

ICS 93.160

P 55

SL

中华人民共和国水利行业标准

SL 191—2008

替代 SL/T 191—96 和 SDJ 20—78

水工混凝土结构设计规范

Design code for hydraulic concrete structures

2008-11-10 发布

2009-02-10 实施



中华人民共和国水利部 发布

中华人民共和国水利部

关于批准发布水利行业标准的公告

2008 年第 30 号

中华人民共和国水利部批准《水轮机模型浑水验收试验规程》(SL 142—2008) 等 2 项标准为水利行业标准, 现予以公布。

序号	标准名称	标准编号	替代标准号	发布日期	实施日期
1	水轮机模型浑水验收试验规程	SL 142—2008	SL 142—97	2008. 11. 10	2009. 02. 10
2	水工混凝土结构设计规范	SL 191—2008	SL/T 191—96 和 SDJ 20—78	2008. 11. 10	2009. 02. 10

二〇〇八年十一月十日

前 言

本标准是根据水利部水利水电规划设计管理局水总局科〔2004〕2号文，按照《水利技术标准编写规定》（SL 1—2002）的要求，由长江勘测规划设计研究院会同有关高等院校共同修订而成。

《水工混凝土结构设计规范》（SL/T 191—96）颁布后，由于和《水工钢筋混凝土结构设计规范》（SDJ 20—78）并行使用，在安全度表达及考虑不同荷载的变异性上存在不一致，因此本次修订对以上两本规范进行了整合，对部分条文进行了合理修订，并补充了新的内容。

本标准共 13 章 64 节 410 条和 7 个附录，主要内容有：水工混凝土结构基本设计规定、材料、素混凝土结构构件计算、钢筋混凝土与预应力混凝土结构构件承载能力极限状态计算及正常使用极限状态验算、一般构造规定、水工结构构件的设计构造规定、温度作用设计原则、非杆件体系钢筋混凝土结构的配筋计算原则、钢筋混凝土结构构件抗震设计及有关附录。

本次修订的主要内容有：

——结构构件的安全度表达，在考虑荷载与材料强度的不同变异性的基础上，采用经多系数分析的安全系数 K 的表达方式；

——对环境类别的划分进行了调整；对结构设计的耐久性要求作了补充；

——按照新的钢材国家标准，对钢筋的品种进行了调整；对混凝土和钢筋的材料性能设计指标作了修订；

——斜截面承载力计算公式由原规范的两个公式改为一个公式；对受冲切承载力计算公式作了合理的调整；

——对构件裂缝宽度的计算公式进行了修正；增加了通过限制钢筋应力来间接控制非杆件体系钢筋混凝土结构的裂缝宽度的

规定：

——增加了小剪跨比的牛腿配筋计算公式；对壁式连续牛腿单位长度吊车轮压的计算方法作了调整；

——增加了具有水工特点的闸门门槽、水电站钢筋混凝土蜗壳、尾水管和坝体内孔洞的设计方法和构造要求。

本标准 3.1.9、3.2.2、3.2.4、4.1.4、4.1.5、4.2.2、4.2.3、5.1.1、9.2.1、9.3.2、9.5.1、9.6.6、9.6.7、13.1.2 条中以黑体字标识的部分为强制性条文，必须严格执行。

本标准所替代标准的历次版本为：

——SDJ 20—78

——SL/T 191—96

本标准批准部门：中华人民共和国水利部

本标准主持机构：水利部水利水电规划设计总院

本标准解释单位：水利部水利水电规划设计总院

本标准主编单位：水利部长江水利委员会长江勘测规划设计研究院

本标准参编单位：河海大学

郑州大学

武汉大学

大连理工大学

本标准出版、发行单位：中国水利水电出版社

本标准主要起草人：钮新强（主编） 汪基伟 吴德绪

杨一峰 韩菊红 侯建国 范五一

宋玉普 胡进华 程德虎 李平先

张传健 何英明 尤 岭 康清梁

刘 惟

本标准审查会议负责人：刘志明

本标准体例格式审查人：陈登毅

目 次

1	总则	1
2	术语与符号	2
2.1	术语	2
2.2	符号	4
3	基本设计规定	9
3.1	一般规定	9
3.2	极限状态设计计算规定	11
3.3	结构耐久性要求	15
4	材料	22
4.1	混凝土	22
4.2	钢筋	24
5	素混凝土结构构件计算	29
5.1	一般规定	29
5.2	受压构件	29
5.3	受弯构件	32
5.4	局部受压	33
5.5	素混凝土结构构造钢筋	34
6	钢筋混凝土结构构件承载能力极限状态计算	35
6.1	承载力计算的一般规定	35
6.2	正截面受弯承载力计算	36
6.3	正截面受压承载力计算	40
6.4	正截面受拉承载力计算	50
6.5	斜截面受剪承载力计算	52
6.6	受扭承载力计算	56
6.7	受冲切承载力计算	60
6.8	局部受压承载力计算	64

7	钢筋混凝土结构构件正常使用极限状态验算	67	10.10	弧形闸门支座	152
7.1	正截面抗裂验算	67	10.11	闸门门槽	156
7.2	正截面裂缝宽度控制验算	68	10.12	水电站钢筋混凝土蜗壳	156
7.3	受弯构件挠度验算	72	10.13	尾水管	157
8	预应力混凝土结构构件计算	74	10.14	坝体内孔洞	158
8.1	设计规定	74	11	温度作用设计原则	160
8.2	预应力损失值计算	81	11.1	一般规定	160
8.3	正截面承载力计算的一般规定	86	11.2	大体积混凝土在温度作用下的裂缝控制	161
8.4	正截面受弯承载力计算	88	11.3	考虑温度作用的钢筋混凝土框架计算	163
8.5	正截面受拉承载力计算	91	12	非杆件体系钢筋混凝土结构的配筋计算原则	164
8.6	斜截面受剪承载力计算	92	12.1	一般规定	164
8.7	抗裂验算	93	12.2	按应力图形配筋	164
8.8	裂缝宽度验算	98	12.3	非线性有限元计算原则	165
8.9	受弯构件挠度验算	100	13	钢筋混凝土结构构件抗震设计	167
9	一般构造规定	102	13.1	一般规定	167
9.1	永久缝和临时缝	102	13.2	框架梁	168
9.2	混凝土保护层	103	13.3	框架柱	171
9.3	钢筋的锚固	104	13.4	框架梁柱节点	175
9.4	钢筋的接头	106	13.5	铰接排架柱	178
9.5	纵向受力钢筋的最小配筋率	110	13.6	桥跨结构	180
9.6	预制构件的接头、吊环与预埋件	112	附录 A	混凝土不同龄期的抗压强度比值	184
10	水工结构构件的设计构造规定	115	附录 B	钢筋的公称直径、公称截面面积及公称质量	185
10.1	板	115	附录 C	截面抵抗矩塑性系数 γ_m 值	188
10.2	梁	119	附录 D	钢筋混凝土矩形截面小偏心受压构件配筋计算方法 的简化	189
10.3	柱	126	附录 E	后张预应力钢筋常用束形的预应力损失值计算	194
10.4	梁柱节点	127	附录 F	与时间相关的预应力损失值计算	198
10.5	墙	130	附录 G	混凝土的热学指标计算	201
10.6	深受弯构件	133	标准用词说明	204	
10.7	叠合式受弯构件	139	条文说明	205	
10.8	立柱独立牛腿	146			
10.9	壁式连续牛腿	149			

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，特制定本标准。

1.0.2 本标准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，不适用于混凝土坝的设计。

1.0.3 采用本标准设计时，水工建筑物级别应按《水利水电工程等级划分及洪水标准》(SL 252—2000)等相关规范执行；荷载标准值可按《水工建筑物荷载设计规范》(DL 5077—1997)取用。

1.0.4 本标准引用的标准主要有：

《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2002)

《钢筋混凝土用钢 第2部分：热轧带肋钢筋》(GB 1499.2—2007)

《钢筋混凝土用热轧光圆钢筋》(GB 13013—91)

《钢筋混凝土用余热处理钢筋》(GB 13014—91)

《预应力混凝土用钢丝》(GB/T 5223—2002)

《预应力混凝土用钢绞线》(GB/T 5224—2003)

《预应力混凝土用钢棒》(GB/T 5223.3—2005)

《预应力混凝土用螺纹钢筋》(GB/T 20065—2006)

《水利水电工程等级划分及洪水标准》(SL 252—2000)

《水工建筑物抗震设计规范》(SL 203—97)

《水工建筑物抗冰冻设计规范》(SL 211—2006)

《水工建筑物荷载设计规范》(DL 5077—1997)

1.0.5 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 术语与符号

2.1 术语

- 2.1.1 混凝土结构** concrete structure
以混凝土为主制成的结构, 包括素混凝土结构、钢筋混凝土结构和预应力混凝土结构。
- 2.1.2 素混凝土结构** plain concrete structure
由无筋或不配置受力钢筋的混凝土制成的结构。
- 2.1.3 钢筋混凝土结构** reinforced concrete structure
由配置受力的普通钢筋、钢筋网或钢筋骨架的混凝土制成的结构。
- 2.1.4 预应力混凝土结构** prestressed concrete structure
由配置受力的预应力钢筋通过张拉或其他方法建立预加应力的混凝土制成的结构。
- 2.1.5 先张法预应力混凝土结构** pretensioned prestressed concrete structure
在台座上张拉预应力钢筋后浇筑混凝土, 并通过粘结力传递而建立预加应力的混凝土结构。
- 2.1.6 后张法预应力混凝土结构** post-tensioned prestressed concrete structure
在混凝土达到规定强度后, 通过张拉预应力钢筋并在结构上锚固而建立预加应力的混凝土结构。
- 2.1.7 深受弯构件** deep flexural member
跨高比小于5的钢筋混凝土深梁、短梁和厚板的统称。
- 2.1.8 深梁** deep beam
跨高比不大于2的简支梁和跨高比不大于2.5的连续梁。
- 2.1.9 短梁** short beam
跨高比小于5但大于深梁范畴的梁。
- 2.1.10 厚板** thick slab
跨高比小于5的板。
- 2.1.11 普通钢筋** ordinary steel bar
用于混凝土结构构件中的各种非预应力钢筋的总称。
- 2.1.12 预应力钢筋** prestressing tendon
用于混凝土结构构件中施加预应力的钢筋、钢丝和钢绞线等的总称。
- 2.1.13 承载能力极限状态** bearing capacity limit states
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。
- 2.1.14 正常使用极限状态** serviceability limit states
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。
- 2.1.15 永久荷载** permanent load
在设计使用年限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荷载。
- 2.1.16 可变荷载** variable load
在设计使用年限内量值随时间变化, 且其变化与平均值相比不可忽略的荷载。
- 2.1.17 可控制的可变荷载** controllable variable load
在作用过程中可严格控制其不超出规定限值的可变荷载。
- 2.1.18 偶然荷载** accidental load
在设计使用年限内出现的概率很小, 而一旦出现, 其量值很大且持续时间很短的荷载。
- 2.1.19 荷载效应** load effect
荷载引起的结构或构件的反应, 例如内力、变形和裂缝等。
- 2.1.20 基本组合** fundamental combination
按承载能力极限状态设计时, 使用或施工阶段的永久荷载效应与可变荷载效应的组合。
- 2.1.21 偶然组合** accidental combination

按承载能力极限状态设计时,永久荷载、可变荷载效应与一种偶然荷载效应的组合。

2.1.22 标准组合 characteristic combination

正常使用极限状态验算时,永久荷载与可变荷载均采用标准值的荷载效应组合。

2.1.23 荷载标准值 characteristic value of a load

结构或构件设计时,采用的各种荷载的基本代表值。按设计使用年限内荷载最大值的概率分布的某一分位值确定。

2.1.24 材料强度标准值 characteristic value of material strength

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。

2.1.25 材料强度设计值 design value of material strength

材料强度标准值除以材料性能分项系数后的值。

2.1.26 安全系数 safety factor

结构构件所必须具有的承载力安全储备系数。

2.1.27 耐久性 durability

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。

2.2 符 号

2.2.1 材料性能参数

E_c ——混凝土弹性模量

E_s ——钢筋弹性模量

G_c ——混凝土剪变模量

ν_c ——混凝土泊松比

C20——边长 150mm 立方体抗压强度标准值为 20N/mm² 的混凝土强度等级

F100——抗冻等级为 100 的混凝土抗冻等级

W2——抗渗等级为 2 的混凝土抗渗等级

f_{ck} 、 f_c ——混凝土轴心抗压强度标准值、设计值

f_{tk} 、 f_t ——混凝土轴心抗拉强度标准值、设计值

f_{yk} ——普通钢筋的强度标准值

f_{pk} ——钢丝、钢绞线、螺纹钢筋、钢棒作为预应力钢筋时的强度标准值

\bar{f}_s 、 f'_s ——普通钢筋的抗拉、抗压强度设计值

\bar{f}_{ps} 、 f'_{ps} ——预应力钢筋的抗拉、抗压强度设计值

f_{sv} 、 f_{sh} ——竖向、水平箍筋的抗拉强度设计值

2.2.2 荷载和荷载效应

M 、 N 、 T 、 V ——按 3.2.2 条的规定计算的弯矩、轴向力、扭矩、剪力设计值

M_k 、 N_k ——按荷载标准值计算得出的弯矩、轴力值

N_p ——后张法构件预应力钢筋及非预应力钢筋的合力

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

V_c ——混凝土的受剪承载力

V_{sv} 、 V_{sh} ——竖向、水平箍筋的受剪承载力

V_{sb} ——弯起钢筋的受剪承载力

σ_{ek} ——在荷载标准值作用下抗裂验算边缘的混凝土法向应力

σ_{pe} ——由预加应力产生的混凝土法向应力

σ_{tw} 、 σ_{cw} ——混凝土的主拉应力、主压应力

σ_s 、 σ_p ——正截面承载力计算中纵向普通钢筋、预应力钢筋的应力

σ_{sk} ——按荷载标准值计算得出的纵向受拉钢筋的应力

σ_{con} ——预应力钢筋张拉控制应力

σ_{p0} 、 σ'_{p0} ——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

σ_{pe} 、 σ'_{pe} ——受拉区、受压区预应力钢筋的有效预应力

σ_t, σ_t' ——受拉区、受压区预应力钢筋在相应阶段的预应力损失值

τ ——混凝土的剪应力

2.2.3 几何参数

a, a' ——纵向受拉钢筋合力点、纵向受压钢筋合力点至截面近边的距离

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

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

b ——矩形截面宽度, T形、I形截面腹板的宽度

b_t, b_t' ——T形或I形截面受拉区、受压区翼缘的计算宽度

c ——混凝土保护层厚度

d ——钢筋直径

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

e_0 ——轴向力对截面重心的偏心距

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

h ——截面高度

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

h_t, h_t' ——T形或I形截面受拉区、受压区翼缘的高度

h_w ——截面腹板的高度

i ——回转半径

l_s ——纵向受拉钢筋的最小锚固长度

l_0 ——计算跨度或计算长度

r_c ——曲率半径

s ——箍筋或分布钢筋的间距

x ——截面受压区计算高度

x_b ——界限受压区计算高度

y_c' ——混凝土截面重心至受压区边缘的距离

y_0, y_n ——换算截面重心、净截面重心至所计算纤维的距离

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

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

A ——构件截面面积

A_c ——混凝土截面面积

A_c' ——混凝土受压区的截面面积

A_0 ——构件换算截面面积

A_n ——构件净截面面积

A_s, A_s' ——受拉区、受压区纵向非预应力钢筋的截面面积

A_{se} ——有效受拉混凝土截面面积

A_p, A_p' ——受拉区、受压区纵向预应力钢筋的截面面积

A_{st} ——抗扭纵向钢筋的全部截面面积

A_{st1}, A_{st1} ——受剪、受扭计算中单肢箍筋的截面面积

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

A_{sh}, A_{ph} ——同一弯起平面内非预应力、预应力弯起钢筋的截面面积

A_l ——混凝土局部受压面积

B ——受弯构件的截面刚度

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

W_c ——截面受压边缘的弹性抵抗矩

W_0 ——换算截面受拉边缘的弹性抵抗矩

I_c ——混凝土截面对其本身重心轴的惯性矩

I_0 ——换算截面惯性矩

I_n ——净截面惯性矩

w_{max} ——最大裂缝宽度

2.2.4 计算系数及其他

a ——混凝土导温系数

c ——混凝土比热

α ——裂缝宽度验算时考虑构件受力特征和荷载长期作用的综合影响系数

α_c ——混凝土线热胀系数

α_{ct} ——混凝土拉应力限制系数

α_E ——钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值

β ——混凝土放热系数

β_1 ——混凝土局部受压时的强度提高系数

β_2 ——剪扭构件混凝土受扭承载力降低系数

γ ——受拉区混凝土塑性影响系数

γ_m ——截面抵抗矩塑性系数

K ——承载力安全系数

η ——偏心受压构件考虑二阶效应影响的轴向压力偏心距增大系数

λ ——剪跨比；混凝土导热系数

ξ ——相对受压区计算高度

ξ_b ——相对界限受压区计算高度，即受拉钢筋屈服和受压区混凝土破坏同时发生时的相对受压区计算高度

ρ ——纵向受拉钢筋配筋率

ρ_{min} ——最小配筋率

ρ_{sv} ——竖向箍筋或竖向分布钢筋的配筋率

ρ_{sh} ——水平箍筋或水平分布钢筋的配筋率

ρ_{te} ——纵向受拉钢筋的有效配筋率

ρ_v ——间接钢筋或箍筋的体积配筋率

ϕ ——轴心受压构件的稳定系数

3 基本设计规定

3.1 一般规定

3.1.1 对可求得截面内力的混凝土结构构件，采用极限状态设计法，在规定的材料强度和荷载取值条件下，采用在多系数分析基础上以安全系数表达的方式进行设计。

3.1.2 水工混凝土结构构件的极限状态分为承载能力极限状态和正常使用极限状态两类。结构构件按极限状态设计时，应根据这两类极限状态的要求，分别按下列规定进行计算和验算，并应满足本标准规定的构造要求：

1 所有结构构件均应进行承载力计算。必要时还应进行结构的抗倾、抗滑和抗浮稳定性验算。需要抗震设防的结构，尚应进行结构构件的抗震承载力验算或采取抗震构造设防措施。

2 使用上需控制变形值的结构构件，应进行变形验算。

3 使用上要求不出现裂缝的结构构件，应进行混凝土的抗裂验算。使用上需要控制裂缝宽度的结构构件，应进行裂缝宽度验算。

4 地震等偶然荷载作用时，可不进行变形、抗裂、裂缝宽度等正常使用极限状态验算。

3.1.3 无法按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，对重要的结构还宜按钢筋混凝土有限元方法进行分析校核。

3.1.4 水工混凝土结构在施工和运行期间，当温度的变化对建筑物有较大影响时，应进行温度应力计算，并应采取构造措施和施工措施以消除或减小温度应力。允许出现裂缝的钢筋混凝土结构构件，在计算温度应力时，应考虑裂缝的开展使构件刚度降低的影响。

3.1.5 在水工建筑物设计中，应考虑作用在结构截面上的渗透

压力，并宜采用专门的排水、防渗、止水等措施，以降低渗透压力。

3.1.6 预制构件应考虑制作、运输、吊装时相应荷载的作用。进行预制构件施工吊装验算时，构件自重应计入动力系数，动力系数可取 1.5，也可根据吊装时的实际受力情况适当增减。

3.1.7 水工混凝土结构应具有整体稳定性，结构的局部破坏不应导致大范围倒塌。

3.1.8 水工混凝土结构应根据所处的环境条件满足相应的耐久性要求。水工混凝土结构所处的环境条件可按表 3.1.8 分为五个类别。

表 3.1.8 水工混凝土结构所处的环境类别

环境类别	环境条件
一	室内正常环境
二	室内潮湿环境；露天环境；长期处于水下或地下的环境
三	淡水水位变化区；有轻度化学侵蚀性地下水的地下环境；海水水下区
四	海上大气区；轻度盐雾作用区；海水水位变化区；中度化学侵蚀性环境
五	使用除冰盐的环境；海水浪溅区；重度盐雾作用区；严重化学侵蚀性环境

注 1：海上大气区与浪溅区的分界线为设计最高水位加 1.5m；浪溅区与水位变化区的分界线为设计最高水位减 1.0m；水位变化区与水下区的分界线为设计最低水位减 1.0m；重度盐雾作用区为高涨潮岸线 50m 内的陆上室外环境；轻度盐雾作用区为高涨潮岸线 50~500m 内的陆上室外环境。

注 2：冻融比较严重的二类、三类环境条件下的建筑物，可将其环境类别分别提高为三类、四类。

注 3：化学侵蚀性程度的分类见表 3.3.9。

3.1.9 未经技术鉴定或设计许可，不应改变结构的用途和使用环境。

3.2 极限状态设计计算规定

3.2.1 承载能力极限状态设计时，应采用下列设计表达式：

$$KS \leq R \quad (3.2.1)$$

式中 K ——承载力安全系数，按 3.2.4 条的规定采用；

S ——荷载效应组合设计值，按 3.2.2 条的规定计算；

R ——结构构件的截面承载力设计值，按本标准有关章节的承载力计算公式，由材料的强度设计值及截面尺寸等因素计算得出。

3.2.2 承载能力极限状态计算时，结构构件计算截面上的荷载效应组合设计值 S 应按下列规定计算：

1 基本组合

当永久荷载对结构起不利作用时：

$$S = 1.05S_{G1k} + 1.20S_{G2k} + 1.20S_{Q1k} + 1.10S_{Q2k} \quad (3.2.2-1)$$

当永久荷载对结构起有利作用时：

$$S = 0.95S_{G1k} + 0.95S_{G2k} + 1.20S_{Q1k} + 1.10S_{Q2k} \quad (3.2.2-2)$$

式中 S_{G1k} ——自重、设备等永久荷载标准值产生的荷载效应；

S_{G2k} ——土压力、淤沙压力及围岩压力等永久荷载标准值产生的荷载效应；

S_{Q1k} ——一般可变荷载标准值产生的荷载效应；

S_{Q2k} ——可控制其不超出规定限值的可变荷载标准值产生的荷载效应。

2 偶然组合

$$S = 1.05S_{G1k} + 1.20S_{G2k} + 1.20S_{Q1k} + 1.10S_{Q2k} + 1.0S_{Ak} \quad (3.2.2-3)$$

式中 S_{Ak} ——偶然荷载标准值产生的荷载效应。

式 (3.2.2-3) 中，参与组合的某些可变荷载标准值，可根据有关标准作适当折减。

荷载的标准值可按《水工建筑物荷载设计规范》(DL 5077—1997)及《水工建筑物抗震设计规范》(SL 203—97)的规定取用。

注1:本标准有关承载能力极限状态计算的条文中,荷载效应组合设计值 S 即为截面内力设计值 (M 、 N 、 V 、 T 等)。

注2:水工建筑物的稳定性验算时,应取荷载标准值进行,其稳定性安全系数应按相关标准取值。

3.2.3 承载能力极限状态计算时,混凝土及钢筋的强度应取为强度设计值,按4.1.5条及4.2.3条的规定取用。

3.2.4 承载能力极限状态计算时,钢筋混凝土、预应力混凝土及素混凝土结构构件的承载力安全系数 K 不应小于表3.2.4的规定。

表 3.2.4 混凝土结构构件的承载力安全系数 K

水工建筑物级别		1		2、3		4、5	
		基本组合	偶然组合	基本组合	偶然组合	基本组合	偶然组合
钢筋混凝土、预应力混凝土		1.35	1.15	1.20	1.00	1.15	1.00
素混凝土	接受压承载力计算的受压构件、局部承压	1.45	1.25	1.30	1.10	1.25	1.05
	接受拉承载力计算的受压、受弯构件	2.20	1.90	2.00	1.70	1.90	1.60

注1:水工建筑物的级别应根据《水利水电工程等级划分及洪水标准》(SL 252—2000)确定。

注2:结构在使用、施工、检修期的承载力计算,安全系数 K 应按表中基本组合取值;对地震及校核洪水位的承载力计算,安全系数 K 应按表中偶然组合取值。

注3:当荷载效应组合由永久荷载控制时,表列安全系数 K 应增加0.05。

注4:当结构的受力情况较为复杂、施工特别困难,荷载不能准确计算、缺乏成熟的设计方法或结构有特殊要求时,承载力安全系数 K 宜适当提高。

3.2.5 正常使用极限状态验算应按荷载效应的标准组合进行,并采用下列设计表达式:

$$S_k(G_k, Q_k, f_k, a_k) \leq c \quad (3.2.5)$$

式中 $S_k(\cdot)$ ——正常使用极限状态的荷载效应标准组合值函数;

c ——结构构件达到正常使用要求所规定的变形、裂缝宽度或应力等的限值;

G_k, Q_k ——永久荷载、可变荷载标准值,按 DL 5077—1997 的规定取用;

f_k ——材料强度标准值,按表4.1.4、表4.2.2-1、表4.2.2-2确定;

a_k ——结构构件几何参数的标准值。

3.2.6 钢筋混凝土结构构件正常使用极限状态验算时,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,应按荷载效应标准组合进行抗裂验算。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。

2 裂缝宽度控制验算

需要控制裂缝宽度的结构构件应按荷载效应标准组合进行裂缝宽度或钢筋应力的验算。构件正截面的最大裂缝宽度计算值不应超过表3.2.7规定的限值。

3.2.7 预应力混凝土结构构件设计时,应按表3.2.7,根据环境类别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,应按荷载效应标准组合验算,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,应按荷载效应标准组合验算,构件受拉边缘混凝土的拉应力不应超过混凝土轴心抗拉强度标准值的0.7倍。

三级——允许出现裂缝的构件,应按荷载效应标准组合进行裂缝宽度验算,构件正截面最大裂缝宽度计算值不应超过表3.2.7规定的限值。

表 3.2.7 结构构件的裂缝控制等级及最大裂缝宽度限值 w_{lim}

环境类别	钢筋混凝土结构	预应力混凝土结构	
	w_{lim} (mm)	裂缝控制等级	w_{lim} (mm)
—	0.40	三	0.20
二	0.30	二	—
三	0.25	—	—
四	0.20	—	—
五	0.15	—	—

注 1: 表中的规定适用于采用热轧钢筋的钢筋混凝土结构和采用预应力钢丝、钢绞线、螺旋钢筋及钢棒的预应力混凝土结构; 当采用其他类别的钢筋时, 其裂缝控制要求可按专门标准确定。

注 2: 结构构件的混凝土保护层厚度大于 50mm 时, 表列裂缝宽度限值可增加 0.05。

注 3: 当结构构件不具备检修维护条件时, 表列最大裂缝宽度限值宜适当减小。

注 4: 当结构构件承受水压且水力梯度 $i > 20$ 时, 表列最大裂缝宽度限值宜减小 0.05。

注 5: 结构构件表面设有专门可靠的防渗面层等防护措施时, 最大裂缝宽度限值可适当加大。

注 6: 对严寒地区, 当年冻融循环次数大于 100 时, 表列最大裂缝宽度限值宜适当减小。

3.2.8 受弯构件的最大挠度应按荷载效应标准组合进行验算, 其计算值不应超过表 3.2.8 规定的挠度限值。

表 3.2.8 受弯构件的挠度限值

项次	构件类型	挠度限值
1	吊车梁: 手动吊车 电动吊车	$l_0/500$ $l_0/600$
2	渡槽槽身, 架空管道: 当 $l_0 \leq 10m$ 时 当 $l_0 > 10m$ 时	$l_0/100$ $l_0/500 (l_0/600)$
3	工作桥及启闭机下大梁	$l_0/400 (l_0/500)$

表 3.2.8 (续)

项次	构件类型	挠度限值
4	屋盖, 楼盖: 当 $l_0 \leq 6m$ 时 当 $6m < l_0 \leq 12m$ 时 当 $l_0 > 12m$ 时	$l_0/200 (l_0/250)$ $l_0/300 (l_0/350)$ $l_0/400 (l_0/450)$

注 1: 表中 l_0 为构件的计算跨度。

注 2: 表中括号内的数字适用于使用上对挠度有较高要求的构件。

注 3: 若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; 对预应力混凝土构件尚可减去预加应力所产生的反拱值。

注 4: 悬臂构件的挠度限值按表中相应数值乘 2 取用。

3.3 结构耐久性要求

3.3.1 设计永久性水工混凝土结构时, 应满足结构的耐久性要求。

设计时可根据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。

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。

3.3.2 混凝土结构的耐久性要求应根据结构设计使用年限和表 3.1.8 所规定的环境类别进行设计。

当技术条件不能保证结构所有构(部)件均能达到与结构设计使用年限相同的耐久性时, 在设计中应规定这些构(部)件在设计使用年限内需要进行大修或更换的次数。凡列为需要大修或更换的构件, 在设计时应考虑其能具有修补或更换的施工操作条件。不具备单独修补或更换条件的结构构件, 其设计使用年限应与结构的整体设计使用年限相同。

3.3.3 钢筋的混凝土保护层厚度不应小于 9.2 节的规定。

结构构件正截面最大裂缝宽度不应超过表 3.2.7 规定的

限值。

3.3.4 设计使用年限为 50 年的水工结构，配筋混凝土耐久性的基本要求宜符合表 3.3.4 的要求。

表 3.3.4 配筋混凝土耐久性基本要求

环境类别	混凝土最低强度等级	最小水泥用量 (kg/m ³)	最大水灰比	最大氯离子含量 (%)	最大碱含量 (kg/m ³)
一	C20	220	0.60	1.0	不限制
二	C25	260	0.55	0.3	3.0
三	C25	300	0.50	0.2	3.0
四	C30	340	0.45	0.1	2.5
五	C35	360	0.40	0.06	2.5

注 1: 配置钢丝、钢绞线的预应力混凝土构件的混凝土最低强度等级不宜小于 C40; 最小水泥用量不宜少于 300kg/m³。

注 2: 当混凝土中加入优质活性掺合料或能提高耐久性的外加剂时, 可适当减少最小水泥用量。

注 3: 桥梁上部结构及处于露天环境的梁、柱构件, 混凝土强度等级不宜低于 C25。

注 4: 氯离子含量系指其占水泥用量的百分率; 预应力混凝土构件中的氯离子含量不宜大于 0.06%。

注 5: 水工混凝土结构的水下部分, 不宜采用碱活性骨料。

注 6: 处于三类、四类环境条件且受冻严重的结构构件, 混凝土的最大水灰比应按《水工建筑物抗冰冻设计规范》(SL 211—2006) 的规定执行。

注 7: 炎热地区的海水水位变化区和浪溅区, 混凝土的各项耐久性基本要求应按表中的规定适当加严。

素混凝土结构的耐久性基本要求可按表 3.3.4 适当降低。

3.3.5 设计使用年限为 100 年的水工结构, 混凝土耐久性基本要求除应满足 3.3.4 条的规定外, 尚应符合下列要求:

- 1 混凝土强度等级宜按表 3.3.4 的规定提高一级。
- 2 混凝土中的氯离子含量不应大于 0.06%。
- 3 未经论证, 混凝土不应采用碱活性骨料。

4 混凝土保护层厚度应按表 9.2.1 的规定适当增加, 并切实保证混凝土保护层的密实性。

5 在使用过程中, 应定期维护。

3.3.6 对于有抗渗要求的结构, 混凝土应满足抗渗等级的规定。

混凝土抗渗等级可按 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, 并不应低于表 3.3.6 的规定值。

表 3.3.6 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
		$30 \leq H < 70$	W6
		$70 \leq H < 150$	W8
		$H \geq 150$	W10
3	素混凝土及钢筋混凝土结构构件的背水面可自由渗水者	$i < 10$	W4
		$10 \leq i < 30$	W6
		$30 \leq i < 50$	W8
		$i \geq 50$	W10

注 1: 表中 H 为水头 (m), i 为水力梯度。

注 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。

注 3: 承受侵蚀性水作用的结构, 混凝土抗渗等级应进行专门的试验研究, 但不应低于 W4。

注 4: 埋置在地基中的结构构件 (如基础防渗墙等), 可按照表中项次 3 的规定选择混凝土抗渗等级。

注 5: 对背水面可自由渗水的素混凝土及钢筋混凝土结构构件, 当水头 H 小于 10m 时, 其混凝土抗渗等级可根据表中项次 3 降低一级。

注 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级。

3.3.7 混凝土抗冻等级可按 28d 龄期的试件用快冻试验方法测定, 分为 F400、F300、F250、F200、F150、F100、F50 七级。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 3.3.7 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, 可选用高一级的抗冻等级。

表 3.3.7 混凝土抗冻等级

项次	气候分区 年冻融循环次数(次)	严寒		寒冷		温和
		≥100	<100	≥100	<100	—
1	结构重要, 受冻严重且难于检修的部位; (1) 水电站尾水部位、蓄能电站进出口冬季水位变化区的构件、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的构件、二期混凝土; (3) 流速大于 25m/s、过冰、多沙或多推移质的溢洪道, 深孔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、薄壁充水闸门井	F400	F300	F300	F200	F100
2	受冻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, 引航道的挡墙、护坡; (3) 流速小于 25m/s 的溢洪道、输水洞(孔)、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、墙、板、梁、柱、墩、廊道或竖井的单薄墙壁	F300	F250	F200	F150	F50

表 3.3.7 (续)

项次	气候分区 年冻融循环次数(次)	严寒		寒冷		温和
		≥100	<100	≥100	<100	—
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	F250	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: 年冻融循环次数分别按一年内气温从 +3℃ 以上降至 -3℃ 以下, 然后回升到 +3℃ 以上的交替次数和一年中日平均气温低于 -3℃ 期间设计预定水位的涨落次数统计, 并取其中的大值。

注 2: 气候分区划分标准为:
严寒地区: 累年最冷月平均气温低于或等于 -10℃ 的地区;
寒冷地区: 累年最冷月平均气温高于 -10℃、低于或等于 -3℃ 的地区;
温和地区: 累年最冷月平均气温高于 -3℃ 的地区。

注 3: 冬季水位变化区指运行期内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) 的区域。

注 4: 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。

注 5: 累年最冷月平均气温低于 -25℃ 地区的混凝土抗冻等级应根据具体情况研究确定。

3.3.8 抗冻混凝土应掺加引气剂。其水泥、掺合料、外加剂的品种和数量, 水灰比, 配合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》(SL 211—2006) 选用。

海洋环境中的混凝土即使没有抗冻要求也宜适当掺加引气剂。

3.3.9 在化学侵蚀环境中，宜测定水中或土中 SO_4^{2-} 、水中 Mg^{2+} 和水中 CO_2 的含量及水的 pH 值，根据其含量和水的酸性按表 3.3.9 所列数值范围确定化学侵蚀的程度。

表 3.3.9 化学侵蚀程度

化学侵蚀程度	水中 SO_4^{2-} 含量 (mg/L)	土中 SO_4^{2-} 含量 (mg/kg)	水中 Mg^{2+} 含量 (mg/L)	水的 pH 值	水中 CO_2 含量 (mg/L)
轻度	200~1000	300~1500	300~1000	5.5~6.5	15~30
中度	1000~4000	1500~6000	1000~3000	4.5~5.5	30~60
严重	4000~10000	6000~15000	≥ 3000	4.0~4.5	60~100

3.3.10 对处于化学侵蚀性环境中的混凝土，应采用抗侵蚀性水泥，掺用优质活性掺合料，必要时可同时采用特殊的表面涂层等防护措施。

3.3.11 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可靠防护面层等措施。在有泥砂磨蚀的部位，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或纤维混凝土。

3.3.12 结构的型式应有利于排除积水，避免水气凝聚和有害物质积聚于区间。当环境类别为三类、四类、五类时，结构的外形应力求规整，不宜采用薄壁、薄腹及多棱角的结构型式。

对于可能遭受高浓度除冰盐和氯盐严重侵蚀的配筋混凝土表面和部位，宜浸涂或覆盖防腐材料；在混凝土中加入阻锈剂；其受力钢筋宜采用环氧树脂涂层带肋钢筋；对预应力筋、锚具及连接器，应采取专门的防护措施；对于重要的结构，还可考虑采用阴极保护措施。

3.3.13 当构件处于严重锈蚀环境时，普通受力钢筋直径不宜小于 16mm；处于三类、四类、五类环境类别中的预应力混凝土构件，宜采用密封和防腐性能良好的孔道管，不宜采用抽孔法形成的孔道。如不采用密封护套或孔道管，则不应采用细钢丝作预应

力筋。

对于严重锈蚀环境的构件，暴露在混凝土外的吊环、紧固件、连接件等铁件应与混凝土中的钢筋隔离。预应力锚具与孔道管或护套之间宜有防腐连接套管。预应力筋的锚头应采用无收缩高性能细石混凝土或水泥基聚合物混凝土封端。

4 材 料

4.1 混 凝 土

4.1.1 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、抗冲刷等耐久性要求。对防止温度裂缝有较高要求的大体积混凝土结构，设计时应根据混凝土提出高延伸率和低热性要求，选用低热水泥或掺加合适的掺合料与外加剂。

4.1.2 混凝土强度等级应按立方体抗压强度标准值确定。立方体抗压强度标准值系指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。

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。

4.1.3 钢筋混凝土结构构件的混凝土强度等级不应低于 C15；当采用 HRB335 级钢筋时，混凝土强度等级不宜低于 C20；当采用 HRB400 级和 RRB400 级钢筋或承受重复荷载时，混凝土强度等级不应低于 C20。

预应力混凝土结构构件的混凝土强度等级不应低于 C30；当采用钢绞线、钢丝作预应力钢筋时，混凝土强度等级不宜低于 C40。

4.1.4 混凝土轴心抗压、轴心抗拉强度标准值 f_{ck} 、 f_{tk} 应按表 4.1.4 确定。

表 4.1.4 混凝土强度标准值 单位： N/mm^2

强度种类	符号	混凝土强度等级									
		C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60
轴心抗压	f_{ck}	10.0	13.4	16.7	20.1	23.4	26.8	29.6	32.4	35.5	38.5
轴心抗拉	f_{tk}	1.27	1.54	1.78	2.01	2.20	2.39	2.51	2.64	2.74	2.85

4.1.5 混凝土轴心抗压、轴心抗拉强度设计值 f_c 、 f_t 应按表 4.1.5 确定。

表 4.1.5 混凝土强度设计值 单位： N/mm^2

强度种类	符号	混凝土强度等级									
		C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60
轴心抗压	f_c	7.2	9.6	11.9	14.3	16.7	19.1	21.1	23.1	25.3	27.5
轴心抗拉	f_t	0.91	1.10	1.27	1.43	1.57	1.71	1.80	1.89	1.96	2.04

注：计算现浇钢筋混凝土轴心受压和偏心受压构件时，如截面的长边或直径小于 300mm，则表中的混凝土强度设计值应乘以系数 0.8；当构件质量（如混凝土成型、截面和轴线尺寸等）确有保证时，可不受此限制。

4.1.6 在混凝土结构构件设计中，不宜利用混凝土的后期强度。但经过充分论证后，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，可按附录 A 采用。

4.1.7 28d 龄期混凝土受压或受拉的弹性模量 E_c 可按表 4.1.7 采用。

混凝土的泊松比 ν_c 可取为 0.167。

混凝土的剪变模量 G_c 可按表 4.1.7 中混凝土弹性模量 E_c 的 0.4 倍采用。

表 4.1.7 混凝土弹性模量 E_c ($\times 10^4$) 单位： N/mm^2

混凝土强度等级	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60
E_c	2.20	2.55	2.80	3.00	3.15	3.25	3.35	3.45	3.55	3.60

4.1.8 混凝土的重力密度（重度）应由试验确定。当无试验资

料时，素混凝土可取 24kN/m^3 ；钢筋混凝土可取 25kN/m^3 。

4.2 钢 筋

4.2.1 钢筋混凝土结构及预应力混凝土结构构件的钢筋，应按下列规定选用：

1 普通钢筋宜采用 HRB400 级和 HRB335 级钢筋，也可采用 HPB235 级和 RRB400 级钢筋。

2 预应力钢筋宜采用钢绞线、钢丝，也可采用螺纹钢筋或钢棒。

注 1：普通钢筋系指用于钢筋混凝土结构构件中的钢筋和预应力混凝土结构构件中的非预应力钢筋。

注 2：HRB335 级和 HRB400 级钢筋系指《钢筋混凝土用钢 第 2 部分：热轧带肋钢筋》(GB 1499.2—2007) 中的 HRB335 级和 HRB400 级钢筋；HPB235 级钢筋系指《钢筋混凝土用热轧光圆钢筋》(GB 13013—91) 中的 Q235 钢筋；RRB400 级钢筋系指《钢筋混凝土用余热处理钢筋》(GB 13014—91) 中的 KL400 钢筋。

注 3：钢丝系指《预应力混凝土用钢丝》(GB/T 5223—2002) 中的光圆、螺旋肋和三面刻痕的消除应力的钢丝；钢绞线系指《预应力混凝土用钢绞线》(GB/T 5224—2003) 中的钢绞线。

注 4：螺纹钢筋系指《预应力混凝土用螺纹钢筋》(GB/T 20065—2006) 中的 PSB785 级、PSB830 级、PSB930 级、PSB1080 级钢筋。

注 5：钢棒系指《预应力混凝土用钢棒》(GB/T 5223.3—2005) 中的螺旋槽、螺旋肋钢棒。

注 6：当采用本条未列出但符合强度和伸长率要求的冷加工钢筋及其他钢筋时，应符合专门标准的规定。

4.2.2 钢筋的强度标准值应具有不小于 95% 的保证率。

普通钢筋的强度标准值系根据屈服强度确定，用 f_{yk} 表示；预应力钢绞线、钢丝、螺纹钢筋及钢棒的强度标准值系根据极限抗拉强度确定，用 f_{pk} 表示。

普通钢筋的强度标准值 f_{yk} 应按表 4.2.2-1 采用；预应力钢筋的强度标准值 f_{pk} 应按表 4.2.2-2 采用。

表 4.2.2-1 普通钢筋强度标准值

种 类	符 号	d (mm)	f_{yk} (N/mm ²)	
热轧钢筋	HPB235	Φ	8~20	235
	HRB335	Φ	6~50	335
	HRB400	Φ	6~50	400
	RRB400	Φ*	8~40	400

注 1：热轧钢筋直径 d 系指公称直径。
注 2：当采用直径大于 40mm 的钢筋时，应有可靠的工程经验。

表 4.2.2-2 预应力钢筋强度标准值

种 类	符 号	公称直径 d (mm)	f_{pk} (N/mm ²)	
钢 绞 线	1×2	5, 5.8	1570, 1720, 1860, 1960	
		8, 10	1470, 1570, 1720, 1860, 1960	
		12	1470, 1570, 1720, 1860	
	1×3	6.2, 6.5	1570, 1720, 1860, 1960	
		8.6	1470, 1570, 1720, 1860, 1960	
		8.74	1570, 1670, 1860	
		10.8, 12.9	1470, 1570, 1720, 1860, 1960	
	1×31	Φ ^s	8.74	1570, 1670, 1860
	1×7	9.5, 11.1, 12.7	1720, 1860, 1960	
		15.2	1470, 1570, 1670, 1720, 1860, 1960	
		15.7	1770, 1860	
		17.8	1720, 1860	
		12.7	1860	
	(1×7)C	15.2	1820	
		18.0	1720	
4, 4.8, 5		1470, 1570, 1670, 1770, 1860		
光圆螺旋肋	Φ ^p	6, 6.25, 7	1470, 1570, 1670, 1770	
		8, 9	1470, 1570	
	Φ ^h	10, 12	1470	
		刻痕	Φ ⁱ	≤5
>5	1470, 1570, 1670, 1770			

表 4.2.2-2 (续)

种类		符号	公称直径 d (mm)	f_{pk} (N/mm ²)
钢棒	螺旋槽	Φ^{HG}	7.1、9、10.7、12.6	1080、1230、1420、1570
	螺旋肋	Φ^{HR}	6、7、8、10、12、14	
螺纹钢筋	PSB785	Φ^{PS}	18、25、32、40、50	980
	PSB830			1030
	PSB930			1080
	PSB1080			1230

注 1: 钢绞线直径 d 系指钢绞线外接圆直径, 即《预应力混凝土用钢绞线》(GB/T 5224—2003) 中的公称直径 D_n ; 钢丝、螺纹钢筋及钢棒的直径 d 均指公称直径。

注 2: 1×31 为三根刻痕钢丝捻制的钢绞线; (1×7)C 为七根钢丝捻制又经模拔的钢绞线。

注 3: 根据国家标准, 同一规格的钢丝(钢绞线、钢棒)有不同的强度级别, 因此表中对同一规格的钢丝(钢绞线、钢棒)列出了相应的 f_{pk} 值, 在设计中可自行选用。

各种直径钢筋、钢绞线、钢丝和螺纹钢筋及钢棒的公称直径、公称截面面积及公称质量应按附录 B 确定。

4.2.3 普通钢筋的抗拉强度设计值 f_y 及抗压强度设计值 f'_y 应按表 4.2.3-1 采用; 预应力钢筋的抗拉强度设计值 f_{py} 及抗压强度设计值 f'_{py} 应按表 4.2.3-2 采用。

表 4.2.3-1 普通钢筋强度设计值 单位: N/mm²

种类	符号	f_y	f'_y
热轧钢筋	HPB235	Φ	210
	HRB335	Φ	300
	HRB400	Φ	360
	RRB400	Φ^E	360

注: 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 300N/mm² 时, 仍应按 300N/mm² 取用。

表 4.2.3-2 预应力钢筋强度设计值 单位: N/mm²

种类	符号	f_{pk}	f_{py}	f'_{py}	
钢绞线	Φ^s	1×2 1×3 1×31 1×7 (1×7)C	1470	1040	390
			1570	1110	
			1670	1180	
			1720	1220	
			1770	1250	
			1820	1290	
			1860	1320	
			1960	1380	
消除应力钢丝	Φ^p Φ^H Φ^I	光圆 螺旋肋 刻痕	1470	1040	410
			1570	1110	
			1670	1180	
			1770	1250	
钢棒	Φ^{HG} Φ^{HR}	螺旋槽 螺旋肋	1080	760	400
			1230	870	
			1420	1005	
			1570	1110	
螺纹钢筋	Φ^{PS}	PSB785 PSB830 PSB930 PSB1080	980	650	400
			1030	685	
			1080	720	
			1230	820	

注: 当预应力钢绞线、钢丝的强度标准值不符合表 4.2.2-2 的规定时, 其强度设计值应进行换算。

当构件中配有不同种类的钢筋时, 每种钢筋应采用各自的强度设计值。

4.2.4 钢筋弹性模量 E_s 可按表 4.2.4 采用。

表 4.2.4 钢筋弹性模量 E_s 单位: N/mm^2

钢筋种类	E_s
HPB235 级钢筋	2.1×10^5
HRB335 级钢筋、HRB400 级钢筋、RRB400 级钢筋	2.0×10^5
消除应力钢丝 (光圆钢丝、螺旋肋钢丝、刻痕钢丝)	2.05×10^5
钢绞线	1.95×10^5
螺纹钢筋、钢棒 (螺旋槽钢棒、螺旋肋钢棒)	2.0×10^5

注: 必要时钢绞线可采用实测的弹性模量。

5 素混凝土结构构件计算

5.1 一般规定

5.1.1 素混凝土不得用于受拉构件。

素混凝土主要用于受压构件。素混凝土受弯构件仅允许用于外置在地基上的情况以及不承受移动荷载的情况。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。

需要抗震设防的重要结构, 不宜采用素混凝土结构。

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 素混凝土结构构件应进行正截面承载力计算, 包括结构稳定性验算; 承受局部荷载的部位尚应进行局部受压承载力计算。

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:

——不考虑混凝土受拉作用, 仅对受压区承载力进行计算;

——考虑混凝土受拉作用, 对受拉区和受压区承载力同时计算。

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, 其配筋量不应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宜大于 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，其受压承载力应符合下列规定：

$$KN \leq \phi f_c A'_c \quad (5.2.2-1)$$

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 尚应符合下列规定：

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

矩形截面的受压构件，其受压承载力应符合下列规定（见图 5.2.2）：

$$KN \leq \phi f_c b(h - 2e_0) \quad (5.2.2-4)$$

式中 K ——承载力安全系数，按表 3.2.4 中素混凝土受压承载力项采用；

N ——轴向压力设计值（N），按 3.2.2 条的规定计算；

ϕ ——素混凝土受压构件的稳定系数，按表 5.2.2-1 采用；

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值（N/mm²），按表 4.1.5 确定；

A'_c ——混凝土受压区的截面面积（mm²）；

e_c ——混凝土受压区合力点至截面重心的距离（mm）；

e_0 ——轴向力作用点至截面重心的距离（mm）；

y'_c ——截面重心至受压区边缘的距离（mm）；

b ——矩形截面宽度（mm）；

h ——矩形截面高度（mm）。

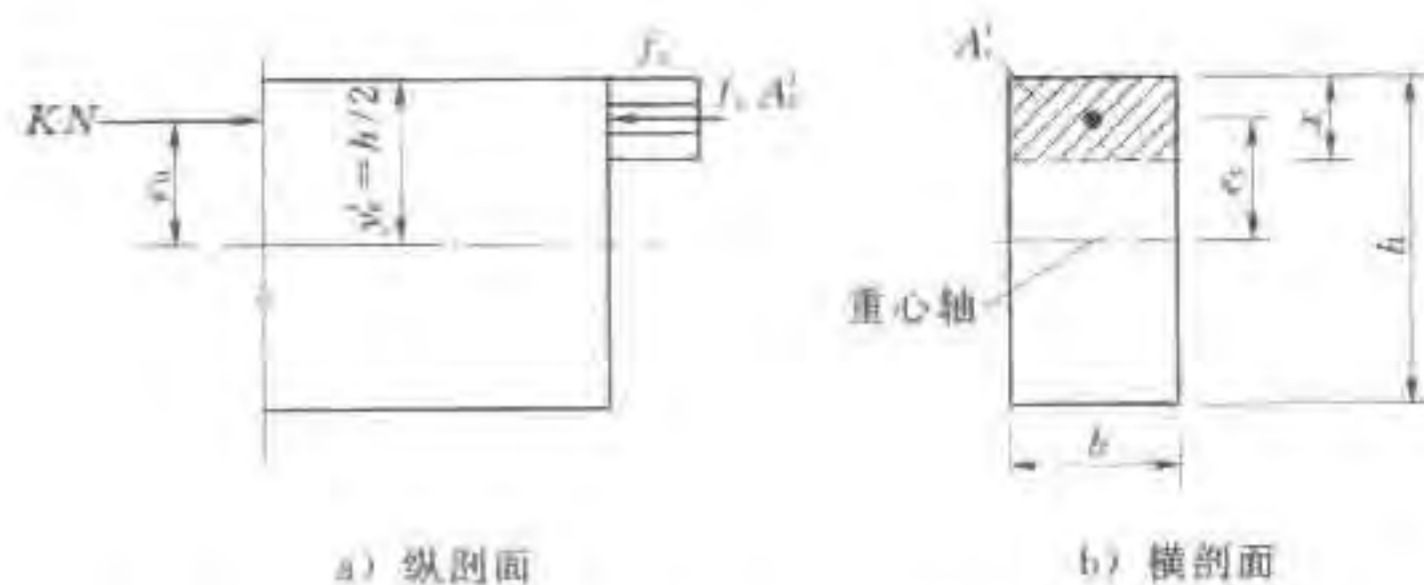


图 5.2.2 矩形截面素混凝土受压构件受压承载力计算

表 5.2.2-1 素混凝土受压构件的稳定系数 ϕ

l_0/b	<4	4	6	8	10	12	14	16	18	20
l_0/i	<14	14	21	28	35	42	48	55	62	69
ϕ	1.00	0.98	0.96	0.91	0.86	0.82	0.77	0.72	0.68	0.63

注： 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 l_0

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

注： l 为构件支点间长度； S 为拱轴线长度。

5.2.3 当计算素混凝土受压构件的正截面承载力, 考虑混凝土受拉作用时, 受拉区和受压区承载力应分别符合下列要求:

受拉区

$$KN \leq \frac{\phi \gamma_m f_t W_t}{e_0 - \frac{W_t}{A}} \quad (5.2.3-1)$$

受压区

$$KN \leq \frac{\phi f_c W_c}{e_0 + \frac{W_c}{A}} \quad (5.2.3-2)$$

对矩形截面, 受拉区和受压区承载力应分别符合下列规定:

$$KN \leq \frac{\phi \gamma_m f_t b h}{\frac{6e_0}{h} - 1} \quad (5.2.3-3)$$

$$KN \leq \frac{\phi f_c b h}{\frac{6e_0}{h} + 1} \quad (5.2.3-4)$$

式中 K ——承载力安全系数, 根据素混凝土受拉承载力、受压承载力分别按表 3.2.4 的有关项采用;

W_t 、 W_c ——截面受拉边缘和受压边缘的弹性抵抗矩 (mm^3);

A ——构件截面面积 (mm^2);

f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值 (N/mm^2), 按表 4.1.5 确定;

γ_m ——截面抵抗矩塑性系数, 按附录 C 取值。

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 对称于弯矩作用平面的任意截面的素混凝土受弯构件的

正截面承载力, 应符合下式规定:

$$KM \leq \gamma_m f_t W_t \quad (5.3.1)$$

式中 K ——承载力安全系数, 按表 3.2.4 中素混凝土受拉承载力项采用;

M ——弯矩设计值 ($\text{N} \cdot \text{mm}$), 按 3.2.2 条的规定计算。

5.3.2 矩形截面素混凝土受弯构件的正截面承载力, 应符合下列规定:

$$KM \leq \frac{1}{6} \gamma_m f_t b h^2 \quad (5.3.2)$$

5.4 局部受压

5.4.1 素混凝土构件的局部受压承载力应符合下列规定:

$$KF_l \leq \omega \beta_l f_c A_l \quad (5.4.1-1)$$

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

式中 K ——承载力安全系数, 按表 3.2.4 中素混凝土受压承载力项采用;

F_l ——局部受压面上作用的局部荷载或局部压力设计值 (N), 按 3.2.2 条的规定计算;

A_l ——局部受压面积 (mm^2);

β_l ——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 (mm^2), 可根据局部受压面积与计算底面积同心对称的原则确定, 对常用情况, 可按图 5.4.1 取用;

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 $\omega=1$; 当局部荷载为非均匀分布时 (如梁、过梁的端部支承面), 取 $\omega=0.75$ 。

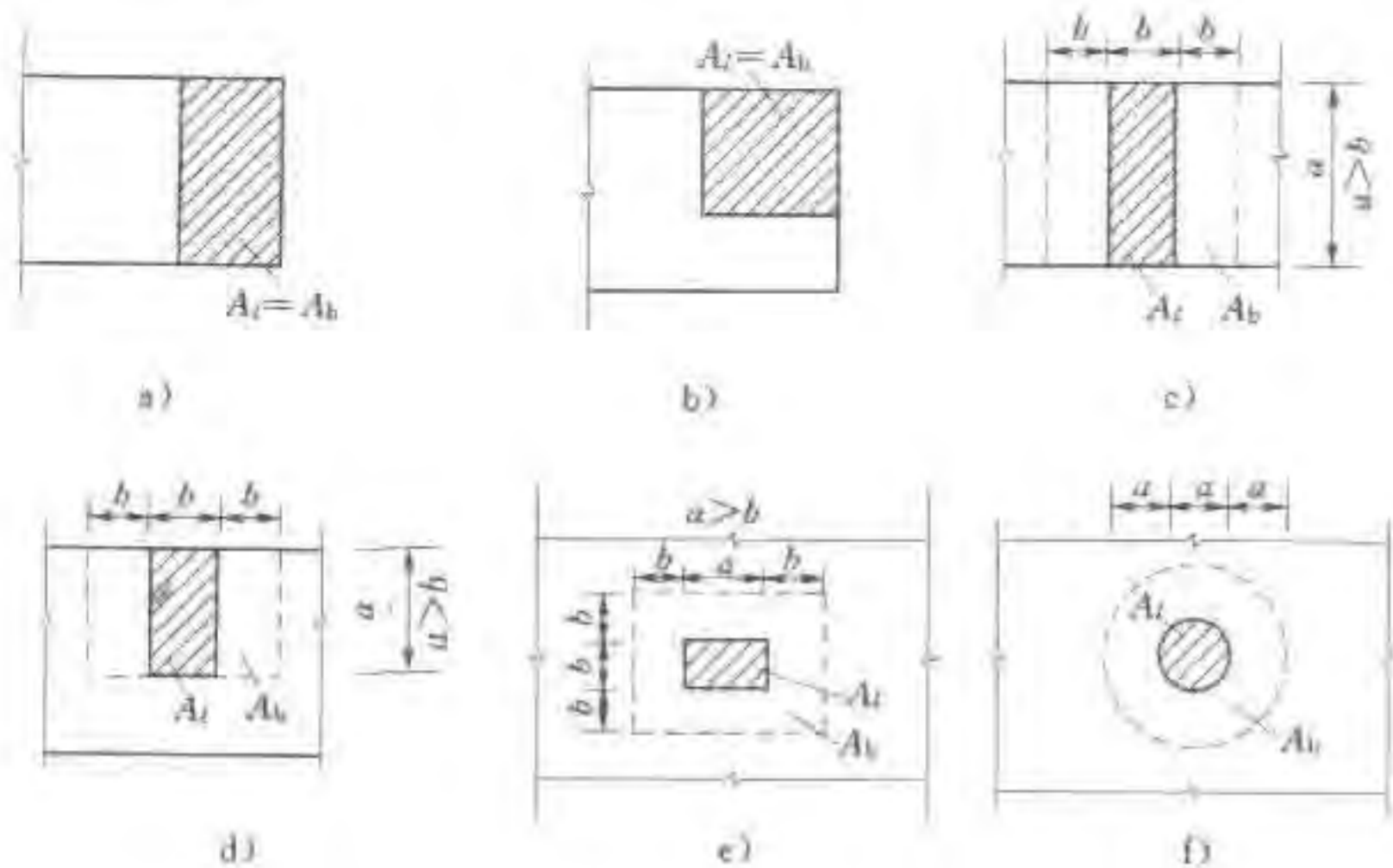


图 5.4.1 确定局部受压计算底面积 A_b

5.4.2 在局部受压区作用有非局部荷载时,应符合下式要求:

$$K(F_l + \omega\beta\sigma A_l) \leq \omega\beta_1 f_c A_l \quad (5.4.2)$$

式中 σ ——非局部荷载设计值所产生的压应力 (N/mm^2)。

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 遭受剧烈温度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取为构件截面面积的 0.04%,但每米内不宜多于 1200mm^2 ;钢筋以小直径为宜,间距不宜大于 250mm 。

6 钢筋混凝土结构构件承载力极限状态计算

6.1 承载力计算的一般规定

6.1.1 本章所规定的承载力极限状态计算公式,适用于混凝土强度等级不大于 C60 的钢筋混凝土构件。

跨高比小于 5 的钢筋混凝土深受弯构件,其承载力应按 10.6 节的规定计算。

6.1.2 正截面承载力应按下列基本假定进行计算:

- 1 截面应变保持为平面。
- 2 不考虑混凝土的抗拉强度。
- 3 混凝土受压的应力与应变关系曲线按下列公式取用:

当 $\epsilon_c \leq 0.002$ 时

$$\sigma_c = f_c \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{0.002} \right)^2 \right] \quad (6.1.2-1)$$

当 $0.002 < \epsilon_c \leq \epsilon_{cu}$ 时

$$\sigma_c = f_c \quad (6.1.2-2)$$

式中 ϵ_c ——混凝土压应变;

σ_c ——相应于 ϵ_c 时的混凝土应力 (N/mm^2);

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值 (N/mm^2),按表 4.1.5 确定;

ϵ_{cu} ——正截面的混凝土极限压应变,当处于非均匀受压时,取为 0.0033;当处于轴心受压时,取为 0.002。

4 纵向钢筋的应力应取等于钢筋应变与其弹性模量的乘积,但其绝对值不应大于相应的强度设计值。

6.1.3 受弯构件、偏心受力构件正截面受压区混凝土的应力图形可简化为等效的矩形应力图,其计算高度 x 可取等于按平截面假定所确定的中和轴高度乘以系数 0.8,矩形应力图的应力值

取为 f_c 。

6.1.4 纵向受拉钢筋达到屈服和受压混凝土破坏同时发生时的相对界限受压区计算高度 ξ_b 应按下式计算：

$$\xi_b = \frac{x_b}{h_0} = \frac{0.8}{1 + \frac{f_y}{0.0033E_s}} \quad (6.1.4)$$

式中 ξ_b ——相对界限受压区计算高度；

f_y ——钢筋抗拉强度设计值 (N/mm^2)，按表 4.2.3-1 确定；

E_s ——钢筋弹性模量 (N/mm^2)，按表 4.2.4 确定；

h_0 ——截面有效高度 (mm)，即纵向受拉钢筋合力点至截面受压边缘的距离；

x_b ——界限受压区计算高度 (mm)。

注：在截面受拉区内配置有不同类型的钢筋时，相对界限受压区计算高度应分别计算，并取其较小值。

6.1.5 纵向钢筋应力可根据截面应变保持为平面的假定计算，也可按下列近似公式计算：

$$\sigma_{si} = \frac{f_y}{\xi_b - 0.8} \left(\frac{x}{h_{0i}} - 0.8 \right) \quad (6.1.5-1)$$

此时，钢筋应力应符合下列条件：

$$-f'_y \leq \sigma_{si} \leq f_y \quad (6.1.5-2)$$

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 (mm)；

x ——受压区计算高度 (mm)；

σ_{si} ——第 i 层纵向钢筋的应力 (N/mm^2)，正号代表拉应力，负号代表压应力；

f'_y ——钢筋抗压强度设计值 (N/mm^2)，按表 4.2.3-1 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倒 T 形截面受弯构件，其

正截面受弯承载力应符合下列规定 (见图 6.2.1)：

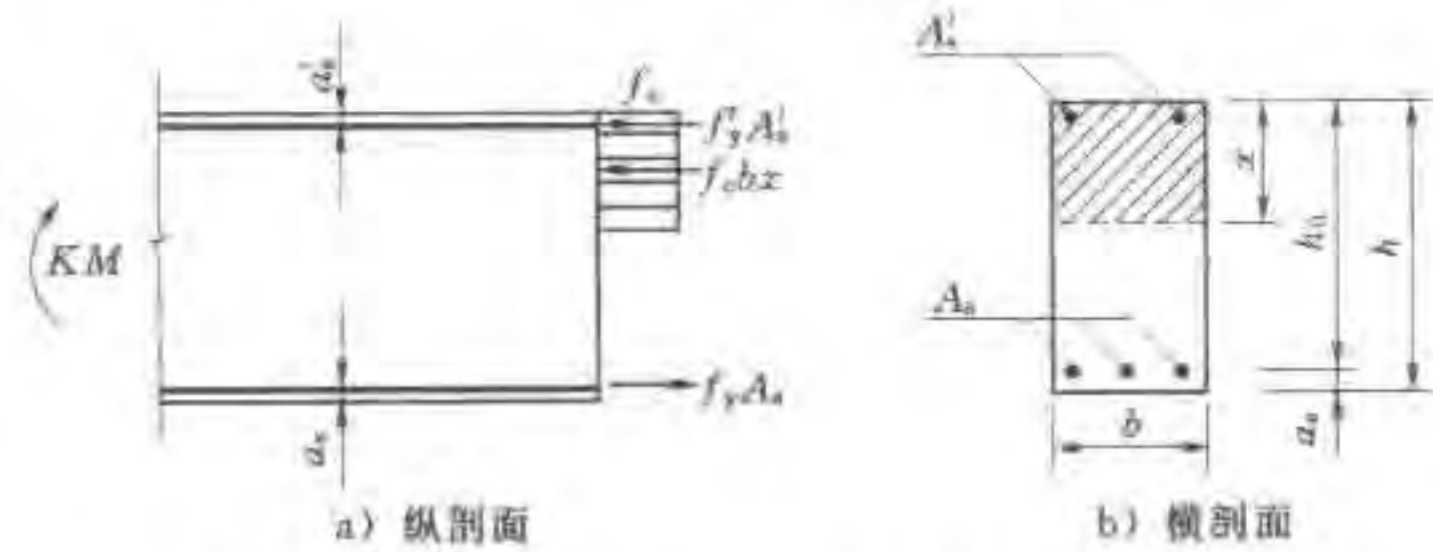


图 6.2.1 矩形截面受弯构件正截面受弯承载力计算

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

此时，受压区计算高度 x 按下列公式确定：

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

受压区计算高度 x 尚应符合下列要求：

$$x \leq 0.85 \xi_b h_0 \quad (6.2.1-3)$$

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

式中 K ——承载力安全系数，按表 3.2.4 采用；

M ——弯矩设计值 ($\text{N} \cdot \text{mm}$)，按 3.2.2 条的规定计算；

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值 (N/mm^2)，按表 4.1.5 确定；

A_s 、 A'_s ——纵向受拉、受压钢筋的截面面积 (mm^2)；

f_y ——钢筋抗拉强度设计值 (N/mm^2)，按表 4.2.3-1 确定；

f'_y ——钢筋抗压强度设计值 (N/mm^2)，按表 4.2.3-1 确定；

h_0 ——截面有效高度 (mm)；

b ——矩形截面的宽度或 T 形截面的腹板宽度 (mm)；

a'_s ——受压钢筋合力点至受压区边缘的距离 (mm)；

ξ_b ——相对界限受压区计算高度，按式(6.1.4)计算。

6.2.2 翼缘位于受压区的T形、I形截面受弯构件，其正截面受弯承载力应分别符合下列规定：

1 当符合下列条件时：

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

按宽度为 b'_i 的矩形截面计算(见图6.2.2a)。

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应符合下列规定(见图6.2.2b)：

$$KM \leq f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f_c (b'_i - b) h'_i \left(h_0 - \frac{h'_i}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \quad (6.2.2-2)$$

此时，受压区计算高度 x 按下列公式确定：

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

式中 h'_i ——T形、I形截面受压区的翼缘高度(mm)；

b'_i ——T形、I形截面受压区的翼缘计算宽度(mm)，按6.2.3条的规定确定。

按上述公式计算T形、I形截面受弯构件时，受压区计算高度仍应符合式(6.2.1-3)、式(6.2.1-4)的要求。

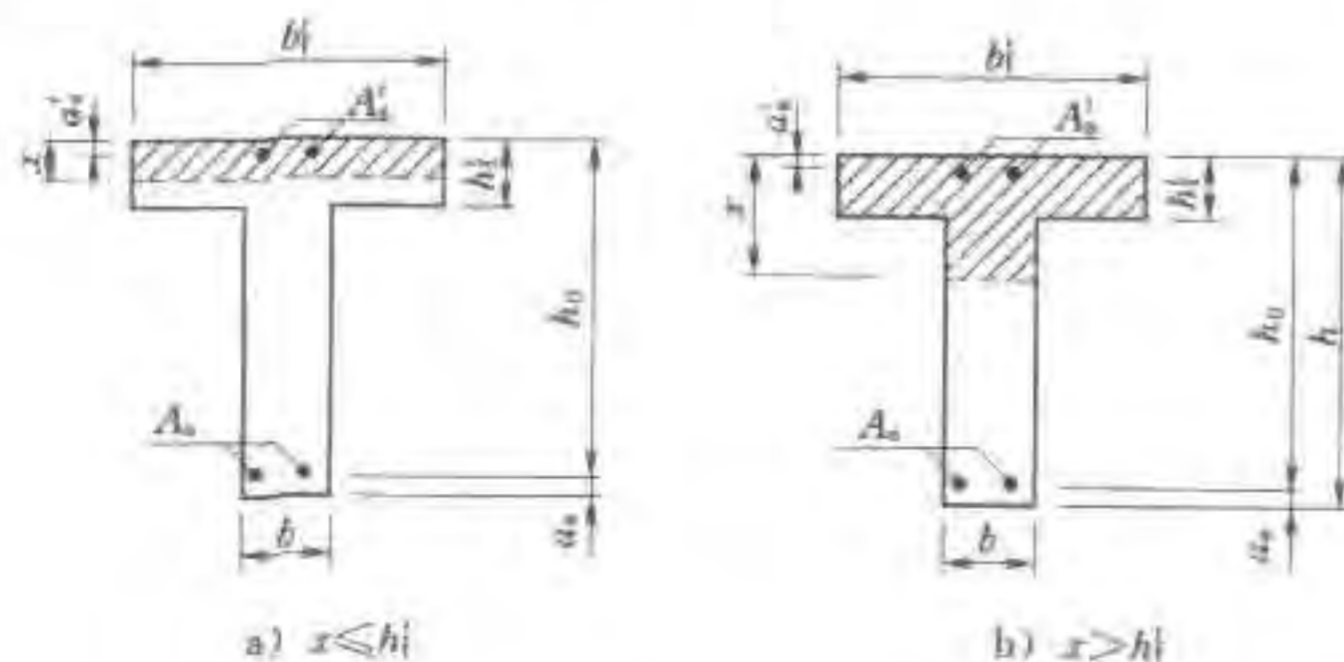


图6.2.2 T形截面受弯构件受压区计算高度位置

6.2.3 T形、I形及倒L形截面受弯构件位于受压区的翼缘计

算宽度 b'_i ，应按表6.2.3所列各项中的最小值取用。

表6.2.3 T形、I形及倒L形截面受弯构件翼缘计算宽度 b'_i

项次	情况	T形、I形截面		倒L形截面
		肋形梁(板)	独立梁	肋形梁(板)
1	按计算跨度 l_0 考虑	$l_0/3$	$l_0/3$	$l_0/6$
2	按梁(肋)净距 s_n 考虑	$b+s_n$	—	$b+s_n/2$
3	按翼缘高度 h'_i 考虑	当 $h'_i/h_0 \geq 0.1$	—	$b+12h'_i$
		当 $0.1 > h'_i/h_0 \geq 0.05$	$b+12h'_i$	$b+6h'_i$
		当 $h'_i/h_0 < 0.05$	$b+12h'_i$	b

