{hs} ——由荷载标准值按荷载效应短期组合计算作用于牛腿顶部的水平拉力值;

β ——裂缝控制系数, 对水电站厂房立柱的牛腿, 取 $\beta = 0.70$; 对承受静荷载作用的牛腿, 取 $\beta = 0.80$;

a ——竖向力作用点至下柱边缘的水平距离,应考虑安装偏差 20mm;竖向力作用点位于下柱截面以内时,取 $a=0$;

b ——牛腿宽度;

h_0 ——牛腿与下柱交接处的垂直截面有效高度;取 $h_0 = h_1 - a_s + c \tan \alpha$,在此, h_1 、 a_s 、 c 及 α 的意义见图 10.7.1,当 $\alpha > 45^\circ$ 时,取 $\alpha = 45^\circ$ 。

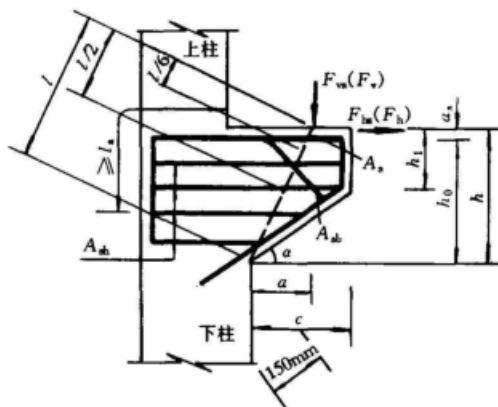


图 10.7.1 立柱独立牛腿的尺寸和配筋构造

(2) 牛腿外边缘高度 h_1 不应小于 $h/3$, 且不应小于 200mm。

(3) 吊车梁外边缘至牛腿外缘的距离不应小于 100mm。

(4) 牛腿顶面在竖向力设计值 F_v 作用下,其局部受压应力不应超过 $0.9f_c$, 否则应采取加大受压面积、提高混凝土强度等级或配置钢筋网片等有效措施。

10.7.2 独立牛腿中由承受竖向力所需的受拉钢筋和承受水平拉力所需的锚筋组成的受力钢筋的总截面面积 A_s 应按下式计算:

$$A_s \geq \gamma_d \left(\frac{F_v a}{0.85 f_y h_0} + 1.2 \frac{F_h}{f_y} \right) \quad (10.7.2)$$

当 $a < 0.3h_0$ 时,取 $a = 0.3h_0$ 。

式中: γ_d ——钢筋混凝土结构的结构系数,按表 4.2.1 取值;

F_v ——作用在牛腿顶部的竖向力设计值;

F_h ——作用在牛腿顶部的水平拉力设计值。

受力钢筋宜采用变形钢筋。

承受竖向力所需的受拉钢筋的配筋率(以截面 bh_0 计)不应小于 0.2%,也不宜大于 0.6%,且根数不宜少于 4 根,直径不应小于 12mm。受拉钢筋不得下弯兼作弯起钢筋。受拉钢筋的锚固长度应符合 10.2.3 对梁的上部钢筋的有关规定。

承受水平拉力的锚筋应焊在预埋件上,且不应少于 2 根,直径不应小于 12mm。

10.7.3 独立牛腿应设置水平箍筋,水平箍筋的直径不应小于 6mm,间距为 100~150mm,且在上部 $2h_0/3$ 范围内的水平箍筋总截面面积不应小于承受竖向力的受拉钢筋截面面积的 1/2。

当牛腿的剪跨比 $a/h_0 \geq 0.3$ 时,应设置弯起钢筋 A_{sb} ,弯起钢筋宜采用变形钢筋,并宜设置在牛腿上部 $l/6$ 至 $l/2$ 之间的范围内(图 10.7.1),其截面面积不应少于承受竖向力的受拉钢筋截面面积的 2/3,配筋率不应小于 0.15%,其根数不应少于 3 根,直径不应小于 12mm。

10.8 壁式连续牛腿

10.8.1 水电站厂房中采用的壁式连续牛腿仍可按 10.7.1 及 10.7.2 的规定进行配筋计算,牛腿的设计宽度 b 取为 1m,在 1m 宽度的连续牛腿上作用的竖向力 F_{vs} 、 F_v 及水平拉力 F_{hs} 、 F_h 可分别按下列公式计算:

$$F_{vs} = \frac{P_{vs}}{B_0} \quad (10.8.1-1)$$

$$F_{hs} = \frac{P_{hs}}{B_0} \quad (10.8.1-2)$$

$$F_v = \frac{P_v}{B_0} \quad (10.8.1-3)$$

$$F_h = \frac{P_h}{B_0} \quad (10.8.1-4)$$

上四式中: P_{vs} 、 P_{hs} ——由荷载标准值按荷载效应短期组合计算的作用于牛腿顶部的吊车一侧总竖向轮压值和水平拉力值;

P_v 、 P_h ——作用于牛腿顶部的吊车一侧总竖向轮压设计值和水平拉力设计值;

B_0 ——连续牛腿总轮压的计算分布宽度。

当牛腿高度 h 在 1.0~2.0m 范围内, 吊车一侧的轮子为 8 个时, 总轮压计算分布宽度 B_0 (以米计) 可按式计算:

$$B_0 = 5.3 + a + 0.3k \quad (10.8.1-5)$$

式中: a ——竖向力作用点到下部墙面之间的水平距离, m;

k ——吊车的大车轮距, m (图 10.8.1)。

当吊车一侧的轮子为 4 个时, 轮压分布宽度可取上式 B_0 值的一半计算。

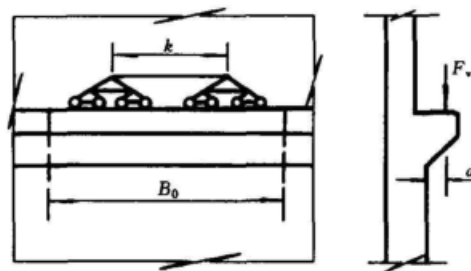


图 10.8.1 连续牛腿示意图

在连续牛腿伸缩缝两侧各 2m 范围内, 受拉钢筋截面面积应按式 (10.7.2) 求得的截面面积乘以 1.3。

10.8.2 连续牛腿承受竖向力的受拉钢筋宜采用变形钢筋, 其配筋率不应小于 0.15%, 直径不应小于 12mm, 沿牛腿纵向的间距不宜大于 250mm, 并不得下弯兼作弯起钢筋。水平受拉钢筋宜伸至墙体的对边, 其伸入墙体的长度并应不小于锚固长度 l_a (图 10.8.2)。当牛腿顶面以上没有墙体时, 则水平受拉钢筋应伸至下面墙体的对边并与墙体的竖向钢筋相搭接, 搭接方式可按照框架顶层端节点 (图 10.2.3-2) 的方式处理。

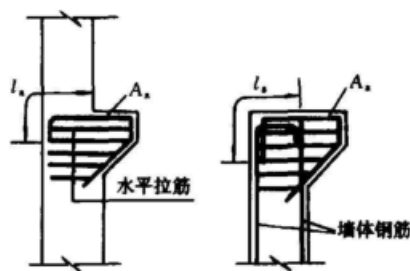


图 10.8.2 连续牛腿的配筋构造

10.8.3 连续牛腿的水平箍筋可用水平拉筋或水平 U 形钢筋替代。钢筋直径不应小于 8mm, 垂直向间距不应大于 150mm, 沿牛腿纵向的水平间距不大于 300mm, 水平钢筋宜伸至墙体的对边, 其伸入墙体的长度并应不小于锚固长度 l_a 。在牛腿上部 $2h_0/3$ 范围内的水平箍筋总截面面积不应小于承受竖向力的受拉钢筋截面面积的 1/2。

当满足下列条件时, 可不配置水平箍筋:

$$F_v \leq \frac{1}{\gamma_d} (0.06 f_c b h_0) \quad (10.8.3)$$

式中: F_v ——按式 (10.8.1-3) 计算, N;

b ——牛腿设计宽度, 取为单宽即 1000mm 计算。

10.8.4 连续牛腿的剪跨比 $a/h_0 \geq 0.3$ 时, 应设置弯起钢筋, 其设置位置、面积及直径同 10.7.3 规定, 其根数不少于每米 3 根。

连续牛腿的纵向构造钢筋应沿受拉钢筋周边设置, 每米不少于 3 根直径为 12mm 的钢筋。

10.9 弧形闸门支座

10.9.1 弧门支座附近闸墩的局部受拉区的裂缝控制应满足下列公式要求:

(1) 闸墩受两侧弧门支座推力作用时

$$F_s \leq 0.7 f_{tk} b B \quad (10.9.1-1)$$

(2) 闸墩受一侧弧门支座推力作用时

$$F_s \leq \frac{0.55 f_{tk} b B}{\frac{e_0}{B} + 0.20} \quad (10.9.1-2)$$

上二式中: F_s ——由荷载标准值按荷载效应短期组合计算的闸墩一侧弧门支座推力值;

b ——弧门支座宽度;

B ——闸墩厚度;

e_0 ——弧门支座推力对闸墩厚度中心线的偏心距;

f_{tk} ——混凝土轴心抗拉强度标准值。

不能满足上式要求时, 应加大弧门支座宽度或提高混凝土强度等级。

10.9.2 闸墩局部受拉区的扇形局部受拉钢筋截面面积应满足下列公式要求:

(1) 闸墩受两侧弧门支座推力作用时

$$F \leq \frac{1}{\gamma_d} f_y \sum_{i=1}^n A_{si} \cos \theta_i \quad (10.9.2-1)$$

(2) 闸墩受一侧弧门支座推力作用时

$$F \leq \frac{1}{\gamma_d} \left(\frac{B'_0 - a_s}{e_0 + 0.5B - a_s} \right) f_y \sum_{i=1}^n A_{si} \cos \theta_i \quad (10.9.2-2)$$

上二式中: F ——闸墩一侧弧门支座推力的设计值;

γ_d ——钢筋混凝土结构的结构系数, 按表 4.2.1 取用;

A_{si} ——闸墩一侧局部受拉有效范围内的第 i 根局部受拉钢筋的截面面积;

f_y ——局部受拉钢筋的强度设计值;

B'_0 ——受拉边局部受拉钢筋中心至闸墩另一边的距离;

θ_i ——第 i 根局部受拉钢筋与弧门推力方向的夹角。

闸墩局部受拉钢筋宜优先考虑扇形配筋方式, 扇形钢筋与弧门推力方向的夹角不宜大于 30° , 扇形钢筋并应通过支座高度中点截面 (截面 2-2) 上的 $2b$ 有效范围内, 在此, b 为支座宽度 (图 10.9.2)。

闸墩局部受拉钢筋从弧门支座支承面 (截面 1-1) 算起的延伸长度, 应不小于 $2.5h$ (h 为支座高度)。局部受拉钢筋宜长短相间地截断。闸墩局部受拉钢筋的另一端应伸过支座高度中点截面 (截面 2-2), 并且至少有一半钢筋应伸至支座底面 (截面 3-3), 并采取可靠的锚固措施。

10.9.3 弧门支座的剪跨比 a/h_0 宜小于 0.3 (a 为弧门推力作用点至闸墩边缘的距离), 其截面尺寸应符合下列要求 (图 10.9.3):

(1) 弧门支座的裂缝控制要求

$$F_s \leq 0.7 f_{tk} b h \quad (10.9.3)$$

式中: h ——支座高度。

(2) 支座的外边缘高度 h_1 不应小于 $h/3$ 。

(3) 在弧门支座推力设计值 F 作用下, 支座支承面上的局部受压应力不应超过 $0.9 f_c$, 否则应采取加大受压面积、提高混凝土强度等级或设置钢筋网等有效措施。

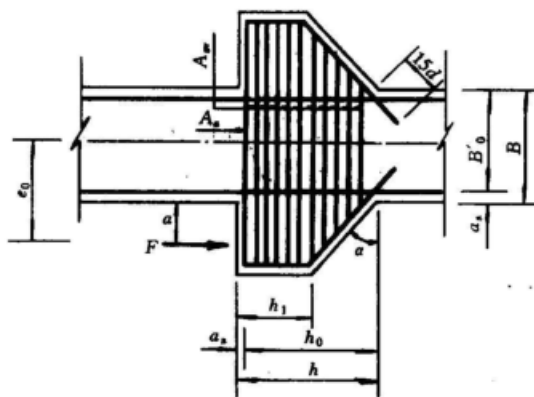


图 10.9.3 中墩弧门支座截面构造

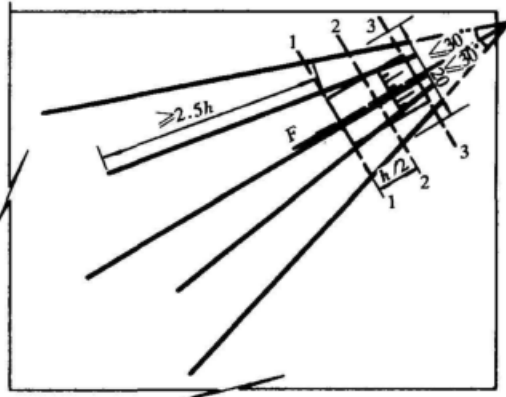


图 10.9.2 闸墩局部受拉钢筋的有效分布范围图

10.9.4 弧门支座的纵向受力钢筋截面面积应按下列式计算:

$$A_s = \frac{\gamma_d F a}{0.8 f_y h_0} \quad (10.9.4)$$

式中: A_s ——纵向受力钢筋的总截面面积;

f_y ——纵向受力钢筋的强度设计值。

承受弧门支座推力所需的纵向受力钢筋的配筋率不宜小于 0.15%。中墩支座内的纵向受力钢筋宜贯穿中墩厚度, 纵筋应沿弧门支座下弯并伸入墩内不小于 $15d$ (图 10.9.3)。边墩支座内的纵向受力钢筋应伸过边墩中心线后

再延伸一个锚固长度 l_a , 另一端伸入墩内的长度不小于 $15d$ 。

10.9.5 弧门支座应设置箍筋, 箍筋直径不应小于 12mm, 间距可为 150~250mm, 且在支座顶部 $2h_0/3$ 范围内的水平箍筋总截面面积不应小于纵向受力钢筋截面面积 A_s 的 1/2。

对于承受大推力的弧门支座, 宜在垂直水平箍筋方向布置适当的垂直箍筋。

11 温度作用设计原则

11.1 一般规定

11.1.1 下列情况应考虑温度作用设计:

- (1) 重要的大体积混凝土结构抗裂验算时;
- (2) 对限制裂缝宽度有严格要求的超静定钢筋混凝土结构设计;
- (3) 为确定温度伸缩缝位置和设计防渗止水构造设施, 对结构构件进行变形计算时。

能保证自由变形的非大体积结构可不考虑温度作用的影响。

坝体的温控设计应遵照坝工设计的有关规范进行。

11.1.2 温度作用应按下列情况分别考虑:

(1) 混凝土浇筑施工期: 考虑混凝土浇筑温度、水泥水化热、调节结构温度状态的人工温控措施、建筑物基底及相邻部分的热量传导等。

(2) 结构运用期: 考虑外界气温、水温、结构表面日照影响等。

拱和框架等非大体积的超静定钢筋混凝土结构可只考虑运用期的温度作用。

11.1.3 气温、水温、表面日照辐射热等温度作用的计算参数及周期变化过程应取自工程附近气象水文部门的实测资料, 或根据水工建筑物的荷载设计规范确定。

11.1.4 对于大型工程, 混凝土的线胀系数 α_c 、导热系数 λ 、比热 c 及导温系数 a 等热学特性指标, 均应由试验或专门研究确定。

对于一般工程设计或大型工程的可行性研究(初步设计), 混凝土的热学特性指标可按附录 G 的方法估算。

混凝土表面设有保温层时, 等效的放热系数 β_{eq} 可按附录 G 公式 (G4) 计算。

水泥水化热及混凝土的绝热温升应通过试验确定。初估时可按附录 G 的公式计算。

11.1.5 对重要结构除温度作用外, 在混凝土浇筑初期, 还应考虑因湿度变化引起的混凝土干缩对结构的影响。混凝土的干缩变形宜由试验或专门研究确定, 初估时也可将混凝土的干缩影响折算为 $10 \sim 15^\circ\text{C}$ 的温降。

大体积结构以及位于水下、与水接触、填土覆盖的或在施工期采用补偿收缩水泥, 掺用膨胀剂, 长期湿养护, 表面刷保水涂料等有效措施的结构, 可不考虑湿度作用。位于湿润地区的结构可根据具体情况确定。

11.2 大体积混凝土在温度作用下的裂缝控制

11.2.1 大体积混凝土结构的温度场应采用包括不稳定过程在内的热传导方程计算。

11.2.2 大体积混凝土结构在温度作用下的应力宜根据徐变应力分析理论的有限单元法计算。

弹性基础上的混凝土结构, 当基础与结构的材料特性符合比例变形条件时, 或刚性基础上的混凝土结构, 也可利用混凝土应力松弛系数进行徐变温度应力计算。此时, 可将时间划分为 n 个时段, 计算每一时段首末的温差 ΔT_i 、混凝土线胀系数 α_c 及混凝土在该时段的平均弹性模量 $E_c(\tau_i)$, 然后求得第 i 时段 $\Delta \tau_i$ 内弹性温度应力的增量 $\Delta \sigma_i$, 并利用松弛系数考虑混凝土的徐变。

计算时刻 t 时的徐变温度应力可按下式计算:

$$\sigma^*(t) = \sum_{i=1}^n \Delta \sigma_i K_r(t, \tau_i) \quad (11.2.2)$$

式中: t ——计算时刻的混凝土龄期;

τ_i ——混凝土在第 i 时段中点的龄期;

$K_r(t, \tau_i)$ ——混凝土的应力松弛系数。

对大型工程, 应力松弛系数宜通过试验推算确定, 对一般工程设计或大型工程的可行性研究(初步设计), 可按附录 G 的 G.0.7 取值。

11.2.3 大体积混凝土结构在温度作用下的抗裂验算可按下列公式进行:

$$\gamma_0 \sigma^*(t) \leq \varepsilon_t(t) E_c(t) \quad (11.2.3-1)$$

$$\epsilon_t(t) = [0.655 \arctan(0.84t)] \epsilon_{t(28)} \quad (11.2.3-2)$$

$$E_c(t) = 1.44[1 - \exp(-0.41t^{0.32})] E_{c(28)} \quad (11.2.3-3)$$

式中： γ_0 ——结构重要性系数；

$\epsilon_t(t)$ ——计算时刻 t 时的混凝土允许拉应变，对于不掺粉煤灰的混凝土可按式 (11.2.3-2) 计算；

$E_c(t)$ ——计算时刻 t 时的混凝土弹性模量。

上列诸式中， $\epsilon_{t(28)}$ 为 28d 龄期混凝土的允许拉应变，可按表 11.2.3 取值； $E_{c(28)}$ 为 28d 龄期的混凝土弹性模量，可按表 3.1.7 取值。

表 11.2.3 28 d 龄期时的混凝土允许拉应变 (10^{-4})

混凝土强度等级	C15	C20	C25	C30
$\epsilon_{t(28)}$	0.50	0.55	0.60	0.65

11.2.4 对于允许出现裂缝的结构，当考虑温度作用影响且不满足抗裂要求时，应配置温度钢筋限制温度裂缝扩展。

(1) 闸墩等底部受基岩约束的竖立墙体 [图 11.2.4 (a)]：①在离基岩 $L/4$ 高度范围内，墙体每一侧的水平钢筋配筋率宜为 0.2%，但每米配筋不多于 5 根直径为 20mm 的钢筋；②上部其余高度范围内，水平钢筋配筋率宜为 0.1%，但每米配筋不多于 5 根直径为 16mm 的钢筋；③墙体竖向钢筋的配筋要求同②。

(2) 两端受大体积混凝土约束的墙体 [图 11.2.4 (b)]：①每一侧墙体水平钢筋配筋率宜为 0.2%，但每米配筋不多于 5 根直径为 20mm 的钢筋；②在离约束边 $H/4$ 长度范围内，每侧竖向钢筋配筋率宜为 0.2%，但每米不多于 5 根直径为 20mm 的钢筋；③其余部位的竖向钢筋配筋率宜为 0.1%，但每米不多于 5 根直径为 16mm 的钢筋。

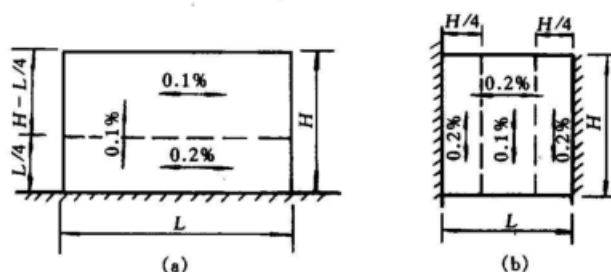


图 11.2.4 墙体温度钢筋配置示意图

(a) 底部受约束的墙体；(b) 两端受约束的墙体

L —墙长； H —墙高

(3) 底面受基岩约束的底板，应在板顶面配置钢筋网，每一方向的配筋率宜为 0.1%，但每米配筋不多于 5 根直径为 16mm 的钢筋。

(4) 当大体积混凝土块体因本身温降收缩受到基岩或老混凝土的约束而产生基础裂缝时，应在块体底部配置限裂钢筋。

(5) 温度作用与其他荷载共同作用时, 当其他荷载所需的受拉钢筋面积超过上述配筋用量时, 可不另配温度钢筋。

11.3 考虑温度作用的钢筋混凝土框架计算

11.3.1 钢筋混凝土框架计算时, 应考虑框架封闭时的温度与运用期间可能遇到的最高或最低多年月平均温度之间的均匀温差。必要时, 考虑结构在运用期间的内外温差。

11.3.2 钢筋混凝土框架结构承载力极限状态验算时, 温度作用的分项系数 γ_T 可取为 1.1; 正常使用极限状态验算时, γ_T 可取为 1.0。

11.3.3 分析钢筋混凝土框架在温度作用下的内力时, 杆件的刚度应取用开裂后的实际刚度。可采用混凝土开裂后刚度分段变化的非线性分析方法或其他降低构件刚度的近似方法。

12 钢筋混凝土构件抗震设计

12.1 一般规定

12.1.1 地震区的钢筋混凝土构件, 除应符合本规范前列各章的要求外, 还应按本章的规定进行构件抗震设计。

12.1.2 钢筋混凝土构件抗震设计时, 应根据建筑物的设计烈度提出相应的抗震验算要求、抗震措施和配筋构造要求。

基本烈度为 8 度地区的框架结构, 当高度不大于 12m 且体型规则时, 可按 7 度设计烈度设防。

基本烈度为 6 度以上的地区的次要建筑物可按本地区基本烈度降低一度采取抗震措施。

基本烈度为 6 度地区的钢筋混凝土结构, 可不进行截面抗震验算, 但应符合本章有关的抗震措施及配筋构造要求。

12.1.3 抗震验算时, 钢筋混凝土构件截面承载力的设计表达式应为:

$$\gamma_0 \psi S(\gamma_G G_E, \gamma_Q Q_k, \gamma_E E_k, a_k) \leq \frac{1}{\gamma_d} R(f_d, a_k) \quad (12.1.3)$$

式中: γ_0 ——结构重要性系数, 结构安全级别为 I 级、II 级、III 级时, γ_0 分别取为 1.1, 1.0, 0.9;

ψ ——设计状况系数, 抗震设计时, ψ 可取为 0.85;

γ_d ——钢筋混凝土结构的结构系数, 见表 4.2.1;

$S(\cdot)$ ——作用效应函数;

G_E ——重力荷载代表值;

Q_k ——可变荷载的标准值;

E_k ——相应于设计烈度的地震作用代表值, 按水工建筑物的抗震设计规范计算, 应包括地震作用的效应折减系数 ξ 在内;

γ_G 、 γ_Q ——相应的重力荷载及可变荷载的分项系数, 见附录 B;

γ_E ——地震作用分项系数, 取为 1.0;

$R(\cdot)$ ——结构构件抗力函数;

a_k ——结构构件几何参数的标准值;

f_d ——材料强度设计值。

12.1.4 基本烈度为 8 度、9 度地区的大跨度结构及高耸结构还应考虑竖向地震作用。

12.1.5 对于钢筋混凝土框架及铰接排架等类结构，当设计烈度为 9 度时，混凝土强度等级不宜低于 C30；为 7 度、8 度时，不应低于 C20。纵向受力钢筋宜优先选用较高质量的 II、III 级钢筋；箍筋宜选用 I、II 级钢筋或 LL550 级冷轧带肋钢筋。

钢筋混凝土框架结构按 8 度、9 度设计烈度设防时，纵向受力钢筋不宜采用余热处理钢筋。施工中纵向受力钢筋的实测极限抗拉强度与实测屈服强度的比值不应小于 1.25；屈服强度的实测值与标准值的比值，不应大于 1.25（9 度设防）或 1.4（8 度设防）。不宜以强度等级较高的钢筋代替原设计中的纵向受力钢筋，如需要代换时，应按照钢筋受拉承载力设计值相等的原则进行代换。

12.1.6 设计烈度为 8 度、9 度时，纵向受拉钢筋最小锚固长度 l_{aE} 应比表 9.3.2 所列的锚固长度 l_a 增加 $5d$ ；6 度、7 度时， $l_{aE} = l_a$ 。

纵向受力钢筋的接头宜采用焊接接头或机械连接接头。

12.1.7 抗震设计时，构件节点的承载力不应低于其连接构件的承载力。

抗震设计时，预埋件的锚固钢筋实配截面面积应比静力计算时的所需截面面积增大 25%。

12.2 框 架 梁

12.2.1 考虑地震作用组合的钢筋混凝土框架梁，其受弯承载力应按第 6 章的公式计算。

梁端混凝土受压区计算高度 x 应符合下列要求：

$$\text{设计烈度为 9 度时} \quad x \leq 0.25h_0 \quad (12.2.1-1)$$

$$\text{设计烈度为 7 度、8 度时} \quad x \leq 0.35h_0 \quad (12.2.1-2)$$

12.2.2 设计烈度为 8 度和 9 度的框架，框架梁梁端的剪力设计值 V_b 应按下式计算：

$$V_b = \frac{\eta(M_b^l + M_b^r)}{l_n} + V_{bG} \quad (12.2.2)$$

式中： M_b^l 、 M_b^r ——框架梁在地震作用组合下的左、右端弯矩设计值；

V_{bG} ——考虑地震作用组合时的重力荷载产生的剪力设计值，可按简支梁计算；

l_n ——梁的净跨；

η ——剪力增大系数，对 8 度设防， $\eta = 1.05$ ；对 9 度设防， $\eta = 1.20$ 。

式中弯矩设计值之和（ $M_b^l + M_b^r$ ）应分别按顺时针方向和逆时针方向计算，并取其较大值。

12.2.3 考虑地震作用组合时，框架梁的斜截面受剪承载力应按 6.5.3 计算，但计算公式的右边应乘以系数 0.8。

设计烈度为 7 度、8 度、9 度的框架梁，其截面尺寸应符合下列条件：

$$V_b \leq \frac{1}{\gamma_d}(0.2f_c b h_0) \quad (12.2.3)$$

式中： V_b ——考虑地震作用组合时框架梁的剪力设计值。

12.2.4 考虑地震作用组合的框架梁，其纵向受拉钢筋的配筋率不应大于 2.5%，也不应小

于表 12.2.4 规定的数值。

纵向钢筋的直径不宜小于 14mm。梁的截面上部和下部至少各配置两根贯通全梁的纵向钢筋,其截面面积应分别不小于梁上、下部钢筋截面面积的 1/4。

在框架梁两端的箍筋加密区范围内,纵向受压钢筋和纵向受拉钢筋的截面面积比值 A'_s/A_s 不应小于 0.5 (9 度设防) 或 0.3 (7 度、8 度设防)。

表 12.2.4 框架梁纵向受拉钢筋最小配筋率 (%)

设计烈度	梁中位置	
	支 座	跨 中
9 度	0.40	0.30
8 度	0.30	0.25
6 度、7 度	0.25	0.20

12.2.5 框架梁的下部纵向钢筋伸入中间节点的锚固长度不应小于 l_{aE} , 并伸过柱中心线 $5d$ [图 12.2.5 (a)]; 梁的上部纵向钢筋应贯穿中间节点。框架梁的纵向钢筋伸入端节点的锚固长度不应小于 l_{aE} , 并应伸过节点中心线; 当钢筋在端节点内的水平锚固长度不够时, 应沿柱节点外边向下 (或向上) 弯折, 弯折后的水平投影长度不应小于 $0.45l_{aE}$, 弯折后的垂直投影长度不应小于 $15d$ [图 12.2.5 (b)]。

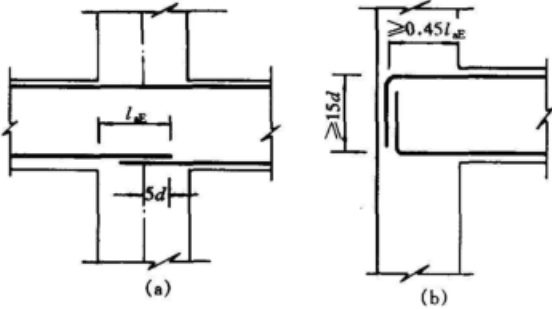


图 12.2.5 框架梁纵筋的锚固
(a) 中间节点; (b) 端节点

12.2.6 考虑地震作用组合的框架梁, 在梁端应加密箍筋, 加密区长度及加密区内箍筋的间距和直径应按表 12.2.6 的规定采用。第一个箍筋应设置在距节点边缘不大于 50mm 处。当 8 度、9 度设防时, 箍筋的肢距不宜大于 200mm; 当 6 度、7 度设防时, 不宜大于 250mm。箍筋端部应有 135°弯钩, 弯钩的平直段长度不小于 $10d_s$ (d_s 为箍筋直径)。

承受地震作用为主的框架梁, 箍筋的配置除应符合 10.2.4 的规定外, 沿梁全长的箍筋配筋率不应小于下列数值:

9 度设防时	0.20% (I 级钢筋) 或 0.14% (II 级钢筋)
8 度设防时	0.18% (I 级钢筋) 或 0.12% (II 级钢筋)
6 度、7 度设防时	0.15% (I 级钢筋) 或 0.10% (II 级钢筋)

表 12.2.6 框架梁梁端箍筋加密区的构造要求

设计烈度	箍筋加密区长度	箍筋间距	箍筋直径
9	$\geq 2h$; $\geq 500\text{mm}$	$\leq 6d$; $\leq h/4$; $\leq 100\text{mm}$	$\geq 10\text{mm}$; $\geq d/4$
8	$\geq 1.5h$ $\geq 500\text{mm}$	$\leq 8d$; $\leq h/4$; $\leq 100\text{mm}$	$\geq 8\text{mm}$; $\geq d/4$
7		$\leq 8d$; $\leq h/4$; $\leq 150\text{mm}$	$\geq 8\text{mm}$; $\geq d/4$
6			$\geq 6\text{mm}$; $\geq d/4$

注: 1. 表中 h 为梁高, d 为纵向钢筋直径。
2. 梁端纵向钢筋配筋率大于 2% 时, 箍筋直径宜适当加大。

12.3 框 架 柱

12.3.1 考虑地震作用组合的框架柱，其正截面受压承载力或受拉承载力应按第6章的公式计算。

12.3.2 设计烈度为8度及9度的框架，除顶层和轴压比 $\left(\frac{\gamma_d N}{f_c A}\right)$ 小于0.15者外，框架节点的上、下柱端弯矩设计值总和应分别取为节点左、右梁端弯矩设计值总和的1.1倍和1.25倍，并按此进行配筋设计。

12.3.3 设计烈度为8度及9度的框架结构底层柱的柱根截面，应分别按弯矩设计值的1.25倍和1.5倍进行配筋设计。

12.3.4 设计烈度为8度及9度时，框架柱的剪力设计值应分别按结构分析得出的剪力设计值的1.1倍和1.25倍进行配筋设计。

12.3.5 考虑地震作用组合的框架柱，其斜截面的受剪承载力应按式(6.5.10)计算；当框架顶层柱出现拉力时，应按式(6.5.12)计算，但公式的右边均应乘以系数0.8。

12.3.6 考虑地震作用组合的框架柱，其轴压比不宜大于下列数值：

设计烈度为9度时 0.7

设计烈度为8度时 0.8

设计烈度为7度时 0.9

12.3.7 考虑地震作用组合的框架柱中，全部纵向受力钢筋的配筋率不应小于表12.3.7规定的数值。截面边长大于400mm的柱，纵向钢筋的间距不宜大于200mm。

表 12.3.7 框架柱纵向钢筋最小配筋率 (%)

柱 类 型	设 计 烈 度			
	6 度	7 度	8 度	9 度
中柱、边柱	0.5	0.6	0.7	0.8
角 柱	0.7	0.8	0.9	1.0

12.3.8 考虑地震作用组合的框架柱中，箍筋的配置应符合下列规定：

(1) 各层框架柱的上、下两端的箍筋应加密，加密区的高度取柱截面的长边尺寸 h 、层间柱高 H_n 的1/6或500mm三者中的最大值。柱的净高与柱截面高度之比不大于4的柱及按9度设防的角柱应沿柱全高加密箍筋。底层柱在刚性地坪上、下各500mm范围内也应加密箍筋。

(2) 在箍筋加密区内，箍筋的间距和直径应按表12.3.8-1的规定采用。

(3) 在箍筋加密区内，箍筋的体积配筋率不宜小于表12.3.8-2规定的数值。体积配筋率按6.8.2的规定计算，复合箍筋中箍筋相重叠的部分在体积配筋率计算中宜扣除。

表 12.3.8-1 框架柱柱端箍筋加密区的构造要求

设计烈度	箍 筋 间 距	箍 筋 直 径
9 度	$\leq 6d$ ； $\leq 100\text{mm}$	$\geq 10\text{mm}$
8 度	$\leq 8d$ ； $\leq 100\text{mm}$	$\geq 8\text{mm}$
7 度	$\leq 8d$ ； $\leq 150\text{mm}$	$\geq 8\text{mm}$
6 度		$\geq 6\text{mm}$

注：1. 表中 d 为纵向钢筋直径。

2. 8度设防的框架柱中，当箍筋直径大于或等于10mm时，间距可增至150mm。

表 12.3.8-2 框架柱箍筋加密区的箍筋最小体积配筋率 (%)

设计烈度	轴 压 比		
	<0.4	0.4~0.6	>0.6
9 度	0.8	1:2	1.6
8 度	0.6	0.8	1.2
7 度	0.4	0.6	0.8

注：当箍筋采用Ⅱ级钢筋及 LL550 级冷轧带肋钢筋时，表列数值可乘以 0.85，但不小于 0.4。

(4) 在箍筋加密区内，箍筋的肢距不宜大于 200mm (9 度设防)、250mm (8 度设防) 及 300mm (6、7 度设防)。

(5) 在箍筋加密区以外，箍筋体积配筋率不宜小于表 12.3.8-2 所列数值的一半。箍筋间距不应大于 10 倍纵向钢筋直径 (8 度、9 度设防) 或 15 倍纵向钢筋直径 (7 度设防)。

(6) 当柱中全部纵向受力钢筋的配筋率超过 3% 时，箍筋应焊成封闭环式。

12.3.9 考虑地震作用组合的框架，梁柱节点中的水平箍筋最大间距和最小直径宜按表 12.3.8-1 取用，水平箍筋的体积配筋率不宜小于 1.0% (9 度设防)、0.8% (8 度设防) 和 0.6% (7 度设防)，但当轴压比小于 0.4 时，可仍按表 12.3.8-2 的规定取值。柱中的纵向受力钢筋不宜在节点中切断。

12.3.10 考虑地震作用组合的框架，其顶层端节点中的梁、柱受力钢筋的搭接方式可按 10.2.3 的图 10.2.3-2 进行。但其搭接总长度应按表 12.3.10 中规定的数值取用；图中柱筋或梁筋的内弯长度由 $8d$ 改为 $10d$ ；分批切断梁筋或柱筋的最小间距不应小于抗震时的锚固长度 l_{aE} 。同时，对于柱内搭接方式，梁筋从梁下边缘算起的伸入柱内的直段长度不宜小于 $20d$ 及 $1.25h_c$ ；对于梁内搭接方式，柱筋从柱内边缘算起伸入梁内的直段长度不宜小于 $20d$ 及 $1.25h_b$ ，在此 h_c 与 h_b 分别为柱与梁的截面高度。

表 12.3.10 抗震时框架顶层端节点的钢筋搭接总长度

设计烈度	混凝土强度等级				
	C20	C25	C30	C35	C40
9 度	$70d$	$65d$	$60d$	$50d$	$45d$
7 度、8 度	$65d$	$60d$	$55d$	$45d$	$40d$