注1: b 为梁的腹板宽度。

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

注3: 对加腋的T形、I形和倒L形截面，当受压区加腋的高度 $h_s \geq h'_i$ 且加腋的宽度 $b_s \leq 3h_s$ 时，其翼缘计算宽度可按表中项次3的规定分别增加 $2b_s$ (T形、I形截面) 和 b_s (倒L形截面)。

注4: 独立梁受压区的翼缘板在荷载作用下经验算沿纵肋方向可能产生裂缝时，其计算宽度应取用腹板宽度 b 。

6.2.4 受弯构件正截面承载力的计算，应符合 $x \leq 0.85\xi_b h_0$ 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，则在验算 $x \leq 0.85\xi_b h_0$ 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。

6.2.5 在计算中计入受压钢筋且不符合式(6.2.1-4)的条件时，正截面受弯承载力应符合下列规定：

$$KM \leq f_y A_s (h_0 - a'_s) \quad (6.2.5)$$

6.2.6 环形截面受弯构件的正截面受弯承载力，应按5.3.6条的规定进行计算，但应在式(6.3.6-1)中取等号，并取轴向力 $N=0$ ；还应将式(6.3.6-2)中的 $N\eta e_0$ 以弯矩 M 代替。

6.3 正截面受压承载力计算

6.3.1 轴心受压构件，当配置的箍筋符合 10.3 节的规定时，其正截面受压承载力应符合下列规定：

$$KN \leq \phi(f_c A + f_y' A_s') \quad (6.3.1)$$

式中 K ——承载力安全系数，按表 3.2.4 采用；

N ——轴向压力设计值 (N)，按 3.2.2 条的规定计算；

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 ——混凝土轴心抗压强度设计值 (N/mm^2)，按表 4.1.5 确定；

A ——构件截面面积 (mm^2)；当纵向钢筋配筋率大于 3% 时，式中 A 应改用混凝土净截面面积 A_0 ， $A_0 = A - A_s'$ ；

f_y' ——纵向钢筋抗压强度设计值 (N/mm^2)，按表 4.2.3-1 确定；

A_s' ——全部纵向钢筋的截面面积 (mm^2)。

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

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 为构件计算长度 (mm)，按 6.3.10 条的规定计算； b 为矩形截面的短边尺寸 (mm)； i 为截面最小回转半径 (mm)。

6.3.2 矩形截面偏心受压构件正截面受压承载力应符合下列规

定 (见图 6.3.2)：

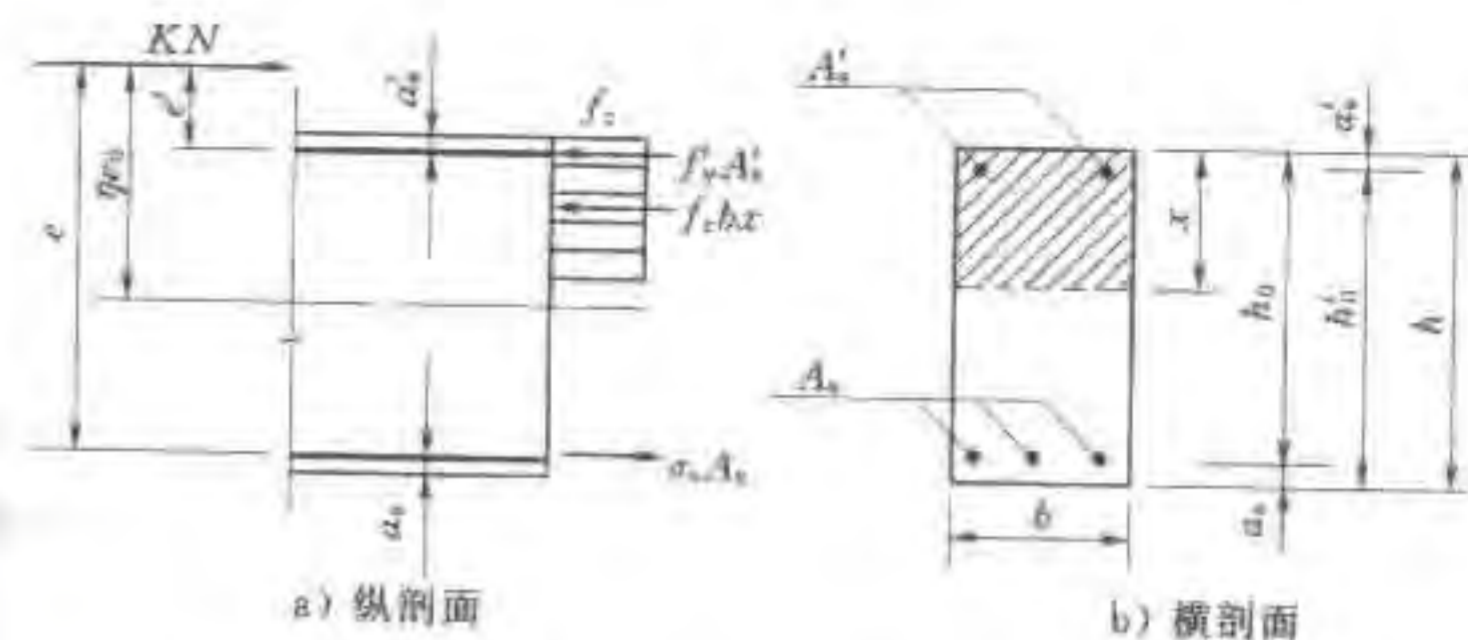


图 6.3.2 矩形截面偏心受压构件正截面受压承载力计算

$$KN \leq f_c bx + f_y' A_s' - \sigma_s A_s \quad (6.3.2-1)$$

$$KNe \leq f_c bx \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f_y' A_s' (h_0 - a_s') \quad (6.3.2-2)$$

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

式中 e ——轴向压力作用点至受拉边或受压较小边纵向钢筋合力点之间的距离 (mm)；

e_0 ——轴向压力对截面重心的偏心距 (mm)， $e_0 = M/N$ ；

η ——偏心受压构件考虑二阶效应影响的轴向压力偏心距增大系数，按 6.3.9 条的规定计算；

A_s 、 A_s' ——配置在远离或靠近轴向压力一侧的纵向钢筋截面面积 (mm^2)；

σ_s ——受拉边或受压较小边纵向钢筋的应力 (N/mm^2)；

a_s ——受拉边或受压较小边纵向钢筋合力点至截面近边缘的距离 (mm)；

a_s' ——受压较大边纵向钢筋合力点至截面近边缘的距离 (mm)；

x ——受压区计算高度 (mm)，当 $x > h$ 时，在式 (6.3.2-1)、式 (6.3.2-2) 中取 $x = h$ 。

在按上述规定计算时，尚应符合下列要求：

——纵向钢筋的应力 σ_s 可按下列情况计算：当 $\xi \leq \xi_b$ 时为大偏心受压构件，取 $\sigma_s = f_y$ ，此处， ξ 为相对受压区计算高度， $\xi = x/h_0$ ；当 $\xi > \xi_b$ 时为小偏心受压构件， σ_s 按 6.1.5 条的规定计算。

——当计算中计入纵向受压钢筋时，受压区计算高度 x 应满足式 (6.2.1-4) 的条件；当不满足此条件时，其正截面受压承载力可按 6.2.5 条的规定计算，此时，应将式 (6.2.5) 中的 M 以 Ne' 代替，此处， e' 为轴向压力作用点至受压区纵向钢筋合力点的距离 (mm)；在计算中应计入偏心距增大系数。

——矩形截面非对称配筋的小偏心受压构件，当 $KN > f_c bh$ 时，尚应按下列式进行验算：

$$KN \left(\frac{h}{2} - a'_s - e_0 \right) \leq f_c bh \left(h'_0 - \frac{h}{2} \right) + f_y A_s (h'_0 - a_s) \quad (6.3.2-4)$$

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

6.3.3 对称配筋的矩形截面小偏心受压构件，也可按下列公式计算纵向钢筋截面面积：

$$A'_s = A_s = \frac{KNe - \xi(1 - 0.5\xi)f_c bh_0^2}{f_y(h_0 - a'_s)} \quad (6.3.3-1)$$

此处，相对受压区计算高度 ξ 可按下列近似公式计算：

$$\xi = \frac{KN - \xi_b f_c bh_0}{\frac{KNe - 0.45 f_c bh_0^2}{(0.8 - \xi_b)(h_0 - a'_s)} + f_c bh_0} + \xi_b \quad (6.3.3-2)$$

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

6.3.4 I 形截面偏心受压构件及翼缘位于截面较大受压边的 T 形截面偏心受压构件，其受压翼缘计算宽度 b'_f 应按 6.2.3 条确定。其正截面受压承载力应符合下列规定：

1 当受压区计算高度 $x \leq h'_f$ 时，应按宽度为受压翼缘计算宽度 b'_f 的矩形截面计算。

2 当受压区计算高度 $x > h'_f$ 时 (见图 6.3.4)，应考虑腹板的受压作用，符合下列规定：

$$KN \leq f_c bx + f_c (b'_f - b)h'_f + f_y A'_s - \sigma_s A_s \quad (6.3.4-1)$$

$$KN e' \leq f_c bx \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f_c (b'_f - b)h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) + f_y A'_s (h_0 - a'_s) \quad (6.3.4-2)$$

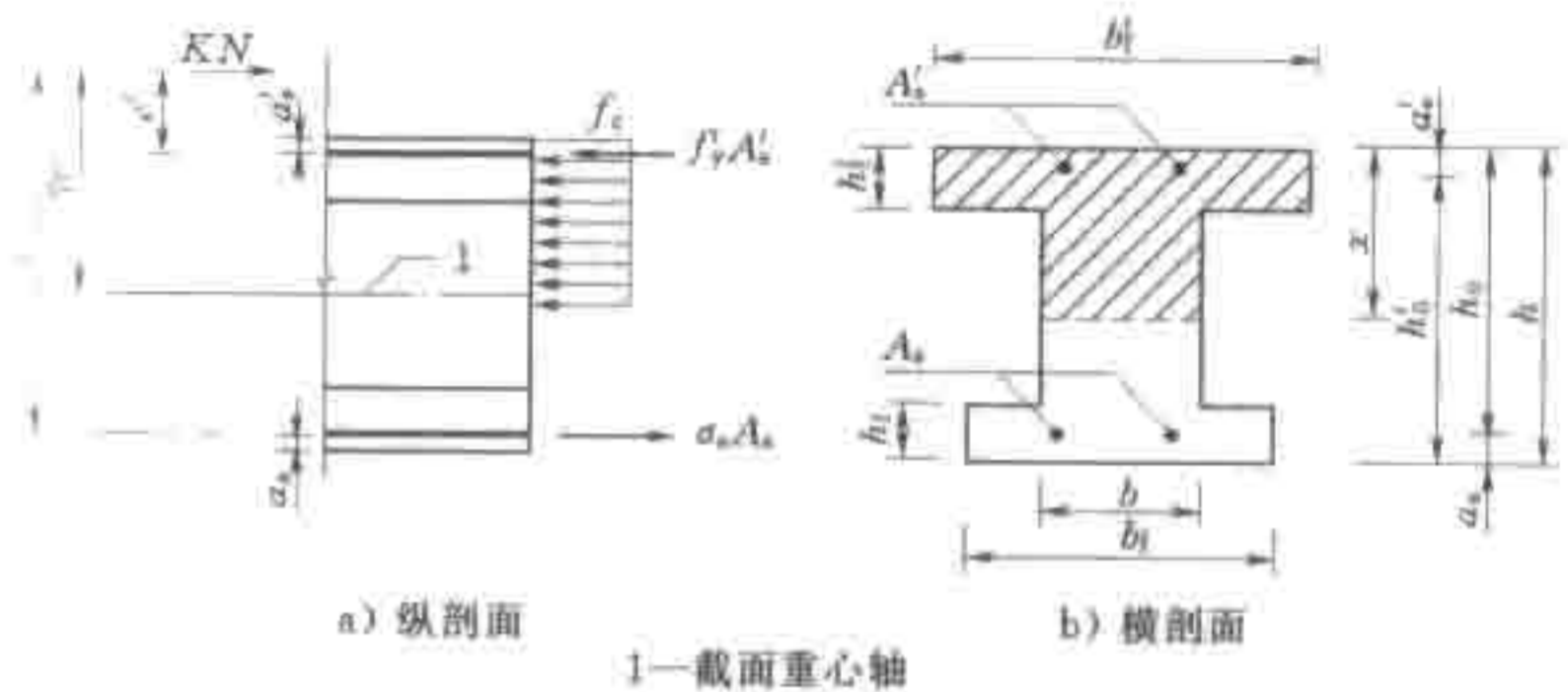


图 6.3.4 I 形截面偏心受压构件的正截面受压承载力计算

3 对 I 形截面，当 $x > h - h'_f$ 时，在正截面受压承载力计算中应计入受压较小边翼缘受压部分的作用，此时，受压较小边翼缘计算宽度 b_f 应按 6.2.3 条确定。

4 对采用非对称配筋的小偏心受压构件，当 $KN > f_c A$ 时，尚应按下列公式进行验算：

$$KNe' \leq f_c \left[bh \left(h'_0 - \frac{h}{2} \right) + (b_f - b)h_f \left(h'_0 - \frac{h}{2} \right) + (b'_f - b)h'_f \left(\frac{h'_f}{2} - a'_s \right) \right] + f_y A_s (h'_0 - a_s) \quad (6.3.4-3)$$

$$e' = y' - a'_s - e_0 \quad (6.3.4-4)$$

式中 y' ——截面重心至离轴向压力较近一侧受压边的距离 (mm)，当截面对称时，取 $y' = h/2$ 。

注：对仅在高轴向压力较近一侧有翼缘的 T 形截面，可取 $b_f = b$ ；对仅在高轴向压力较远一侧有翼缘的倒 T 形截面，可取 $b'_f = b$ 。

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（见图 6.3.5），其正截面受压承载力宜符合下列规定：

$$KN \leq f_c \xi b h_0 + f_c (b'_f - b) h'_f + f'_y A'_s - \sigma_s A_s + N_{sw} \quad (6.3.5-1)$$

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

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

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

式中 A_{sw} ——沿截面腹部均匀配置的全部纵向钢筋截面面积 (mm^2)；

f_{yw} ——沿截面腹部均匀配置的纵向钢筋的强度设计值 (N/mm^2)，按表 4.2.3-1 确定；

σ_s ——受拉边或受压较小边钢筋 A_s 的应力 (N/mm^2)，当 $\xi \leq \xi_b$ 时，取 $\sigma_s = f_y$ ；当 $\xi > \xi_b$ 时， σ_s 按式 (6.1.5-1) 及式 (6.1.5-2) 计算；

N_{sw} ——沿截面腹部均匀配置的纵向钢筋所承担的轴向压力 (N)，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 ($\text{N} \cdot \text{mm}$)，当 $\xi > 0.8$ 时，取 $M_{sw} = 0.5 f_{yw} A_{sw} h_{sw}$ ；

h_{sw} ——沿截面均匀配置纵向钢筋区段的高度 (mm)，宜选取 $h_{sw} = h_0 - a'_s$ ；

ω —— h_{sw} 与截面有效高度 h_0 的比值，即 $\omega = h_{sw} / h_0$ 。

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

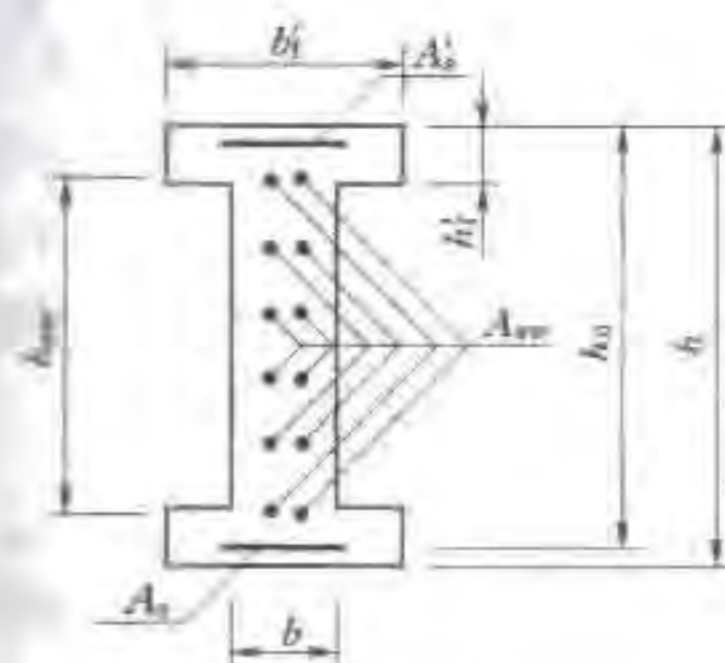


图 6.3.5 沿截面腹部均匀配筋的 I 形截面

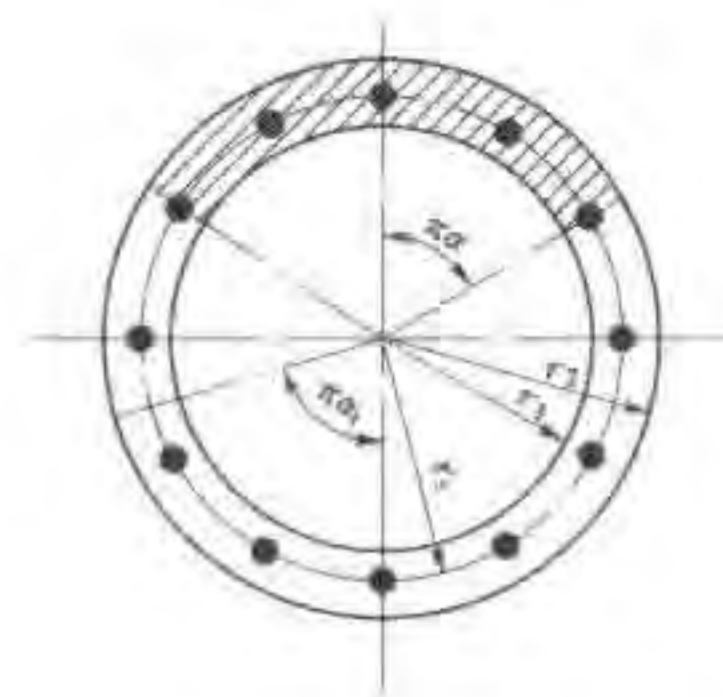


图 6.3.6 沿周边均匀配筋的环形截面

6.3.6 沿周边均匀配置纵向钢筋的环形截面偏心受压构件，其正截面受压承载力宜符合下列规定（见图 6.3.6）：

$$KN \leq \alpha f_c A + (\alpha - \alpha_1) f_y A_s \quad (6.3.6-1)$$

$$KN \eta e_0 \leq f_c A (r_1 + r_2) \frac{\sin \pi \alpha}{2\pi} + f_y A_s r_s \frac{\sin \pi \alpha + \sin \pi \alpha_1}{\pi} \quad (6.3.6-2)$$

$$\alpha_1 = 1 - 1.5 \alpha \quad (6.3.6-3)$$

式中 A ——环形截面面积 (mm^2)；

A_s ——全部纵向钢筋截面面积 (mm^2)；

r_1 、 r_2 ——环形截面的内、外半径 (mm)；

r_s ——纵向钢筋所在圆周的半径 (mm)；

e_0 ——轴向压力对截面重心的偏心距 (mm)；

α ——受压区面积与全截面面积的比值；

α_1 ——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 $\alpha > 2/3$ 时，取 $\alpha_1 = 0$ 。

注 1：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。

注 2：当 $\alpha < \arccos[2r_1/(r_1 + r_2)]/\pi$ 时，环形截面偏心受压构件可按 6.3.7 条的圆形截面偏心受压构件正截面受压承载力公式计算。

6.3.7 沿周边均匀配置纵向钢筋的圆形截面偏心受压构件（见图 6.3.7），其正截面受压承载力宜符合下列规定：

$$KN \leq \alpha f_c A \left(1 - \frac{\sin 2\pi\alpha}{2\pi\alpha} \right) + (\alpha - \alpha_s) f_y A_s \quad (6.3.7-1)$$

$$KN\eta e_0 \leq \frac{2}{3} f_c A r \frac{\sin^2 \pi\alpha}{\pi} + f_y A_s r_s \frac{\sin \pi\alpha + \sin \pi\alpha_s}{\pi} \quad (6.3.7-2)$$

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

式中 A ——圆形截面面积 (mm^2)；
 A_s ——全部纵向钢筋的截面面积 (mm^2)；
 r ——圆形截面的半径 (mm)；
 α ——对应于受压区面积的圆心角 (rad) 与 2π 的比值；
 α_s ——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 $\alpha_s = 0$ 。

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。

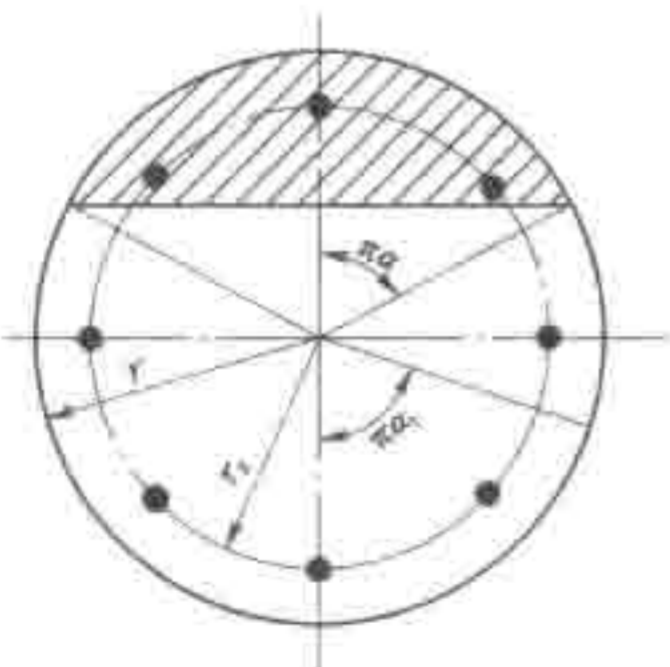


图 6.3.7 沿周边均匀配筋的圆形截面

6.3.8 钢筋混凝土结构中的偏心受压构件，均应在其正截面受压承载力计算中考虑结构侧移和构件挠曲引起的二阶效应附加内力。

在确定偏心受压构件的内力设计值时，可近似考虑二阶弯矩对轴向压力偏心距的影响，将轴向压力对截面重心的偏心距 e_0 乘以 6.3.9 条规定的偏心距增大系数 η ；也可根据 6.3.11 条规

定的构件修正抗弯刚度，用考虑二阶效应的弹性分析方法，直接计算出结构构件各控制截面的内力设计值，并按此内力设计值对各构件进行截面配筋设计。

6.3.9 对矩形、T 形、I 形、环形和圆形截面偏心受压构件，其偏心距增大系数 η 可按下列公式计算：

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400e_0/h_0} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \zeta_1 \zeta_2 \quad (6.3.9-1)$$

其中 $\zeta_1 = \frac{0.5f_c A}{KN} \quad (6.3.9-2)$

$$\zeta_2 = 1.15 - 0.01 \frac{l_0}{h} \quad (6.3.9-3)$$

式中 e_0 ——轴向压力对截面重心的偏心距 (mm)，在式 (6.3.9-1) 中，当 $e_0 < h_0/30$ 时，取 $e_0 = h_0/30$ ；

l_0 ——构件的计算长度 (mm)，按 6.3.10 条确定；

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

h_0 ——截面有效高度 (mm)，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 (mm^2)；

ζ_1 ——考虑截面应变对截面曲率影响的系数，当 $\zeta_1 > 1$ 时，取 $\zeta_1 = 1.0$ ；对于大偏心受压构件，直接取 $\zeta_1 = 1.0$ ；

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

注：当构件长细比 l_0/h (或 l_0/d) ≤ 8 时，可取偏心距增大系数 $\eta = 1.0$ 。

6.3.10 轴心受压和偏心受压柱的计算长度 l_0 可按下列规定确定：

1 当受压柱的两端有明确的约束条件时，可按表 5.2.2-2 取用。

2 刚性屋盖单层厂房排架柱、露天吊车柱和栈桥柱，其计算长度 l_0 可按表 6.3.10-1 取用。

3 一般多层框架结构，梁柱为刚接时，各层柱的计算长度

l_0 可按表 6.3.10-2 取用。

表 6.3.10-1 刚性屋盖单层厂房排架柱、露天吊车柱和栈桥柱的计算长度 l_0

柱的类别		l_0		
		排架方向	垂直排架方向	
			有柱间支撑	无柱间支撑
无吊车厂房柱	单跨	$1.5H$	$1.0H$	$1.2H$
	两跨及多跨	$1.25H$	$1.0H$	$1.2H$
有吊车厂房柱	上柱	$2.0H_0$	$1.25H_0$	$1.5H_0$
	下柱	$1.0H_1$	$0.8H_1$	$1.0H_1$
露天吊车和栈桥柱		$2.0H_1$	$1.0H_1$	—

注 1: H 为从基础顶面算起的柱全高; H_1 为从基础顶面至装配式吊车梁底面或现浇式吊车梁顶面的柱下部高度; H_0 为从装配式吊车梁底面或从现浇式吊车梁顶面算起的柱上部高度。
 注 2: 有吊车厂房排架柱的计算长度, 当计算中不考虑吊车荷载时, 可按无吊车厂房柱的计算长度采用, 但上柱的计算长度仍可按有吊车厂房柱的采用。
 注 3: 有吊车厂房排架柱的上柱在排架方向的计算长度, 仅适用于 $H_0/H_1 \geq 0.3$ 的情况, 当 $H_0/H_1 < 0.3$ 时, 计算长度宜采用为 $2.5H_0$ 。

表 6.3.10-2 框架结构各层柱的计算长度 l_0

楼盖类型	柱的类别	l_0
现浇楼盖	底层柱	$1.0H$
	其余各层柱	$1.25H$
装配式楼盖	底层柱	$1.25H$
	其余各层柱	$1.5H$

注: H 对底层柱, 为从基础顶面到一层楼盖顶面的高度; 对其余各层柱, 为上下两层楼盖顶面之间的高度。

6.3.11 当采用考虑二阶效应的弹性分析方法时, 宜在结构分析中对构件的弹性抗弯刚度 EI 乘以下列折减系数: 对梁取 0.4; 对柱取 0.6; 对剪力墙及核心筒壁取 0.45。

此时, 在按 6.3 节进行正截面受压承载力计算的有关公式

中, ηe_0 均应以 e_0 代替。 $e_0 = M/N$, 此处, M 、 N 为按考虑二阶效应的弹性分析方法直接计算得出的弯矩和相应的轴向压力。

注: 当验算表明剪力墙或核心筒底部正截面不开裂时, 其刚度折减系数可取为 0.7。

6.3.12 偏心受压构件除应计算弯矩作用平面的受压承载力外, 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, 可不计入弯矩的作用, 但应考虑稳定系数 ϕ 的影响。

6.3.13 对具有两个互相垂直的对称轴的矩形、I 形截面的双向偏心受压构件, 其正截面受压承载力宜符合下列近似公式的规定 (见图 6.3.13):

$$KN \leq \frac{1}{\frac{1}{N_{ux}} + \frac{1}{N_{uy}} - \frac{1}{N_{uo}}} \quad (6.3.13)$$

式中 N_{uo} ——构件截面的轴心受压承载力 (N);

N_{ux} ——轴向压力作用于 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 (N), 此处, e_{0x} 、 η_x 分别按 6.3.2 条及 6.3.9 条的规定计算;

N_{uy} ——轴向压力作用于 y 轴并考虑相应的偏心距 $\eta_y e_{0y}$

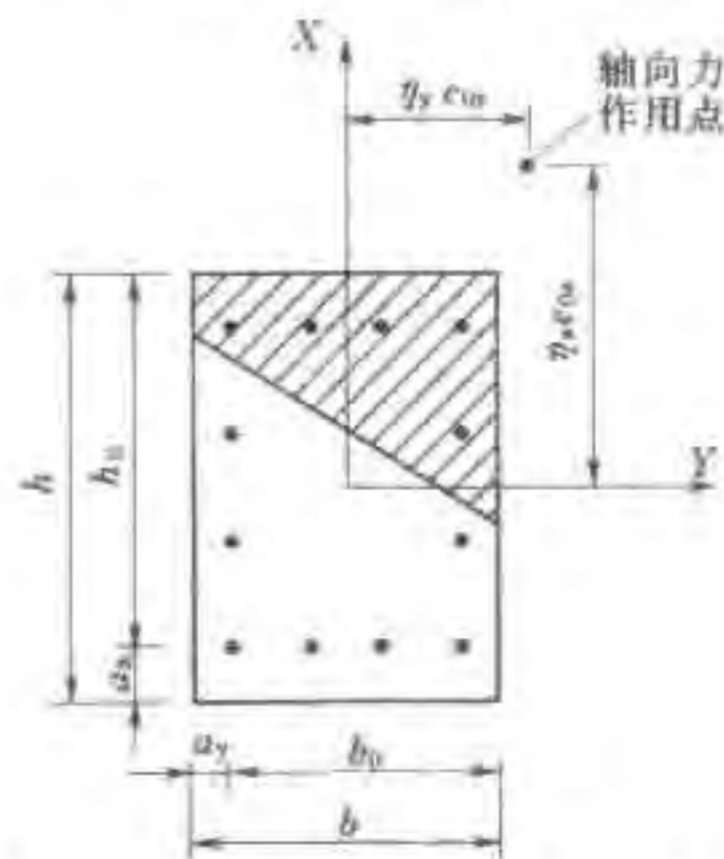


图 6.3.13 双向偏心受压构件的截面

后,按全部纵向钢筋计算的构件偏心受压承载力(N),此处, e_{0y} 、 η_y 分别按6.3.2条及6.3.9条的规定计算。

- 1 构件截面的轴心受压承载力 N_u ,可按式(6.3.1)计算,但应取等号,将 KN 以 N_u 代替,且不考虑稳定系数 ϕ 。
- 2 构件的偏心受压承载力 N_{ux} 可按下列方法计算:
 - 1) 当纵向钢筋沿截面两对边配置时, N_{ux} 可按6.3.2条或6.3.4条的规定计算,但应取等号,并将 KN 以 N_{ux} 代替;
 - 2) 当纵向钢筋沿截面腹部均匀配置时, N_{ux} 可按6.3.5条的规定计算,但应取等号,并将 KN 以 N_{ux} 代替。
- 3 构件的偏心受压承载力 N_{uy} 可采用与 N_{ux} 相同的方法计算。

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符合下式规定:

$$KN \leq f_y A_s \quad (6.4.1)$$

式中 K ——承载力安全系数,按表3.2.4采用;

N ——轴向拉力设计值(N),按3.2.2条的规定计算;

f_y ——纵向钢筋的抗拉强度设计值(N/mm^2),按表4.2.3-1确定;

A_s ——纵向钢筋的全部截面面积(mm^2)。

6.4.2 轴向拉力 N 作用在钢筋 A_s 合力点与 A'_s 合力点之间的小偏心受拉构件(见图6.4.2),其正截面受拉承载力应符合下列规定:

$$KNe \leq f_y A'_s (h_0 - a'_s) \quad (6.4.2-1)$$

$$KNe' \leq f_y A_s (h_0 - a_s) \quad (6.4.2-2)$$

式中 A_s 、 A'_s ——配置在靠近及远离轴向拉力一侧的纵向钢筋截面面积(mm^2);

e 、 e' ——轴向拉力至钢筋 A_s 合力点, A'_s 合力点之间的距离(mm)。

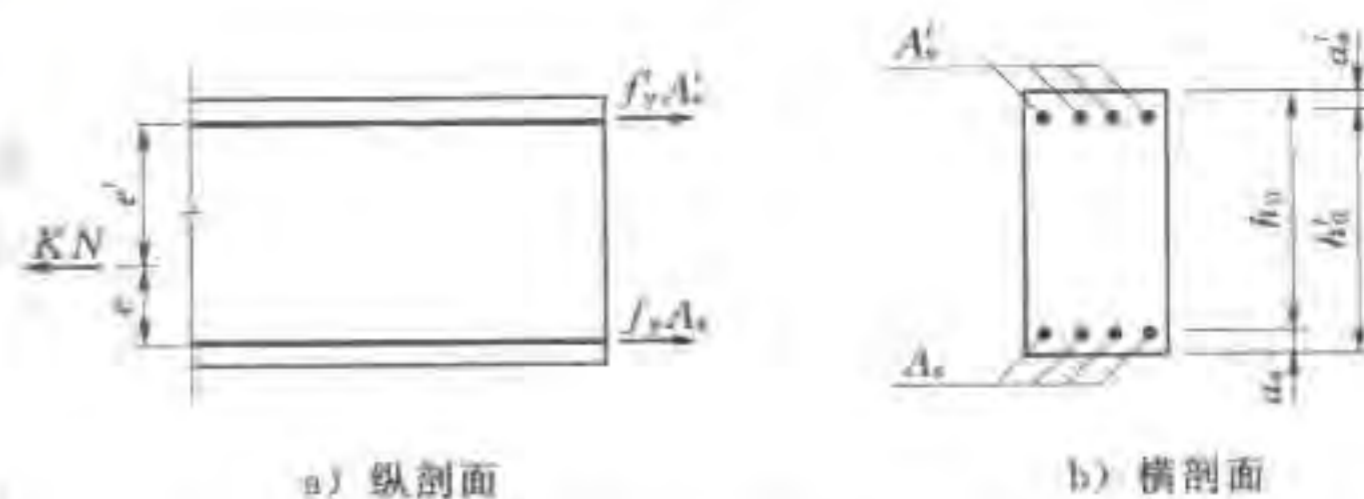


图6.4.2 小偏心受拉构件的正截面受拉承载力计算

6.4.3 轴向拉力 N 不作用在钢筋 A_s 合力点与 A'_s 合力点之间的矩形截面大偏心受拉构件(见图6.4.3),其正截面受拉承载力应符合下列规定:

$$KN \leq f_y A_s - f'_y A'_s - f_c bx \quad (6.4.3-1)$$

$$KNe \leq f_c bx \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \quad (6.4.3-2)$$

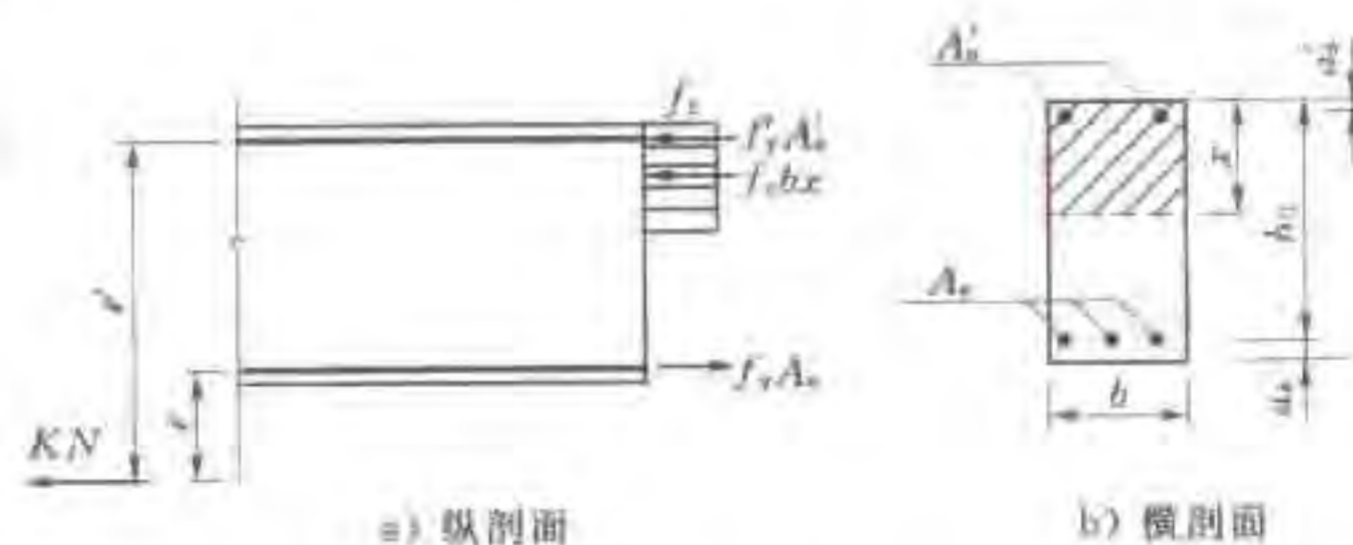


图6.4.3 矩形截面大偏心受拉构件的正截面受拉承载力计算

此时,受压区计算高度应符合 $x \leq 0.85\xi_b h_0$ 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 斜截面受剪承载力计算

6.5.1 矩形、T形和I形截面的受弯构件，其受剪截面应符合下列要求：

$$\text{当 } \frac{h_w}{b} \leq 4.0 \text{ 时} \quad KV \leq 0.25 f_c b h_0 \quad (6.5.1-1)$$

$$\text{当 } \frac{h_w}{b} \geq 6.0 \text{ 时} \quad KV \leq 0.2 f_c b h_0 \quad (6.5.1-2)$$

当 $4.0 < \frac{h_w}{b} < 6.0$ 时，按线性内插法取用。

式中 K ——承载力安全系数，按表 3.2.4 采用；

V ——构件斜截面上的最大剪力设计值 (N)，按 3.2.2 条的规定计算；

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值 (N/mm^2)，按表 4.1.5 确定；

b ——矩形截面的宽度，T形截面或I形截面的腹板宽度 (mm)；

h_w ——截面的腹板高度 (mm)；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。

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。

注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 (见图 6.5.2a、b 中截面 1—1)。

2 受拉区弯起钢筋弯起点处的截面 (见图 6.5.2a 中截面 2—2、3—3)。

3 箍筋数量或间距改变处的截面 (见图 6.5.2b 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 10.2.7 条和 10.2.11 条的要求。

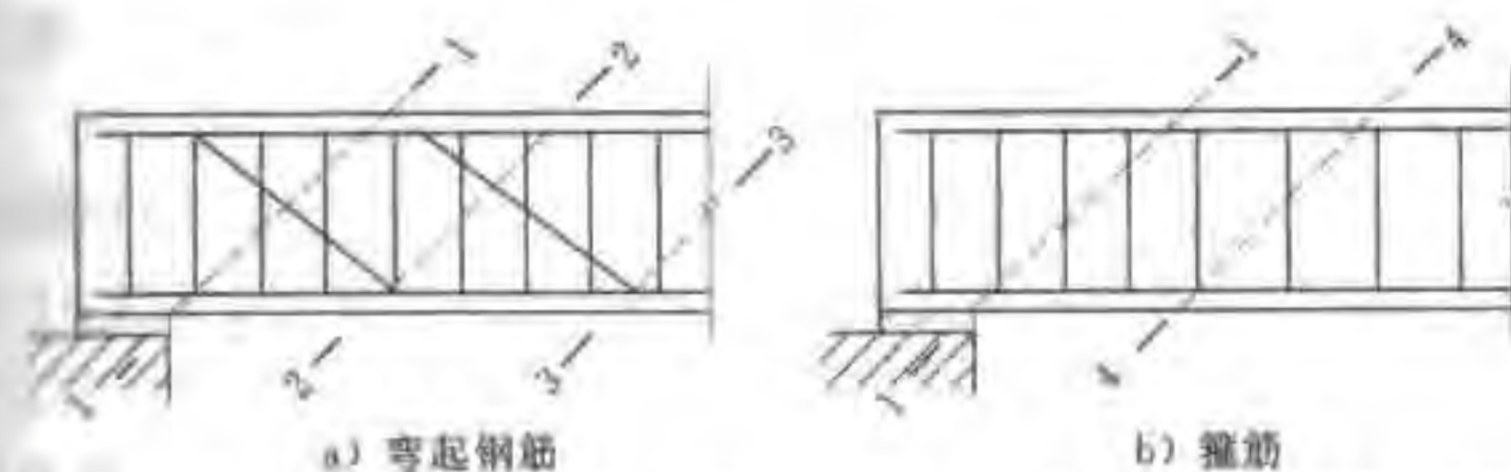


图 6.5.2 斜截面受剪承载力的计算位置
1—1—支座边缘处的斜截面；2—2、3—3—受拉区弯起钢筋弯起点的斜截面；4—4—箍筋截面面积或间距改变处的斜截面

图 6.5.2 斜截面受剪承载力的计算位置

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符合下列规定：

1 当仅配有箍筋时

$$KV \leq V_c + V_{sv} \quad (6.5.3-1)$$

$$V_c = 0.7 f_c b h_0 \quad (6.5.3-2)$$

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

2 当配有箍筋和弯起钢筋时

$$KV \leq V_c + V_{sv} + V_{sb} \quad (6.5.3-4)$$

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

式中 V ——构件斜截面上的剪力设计值 (N)，按 3.2.2 条及 6.5.6 条的规定计算；

V_c ——混凝土的受剪承载力 (N)；

V_{sv} ——箍筋的受剪承载力 (N)；

V_{sb} ——弯起钢筋的受剪承载力 (N)；

A_{sv} ——配置在同一截面内箍筋各肢的全部截面面积

(mm^2), $A_{sv} = nA_{sv1}$, 在此, n 为在同一截面内箍筋的肢数, A_{sv1} 为单肢箍筋的截面面积 (mm^2);

A_{sb} ——同一弯起平面内弯起钢筋的截面面积 (mm^2);

α_s ——斜截面上弯起钢筋与构件纵向轴线的夹角 ($^\circ$);

s ——沿构件长度方向的箍筋间距 (mm);

f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值 (N/mm^2), 按表 4.1.5 确定;

f_y ——钢筋抗拉强度设计值 (N/mm^2), 按表 4.2.3-1 确定;

f_{sv} ——箍筋抗拉强度设计值 (N/mm^2), 按表 4.2.3-1 中的 f_y 值确定。

3 如能符合 $KV \leq V_c$ 时, 则可不进行斜截面受剪承载力计算, 仅需根据 10.2.7 条规定, 按构造要求配置箍筋。

注: 对承受集中力为主的重要的独立梁, 式 (6.5.3-2) 中的系数 0.7 应改为 0.5, 式 (6.5.3-3) 中的系数 1.25 应改为 1.0。

6.5.4 不配置抗剪钢筋的实心板, 其斜截面的受剪承载力应符合下列规定:

$$KV \leq 0.7\beta_h f_t b h_0 \quad (6.5.4-1)$$

$$\beta_h = \left(\frac{800}{h_0}\right)^{1/4} \quad (6.5.4-2)$$

式中 β_h ——截面高度影响系数: 当 $h_0 < 800\text{mm}$ 时, 取 $h_0 = 800\text{mm}$; 当 $h_0 > 2000\text{mm}$ 时, 取 $h_0 = 2000\text{mm}$ 。

6.5.5 配置弯起钢筋的实心板, 其斜截面受剪承载力应符合下列规定:

$$KV \leq V_c + V_{sb} \quad (6.5.5)$$

式中, V_c 、 V_{sb} 分别按式 (6.5.3-2)、式 (6.5.3-5) 计算, 并要求 $V_{sb} \leq 0.8f_t b h_0$ 。

当板上作用分布荷载时, 截面宽度 b 取单位宽度; 当板上作用集中荷载时, 截面宽度 b 为计算宽度 (mm), 此时 V_c 和 b 可按有关规范计算。

6.5.6 剪力设计值 V 可按下列规定采用 (见图 6.5.2):

1 当计算支座截面的箍筋和第一排 (对支座而言) 弯起钢筋时, 取用支座边缘处的剪力设计值; 对于仅承受直接作用在构件顶面的分布荷载的受弯构件, 也可取为距离支座边缘为 $0.5h_0$ 处的剪力设计值。

2 当计算以后的每一排弯起钢筋时, 取用前一排 (对支座而言) 弯起钢筋弯起点处的剪力设计值。

3 当箍筋数量和间距改变时, 取用箍筋数量和间距改变处的剪力设计值。

4 当腹板宽度有改变时, 取腹板宽度改变处的剪力设计值。

6.5.7 受弯构件的配筋构造应符合 9.3.1~9.3.4、10.2.3~10.2.7、10.2.10 和 10.2.11 诸条的要求。

6.5.8 矩形、T形和 I 形截面的偏心受压和偏心受拉构件, 其受剪截面应符合下式要求:

$$KV \leq 0.25f_c b h_0 \quad (6.5.8)$$

6.5.9 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符合下式要求:

$$KV \leq V_c + V_{sv} + V_{sb} + 0.07N \quad (6.5.9)$$

式中 N ——与剪力设计值 V 相应的轴向压力设计值 (N), 当 $N > 0.3f_c A$ 时, 取 $N = 0.3f_c A$, 此处, A 为构件的截面面积 (mm^2)。

如能符合 $KV \leq V_c + 0.07N$ 时, 则可不进行斜截面受剪承载力计算, 仅需根据 10.3.2 条的规定, 按构造要求配置箍筋。

6.5.10 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符合下式要求:

$$KV \leq V_c + V_{sv} + V_{sb} - 0.2N \quad (6.5.10)$$

式中 N ——与剪力 V 相应的轴向拉力设计值 (N)。

当上式右边的计算值小于 $(V_{sv} + V_{sb})$ 时, 应取为 $(V_{sv} + V_{sb})$, 且箍筋的受剪承载力 V_{sv} 值不应小于 $0.36f_t b h_0$ 。

6.5.11 圆形截面的钢筋混凝土偏心受压构件, 其斜截面受剪承载力可按 6.5.9 条计算。此时, 上述条文公式中的截面宽度 b 和

截面有效高度 h_0 应分别以 $1.76r$ 和 $1.6r$ 代替, r 为圆形截面的半径 (mm)。

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、I形截面构件, 当 $h_w/b < 6$ 时, 其截面应符合下式要求 (见图 6.6.1):

$$\frac{KV}{bh_0} + \frac{KT}{W_t} \leq 0.25f_c \quad (6.6.1)$$

式中 K ——承载力安全系数, 按表 3.2.4 采用;

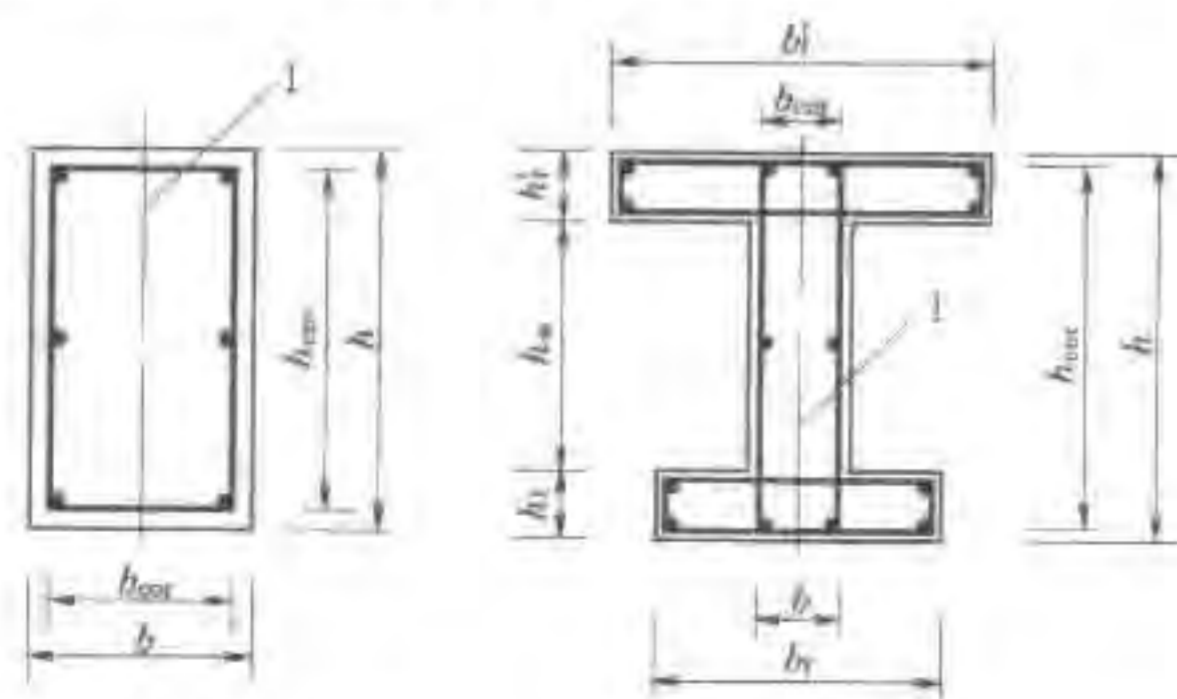
T ——支座边缘截面扭矩设计值 ($N \cdot mm$), 按 3.2.2 条的规定计算;

b ——矩形截面的宽度, T形或I形截面的腹板宽度 (mm);

W_t ——受扭构件的截面受扭塑性抵抗矩 (mm^3), 可按 6.6.2 条的规定计算;

h_w ——截面的腹板高度 (mm), 对矩形截面, 取有效高度 h_0 ; 对 T形截面, 取有效高度减去翼缘高度; 对 I形截面, 取腹板净高。

注: 当 $h_w/b \geq 6$ 时, 受扭承载力计算应作专门研究。



a) 矩形截面 ($h > b$)

b) T形、I形截面

1—弯矩、剪力作用平面

图 6.6.1 受扭构件截面

当符合 $\frac{KV}{bh_0} + \frac{KT}{W_t} \leq 0.7f_c$ 时, 则可不进行剪扭承载力

计算, 仅需根据 10.2.9 条的规定, 按构造要求配置钢筋。

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:

矩形截面

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

式中 b 、 h ——矩形截面的短边、长边尺寸 (mm)。

T形和I形截面

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

W_{tw} 、 W'_t 及 W_{tt} 可分别按下列规定计算 (见图 6.6.1b):

腹板

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

受压翼缘

$$W'_t = \frac{h_1'^2}{2}(b_1' - b) \quad (6.6.2-4)$$

受拉翼缘

$$W_{tt} = \frac{h_1^2}{2}(b_1 - b) \quad (6.6.2-5)$$

式中 W_{tw} 、 W'_t 、 W_{tt} ——腹板、受压翼缘、受拉翼缘部分的矩形截面受扭塑性抵抗矩 (mm^3);

b 、 h ——腹板的宽度、高度 (mm);

b_1' 、 b_1 ——截面受压区、受拉区的翼缘宽度 (mm); 计算时取用的翼缘宽度尚应符合 $b_1' \leq b + 6h_1'$ 及 $b_1 \leq b + 6h_1$ 的规定;

h_1' 、 h_1 ——截面受压区、受拉区的翼缘高度 (mm)。

6.6.3 矩形截面纯扭构件的受扭承载力应符合下列要求:

$$KT \leq T_c + T_s \quad (6.6.3-1)$$

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

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

ζ 值应按下列式计算:

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

式中 T_c ——混凝土受扭承载力 ($N \cdot mm$);

T_s ——箍筋受扭承载力 ($N \cdot mm$);

ζ ——受扭构件纵向钢筋与箍筋的配筋强度比; ζ 值应符合 $0.6 \leq \zeta \leq 1.7$ 的要求, 当 $\zeta > 1.7$ 时, 取 $\zeta = 1.7$;

A_{stl} ——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 (mm^2);

A_{stl} ——受扭计算中沿截面周边配置的抗扭箍筋的单肢截面面积 (mm^2);

f_{yv} ——受扭箍筋的抗拉强度设计值 (N/mm^2), 按表 4.2.3-1 中的 f_y 确定;

f_y ——受扭纵向钢筋的抗拉强度设计值 (N/mm^2), 按表 4.2.3-1 确定;

A_{cor} ——截面核心部分的面积 (mm^2), $A_{cor} = b_{cor} h_{cor}$, 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 (mm);

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

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 条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:

腹板

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

受压翼缘

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

受拉翼缘

$$T_l = \frac{W_l}{W_t} T \quad (6.6.4-3)$$

式中 T ——T形和I形截面所承受的扭矩设计值 ($N \cdot mm$);

T_w ——腹板所承受的扭矩设计值 ($N \cdot mm$);

T'_f 、 T_l ——受压翼缘、受拉翼缘所承受的扭矩设计值 ($N \cdot mm$)。

6.6.5 在剪力和扭矩共同作用下的矩形截面剪扭构件, 其受剪承载力应符合下列规定:

1 剪扭构件的受剪承载力

$$KV \leq 0.7(1.5 - \beta_t) f_t b h_0 + 1.25 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (6.6.5-1)$$

式中 β_t ——剪扭构件混凝土受扭承载力降低系数, 按式 (6.6.5-3) 计算;

A_{sv} ——受剪承载力所需的箍筋截面面积 (mm^2)。

2 剪扭构件的受扭承载力

$$KT \leq 0.35 \beta_t f_t W_t + 1.2 \sqrt{\zeta} \frac{f_{yv} A_{stl} A_{cor}}{s} \quad (6.6.5-2)$$

式中 ζ ——剪扭构件纵向钢筋与箍筋的配筋强度比, 按 6.6.3 条的规定计算。

3 剪扭构件混凝土受扭承载力降低系数

$$\beta_t = \frac{1.5}{1 + 0.5 \frac{VW_t}{Tbh_0}} \quad (6.6.5-3)$$

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

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, 其受剪承载力应按下列规定计算:

1 对腹板, 视为矩形截面, 其受剪承载力和受扭承载力应

按 6.6.5 条计算，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，视为矩形截面，仅承受所分配的扭矩，其受扭承载力应按 6.6.3 条计算，但在计算中应将 T 及 W_t 改为 T'_t 及 W'_{tw} 或改为 T_t 及 W_{tw} 。

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 $KV \leq 0.35f_t b h_0$ 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 $KT \leq 0.175f_t W_t$ 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按正截面受弯承载力和剪扭构件受扭承载力计算，并将所需的钢筋截面面积分别配置在相应位置上。其箍筋截面面积应分别按剪扭构件的受剪承载力和受扭承载力计算确定，并应配置在相应位置上，在相同位置处，所需的钢筋截面面积应叠加后进行配置。

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，其受冲切承载力应符合下列规定（见图 6.7.1）：

$$KF_l \leq 0.7\eta\beta_h f_t u_m h_0 \quad (6.7.1-1)$$

$$\eta = 0.4 + \frac{1.2}{\beta_s} \quad (6.7.1-2)$$

式中 K ——承载力安全系数，按表 3.2.4 采用；

F_l ——局部荷载设计值或集中反力设计值 (N)；对板柱结构的节点，取柱所承受的轴向压力设计值的层间差值减去冲切破坏锥体范围内板所承受的荷载设计值；

f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值 (N/mm^2)，按表 4.1.5 确定；

h_0 ——板的有效高度 (mm)，取两个配筋方向的截面有效高度的平均值；

u_m ——临界截面的周长 (mm)，距离局部荷载或集中反力作用面积周边 $h_0/2$ 处板垂直截面的最不利周长；

β_h ——截面高度影响系数，按 6.5.4 条规定取值；

η ——局部荷载或集中反力作用面形状的影响系数；

β_s ——局部荷载或集中反力作用面为矩形时的长边与短边尺寸的比值， β_s 不宜大于 4；当 $\beta_s < 2$ 时，取 $\beta_s = 2$ ；当作用面为圆形时，取 $\beta_s = 2$ 。

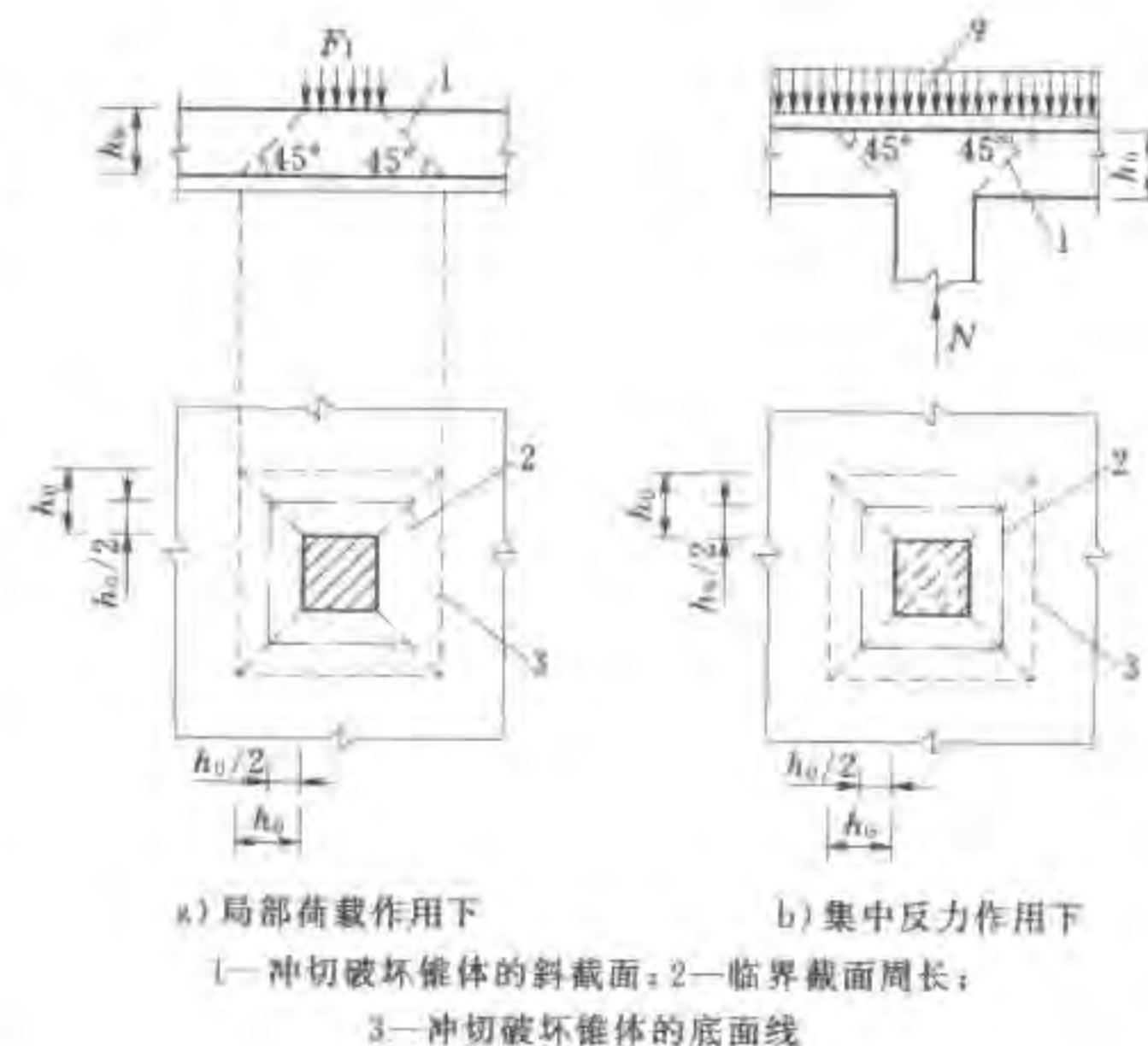
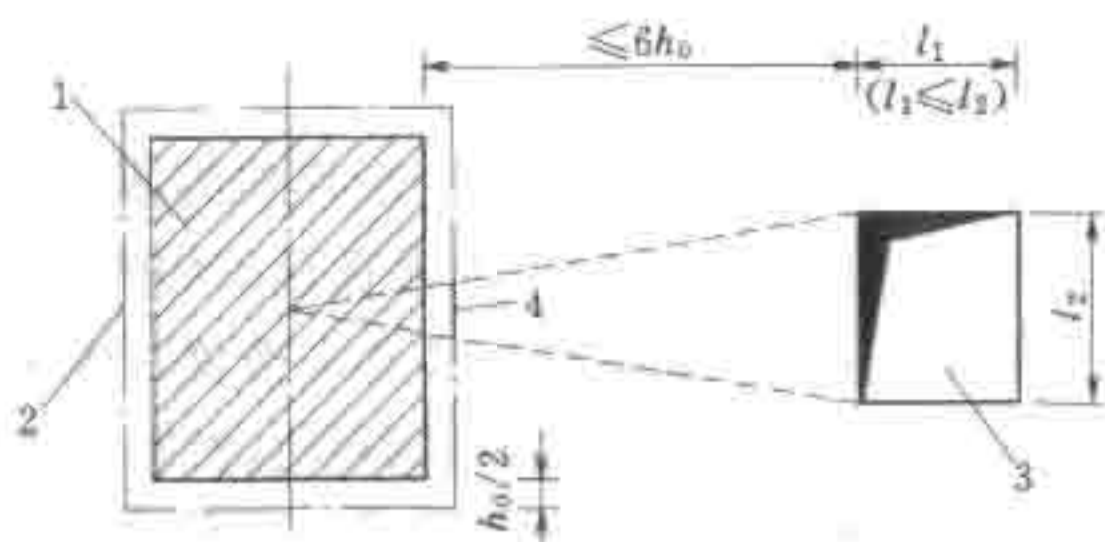


图 6.7.1 板的受冲切承载力计算

6.7.2 当板开有孔洞且孔洞至局部荷载或集中反力作用面边缘的距离不大于 $6h_0$ 时，受冲切承载力计算中取用的临界截面周长 u_m ，应扣除局部荷载或集中反力作用面积中心至开孔外边画出四条切线之间所包含的长度（见图 6.7.2）。



1—局部荷载或集中反力作用面；2—临界截面周长；
3—孔洞；4—应扣除的长度

注：当图中 $l_1 > l_2$ 时，孔洞边长 l_2 用 $\sqrt{l_1 l_2}$ 代替

图 6.7.2 临近孔洞时的临界截面周长

6.7.3 在局部荷载或集中反力作用下，当受冲切承载力不满足 6.7.1 条的要求，且增加板厚和提高混凝土强度等级受到限制时，可配置箍筋或弯起钢筋，此时受冲切截面应符合下列条件：

$$KF_l \leq 1.05\eta f_t u_m h_0 \quad (6.7.3-1)$$

配置箍筋或弯起钢筋的钢筋混凝土板的受冲切承载力应符合下列规定：

当配置箍筋时

$$KF_l \leq 0.55\eta f_t u_m h_0 + 0.8 f_{yv} A_{svu} \quad (6.7.3-2)$$

当配置弯起钢筋时

$$KF_l \leq 0.55\eta f_t u_m h_0 + 0.8 f_y A_{sbu} \sin\alpha \quad (6.7.3-3)$$

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 (mm^2)；

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 (mm^2)；

α ——弯起钢筋与板底面的夹角 ($^\circ$)。

板中配置的抗冲切箍筋或弯起钢筋，其构造要求应符合 10.1.11 条的规定。

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 条的要求进行受冲切承载力验算，此时， u_m 应取

配置抗冲切钢筋时的冲切破坏锥体以外 $0.5h_0$ 处的最不利周长。

注 1：当有可靠依据时，也可配置其他形式的抗冲切钢筋（如工字钢、槽钢、抗剪锚栓和扁钢 U 形箍等）。

注 2：当抗冲切钢筋布置困难，或集中荷载作用位置不固定时，可采用掺钢纤维来提高钢筋混凝土板的受冲切承载力。

6.7.4 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应符合下列规定（见图 6.7.4）：

$$KF_l \leq 0.7\beta_h f_t b_m h_0 \quad (6.7.4-1)$$

$$F_l = p_s A \quad (6.7.4-2)$$

$$b_m = (b_1 + b_2)/2 \quad (6.7.4-3)$$

式中 b_m ——冲切破坏锥体斜截面的上边长与下边长的平均值 (mm)；

b_1 ——冲切破坏锥体最不利一侧斜截面的上边长 (mm)，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_2 ——冲切破坏锥体最不利一侧斜截面的下边长 (mm)，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 ——柱与基础交接处或基础变阶处的截面有效高度 (mm)，取两个配筋方向的截面有效高度的平均值；

p_s ——基础底面地基反力设计值 (N/mm^2)（可扣除基础自重及其上的土重），当基础偏心受力时，可取用最大的地基反力设计值；

A ——考虑冲切荷载时取用的多边形面积 (mm^2)，即图 6.7.4 中的阴影面积 ABCDEF。

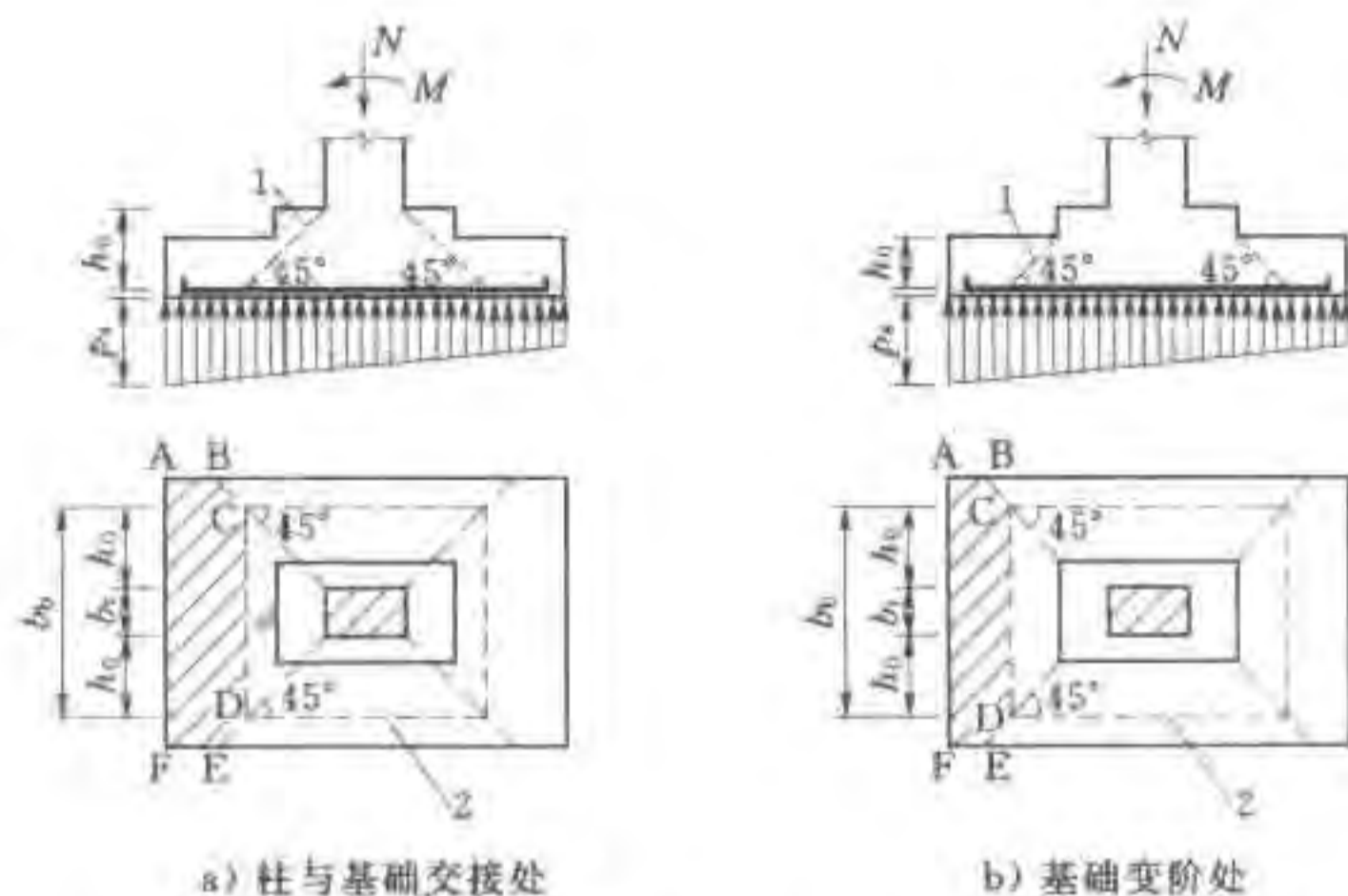


图 6.7.4 计算阶形基础的受冲切承载力截面位置

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：

$$KF_l \leq 1.5\beta_l f_c A_l \quad (6.8.1-1)$$

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

- 式中 K ——承载力安全系数，按表 3.2.4 采用；
 F_l ——局部受压面上作用的局部荷载或局部压力设计值 (N)，按 3.2.2 条规定计算；
 f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值 (N/mm²)，按表 4.1.5 确定；
 β_l ——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 (mm²)；
 A_b ——局部受压时的计算底面积 (mm²)，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 $A_l \leq A_{cor}$ 条件时，其局部受压承载力应符合下式规定 (见图 6.8.2)：

$$KF_l \leq (\beta_l f_c + 2\rho_v \beta_{cor} f_y) A_l \quad (6.8.2-1)$$

当为方格网式配筋时 (见图 6.8.2a)，其体积配筋率 ρ_v 应按下式计算：

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

此时，钢筋网两个方向上单位长度内的钢筋截面面积的比值不宜大于 1.5。

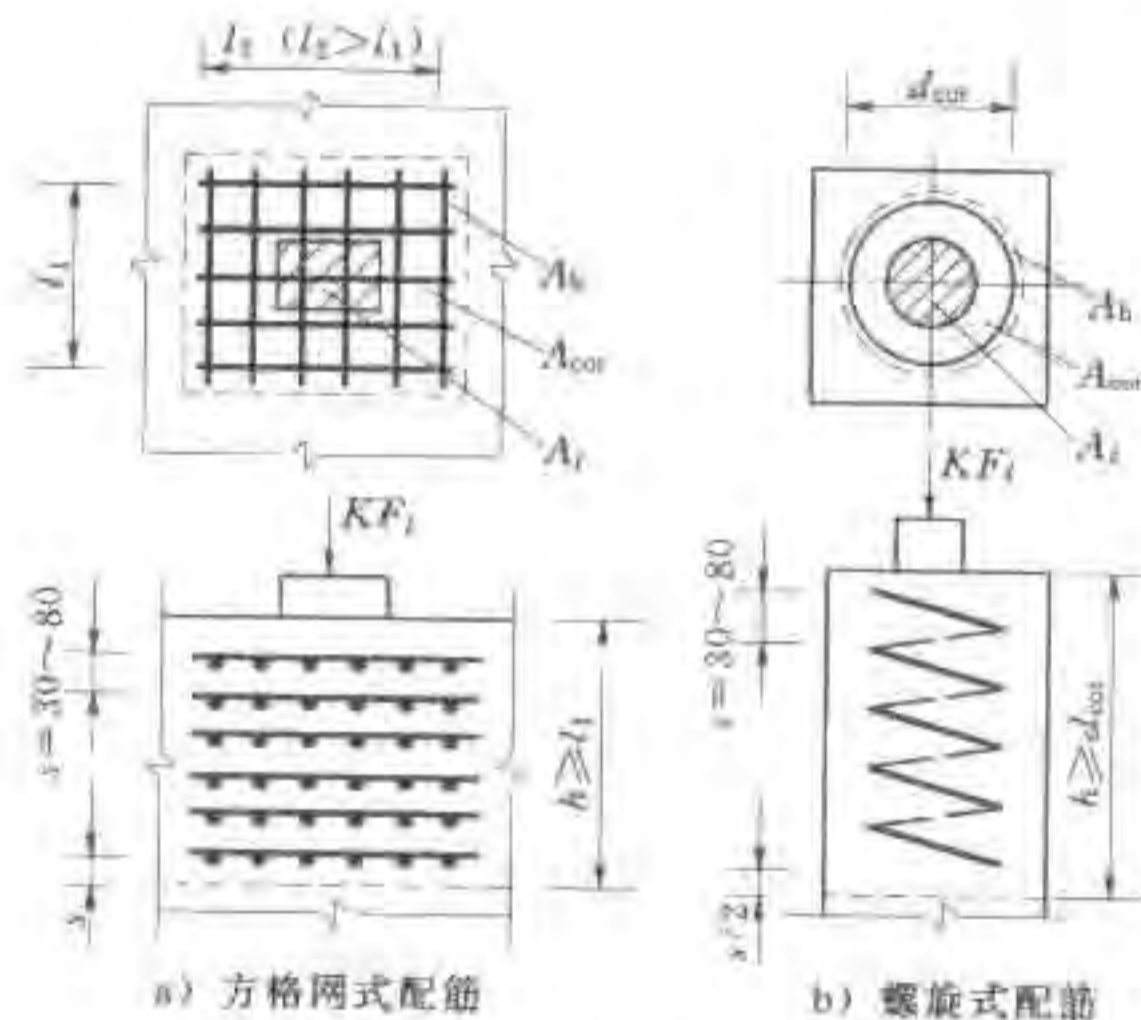


图 6.8.2 局部受压区间接钢筋的配置 (单位: mm)