注：采用图 10.2.3-2 (d) 的简易搭接方式时，搭接总长度应按表内数值增加 $5d$ 。

12.4 铰接排架柱

12.4.1 考虑地震作用组合的铰接排架柱的纵向受力钢筋和箍筋，可按 12.3.1 和 12.3.5 计算。

铰接排架柱的下列区段内的箍筋应予以加密，箍筋加密区高度规定为：

- (1) 柱顶区段——取柱顶至柱顶以下 500mm，且不小于柱顶截面高度；
- (2) 吊车梁区段——取上柱根部至吊车梁顶面以上 300mm；
- (3) 柱根区段——取基础顶面至地坪以上 500mm；
- (4) 牛腿区段——取牛腿全高；
- (5) 柱间支撑与柱连接的节点和柱变位受约束的部位——上、下各取 300mm。

箍筋加密区的箍筋最大间距为 100mm。箍筋最小直径为 10mm (9 度设防)、8mm (7 度、8 度设防) 或 6mm (6 度设防)。

吊车梁区段、牛腿区段、有支撑的柱顶与柱根区段以及柱变位受约束区段，箍筋直径不宜小于 8mm。

12.4.2 当铰接排架柱侧向受约束时，柱顶预埋钢板和柱顶箍筋加密区的构造尚应符合下列要求：

(1) 柱顶预埋钢板沿排架平面方向的长度，宜取柱顶的截面高度 h ，但在任何情况下不得小于 $h/2$ 及 300mm。

(2) 柱顶轴向力在排架平面内的偏心距 e_0 在 $h/6 \sim h/4$ 范围内时，柱顶箍筋加密区内箍筋体积配筋率不宜小于 1.2%（9 度设防）、1.0%（8 度设防）或 0.8%（6 度、7 度设防）。

12.5 桥 跨 结 构

12.5.1 对于跨度不大的渡槽、工作桥等桥跨结构，可只考虑水平地震作用组合，验算其支承结构（墩、台、排架、拱等）的抗震承载力及稳定性。地震作用效应的计算按水工建筑物的抗震设计规范的有关规定进行。大跨度拱式渡槽在拱平面及出拱平面上的水平地震效应可按有关抗震设计规范计算。

12.5.2 下列桥梁结构可不进行抗震承载力及稳定性验算，但应采取抗震措施。

- (1) 设计烈度为 6 度的桥梁；
- (2) 简支桥梁的上部结构；
- (3) 设计烈度低于 9 度，基础位于坚硬场地土和中硬场地土上的跨径不大于 30m 的单孔板拱拱圈；

(4) 设计烈度低于 8 度，位于非液化土和非软弱黏土地基上的实体墩台。

12.5.3 上部结构为简支梁时，梁的活动支座端应采用挡块、螺栓联接或钢夹板连接等防止纵、横落梁的措施。

梁的支座边缘至墩台帽边缘的距离 d 不应小于表 12.5.3 所列数值（图 12.5.3）。

上部结构为连续梁式时，应采取防止横向产生较大位移的措施。

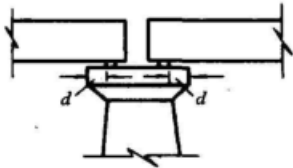


图 12.5.3 支座边缘至墩帽边缘的距离

表 12.5.3 支座边缘至墩台帽边缘的最小距离

桥 跨 L (m)	10~15	16~20	21~30	31~40
最小距离 d (mm)	250	300	350	400

注：当支承墩柱高度大于 10m 时，表列 d 值宜适当加大。

12.5.4 按 8 度、9 度设计烈度设防的工作桥，当采用简支梁式时，梁与梁之间及梁与边墩之间，宜加装橡胶垫或其他弹性衬垫（图 12.5.4）。当采用连续梁式时，宜采取使上部结构所产生的水平地震作用能由各个墩台共同承担的措施。

12.5.5 渡槽下部结构采用肋拱或桁架拱时，应加强横向联系。采用双曲拱时，应尽量减少预制块数量及接头数量，增设横隔板，加强拱波与拱肋之间的连接强度，增设拱波横向钢筋网并与拱肋锚固钢筋联成整体。主拱圈的纵向钢筋应锚固于墩台拱座内，并适当加强主拱圈

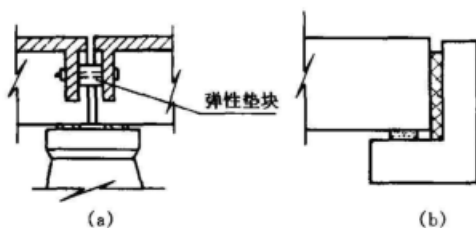


图 12.5.4 缓冲措施

(a) 梁间设置弹性垫块；(b) 梁与边墩间设置弹性衬垫

与墩台的连接。

12.5.6 设计烈度为 8 度、9 度时，墩台高度超过 3m 的多跨连拱，不宜采用双柱式支墩或排架桩墩。当多跨连拱跨数过多时，宜不超过 5 孔且总长不超过 200m 设置一个实体推力墩。

12.5.7 桥跨结构的下部支承结构采用框架结构时，其抗震设计与构造措施应满足第 12.2 节和第 12.3 节的规定。

12.5.8 桥跨结构的下部支承结构采用墩式结构，且墩的净高与最大平面尺寸之比大于 2.5 时，可作为柱式墩考虑，其抗震设计与构造措施应满足下列要求：

(1) 考虑地震作用组合的柱式墩，其正截面承载力按第 6.3 节的公式计算。

(2) 考虑地震作用组合的柱式墩，其受剪承载力按第 6.5 节的公式计算，并按 12.3.5 规定在计算公式右边乘以系数 0.8。

(3) 在柱的顶部和底部，应设置箍筋加密区，加密区高度同 12.3.8 规定。对于桩基础的柱式墩或排架桩墩，底部加密区高度指的是桩在地面或一般冲刷线以上一倍 D 到最大弯矩截面以下三倍 D 的范围。在此 D 为桩的直径。

加密区的箍筋最小直径和最大间距同 12.3.8 的规定。

矩形截面柱式墩的箍筋配筋率 ($\rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{bs}$) 不应小于 0.3%。

(4) 高度大于 7m 的双柱式墩和排架桩墩应设置横向连系梁。并宜加大柱（桩）截面尺寸或采用双排柱式墩，以提高其纵向刚度。

(5) 柱（桩）与盖梁、承台连接处的配筋不应少于柱（桩）身的最大配筋。

(6) 柱式墩的截面变化部位宜做成渐变截面或在截面变化处适当增加配筋。

12.5.9 桥跨结构的下部支承结构采用墩式结构，但其净高与最大平面尺寸之比小于 2.5 时，可作为墩墙考虑，其抗震设计与构造措施应满足下列要求：

(1) 考虑地震作用组合的钢筋混凝土墩墙，其正截面承载力按第 6.3 节的公式计算，其受剪承载力按式 (10.4.4) 计算。考虑地震作用组合的素混凝土墩墙按式 (5.2.3-1) 及式 (5.2.3-2) 计算。

(2) 钢筋混凝土墩墙的水平向和竖向钢筋的配筋率不宜小于 0.15%（8 度、9 度设防）或 0.10%（6 度、7 度设防）。

(3) 素混凝土重力式墩墙的施工缝处应沿墩面四周布置竖向构造插筋，其配筋率可取为 0.05%~0.10%，8 度、9 度设防或墩高大于 20m 时取大值。

12.5.10 桥台宜采用 U 形、箱形和支撑式等整体性强的结构型式。桥台的胸墙宜适当加强。桥台与填土连接处应采取措施，防止因地震作用而引起填土的坍塌与渗漏。

附录 A 混凝土不同龄期的抗压强度比值

表 A1 混凝土不同龄期的抗压强度比值表

水 泥 品 种	混 凝 土 龄 期				
	7d	28d	60d	90d	180d
普通硅酸盐水泥	0.55~0.65	1.0	1.10	1.15	1.20
矿渣硅酸盐水泥	0.45~0.55	1.0	1.20	1.30	1.40
火山灰质硅酸盐水泥	0.45~0.55	1.0	1.15	1.25	1.30

注：1. 表中数值是以龄期 28d 的强度设为 1.0 时的比值。
2. 对于蒸汽养护的构件，不考虑抗压强度随龄期的增长。
3. 表中数字未计入掺合料及外加剂的影响。
4. 表中数字适用于 C30 及其以下的混凝土。

附录 B 作用（荷载）分项系数

- B.0.1** 作用（荷载）分项系数按《水工建筑物荷载设计规范》取用。
- B.0.2** 在使用本规范进行结构构件计算时，对某些可控制使其不超出规定限值的可变作用（荷载），如所规定的分项系数 γ_Q 小于 1.10 时，应取为 1.10；对其他可变作用（荷载），如所规定的分项系数 γ_Q 小于 1.20 时，则应取为 1.20。
- 注：在此，可控制使其不超出规定限值的可变作用（荷载）是指水电站厂房吊车轮压值；设备重量按铭牌确定并对堆放位置有严格控制且加垫木的安装间堆放设备荷载等等。
- B.0.3** 对《水工建筑物荷载设计规范》未予规定的作用（荷载），其分项系数可按表 B1 取用。当永久作用（荷载）的效应对结构有利时， γ_G 应取为 0.95。

表 B1 作用（荷载）分项系数表

作用（荷载）类别	永久作用（荷载） γ_G	可变作用（荷载） γ_Q
作用（荷载）分项系数	1.05	1.20

附录 C 截面抵抗矩的塑性系数 γ_m 值

表 C1 截面抵抗矩的塑性系数 γ_m 值表

项次	截面特征	γ_m	截面图形
1	矩形截面	1.55	
2	翼缘位于受压区的 T 形截面	1.50	

续表

项次	截面特征		γ_m	截面图形
3	对称 I形 或 箱形 截面	$b_f/b \leq 2, h_f/h$ 为任意值	1.45	
		$b_f/b > 2, h_f/h \geq 0.2$	1.40	
		$b_f/b > 2, h_f/h < 0.2$	1.35	
4	翼缘 位于 受拉 区的 T形 截面	$b_f/b \leq 2, h_f/h$ 为任意值	1.50	
		$b_f/b > 2, h_f/h \geq 0.2$	1.55	
		$b_f/b > 2, h_f/h < 0.2$	1.40	
5	圆形和环形截面		$1.6 - \frac{0.1d_1}{d}$	
6	U形截面		1.35	

注：1. 对 $b'_f > b_f$ 的 I 形截面，可按项次 2 与项次 3 之间的数值采用；对 $b'_f < b_f$ 的 I 形截面，可按项次 3 与项次 4 之间的数值采用。

2. 根据 h 值的不同，表内数值尚应乘以修正系数： $\left(0.7 + \frac{300}{h}\right)$ ，其值应不大于 1.1。式中 h 以 mm 计，当 $h > 3000\text{mm}$ 时，取 $h = 3000\text{mm}$ 。对圆形和环形截面， h 即外径 d 。

3. 对于箱形截面，表中 b 值系指各肋宽度的总和。

附录 D 钢筋混凝土双向受弯构件正截面 受弯承载力近似计算方法

D.0.1 矩形和受压区在翼缘内的倒 L 形、T 形截面钢筋混凝土双向受弯构件，其正截面受弯承载力可采用混凝土受压区面积为矩形的近似假定，并根据内、外弯矩作用平面相重合的条件确定。当仅考虑集中配置的纵向受拉钢筋时 [图 D1 (a)、(b)、(c)]，可按下列公式计算：

$$M \leq \frac{1}{\gamma_d} \left[\frac{f_y A_s}{\cos \beta} \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \right] \quad (\text{D1})$$

$$x = \frac{f_y A_s}{f_c b_s} \quad (\text{D2})$$

$$b_s = b_0 - h_0 \tan \beta + \sqrt{(b_0 - h_0 \tan \beta)^2 + \frac{f_y A_s}{f_c} \tan \beta} \quad (\text{D3})$$

$$\tan\beta = \frac{M_y}{M_x} \quad (\text{D4})$$

式中: x ——混凝土受压区面积假定为矩形时的受压区计算高度;

b_s ——混凝土受压区面积假定为矩形时的受压区计算宽度;

β ——弯矩作用平面与垂直平面的夹角;

M_x 、 M_y ——分别为弯矩设计值在 X 轴和 Y 轴上的分量。

上述公式应符合下列条件: 对矩形截面, $b_0 \geq h_0 \tan\beta$, $b_s \leq b$ 及 $x \leq \xi_b h_0$; 对倒 L 形和 T 形截面, $b_0 \geq h_0 \tan\beta$, $b_s \leq b'_i$ 及 $x \leq h'_i$ 。

D.0.2 对夹角 $\beta=0$ 且受拉钢筋合力点在腹板宽度中线上时的倒 L 形截面受弯构件, 可不考虑翼缘的作用, 近似按腹板宽度 b 的矩形截面计算其正截面受弯承载力 [图 D1 (d)]。

注: 对预应力混凝土受弯构件, 以上各式中应将 $f_y A_s$ 以 $f_y A_s + f_{py} A_p$ 代替。

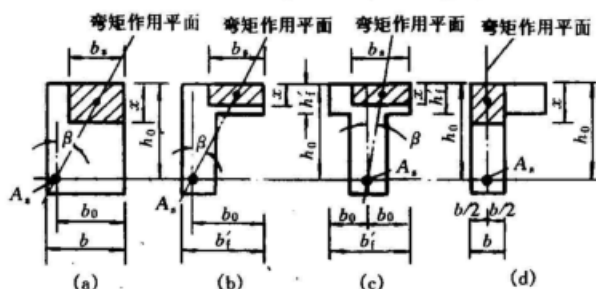


图 D1 矩形、倒 L 形和 T 形截面双向受弯构件混凝土受压区位置
(a) 矩形截面; (b) 倒 L 形截面; (c) T 形截面; (d) $\beta=0$ 时的倒 L 形截面

附录 E 钢筋混凝土矩形截面小偏心受压构件 配筋计算的简化方法

E.1 非对称配筋

E.1.1 远离轴向力一侧的钢筋截面面积 A_s 按最小配筋率计算:

$$A_s = \rho_{\min} b h_0 \quad (\text{E1})$$

当 $\gamma_d N > f_c b h_0$ 时, A_s 还应满足式 (6.3.2-5) 的要求。

E.1.2 当 A_s 按 $\rho_{\min} b h_0$ 配置时, 靠近轴向力一侧的钢筋截面面积 A'_s 的计算, 可先根据 $\frac{\gamma_d N e'}{b h_0^2}$ 和 f_c 值由图 E1 至图 E6 查得 ξ 值, 然后取 $x = \xi h_0$, 代入式 (6.3.2-2) 得 A'_s 值。

E.2 对称配筋

E.2.1 参数 ν_1 、 ν_2 可按下列公式计算:

$$\nu_1 = \frac{\gamma_d N e}{f_c b h_0^2} \quad (\text{E2})$$

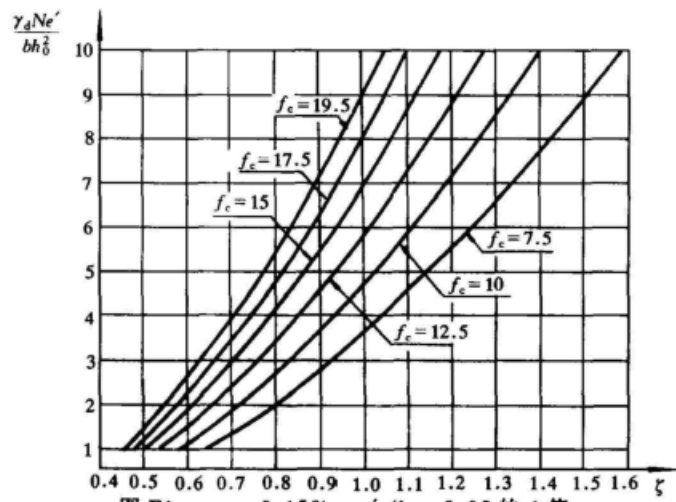


图 E1 $\rho_{\min} = 0.15\%$, $a'_s/h_0 = 0.05$ 的 ξ 值

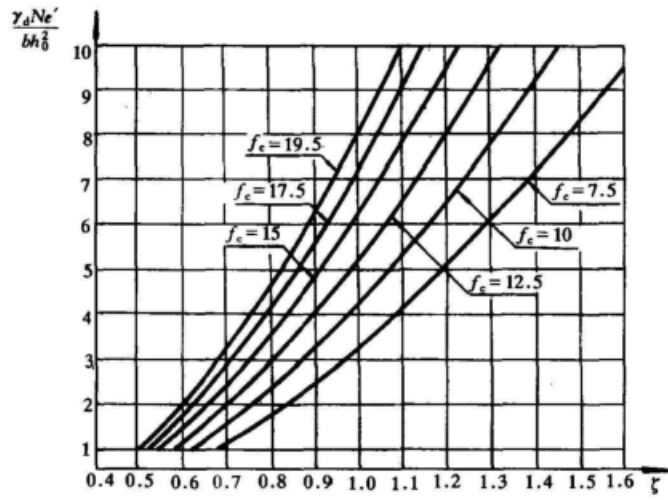


图 E2 $\rho_{\min} = 0.15\%$, $a'_s/h_0 = 0.10$ 的 ξ 值

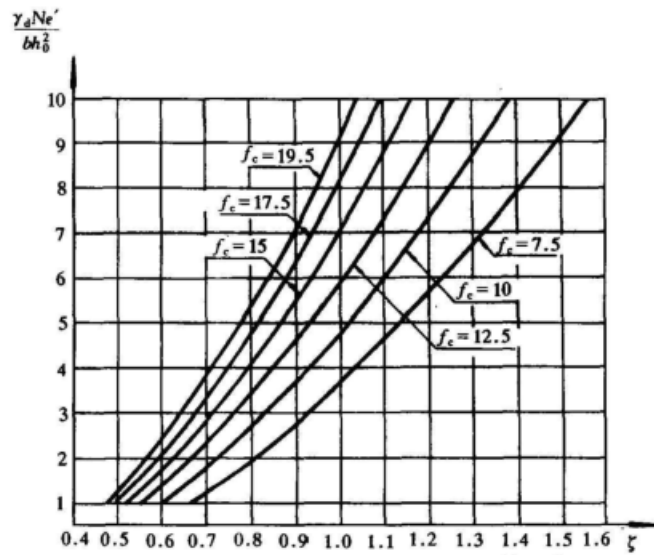


图 E3 $\rho_{\min} = 0.20\%$, $a'_s/h_0 = 0.05$ 的 ξ 值

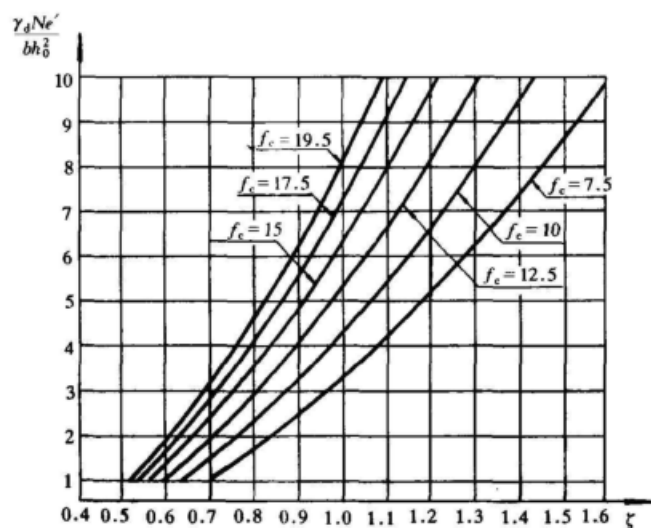


图 E4 $\rho_{min}=0.20\%$, $a'_s/h_0=0.10$ 的 ξ 值

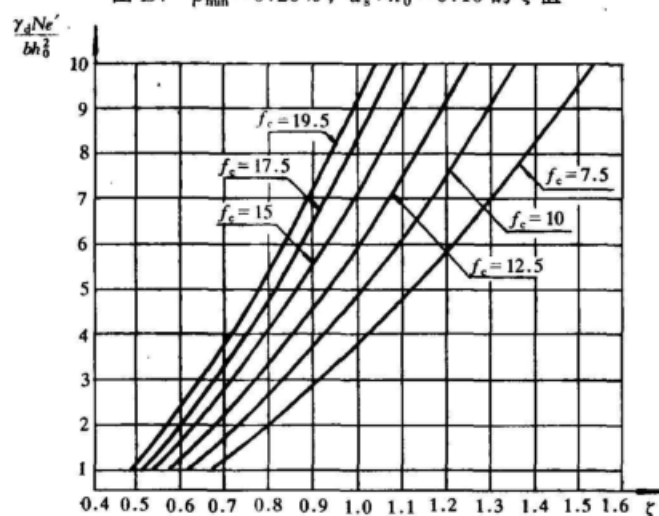


图 E5 $\rho_{min}=0.25\%$, $a'_s/h_0=0.05$ 的 ξ 值

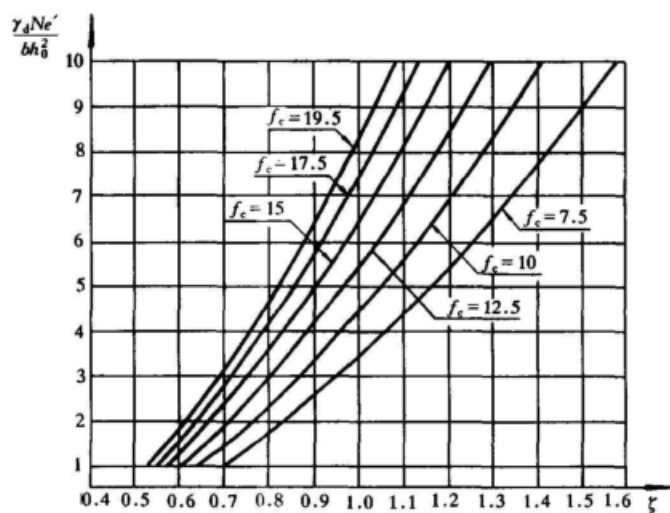


图 E6 $\rho_{min}=0.25\%$, $a'_s/h_0=0.10$ 的 ξ 值

$$\nu_2 = \frac{\gamma_d N}{f_c b h_0} \quad (\text{E3})$$

E.2.2 根据 ν_1 、 ν_2 值，查图 E7 或图 E8 得 ξ 值，当 $\xi > \frac{h}{h_0}$ 时，取 $\xi = \frac{h}{h_0}$ 。

E.2.3 按下式计算 A_s 、 A'_s 值：

$$A_s = A'_s = \frac{\gamma_d N e - f_c b h_0^2 \xi (1 - 0.5\xi)}{f_y (h_0 - a'_s)} \quad (\text{E4})$$

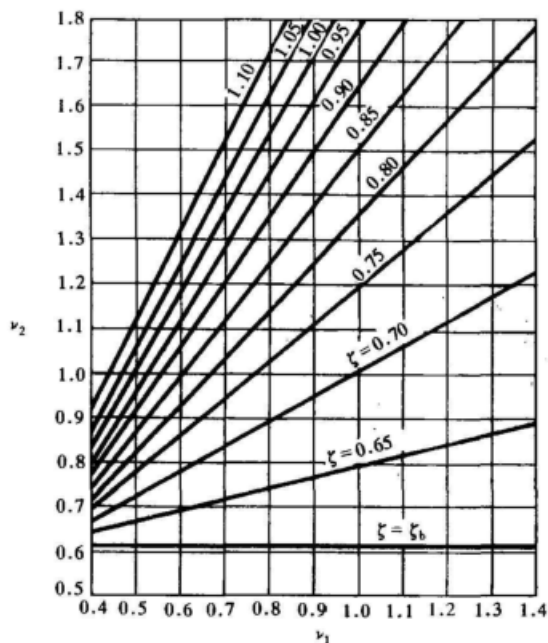


图 E7 ν_1 、 ν_2 与 ξ 值关系图 (I 级钢)

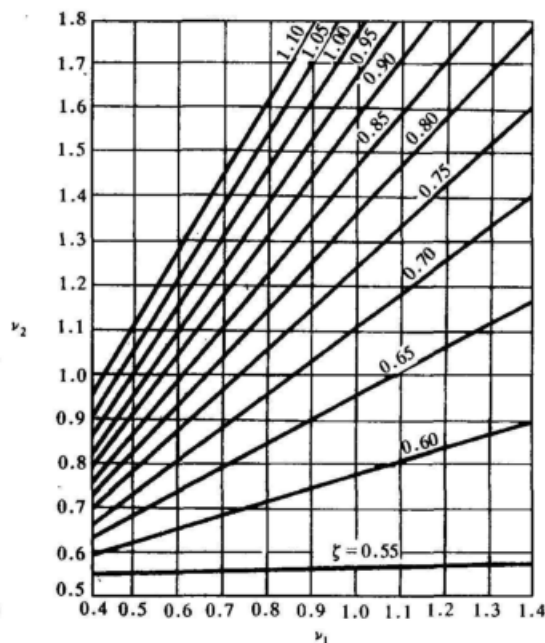


图 E8 ν_1 、 ν_2 与 ξ 值关系图 (II 级钢)

附录 F 对称配筋矩形截面双向偏心受压构件 正截面承载力近似计算方法

F.0.1 布置在构件截面上下两边和左右两边中一边的等效钢筋截面面积 A_{sex} 和 A_{sey} 可按下列公式计算：

$$A_{sex} = \alpha_{ex} \frac{f_c b h_0}{f_y} \quad (\text{F1})$$

$$A_{sey} = \alpha_{ey} \frac{f_c b h_0}{f_y} \quad (\text{F2})$$

构件截面上下两边、左右两边中一边的等效配筋特征系数 α_{ex} 、 α_{ey} 可分别根据坐标参数 ω_{ex} 、 λ_{ex} 和 ω_{ey} 、 λ_{ey} ，在图 F1 的曲线上查得。

坐标参数可按下列公式计算：

$$\omega_{ex} = \frac{\gamma_d N}{\psi_0 f_c b h_0} \quad (F3)$$

$$\lambda_{ex} = \frac{\gamma_d N \eta_x e_{0x}}{\psi_0 f_c b h_0^2} \quad (F4)$$

$$\omega_{ey} = \frac{\gamma_d N}{(1 - \psi_0) f_c h b_0} \quad (F5)$$

$$\lambda_{ey} = \frac{\gamma_d N \eta_y e_{0y}}{(1 - \psi_0) f_c h b_0^2} \quad (F6)$$

上六式中： ψ_0 ——分配系数， $\psi_0 = \frac{\eta_x e_{0x}/h_0}{\eta_x e_{0x}/h_0 + \eta_y e_{0y}/b_0}$ ；

h_0 、 b_0 ——分别为截面的有效高度、有效宽度。

注：图 F1 适用于 $\frac{a_x}{h_0} \leq 0.11$ 和 $\frac{a_y}{b_0} \leq 0.11$ 的情况， a_x 和 a_y 分别为纵向钢筋 A_{sx} 和 A_{sy} 截面重心至近边的距离。

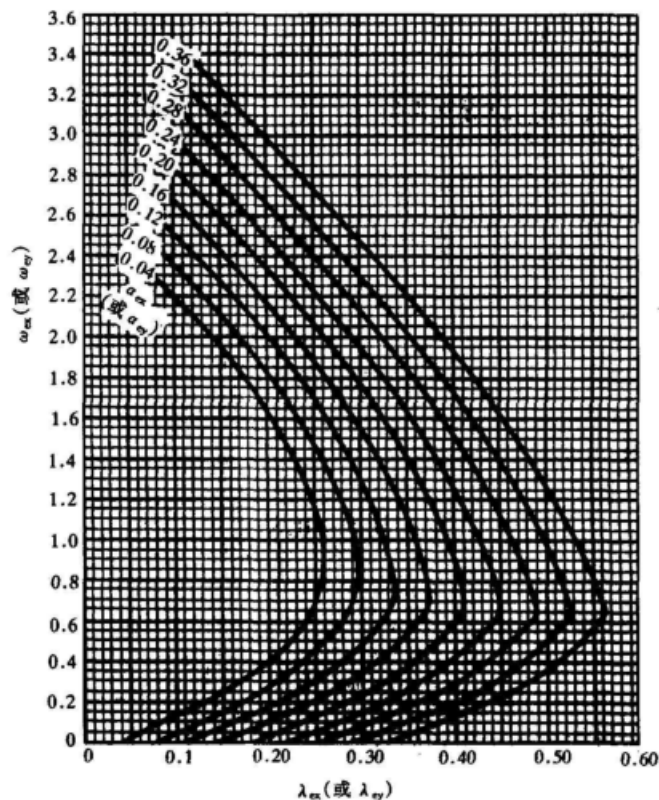


图 F1 对称配筋截面双向偏心受压构件正截面的等效配筋特征系数

F.0.2 根据计算所得的 A_{sex} 、 A_{sey} ，选定截面角点钢筋的截面面积 A_{sc} 。

F.0.3 布置在上下两边和左右两边中一边的腹部纵向钢筋截面面积 A_{swx} 、 A_{swy} ，可按下列公式计算 [图 F2 (a)]：

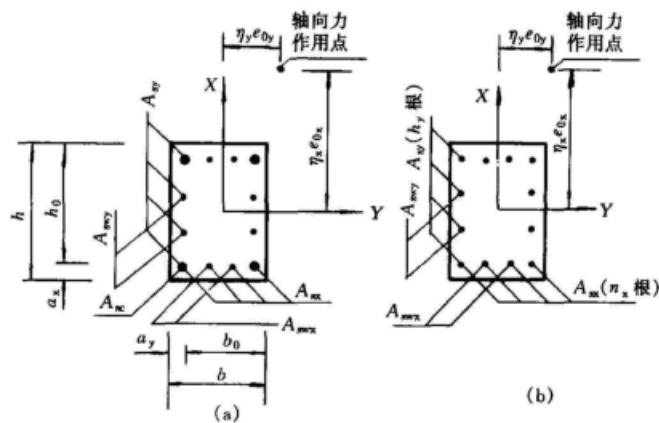


图 F2 矩形截面双向偏心受压构件正截面配筋布置

(a) 角点钢筋与腹部钢筋直径不同的情况；

(b) 角点钢筋与腹部钢筋直径相同的情况

$$A_{swx} = \frac{A_{sex} - 2\zeta_x A_{sey} - 2(1 - 2\zeta_x) A_{sc}}{1 - 4\zeta_x \zeta_y} \quad (F7)$$

$$A_{swy} = \frac{A_{sey} - 2\zeta_y A_{sex} - 2(1 - 2\zeta_y) A_{sc}}{1 - 4\zeta_x \zeta_y} \quad (F8)$$

钢筋截面面积 A_{swx} 、 A_{swy} 的折算系数 ζ_y 、 ζ_x ，可按下列公式计算：

当 $\frac{\eta_x e_{0x}}{h_0} \leq 0.5$ 时

$$\zeta_x = 0.5 - 0.8 \frac{\eta_x e_{0x}}{h_0} \quad (F9)$$

当 $\frac{\eta_x e_{0x}}{h_0} > 0.5$ 时

$$\zeta_x = 0.36 - 0.13 \frac{h_0}{\eta_x e_{0x}} \quad (F10)$$

当 $\frac{\eta_y e_{0y}}{b_0} \leq 0.5$ 时

$$\zeta_y = 0.5 - 0.8 \frac{\eta_y e_{0y}}{b_0} \quad (F11)$$

当 $\frac{\eta_y e_{0y}}{b_0} > 0.5$ 时

$$\zeta_y = 0.36 - 0.13 \frac{b_0}{\eta_y e_{0y}} \quad (F12)$$

F.0.4 当角点钢筋和腹部钢筋选用相同直径时，布置在上下两边和左右两边中一边的纵向钢筋截面面积 A_{sx} 和 A_{sy} ，可按下列公式计算 [图 F2 (b)]：

$$A_{sx} = \frac{A_{sex} - 2\zeta_x \gamma_y A_{sey}}{1 - 4\zeta_x \zeta_y \gamma_x \gamma_y} \quad (F13)$$

$$A_{sy} = \frac{A_{sey} - 2\zeta_y \gamma_x A_{sex}}{1 - 4\zeta_x \zeta_y \gamma_x \gamma_y} \quad (F14)$$

在钢筋截面面积 A_{sx} 和 A_{sy} 中均包含相应边两角点的钢筋截面面积。
 式中: γ_x 、 γ_y ——分别为布置在上下两边、左右两边中一边的腹部纵向钢筋的根数与相应边的一边全部纵向钢筋根数的比值。

附录 G 混凝土的热学指标与应力 松 弛 系 数

G.0.1 对于一般工程,可根据混凝土的组成成分的重量百分比,利用表 G1 所列的组成成分的导热系数 λ_i 及比热 c_i ,按加权平均方法计算混凝土的导热系数 λ 和比热 c ,即

$$\lambda = \frac{\sum W_i \lambda_i}{\sum W_i} \quad (G1)$$

$$c = \frac{\sum W_i c_i}{\sum W_i} \quad (G2)$$

上二式中: W_i ——混凝土各组成成分的重量。

表 G1 混凝土组成成分的 λ_i 及 c_i 值

材 料	λ_i [kJ/(m·h·℃)]	c_i [kJ/(kg·℃)]
水	2.16	4.19
水泥	4.57	0.52
石英砂	11.10	0.74
玄武岩	6.87	0.77
白云岩	15.31	0.82
花岗岩	10.48	0.72
石灰岩	14.25	0.76
石英岩	16.80	0.72
粗面岩	6.80	0.77

G.0.2 混凝土的导温系数 a 可由下式计算:

$$a = \frac{\lambda}{c\rho} \quad (G3)$$

式中: a ——混凝土导温系数, m^2/h ;

ρ ——混凝土的质量密度,可取为 $2400kg/m^3$ 。

G.0.3 初步估算时,混凝土的热学特性也可按表 G2 取值。

G.0.4 混凝土表面设有保温层时,等效的放热系数 β_{eq} 可按下式计算:

$$\beta_{eq} = \frac{1}{\sum \frac{h_i}{\lambda_i} + \frac{1}{\beta}} \quad (G4)$$

式中: h_i ——第 i 层保温材料的厚度, m ;

λ_i ——第 i 层保温材料的导热系数,见表 G3;

β ——最外层保温材料与空气接触的放热系数,可按表 G2 取值。

表 G2 混凝土热学特性指标

序 号	名 称	符 号	数 值	单 位
1	线热胀系数	α_c		$1/^\circ\text{C}$
	石英岩混凝土		11×10^{-6}	
	砂岩混凝土		10×10^{-6}	
	花岗岩混凝土		9×10^{-6}	
	玄武岩混凝土		8×10^{-6}	
	石灰岩混凝土		7×10^{-6}	
2	导热系数	λ	10.6	$\text{kJ}/(\text{m}\cdot\text{h}\cdot^\circ\text{C})$
3	比热	c	0.96	$\text{kJ}/(\text{kg}\cdot^\circ\text{C})$
4	导温系数	a	0.0045	m^2/h
5	放热系数	β		$\text{kJ}/(\text{m}^2\cdot\text{h}\cdot^\circ\text{C})$
	散至空气 (风速 $2\sim 5\text{m/s}$)		50~90	
	散至宽缝、竖井等 (风速 $0\sim 2\text{m/s}$)		25~50	
	散至流水		∞	

表 G3 保温材料的 λ_i 值 [$\text{kJ}/(\text{m}\cdot\text{h}\cdot^\circ\text{C})$]

材料	木板	木屑	草席	石棉毡	油毛毡、麻屑	泡沫塑料
λ_i	0.84	0.63	0.50	0.42	0.17	0.13

G.0.5 初估时, 水泥水化热可按式计算:

$$Q_t = Q_0[1 - \exp(-mt^n)] \quad (\text{G5})$$

式中: Q_t ——龄期 t 时的累积水化热 (kJ/kg);

Q_0 ——最终水化热 (kJ/kg), 可按表 G4 取值;

t ——龄期 (d);

m 、 n ——常数, 可按表 G4 取值。

表 G4 水泥水化热的 Q_0 及 m 、 n 值

水 泥 品 种		Q_0	m	n
普通硅酸盐水泥	525 [#]	340	0.69	0.56
	425 [#]	340	0.36	0.74
普通硅酸盐大坝水泥	525 [#]	280	0.79	0.70
矿渣硅酸盐大坝水泥	425 [#]	280	0.29	0.76

G.0.6 混凝土在龄期 t 时的绝热温升 T_t 可用下式计算:

$$T_t = \frac{Q_t C (1 - 0.75p)}{c\rho} \quad (\text{G6})$$

式中: C ——包括水泥及粉煤灰的胶凝材料用量, kg/m^3 ;

p ——粉煤灰掺量的百分数。

G.0.7 计算大体积混凝土温度作用时, 标准状态下的混凝土的应力松弛系数 $K_{\sigma_0}(t, \tau)$ 可由下式计算或按表 G5 查用:

$$K_{r0}(t, \tau) = 1 - (0.2125 + 0.3786\tau^{-0.4158}) \times \{1 - \exp[-0.5464(t - \tau)]\} - (0.0495 + 0.2558\tau^{0.0727}) \times \{1 - \exp[-0.0156(t - \tau)]\} \quad (G7)$$

式中： t ——计算时刻的混凝土龄期；

τ ——混凝土受荷时的龄期；

$(t - \tau)$ ——持荷时间。

非标准状态下的混凝土应力松弛系数 $K_r(t, \tau)$ 可按下列式计算：

$$K_r(t, \tau) = (\epsilon_1 + \epsilon_2 \ln \tau) [\epsilon_3 + \epsilon_4 \ln(t - \tau)] K_{r0}(t, \tau) \quad (G8)$$

式中： ϵ_1 、 ϵ_2 、 ϵ_3 、 ϵ_4 ——非标准状态下的混凝土应力松弛系数的计算系数，可根据修正系数 δ 值由表 G6 取用。

修正系数 δ 值为各分项修正系数的乘积，即

$$\delta = \delta_1 \delta_2 \delta_3 \delta_4 \delta_5 \delta_6 \quad (G9)$$

式中： δ_1 ——水泥品种修正系数，见表 G7；

δ_2 ——骨料品种修正系数，见表 G8；

δ_3 ——水灰比 (W/C) 修正系数， $\delta_3 = 2.6(W/C) - 0.69$ ；

δ_4 ——灰浆率修正系数， $\delta_4 = 0.05 \left(\frac{V_w + V_c}{V_w + V_c + V_a} \right)$ ，其中 V_w 、 V_c 、 V_a 分别为水、水泥及砂石骨料的体积；

δ_5 ——外加剂修正系数，见表 G9；

δ_6 ——粉煤灰修正系数，见表 G10。

注：标准状态是指采用普通硅酸盐水泥、花岗岩骨料、水灰比为 0.65、灰浆率为 20%、不掺外加剂、不掺粉煤灰的大体积混凝土。

表 G5 标准状态下的混凝土应力松弛系数 $K_{r0}(t, \tau)$

加 荷 龄 期 $\tau(d)$	持 荷 时 间 $(t - \tau)$ (d)									
	2	3	5	10	15	30	50	100	200	≥ 500
2	0.661	0.587	0.515	0.465	0.445	0.398	0.349	0.276	0.226	0.211
3	0.691	0.623	0.556	0.510	0.490	0.444	0.397	0.326	0.276	0.262
7	0.739	0.681	0.624	0.583	0.565	0.521	0.476	0.408	0.361	0.348
14	0.767	0.716	0.664	0.627	0.609	0.567	0.524	0.459	0.414	0.401
28	0.788	0.742	0.695	0.659	0.643	0.602	0.561	0.498	0.455	0.443
60	0.806	0.763	0.720	0.687	0.671	0.632	0.592	0.533	0.491	0.479
90	0.813	0.772	0.730	0.698	0.682	0.644	0.606	0.547	0.507	0.495
180	0.823	0.784	0.744	0.714	0.699	0.662	0.625	0.569	0.522	0.519
360	0.830	0.793	0.754	0.726	0.711	0.676	0.640	0.587	0.549	0.538

表 G6 非标准状态下混凝土应力松弛系数的计算系数

δ	ϵ_1	ϵ_2	ϵ_3	ϵ_4
0.4	1.0614	-0.0373	1.1790	0.0838
0.5	1.0601	-0.0307	1.1347	0.0606
0.6	1.0590	-0.0242	1.0988	0.0428
0.7	1.0480	-0.0178	1.0700	0.0284
0.8	1.0350	-0.0112	1.0440	0.0176
0.9	1.0170	-0.0055	1.0220	0.0079
1.0	1.0000	0.0000	1.0000	0.0000
1.1	0.9830	0.0055	0.9780	-0.0067
1.2	0.9650	0.0103	0.9580	-0.0120
1.3	0.9560	0.0150	0.9310	-0.0166
1.4	0.9400	0.0202	0.9110	-0.0206
1.5	0.9285	0.0239	0.8877	-0.0237
1.6	0.9086	0.0284	0.8690	-0.0260
1.7	0.8993	0.0315	0.8513	-0.0289
1.8	0.8833	0.0349	0.8354	-0.0307
1.9	0.8657	0.0383	0.8220	-0.0325
2.0	0.8333	0.0405	0.8090	-0.0348
2.1	0.8175	0.0435	0.7980	-0.0363
2.2	0.8033	0.0461	0.7882	-0.0373
2.3	0.7930	0.0489	0.7811	-0.0379
2.4	0.7747	0.0510	0.7732	-0.0388
2.5	0.7683	0.0541	0.7543	-0.0391
2.6	0.7521	0.0555	0.7467	-0.0399
2.7	0.7442	0.0581	0.7308	-0.0402
2.8	0.7279	0.0602	0.7226	-0.0407
2.9	0.7169	0.0617	0.7120	-0.0409
3.0	0.7028	0.0630	0.7048	-0.0411

表 G7 水泥品种修正系数 δ_1

水 泥 品 种	修正系数 δ_1	水 泥 品 种	修正系数 δ_1
硅酸盐水泥	0.9	矿渣硅酸盐水泥	1.2
普通硅酸盐水泥	1.0	火山灰硅酸盐水泥	1.2
硅酸盐大坝水泥	1.0	粉煤灰硅酸盐水泥	1.2
普通硅酸盐大坝水泥	1.1	矿渣硅酸盐大坝水泥	1.3

表 G8 骨料品种修正系数 δ_2

骨料品种	修正系数 δ_2	骨料品种	修正系数 δ_2
砂 岩	1.8	花岗岩	1.0
玄武岩	1.3	石英岩	0.95
砾 岩	1.2	石灰岩	0.80

表 G9 外加剂修正系数 δ_3

外加剂类型	普通减水剂	高效减水剂	引气剂
品种掺量	木钙、糖蜜等 0.2%~0.5%	FDN、DH3 等 0.5%~1.5%	松香皂等 0.005%~0.015%
δ_3	1.15~1.30	1.20~1.40	1.20~1.40

表 G10 粉煤灰修正系数 δ_4

加荷龄期(d)		2	7	14	28	60	90	180	360
掺量	20%	1.23	1.00	0.94	0.90	0.88	0.85	0.85	0.85
	40%	1.47	1.24	1.14	0.96	0.80	0.70	0.65	0.55
	50%	1.52	1.42	1.24	1.00	0.78	0.64	0.50	0.45

附录 H 非杆件体系钢筋混凝土结构 的配筋计算原则

H.0.1 无法按杆件结构力学方法求得截面内力的钢筋混凝土结构,可由弹性力学分析方法或试验方法求得结构在弹性状态下的截面应力图形,再根据主拉应力图形面积,确定配筋数量。

当材料的本构关系等因素已确定时,也可用钢筋混凝土有限元分析方法对结构进行分析。

H.0.2 当由力学计算或试验得出结构在弹性阶段的截面应力图形,并按弹性受拉应力图形配置钢筋时,可按下列原则处理:

(1) 当截面应力图形接近于线性分布时,可换算为内力,按第 6 章及第 7 章的规定进行配筋计算及裂缝控制验算。

(2) 当应力图形偏离线性分布较大时,受拉钢筋截面面积 A_s 应满足下式要求:

$$T \leq \frac{1}{\gamma_d}(0.6T_c + f_y A_s) \quad (\text{H1})$$

式中: T ——由荷载设计值(包含结构重要性系数 γ_0 及设计状况系数 ψ)确定的弹性总拉力, $T = Ab$, 在此, A 为弹性应力图形中主拉应力图形总面积, b 为结构截面宽度;

T_c ——混凝土承担的拉力, $T_c = A_{ct}b$, 在此, A_{ct} 为弹性应力图形中主拉应力值小于混凝土轴心抗拉强度设计值 f_t 的图形面积(图 H1 中的阴影部分);

f_y ——钢筋抗拉强度设计值；

γ_d ——钢筋混凝土结构的结构系数，按表 4.2.1 取值。

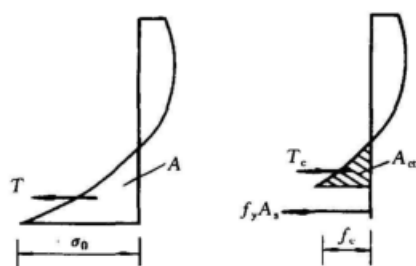


图 H1 按弹性应力图形配筋示意图

(3) 按式 (H1) 计算时，混凝土承担的拉力 T_c 不宜超过总拉力 T 的 30%。

(4) 当弹性应力图形的受拉区高度大于结构截面高度的 $2/3$ 时，式 (H1) 中应取 T_c 等于零。

(5) 当弹性应力图形的受拉区高度小于结构截面高度的 $2/3$ ，且截面边缘最大拉应力 σ_0 小于或等于 $0.5f_t$ 时，可不配置受拉钢筋或仅配置适量的构造钢筋。

(6) 受拉钢筋的配置方式应根据应力图形及结构受力特点确定。当配筋主要为了承载能力，且结构具有较

明显的弯曲破坏特征时，可集中配置在受拉区边缘；当配筋主要为了控制裂缝宽度时，可在拉应力较大的范围内分层布置，各层钢筋的数量宜与拉应力图形的分布相对应。

H.0.3 当按钢筋混凝土有限元分析方法对结构进行分析时，可按下列原则进行：

(1) 混凝土和钢筋的本构关系应由试验确定或采用经专门论证的数学模型。

(2) 在裂缝形成之前，钢筋和混凝土之间可认为完全黏结，不发生黏结滑移。裂缝形成之后，裂缝的模型可取为离散式或涂抹（分布）式。如需模拟钢筋和混凝土之间的黏结滑移，可加设黏结单元或黏结结合面单元。

(3) 采用有限元法设计结构，当验算其设计承载力时，应考虑结构系数 γ_d ，并应将荷载及材料强度取为设计值，相应的混凝土初始弹性模量 E_c 可由混凝土强度等级除以混凝土分项系数 1.35 后的值按表 3.1.7 所列数值查得。当验算裂缝控制时，荷载及材料强度应取为标准值，混凝土初始弹性模量可由混凝土的强度等级由表 3.1.7 查出。

(4) 所采用的钢筋混凝土非线性有限元分析程序，必须经过试验的考证。考证时，材料及荷载参数应取为实测值。对特别重要的结构，宜配合进行专门的模型试验，以与计算相互验证。

附录 I 钢筋、钢绞线的计算截面面积及公称质量

表 I1 钢筋的计算截面面积及公称质量表

直 径 d (mm)	根数为下列数值时钢筋的计算截面面积 (mm ²)									单根钢筋 公称质量 (kg/m)
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
3	7.1	14.1	21.2	28.3	35.3	42.4	49.5	56.5	63.6	0.055
4	12.6	25.1	37.7	50.2	62.8	75.4	87.9	100.5	113.0	0.099
5	19.6	39	59	79	98	118	138	157	177	0.154
6	28.3	57	85	113	142	170	198	226	255	0.222
6.5	33.2	66	100	133	166	199	232	265	299	0.260
8	50.3	101	151	201	252	302	352	402	453	0.395
8.2	52.8	106	158	211	264	317	370	423	475	0.432

续表

直 径 d (mm)	根数为下列数值时钢筋的计算截面面积 (mm ²)									单根钢筋 公称质量 (kg/m)
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
10	78.5	157	236	314	393	471	550	628	707	0.617
12	113.1	226	339	452	565	678	791	904	1017	0.888
14	153.9	308	461	615	769	923	1077	1232	1385	1.210
16	201.1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1809	1.580
18	254.5	509	763	1017	1272	1526	1780	2036	2290	2.000
20	314.2	628	941	1256	1570	1884	2200	2513	2827	2.470
22	380.1	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421	2.980
25	490.9	982	1473	1964	2454	2945	3436	3927	4418	3.850
28	615.8	1232	1847	2463	3079	3695	4310	4926	5542	4.830
32	804.3	1609	2413	3217	4021	4826	5630	6434	7238	6.310
36	1017.9	2036	3054	4072	5089	6107	7125	8143	9161	7.990
40	1256.6	2513	3770	5027	6283	7540	8796	10053	11310	9.870

注：表中直径 $d=8.2\text{mm}$ 的计算截面面积及公称质量仅适用于有纵肋的热处理钢筋。

表 12 钢绞线的公称截面面积及公称质量表

钢绞线规格	直径 d (mm)	钢绞线公称截面面积 (mm ²)	单根钢绞线公称质量 (kg/km)
二股	10.0	39.5	310
	12.0	56.9	447
三股	10.8	59.3	465
	12.9	85.4	671
七股	(9.0)	49.9	392
	(12.0)	88.6	697
	(15.0)	138.6	1091
	9.5	54.8	432
	11.1	74.2	580
	12.7	98.7	774
	15.2	139.0	1101

注：钢绞线直径 d 系指钢绞线截面的外接圆直径，即钢绞线标准 GB5224—1995 中的公称直径 D_g ，括号中的直径为钢绞线标准 GB5224—1985 中的公称直径 D 。

附录 J 钢筋混凝土矩形截面受弯构件 正截面承载力计算方法

J.0.1 钢筋混凝土矩形截面受弯构件，当仅配有纵向受拉钢筋时，其截面面积可按式确定：

$$A_s = \frac{\xi f_c b h_0}{f_y} \quad (\text{J1})$$

式中: ξ ——相对受压区计算高度, $\xi = x/h_0$ 。

J.0.2 式 (J1) 中的系数 ξ 可根据求得的系数 α_s 查表 J1 确定。

系数 α_s 可按式 (J2) 计算:

$$\alpha_s = \frac{\gamma_d M}{f_c b h_0^2} \quad (J2)$$

表 J1 受弯构件正截面承载力计算系数 ξ 值表

α_s	0	2	4	6	8
0.000	0.0000	0.0020	0.0040	0.0060	0.0081
0.010	0.0101	0.0121	0.0141	0.0161	0.0182
0.020	0.0202	0.0222	0.0243	0.0263	0.0284
0.030	0.0305	0.0325	0.0346	0.0367	0.0388
0.040	0.0408	0.0429	0.0450	0.0471	0.0492
0.050	0.0513	0.0534	0.0555	0.0577	0.0598
0.060	0.0619	0.0641	0.0662	0.0683	0.0705
0.070	0.0726	0.0748	0.0770	0.0791	0.0813
0.080	0.0835	0.0857	0.0879	0.0901	0.0923
0.090	0.0945	0.0967	0.0989	0.101	0.103
0.100	0.106	0.108	0.110	0.112	0.115
0.110	0.117	0.119	0.121	0.124	0.126
0.120	0.128	0.131	0.133	0.135	0.137
0.130	0.140	0.142	0.144	0.147	0.149
0.140	0.151	0.154	0.156	0.159	0.161
0.150	0.163	0.166	0.168	0.171	0.173
0.160	0.175	0.178	0.180	0.183	0.185
0.170	0.188	0.190	0.193	0.195	0.198
0.180	0.200	0.203	0.205	0.208	0.210
0.190	0.213	0.215	0.218	0.220	0.223
0.200	0.225	0.228	0.231	0.233	0.236
0.210	0.238	0.241	0.244	0.246	0.249
0.220	0.252	0.254	0.257	0.260	0.262
0.230	0.265	0.268	0.271	0.273	0.276
0.240	0.279	0.282	0.284	0.287	0.290
0.250	0.293	0.296	0.299	0.301	0.304
0.260	0.307	0.310	0.313	0.316	0.319
0.270	0.322	0.325	0.328	0.331	0.334
0.280	0.337	0.340	0.343	0.346	0.349
0.290	0.352	0.355	0.358	0.361	0.364
0.300	0.368	0.371	0.374	0.377	0.380
0.310	0.384	0.387	0.390	0.393	0.397
0.320	0.400	0.403	0.407	0.410	0.413
0.330	0.417	0.420	0.424	0.427	0.431
0.340	0.434	0.438	0.441	0.445	0.449
0.350	0.452	0.456	0.460	0.463	0.467
0.360	0.471	0.475	0.479	0.482	0.486
0.370	0.490	0.494	0.498	0.502	0.506
0.380	0.510	0.514	0.518	0.523	0.527
0.390	0.531	0.535	0.540	0.544	0.548
0.400	0.553	0.557	0.562	0.566	0.571
0.410	0.576	0.580	0.585	0.590	0.595
0.420	0.600	0.605	0.610	—	—

附录 K 本规范用词说明

K.0.1 为便于在执行本规范条文时区别对待，对要求严格程度不同的用词说明如下：

(1) 表示很严格，非这样做不可的：

正面词采用“必须”；反面词采用“严禁”。

(2) 表示严格，在正常情况下均应这样做的：

正面词采用“应”；反面词采用“不应”或“不得”。

(3) 对表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的：

正面词采用“宜”或“可”；反面词采用“不宜”。

K.0.2 条文中指定应按其他有关标准、规范执行时，写法为“应符合……的规定”。非必须按所指定的标准、规范或其他规定执行时，写法为“可参照……”。

附加说明

主编单位：电力工业部西北勘测设计研究院

参编单位：河海大学

华北水利水电学院

郑州工业大学

武汉水利电力大学

主要起草人：

干 城 周 氏 丁自强 李树瑶

贺采旭 王华阳 余培琪 黄振兴

甘维义 石 波 侯建国 赵顺波

李平先 吴胜兴 张煜钦 朱尔玉

李传才 康清梁

赵国藩（技术顾问）

水工混凝土结构设计规范

DL/T 5057—1996

条 文 说 明

目 次

1	总则	161
3	材料	161
3.1	混凝土	161
3.2	钢筋	164
4	基本设计规定	166
4.1	一般规定	166
4.2	承载力极限状态计算规定	167
4.3	正常使用极限状态验算规定	169
4.4	结构耐久性要求	170
5	素混凝土结构构件承载力极限状态计算	176
5.1	一般规定	176
5.2	受压构件	176
5.4	局部受压	176
6	钢筋混凝土结构构件承载力极限状态计算	176
6.1	正截面承载力计算的一般规定	176
6.2	正截面受弯承载力计算	178
6.3	正截面受压承载力计算	179
6.4	正截面受拉承载力计算	181
6.5	斜截面承载力计算	181
6.6	受扭承载力计算	184
6.7	受冲切承载力计算	185
6.8	局部受压承载力计算	186
7	钢筋混凝土构件正常使用极限状态验算	186
7.1	正截面抗裂验算	186
7.2	正截面裂缝宽度验算	187
7.3	受弯构件挠度验算	188
8	预应力混凝土结构构件计算	188
8.1	计算规定	188
8.2	正截面承载力计算的一般规定	189
8.3	正截面受弯承载力计算	190
8.5	斜截面承载力计算	190
8.6	抗裂验算	191
8.7	裂缝宽度验算	191
8.8	受弯构件挠度验算	191
9	一般构造规定	192

9.1	永久缝和临时缝	192
9.2	混凝土保护层	192
9.3	钢筋的锚固	193
9.4	钢筋的接头	194
9.5	最小配筋率	194
9.6	预制构件的接头、吊环与预埋件	196
10	结构构件的设计构造规定	196
10.1	板	196
10.2	梁	197
10.3	柱	197
10.4	墙	197
10.5	叠合式受弯构件	198
10.6	深受弯构件	200
10.7	立柱独立牛腿	203
10.8	壁式连续牛腿	203
10.9	弧形闸门支座	204
11	温度作用设计原则	204
11.1	一般规定	204
11.2	大体积混凝土在温度作用下的裂缝控制	205
11.3	考虑温度作用的钢筋混凝土框架计算	207
12	钢筋混凝土构件抗震设计	208
12.1	一般规定	208
12.2	框架梁	209
12.3	框架柱	210
12.4	铰接排架柱	211
12.5	桥跨结构	211
附录 C	截面抵抗矩的塑性系数 γ_m 值	212
附录 D	钢筋混凝土双向受弯构件正截面受弯承载力近似计算方法	212
附录 E	钢筋混凝土矩形截面小偏心受压构件配筋计算的简化方法	212
附录 F	对称配筋矩形截面双向偏心受压构件正截面承载力近似计算方法	213
附录 G	混凝土的热学指标与应力松弛系数	213
附录 H	非杆件体系钢筋混凝土结构的配筋计算原则	216

1 总 则

1.0.1~1.0.3 本规范系根据 GB50199—1994《水利水电工程结构可靠度设计统一标准》(简称《水工统标》)的规定,对 SDJ 20—1978《水工钢筋混凝土结构设计规范》(简称原规范)的设计基本原则进行了修改,并依据科学研究和工程实践增补有关内容后,编制而成。其适用范围扩大到预应力混凝土结构和地震区的结构,其他与原规范相同。但不适用于混凝土坝的设计,也不适用于碾压混凝土结构。

当结构的受力情况、材料性能等基本条件与本规范的编制依据有出入时,则需要根据具体情况,通过专门试验或分析加以解决。

1.0.4 本规范的施行,必须与按《水工统标》制订、修订的水工建筑物荷载设计规范等各种水工建筑物设计标准、规范配套使用,不得与未按《水工统标》制订、修订的各种水工建筑物设计标准、规范混用。

3 材 料

3.1 混 凝 土

3.1.2 按照国际标准(ISO3893)的规定,且为了与其他规范相协调,将原规范混凝土标号的名称改为混凝土强度等级。在确定混凝土强度等级时作了两点重大修改:

(1) 混凝土试件标准尺寸,由边长 200mm 的立方体改为边长 150mm 的立方体;

(2) 混凝土强度等级的确定原则由原规范规定的强度总体分布的平均值减去 1.27 倍标准差(保证率 90%),改为强度总体分布的平均值减去 1.645 倍标准差(保证率 95%)。用公式表示,即:

$$f_{cu,k} = \mu_{fcu,15} - 1.645\sigma_{fcu} = \mu_{fcu,15}(1 - 1.645\delta_{fcu}) \quad (3.1.2-1)$$

式中: $f_{cu,k}$ ——混凝土立方体抗压强度标准值,即混凝土强度等级值 (N/mm^2);

$\mu_{fcu,15}$ ——混凝土立方体(边长 150mm)抗压强度总体分布的平均值;

σ_{fcu} ——混凝土立方体抗压强度的标准差;

δ_{fcu} ——混凝土立方体抗压强度的变异系数。

混凝土强度等级由立方体抗压强度标准值确定,立方体抗压强度标准值是本规范混凝土其他力学指标的基本代表值。

R(原规范的混凝土标号)与 C(本规范的混凝土强度等级)之间的换算关系为:

$$C = \frac{1 - 1.645\delta_{fcu,15}}{0.95(1 - 1.27\delta_{fcu,15})}(0.1R) \quad (3.1.2-2)$$

式中 0.95 为试件尺寸由 200mm 立方体改为 150mm 立方体的尺寸效应影响系数; 0.1 为计量单位换算系数。

由此可得出 R 与 C 的换算关系如下面表 3.1.2 所列:

表 3.1.2 R 与 C 换算关系表

原规范混凝土标号 R(kgf/cm ²)	100	150	200	250	300	350	400
混凝土立方体抗压强度变异系数 δ_{fcu}	0.23	0.20	0.18	0.16	0.14	0.12	0.10
本规范混凝土强度等级 C(计算值)	9.24	14.20	19.21	24.33	29.56	34.89	40.28
本规范混凝土强度等级 C(取用值)	C9	C14	C19	C24	C29.5	C35	C40

注：表中混凝土立方体抗压强度的变异系数是取用全国 28 个大中型水利水电工程合格水平的混凝土立方体抗压强度的调查统计分析的结果。

3.1.3 混凝土强度标准值

(1) 混凝土轴心抗压强度标准值

根据国内 120 组棱柱体抗压强度与边长 200mm 立方体抗压强度的对比试验，并考虑试件尺寸效应影响，两者平均值的关系为：

$$\mu_{f_{pri}} = 0.8 \times 0.95 \mu_{fcu,15} = 0.76 \mu_{fcu,15} \quad (3.1.3-1)$$

考虑到结构中混凝土强度与试件混凝土强度之间的差异，根据以往经验，并结合试验数据分析，同时参考国内外有关规范的规定，对试件强度进行修正，修正系数取为 0.867，则结构中混凝土轴心抗压强度与 150mm 立方体抗压强度的关系为：

$$\mu_{fc} = 0.867 \times 0.76 \mu_{fcu,15} = 0.66 \mu_{fcu,15} \quad (3.1.3-2)$$

根据混凝土强度标准值的取值原则，并假定 $\delta_{fc} = \delta_{fcu}$ (δ_{fc} 为混凝土轴心抗压强度的变异系数)，则得结构中混凝土轴心抗压强度标准值为：

$$f_{ck} = \mu_{fc}(1 - 1.645\delta_{fc}) = 0.66 \mu_{fcu,15}(1 - 1.645\delta_{fc}) = 0.66 f_{cu,k} \quad (3.1.3-3)$$

(2) 混凝土轴心抗拉强度标准值

根据国内 72 组轴心抗拉试件强度与边长 200mm 立方体抗压强度的对比试验，并考虑尺寸效应影响，两者平均值的关系为：

$$\mu_{f_{t,sp}} = 0.58(0.95 \mu_{fcu,15})^{2/3} = 0.56 \mu_{fcu,15}^{2/3} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (3.1.3-4)$$

同样，考虑到结构中混凝土强度与试件混凝土强度的差异，取修正系数为 0.867，同时将计量单位由 kgf/cm² 改为 N/mm²，则结构中混凝土轴心抗拉强度与 150mm 立方体抗压强度的关系为：

$$\mu_{ft} = 0.867 \times 0.56 \mu_{fcu,15}^{2/3} \times 0.1^{1/3} = 0.225 \mu_{fcu,15}^{2/3} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (3.1.3-5)$$

在假定轴心抗拉强度的变异系数 $\delta_{ft} = \delta_{fcu}$ 条件下，则结构中混凝土轴心抗拉强度标准值为：

$$\begin{aligned} f_{tk} &= \mu_{ft}(1 - 1.645\delta_{ft}) = 0.225 \mu_{fcu,15}^{2/3}(1 - 1.645\delta_{ft}) \\ &= 0.225 f_{cu,k}^{2/3}(1 - 1.645\delta_{fcu})^{1/3} \quad (\text{N/mm}^2) \end{aligned} \quad (3.1.3-6)$$

考虑到较高强度等级的混凝土的脆性破坏特征显著和实践经验不足，对 C45~C60 级混凝土，按上式计算后再分别乘以 0.975~0.9 的折减系数。对轴心抗压强度也同样考虑了该项折减系数。

需要说明的是，由于水工混凝土的强度变异系数与 GBJ10—1989《混凝土结构设计规范》有所不同，同时本规范将考虑结构中混凝土强度与试件混凝土强度差异的修正系数取为

0.867, 较 GBJ 10—1989 规范所取修正系数 0.88 低 1.5%, 因而本规范混凝土强度标准值的计算值与 GBJ 10—1989 规范中的相应值有所不同, 但二者十分接近。为了便于实际应用和规范间的协调, 本规范混凝土强度标准值在取整时决定取与 GBJ 10—1989 规范相同的指标。

(3) 取消弯曲抗压强度指标

原规范在受弯构件和偏心受压构件的正截面强度计算中, 受压区混凝土极限强度取为混凝土弯曲抗压强度 R_w (现 GBJ10—1989 规范采用新符号为 f_{cm})。 R_w 并不是混凝土真正的力学指标, 而仅仅是在计算受弯构件或偏心受压构件承载力时, 对于非均匀受压混凝土应力图形换算为矩形应力图形时, 人为地引入的一个指标。原规范的 R_w 取值原则是沿用前苏联 30 年代的资料, 明显偏高, 同时引入这一指标后, 给偏心受压构件计算带来很多麻烦, 小偏心受压和轴心受压构件的正截面承载力计算公式也不相衔接。事实上, 弯曲抗压强度 f_{cm} 与轴心抗压强度 f_c 的比值并非定值, 而是随着构件相对受压区高度的变化而变化的, 当相对受压区高度较小时, f_{cm}/f_c 就比较大, 反之较小。原规范在相对受压区高度接近界限时, 承载力计算值偏大, 偏于不安全。国际上所有国家的混凝土结构设计规范都没有采用弯曲抗压强度 f_{cm} 而是直接采用混凝土轴心抗压强度 f_c , 连提出弯曲抗压强度的前苏联, 在 80 年代也已取消不用。我国公路混凝土桥设计规范、铁路混凝土桥设计规范也都没有采用弯曲抗压强度这个指标。

经过对受弯构件和大偏心受压构件分别采用 f_{cm} 及 f_c 计算, 发现混凝土抗压强度的取值对受弯构件和大偏心受压构件的极限承载力并无多大影响。因此, 本规范决定取消混凝土的弯曲抗压强度这一指标, 而直接用轴心抗压强度计算受弯构件和偏心受压构件的承载力, 以求与国际规范接轨。

将 f_{cm} 改为 f_c 后, 经过材料用量对比计算, 受弯、大偏心受压构件的用钢量增加不多, 大都在 5% 以内。小偏心受压构件在界限附近 ($\eta e_0/h_0 = 0.3$, $\xi = 0.7$) 用钢量有所增加, 克服了原规范在界限附近区段计算值高于试验值 (偏于不安全) 的缺点。

(4) 混凝土强度随龄期而增长

在混凝土结构构件设计中, 不宜利用混凝土抗压强度随龄期而增长的后期强度。某些大体积的水工建筑物也会遇到混凝土浇筑后要经过较长时间才开始承受荷载的情况。因此, 本规范规定经论证后允许采用不同龄期的混凝土抗压强度进行设计。在附录 A 中列出了不同龄期混凝土抗压强度的比值, 可供设计人员在缺乏试验资料时参考。粉煤灰硅酸盐水泥混凝土的不同龄期的抗压强度, 可按火山灰质硅酸盐水泥混凝土采用。

对于混凝土不同龄期的抗拉强度, 其影响因素较多, 故不应利用其后期抗拉强度。

3.1.4 混凝土强度设计值

根据《水工统标》的规定, 材料强度设计值可取为强度总体分布的平均值减去 K_{ml} 倍标准差。关于 K_{ml} 的取值, 理论上取为某一固定值最为简便。但考虑到与相关规范的协调, 本规范混凝土强度设计值决定取与 GBJ 10—1989 规范相同的指标, 也即取相同的混凝土材料性能分项系数 γ_c 。这时对于 C10~C40 级混凝土, 由于变异系数 δ_{fcu} 不同, $\gamma_c = 1.33 \sim 1.38$, 相应的 $K_{ml} = 2.30 \sim 3.83$, 相应的保证率为 98.93%~99.99%, 详见下表 3.1.4。

3.1.7 混凝土受压弹性模量, 仍沿用原规范的关系式, 仅考虑了试件尺寸和计量单位的换算, 本规范采用的关系式为:

$$E_c = \frac{10^5}{2.2 + \frac{34.7}{f_{cu}}} \quad (3.1.7)$$

表 3.1.4 混凝土强度标准值、设计值 (N/mm^2) 及分项系数

强度等级		C10	C15	C20	C25	C30	C35	C40
μ_{fcu}		16.09	22.35	28.41	33.93	38.97	43.61	47.88
δ_{fcu}		0.23	0.20	0.18	0.16	0.14	0.12	0.10
标准值	f_{ck}	6.7	10.0	13.5	17.0	20.0	23.5	27.0
	f_{tk}	0.90	1.20	1.50	1.75	2.00	2.25	2.45
设计值	f_c	5.0	7.5	10.0	12.5	15.0	17.5	19.5
	f_t	0.65	0.90	1.10	1.30	1.50	1.65	1.80
K_{ml}		2.30	2.46	2.59	2.76	2.98	3.27	3.83
保证率 (%)		98.93	99.31	99.52	99.71	99.86	99.95	99.99
γ_c		1.34	1.33	1.35	1.36	1.33	1.34	1.38

本规范表 3.1.7 中的弹性模量系按上式求得的, 式中 f_{cu} 以混凝土强度等级值 (N/mm^2) 代入, 即可求得与立方体抗压强度标准值相对应的弹性模量。

根据国内的试验资料, 混凝土受拉弹性模量的试验值与受压弹性模量的数值很接近, 故本规范对二者取用相同的数值。

3.2 钢 筋

3.2.2 钢筋强度标准值的确定

(1) 钢筋的强度标准值仍沿用原规范及 GBJ 10—1989 规范的规定, 即:

1) 对有明显物理流限的热轧钢筋, 采用国家标准规定的屈服点作为标准值, 国标规定的屈服点即钢筋出厂检验的废品限值;

2) 对无明显物理流限的碳素钢丝、刻痕钢丝、钢绞线、热处理钢筋及冷轧带肋钢筋, 为与国家标准的出厂检验强度一致起见, 采用国标规定的极限抗拉强度作为标准值。但应指出, 在构件承载力设计时, 本规范取用 $0.8\sigma_b$ (σ_b 为国家标准规定的极限抗拉强度) 作为设计上取用的条件屈服点;

3) 对冷拉钢筋, 取屈服点作为标准值。

本规范 3.2.2 的表 3.2.2-1 和表 3.2.2-2 中的钢筋强度标准值系按下列国家标准采用的。

表 3.2.2 钢筋所属的国家标准代号表

项 次	钢 筋 种 类	标 准 代 号
1	热轧钢筋	GB1499—91
		GB13013—91
		GB13014—91
2	热处理钢筋	GB4463—84
3	碳素钢丝	GB5223—95
4	刻痕钢丝	GB5223—95
5	钢绞线	GB5224—85
		GB5224—95
6	冷轧带肋钢筋	GB13788—92

(2) 钢筋种类:

本规范在原规范已有钢筋种类的基础上, 新增了下述几种类型的钢筋和钢丝: ① 冷拉Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ级钢筋; ② 热处理钢筋; ③ 碳素钢丝; ④ 刻痕钢丝; ⑤ 钢绞线; ⑥ 冷轧带肋钢筋。冷轧带肋钢筋是采用普通低碳钢或低碳合金钢热轧圆盘条为母材, 经冷轧减径后在其表面形成具有三面(或二面)月牙纹横肋的钢筋。

上述新增钢筋种类主要用作预应力钢筋。

(3) 钢号修改: ① 5 号钢因产量很少, 故不再列入; ② 国标《预应力混凝土用钢丝》将钢丝分为“冷拉钢丝”、“消除应力钢丝”及“刻痕钢丝”三种, 本规范采用的“碳素钢丝”系指国标中的“消除应力钢丝”; ③ 冷拔低碳钢丝由于性能较脆, 且黏结力差, 故不再列入, 其品种可用冷轧带肋钢筋代替。

(4) 冷拉钢筋强度的标准值系按“控制应力方法冷拉钢筋”的条件确定的, 故当采用控制应力方法冷拉钢筋时, 冷拉控制应力取强度标准值, 即冷拉Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ级钢筋强度的标准值分别取 450 (430), 500, 700N/mm²; 当采用控制应变(冷拉率)方法冷拉钢筋时, 冷拉控制应力应取强度标准值加 30N/mm², 即 480 (460), 530, 730N/mm², 并按此应力确定相应的冷拉率。

(5) LL550 级钢筋宜用作钢筋混凝土结构构件中的受力主筋、架立筋、箍筋和构造钢筋。可采用绑扎、焊接骨架或焊接网片的型式。LL650 和 LL800 级钢筋宜用作预应力混凝土结构构件的受力主筋。

(6) 考虑到 GB5224—1995 中规定 GB5224—1985 可延长三年使用, 本规范将 GB5224—1985 中的钢绞线品种同时列出, 以方便使用。

3.2.3 钢筋强度设计值的确定

(1) 受拉钢筋的强度设计值

受拉钢筋强度设计值的取值原则与混凝土强度设计值的取值原则类似, 仍以一定的保证率为定义, 即

$$f_y = \mu_{fy} - K_{ml} \sigma_{fy} = \mu_{fy} (1 - K_{ml} \delta_{fy}) \quad (3.2.3)$$

本规范将钢筋强度设计值取与 GBJ10—1989 规范相同的指标。对于Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ级钢筋, 可求得其 K_{ml} 值分别为 2.75、3.8、3.6, 相应的保证率分别为 99.70%、99.99%、99.98%。

若将保证率用分项系数的形式表达时, 可求得各类钢筋的材料分项系数 γ_s 如下表 3.2.3 所示:

表 3.2.3 钢筋的材料分项系数

项 次	钢 种	γ_s
1	热轧Ⅰ级钢筋	1.15
2	热轧Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ级钢筋, 冷拉Ⅰ级钢筋	1.1
3	冷拉Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ级钢筋(用于预应力)	1.2
4	碳素钢丝、刻痕钢丝、钢绞线、冷轧带肋钢筋	1.5