当为螺旋式配筋时 (见图 6.8.2b)，其体积配筋率 ρ_v 应按下列式计算：

$$\rho_v = \frac{4A_{s1}}{d_{cor} s} \quad (6.8.2-3)$$

- 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 (mm²)，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 (mm^2)；

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 (mm^2)；

s ——方格网式或螺旋式间接钢筋的间距，宜取30~80mm；

A_{s01} ——螺旋式单根间接钢筋的截面面积 (mm^2)；

d_{cor} ——配置螺旋式间接钢筋范围以内的混凝土直径 (mm)。

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 钢筋混凝土结构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，在荷载效应标准组合下，其抗裂验算应符合下列规定：

1 轴心受拉构件

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

2 受弯构件

$$M_k \leq \gamma_m \alpha_{ct} f_{tk} W_0 \quad (7.1.1-2)$$

3 偏心受压构件

$$N_k \leq \frac{\gamma_m \alpha_{ct} f_{tk} A_0 W_0}{e_0 A_0 - W_0} \quad (7.1.1-3)$$

4 偏心受拉构件

$$N_k \leq \frac{\gamma_m \alpha_{ct} f_{tk} A_0 W_0}{e_0 A_0 + \gamma_m W_0} \quad (7.1.1-4)$$

式中 N_k, M_k ——按荷载标准值计算的轴向力值 (N)、弯矩值 ($\text{N} \cdot \text{mm}$)；

α_{ct} ——混凝土拉应力限制系数，对荷载效应的标准组合， α_{ct} 可取为 0.85；

f_{tk} ——混凝土轴心抗拉强度标准值 (N/mm^2)，按表 4.1.4 确定；

γ_m ——截面抵抗矩塑性系数，按附录 C 采用；

e_0 ——轴向力对截面重心的偏心距 (mm)；

A_0 ——换算截面面积 (mm^2)， $A_0 = A_c + \alpha_E A_s + \alpha_E A'_s$ ；

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

W_0 ——换算截面受拉边缘的弹性抵抗矩 (mm^3)，

$$W_0 = I_0 / (h - y_0);$$

y_0 ——换算截面重心至受压边缘的距离 (mm);

I_0 ——换算截面对其重心轴的惯性矩 (mm^4);

A_c ——混凝土截面面积 (mm^2);

A_s 、 A'_s ——受拉、受压钢筋截面面积 (mm^2);

h ——截面全高 (mm)。

7.1.2 矩形、T形、I形等截面的 y_0 及 I_0 可按下列公式计算:

$$y_0 = \frac{A_c y'_c + \alpha_E A_s h_0 + \alpha_E A'_s a'_s}{A_c + \alpha_E A_s + \alpha_E A'_s} \quad (7.1.2-1)$$

$$I_0 = I_c + A_c (y_0 - y'_c)^2 + \alpha_E A_s (h_0 - y_0)^2 + \alpha_E A'_s (y_0 - a'_s)^2 \quad (7.1.2-2)$$

单筋矩形截面的 y_0 及 I_0 也可按下列近似公式计算:

$$y_0 = (0.5 + 0.425\alpha_E\rho)h \quad (7.1.2-3)$$

$$I_0 = (0.0833 + 0.19\alpha_E\rho)bh^3 \quad (7.1.2-4)$$

式中 h_0 ——截面的有效高度 (mm), $h_0 = h - a_s$;

a_s 、 a'_s ——纵向受拉钢筋、受压钢筋合力点到截面最近边缘的距离 (mm);

I_c ——混凝土截面对其本身重心轴的惯性矩 (mm^4);

y'_c ——混凝土截面重心至受压边缘的距离 (mm);

ρ ——纵向受拉钢筋的配筋率, $\rho = \frac{A_s}{bh_0}$ 。

注: 本章中所指裂缝不包括因温度变化、干缩等非荷载原因产生的裂缝。

7.2 正截面裂缝宽度控制验算

7.2.1 对使用上要求限制裂缝宽度的杆件体系钢筋混凝土构件, 应进行裂缝宽度控制验算, 按荷载效应标准组合所求得的最大裂缝宽度 w_{\max} , 不应超过表 3.2.7 规定的限值 w_{\lim} 。

当钢筋混凝土构件已满足 7.1.1 条的抗裂要求时, 可不再进行裂缝宽度验算。对于重要的钢筋混凝土结构构件, 经论证确有必要时, 还应进行裂缝宽度控制验算; 但当取混凝土拉应力限制

系数 α_{cr} 为 0.55 进行抗裂验算并能满足式 (7.1.1-1)、式 (7.1.1-2)、式 (7.1.1-3) 或式 (7.1.1-4) 的要求时, 则可不再进行裂缝宽度验算。

7.2.2 配置带肋钢筋的矩形、T形及I形截面受拉、受弯和偏心受压钢筋混凝土构件, 在荷载效应标准组合下的最大裂缝宽度 w_{\max} (mm) 可按下列公式计算:

$$w_{\max} = \alpha \frac{\sigma_{sk}}{E_s} \left(30 + c + 0.07 \frac{d}{\rho_{te}} \right) \quad (7.2.2)$$

式中 α ——考虑构件受力特征和荷载长期作用的综合影响系数, 对受弯和偏心受压构件, 取 $\alpha = 2.1$; 对偏心受拉构件, 取 $\alpha = 2.4$; 对轴心受拉构件, 取 $\alpha = 2.7$;

c ——最外层纵向受拉钢筋外边缘至受拉区边缘的距离 (mm), 当 $c > 65\text{mm}$ 时, 取 $c = 65\text{mm}$;

d ——钢筋直径 (mm), 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 (mm);

ρ_{te} ——纵向受拉钢筋的有效配筋率, $\rho_{te} = \frac{A_s}{A_{te}}$, 当 $\rho_{te} < 0.03$ 时, 取 $\rho_{te} = 0.03$;

A_{te} ——有效受拉混凝土截面面积 (mm^2), 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近边缘的距离, 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 (mm^2), 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_{sk} ——按荷载标准值计算的构件纵向受拉钢筋应力（ N/mm^2 ），按7.2.3条的规定计算。

注1：式（7.2.2）不适用于弹性地基上的梁、板及围岩中的衬砌结构。

注2：需控制裂缝宽度的配筋不应选用光圆钢筋。

注3：对于某些可变荷载在总效应组合中占的比重很大但只在短时间内存在的构件，如水电站厂房的吊车梁等，可将计算求得的最大裂缝宽度乘以系数0.85。

注4：对 $\frac{\sigma_c}{f_c} \leq 0.55$ 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，按荷载标准值计算的纵向受拉钢筋应力可按下列公式计算：

1 轴心受拉构件

$$\sigma_{sk} = \frac{N_k}{A_s} \quad (7.2.3-1)$$

2 受弯构件

$$\sigma_{sk} = \frac{M_k}{0.87h_0 A_s} \quad (7.2.3-2)$$

3 大偏心受压构件

$$\sigma_{sk} = \frac{N_k}{A_s} \left(\frac{e}{z} - 1 \right) \quad (7.2.3-3)$$

$$z = \left[0.87 - 0.12(1 - \gamma_c) \left(\frac{h_0}{e} \right)^2 \right] h_0 \quad (7.2.3-4)$$

$$e = \eta_s e_0 + y_s \quad (7.2.3-5)$$

$$\eta_s = 1 + \frac{1}{4000} \frac{e_0}{h_0} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \quad (7.2.3-6)$$

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）

$$\sigma_{sk} = \frac{N_k}{A_s} \left(1 \pm 1.1 \frac{e_s}{h_0} \right) \quad (7.2.3-7)$$

对小偏心受拉构件，上式右边括号内取减号，对大偏心受拉构件，取加号。

式中 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（mm）；

e ——轴向压力作用点至纵向受拉钢筋合力点的距离（mm）；

z ——纵向受拉钢筋合力点至受压区合力点的距离（mm）；

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（mm）；

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

7.2.4 对于非杆件体系钢筋混凝土结构的裂缝宽度控制，可按下列方法进行：

1 控制受拉钢筋的应力。一般情况下，按荷载标准值计算的受拉钢筋应力 σ_{sk} 应符合下式规定：

$$\sigma_{sk} \leq \alpha_s f_{yk} \quad (7.2.4)$$

式中 σ_{sk} ——按荷载标准值计算得出的受拉钢筋应力（ N/mm^2 ），当弹性应力图形接近线性分布时，可换算为截面内力，按7.2.3条的方法计算；当应力图形偏离线性较大时，取 $\sigma_{sk} = T_k / A_s$ ，其中 A_s 为受拉钢筋截面面积（ mm^2 ）， T_k 为荷载效应标准组合下的由钢筋承担的拉力（N），可按12.2节的方法计算确定；当受拉钢筋分层配置时， T_k 、 A_s 可采用各层相应的拉力及钢筋面积；计算出的受拉钢筋应力

σ_{sk} 不宜大于 240N/mm^2 ;

α_s ——考虑环境影响和荷载长期作用的综合影响系数，
 $\alpha_s = 0.5 \sim 0.7$ ，对一类环境取大值，对四类环境取小值；

f_{yk} ——钢筋的抗拉强度标准值 (N/mm^2)，按表 4.2.2-1 确定。

2 对于重要的结构，宜按 12.3 节钢筋混凝土非线性有限元计算原则对配筋数量和配筋方式与裂缝宽度的关系进行分析，以确定合适的配筋方案。

注：处于五类环境下的结构，宜采用专门的防裂、限裂措施。

7.2.5 当验算裂缝宽度控制不满足要求时，可采用较小直径的带肋钢筋，减小钢筋间距，适当增加受拉区纵向钢筋截面面积等，但增加的钢筋截面面积不宜超过承载力计算所需纵向钢筋截面面积的 30%。如仍不满足要求，可考虑采取其他工程措施。

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。当计算跨度内的支座截面刚度不大于跨中截面刚度的 2 倍或不小于跨中截面刚度的 1/2 时，该跨也可按等刚度构件进行计算，其构件刚度可取跨中最大弯矩截面的刚度。

受弯构件的挠度应按荷载效应标准组合进行计算，所得的挠度计算值不应超过表 3.2.8 规定的限值。

7.3.2 荷载效应标准组合作用下的矩形、T 形及 I 形截面受弯构件刚度 B 可按式计算：

$$B = 0.65B_s \quad (7.3.2)$$

式中 B_s ——荷载效应标准组合作用下受弯构件的短期刚度 ($\text{N} \cdot \text{mm}^2$)，按 7.3.3 条的公式计算。

7.3.3 荷载效应标准组合作用下受弯构件的短期刚度 B_s 可按下列公式计算：

1 要求不出现裂缝的构件

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

2 允许出现裂缝的构件

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

式中 I_0 ——换算截面对其重心轴的惯性矩 (mm^4)；

E_c ——混凝土弹性模量 (N/mm^2)；

α_E ——钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值；

ρ ——纵向钢筋配筋率， $\rho = \frac{A_s}{bh_0}$ ；

γ_i ——受拉翼缘面积与腹板有效面积的比值， $\gamma_i =$

$$\frac{(b_i - b) h_i}{bh_0}；$$

γ'_i ——受压翼缘面积与腹板有效面积的比值， $\gamma'_i =$

$$\frac{(b'_i - b) h'_i}{bh_0}，取值方法与 7.2.3 条相同。$$

8 预应力混凝土结构构件计算

8.1 设计规定

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、裂缝宽度和应力验算外，尚应根据具体情况对制作、运输及安装等施工阶段进行验算。

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 规定的张拉控制应力限值，且不应小于 $0.4f_{pk}$ 。

当符合下列情况之一时，表 8.1.2 中的张拉控制应力限值可提高 $0.05f_{pk}$ ：

——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；

——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等因素产生的预应力损失。

表 8.1.2 张拉控制应力限值

预应力钢筋种类	张拉方法	
	先张法	后张法
消除应力钢丝、钢绞线	$0.75f_{pk}$	$0.75f_{pk}$
螺纹钢筋	$0.75f_{pk}$	$0.70f_{pk}$
钢棒	$0.70f_{pk}$	$0.65f_{pk}$

注： f_{pk} 为预应力钢筋强度标准值，按表 3.2.2-2 确定。

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

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

1 先张法构件

由预加力产生的混凝土法向应力

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

相应阶段预应力钢筋的有效预应力

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

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

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

2 后张法构件

由预加力产生的混凝土法向应力

$$\sigma_{pc} = \frac{N_p}{A_n} \pm \frac{N_p e_{pn}}{I_n} y_n \quad (8.1.4-4)$$

相应阶段预应力钢筋的有效预应力

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

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

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

式中 σ_{pc} ——由预加力产生的混凝土法向应力 (N/mm^2)；

σ_{pe} ——预应力钢筋的有效预应力 (N/mm^2)；

σ_{con} ——预应力钢筋张拉控制应力 (N/mm^2)；

σ_{p0} ——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 (N/mm^2)；

A_n ——净截面面积 (mm^2)，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 (mm^2)，包括净截面面积 A_n 和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 ——换算截面惯性矩、净截面惯性矩 (mm^4);

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 (mm), 按 8.1.5 条的规定计算;

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 (mm);

σ_l ——相应阶段的预应力损失值 (N/mm^2), 按 8.2.1~8.2.7 条的规定计算;

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_c 按表 4.2.4 采用, E_s 按表 4.1.7 采用;

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

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加号, 相反时取减号; 式 (8.1.4-2)、式 (8.1.4-5) 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以及合力点的偏心距 (见图 8.1.5) 可按下列公式计算:

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

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

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

式中 σ_{p0} 、 σ'_{p0} ——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 (N/mm^2);

σ_{pe} 、 σ'_{pe} ——受拉区、受压区预应力钢筋的有效预应力

(N/mm^2);

A_p 、 A'_p ——受拉区、受压区纵向预应力钢筋的截面面积 (mm^2);

A_s 、 A'_s ——受拉区、受压区纵向非预应力钢筋的截面面积 (mm^2);

y_p 、 y'_p ——受拉区、受压区预应力合力点至换算截面重心的距离 (mm);

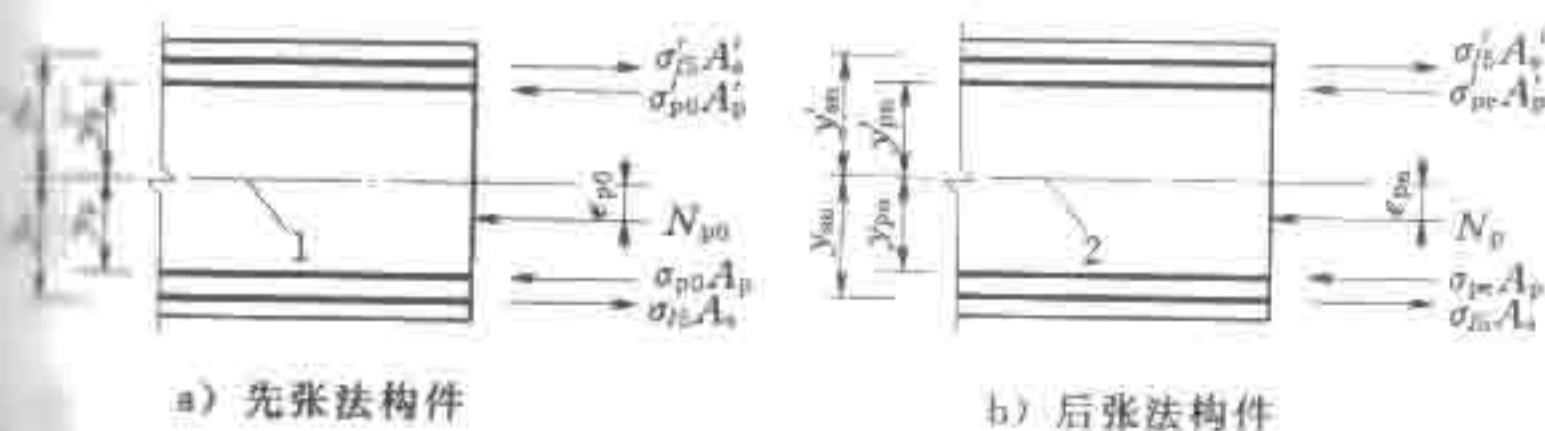
y_s 、 y'_s ——受拉区、受压区非预应力钢筋重心至换算截面重心的距离 (mm);

σ_{l5} 、 σ'_{l5} ——受拉区、受压区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 (N/mm^2), 按 8.2.5 条的规定计算;

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 (mm);

y_{sn} 、 y'_{sn} ——受拉区、受压区非预应力钢筋重心至净截面重心的距离 (mm);

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



1—换算截面重心轴; 2—净截面重心轴

图 8.1.5 预应力钢筋及非预应力钢筋合力位置

8.1.6 先张法构件预应力钢筋的预应力传递长度 l_{tr} (mm) 应按下列公式计算:

$$l_{tr} = \alpha \frac{\sigma_{pe}}{f_{tk}} d \quad (8.1.6)$$

式中 σ_{pe} ——放张时预应力钢筋的有效预应力 (N/mm^2);

- d ——预应力钢筋的公称直径 (mm), 按附录 B 采用;
- α ——预应力钢筋的外形系数, 按表 8.1.6 取用;
- f'_{tk} ——与放张时混凝土立方体抗压强度 f'_{cu} 相应的轴心抗拉强度标准值 (N/mm^2), 按表 4.1.4 以线性内插法确定。

表 8.1.6 钢筋的外形系数 α

钢筋种类	刻痕钢丝、螺旋槽钢棒	螺旋肋钢丝、螺旋肋钢棒	螺纹钢筋	二、三股钢绞线	七股钢绞线
α	0.19	0.13	0.14	0.16	0.17

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

8.1.7 计算先张法预应力混凝土构件端部锚固区的正截面和斜截面受弯承载力时, 锚固长度范围内的预应力钢筋抗拉强度设计值在锚固起点处应取为零, 在锚固终点处应取为 f_{py} , 两点之间可按线性内插法确定。预应力钢筋的锚固长度 l_a (mm) 应按下列公式确定:

$$l_a = \alpha \frac{f_{py}}{f_t} d \quad (8.1.7)$$

式中 f_{py} ——预应力钢筋的抗拉强度设计值 (N/mm^2), 按表 4.2.3-2 确定;

f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值 (N/mm^2), 按表 4.1.5 确定; 当混凝土强度等级高于 C40 时, 按 C40 取值;

d ——预应力钢筋的公称直径 (mm), 按附录 B 采用;

α ——预应力钢筋的外形系数, 按表 8.1.6 取用。

当采用骤然放松预应力钢筋的施工工艺时, 先张法预应力钢筋的锚固长度应从距构件末端 $0.25l_n$ 处开始计算; l_n 为预应力传递长度。

8.1.8 预应力混凝土结构构件的施工阶段, 除应进行承载能力极限状态验算外, 对预拉区不允许出现裂缝的构件或预压时全截面受压的构件, 在预加力、自重 (必要时应考虑动力系数) 及施工荷载作用下, 其截面边缘的混凝土法向应力应符合下列规定 (见图 8.1.8):

$$\sigma_{ct} \leq f'_{tk} \quad (8.1.8-1)$$

$$\sigma_{cc} \leq 0.8f'_{ck} \quad (8.1.8-2)$$

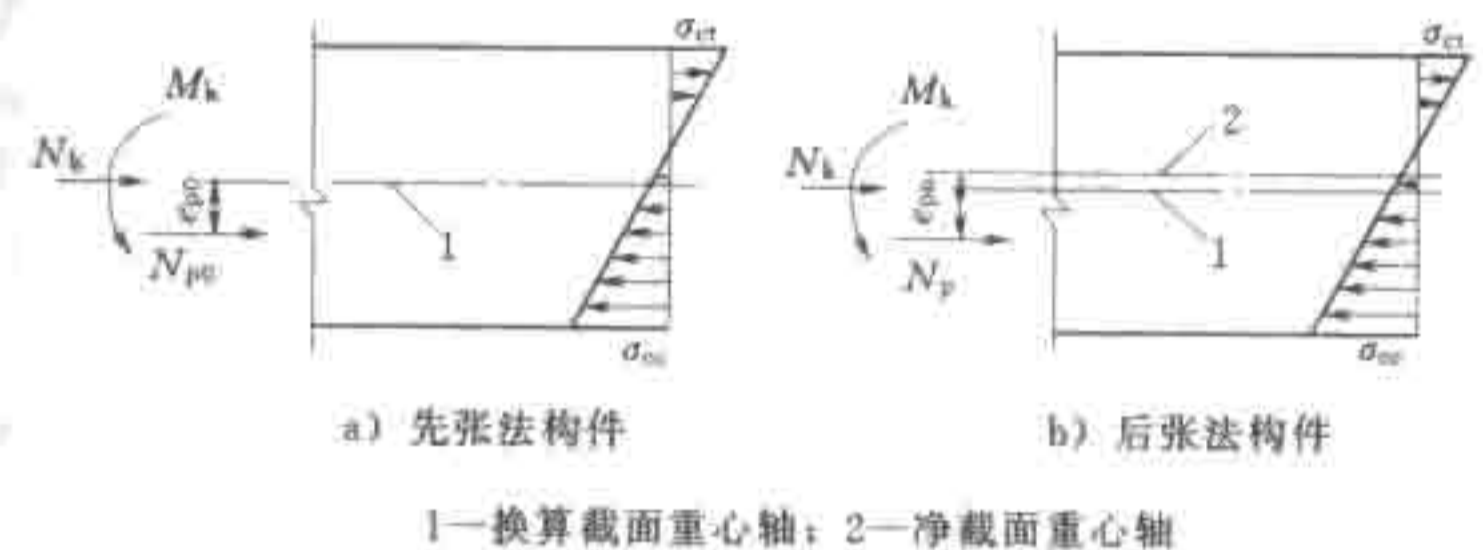


图 8.1.8 预应力混凝土构件施工阶段验算

截面边缘的混凝土法向应力可按下列公式计算:

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{cc} \\ \sigma_{ct} \end{array} \right\} = \sigma_{pe} + \frac{N_k}{A_0} \pm \frac{M_k}{W_0} \quad (8.1.8-3)$$

式中 σ_{cc} 、 σ_{ct} ——相应施工阶段计算截面边缘纤维的混凝土压应力、拉应力 (N/mm^2);

f'_{tk} 、 f'_{ck} ——与各施工阶段混凝土立方体抗压强度 f'_{cu} 相应的抗拉、抗压强度标准值 (N/mm^2), 按表 4.1.4 以线性内插法确定;

N_k 、 M_k ——构件自重及施工荷载的标准值在计算截面产生的轴向力值 (N)、弯矩值 ($N \cdot mm$);

W_0 ——验算边缘的换算截面弹性抵抗矩 (mm^3)。

注 1: 预拉区系指施加预应力时形成的截面拉应力区。

注 2: 式 (8.1.8-3) 中, σ_{pe} 为压应力时取正值, 为拉应力时取负值; N_k 为轴向压力时取正值, 为轴向拉力时取负值; M_k 产生的边

缘纤维应力为压应力时式中符号取加号，为拉应力时式中符号取减号。

8.1.9 预应力混凝土结构构件的施工阶段，除应进行承载力极限状态验算外，对预拉区允许出现裂缝而在预拉区不配置纵向预应力钢筋的构件，其截面边缘的混凝土法向应力应符合下列规定：

$$\sigma_{ct} \leq 2f'_{tk} \quad (8.1.9-1)$$

$$\sigma_{ct} \leq 0.8f'_{tk} \quad (8.1.9-2)$$

8.1.10 预应力混凝土结构构件预拉区纵向钢筋的配筋应符合下列要求：

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 $(A'_s + A'_p) / A$ 不应小于 0.2%，对后张法不应计入 A'_p ，其中， A 为构件截面面积。

2 施工阶段预拉区允许出现裂缝而在预拉区不配置纵向预应力钢筋的构件，当 $\sigma_{ct} = 2f'_{tk}$ 时，预拉区纵向非预应力钢筋的配筋率 A'_s / A 不应小于 0.4%；当 $f'_{tk} < \sigma_{ct} < 2f'_{tk}$ 时，则在 0.2% 和 0.4% 之间按线性内插法确定。

3 预拉区的纵向非预应力钢筋的直径不宜大于 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，预拉区纵向钢筋的配筋可根据具体情况确定。

8.1.11 对先张法和后张法预应力混凝土结构构件，在承载力和裂缝宽度计算中，所用的混凝土法向应力等于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预应力钢筋的应力 σ_{pe} 、 σ'_{pe} 均应按 8.1.4 条的规定计算。

8.1.12 对后张法预应力混凝土结构构件，应计算在预加力作用下端部锚固区段内的局部受压承载力，此时，应按式 (6.8.1-1)、式 (6.8.1-2) 或式 (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_m 代替， A_m

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按 3.2.2 条的规定计算，承载力安全系数按表 3.2.4 中 2 级、3 级建筑物基本组合取值；并按 6.8 节规定的构造要求配置间接钢筋，其体积配筋率 ρ_v 不应小于 0.5%。

8.1.13 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，可按有关规范的规定执行。

8.1.14 后张法预应力混凝土超静定结构计算方法可按有关规范的规定执行。

8.1.15 在水工建筑物中采用无粘结预应力混凝土结构构件时，必须经过论证。其计算及构造要求按有关规范的规定执行。

8.2 预应力损失值计算

8.2.1 预应力钢筋中的预应力损失宜根据试验确定，当无可靠试验数据时，预应力损失值可按表 8.2.1 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：先张法构件取 100N/mm^2 ；后张法构件取 80N/mm^2 。

表 8.2.1 预应力损失值 单位： N/mm^2

引起损失的因素		符号	先张法构件	后张法构件
张拉端锚具变形和钢筋内缩		σ_{l1}	按 8.2.2 条的规定计算	按 8.2.2 条和 8.2.3 条的规定计算
预应力钢筋的摩擦	与孔道壁之间的摩擦	σ_{l2}	—	按 8.2.4 条的规定计算
	在转向装置处的摩擦			按实际情况确定
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}	$2\Delta t$	—

表 8.2.1 (续)

引起损失的因素	符号	先张法构件	后张法构件
预应力钢筋的应力松弛	σ_{l1}	预应力钢丝、钢绞线 普通松弛： $0.4\psi\left(\frac{\sigma_{con}}{f_{pk}} - 0.5\right)\sigma_{con}$ 此处，一次张拉 $\psi=1.0$ ， 超张拉 $\psi=0.9$ 低松弛： 当 $\sigma_{con} \leq 0.7f_{pk}$ 时 $0.125\left(\frac{\sigma_{con}}{f_{pk}} - 0.5\right)\sigma_{con}$ 当 $0.7f_{pk} < \sigma_{con} \leq 0.8f_{pk}$ 时 $0.2\left(\frac{\sigma_{con}}{f_{pk}} - 0.575\right)\sigma_{con}$	
		螺纹钢筋、钢棒 一次张拉 $0.05\sigma_{con}$ 超张拉 $0.035\sigma_{con}$	
混凝土的收缩和徐变	σ_{l2}	按 8.2.5 条的规定计算	
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_{l3}	—	30
注 1: Δt 为混凝土加热养护时，受张拉的预应力钢筋与承受拉力的设备之间的温差 ($^{\circ}C$)；为了减少温差引起的预应力损失，可采用分阶段的养护措施。 注 2: 表中超张拉的张拉程序为从应力为零开始张拉至 $1.03\sigma_{con}$ ；或从应力为零开始张拉至 $1.05\sigma_{con}$ ，持荷 3min 后，卸载至 σ_{con} 。 注 3: 当 $\sigma_{con}/f_{pk} \leq 0.5$ 时，预应力钢筋的应力松弛损失值可取为零。			

8.2.2 预应力直线钢筋由锚具变形和预应力钢筋内缩引起的预应力损失 σ_{l1} (N/mm^2) 可按下列公式计算：

$$\sigma_{l1} = \frac{a}{l} E_s \quad (8.2.2)$$

式中 a ——张拉端锚具变形和钢筋内缩值 (mm)，按表 8.2.2 采用；

l ——张拉端至锚固端之间的距离 (mm)；
 E_s ——预应力钢筋的弹性模量 (N/mm^2)，按表 4.2.4 确定。

表 8.2.2 锚具变形和钢筋内缩值 a 单位: mm

锚具类别		a
支承式锚具 (钢丝束墩头锚具等)	螺帽缝隙	1
	每块后加垫板的缝隙	1
锥塞式锚具 (钢丝束的钢制锥形锚具等)		5
夹片式锚具	有顶压时	5
	无顶压时	6~8
单根螺纹钢筋的锥形锚夹具		5

注 1: 表中的锚具变形和钢筋内缩值也可根据实测数据确定。
 注 2: 其他类型的锚具变形和钢筋内缩值应根据实测数据确定。

8.2.3 后张法构件预应力曲线钢筋或折线钢筋由于锚具变形和预应力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或折线钢筋与孔道壁之间反向摩擦影响长度 l_1 范围内的预应力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 8.2.4 中的数值采用。

常用束形的后张预应力钢筋在反向摩擦影响长度 l_1 范围内的预应力损失值 σ_{l1} 可按附录 E 计算。

8.2.4 后张法构件张拉时，预应力钢筋与孔道壁之间的摩擦引起的预应力损失 σ_{l2} (N/mm^2) (见图 8.2.4)，可按下列公式计算：

$$\sigma_{l2} = \sigma_{con} [1 - e^{-(\mu\theta + \kappa x)}] \quad (8.2.4-1)$$

当 $(\mu\theta + \kappa x) \leq 0.2$ 时， σ_{l2} 可按下列近似公式计算：

$$\sigma_{l2} = (\mu\theta + \kappa x) \sigma_{con} \quad (8.2.4-2)$$

式中 σ_{con} ——预应力钢筋张拉控制应力 (N/mm^2)；

μ ——预应力钢筋与孔道壁之间的摩擦系数，按表 8.2.4 采用；

θ ——从张拉端至计算截面曲线孔道部分切线的夹角 (rad);

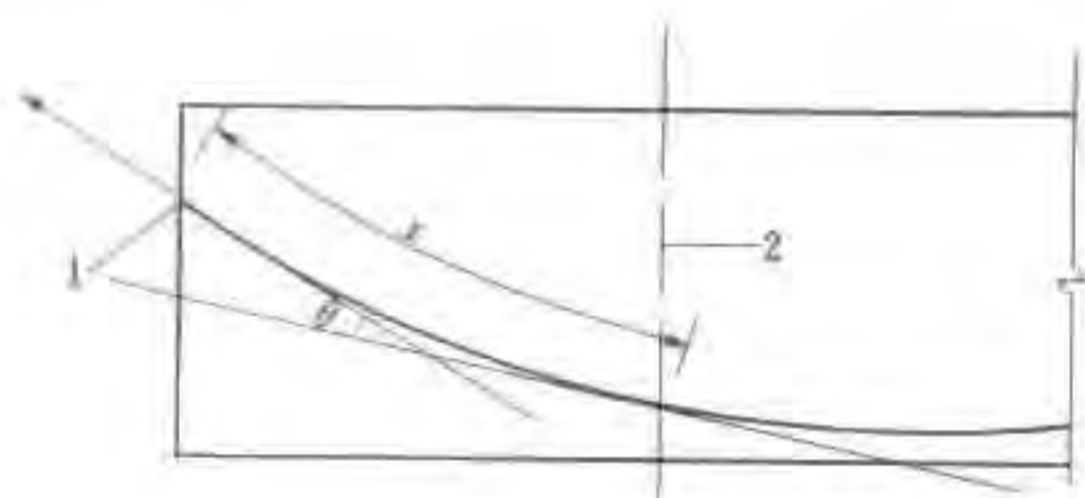
κ ——孔道每米长度局部偏差的摩擦系数, 按表 8.2.4 采用;

x ——从张拉端至计算截面的孔道长度 (m), 可近似地取该段孔道在构件纵轴上的投影长度。

表 8.2.4 系数 κ 和 μ 值

孔道成型方式	κ	μ	
		钢绞线、钢丝束	螺纹钢筋、钢棒
预埋金属波纹管	0.0015	0.20~0.25	0.50
预埋塑料波纹管	0.0015	0.14~0.17	—
预埋铁皮管	0.0030	0.35	0.40
预埋钢管	0.0010	0.25~0.30	—
抽芯成型	0.0015	0.55	0.60

注 1: 表中系数也可以根据实测数据确定。
注 2: 当采用钢丝束的钢质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, 其值可根据实测数据确定。



1—张拉端; 2—计算截面

图 8.2.4 预应力摩擦损失计算

8.2.5 由混凝土收缩和徐变引起的受拉区、受压区纵向预应力钢筋的预应力损失值 σ_{l5} 、 σ'_{l5} (N/mm²) 可按下列方法确定:

先张法构件

$$\sigma_{l5} = \frac{45 + 280 \frac{\sigma_{pc}}{f_{cu}}}{1 + 15\rho} \quad (8.2.5-1)$$

$$\sigma'_{l5} = \frac{45 + 280 \frac{\sigma'_{pc}}{f'_{cu}}}{1 + 15\rho'} \quad (8.2.5-2)$$

后张法构件

$$\sigma_{l5} = \frac{35 + 280 \frac{\sigma_{pc}}{f_{cu}}}{1 + 15\rho} \quad (8.2.5-3)$$

$$\sigma'_{l5} = \frac{35 + 280 \frac{\sigma'_{pc}}{f'_{cu}}}{1 + 15\rho'} \quad (8.2.5-4)$$

式中 σ_{pc} 、 σ'_{pc} ——在受拉区、受压区预应力钢筋合力点处的混凝土法向压应力 (N/mm²);

f'_{cu} ——施加预应力时的混凝土立方体抗压强度 (N/mm²);

ρ 、 ρ' ——受拉区、受压区预应力钢筋和非预应力钢筋

的配筋率: 对先张法构件, $\rho = \frac{A_p + A_s}{A_0}$, $\rho' =$

$\frac{A'_p + A'_s}{A_0}$; 对后张法构件, $\rho = \frac{A_p + A_s}{A_n}$, $\rho' =$

$\frac{A'_p + A'_s}{A_n}$; 对于对称配置预应力钢筋和非预应

力钢筋的构件, 配筋率 ρ 、 ρ' 应按钢筋总截面面积的一半计算。

在受拉区、受压区预应力钢筋合力点处的混凝土法向压应力 σ_{pc} 、 σ'_{pc} 应按 8.1.4 条及 8.1.5 条规定计算。此时, 预应力损失值仅考虑混凝土预压前 (第一批) 的损失, 其非预应力钢筋中的应力 σ_{l5} 、 σ'_{l5} 应取为零; σ_{pc} 、 σ'_{pc} 值不得大于 $0.5f'_{cu}$; 当 σ'_{pc} 为拉应力时, 式 (8.2.5-2)、式 (8.2.5-4) 中 σ'_{pc} 应取为零。计算混

混凝土法向应力 σ_{pc} 、 σ'_{pc} 时，可根据构件制作情况考虑自重的影响。

当构件处于年平均相对湿度低于 40% 的环境下， σ_{pc} 、 σ'_{pc} 值应增加 30%。

对重要的结构构件，当需要考虑与时间相关的混凝土收缩、徐变及钢筋应力松弛预应力损失值时，可按附录 F 进行计算。

注：当采用泵送混凝土时，宜根据实际情况考虑混凝土收缩、徐变引起预应力损失值的增大。

8.2.6 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，将先批张拉钢筋的张拉控制应力值 σ_{con} 增加（或减小） $\alpha_E \sigma_{pc}$ 。此处， σ_{pc} 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， α_E 为预应力钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值。

8.2.7 预应力混凝土构件，在各阶段的预应力损失值宜按表 8.2.7 的规定进行组合。

表 8.2.7 各阶段预应力损失值的组合

预应力损失值的组合	先张法构件	后张法构件
混凝土预压前（第一批）的损失	$\sigma_{l1} + \sigma_{l2} + \sigma_{l3} + \sigma_{l4}$	$\sigma_{l1} + \sigma_{l2}$
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_{l1} 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。

8.2.8 大体积水工预应力混凝土结构的预应力损失值应由专门研究或试验确定。

8.3 正截面承载力计算的一般规定

8.3.1 预应力混凝土构件正截面承载力计算的基本假定与 6.1.2 条及 6.1.3 条的规定相同。

8.3.2 对无屈服点钢筋（钢丝、钢绞线、螺纹钢筋、钢棒），纵向受拉钢筋屈服和受压混凝土破坏同时发生时的相对界限受压区

计算高度 ξ_b 应按下列公式计算：

$$\xi_b = \frac{0.8}{1.6 + \frac{f_{py} - \sigma_{pc}}{0.0033E_s}} \quad (8.3.2)$$

式中 ξ_b ——相对界限受压区计算高度；

f_{py} ——纵向预应力钢筋的抗拉强度设计值（N/mm²），按表 4.2.3-2 确定；

σ_{pc} ——截面受拉区纵向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（N/mm²），按式（8.1.4-3）或式（8.1.4-6）计算。

注：当截面受拉区内配置有不同种类或不同预应力值的钢筋时，受弯构件的相对界限受压计算高度应分别计算，并取其较小值。

8.3.3 纵向钢筋应力可根据应变保持为平面的假定计算，也可按下列近似公式计算：

对非预应力钢筋

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\xi_b - 0.8} \left(\frac{x}{h_{0s}} - 0.8 \right) \quad (8.3.3-1)$$

对预应力钢筋

$$\sigma_{ps} = \frac{f_{py} - \sigma_{pc}}{\xi_b - 0.8} \left(\frac{x}{h_{0s}} - 0.8 \right) + \sigma_{pc} \quad (8.3.3-2)$$

此时纵向钢筋应力应符合下列条件：

对非预应力钢筋

$$-f'_s \leq \sigma_s \leq f_s \quad (8.3.3-3)$$

当 σ_s 为拉应力且其值大于非预应力钢筋抗拉强度设计值 f_s 时，取 $\sigma_s = f_s$ ；当 σ_s 为压应力且其绝对值大于非预应力钢筋抗压强度设计值 f'_s 时，取 $\sigma_s = -f'_s$ 。

对预应力钢筋

$$-(f'_{py} - \sigma_{pc}) \leq \sigma_{ps} \leq f_{py} \quad (8.3.3-4)$$

当 σ_{ps} 为拉应力且其值大于预应力钢筋抗拉强度设计值 f_{py} 时，取 $\sigma_{ps} = f_{py}$ ；当 σ_{ps} 为压应力且其绝对值大于 $(f'_{py} - \sigma_{pc})$ 的绝对值时，取 $\sigma_{ps} = -(f'_{py} - \sigma_{pc})$ 。

式中 x ——受压区计算高度 (mm);

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 (mm);

σ_{si} 、 σ_{pi} ——第 i 层纵向非预应力钢筋、预应力钢筋的应力 (N/mm^2), 正值表示拉应力, 负值表示压应力;

σ_{p0i} ——第 i 层纵向预应力钢筋截面重心处混凝土法向应力等于零时的预应力钢筋应力 (N/mm^2), 按式 (8.1.4-3) 或式 (8.1.4-6) 计算。

8.4 正截面受弯承载力计算

8.4.1 矩形截面或翼缘位于受拉区的倒 T 形截面受弯构件, 其正截面受弯承载力应符合下列规定 (见图 8.4.1):

$$KM \leq f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f_y' A_s' (h_0 - a_s') - (\sigma_{p0}' - f_{py}') A_p' (h_0 - a_p') \quad (8.4.1-1)$$

受压区计算高度应按下式确定:

$$f_c b x = f_y A_s - f_y' A_s' + f_{py} A_p + (\sigma_{p0}' - f_{py}') A_p' \quad (8.4.1-2)$$

受压区计算高度尚应符合下列条件:

$$x \leq 0.85 \xi_b h_0 \quad (8.4.1-3)$$

$$x \geq 2a' \quad (8.4.1-4)$$

式中 K ——承载力安全系数, 按表 3.2.4 采用;

M ——弯矩设计值 ($\text{N} \cdot \text{mm}$), 按 3.2.2 条的规定计算;

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值 (N/mm^2), 按表 4.1.5 确定;

A_s 、 A_s' ——受拉区、受压区纵向非预应力钢筋的截面面积 (mm^2);

A_p 、 A_p' ——受拉区、受压区纵向预应力钢筋的截面面积 (mm^2);

σ_{p0}' ——受压区纵向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 (N/mm^2);

b ——矩形截面的宽度或倒 T 形截面的腹板宽度 (mm);

x ——受压区计算高度 (mm);

h_0 ——截面有效高度 (mm);

ξ_b ——相对界限受压区计算高度;

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截面受压边缘的距离 (mm);

a' ——受压区全部纵向钢筋合力点至截面受压边缘的距离 (mm), 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应力 ($\sigma_{p0}' - f_{py}'$) 为拉应力时, 式 (8.4.1-4) 中的 a' 用 a_s' 代替。

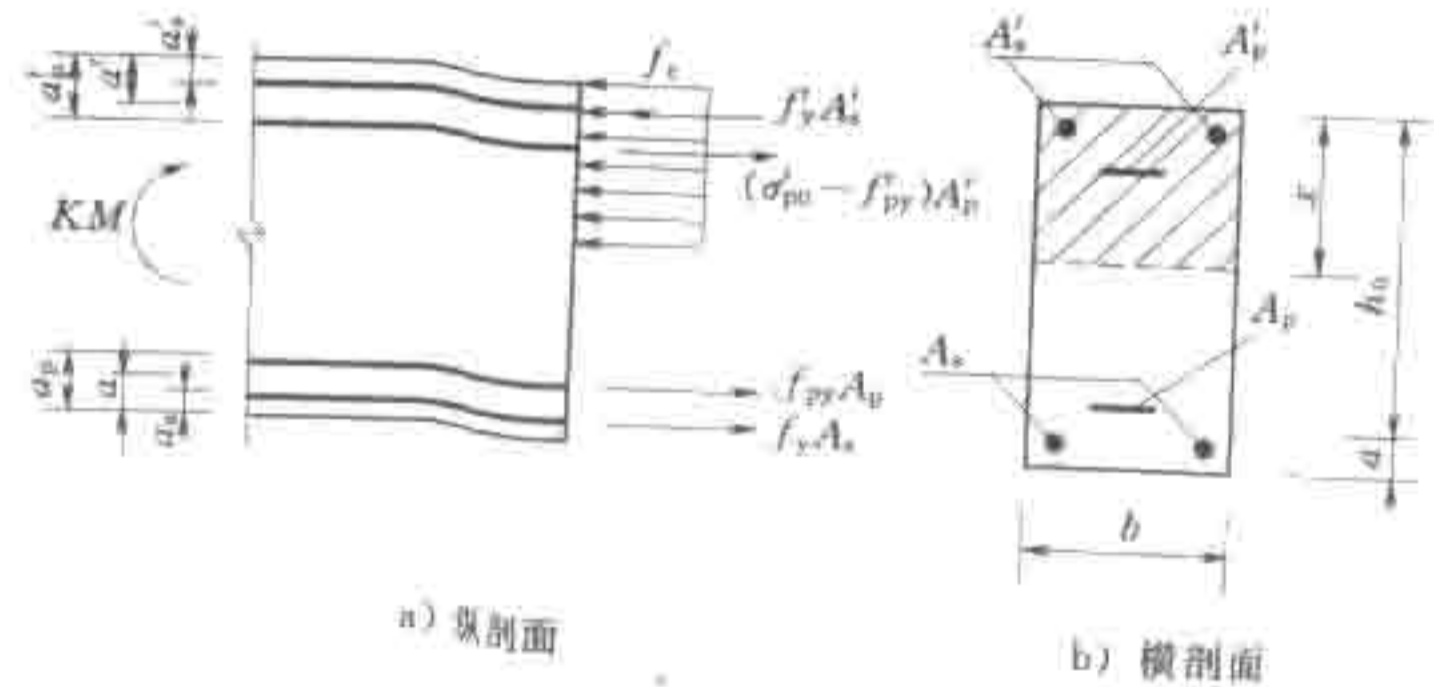


图 8.4.1 矩形截面受弯构件正截面受弯承载力计算

8.4.2 翼缘位于受压区的 T 形、I 形截面受弯构件 (见图 8.4.2), 其正截面受弯承载力应分别符合下列规定:

1 当满足下列条件时

$$f_y A_s + f_{py} A_p \leq f_c b_i' h_i' + f_y' A_s' - (\sigma_{p0}' - f_{py}') A_p' \quad (8.4.2-1)$$

应按宽度为 b_i' 的矩形截面计算。

2 当不满足式 (8.4.2-1) 的条件时, 计算中应考虑截面中腹板受压的作用, 按下式计算:

$$KM \leq f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f_c (b'_1 - b) h'_1 \left(h_0 - \frac{h'_1}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) - (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_{p0} (h_0 - a'_s) \quad (8.4.2-2)$$

受压区计算高度应按下式确定：

$$f_c [bx + (b'_1 - b)h'_1] = f_y A_s - f'_y A'_s + f_{py} A_p + (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_{p0} \quad (8.4.2-3)$$

式中 h'_1 ——T形、I形截面受压区的翼缘高度 (mm)；
 b'_1 ——T形、I形截面受压区的翼缘计算宽度 (mm)，按 6.2.3 条的规定确定。

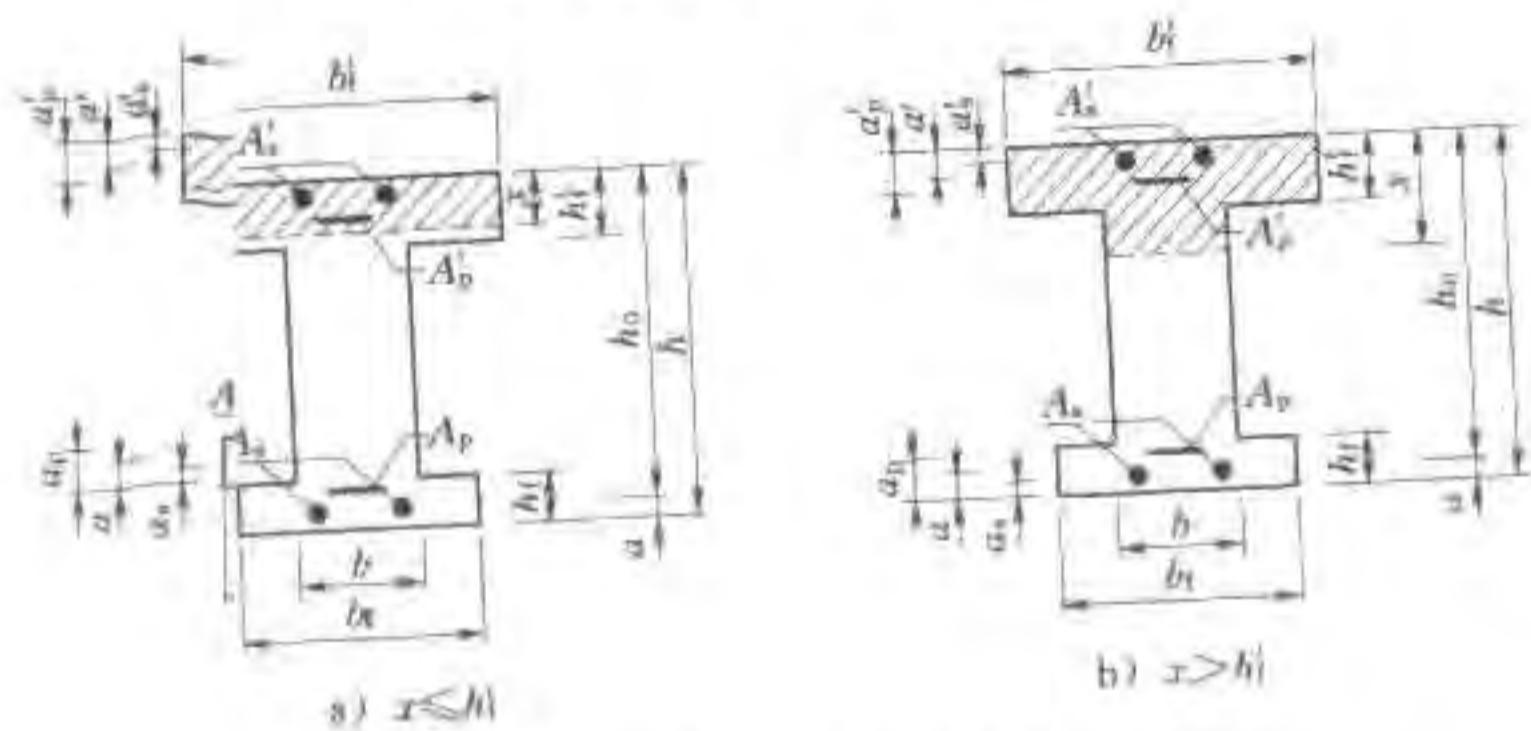


图 8.4.2 I形截面受弯构件受压区计算高度位置

按上述公式计算 T形、I形截面受弯构件时，受压区计算高度仍应符合式 (8.4.1-3) 和式 (8.4.1-4) 的要求。

8.4.3 受弯构件正截面受弯承载力的计算，应符合式 (8.4.1-3) 的要求。当由构造要求或按正常使用极限状态验算要求配置的纵向受拉钢筋截面面积大于受弯承载力要求的配筋面积时，按式 (8.4.1-2) 或式 (8.4.2-3) 计算的受压区计算高度 x ，可仅计入受弯承载力条件所需的纵向受拉钢筋截面面积。

8.4.4 当计算中计入纵向非预应力受压钢筋而不满足式 (8.4.1-4) 的条件时，正截面受弯承载力应符合下列规定：

$$KM \leq f_{py} A_p (h - a_p - a'_s) + f_y A_s (h - a_s - a'_s) + (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_{p0} (a'_p - a'_s) \quad (8.4.4)$$

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

8.5 正截面受拉承载力计算

8.5.1 轴心受拉构件的正截面受拉承载力应符合下列规定：

$$KN \leq f_y A_s + f_{py} A_p \quad (8.5.1)$$

式中 K ——承载力安全系数，按表 3.2.4 采用；

N ——轴向拉力设计值 (N)，按 3.2.2 条的规定计算；

A_s 、 A_p ——纵向非预应力钢筋、预应力钢筋的全部截面面积 (mm²)。

8.5.2 矩形截面偏心受拉构件的正截面受拉承载力应符合下列规定：

1 轴向拉力作用在钢筋 A_s 与 A_p 的合力点和 A'_s 与 A'_{p0} 的合力点之间的小偏心受拉构件 (见图 8.5.2a)

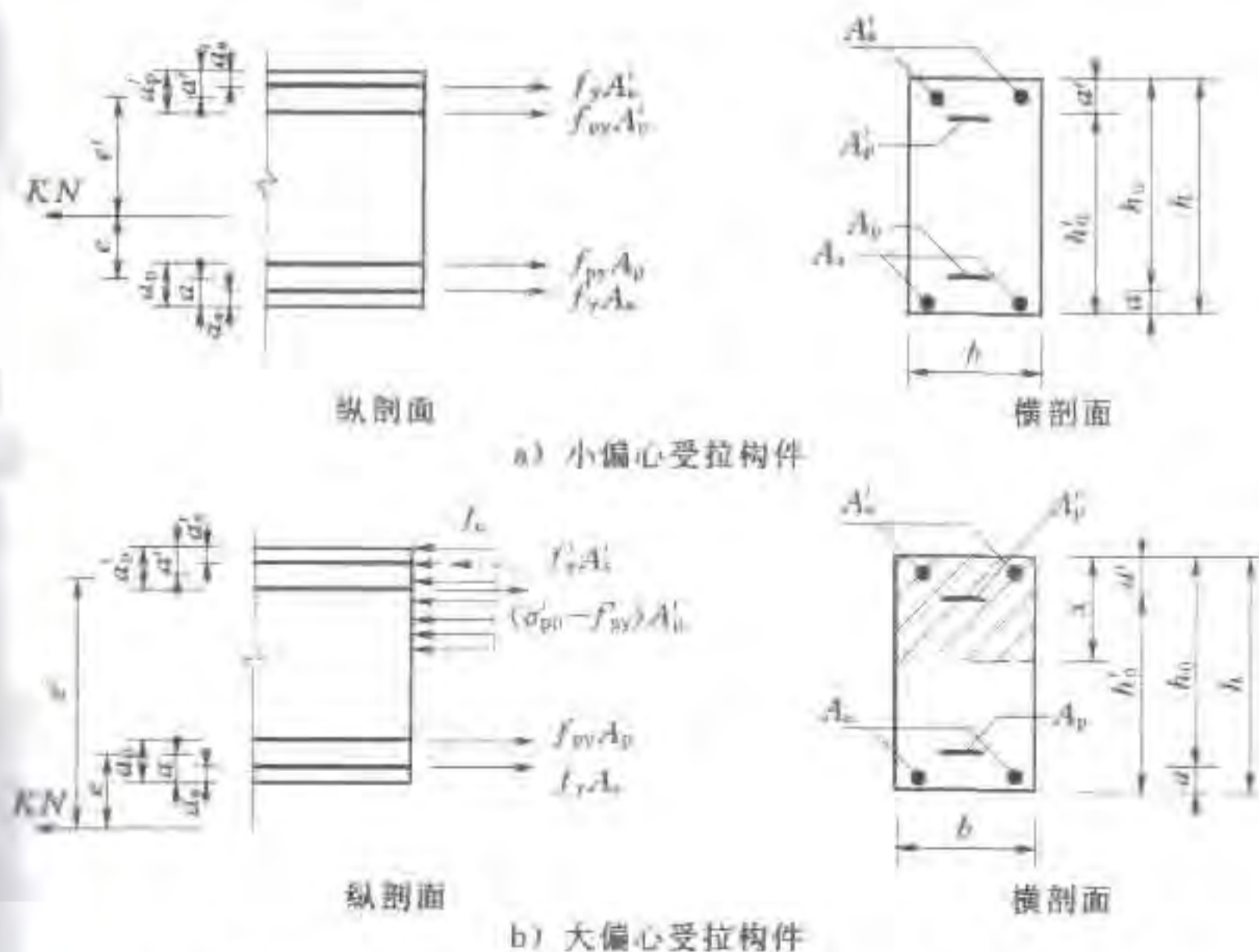


图 8.5.2 矩形截面偏心受拉构件正截面受拉承载力计算

$$KNe \leq f_y A_s (h_0 - a_s') + f_{py} A_p (h_0 - a_p') \quad (8.5.2-1)$$

$$KNe' \leq f_y A_s (h_0' - a_s) + f_{py} A_p (h_0' - a_p) \quad (8.5.2-2)$$

2 轴向拉力不作用在钢筋 A_s 与 A_p 的合力点和 A_s' 与 A_p' 的合力点之间的大偏心受拉构件 (见图 8.5.2b)

$$KN \leq f_y A_s + f_{py} A_p - f_y' A_s' + (\sigma_{p0}' - f_{py}') A_p' - f_c b x \quad (8.5.2-3)$$

$$KNe \leq f_c b x \left(h_0' - \frac{x}{2} \right) + f_y' A_s' (h_0 - a_s') - (\sigma_{p0}' - f_{py}') A_p' (h_0 - a_p') \quad (8.5.2-4)$$

此时, 受压区的计算高度应满足式 (8.4.1-3) 的要求。当计算中计入纵向非预应力受压钢筋时, 尚应满足 $x \geq 2a'$ 的条件; 当不满足时, 可按式 (8.5.2-2) 计算承载力。

3 对称配筋的矩形截面偏心受拉构件的承载力, 不论大、小偏心受拉情况, 均可按式 (8.5.2-2) 计算。

8.6 斜截面受剪承载力计算

8.6.1 矩形、T形和I形截面的受弯构件, 其受剪截面应符合 6.5.1 条的规定。

8.6.2 计算预应力构件斜截面的受剪承载力时, 其计算位置应符合 6.5.2 条的规定。

8.6.3 矩形、T形和I形截面的预应力受弯构件, 当仅配有箍筋时, 其斜截面的受剪承载力应符合下列规定:

$$KV \leq V_c + V_{sv} + V_p \quad (8.6.3-1)$$

$$V_p = 0.05N_{p0} \quad (8.6.3-2)$$

式中 K ——承载力安全系数, 按表 3.2.4 采用;

V ——构件斜截面上的最大剪力设计值 (N), 按 3.2.2 条的规定计算;

V_c ——混凝土的受剪承载力 (N), 按 6.5.3 条计算;

V_{sv} ——箍筋的受剪承载力 (N), 按 6.5.3 条计算;

V_p ——由预应力提高的构件受剪承载力 (N);

N_{p0} ——计算截面上混凝土法向应力为零时的纵向预应力钢筋及非预应力钢筋的合力 (N), 按 8.1.11 条的规定计算; 当 $N_{p0} > 0.3f_c A_0$ 时, 取 $N_{p0} = 0.3f_c A_0$ 。此处, A_0 为构件的换算截面面积 (mm^2)。

注 1: 对合力 N_{p0} 引起的截面弯矩与外弯矩方向相同的情况, 以及允许出现裂缝的预应力混凝土构件, 均取 $V_p = 0$ 。

注 2: 对先张法预应力混凝土构件, 在计算合力 N_{p0} 时, 应按 8.1.6 条和 8.7.5 条的规定考虑预应力钢筋传递长度 l_w 的影响。

8.6.4 矩形、T形和I形截面的预应力受弯构件, 当配有箍筋和弯起钢筋时, 其斜截面的受剪承载力应符合下列规定:

$$KV \leq V_c + V_{sv} + V_p + f_y A_{sb} \sin \alpha_s + f_y A_{pb} \sin \alpha_p \quad (8.6.4)$$

式中 A_{sb} 、 A_{pb} ——同一弯起平面内非预应力弯起钢筋、预应力弯起钢筋的截面面积 (mm^2);

V_p ——由预应力提高的构件受剪承载力设计值 (N), 按式 (8.6.3-2) 计算, 但计算合力 N_{p0} 时不考虑预应力弯起钢筋的作用;

α_s 、 α_p ——斜截面上非预应力弯起钢筋、预应力弯起钢筋的切线与构件纵向轴线的夹角 ($^\circ$)。

8.6.5 矩形、T形和I形截面的预应力受弯构件, 当符合 $KV \leq V_c + V_p$ 时, 则不需进行斜截面受剪承载力计算, 仅须根据 10.2.7 条的规定按构造要求配置箍筋。

8.7 抗裂验算

8.7.1 预应力混凝土构件应按下列规定进行正截面和斜截面抗裂验算:

1 正截面抗裂验算

1) 对严格要求不出现裂缝的构件, 在荷载效应标准组合下, 正截面混凝土法向应力应符合下列规定:

$$\sigma_{ck} - \sigma_{pc} \leq 0 \quad (8.7.1-1)$$

2) 对一般要求不出现裂缝的构件, 在荷载效应标准组合下, 正截面混凝土法向应力应符合下列规定:

$$\sigma_{ck} - \sigma_{pc} \leq 0.7\gamma f_{tk} \quad (8.7.1-2)$$

式中 σ_{ck} ——在荷载标准值作用下, 构件抗裂验算边缘的混凝土法向应力 (N/mm^2), 按 8.7.2 条确定;

σ_{pc} ——扣除全部预应力损失后在抗裂验算边缘的混凝土预压应力 (N/mm^2), 按式 (8.1.4-1) 或式 (8.1.4-4) 计算;

f_{tk} ——混凝土轴心抗拉强度标准值 (N/mm^2), 按表 4.1.4 确定;

γ ——受拉区混凝土塑性影响系数, 按表 8.7.1 取用。

表 8.7.1 受拉区混凝土塑性影响系数 γ

项次	构件类别	γ
1	受弯、偏心受压	γ_m
2	小偏心受拉、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。
注 2: 对大偏心受拉构件, γ 值可在 1 与 γ_m 之间取值。

对于主要荷载均是长期作用的情况, 构件抗裂验算边缘不宜出现拉应力。

对受弯构件, 在施工阶段预拉区出现裂缝的区段, 式 (8.7.1-1) 及式 (8.7.1-2) 中的 σ_m 应乘以系数 0.9。

2 斜截面抗裂验算

1) 对严格要求不出现裂缝的构件, 在荷载效应标准组合下, 斜截面混凝土的主拉应力应符合下列要求:

$$\sigma_{tp} \leq 0.85 f_{tk} \quad (8.7.1-3)$$

2) 对一般要求不出现裂缝的构件, 在荷载效应标准组合下, 斜截面混凝土的主拉应力应符合下列要求:

$$\sigma_{tp} \leq 0.95 f_{tk} \quad (8.7.1-4)$$

3) 对严格要求和一般要求不出现裂缝的构件, 在荷载效应标准组合下, 斜截面混凝土的主压应力应符合下列要求:

$$\sigma_{cp} \leq 0.6 f_{ck} \quad (8.7.1-5)$$

式中 σ_m 、 σ_{cp} ——混凝土的主拉应力、主压应力 (N/mm^2), 按 8.7.3 条确定;

f_{ck} ——混凝土轴心抗压强度标准值 (N/mm^2), 按表 4.1.4 确定。

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。

8.7.2 在荷载标准值作用下, 抗裂验算边缘混凝土的法向应力应按下列公式计算:

1 轴心受拉构件

$$\sigma_{ck} = \frac{N_k}{A_0} \quad (8.7.2-1)$$

2 受弯构件

$$\sigma_{ck} = \frac{M_k}{W_0} \quad (8.7.2-2)$$

3 偏心受拉和偏心受压构件

$$\sigma_{ck} = \frac{M_k}{W_0} \pm \frac{N_k}{A_0} \quad (8.7.2-3)$$

式中 N_k 、 M_k ——按荷载标准值计算的轴向力值 (N)、弯矩值 ($\text{N} \cdot \text{mm}$);

A_0 ——构件换算截面面积 (mm^2);

W_0 ——构件换算截面受拉边缘的弹性抵抗矩 (mm^3)。

注: 在式 (8.7.2-3) 中右边项, 当轴向力为拉力时取加号, 为压力时取减号。

8.7.3 混凝土主拉应力和主压应力应按下列公式计算:

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{tp} \\ \sigma_{cp} \end{array} \right\} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2} \quad (8.7.3-1)$$

$$\sigma_s = \sigma_{pc} + \frac{M_k y_0}{I_0} \quad (8.7.3-2)$$

$$\tau = \frac{(V_k - \sum \sigma_{pe} A_{pb} \sin \alpha_p) S_0}{I_0 b} \quad (8.7.3-3)$$

式中 σ_s ——由预加力和弯矩值 M_k 在计算纤维处产生的混凝土法向应力 (N/mm^2);

σ_y ——由集中荷载标准值 F_k 产生的混凝土竖向压应力 (N/mm^2);

τ ——由剪力值 V_k 和预应力弯起钢筋的预加力在计算纤维处产生的混凝土剪应力 (N/mm^2); 当计算截面上有扭矩作用时, 尚应计入扭矩引起的剪应力;

σ_{pc} ——扣除全部预应力损失后, 在计算纤维处由预加力产生的混凝土法向应力 (N/mm^2), 按式 (8.1.4-1) 或式 (8.1.4-4) 计算;

y_0 ——换算截面重心至计算纤维处的距离 (mm);

I_0 ——换算截面惯性矩 (mm^4);

V_k ——按荷载标准值计算的剪力值 (N);

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 (mm^3);

σ_{pe} ——纵向预应力弯起钢筋的有效预应力 (N/mm^2);

A_{pb} ——计算截面上同一弯起平面内的预应力弯起钢筋的截面面积 (mm^2);

α_p ——计算截面上预应力弯起钢筋的切线与构件纵向轴线的夹角 ($^\circ$).