对于 LL550 级冷轧带肋钢筋抗拉强度设计值的取值, 还考虑了正常使用状态下的裂缝宽度的影响。根据此类钢筋调直后强度稍有降低的试验结果, 调直后的抗拉强度设计值应作相应降低。

在国家标准中对同一直径的碳素钢丝、刻痕钢丝、钢绞线列有几种抗拉强度，因此本规范在表 3.2.3-2 中按不同抗拉强度标准值给出了相应的强度设计值，供设计时采用。在实际工程中，如碳素钢丝、刻痕钢丝、钢绞线的强度标准值与本规范表 3.2.2-2 的规定不符时，则应对强度设计值另行换算。

(2) 受压钢筋的强度设计值

受压钢筋强度设计值 f_y' 采用以钢筋应变 $\epsilon'_s = 0.002$ 作为取值依据，按 $f_y' = \epsilon'_s E_s$ 和 $f_y' = f_y$ 两个条件确定，取二者的较小值。受压冷拉钢筋的强度设计值则按未经冷拉的热轧钢筋取用。

3.2.4 钢筋的弹性模量

根据国内有关单位的试验研究，将碳素钢丝的弹性模量 E_s 由 $1.8 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ 提高为 $2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ ，其他钢筋的弹性模量 E_s 仍采用原规范的规定。

根据冷轧带肋钢筋的三种强度级别，直径 4~10mm，总共 374 个试件的实测结果，其弹性模量变化范围为 $1.888 \times 10^5 \sim 1.984 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ 之间，故取用 $E_s = 1.9 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ 。

4 基本设计规定

4.1 一般规定

4.1.1 原规范是采用以单一安全系数表达的极限状态设计方法。本规范则按《水工统标》规定，采用以概率理论为基础的极限状态设计方法，以可靠指标度量结构构件的可靠度，并据此采用五个分项系数（结构重要性系数、设计状况系数、材料性能分项系数、作用分项系数、结构系数）的设计表达式进行设计。

4.1.2~4.1.5 这几条的内容均系按《水工统标》的规定给出的。

对结构构件的计算和验算内容与原规范基本相同，设计时应根据不同设计状况，考虑不同的结构体系及相应的作用（荷载）效应组合，进行一种或二种极限状态设计。

对于本规范表 4.1.3 中各级水工建筑物的结构安全级别，也可根据工程实际情况和设计传统习惯选用。

4.1.6 预制构件的吊装验算，应根据吊装的具体情况考虑构件自重的动力系数，必要时还应考虑构件吊装受力不均匀的影响。吊装荷载是属于短暂出现的设计状况，应取用短暂设计状况系数进行计算。

4.1.7 水工建筑物的结构形式和受力特征比较复杂，如坝内孔口、坝后背管混凝土、蜗壳等，这些结构不宜或不能用结构力学方法求其内力，而是通过弹性力学（包括弹性力学有限元法）或模型试验等手段来计算或测得其弹性应力图形，并按此配置钢筋。按应力图形配筋方法是一种近似的方法，一般偏于安全。根据当前国内外规范的发展趋势及工程上的实际应用，本规范认为也可采用钢筋混凝土有限元分析方法进行分析和配筋。

4.1.8 由于某些水工混凝土结构尺寸较大，温度变化对其影响很大。工程实践表明，合理的构造措施和温度应力分析对截面尺寸较大的水工混凝土结构十分重要。因此，本规范增补第 11 章“温度作用设计原则”，对原规范第 27 条进行了增补和修改。

4.1.9 对于重要工程的结构构件，如水压力渗至裂缝会使结构的整体性受到破坏时，则应考虑作用在裂缝中的渗透压力。渗透压力的计算图形和面积系数应根据专门的设计规范确

定。截面承载力计算考虑渗透压力后,相应的结构系数 γ_d 可适当降低。

4.1.10 结构的裂缝控制和耐久性要求与结构所处环境条件有关。原规范把环境条件分为水下、水位变动区与水上三类,不能充分反映环境条件对结构(特别是钢筋锈蚀)的实际影响。GBJ10—89规范只把环境分为室内与露天二类,也不适合于水工建筑物。欧洲混凝土协会CEB—90规范把环境条件分为轻微、一般严重和严重三类。国际预应力学会FIP海工规范对海工建筑物则分为水下区、浪溅区与盐雾作用区三类。我国“海港防腐蚀规定”更把海港建筑物分为大气区、浪溅区、水位变动区及水下区四类。港工规范对内河淡水港则分为大气区、浪溅区及水位变化区三类。

通过分析对比,把所有水工建筑物的环境条件类别划分为一至四类,是比较恰当的。不同的环境条件类别,要求不同的耐久性措施。对于处于冻融比较严重的三类环境条件的建筑物,则应按四类条件处理。

4.2 承载力极限状态计算规定

4.2.1 承载力极限状态设计表达式是采用作用(荷载)标准值及其分项系数、材料性能标准值及其分项系数、设计状况系数、结构重要性系数和结构系数表示的。

各分项系数是根据结构功能函数各基本变量的统计参数和概率分布类型,经过可靠度分析,并结合工程经验来确定的。至于缺乏统计资料的部分,则凭工程经验确定。

(1) 结构重要性系数用来考虑水利水电工程结构及构件的重要性和失事后果,对应于结构安全级别的不同,应分别取用不同的结构重要性系数。其值由《水工统标》规定。

(2) 设计状况系数用来反映结构不同设计状况应有不同的目标可靠指标,对应于持久状况、短暂状况、偶然状况,应分别取用不同的设计状况系数。

(3) 作用(荷载)分项系数用来考虑作用(荷载)对其标准值的不利变异,主要是超载系数的概念,其值一般由《水工建筑物荷载设计规范》给出。

作用(荷载)分为永久作用 G 、可变作用 Q 和偶然作用 A 三大类。自重、岩土压力、预应力等属于永久作用,校核洪水时的水压力、地震属于偶然作用,其他则属于可变作用。

永久作用(荷载)中的自重等恒载,变异性很小,统计分析表明可取 $\gamma_G = 1.05$ 。可变作用(荷载)的变异性较大,因此,相应的分项系数 γ_Q 就应具有较大的数值,大体上在1.20左右。但在水工建筑物中某些可变荷载是能够严格控制使其不超出额定值的,如水电站厂房中的吊车轮压是根据制造厂家的铭牌额定值确定的,没有异常超载的可能;水电站厂房安装间有严格控制标准的堆放荷载等,也都没有异常超载的可能,因此对这类可严格控制使其不超出规定限值的可变作用(荷载),其分项系数 γ_Q 可取较小的数值。

对于不同变异性质的作用(荷载)采用不同的分项系数,体现了《水工统标》的可靠度设计原则,比原规范笼统地采用同一安全系数有了较大的改进。

但在按本规范进行结构构件计算时,为了避免材料用量与历史水平相比有过份的减少,以及保证必要的设计可靠度,本规范同时又规定了:对一般可变作用(荷载),分项系数应取为不小于1.20;对可以严格控制其不超过额定值的可变作用(荷载),其分项系数则应取为不小于1.10。

对《水工建筑物荷载设计规范》未作具体规定的作用(荷载),如车辆荷载等,其分项系数可按本规范附录B中表B1采用。它们是按概率方法优化计算并考虑工程经验选定的。优化计算的原则是:对各种结构构件,在不同的荷载效应组合及不同的荷载效应比值下,按

所选定的荷载分项系数 γ_G 、 γ_Q 进行设计时，在可靠指标与规定的目标可靠指标最为接近的条件下，要使各种构件在不同作用（荷载）效应组合下的结构系数 γ_d 尽可能相等或相近。

本规范采用的 γ_Q/γ_G 比值，与国内外有关规范的比值是比较接近的。

应注意，本规范 γ_G 、 γ_Q 的含意和取值，与 GBJ10—1989《混凝土结构设计规范》及 GBJ 9—1987《建筑结构荷载规范》规范中 γ_G 、 γ_Q 是完全不同的，不能混淆。后两本规范中没有结构系数 γ_d ，计算模式的不定性及其他一些影响可靠度的因素均归入 γ_G 、 γ_Q 。

根据《水工统标》，偶然作用的分项系数 γ_A 取为 1.0。

(4) 材料性能分项系数用来反映材料实际强度对所采用的材料强度标准值的不利变异。其取值见本规范 3.1.4 的条文说明。

(5) 结构系数是用来反映作用（荷载）效应计算模式的不定性和抗力计算模式的不定性，并考虑上述作用分项系数和材料强度分项系数未能反映的其他不定性。

本规范所给出的结构系数是采用可靠度分析方法，利用事先选定的作用与材料性能分项系数，根据给定的目标可靠指标，以各种结构构件在不同材料和不同作用（荷载）效应组合情况以及不同的可变作用与永久作用效应比值下，都是最佳地逼近目标可靠指标，利用最小二乘法的优化原理得到的。同时考虑按本规范设计的结构构件的用钢量与原规范相比，变化不致波动过大，对最后所得到的优化结构系数进行了适当的合并与调整。

对承受永久作用为主的构件，为了保证用钢量不致减少过多，结构系数 γ_d 可按本规范条文的表 4.2.1 中数值增加 0.05。但对承受土重和土压力为主的构件可不增加。这里永久作用为主是指其作用效应与所考虑的作用效应组合值的比值达到 70% 及以上的情况。

关于素混凝土结构的结构系数 γ_d ，由于缺乏必要的统计参数，故采用工程经验推算确定。对于受压、受拉构件，按下式计算：

原规范设计时：

$$K(S_{GK} + S_{QK}) = R_1 A_1 \quad (4.2.1-1)$$

本规范设计时：

$$\gamma_d(\gamma_G S_{GK} + \gamma_Q S_{QK}) = R_2 A_2 \quad (4.2.1-2)$$

当用两规范设计的材料用量相同时，可认为截面尺寸相同，即 $A_1 = A_2$

故

$$\frac{K(S_{GK} + S_{QK})}{\gamma_d(\gamma_G S_{GK} + \gamma_Q S_{QK})} = \frac{R_1 A_1}{R_2 A_2} = \frac{R_1}{R_2} \quad (4.2.1-3)$$

$$\gamma_d = \frac{K(1 + \rho)}{\gamma_G + \gamma_Q \rho} \left(\frac{R_2}{R_1} \right) \quad (4.2.1-4)$$

$$\rho = \frac{S_{QK}}{S_{GK}} \quad (4.2.1-5)$$

本规范作用（荷载）分项系数 $\gamma_G = 1.05$ ； $\gamma_Q = 1.2$ 。

原规范 2、3 级建筑物、基本荷载组合的素混凝土结构构件强度安全系数 K 值，对于混凝土受压时为 1.7；对于混凝土受拉时为 2.65。

上五式中： R_1 、 R_2 ——分别为原规范、本规范的混凝土强度设计值；

S_{GK} ——永久作用（荷载）效应标准值；

S_{QK} ——可变作用（荷载）效应标准值；

计算 R_2/R_1 见下表 4.2.1-1。

$$\text{抗压} \quad \gamma_d = \frac{1.7(1+\rho)}{1.05+1.2\rho} \times 0.834 \quad (4.2.1-6)$$

$$\text{抗拉} \quad \gamma_d = \frac{2.65(1+\rho)}{1.05+1.2\rho} \times 0.811 \quad (4.2.1-7)$$

列表计算素混凝土结构的结构系数见下表 4.2.1-2。

为了承载能力极限状态计算公式表达的方便，在今后各章中所列的构件内力设计值（ M 、 N 、 V 、 T 等）均是指作用效应乘以结构重要性系数 γ_0 及设计状况系数 ψ 之后的值。

表 4.2.1-1 R_2/R_1 计 算 表

混凝土等级 设 计 值		10	15	20	25	30
抗 压	本规范 R_2	5.0	7.5	10.0	12.5	15.0
	原规范 R_1	6.1	9.0	11.7	15.1	18.0
	R_2/R_1	0.820	0.833	0.855	0.828	0.833
	R_2/R_1 采用值 (平均值)	0.834				
抗 拉	本规范 R_2	0.65	0.90	1.10	1.30	1.50
	原规范 R_1	0.85	1.10	1.35	1.59	1.79
	R_2/R_1	0.765	0.818	0.815	0.818	0.838
	R_2/R_1 采用值 (平均值)	0.811				

表 4.2.1-2 γ_d 计 算 表

ρ	0.1	0.25	0.5	1	2	$\frac{\sum \gamma_d}{n}$	选用值 γ_d
$\gamma_{d压}$	1.33	1.31	1.29	1.26	1.23	1.29	1.3
$\gamma_{d拉}$	2.02	1.99	1.95	1.91	1.87	1.95	2.0

4.3 正常使用极限状态验算规定

4.3.1 正常使用极限状态设计表达式是按《水工统标》的规定给出的。由于结构的变形、裂缝宽度等均与作用（荷载）持续期的长短有关，故规定对正常使用极限状态的验算，应分别考虑作用（荷载）效应的长期组合和短期组合两种情况。所谓长期组合系指可变作用的长期效应与永久作用效应的组合；所谓短期组合系指可变作用的短期效应与永久作用效应的组合，也即包括短期作用在内的全部可变作用的效应与永久作用的效应的组合。对持久设计状况应分别考虑长期组合和短期组合；对短暂设计状况则只需考虑短期组合。

对正常使用极限状态验算，作用分项系数、材料性能分项系数、结构系数等都取 1.0，结构重要性系数则仍保留。

4.3.2~4.3.3 构件的裂缝控制要求，是根据结构的功能要求、环境条件对钢筋的腐蚀影响、钢筋种类对腐蚀的敏感性、荷载作用的时间等因素来考虑的，本规范主要考虑了下列因素：① 原规范中有关规定的历史背景情况；② 工程使用经验及国内常用构件的实际设计抗裂度和裂缝宽度的统计结果；③ 对国内典型地区的工程调查，长期暴露试验与快速试验结果；④ 国外规范的有关规定。

原规范对钢筋混凝土结构构件的裂缝控制等级是采用抗裂安全系数 K_f 与裂缝宽度来控制的。由于用 K_f 控制不能正确反映构件实际抗裂性能,因此,本规范取消了以抗裂安全系数为标准的控制条件,改用构件受拉边缘的混凝土拉应力及裂缝宽度的控制方法。

对于钢筋混凝土构件,本规范除对承受水压的轴心受拉和小偏心受拉构件以及发生裂缝后会严重渗漏的其他构件(如渡槽槽身等),提出抗裂验算要求外,其余构件都可按裂缝宽度控制。因此,必须进行抗裂验算的水工钢筋混凝土构件的范围是不大的。

钢筋混凝土构件最大裂缝宽度允许值是在原规范基础上参考国内外有关资料后确定的,与原规范相比,主要有三个改变:①按不同环境条件对钢筋锈蚀的影响程度规定了不同的允许值;②根据荷载持续时间的长短对耐久性不同的影响,规定了不同的允许值;③锈蚀试验及工程实践表明,凡钢筋上不出现结露或水膜,则裂缝处的钢筋基本上未发现明显的锈蚀现象,与钢筋垂直的受力裂缝宽度对一般热轧钢筋的锈蚀并无很直接的关系。因此,本规范规定的允许值比原规范有所放松,这与国际上的趋势是一致的。

对预应力混凝土构件的裂缝控制等级分为三级:

一级——构件受拉边缘混凝土在荷载效应短期组合下,要求不出现拉应力(即要求零应力或压应力),它适用于严格要求不出现裂缝的构件;

二级——构件受拉边缘混凝土在荷载效应短期组合或长期组合下,允许出现拉应力,但其拉应力不应大于以混凝土拉应力限制系数 α_{ct} 控制的应力值。长期组合的 α_{ct} 要小于短期组合的 α_{ct} ,这意味着要求构件处于有限拉应力状态。在这种条件下,构件即使可能出现裂缝,一般说来裂缝宽度也较小,因此不必作裂缝宽度验算;

三级——允许构件受拉边缘混凝土产生裂缝,构件处于开裂状态,最大裂缝宽度计算值不得超过其允许值。

构件受拉边缘混凝土拉应力验算及其控制条件,实质上也是一种抗裂设计方法, α_{ct} 在 0~1 之间变化,反映出对抗裂保证率的不同要求。

预应力构件的混凝土拉应力限制系数 α_{ct} 及裂缝宽度允许值,主要是参考 GBJ10—1989 规范的规定以及工程设计和经验而确定的,同时还考虑了部分预应力混凝土构件的发展趋势。

4.3.4 最大挠度允许值是在原规范基础上,按荷载效应组合的不同而分为两档。吊车梁、启闭机大梁等构件主要由短期组合验算挠度,可不必再按长期组合进行验算。

4.4 结构耐久性要求

4.4.1 原规范中,耐久性列入正常使用极限状态,只验算裂缝宽度作为校核,对混凝土材料只提出抗渗性、抗冻性标号的要求,这是不够全面的。根据对已建工程的调查表明,水工混凝土建筑物的耐久性存在着严重的问题;因此在这次修订中,专门增列本节,以期在工程设计中能重视对耐久性的要求。

在一般情况下,可根据结构所处的环境类别提出相应的耐久性要求。但影响耐久性的因素很多,除环境条件外,还与结构表层保护措施(涂层或专设面层)以及实际施工质量等有关。因此,设计时可根据表层保护措施的实际情况及预期的施工质量控制水平,将耐久性要求作相应的提高或降低。

4.4.2 原规范第 7 条规定的混凝土最低标号未考虑环境条件类别,对于恶劣环境来说,显然偏低。《全国水工混凝土建筑物耐久性病害处理调查总结报告》建议对有耐久性要求的

钢筋混凝土结构，混凝土标号不低于 200 号，沿海地区不低于 300 号。江苏省经大量涵闸的耐久性调查后，建议混凝土标号采用如下表 4.4.2 所列：

表 4.4.2 涵闸混凝土标号的统计表

部 位	内河涵闸与沿海涵闸	部 位	内河涵闸与沿海涵闸
公路桥面	R300	水下区表层	R200~R250
水上梁柱	R250	底部结构下层	R150
水位变动区墩墙	R250		

根据上述资料及原规范规定，作出了本条文的建议。

4.4.3、4.4.4 混凝土的水灰比与最小水泥用量对耐久性关系极大。原规范仅作了“必要时，在设计中提出水灰比的最大限制值”的原则规定，不够具体。国内外有关规范对此均有限定，例如：

(1) 我国 JTJ 228—87《海港防腐蚀规定》对钢筋混凝土结构的规定见下表 4.4.3-1：

表 4.4.3-1 《海港防腐蚀规定》对水灰比及水泥用量 (kg/m^3) 的规定

所处环境	最大水灰比	最小水泥用量	相当于本规范的环境条件类别
大气区	0.50	360	四
浪溅区	0.45	400	四
水位变动区	0.50	360	三
水下区	0.60	325	二

(2) 英国 CP110—72 规范的规定见下表 4.4.3-2：

表 4.4.3-2 CP110—72 对水灰比及水泥用量 (kg/m^3) 的规定

所处环境	最大水灰比	最小水泥用量	相当于本规范的环境条件类别
良好条件	0.65	230	一
一般条件	0.55	260	二~三
恶劣条件	0.45	330	三~四

(3) 英国北海油田海工结构的规定：

最大水灰比——0.42。

最小水泥用量—— $400\sim 450\text{kg}/\text{m}^3$ 。

(4) 英国 CP110—72 规范规定的最大骨料粒径为 20mm 时的最小水泥用量见下表 4.4.3-3：

表 4.4.3-3 CP110—72 对水泥用量 (kg/m^3) 的规定

所处环境	素混凝土	钢筋混凝土	预应力混凝土
无侵蚀	220	250	300
防雨、防冻	250	290	300
干湿交替、冰冻、海水	310	360	360
受解冰盐作用 (引气剂)	280	290	300

(5) 美国 ACI 211.1—77 规范规定在恶劣条件下的最大容许水灰比见下表 4.4.3-4:

表 4.4.3-4 ACI 211.1—77 对水灰比的规定

构 件	暴 露 条 件	
	潮湿、处于冻融下的结构	处于海水或硫酸盐作用下的结构
薄壁构件	0.45	0.40
其他构件	0.50	0.45

注: 1. 在恶劣条件下均应采用引气剂。

2. 当采用抗硫酸盐水泥时, 最大水灰比可增加 0.05。

(6) 江苏省对大中型涵闸建议的最大水灰比见下表 4.4.3-5:

表 4.4.3-5 涵闸混凝土水灰比的规定

部 位	内河涵闸	沿海涵闸
公路桥面	0.50	0.50
水上梁柱	0.55	0.50
水位变动区墩墙	0.55	0.55
浪溅区墩墙	—	0.50
水下区表层	0.55~0.60	0.55~0.60
水下底板下层	0.60~0.65	0.60~0.65

(7) 我国 JTJ 221—87 《港工混凝土及预应力混凝土施工规范》的规定见下表 4.4.3-6:

表 4.4.3-6 JTJ221—87 对水灰比的规定

环 境 条 件			钢筋混凝土		素混凝土	
淡水港	水上区		0.60~0.65		0.70	
	水位变化区	严重受冻	0.55		0.55	
		受冻	0.60		0.60	
		微冻	0.65		0.65	
		不冻	0.65		0.70	
	水下区	不受水压	0.65		0.70	
		受水压	0.50~0.60		0.50~0.60	
海水港	大 气 区		北 方	南 方	北 方	南 方
			0.55	0.50	0.65	0.65
	浪 溅 区		0.55	0.40	0.65	0.65
	水位变化区	严重受冻	0.45	—	0.45	—
		受冻	0.50	—	0.50	—
		微冻	0.55	—	0.55	—
		不冻	—	0.05	—	0.65
	水下区	不受水压	0.60		0.65	
		受水压	0.50~0.60		0.50~0.60	

(8) 美国 ACI301—72 (1975 年重版) 规定如下:

处于淡水中（要求抗渗） 水灰比应不大于 0.48；

处于海水中 水灰比应不大于 0.42。

(9) 我国国家标准“海工混凝土结构技术规范(第三稿,1993)”对海工混凝土的规定见下表 4.4.3-7、表 4.4.3-8、表 4.4.3-9：

表 4.4.3-7 海工混凝土大气区、浪溅区的水灰比最大允许值

环境条件	大 气 区		浪 溅 区		
	严重受冻、 受冻、微冻	偶冻、不冻	严重受冻	受冻、微冻	偶冻、不冻
钢筋混凝土、 预应力混凝土	0.45	0.50	0.40	0.45	0.40
素混凝土	0.60	0.60	0.40	0.45	0.60

表 4.4.3-8 海工混凝土水下区水灰比最大允许值

结构作用水头与混凝土 壁厚的比值 (i)	不受水头 作 用	$i < 5$	$5 < i < 10$	$i > 10$
钢筋混凝土、预应力混凝土	0.60	0.60	0.55	0.50
素混凝土	0.65	0.60	0.55	0.50

表 4.4.3-9 海工混凝土水泥用量最小允许值 (kg/m^3)

环境条件	最冷月平均气温 ($^{\circ}\text{C}$)	大气区	浪 溅 区						水下区
			D350	D300	D250	D200	D150	D100	
钢筋混凝土、 预应力混凝土	< 0	300	395	360	330	300			300
	> 0	360	360	360	360	360	360	360	
素混凝土	< 0	280	395	360	330	300			280
	> 0	280	280	280	280	280	280	280	

注：1. 有耐久性要求的大体积混凝土，水泥用量应按混凝土耐久性和降低水泥水化热综合考虑。

2. 掺外加剂和掺合料时，水泥用量可适当减少。

(10) 我国 SL 27—91《水闸施工规范》规定了水灰比最大允许值及最小水泥用量，见下表 4.4.3-10。

遇有下列情况，表 4.4.3-10 所列水灰比允许值应分别减小 0.03~0.05：

- 1) 严寒地区（指最冷月平均气温低于 -10°C 的地区）水位变化区的混凝土；
- 2) 受海水、盐雾或其他侵蚀性介质作用的外部混凝土；
- 3) 厚度小于 600mm 的胸墙、薄壁墙等。

SL 27—91 还规定水泥用量应符合下列要求：

- 1) 处于水位变化区的薄壁墙混凝土，不宜低于 $300\text{kg}/\text{m}^3$ ；
- 2) 桥梁混凝土不宜低于 $300\text{kg}/\text{m}^3$ ；
- 3) 厚大构件（厚度大于 1.5m）的内部混凝土，不宜低于 $200\text{kg}/\text{m}^3$ ；
- 4) 受海水、盐雾或其他侵蚀性介质作用的面层混凝土，其单位水泥用量应适当增加。

表 4.4.3-10 SL 27—91 对水灰比最大允许值的规定

混凝土使用条件	寒冷地区 (最冷月平均气温 在 $-3 \sim -10^{\circ}\text{C}$ 之间)	温和地区 (最冷月平均气温 在 -3°C 以上)
水上区: 桥梁、桥梁、顶板等部位	0.55	0.60
水位变化区: 墩、墙、排架等部位	0.50	0.55
水下区: 底板、消力池、铺盖等部位	0.60	0.60
厚大结构内部	0.65	0.65
受严重冲刷的面层	0.55	0.55

综合以上资料,对最大水灰比与最小水泥用量作出了建议,分别见本规范条文的表 4.4.3 与表 4.4.4。

4.4.5 混凝土的抗渗等级规定基本上沿用原规范的规定。考虑到目前水工建筑物承受的水头 H 有高于 100m 的,承受的水力梯度 i 有超过 50 的,因此增列了 $H > 150\text{m}$ 、 $i > 50$ 两档,相应的抗渗等级定为 W10。

对于某些建筑物(如渡槽槽身较薄的侧壁),承受的水力梯度很大而水头却不大,如仍按照本规范的表 4.4.5 中项次 3 的规定显然偏高,因此在该表附注 5 中规定了水头 H 小于 10m 时,抗渗等级可相应降低一级。

4.4.6 原规范的抗冻等级规定,系沿用前苏联的规定和慢冻法,考虑的因素不够周到,要求的等级偏低。因此本条不再沿袭过去的规定,而采用我国《水工建筑物抗冰冻设计规范》提出的标准。

混凝土的抗冻等级明确规定用快冻法测定,因为它非破坏性试验,试件小而少,无需在冻融之间反复搬运,提供成果快,工作量少,易于执行,且没有慢冻法经历数十次冻融后强度反而增长的缺点。慢冻与快冻的成果虽有一定联系,但至今尚未找到可靠的相关关系。因此本条不再考虑与过去慢冻法的联系,直接采用与国际标准相近的快冻等级。快冻试验方法与设备,国内尚未统一,目前中国水利水电科学研究院正在进行统一标准及设备的研究。

室内试验和实际工程表明:饱和的混凝土才发生冻融破坏,不饱和的混凝土很少破坏;冻融循环次数虽对冻融破坏有一定影响,但只限于表面浅层,而最冷月的气温则影响到深层,因此比冻融次数的影响更严重。所以,美国垦务局《混凝土手册》已将长期冰冻和冻融频繁列为同一类。例如,丰满大坝上游面是阳面,冬季气温白天为正温,夜间为负温,水上部分年冻融次数大于 100 次;下游面是阴面,冬季经常为负温,年冻融循环次数小于 100 次,但上游面冻融破坏深度只有 0.3~0.5m,下游面却深达 3m。其主要原因是上游面因受阳光辐射使混凝土比较干燥,而下游面虽与库水不接触,却因结霜和积雪,混凝土呈饱和状态。又如,丰满电站尾水闸墩、尾水平台和下游护坡及江桥,同样受尾水位变动引起冻融破坏,但尾水部位破坏远比护坡和桥墩严重,其原因也是尾水部位无阳光照射,而护坡和桥墩则或多或少有阳光照射,混凝土饱和程度不同之故。

有些部位检修时,电站、船闸、供水系统须停止运行,因而难于检修;溢流面检修须避开汛期和冬季,检修工作量大,因此,这些部位的抗冻要求均宜较其他部位更高些。

本规范表 4.4.6 中对于部位的规定比以往详细。实践表明,以往的概略规定常使设计人员只重视大坝的上下游面及溢流面,而忽略其他部位的抗冻要求。例如参窝大坝宽闸墩中的工作闸门井和检修闸门井,井壁厚仅稍大于 1m,在充水状态下井壁全部开裂渗水。在冬季饱和冻胀及冻融情况下,裂缝发展严重恶化。以往对二期混凝土未规定抗冻要求,丰满溢流坝坝顶部分二期混凝土在冻融后破坏极为严重。丰满电站厂房靠变压器侧的平台、墙、柱因积雪融化使混凝土饱和,顶部大多酥松、开裂,影响安全运行,检修又困难。因此本规范的表 4.4.6 对这些部位加以明确规定。

气候分区现分为严寒、寒冷与温和三区。原规范对温和地区没有规定抗冻要求。温和地区虽然没有明显的冻融情况,但冬季寒夜仍可达到局部结冰。曾观察到蚌埠闸、江苏崂山闸等都有不同程度的冻融损坏;湖南柘溪水电站上坝楼梯也有冻融掉皮现象;佛子岭连拱坝拱壳开裂漏水处则有较严重的冻融破坏;湖南双牌灌区衬砌有冻融掉皮现象。因此增列了温和区的抗冻等级要求。

冬季水位变化区的上限,规定阳面、阴面和电站尾水区分别为冬季最高水位以上 1m、2m 和 4m。其原因是阳面只受毛细管水分上升影响,阴面则有表面结霜问题,水电站尾水区因尾水冬季水温远高于气温,晚雾和晨雾高达 3~5m,混凝土极易饱和和破坏,故规定了三个不同高度。

4.4.7 根据室内试验及工程实践,未采用有引气作用的外加剂的混凝土,即使采用性能优良的水泥,仍达不到 F100 的抗冻等级,故本规范与原规范一样,强调了混凝土抗冻必须掺加引气剂。

对于抗冻混凝土的水泥品种、掺合料数量以及水灰比、含气量等有关指标应通过试验确定,并按照《水工建筑物抗冰冻设计规范》的有关规定处理,包括在严寒地区严格控制水灰比的规定等。实践表明,水灰比略有增大,抗冻性能就明显降低。为提高混凝土的抗冻性和耐久性,严格控制水灰比是必要的。对于小型工程的质量控制可适当简化。

4.4.9 钢筋混凝土结构的耐久性主要取决于钢筋锈蚀。因此保护层厚度就成为主要因素,必须严格保证保护层厚度不小于本规范 9.2.1 的规定。同时还应严格保证保护层的振捣与养护质量。

垫块强度过低及绑扎铁丝、对销螺栓等的露面,常成为耐久性的薄弱环节及钢筋锈蚀的通道,施工时必须防止上述情况发生。

薄腹构件和带棱角的结构,暴露面大,比平整表面更易使混凝土碳化从而导致钢筋锈蚀,应尽量避免。配筋过分细而密,虽有利于控制受力裂缝宽度,但会使混凝土浇筑不密实,对钢筋锈蚀影响严重。直径小于 4mm 的钢筋与高强钢丝应列为腐蚀敏感的钢材。

钢筋混凝土结构构件的受力裂缝宽度,对耐久性影响不是太大,但也不应大于本章第 4.3 节的规定。采用高强钢丝的预应力混凝土构件,则必须严格执行抗裂要求或控制裂缝宽度。

5 素混凝土结构构件承载能力 极限状态计算

5.1 一般规定

5.1.1 对于素混凝土结构构件，由于混凝土抗拉强度的可靠性低，而混凝土收缩和温度变化效应又难以估计，一旦发生裂缝，容易造成事故，故对于由受压强度控制的素混凝土结构，应严格限制其使用范围。对于围岩中的隧洞衬砌以及小型工程中卧置于地基上的板等构件，经论证，允许采用素混凝土构件。

5.2 受压构件

5.2.1 对没有抗裂要求且 $0.4y'_c \leq e_0 \leq 0.8y'_c$ 的偏心受压构件，除保留原规范规定的需配置不少于构件截面面积 0.05% 的构造钢筋外，增加了“在每米宽度内的钢筋截面面积不大于 1500mm^2 ”（相当于 5 根直径为 20mm 的钢筋）的要求，以避免钢筋截面面积随构件截面的增大而不适当地增加。

5.2.2~5.2.4 与原规范第 36~38 条基本相同，但改用分项系数设计表达式代替原规范的单一安全系数设计表达式。本规范附录 C 中列出了截面抵抗矩的塑性系数，与原规范基本相同。

5.4 局部受压

5.4.1 混凝土局部受压时的强度提高系数 β 及其局部受压底面积的计算，参照 GBJ 10—89 规范作了如下几个内容的修改。

计算底面积 A_b 的取值，采用了“同心、对称”的原则。该方法要求计算底面积 A_b 与局部受压面积 A_l 具有相同的重心位置，并对称；沿 A_l 各边向外扩大的有效距离不超过受压板短边尺寸 b （对圆形承压板，可沿周边扩大一倍 d ）。此方法的优点是便于记忆，对各类型垫板试件（除个别外）其试验值与计算值符合较好，且偏于安全。

本规范与原规范两种面积取法，在一般情况下其数值相差不大。但在边角局压时，两种方法却有很大的不同。根据原规范的面取法，边角局压时的 β 至少为 1.22；而根据本规范的面取法，边角局压时的 β 等于 1.0。试验表明，当构件处于边角局压时， β 值在 1.0 上下波动且离散性较大。考虑使用简便，形式统一和保证安全（因温度、混凝土收缩等对边角局压影响较大），取边角局压时的 $\beta=1.0$ 是适当的。

6 钢筋混凝土结构构件承载能力 极限状态计算

6.1 正截面承载力计算的一般规定

6.1.1~6.1.2 作以下几点说明：

(1) 原规范正截面承载力计算方法存在的问题，主要是由于采用了相互制约的三个基本

假定：① $R_w = 1.25R_a$ ；② 以 $S_h/S_0 = 0.8$ 作为判别适筋与超筋破坏或大、小偏心受拉构件的界限条件；③ 对小偏心受压情况，假定受压区混凝土的合力对受拉钢筋合力点的力矩恒为常数， $M_h = R_a S_0$ ，即所谓的“力矩守恒”。

这些假定是根据前苏联 30 年代对低标号混凝土所做试验的数据而得出的经验关系，有相当的局限性，不能确切地反映客观规律。其中，尤其是判别条件 $S_h/S_0 = 0.8$ ，不能反映界限条件的主要因素。试验表明，界限条件主要与钢材品种有关。而且，所谓的“力矩守恒”，与试验结果相比也有较大的误差。

国内的大量试验表明，原规范的偏心受压构件的计算公式，由于 R_w 取值偏高，特别在 $0.4 < \xi < 0.7$ 的界限附近区段，原规范公式的计算值高于试验值，偏于不安全。

(2) 本规范采用了平截面假定。试验表明，在受拉钢筋到达屈服强度之前及到达瞬间，截面的平均应变基本符合平截面假定。因此，按照平截面假定建立判别受拉钢筋是否屈服的界限条件和确定屈服之前钢筋的应力 σ_s 是合理的；平截面假定作为计算手段，即便钢筋已达屈服，甚至进入强化段时，也还是可行的，计算值与试验值符合较好。

引用平截面假定可以将各种类型截面（包括周边配筋截面）在单向或双向受力情况下的正截面承载力计算联系起来，提高了计算方法的统一性和条理性，使计算公式具有较明确的物理概念。

引用平截面假定为利用计算机进行全过程分析及非线性分析提供了必不可少的变形条件，与本规范附录 H 中的有限元分析方法也相适应。

世界上一些国家的有关规范，均采用了平截面假定。

(3) 确定等效矩形应力图块的特征值，需要给定混凝土的 $\sigma_c - \epsilon_c$ 曲线及非均匀受压的混凝土极限压应变 ϵ_{cu} 。此处采用的理想化混凝土 $\sigma_c - \epsilon_c$ 曲线，它是在分析各国规范所用的 $\sigma_c - \epsilon_c$ 曲线和有关试验研究资料基础上给出的。

根据我国偏心受压及受弯构件研究的实测结果， ϵ_{cu} 的平均值约为 0.0033。当取 $\epsilon_{cu} = 0.0033$ 时，对矩形截面而言，等效矩形应力图块的受压区高度 x 与中和轴高度 x_0 的比值 $\beta = 0.823$ ，其等效矩形应力与应力曲线上最大值的比值 $\gamma = 0.969$ ，为简化计算，取 $\beta = 0.8$ ， $\gamma = 1.0$ 。

(4) 对纵向受拉钢筋的极限拉应变规定为 0.01，作为构件达到承载能力极限状态的标志之一。对有物理屈服点的钢筋，它相当于钢筋应变进入屈服台阶；对无屈服点的钢筋，设计所用的强度是以条件屈服点为依据的，极限拉应变的规定是限制强化强度的利用幅度；此外，这也意味着规定钢筋的均匀伸长率不得小于 0.01，以保证结构构件具有必要的延伸性。

对非均匀受压构件，混凝土的极限压应变达到 0.0033 或受拉钢筋的极限拉应变达到 0.01，在这两个极限应变中只要具备其中一个，即标志构件达到了承载能力极限状态。

(5) 非均匀受压构件的混凝土受压应力图形可简化为等效矩形应力图形，其强度在原规范中称为弯曲抗压强度。这是一个计算指标。根据我国偏心受压构件的试验分析，弯曲抗压强度与相对受压区计算高度 ξ 有关，在大偏心受压范围 ($\xi < \xi_b$)，弯曲抗压强度的试验值 f_{cm}^0 随 ξ 的减小而增大，如采用固定的计算指标 f_{cm} ，将使大偏心受压构件在接近界限时偏于不安全，受弯构件在界限配筋率附近也偏于不安全。试验研究表明，对小偏心受压矩形截面构件，非均匀受压构件混凝土的换算抗压强度 f_{cm}^0 接近轴心抗压强度 f_c^0 。对三角形截面和圆形截面的小偏心受压构件， $f_{cm}^0 = f_c^0$ 。因此参照国内外规范的规定，本规范决定取 $f_{cm} =$

f_c 。也就是说,在今后的承载能力计算中将不再出现 f_{cm} 这一材料强度指标。

6.1.3 构件达到界限破坏是指截面上受拉钢筋和受压区混凝土同时达到各自强度条件时的破坏,此时,取 $\epsilon_{cu}=0.0033$, $\beta=0.8$ 。对有屈服点的钢筋,钢筋的应变取 f_y/E_s 。根据平截面假定,可得本规范列出的截面相对界限受压区计算高度 ξ_b 的式 (6.1.3)。对无屈服点的钢筋,尚应考虑 0.2% 的残余应变,钢筋应变取 $f_y/E_s+0.002$,此时,式 (6.1.3) 分母中的 1.0 改为 1.6。

6.1.4 计算钢筋应力 σ_s 时,是以混凝土达到极限压应变 ϵ_{cu} 作为构件达到承载能力极限状态为标志的。

当取 $\epsilon_{cu}=0.0033$, $\beta=0.8$ 时,按平截面假定可写出钢筋应力的计算公式如下:

$$\sigma_s = 0.0033E_s \left(\frac{0.8h_0}{x} - 1 \right) \quad (6.1.4-1)$$

当受压区计算高度 x 一定时,上式还可用来计算截面任意位置处的钢筋应力 σ_{si} 。设距离受压边缘为 h_{0i} 的第 i 根钢筋 A_{si} 的应力为 σ_{si} ,则 σ_{si} 的通式为:

$$\sigma_{si} = 0.0033E_s \left(\frac{0.8h_{0i}}{x} - 1 \right) \quad (6.1.4-2)$$

按上式计算的 σ_{si} ,正号代表拉应力,负号代表压应力。同时规定钢筋应力 σ_{si} 应符合下列条件:

$$-f_y \leq \sigma_{si} \leq f_y \quad (6.1.4-3)$$

为了简化计算,根据我国大量试验资料的分析,小偏心受压情况下实测受拉边或受压较小边的钢筋应力 σ_s 与 ξ 接近直线关系,照顾到 $\xi=\xi_b$ 及 $\xi=0.8$ 时的界限条件,取 σ_s 与 ξ 之间为线性关系,就可得出本规范的式 (6.1.4-1)。

6.2 正截面受弯承载力计算

6.2.1~6.2.5 本章中列出了正截面承载力计算方法的基本假定,但在通常设计计算中并不需要直接引用这些假定,而可根据本章中给出的承载力公式进行构件计算,这些公式在不同程度上都作了简化处理。

在本规范中未将原规范第 46 条中的两个规定列入:

(1) 原规范规定正截面承载力应符合下列要求: $KM \leq R_w S_0$,这是限制截面中受压区配筋量的。本规范则在 10.2.4 中规定了箍筋的构造要求,以保证受压钢筋能充分发挥强度,故不再对其作出限制。

(2) 原规范规定:“正截面承载力比不考虑受压钢筋还小时,则应按不考虑受压钢筋计算”,这是在没有钢筋应力计算公式时采取的一种处理办法。现在本规范已给出了 6.1.4 关于钢筋应力的计算公式,在受压边缘的保护层过大时,可以按本规范 6.1.4 的规定进行计算;对通常的保护层情况下,可以按本规范式 (6.2.5) 计算。显然,这是偏于安全的。

试验表明, b'_f/b 比值在常用范围内的 I 形和 T 形截面,从加荷到破坏前,混凝土受压翼缘应变分布大致是均匀的。因此,规定受压区为 T 形,即 $x > h'_f$ 时,受压区应变仍按均匀分布,翼缘和腹板部分的应力均取为 f_c ,而不再像原规范那样取不同的强度。此时,计算宽度 b'_f 应符合本规范 6.2.3 的规定。

按本章方法计算正截面受弯承载力和斜截面承载力的受弯构件,均指跨高比 $\frac{l_0}{h} > 5$ 的受弯构件。试验和分析表明,满足上述条件的受弯构件,构件正截面的平均应变才基本符合平截面假定。

6.2.7 双向受弯构件,按理应将两个主向的弯矩合成,按本规范 6.1.1 至 6.1.4 的规定进行承载力计算,此时为斜向弯曲问题,中和轴与截面主轴倾斜,计算比较繁琐。为了简便,对矩形、倒 L 形和 T 形截面的双向受弯构件,仍保留了原规范附录六的近似计算方法,列入本规范的附录 D。

6.3 正截面受压承载力计算

6.3.2~6.3.3 偏心受压构件正截面承载力计算方法,与原规范比较,作了较大的修改:

(1) 给出了大、小偏心受压构件正截面承载力计算统一公式。大偏心受压构件公式的形式与原规范相同,但以混凝土轴心抗压强度代替原规范的弯曲抗压强度;对小偏心受压构件,则完全摒弃了原规范公式中混凝土承受弯矩的“力矩守恒”假定,使计算结果较接近试验值,克服了原规范方法在大小偏心受压分界附近承载能力计算值偏高的问题。

(2) 采用和受弯构件相同的相对界限高度 ξ_b 来区分大小偏心受压,比原规范以 $S_b \leq 0.8S_0$ 作为区分条件更具有物理意义。

(3) 在小偏心受压时,受拉边和受压较小边的钢筋应力 σ_s 与相对受压区高度 ξ 有关,给出的两个平衡方程和一个应力公式尚不能求得钢筋截面面积 A_s 、 A'_s 的唯一解,需借助于经济条件,计算过程繁琐。为此,本规范 6.3.3 参照国标 GBJ 10—89 规范给出了对称配筋矩形截面小偏心受压构件求钢筋截面面积的近似计算方法。因为当用本规范式(6.3.2-1)、式(6.3.2-2)和式(6.1.4-1)求解对称配筋小偏心受压构件承载力时,将出现 ξ 的三次方程。本规范 6.3.3 的简化公式是取 $\xi(1-0.5\xi)\frac{\xi_b-\xi}{\xi_b-0.8} \approx 0.45\frac{\xi_b-\xi}{\xi_b-0.8}$,使求解 ξ 的方程降为一次方程,便于直接求得小偏心受压构件所需的配筋截面面积。但是,计算仍较繁琐,为了使计算更加简化,本规范又给出了矩形截面小偏心受压构件配筋计算的简化方法,列于附录 E,它既适用于非对称配筋也适用于对称配筋的小偏心受压构件。

6.3.4 按照矩形截面偏心受压构件受压承载力计算的修改原则,本条给出了翼缘位于截面较大受压边的 T 形截面偏心受压构件正截面受压承载力统一计算公式。

6.3.5 沿截面腹部均匀配置纵向钢筋(沿截面腹部配置等直径、等间距的纵向受力钢筋)的矩形、T 形或 I 形截面偏心受压构件,其正截面承载力可根据本规范 6.1.1 中一般计算方法的基本假定列出平衡方程进行计算。但由于计算公式较繁,不便于设计应用。为此,作了必要的简化,给出了本规范式(6.3.5-1)至式(6.3.5-4)。

根据本规范 6.1.1 的基本假定,对均匀配筋的钢筋应变到达屈服的纤维距中和轴的距离为 $\beta\epsilon h_0/0.8$,此处, $\beta = f_{yw}/0.0033E_s$ 。当均匀配筋的钢种选定时, β 为一定值。分析表明,对常用的钢筋, β 值变化幅度不大,而且对均匀配筋的内力影响很小,因此,将按平截面假定列出的均匀配筋内力 N_{sw} 、 M_{sw} 的表达式分别用直线及二次曲线近似拟合,即可给出本规范式(6.3.5-3)及式(6.3.5-4)两个简化公式。

计算分析表明,在两边集中配筋与腹部均匀配筋呈一定比例的条件下,与按一般方法精确计算的结果相比误差不大,并可使计算工作量得到很大简化。

6.3.6~6.3.7 均匀配筋的环形和圆形截面偏心受压构件，其正截面承载力计算可采用本规范 6.1.1 的基本假定列出平衡方程进行计算，但计算过于繁琐，不便于设计应用。本规范列出的式 (6.3.6-1) ~ 式 (6.3.6-3) 和式 (6.3.7-1) ~ 式 (6.3.7-3) 是将沿截面梯形应力分布的受压和受拉钢筋应力简化为矩形应力图，纵向受拉钢筋截面面积与全部纵向钢筋截面面积的比值为 α_t 。在计算时不需判别大小偏心受压的情况，简化公式与精确解的误差不大。

6.3.8 本条提出的偏心距增大系数 η 的计算公式，是依据国内钢筋混凝土偏心受压构件的试验结果给出的。在国际上， η 的表达形式主要有两类：一类是本条所给的形式；另一类是原规范的形式。从试验结果和理论分析表明，本条所用的控制截面极限曲率并辅以试验校正系数的计算表达式，与试验结果吻合较好；较原规范的公式形式简单；在计算体系上，它以本章第 6.1 节所述的基本假定为基础，是借助计算机求弯矩—轴向压力—曲率关系的模型柱法的一种简化方法，其基本表达式为

$$\eta = 1 + \frac{1}{e_0} \left(\frac{l_0^2}{\beta r_c} \right) \zeta_1 \zeta_2 \quad (6.3.8-1)$$

此处， $\left(\frac{l_0^2}{\beta r_c} \right)$ 反映柱的附加挠度； β 为与柱的挠曲线形状有关的系数，对两端铰接柱，试验的挠曲线符合正弦曲线，因此，取 $\beta = \pi^2 \approx 10$ 。

柱控制截面的极限曲率 $\frac{1}{r_c}$ 取决于控制截面上受拉钢筋和受压边缘混凝土的应变值，试验表明，对大偏心受压构件，当构件达到承载力极限状态时，均可近似取界限受压状态时的极限曲率，当考虑长期荷载作用的影响后，可写为：

$$\frac{1}{r_c} = \frac{\varphi \epsilon_{cu} + \epsilon_y}{h_0} \quad (6.3.8-2)$$

此处， ϵ_{cu} 为受压区边缘混凝土极限压应变； ϵ_y 为受拉钢筋达到屈服强度时的应变； φ 为徐变系数。

本规范式 (6.3.8-1) 是取 $\epsilon_{cu} = 0.0033$ ， $\epsilon_y = 0.0017$ ， $\varphi = 1.25$ ， $h/h_0 = 1.1$ 而得出的。当 e_0 很小或接近于零时，本规范式 (6.3.8-1) 所算出的 η 值极大，这是不符合实际的；考虑到工程中由于计算未考虑到的因素，如施工偏差等的影响，初始偏心距常常是存在的。因此参考国外规范在本条中规定了 e_0 与截面高度有关的最小值。

对小偏心受压构件，受拉钢筋的应力达不到屈服强度，且受压区边缘混凝土的应变值可小于 ϵ_{cu} ，为此，引入考虑截面应变对截面曲率的影响系数 ζ_1 ，参考国外规范和试验结果，原则上可采用下列表达式：

$$\zeta_1 = \frac{N_b}{\gamma_d N} \quad (6.3.8-3)$$

此处， N_b 为受压区高度 $x = x_b$ 时的构件界限受压承载力设计值；为实用起见，本规范近似取 $\zeta_1 = 0.5 f_c A / (\gamma_d N)$ 。这是根据试验结果校核后提出的，在 e_0/h_0 的变化幅度内，其取值是保守的。

此外，为考虑构件长细比对截面曲率的影响，引入修正系数 ζ_2 ，根据试验结果的分析，给出了本规范式 (6.3.8-3)。

值得指出,本规范式(6.3.8-1)对 $l_0/h \leq 30$ 时,与试验结果符合较好,当 $l_0/h > 30$ 时,因控制截面的应变值减小,钢筋和混凝土达不到各自的强度设计值,属于细长柱,破坏时接近弹性失稳,采用本规范式(6.3.8-1)计算,其误差较大;建议采用模型柱法或其他可靠方法计算。

关于不考虑 η 影响的 l_0/h (或 l_0/d)下限值,原规范对任意截面偏心受压构件规定:当 $l_0/r_w \leq 28$ (r_w 为回转半径)时,取 $\eta = 1.0$;本规范对各种截面形状的偏心受压构件均取 l_0/h (或 l_0/d) ≤ 8 ,试验表明,此时挠度对偏心距增大的影响对构件承载力降低很少,故这种统一的规定是可行的。

本条的公式曾用国内大量的矩形截面偏心受压构件的试验验证是合适的;对I形、T形截面构件,则略偏安全;对圆形截面,国外已通过模型柱法计算,论证结果可认为本条公式也是适用的。

6.3.10 原规范双向偏心受压构件的计算公式是将倪克勤(N.V.Nikitin)公式加以修正后给出的。公式虽大体上能符合试验结果,但由于对 $\frac{N_0}{N_x}$ 和 $\frac{N_0}{N_y}$ 分别近似取 $\frac{N_{0x}}{N_x}$ 和 $\frac{N_{0y}}{N_y}$ 代替,当偏心距较大、侧边钢筋较多时,计算值将偏低较多。因此,本规范不再采用原规范的近似计算方法。同时,指明了两种配筋形式的计算原则。此外,为克服计算的复杂性,在附录F中提供了对称配筋矩形截面双向偏心受压构件的近似计算方法。

6.4 正截面受拉承载力计算

6.4.2~6.4.3 与原规范第60条、第61条基本相同,但将大偏心受拉构件混凝土受压区计算高度的要求 $x \leq 0.55h_0$ 改为 $x \leq \xi_b h_0$ 。本规范6.4.2适用于任意截面,6.4.3仅适用于矩形截面。

6.4.4 对称配筋的矩形截面偏心受拉构件,原规范第61条的公式(72)当 $R_g A_g = R'_g A'_g$ 时,受压区高度 x 出现负值,这在概念上不够合理。

根据本规范6.1.1的基本假定和试验研究,对称配筋的偏心受拉构件,其承载能力极限状态将由混凝土受压极限应变 ϵ_{cu} 或受拉钢筋极限拉应变控制,但计算表明,不论大小偏心情况,其正截面承载力基本符合下列关系式:

$$\frac{N}{N_{u0}} + \frac{M}{M_u} = 1 \quad (6.4.4)$$

上式略偏于安全。此处, $M = Ne_0$, $N_{u0} = 2f_y A_s$,正截面受弯承载力设计值可近似取 $M_u = f_y A_s (h_0 - a'_s)$,这里 A_s 为一边的受拉钢筋截面面积。上列公式的实质是:轴向力与截面内钢筋承受的内力对受压钢筋合力点取矩的平衡条件。由此可导出与本规范式(6.4.2-2)相一致的公式。

6.5 斜截面承载力计算

6.5.1 截面限制条件与原规范第62条基本相同,只是根据我国抗剪试验研究和工程经验,加严了普通受弯构件($\frac{h_w}{b} \leq 4$)的截面限制条件,从 $0.3R_s b h_0$ 降到 $0.25f_c b h_0$ 。但对于在斜截面承载力计算中未计及受压区翼缘有利因素的T形和I形截面简支梁,当有实践经验时,尚可保持原规范的要求,即将系数仍采用0.30。

6.5.3 原规范受剪承载力计算公式的主要依据是集中荷载作用下矩形截面简支梁的试验,有一定局限性。近 20 年来,我国从事受剪承载力研究的许多单位就受剪问题进行了大量的试验研究。荷载形式有集中荷载、均布荷载、三角形荷载、复杂加载和间接加载等;结构形式有简支梁、连续梁和约束梁;配筋形式有配置箍筋和弯筋等。依据这些试验研究,为修订和完善受剪承载力计算方法提供了条件。其基本原则是:

(1) 以斜截面极限平衡法为基础,采用剪压破坏建立受剪承载力计算公式,以截面限制条件防止斜压破坏和过宽的斜裂缝开展宽度,以最小配箍率防止斜拉破坏。

(2) 受剪承载力可为混凝土的受剪承载力 V_c 、箍筋的受剪承载力 V_{sv} 和需要配置弯筋时弯筋的受剪承载力 V_{sb} 的叠加。

(3) 以试验数据的偏下线建立 V_c 的计算公式。

现将 V_c 、 V_{sv} 、 V_{sb} 分别说明如下:

(1) 无腹筋梁混凝土的受剪承载力 V_c 。

根据收集到的 581 根无腹筋梁的试验数据,按 95% 保证率的偏下线进行回归分析,可得 V_c 的表达式如下:

$$V_c = \frac{0.35}{2\lambda + 1} f_c b h_0 \quad (6.5.3-1)$$

此式能较好地反映各种跨高比和剪跨比的受剪承载力,但在复杂加载情况下,剪跨比 λ 的取值比较繁琐。在一般受弯构件(浅梁)中,原规范对均布荷载为主的梁,取 $Q_h = 0.07 R_a b h_0$,对集中荷载为主的梁取 $Q_h = (0.05 \sim 0.07) R_a b h_0$,随广义剪跨比 $\left(\frac{M}{Q h_0}\right)$ 的增大而减小,已经经过工程实践的长期考验,本规范仍基本维持不动。在这一范围内,采用 GBJ 10—1989 规范的表达式也能取得同样结果,为了统一计算方法,故采用下列的表达式:

$$V_c = 0.07 f_c b h_0 \quad (6.5.3-2)$$

对集中荷载产生的剪力值占支座截面或节点边缘总剪力值 75% 以上的情况,则采用下式:

$$V_c = \frac{0.2}{\lambda + 1.5} f_c b h_0 \quad (6.5.3-3)$$

本条中的 $\lambda = \frac{a}{h_0}$ 为计算剪跨比,不再沿用原规范的广义剪跨比。这样比较简便,也偏于安全。不论简支梁、约束梁和连续梁, a 均为集中荷载作用点至支座边缘或节点边缘的距离。 λ 在 1.4~3.0 之间取值。

根据均布荷载作用下无腹筋简支梁斜截面开裂剪力与使用阶段的剪力值的比较表明,当 $V \leq V_c$ 时,也意味着在使用阶段一般不会出现斜裂缝。

(2) 箍筋受剪承载力 V_{sv}

承受复杂荷载的连续梁试验表明,按原规范第 64 条的公式 $Q_k = 1.5 R_g \frac{A_k}{s} h_0$,使承载力计算值偏高,新规范建议统一调低到 $V_{sv} = 1.25 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$ 。

(3) 弯筋受剪承载力 V_{sb}

原规范弯筋受剪承载力 $Q_w = 0.8 R_g A_w \sin \alpha$,式中系数 0.8 是弯筋受力不均匀系数,沿

用了前苏联规范。由 96 根弯筋梁的试验表明：斜截面受剪破坏时，97.8% 的通过破坏斜截面的弯筋，其应变都达到屈服点，其余的弯筋也接近屈服点；弯筋抵抗剪力的贡献往往超过 $R_g A_w \sin \alpha$ 。这是因为弯筋不但自身承担剪力，而且也在约束斜裂缝的开展方面起着有利作用，间接提高了构件的受剪承载力，故本规范决定将系数 0.8 改为 1.0。

均布荷载梁和三角形荷载梁的试验及外国规范的规定表明，承受分布荷载的受弯构件，从支座到距支座 $0.5h_0$ 的范围内，构件有很高的受剪承载力。在该范围内按计算配置箍筋时，可以按距支座 $0.5h_0$ 处截面的剪力设计值计算箍筋量，并均匀配筋，以节省不必要的箍筋。这种情况只有当荷载作用于构件顶面，自上向下永久作用，对斜截面产生受压倾向时适用，也就是仅适用于直接加载。

6.5.4 本条为计算弯筋时的剪力设计值取用方法。计算第一排（对支座而言）弯筋而分布荷载作用于构件顶面时，可取用距支座边缘为 $0.5h_0$ 处的剪力设计值。

6.5.5 当剪力设计值小于无腹筋梁的受剪承载力时，本可不配置箍筋。但是无腹筋梁的受剪破坏，其中特别是斜拉破坏，斜裂缝一旦出现，梁就被剪坏，接近于素混凝土的破坏性质，比配箍梁的受剪破坏更具突然性。因此，本规范维持原规范第 66 条的规定，除梁高小于 150mm 的梁外，均需按构造要求配置箍筋。

6.5.6 试验表明，钢筋混凝土实心板的受剪承载力比同条件的梁为高，随宽高比 b/h 的增加而增加，最大可提高 25%，但当 $b/h > 5$ 时不再有明显提高。本条给出的实心板受剪承载力计算公式，为混凝土承载力 V_c 与弯筋承载力 V_{sb} 之和，按宽梁计算，没有考虑 b/h 增大而提高承载力的影响，偏于安全。限制 $V_{sb} \leq 0.08 f_c b h_0$ 是为了限制弯筋数量和板的斜裂缝开展宽度。

板的计算宽度，当承受分布荷载时，取单位宽度；当承受集中荷载时，取计算宽度，此时计算宽度和 V_c 可参考有关规范确定，如我国的港口工程混凝土结构设计方面的有关规范。

对 $V \leq \frac{1}{\gamma_d} V_c$ 的板，可以不配置抗剪钢筋。

6.5.9~6.5.12 原规范第 71 条、第 72 条规定：偏心受压构件一般不需进行受剪承载力计算，对于剪力很大的偏心受压构件需要进行受剪承载力计算时，可不考虑轴向力的有利影响，偏安全地按受弯构件计算；对于偏心受拉构件，则将受弯构件计算公式中的 Q_b 项，乘以与偏心距有关的折减系数。这一规定是根据前苏联学者在 50 年代做的少量试验作出的。近 20 年来，我国进行受剪承载力研究的有关单位就偏压剪和偏拉剪做了大量试验，据此定出了本条的有关规定。

抗剪试验研究表明，轴向压力对构件的受剪承载力起有利作用。这主要是因为轴向压力能阻滞斜裂缝的出现和开展，增加了混凝土剪压区高度，从而提高混凝土的受剪承载力。在轴压比的限值内，斜截面水平投影长度与相同参数的无轴向压力梁相比基本不变，故对箍筋的受剪承载力没有明显的影响。

轴向压力对受剪承载力的有利作用是有限度的，当轴压比 $\frac{N}{f_c b h} = 0.3 \sim 0.5$ 时，受剪承载力达到最大值。再增加轴向压力将导致极限受剪承载力降低，并转变为带有斜裂缝的正截面小偏心受压破坏，故应对轴向压力的受剪承载力提高范围予以限制。

对承受轴向压力的框架柱，由于柱两端受到约束，柱中部具有一个反弯点，它的受力情

况类似受有轴向压力的连续梁。

基于上述考虑,通过对偏心受压构件、框架柱试验资料的分析,对矩形截面的偏心受压构件的斜截面受剪承载力计算,可在矩形截面独立梁计算公式的基础上,加上一项轴向压力所提高的受剪承载力,其设计值取 $V_N = 0.07N$,且当 $N > 0.3f_c A$ 时,只能取 $N = 0.3f_c A$,规定的取值相当于试验结果的偏下值。

偏心受压构件的受剪承载力随剪跨比而变化,可按梁的公式一样计算,但对框架柱剪跨比的下限作了调整,当 $\lambda < 1$ 时,取 $\lambda = 1$ 。

试验还表明, $\frac{\rho_{sv} f_{yv}}{f_c}$ 过大时,意味着箍筋用量过大,使其不能充分发挥作用。为此,当 $V^0 > 0.25f_c b h_0$ 时,取 $V^0 = 0.25f_c b h_0$,此即为矩形截面钢筋混凝土偏心受拉和偏心受拉构件受剪要求的截面限制条件, V^0 为斜截面受剪承载力的试验值。

偏心受拉构件的受力特点是在轴向拉力作用时构件上可能有横贯全截面的初始垂直裂缝,施加横向荷载后,构件顶部裂缝闭合而底部裂缝加宽,斜裂缝可能直接穿过初始垂直裂缝而向上发展,亦可能沿初始垂直裂缝延伸再斜向发展。斜裂缝宽度较大,倾角也大,斜裂缝末端剪压区高度减小,甚至没有剪压区,因而它的受剪承载力要比受弯构件的受剪承载力有明显的降低。根据试验结果并从安全考虑,其降低的设计值取 $V_N = 0.2N$ 。此外,对其总的受剪承载力设计值的下限和箍筋的最小配筋率也作了规定。

6.6 受扭承载力计算

在弯矩、剪力、扭矩共同作用下,构件达到承载能力极限状态时,其破坏截面呈空间的扭曲面。结构构件的扭转,对由荷载直接引起并可利用静力平衡方程式求得的扭转,一般称为平衡扭转。在超静定结构中,由于其构件间的连续性引起的扭转,一般称为附加扭转。附加扭转的连续变形可引起内力重分布,从而对设计的扭矩起到折减作用。本节规定的受扭计算公式均未考虑附加扭矩。本节也不适用于开口薄壁构件。

6.6.1 在弯矩、剪力和扭矩作用下,钢筋混凝土构件的截面限制条件是以 $\frac{h_w}{b} < 6$ 的试验为依据提出的。

(1) 纯扭构件

本条式 (6.6.1-1) 的规定是为了保证构件在破坏时混凝土不首先被压碎。原规范对剪扭构件的规定为 $\frac{KQ}{bh_0} + \frac{KM_T}{W_T} \leq 0.3R_a$; 对于纯扭构件则认为 $\frac{KM_T}{W_T} \leq 0.3R_a$ 。根据国内外纯扭构件试验研究表明,当混凝土强度等级在 C20 以内时,控制限值接近于 $0.3f_c$,当混凝土强度等级较高时,其限值低于 $0.3f_c$,平均值为 $0.23f_c$,说明原规范限制条件的取值偏高。试验还表明,对于 T 形、I 形等组合截面,其截面限制条件大致与矩形截面纯扭构件相近。综合以上情况,本规范对纯扭构件截面限制条件的取值,由原规范的 $0.3R_a$ 降至 $0.25f_c$ 。

(2) 剪扭构件

试验表明,剪扭构件超配筋的截面限制条件仍可保留原规范的直线公式形式。

6.6.2 本条对常用的 T 形和 I 形截面受扭塑性抵抗矩的计算方法作了具体规定。

T 形、I 形截面划分成矩形截面的原则是:先按截面总高度确定腹板截面,然后再划分受压翼缘和受拉翼缘。

本条提供的截面受扭塑性抵抗矩公式是近似的,主要考虑受扭承载力计算的方便,并与受剪承载力计算的截面要求相协调。

6.6.3 原规范纯扭构件计算公式,当构件的配筋率较小时,由于没有考虑混凝土的受扭作用,设计偏于保守;当配筋率较高时,由于纵筋和箍筋不能同时屈服,构件实际承载力将低于计算值,设计偏于不安全。本规范根据国内试验研究结果,对受扭承载力计算作了较大的修改。

钢筋混凝土纯扭构件根据受扭承载力研究的试验结果统计,按可靠指标的分析,取用试验数据的偏下值,给出了本规范受扭承载力计算式(6.6.3-1)。

试验表明,当 ζ 值在0.5~2.0范围内,构件破坏时其纵筋和箍筋基本上能同时屈服,为稳妥起见,取限制条件为: $0.6 \leq \zeta \leq 1.7$ 。当 $\zeta > 1.7$ 时,取 $\zeta = 1.7$;当 $\zeta = 1.2$ 左右时为钢筋达到屈服的最佳值。因截面内力平衡的需要,对于不对称配置的纵向钢筋截面面积,在计算中只取对称配置的纵向钢筋截面面积。

6.6.4 T形和I形截面受扭构件的受扭承载力计算比较复杂,为简化起见,本规范规定将这类截面划分为几个矩形,每个矩形所承担的扭矩与其受扭抵抗矩的大小成正比。

6.6.5 无腹筋剪扭构件试验表明,无量纲剪、扭承载力相关关系可取四分之一圆的规律;对有腹筋剪扭构件,假设混凝土部分对剪、扭承载力的贡献与无腹筋剪扭构件一样,也可取四分之一圆的规律。

本条的公式是根据有腹筋构件的剪、扭承载力为四分之一圆的相关曲线作为校正线,采用混凝土部分相关、钢筋部分不相关的近似拟合公式。此时,可找到剪扭构件受扭承载力降低系数 β_t (以三段直线表示),其值略大于无腹筋构件的试验结果,但采用此 β_t 值后与有腹筋构件的四分之一圆相关曲线较为接近。

6.6.6 本条规定了T形和I形截面剪扭构件承载力的计算方法。腹板部分要承受全部剪力和分配给腹板的扭矩,这样的规定可与受弯构件的受剪承载力计算相协调;翼缘部分仅承受所分配的扭矩,但翼缘中配置的箍筋应贯穿整个翼缘。

6.6.7 对弯剪扭构件,当 $V \leq \frac{1}{\gamma_d} (0.0035 f_c b h_0)$ 或 $V \leq \frac{1}{\gamma_d} \left(\frac{0.1}{\lambda + 1.5} f_c b h_0 \right)$ 时,剪力对构件承载力的影响可不予考虑,此时,构件的配筋由正截面受弯承载力和受扭承载力的计算确定;同理,当 $T \leq \frac{1}{\gamma_d} (0.175 f_t W_t)$ 时,扭矩对构件承载力的影响可不予考虑,此时,构件的配筋由正截面受弯承载力和斜截面受剪承载力的计算确定。

6.6.8 分析表明,按照本条规定的叠加配筋方法,其受弯承载力、受剪承载力与受扭承载力之间具有相关关系,且与试验的结果大致相符。

6.7 受冲切承载力计算

6.7.1 无抗冲切钢筋的钢筋混凝土板的受冲切承载力,原规范计算公式为:

$$KQ_c \leq 0.75 R_{1s} h_0 \quad (6.7.1)$$

根据无抗冲切钢筋的钢筋混凝土板承受集中荷载的冲切试验结果,当将上式右边作为极限受冲切承载力,则承载能力计算值明显偏低。168块试验板的承载力试验值与计算值比较,均值为1.615,变异系数为0.237。

上式左边安全系数为2.1~2.3,对2、3级建筑物, $K = 2.2$,明显高于同为脆性破坏

的其他构件。例如受剪承载力计算,对2、3级建筑物基本荷载组合, K 值仅为1.60。试验表明,冲切破坏属于局部性质,一般不会涉及到整个构件或结构。与国外规范比较,上式计算结果也过于保守。

本规范将原规范的安全系数降低到1.9,经换算后得出本规范条文的式(6.7.1)。

6.7.2 在实际工程中,有时会遇到板的厚度和混凝土强度等级的提高受到限制的情况,因此本规范提供了配置箍筋或弯筋以提高受冲切承载力的计算规定。根据国内、外的钢筋混凝土实心板的一些试验资料,并参考国外有关规范的计算方法,提出了由箍筋或弯筋与混凝土共同承担冲切的计算公式。

本规范式(6.7.2-1)是界限条件,用以限制箍筋或弯筋的数量,以避免其不能充分发挥作用和使用阶段在局部集中荷载附近的斜裂缝过大。

根据试验研究,配置抗冲切钢筋的钢筋混凝土板的受冲切承载力,可取为混凝土和抗冲切钢筋的受冲切承载力之和。参照GBJ10—89规范和美国ACI规范的规定,取混凝土的受冲切承载力为无抗冲切钢筋的钢筋混凝土板的受冲切承载力的1/2,即得式(6.7.2-2)和式(6.7.2-3)。

6.7.3 与原规范第78条基本相同,只是将基础受冲切承载力按照本规范6.7.1的规定作了相应修改。

6.8 局部受压承载力计算

6.8.1 本条与原规范相比,修改了以下几个内容:

(1) 在原规范中,对构件端部有抗裂要求时给出了局部受压区截面尺寸的限制条件。近期试验表明,当局部受压区配筋过多时,其受压面会产生过大的下沉。根据原规范公式(95)和局部受压专题研究提出的钢筋项所承担的局部压力不应大于混凝土项所承担局部压力的50%的建议,经综合考虑,给出了本规范式(6.8.1-1)。试验表明,当构件符合式(6.8.1-1)时,其抗裂要求一般均可满足。

(2) 对原规范计算底面积 A_b 的取值作了修改,见本规范5.4.1的说明。

6.8.2 对配置间接钢筋的局部受压承载力计算,原规范列出了两个 ρ_v 的计算公式,这主要是为了控制长、短向的配筋量不要相差太大。本规范对方格网式配筋的 ρ_v 公式作了一些改动,修改后的公式其体积配筋率的定义更为明确。为了避免长、短两向配筋量相差过大而导致钢筋强度不能充分发挥,对本规范式(6.8.2-2)还规定了配筋量的限制条件。

7 钢筋混凝土构件正常使用 极限状态验算

7.1 正截面抗裂验算

7.1.1 对于水工建筑物中的少数构件(如承受水压的轴心受拉构件、小偏心受拉构件等),在无可靠防渗措施时,开裂不仅使结构渗漏,影响环境和结构耐久性,而且在缝面上形成较大渗透压力,可能危及结构安全。因此,这些构件仍需进行抗裂验算,但其验算范围已比原规范小得多了。

本节提出的抗裂验算公式是针对直接作用在结构上的荷载提出的,不包括温度、干缩作

用等在内,对温度、干缩作用的抗裂验算参见本规范第11章。

抗裂验算公式仍保持原规范形式。但按荷载效应的短期组合和长期组合分别进行验算,并取用不同的 α_{ct} 值。

7.2 正截面裂缝宽度验算

7.2.1 由于抗裂验算和限裂验算公式是从完全不同的物理概念并综合试验资料而推导出来的,因此,满足抗裂验算的构件,并不一定能满足限裂验算。本规范仅规定对于特别重要的钢筋混凝土构件,如经过论证认为确有必要时,可同时提出这两种验算的要求,但当构件截面尺寸较大,按荷载效应短期组合并取 α_{ct} 为0.55进行抗裂验算而仍能满足要求时,则可不再进行裂缝宽度验算。

7.2.2 原规范的裂缝宽度计算公式中未考虑混凝土保护层厚度的影响,致使混凝土保护层厚度较大的构件计算裂缝宽度明显小于实际裂缝宽度;另外,将配筋对裂缝宽度的影响以截面配筋率反映,对于大尺寸截面,其物理意义也不够明确。并且各种受力构件的计算公式不够统一,计算公式形式也较繁琐,不便于设计应用。因此,在满足工程设计计算精度要求的前提下进行统一和简化工作是必要的。

本规范在以受拉钢筋应变实测结果建立的裂缝宽度计算理论模式的基础上,经简化处理后得出了最大裂缝宽度的实用计算公式。

按荷载效应短期组合(并考虑部分荷载的长期作用的影响)的最大裂缝宽度计算的理论模式公式为:

$$w_{\max} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \frac{\sigma_{ss}}{E_s} \left(1 - \frac{f_{tk}}{1.4 \sigma_{ss} \rho_{te}} \right) \left(3c + 0.17 \frac{d}{\rho_{te}} \right) \quad (7.2.2-1)$$

在常用的混凝土强度等级C20~C40范围内, f_{tk} 变化不大;对于常用的I、II级钢筋,在使用荷载作用下的应力 σ_{ss} 也只在一定幅度内(150~250N/mm²)变化,将 $f_{tk}/(1.4\sigma_{ss})$ 取中间值0.007,则上式可写为:

$$\frac{w_{\max} E_s}{\alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \sigma_{ss}} = \left(1 - \frac{0.007}{\rho_{te}} \right) \left(3c + 0.17 \frac{d}{\rho_{te}} \right) \quad (7.2.2-2)$$

展开等式右端后得

$$\frac{w_{\max} E_s}{\alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \sigma_{ss}} = 3c + K \frac{d}{\rho_{te}} \quad (7.2.2-3)$$