注: 式 (8.7.3-1)、式 (8.7.3-2) 中的 σ_s 、 σ_y 、 σ_{pc} 和 $M_k y_0 / I_0$, 当为拉应力时, 以正值代入; 当为压应力时, 以负值代入。

8.7.4 对预应力混凝土吊车梁, 在集中力作用点两侧各 $0.6h$ 的长度范围内, 由集中荷载标准值 F_k 产生的混凝土竖向压应力和剪应力的简化分布, 可按图 8.7.4 确定, 其应力的最大值可按下列公式计算:

$$\sigma_{y,\max} = \frac{0.6F_k}{bh} \quad (8.7.4-1)$$

$$\tau_F = \frac{\tau' - \tau''}{2} \quad (8.7.4-2)$$

$$\tau' = \frac{V_k' S_0}{I_0 b} \quad (8.7.4-3)$$

$$\tau'' = \frac{V_k'' S_0}{I_0 b} \quad (8.7.4-4)$$

式中 $\sigma_{y,\max}$ ——由 F_k 产生的混凝土竖向最大压应力值 (N/mm^2);

F_k ——集中荷载标准值 (N);

τ' 、 τ'' ——位于集中荷载标准值作用点左侧、右侧 $0.6h$ 处截面上的剪应力 (N/mm^2);

τ_F ——集中荷载标准值 F_k 作用截面上的剪应力 (N/mm^2);

V_k' 、 V_k'' ——集中荷载标准值 F_k 作用点左侧、右侧截面上的剪力标准值 (N)。

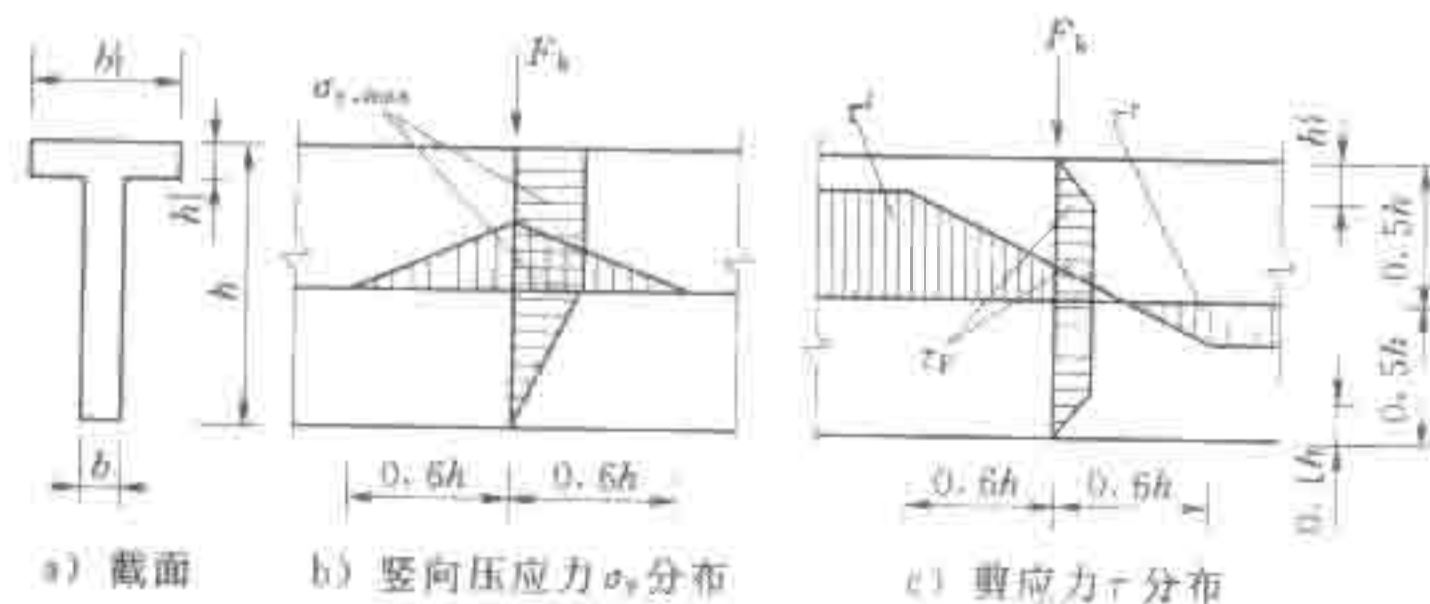


图 8.7.4 预应力混凝土吊车梁集中力作用点附近的应力分布

8.7.5 对先张法预应力混凝土构件端部区段进行正截面、斜截面抗裂验算时, 应考虑预应力钢筋在其预应力传递长度 l_0 范围内实际应力值的变化。预应力钢筋的实际应力按线性规律增大, 在构件端部取为零, 在其预应力传递长度 l_0 的末端取有效预应力值 σ_{pe} (见图 8.7.5), 预应力钢筋的预应力传递长度 l_0 应按

8.1.6条确定。当采用骤然放松预应力钢筋的施工工艺时，零点应取在距构件端部 $0.25l_n$ 处。

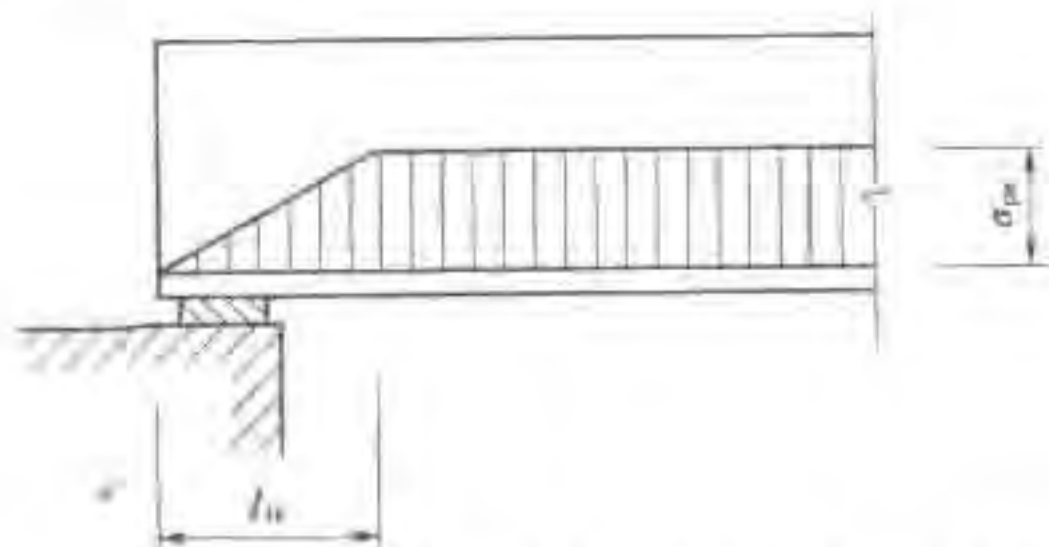


图 8.7.5 预应力传递长度范围内有效预应力值的变化

8.8 裂缝宽度验算

8.8.1 预应力混凝土构件在正常使用状态下的裂缝宽度，应按荷载效应的标准组合进行验算，其计算的最大裂缝宽度 w_{max} 不应超过表 3.2.7 规定的限值 w_{lim} 。

8.8.2 矩形、T形及I形截面的预应力混凝土轴心受拉和受弯构件，在荷载效应标准组合下的最大裂缝宽度 w_{max} (mm) 可按下列公式计算：

$$w_{max} = \alpha \alpha_1 \frac{\sigma_{sk}}{E_s} \left(30 + c + \frac{0.07d}{\rho_{te}} \right) \quad (8.8.2)$$

式中 α ——考虑构件受力特征和荷载长期作用的综合影响系数，对预应力混凝土受弯构件，取 $\alpha=2.1$ ；对预应力混凝土轴心受拉构件，取 $\alpha=2.7$ ；

α_1 ——考虑钢筋表面形状和预应力张拉方法的系数，按表 8.8.2 采用；

d ——钢筋直径 (mm)，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 (mm)；

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： $\rho_{te} = \frac{A_s + A_p}{A_{te}}$ ，当

$\rho_{te} < 0.03$ 时，取 $\rho_{te} = 0.03$ ；

A_{te} ——有效受拉混凝土截面面积 (mm^2)，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 (mm^2)，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，取全部纵向预应力钢筋截面面积；

σ_{sk} ——按荷载标准值计算的预应力混凝土构件纵向受拉钢筋的等效应力 (N/mm^2)，按 8.8.3 条的规定计算；其余符号及取值与 7.2.2 条相同。

表 8.8.2 考虑钢筋表面形状和预应力张拉方法的系数 α_1

钢筋种类	非预应力带肋钢筋	先张法预应力钢筋		后张法预应力钢筋	
		螺旋肋钢筋	钢绞线、钢丝螺旋槽钢筋	螺旋肋钢筋	钢绞线、钢丝螺旋槽钢筋
α_1	1.0	1.0	1.2	1.1	1.4

注1：螺旋钢筋的系数 α_1 取为 1.0。
注2：当采用不同种类的钢筋时，系数 α_1 按钢筋面积加权平均取值。

8.8.3 预应力混凝土构件最大裂缝宽度计算中，受拉区纵向钢筋的等效应力可按下列公式计算：

1 轴心受拉构件

$$\sigma_{sk} = \frac{N_k - N_{p0}}{A_s + A_p} \quad (8.8.3-1)$$

2 受弯构件

$$\sigma_{sk} = \frac{M_k - N_{p0}(z - e_p)}{(A_s + A_p)z} \quad (8.8.3-2)$$

$$e = e_p + \frac{M_k}{N_{p0}} \quad (8.8.3-3)$$

式中 N_{p0} ——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); 按 8.1.11 条的规定计算;
 z ——受拉区纵向非预应力钢筋和预应力钢筋合力点至截面受压区合力点的距离 (mm), 按式 (7.2.3-4) 计算, 式中 e 值按式 (8.8.3-3) 计算;
 e_p —— N_{p0} 的作用点至受拉区纵向预应力和非预应力钢筋合力点的距离 (mm)。

8.9 受弯构件挠度验算

8.9.1 预应力混凝土受弯构件, 在正常使用状态下的挠度验算应符合 7.3.1 条的规定。

8.9.2 荷载效应标准组合作用下预应力混凝土受弯构件的刚度 B_s 可按下列公式计算:

$$B = 0.65B_{ps} \quad (8.9.2)$$

式中 B_{ps} ——荷载效应标准组合作用下预应力混凝土受弯构件的短期刚度 ($N \cdot mm^2$), 按 8.9.3 条的公式计算。

8.9.3 荷载效应标准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 要求不出现裂缝的构件

$$B_{ps} = 0.85E_c I_0 \quad (8.9.3-1)$$

2 允许出现裂缝的构件

$$B_{ps} = \frac{B_s}{1 - 0.8\delta} \quad (8.9.3-2)$$

$$\delta = \frac{M'_{p0}}{M_k} \quad (8.9.3-3)$$

$$M'_{p0} = N_{p0}(\eta_0 h_0 - e_p) \quad (8.9.3-4)$$

$$\eta_0 = \frac{1}{1.5 - 0.3\sqrt{\gamma'_f}} \quad (8.9.3-5)$$

式中 B_s ——荷载效应的标准组合作用下, 允许出现裂缝的钢筋混凝土受弯构件的短期刚度 ($N \cdot mm^2$), 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, 即 $\rho = \frac{A_p + A_s}{bh_0}$;

I_0 ——换算截面惯性矩 (mm^4);

δ ——消压弯矩与按荷载标准值计算得出的弯矩值的比值, 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 ($N \cdot mm$);

e_p ——混凝土法向应力等于零时的预应力钢筋及非预应力钢筋的合力 N_{p0} 的作用点至受拉区预应力钢筋及非预应力钢筋合力点的距离 (mm);

γ'_f ——受压翼缘面积与腹板有效面积的比值, 按 7.2.3 条计算。

注: 对预压时预拉区出现裂缝的构件, B_{ps} 应降低 10%。

8.9.4 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, 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 1: 对重要的或特殊的预应力混凝土受弯构件的长期反拱值, 可根据专门的试验分析确定或采用合理的收缩、徐变计算方法经分析确定。

注 2: 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。

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收缩作用时，应设置伸缩缝；当地基有不均匀沉降或冻胀时，应设置沉降缝。在高程有突变的地基上浇筑的结构，宜在突变处分缝。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，在基础沉降基本完成和两侧混凝土冷却后再进行接缝处理，并在低温季节进行。

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 单位：m

结构类别		室内或地下		露天	
		岩基	土基	岩基	土基
素混凝土结构	现浇式（未配构造钢筋）	15	20	10	15
	现浇式（配构造钢筋）	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

表 9.1.3 (续)

单位：m

结构类别		室内或地下		露天	
		岩基	土基	岩基	土基
钢筋混凝土结构	墙式结构	20	30	15	20
	水闸底板			20	35
	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。
 注 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。
 注 3：表中墙式结构系指挡土墙、厂房实体边墙一类结构，对于水电站厂房实体边墙，当施工期有良好工艺和保温养护措施并配有足够的水平钢筋时，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，同时也不应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 单位：mm

项次	构件类别	环境类别				
		一	二	三	四	五
1	板、墙	20	25	30	45	50
2	梁、柱、墩	30	35	45	55	60
3	截面厚度不小于 2.5m 的底板及墩墙	—	40	50	60	65

注 1：直接与地基接触的结构底层钢筋或无检修条件的结构，保护层厚度应适当增大。
 注 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。
 注 3：混凝土强度等级不低于 C30 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。
 注 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。
 注 5：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》(SL 211—2006) 的规定。

9.2.2 板、墙、壳中分布钢筋的混凝土保护层厚度不应小于表 9.2.1 中相应数值减 10mm，且不应小于 10mm；梁、柱中箍筋和构造钢筋的保护层厚度不应小于 15mm；钢筋端头保护层厚度不应小于 15mm。

9.2.3 当梁、柱中纵向受力钢筋的混凝土保护层厚度大于 40mm 时，宜对保护层采取有效的防裂构造措施。

处于二类至五类环境中的悬臂板，其上表面应采取有效的保护措施。

9.2.4 对有防火要求的建筑物，其混凝土保护层厚度尚应符合有关规范的要求。

9.3 钢筋的锚固

9.3.1 绑扎骨架中的受力光圆钢筋应在末端做成 180°弯钩，弯后平直段长度不应小于 3d (d 为钢筋直径)，带肋钢筋和焊接骨架、焊接网以及作为受压钢筋时的光圆钢筋可不作弯钩。

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 当计算中充分利用钢筋的抗拉强度时，受拉钢筋伸入支座的锚固长度不应小于表 9.3.2 中规定的数值。

受压钢筋的锚固长度不应小于表 9.3.2 所列数值的 0.7 倍。

表 9.3.2 受拉钢筋的最小锚固长度 l_a

项次	钢筋种类	混凝土强度等级					
		C15	C20	C25	C30	C35	≥C40
1	HPB235 级	40d	35d	30d	25d	25d	20d
2	HRB335 级		40d	35d	30d	30d	25d
3	HRB400 级、RRB400 级		50d	40d	35d	35d	30d

注 1: d 为钢筋直径。
注 2: HPB235 级钢筋的最小锚固长度 l_a 值不包括弯钩长度。

当符合下列条件时，最小锚固长度应进行修正：

——当 HRB335 级、HRB400 级和 RRB400 级钢筋的直径大于 25mm 时，其最小锚固长度应乘以修正系数 1.1；

——HRB335 级、HRB400 级和 RRB400 级的环氧树脂涂层钢筋，其最小锚固长度应乘以修正系数 1.25；

——当钢筋在混凝土施工过程中易受扰动（如滑模施工）时，其最小锚固长度应乘以修正系数 1.1；

——当 HRB335 级、HRB400 级和 RRB400 级钢筋在锚固区的间距大于 180mm，混凝土保护层厚度大于钢筋直径 3 倍或大于 80mm 且配有箍筋时，其最小锚固长度可乘以修正系数 0.8；

——除构造需要的锚固长度外，当受力钢筋的实际配筋截面面积大于其设计计算截面面积时，如有充分依据和可靠措施，其最小锚固长度可乘以设计计算截面面积与实际配筋截面面积的比值，但对有抗震设防要求及直接承受动力荷载的结构构件，不应采用此项修正；

——构件顶层水平钢筋（其下浇筑的新混凝土厚度大于 1m 时）的最小锚固长度宜乘以修正系数 1.2。

经上述修正后的最小锚固长度不应小于表 9.3.2 中所列数值的 0.7 倍，且不应小于 250mm。

9.3.3 当 HRB335 级、HRB400 级和 RRB400 级受拉钢筋锚固长度不能满足 9.3.2 条的规定时，可在钢筋末端做弯钩（见图 9.3.3a）、加焊锚板（见图 9.3.3b），或在末端采用贴焊锚筋（见图 9.3.3c）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 $5d$ ；弯钩的弯转角可取为 135°，弯钩直段可取为 $5d$ 。

采用附加锚固后，最小锚固长度可按 9.3.2 条规定的 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：

——纵向钢筋的侧向保护层厚度不小于 $3d$ ；

——锚固长度范围内，箍筋间距不大于 $5d$ 及 100mm；箍筋直径不应小于 $0.25d$ ，箍筋数量不少于 3 个；当纵向钢筋的混凝土保护层厚度不小于钢筋直径的 5 倍时，可不配置上述箍筋；

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用于受压钢筋的锚固。

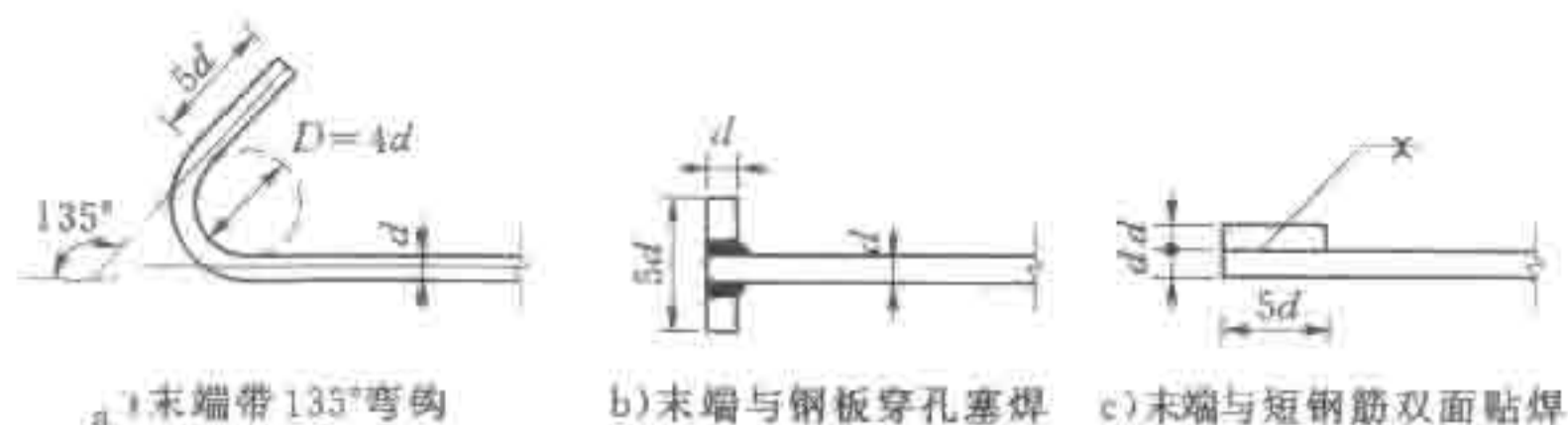


图 9.3.3 钢筋附加锚固的形式及构造要求

9.3.4 成束钢筋的锚固长度不应小于 $1.4l_a$ (用于 2 根钢筋成束) 或 $1.7l_a$ (用于 3 根钢筋成束), l_a 为 9.3.2 条所规定的单根钢筋锚固长度。

9.3.5 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 $0.45f_t$ 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 钢筋的连接可分为两类: 绑扎搭接; 机械连接或焊接。机械连接接头和焊接接头的类型及质量应符合有关规范的规定。

轴心受拉或小偏心受拉构件 (如桁架和拱的拉杆) 以及承受振动的构件的纵向受力钢筋, 不应采用绑扎搭接接头。

双面配置受力钢筋的焊接骨架, 不应采用绑扎搭接接头。

受拉钢筋直径 $d > 28\text{mm}$, 或受压钢筋直径 $d > 32\text{mm}$ 时, 不宜采用绑扎搭接接头。

纵向受力钢筋的接头位置宜设置在构件的受力较小处, 并宜错开。

9.4.2 纵向受力钢筋的焊接接头应相互错开。钢筋焊接接头连接区段的长度为 $35d$ (d 为纵向受力钢筋的较大直径) 且不小于 500mm , 凡接头中点位于该连接区段长度内的焊接接头均属于同一连接区段。

同一连接区段内纵向钢筋接头面积百分率为该区段内有接头的纵向受力钢筋截面面积与全部纵向受力钢筋截面面积的比值。位于同一连接区段内纵向受力钢筋的焊接接头面积百分率, 对纵向受拉钢筋接头, 不应大于 50% 。纵向受压钢筋接头、装配式构件连接处及临时缝处的焊接接头可不受此比值限制。

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, 帮条截面面积不应小于受力钢筋截面面积的 1.2 倍 (HPB235 级钢筋) 或 1.5 倍 (HRB335 级、HRB400 级和 RRB400 级钢筋)。不同直径的钢筋不应采用帮条焊。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 HPB235 级钢筋时, 则可分别为 $4d$ 和 $8d$ 。

9.4.3 纵向受力钢筋机械连接接头宜相互错开。钢筋机械连接接头连接区段的长度为 $35d$ (d 为纵向受力钢筋的较大直径), 凡接头中点位于该连接区段长度内的机械连接接头均属于同一连接区段。

在受力较大处设置机械连接接头时, 位于同一连接区段内的纵向受拉钢筋接头面积百分率不宜大于 50% 。纵向受压钢筋的接头面积百分率可不受限制。

直接承受动力荷载的结构构件中的机械连接接头, 位于同一连接区段内的纵向受力钢筋接头面积百分率不应大于 50% 。

9.4.4 机械连接接头连接件的混凝土保护层厚度宜满足纵向受力钢筋最小保护层厚度的要求。连接件之间的横向净间距不宜小于 25mm 。

9.4.5 同一构件中相邻纵向受力钢筋的绑扎搭接接头宜相互

错开。

钢筋绑扎搭接接头连接区段的长度为 1.3 倍最小搭接长度，凡搭接接头中点位于该连接区段长度内的搭接接头均属于同一连接区段（见图 9.4.5）。



图 9.4.5 同一连接区段内的纵向受拉钢筋绑扎搭接接头

位于同一连接区段内的受拉钢筋搭接接头面积百分率：梁类、板类及墙类构件，不宜大于 25%；柱类构件，不宜大于 50%。当工程中确有必要增大受拉钢筋搭接接头面积百分率时，梁类构件，不应大于 50%；板类、墙类及柱类构件，可根据实际情况放宽。

受压钢筋的搭接接头面积百分率不宜超过 50%。

纵向受拉钢筋绑扎搭接接头的最小搭接长度应根据位于同一搭接长度范围内的钢筋搭接接头面积百分率按下式计算：

$$l_l = \zeta l_a \quad (9.4.5)$$

式中 l_l ——纵向受拉钢筋的最小搭接长度（mm）；

l_a ——纵向受拉钢筋的最小锚固长度（mm），按 9.3.2 条确定；

ζ ——纵向受拉钢筋搭接长度修正系数，按表 9.4.5 取用。

在任何情况下，纵向受拉钢筋绑扎搭接接头的搭接长度均不应小于 300mm。

表 9.4.5 纵向受拉钢筋搭接长度修正系数 ζ

纵向受拉钢筋搭接接头面积百分率 (%)	≤25	50	100
ζ	1.2	1.4	1.6

纵向受压钢筋的搭接长度不应小于按式 (9.4.5) 计算值的 0.7 倍，且不应小于 200mm。

9.4.6 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 $5d$ ，且不应大于 100mm；当钢筋受压时，箍筋间距不应大于 $10d$ ，且不应大于 200mm。 d 为搭接钢筋中的最小直径。箍筋直径不应小于搭接钢筋较大直径的 0.25 倍。

当受压钢筋直径 $d > 25\text{mm}$ 时，尚应在搭接接头两个端面外 100mm 范围内各设置两个箍筋。

9.4.7 成束钢筋的搭接长度应为单根钢筋最小搭接长度的 1.4 倍（2 根束）或 1.7 倍（3 根束）。2 根束钢筋的搭接方式如图 9.4.7 所示。

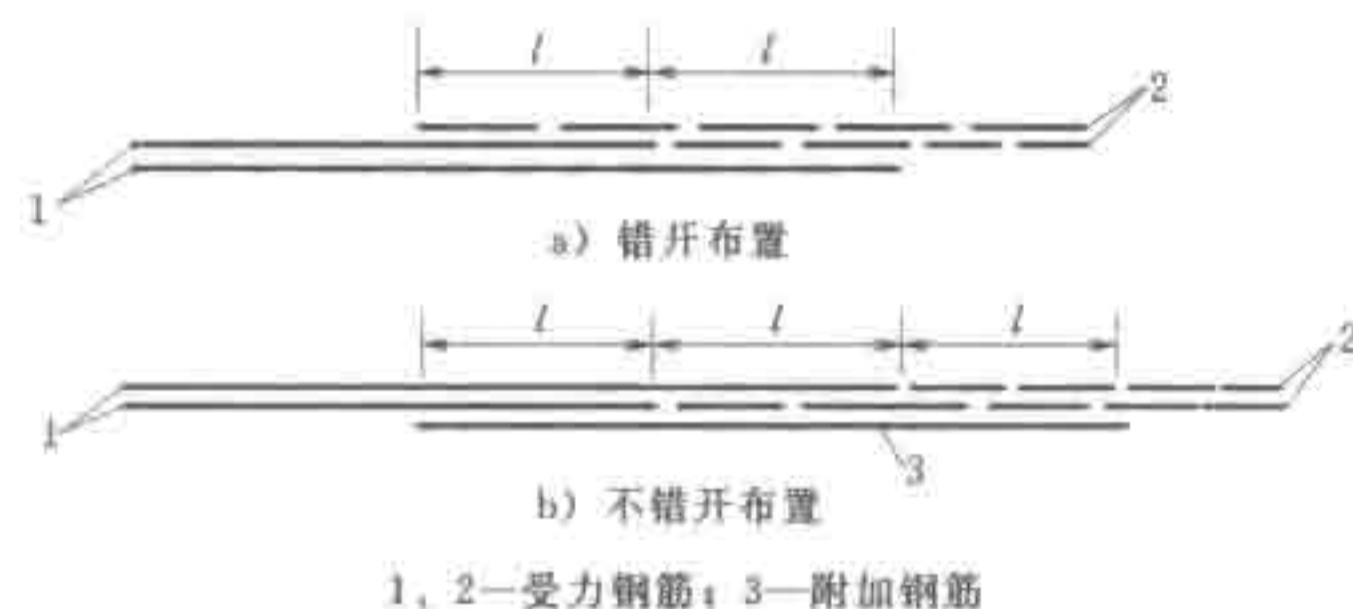


图 9.4.7 2 根束钢筋的搭接方式

9.4.8 直接承受动力荷载的钢筋混凝土构件，其纵向受拉钢筋不应采用绑扎搭接接头，不宜采用焊接接头，严禁在钢筋上焊有任何附件（端部锚固除外）。

当直接承受吊车荷载的钢筋混凝土吊车梁、屋面梁及屋架下弦的纵向受拉钢筋必须采用焊接接头时，应符合下列规定：

——必须采用闪光接触对焊，并去掉接头的毛刺及卷边；

——同一连接区段内纵向受拉钢筋焊接接头面积百分率不应大于 25%，此时，焊接接头连接区段的长度应取为 $45d$ (d 为纵向受力钢筋的较大直径)。

9.5 纵向受力钢筋的最小配筋率

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的最小配筋率 ρ_{\min} (%)

项次	分 类	钢 筋 种 类		
		HPB235 级	HRB335 级	HRB400 级、 RRB400 级
1	受弯构件、偏心受拉构件的受拉钢筋 梁 板	0.25	0.20	0.20
		0.20	0.15	0.15
2	轴心受压柱的全部纵向钢筋	0.60	0.60	0.55
3	偏心受压构件的受拉或受压钢筋 柱、拱 墩墙	0.25	0.20	0.20
		0.20	0.15	0.15

注 1: 项次 1、3 中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截面面积的比值, 即 $\rho = \frac{A_s}{bh_0}$ 或 $\rho' = \frac{A_s'}{bh_0}$; 项次 2 中的配筋率是指全部纵向钢筋截面面积与柱截面面积的比值。

注 2: 温度、收缩等因素对结构产生的影响较大时, 纵向受拉钢筋的最小配筋率应适当增大。

注 3: 当结构有抗震设防要求时, 钢筋混凝土框架结构构件的最小配筋率应按第 13 章的规定取值。

9.5.2 卧置在地基上以承受竖向荷载为主, 板厚大于 2.5m 的底板, 当按受弯承载力计算得出的纵向受拉钢筋配筋率 ρ 小于表 9.5.1 项次 1 规定的最小配筋率 ρ_{\min} 时, 配置的纵向受拉钢筋最小截面面积 A_s 可按下列近似公式计算:

$$A_s = \sqrt{\frac{KM\rho_{\min}b}{f_t}} \quad (9.5.2)$$

式中 K ——承载力安全系数, 按表 3.2.4 采用;

M ——底板承受的弯矩设计值 ($N \cdot mm$), 按 3.2.2 条的规定计算;

f_t ——纵向钢筋的抗拉强度设计值 (N/mm^2), 按表 4.2.3-1 确定;

b ——板宽 (mm);

ρ_{\min} ——板的受拉钢筋最小配筋率, 按表 9.5.1 项次 1 取值。

底板受拉钢筋配筋面积不得小于截面面积的 0.05%; 对于厚度大于 5m 的底板, 可不受此限制, 但每米宽度内的钢筋面积不小于 $2500mm^2$ 。

底板受压区的纵向钢筋可按构造要求配置。

9.5.3 厚度大于 2.5m 的墩墙, 当按承载力计算得出的竖向钢筋的配筋率小于表 9.5.1 规定的最小配筋率时, 可按下列方法处理:

1 当墩墙按大偏心受压构件计算, 计算得出的墩墙一侧的竖向受拉钢筋 A_s 的配筋率小于表 9.5.1 项次 3 规定的最小配筋率 ρ_{\min} 时, 受拉钢筋 A_s 的最小截面面积可按式 (9.5.2) 计算, 但式中 M 用 Ne' 替代, N 为墩墙承受的轴向压力设计值, e' 为轴向压力至受压区混凝土合力点的距离。

2 当墩墙按轴心受压或小偏心受压构件计算, 计算得出的全部竖向钢筋的配筋率小于表 9.5.1 项次 2 规定的最小配筋率 ρ'_{\min} 时, 全部竖向钢筋的最小截面面积 A'_s 可按下列近似公式计算, 但不小于截面面积的 0.04% (或一侧不小于 0.02%):

$$A'_s = \frac{KN\rho'_{\min}}{f_c} \quad (9.5.3)$$

式中 N ——墩墙承受的轴向压力设计值 (N), 按 3.2.2 条的规定计算;

ρ'_{\min} ——轴心受压构件全部纵向钢筋的最小配筋率, 按表 9.5.1 项次 2 取值;

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值 (N/mm^2), 按表 4.1.5 确定。

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承载力、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（均按轴心受压承载力计算）。为此，可采取加设横向钢筋网片和附加纵向钢筋，提高后浇混凝土强度等级等措施。

9.6.4 在装配整体式节点处，柱的纵向钢筋应贯穿节点，梁的纵向钢筋应按 10.4.1 条的规定在节点内锚固。

9.6.5 计算时考虑传递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一至二级，并应采取措施减少灌缝的混凝土或砂浆的收缩。不考虑传递内力的接头，可采用不低于 C20 的细石混凝土或 M20 的砂浆。

9.6.6 预制构件的吊环必须采用 HPB235 级钢筋制作，严禁采用冷加工钢筋。

在构件自重标准值作用下，每个吊环按两个截面计算的应力（构件自重的动力系数已考虑在内）不应大于 $50\text{N}/\text{mm}^2$ 。当一个构件上设有 4 个吊环时，设计中应按 3 个吊环发挥作用考虑。

吊环钢筋直径不宜大于 30mm。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以及吊环内直径等尺寸应符合图 9.6.6 的要求。吊环应焊接或绑扎在构件的钢筋骨架上。

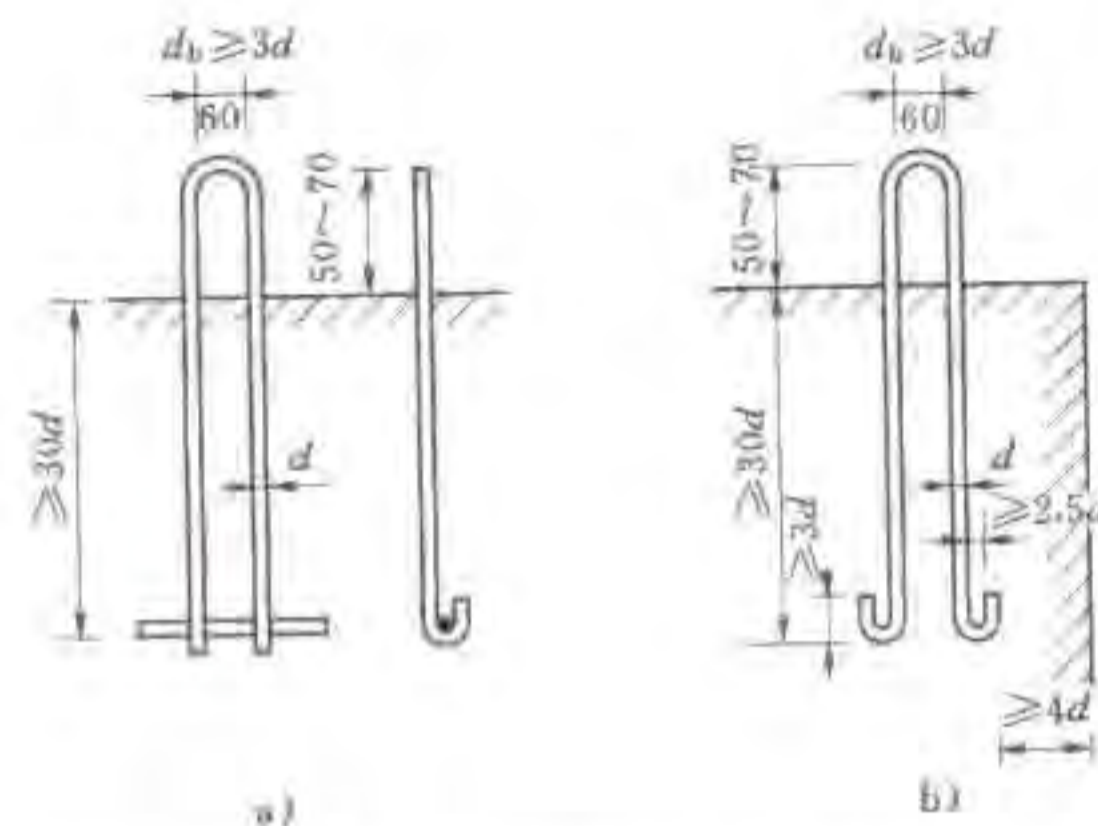


图 9.6.6 预制构件的吊环埋设（单位：mm）

9.6.7 预埋件的锚筋应采用 HPB235 级、HRB335 级或 HRB400 级钢筋，严禁采用冷加工钢筋。锚筋采用光圆钢筋时，端部应加弯钩。

预埋件的受力直锚筋不宜少于 4 根，也不宜多于 4 层（见图 9.6.7），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。

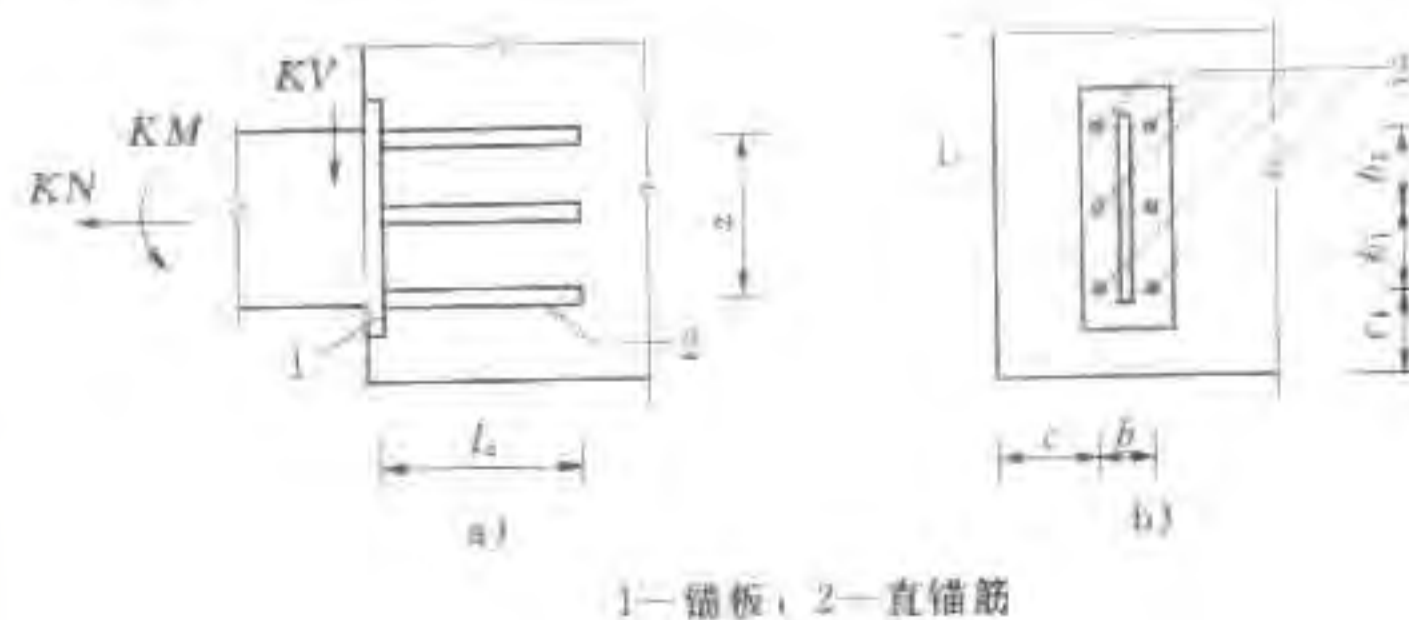


图 9.6.7 由锚板和直锚筋组成的预埋件

受拉直锚筋和弯折锚筋的锚固长度不应小于 9.3.2 条规定的受拉钢筋锚固长度；当锚筋采用 HPB235 级钢筋时，应在末端做成弯钩。当无法满足锚固长度的要求时，应采取其他有效的锚固措施。

受剪和受压直锚筋的锚固长度不应小于 $15d$ 。

预埋件的锚筋应位于构件的外层主筋内侧。

受力预埋件的锚板宜采用 Q235 钢。

锚板构造及锚筋截面面积的计算可按有关规范的规定执行。

10 水工结构构件的设计构造规定

10.1 板

10.1.1 板的最小支承长度应满足下列要求：

- 支承在砌体上时，不应小于 100mm；
- 支承在混凝土及钢筋混凝土上时，不应小于 100mm；
- 支承在钢结构上时，不应小于 80mm。

板的支承长度不宜小于板的厚度 h ，板的支承长度应考虑受力钢筋在支座内的锚固长度要求。

10.1.2 混凝土板应按下列原则进行设计：

- 1 两对边支承的板应按单向板计算。
- 2 四边支承的板应按下列规定计算：
 - 1) 当长边与短边长度之比小于或等于 2.0 时，应按双向板计算。
 - 2) 当长边与短边长度之比大于 2.0，但小于 3.0 时，宜按双向板计算；当按沿短边方向受力的单向板计算时，应沿长边方向布置足够数量的构造钢筋。
 - 3) 当长边与短边长度之比大于或等于 3.0 时，可按沿短边方向受力的单向板计算。

10.1.3 当多跨单向板、多跨双向板采用分离式配筋时，跨中正弯矩钢筋宜全部伸入支座；支座负弯矩钢筋向跨内的延伸长度应覆盖负弯矩图并满足钢筋锚固的要求。

10.1.4 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 200mm；当 $200\text{mm} < h \leq 1500\text{mm}$ 时，不应大于 250mm；当 $h > 1500\text{mm}$ 时，不应大于 300mm。

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。

10.1.5 简支板或连续板的下部纵向受力钢筋伸入支座的长度 l_a 不应小于 $5d$ ， d 为下部纵向受力钢筋的直径。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（见图 10.1.5a）。如不能符合上述要求时，应在受力钢筋末端制成弯钩（见图 10.1.5b）或加焊附加的横向锚固钢筋（见图 10.1.5c）。

注 1：当 $KV > V_c$ 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。在此， V_c 按 6.5.3 条计算。

注 2：当连续板内温度、收缩应力较大时，伸入支座的锚固长度宜适当增加。

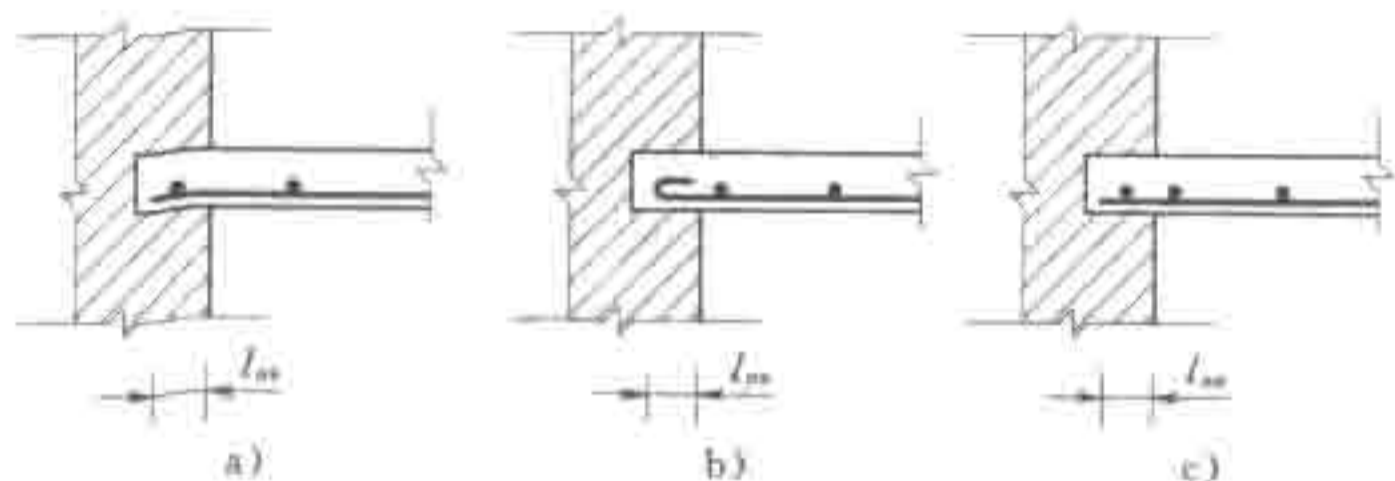


图 10.1.5 焊接网在板的简支支座上的锚固

10.1.6 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%）；分布钢筋的间距不宜大于 250mm，直径不宜小于 6mm；当集中荷载较大时，分布钢筋间距不宜大于 200mm。

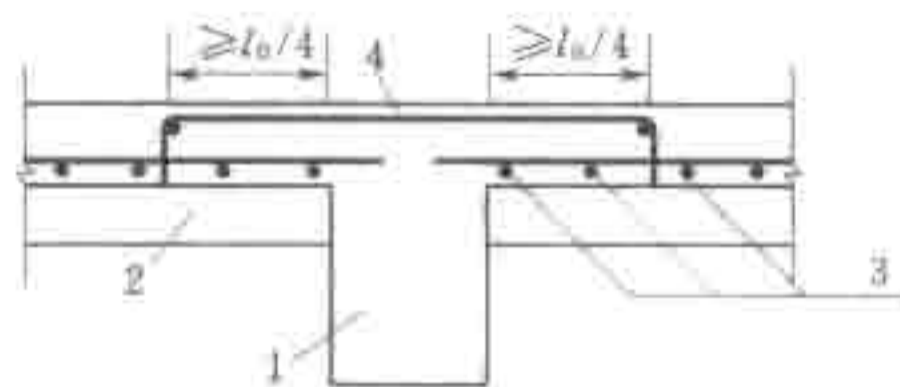
承受分布荷载的厚板，其分布钢筋的配置可不受上述规定的限制。分布钢筋的直径可采用 10~16mm，间距可为 200~400mm。

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。

10.1.7 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时，则应在板的顶部沿板边配置垂直板边的钢筋，其数量可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要求适当配置。

10.1.8 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，其直径不应小于 8mm，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应小于板计算跨度 l_0 的 1/4（见图 10.1.8）。



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 8mm 的构造钢筋

图 10.1.8 板中与梁肋垂直的构造钢筋配筋

10.1.9 在温度、收缩应力较大的现浇板区域内，钢筋间距宜取为 150~200mm，并应在板的未配筋表面布置温度收缩钢筋，板的上、下表面沿纵、横两个方向的配筋率不宜小于 0.1%。

温度收缩钢筋可利用原有钢筋贯通布置，也可另行设置构造钢筋网，并与原有钢筋按受拉钢筋的要求搭接或在周边构件中锚固。

10.1.10 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，可按以下方式进行构造处理：

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，且不应少于 2 根直径为 10mm 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 (见图 10.1.10a); 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 8mm、间距不大于 300mm 的放射形径向钢筋 (见图 10.1.10b)。

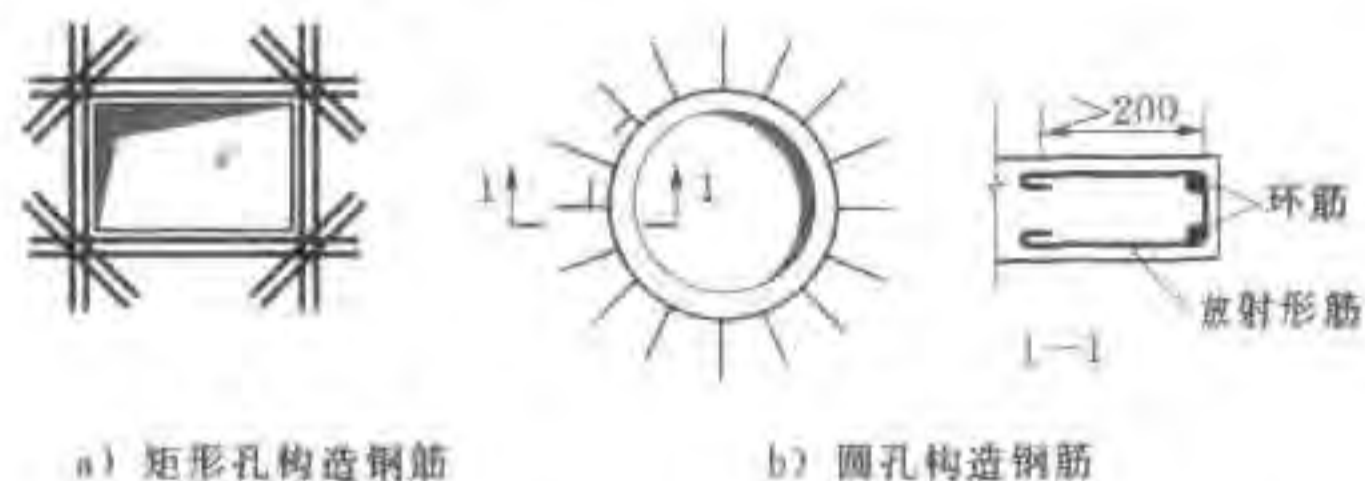


图 10.1.10 矩形孔四角及圆孔环向构造钢筋
(单位: mm)

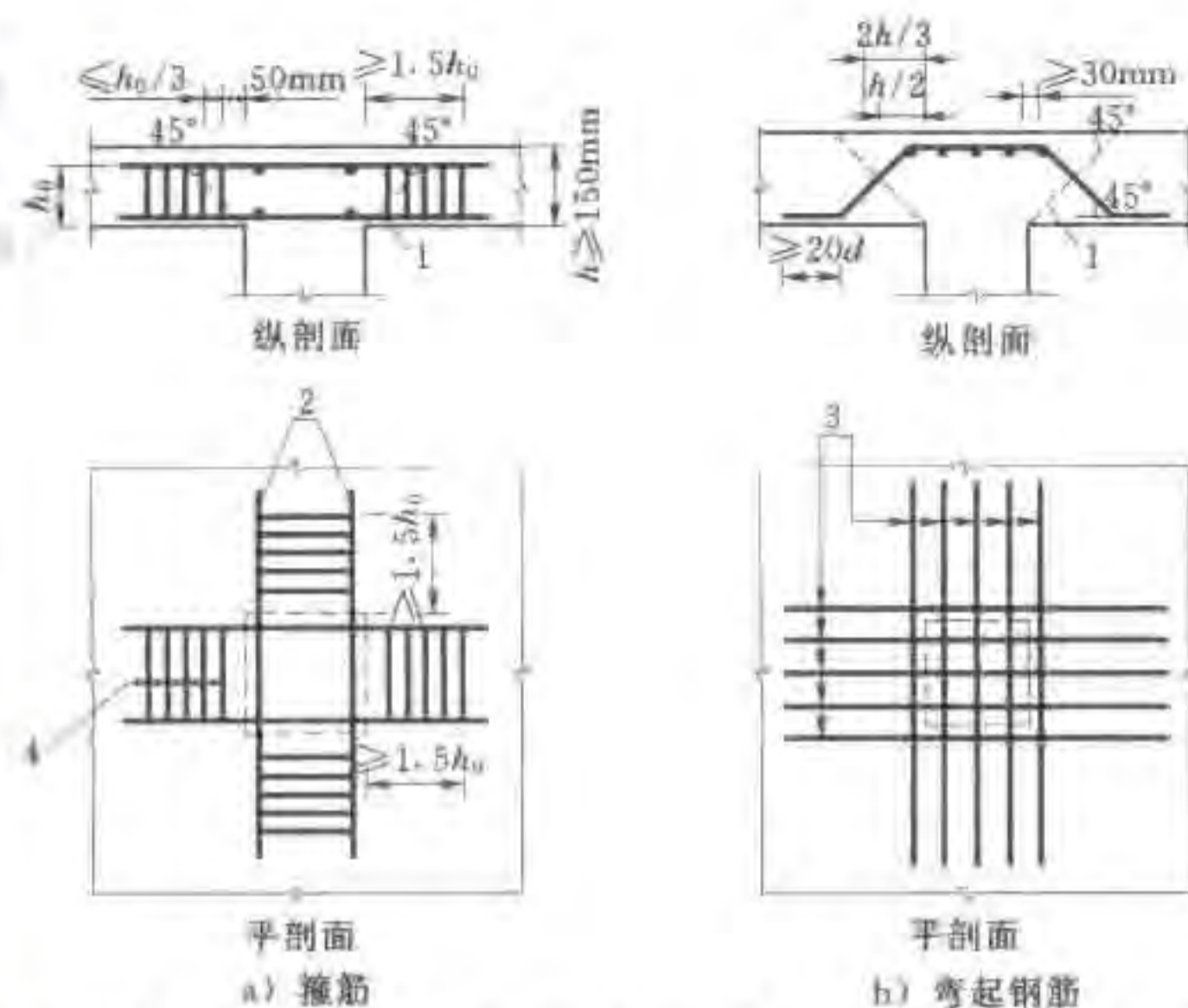
4 当 b 或 d 大于 1000mm, 并在孔洞附近有较大的集中荷载作用时, 宜在洞边加设肋梁或暗梁。当 b 或 d 大于 1000mm, 而板厚小于 $0.3b$ 或 $0.3d$ 时, 也宜在洞边加设肋梁。

10.1.11 在混凝土板内配置抗冲切箍筋或弯起钢筋时, 应符合下列构造要求:

1 板厚不应小于 150mm。

2 按计算所需的箍筋及相应的架立钢筋应配置在与 45° 冲切破坏锥面相交的范围内, 且从集中荷载作用面或柱截面边缘向外的分布长度不应小于 $1.5h_0$; 箍筋应为封闭式, 直径不应小于 6mm, 间距不应大于 $h_0/3$ (见图 10.1.11a)。

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, 弯起钢筋直径不应小于 12mm, 且每一方向不应少于 3 根 (见图 10.1.11b)。



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); 4—箍筋

图 10.1.11 板中抗冲切钢筋布置

10.2 梁

10.2.1 梁的最小支承长度应满足下列要求:

——支承在砌体上, 当梁的截面高度不大于 500mm 时, 支承长度不应小于 180mm; 当梁的截面高度大于 500mm 时, 支承长度不应小于 240mm;

——支承在钢筋混凝土梁、柱上时, 支承长度不应小于 180mm。

此外, 梁的支承长度还应满足纵向受力钢筋在支座处的锚固要求。

10.2.2 梁的下部纵向钢筋水平方向的净距不应小于钢筋直径, 也不应小于 25mm; 上部纵向钢筋水平方向的净距不应小于 1.5 倍钢筋的最大直径, 也不应小于 30mm 和骨料最大粒径的 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。

各层钢筋之间的净间距不应小于 25mm 和钢筋的最大直径。

伸入梁支座范围内的纵向受力钢筋不应少于 2 根。

10.2.3 简支梁和连续梁简支端的下部受力钢筋伸入支座内的锚固长度 l_{ae} 应符合下列规定 (见图 10.2.3):

当 $KV \leq V_c$ 时

$$l_{ae} \geq 5d \quad (10.2.3-1)$$

当 $KV > V_c$ 时

带肋钢筋 $l_{ae} \geq 12d \quad (10.2.3-2)$

光圆钢筋 $l_{ae} \geq 15d \quad (10.2.3-3)$

式中 V_c ——混凝土受剪承载力, 按式 (6.5.3-2) 计算;

d ——纵向受力钢筋的直径 (mm)。

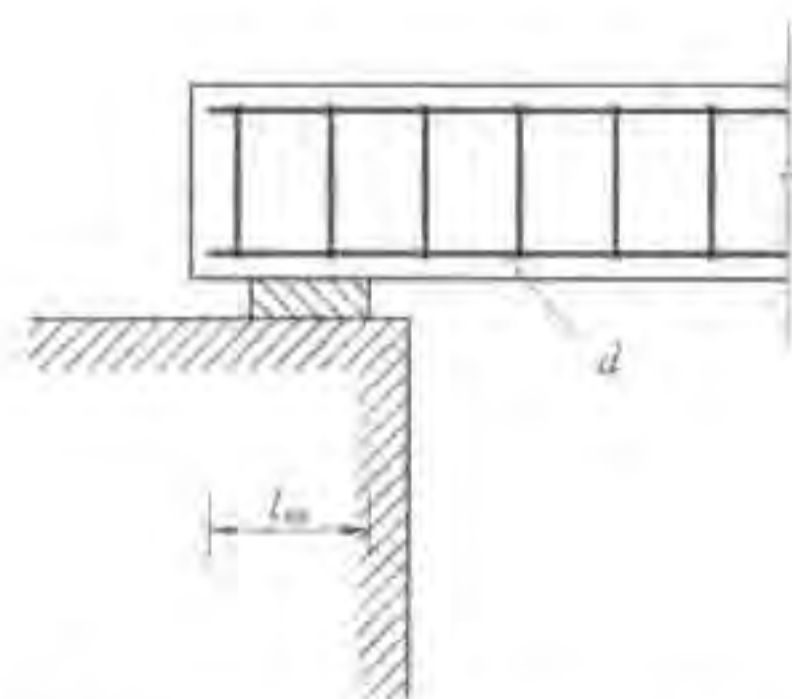


图 10.2.3 纵向受力钢筋在支座上的锚固

如纵向受力钢筋伸入支座的锚固长度不能符合上述要求时, 则应采取钢筋上弯或采用贴焊锚筋、镦头、焊锚板或将钢筋端部焊接在支座预埋件上等有效锚固措施。

如焊接骨架中采用光圆钢筋作为纵向受力钢筋时, 则应在锚固长度 l_{ae} 内加焊横向钢筋: 当 $KV \leq V_c$ 时, 至少 1 根; 当 $KV > V_c$ 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。

10.2.4 钢筋混凝土梁支座截面负弯矩纵向受拉钢筋不宜在受拉区截断。当必须截断时, 应符合下列规定 (见图 10.2.4):

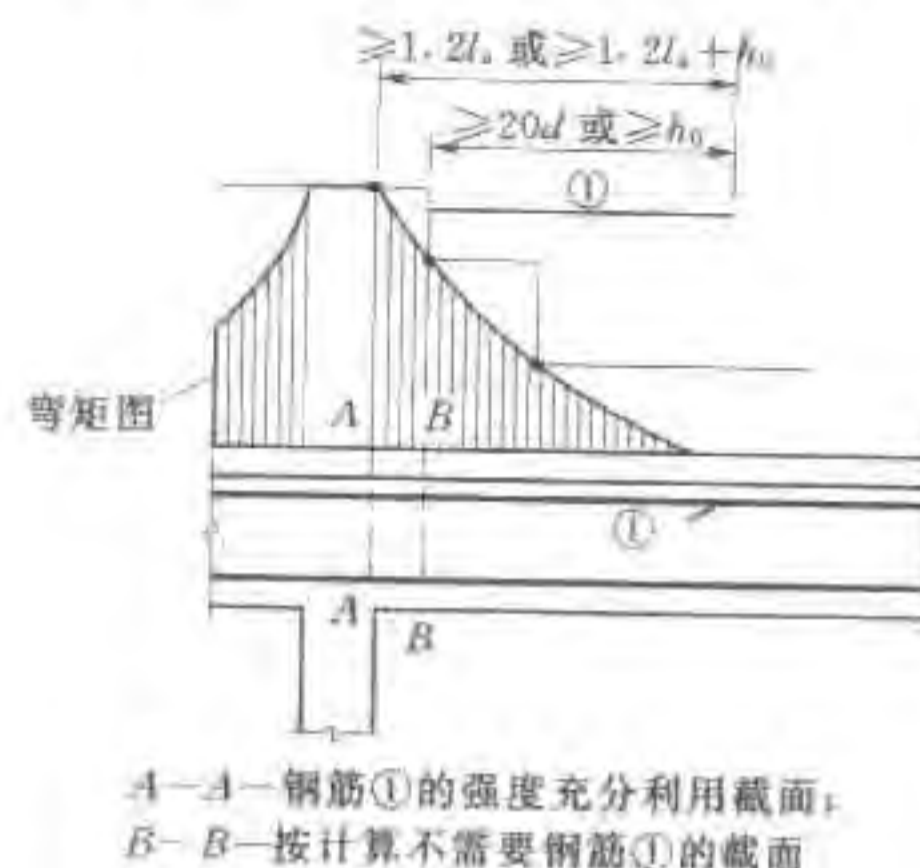


图 10.2.4 纵向受拉钢筋截断时的延伸长度

1 当 $KV \leq V_c$ 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 $20d$, 且从该钢筋强度充分利用截面伸出的长度不应小于 $1.2l_{ae}$; 此处, V_c 应按式 (6.5.3-2) 计算。

2 当 $KV > V_c$ 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 h_0 并不应小于 $20d$, 且从该钢筋强度充分利用截面伸出的长度不应小于 $1.2l_{ae} + h_0$ 。

3 若按上述规定确定的截断点仍位于负弯矩受拉区内, 则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 $1.3h_0$ 并不应小于 $20d$, 且从该钢筋强度充分利用截面伸出的延伸长度不应小于 $1.2l_{ae} + 1.7h_0$ 。

10.2.5 在钢筋混凝土悬臂梁中, 应有不少于 2 根上部钢筋伸至悬臂梁外端, 并向下弯折不小于 $12d$; 其余钢筋不应在梁的上部截断, 而应按 10.2.11 条规定的弯起点位置向下弯折, 并按 10.2.10 条的规定在梁的下边锚固。

10.2.6 纵向受压钢筋在跨中截断时, 应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圆钢筋，不应小于 $20d$ 。

10.2.7 钢筋混凝土梁中宜采用箍筋作为抗剪钢筋。箍筋的配置应符合下列要求：

1 当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；对高度小于 300mm 的梁，可仅在构件端部各 $1/4$ 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。

2 当 $KV > V_c$ 时，箍筋的配筋率 ρ_{sv} 不应小于 0.15% (HPB235 级钢筋) 或 0.10% (HRB335 级钢筋)。 $\rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{h_s}$ ， A_{sv} 为箍筋各肢的全部截面面积。

3 高度 $h > 800\text{mm}$ 的梁，箍筋直径不宜小于 8mm ；高度 $h \leq 800\text{mm}$ 的梁，箍筋直径不宜小于 6mm 。当梁中配有计算需要的受压钢筋时，箍筋直径尚不应小于 $d/4$ (d 为受压钢筋中的最大直径)。

4 箍筋最大间距 s 宜符合表 10.2.7 的规定。

表 10.2.7 梁中箍筋的最大间距 s 单位：mm

项次	梁高 h	$KV > V_c$	$KV \leq V_c$
1	$h \leq 300$	150	200
2	$300 < h \leq 500$	200	300
3	$500 < h \leq 800$	250	350
4	$h > 800$	300	400

注：薄腹梁的箍筋间距宜适当减小。

5 当梁中配有计算需要的纵向受压钢筋时，箍筋应做成封闭式，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 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 $10d$ 。

6 纵向钢筋绑扎搭接处的箍筋间距应符合 9.4.6 条的规定。

7 当梁的宽度大于 400mm 且一层内的纵向受压钢筋多于 3 根，或当梁的宽度不大于 400mm 但一层内的纵向受压钢筋多于 4 根时，应设置复合箍筋。

10.2.8 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纵向受压钢筋时，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)。

10.2.9 受扭构件的钢筋配置应符合下列要求：

1 抗扭纵向钢筋的配筋率 ρ_{st} 不应小于 0.3% (HPB235 级钢筋) 或 0.2% (HRB335 级钢筋)。 $\rho_{st} = \frac{A_{st}}{bh}$ ， A_{st} 为全部抗扭纵向钢筋的截面面积。

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，其间距不应大于 200mm 和梁截面的短边长度。抗扭纵向钢筋应按受拉钢筋锚固在支座内。

在弯剪扭构件中，配置在截面弯曲受拉边的纵向受力钢筋，其截面面积不应小于按 9.5.1 条所规定的受弯构件钢筋最小配筋率计算出的纵向钢筋截面面积与按本条受扭纵向钢筋最小配筋率计算并分配到弯曲受拉边的纵向钢筋截面面积之和。

2 抗扭箍筋应做成封闭式；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 $10d_s$ (d_s 为箍筋直径)。

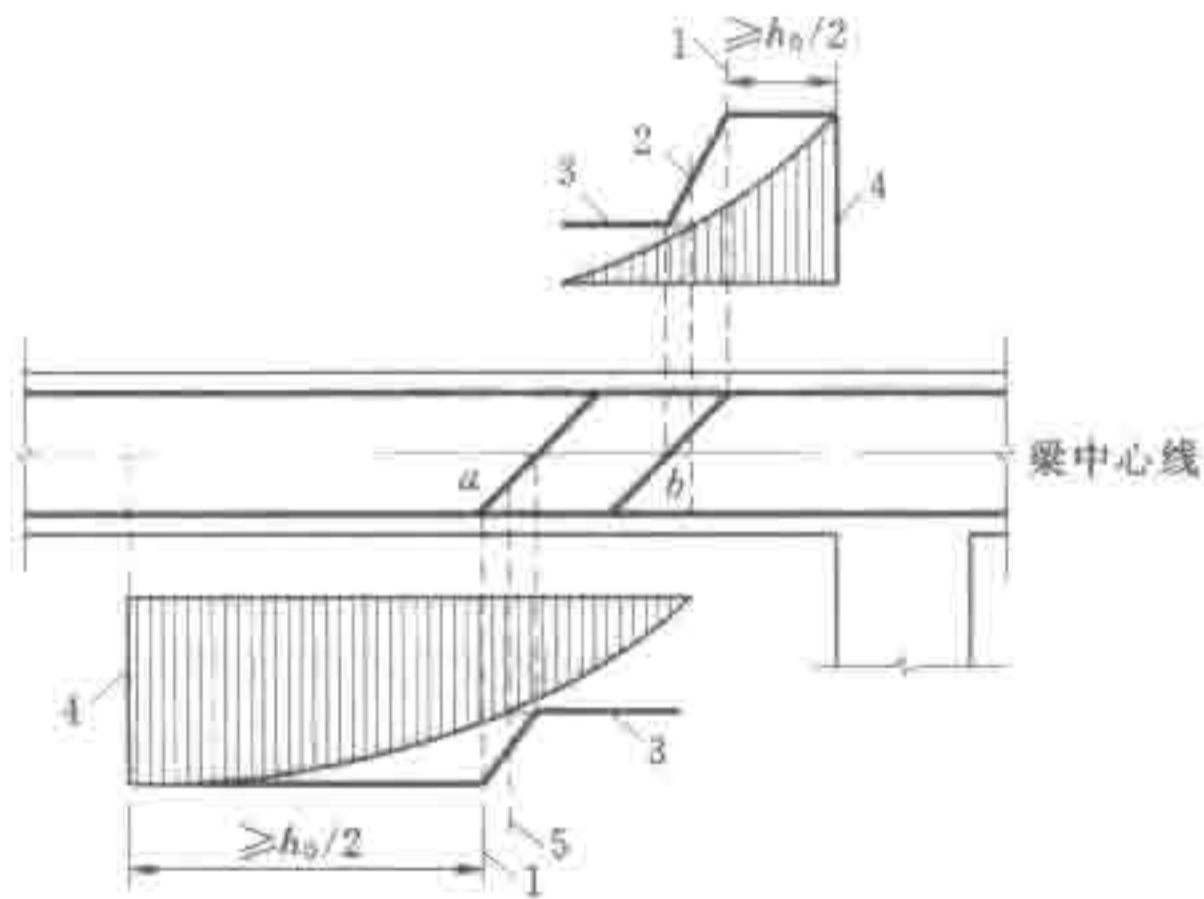
在弯剪扭构件中，箍筋的配筋率 ρ_{sv} ($\rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{bs}$) 不应小于 0.20% (HPB235 级钢筋) 或 0.15% (HRB335 级钢筋)。箍筋间距应符合表 10.2.7 的规定，其中受扭所需的箍筋应做成封闭式，且应沿截面周边布置；当采用复合箍筋时，位于截面内部的

箍筋不应计入受扭所需的箍筋面积。

10.2.10 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 $10d$ (d 为弯起钢筋的直径)。对于光圆钢筋，在末端尚应设置弯钩。梁底层的角部钢筋不应弯起，梁顶层的角部钢筋不应弯下。

梁中弯起钢筋的弯起角可根据梁的高度取为 45° 或 60° 。

10.2.11 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，其距离不应小于 $h_0/2$ 。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（见图 10.2.11）。



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

图 10.2.11 弯起钢筋的弯起点与弯矩图形的关系

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水平距离不应大于表 10.2.7 中 $KV > V$ 栏的规定。

抗剪的斜筋不应采用浮筋。

10.2.12 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。附加横向钢筋宜优先采用箍筋，箍筋应布置在长度 s 的范围内， $s = 2h_1 + 3b$ （见图 10.2.12）；当采用吊筋时，其弯起段应伸至梁上边缘，且末端水平段长度不应小于 10.2.10 条的规定。