其中

$$K = 0.17 - \frac{0.021c}{d} - \frac{0.00119}{\rho_{te}}$$

经过计算分析可取 $K=0.10$,则公式可简化为:

$$w_{\max} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \frac{\sigma_{ss}}{E_s} \left(3c + 0.10 \frac{d}{\rho_{te}} \right) \quad (7.2.2-4)$$

式中系数 α_1 、 α_2 、 α_3 的物理意义及取值见条文中的相应规定。其中 α_3 值,对荷载效应短期组合,系考虑部分荷载的长期作用的影响,即 $\alpha_3=1.5$;对荷载效应长期组合,系考虑全部荷载长期作用的影响,故取 $\alpha_3=1.6$ 。

当有效配筋率 $\rho_{te}<0.03$ 时,由于 ρ_{te} 对 K 值的影响将随 ρ_{te} 的减小而增大,若仍取 $K=$

0.10, 按上式计算则和模式公式相差较大, 故规定当 $\rho_{te} < 0.03$ 时, 取 $\rho_{te} = 0.03$ 。

用本规范公式进行最大裂缝宽度计算的结果与大量各种受力构件的试验值的吻合程度, 与理论模式公式大体相当, 可满足工程设计计算精度的要求。

7.2.3 当各种构件中裂缝截面纵向受拉钢筋应力 σ_{ss} 分别按本条公式算出后, 均可由 7.2.2 的通用公式来计算最大裂缝宽度值 w_{max} 。

下面按构件受力性质分别说明钢筋应力 σ_{ss} 的计算方法:

(1) 对于轴心受拉构件, 钢筋应力 σ_{ss} 仍按原规范公式计算;

(2) 对于受弯构件, 钢筋应力 σ_{ss} 仍按原规范公式计算, 但将裂缝截面内力臂 z 值简化为 $0.87h_0$;

(3) 对于大偏心受压构件, 取用 GBJ 10—1989 规范的钢筋应力 σ_{ss} 计算公式;

(4) 对于矩形截面大、小偏心受拉构件, 根据本规范专题研究工作, 将钢筋应力 σ_{ss} 计算公式统一为:

$$\sigma_{ss} = \frac{N_s}{A_s} \left(1 \pm 1.1 \frac{e_s}{h_0} \right) \quad (7.2.3)$$

7.3 受弯构件挠度验算

7.3.2 对于按荷载效应的短期组合 (并考虑部分荷载的长期作用的影响) 计算的受弯构件的长期刚度计算, 系采用 GBJ 10—1989 规范的计算公式形式, θ 值亦参照该规范的规定取用。

对于按荷载效应的长期组合计算, 由于 $M_s = M_l$, 故长期刚度计算公式为 $B_l = \frac{B_s}{\theta}$ 。

7.3.3 对在使用阶段不出现裂缝的受弯构件的短期刚度计算公式仍沿用原规范公式。

原规范中对在使用阶段出现裂缝的受弯构件的短期刚度计算公式形式较为繁琐, 不利于设计应用, 本规范在满足工程设计计算精度要求的条件下, 对公式进行了简化。

简化工作以原规范公式 $B_s = \frac{A_s E_s h_0^2}{1.15\psi + 0.2 + 6\alpha_E \rho}$ 或其他理论公式为基础进行, 也可用材料力学计算受弯构件挠度的公式为基础, 根据挠度试验数据反算求得 (几种方法结果相近)。在简化工作中, 对计算公式线性化及试验数据选取中, 主要参数 $\alpha_E \rho$ 均在 $0.02 \sim 0.15$ 之间, 完全能覆盖水工混凝土构件常用的混凝土强度等级 C15~C40 以及 I、II 级钢筋的范围。

用 199 根矩形、T 形、倒 T 形、I 形截面受弯构件的挠度试验值与本规范公式算得的挠度值进行对比, 其精度完全满足工程设计计算的要求。

8 预应力混凝土结构构件计算

8.1 计 算 规 定

近年来, 预应力混凝土结构在水工建筑物中得到了广泛的应用, 故在本规范中增补了预应力混凝土结构构件计算与构造的内容。本章中大量内容系引自 GBJ 10—1989 规范, 但对预应力混凝土构件的裂缝宽度和变形的验算则与本规范第 7 章非预应力构件衔接并相协调,

采用了本规范专题研究的成果。

8.1.5 当预应力混凝土构件配置非预应力钢筋时,由于混凝土收缩和徐变的影响,在这些非预应力钢筋中会产生内力,从而减少受拉区混凝土的法向预压应力,使构件的抗裂性能降低,因而计算时应考虑这种影响。为了简化计算,假定非预应力钢筋的应力取等于混凝土收缩和徐变引起的预应力损失值。但严格地说,这种简化计算当预应力钢筋和非预应力钢筋重心位置不重合时是有一定误差的。

8.1.6 应力松弛损失值与钢丝的初始应力值和极限强度有关,根据近年来国内有关单位对碳素钢丝应力松弛的试验,给出了应力松弛损失值计算公式。当 $\sigma_{\text{con}}/f_{\text{ptk}} \leq 0.5$ 时,实际的松弛损失值已很小,为简化计算取松弛损失值为零。

8.1.7~8.1.8 后张法构件的曲线预应力钢筋放张时,由于锚具变形和钢筋内缩引起的预应力损失值,必须考虑曲线预应力钢筋受到曲线孔道上反摩擦力的阻止,按变形协调原理,取张拉端锚具的变形和内缩值等于反摩擦力引起的钢筋变形值,求出预应力损失值 σ_{li} 的范围和数值。在不同条件下,同一根曲线预应力钢筋的不同位置处 σ_{li} 值均各不相同。本规范中仅对常用的圆弧形曲线预应力钢筋给出了计算公式。该公式在推导时,假定正向摩擦系数与反向摩擦系数相等,并且未考虑在预应力钢筋张拉端有一直线段的情况。

水工结构中大型预应力锚索的锚具变形和锚索内缩值应根据专门研究或试验确定。

8.1.9 近年来我国一些单位的实测资料表明,钢管抽芯成型孔道对预应力钢筋和钢丝束也会引起应力损失。研究表明 κ 值与下列因素有关:预应力钢筋的表面形状;孔道成型的质量情况;预应力钢筋的焊接外形质量情况;预应力钢筋与孔壁的接触程度(孔道的尺寸,预应力钢筋与孔壁之间的间隙数值和预应力钢筋在孔道中的偏心距数值情况)等。根据实测的数值,并考虑了以上因素的综合影响,取钢管抽芯成型的 κ 值为 0.0015。

此外,根据国内几个工程的实测资料,并参考国外规范的规定,本规范列出了预埋波纹管孔道的摩擦影响系数。

8.1.10 理论分析和试验研究表明,非预应力钢筋对混凝土的收缩、徐变变形起阻碍作用,其影响可通过构件的总配筋率 ρ ($\rho = \rho_p + \rho_s$) 反映。

在本规范式 (8.1.10-1) 至式 (8.1.10-4) 中,分别给出了先张法和后张法两类构件的受拉区及受压区预应力钢筋处的混凝土收缩、徐变引起的预应力损失。

本规范中还参照 GBJ10—89 规范的规定,给出了时间影响系数 β 。

大体积水工预应力混凝土结构中的混凝土收缩和徐变预应力损失 σ_{ls} 值的变化规律,与工民建结构有所不同,如有论证, σ_{ls} 可按其他公式进行计算。

8.1.14~8.1.15 对截面边缘的混凝土法向应力的限值条件式,系参照 GBJ10—89 规范列出,但为了统一拉压限值衡量标准,将该规范中限值条件式 $\sigma_{\text{cc}} \leq 1.2f_c'$ 中的混凝土轴心抗压强度由设计值 f_c' 改换成标准值 f_{ck} ,并将系数 1.2 等效转换为 0.9,即可推出本规范的限值条件式 (8.1.14-2) 及式 (8.1.15-2)。

8.1.17 对先张法及后张法预应力混凝土构件的受剪承载力及裂缝宽度计算,均需用到混凝土法向预应力为零时的预应力钢筋合力 N_{po} ,故而作了规定。

8.2 正截面承载力计算的一般规定

8.2.2 界限破坏的条件与钢筋混凝土构件相同。对有屈服点钢筋,钢筋的应变取为 $(f_s - \sigma_{\text{po}})/E_s$,根据平截面假定,可得截面相对界限受压区高度 ξ_b 的式 (8.2.2-1)。

对无屈服点钢筋, 根据条件屈服点的定义, 尚应考虑 0.2% 的残余应变, 钢筋的应变取为 $(f_s - \sigma_{po})/E_s + 0.002$, 根据平截面假定, 可得本规范的式 (8.2.2-2)。

8.2.3 预应力钢筋应力 σ_{pi} 的计算公式, 是以混凝土达到极限压应变 ϵ_{cu} 作为构件达到承载能力极限状态为标志的 (对于非预应力钢筋的应力 σ_{si} 值的计算及 σ_{si} 值应符合条件的说明与本规范 6.1.4 相同)。

当取 $\epsilon_{cu} = 0.0033$ 、 $\beta = 0.8$ 时, 按平截面假定可写出预应力钢筋应力的计算公式如下:

$$\sigma_{pi} = 0.0033E_s \left(\frac{0.8h_{0i}}{x} - 1 \right) + \sigma_{poi} \quad (8.2.3-1)$$

为简化计算, 可取 σ_{pi} 与 x/h_{0i} 之间为线性关系, 得出本规范计算 σ_{pi} 的简化公式 (8.2.3-2)。此外, 还参照 GBJ10—1989 规范, 近似取外荷载作用下位于压区的纵向预应力钢筋的应力为:

$$\sigma'_p = \sigma'_{po} - f'_{py} \quad (8.2.3-2)$$

受压区预应力钢筋的应力应符合下列条件:

$$\sigma'_{po} - f'_{py} \leq \sigma'_p \leq f_{py} \quad (8.2.3-3)$$

8.3 正截面受弯承载力计算

8.3.1~8.3.4 实验研究表明, 预应力混凝土受弯构件的破坏特征基本上与非预应力混凝土构件相同, 破坏时在外荷载作用下, 位于受拉区的预应力钢筋及非预应力钢筋应力可达到各自的受拉强度极限, 但受压区的预应力钢筋应力达不到受压强度极限, 故在承载力计算中, 上述钢筋应力应分别以 f_{py} 、 f_y 、 σ'_p 代入。

8.3.5 在以往计算中, 受弯构件的正截面承载力计算方法, 对配置无屈服台阶钢筋的构件误差较大, 因钢筋的强度取值系以条件屈服强度为标准, 未考虑超过条件屈服强度且进入强化段的情况。为此, 在受弯构件可靠度研究与试验研究的基础上, 本规范提出了钢筋应力增大系数 β_p 的公式。该公式的取值考虑了对无屈服点钢筋极限拉应变的限制和其他安全因素, 适当反映了钢筋应力进入强化段的有利作用。

对考虑增大系数 β_p 的钢种作了规定, 这里考虑到适当利用碳素钢丝和钢绞线的强化强度是有把握的。

8.5 斜截面承载力计算

8.5.3 抗剪试验研究表明, 预压应力对构件的受剪承载力起有利作用, 主要是预压应力能阻滞斜裂缝的出现和开展, 增加了混凝土剪压区高度, 从而提高了混凝土剪压区所承担的剪力。根据试验分析, 预应力梁比非预应力梁受剪承载力的提高程度主要与预应力的大小有关, 其次是预应力合力作用点的位置。试验还表明, 预应力对提高梁受剪承载力的作用也不是无限的, 应给予上限的规定。

预应力混凝土梁受剪承载力的计算, 可在非预应力梁计算公式的基础上, 加上一项施加预应力所提高的受剪承载力设计值 $V_p = 0.05N_{po}$, 且当 $N_{po} > 0.3f_cA_0$ 时, 取 $N_{po} = 0.3f_cA_0$, 以达到限制的目的。

同时, 预应力合力 N_{po} 对梁产生的弯矩与外弯矩相反时, 才能考虑其有利作用。

对刻痕钢丝、钢绞线及冷轧带肋钢筋配筋的先张法预应力混凝土构件, 如果计算截面在预应力传递长度 l_{tr} 范围内, 则预应力的合力应取 $N_{po} \frac{l_p}{l_{tr}}$, 其中 l_{tr} 值按表 8.6.6 取用, 此处, l_p 为构件端面至计算截面的距离。

对于预应力混凝土连续梁, 因无这方面的试验资料, 故暂不考虑 V_p 的有利作用。对允许出现裂缝的预应力混凝土简支梁, 考虑到构件达到承载力时, 预应力可能已经消失, 在目前尚未有充分试验数据前, 为稳妥起见, 也暂不考虑预应力的有利作用。

8.6 抗裂验算

8.6.1~8.6.2 根据本规范 4.3.2 的规定, 并使预应力混凝土构件使用阶段的正截面抗裂验算、斜截面抗裂验算以及施工阶段预拉区抗裂验算相互协调, 故在预应力混凝土构件抗裂验算中, 一律采用应力表达式。

8.6.4 近年来混凝土强度理论的研究表明, 在平面应力状态下, 压应力对开裂时的抗拉强度有影响, 一般认为在 σ_{cp}/f_c 与 σ_{tp}/f_t 之间存在某种相关关系, 且与混凝土强度等级有关。当压应力较大时, 将使开裂时的主拉应力强度值小于 f_t , 但在一般工程中尚不致使主拉应力的限值产生较大的降低, 故规范中基本保持现有水平。

8.6.5 斜截面抗裂计算中一般可考虑集中荷载作用点附近局部垂直应力 σ_y 的有利影响, 但以往尚未反映集中荷载作用点附近剪应力显著减小的有利影响, 致使集中荷载作用截面上计算所得的主应力往往偏大。为此, 在本条中作了规定。

实测及弹性理论分析表明, 集中荷载在作用点附近, 除对 σ_y 外, 对 σ_x 、 τ 也有局部影响, 剪应力 τ 的变化相当显著。在集中荷载作用点附近, τ 实际上呈曲线分布, 为了简化计算, 提出在集中荷载作用点两侧各 $0.6h$ 的长度范围内以直线分布代替。

对于承受移动荷载作用的等截面吊车梁, 试验研究表明, 当跨度为 6m, 梁高为 0.8~1.2m 时, 一般是在集中荷载作用点向支座方向距离 $0.6h$ 截面重心处的主拉应力为最大, 该截面即为验算的控制截面。

8.7 裂缝宽度验算

8.7.1~8.7.3 本规范对预应力混凝土受弯构件裂缝宽度验算公式采用规范专题研究的结果。最大裂缝宽度 w_{max} 的计算公式取与非预应力构件一致, 对预应力混凝土构件纵向受拉钢筋的等效应力, 是指在该钢筋合力点处混凝土预压应力抵消后钢筋中的应力增量, 可把它视为等效于非预应力混凝土构件中的钢筋应力 σ_{ss} 。预应力混凝土受弯构件纵向受拉钢筋的等效应力, 可用钢筋混凝土偏心受压构件纵向受拉钢筋应力的相同概念计算 (预应力混凝土构件受力特性实质上为一偏心受压构件)。在计算等效应力 σ_{ss} 公式中, 纵向受拉钢筋合力点至受压区合力点之间的距离 $z = \eta h_0$, 内力臂系数 η 可按本规范式 (7.2.3-7) 的拟合公式计算。

8.8 受弯构件挠度验算

8.8.1~8.8.3 对允许出现裂缝的预应力混凝土受弯构件的短期刚度, 国内外提出了许多计算方法。但有的公式形式较为繁琐, 有的在预应力与非预应力受弯构件短期刚度计算公式之间又互不衔接, 在体系上尚不够协调。

本规范专题研究推导了与非预应力受弯构件相衔接的预应力混凝土受弯构件短期刚度的计算公式,形式简单,它包括了反映预应力构件特点的预应力度 δ ,物理意义明确,并能使预应力构件与非预应力构件短期刚度的计算公式相互衔接。用本规范公式计算短期刚度得出的变形值与试验结果吻合也较好,能满足工程设计对变形计算的精度要求。

预应力受弯构件的长期刚度 B_{pl} 的计算式同本规范式(7.3.2-1)及式(7.3.2-2)。与GBJ10—89规范一样,取预应力构件的挠度增大影响系数 $\theta=2$,故得式(8.8.1-1)及式(8.8.1-2)。

9 一般构造规定

9.1 永久缝和临时缝

9.1.1 混凝土结构中的永久缝和临时缝,主要是为了避免由温度变化、混凝土干缩或地基不均匀沉降而使结构产生对整体性有影响的裂缝。由于影响结构产生这类裂缝的因素很多,这方面的研究做得也还不够,故本规范仅提出一些建议性的规定。

9.1.2 临时宽缝设置插筋的数量,应根据工程具体情况确定,一般在每平方米面积中常设置4根直径为16mm的插筋。

9.1.3 考虑到本规范已增列第11章“温度作用设计原则”等内容,因此,增加了“经温度作用计算、沉降计算或采用其他可靠技术措施后,伸缩缝间距可不受表9.1.3的限制”的条文。在此“可靠技术措施”指的是加强覆盖保温隔热措施,加强结构的薄弱环节,提高结构抗裂性能,合理选择材料品种以减少收缩,配置足够的表面限裂钢筋,采取恰当的温控措施,以及必要时设置临时宽缝,加强混凝土浇筑后表面养护(保温、保湿)等等。

表9.1.3中有关伸缩缝最大间距,大部分系沿用原规范的数值,只有钢筋混凝土露天框架结构的伸缩缝间距较原规范数值减少了5m。这是参照GBJ 10—1989规范的规定而作的修改。另外考虑到排架结构的收缩变形与地基性质关系不大,故不再划分岩基和软基,统一取为100m及70m。水闸底板的伸缩缝最大间距原规范定得偏大,现按SD 133—84《水闸设计规范》减为20m与30m。水电站厂房实体墙伸缩缝最大间距原规范规定为20m(岩基),设计人员反映此值太小,无法与机组段尺寸配套,现允许适当增大,但在施工期应有良好的施工工艺和严格的温控措施。

9.2 混凝土保护层

9.2.1 原规范中保护层最小厚度特别是板的保护层最小厚度,明显偏小。

保护层厚度 c 过小,会导致混凝土沿钢筋纵向发生劈裂裂缝,严重影响钢筋的锚固。因此现规定 c 值应不小于钢筋直径 d 。

保护层厚度是影响钢筋混凝土构件耐久性的主要因素。因为混凝土的碳化是钢筋锈蚀的前提,保护层越厚,碳化达到钢筋表面的时间就越长,构件的耐久性就越好。

钢筋锈蚀与所处的环境条件有关,原规范把环境条件简单地分成水上与水下两种,不仅过分粗略,也不够确切。实践已证明,全处于干燥环境,钢筋不会锈蚀,全处于水下,钢筋也基本不锈,而在水位以上受水气蒸熏、时干时湿的部位,钢筋最易锈蚀,特别在有氯离子等侵蚀性介质(如海水)存在时,则锈蚀异常迅速。因此,在不同环境条件下的保护层厚度

取值就应不同。

对水工建筑物病害调查表明,由于保护层偏薄,或混凝土密实性较差,有些闸坝、水电站厂房及渠系建筑物的钢筋混凝土构件,使用不到20~30年就出现因钢筋锈蚀而导致的顺筋开裂,严重影响结构的耐久性。因此,本规范将最小保护层厚度适当加大,具体数值是按照50年内保护钢筋不致发生危及结构安全的锈蚀并综合国内外规范得出的。

9.3 钢筋的锚固

9.3.2 原规范的锚固长度与混凝土强度等级无关,不能反映黏结锚固的基本特征,在混凝土强度等级偏低时,偏于不安全。现按GBJ10—1989规范,对锚固长度 l_a 作了调整。

锚固试验说明,钢筋在混凝土中的锚固作用与混凝土强度等级、保护层厚度、钢筋锚固长度、配箍情况以及机械锚固(弯钩、弯折、焊箍筋、焊角钢、焊钢板等附加锚固措施)的形式等因素有关。

受拉光面钢筋的锚固强度主要靠钢筋与混凝土的黏结作用和钢筋末端弯钩的机械锚固作用。变形钢筋则主要靠横肋对混凝土的咬合作用。周围混凝土的劈裂对锚固影响很大,故其锚固强度与混凝土保护层厚度及配箍约束情况有关。

变形钢筋的表面横肋高度并不随直径大小而成比例增减,直径大时肋高相对减小,其黏结强度降低。所以,直径大于25mm的变形钢筋,锚固长度应增加5d。

塑性混凝土终凝之前,如受施工干扰(如滑模施工),就有可能在保护层混凝土中引起微小裂缝,从而降低黏结强度。由于施工影响的不确定因素太多,很难规定统一的修正值,设计时可根据具体情况处理。

表9.3.2的表下注4、5是参考美国ACI规范补充制定的。美国规范规定顶层钢筋的 l_a 应比底层钢筋的 l_a 大1.4倍,这是由于混凝土振捣时,泌水上升,滞留在顶层钢筋的底面,影响其锚固性能。考虑到水工结构中大截面构件较多,这种泌水上升的现象常会出现,因此规定顶层水平钢筋的 l_a 宜按表中数值乘以1.2。

9.3.3 钢筋锚固长度不足时,可在末端加焊锚板、贴焊锚筋或在变形钢筋末端加做弯钩。焊锚板后,可不再规定最小锚固长度。贴焊锚筋或加做弯钩后,其锚固长度可由表9.3.2的最小锚固长度乘以附加锚固的折减系数求得,根据有关专题研究,折减系数可取为0.7。钢筋附加锚固端头的搁置方向宜偏向截面内部,使锚固后力能充分扩散,以避免挤压力集中而引起混凝土劈裂。

9.3.4 本条是根据GBJ 10—1989的规定,对原规范第105条作出的修正。即认为受拉钢筋在跨中截断时,应从该钢筋强度的“充分利用点”延伸出 $1.2l_a$ (当 $V < V_c/\gamma_d$)或 $1.2l_a + h_0$ (当 $V \geq V_c/\gamma_d$)。这是因为当 $V \geq V_c/\gamma_d$ 时,斜裂缝已发生,在剪跨区纵向钢筋的应力相应增大,实际的钢筋强度“充分利用点”应外移一段“斜裂缝水平投影长度 h_0 ”,故延伸长度应不小于 $1.2l_a + h_0$ 。这较原规范仅规定从“不需要点”延伸出 l_a 或 h ,在概念上较为合理。

9.3.6 配筋根数较多时,也可2根或3根成束配置。成束钢筋的锚固长度显然应较基本锚固长度为大。按美国规范ACI 318—77规定,3根成束时,锚固长度要增长20%;4根成束时要增长33%。根据日本建筑学会对日本钢筋混凝土结构计算规范的解释:2根成束钢筋的每根钢筋的有效周长 $u_e = 0.82u$ (u 为一根钢筋的周长,即 $u = \pi d$);3根成束时的 $u_e = 0.65u$ 。所以

2 根成束的锚固长度等于 $\frac{u}{u_e} l_a = 1.22 l_a$

3 根成束的锚固长度等于 $\frac{u}{u_e} l_a = 1.54 l_a$

故取 2 根及 3 根成束钢筋的锚固长度为基本锚固长度 l_a 的 1.2 及 1.5 倍。

成束钢筋沿钢筋长度方向每隔一定距离宜以短段焊缝焊连。

9.3.7 闸墩底部按固端设计时,其受力钢筋伸入底部混凝土中的长度应予充分重视。鉴于个别工程设计由于锚固深度不足,以致影响了结构的正常运行,故原规范在调查研究的基础上,作了一般原则性的规定,本规范仍沿用了这一原则规定。

9.4 钢筋的接头

9.4.1 目前国内外一些重要工程中已采用热剂套管连接接头、轧制螺旋连接接头及机械挤压连接接头等工艺,并已列入规范。我国水电第十二工程局施工研究所等单位对上述工艺也已研究成功,并已在大型水电站工程中应用,故在本条中增列了机械连接接头。机械连接接头的类型、适用范围、质量控制与构造要求应符合专门规定的要求。

9.4.2~9.4.3 试验表明,搭接钢筋的破坏是由纵向劈裂导致的滑移而拔出。

经综合分析,受拉钢筋的搭接长度取为 $1.2 l_a$;受压搭接长度为受拉搭接长度的 0.7 倍,取为 $0.85 l_a$ 。焊接骨架因有焊接横筋的机械锚固作用,搭接长度可减小,其受拉和受压搭接长度分别取为 l_a 和 $0.7 l_a$ 。

当受拉的搭接钢筋直径较大时,混凝土保护层相对变薄或钢筋间距相对减小,因传力间断而引起的应力集中,使劈裂、滑移更为明显。故要求对于 $d > 22\text{mm}$ 的受力钢筋,不宜采用非焊接的搭接接头形式。

9.4.4 当绑扎接头百分率超过规定时,将削弱混凝土握裹层,使劈裂裂缝相对集中,易产生贯通裂缝而使保护层成片剥落。因此必须增长搭接长度,所规定的数值是根据我国混凝土结构合理配筋构造的专题研究给出的。

9.5 最小配筋率

9.5.1 原规范第 79 条和第 80 条规定:① 截面尺寸由强度条件决定的构件,有最小配筋率 $\rho_{\min}$ 的限制,其取值与 TJ 10—74《钢筋混凝土结构设计规范》一致;② 截面尺寸由抗倾、抗滑、抗浮或布置条件确定的大体积混凝土结构,可不受 $\rho_{\min}$ 的限制,并且在配筋计算时还可按原规范附录八的公式将强度安全系数降低。

原规范中的最小配筋率的取值是沿用前苏联 50 年代的数值,在原则上有许多不足之处,与国际上一些主要规范的规定也有相当差异。为此,在分析比较国内外主要规范对确定最小配筋率原则的基础上,对最小配筋率作了较全面的修改。主要改动之处有:① 不再采用原规范的“混凝土强度越高,所需的最小配筋量反而越多”的不合理规定,改为 $\rho_{\min}$ 按钢筋强度分档,强度高的钢筋,其最小配筋量可适当减少;② 与受弯构件一样,将对受压更为有利的偏拉构件,不再规定其受压钢筋的最小配筋率;③ 对偏压构件的受拉及受压钢筋的最小配筋率取为相同值;④ 不只是按构件的受力性质而且还按构件的截面特性(板与梁,墙与柱)取用不同的 $\rho_{\min}$ 。这些改动与国际上的主要规范的规定是一致的。

9.5.2 为避免采用固定的最小配筋率后,造成在同样荷载条件下截面尺寸越大配筋越多的

现象, 本条建议对截面尺寸较大的底板和墩墙, 可采用变化的 $\rho_{\min}$, 即认为钢筋的最小配筋率可随着实际承受的内力与截面极限承载力的比值 β 而变化, 即 $\rho_{\min} = \beta \rho_{0 \min}$, $\rho_{0 \min}$ 即为本规范表 9.5.1 所列的基本最小配筋率。对受弯及大偏心受压构件的受拉钢筋, $\beta = \frac{\gamma_d M}{M_u}$, 对轴压及小偏心受压构件的受压钢筋, $\beta = \frac{\gamma_d N}{N_u}$ 。这一建议与德国规范 DIN 1045 及 CEB-FIP-70 等规范是一致的。

对于受弯构件, 由于 $\rho < \rho_{0 \min}$ 时, $\xi = \frac{x}{h_0}$ 很小, 所以 $\alpha_s = \frac{M_u}{bh_0^2 f_c} = (1 - 0.5\xi) \xi$ 非常接近于 ξ 值, 完全可以近似地取 $M_u = \xi bh_0^2 f_c$, 故

$$\rho_{\min} = \beta \rho_{0 \min} = \frac{\gamma_d M}{\xi bh_0^2 f_c} \rho_{0 \min}$$

又因 $\xi bh_0 f_c = A_s f_y = \rho_{\min} bh_0 f_y$, 故

$$\xi = \frac{\rho_{\min} f_y}{f_c}$$

代入上列 $\rho_{\min}$ 式, 得

$$\rho_{\min} = \sqrt{\frac{\rho_{0 \min} \gamma_d M}{f_y b h_0^2}} \quad (9.5.2-1)$$

同理, 对大偏心受压构件

$$\rho_{\min} = \sqrt{\frac{\rho_{0 \min} \gamma_d N e_0}{f_y b h_0^2}} \quad (9.5.2-2)$$

显然, 当按本规范的式 (9.5.2-1)、式 (9.5.2-2) 算出的 $\rho_{\min}$ 如大于 $\rho_{0 \min}$ 时, 则仍取 $\rho_{\min} = \rho_{0 \min}$ 。

按上述建议公式算出的受拉钢筋用量 A_s 如图 9.5.2 所示, 当构件的截面高度 h 增大时, 用钢量始终保持同一水平上。

对于轴压及小偏心受压构件的受压钢筋最小配筋率 $\rho'_{\min}$, 则可由 $\rho'_{\min} = \rho_{0 \min} \left(\frac{\gamma_d N}{N_u} \right)$ 直接计算得出, 但此时因最终配筋量尚不知道, N_u 需经 2~3 次试算才能确定。

为慎重计, 目前仅建议对卧置于地基上的底板和墩墙可采用变化的 $\rho_{\min}$, 对于其他结构, 则仍建议采用本规范表 9.5.1 所列的基本最小配筋率计算, 以避免因配筋过少, 万一发生裂缝就无法抑制的情况。

采用本条计算方法后, 由于随尺寸增大时, 用钢量仍保持在同一水平上, 故可不再列出原规范附录八的配筋方法。

经验算, 按所建议的变化的 $\rho_{\min}$ 配筋, 其最大裂缝宽度基本上在容许范围内。对于处于恶劣环境 (如海水) 的结构, 为控制裂缝不过宽, 宜将本规范表 9.5.1 所列受拉钢筋最小配筋率提高 0.05%。

大体积构件的受压钢筋按计算不需配筋时, 则可仅配构造钢筋。

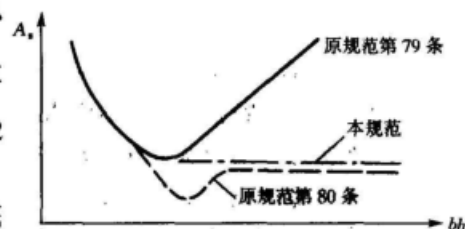


图 9.5.2 受拉钢筋用量 A_s 的对比曲线

9.5.3 为与原规范第 80 条“截面尺寸由抗倾、抗滑、抗浮或布置等条件所确定的大体积结构，其纵向受力钢筋最小配筋率可不受限制”相衔接，本条也规定：厚度大于 5m 的结构构件，如经论证，其纵向受拉钢筋也可不受最小配筋率的限制，钢筋截面面积按承载力计算确定，但每米宽度内的钢筋截面面积不得小于 2500mm^2 。

综上所述，本规范对最小配筋率作了三个层次的规定，即对一般尺寸的梁、柱构件必须遵循 9.5.1 的规定；对于截面厚度较大的板、墙类结构，则可按 9.5.2 计算最小配筋率；对于截面尺寸由抗倾、抗滑、抗浮或布置等条件确定的厚度大于 5m 的结构构件则可按 9.5.3 处理。设计时可根据具体情况分别对待。

9.6 预制构件的接头、吊环与预埋件

9.6.1~9.6.4 有关预制构件的接头的一般规定，基本上引用 GBJ 10—89 规范的内容。对于有抗震要求或有向上作用力时，其接头间应采用焊接或螺栓连接等措施，以防止预制构件的跌落。

9.6.5 吊环对保证构件吊装的安全起着重要作用。为了避免脆断，吊环严禁采用冷加工钢筋。

确定吊环钢筋所需截面面积时，按吊环钢筋的强度设计值 $f_y = 210\text{N/mm}^2$ ，并考虑构件自重的荷载分项系数 1.05，吸附作用引起的超载系数 1.20，结构系数 1.20，钢筋弯折后引起的应力集中系数 1.4，动力系数 1.5，钢筋角度影响系数 1.3，由此得吊环允许应力 σ_s 约为 50N/mm^2 。

9.6.6 有关预埋件的锚板构造及锚筋截面面积的计算，可参照 GBJ10—89 规范第七章第八节的有关公式确定。

10 结构构件的设计构造规定

10.1 板

10.1.1 板厚符合 $200\text{mm} < h \leq 1500\text{mm}$ 时，原规范规定钢筋间距为“不应大于 33 厘米”，现参照 GBJ 10—89 规范改为“不应大于 300mm”。当 $h > 1500\text{mm}$ 时，原定为“不应大于 50 厘米”，现改为“不应大于 $0.2h$ 并不大于 400mm”。这是考虑到钢筋间距达到 500mm 时，对控制裂缝宽度已不起作用。

原规范中还规定“大体积结构，钢筋间距一般不小于 15 厘米”，这一规定并无理论依据，在实际工程中也无意义，故不再列入。

增加了板内直通伸入支座的受力钢筋的间距亦不应大于 400mm 的规定。

10.1.2 对承受集中荷载的单向板，在集中荷载下面，常出现顺跨方向的板底纵向裂缝。因此，横向分布钢筋数量必须增大，根据试验资料，建议不小于纵向受力钢筋截面面积的 25%。同时，当板处于温度变幅较大的环境中，且在与受力钢筋垂直的方向所受约束很大时，分布钢筋宜适当增加。

10.1.3 在水电站厂房楼板等结构中，常会因未设置垂直于板边的钢筋而发生裂缝。现按有关规范增加此条文。

10.1.7 为了提高钢筋混凝土板的受冲切承载力而配置箍筋和弯起钢筋的构造要求，其目

的是为了保证箍筋或弯起钢筋能充分发挥强度，其配置形式主要参照国外规范的有关规定。当有可靠依据时，设计人员也可采用其他有效的配筋形式。

10.2 梁

10.2.3 连续梁（包括末端带悬臂的连续梁）和框架梁的支座负弯矩钢筋因受力较大且处在配筋密集区域，故不宜截断而应贯穿支座或节点。其下部钢筋，根据受力情况的不同，按本规范第9.3节和第10.2.2节的规定，给出了不同的要求。

框架端节点处的上部负弯矩段的锚固比较复杂。研究表明，伸入支座弯折锚固的钢筋，水平段的黏结力控制了滑移和变形，在锚固中起主要作用，垂直段只有在滑移变形较大情况下才承受力，且垂直段长度越长其作用相对越小。故规定水平段和垂直段的锚固长度总和不小于 l_a ，同时经弯折后的水平投影长度不应小于 $0.45l_a$ ，垂直投影长度不应小于 $15d$ 。垂直投影长度也不宜过长，因为过长的垂直锚固长度实际上已不起作用，反而在钢筋受力时因钢筋板直趋势而顶破柱边保护层。

框架顶层端节点的钢筋搭接方式是根据我国混凝土结构合理配筋构造的专题研究给出的。

10.2.4 箍筋的最小配筋率原规范定为 $0.015f_c/f_{yv}$ ，GBJ 10—1989规范采用 $0.02f_c/f_{yv}$ 。本规范为了不出现混凝土等级愈高 $\rho_{sv\min}$ 反而越大的不合理现象，将 $0.02f_c/f_{yv}$ 改为0.12%（Ⅰ级钢筋）或0.08%（Ⅱ级钢筋）。

10.2.6~10.2.7 原规范没有弯剪扭构件的最小配筋率，现参考国内外有关规范，分别作了如下规定：

- (1) 抗剪箍筋的配筋率，不应小于0.12%（Ⅰ级）或0.08%（Ⅱ级）；
- (2) 抗扭箍筋的配筋率，不应小于0.15%（Ⅰ级）或0.1%（Ⅱ级）；
- (3) 对剪扭构件，箍筋的最小配筋率应按上列第(2)点取值；
- (4) 对弯剪扭构件，抗弯纵筋应不小于抗弯纵筋最小配筋率的规定（表9.5.1）；同时抗扭纵筋的配筋率应不小于0.3%（Ⅰ级钢筋）或0.2%（Ⅱ级钢筋）。

这里，不再象有的规范那样，抗剪箍筋与抗扭箍筋加在一起计算；剪扭构件的箍筋配筋率也不再与受扭承载力降低系数 β_t 有关，以免其箍筋最小配筋率反而比纯扭构件还低；对弯剪扭构件的抗弯纵筋与抗扭纵筋的配筋率也不再象有的规范那样，合在一起计算，因为抗弯纵筋只设置在弯曲受拉区，而抗扭纵筋应沿截面周边设置，这两种纵筋的作用不能相互替代或相互补充。

10.3 柱

10.3.1~10.3.2 将原规范中对柱的最大配筋率不宜大于3%的规定改为不宜超过5%。这是根据多层高层框架底层柱对高配筋率的需要和近年来的工程实践经验确定的。从国外规范来看，将柱的配筋率提高到这个数值是可行的。对纵筋配筋率超过3%的柱的箍筋直径、间距及形式，保留了原规范的规定，这对防止钢筋压屈，保证钢筋与混凝土的共同工作是完全必要的。