附加横向钢筋的总截面面积 A_{sv} 按下式计算：

$$A_{sv} = \frac{KF}{f_{sv} \sin \alpha} \quad (10.2.12)$$

式中 K ——承载力安全系数，按表 3.2.4 采用；

A_{sv} ——承受集中荷载所需的附加横向钢筋总截面面积 (mm^2)；当采用吊筋时， A_{sv} 应为左、右弯起段截面面积之和；

F ——作用在梁下部或梁截面高度范围内的集中荷载设计值 (N)，按 3.2.2 条的规定计算；

f_{sv} ——附加横向钢筋的抗拉强度设计值 (N/mm^2)，按表 4.2.3-1 中 f_y 的值确定；

α ——附加横向钢筋与梁轴线间的夹角 ($^\circ$)。

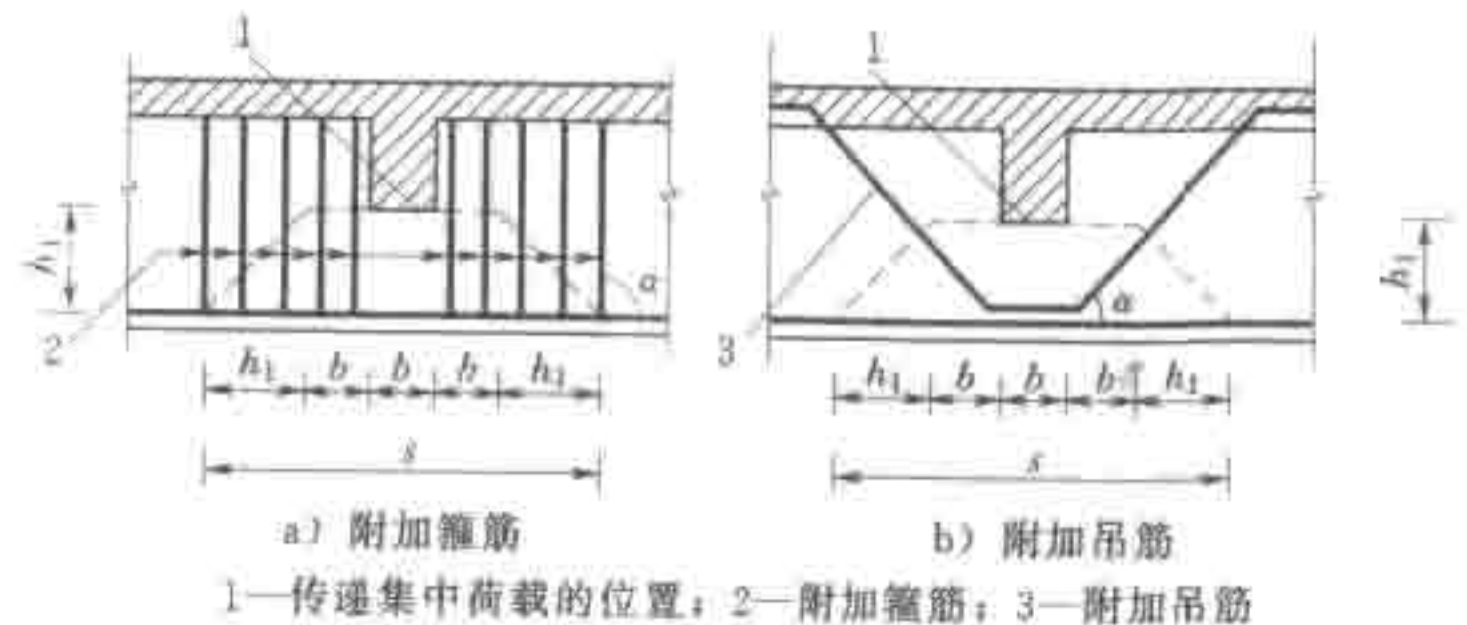


图 10.2.12 梁下部或截面高度范围内有集中荷载作用时附加横向钢筋的布置

10.2.13 梁中架立钢筋的直径：梁的跨度小于 4m 时，不宜小于 8mm；跨度等于 4~6m 时，不宜小于 10mm；跨度大于 6m 时，不宜小于 12mm。

10.2.14 当梁端为部分嵌固但按简支计算时，应在支座区上部设置纵向构造钢筋，其截面面积不应小于梁跨中下部纵向受拉钢筋计算所需截面面积的1/4，且不应少于2根；自支座边缘向跨内伸出的长度不应小于 $l_0/5$ ， l_0 为该跨的计算跨度。

10.2.15 当梁的腹板高度 h_w 超过450mm时，在梁的两侧应沿高度设置纵向构造钢筋，每侧纵向构造钢筋（不包括梁上、下部受力钢筋及架立钢筋）的截面面积不应小于腹板截面面积 bh_w 的0.1%，且其间距不宜大于200mm。腹板高度 h_w 按6.5.1条的规定取用。

两侧纵向构造钢筋之间宜设置连系拉筋，连系拉筋直径可取与箍筋相同，间距500~700mm。

10.2.16 对薄腹梁，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，并按上疏下密的方式布置；在上部1/2梁高的腹板内可按10.2.15条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%；圆柱中纵向钢筋宜沿周边均匀布置，根数不宜少于8根，且不应少于6根。

2 当偏心受压柱的截面高度 $h \geq 600$ 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400mm，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预制柱，其纵向钢筋的最小净距可按10.2.2条中关于梁的规定取用。

4 偏心受压柱中垂直于弯矩作用平面的侧面上的纵向受力钢筋以及轴心受压柱中各边的纵向受力钢筋，其间距不应大于300mm。

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，亦不应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，亦不应小于6mm。

4 当柱中全部纵向受力钢筋的配筋率超过3%时，箍筋直径不宜小于8mm，间距不应大于 $10d$ （ d 为纵向钢筋的最小直径），且不应大于200mm；箍筋末端应做成 135° 弯钩且弯钩末端平直段长度不应小于箍筋直径的10倍；箍筋也可焊成封闭环式。

5 当柱截面短边尺寸大于400mm且各边纵向钢筋多于3根时，或当柱截面短边尺寸不大于400mm但各边纵向钢筋多于4根时，应设置复合箍筋。

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9.4.6条的规定。

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 梁柱节点

10.4.1 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，且自节点或支座边缘伸向跨中的截断位置应符合10.2.4条的规定。下部纵向钢筋应伸入支座或节点，当计算中不利用该钢筋的强度时，其伸入长度应符合10.2.3条中 $KV > V_c$ 时的规定；当计算中充分利用钢筋的抗拉强度时，下部钢筋在支座或节点内可采用直线锚固形式（见图10.4.1a），伸入支座或节点内的长度不应小于9.3.2条规定的受拉钢筋锚固长度 l_a ；下部纵向钢筋也可采用带 90° 弯折的锚固形式（见图10.4.1b）；或伸过支座（节点）范围，并在梁中弯矩较小处设置搭接接头（见图10.4.1c）。

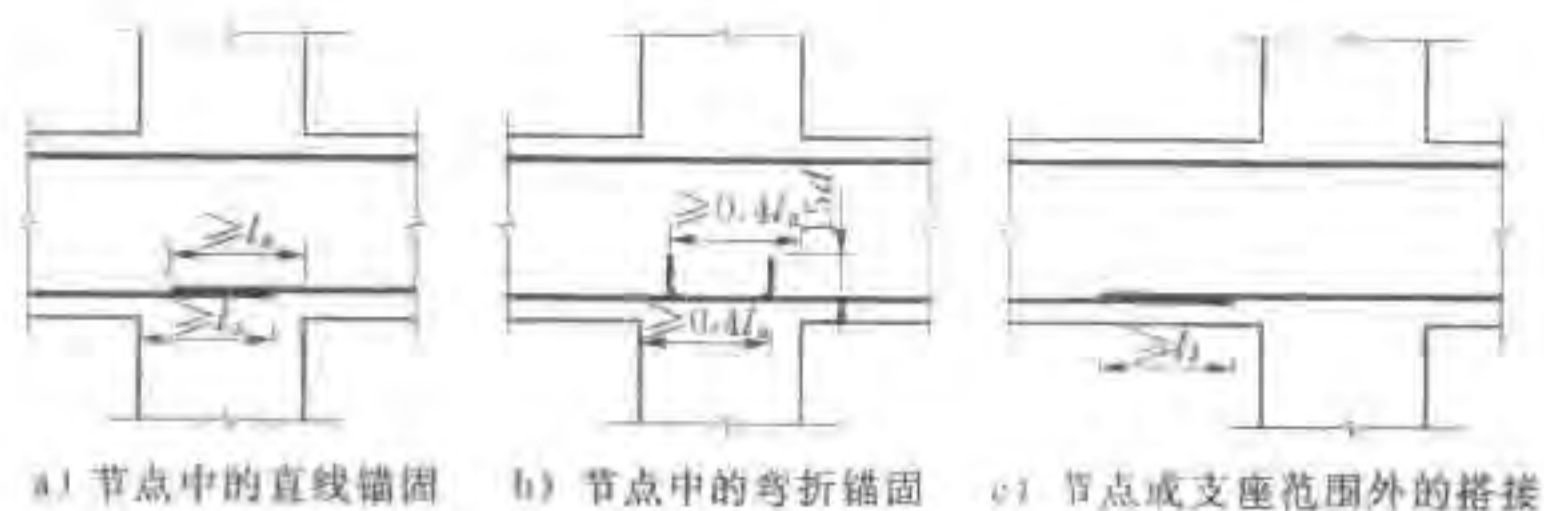


图 10.4.1 梁下部纵向钢筋在中间节点或中间支座范围的锚固与搭接

当计算中充分利用钢筋的抗压强度时，下部纵向钢筋应按受压钢筋锚固在中间节点或中间支座内，此时，其直线锚固长度不应小于 $0.7l_a$ 。下部纵向钢筋也可伸过节点或支座范围，并在梁中弯矩较小处设置搭接接头。

10.4.2 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 条的要求，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 $0.4l_a$ ，竖直投影长度等于 $15d$ （见图 10.4.2）。 d 为纵向钢筋直径。

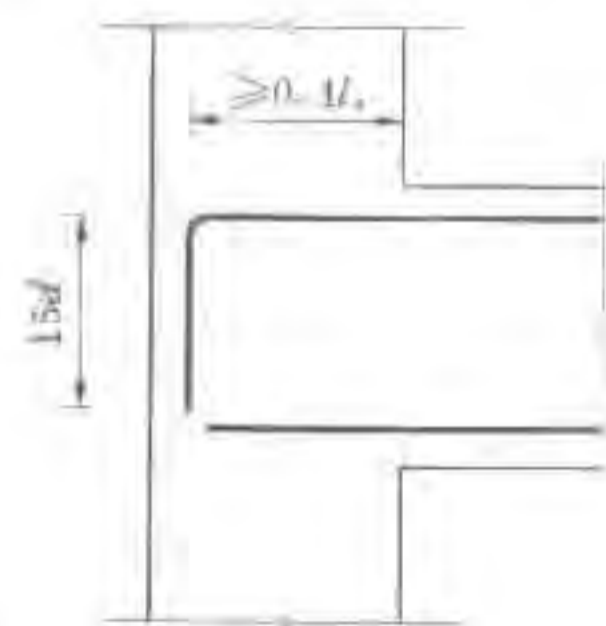


图 10.4.2 梁上部纵向钢筋在框架中间层端节点内的锚固

下部纵向钢筋伸入端节点的长度要求与伸入中间节点的相同。

10.4.3 框架顶层端节点处，可将柱外侧纵向钢筋的相应部分弯入梁内作梁上部纵向钢筋使用，也可将梁上部纵向钢筋与柱外侧

纵向钢筋在顶层端节点及其附近部位搭接。搭接可采用下列方式：

1 搭接接头可沿顶层端节点外侧及梁端顶部布置（见图 10.4.3a），搭接长度不应小于 $1.5l_a$ ，其中，伸入梁内的柱外侧纵向钢筋截面面积不宜小于柱外侧纵向钢筋全部截面面积的 65%；梁宽范围以外的柱外侧纵向钢筋宜沿节点顶部伸至柱内边，当柱纵向钢筋位于柱顶第一层时，至柱内边后宜向下弯折不小于 $8d$ 后截断；当柱纵向钢筋位于柱顶第二层时，可不向下弯折。当有现浇板且板厚不小于 80mm、混凝土强度等级不低于 C20 时，梁宽范围以外的柱外侧纵向钢筋可伸入现浇板内，其长度与伸入梁内的柱纵向钢筋相同。当柱外侧纵向钢筋配筋率大于 1.2% 时，伸入梁内的柱纵向钢筋应满足以上规定，且宜分两批截断，其截断点之间的距离不宜小于 $20d$ ， d 为柱外侧纵向钢筋的直径。梁上部纵向钢筋应伸至节点外侧并向下弯至梁下边缘高度后截断。

2 搭接接头也可沿柱顶外侧布置（见图 10.4.3b），搭接长度竖直段不应小于 $1.7l_a$ 。当梁上部纵向钢筋的配筋率大于 1.2% 时，弯入柱外侧的梁上部纵向钢筋应满足以上规定的搭接长度，且宜分两批截断，其截断点之间的距离不宜小于 $20d$ ， d 为梁上部纵向钢筋的直径。柱外侧纵向钢筋伸至柱顶后宜向节点内水平弯折，弯折段的水平投影长度不宜小于 $12d$ ， d 为柱外侧纵向钢筋的直径。

10.4.4 框架柱的纵向钢筋应贯穿中间层中间节点和中间层端节

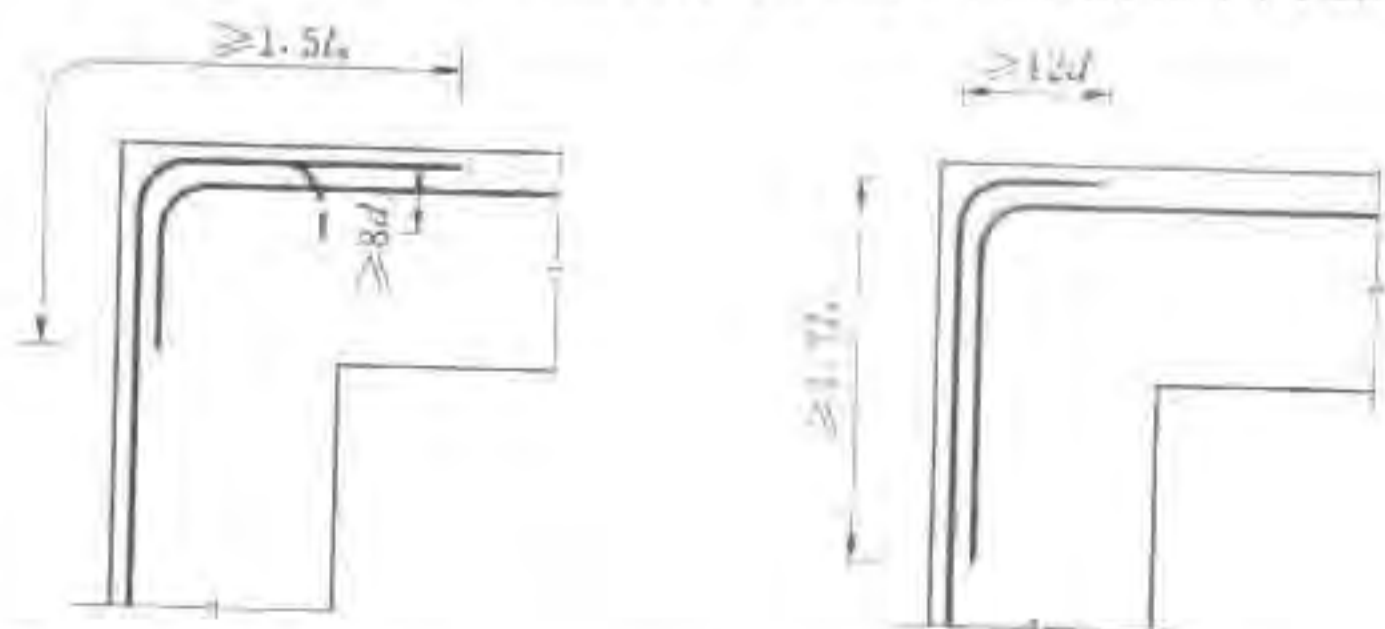


图 10.4.3 梁上部纵向钢筋与柱外侧纵向钢筋在顶层端节点的搭接

点,柱纵向钢筋接头应设在节点区以外。

顶层中间节点的柱纵向钢筋及顶层端节点的柱内侧纵向钢筋可用直线方式锚入顶层节点,其自梁底标高算起的锚固长度不应小于 9.3.2 条规定的最小锚固长度 l_a ,且柱纵向钢筋应伸至柱顶。当顶层节点处梁截面高度不足时,柱纵向钢筋应伸至柱顶并向节点内水平弯折。当充分利用其抗拉强度时,柱纵向钢筋锚固段弯折前的竖直投影长度不应小于 $0.5l_a$,弯折后的水平投影长度不宜小于 $12d$ 。当柱顶有现浇板且板厚不小于 80mm 、混凝土强度等级不低于 C20 时,柱纵向钢筋也可向外弯折,弯折后的水平投影长度不宜小于 $12d$, d 为纵向钢筋的直径。

10.4.5 框架顶层端节点处梁上部纵向钢筋的截面面积 A_s (mm^2) 应符合下式规定:

$$A_s \leq \frac{0.35f_c b_b h_0}{f_y} \quad (10.4.5)$$

式中 b_b ——梁腹板宽度 (mm);

h_0 ——梁截面有效高度 (mm)。

梁上部纵向钢筋与柱外侧纵向钢筋在节点角部的弯弧内半径,当钢筋直径 $d \leq 25\text{mm}$ 时,不宜小于 $6d$;当钢筋直径 $d > 25\text{mm}$ 时,不宜小于 $8d$ 。

10.4.6 在框架节点内应设置水平箍筋,箍筋应符合 10.3.2 条对柱中箍筋的构造规定,但间距不宜大于 250mm 。对四边均有梁与之相连的中间节点,节点内可只设置沿周边的矩形箍筋。当顶层端节点内设有梁上部纵向钢筋和柱外侧纵向钢筋的搭接接头时,节点内水平箍筋应符合 9.4.6 条的规定。

10.5 墙

10.5.1 当竖立构件截面的长边(长度)大于其短边(厚度)的 4 倍时,宜按墙的要求进行设计。

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和竖向荷载的墙体,应验算斜截面受剪承载力。

10.5.2 承重墙的厚度不宜小于无支承高度的 $1/25$,不应小于 150mm 。墙的混凝土强度等级不宜低于 C20。

10.5.3 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不应小于 9.5.1 条和 9.5.3 条的规定。竖向钢筋的直径不应小于 12mm ,间距不应大于 300mm 。在水平方向还应配置水平分布钢筋。

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 4 根直径为 12mm 或 2 根直径为 16mm 的竖向构造钢筋。沿该竖向钢筋方向宜配置直径不小于 6mm 、间距为 250mm 的拉筋。

当承重墙厚度大于 160mm 时,应分别在墙的两侧面配置竖向及水平钢筋网。双排钢筋网应用拉筋连系,拉筋直径不宜小于 6mm ,间距不宜大于 600mm 。

10.5.4 顶部承受局部竖向荷载的墙体,可作为图 10.5.4 所示的矩形截面柱进行计算。矩形的一边边长和墙厚 b 相等,另一边边长 h ,可按局部荷载受压长度 a 再每侧加上 $2b$ 的原则确定。

在局部集中荷载作用处,墙体应进行局部受压承载力验算。

10.5.5 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应符合下式规定:

$$KV \leq \left(0.5f_c b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s_v} h_0 \right) + 0.13N \quad (10.5.5)$$

式中 K ——承载力安全系数,按表 3.2.4 采用;

V ——剪力设计值 (N),按 3.2.2 条的规定计算;

N ——与剪力设计值 V 相应的轴向压力设计值 (N),当 $N \geq 0.2f_c b h$ 时,取 $N = 0.2f_c b h$;

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值 (N/mm^2),按表

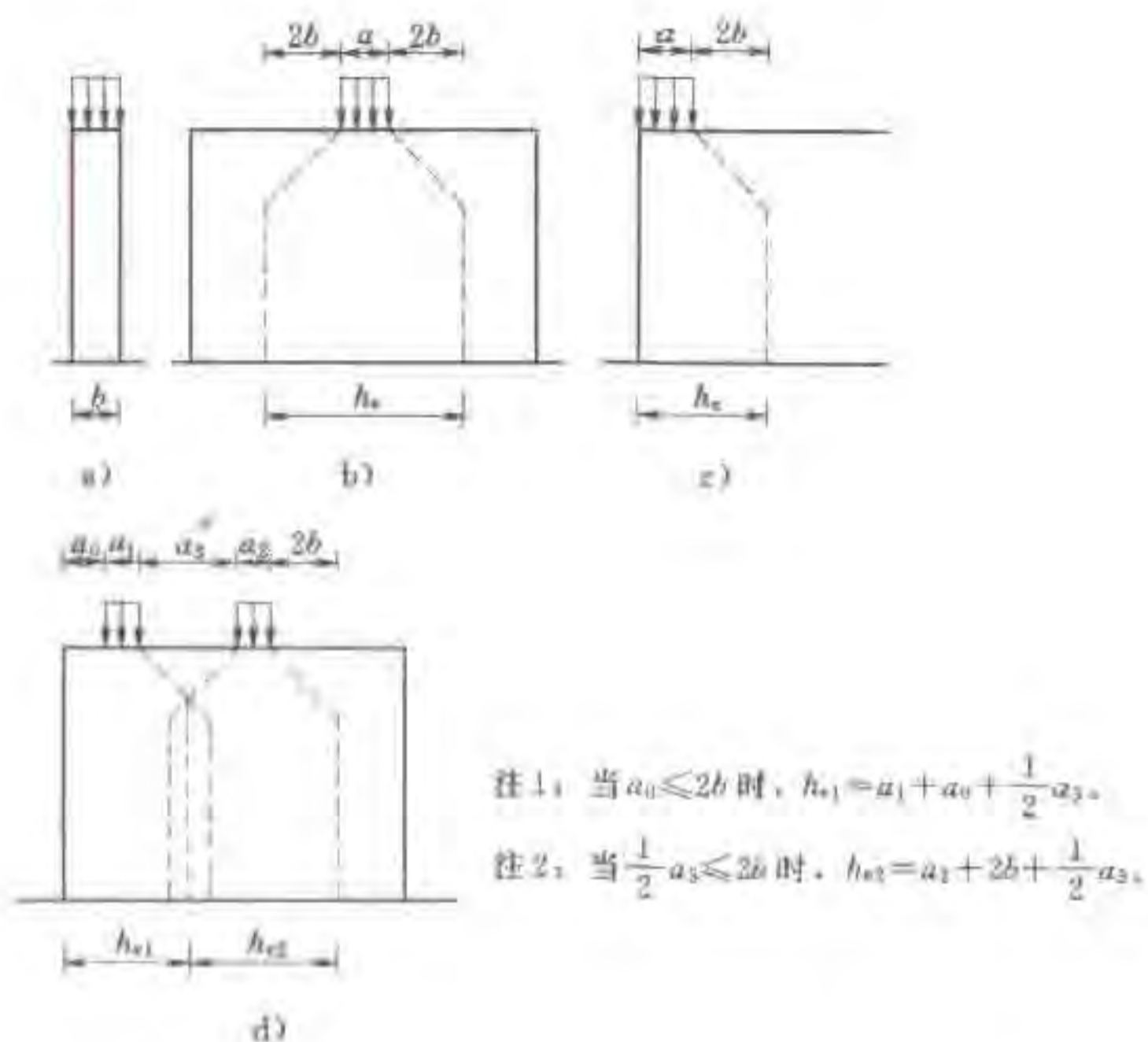


图 10.5.4 墙体有效边长的计算

4.1.5 确定:

b ——矩形截面宽度 (mm), 即墙的厚度;

f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值 (N/mm^2), 按表

4.1.5 确定;

f_{yv} ——竖向分布钢筋抗拉强度设计值 (N/mm^2), 按表

4.2.3-1 中 f_t 的值确定;

h_n ——截面有效高度 (mm), 即墙的有效长度;

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 (mm^2);

s_h ——水平分布钢筋的竖向间距 (mm)。

10.5.6 剪力墙的水平分布钢筋的配筋率 ρ_{sh} 和竖向分布钢筋的

配筋率 ρ_{sv} 均不应小于 0.20%。此处, $\rho_{sh} = \frac{A_{sh}}{bs_h}$, $\rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{bs_h}$; 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, 水平分布钢筋的最小配筋率宜适当提高。结构中重要部位的剪力墙, 其水平和竖向分布钢筋的最小配筋率宜适当提高。

水平分布钢筋的直径不应小于 8mm, 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 600mm。

在墙端自由边上, 宜与立柱一样, 设置连结箍筋。

10.5.7 剪力墙水平分布钢筋应伸至墙端, 并向内水平弯折 $10d$ 后截断 (d 为水平分布钢筋直径)。

剪力墙水平分布钢筋的搭接长度不应小于 $1.2l_a$ 。同排水平分布钢筋的搭接接头之间以及上、下相邻水平分布钢筋的搭接接头之间沿水平方向的间距不宜小于 500mm。

剪力墙竖向分布钢筋可在同一高度搭接, 搭接长度不应小于 $1.2l_a$ 。

10.5.8 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 160mm 时, 在墙的两侧面均应布置钢筋网。其最小配筋率按 9.5 节的规定采用, 有关构造要求可按板的规定处理。

10.5.9 开洞墙体的洞口周边部位, 应设置不少于 2 根直径为 12mm 的水平及竖向构造钢筋, 钢筋自洞口边伸入墙内的长度不应小于 9.3.2 条规定的受拉钢筋锚固长度。

10.6 深受弯构件

10.6.1 跨高比 $l_0/h < 5$ 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_0 和 $1.15l_0$ 两者中的较小值, 对于短梁可取 l_0 和 $1.10l_0$ 两者中的较小值, l_0 为支座中心线之间的距离, l_0 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 简支单跨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符合下列规定:

$$KM \leq f_y A_s z \quad (10.6.3-1)$$

$$z = \alpha_d (h_0 - 0.5x) \quad (10.6.3-2)$$

$$\alpha_d = 0.80 + 0.04 \frac{l_0}{h} \quad (10.6.3-3)$$

当 $l_0/h < 1$ 时,取内力臂 $z = 0.6l_0$ 。

式中 K ——承载力安全系数,按表 3.2.4 采用;

M ——弯矩设计值 ($N \cdot mm$),按 3.2.2 条规定计算;

f_y ——钢筋的抗拉强度设计值 (N/mm^2),按表 4.2.3-1 确定;

A_s ——纵向受拉钢筋的截面面积 (mm^2);

α_d ——内力臂系数;

x ——截面受压区计算高度 (mm),按式 (6.2.1-2) 计算;当 $x < 0.2h_0$ 时,取 $x = 0.2h_0$;

l_0 ——计算跨度 (mm),当 $l_0/h < 2$ 时,取 $l_0/h = 2$;

h_0 ——截面有效高度 (mm), $h_0 = h - a_s$,其中 h 为截面高度;当 $l_0/h \leq 2$ 时,跨中截面 a_s 取 $0.1h$,支座截面 a_s 取 $0.2h$;当 $l_0/h > 2$ 时, a_s 按受拉区纵向钢筋截面重心至受拉边缘的实际距离取用。

10.6.4 钢筋混凝土深受弯构件的受剪截面应符合下列要求:

当 $h_w/b \leq 4.0$ 时

$$KV \leq \frac{1}{60} \left(10 + \frac{l_0}{h} \right) f_c b h_0 \quad (10.6.4-1)$$

当 $h_w/b \geq 6.0$ 时

$$KV \leq \frac{1}{60} \left(7 + \frac{l_0}{h} \right) f_c b h_0 \quad (10.6.4-2)$$

当 $4.0 < h_w/b < 6.0$ 时,按线性内插法取用。

式中 V ——构件斜截面上的最大剪力设计值 (N),按 3.2.2 条规定计算;

f_c ——混凝土抗压强度设计值 (N/mm^2),按表 4.1.5 确定;

b ——矩形截面的宽度和 T 形、I 形截面的腹板宽度 (mm);

h 、 h_0 ——截面高度、截面有效高度 (mm);

h_w ——截面的腹板高度 (mm),对矩形截面,取有效高度 h_0 ;对 T 形截面,取有效高度减去翼缘高度;对 I 形截面,取腹板净高。

10.6.5 深梁和短梁的斜截面受剪承载力应符合下列规定:

$$KV \leq V_c + V_{sv} + V_{sh} \quad (10.6.5-1)$$

$$V_c = 0.7 \frac{(8 - l_0/h)}{3} f_c b h_0 \quad (10.6.5-2)$$

$$V_{sv} = 1.25 \frac{(l_0/h - 2)}{3} f_{yv} \frac{A_{sv}}{s_v} h_0 \quad (10.6.5-3)$$

$$V_{sh} = \frac{1}{6} \left(5 - \frac{l_0}{h} \right) f_{yh} \frac{A_{sh}}{s_h} h_0 \quad (10.6.5-4)$$

在上述公式中,当 $l_0/h < 2$ 时,取 $l_0/h = 2$ 。

式中 V_c ——混凝土的受剪承载力 (N);

V_{sv} 、 V_{sh} ——竖向分布钢筋、水平分布钢筋的受剪承载力 (N);

f_{yv} 、 f_{yh} ——竖向分布钢筋、水平分布钢筋的抗拉强度设计值 (N/mm^2),按表 4.2.3-1 中的 f_y 值确定;

A_{sv} ——间距为 s_v 的同一排竖向分布钢筋的截面面积 (mm^2);

A_{sh} ——间距为 s_h 的同一层水平分布钢筋的截面面积 (mm^2);

δ_h ——竖向分布钢筋的水平间距 (mm);

s_x ——水平分布钢筋的竖向间距 (mm)。

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 条的规定计算。其斜截面受剪承载力应符合下列要求:

$$KV \leq V_c + V_{sb} \quad (10.6.6-1)$$

$$V_{sb} = \alpha_{sb} f_y A_{sb} \sin \alpha_s \quad (10.6.6-2)$$

式中 V_{sb} ——弯起钢筋的受剪承载力 (N);

A_{sb} ——同一弯起平面内弯起钢筋的截面面积 (mm^2);

α_s ——弯起钢筋与构件纵向轴线的夹角 ($^\circ$), 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 $0.8f_t b h_0$ 时, 取 $V_{sb} = 0.8f_t b h_0$ 。

10.6.7 深梁在承受支座反力和集中荷载的部位, 还应按 6.8.1 条和 6.8.2 条的规定进行局部受压承载力验算。

10.6.8 使用上不允许出现竖向裂缝的深受弯构件应进行抗裂验算, 其验算公式可采用式 (7.1.1-2), 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, 应满足下式要求:

$$V_k \leq 0.5f_{tk}bh \quad (10.6.9)$$

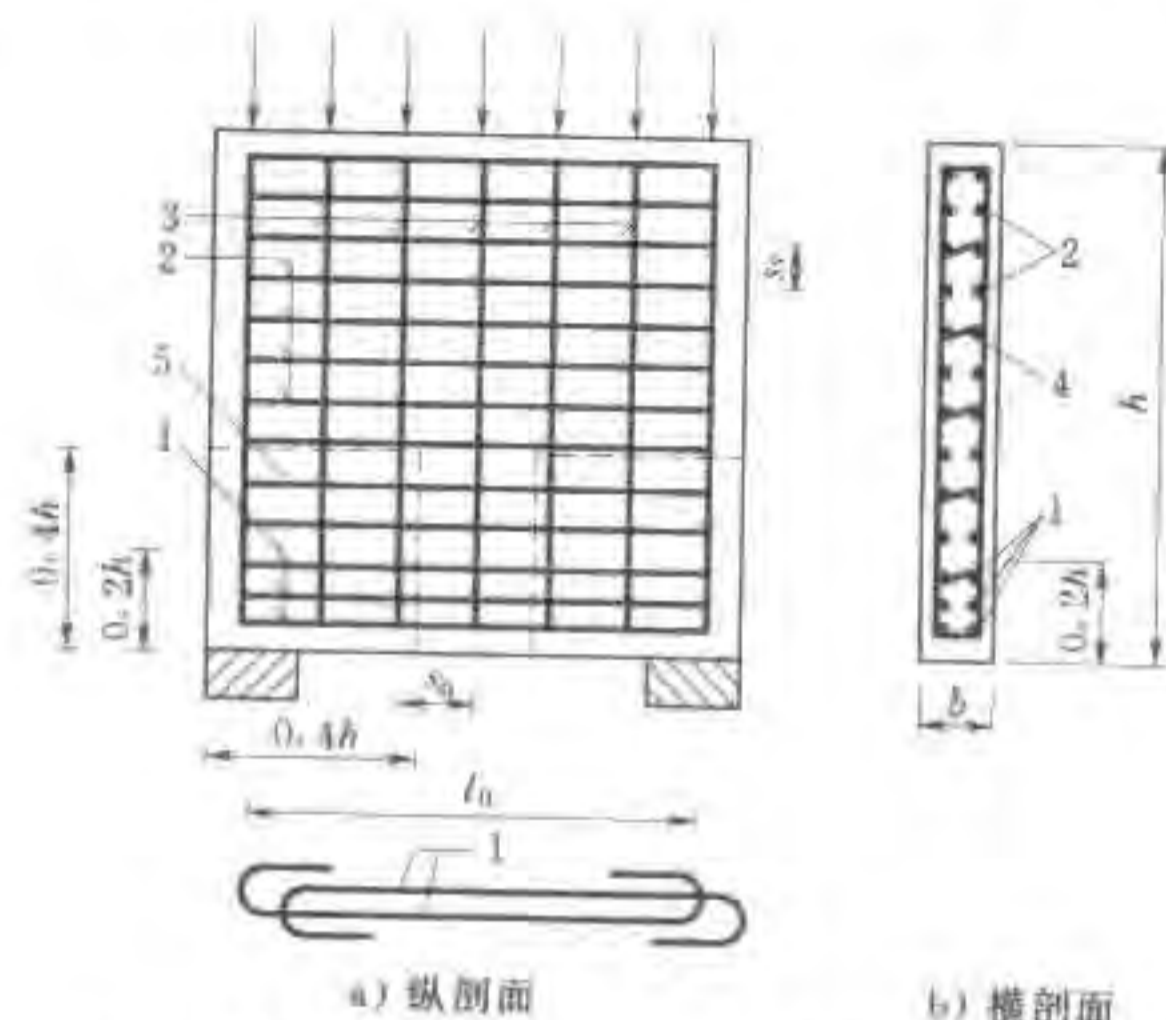
式中 V_k ——按荷载标准值计算得出的剪力值 (N);

f_{tk} ——混凝土抗拉强度标准值 (N/mm^2), 按表 4.1.4 确定。

10.6.10 使用上要求限制裂缝宽度的深受弯构件, 可控制其受拉钢筋的应力满足 7.2.4 条的要求。

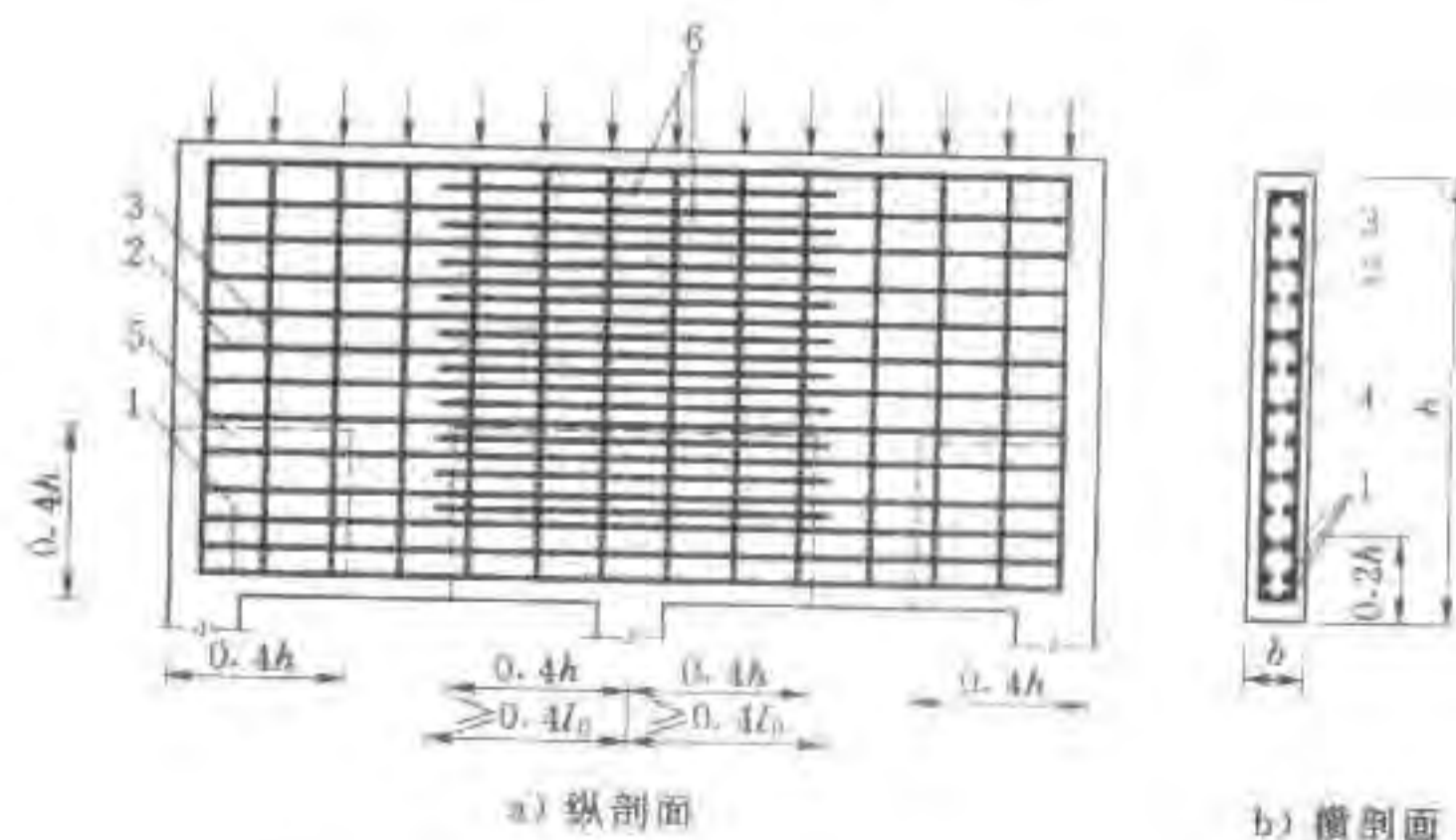
10.6.11 深受弯构件可不进行挠度验算。

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 (见图 10.6.12-1 和图 10.6.12-2)。



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—拉筋加密区

图 10.6.12-1 单跨简支深梁钢筋布置



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—拉筋加密区; 6—支座截面上部的附加水平钢筋

图 10.6.12-2 连续深梁钢筋布置

10.6.13 连续深受弯构件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。连续深梁的水平分布钢筋可用作支座部位的上部纵向受拉钢筋，不足部分加配附加水平钢筋，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（见图 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，总配筋率不宜小于 0.5% 。

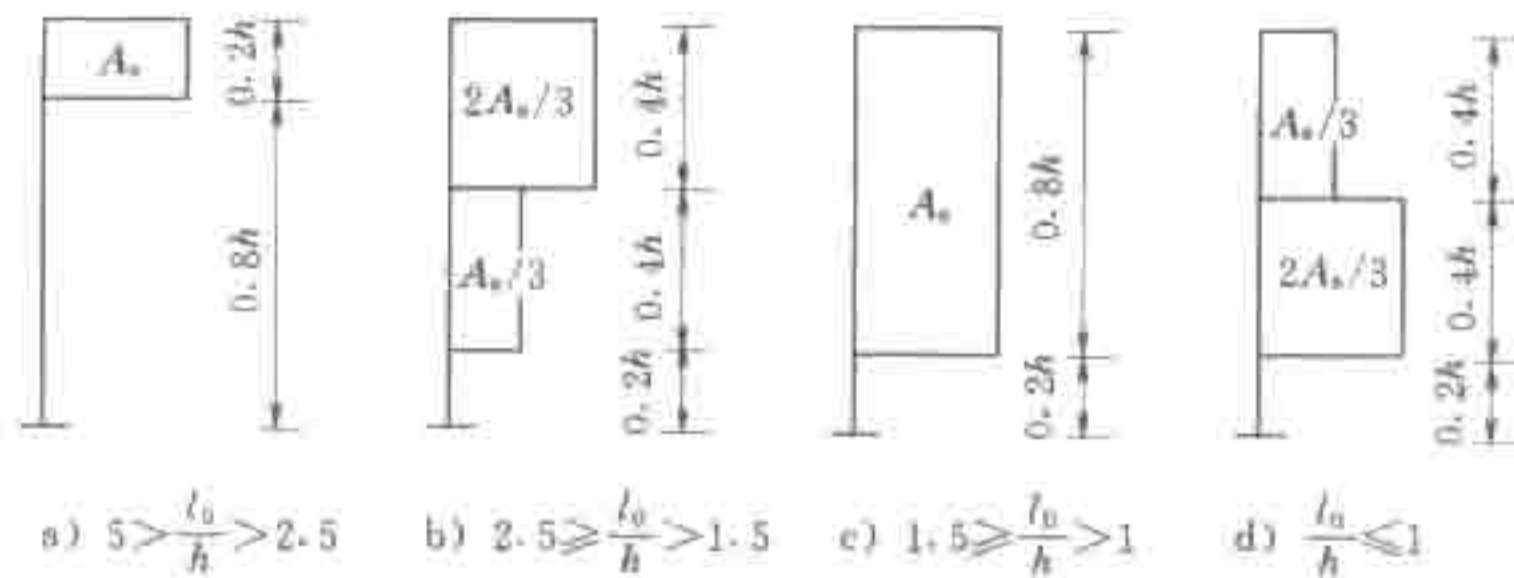


图 10.6.13 中间支座部位连续深受弯构件上部纵向受拉钢筋布置

10.6.14 深梁的下部纵向受拉钢筋应全部伸入支座，不应在跨中弯起或切断。纵向受拉钢筋应在端部沿水平方向弯折锚固（见图 10.6.12-1），且锚固长度不应小于表 9.3.2 规定的受拉钢筋锚固长度 l_a 乘以系数 1.1。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焊成环形等有效锚固措施。连续深梁的下部纵向受拉钢筋应全部伸过中间支座的中心线，其自支座边缘算起的锚固长度不应小于 l_a 。

10.6.15 深梁、短梁的纵向受拉钢筋配筋率 ρ ($\rho = \frac{A_s}{bh}$) 和水平分布钢筋配筋率 ρ_{sh} ($\rho_{sh} = \frac{A_{sh}}{bs_h}$)，竖向分布钢筋配筋率 ρ_{sv} ($\rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{bs_v}$) 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
HPB235 级	0.25(0.25)	0.25(0.15)	0.20(0.15)
HRB335 级、HRB400 级、RRB400 级	0.20(0.20)	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。

10.6.16 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可按 10.6.5 条取 $A_{sh} = 0$ 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。

10.6.17 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（见图 10.6.12-1）。水平分布钢筋宜在端部弯折锚固（见图 10.6.17a），或在中部错位搭接（见图 10.6.17b）或焊接。分布钢筋直径不应小于 8mm，间距不应大于 200mm。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（见图 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。



图 10.6.17 分布钢筋的搭接

10.7 叠合式受弯构件

10.7.1 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 章中有关受弯构件的规定计算；叠合构件应按 10.7.2~10.7.13 条进行计算。

施工阶段设有可靠支撑的叠合式受弯构件，可按普通受弯构

件的规定计算，但其斜截面和叠合面的受剪承载力应分别按 10.7.4 条和 10.7.5 条的规定计算。当 $h_1/h < 0.4$ 时，应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。

10.7.2 对施工阶段不加支撑的叠合式受弯构件的内力，应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。荷载由预制构件承担，预制构件按简支构件计算。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：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及施工活荷载；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。

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

预制构件

$$M_1 = M_{1G} + M_{1Q} \quad (10.7.3-1)$$

叠合构件的正弯矩区段

$$M = M_{1G} + M_{2G} + M_{1Q} \quad (10.7.3-2)$$

叠合构件的负弯矩区段

$$M = M_{2G} + M_{2Q} \quad (10.7.3-3)$$

式中 M_1 ——预制构件的弯矩设计值 ($N \cdot mm$)；

M ——叠合构件的弯矩设计值 ($N \cdot mm$)；

M_{1G} ——第一阶段预制构件自重、预制板自重和叠合层自重
在计算截面产生的弯矩设计值 ($N \cdot mm$)；

M_{1Q} ——第一阶段施工活荷载在计算截面产生的弯矩设计
值 ($N \cdot mm$)；

M_{2G} ——第二阶段永久荷载在计算截面产生的弯矩设计值
($N \cdot mm$)；

M_{2Q} ——第二阶段可变荷载在计算截面产生的弯矩设计值
($N \cdot mm$)，取第二阶段施工活荷载或使用阶段可
变荷载在计算截面产生的弯矩设计值中的较大值。

上述各弯矩设计值，均应按 3.2.2 条的规定计算。

在计算中，叠合构件的正弯矩区段的混凝土强度等级应按叠
合层取用；负弯矩区段的混凝土强度等级应按计算截面受压区的
实际情况取用。

10.7.4 预制构件和叠合构件的斜截面承载力，应按 6.5 节的有
关规定进行计算，其中，剪力设计值应按下列规定取用：

预制构件

$$V_1 = V_{1G} + V_{1Q} \quad (10.7.4-1)$$

叠合构件

$$V = V_{1G} + V_{2G} + V_{2Q} \quad (10.7.4-2)$$

式中 V_1 ——预制构件的剪力设计值 (N)；

V ——叠合构件的剪力设计值 (N)；

V_{1G} ——第一阶段预制构件自重、预制板自重和叠合层自
重在计算截面产生的剪力设计值 (N)；

V_{1Q} ——第一阶段施工活荷载在计算截面产生的剪力设计
值 (N)；

V_{2G} ——第二阶段永久荷载在计算截面产生的剪力设计值
(N)；

V_{2Q} ——第二阶段可变荷载在计算截面产生的剪力设计值
(N)，取第二阶段施工活荷载或使用阶段可变荷载
在计算截面产生的剪力设计值中的较大值。

构件斜截面上混凝土和箍筋的受剪承载力应分别按叠合构件
和预制构件进行计算；对叠合构件的受剪承载力，应取叠合层和
预制构件中较低的混凝土强度等级进行计算，且不应低于预制构
件的受剪承载力。

对于预应力混凝土叠合构件，不应考虑预应力对受剪承载力
的有利影响，即取 $V_p = 0$ 。

10.7.5 当叠合梁符合 10.2.7 条及 10.7.14 条的各项构造要求时,其叠合面的受剪承载力应符合下式规定:

$$KV \leq 1.2f_t b h_0 + 0.85f_{ry} \frac{A_{sv} h_0}{s} \quad (10.7.5-1)$$

式中 K ——承载力安全系数,按表 3.2.4 采用;

f_t ——混凝土的抗拉强度设计值 (N/mm^2),应取叠合层和预制构件中的较低值;

f_{ry} ——箍筋的抗拉强度设计值 (N/mm^2),按表 4.2.3-1 中 f_y 的值确定;

A_{sv} ——箍筋的截面面积 (mm^2);

s ——箍筋的间距 (mm)。

对于不配箍筋的叠合板,当符合 10.7.15 条的构造要求时,其叠合面的受剪承载力应符合下式要求:

$$\frac{KV}{bh_0} \leq 0.4 \quad (10.7.5-2)$$

10.7.6 承受局部集中荷载作用的叠合板,其受冲切承载力应按 6.7.1 条和 6.7.3 条进行计算,但计算公式中的混凝土轴心抗拉强度设计值 f_t 应取预制构件和叠合层中的较低值。

10.7.7 要求不出现裂缝的叠合式受弯构件,在荷载效应标准组合下的正截面抗裂验算应符合下式规定:

$$\sigma_{ck} \leq \gamma_m \alpha_{cr} f_{tk} \quad (10.7.7-1)$$

荷载效应标准组合下抗裂验算边缘的混凝土法向应力 σ_{ck} (N/mm^2) 应分别按下列公式计算:

预制构件

$$\sigma_{ck} = \frac{M_{1Gk} + M_{1Qk}}{W_{01}} \quad (10.7.7-2)$$

叠合构件

$$\sigma_{ck} = \frac{M_{1Gk}}{W_{01}} + \frac{M_{2Gk} + M_{2Qk}}{W_0} \quad (10.7.7-3)$$

式中 f_{tk} ——预制构件的混凝土轴心抗拉强度标准值 (N/mm^2),按表 4.1.4 确定;

γ_m ——截面抵抗矩塑性系数,按附录 C 采用;

α_{cr} ——混凝土拉应力限制系数,取为 0.85;

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 ($\text{N} \cdot \text{mm}$);

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 ($\text{N} \cdot \text{mm}$);

M_{2Gk} ——第二阶段永久荷载标准值在计算截面产生的弯矩值 ($\text{N} \cdot \text{mm}$);

M_{2Qk} ——第二阶段可变荷载标准值在计算截面产生的弯矩值 ($\text{N} \cdot \text{mm}$),取本阶段施工活荷载标准值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 (mm^3);

W_0 ——叠合构件换算截面受拉边缘的弹性抵抗矩 (mm^3),此时,后浇部分的混凝土截面面积应按弹性模量比换算成预制部分的混凝土截面面积计算。

10.7.8 钢筋混凝土叠合式受弯构件在荷载效应标准组合下,其纵向受拉钢筋的应力 σ_{sk} 应符合下列要求:

$$\sigma_{sk} = \sigma_{s1k} + \sigma_{s2k} \leq 0.9f_y \quad (10.7.8-1)$$

式中 σ_{sk} ——荷载效应标准组合下叠合式受弯构件纵向受拉钢筋的应力 (N/mm^2)。

在弯矩 M_{1Gk} 作用下预制构件中纵向受拉钢筋的应力 σ_{s1k} (N/mm^2) 可按下列公式计算:

$$\sigma_{s1k} = \frac{M_{1Gk}}{0.87A_s h_{01}} \quad (10.7.8-2)$$

式中 A_s ——预制构件中纵向受拉钢筋的总截面面积 (mm^2);

h_{01} ——预制构件截面有效高度 (mm)。

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_{s2k} (N/mm^2) 可按下式计算:

$$\sigma_{s2k} = \frac{0.5(M_{2Gk} + M_{2Qk}) \left(1 + \frac{h_1}{h}\right)}{0.87A_s h_0} \quad (10.7.8-3)$$

当 $M_{1Gk} < 0.35M_{1u}$ 时, 式 (10.7.8-3) 中的 $0.5(1+h_1/h)$ 值应取等于 1.0; M_{1u} 为预制构件正截面受弯极限承载力, 应按式 (6.2.1-1) 计算, 但式中应取等号, 并以 M_{1u} 代替 KM 。

10.7.9 钢筋混凝土叠合式受弯构件应进行裂缝宽度验算, 按荷载效应的标准组合所求得的最大裂缝宽度 w_{\max} 不应超过表 3.2.7 规定的最大裂缝宽度限值。配置带肋钢筋的叠合式受弯构件, 最大裂缝宽度 w_{\max} (mm) 可按下式计算:

$$w_{\max} = \alpha \frac{\sigma_{s1k} + \sigma_{s2k}}{E_s} \left(30 + c + 0.07 \frac{d}{\rho_{te}}\right) \quad (10.7.9)$$

式中 α ——考虑构件受力特征和荷载长期作用的综合影响系数, 取为 2.3;

σ_{s1k} 、 σ_{s2k} ——按式 (10.7.8-2) 和式 (10.7.8-3) 计算;

其他符号的意义及取值与 7.2.2 条相同。

10.7.10 叠合式受弯构件的最大挠度应按荷载效应标准组合进行验算, 其计算值不应超过表 3.2.8 规定的挠度限值。

10.7.11 叠合式受弯构件在荷载效应标准组合下的刚度 B 可按下式计算:

$$B = \frac{M_k}{\left(\frac{B_{s2}}{B_{s1}} - 1\right) M_{1Gk} + 1.7M_k} B_{s2} \quad (10.7.11)$$

式中 M_k ——叠合构件按荷载标准值计算得出的弯矩值 ($\text{N} \cdot \text{mm}$), $M_k = M_{1Gk} + M_{2Gk} + M_{2Qk}$;

B_{s1} 、 B_{s2} ——预制构件、叠合构件第二阶段的短期刚度 ($\text{N} \cdot \text{mm}^2$)。

10.7.12 荷载效应标准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:

$$B_{s2} = \frac{(0.025 + 0.28\alpha_E\rho)(1 + 0.55\gamma_1' + 0.12\gamma_1)E_{c2}bh_0^3}{0.66 + 0.34\frac{h_1}{h}} \quad (10.7.12)$$

式中 E_{c2} ——叠合层混凝土的弹性模量 (N/mm^2);

α_E ——钢筋弹性模量与叠合层混凝土弹性模量的比值,

$$\alpha_E = E_s/E_{c2};$$

其他符号意义及取值见式 (7.3.3-2)。

10.7.13 叠合式受弯构件负弯矩区段内第二阶段的短期刚度 B_{s2} , 可按式 (7.3.3-2) 计算, 其中混凝土弹性模量取为 E_{c1} , $\alpha_E = E_s/E_{c1}$ 。

10.7.14 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, 预制构件的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, 混凝土的抗冻等级分别不应低于 F300 和 F200。其叠合面不应暴露于饱和水气或积雪结霜的环境。

10.7.15 叠合板的预制板表面应作成凹凸不小于 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。

10.8 立柱独立牛腿

10.8.1 立柱上的独立牛腿（当剪跨比 $a/h_0 \leq 1.0$ 时）的截面尺寸，应符合下列要求（见图 10.8.1）：

1 牛腿的裂缝控制应满足下式要求：

$$F_{vk} \leq \beta \left(1 - 0.5 \frac{F_{hk}}{F_{vk}} \right) \frac{f_{tk} b h_0}{0.5 + \frac{a}{h_0}} \quad (10.8.1)$$

式中 F_{vk} ——按荷载标准值计算得出的作用于牛腿顶面的竖向力值 (N)；

F_{hk} ——按荷载标准值计算得出的作用于牛腿顶面的水平拉力值 (N)；

f_{tk} ——混凝土轴心抗拉强度标准值 (N/mm^2)，按表 4.1.4 确定；

β ——裂缝控制系数，对于水电站厂房立柱的牛腿，取 $\beta = 0.65$ ；对于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 (mm)，应考虑安装偏差 20mm；当考虑 20mm 安装偏差后的竖向力作用点仍位于下柱截面以内时，应取 $a = 0$ ；

b ——牛腿宽度 (mm)；

h_0 ——牛腿与下柱交接处的垂直截面有效高度 (mm)，取 $h_0 = h_1 - a_s + c \tan \alpha$ ，此处， h_1 、 a_s 、 c 及 α 的意义见图 10.8.1，当 $\alpha > 45^\circ$ 时，取 $\alpha = 45^\circ$ 。

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 牛腿顶面在竖向力标准值 F_{vk} 作用下，其局部受压应力不应超过 $0.75f_c$ 。

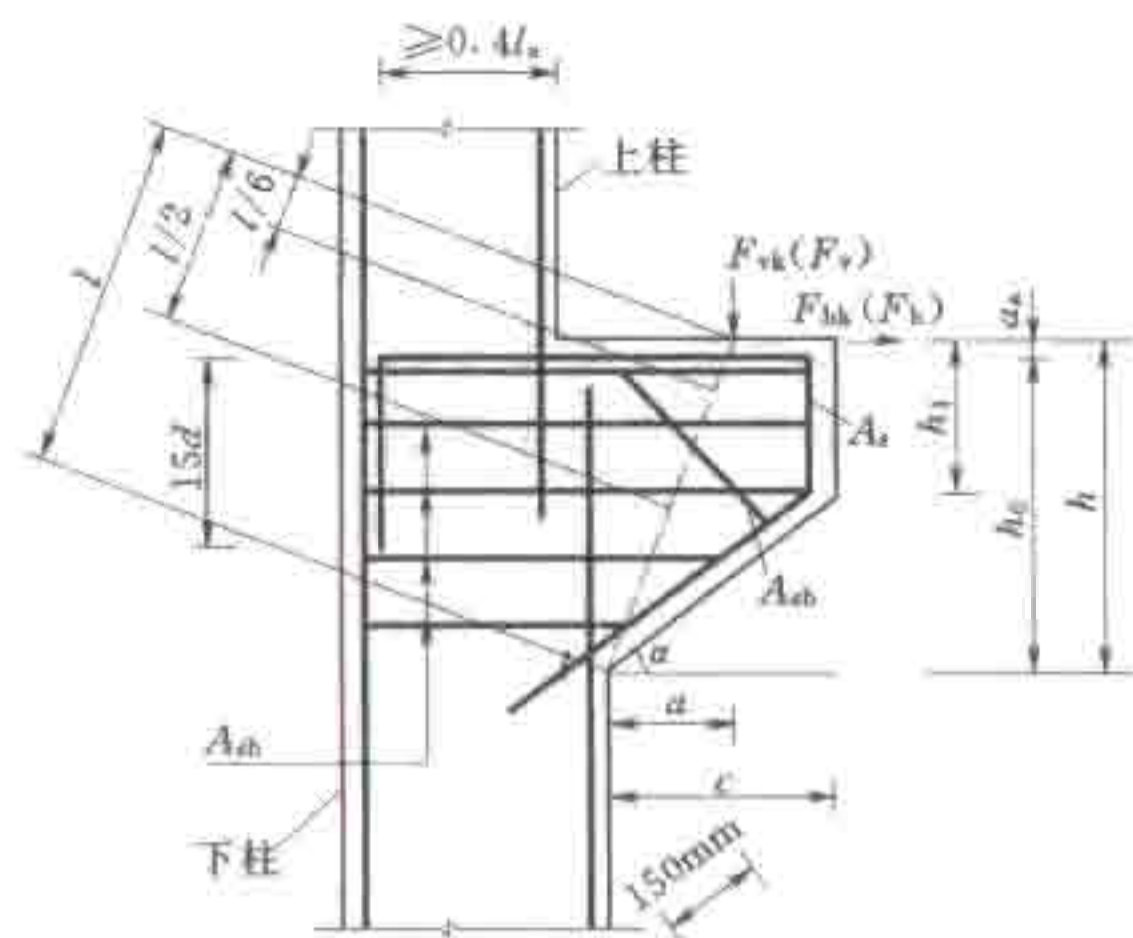


图 10.8.1 牛腿的外形及钢筋布置

10.8.2 当牛腿的剪跨比 $a/h_0 \geq 0.2$ 时，牛腿的配筋设计应符合下列要求：

1 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 应满足：

$$A_s \geq K \left(\frac{F_v a}{0.85 f_y h_0} + 1.2 \frac{F_h}{f_y} \right) \quad (10.8.2)$$

式中 K ——承载力安全系数，按表 3.2.4 采用；

F_v ——作用在牛腿顶面的竖向力设计值 (N)，按 3.2.2 条的规定计算；

F_h ——作用在牛腿顶面的水平拉力设计值 (N)，按 3.2.2 条的规定计算。

2 牛腿的受力钢筋宜采用 HRB335 级或 HRB400 级钢筋。

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。受拉钢筋不应下弯兼作弯起钢筋。

承受水平拉力的锚筋不应少于 2 根，直径不应小于 12mm。

锚筋应焊在预埋件上。

全部纵向受力钢筋及弯起钢筋宜沿牛腿外边缘向下伸入下柱内 150mm 后截断 (图 10.8.1)。纵向受力钢筋及弯起钢筋伸入上柱的锚固长度不应小于 10.4.2 条的规定。

当牛腿设于上柱柱顶时,宜将牛腿对边的柱外侧纵向受力钢筋沿柱顶水平弯入牛腿,作为牛腿纵向受拉钢筋使用;当牛腿顶面纵向受拉钢筋与牛腿对边的柱外侧纵向钢筋分开配置时,牛腿顶面纵向受拉钢筋应弯入柱外侧,并应符合 10.4.3 条有关钢筋搭接的规定,同时应满足水平投影长度不应小于 $0.4l_n$ 和垂直投影长度等于 $15d$ 的要求;如上柱宽度较小不能满足 $0.4l_n$ 的条件时,应按 10.4.3 条规定的顶层框架节点锚固处理。

3 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。

4 当牛腿的剪跨比 $a/h_0 \geq 0.3$ 时,宜设置弯起钢筋 A_{sb} 。弯起钢筋宜采用 HRB335 级或 HRB400 级钢筋,并宜使其与集中荷载作用点到牛腿斜边下 endpoint 连线的交点位于牛腿上部 $l/6 \sim l/2$ 之间的范围内, l 为该连线的长度 (见图 10.8.1),其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,根数不应少于 2 根,直径不应小于 12mm。

10.8.3 当牛腿的剪跨比 $a/h_0 < 0.2$ 时,牛腿的配筋设计应符合下列要求:

1 牛腿应在全高范围内设置水平钢筋,承受竖向力所需的水平钢筋总截面面积应满足下式规定:

$$KF_v \leq f_t b h_0 + \left(1.65 - 3 \frac{a}{h_0}\right) A_{sb} f_y \quad (10.8.3)$$

式中 A_{sb} ——牛腿全高范围内,承受竖向力所需的水平钢筋总截面面积 (mm^2);

f_t ——混凝土抗拉强度设计值 (N/mm^2),按表 4.1.5

确定;

f_y ——水平钢筋抗拉强度设计值 (N/mm^2),按表 4.2.3-1 确定。

2 配筋时,应将承受竖向力所需的水平钢筋总截面面积的 40%~60% (剪跨比较小时取小值,较大时取大值) 作为牛腿顶部受拉钢筋,集中配置在牛腿顶面;其余的则作为水平箍筋均匀配置在牛腿全高范围内。

当牛腿顶面作用有水平拉力 F_h 时,则顶部受拉钢筋还应包括承受水平拉力所需的锚筋在内,锚筋的截面面积按 $1.2KF_h/f_y$ 计算。

承受竖向力所需的顶部受拉钢筋的配筋率 (以 bh_0 计) 不应小于 0.15%。

顶部受拉钢筋的配筋构造要求和锚固要求与 10.8.2 条 2 款相同。

3 水平箍筋应采用 HRB335 级钢筋,直径不应小于 8mm,间距不应大于 100mm,其配筋率 $\rho_{sh} = \frac{nA_{sh}}{bs_v}$ 不应小于 0.15%,此处, A_{sh} 为单肢箍筋的截面面积; n 为肢数; s_v 为水平箍筋的间距。

4 当牛腿的剪跨比 $a/h_0 < 0$ 时,可不进行牛腿的配筋计算,仅按构造要求配置水平箍筋。但当牛腿顶面作用有水平拉力 F_h 时,承受水平拉力所需的锚筋仍按本条 2 款的规定计算配置。

10.9 壁式连续牛腿

10.9.1 壁式连续牛腿的计算宽度 b 可取为 1m,在 1m 宽度的连续牛腿上作用的竖向轮压标准值 F_{sk} 及设计值 F_k 和横向水平制动力标准值 F_{hk} 及设计值 F_h ,可分别按下列公式计算:

$$F_{sk} = \frac{P_{sk}}{B_0} \quad (10.9.1-1)$$

$$F_{hk} = \frac{P_{hk}}{B_0} \quad (10.9.1-2)$$

$$F_v = \frac{P_v}{B_0} \quad (10.9.1-3)$$

$$F_h = \frac{P_h}{B_0} \quad (10.9.1-4)$$

式中 P_{vk} 、 P_{hk} ——由荷载标准值计算的作用于牛腿顶部的吊车一侧计算轮组的总竖向轮压标准值和横向水平刹车力标准值 (N)；

P_v 、 P_h ——作用于牛腿顶部的吊车一侧计算轮组的总竖向轮压设计值和横向水平刹车力设计值 (N)， $P_v = 1.10P_{vk}$ ， $P_h = 1.10P_{hk}$ ；

B_0 ——连续牛腿计算轮组的轮压分布宽度 (mm)。

计算轮组的总竖向轮压 P_{vk} 和轮压分布宽度 B_0 可分别按下列公式计算。

吊车一侧 2 轮时，按 2 轮组计算：

$$P_{vk} = 2P_{max}, B_0 = B_1 + a \quad (10.9.1-5)$$

吊车一侧 4 轮或 8 轮时，按 4 轮组计算：

$$P_{vk} = 4P_{max}, B_0 = 2B_1 + B_2 + a \quad (10.9.1-6)$$

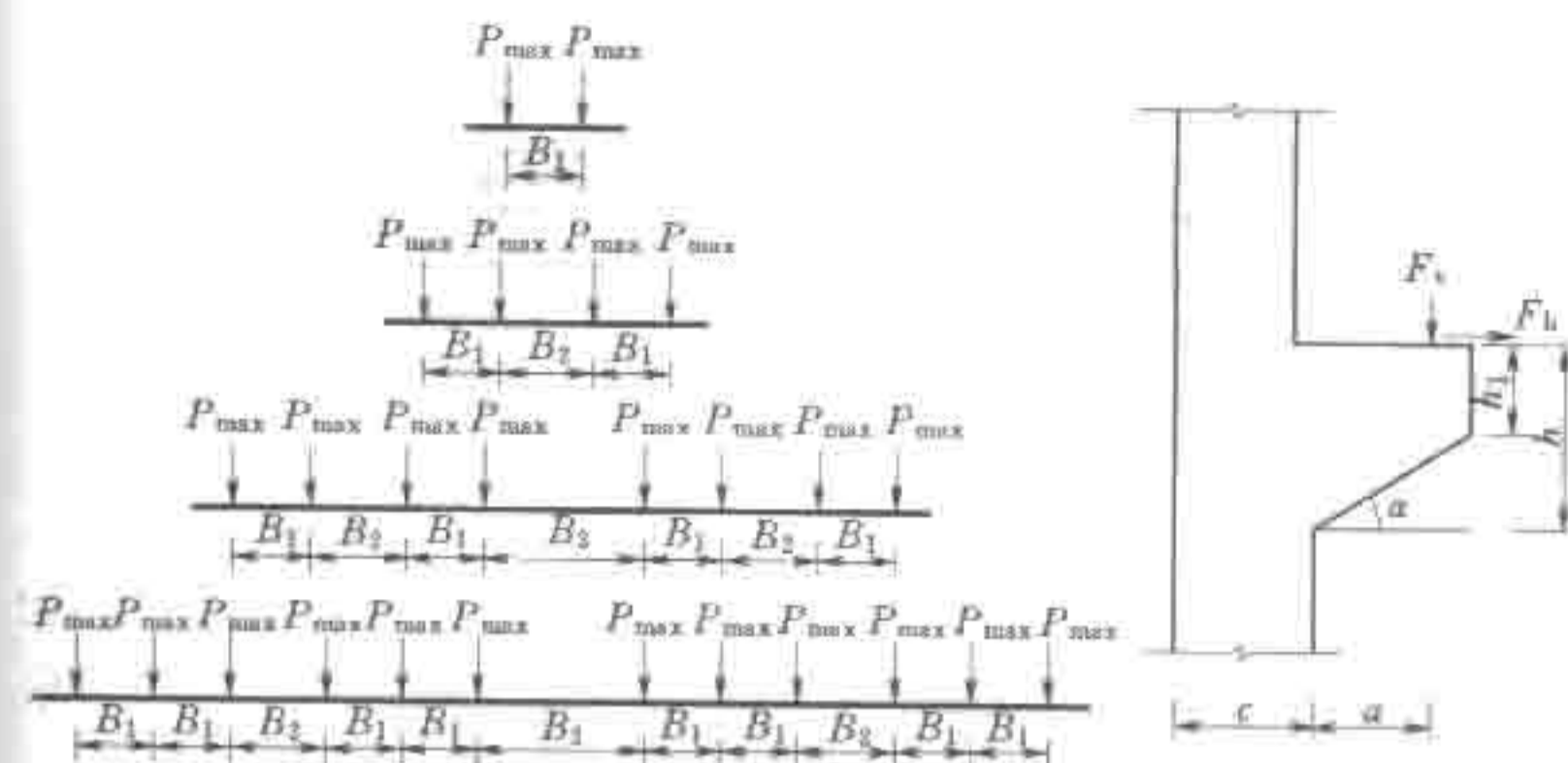
吊车一侧 12 轮时，按 6 轮组计算：

$$P_{vk} = 6P_{max}, B_0 = 4B_1 + B_2 + a \quad (10.9.1-7)$$

式中 P_{max} ——吊车单轮的最大竖向轮压标准值 (N)，按工艺设计或设备供应商提供的数值采用；

B_1 、 B_2 ——吊车特征轮距 (mm) (见图 10.9.1a)，当 B_2 大于 $2a$ 时，取 $B_2 = 2a$ ；

a ——轮压作用点到下部墙面之间的水平距离 (mm) (见图 10.9.1b)。



a) 吊车轮压及轮距分布

b) 壁式连续牛腿截面

图 10.9.1 壁式连续牛腿轮压分布宽度计算

10.9.2 吊车轮压 F_v 、 F_{vk} 及水平力 F_h 、 F_{hk} 等确定后，壁式连续牛腿的配筋仍可按 10.8.1~10.8.3 条的规定进行，计算时牛腿宽度 b 取为 1m。

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 10.8.2 条或 10.8.3 条求得的截面面积乘以 1.3。

10.9.3 连续牛腿承受竖向力的受拉钢筋宜采用 HRB335 级或 HRB400 级钢筋，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，并不应下弯兼作弯起钢筋。水平受拉钢筋伸入墙体的长度不应小于锚固长度 l_a ，并宜伸至墙体的对边，满足水平投影长度不小于 $0.4l_a$ 和竖直投影长度等于 $15d$ 的要求 (见图 10.9.3a)。当上部墙体厚度较小不能满足 $0.4l_a$ 的条件和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，搭接方式可按框架顶层端节点的方式处理 (见图 10.9.3b)。

10.9.4 连续牛腿的水平箍筋可用水平拉筋或水平 U 形钢筋替代。钢筋宜采用 HRB335 级钢筋，钢筋直径不应小于 8mm，竖向间距不应大于 150mm，沿牛腿纵向的水平间距不应大于

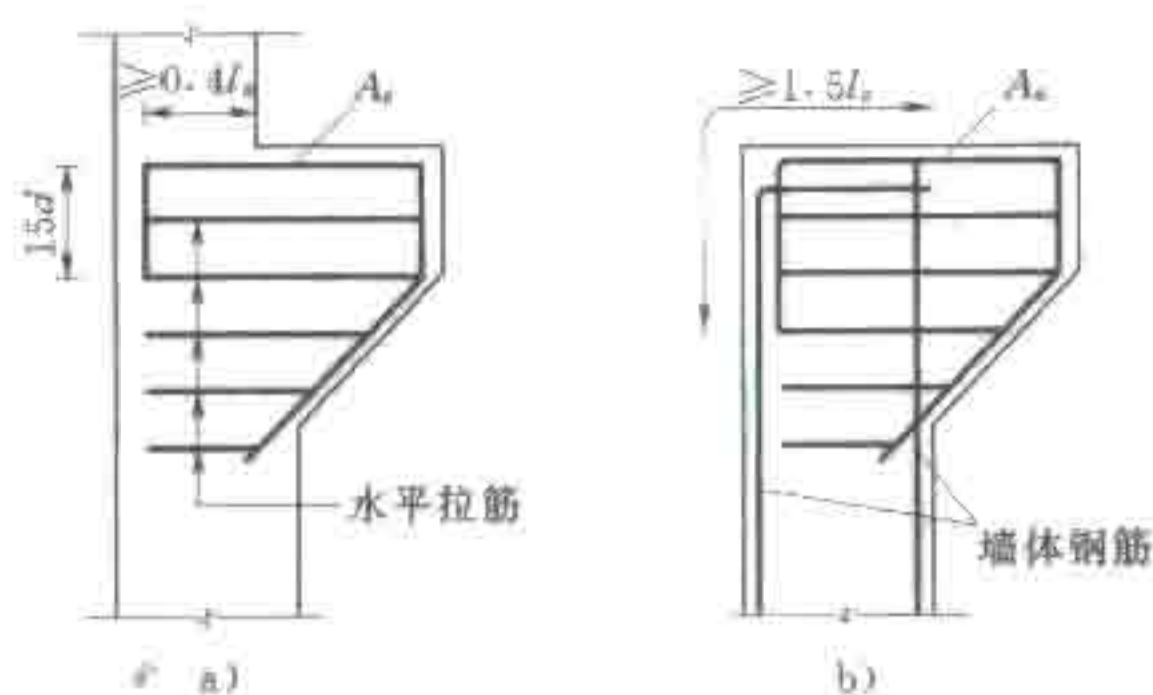


图 10.9.3 连续牛腿的配筋构造

300mm。水平箍筋伸入墙体的长度不应小于锚固长度 l_a ，并宜伸至墙体的对边。当剪跨比 $a/h_0 < 0.2$ 时，水平箍筋用量还应满足 $\rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{bs_v}$ 不小于 0.12% (HRB335 级钢筋) 的要求。

10.9.5 连续牛腿的剪跨比 $a/h_0 \geq 0.3$ 时，宜设置弯起钢筋，其设置位置、截面面积及直径同 10.8.2 条 4 款的规定，其根数每米不应少于 3 根。

连续牛腿的纵向构造钢筋应沿受拉钢筋周边设置，每米不应少于 3 根，直径不应小于 12mm。

10.10 弧形闸门支座

10.10.1 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

$$F_k \leq 0.7 f_{tk} b B \quad (10.10.1-1)$$

2 闸墩受一侧弧门支座推力作用时

$$F_k \leq \frac{0.55 f_{tk} b B}{\frac{e_0}{B} + 0.20} \quad (10.10.1-2)$$

式中 F_k ——按荷载标准值计算的闸墩一侧弧门支座推力值

(N)；

b ——弧门支座宽度 (mm)；

B ——闸墩厚度 (mm)；

e_0 ——弧门支座推力对闸墩厚度中心线的偏心距 (mm)；

f_{tk} ——混凝土轴心抗拉强度标准值 (N/mm²)，按表 4.1.4 确定。

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。

10.10.2 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：

闸墩受两侧弧门支座推力作用时

$$KF \leq f_y \sum_{i=1}^n A_{si} \cos \theta_i \quad (10.10.2-1)$$

闸墩受一侧弧门支座推力作用时

$$KF \leq \frac{B'_0 - a_s}{e_0 + 0.5B - a_s} f_y \sum_{i=1}^n A_{si} \cos \theta_i \quad (10.10.2-2)$$

式中 K ——承载力安全系数，按表 3.2.4 采用；

F ——闸墩一侧弧门支座推力的设计值 (N)，按 3.2.2 条的规定计算；

A_{si} ——闸墩一侧局部受拉范围内的第 i 根局部受拉钢筋的截面面积 (mm²)；

f_y ——局部受拉钢筋的抗拉强度设计值 (N/mm²)，按表 4.2.3-1 确定；

B'_0 ——受拉边局部受拉钢筋中心至闸墩另一边的距离 (mm)；

a_s ——局部受拉钢筋合力点至截面近边缘的距离 (mm)；

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°，扇形钢筋应通过支座高度中点

截面(见图 10.10.2 截面 2—2)上的 $2b$ 有效范围内, b 为弧门支座宽度。

闸墩局部受拉钢筋从弧门支座支承面(见图 10.10.2 截面 1—1)算起的延伸长度, 不应小于 $2.5h$ (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(见图 10.10.2 截面 2—2), 并且至少有一半钢筋应伸至支座底面(见图 10.10.2 截面 3—3), 并应采取可靠的锚固措施。

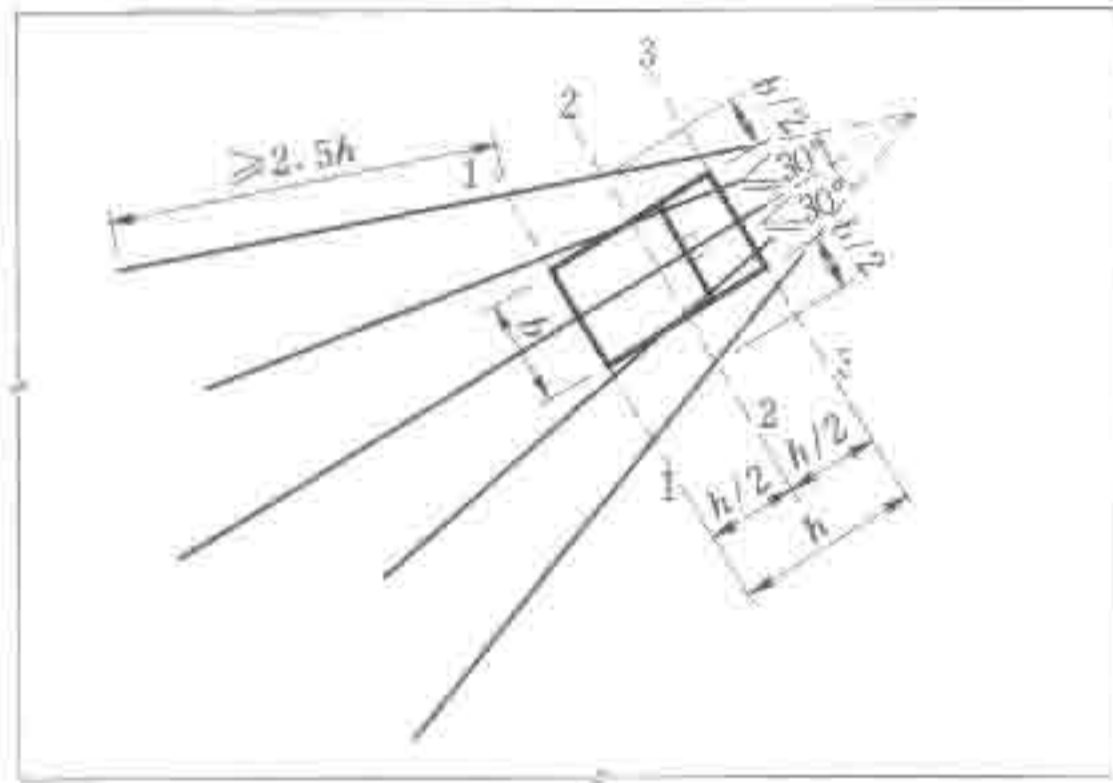


图 10.10.2 闸墩局部受拉钢筋的有效分布范围

当弧门支座距闸墩顶部距离较小时, 在闸墩顶部宜配置一至二层水平限裂钢筋网, 钢筋直径可取 $16 \sim 25\text{mm}$; 间距可取 $150 \sim 200\text{mm}$ 。

10.10.3 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(见图 10.10.3):

1 弧门支座的裂缝控制要求

$$F_k \leq 0.7 f_{tk} b h \quad (10.10.3)$$

式中 h ——支座高度 (mm)。

2 支座的外边缘高度 h_1 不应小于 $h/3$ 。

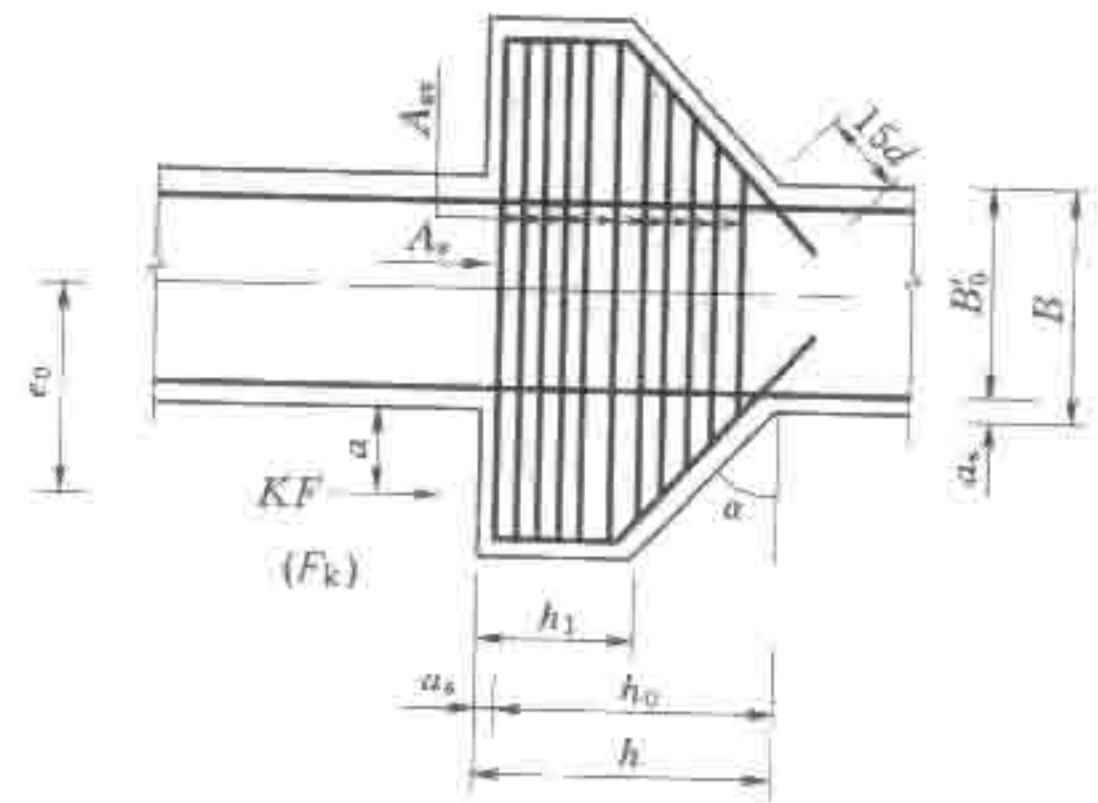


图 10.10.3 中墩弧门支座截面构造

3 在弧门支座推力标准值 F_k 作用下, 支座支承面上的局部受压应力不应超过 $0.75 f_c$, 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。

10.10.4 弧门支座的受力钢筋截面面积应符合下式规定:

$$A_s \geq \frac{K F a}{0.8 f_y h_0} \quad (10.10.4)$$

式中 A_s ——受力钢筋的总截面面积 (mm^2);

a ——弧门支座推力作用点至闸墩边缘的距离 (mm);

f_y ——受力钢筋的抗拉强度设计值 (N/mm^2), 按表 4.2.3-1 确定。

承受弧门支座推力所需的受力钢筋的配筋率不宜小于 0.2% 。中墩支座内的受力钢筋宜贯穿中墩厚度, 并应沿弧门支座下弯伸入墩内不小于 $15d$ (见图 10.10.3)。在此, d 为受力钢筋直径。边墩支座内的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应小于 $15d$ 。

10.10.5 弧门支座应设置箍筋, 箍筋直径不应小于 12mm , 间距可为 $150 \sim 250\text{mm}$, 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受力钢筋截面面积的 50% 。

对于承受大推力的弧门支座, 宜在垂直于水平箍筋的方向布

置适当的垂直箍筋。

10.10.6 当弧门总推力大于 25000kN 时，可考虑采用预应力闸墩。

10.11 闸门门槽

10.11.1 对闸门门槽，应按 5.4 节的规定对门槽部位的二期混凝土进行局部受压承载力验算。

10.11.2 当闸门每侧沿门槽高度每延米受力大于 2000kN 时，应对闸门门槽二期混凝土进行剪切承载力验算。必要时，可采用提高二期混凝土的强度等级或在二期混凝土内配置钢筋、掺加纤维等措施。钢筋的配置可按非杆件体系有限元方法进行计算，按应力图形进行配筋。

10.11.3 必要时还应对一期混凝土进行剪切承载力验算。

10.12 水电站钢筋混凝土蜗壳

10.12.1 水电站钢筋混凝土蜗壳适用于中低水头水电站。当最大水头在 40m 以上时，宜采用金属蜗壳。需采用钢筋混凝土蜗壳时，应进行技术经济论证。

10.12.2 钢筋混凝土蜗壳顶板和边墙内力可简化成平面框架计算，计算中宜考虑平面框架之间相互作用（即环向作用）以及蜗壳上下锥体和座环刚度的影响。当蜗壳顶板与侧墙厚度较大时，尚应考虑节点刚性和剪切变形影响。大型工程宜进行三维有限元或空间框架分析。

10.12.3 根据框架分析得出的杆件体系的内力特征，顶板和边墙可按受弯、偏心受压或偏心受拉构件进行承载力计算及裂缝宽度控制验算。按弹性三维有限元计算时，可根据应力图形进行配筋。

10.12.4 蜗壳顶板径向钢筋和侧墙竖向钢筋为主要受力钢筋，按计算配置，最小配筋率不应小于 9.5 节的规定。蜗壳顶板径向钢筋应呈辐射状，分上下两层布置，侧墙竖向钢筋布置在内外两

侧，蜗壳配筋每延米长度不少于 5 根，其直径不宜小于 16mm。顶板与边墙的交角处应设置斜筋，其直径和间距与顶板径向钢筋保持一致。

10.12.5 蜗壳顶板和侧墙应配置足够的环向钢筋。按平面框架计算时，顶板和侧墙环向钢筋配筋量不宜小于径向钢筋的 50%；按三维有限元或空间框架计算时，顶板和侧墙环向钢筋按计算确定。

10.12.6 按杆件体系设计时，应对蜗壳混凝土顶板和侧墙按 6.5 节进行斜截面受剪承载力验算。

10.12.7 混凝土蜗壳最大裂缝宽度不应超过表 3.2.7 规定的限值。

10.12.8 接力器坑、进人孔等孔洞部位应配置加强钢筋；座环部位应配置适量承压钢筋；混凝土蜗壳上环部位宜设置与座环的连接措施。

10.13 尾水管

10.13.1 尾水管弯管段和扩散段的内力可简化成平面框架分析，计算时应考虑节点刚性和剪切变形影响。对于大型工程宜进行三维有限元或空间框架分析。

10.13.2 根据框架分析得出的杆件体系内力，尾水管整体式底板、顶板和边墙等可按偏心受压、偏心受拉或受弯构件进行承载力计算及裂缝宽度控制验算。按弹性三维有限元计算时，可根据应力图形进行配筋。

10.13.3 尾水管顶板或整体式底板符合深受弯构件的条件时，应按深受弯构件设计。

10.13.4 尾水管顶板和底板垂直水流向的受力钢筋应按计算配置，配筋率应符合 9.5 节的规定。

10.13.5 按平面框架分析时，尾水管顶板和底板还应布置足够的分布钢筋。扩散段底板分布钢筋不应小于受力钢筋的 30%，弯管段顺水流向钢筋不应小于垂直水流向钢筋的 75%，且每延

米不少于 5 根，其直径不宜小于 16mm。

10.13.6 尾水管顶板如果采用预制梁做浇筑模板时，应按叠合式受弯构件设计。

10.13.7 尾水管边墩主要为承压结构，竖向钢筋可按正截面受压承载力计算配置，并满足最小配筋率要求，水平分布钢筋不应小于受力钢筋的 30%，且每延米不少于 5 根，直径不宜小于 16mm。

10.13.8 对于孔洞等易产生应力集中的薄弱部位应配置加强钢筋。

10.13.9 整体式尾水管底板与边墩交角处外侧钢筋应形成封闭。顶板、底板与边墩内侧宜设置加强斜筋，斜筋直径和间距与顶板和底板主筋相同。

10.13.10 分离式尾水管底板的配筋构造要求应符合 10.1 节的有关规定。

10.14 坝体内孔洞

10.14.1 当坝体内孔洞尺寸小于孔周结构尺寸的 3 倍时，视为小孔口，其孔洞周边附近应力可采用弹性力学小孔口理论公式计算。对于其他孔洞可采用结构力学方法或有限元方法进行计算。

10.14.2 坝体内的廊道应根据廊道周边应力进行配筋。当廊道周边混凝土最大拉应力小于 $0.45f_t$ (f_t 为混凝土轴心抗拉强度设计值) 时，可按构造要求配置钢筋。

10.14.3 孔口钢筋宜靠近孔口周边布置。当钢筋布置层数较多致使混凝土浇筑施工困难时，可根据拉应力大小及分布范围，将钢筋分散布置在不同浇筑层内。

10.14.4 对竖向布置的矩形孔口，为防止角隅裂缝开展，宜布置角缘斜筋。对水平或斜向布置的孔口，考虑到施工方便可采用水平钢筋和竖向钢筋代替角缘斜筋。

10.14.5 当孔口内水压力很大且混凝土裂缝控制要求难以满足时，宜采用钢衬结构。对圆形孔口可按钢衬与钢筋混凝土联合受

力设计；对矩形孔口，不宜考虑钢衬与钢筋混凝土联合受力作用。钢衬设计应进行外压稳定校核。

10.14.6 由钢衬主要承担内水压力的孔口，即使混凝土内最大拉应力小于 $0.45f_t$ (f_t 为混凝土轴心抗拉强度设计值)，也宜在孔周适当配置限裂钢筋。

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:

——重要的大体积混凝土结构抗裂验算;

——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;

——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混凝土结构可不考虑温度作用的影响。

坝体的温控设计应按坝工设计的有关规范执行。

11.1.2 温度作用应按下列情况分别考虑:

——混凝土浇筑施工期:考虑外界气温、混凝土浇筑温度、胶凝材料水化热、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。

——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《水工建筑物荷载设计规范》(DL 5077—1997)确定。

11.1.4 对于大型工程,混凝土的线热胀系数 α_t 、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),可按附录G的方法计算确定。

胶凝材料水化热及混凝土的绝热温升应通过试验确定。初估

时也可按附录G的方法计算确定。

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。混凝土的干缩变化宜由试验确定,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、表面刷防水涂料等有效措施的结构,可不考虑湿度的作用;位于湿润地区的结构可根据具体情况确定。

11.1.6 对大型工程或重要的大体积混凝土结构,应采取有效的温控措施。

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 、混凝土线热胀系数 α_t 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 $\sigma^*(t)$ 可按下列式计算:

$$\sigma^*(t) = \sum_{i=1}^n \Delta\sigma_i K_r(t, \tau_i) \quad (11.2.2)$$

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。

对大型工程或重要的大体积混凝土结构，应力松弛系数宜通过试验推算确定。

11.2.3 大体积混凝土结构在温度作用下的抗裂验算应符合下列规定：

$$\sigma'(t) \leq \varepsilon_s(t) E_c(t) \quad (11.2.3-1)$$

$$\varepsilon_s(t) = [0.655 \arctan(0.84t)] \varepsilon_{s(28)} \quad (11.2.3-2)$$

$$E_c(t) = 1.44 [1 - \exp(-0.41t^{0.32})] E_{c(28)} \quad (11.2.3-3)$$

式中 $\varepsilon_s(t)$ ——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 (N/mm^2)；

$\varepsilon_{s(28)}$ ——28d 龄期混凝土的允许拉应变，可按表 11.2.3 取值；

$E_{c(28)}$ ——28d 龄期的混凝土弹性模量 (N/mm^2)，可按表 4.1.7 取值。

表 11.2.3 28d 龄期时的混凝土允许拉应变 $\varepsilon_{s(28)}$ ($\times 10^{-4}$)

混凝土强度等级	C15	C20	C25	C30
$\varepsilon_{s(28)}$	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，可按下列要求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垂直墙体 (见图 11.2.4a)：在离基岩 $L/4$ 高度范围内，墙体每一侧面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 25mm 的钢筋；墙体垂直钢筋和上部 $3L/4$ 高度范围的水平钢筋的配筋率宜为 0.1%，但每米配筋不多于 5 根直径为 20mm 的钢筋。

2 两端受大体积混凝土约束的墙体 (见图 11.2.4b)：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 25mm 的钢筋；在离约束边 $L/4$ 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 25mm 的钢筋；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 20mm 的钢筋。

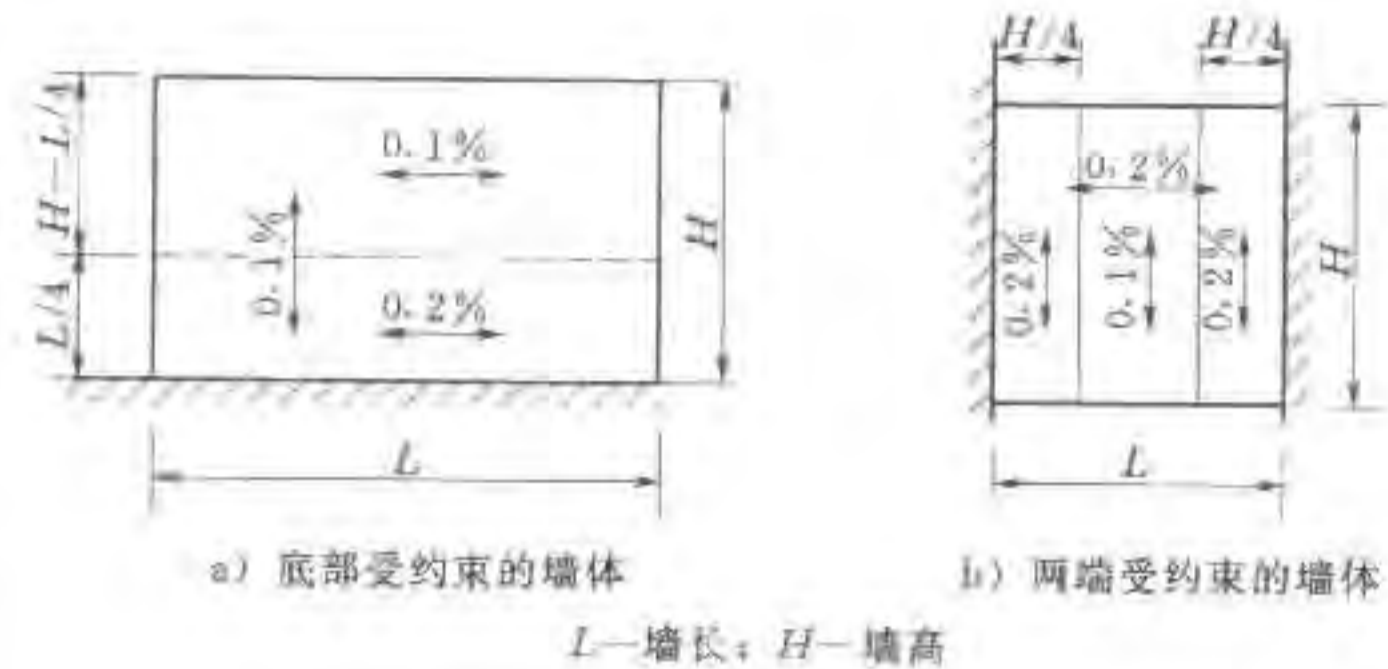


图 11.2.4 墙体温度钢筋配置

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 20mm 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。

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，还应考虑结构在运用期间的内外温差。

11.3.2 在计算钢筋混凝土框架的荷载效应组合时，温度作用可视为可控制的可变荷载。

11.3.3 分析钢筋混凝土框架在温度作用产生的内力时，杆件的刚度应取开裂后的实际刚度。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 非杆件体系钢筋混凝土结构的配筋计算原则

12.1 一般规定

12.1.1 非杆件体系钢筋混凝土结构是指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。

12.1.2 对混凝土开裂前后受力状态无显著变化的非杆件体系钢筋混凝土结构，按承载力计算所需的钢筋用量可由弹性理论分析方法求得的弹性主拉应力图形面积确定；对混凝土开裂前后受力状态有显著变化的非杆件体系钢筋混凝土结构，所需钢筋用量按弹性主拉应力图形面积确定后，还宜用钢筋混凝土有限单元法进行校核。

12.1.3 非杆件体系钢筋混凝土裂缝宽度验算时，宜采用钢筋混凝土有限单元法计算裂缝宽度或按 7.2.4 条处理。

12.2 按应力图形配筋

12.2.1 当由计算得出结构在弹性阶段的截面应力图形，并按弹性主拉应力图形配置钢筋时，可按下列原则处理：

1 当应力图形接近线性分布时，可换算为内力，按第 6 章的规定进行配筋计算。

2 当应力图形偏离线性较大时，可按主拉应力在配筋方向投影图形的总面积计算钢筋截面积 A_s ，并应符合下式要求：

$$A_s \geq \frac{KT}{f_s} \quad (12.2.1)$$

式中 K ——承载力安全系数，按表 3.2.4 采用；

f_s ——钢筋抗拉强度设计值 (N/mm^2)，按表 4.2.3-1 确定；

T ——由钢筋承担的拉力设计值 (N)， $T = \omega b$ ；

ω ——截面主拉应力在配筋方向投影图形的总面积扣除中拉应力值小于 $0.45f_s$ 后的图形面积 (N/mm ，但扣除部分的面积 (如图 12.2.1 中的阴影部分所示) 不宜超过总面积的 30%，此处， f_s 为混凝土轴心抗拉强度设计值 (N/mm^2)，按表 4.1.1 确定；

b ——结构截面宽度 (mm)。

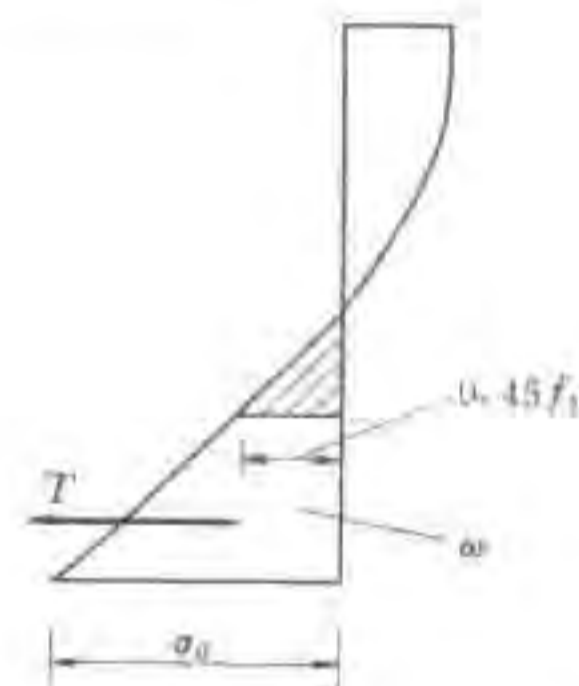


图 12.2.1 按弹性应力图形配筋

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，应按弹性主拉应力在配筋方向投影图形的全面积计算受拉钢筋截面积。

12.2.2 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 不大于 $0.45f_s$ 时，可仅配置构造钢筋。

12.2.3 钢筋的配置方式应根据应力图形及结构受力特点确定。当配筋主要由承载力控制，且结构具有较明显的弯曲破坏特征时，受拉钢筋可集中配置在受拉区边缘。当配筋主要由裂缝宽度控制时，钢筋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。

12.3 非线性有限元计算原则

12.3.1 当按钢筋混凝土非线性有限元方法进行结构分析时，可

按下列原则进行:

1 混凝土和钢筋的本构关系和破坏准则应由试验确定,如无试验资料时可采用经专门论证的数学模型。

2 仅验算承载力时可不考虑钢筋和混凝土之间的粘结滑移;验算裂缝宽度时应考虑钢筋和混凝土之间的粘结滑移。在裂缝形成之前,钢筋和混凝土之间可认为完全粘结,不发生粘结滑移。裂缝形成之后,裂缝模型可取为离散式或涂抹(分布)式。如需模拟钢筋与混凝土之间的粘结滑移,可在钢筋与混凝土之间设置粘结单元或结合面单元。

3 裂缝宽度验算时,宜用钢筋混凝土非线性有限元程序直接得出裂缝的分布与裂缝的宽度;对可事先确定裂缝间距的结构,裂缝宽度也可由裂缝区域中一个裂缝间距两端的相对位移确定。

4 承载力计算与裂缝宽度验算时,钢筋和混凝土的强度均取为标准值;混凝土初始弹性模量可由混凝土的强度等级按表 4.1.7 取用。

5 裂缝宽度控制验算时,荷载采用标准值。承载力验算时,荷载效应取按 3.2.2 条的规定计算得出的荷载效应设计值与增大系数 K_s 的乘积。当为钢筋受拉破坏时, K_s 取值为表 3.2.4 所列数值的 1.1 倍;当为混凝土受压破坏时, K_s 取值为表 3.2.4 所列数值的 1.4 倍。

12.3.2 对特别重要的结构,宜配合进行专门的模型试验,并与钢筋混凝土有限元分析计算相互验证。

12.3.3 采用的钢筋混凝土非线性有限元分析程序应经过考证。

13 钢筋混凝土结构构件抗震设计

13.1 一般规定

13.1.1 地震区的钢筋混凝土构件,除应符合本标准前列各章的要求外,还应按本章的规定进行构件抗震设计。

13.1.2 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。

结构的抗震验算,应符合下列规定:

1 设计烈度为 6 度时的钢筋混凝土构件(建造于 IV 类场地上较高的高耸结构除外),可不进行截面抗震验算,但应符合本章的抗震措施及配筋构造要求。

2 设计烈度为 6 度时建造于 IV 类场地上较高的高耸结构,设计烈度为 7 度和 7 度以上的钢筋混凝土结构,应进行截面抗震验算。

3 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 度设防。

4 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进行抗震设计。

13.1.3 抗震验算时,钢筋混凝土构件截面承载力的设计表达式为:

$$KS \leq R \quad (13.1.3)$$

式中 K ——承载力安全系数,按表 3.2.4 中偶然组合项采用;
 S ——偶然组合下的荷载效应组合值(即考虑地震作用组合的内力设计值),按式(3.2.2-3)计算;
 R ——结构构件抗震承载力。

注:按式(3.2.2-3)计算荷载效应组合值 S 时,由地震作用产生的荷载效应 S_{AK} 在按《水工建筑物抗震设计规范》(SL 203—97)计算时,系指相应于设计烈度的地震作用代表值所产生的效应,此

时还应包括该规范所规定的地震作用的效应折减系数 ξ 在内。

13.1.4 基本烈度为 8 度、9 度地区的大跨度结构及高耸结构尚应考虑竖向地震作用。

13.1.5 对于钢筋混凝土框架及铰接排架等结构，当设计烈度为 9 度时，混凝土强度等级不宜低于 C30，也不宜超过 C60；设计烈度为 7 度、8 度时，混凝土强度等级不应低于 C25。纵向受力钢筋宜优先选用 HRB335 级、HRB400 级钢筋；箍筋宜选用 HRB335 级、HPB235 级钢筋。

钢筋混凝土框架结构设计烈度为 8 度、9 度时，纵向受力钢筋不宜采用余热处理钢筋；纵向受力钢筋宜选用抗震性能好的钢筋，即其实测的抗拉强度与屈服强度的比值不应小于 1.25；屈服强度实测值与标准值的比值不应大于 1.3。

不宜以强度较高的钢筋代替原设计中的强度较低的纵向受力钢筋，如需要代换时，应按照钢筋受拉承载力相等的原则进行代换。

13.1.6 设计烈度为 8 度、9 度时，纵向受拉钢筋抗震锚固长度 l_{aE} 应取为 $l_{aE} = 1.15l_a$ ；7 度时， $l_{aE} = 1.05l_a$ ；6 度时， $l_{aE} = l_a$ 。 l_a 为纵向受拉钢筋的锚固长度，按 9.3.2 条确定。

纵向受力钢筋的接头宜按不同情况选用绑扎搭接、机械连接或焊接。当采用绑扎搭接时，抗震搭接长度 $l_{lE} = \zeta l_{aE}$ ， ζ 为钢筋搭接长度修正系数，按 9.4.5 条确定。

13.2 框 架 梁

13.2.1 考虑地震作用组合的钢筋混凝土框架梁，其正截面受弯承载力应按 6.2 节的公式计算。

在计算中，计入纵向受压钢筋的梁端截面受压区计算高度 x 应符合下列要求：

设计烈度为 9 度时

$$x \leq 0.25h_0 \quad (13.2.1-1)$$

设计烈度为 7 度、8 度时

$$x \leq 0.35h_0 \quad (13.2.1-2)$$

式中 h_0 ——截面有效高度 (mm)。

13.2.2 框架梁梁端的剪力设计值 V_b 应按下式计算：

$$V_b = \frac{\eta_b(M_l^l + M_l^r)}{l_n} + V_{Gb} \quad (13.2.2)$$

式中 M_l^l 、 M_l^r ——框架梁在地震作用组合下的左、右端弯矩设计值 (N·mm)；

V_{Gb} ——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 (N)；

l_n ——梁的净跨 (mm)；

η_b ——剪力增大系数，设计烈度为 9 度、8 度、7 度和 6 度时， η_b 分别取为 1.4、1.2、1.1 和 1.0。

式 (13.2.2) 中弯矩设计值之和 ($M_l^l + M_l^r$) 应分别按顺时针方向和逆时针方向计算，并取其较大值。

13.2.3 考虑地震作用组合的矩形、T 形和 I 形截面的框架梁，其斜截面受剪承载力应符合下列规定：

$$KV_b \leq 0.42f_tbh_0 + 1.25f_{ry} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \quad (13.2.3-1)$$

式中 V_b ——考虑地震作用组合时框架梁梁端的剪力设计值 (N)，按式 (13.2.2) 计算；

其他符号的意义及取值与 6.5.3 条相同。

对承受集中力为主的重要的独立梁，式 (13.2.3-1) 中的系数 0.42 应改为 0.3，系数 1.25 应改为 1.0。

设计烈度为 7 度、8 度、9 度的框架梁，其截面尺寸应符合下式规定：

$$KV_b \leq 0.2f_tbh_0 \quad (13.2.3-2)$$

13.2.4 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 13.2.4 规定的数值。

表 13.2.4 框架梁纵向受拉钢筋最小配筋率 (%)

设计烈度	截面位置	
	支座	跨中
9度	0.40	0.30
8度	0.30	0.25
6度、7度	0.25	0.20

纵向受力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两端上、下部纵向受力钢筋中较大截面面积的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（设计烈度为9度）或0.3（设计烈度为7度和8度）。

13.2.5 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13.2.5-1的规定采用。

第一个箍筋应设置在距节点边缘不大于50mm处。设计烈度为8度和9度时，箍筋的肢距不宜大于200mm和 $20d_s$ （ d_s 为箍筋直径）；设计烈度为6度和7度时，不宜大于250mm和 $20d_s$ 。箍筋端部应有 135° 弯钩，弯钩的平直段长度不宜小于 $10d_s$ 。

非加密区的箍筋间距不宜大于加密区箍筋间距的2倍。沿梁全长的箍筋配筋率 ρ_v 应符合表13.2.5-2的规定。

表 13.2.5-1 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度	$\geq 2h$ ， $\geq 500\text{mm}$	$\leq 6d_s$ ， $\leq h/4$ ， $\leq 100\text{mm}$	$\geq 10\text{mm}$ ； $\geq d/4$
8度	$\geq 1.5h$ ， $\geq 500\text{mm}$	$\leq 8d_s$ ， $\leq h/4$ ， $\leq 100\text{mm}$	$\geq 8\text{mm}$ ； $\geq d/4$
7度		$\leq 8d_s$ ， $\leq h/4$ ， $\leq 150\text{mm}$	$\geq 8\text{mm}$ ； $\geq d/4$
6度			$\geq 6\text{mm}$ ； $\geq d/4$

注1：h为梁高，d为纵向钢筋直径。

注2：梁端纵向受力钢筋配筋率大于2%时，箍筋直径应增大2mm。

表 13.2.5-2 沿梁全长的箍筋最小配筋率 (%)

设计烈度		9度	8度	7度	6度
钢筋种类	HPB235级	0.20	0.18	0.17	0.16
	HRB335级	0.15	0.13	0.12	0.11

13.3 框架柱

13.3.1 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6.3节或6.4节计算。

13.3.2 考虑地震作用组合的框架，除顶层柱和轴压比 $\frac{KN}{f_c A}$ 小于0.15外，框架节点的上、下柱端的弯矩设计值总和应按下式计算：

$$\sum M_c = \eta_c \sum M_b \quad (13.3.2)$$

式中 $\sum M_c$ ——考虑地震作用组合的节点上、下柱端的弯矩设计值之和；

$\sum M_b$ ——同一节点左、右梁端，按顺时针和逆时针方向计算的两端考虑地震作用组合的弯矩设计值之和的较大值；设计烈度为9度时，当两端弯矩均为负弯矩时，绝对值较小的弯矩值应取零；

η_c ——柱端弯矩增大系数，设计烈度为9度、8度、7度和6度时， η_c 分别取为1.4、1.2、1.1和1.0。

上柱端弯矩设计值 M_c^u 和下柱端弯矩设计值 M_c^l ，在一般情况下，可将式(13.3.2)算得的弯矩之和 $\sum M_c$ ，按上、下柱端弹性分析所得的考虑地震作用组合的弯矩比例进行分配得出。

当反弯点不在柱的层高范围内时，设计烈度为9度、8度、7度和6度的框架柱端弯矩设计值应按考虑地震作用组合的弯矩设计值分别直接乘以系数1.4、1.2、1.1和1.0确定。

13.3.3 设计烈度为9度、8度和7度的框架结构底层柱的下端

截面，应分别按考虑地震作用组合的弯矩设计值的 1.5 倍、1.25 倍和 1.15 倍进行配筋设计。

13.3.4 框架柱考虑地震作用组合的剪力设计值 V_c 按下式计算：

$$V_c = \eta_v (M_c^b + M_c^e) / H_n \quad (13.3.4)$$

式中 H_n ——柱的净高 (mm)；

M_c^b, M_c^e ——考虑地震作用组合，且经 13.3.2 条和 13.3.3 条调整后的柱上、下端截面的弯矩设计值 (N·mm)；

η_v ——剪力增大系数，按 13.2.2 条取值。

在式 (13.3.4) 中， M_c^b 与 M_c^e 之和应分别按顺时针和逆时针方向进行计算，并取其较大值。

13.3.5 设计烈度为 7 度、8 度、9 度的框架角柱的弯矩、剪力设计值应将按 13.3.2~13.3.4 条经调整后的弯矩、剪力设计值再乘以不小于 1.1 的增大系数。

13.3.6 考虑地震作用组合的框架柱的受剪截面应符合下列条件：

剪跨比 $\lambda > 2$ 的框架柱

$$KV_c \leq 0.2 f_c b h_0 \quad (13.3.6-1)$$

剪跨比 $\lambda \leq 2$ 的框架柱

$$KV_c \leq 0.15 f_c b h_0 \quad (13.3.6-2)$$

式中 λ ——剪跨比， $\lambda = a/h_0$ ；

a ——集中力作用点至框架柱支座边缘的距离 (mm)。

13.3.7 考虑地震作用组合的框架柱，斜截面受剪承载力应符合下式规定：

$$KV_c \leq 0.30 f_c b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + 0.056 N \quad (13.3.7)$$

式中 N ——考虑地震作用组合的框架柱的轴向压力设计值 (N)，当 $N > 0.3 f_c A$ 时，取 $N = 0.3 f_c A$ 。

13.3.8 当考虑地震作用组合的框架柱出现拉力时，其斜截面受

剪承载力应符合下式规定：

$$KV_c \leq 0.30 f_c b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 - 0.2 N \quad (13.3.8)$$

式中 N ——考虑地震作用组合的框架柱的轴向拉力设计值 (N)。

当上式右边的计算值之和小于 $f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$ 时，取等于 $f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$ ，

且 $f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$ 值不应小于 $0.36 f_c b h_0$ 。

13.3.9 考虑地震作用组合的框架柱，设计烈度为 9 度、8 度和 7 度时，其轴压比分别不宜大于 0.7、0.8 和 0.9。

13.3.10 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 13.3.10 规定的数值。同时，每一侧的配筋率不应小于 0.2%。

表 13.3.10 框架柱全部纵向受力钢筋最小配筋率 (%)

柱类型	设计烈度			
	9度	8度	7度	6度
中柱、边柱	1.0	0.8	0.7	0.6
角柱	1.2	1.0	0.9	0.8

注：当采用 HRB400 级钢筋时，柱全部纵向受力钢筋最小配筋率可按表中数值减小 0.1。

13.3.11 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，加密区的高度应取柱截面长边尺寸 h (或圆形截面直径 D)、层间柱净高 H_n 的 1/6 和 500mm 三者中的最大值。柱根加密区高度应取不小于该层净高的 1/3；剪跨比 $\lambda \leq 2$ 的框架柱应沿柱全高加密箍筋，且箍筋间距不应大于 100mm；设计烈度为 8 度、9 度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 13.3.11-1 的规定采用。

表 13.3.11-1 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	$\leq 5d; \leq 100\text{mm}$	$\geq 10\text{mm}$
8 度	$\leq 8d; \leq 100\text{mm}$	$\geq 8\text{mm}$
7 度	$\leq 8d; \leq 150\text{mm}$ (柱根 $\leq 100\text{mm}$)	$\geq 8\text{mm}$
6 度		$\geq 6\text{mm}$ (柱根 $\geq 8\text{mm}$)

注：d 为纵向受力钢筋直径。

3 设计烈度为 8 度的框架柱中，当箍筋直径不小于 10mm，肢距不大于 200mm 时，除柱根外，箍筋间距可增至 150mm；设计烈度为 7 度的框架柱，当截面边长不大于 400mm 时，箍筋直径可采用 6mm；设计烈度为 6 度的框架柱，当剪跨比 $\lambda \leq 2$ 时，箍筋直径不应小于 8mm。

4 在箍筋加密区内，箍筋的体积配筋率 ρ_v 不宜小于表 13.3.11-2 的规定。体积配筋率计算时应扣除重叠部分的箍筋体积。

表 13.3.11-2 柱箍筋加密区内的箍筋最小体积配筋率 (%)

设计烈度	轴 压 比							
	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
9 度	0.80	0.90	1.05	1.20	1.35	1.60	—	—
8 度	0.65	0.70	0.90	1.05	1.20	1.35	1.50	—
7 度	0.50	0.55	0.70	0.90	1.05	1.20	1.35	1.60

注 1：表列数值用于 HPB235 级钢筋制成的普通箍或复合箍。当箍筋用 HRB335 级钢筋时，表列数值可乘以 0.7，但配筋率不宜小于 0.4%。

注 2：普通箍指单个矩形箍筋或单个圆形箍筋；复合箍指由矩形、多边形、圆形箍筋或拉筋组成的箍筋。

5 在箍筋加密区内，箍筋的肢距不宜大于 200mm（设计烈度为 9 度）、250mm 和 20 倍箍筋直径的较小值（设计烈度为 8 度、7 度）、300mm（设计烈度为 6 度）。

6 在箍筋加密区以外，箍筋体积配筋率不宜小于加密区配筋率的一半。箍筋间距不应大于 10 倍纵向受力钢筋直径（设计烈度为 9 度、8 度）或 15 倍纵向受力钢筋直径（设计烈度为 7 度、6 度）。

7 当剪跨比 $\lambda \leq 2$ 时，设计烈度为 7 度、8 度、9 度的柱宜采用复合螺旋箍或井字复合箍。设计烈度为 7 度、8 度时其箍筋体积配筋率不应小于 1.2%；设计烈度为 9 度时，不应小于 1.5%。

8 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。

13.4 框架梁柱节点

13.4.1 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 13.3.11-1 取用，水平箍筋的体积配筋率不宜小于 1.0%（设计烈度为 9 度）、0.8%（设计烈度为 8 度）和 0.6%（设计烈度为 7 度）。

13.4.2 框架梁和框架柱的纵向受力钢筋在框架节点的锚固和搭接应符合下列要求：

1 框架中间层的中间节点处，框架梁的上部纵向受力钢筋应贯穿中间节点；梁的下部纵向受力钢筋伸入中间节点的锚固长度不应小于 l_{aE} ，且伸过中心线不应小于 $5d$ （见图 13.4.2a）。梁内贯穿中柱的每根纵向钢筋直径，设计烈度为 9 度、8 度时，不宜大于柱在该方向截面尺寸的 $1/20$ ；对圆柱截面不宜大于纵向受力钢筋所在位置柱截面弦长的 $1/20$ 。

2 框架中间层的端节点处，当框架梁上部纵向受力钢筋用直线锚固方式锚入端节点时，其锚固长度除不应小于 l_{aE} 外，尚应伸过柱中心线不小于 $5d$ ，此处， d 为梁上部纵向受力钢筋的

直径。当水平直线段锚固长度不足时，梁上部纵向受力钢筋应伸至柱外边并向下弯折。弯折前的水平投影长度不应小于 $0.4l_{aE}$ ，弯折后的竖直投影长度等于 $15d$ （见图 13.4.2b）。梁下部纵向受力钢筋在中间层端节点中的锚固措施与梁上部纵向受力钢筋相同，但竖直段应向上弯入节点。

3 框架顶层中间节点处，柱纵向受力钢筋应伸至柱顶。当采用直线锚固方式时，其自梁底边算起的锚固长度不应小于 l_{aE} ，当直线段锚固长度不足时，该纵向受力钢筋伸到柱顶后可向内弯折，弯折前的锚固段竖直投影长度不应小于 $0.5l_{aE}$ ，弯折后的水平投影长度不小于 $12d$ ；当楼板为现浇混凝土，且板的混凝土强度不低于 C20、板厚不小于 80mm 时，也可向外弯折，弯折后的水平投影长度不小于 $12d$ （见图 13.4.2c）。设计烈度为 9 度、8 度时，贯穿顶层中间节点的梁上部纵向受力钢筋的直径，不宜大于柱在该方向截面尺寸的 $1/25$ 。梁下部纵向受力钢筋在顶层中间节点中的锚固措施与梁下部纵向受力钢筋在中间层中间节点处的锚固措施相同。

4 框架顶层端节点处，柱外侧纵向受力钢筋可沿节点外边和梁上边与梁上部纵向受力钢筋搭接连接（见图 13.4.2d），搭接长度不应小于 $1.5l_{aE}$ ，且伸入梁内的柱外侧纵向受力钢筋截面面积不宜少于柱外侧全部纵向受力钢筋截面面积的 65%，其中不能伸入梁内的柱外侧纵向受力钢筋，宜沿柱顶伸至柱内边；当该柱筋位于顶部第一层时，伸至柱内边后，宜向下弯折不小于 $8d$ 后截断， d 为柱外侧纵向受力钢筋直径；当该柱筋位于顶部第二层时，可伸至柱内边后截断；当有现浇板，且现浇板混凝土强度等级不低于 C20、板厚不小于 80mm 时，梁宽范围外的柱纵向受力钢筋可伸入板内，其伸入长度与伸入梁内的柱纵向受力钢筋相同。梁上部纵向受力钢筋应伸至柱外边并向下弯折到梁底标高。当柱外侧纵向受力钢筋配筋率大于 1.2% 时，伸入梁内的柱纵向受力钢筋应满足以上规定，且宜分两批截断，其截断点之间的距离不宜小于 $20d$ 。

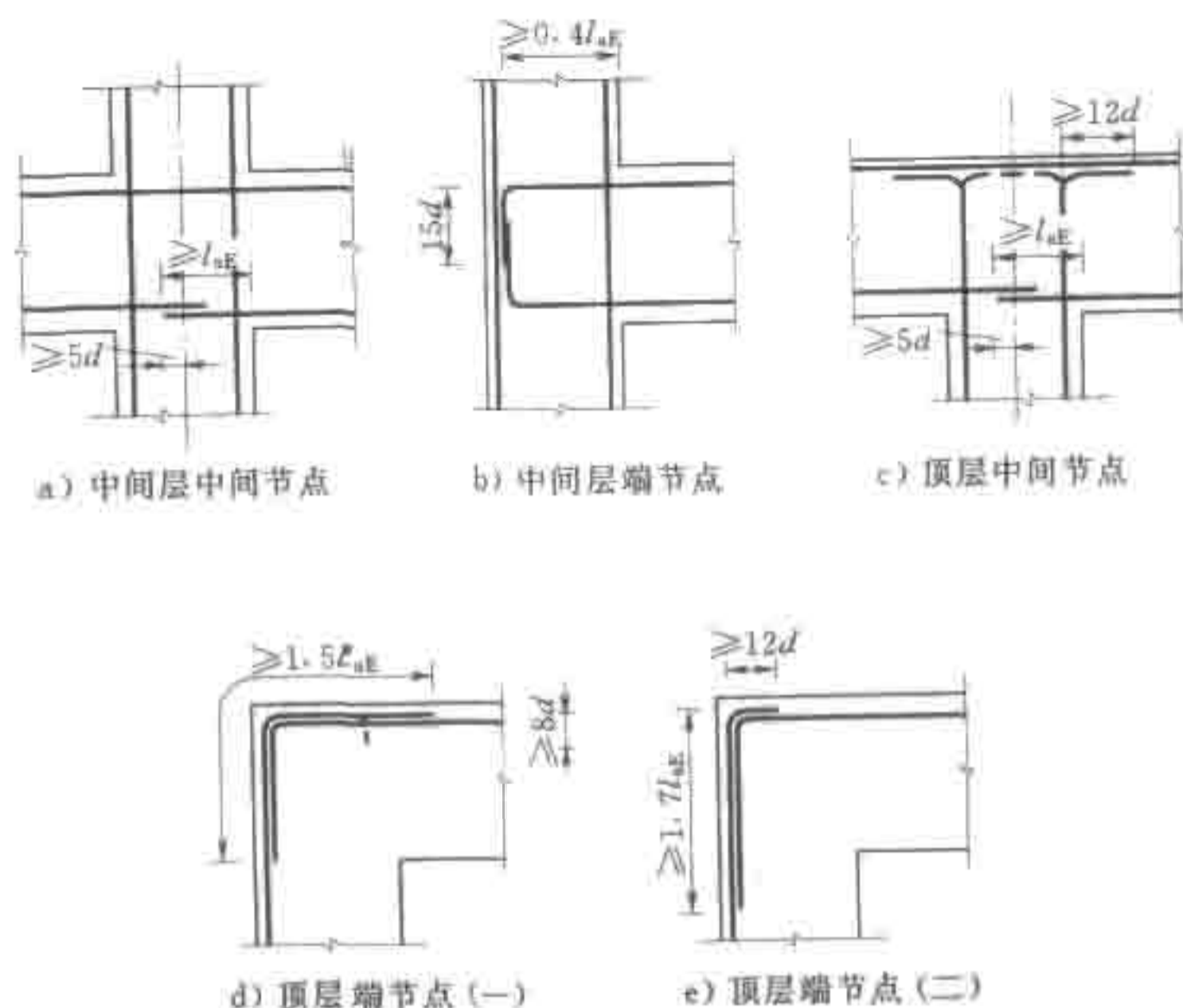


图 13.4.2 框架梁和框架柱的纵向受力钢筋在节点区的锚固和搭接

当梁、柱配筋率较高时，顶层端节点处的梁上部纵向受力钢筋和柱外侧纵向受力钢筋的搭接连接也可沿柱外边设置（见图 13.4.2e），搭接长度不应小于 $1.7l_{aE}$ ，其中，柱外侧纵向受力钢筋应伸至柱顶，并向内弯折，弯折段的水平投影长度不宜小于 $12d$ 。

梁上部纵向受力钢筋及柱外侧纵向受力钢筋在顶层端节点上角处的弯弧内半径，当钢筋直径 $d \leq 25\text{mm}$ 时，不宜小于 $6d$ ；当钢筋直径 $d > 25\text{mm}$ 时，不宜小于 $8d$ 。

当梁上部纵向受力钢筋配筋率大于 1.2% 时，弯入柱外侧的梁上部纵向受力钢筋除应满足以上搭接长度外，且宜分两批截断，其截断点之间的距离不宜小于 $20d$ ， d 为梁上部纵向受力钢

筋直径。

梁下部纵向受力钢筋在顶层端节点中的锚固措施与中间层端节点处梁上部纵向受力钢筋的锚固措施相同。柱内侧纵向受力钢筋在顶层端节点中的锚固措施与顶层中间节点处柱纵向钢筋的锚固措施相同。当柱为对称配筋时，柱内侧纵向受力钢筋在顶层端节点中的锚固要求可适当放宽，但柱内侧纵向受力钢筋应伸至柱顶。

5 柱纵向受力钢筋不应在中间各层节点内截断。

13.4.3 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。

预埋件的锚固钢筋实配截面面积应比静力计算时所需截面面积增大 25%，且应相应调整锚板厚度。在靠近锚板处，宜设置一根直径不小于 10mm 的封闭箍筋。

13.5 铰接排架柱

13.5.1 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 13.3.1 条、13.3.7 条和 13.3.8 条计算。其构造应符合 10.3 节和本章的有关规定。

13.5.2 有抗震设防要求的铰接排架柱，其箍筋加密区应符合下列规定：

1 箍筋加密区长度：

- 1) 柱顶区段：取柱顶以下 500mm，且不小于柱顶截面的高度。
- 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：取节点上、下各 300mm。

2 箍筋加密区的箍筋最大间距为 100mm。箍筋最小直径应符合表 13.5.2 的规定。

表 13.5.2 铰接排架柱箍筋加密区的箍筋最小直径

单位：mm

加密区区段	抗震设计烈度和场地类别					
	9 度	8 度	8 度	7 度	7 度	6 度
	各类 场地	Ⅲ、Ⅳ类 场地	I、II类 场地	Ⅲ、Ⅳ类 场地	I、II类 场地	各类 场地
一般柱顶、柱根区段	8 (10)		8	6		
角柱柱顶	10		10	8		
吊车梁、牛腿区段 有支撑的柱根区段	10		8	8		
有支撑的柱顶区段 柱变位受约束的部位	10		10	8		

注：括号内数值用于柱根。

13.5.3 当铰接排架柱侧向受约束且约束点至柱顶的长度 l 不大于柱截面在该方向边长的两倍（排架平面： $l \leq 2h$ ，垂直排架平面： $l \leq 2b$ ）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 不宜大于 $h/4$ ， 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%（设计烈度为 9 度）、1.0%（设计烈度为 8 度）和 0.8%（设计烈度为 7 度、6 度）。

13.5.4 在地震作用组合的竖向力和水平拉力作用下，支承不等高厂房低跨屋面梁、屋架的立柱牛腿，除应按 10.8 节的规定进行计算和配筋外，尚应符合下列要求：

1 承受水平拉力的锚筋：不应少于 2 根直径为 16mm 的钢筋（设计烈度为 9 度）；2 根直径为 14mm 的钢筋（设计烈度为 8 度）；2 根直径为 12mm 的钢筋（设计烈度为 7 度、6 度）。

2 牛腿中的纵向受拉钢筋和锚筋的锚固措施及锚固长度应符合 10.8 节的规定，但其中的受拉钢筋锚固长度 l_a 应以 l_{aE} 代替。

3 牛腿水平箍筋最小直径为 8mm，最大间距为 100mm。

13.6 桥跨结构

13.6.1 对于跨度不大的渡槽、工作桥等桥跨结构的抗震设计，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《水工建筑物抗震设计规范》（SL 203—97）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。

13.6.2 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。

13.6.3 上部结构为简支梁时，梁的活动支座端应采用挡块、螺栓连接或钢夹板连接等防止梁纵、横向跌落的措施。

梁的支座边缘至墩台帽边缘的距离 d 不应小于表 13.6.3 所列数值（见图 13.6.3）。

表 13.6.3 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 值宜适当增大。

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。

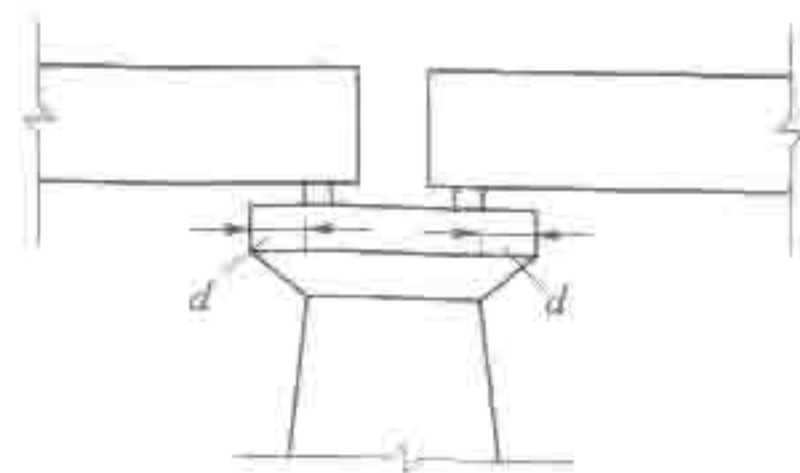


图 13.6.3 支座边缘至墩台帽边缘的距离

13.6.4 设计烈度为 8 度、9 度的工作桥，当采用简支梁式时，梁与梁之间及梁与边墩之间，宜加装橡胶垫块或其他弹性衬垫等缓冲措施（见图 13.6.4）。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。



a) 梁间设置弹性垫块

b) 梁与边墩间设置弹性衬垫

图 13.6.4 缓冲措施

13.6.5 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，并适当加强主拱圈与墩台的连接。

13.6.6 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，不超过 5 孔且总长不超过 200m 宜设置一个实体推力墩。

13.6.7 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 13.2 节、13.3 节和 13.4 节的规定。

13.6.8 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，可按柱式墩考虑，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，其正截面受压承载力可按 6.3 节计算。

2 考虑地震作用组合的柱式墩，其斜截面受剪承载力可按式 (13.3.7) 计算。

3 在柱的顶部和底部，应设置箍筋加密区，加密区长度可按 13.3.11 条的规定采用。对于桩基础的柱式墩或排架桩墩，底部加密区长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， D 为桩的直径。

加密区的箍筋最小直径和最大间距应满足 13.3.11 条的规定。

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。

13.6.9 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，其正截面受压承载力可按 6.3 节计算，其斜截面受剪承载力可按 10.5 节计算。

2 钢筋混凝土墩墙单侧的水平向和竖向钢筋的配筋率不宜小于 0.20%（设计烈度为 9 度、8 度）和 0.15%（设计烈度为 7 度、6 度）。

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%，设计烈度为 8 度、9 度或墩高大于 20m 时取大值。

13.6.10 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 A 混凝土不同龄期的抗压强度比值

水泥品种	混 凝 土 龄 期			
	7d	28d	60d	90d
普通硅酸盐水泥	0.55~0.65	1.0	1.10	1.20
矿渣硅酸盐水泥	0.45~0.55	1.0	1.20	1.30
火山灰质硅酸盐水泥	0.45~0.55	1.0	1.15	1.25

注 1: 表中数值是以龄期 28d 强度为基础的比值。
 注 2: 对于蒸汽养护的构件, 不考虑抗压强度随龄期的增长。
 注 3: 表中数值未计入混凝土掺合料及外加剂的影响。
 注 4: 表中数值适用于 C30 及其以下的混凝土。C30 以上混凝土不同龄期的抗压强度比值, 应通过试验确定。

附录 B 钢筋的公称直径、公称截面面积及公称质量

表 B-1 钢筋的公称直径、公称截面面积及公称质量

公称直径 (mm)	不同根数钢筋的公称截面面积 (mm ²)									单根钢筋 公称质量 (kg/m)
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
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
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	1231	1385	1.210
16	201.1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1809	1.580
18	254.5	509	763	1017	1272	1527	1781	2036	2290	2.000
20	314.2	628	942	1256	1570	1884	2199	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	804.2	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
50	1964.0	3928	5892	7856	9820	11784	13748	15712	17676	15.420

表 B-2 预应力混凝土用钢绞线的公称直径、公称截面面积及公称质量

种类	公称直径 (mm)	公称截面面积 (mm ²)	公称质量 (kg/m)
1×2	5.0	9.8	0.077
	5.8	13.2	0.104
	8.0	25.1	0.197
	10.0	39.3	0.309
	12.0	56.5	0.444
1×3	6.2	19.8	0.155
	6.5	21.2	0.166
	8.6	37.7	0.296
	8.74	38.6	0.303
	11.2	58.9	0.462
	12.9	84.8	0.666
1×3I	8.74	38.6	0.303
1×7	9.5	54.8	0.430
	11.1	74.2	0.582
	12.7	98.7	0.775
	15.2	140.0	1.101
	16.7	150.0	1.178
	17.8	191.0	1.500
(1×7) C	12.7	112.0	0.890
	15.2	165.0	1.295
	18.0	223.0	1.750

表 B-3 预应力混凝土用钢丝的公称直径、公称截面面积及公称质量

公称直径 (mm)	公称截面面积 (mm ²)	公称质量 (kg/m)
4.0	12.57	0.099
4.8	18.10	0.142
5.0	19.63	0.154
6.0	28.27	0.222
6.25	30.68	0.241
7.0	38.48	0.302
8.0	50.26	0.394
9.0	63.62	0.499
10.0	78.54	0.616
12.0	113.10	0.888

表 B-4 预应力混凝土用螺旋槽、螺旋肋钢棒的公称直径、公称截面面积及公称质量


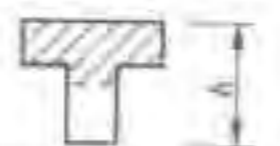
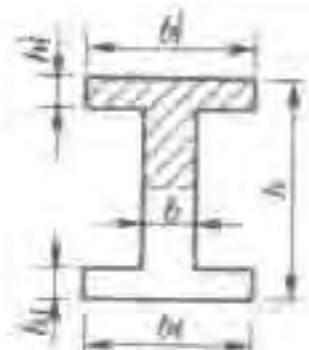
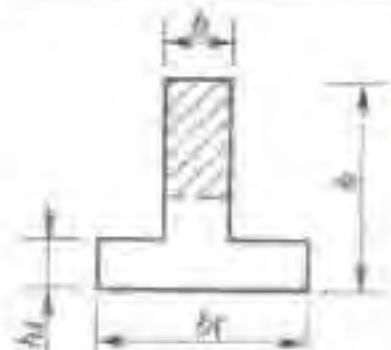
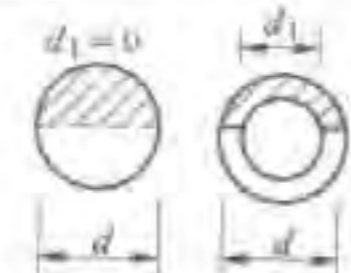

公称直径 (mm)	不同根数钢棒的公称截面面积 (mm ²)									单根钢棒公称质量 (kg/m)
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
6	28.3	57	85	113	142	170	198	226	255	0.222
7	38.5	77	116	154	193	231	270	308	347	0.302
7.1	40.0	80	120	160	200	240	280	320	360	0.314
8	50.3	101	151	201	252	302	352	402	453	0.395
9	64.0	128	192	256	320	384	448	512	576	0.502
10	78.5	157	236	314	393	471	550	628	707	0.617
10.7	90.0	180	270	360	450	540	630	720	810	0.707
12	113.1	226	339	452	565	678	791	904	1017	0.888
12.6	125.0	250	375	500	625	750	875	1000	1125	0.981
14	153.9	308	461	615	769	923	1077	1231	1385	1.210

表 B-5 预应力混凝土用螺纹钢筋的公称直径、公称截面面积及公称质量

公称直径 (mm)	公称截面面积 (mm ²)	公称质量 (kg/m)
18	254.5	2.11
25	490.9	4.10
32	804.2	6.65
40	1256.6	10.34
50	1963.5	16.28

附录 C 截面抵抗矩塑性系数 γ_m 值

表 C 截面抵抗矩的塑性系数 γ_m 值

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		
3	对称 I 形或箱形截面	$b_1/b \leq 2, h_1/h$ 为任意值		
		$b_1/b > 2, h_1/h \geq 0.2$		1.40
		$b_1/b > 2, h_1/h < 0.2$		1.35
4	翼缘位于受拉区的倒 T 形截面	$b_1/b \leq 2, h_1/h$ 为任意值		
		$b_1/b > 2, h_1/h \geq 0.2$		1.55
		$b_1/b > 2, h_1/h < 0.2$		1.40
5	圆形和环形截面	$1.6 - 0.24 \frac{d_1}{d}$		
6	U 形截面	1.35		

注 1: 对 $b_1 > b_1$ 的 I 形截面, 可按项次 2 与项次 3 之间的数值采用; 对 $b_1 < b_1$ 的 I 形截面, 可按项次 3 与项次 4 之间的数值采用。

注 2: 根据 h 值的不同, 表内数值尚应乘以修正系数 $(0.7 + \frac{300}{h})$, 其值不应大于 1.1, 式中 h 以 mm 计, 当 $h > 3000$ mm 时, 取 $h = 3000$ mm。对圆形和环形截面, h 即外径 d 。

注 3: 对于箱形截面, 表中 b 值系指各肋宽度的总和。

附录 D 钢筋混凝土矩形截面小偏心受压构件配筋计算方法的简化

D.1 非对称配筋

D.1.1 参数 ν_1, ν_2 可按下列公式计算:

$$\nu_1 = \frac{KNe}{f_c b h_0^2} \quad (\text{D.1.1-1})$$

$$\nu_2 = \frac{KN}{f_c b h_0} \quad (\text{D.1.1-2})$$

D.1.2 远离轴向力一侧的钢筋截面面积 A_s 按最小配筋率 ρ_{\min} 计算:

$$A_s = \rho_{\min} b h_0 \quad (\text{D.1.2})$$

当 $KN > f_c b h$ 时, A_s 还应满足式 (6.3.2-4) 的要求。

D.1.3 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 ν_1, ν_2 值, 查图 D.1.3-1~图 D.1.3-3 得到 ξ 值, 当 $\xi > \frac{h}{h_0}$ 时, 取 $\xi = \frac{h}{h_0}$, 然后取 $x = \xi h_0$, 代入式 (6.3.2-2) 计算 A'_s 值。