10.4 墙

10.4.1 墙是指水平方向长度大于厚度4倍以上的竖立构件，墙承受不同方向的荷载时，

应按不同构件设计。

10.4.2 墙的一些构造规定系根据下列资料综合而定：

(1) 国内外有关规范对承重墙最小厚度的取值为 100~150mm，考虑到水工结构中的承重墙体较房屋建筑中的墙体厚，因此本规范取为 150mm。

(2) 参照国内外规范并结合水工结构的特点，本规范按下列原则确定墩墙最小配筋率 $\left(\rho_{\min} = \frac{A_s}{bs}\right)$ 的取值：① 墙体竖向钢筋的 $\rho_{\min}$ 按 GBJ 10—1989 规范及 ACI 规范规定的取值 (0.15%)；② 墙体水平向钢筋的最小用量，GBJ 10—1989 等规范取与竖向钢筋一样；ACI 规范则远比竖向钢筋为多，这是从温度收缩的观点出发的；CEB 及原西德、英国规范则取得比竖向钢筋为少，这是从受力观点出发的。因此，建议在没有水平向温度收缩影响时，水平钢筋不少于竖向钢筋，但在墙体较长并受到约束时，则须按温度计算确定，一般的配筋率不宜少于 0.2%。

(3) 墙体钢筋直径与间距是参照 GBJ 10—1989 规范及日本建筑规范、原西德 DIN 1045 规范确定的。

10.4.3 顶部承受局部竖向荷载的墙体，可作为矩形截面的柱计算，矩形截面的受力长度 h_e 按日本与美国的做法取用。

10.4.4 在平行于墙面的水平荷载作用下，墙体斜截面受剪承载力公式是参照 GBJ 10—1989 规范公式，并考虑水工常用墙体的剪跨比 λ 一般都不大于 1.5 的情况，加以简化后列出的。

10.5 叠合式受弯构件

10.5.1 水工建筑物中较为广泛采用的是施工阶段不加支撑的叠合式受弯构件。这种构件的受力特点是用不加支撑的简支预制构件承担施工阶段的恒载（构件本身和现浇叠合层的自重，有时还要承担搁置于其上的预制板的重量）及施工活荷载；待后浇叠合层混凝土达到强度设计值后，再在预制构件已经受力的基础上，继续承受后加的其他永久荷载及可变荷载在叠合后形成的装配整体式结构（如连续梁）中引起的内力，因此也称为“二阶段受力叠合构件”。

若施工阶段在预制构件下面设有可靠支撑，或混凝土虽分上、下两层先后浇筑但构件一次受力（或虽为二阶段受力，但第一阶段荷载很小），则这类叠合式受弯构件属于“一阶段受力叠合构件”。这类构件除去斜截面和叠合面受剪承载力应按叠合式构件计算外，其他计算原则和方法与普通受弯构件相同。

当 $h_1/h < 0.3$ 时，作为二阶段受力的钢筋混凝土叠合式构件的受力性能较差，故不建议采用。

10.5.2 在二阶段受力的叠合构件设计中，构件的内力应分别按下列两个阶段计算：

在第一阶段，预制构件计算，应取用本阶段作用的荷载（其中包括施工活荷载）在简支的预制构件中产生的内力。在第二阶段，叠合式构件按整体结构考虑，计算中要考虑第一阶段中已卸去的施工活荷载之外的荷载在简支的预制构件中产生的内力和第二阶段的荷载在叠合后形成的整体结构中的内力。

10.5.3 二阶段受力的钢筋混凝土叠合梁的试验表明，普通钢筋混凝土梁受弯承载力计算公式能相当准确地反映叠合式受弯构件的正截面承载力。根据本规范专题研究表明，叠合式构件由于存在着应力超前现象和受压区混凝土应变滞后的现象，其相对界限受压区高度 ξ_b

还高于普通钢筋混凝土受弯构件,所以,叠合式受弯构件的正截面受弯承载力计算可以全部采用普通钢筋混凝土构件的计算规定。

按照本规范 10.5.2 的规定,具体给出了两个阶段的弯矩设计值。当 h_1/h 较小时,在预制构件的正截面受弯承载力计算中,可能会遇到 $\xi > \xi_b$ 的情况。此时,纵向受拉钢筋应力 f_y 应改为 σ_s , σ_s 可按本规范式 (6.1.4-1) 计算,也可近似取 $\xi = \xi_b$ 进行计算。

10.5.4 根据试验,集中荷载作用下的二阶段受力简支叠合梁的斜截面受剪承载力可采用普通钢筋混凝土梁的受剪公式进行计算。混凝土设计强度偏安全地取预制梁和叠合层中的较低者,同时,受剪承载力不低于预制构件的受剪承载力。

10.5.5 叠合梁、板叠合面的受剪承载力的计算公式是参照 GBJ 10—1989 规范借用直接剪切试件的试验结果得出的。

10.5.6 根据试验,叠合板的受冲切承载力可采用整浇板一样的方法计算,计算公式中的混凝土抗拉强度值 f_t 可取预制板的 f_{t1} 与叠合层的 f_{t2} 的平均值,或取与 h_1/h 有关的换算值。本规范规定取 f_{t1} 与 f_{t2} 中的较小值,偏于安全。

10.5.7 对于要求不出现裂缝的叠合式受弯构件的抗裂验算,可按本条规定进行,但对一般非预应力叠合式构件,是难于满足抗裂要求的,故应以限裂验算控制为主。为简化计算,本规范对叠合式受弯构件正常使用阶段的各项验算,均采用荷载短期组合(在裂缝宽度及变形验算中,尚应考虑部分荷载的长期作用的影响)进行计算。

10.5.8 二阶段受力叠合式受弯构件在正常使用阶段的受力性能与普通受弯构件不同。总体比较而言,叠合式构件的钢筋总应力和总曲率均比相同条件下的普通受弯构件为大。

分析表明, h_1/h 越小, M_{1Gk} 越大,纵向钢筋有可能在 $M_{1Gk} + M_{2Gk} + M_{2Qk}$ 作用下就已经达到屈服。为了使纵向钢筋在使用阶段不致屈服,同时也为了在一定程度上改善叠合式构件在破坏阶段的性能,根据试验结果以及过去的设计经验给出了本规范的公式 (10.5.8-1) 作为纵向钢筋应力的控制条件。

计算表明,满足了变形及裂缝宽度要求的叠合式构件不一定能满足纵向钢筋应力控制条件;反之,纵向钢筋应力控制条件也不能代替变形和裂缝宽度验算。

根据试验和理论分析,二阶段受力特征系数 β 主要与 h_1/h 和 M_{1Gk}/M_{1u} 有关 (M_{1u} 为预制构件正截面受弯承载力), β 随 h_1/h 的增大而减小,随 M_{1Gk}/M_{1u} 的增大而增大。在常用范围内,可忽略 M_{1Gk}/M_{1u} 的影响,根据本规范专题研究分析,近似地取用下列表达式:

$$\beta = 0.45 \left(1 - \frac{h_1}{h} \right)$$

在 $M_{2Gk} + M_{2Qk}$ 作用下,纵向钢筋的应力增量 σ_s 可近似地用下式表示:

$$\sigma_s = \frac{(1 - \beta)(M_{2Gk} + M_{2Qk})}{0.87 A_s h_0}$$

将上述 β 值代入后,即可得出本规范的公式 (10.5.8-3)。

10.5.9 试验结果表明,二阶段受力钢筋混凝土叠合式构件的裂缝宽度发展主要受到叠合参数 h_1/h 的影响,但主裂缝间钢筋与混凝土的应变差决定裂缝宽度这一本质特征并未改变;另一方面,当叠合参数 $h_1/h = 1$ 时,就变为普通钢筋混凝土构件。因此,二阶段受力钢筋混凝土叠合式构件裂缝宽度计算方法,应从普通钢筋混凝土构件的计算原理出发,并与

其相衔接。据此,得出了本规范式(10.5.9)。当 $h_1=h$ 时, $h_{01}=h_0$, $M_{1Gk}+M_{2Gk}+M_{2Qk}=M_s$, $\sigma_{s1}+\sigma_{s2}=\sigma_s$,式(10.5.9)即为普通钢筋混凝土受弯构件的裂缝宽度计算式(7.2.2-1)。

试验还表明,叠合式构件的裂缝间距较非叠合式构件的大8.6%,从而使裂缝宽度增大,故将构件受力特征系数 α_1 取为1.1。

10.5.11 叠合式受弯构件,对应于荷载短期组合(并考虑部分荷载的长期作用的影响)的长期刚度计算式(10.5.11)的推导,参见GBJ 10-89规范第7.5.14条的条文说明。

10.5.12 叠合式受弯构件第二阶段的短期刚度计算式(10.5.12)是根据平截面假定、静力平衡条件及与非叠合式构件刚度计算公式相衔接的原则推导得出的(详见水工混凝土结构设计规范论文专辑),当 $h_1=h$ 时即为普通钢筋混凝土短期刚度的计算公式。

10.5.14~10.5.15 对叠合式构件的构造要求,是吸收国内外的实践经验提出来的。对于承受静荷载为主的叠合梁或叠合板,预制构件的表面均可采用自然粗糙面。但对跨度与荷载均较大的叠合板,宜采用人工粗糙面或其他构造措施。

10.6 深受弯构件

10.6.1 本条定义跨高比 $l_0/h \leq 5$ 的受弯构件为深受弯构件,包括深梁、短梁和厚板。深梁为跨高比 $l_0/h \leq 2.0$ (简支)或 $l_0/h \leq 2.5$ (连续)的梁,短梁为介于深梁与浅梁之间的梁。 $l_0/h \leq 5$ 的板称为厚板。 $l_0/h > 5$ 的受弯构件则称为一般受弯构件(对梁来说,惯用名称为浅梁)。深受弯构件的上限定为 $l_0/h = 5$ 的主要理由为:

(1) 根据简支梁和连续梁加载之后跨中截面和中间支座截面的应变 ϵ_x 分布和开裂后平均应变 ϵ_x 分布,从有限元分析和结构试验实测数据可知, $l_0/h > 5$ 时均符合平截面假定;

(2) 根据梁的受剪试验, $l_0/h \leq 5$ 的梁不会出现斜拉破坏;

(3) 根据弹性分析,当 $l_0/h = 5$ 时,剪切变形对梁的挠度的影响达到7.8%左右,已不可忽略不计;

(4) 美国ACI 318-89,加拿大CAN3-A23.3-M84,新西兰NZS 3101.1982等规范也有类似的规定。

10.6.2 由于跨高比的影响,连续深受弯构件的内力计算应按照跨高比的大小,分别按结构力学和弹性力学方法计算。当跨高比较小时,移动荷载作用在边支座处,荷载不仅直接传递到边支座,同时通过主压应力线传递到中间支座,所以边支座反力均小于荷载值,跨高比愈小则差值愈大。当荷载作用在中间支座处,边支座反力也不为零,它随跨高比的减小而增大。通过二跨至五跨连续梁的有限元分析结果与结构力学计算结果的比较可知,当荷载在边支座时,对 $l_0/h = 1$ 的连续梁,边支座反力比荷载值减少14.3%~16.6%,而对 $l_0/h = 2.5$ 的连续梁,边支座反力比荷载值减少约1.5%;当荷载作用在第二个支座上时,对 $l_0/h = 1$ 的连续梁,边支座反力约为荷载值的16.1%~16.6%,而对 $l_0/h = 2.5$ 的连续梁,边支座反力仅为荷载值的2.15%~2.36%。因此,本条规定以 $l_0/h = 2.5$ 为界,跨高比小于此界限值的连续深受弯构件应按弹性理论的方法计算内力,而大于此值者可以按结构力学的方法计算内力。对于前者,我国CECS39:92《钢筋混凝土深梁设计规程》附有详细计算表,可供查用。

10.6.3 深受弯构件正截面应变 ϵ_x 分布在破坏阶段不符合平截面假定原则。当纵向受拉钢筋不变时,受压区的高度随 l_0/h 的减小而增大。破坏时,跨高比较小的受弯构件,纵向受

拉钢筋均能达到屈服极限,而受压区的应变 ϵ_c 常小于 ϵ_{cmax} ,所以深受弯构件只能根据平衡条件给出一个承载力计算公式,如本规范式(10.6.3-1),其内力臂与跨高比的大小有关,但不能象一般受弯构件那样直接求得。本规范取深受弯构件的相对受压区高度为 ξ_d ,它与一般受弯构件的 ξ 值的关系见本规范式(10.6.3-3)和式(10.6.3-4), ξ_d 值与 l_0/h 成线性关系。该两公式系根据 $l_0/h \leq 5$ 的147根简支梁和18根连续梁的受弯承载力的试验资料进行回归而得出的。

深受弯构件的受弯承载力计算公式中,不便像一般受弯构件那样采用有效高度 h_0 ,本规范规定采用截面计算高度 h_{db} ,其计算方法见本规范式(10.6.3-5)。根据该式计算: $l_0/h = 5$ 时, $h_{db} = h_0$;当 $l_0/h = 1$ 时, $h_{db} = h$;在 $1 < l_0/h < 5$ 范围内, h_{db} 呈线性变化。此处, h_0 的取值方法与纵向受拉钢筋集中配置的一般受弯构件相同。

本规范一般取 $l_0/h = 1$ 作为深受弯构件的受弯计算下限,当 $l_0/h \leq 1$ 时,各计算特征值均保持不变。

10.6.4 深梁和短梁的截面限制条件既与高宽比有关,也与跨高比有关。当 $l_0/h = 5$ 时, $V \leq \frac{1}{\gamma_d} (0.20 \sim 0.25) f_c b h_0$,与一般受弯构件相衔接;当 $l_0/h = 2$ 时, $V \leq \frac{1}{\gamma_d} (0.15 \sim 0.20) f_c b h$,以限制水平的和竖向的分布钢筋用量。

10.6.5 试验表明,在分布荷载作用下,无腹筋受弯构件受剪承载力随跨高比的减小而增大,在集中荷载作用下,无腹筋受弯构件受剪承载力随跨高比的减小而增大,所以对深受弯构件应考虑跨高比或剪跨比减小时对混凝土受剪承载力的提高作用。同时,试验资料说明在深受弯构件中实测水平腹筋(即水平分布钢筋)的应力随跨高比的增大而降低;竖向腹筋(即竖向分布钢筋)的应力则随跨高比的减小而降低。故在跨高比较小时,竖向腹筋的贡献可以不作计算,仅按构造配置;跨高比较大时,水平腹筋的贡献也可以不作计算,仅按构造配置。

深梁和短梁受剪承载力计算公式的建立原则是:

(1) 当 $l_0/h = 5$ 时,计算公式与一般受弯构件衔接,一般取 $V_c = 0.07 f_c b h_0$;当荷载形式以集中荷载为主时,取 $V_c = \frac{0.2}{\lambda + 1.5} f_c b h_0$ 。同时,竖向腹筋所承担的剪力, $V_{sv} = 1.25 f_{yv} \times \frac{A_{sv}}{s_h} h_0$,而水平腹筋所承担的剪力 $V_{sh} = 0$ 。

(2) 当 $l_0/h = 2$ 时,参照国内外规范和试验结果,取 $V_c = 0.12 f_c b h$, $V_{sh} = 0.5 f_{yh} \frac{A_{sh}}{s_v} h$, $V_{sv} = 0$ 。以 $l_0/h = 2$ 作为受剪承载力计算的下限,主要是因为 $l_0/h < 2$ 时受剪破坏形态为斜压破坏,不出现剪压破坏。

(3) 在 $2 < l_0/h < 5$ 时, V_c 、 V_{sv} 、 V_{sh} 呈线性变化。

按照上述基本原则建立受剪承载力计算式(10.6.5-1)~式(10.6.5-5),与收集到的176根梁的试验数据有良好的符合性。

10.6.6 承受分布荷载的实心厚板属于深受弯构件的范围。本规范对原规范 A_w 的计算表达式根据弯筋梁和板的试验结果作了改进,直接给出厚板的受剪承载力计算式(10.6.6-1)和式(10.6.6-2)。式中 V_c 为厚板的斜截面混凝土承担的剪力,与配腹筋的梁相同; V_{sb} 为弯起钢筋承担的剪力。 α_{sb} 为弯起钢筋受剪承载力系数,以考虑跨高比较小时弯起钢筋抗剪作用降低的影响,当 $l_0/h = 2.5$ 时, $\alpha_{sb} = 0.8$; $l_0/h = 5$ 时, $\alpha_{sb} = 1.0$; $2.5 < l_0/h < 5$ 时,

α_{sb} 呈线性变化。

本规范式 (10.6.6-2) 中限制 $V_{sb} \leq 0.08 f_c b h_{ds}$ 是参照原规范的规定, 使 V_{sb} 一般不大于 V_c 而得出的, 它相当于规定厚板的截面限制条件等于 $(0.15 \sim 0.20) f_c b h_{ds}$ 。

10.6.7 深梁在跨高比较小时, 其支座的支承面和集中荷载的加荷点都是高应力区, 易发生局部受压破坏, 故应进行局压承载力计算。必要时, 应配置间接钢筋, 以保证安全。

10.6.8 深受弯构件正截面应变 ϵ_x 分布不符合平截面假定原则, 它随跨高比的不同而变化。根据试验实测资料结合非线性有限元分析, 得出简支深受弯构件受拉区混凝土塑性影响系数计算式为:

$$\gamma = 1.15 + 0.08 \frac{l_0}{h} \quad (10.6.8)$$

此处, $l_0/h = 5$ 时, $\gamma = 1.55$, 与一般受弯构件矩形截面的塑性系数 γ_m 相同, 它大体相当于 $\gamma = (0.70 + 0.06 l_0/h) \gamma_m$ 。因此本条规定, 深受弯构件的正截面抗裂验算方法可采用一般受弯构件的计算方法, 按本规范式 (7.1.1-3) 和式 (7.1.1-4) 计算, 但 γ_m 需乘以与跨高比有关的修正系数 $(0.70 + 0.06 l_0/h)$ 。

10.6.9 深受弯构件在剪跨比小于 1 时, 斜裂缝有时首先出现, 而且初始裂缝的宽度较大, 延伸较长, 将影响构件的适用性和耐久性。所以对使用上要求不出现斜裂缝的深受弯构件, 宜进行斜裂缝抗裂的验算。经过试验资料的回归分析, 验算公式可表达为:

$$V \leq \frac{0.8}{\lambda + 0.5} f_{tk} b h \quad (10.6.9)$$

式 (10.6.9) 的适用范围为 $0.3 \leq \lambda \leq 1.1$ 。本规范参照国标 GBJ 10—89 规范的规定, 偏于安全地取 $\lambda = 1.1$, 得出条文公式 (10.6.9)。

10.6.10 深受弯构件的竖向最大裂缝宽度可参照本规范式 (7.2.2-1) 和式 (7.2.2-2) 进行计算。根据 34 根简支深受弯构件的试验资料确定其受力特征系数 $\alpha_1 = (0.4 l_0/h + 1)/3$ 。

10.6.11 深受弯构件的竖向刚度较大, 挠度较小, 一般都能满足本规范 4.3.4 的要求, 可不进行挠度验算。

10.6.12 在弹性阶段, 深梁跨中截面的拉应力较集中在底部的一小段高度范围内。按极限状态设计计算的纵向受拉钢筋宜均匀布置在下边缘以上 $0.2h$ 的范围内, 适当地考虑了深梁弹性阶段应力分布的特点, 同时, 也加大了纵向受拉钢筋的约束区。

10.6.13 在弹性阶段, 连续深梁和短梁的中间支座截面水平正应力 σ_x 的分布随 l_0/h 的不同而变化, 本规范考虑到这种受力特点, 采用简化的配筋方法, 按跨高比的不同而分为四种配筋方式 (见本规范条文的图 10.6.13), 并要求每个区段范围内的配筋率不小于水平分布钢筋的最小配筋率, 以限制中间支座处竖向裂缝的开展。对于 $l_0/h \leq 1$ 的连续深梁, 考虑弹性阶段最大拉应力区段移向中部的特点, 故在 $0.2h \sim 0.6h$ 高度范围内增配附加钢筋, 使该区段水平分布钢筋配筋率不小于 0.5%。

10.6.14 深梁纵向受拉钢筋伸入支座后的应力仍然很大, 若将末端采用竖向弯折锚固, 将在弯钩端形成竖向劈尖, 产生水平方向劈裂应力, 并与支座竖向压力形成的水平拉应力叠加, 引起梁端开裂, 对纵向受拉钢筋的锚固不利。故纵向受拉钢筋应沿水平方向弯折锚固,

锚固长度应满足本规范表 9.3.2 规定的数值再增加 $5d$ 。

10.6.15 纵向受拉钢筋的最小配筋率是参考国内外规范的规定,同时考虑承受温度、收缩应力等因素而确定的。

10.6.16 试验表明,当跨高比较小时,配置单片水平和竖向分布钢筋网的深梁可能发生侧向劈裂破坏,故至少要配置两片分布钢筋网。拉筋可以加强两片分布钢筋网之间的连接和防止侧向劈裂破坏,在支座高应力区更应加强外侧两片钢筋网之间的连接。

水平和竖向分布钢筋网在支座区域应适当加密,以承受该区的高复合应力,并限制斜裂缝的开展,同时使深梁发生剪切破坏时稍有延性。

10.6.17 试验表明,水平分布钢筋的应力随跨高比的增大而急剧减小,对简支梁,当 $l_0/h = 3.5$ 时已可忽略不计。因此,本条规定短梁也可不配置水平分布钢筋,而以垂直分布钢筋取代。

10.7 立柱独立牛腿

10.7.1 牛腿承受较大的竖向力和水平力,支承吊车梁时还间接受到动力作用,在使用阶段,一般要求不出现斜裂缝,因此其截面尺寸必须满足斜截面抗裂要求。本规范式 (10.7.1) 与 GBJ 10—89 规范公式相同,式中 F_{vs} 、 F_{hs} 明确为全部荷载标准值作用 (短期组合) 下的竖向力和水平力。

对于水电站厂房中的牛腿,裂缝控制系数 β 取定为 0.70,大致相当于原规范的抗裂安全系数 $K_f = 1.15$;其他不承受吊车轮压而仅承受静荷载的牛腿,抗裂要求可以降低,故可取 $\beta = 0.80$,相当于 $K_f = 1.0$ 。

对本规范式 (10.7.1) 中的截面有效高度 h_0 的取值作了必要的限制,以免在角度 α 增大时使 h_0 值过大。

本条第 (4) 项是参照 GBJ 10—89 规范而确定的,但竖向力 F_v 明确取为设计值,相应的局部受压应力的限值也由 GBJ 10—89 规范的 $0.75f_c$ 改为 $0.9f_c$ 。

10.7.2 本规范式 (10.7.2) 是根据内、外力对内力臂为 $0.85h_0$ 时的受压区合力点取矩,并作一定简化后给出的。本条还限定当 $a/h_0 < 0.3$ 时,取 $a/h_0 = 0.3$,以及对纵向受拉钢筋的最大配筋率作必要的限制,以此来对牛腿受剪承载力的控制。

10.7.3 牛腿设计中除满足本规范 10.7.1 和 10.7.2 外,还需设置水平箍筋,总结我国的设计经验和参照美国规范 ACI 318—83 的有关规定,对牛腿上部 $2h_0/3$ 范围内的水平箍筋用量作了规定。

剪跨比 a/h_0 较小时,在牛腿内设置弯起钢筋不能充分发挥作用,故规定 $a/h_0 \geq 0.3$ 时,才需设置弯起钢筋。

10.8 壁式连续牛腿

10.8.1 将连续牛腿的计算化作为一般牛腿计算时,关键是需求出连续牛腿在受竖向轮压时的轮压分布宽度 B_0 ,本规范将 B_0 定义为 $\sigma_{p\max}/\sigma_{s\max}$,其中 $\sigma_{p\max}$ 和 $\sigma_{s\max}$ 分别为在总轮压作用下牛腿按平面问题和按空间问题计算得到的最大拉应力。 $\sigma_{p\max}$ 和 $\sigma_{s\max}$ 可分别由二维和三维弹性有限元分析得出。平面问题计算时取单位宽度。

计算中还计及了钢轨下的轮压分布力 (按弹性地基梁分析)。

由此得出: $B_0 = 5.3 + a + 0.3k$ (m) (适用于每侧 8 个轮子),式中 k 为吊车的大车轮

距, 详细说明见水工混凝土结构设计规范论文专辑。

当大车轮距为 4.4m 时, $B_0 = 6.6 + a$

当大车轮距为 5.8m 时, $B_0 = 7.0 + a$

10.8.2~10.8.4 连续牛腿的配筋构造是参照独立牛腿及工程设计经验而规定的。

10.9 弧形闸门支座

10.9.1 试验结果表明, 弧门支座附近闸墩在两侧或一侧支座推力作用下, 支座与闸墩交接处出现垂直于推力方向的裂缝并沿闸墩厚度方向发展, 构成闸墩沿垂直于推力方向的局部轴心受拉或偏心受拉应力状态, 其抗裂能力与混凝土抗拉强度、支座在闸墩中的相对位置、支座宽度、闸墩厚度以及不同推力作用下的应力状态等因素有关。因此, 在计算公式中, 考虑了上述因素的影响。关于支座有效折算分布宽度, 双侧门推力作用时取为 $1.7b$ (b 为弧门支座宽度), 单侧门推力作用时取为 $3b$ 。本规范式 (10.9.1-1)、式 (10.9.1-2) 的推力是指全部荷载组合时的推力, 混凝土拉应力限制系数 α_{ct} 按 0.85 采用。

10.9.2 闸墩局部受拉承载力计算公式是根据闸墩局部拉脱破坏得出的, 闸墩局部拉脱破坏是指通过局部受拉破坏裂缝的钢筋达到屈服强度。闸墩局部受拉破坏的位置可能是: 沿支座支承面与闸墩交接面形成临界垂直裂缝, 或是沿支座高度约 $1/2$ 处与闸墩交接面形成八字形临界裂缝。同时根据闸墩实测与理论分析的应力分布和临界裂缝可能发生的位置, 明确了通过临界裂缝的局部受拉钢筋的有效分布范围与相应的延伸长度与锚固要求。

10.9.3 由于弧门支座是闸墩结构中的关键部位, 在使用阶段要求不出现斜裂缝, 本条是以斜截面抗裂验算来控制支座截面尺寸, 式中的 0.7 系数即为裂缝控制系数。根据实际工程的调查资料, 弧门支座的剪跨比较小, 其平均值约为 0.22。因此, 在计算公式中没有直接反映剪跨比这一参数的影响。

10.9.4 根据悬吊拉杆拱受力模型, 由平衡条件可以得到本规范式 (10.9.4)。但本条没有给出悬吊拉杆拱的承载力计算公式, 因为考虑到当支座截面尺寸满足本规范式 (10.9.3) 要求后, 支座斜面截面 (拱) 承载力自然也能满足。

10.9.5 由于弧门支座的剪跨比较小, 在支座处设置弯起钢筋不能充分发挥作用, 故不考虑放置弯起钢筋。考虑到提升闸门时, 对支座会产生一定的扭矩, 因此对于大推力的弧门支座宜在垂直水平箍筋方向设置适当的垂直箍筋。

11 温度作用设计原则

11.1 一般规定

11.1.1 混凝土结构必须进行温度作用计算的范围仅限定为条文中所列的三种。

次要的结构如一般重力式挡土墙等, 只要遵守伸缩缝间距的规定, 就可以不进行温度作用计算。

研究分析表明, 温度作用对超静定钢筋混凝土结构的裂缝宽度有显著的影响。但与结构最终承载力基本无关。因为裂缝开展较宽时, 构件的变形就能满足温度胀缩的要求, 温度应力也就基本上松弛消失。对超静定钢筋混凝土结构适当增配温度钢筋的目的主要是为了控制裂缝宽度。因此对于超静定钢筋混凝土结构, 当其裂缝宽度的控制要求并不严格时, 也可不

进行温度作用计算。

具体的水工建筑物是否需要温度作用计算，可遵照有关建筑物的专门设计规范的规定。

应注意，本章所列的条文不适用于混凝土坝及碾压混凝土结构，坝体的温度控制及计算应遵照坝工设计规范的规定。

11.1.4 我国大型工程均有自己的混凝土热学特性试验，对于一般工程设计或大型工程的可行性研究（初步设计）时，混凝土热学特性指标可采用本规范附录 G 建议的方法估算，其来源见附录 G 的条文说明。

混凝土的热学特性与混凝土弹性模量一样，均取其试验值的均值为其代表值。

11.1.5 国内对混凝土湿度（干缩变形）研究还很少，对于水工大体积结构，湿度变形只影响浅层表面，可不予考虑。对于重要结构，参照日本规范，把干缩变形折算为 10~15℃ 温降。这是相当粗略的，因为温度与湿度的传递速度不同步，但较为实用方便。如能采取有效措施，使混凝土不致因干缩而产生干缩裂缝，则可不考虑湿度作用。

11.2 大体积混凝土在温度作用下的裂缝控制

11.2.1 温度场的计算方法不属本规范的内容，所以只列出其一般计算原则。

裂缝控制验算属于正常使用极限状态的验算，故温度作用值应取其标准值。

11.2.2 计算温度应力的具体方法，也不属于本规范的范畴，所以也只列出其一般计算原则。

原规范第 27 条规定：“当计算由混凝土结构的温度和湿度变化所引起的应力时（意思是按弹性体计算得到的弹性温度应力），可考虑混凝土的徐变作用而予以降低。作为估算，施工期的上述应力可降低 50%；运用期……可降低 35%。”这一规定中的应力松弛系数 $K_r = 0.5$ 或 0.65 ，来源于前苏联的老规范，较为粗略。

因此，本条文规定，对于大型工程，应力松弛系数宜通过试验确定。但由于应力松弛试验比较复杂，一般可只做徐变试验，然后根据徐变度用理论公式推求松弛系数。对于未做徐变试验的工程，则可用附录 G 办法计算 K_r （已制成表格可直接查用）， K_r 数值按持荷时间及龄期的不同在 0.830~0.211 之间变化。这比较精确，也比较实用，其来源见附录 G 的条文说明。

11.2.3 本条的抗裂验算式（11.2.3-1）类同于前苏联 CH_{II}2.06.08-87 规范的抗裂公式 $\sigma(t) \leq \gamma_{cm} \gamma_h \epsilon_{lim} \psi(t) E_b(t)$ 。

该式中的 $\epsilon_{lim} \psi(t)$ 及 $E_b(t)$ 即本条公式中的 $\epsilon_c(t)$ 及 $E_c(t)$ 。该式中还包括工作条件系数 γ_{cm} ，它的含义可反映在本规范的设计状况系数 ψ 及结构系数 γ_d 中，按本规范正常使用极限状态验算的规定， ψ 及 γ_d 均可取为 1.0。前苏联公式中还包括了一个考虑截面应变梯度对混凝土受弯时抗拉强度的影响系数 γ_h （即我国规范中的截面抵抗矩塑性系数 γ_m ），考虑到大体积混凝土结构受拉区验算点应变梯度很小，为安全计，取 γ_h 等于 1.0。由此，即可得出本规范式（11.2.3-1）。

（1）混凝土弹性模量 $E_c(t)$

国内外对任意时刻 t 时的混凝土弹性模量 $E_c(t)$ 的计算公式不下数十个，不少公式与试验结果的吻合程度均相当好。但有的需要预先知道时刻 t 时的混凝土抗压强度 $f_c(t)$ （如瑞典公式、美国 ACI-209 公式等）；有的需要预先知道混凝土塌落度及最大骨料粒径，必须列

出这些因素对 $E_c(t)$ 计算的影响系数表格,使用起来不够方便(如前苏联 $CH_{II}2.06.08-87$ 规范公式);有的公式还考虑了温度对 $E_c(t)$ 的影响,计算就更复杂(如 CEB/FIP 公式);有的公式则与我国大体积混凝土的试验值有较大差异(如前苏联 $CH_{II}56-77$ 规范公式、阿鲁久扬公式等)。

经与我国 9 座大坝的大体积混凝土的 $E_c(t)$ 试验资料相比,发现 E_c-t 的关系以采用对数曲线(成都勘测设计院公式)、指数曲线(唐崇钊公式)及复指数曲线(朱伯芳公式)为最理想。本条文就采用了如下的复指数表达形式:

$$E_c(t) = \alpha [1 - \exp(-\gamma t^\beta)] E_{c(28)}$$

采用该式计算时,无需其他资料,比较方便。式中 $E_{c(28)}$ 即混凝土在 28d 龄期时的初始弹性模量。在计算大体积混凝土结构的温度应力时, $E_{c(28)}$ 宜由专门试验确定。当无专门试验时,也可采用本规范表 3.1.7 所列数值。根据国内 20 多个水工建筑物的 36 组 $E_c(t)$ 值的试验资料,经优化拟合,得出上式中的计算系数 α 、 β 及 γ ,见本规范式 (11.2.3-3)。

(2) 混凝土容许拉应变 $\epsilon_t(t)$

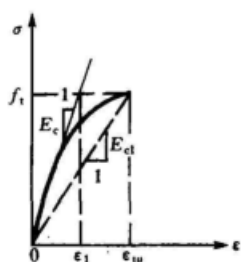


图 11.2.3-1 混凝土拉伸变形计算值 ϵ_t

在此,混凝土容许拉应变 $\epsilon_t(t)$ 并不是混凝土的极限拉伸值 $\epsilon_{tu}(t)$ 。这是因为如将式中的 $\epsilon_t(t)$ 取为极限拉伸值 ϵ_{tu} ,则相应的 $E_c(t)$ 应该为割线弹性模量 E_{ct} ,而不是初始弹性模量 E_c 。现公式中明确地采用了初始弹模 E_c ,则式中的混凝土拉伸变形不应为极限值 ϵ_{tu} 而应为一小于 ϵ_{tu} 的计算值 ϵ_t (见下面的图 11.2.3-1)。特别在目前有些试验机能自动采用等应变加载方式时,所得出的混凝土拉伸 $\sigma-\epsilon$ 曲线,有很大的下降段,所测得的 ϵ_{tu} 将远大于 ϵ_t 。

ϵ_t 无法由 ϵ_{tu} 推求,我国也没有 ϵ_t 的试验资料,因此只能利用 $\epsilon_t(t)E_c(t) = f_t(t)$ 的原则,由不同龄期时的混凝土抗压强度 $f_{cu}(t)$

推算出混凝土抗拉强度 $f_t(t)$,然后反求出 $\epsilon_t(t) = \frac{f_t(t)}{E_c(t)}$ 。这就得出本规范条文中 $\epsilon_t(t)$ 的计算式 (11.2.3-2)。

目前缺乏对温度场及温度应力场的实测资料的统计分析,由可靠度理论推算温度作用下的结构系数 γ_d 尚不成熟,因此本条文中混凝土计算拉伸值的取值还包含了必要的可靠度在内,其实质为容许拉伸值。

参考前苏联 87 规范将 $\epsilon_{t(28)}$ 取为一偏低值,即本规范的表 11.2.3 中所列数值。

由此计算出的 $\epsilon_t(t)E_c(t)$ 与前苏联 87 规范的 $\epsilon_{lim}\psi(t)E_c(t)$ 的上限值相当接近,如下面的图 11.2.3-2。我国 SDJ21—78《混凝土重力坝设计规范》规定坝体温度应力必须满足条件: $\sigma \leq \epsilon E_h / K_f$,对 200 号混凝土, $\epsilon = 0.85 \times 10^{-4}$, $E_h = 2.3 \times 10^5$,安全系数 K_f 规定取为 1.3~1.8。由于 ϵ 、 E_h 均与时间 t 无关,故无法与本条文中的 $\epsilon_t(t)$ 、 $E_c(t)$ 对比。当 t 为 28d 时,本条文的取值正处在 SDJ21—78 中 $K_f = 1.3$ 及 $K_f = 1.8$ 二直线的中间,见下面的图 11.2.3-2。

本条文中 $\epsilon_t(t)$ 及 $E_c(t)$ 只适用于一般混

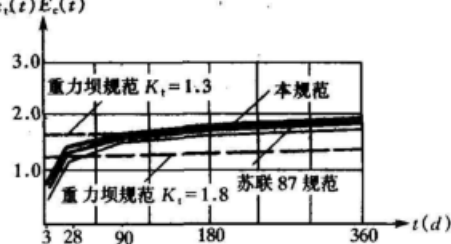


图 11.2.3-2 C20 混凝土的 $\epsilon_t(t)E_c(t)$ 值的对比曲线

土，不适用于掺粉煤灰的混凝土。

11.2.4 大体积混凝土内配置温度钢筋，不能提高抗裂性，只能控制其裂缝开展宽度。

目前，可行的方法是采用钢筋混凝土有限元分析方法计算出具体结构在确定配筋量时的裂缝宽度。对于常用结构的温度配筋的一般原则，由于需进行大量非线性大型程序计算，目前尚无法实现，因此只能由总结工程经验得出。条文中的几点建议是根据我国工程经验并参照美国陆军工程师团的配筋构造指示书的规定确定的。

11.3 考虑温度作用的钢筋混凝土框架计算

11.3.1 水工建筑物中常用的框架结构，在运用期间的内外温差不会很大，因此在一般情况下的内外温差可不考虑。

当水工建筑物专门设计规范对温度计算有规定时，应遵照专门规范的规定。

11.3.3 关于钢筋混凝土超静定结构考虑温度作用时的设计，目前工程界有如下几种方法：

(1) 认为混凝土一旦开裂，温度应力就自行松弛，无需另配温度钢筋；

(2) 对温度应力不作计算，完全按经验适当增配温度钢筋；或者在配筋计算时，适当提高安全系数或降低钢筋强度设计值；

(3) 将温度作用与其他荷载按常规组合，即不考虑混凝土开裂对温度效应的影响，并按一般方法配筋；

(4) 进行温度计算，并适当降低构件的刚度，如取为全截面刚度的 0.2~0.4 倍以顾及构件开裂后刚度下降的影响；

(5) 考虑结构开裂，按非线性分析程序，经逐步迭代，求得外荷载与温度作用共同作用下的最终内力。

上述诸方法中，第(1)种方法根本不考虑温度的影响，就有可能使得裂缝过宽；第(2)种方法缺乏合理的和具体的计算准则；第(3)种方法把温度作用与其他外荷载同等处理，是不合理的，因为一旦构件开裂，温度作用的效应会显著下降（应力自动松弛），因此这种方法会导致配筋量过多；第(4)种方法考虑了开裂后刚度降低的影响，但对刚度的估计较为粗略；第(5)种方法比较精确，国外核电站厂房是按此法计算，但需编制非线性程序，经反复迭代计算。

钢筋混凝土框架一类结构在计及温度作用时，必须考虑各杆件因开裂而使实际刚度下降引起的影响，否则，将使温度应力估计过高。为此，本规范首先规定采用能考虑各杆件因开裂而使刚度分段变化的非线性框架分析方法加以计算。此类框架矩阵分析程序目前已较成熟，其计算结果经与国外试验成果及计算相比，吻合性良好。

当缺乏此类计算程序时，也允许采用其他降低构件刚度的近似分析方法，但刚度降低的部位及降低的幅度应经过论证。

经对承受温度作用的框架的大量计算分析，得到如下认识：

(1) 外荷载与温度作用的加载次序先后，对框架的最终效应没有影响；

(2) 温度作用对静定结构不产生内力，但在截面上会发生自成平衡的应力，且产生较大的位移；

(3) 温度作用并不是对超静定结构的所有构件和所有截面均发生不利的影响；

(4) 温度作用并不影响超静定结构的极限承载能力，但对裂缝开展宽度甚有影响；

(5) 增加配筋量，加大了构件刚度，从而也使温度内力稍有增加，但增加配筋量可有效

地控制裂缝宽度。

12 钢筋混凝土构件抗震设计

12.1 一般规定

12.1.1 结构抗震设计时,有关结构整体的抗震规划、场地土的选择以及地震作用的计算等均应根据《水工建筑物抗震设计规范》的有关规定进行。本章仅对钢筋混凝土框架梁、框架柱、排架柱等构件的抗震承载力计算以及为满足延性要求的配筋构造作出规定。

12.1.2 国标 GBJ 11—89《建筑抗震设计规范》及 GBJ 10—89《混凝土结构设计规范》对钢筋混凝土结构分四个抗震等级,提出了不同的抗震设防要求。《水工建筑物抗震设计规范》则是根据建筑物等级和相应的地震烈度评价方法划分抗震设防等级的。对于钢筋混凝土构件,并不再分抗震等级。为简便计,本条就按建筑物的设计烈度(9、8、7、6度)分别对钢筋混凝土构件提出不同的抗震设防要求。

鉴于近数十年来,有些基本烈度为6度的地震区发生了较大的地震,因此,6度地震区的水工建筑物也必须考虑抗震构造要求及抗震措施。

12.1.3 抗震承载力设计表达式是根据《水工统标》和《水工建筑物抗震设计规范》给出的。式中设计状况系数 ψ ,在地震作用偶然状况时可取为0.85。

地震作用惯性力代表值 E_k 由《水工建筑物抗震设计规范》给出。地震作用分项系数 γ_E 按《水工统标》取为1.0。应注意的是《水工建筑物抗震设计规范》是以设计烈度的地震影响系数 k_1 计算地震惯性力的,一般情况下,设计烈度就是本地区的基本烈度(中震)。而 GBJ 11—89《建筑抗震设计规范》是以本地区的众值烈度(小震)的地震影响系数 k_2 计算地震惯性力的,二者的地震作用惯性力相差约3倍,例如7度地区, $\frac{k_2}{k_1} = \frac{0.08}{0.23} \approx \frac{1}{3}$ 。《水工建筑物抗震设计规范》规定在按动力法计算地震作用效应时,按弹性体系考虑的地震作用的效应可乘以地震作用效应折减系数 ξ , ξ 可取为0.35;在按拟静力法计算地震作用时,计算公式为 $F_i = a_h \xi G_{Ei} \alpha_i / g$,式中含有一个地震作用效应折减系数 ξ , ξ 一般为0.25,是用来考虑用设计地震系数代表值进行拟静力计算与实际宏观震害的差异,而对计算的结构反应进行折减的系数。而在 GBJ 11—89《建筑抗震设计规范》中是没有这一 ξ 值的,三者不能混淆。

式中 γ_d 为抗震设计时钢筋混凝土结构的结构系数,经与原规范的特殊组合安全系数校核, γ_d 仍可取为1.20,与静力计算时的结构系数一致。

12.1.5~12.1.7 钢筋级别对结构构件延性有较大影响。I、II、III级钢筋的塑性性能较好,因此,规定对于框架及铰接排架一类结构,梁、柱的纵向受力钢筋宜选用II、III级钢筋;箍筋宜选用I、II级钢筋或LL550级冷轧带肋钢筋。

按8度、9度设防时,要求纵向受力钢筋的强屈比大于1.25,其目的是使结构某部位出现塑性铰以后有足够的转动能力;同时,钢筋屈服强度实测值与钢筋强度标准值的比值不应过大,不然,就难于保证强柱弱梁、强剪弱弯的实现。

抗震设计中,希望框架的塑性铰发生在梁内,以免形成柱铰型的破坏机构。因此在施工时不宜任意地用强度等级较高的钢筋去替代原设计的钢筋品种,以避免原定在梁内发生的塑

性较不适当地转移到柱内。如必须改用其他品种的钢筋,则应按钢筋的受拉承载力相等的原则,换算不同的钢筋截面积。

为保证反复荷载下钢筋与混凝土的黏结强度,根据国内外规范,对8度、9度设防的构件,抗震时的锚固长度应适当加长。

试验表明,在反复荷载作用下,预埋件锚筋的受剪承载力平均降低20%左右,因此,考虑地震作用时的预埋件锚筋截面面积应比静力计算增加25%。并要求在靠近锚板的锚筋根部设置一根直径不小于10mm的封闭箍筋,以约束混凝土,提高受剪承载力。

12.2 框 架 梁

12.2.1 试验资料表明,低周反复荷载作用不致降低框架梁的受弯承载力,其正截面受弯承载力可按本规范第6章公式计算。

设计框架梁时,限制混凝土受压区高度的目的是控制塑性铰区纵向受拉钢筋的配筋率不要过大,以保证框架梁有足够的延性。根据国内的试验和参考国外经验,确定了混凝土受压区高度限值。

在确定混凝土受压区高度时,可把截面内的部分受压钢筋计算在内,一般取实配受压钢筋的60%,且不大于截面受拉钢筋的30%。

12.2.2 设计中应力求做到在地震作用下的框架呈梁铰型延性机构。为减少梁端塑性铰区发生脆性剪切破坏的可能性,对框架梁提出了梁端的斜截面受剪承载力应高于正截面受弯承载力的要求,即“强剪弱弯”的设计概念。

在GBJ 10—89规范中,为体现“强剪弱弯”的要求,确定一、二级抗震等级的剪力设计值 V_b 时,考虑了弯矩的增大,对一级抗震等级,还考虑了梁端纵向受拉钢筋有超配的情况,要求梁左、右端取用受弯实际承载力值 M_{bu} 。

所以GBJ 10—89规范规定:

$$\text{一级抗震等级} \quad V_b = \frac{1.05(M_{bu}^l + M_{bu}^r)}{l_n} + V_{bG} \quad (12.2.2-1)$$

$$\text{二级抗震等级} \quad V_b = \frac{1.05(M_b^l + M_b^r)}{l_n} + V_{bG} \quad (12.2.2-2)$$

上式中 M_{bu} 按实际配筋截面面积 A_s^a 及抗拉强度标准值 f_{yk} 计算。现为简化计算,取 $A_s^a = 1.05A_s$, $f_{yk} = 1.08f_y$,故有:

$$M_{bu} = f_{yk}A_s^a(h_0 - a') = 1.08 \times 1.05f_yA_s(h_0 - a') = 1.13M_b \quad (12.2.2-3)$$

代入本条条文说明的式(12.2.2-1),得

$$V_b = \frac{1.19(M_b^l + M_b^r)}{l_n} + V_{bG} \quad (12.2.2-4)$$

因此本条采用 V_b 的计算式为

$$V_b = \frac{\eta(M_b^l + M_b^r)}{l_n} + V_{bG} \quad (12.2.2-5)$$

对9度设防, $\eta = 1.20$; 对8度设防, $\eta = 1.05$, 对6度、7度设防, $\eta = 1.0$ 。

12.2.3 钢筋混凝土连续梁和悬臂梁受剪承载力试验表明,反复加载使梁端发生交叉斜裂缝,受剪承载力降低。因此,本规范规定承受地震作用的框架梁的斜截面受剪承载力,应按静载的承载力乘以降低系数 0.8 确定。

框架梁受剪时的截面控制条件,是在静力受剪要求的基础上,考虑反复荷载作用的不利影响而确定的。

12.2.4 抗震时的框架梁纵向受拉钢筋最小配筋率是参照 GBJ 10—89 规范及国外经验规定的。

贯通梁全长需配置一定数量的钢筋是考虑在地震作用和垂直荷载组合下框架梁反弯点位置的可能变化。

梁端箍筋加密区域内,为了有利于梁端塑性铰区的延性要求,纵向受压钢筋和受拉钢筋的面积比 A'_s/A_s 要符合一定的比例, A'_s/A_s 的具体限值是参照 GBJ 10—89 规范确定的。

12.2.5 框架梁的纵向钢筋在节点范围内的锚固要求,是以本规范 10.2.3 和 12.1.6 为依据而作出的具体规定。

12.2.6 GBJ 10—89 规范对承受地震作用为主的框架梁,沿梁全长的箍筋配筋率,规定为 $0.035 \frac{f_c}{f_{yv}}$ 、 $0.030 \frac{f_c}{f_{yv}}$ 及 $0.025 \frac{f_c}{f_{yv}}$ 等值,本规范认为最小配筋率不宜随 f_c 的增加而增大,故取混凝土强度等级为 C25 的 f_c 代入,得出条文中的一组数值。这一组箍筋配筋率数值仅限于承受地震作用为主的框架梁。

梁端箍筋加密区的配筋要求是参照 GBJ 10—89 规范给出的。其目的是保证框架梁的塑性铰区有足够的受剪承载力,同时加强箍筋对混凝土的约束,以保证框架梁的梁铰机构的实现。

12.3 框 架 柱

12.3.1 考虑地震作用的框架柱,其正截面承载力计算方法与不考虑地震作用的框架柱相同。

12.3.2 框架柱的延性通常比梁的延性小,一旦形成塑性铰,就会产生巨大的层间侧移,因此设计中,对 8 度及 9 度设防的框架柱,给出了“强柱弱梁”的设计要求,人为地加大柱的上、下端弯矩设计值。

12.3.3 为避免或推迟框架结构的底层柱根部出现塑性铰,本条规定应提高其弯矩设计值,以加强柱根的承载力,减少柱根破坏程度。

12.3.4 框架柱的设计除应满足“强柱弱梁”的要求以外,还应满足“强剪弱弯”的要求。因此,在确定框架柱的剪力设计值时,与框架梁一样应考虑柱端弯矩的增大。即对 8 度设防, $V_c = 1.1 \left(\frac{M_c^t + M_c^b}{H_n} \right)$, 对 9 度设防, $V_c = 1.25 \left(\frac{M_c^t + M_c^b}{H_n} \right)$, 在此, M_c^t 、 M_c^b 为框架柱的顶、底端截面的弯矩,应按本规范 12.3.2 的规定取值, H_n 为层间柱净高。在 GBJ10—89 规范中,对一级抗震等级的剪力设计值,计算相当复杂,本条文在其基础上作了简化,以方便设计。

12.3.5 偏心受压柱试验表明,反复加载时的受剪承载力比一次加载的要降低 10%~30%。故对承受地震作用的框架柱的受剪承载力值,应按静载作用下的受剪承载力乘以系数 0.8 确定。

柱出现拉力时,斜截面受剪承载力按偏心受拉构件的静力受剪承载力乘以系数 0.8 确定。

12.3.6 试验表明,受压构件的位移延性将随轴压比增大而减小。因此规定了框架柱的轴压比限值。

12.3.7 框架柱纵向钢筋最小配筋率的规定,是参照 GBJ10—89 及国外规范的规定给出的。

12.3.8 为提高柱端塑性铰区的延性,防止纵向钢筋压屈,对柱上、下端加密区箍筋的最大间距、最小直径及箍筋最小体积配筋率作了规定。

12.3.9 框架节点只在 9 度设防地区才会严重破坏,一般配箍后可满足抗震要求。因此不再列入节点的受剪承载力计算公式,必要时可参照 GBJ 10—89 规范的规定进行计算。

12.3.10 框架顶层端节点中梁柱钢筋的搭接方式是根据我国混凝土结构合理配筋构造专题研究的结论规定的。

12.4 铰接排架柱

12.4.1 震害表明,单层厂房屋架与柱连接的柱顶处较易损坏,阶形柱的震害往往发生在上柱根部和柱与吊车梁上翼缘连接部位。为避免排架柱在上述区段内产生剪切破坏并使排架柱在形成塑性铰后有足够的延性,在这些区段内的箍筋应加密。按此构造配箍后,铰接排架柱可不进行受剪承载力计算。

对排架柱连接有工作平台等特殊情况,剪跨比较小的铰接排架柱,斜截面受剪承载力可能起控制作用,此时,可按本规范 12.3.5 规定进行计算。

12.4.2 震害表明,排架柱头损坏最多的是侧向变形受限制的柱,如靠近副厂房的柱或有横隔墙的柱。由于该柱的侧移刚度大于相邻各柱,该柱实际上承受了比相邻各柱大得多的水平地震剪力,使柱顶产生剪切破坏。试验表明:柱顶预埋钢板的大小和其在柱顶的位置对柱头的水平承载力较敏感,当预埋钢板长度与柱截面高度相等时,其水平受剪承载力大约是柱顶钢垫板为柱截面高度一半时的 1.65 倍,故在条文中规定了柱顶预埋钢板长度和直锚筋的要求。试验还表明,沿水平剪力方向的轴向力偏心距对受剪承载力亦有影响,要求不得大于 $h/4$ 。当 $h/6 \leq e_0 \leq h/4$ 时,一般要求柱头配置四肢箍,并按不同设计烈度,规定不同的体积配箍率,以满足受剪要求。

12.5 桥跨结构

12.5.1 水工建筑物中跨度不大的桥跨结构可只验算其支承结构承受水平地震的承载力及稳定性。水平地震系数可按《水工建筑物抗震设计规范》的规定计算,对于拱式渡槽,拱平面及出拱平面的水平地震效应可参考 JTJ 004—89《公路工程抗震设计规范》中的方法进行。

12.5.2 对于公路桥梁,可只采取一定抗震措施而不进行抗震验算的范围是根据我国公路桥梁工程的实践经验规定的。对于渠系建筑中的小型渡槽,也可参照本条规定处理。但对过流量很大的大、中型渡槽则必须进行专门的抗震设计。

12.5.3 为防止桥梁中简支梁在地震时发生落梁,应采用挡块、螺栓连接和钢夹板连接等,同时,简支梁应伸入墩台一定距离,具体数值是参照港口工程和公路桥梁工程的经验确定的。

12.5.7 桥跨结构的竖向支承结构可分为框架结构和墩式结构两大类。对于框架结构,其抗震要求同本章第 12.2 节和第 12.3 节;对于墩式结构,按其平面尺寸又可分为柱式墩与墩

墙二类,其抗震构造要求不完全相同,现按《美国公路桥梁抗震设计准则(1981.10)》规定,以柱净高与其平面最大尺寸之比不小于2.5时,作为柱式墩考虑;小于2.5时作为墩墙考虑。

附录 C 截面抵抗矩的塑性系数 γ_m 值

截面抵抗矩塑性系数计算的基本假定和计算方法与原规范相同,本规范以此为依据通过计算分析补充了U型壳槽的塑性系数,并调整了高度修正系数的计算方法。

(1) U型壳槽截面塑性系数,原规范没有作出规定。本规范根据对U型壳槽常用截面的调查结果,推导了壳槽常用截面型式的几何参数公式。根据不同受力特征和截面尺寸特性组合成六千多个U型截面,用计算机进行了计算。计算结果表明,不管是截面上部位于受拉区,还是下部位于受拉区, $\gamma_m = 1.35 \sim 1.42$ 。当壳槽底部无加厚区时,平均为1.40;底部有加厚区时,平均为1.35。本规范取较小值 $\gamma_m = 1.35$,不再区分截面受拉区在上部或下部,底部有无加厚区等所产生的不同。

(2) 塑性系数的高度修正系数,原规范按 $(1.1 - 0.1h)$ 计算,修正系数随截面高度增加呈线性关系递减,最小值为0.8。根据试验资料和国内外规范的规定表明,修正系数与截面高度的关系更接近于反比双曲线的关系。因此将修正系数修改为按 $\left(0.7 + \frac{300}{h}\right)$ 计算, h 以 mm 计,当 $h > 3000\text{mm}$ 时,取 $h = 3000\text{mm}$,修正系数值在0.8~1.1之间变化。

附录 D 钢筋混凝土双向受弯构件正截面 受弯承载力近似计算方法

本规范附录D保留了原规范附录六的内容,对矩形截面,增加了 $x \leq \xi_b h_0$ 的限制条件。鉴于纵向受拉钢筋为集中配置,在具体配筋时,应使受拉钢筋远离受压区,力求获得较大的内力臂,以保证钢筋达到其抗拉强度设计值。

附录 E 钢筋混凝土矩形截面小偏心 受压构件配筋计算的简化方法

E.1 非对称配筋

对小偏心受压构件,按正截面承载力作配筋计算时,需求解的未知数有4个:钢筋截面面积 A_s 、 A'_s 、钢筋应力 σ_s 和截面混凝土受压区高度 x ,但只有两个极限状态式(6.3.2-1)、式(6.3.2-2)和一个应力计算式(6.1.4-1),无法求得唯一解。考虑经济条件后其计算过程也很复杂,需解三次方程。为方便设计,本规范进行了简化:

(1) 根据分析,远离轴向力一侧的纵向受力钢筋截面面积 A_s 完全可以采用最小配筋率 $\rho_{\min}$ 计算:

$$A_s = \rho_{\min} b h_0 \quad (\text{E1})$$

(2) 远离轴向力一侧的纵向受力钢筋的应力 σ_s ，采用我国偏心受压专题研究提供的较为简单的公式：

$$\sigma_s = 929 - 1092\xi \quad (\text{N/mm}^2) \quad (\text{E2})$$

(3) 将 A_s 、 σ_s 值代入，并对受压较大边的纵向钢筋 A'_s 的重心取矩，得 ξ 的二次方程， ξ 与轴向力、偏心距、最小配筋率、截面尺寸和保护层厚度有关，计算式仍嫌冗长。为了方便，本规范给出了简化计算曲线，便于查用。

E.2 对称配筋

对称配筋时 $A_s = A'_s$ ，四个未知数中减少了一个未知数，用三个方程可以求解，为简化计算，本规范给出了简化式 (6.3.3-2)，但仍然是一个繁分式，故本规范另给出了简化计算曲线，便于查用。

本规范简化曲线的计算参数为 $\nu_1 = \frac{\gamma_d N e}{f_c b h_0^2}$ 、 $\nu_2 = \frac{\gamma_d N}{f_c b h_0}$ ，保护层厚度近似取 $a'_s = 0.07 h_0$ ，求解后得 $\xi = f(\nu_1, \nu_2, f_y)$ 的关系式， ν_1 与 ν_2 呈线性关系，对每一个 ξ ，都有一条相应的直线，查用时较为方便。

根据误差分析，上述近似方法的误差均不超过 5%。

附录 F 对称配筋矩形截面双向偏心受压 构件正截面承载力近似计算方法

对称配筋矩形截面双向偏心受压构件正截面承载力的近似计算方法，是将等间距布置的腹部钢筋折算成上下或左右两边的钢筋，将双向偏心受压构件的计算分解为两个等效的单向偏心受压构件计算，并由此直接求出纵向钢筋的截面面积。

为简化计算，在计算 ζ_x 、 ζ_y 时未引入钢筋的层数。

对双向偏心受压构件的截面配筋形式，当采用不等直径钢筋时，粗钢筋应设置在四角；每边钢筋可采用等间距布置，也可将靠近截面四角边缘的间距减小些，以增大正截面承载力的实际内力臂。

附录 G 混凝土的热学指标与应力 松 弛 系 数

G.0.1 混凝土导热系数 λ 和比热 c ，可由混凝土组成成分的导热系数 λ_i 和比热 c_i 按本规范公式 (G1)、(G2) 计算。公式来源于《水工设计手册》和 SDJ21—78《混凝土重力坝设计规范》。本规范表 G1 的 λ_i 和 c_i 也取自上述资料，仅把单位改为 $\text{kJ}/(\text{m} \cdot \text{h} \cdot ^\circ\text{C})$ 及 $\text{kJ}/(\text{kg} \cdot ^\circ\text{C})$ 。原表的 λ_i 和 c_i 还与温度高低有关，但其数值变化不大，为简化计，仅取其一般温度下的数值。

G.0.2 混凝土的质量密度 ρ 根据国内大型工程的实测资料统计得出为 $2450 \text{kg}/\text{m}^3$ ，但中小

型工程的质量密度一般都小于上述数值,且为了与本规范 3.1.6 统一,也可取 $\rho = 2400 \text{ kg/m}^3$ 。

G.0.3 初步估算时,混凝土热学特性也可按本规范附录 G 的表 G2 取值。表中数值是国内若干大型工程的试验值的平均值。

混凝土的线热胀系数 α_c , 原规范取为定值 $10 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$, 现统计了国内 20 多个水利水电工程的 α_c 值试验资料, 其平均值为 $8.5 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$, α_c 值与骨料种类有关, 相差较大, 因此建议按骨料种类分别取值。依据石英岩、砂岩、花岗岩、玄武岩、石灰岩骨料本身的线热胀系数依次减少的规律, 建议了不同骨料的混凝土的 α_c 值如本规范附录 G 的表 G2。

混凝土与空气接触时, 其表面放热系数 β 与风速 v 有关。一般情况 $v = 2 \sim 5 \text{ m/s}$, 所以 $\beta = 50 \sim 90 \text{ kJ}/(\text{m}^2 \cdot \text{h} \cdot ^\circ\text{C})$; 散热至宽缝及竖井时, $v = 0 \sim 2 \text{ m/s}$, $\beta = 25 \sim 50 \text{ kJ}/(\text{m}^2 \cdot \text{h} \cdot ^\circ\text{C})$; 散至流水 (混凝土与流水接触) β 可取为无穷大。

G.0.4 当混凝土表面有模板或保温层时, 可用等效放热系数 β_{eq} 来计算, 本规范附录 G 的公式 (G4) 及表 G3 中的 β 及 λ_i 数值均取自《水工设计手册》的混凝土坝篇。

G.0.5 水泥水化热 Q_t 的估算方法有: ① Verbeck 与 Foster 公式; ② 瑞典公式; ③ 美国垦务局公式; ④ 蔡正咏公式; ⑤ 朱伯芳的改进指数函数公式等多种。其中①、②两种公式考虑了水泥矿物组成成份 C_3S 、 C_2S 、 C_3A 、 C_4AF 等各自含量对水化热的影响, 是一种物理意义较为明确的表达式, 但缺少粉煤灰等其他成份的相应系数, 用它们来预报我国的大坝水泥 (二滩、沙溪口、龙羊峡) 的水泥水化热, 相对误差最大为 $+35.4\%$, 最小为 -16.0% 。美国垦务局公式是 30 年代提出的, 与我国试验的吻合性也差。蔡正咏公式与我国水泥的试验资料吻合良好, 相关系数达 0.99 以上。朱伯芳公式与试验资料的吻合性也很好, 同时在计算机分析时, 数学处理比较方便, 因此建议以本规范附录 G 的公式 (G5) 的改进指数函数公式来预报 Q_t 。式中的最终水化热 Q_0 及常数 m 、 n 则是根据国内 7 个工程的大量水化热试验结果统计分析后得出的。

G.0.6 绝热温升 T_t 的理论计算公式为

$$T_t = \frac{Q_t C}{c\rho} \quad (\text{G1})$$

近期以来, 国内水工大体积混凝土普遍掺粉煤灰, 它的掺入可降低水泥用量, 也相应降低了水化热。根据国内若干工程掺与不掺粉煤灰的水化热试验结果进行统计, 表明掺粉煤灰的水化热 Q_{tp} 与不掺粉煤灰的水化热 Q_t 之间有较好的相关性, 相关系数达 0.95, 可用下式描述二者之间的关系:

$$Q_{tp} = Q_t(1 - mp) \quad (\text{G2})$$

p 为粉煤灰掺量。统计分析得出 m 的均值为 0.758, 其均方差为 0.119, 离散系数为 0.157, 为此建议:

$$Q_{tp} = Q_t(1 - 0.75p) \quad (\text{G3})$$

由此得出本规范附录 G 中的公式 (G6)。

G.0.7 混凝土应力松弛系数 K_r 的估算方法有下列几种:

(1) 原规范方法

原规范规定计算施工期的温度应力时, $K_r = 0.5$; 计算运行期的温度应力时, $K_r = 0.65$ 。显然, 这一规定是过于粗略的。

(2) 前苏联方法

对一般常遇条件, K_r 可按龄期及持荷时间由表格形式给出, 其数值在 0.186~1.000 之

间。

该法未能考虑影响混凝土徐变的各种因素,且只适用于工业民用建筑中的一般混凝土,不适用于水工大体积混凝土。

(3) 莫良舜方法

莫良舜在“混凝土厚大底板温度应力简化计算法”一文中提出与前苏联方法类似的 K_r 值。但早期 K_r 偏低,只适用于建筑工程中的一般混凝土,由于未考虑混凝土材料的组成等主要因素,与水工混凝土徐变试验资料相比,误差较大。

(4) 叶琳昌等《大体积混凝土施工》一书中的 K_r 公式为:

$$K_r(t, \tau) = 1 - \frac{A_1}{\rho_1} [1 - e^{-\rho_1(t-\tau)}] - \frac{A_2}{\rho_2} [1 - e^{-\rho_2(t-\tau)}] \quad (G4)$$

式中系数 $A_1=0.0237$, $A_2=3.4517$; $\rho_1=0.0674$, $\rho_2=9.4379$ 。

该式仅考虑持荷时间的影响,不考虑加荷龄期的影响,故只适用于老龄期混凝土,公式计算值与水工试验值相比,也偏小较多。

(5) 朱伯芳公式

$$K_r(t, \tau) = 1 - [0.45 + 0.55 \exp(-0.57\tau^{0.38})] \times [1 - \exp[0.33(1-\tau)^{0.43}]] \quad (G5)$$

此式适用于一般配比的水工大体积混凝土,但没有考虑混凝土组成材料及配比等因素,因此对材料及配比等参数偏离常用值较大的混凝土,其预报精度尚欠佳。

(6) 由徐变值推算 K_r

许多国家的规范,如 ACI、CEB/FIP 等都没有直接给出 K_r 的计算公式,而是由徐变值推算的,计算方法有:①有效模量法;②徐变率法;③弹性徐变理论;④流动率法;⑤继效流动理论;⑥龄期调整有效模量法等。工程中常采用弹性徐变理论法计算 K_r ,因为它与试验较为接近,并稍偏于安全。

直接由徐变值推算 K_r ,其优点是可以周详地考虑混凝土的各种影响应力松弛的参数,但计算较繁,应用不够方便。

对比上述 6 种方法,决定采用徐变值直接推算 K_r ,但为了应用方便起见,根据理论计算,提出了简便的 $K_r(t, \tau)$ 拟合曲线,并同时采用表格形式表示。为此,作了如下工作:

(1) 首先定义混凝土的“标准状态”为:普通硅酸盐水泥;花岗岩骨料;水灰比为 0.65;灰浆率为 20%;不掺外加剂;不掺粉煤灰;试件密封绝湿(相当于大体积混凝土内部);温度为 $20 \pm 1^\circ\text{C}$,自然硬化;徐变试验压应力小于 $0.4f_c$ 。

并用幂函数与指数函数乘积形式(朱伯芳公式)来描述标准状态下的混凝土徐变度 $C_0(t, \tau)$,即

$$C_0(t, \tau) = (a_1 + a_2\tau^{-a_3})[1 - e^{-a_4(t-\tau)}] + (a_5 + a_6\tau^{-a_7})[1 - e^{-a_8(t-\tau)}] \quad (G6)$$

(2) 根据国内不同研究者的 17 组徐变试验资料,用模式搜索法对上式的 8 个参数 a_1 、 a_2 、 $\dots$ 、 a_8 进行优化选择。得出标准状态下的混凝土徐变度公式为:

$$C_0(t, \tau) = (1.1 + 3.68\tau^{-0.362})[1 - e^{-0.012(t-\tau)}] + (0.52 + 5.99\tau^{-0.49})[1 - e^{-0.368(t-\tau)}] \quad (G7)$$

(3) 对于非标准状态的混凝土,其徐变度 $C(t, \tau)$ 则由 $C_0(t, \tau)$ 给予修正后得出,即

$$C(t, \tau) = \delta_1 \delta_2 \delta_3 \delta_4 \delta_5 \delta_6 C_0(t, \tau) = \delta C_0(t, \tau) \quad (\text{G8})$$

式中 δ_1 至 δ_6 等 6 个系数分别为非标准状态下的水泥品种、骨料品种、水灰比、灰浆率、外加剂及粉煤灰等因素的修正系数, 分别见本规范附录 G 中 G.0.7 的有关公式及表 G7~表 G10。修正系数的取值来源于有关试验, 详见本规范专题报告。

(4) 由于本规范采用的徐变度公式中的 8 个参数是根据 17 组试验的综合优化后得出的, 同时, 对非标准状态的混凝土, 又作了适当修正, 故从总体上说, 它比其他徐变度公式为好。经计算, 本规范采用的徐变度公式除个别外, 预报的误差均在 30% 以内, 可以认为能满足工程设计的估算要求。

(5) 再根据弹性徐变理论, 由 $C(t, \tau)$ 推求出混凝土的应力松弛系数 $K_r(t, \tau)$ 。

为方便计算, 又根据计算所得的标准状态下的 $K_r(t, \tau)$ 进行曲线拟合, 提出了 $K_{r0}(t, \tau)$ 的估算公式, 见本规范附录 G 的公式 (G7)。

为便于分析比较, 将上式计算结果, 列为表格形式, 即本规范附录 G 中的表 (G5)。

(6) 对于非标准状态下的混凝土应力松弛系数 $K_r(t, \tau)$, 经过试算与分析, 建议按本规范附录 G 的公式 (G8) 计算。其中系数 ϵ_1 、 ϵ_2 、 ϵ_3 、 ϵ_4 系根据混凝土徐变度的修正系数 δ , 由叠加法计算得出, 具体数值列于本规范附录 G 的表 G6。

利用上述公式及表格, 可很方便地估算出混凝土的应力松弛系数。计算值与试验值的误差一般在 10% 以内。

附录 H 非杆件体系钢筋混凝土结构的 配筋计算原则

H.0.1 水工中常有一些形体或受力复杂的结构, 如厂房蜗壳、弧门闸墩、孔口廊道、坝面背管等, 无法按杆件结构力学求出截面内力并按本规范第 6 章的公式配筋。对此, 原规范允许由弹性力学或由试验方法求出弹性状态下的主拉应力图形, 再按图形面积 ω_1 确定配筋截面面积 A_g 。但这一方法已证明与实验结果相差较大, 偏于保守。

60 年代发展起来的钢筋混凝土有限元分析方法已日趋成熟, 成为工程实际应用的有力分析工具。欧洲混凝土协会和国际预应力学会 CEB/FIP 的 1990 年混凝土结构模式规范已对混凝土结构非线性分析作了明确规定, 前苏联 1987 规范亦已对非杆件体系的配筋计算列出专门章节。

非线性钢筋混凝土有限元分析方法尚有不少问题需继续研究和发展, 但与已有的设计方法相比, 已显出较大的优越性, 它与实验的结果对比, 比较吻合。在抗震等需考虑结构进入塑性阶段及材料滞回特性的问题中, 更有不可替代的优点。在水工建筑物的大型结构中, 还可以作为仿真试验替代部分模型试验。

因此本规范除了仍沿用按弹性应力图形配筋的方法外, 还正式列入了钢筋混凝土有限元分析的原则。

H.0.2 按弹性应力图形配筋的方法, 与原规范附录四基本相同, 但在公式表达上不再采用容许应力的概念, 而直接按“总拉力 T 由混凝土承担的拉力 T_c 及钢筋承担的拉力 T_s 共同负担”的原则, 列出计算公式如下:

$$T \leq \frac{1}{\gamma_d} (0.6 T_c + T_s) = \frac{1}{\gamma_d} (0.6 T_c + f_y A_s) \quad (\text{H1})$$

在此, $T_c = A_{ct}b$, A_{ct} 为在弹性应力图形中拉应力小于混凝土抗拉强度设计值 f_t 的图形面积, T 为总拉力。上式系来源于原规范附录四的公式 (附 1)。原规范公式经移项变换后, 可得:

$$K_g(T - A_{ct}^*b) = R_g A_g \quad (H2)$$

在此, A_{ct}^* 为弹性应力图形中拉应力小于混凝土容许拉应力 $[R_l]$ 的图形面积。 $[R_l] = R_l/K_h$; K_g 、 K_h 分别为钢筋混凝土结构和素混凝土结构的安全系数; R_l 、 R_g 分别为原规范的材料设计强度。

改用新符号并采用分项系数表达后, 上式可写成:

$$\gamma_d T - \gamma_d \frac{A_{ct}}{\gamma_{dc}} b = f_y A_s \quad (H3)$$

式中 γ_d 及 γ_{dc} 分别为钢筋混凝土及素混凝土结构 (受拉破坏) 的结构系数, 将 $\gamma_d = 1.20$, $\gamma_{dc} = 2.00$ 代入, 即可得本规范附录 H 的公式 (H1)。

本规范附录 H 的公式 (H1) 的概念比原规范公式 (附 1) 优越, 在一定条件下 (即认为构件截面极限破坏时, 仍保持与弹性阶段应力图形相似的应力图形), 也可近似地理解为极限状态设计公式, 式中的系数 0.6 (即 γ_d/γ_{dc}) 可近似地理解为破坏时混凝土承担的拉力的降低系数。

按本规范附录 H 的公式 (H1) 配筋, 其配筋量与原规范大致相当。

本条的 (1)、(3)、(4)、(5) 项基本上与原规范相同。原规范规定混凝土承担的拉力 T_c 不宜超过总拉力 T 的 25%, 现放宽至 30%。

H.0.3 目前钢筋混凝土非线性有限元分析程序, 因采用的材料本构关系、裂缝形态、单元模型、数值处理方法上的不同, 特别是研究对象和所要求解答的问题的不同, 各单位编制的程序有较大差异。因此, 本条文只提出若干原则性的意见, 而不强求统一。其中主要是: ① 所采用的程序必须经过若干试验的考证, 分析特别重要的结构时, 用于考证的试验必须是与实际工程相近似的; ② 所采用的混凝土强度值与弹性模量值应具有相同的分位值, 否则将引起本构关系的走样; ③ 有限单元的划分细度, 可根据弹性阶段的应力理论计算值和有限元分析值相等的原则来确定; ④ 采用有限元法设计结构配筋时, 荷载及材料强度应采用设计值, 同时计入结构系数 γ_d , γ_d 的取值同本规范第 6 章。