D.2 对称配筋

D.2.1 根据 ν_1, ν_2 值, 查图 D.2.1 得到 ξ 值, 当 $\xi > \frac{h}{h_0}$ 时, 取

$$\xi = \frac{h}{h_0}$$

D.2.2 按下式计算 A_s, A'_s 值:

$$A_s = A'_s = \frac{KNe - f_c b h_0^2 \xi (1 - 0.5\xi)}{f_y (h_0 - a'_s)} \quad (\text{D.2.2})$$

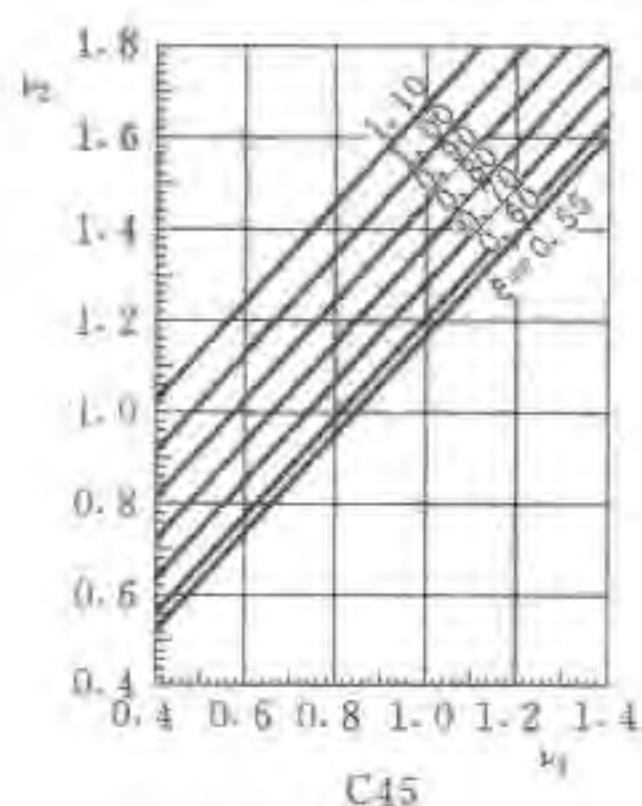
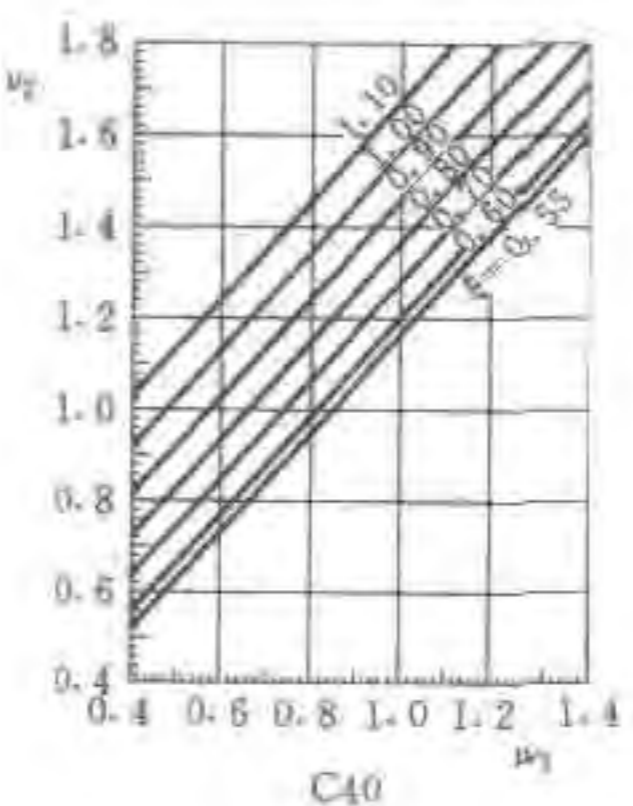
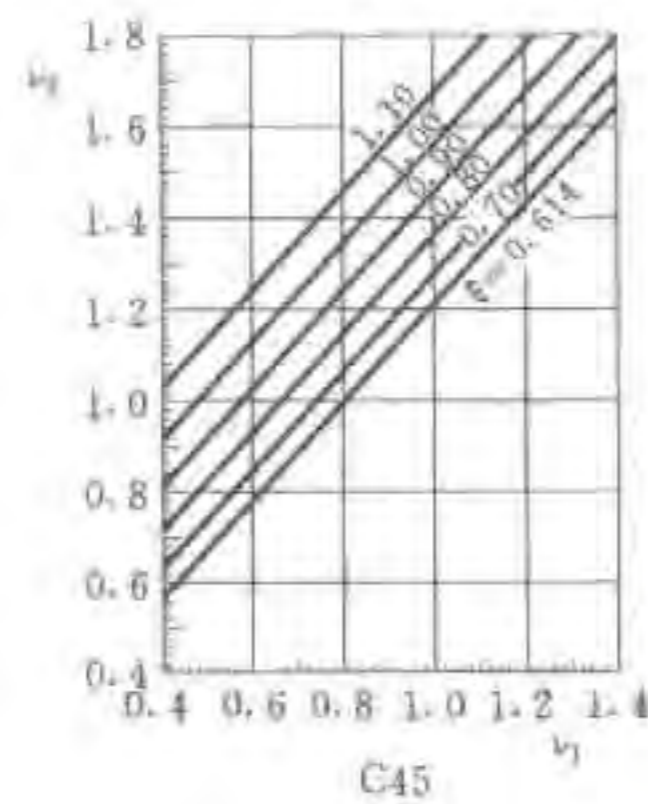
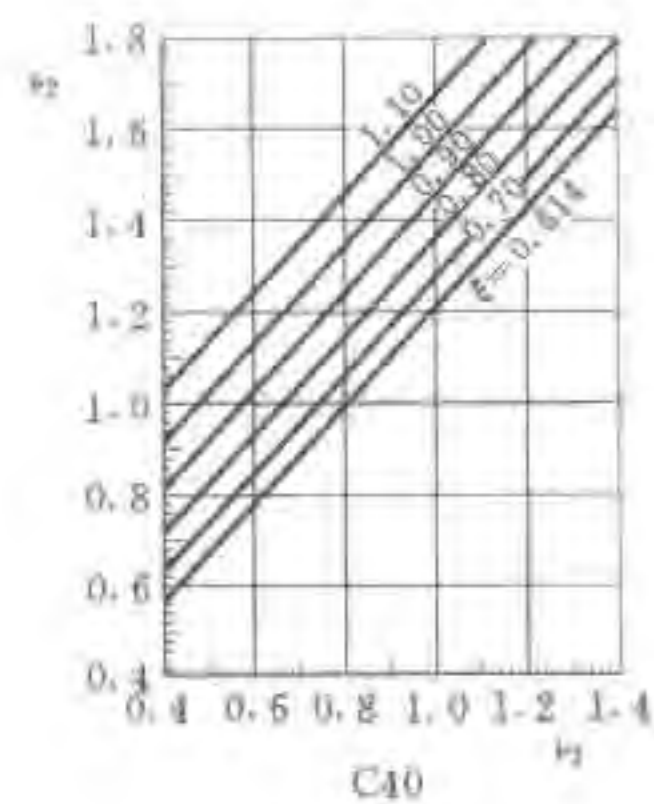
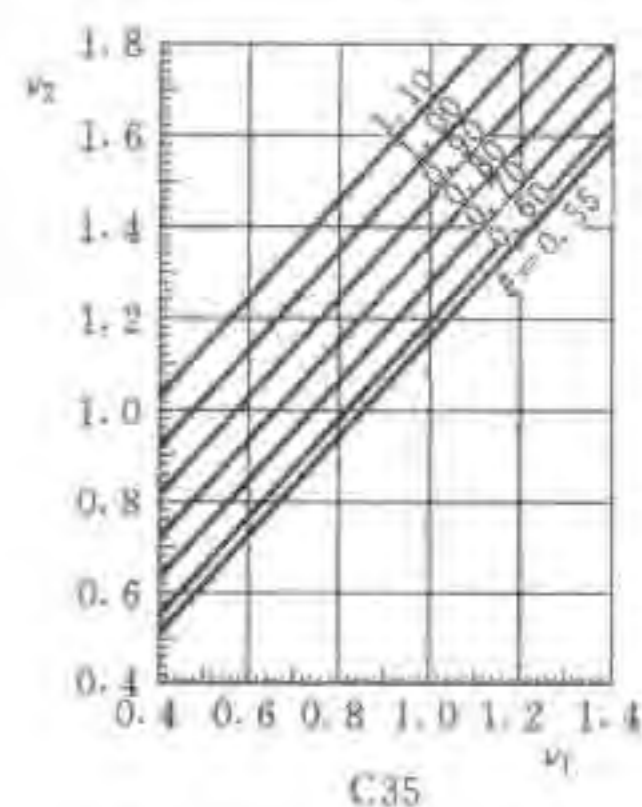
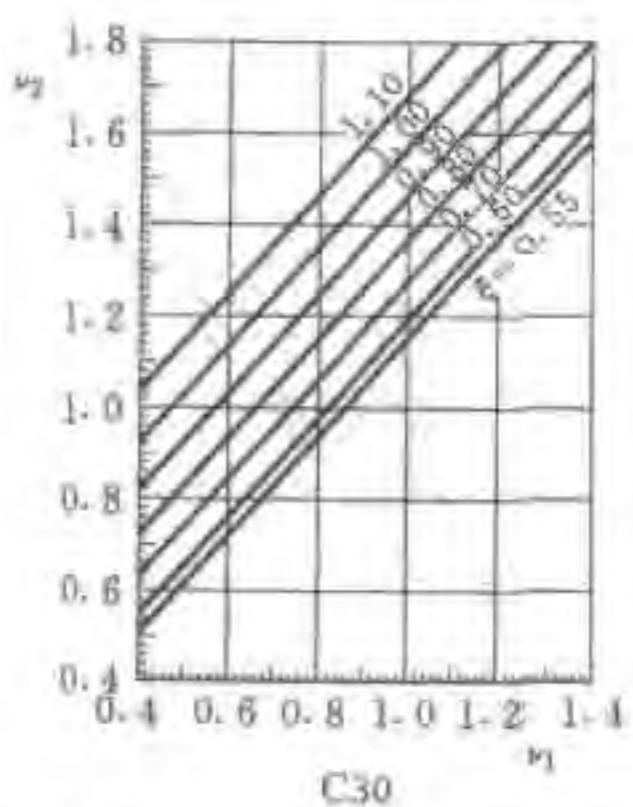
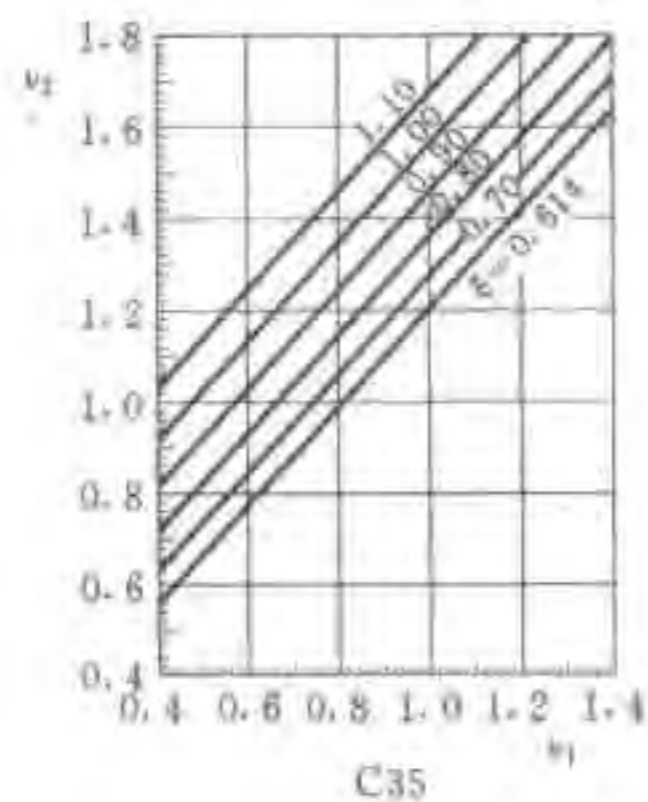
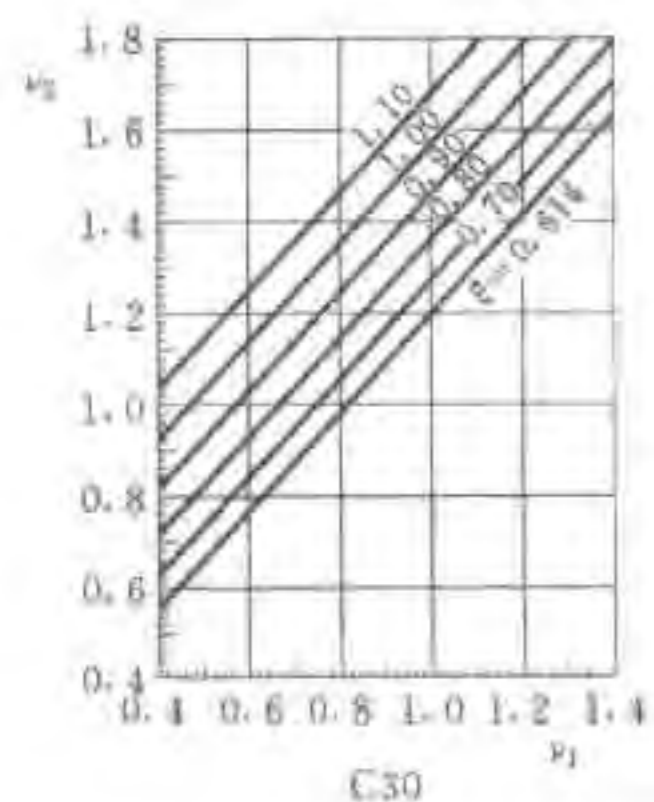
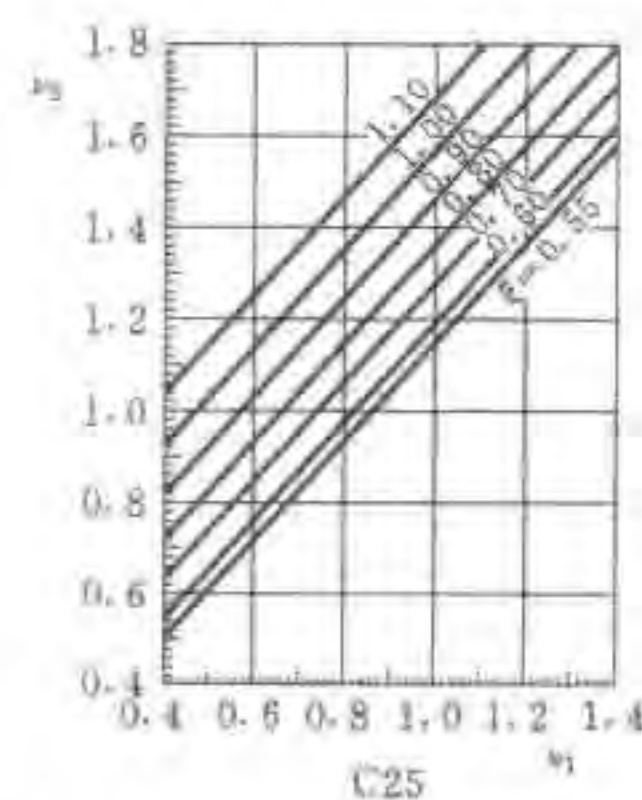
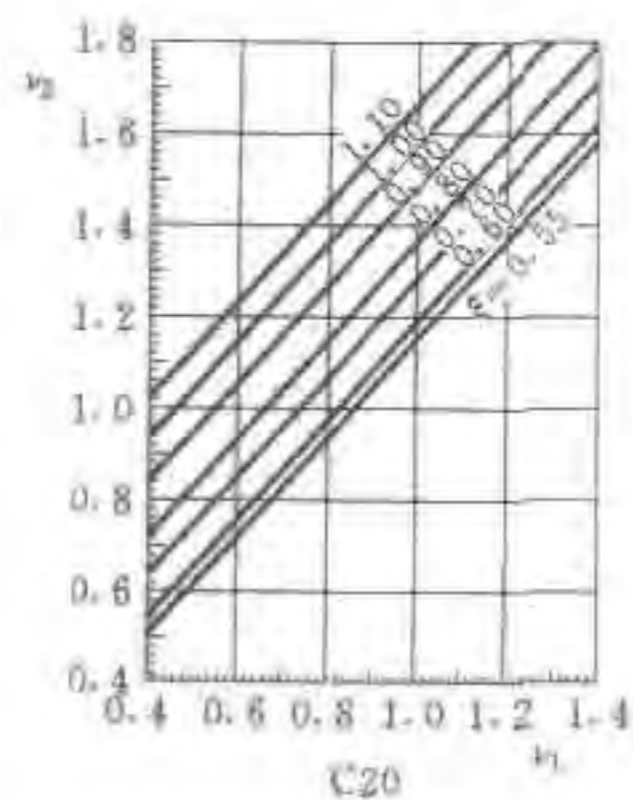
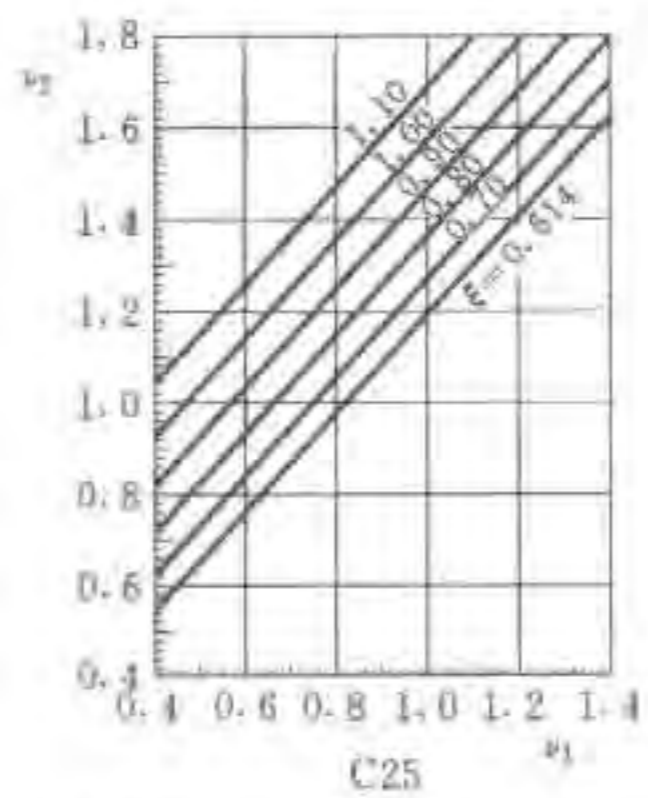
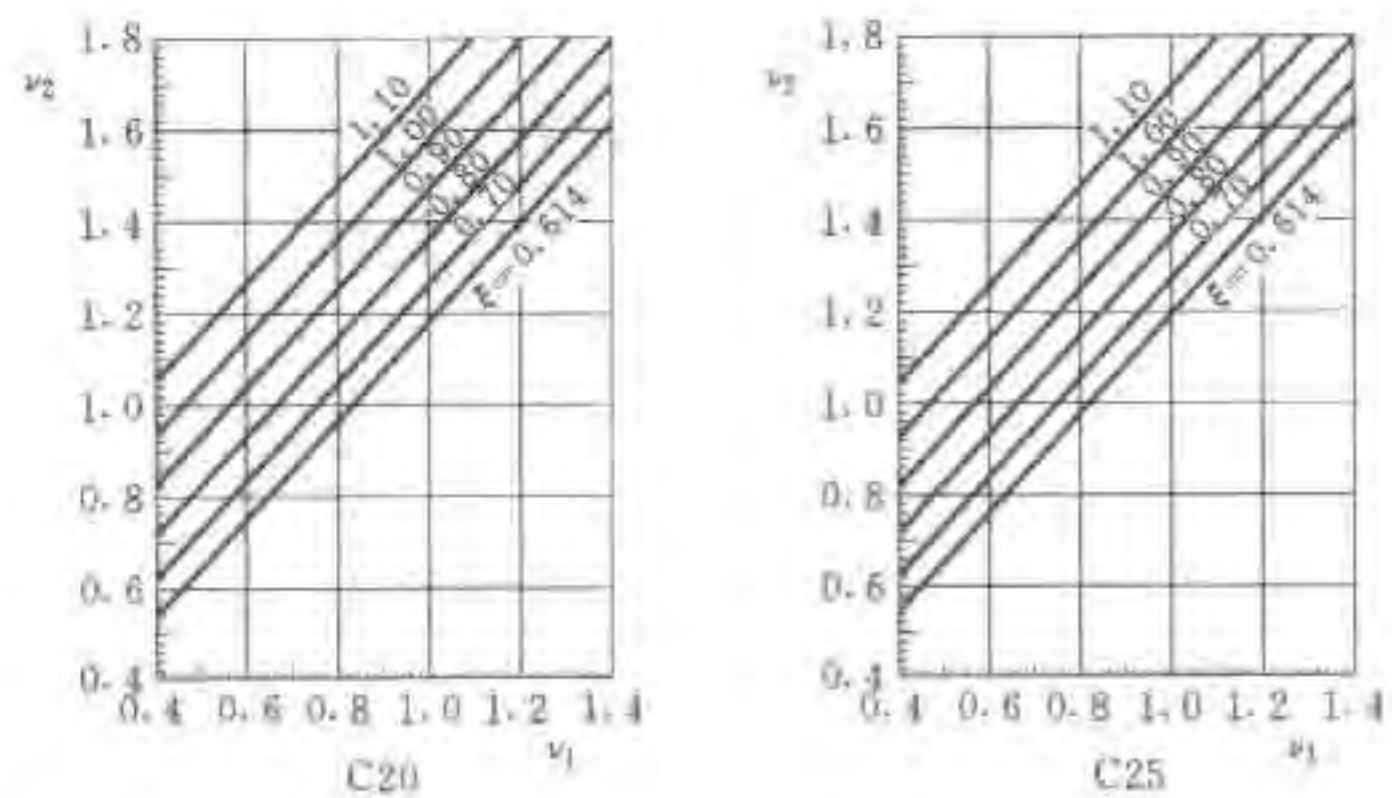


图 D.1.3-1 ν_1 、 ν_2 与 ζ 关系 (HPB235 级钢筋 $\rho_{min}=0.25\%$)

图 D.1.3-2 ν_1 、 ν_2 与 ζ 关系 (HRB335 级钢筋 $\rho_{min}=0.20\%$)

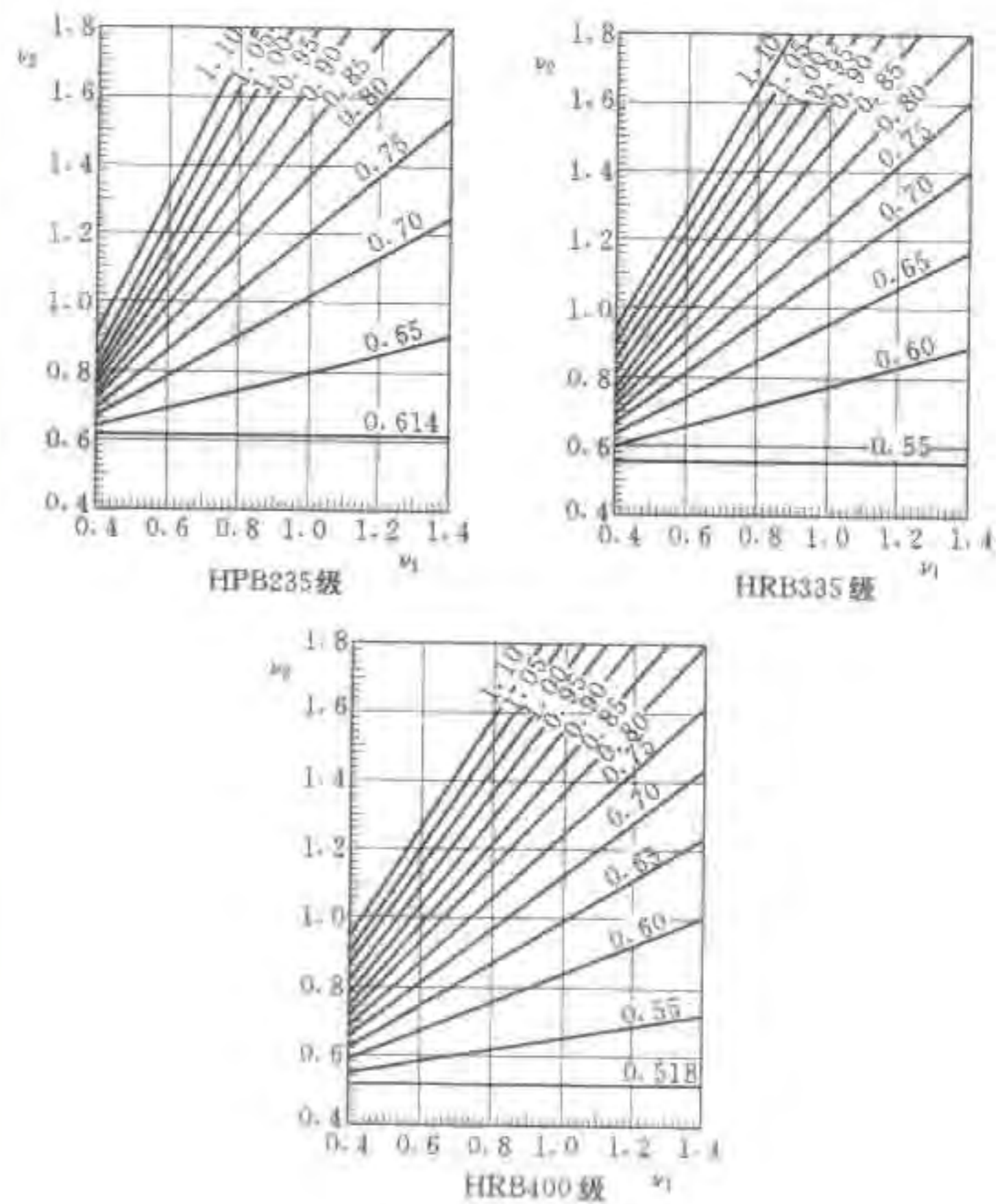
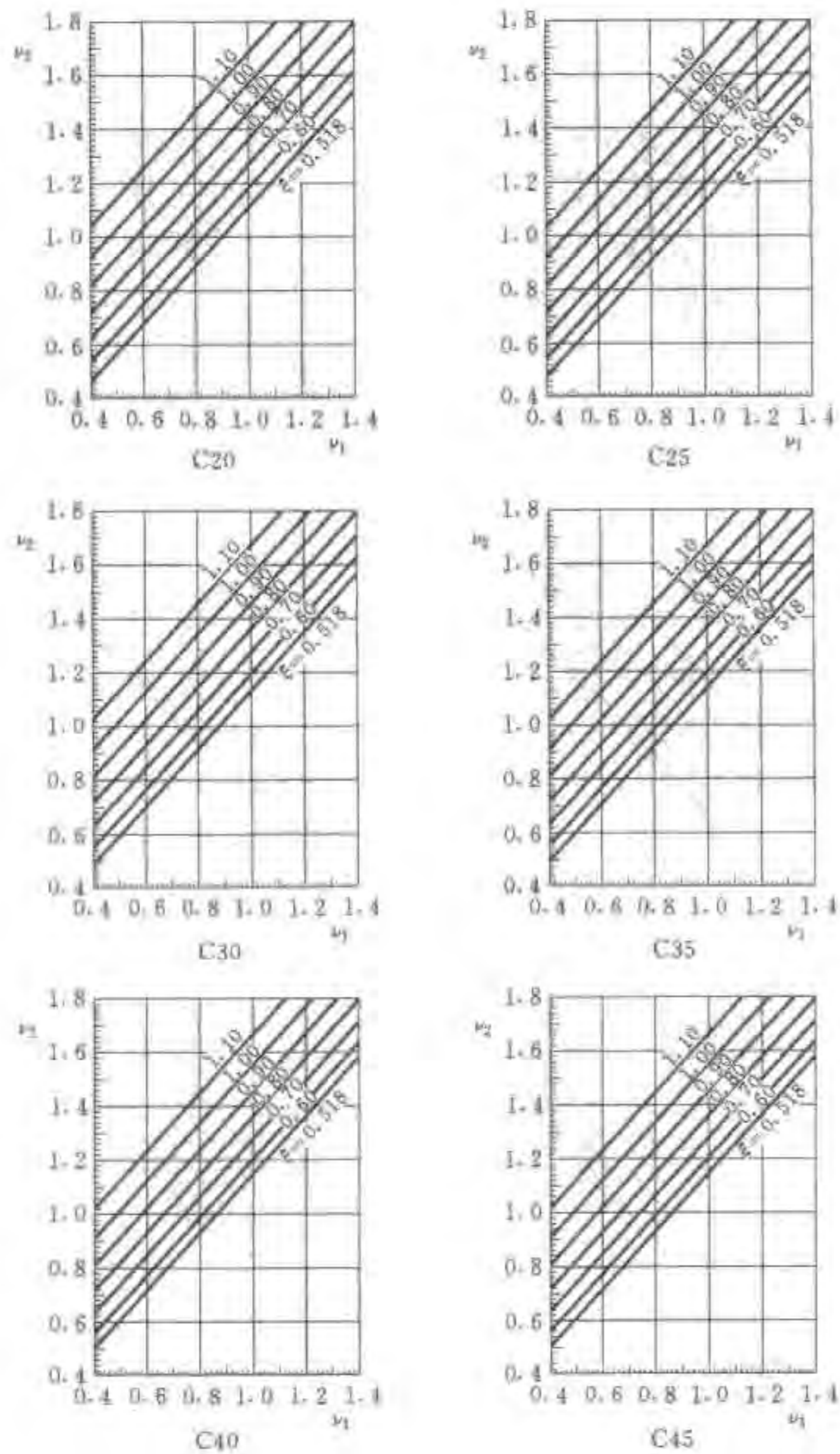


图 D.2.1 ν_1 、 ν_2 与 ξ 关系

附录 E 后张预应力钢筋常用束形的 预应力损失值计算

E.0.1 抛物线形预应力钢筋可近似按圆弧形曲线预应力钢筋考虑。当其对应的圆心角 $\theta \leq 30^\circ$ 时 (见图 E.0.1), 由于锚具变形和钢筋内缩, 在反向摩擦影响长度 l_1 范围内的预应力损失值 σ_{l1} 可按下列公式计算:

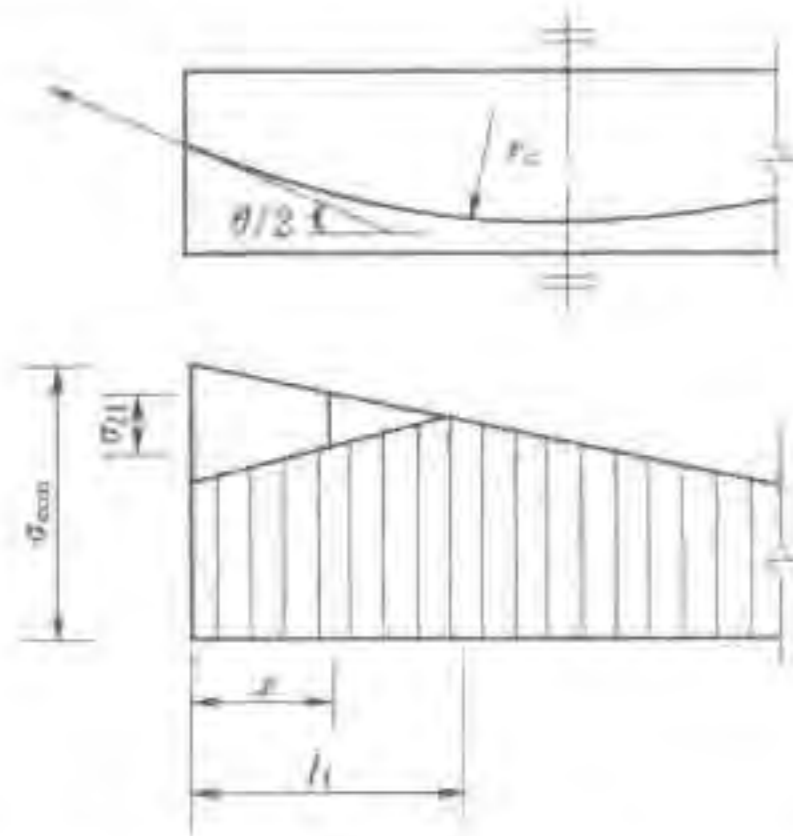


图 E.0.1 圆弧形曲线预应力钢筋的预应力损失值 σ_{l1}

$$\sigma_{l1} = 2\sigma_{con} l_1 \left(\frac{\mu}{r_c} + \kappa \right) \left(1 - \frac{x}{l_1} \right) \quad (\text{E.0.1-1})$$

反向摩擦影响长度 l_1 (m) 可按下列公式计算:

$$l_1 = \sqrt{\frac{aE_s}{1000\sigma_{con}(\mu/r_c + \kappa)}} \quad (\text{E.0.1-2})$$

式中 σ_{con} ——预应力钢筋张拉控制应力 (N/mm^2);
 r_c ——圆弧形曲线预应力钢筋的曲率半径 (m);
 μ ——预应力钢筋与孔道壁之间的摩擦系数, 按表 8.2.4 采用;

κ ——考虑孔道每米长度局部偏差的摩擦系数, 按表 8.2.4 采用;

x ——张拉端至计算截面的距离 (m);

a ——张拉端锚具变形和钢筋内缩值 (mm), 按表 8.2.2 采用;

E_s ——预应力钢筋弹性模量 (N/mm^2).

E.0.2 端部为直线 (直线长度为 l_0), 而后由两条圆弧形曲线 (圆弧对应的圆心角 $\theta \leq 30^\circ$) 组成的预应力钢筋 (见图 E.0.2), 由于锚具变形和钢筋内缩, 在反向摩擦影响长度 l_1 范围内的预应力损失值 σ_{l1} 可按下列公式计算:

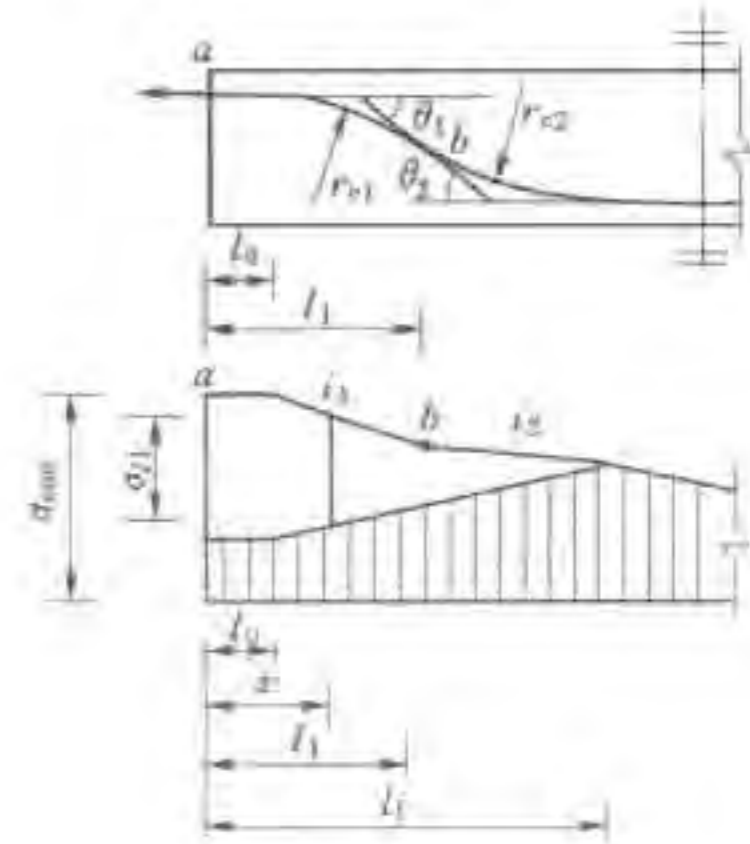


图 E.0.2 两条圆弧形曲线组成的预应力钢筋的预应力损失值 σ_{l1}

当 $x \leq l_0$ 时

$$\sigma_{l1} = 2i_1(l_1 - l_0) + 2i_2(l_1 - l_1) \quad (\text{E.0.2-1})$$

当 $l_0 < x \leq l_1$ 时

$$\sigma_{l1} = 2i_1(l_1 - x) + 2i_2(l_1 - l_1) \quad (\text{E.0.2-2})$$

当 $l_1 < x \leq l_2$ 时

$$\sigma_{l1} = 2i_2(l_1 - x) \quad (\text{E.0.2-3})$$

反向摩擦影响长度 l_1 (m) 可按下列公式计算:

$$l_1 = \sqrt{\frac{aE_s}{1000i_2} - \frac{i_1(l_1^2 - l_0^2)}{i_2}} + l_1^2 \quad (\text{E. 0.2-4})$$

$$i_1 = \sigma_a(\kappa + \mu/r_{c1}) \quad (\text{E. 0.2-5})$$

$$i_2 = \sigma_b(\kappa + \mu/r_{c2}) \quad (\text{E. 0.2-6})$$

式中 l_1 ——预应力钢筋张拉端起点至反弯点的水平投影长度 (m);

i_1 、 i_2 ——第一、第二段圆弧形曲线预应力钢筋中应力近似直线变化的斜率;

μ ——预应力钢筋与孔道壁之间的摩擦系数, 按表 8.2.4 采用;

r_{c1} 、 r_{c2} ——第一、第二段圆弧形曲线预应力钢筋的曲率半径 (m);

σ_a 、 σ_b ——预应力钢筋在 a 、 b 点的应力 (N/mm^2)。

E. 0.3 当折线形预应力钢筋的锚固损失消失于折点 c 之外时 (见图 E. 0.3), 由于锚具变形和钢筋内缩, 在反向摩擦影响长度 l_1 范围内的预应力损失值 σ_{l1} 可按下列公式计算:

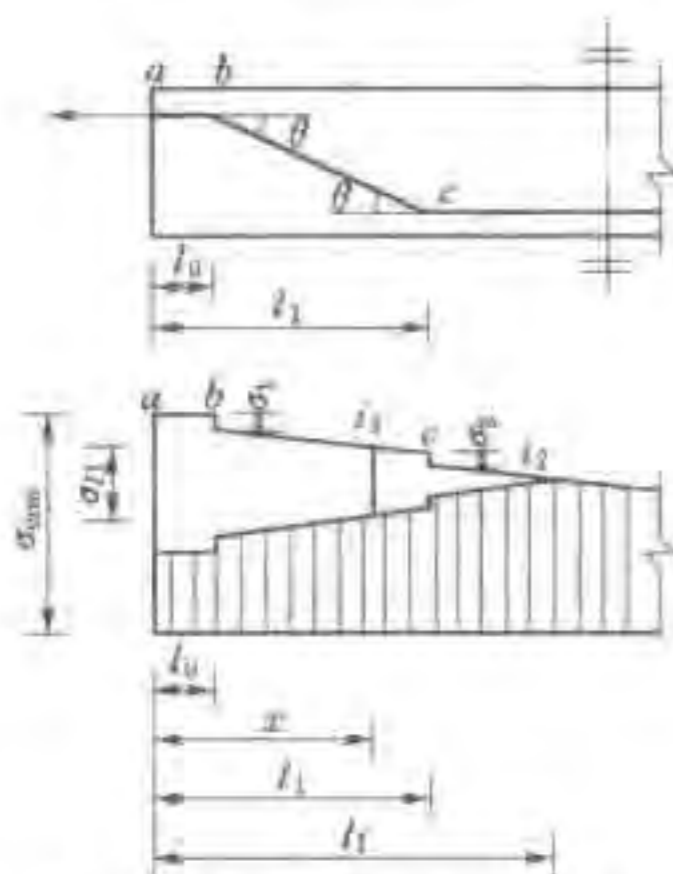


图 E. 0.3 折线形预应力钢筋的预应力损失值 σ_{l1}

当 $x \leq l_0$ 时

$$\sigma_{l1} = 2\sigma_1 + 2i_1(l_1 - l_0) + 2\sigma_2 + 2i_2(l_1 - l_1)$$

(E. 0.3-1)

当 $l_0 < x \leq l_1$ 时

$$\sigma_{l1} = 2i_1(l_1 - x) + 2\sigma_2 + 2i_2(l_1 - l_1) \quad (\text{E. 0.3-2})$$

当 $l_1 < x \leq l_1$ 时

$$\sigma_{l1} = 2i_2(l_1 - x) \quad (\text{E. 0.3-3})$$

反向摩擦影响长度 l_1 (m) 可按下列公式计算:

$$l_1 = \sqrt{\frac{aE_s}{1000i_2} - \frac{i_1(l_1 - l_0)^2 + 2i_1l_0(l_1 - l_0) + 2\sigma_1l_0 + 2\sigma_2l_1}{i_2}} + l_1^2 \quad (\text{E. 0.3-4})$$

$$i_1 = \sigma_{con}(1 - \mu\theta)\kappa \quad (\text{E. 0.3-5})$$

$$i_2 = \sigma_{con}[1 - \kappa(l_1 - l_0)](1 - \mu\theta)^2\kappa \quad (\text{E. 0.3-6})$$

$$\sigma_1 = \sigma_{con}\mu\theta \quad (\text{E. 0.3-7})$$

$$\sigma_2 = \sigma_{con}[1 - \kappa(l_1 - l_0)](1 - \mu\theta)\mu\theta \quad (\text{E. 0.3-8})$$

式中 i_1 ——预应力钢筋在 bc 段中应力近似直线变化的斜率;

i_2 ——预应力钢筋在折点 c 以外应力近似直线变化的斜率;

l_1 ——张拉端起点至预应力钢筋折点 c 的水平投影长度 (m);

θ ——从张拉端至计算截面曲线孔道部分切线的夹角 (rad)。

附录 F 与时间相关的预应力损失值计算

F.0.1 混凝土收缩和徐变引起预应力钢筋的预应力损失终极值可按下列规定计算：

1 受拉区纵向预应力钢筋应力损失终极值 σ_{l5}

$$\sigma_{l5} = \frac{0.9\alpha_E\sigma_{pe}\varphi_{\infty} + E_s\varepsilon_{\infty}}{1 + 15\rho} \quad (\text{F.0.1-1})$$

式中 σ_{pe} ——受拉区预应力钢筋合力点处由预加力（扣除相应阶段预应力损失）和梁自重产生的混凝土法向压应力（ N/mm^2 ），其值不得大于 $0.5f_{cm}$ ；对简支梁可取跨中截面与 $1/4$ 跨度处截面的平均值；

φ_{∞} ——混凝土徐变系数终极值；

ε_{∞} ——混凝土收缩应变终极值；

E_s ——预应力钢筋弹性模量（ N/mm^2 ）；

α_E ——预应力钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值；

ρ ——受拉区预应力钢筋和非预应力钢筋的配筋率：对先张法构件， $\rho = (A_p + A_s)/A_0$ ；对后张法构件， $\rho = (A_p + A_s)/A_n$ ；对于对称配置预应力钢筋和非预应力钢筋的构件，配筋率 ρ 取钢筋总截面面积的一半。

当无可靠资料时， φ_{∞} 、 ε_{∞} 值可按表 F.0.1 采用。如结构处于年平均相对湿度低于 40% 的环境下，表列数值应增加 30%。

表 F.0.1 混凝土收缩应变和徐变系数终极值

终极值	收缩应变终极值 ε_{∞} ($\times 10^{-4}$)				徐变系数终极值 φ_{∞}				
	理论厚度 $2A/u$ (mm)	100	200	300	≥ 600	100	200	300	≥ 600
预加力时的 混凝土龄期 (d)	3	2.50	2.00	1.70	1.10	3.0	2.5	2.3	2.0
	7	2.30	1.90	1.60	1.10	2.6	2.2	2.0	1.8
	10	2.17	1.86	1.60	1.10	2.4	2.1	1.9	1.7
	14	2.00	1.80	1.60	1.10	2.2	1.9	1.7	1.5
	28	1.70	1.60	1.50	1.10	1.8	1.5	1.4	1.2
	≥ 60	1.40	1.40	1.30	1.00	1.4	1.2	1.1	1.0

注 1：预加力时的混凝土龄期，对先张法构件可取 3~7d，对后张法构件可取 7~28d。
注 2：A 为构件截面面积，u 为该截面与大气接触的周边长度。
注 3：当实际构件的理论厚度和预加力时的混凝土龄期为表列数值的中间值时，可按线性内插法确定。

2 受压区纵向预应力钢筋应力损失终极值 σ'_{l5}

$$\sigma'_{l5} = \frac{0.9\alpha_E\sigma'_{pe}\varphi_{\infty} + E_s\varepsilon_{\infty}}{1 + 15\rho'} \quad (\text{F.0.1-2})$$

式中 σ'_{pe} ——受压区预应力钢筋合力点处由预加力（扣除相应阶段预应力损失）和梁自重产生的混凝土法向压应力（ N/mm^2 ），其值不得大于 $0.5f'_{cm}$ ，当 σ'_{pe} 为拉应力时，取 $\sigma'_{pe} = 0$ ；

ρ' ——受压区预应力钢筋和非预应力钢筋的配筋率：对先张法构件， $\rho' = (A'_p + A'_s)/A_0$ ；对后张法构件， $\rho' = (A'_p + A'_s)/A_n$ 。

注：对受压区配置预应力钢筋 A'_p 及非预应力钢筋 A'_s 的构件，在计算式 (F.0.1-1)、式 (F.0.1-2) 中的 σ_{pe} 及 σ'_{pe} 时，应按截面全部预加力进行计算。

F.0.2 考虑时间影响的混凝土收缩和徐变引起的预应力损失值，可由附录 F.0.1 条计算的预应力损失终极值 σ_{l5} 、 σ'_{l5} 乘以表 F.0.2 中相应的收缩徐变损失系数确定。

考虑时间影响的预应力钢筋应力松弛引起的预应力损失值，可由 8.2.1 条计算的预应力损失值 σ_{s1} 乘以表 F.0.2 中相应的松弛损失系数确定。

表 F.0.2 随时间变化的预应力损失系数

时间 (d)	松弛损失系数	收缩徐变损失系数
2	0.50	—
10	0.77	0.33
20	0.88	0.37
30	0.95	0.40
40	1.00	0.43
60		0.50
90		0.60
180		0.75
365		0.85
1095		1.00

附录 G 混凝土的热学指标计算

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 G.0.1 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

$$\lambda = \frac{\sum W_i \lambda_i}{\sum W_i} \quad (\text{G.0.1-1})$$

$$c = \frac{\sum W_i c_i}{\sum W_i} \quad (\text{G.0.1-2})$$

式中 W_i ——混凝土各组成成分的重量。

表 G.0.1 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·℃)]	材料	λ_i [kJ/(m·h·℃)]	c_i [kJ/(kg·℃)]
水	2.16	4.19	花岗岩	10.48	0.72
水泥	4.57	0.52	石灰岩	14.25	0.76
石英砂	11.10	0.74	石英岩	16.80	0.72
玄武岩	6.87	0.77	粗面岩	6.80	0.77
白云岩	15.31	0.82			

G.0.2 混凝土的导温系数 a 可由下式计算：

$$a = \frac{\lambda}{c\rho} \quad (\text{G.0.2})$$

式中 a ——混凝土的导温系数 (m^2/h)；

ρ ——混凝土的质量密度 (kg/m^3)，可取 $\rho=2400\text{kg}/\text{m}^3$ 。

G.0.3 初步估算时，混凝土的热学特性也可按表 G.0.3 取值。

表 G.0.3 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/℃	
	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	kJ/(m·h·℃)	
3	比热	c	0.96	kJ/(kg·℃)	
4	导温系数	a	0.0045	m ² /h	
5	放热系数	β		kJ/(m ² ·h·℃)	
	散至空气 (风速 2~5m/s)				50~90
	散至宽缝、竖井等 (风速 0~2m/s)				25~50
	散至流水		∞		

G.0.4 混凝土表面设有保温层时，等效的放热系数 β_m 可按下式计算：

$$\beta_m = \frac{1}{\sum \frac{h_i}{\lambda_i} + \frac{1}{\beta}} \quad (\text{G.0.4})$$

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 G.0.4；

β ——最外层保温材料与空气接触的放热系数，可按表 G.0.3 取值。

表 G.0.4 保温材料的 λ_i 值

材料	木板	木屑	草席	石棉毡	油毛毡、麻屑	泡沫塑料
λ_i [kJ/(m·h·℃)]	0.84	0.63	0.50	0.42	0.17	0.13

G.0.5 初估时，水泥水化热可按下式计算：

$$Q_t = Q_0 [1 - \exp(-mt^n)] \quad (\text{G.0.5})$$

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 G.0.5 取值；

t ——龄期 (d)；

m 、 n ——常数，可按表 G.0.5 取值。

表 G.0.5 水泥水化热的 Q_0 及 m 、 n 值

水泥品种	Q_0 (kJ/kg)	m	n
普通硅酸盐水泥 42.5 级	340	0.69	0.56
普通硅酸盐水泥 32.5 级	340	0.36	0.74
中热硅酸盐大坝水泥 42.5 级	280	0.79	0.70
低热矿渣硅酸盐水泥 32.5 级	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：

$$T_t = \frac{Q_t W (1 - 0.75p)}{c\rho} \quad (\text{G.0.6})$$

式中 W ——包括水泥及粉煤灰的胶凝材料用量 (kg/m³)；

p ——粉煤灰掺量的百分数。

标准用词说明

标准用词	在特殊情况下的等效表述	要求严格程度
应	有必要、要求、要、只有……才允许	要 求
不应	不允许、不许可、不要	
宜	推荐、建议	推 荐
不宜	不推荐、不建议	
可	允许、许可、准许	允 许
不必	不需要、不要求	

中华人民共和国水利行业标准

水工混凝土结构设计规范

SL 191—2008

条文说明

目 次

1 总则	207
3 基本设计规定	208
4 材料	215
5 素混凝土结构构件计算	222
6 钢筋混凝土结构构件承载能力极限状态计算	223
7 钢筋混凝土结构构件正常使用极限状态验算	234
8 预应力混凝土结构构件计算	239
9 一般构造规定	245
10 水工结构构件的设计构造规定	253
11 温度作用设计原则	274
12 非杆件体系钢筋混凝土结构的配筋计算原则	279
13 钢筋混凝土结构构件抗震设计	282
附录 C 截面抵抗矩塑性系数 γ_m 值	290
附录 D 钢筋混凝土矩形截面小偏心受压构件配筋计算方法 的简化	291
附录 E 后张预应力钢筋常用束形的预应力损失值计算	293
附录 F 与时间相关的预应力损失值计算	294
附录 G 混凝土的热学指标计算	295

1 总 则

1.0.1 本标准系对《水工混凝土结构设计规范》(SL/T 191—96)和《水工钢筋混凝土结构设计规范》(SDJ 20—78)的设计基本原则进行整合和修改,并依据科学研究和工程实践增补有关内容后,编制而成。

1.0.2 本标准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,除了坝体内孔洞、闸门门槽等外,不适用于混凝土坝设计,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标准的编制依据有出入时,则需要根据具体情况,经专门研究加以解决。

3 基本设计规定

3.1 一般规定

3.1.1 SDJ 20—78 采用的是以单一安全系数表达的极限状态设计方法，SL/T 191—96 是按《水利水电工程结构可靠度设计统一标准》(GB 50199—94) 的规定，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 5 个分项系数的设计表达式进行设计。

考虑到水工混凝土结构中，除材料强度和少数荷载采用实测统计资料外，不少荷载无法取得实测资料，难以体现真正概率意义上的荷载变异性；同时《水工建筑物荷载设计规范》(DL 5077—1997) 又对每一种荷载都给出了各自不同的荷载分项系数，使设计计算变得比较繁琐；此外，SL/T 191—96 缺乏一个直观的总的可靠度。因此，本次规范修编时，采用在多系数分析的基础上，以安全系数表达的设计方式进行设计。

3.1.2 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荷载效应组合，进行一种或两种极限状态设计。当地震等偶然荷载作用时，可不进行正常使用极限状态的验算，但对校核洪水，也可根据实际情况，进行正常使用极限状态验算。

3.1.3 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、蜗壳等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（包括有限元法）等手段来计算其弹性应力图形，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，但对某些结构也有可能偏于不安全。因此，对重要结构，按应力图形配筋后，还宜按钢筋混凝土有限元方法进行分析。

3.1.4 某些水工混凝土结构尺寸较大，温度变化对其影响显著。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，本标准仍保留 SL/T 191—96 中的这一条，未作改动。

3.1.5 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。

3.1.6 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。预制构件进行施工吊装验算时，安全系数按基本组合取值。

3.1.7 结构受到局部破坏时，是否导致大范围倒塌，其破坏后果大不一样。本标准参照《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2002) 和英国、美国等混凝土结构设计规范，补充了本条。

3.1.8 结构的耐久性要求及裂缝控制与结构所处环境条件有很大关系，因此，工程设计时应首先明确工程结构所处的环境类别。工程实践表明，SL/T 191—96 将水工建筑物的环境类别划分为一至四类，是比较恰当的。但为了进一步将淡水水位变化区与海水水位变化区、淡水水下区与海水水下区等不同的侵蚀程度加以区分，本标准将环境类别划分为一至五类，以期更符合工程实际情况。

不同的环境类别，要求不同的耐久性设计。

3.1.9 改变结构的用途和使用环境将影响结构的承载能力、使用性能及耐久性，因此必须经技术鉴定或经设计许可。

3.2 极限状态设计计算规定

3.2.1~3.2.4 关于结构构件的安全度表达方式，本标准是在考虑荷载与材料强度的不同变异性的基础上，采用安全系数 K 的形式的。

在 SL/T 191—96 中，承载能力极限状态（以基本组合为例）的设计表达式为：

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

式中 γ_d ——结构系数；

γ_0 ——结构重要性系数；

算结果的比较可知,跨高比小于 2.5 的连续深受弯构件应按弹性理论计算内力,而大于 2.5 者可按结构力学计算内力。

10.6.3 深受弯构件正截面应变 ϵ_x 的分布不符合平截面假定。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_{cu} ,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,如式(10.6.3-1),其内力臂与跨高比的大小有关,在 $l_0/h=5.0$ 时与一般梁计算公式相衔接。试验表明,水平分布筋对受弯承载力的贡献约占 10%~30%,在正截面计算公式中忽略这部分钢筋的作用,偏于安全。

在 10.6.3~10.6.5 条中,为了简化计算,在计算公式中一律取深梁与短梁的界限为 $l_0/h=2.0$ 。

10.6.4 深梁和短梁的截面限制条件既与高宽比 h_w/b 有关,也与跨高比有关。当 $l_0/h=5$ 时, $KV \leq (0.20 \sim 0.25) f_c b h_0$,与一般受弯构件相衔接;当 $l_0/h=2$ 时, $KV \leq (0.15 \sim 0.20) f_c b h_0$,以限制水平的和竖向的分布钢筋用量。

10.6.5 试验表明,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减小对混凝土受剪承载力的提高作用。在深受弯构件中,水平分布钢筋的应力随跨高比的增大而降低;竖向分布钢筋的应力则随跨高比的减小而降低。故跨高比较小时,竖向分布钢筋可仅按构造配置;跨高比较大时,水平分布钢筋可仅按构造配置。

深梁和短梁受剪承载力计算公式的建立原则是:

(1) 混凝土的受剪承载力

当 $l_0/h=5$ 时,计算公式与一般受弯构件衔接,取 $V_c=0.7 f_t b h_0$;当 $l_0/h=2$ 时,参照国内外规范和试验结果,取 $V_c=1.4 f_t b h_0$ 。

(2) 腹筋的受剪承载力

当 $l_0/h=5$ 时,竖向分布钢筋所承担的剪力, $V_{sv}=1.25 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s_b} h_0$,

而水平分布钢筋所承担的剪力 $V_{sh}=0$;当 $l_0/h=2$ 时, $V_{sh}=0.5 f_{yh} \frac{A_{sh}}{s_v} h_0$, $V_{sv}=0$ 。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(10.6.5-4),与收集到的 176 根梁的试验数据有较好的符合性。

应注意的是,深梁中水平及竖向分布钢筋对受剪承载力的作用有限,当深梁受剪承载力不足时,应主要通过调整截面尺寸或提高混凝土强度等级来满足。

10.6.6 本条限制 $V_{sb} \leq 0.8 f_t b h_0$,是使 V_{sb} 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 $(0.15 \sim 0.20) f_c b h_0$ 。

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。

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,它随跨高比的不同而变化。根据试验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:

$$\gamma = 1.15 + 0.08 \frac{l_0}{h} \quad (24)$$

当 $l_0/h=5$ 时, $\gamma=1.55$,与一般受弯构件矩形截面的塑性系数 γ_m 相同,上式大体相当于 $\gamma = (0.70 + 0.06 l_0/h) \gamma_m$ 。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公式,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,斜裂缝有时会首先出现,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

行斜截面抗裂验算。经过试验资料的回归分析，验算公式可表达为：

$$V \leq \frac{0.8}{\lambda + 0.5} f_{tk} b h \quad (25)$$

式(25)的适用范围为 $0.3 \leq \lambda \leq 1.1$ 。为简化计算，参照 GB 50010—2002，偏于安全地取 $\lambda = 1.1$ ，即可得出式(10.6.9)。

10.6.11 深受弯构件的竖向刚度较大，挠度较小，一般都能满足挠度限值的要求，故可不进行挠度验算。

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。条文规定按极限状态计算所得的纵向受拉钢筋应均匀布置在下边缘以上 $0.2h$ 的范围内，是为了适当考虑深梁弹性阶段的应力分布特点，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，本条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水平钢筋，使该区段水平分布钢筋配筋率不小于 0.5% 。

10.6.14 深梁在垂直裂缝以及斜裂缝出现后将形成拉杆拱传力机制，此时下部纵向受拉钢筋的应力直至支座附近仍然很大，所以纵向钢筋应全部伸入支座。同时若将纵筋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，引起深梁支座区沿深梁中面的开裂，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，并按弯折 180° 的方式锚固。

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，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。

10.6.17 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。

10.7 叠合式受弯构件

10.7.1 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永久荷载（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自重）及施工活荷载；待后浇叠合层混凝土达到强度设计值后，再以叠合后形成的装配整体式结构（如连续梁）承受后加的其他永久荷载及可变荷载，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的相同。

当预制构件截面高度 h_1 较小， $h_1/h < 0.4$ 时，作为二阶段受力的叠合式构件的受力性能和经济效果均较差，故不宜采用；当预制构件采用“ \perp ”形梁时，预制构件的截面高度可以不受此限制。

10.7.2 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。在第二阶段，因为叠合层混凝土达到设计强度后仍可能存在施工活荷载，且其产生的荷载效应可能大于使用阶段可变荷载产生的荷载效应，故应按这两种荷载效应中的较大值进行设计。

10.7.3 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。叠合式构件由于存在着受拉钢筋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 10.7.2 条的规定，本条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 可按式 (6.1.5-1) 计算，也可近似取 $\xi = \xi_b$ 进行计算。

10.7.4 根据试验，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承载力公式进行计算。混凝土强度设计值偏安全地取预制梁和叠合层中的较低者，同时，受剪承载力不应低于预制构件的受剪承载力。在预应力混凝土叠合梁中，因预应力效应只影响预制构件，故在斜截面受剪承载力计算中暂不考虑预应力的有利影响。

10.7.5 叠合梁、板叠合面的受剪承载力计算公式是参考 GB 50010—2002 和美国规范 ACI 318 等，以剪摩擦传力模型为基础，根据叠合构件以及剪摩擦试件的试验结果给出的。叠合构件的叠合面有可能先于斜截面达到其受剪承载力极限状态，因此，叠合式受弯构件的箍筋应按斜截面受剪承载力计算与叠合面受剪承载力计算得出的较大值配置。

不配筋叠合面的受剪承载力离散性较大，故本标准用于这类叠合面的受剪承载力计算公式暂不与混凝土强度等级挂钩，这与国外规范的处理方法类似。

10.7.6 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设计值 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。本标准规定取 f_{t1} 与 f_{t2} 中的较小值，偏于安全。

10.7.7 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。但对于非预应力叠合式受弯构件，是难于满足抗裂要求的，故应以限裂验算控制为主。

由于预制构件和叠合层可能选用不同强度等级的混凝土，故在正截面抗裂验算中，应按换算截面确定叠合后构件的弹性抵抗矩和惯性矩。

10.7.8 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，叠合式受弯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。

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，根据试验结果以及设计经验，给出了式 (10.7.8-1) 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受弯构件不一定能满足纵向钢筋应力的控制条件；反之，满足纵向钢筋应力的控制条件也不一定满足变形和裂缝宽度的控制条件。因此，纵向钢筋应力的验算与裂缝宽度控制及变形控制验算不能相互取代。

根据试验和理论分析，在 $M_{2Gk} + M_{2Qk}$ 作用下，纵向钢筋的应力增量 σ_{s2k} 可近似地用下式表示：

$$\sigma_{s2k} = \frac{(1 - \beta)(M_{2Gk} + M_{2Qk})}{0.87A_s h_0} \quad (26)$$

式中 β 为二阶段受力特征系数, β 随 h_1/h 的增大而减小, 随 M_{1Gk}/M_{1u} (M_{1u} 为预制构件正截面受弯极限承载力) 的增大而增大。在常用范围内, 可忽略 M_{1Gk}/M_{1u} 的影响, 近似地取用下列表达式:

$$\beta = 0.5 \left(1 - \frac{h_1}{h} \right) \quad (27)$$

将 β 值代入后, 即可得出式 (10.7.8-3)。

10.7.9 试验结果表明, 二阶段受力钢筋混凝土叠合式受弯构件的裂缝宽度发展主要受叠合参数 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受弯构件。因此, 二阶段受力钢筋混凝土叠合式受弯构件裂缝宽度计算方法, 应从普通钢筋混凝土受弯构件的计算原理出发, 并与其相衔接。据此, 得出了式 (10.7.9)。当 $h_1=h$ 时, $h_{01}=h_0$, $M_{1Gk}+M_{2Gk}+M_{2Qk}=M_k$, $\sigma_{s1}+\sigma_{s2}=\sigma_s$, 式 (10.7.9) 即为普通钢筋混凝土受弯构件的裂缝宽度计算式 (7.2.2)。

试验还表明, 叠合式受弯构件的裂缝间距较非叠合式受弯构件的大 8% 左右, 从而使裂缝宽度增大, 故式 (10.7.9) 中的构件受力特征系数 α 取为式 (7.2.2) 中 α 的 1.1 倍。

10.7.10、10.7.11 叠合式受弯构件的挠度应采用考虑了二阶段受力特征的当量刚度 B , 按荷载效应标准组合计算。刚度 B 按式 (10.7.11) 计算。

SL/T 191—96 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长期作用影响的刚度公式为:

$$B_t = \frac{M_s}{\left(\frac{B_{s2}}{B_{s1}} - 1 \right) M_{1Gk} + (\theta - 1) M_l + M_s} B_{s2} \quad (28)$$

式 (28) 分母后两项为 $(\theta - 1)M_l + M_s$ 。 $\theta = 1.6 \sim 2.0$, 近似取 $\theta = 1.7$; 式中, $M_s = M_{Gk} + M_{Qk}$, 并取 $M_l = M_{Gk} + 0.7M_{Qk}$, 则后两项可化为 $1.7M_{Gk} + 1.49M_{Qk}$, 偏安全地取为 $1.7(M_{Gk} + M_{Qk})$ 。代入式 (28) 即可得出式 (10.7.11), 该式中的 M_k 即上式中

的 M_s 。

10.7.12 叠合式受弯构件第二阶段的短期刚度计算公式 (10.7.12) 是根据平截面假定、静力平衡条件及与非叠合式受弯构件刚度计算公式相衔接的原则推导得出的, 当 $h_1=h$ 时即为普通钢筋混凝土受弯构件短期刚度的计算公式。

10.7.14、10.7.15 叠合式受弯构件的叠合面受剪承载力是通过叠合面的骨料咬合效应和穿过叠合面的箍筋在叠合面产生滑动后对叠合面形成的夹紧力来保证的。为此, 要求预制构件上表面混凝土振捣后不经抹平而形成自然粗糙面, 以形成本条规定的凹凸程度。

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。

在配有横向钢筋的叠合面处, 应通过箍筋伸入叠合层的长度以及叠合层混凝土的必要厚度和强度等级保证箍筋有效地锚固在叠合层混凝土内。

10.8 立柱独立牛腿

10.8.1 牛腿承受较大的竖向力, 支承吊车梁时还间接受到动力作用。在使用阶段, 一般要求牛腿不出现斜裂缝, 因此其截面尺寸必须满足斜截面抗裂要求, 即满足式 (10.8.1) 的要求, 并通过式中的 β 系数考虑不同使用条件对牛腿的不同抗裂要求。式中的 $\left(1 - 0.5 \frac{F_{hk}}{F_{vk}} \right)$ 项是按牛腿在竖向力和水平拉力共同作用下斜裂缝宽度不超过 0.1mm 为条件确定的。 F_{hk} 、 F_{vk} 为按荷载标准值计算的作用于牛腿顶部的竖向力和水平力。

式 (10.8.1) 中, 对牛腿截面有效高度 h_0 的计算值作了限制, 这是考虑到当牛腿斜面倾角 α 大于 45° 时, 牛腿的实际有效高度不会随 α 的增大而增大。

本条 4 款是参照 GB 50010—2002 确定的。当不满足时应采

取加大受压面积、提高混凝土强度等级或配置钢筋网片等措施。

10.8.2 SL/T 191—96 有关独立牛腿的配筋计算公式是根据三角形桁架模型得出的。竖向荷载由顶部水平纵向受力钢筋形成的水平拉杆和牛腿内的混凝土斜向压杆承担；作用在牛腿顶部向外的水平拉力则由水平拉杆承担。试验证明，这种受力特征只出现于剪跨比较大的牛腿中。而在水工结构中，牛腿的剪跨比 a/h_0 一般都比较小，甚至小于 0。SL/T 191—96 规定，当 $a < 0.3h_0$ 时，取 $a = 0.3h_0$ ，这往往造成在小剪跨时牛腿配筋过多的不合理现象。

试验研究表明，在剪跨比 $a/h_0 \geq 0.2$ 的情况下，牛腿的破坏仍具有三角形桁架模型破坏的特点；随着剪跨比的减小，牛腿的破坏形态由桁架模型破坏逐步转化为混凝土的剪切破坏，钢筋的受力状态也发生较大的变化。为此本条规定，当牛腿的剪跨比 $a/h_0 \geq 0.2$ 时，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 应满足式 (10.8.2) 的要求。与 SL/T 191—96 相比，取消了“ $a < 0.3h_0$ 时取 $a = 0.3h_0$ ”的规定，而按实际的 a/h_0 计算。

本条明确规定了牛腿纵向受力钢筋种类、牛腿上部纵向受拉钢筋伸入柱内的锚固要求，以及当牛腿设在柱顶时，为了保证牛腿顶面受拉钢筋与柱外侧纵向钢筋的可靠传力而应采取的构造措施。

牛腿中配置水平箍筋，特别是在牛腿上部配置一定数量的水平箍筋，能有效限制该部位斜裂缝的开展宽度。故本条对牛腿上部 $2h_0/3$ 范围内的水平箍筋用量作了规定。

在牛腿内设置一定数量的弯起钢筋是我国工程界的传统做法。但剪跨比 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。试验表明，牛腿中的弯起钢筋对提高其受剪承载力和减少斜向开裂的可能性都不起明显作用。故只规定了在牛腿中按构造布置弯起钢筋的做法。

10.8.3 试验研究表明，在 $a/h_0 < 0.2$ 的小剪跨比情况下，牛腿的破坏已呈现混凝土剪切破坏的特征。在相同荷载作用下，这一范围内的牛腿随着剪跨比的减小，顶部纵筋及箍筋的应力都在不断降低。此时，承载力由顶部受力钢筋、水平箍筋与混凝土三者共同提供。在试验资料的基础上，偏安全地拟合了小剪跨比牛腿所承受的极限荷载与混凝土及所有水平钢筋承载力之间的相关关系式，明确在剪跨比 $a/h_0 < 0.2$ 时，首先应由式 (10.8.3) 计算出竖向力作用下的整个牛腿高度范围内的所有水平钢筋截面总面积，再视剪跨比的大小将水平钢筋截面总面积的 40%~60% 作为牛腿顶部受力钢筋，集中配置在牛腿顶面，其中剪跨比小时取小值，剪跨比大时取大值；其余的则作为水平箍筋均匀配置在牛腿全高范围内。当牛腿顶面作用有水平拉力 F_h 时，承受水平拉力所需的水平锚筋另行计算。

考虑到随着剪跨比的减小，顶部受力钢筋作用在不断降低，承受竖向力所需的受拉钢筋配筋率（以截面 bh_0 计）由剪跨比 $a/h_0 \geq 0.2$ 时的不应小于 0.2% 改为不应小于 0.15%，使得钢筋的配置更加合理。顶部受拉钢筋的其他配筋构造要求和锚固要求与 10.8.2 条 2 款相同。

在剪跨比 $a/h_0 < 0.2$ 的情况下，所配箍筋主要是用于限制裂缝开展及增强混凝土剪切强度，为发挥应有的作用，本条明确规定了牛腿所配箍筋的钢筋种类、直径、间距及箍筋的最小配筋率。

试验表明，只要满足了 10.8.1 条的截面限制条件，剪跨比 $a/h_0 < 0$ 时的牛腿在竖向力作用下，钢筋不会屈服，为此可不进行牛腿的配筋计算，仅按构造要求配置水平箍筋。而当牛腿顶面作用有水平拉力 F_h 时，承受水平拉力所需的锚筋仍需按本条 2 款的规定计算配置。

10.9 壁式连续牛腿

10.9.1 本标准壁式连续牛腿的设计规定基本沿用 SL/T 191—96

的规定, 仅将计算单位长度轮压的计算分布宽度公式作了适当的修改。

本次修订时, 参考龙滩水电站地下厂房岩壁吊车梁仿真模型的试验结果, 吊车轮压的有效分布宽度接近于从轮压作用点约 26° 角向交界面处平面扩散的宽度。基于这一试验结果, 壁式连续牛腿的轮压分布宽度可近似按边轮沿纵向各扩散 $a/2$ 计算, 由此得出计算轮压分布宽度的公式, 其物理意义比较明确, 考虑的因素较全面, 适用范围较广, 方便工程应用。

10.9.2~10.9.5 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。

10.10 弧形闸门支座

10.10.1 本节只适用于普通钢筋混凝土闸墩的弧门支座设计。

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、支座有效折算分布宽度、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, 由式(7.1.1-1)、式(7.1.1-4), 考虑上述因素的影响, 推导出式(10.10.1-1)、式(10.10.1-2)。推导时截面宽度取用支座有效折算分布宽度: 双侧弧门支座推力作用时取为 $1.7b$ (b 为弧门支座宽度), 单侧弧门支座推力作用时取为 $3b$; 混凝土拉应力限制系数 α_{ct} 取为0.85。

10.10.2 闸墩局部受拉承载力计算公式是根据闸墩局部受拉破坏试验得出的。闸墩局部受拉破坏是以通过局部受拉裂缝的钢筋达到屈服强度为标志的。闸墩局部受拉破坏的位置可能是: 沿弧门支座支承面与闸墩交接处形成临界竖向裂缝, 或是沿支座高度约 $1/2$ 处与闸墩交接处形成八字形临界裂缝。根据试验与理论分析结果, 给出了局部受拉钢筋的有效分布范围和锚固要求。

当闸墩遭遇气温骤降较强时, 或弧门支座距闸墩顶部距离较小时, 顶部易出现裂缝, 因此本条增加了关于闸墩顶部水平向防裂钢筋网的构造措施。

10.10.3 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, 式中的系数0.7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。

SL/T 191—96中, 验算局部受压应力时, 弧门支座推力采用设计值, 本标准改用标准值, 所以支承面上的局部受压应力“不应超过 $0.9f_c$ ”的要求相应改为“不应超过 $0.75f_c$ ”。

10.10.4 根据悬吊拉杆拱受力模型, 由平衡条件可以得到弧门支座受力钢筋截面面积的计算公式, 即式(10.10.4)。但本条没有给出拱圈受压承载力计算公式, 因为考虑到当弧门支座截面尺寸满足式(10.10.3)要求后, 拱圈受压承载力自然也能满足。

10.10.5 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于水平箍筋的方向设置适量的垂直箍筋。

10.10.6 当弧门总推力大于25000kN时, 建议采用预应力闸墩。有关预应力闸墩的设计, 可参考有关规范。

10.11 闸门门槽

10.11.1、10.11.2 随着我国国力的提高和经济的发展, 兴建的大型水利水电工程越来越多, 泄水孔口尺寸越来越大, 承受的水头越来越高, 闸门门槽的推力也越来越大。根据国内几个大型工程经验, 当闸门门槽每延米推力大于2000kN时, 应对闸门门槽二期混凝土进行局部承压验算和剪切承载力计算。当计算不满足要求时, 可采取提高二期混凝土强度等级或在二期混凝土内配置钢筋、掺加纤维等措施。

ψ ——设计状况系数；

γ_G 、 γ_Q ——永久荷载、可变荷载分项系数。

式(1)左侧3个系数 γ_G 、 γ_Q 、 ψ 可合并为一个，即承载力安全系数 K ，式(1)可改写成：

$$KS \leq R \quad (2)$$

由式(2)可见：

(1) S 为荷载效应组合设计值，包含永久荷载标准值 G_k 、可变荷载标准值 Q_k ，以及它们的荷载分项系数 γ_G 、 γ_Q 。

在本标准中，荷载标准值仍采用《水工建筑物荷载设计规范》(DL 5077—1997)规定的数值，但荷载分项系数不再按该规范取用，也不再出现荷载分项系数这一术语。

本标准把永久荷载分为两类，一类是变异性很小的自重、设备重等，它的标准值所产生的荷载效应用 S_{G1k} 表示；另一类为变异性稍大的土压力、围岩压力等，其荷载效应用 S_{G2k} 表示。可变荷载也分为两类，一类是一般可变荷载，其变异性最大，其荷载效应用 S_{Q1k} 表示；另一类是可严格控制其不超出规定限值的可变荷载（或称为“有界荷载”），如按制造厂家铭牌额定值设计的吊车轮压，以满槽水位设计时的水压力等，其荷载效应用 S_{Q2k} 表示。

对上述4种荷载分别取用不同的 γ_G 、 γ_Q 值，所以荷载效应组合设计值 S 可直接按式(3.2.2-1)与式(3.2.2-2)计算得出。本标准有关承载力计算的条文中，荷载效应组合设计值 S 即为截面内力设计值(M 、 N 、 V 、 T 等)。

(2) 结构构件的承载力 R 由材料强度设计值计算得出。材料强度设计值按第4章的规定取用。

(3) SL/T 191—96将4级、5级水工建筑物的结构重要性系数 γ_0 取为0.9，此值仅与GB 50010—2002中使用期小于5年的临时性房屋相当，显然偏低，故本标准在计算 K 值时，将4级、5级水工建筑物的 γ_0 由0.9调整为0.95，1级与2级、3级水工建筑物的重要性系数 γ_0 仍取为1.1与1.0。

(4) 鉴于不少工程事故常发生在施工阶段，所以本标准不再

设短暂设计状况，即施工检修期的承载力安全系数不再降低，计算 K 值时，对基本组合，设计状况系数 ψ 取为1.0，对偶然组合， ψ 取为0.85。

(5) 与SL/T 191—96一致，配筋混凝土的结构系数 γ_d 取为1.2；素混凝土的结构系数 γ_d 按受拉破坏和受压破坏分别取为2.0和1.3。

(6) 将上述各项数值代入式 $K = \gamma_d \gamma_Q \psi$ 中，就可得出承载力安全系数 K ，取整后见表3.2.4。由于本标准的材料强度设计值比SL/T 191—96有所减小，故配筋量比SL/T 191—96稍有增加。1级和2级、3级水工建筑物增加约3%；4级、5级水工建筑物因系数 γ_0 有所提高，增加约6%~10%。

(7) 建筑物稳定验算时，所有荷载均取标准值进行组合，其稳定安全系数则按相关建筑物设计规范取值。

(8) 由于永久荷载的分项系数 γ_G 取值较小，当永久荷载效应与可变荷载效应相比很大时，结构的安全度就偏低，因此当荷载效应由永久荷载控制时，表3.2.4所列安全系数应增大0.05。

(9) 对荷载效应的偶然组合，偶然荷载的分项系数取为1.0。参与组合的可变荷载标准值，可根据有关规范作适当折减。

(10) 为适应工程习惯，本标准将《水工建筑物荷载设计规范》(DL 5077—1997)中的“直接作用”和“间接作用”统称为“荷载”，其效应统称为“荷载效应”。

3.2.5 正常使用极限状态验算时，所有荷载与材料强度均应取其标准值。

裂缝控制的程度与环境类别有关，而与建筑物的安全等级并无太大的关系；挠度的控制与建筑物的安全等级更无关。所以本标准在抗裂、裂缝宽度和挠度验算时，不再考虑结构重要性系数 γ_0 或抗裂安全系数 K_r ，这与GB 50010—2002等国内外有关规范是一致的。

3.2.6、3.2.7 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。

对于钢筋混凝土构件，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引引起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。

本标准在进行裂缝验算时，为了方便设计，与 GB 50010—2002 一样，规定只需考虑荷载效应的“标准组合”（原称“短期组合”），不再要求验算“准永久组合”（原称“长期组合”）。所谓标准组合，即可变荷载和永久荷载均采用标准值（即设计使用年限内荷载可能发生的最大值）时的荷载效应组合。

本标准的环境类别由 SL/T 191—96 的 4 类变为 5 类，最大裂缝宽度限值也相应地作了细微调整。

与 SL/T 191—96 相同，对预应力混凝土构件的裂缝控制等级仍分为三级。根据工程实践，适当放宽了预应力构件的抗裂要求，对二级控制的混凝土拉应力限制系数 α_{cr} 由 SL/T 191—96 的 0.5 改为 0.7，与 GB 50010—2002 基本一致。

3.2.8 SL/T 191—96 挠度限值表中计算跨度范围偏小，与当前的建筑模数也不一致，因此本标准作了相应调整。

与裂缝验算一样，挠度验算也只考虑荷载效应的标准组合。

3.3 结构耐久性要求

3.3.1 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，因此专门列出本节，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，除环境类别外，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。

3.3.2 结构设计使用年限是指结构在使用过程中仅需一般维护

（包括构件表面涂刷等）而不需进行大修的期限。

3.3.3 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，应保证保护层厚度不小于 9.2 节的规定。同时还应保证保护层的振捣与养护质量。

3.3.4、3.3.5 根据我国的施工技术水平，对 SL/T 191—96 耐久性基本要求中所规定的混凝土强度等级适当予以提高，并参照 GB 50010—2002，在耐久性基本要求中增加了碱含量的限制，同时增添了水工混凝土的水下部分不宜采用碱活性骨料的条文，它是根据《混凝土碱含量限制标准》（CECS 53: 93）的规定并结合水工工程经验给出的。混凝土的水灰比与最小水泥用量对耐久性影响很大，根据我国的施工水平，对最大水灰比限值作了适当调整。

氯离子含量是海洋环境或使用除冰盐环境钢筋锈蚀的主要因素，因此，在耐久性要求中增加了最大氯离子含量限值，它是参照 GB 50010—2002 及美国、日本规范的规定得出的。

3.3.6 混凝土的抗渗等级规定基本沿用 SL/T 191—96 的规定。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，如仍按照表 3.3.6 中项次 3 的规定显然偏高，因此在该表注 5 中规定了水头 H 小于 10m 时，抗渗等级可相应降低一级。

3.3.7 混凝土抗冻等级明确规定用快冻法测定，它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。

室内试验和实际工程表明：饱和的混凝土才发生冻融破坏，不饱和的混凝土较少破坏；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，因此最冷月的气温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。

有些部位检修时，如电站、船闸、供水系统须停止运行，这

较难于实现；溢流面检修须避开汛期和冬季，而检修工作量又大，检修也较困难，因此，这些部位的抗冻要求均宜较其他部位更高些。

表 3.3.7 是根据《水工建筑物抗冰冻设计规范》(SL 211—2006) 给出的。

气候分区现分为严寒、寒冷与温和三区。温和地区虽然没有明显的冻融情况，但冬季寒冷仍可达到局部结冰。曾观察到温和地区的许多闸坝都有不同程度的冻融损坏，因此温和区也规定了抗冻等级要求。

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，混凝土极易饱和破坏，故规定了 3 个不同高度。

3.3.8 根据室内试验及工程实践，未采用引气剂的混凝土，即使采用性能优良的水泥，仍达不到 F100 的抗冻等级，所以强调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 SL 211—2006 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。

3.3.9 化学侵蚀程度分类系参考我国《混凝土结构耐久性设计规范》(GB/T 50476—2008)、《公路工程混凝土结构防腐蚀技术规范》(JTG/TB 07-01—2006) 及美国规范 ACI 318/318R-4 和欧盟规范《混凝土》(EN 206-1) 制定的。

化学侵蚀程度的分类也可参考有关规范的规定进行划分。

3.3.12 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，在恶劣的环境下应尽量避免采用。

4 材 料

4.1 混 凝 土

4.1.2 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混凝土其他力学指标的基本代表值。混凝土立方体抗压强度试件的标准尺寸为边长 150mm 的立方体试件。混凝土强度等级的确定原则为：混凝土强度总体分布的平均值 $\mu_{f_{cu,15}}$ 减去 1.645 倍标准差 $\sigma_{f_{cu}}$ (保证率为 95%)。用公式表示，即：

$$f_{cu,k} = \mu_{f_{cu,15}} - 1.645\sigma_{f_{cu}} \quad (3)$$

$$f_{cu,k} = \mu_{f_{cu,15}} (1 - 1.645\delta_{f_{cu}}) \quad (4)$$

式中 $\delta_{f_{cu}}$ ——混凝土立方体抗压强度的变异系数。

本标准采用的混凝土立方体抗压强度的变异系数 $\delta_{f_{cu}}$ 见表 1，与 SL/T 191—96 的取值相同。

表 1 水工混凝土立方体抗压强度的变异系数

$f_{cu,k}$	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60
$\delta_{f_{cu}}$	0.20	0.18	0.16	0.14	0.13	0.12	0.12	0.11	0.11	0.10

4.1.3 钢筋混凝土结构构件和预应力混凝土结构构件的最低强度等级要求，是参考 GB 50010—2002 等国内外规范的有关规定确定的。对于水工大体积预应力混凝土结构（如预应力闸墩等）的最低强度等级要求，可适当降低。

4.1.4 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 组混凝土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的影响，两者平均值的的关系为：

$$\mu_{f_{pr}} = 0.8 \times 0.95\mu_{f_{cu,15}} = 0.76\mu_{f_{cu,15}} \quad (5)$$

考虑到结构中的混凝土强度与试件混凝土强度之间的差异,对试件混凝土强度进行修正,修正系数取为 0.88,则结构中的混凝土轴心抗压强度与 150mm 立方体抗压强度的关系为:

$$\mu_c = 0.88 \times 0.76 \mu_{f_{cm,15}} = 0.67 \mu_{f_{cm,15}} \quad (6)$$

根据混凝土强度标准值的取值原则,假定 $\delta_{f_c} = \delta_{f_{cm}}$ (δ_{f_c} 为混凝土轴心抗压强度的变异系数),引入考虑高强混凝土脆性的折减系数 α_c ,则结构中的混凝土轴心抗压强度标准值为:

$$\begin{aligned} f_{ck} &= \alpha_c \mu_c (1 - 1.645 \delta_{f_c}) = 0.67 \alpha_c \mu_{f_{cm,15}} (1 - 1.645 \delta_{f_{cm}}) \\ &= 0.67 \alpha_c f_{cm,k} \end{aligned} \quad (7)$$

α_c 的取值:对于 C45 以下均取 $\alpha_c = 1.0$;对于 C45 取 $\alpha_c = 0.98$;对于 C60 取 $\alpha_c = 0.96$;中间按线性规律变化。

C45 以下混凝土,由于 $\alpha_c = 1.0$,故混凝土轴心抗压强度标准值 f_{ck} 的计算公式 (7) 简化为 $f_{ck} = 0.67 f_{cm,k}$,与 SL/T 191—96 的计算公式相同。

(2) 混凝土轴心抗拉强度标准值

根据国内 72 组混凝土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:

$$\mu_{f_{t,m}} = 0.58 (0.95 \mu_{f_{cm,15}})^{2/3} = 0.56 \mu_{f_{cm,15}}^{2/3} \quad (8)$$

同样,考虑到结构中的混凝土强度与试件混凝土强度的差异,取修正系数为 0.88,同时将计量单位由 kgf/cm^2 改为 N/mm^2 ,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:

$$\mu_c = 0.88 \times 0.56 \mu_{f_{cm,15}}^{2/3} \times 0.1^{1/3} = 0.23 \mu_{f_{cm,15}}^{2/3} \quad (9)$$

假定轴心抗拉强度的变异系数 $\delta_{f_t} = \delta_{f_{cm}}$,则结构中混凝土轴心抗拉强度标准值为:

$$\begin{aligned} f_{tk} &= \mu_c (1 - 1.645 \delta_{f_t}) = 0.23 \mu_{f_{cm,15}}^{2/3} (1 - 1.645 \delta_{f_{cm}}) \\ &= 0.23 f_{cm,k}^{2/3} (1 - 1.645 \delta_{f_{cm}})^{2/3} \end{aligned} \quad (10)$$

式 (10) 与 SL/T 191—96 的计算公式基本相同。

GB 50010—2002 根据原有的抗拉强度试验数据,再加上我国近年来高强混凝土强度研究的试验数据,统一进行分析后提出了下列计算混凝土轴心抗拉强度标准值的公式:

$$f_{tk} = 0.88 \times 0.395 f_{cm,k}^{0.33} (1 - 1.645 \delta_{f_{cm}})^{0.45} \times \alpha_{c2} \quad (11)$$

式中, α_{c2} 为考虑高强混凝土脆性的折减系数,对于 C40 取 $\alpha_{c2} = 1.0$,对于 C80 取 $\alpha_{c2} = 0.87$,中间按线性规律变化。

需要说明的是,按式 (7) 及式 (10) 求得的混凝土轴心抗压及轴心抗拉强度标准值与 GB 50010—2002 的采用值有所不同,但二者十分接近,为了便于实际应用和规范间的相互协调,本标准混凝土强度标准值在取整时取与 GB 50010—2002 相同的指标。

4.1.5 混凝土强度设计值取为混凝土强度标准值除以混凝土材料性能分项系数 γ_c 。SL/T 191—96 混凝土的材料性能分项系数 $\gamma_c = 1.35$,与国内外相关规范的取值相比,取值偏低。GB 50010—2002 取 $\gamma_c = 1.4$;美国规范 ACI 318—05 取 $\gamma_c = 1/\phi = 1/0.65 = 1.54$;欧盟规范和英国规范取 $\gamma_c = 1.5$ 。本次修订时将 γ_c 从 1.35 提高到 1.4,相应的混凝土强度设计值与 GB 50010—2002 的取值相同。

4.1.6 在一般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。某些水工建筑物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,本标准规定,经充分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。

附录 A 给出的混凝土不同龄期的抗压强度比值,基本沿用了 SL/T 191—96 的取值,仅根据国内近年来的试验资料,将普通硅酸盐水泥混凝土 90d 龄期的抗压强度比值由 1.15 提高为 1.20。

粉煤灰硅酸盐混凝土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，由于其影响因素较多，离散性很大，故不应利用其后期抗拉强度。

4.1.7 根据国内的试验资料，混凝土受拉弹性模量与受压弹性模量很接近，故二者取用相同的数值。混凝土受压或受拉弹性模量 E_c 仍沿用 SL/T 191—96 的关系式，即按式 (12) 确定：

$$E_c = \frac{10^3}{2.2 + \frac{34.7}{f_{cu,k}}} \quad (12)$$

式中 $f_{cu,k}$ ——立方体抗压强度标准值，即混凝土强度等级值（按 N/mm^2 计）。

4.2 钢 筋

4.2.1 近年来，国内混凝土结构用钢筋、钢丝、钢绞线的品种和性能有了进一步的发展，研制开发成功了一批新钢筋品种，因此，本标准对钢筋种类进行了调整。

本标准列入的钢筋种类及所依据的现行钢筋国家标准见表 2。

表 2 钢筋所属的国家标准代号

项 次	钢筋种类	标准代号
1	热轧钢筋	GB 1499.2—2007 GB 13013—91 GB 13014—91
2	预应力混凝土用钢丝	GB/T 5223—2002
3	预应力混凝土用钢绞线	GB/T 5224—2003
4	预应力混凝土用钢棒	GB/T 5223.3—2005
5	预应力混凝土用螺纹钢筋	GB/T 20065—2006

水工钢筋混凝土结构设计时，宜优先采用 HRB335 级、HRB400 级钢筋；预应力混凝土结构宜优先采用高强度的预应力钢绞线、钢丝。这样不仅可以提高混凝土结构的安全度水平，降低

工程造价，而且还可降低配筋率，缓解钢筋密集带来的施工困难。

新颁布的《钢筋混凝土用钢 第 2 部分：热轧带肋钢筋》（GB 1499.2—2007）除保留了原标准中的 HRB335 级、HRB400 级、HRB500 级普通热轧钢筋外，还纳入了 HRBF335 级、HRBF400 级、HRBF500 级等细晶粒热轧钢筋。鉴于 HRB500 级钢筋及 HRBF 级钢筋的工艺稳定性、可焊性、时效性、锚固粘结性能等问题还需开展必要的研究工作，国内尚缺乏这种钢筋工程应用的试验数据和实践经验，因此，本标准暂缓列入。

本标准虽列入光圆 HPB235 级钢筋及余热处理的 RRB400 级钢筋，但并不主张推广应用。因为光圆钢筋强度低，强度价格比差，延性虽好但锚固粘结性能差。由于焊接受热回火可能降低 RRB400 级钢筋的疲劳性能和冷弯性能，钢筋机械连接表面切削时也可能影响其强度，因此 RRB400 级钢筋的应用也受到一定的限制。

预应力混凝土用螺纹钢筋在我国的桥梁工程及水电站地下厂房的预应力岩壁吊车梁中已有大量应用。国内过去将这种钢筋称为“高强精轧螺纹钢筋”。2006 年，《预应力混凝土用螺纹钢筋》（GB/T 20065—2006）正式颁布施行，故本标准正式列入。

原《预应力混凝土用热处理钢筋》（GB 4463—84）已由《预应力混凝土用钢棒》（GB/T 5223.3—2005）所取代，按钢棒表面形状分为光圆钢棒、螺旋槽钢棒、螺旋肋钢棒、带肋钢棒 4 种。由于光圆钢棒和带肋钢棒的粘结锚固性能较差，故本标准仅列入了 GB/T 5223.3—2005 中的螺旋槽钢棒和螺旋肋钢棒的材料性能设计指标。预应力混凝土用钢棒在我国现阶段仅用于预应力管桩的生产，已积累了一定的工程实践经验。

考虑到我国近年来强度高、性能好的预应力钢筋（钢丝、钢绞线）已可充分供应。本标准不再列入冷拔低碳钢丝、冷拉钢筋、冷轧带肋钢筋和冷轧扭钢筋等延性较差的冷加工钢筋。未列入本标准不是不允许使用这些钢筋，而是使用冷加工钢筋时，应

符合《冷拔钢丝预应力混凝土构件设计与施工规程》(JGJ 19—92)、《冷轧带肋钢筋混凝土结构技术规程》(JGJ 95—2003)、《冷轧扭钢筋混凝土构件技术规程》(JGJ 115—97)和《钢筋焊接网混凝土结构技术规程》(JGJ 114—2003)等专门规程的规定。

4.2.2 钢筋强度标准值的确定基本沿用 SL/T 191—96 的规定,即:

(1) 对于有明显物理流限的普通热轧钢筋,采用钢筋国家标准规定的屈服点作为标准值,屈服点即钢筋出厂检验的废品限值。

(2) 对于无明显物理流限的预应力钢丝、钢绞线、螺纹钢筋及钢棒,采用钢筋国家标准规定的极限抗拉强度作为标准值。

4.2.3 钢筋强度设计值的确定

(1) 抗拉强度设计值

普通钢筋抗拉强度设计值取为钢筋强度标准值除以钢筋材料性能分项系数 γ_s ; 预应力混凝土用钢丝、钢绞线、螺纹钢筋及钢棒的抗拉强度设计值则取为条件屈服点除以钢筋的材料性能分项系数 γ_s 。

为适当提高安全度设置水平,参考 GB 50010—2002 的规定,将 HRB335 级钢筋的材料性能分项系数 γ_s 由 SL/T 191—96 的 1.08 提高为 1.1。这样,HPB235、HRB335 和 HRB400 这 3 个级别的热轧钢筋的材料性能分项系数 γ_s 都取为 1.1。

预应力钢筋的材料性能分项系数 γ_s 仍取为 1.2。

对于预应力用钢丝、钢绞线、钢棒,其条件屈服点 SL/T 191—96 取为 $0.8\sigma_b$ (σ_b 为钢筋的极限抗拉强度),本标准与 GB 50010—2002 的规定一致,取为 $0.85\sigma_b$ 。因而本标准的预应力钢筋抗拉强度设计值较 SL/T 191—96 有所提高。

对于预应力混凝土用螺纹钢筋,由《预应力混凝土用螺纹钢筋》(GB/T 20065—2006)可知,PSB785、PSB830 的 $\sigma_s/\sigma_b = 0.8$,而 PSB930、PSB1080 的 σ_s/σ_b 分别为 0.86 及 0.88。本标

准取 $0.8\sigma_b$ 作为螺纹钢筋的条件屈服点。

(2) 抗压强度设计值

钢筋抗压强度设计值 f'_y 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。

4.2.4 钢筋的弹性模量按国家现行钢筋规范的规定确定。

5 素混凝土结构构件计算

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，混凝土收缩和温度变化引起的效应又难以估计，一旦发生裂缝，易造成事故，故对于由受拉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，经论证，允许采用素混凝土结构。

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，需配置不少于构件截面面积 0.05% 的构造钢筋，同时规定在角部米宽度内的钢筋截面面积不大于 1500mm^2 ，以避免钢筋截面面积随构件截面尺寸的增大而增加过多。

5.2.2~5.2.4 与 SL/T 191—96 第 5.2.2~5.2.4 条相同，但改用安全系数表达。附录 C 中列出了截面抵抗矩塑性系数，与 SL/T 191—96 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 及局部受压底面积的计算，与 SL/T 191—96 相同。

计算底面积 A_b 的取值，采用“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承压板的短边尺寸 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，对各种类型的垫板试件，其试验值与计算值符合较好，且偏于安全。

6 钢筋混凝土结构构件承载力极限状态计算

6.1 承载力计算的一般规定

6.1.1 本章规定的承载力极限状态计算公式适用于混凝土强度等级不大于 C60 的钢筋混凝土构件。混凝土强度等级大于 C60 的高强混凝土结构构件的承载力计算公式可参照 GB 50010—2002 采用。

本章的正截面受弯承载力和斜截面受剪承载力的计算公式适用于跨高比 $l_0/h \geq 5$ 的受弯构件， $l_0/h < 5$ 的受弯构件应按 10.6 节的规定计算。试验和分析表明， $l_0/h \geq 5$ 的受弯构件正截面的平均应变才基本符合平截面假定。

6.1.2、6.1.3 正截面承载力计算方法的基本假定与 SL/T 191—96 基本相同。

(1) 试验表明，在受拉钢筋达到屈服强度之前及达到瞬间，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。

(2) 确定等效矩形应力图形的特征值，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，是在分析国内外规范所用的 $\sigma_c - \epsilon_c$ 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的试验结果， ϵ_{cu} 的平均值约

为 0.0033。当取 $\epsilon_m = 0.0033$ 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 f_c 与应力曲线上最大应力值的比值 $\gamma = 0.969$ ，为简化计算，取 $\beta = 0.8$ ， $\gamma = 1.0$ 。

(3) 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 SDJ 20—78 中称为弯曲抗压强度。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，弯曲抗压强度的试验值 f_{cm}^b 随 ξ 的增大而减小，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，对矩形截面小偏心受压构件， f_{cm}^b 接近轴心抗压强度 f_c^0 。对三角形截面和圆形截面小偏心受压构件， $f_{cm}^b = f_c^0$ ，因此 SL/T 191—96 提出 $f_{cm} = f_c$ 。本标准继续保留这一规定。

本标准作了如下修改：① SL/T 191—96 对混凝土应力应变关系用文字说明，本标准改用公式表示；② 删去了“受拉钢筋的容许极限拉应变取 0.01”的规定，因为根据平截面假定，受拉钢筋的容许极限拉应变取 0.01 就相当于规定混凝土受压区的最小高度为 $0.2h_0$ 。在水工钢筋混凝土低配筋率构件中，这一规定显然不尽合适。

6.1.4 构件达到界限破坏是指截面上受拉钢筋达到屈服和受压区混凝土达到极限压应变同时发生的状态，此时，取 $\epsilon_m = 0.0033$ ， $\beta = 0.8$ 。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，可得本标准的截面相对界限受压区计算高度 ξ_b 公式 (6.1.4)。本标准删去了采用冷轧带肋钢筋时， ξ_b 的计算公式的分母中的 1 应改为 1.6 的说明，因为此类钢筋不再推荐采用。

6.1.5 计算钢筋应力 σ_s 时，是以混凝土达到极限压应变 ϵ_m 作为构件达到承载能力极限状态为标志的。当取 $\epsilon_m = 0.0033$ ， $\beta = 0.8$ 时，按平截面假定可写出钢筋应力的计算公式如下：

$$\sigma_s = 0.0033E_s \left(\frac{0.8h_0}{x} - 1 \right) \quad (13)$$

式 (13) 还可用来计算截面任意位置处的钢筋应力 σ_s 。设距离受压边缘为 h_0 的钢筋 A_s 的应力为 σ_s ，则 σ_s 的通式为：

$$\sigma_s = 0.0033E_s \left(\frac{0.8h_{0s}}{x} - 1 \right) \quad (14)$$

为简化计算，根据我国试验资料，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 $\xi = x/h_0$ 接近直线关系，根据 $\xi = \xi_b$ 时 $\sigma_s = f_y$ 及 $\xi = 0.8$ 时 $\sigma_s = 0$ 的界限条件，取 σ_s 与 ξ 之间为线性关系，就可得出式 (6.1.5-1)。

6.2 正截面受弯承载力计算

6.2.1~6.2.6 6.1.2 条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。

试验表明， b'_1/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 $x > h'_1$ 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 。此时，计算宽度 b'_1 应符合表 6.2.3 的规定。

与 SL/T 191—96 相比，本标准正截面受弯承载力计算主要有两点不同：

(1) 计算公式采用安全系数表达，K 值按表 3.2.4 取用。

(2) 将受弯构件混凝土受压区计算高度需满足 $x \leq \xi_b h_0$ 的条件改为 $x \leq 0.85 \xi_b h_0$ ，这是为了更有效地防止发生超筋破坏。SL/T 191—96 容许混凝土受压区计算高度 x 达到 $\xi_b h_0$ 这一临界值，此时受弯构件发生界限破坏，实际上已是一种无预警的脆性破坏，原先规定的安全度（仅是对延性破坏而言的）就不够了。同时，在 ξ_b 的计算公式中，混凝土的极限压应变和钢筋弹模这

两个材料特性取平均值，而钢筋强度却取设计值，人为地把 ξ_b 值算大了，更易造成构件延性的不足。双筋受弯构件的受压区计算高度 x 对延性与用钢量的影响的分析表明，当取 $x_{\max} = \xi_b h_0$ 设计时，曲率延性系数 $\mu_e = 1.0$ ，为脆性破坏；当取 $x_{\max} = 0.8\xi_b h_0$ 设计时， $\mu_e = 2.30$ ，用钢量增加1.23%；当取 $x_{\max} = 0.7\xi_b h_0$ 设计时， $\mu_e = 2.71$ ，用钢量增加3.25%。在国际上，美国规范和日本规范均规定 $x_{\max} = 0.75\xi_b h_0$ ；英国规范则相当于规定 $x_{\max} = 0.8\xi_b h_0$ 。综上所述，受弯构件受压区计算高度 x 应不大于 $0.8\xi_b h_0$ 较为合适。但考虑到我国所有规范历来都取 $x_{\max} = \xi_b h_0$ ，故本标准规定：受弯构件受压区计算高度 x 应不大于 $0.85\xi_b h_0$ 。这一改动对一般梁板都没有什么影响，只有对截面尺寸受到限制需配置受压钢筋的双筋梁，才会对总的用钢量产生一些影响（增加约0.7%）。

6.3 正截面受压承载力计算

6.3.1 轴心受压构件正截面受压承载力的计算方法与SL/T 191—96不同的有两点：①公式采用安全系数表达；②增加了框架及排架柱的计算长度 l_0 。

6.3.2~6.3.4 偏心受压构件正截面受压承载力的计算方法与SL/T 191—96不同的有两点：①公式采用安全系数表达；②对于非对称配筋的矩形截面、I字形截面和T形截面小偏心受压构件，明确指出仅当 $KN > f_c A$ 时，才需分别按式(6.3.2-4)或式(6.3.4-3)验算离纵向压力较远侧是否会先发生压坏。

6.3.5 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6.1.1条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，给出了式(6.3.5-1)~式(6.3.5-4)，与按一般方法精确计算的结果相比误差不大。

6.3.8 本条是新增的条文。SL/T 191—96考虑偏心受压柱的二

阶效应时，采用传统的“偏心矩增大系数法”，这一方法实际上假定柱是无侧移的，是一种近似方法。随着计算机技术的发展，利用结构分析的弹性杆系有限元法，再以经过折减的弹性刚度代替其初始弹性刚度，使之能反映承载能力极限状态下钢筋混凝土构件裂缝开展后的变形特点，可以较精确地直接算出包含二阶效应在内的结构各杆件的内力，从而可克服采用传统的偏心矩增大系数法在相当一部分情况下存在的不准确性。这种方法在GB 50010—2002中称为考虑二阶效应的弹性分析方法。本标准与其一致，除保留偏心矩增大系数法外，还同时列出较准确的考虑二阶效应的弹性分析方法，以供设计选用。

6.3.9 本条给出了偏心矩增大系数的计算公式，与SL/T 191—96相同，仅 ζ_1 计算式中的分母改为 KN 。

6.3.10 SL/T 191—96对构件计算长度 l_0 的确定方法只适用于两端有明确约束条件的受压柱。参考GB 50010—2002，新增此条，可以用来确定两端约束不明确的柱的计算长度。

6.3.11 本条是新增的条文。列出了构件修正抗弯刚度，可用于考虑二阶效应的弹性分析方法，直接计算出结构构件各控制截面的内力设计值，并按此内力设计值对各构件直接进行截面配筋设计。

6.3.13 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。

6.4 正截面受拉承载力计算

6.4.1~6.4.4 给出了正截面受拉承载力的计算公式。与SL/T 191—96的不同在于：①采用安全系数表达；②对于大偏心受拉构件，要求混凝土受压区计算高度 x 不大于 $0.85\xi_b h_0$ ，以保证截面发生延性破坏，参见6.2.1条说明。

6.5 斜截面受剪承载力计算

6.5.1 根据我国抗剪试验研究和工程经验，与SDJ 20—78相比，加严了普通受弯构件的截面限制条件，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，尚可保持原规范的要求，即系数仍可取为 0.30。

6.5.2 剪力计算值的计算截面，在一般情况下是指较易发生斜截面破坏的位置，它与箍筋和弯起钢筋的布置及腹板宽度有关。

6.5.3 由于混凝土受弯构件受剪破坏的影响因素较多，破坏形式复杂，对混凝土受剪机理的认识尚不足，至今未能像正截面承载力计算一样建立一套较完整的理论体系。国内外各有关规范中斜截面承载力计算方法各异，理论模式也不尽相同。

(1) SL/T 191—96 受剪承载力计算，当梁配有箍筋和弯起钢筋时，受剪承载力 V_c 为混凝土项受剪承载力 V_{c1} 、箍筋项受剪承载力 V_{sv} 和弯起钢筋项受剪承载力 V_{sb} 之和。该方法形式简单，使用方便。但原计算方法中，混凝土项受剪承载力 V_{c1} 随构件的荷载形式不同而不同，对一般受弯构件和对集中荷载作用为主的独立梁，分别采用两个不同的受剪承载力计算公式，使抗力与荷载成为互不独立的随机变量，计算比较繁琐。且对相应的受扭构件、预应力构件、叠合式构件等均增加了计算上的复杂性。

本次修订时，通过对国内外各主要混凝土结构设计规范的分析 and 试验资料的对比，在 SL/T 191—96 计算方法的基础上，对混凝土项受剪承载力 V_{c1} 计算公式进行了以下两点修订：

①将混凝土项受剪承载力 V_{c1} 计算公式中的混凝土强度设计指标由 f_c 改为 f_t 表达，以适应从低强到高强混凝土构件受剪承载力的变化，避免采用 f_c 时使高强混凝土构件的受剪承载力计算偏不安全。

②将混凝土项受剪承载力 V_{c1} 计算公式合为一个，取消集中荷载作用为主的独立梁计算中剪跨比对受剪承载力的影响，在计算公式中不再考虑荷载形式的不同，使 V_{c1} 计算公式得以简化，更可使相应的受扭构件、预应力构件、叠合式构件的受剪承载力计算明显简化。

(2) 对承受集中荷载为主的重要的独立梁，如厂房吊车梁、门机轨道梁等，为与 GB 50010—2002 相协调，提高其安全度，在本条注中，将受剪承载力计算公式中混凝土项受剪承载力 V_{c1} 的系数 0.7 改取为 0.5、箍筋项受剪承载力 V_{sv} 的系数 1.25 改取为 1.0。

(3) 试验表明，在不配置箍筋的梁中，可能导致脆性的斜拉破坏，因此，当剪力设计值小于无腹筋梁的受剪承载力 V_{c1} 时，仍应配置满足构造要求的箍筋。

6.5.4 对不配置腹筋的厚板的斜截面受剪承载力计算公式，增加了截面高度影响系数 β_h ，以考虑截面的尺寸效应影响。当截面有效高度超过 2000mm 后，其截面受剪承载力还可能降低，但对此试验研究尚不充分，未能作出进一步规定。

6.5.5 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_{c1} 与弯筋承载力 V_{sb} 之和，没有考虑板的受剪承载力随宽高比 b/h 增大而提高的影响，偏于安全。限制 $V_{sb} \leq 0.8f_t b h_0$ 是为了限制弯起钢筋数量和板的斜裂缝开展宽度。

6.5.6 试验及国内外相关规范的规定表明，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才适用，也就是仅适用于直接加载。

6.5.7 本条给出了受弯构件配筋必须满足的构造要求，当满足这些要求时，就不会产生斜截面受弯破坏，因此可不必计算斜截面的受弯承载力。

当不满足这些构造要求时，可参照有关规范计算斜截面的受弯承载力。

6.5.8~6.5.10 轴向压力对构件的受剪承载力起有利作用，根

据试验, 当轴压比 $\frac{N}{f_c b h_0} = 0.3 \sim 0.5$ 时, 受剪承载力达到最大值, 若再增加轴向压力将导致极限受剪承载力降低; 轴向拉力对构件的受剪承载力起不利作用。通过对试验资料的分析, 对偏心受压构件和偏心受拉构件的斜截面受剪承载力计算, 可在受弯构件受剪承载力计算公式的基础上, 加上一项或减去一项轴向力 N 对受剪承载力的影响。由于试验中所施加的轴向力 N 是实际作用在构件上的轴向力, 因此本标准计算公式与 SL/T 191—96 稍有不同, 不再考虑结构系数 γ_0 对它的影响。

6.5.11 参考 GB 50010—2002, 对圆形截面采用等效惯性矩原则确定等效截面宽度和高度, 从而对圆形截面偏心受压构件可采用矩形截面偏心受压构件的受剪承载力计算公式进行计算。

6.6 受扭承载力计算

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。

对纯扭构件, 式 (6.6.1) 的规定是为了保证构件在破坏时混凝土不首先被压碎。SDJ 20—78 对剪扭构件的规定为 $\frac{KQ}{bh_0} +$

$\frac{KM_T}{W_T} \leq 0.3R_s$; 对于纯扭构件则为 $\frac{KM_T}{W_T} \leq 0.3R_s$ 。国内外纯扭构件试验研究表明, 当混凝土强度等级低于 C20 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 $0.3f_c$, 平均为 $0.23f_c$ 。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, 将 $0.3R_s$ 降为 $0.25f_c$ 。

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 试验表明, 当 ζ 值在 0.5~2.0 范围内, 构件破坏时抗扭纵筋和抗扭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, 对于不对称配置的抗扭纵向钢筋截面面积, 在计算中只取对称配置的抗扭纵向钢筋截面面积。

6.6.5 无腹筋剪扭构件试验表明, 无量纲剪、扭承载力的相关关系可取 1/4 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 1/4 圆的规律。

本条的公式是根据有腹筋构件的剪、扭承载力为 1/4 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, 可求得剪扭构件受扭承载力降低系数 β (以三段直线表示), 其值略大于无腹筋构件的试验结果。与 SL/T 191—96 不同的是在计算受剪承载力时不考虑剪跨比的影响, 所以混凝土受扭承载力降低系数 β 的计算公式由 SL/T 191—96 的两个改为一个, 使计算得以简化。

6.6.7 对弯剪扭构件, 当 $KV \leq 0.35f_c b h_0$ 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 $KT \leq 0.175f_c W_T$ 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 在弯矩、剪力和扭矩共同作用下, 按正截面受弯承载力和剪扭构件受扭承载力分别计算出构件纵向钢筋截面面积, 其受弯纵向钢筋布置在截面的受拉区, 受扭纵向钢筋应沿截面周边对称均匀布置。按剪扭构件的受剪承载力和受扭承载力分别计算出箍筋截面面积, 应注意受扭箍筋应布置在截面外侧, 而受剪箍筋可布置在截面内部 (如四肢箍), 在相同位置处的箍筋可叠加

配置。

6.7 受冲切承载力计算

6.7.1~6.7.2 根据板承受集中荷载的冲切试验结果,并参考国内外有关规范,本标准在保留 SL/T 191—96 公式形式的基础上,对其进行了以下 3 方面的修订和补充:

(1) 考虑了荷载作用面形状的影响

在 GB 50010—2002 和美国规范 ACI 318 等规范中,给出了承载力调整系数 η , η 在 η_1 与 η_2 两个计算式中取较小值。 η_1 为局部荷载作用面形状影响系数, $\eta_1 = 0.4 + \frac{1.2}{\beta_s}$, 其中, β_s 为作用面长边与短边的比值。 β_s 大于 2 后受冲切承载力会有所降低,一般情况下 β_s 在 2~4 之间取值。 η_2 为临界截面周长与板截面有效高度之比的影响系数, $\eta_2 = 0.5 + \frac{\alpha_s h_0}{4u_m}$, 在此 α_s 为与柱的类型(边柱、中柱、角柱)有关的系数,当临界截面周长与板截面有效高度之比 u_m/h_0 过大时同样会引起受冲切承载力降低。

经过对 η_1 、 η_2 的分析发现,在柱的各种类型和 β_s 小于 4 的规定条件下, η_2 与 η_1 的平均比值为 1.42, 小于 1 的情况只占约 10%, 且都只略小于 1.0, 因此只需考虑 η_1 的影响, 使计算得以简化。

(2) 考虑了板中开孔的影响

板在局部荷载边缘附近 ($\leq 6h_0$) 开孔时, 孔洞会减小冲切的临界截面周长 u_m , 从而降低板的受冲切承载力。参考国内外相关规范, 采用从 u_m 中扣除一部分周长的办法以考虑孔洞对板受冲切承载力的影响。

(3) 考虑了板截面高度尺寸效应的影响

参照 GB 50010—2002, 在不配置抗冲切箍筋和弯起钢筋的受冲切承载力公式中引入了截面高度影响系数 β_h , 以考虑截面高度的尺寸效应对受冲切承载力的不利影响。

6.7.3 实际工程中, 有时会遇到板的厚度和混凝土强度的提高

受到限制的情况, 根据国内外的钢筋混凝土实心板的试验研究, 并参考国外有关规范的计算方法, SL/T 191—96 提出了由箍筋或弯筋与混凝土共同承担冲切的计算公式, 即配置抗冲切钢筋的钢筋混凝土板的受冲切承载力, 取为混凝土和抗冲切钢筋的受冲切承载力之和。其中混凝土的受冲切承载力为不配置抗冲切钢筋的钢筋混凝土板受冲切承载力的 1/2。致使在冲切钢筋配筋量趋近于零时两公式不衔接, 同时也与相应的混凝土受剪承载力计算方法不协调。

本次修订时, 对上述问题进行了专门研究。根据配置抗冲切钢筋混凝土板的冲切试验结果和国内外配置抗冲切钢筋混凝土板的受冲切承载力研究成果, 参考国内外有关规范的合理内容, 本标准在保留 SL/T 191—96 公式形式的基础上, 并考虑抗冲切钢筋用量的历史水平, 对原规范进行了以下几点修订:

(1) 根据试验结果, 适当提高了混凝土项的受冲切承载力系数。由原来的 0.35 提高到 0.55。

(2) 降低了抗冲切钢筋项的受冲切承载力系数。由原来的 1.0 降低到 0.8, 主要考虑到配置的抗冲切钢筋有可能无法全部通过实际的冲切破坏锥体而充分发挥作用。同时也使修改后的计算公式与原公式基本保持在同一安全度水平。

式 (6.7.3-1) 是界限条件, 用以限制箍筋或弯起钢筋的数量, 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宽。

6.7.4 本条与 SL/T 191—96 基本相同, 但增加了截面高度影响系数 β_h 。

6.8 局部受压承载力计算

6.8.2 钢筋网在两个方向的配筋量比值不大于 1.5 的限制条件, 是为了避免两个方向配筋量相差过大而导致钢筋强度不能充分发挥。

7 钢筋混凝土结构构件正常使用极限状态验算

7.1 正截面抗裂验算

7.1.1 SL/T 191—96 中，抗裂验算是按短期、长期两种荷载效应组合进行的，但由于《水工建筑物荷载设计规范》（DL 5077—1997）对长期组合中的可变荷载标准值长期组合系数 ρ 的具体取值未明确给出，计算难以操作。本标准将抗裂验算改为只按荷载效应标准组合（也即是原先的短期组合）计算，使计算得以简化，这与 GB 5001—2002 的处理方式是一致的。

本章以下各节正常使用极限状态验算的荷载效应组合，均由 SL 191—96 短期、长期两种组合改为只按标准组合一种计算。

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第 11 章。

7.2 正截面裂缝宽度控制验算

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。本标准规定当钢筋混凝土构件已满足抗裂要求时，可不再进行裂缝宽度的验算。仅对于某些重要的钢筋混凝土构件，经论证认为确有必要时，在已满足抗裂的同时可再提出限制裂缝宽度验算的要求。但当抗裂的可靠性较高时（也就是混凝土拉应力限制系数 α_{ct} 取值比较小时），即使是重要结构，也可不再提出限制裂缝宽度验算的要求。

7.2.2 SL/T 191—96 最大裂缝宽度 w_{max} 计算式为：

$$w_{max} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \frac{\sigma_{sk}}{E_s} \left(3c + 0.10 \frac{d}{\rho_{te}} \right) \quad (15)$$

与 SDJ 20—78 相比，式（15）增加了混凝土保护层厚度 c 这一因素。工程设计表明，当混凝土保护层厚度较大时，SL/T 191—96 的裂缝宽度计算值比 SDJ 20—78 偏大较多，会出现钢筋用量由裂缝宽度限制条件控制，比承载力所需钢筋用量增加很多的情况。

关于裂缝计算公式，本标准结合试验研究和工程实际，进行了以下几方面的修正：

（1）将式（15）中的构件受力特征系数 α_1 、钢筋表面形状系数 α_2 和荷载长期作用影响系数 α_3 简化整合成综合影响系数 α 。

构件受力特征系数 α_1 取值与 SL/T 191—96 相同，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 $\alpha_1 = 1.3$ 。

对于有限裂要求的钢筋混凝土构件，应配置带肋钢筋，因此钢筋表面形状系数 α_2 取为 1.0。

由于取消了“荷载效应长期组合”，荷载长期作用影响系数 α_3 只考虑荷载效应标准组合而取为 1.5。

同时将原公式括号内提出公因子 1.4，令配置带肋钢筋的钢筋混凝土构件考虑构件受力特征和荷载长期作用的综合影响系数 $\alpha = 1.4 \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3$ ，取整简化后：受弯和偏心受压构件 $\alpha = 2.1$ ；偏心受拉构件 $\alpha = 2.4$ ；轴心受拉构件 $\alpha = 2.7$ 。则式（15）转化为：

$$w_{max} = \alpha \frac{\sigma_{sk}}{E_s} \left(2.1c + 0.07 \frac{d}{\rho_{te}} \right) \quad (16)$$

（2）分析收集到的近 300 个裂缝试验数据，SDJ 20—78 裂缝计算公式的保证率约为 75%，SL/T 191—96 裂缝宽度计算公式的保证率约为 95%。实际工程设计表明，当混凝土保护层厚度较大时，采用 SL/T 191—96 裂缝宽度公式计算时，常会出现钢筋用量由裂缝宽度限制条件控制，而比承载力计算所需钢筋用量增加很多的情况。考虑到混凝土保护层较大时，表面裂缝宽度虽有所增加，但耐久性是有所改善的，此时裂缝计算宽度的保证率可以略为降低。因此，对裂缝计算公式（16）进行了修正，适

当减低了保护层厚度 c 对裂缝宽度的影响, 由此得出本标准裂缝宽度计算公式。

(3) 鉴于弹性地基上的梁、板及围岩中的衬砌结构, 在内力计算时一般均不考虑混凝土开裂后结构刚度降低引起的内力重分布, 用式 (7.2.2) 计算的裂缝宽度显然过大, 与实际情况不符。因此本标准增加了式 (7.2.2) 不适用于上述构件的规定。但对于上述构件, 如能考虑混凝土开裂后的内力重分布, 也可用式 (7.2.2) 计算裂缝宽度。

(4) 考虑到钢筋表面形状对裂缝宽度的影响, 并结合我国钢材生产现状和发展趋势, 本条注 2 明确规定, 需控制裂缝宽度的配筋不应选用光圆钢筋。如因某些特殊原因选用了光圆钢筋, 其最大裂缝宽度可能比式 (7.2.2) 的计算值增大 40%。

(5) 在本标准中, 最大裂缝宽度验算是按荷载效应标准组合进行的。荷载效应标准组合是指永久荷载和所有可变荷载同时采用其标准值 (即设计使用年限内可能出现的最大值) 的组合。有时某些可变荷载的标准值在总效应组合中占的比重很大但只在短时间内存在, 例如作用在水电站厂房吊车梁上的轮压标准值 (最大起重量), 只在水轮发电机组安装或大修时才会出现。在这种荷载组合作用下, 裂缝开展宽度的最大值只在短暂时间内发生, 对结构的耐久性并不会产生严重影响。因此, 本条注 3 规定, 凡此类按不常出现的荷载标准值计算的各种结构构件, 均可将计算得出的最大裂缝宽度乘以一个小于 1 的系数。

7.2.4 SL/T 191—96 和 SDJ 20—78 均没有非杆件体系结构的裂缝宽度验算方法, 本标准适应工程需要, 在参考国外规范的基础上, 提出了非杆件体系结构通过控制钢筋应力 σ_s 间接控制裂缝宽度的验算方法。

(1) 因为在其他条件相同时, 裂缝计算宽度与受拉钢筋应力成线性关系, 钢筋应力越大, 裂缝宽度越宽; 反之亦然。在钢筋混凝土构件极限状态设计方法被采用以前, 钢筋混凝土构件均采用许可应力法设计, 要求钢筋在使用荷载作用下的应力不超过许

可应力, 此时不再作裂缝宽度验算, 似也可间接控制裂缝宽度。国外规范也有通过控制钢筋应力 σ_s 间接控制裂缝宽度的方法。因此本标准提出用 $\sigma_{sk} \leq \alpha_s f_{sk}$ 限制钢筋应力以控制裂缝宽度。式中 α_s 为考虑环境类别和荷载长期作用影响的系数, $\alpha_s = 0.5 \sim 0.7$, 对一类环境取大值, 四类环境取小值。五类环境最为恶劣, 裂缝控制应另作专门研究。

通过 GB 50010—2002 和 SL/T 191—96 计算公式的裂缝宽度与纵向受拉钢筋应力关系的分析, 并参考国外 (美国、欧盟、日本、新西兰等) 规范, 系数 α_s 的取值范围为 0.5—0.8。0.8 是欧盟规范对荷载罕遇组合规定的系数, 对标准组合, 0.8 偏高。所以本标准将 α_s 取为 0.5—0.7。

当采用高强钢筋时, 为避免钢筋应力过高而使裂缝宽度过大, 本标准同时给出 $\sigma_{sk} \leq 240 \text{N/mm}^2$ 的限制。

(2) 鉴于用验算钢筋应力来控制裂缝宽度的方法在国内系首次提出, 因此对重要结构, 尚宜采用钢筋混凝土有限元方法直接求得配筋与裂缝宽度的关系, 以确定合适的配筋方案。

7.2.5 当用裂缝宽度验算和控制钢筋应力的方法仍然不能满足限裂要求时, 不宜用单一增加钢筋量的方法来控制裂缝宽度, 而宜采取相应的工程措施, 如采用较小直径的钢筋, 减小钢筋间距; 采用合理的结构外形, 减小高应力区范围, 降低应力集中程度, 在应力集中区局部增配钢筋; 在受拉区混凝土中设置钢筋网或掺加纤维; 在受拉区表面设保护层等。当无法防止裂缝出现时, 也可通过构造措施 (如预埋隔离片) 引导裂缝在预定位置出现, 并采取有效措施避免引导缝对观感和使用功能造成影响。必要时对构件受拉区施加预应力等。

7.3 受弯构件挠度验算

7.3.2 本标准对受弯构件的刚度 B 作了简化。SL/T 191—96 中, 长期刚度为:

$$B = \frac{M_s}{M_s(\theta - 1) + M_{s0}} B_s \quad (17)$$

$$\theta = 1.6 \sim 2 \quad (18)$$

一般情况下, $\frac{M_s}{M_{s0}} = 0.4 \sim 0.7$, 以 $\theta = 1.6, 1.8, 2$, 分别代入上式, 按 SL/T 191—96 计算时, $B = (0.59 \sim 0.81) B_s$; 按 SDJ 20—78 计算时, $B = (0.63 \sim 0.70) B_s$ 。现行公路桥涵设计规范 JTG D62—2004 的规定为: $B = 0.625 B_s$ 。经综合, 本标准采用 $B = 0.65 B_s$ 。

8 预应力混凝土结构构件计算

8.1 设计规定

8.1.2 对消除应力钢丝、钢绞线, 后张法的张拉控制应力 σ_{con} 的限值比 SL/T 191—96 提高了 $0.05 f_{ptk}$ 。原因是张拉过程中的高应力在预应力锚固后降低很快, 以及这类预应力钢筋的材质比较稳定, 因而一般不会引起预应力钢筋在张拉过程中拉断的事故。目前国内已有不少单位采用比 SL/T 191—96 限值高的 σ_{con} 。国外一些规范, 如美国规范 ACI 318 的 σ_{con} 限值也较高。所以为了提高预应力钢筋的经济效益, σ_{con} 的限值可适当提高。但是 σ_{con} 增大后会增加预应力损失值, 因此合适的张拉控制应力值应根据构件的具体情况确定。

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, 会在这些非预应力钢筋中产生内力, 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。为简化计算, 假定非预应力钢筋的应力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 预应力传递长度 l_t 由原来的查表方式改为由公式直接计算。

8.1.7 锚固长度 l_a 由原来的查表方式改为由公式直接计算。

锚固长度 l_a 取决于钢筋强度 f_{pr} 及混凝土抗拉强度 f_t , 并与预应力钢筋外形有关。混凝土强度等级高于 C40 时, 仍按 C40 考虑, 以控制高强混凝土中锚固长度不致过短。

当采用骤然放松预应力钢筋的施工工艺时, 其锚固长度起点应考虑端部受损的可能性, 内移 $0.25 l_t$ 。

8.1.8~8.1.10 为确保预应力混凝土结构在施工阶段的安全,

明确规定了在施工阶段应进行承载能力极限状态验算。对截面边缘的混凝土法向应力的限值条件,与 GB 50010—2002 一致。其中,对混凝土法向应力的限值,均按与施工阶段混凝土抗压强度 f_{cm} 相应的抗拉强度及抗压强度标准值表示。

对预拉区纵向钢筋的配筋率取值,原则上与 9.5.1 条的最小配筋率相一致。

8.1.11 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应力为零时的预应力钢筋合力 N_{p0} ,故在此作了规定。

8.1.15 近年来无粘结预应力混凝土在水工结构中已开始得到应用,但其耐久性尚未得到工程实践的验证,因此在水工结构中采用无粘结预应力混凝土时,必须经过论证。由于其机理与有粘结预应力混凝土不同,应用时可参照《无粘结预应力混凝土结构技术规程》(JGJ 92—2004)等有关规范执行。

8.2 预应力损失值计算

8.2.1 应力松弛损失值与钢丝的初始应力值和极限强度有关。表 8.2.1 中给出的普通松弛和低松弛预应力钢丝、钢绞线的松弛损失值计算公式,与 GB 50010—2002 一样,是按钢筋标准 GB/T 5223—2002 及 GB/T 5224—2003 中规定的数值综合得出的。当 $\sigma_{cm}/f_{mk} \leq 0.5$ 时,实际的松弛损失值已很小,为简化计算可取松弛损失值为零。螺纹钢筋、钢棒的应力松弛损失值的取值是偏于安全的。

8.2.2 根据锚固原理的不同,将锚具分为支承式、锥塞式和夹片式 3 类,分别对张拉端锚具变形和钢筋的内缩值作出了规定。

8.2.3 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_{l1} 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_{l1} 值各不相同。

本次修订增补了预应力钢筋在端部为直线而后由两条弧线组成的曲线筋及折线筋的预应力损失 σ_{l1} 的计算公式(见附录 E)。该计算公式适用于忽略直线长度 l_0 中摩擦损失影响的情况。

8.2.4 预应力钢筋与孔道壁之间的摩擦引起的预应力损失,包括沿孔道长度上局部位置偏移和曲线弯道摩擦影响两部分。在计算公式中, x 值为从张拉端至计算截面的孔道长度,为简化计算,可近似取该段孔道在纵轴上的投影长度代替孔道长度。

研究表明,孔道局部偏差的摩擦系数 κ 值与下列因素有关:预应力钢筋的表面形状;孔道成型的质量状况;预应力钢筋接头的外形;预应力钢筋与孔壁的接触程度等。在曲线预应力钢筋摩擦损失中,预应力钢筋与曲线弯道之间摩擦引起的损失是控制因素。

参考国内规范的规定,补充了预埋塑料波纹管、预埋钢管孔道的摩擦影响系数。当有可靠的试验数据时,表 8.2.4 所列系数值可根据实测数据确定。

8.2.5 混凝土收缩、徐变的试验表明,应考虑预应力钢筋和非预应力钢筋配筋率对 σ_{l5} 值的影响,其影响可通过构件的总配筋率 $\rho(\rho = \rho_p + \rho_s)$ 反映。在式 (8.2.5-1) ~ 式 (8.2.5-4) 中,分别给出先张法和后张法两类构件受拉区及受压区预应力钢筋处的混凝土收缩和徐变引起的预应力损失。

8.2.8 大体积水工预应力混凝土结构中的预应力损失值的变化规律,与一般结构有所不同,宜专门论证。

8.3 正截面承载力计算的一般规定

8.3.2 界限破坏条件与钢筋混凝土构件的相同。对无屈服点钢筋(钢丝、钢绞线、螺纹钢筋、钢棒),应考虑 0.2% 的残余应变,钢筋的应变取为 $(\frac{f_{py} - \sigma_{p0}}{E_s} + 0.002)$,根据平截面假定,可

得式 (8.3.2)。

8.3.3 预应力钢筋应力 σ_{pr} (钢筋应力 σ_s) 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标志而给出的。为简化计算, 取 σ_{pr} 与 x/h_{01} 之间为线性关系, 得出计算 σ_{pr} 的近似公式 (8.3.3-2)。

8.4 正截面受弯承载力计算

8.4.1~8.4.4 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的相同, 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抗拉强度设计值, 但受压区预应力钢筋的应力达不到抗压强度设计值, 故在承载力计算中, 上述钢筋应力应分别以 f_{py} 、 f_y 、 σ'_s 代入。

8.6 斜截面受剪承载力计算

8.6.3~8.6.5 抗剪试验表明, 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。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。

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 $V_p = 0.05N_{p0}$ 。预应力合力 N_{p0} 对梁产生的弯矩与外弯矩相反时, 才能考虑其有利作用, 否则, 应取 $V_p = 0$ 。对允许出现裂缝的预应力混凝土结构, 也取 $V_p = 0$ 。同时, 它仅适用于预应力混凝土简支梁。

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, 因此规定当 $N_{p0} > 0.3f_c A_0$ 时, 取 $N_{p0} = 0.3f_c A_0$, 以达到限制的目的。

8.7 抗裂验算

8.7.1 对预应力混凝土受弯构件的主拉应力进行验算, 是为了

避免斜裂缝的出现; 对主压应力的验算, 是为了避免过大的压应力导致混凝土抗拉强度过多地降低和裂缝过早地出现。

8.7.2 在抗裂验算中, 边缘混凝土的法向应力计算公式是按弹性应力给出的。

8.7.3、8.7.4 8.7.3 条提供了混凝土主拉应力和主压应力的计算方法。8.7.4 条提供了考虑集中荷载产生的混凝土竖向压应力及剪应力分布影响的实用方法, 这是依据弹性理论分析加以简化并经试验验证后给出的。

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, 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 $0.8 \sim 1.2m$ 时, 一般是在集中荷载作用点向支座方向距离 $0.6h$ 处的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。

8.7.5 对先张法构件端部预应力传递长度范围内进行正截面、斜截面抗裂验算时, 预应力应采用传递长度范围内的实际应力值, 实际应力按线性变化的假定是为了简化计算。

当采用骤然放松预应力钢筋的施工工艺时, 其锚固长度起点应考虑端部受损的可能性, 内移 $0.25l_a$ 。

8.8 裂缝宽度验算

8.8.1~8.8.3 预应力混凝土受弯构件最大裂缝宽度 w_{max} 的计算公式基本上与非预应力构件的一致。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的钢筋应力增量, 可把它视作等效于非预应力混凝土构件中的钢筋应力 σ_{sk} , 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)。

预应力混凝土构件，可能同时配有非预应力钢筋和预应力钢筋。钢筋表面形状和预应力张拉方法的不同会引起钢筋粘结性能的不同，式(8.8.2)是在非预应力构件计算公式的基础上，增加了考虑钢筋表面形状和预应力张拉方法的系数 α_1 而得出的。

8.9 受弯构件挠度验算

8.9.2 本条对 SL/T 191—96 预应力混凝土受弯构件刚度 B 的计算作了简化。简化原因与 7.3.2 条相同。

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、混凝土收缩或地基不均匀沉陷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，故本标准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 考虑到本标准列有第 11 章“温度作用设计原则”等内容，因此，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。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 SL/T 191—96 的数值，只有软基上的水闸底板的伸缩缝最大间距按《水闸设计规范》(SL 265—2001) 由 30m 改为 35m。

水电站厂房实体墙伸缩缝最大间距，SL/T 191—96 规定为 15m（岩基）和 20m（土基），设计人员反映此值太小，无法与机组段尺寸相配套，现允许适当增大，但应采用良好的施工工艺和严格的温控措施，并在墙体内配置足够的水平钢筋。

9.2 混凝土保护层

9.2.1 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。因此规定 c 值不应小于钢筋直径 d 。同时为使保护层浇筑密实，保护层厚度不应小于骨料最大粒

径的 1.25 倍。

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，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，SL/T 191—96 已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。本标准仍沿用 SL/T 191—96 的规定，只是对一类环境下的梁、柱类结构的保护层厚度由 25mm 提高为 30mm；并增加了五类环境的最小保护层厚度数值。

9.3 钢筋的锚固

9.3.2 SL/T 191—96 锚固设计基本上采用 20 世纪 50~60 年代前苏联规范的做法：按钢筋和混凝土强度等级的不同，用查表的方法确定最小锚固长度值。GB 50010—2002 对普通钢筋给出了以公式确定最小锚固长度的方法：

$$l_a = \alpha \frac{f_y}{f_c} d \quad (19)$$

式中 l_a ——受拉钢筋的最小锚固长度 (mm)；

f_y ——普通钢筋的抗拉强度设计值 (N/mm^2)；

f_c ——混凝土轴心抗拉强度设计值 (N/mm^2)，当混凝土强度等级高于 C40 时，应按 C40 取值；

d ——钢筋的公称直径 (mm)；

α ——钢筋的外形系数：对光圆钢筋取 0.16；对带肋钢筋取 0.14。

考虑到应用习惯，本标准对普通钢筋仍用表 9.3.2 给出锚固长度，表中数值系按式 (19) 计算，并以 $5d$ 为间隔取整后得到的。

应用时，由表中查得基本锚固长度 l_a 后还应乘以不同锚固条件下的修正系数加以修正。

根据《钢筋混凝土用钢 第 2 部分：热轧带肋钢筋》(GB 1499.2—2007) 所规定的热轧带肋钢筋外形，当钢筋直径加大时，其横肋的相对高度逐渐减小，锚固强度将会降低，故直径大于 25mm 的带肋钢筋的锚固长度应乘以修正系数 1.1。

研究表明，环氧树脂涂层使钢筋的锚固强度降低约 20%，因此，环氧树脂涂层钢筋的锚固长度应乘以修正系数 1.25。

施工扰动对锚固的不利影响反映于施工扰动的影响系数中，取为 1.1。

当混凝土保护层厚度或钢筋间距较大时，带肋钢筋握裹作用加强，锚固长度可适当减短。根据试验研究及工程实践经验，规定当保护层厚度大于锚固钢筋直径的 3 倍或 80mm 且有箍筋约束时，锚固长度可乘以修正系数 0.8。

配筋设计时，实际配筋面积往往因构造等原因而大于计算值，故钢筋实际应力小于钢筋强度设计值。因此，受力钢筋的锚固长度可以缩短，其数值与配筋裕量的大小成比例，国外规范也采取同样的方法。但其适用范围有一定限制，即不得用于抗震设计及直接承受动力荷载的构件中。

美国 ACI 规范规定顶层钢筋的 l_a 应为底层钢筋的 1.4 倍，这是由于混凝土振捣时，泌水上升，聚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，因此本标准规定顶层水平钢筋的 l_a 宜乘以修正系数 1.2。

上述各项修正系数可以连乘,但出于构造要求,修正后的受拉钢筋锚固长度不能小于最低限度(最小锚固长度),其数值在任何情况下不应小于按表查得的锚固长度的0.7倍及250mm。

受压钢筋的粘结锚固机理与受拉钢筋基本相同,但钢筋受压后的墩粗效应加大了界面的摩擦力及咬合力,对锚固有利;钢筋的端面对混凝土的挤压作用也对承载力有利。因此,受压钢筋的锚固长度可以适当减小。根据试验研究,受压钢筋锚固长度可取为受拉锚固长度的0.7倍。

9.3.3 钢筋锚固长度不足时,可在末端加焊锚板、贴焊锚筋或在带肋钢筋末端加做弯钩。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,使锚固应力能充分扩散,以避免挤压应力集中而引起混凝土劈裂。

9.3.4 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。美国规范ACI 318-02规定,3根成束时锚固长度加长20%;4根成束时加长33%。日本规范规定,2根成束的锚固长度为 $1.22l_a$,3根成束的锚固长度为 $1.54l_a$ 。本标准修订时,偏安全地取2根及3根成束钢筋的锚固长度为基本锚固长度 l_a 的1.4倍及1.7倍。

成束钢筋沿钢筋长度方向每隔一定距离宜以短焊缝焊连。

9.3.5 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,本标准规定该类结构受拉钢筋应伸入大体积混凝土中拉应力数值小于 $0.45f_t$ 的位置后再延伸一个锚固长度 l_a 。

9.4 钢筋的接头

9.4.1 国内外一些重要工程已采用热挤套管连接接头、轧制螺旋连接接头及机械挤压连接接头等工艺。

根据工程经验及接头性质,本条限定了钢筋绑扎搭接接头的应用限制范围:受拉构件及承受振动的构件等不应采用绑扎搭接接头;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 $d>28\text{mm}$ 的受力钢筋,不采用绑扎搭接接头。

由于钢筋通过连接接头传力的性能不如整根钢筋,故设置钢筋连接接头的原则为:接头应设置在受力较小处,并宜错开布置;同一根钢筋上应少设接头。

9.4.2 本条给出了焊接接头连接区段的定义、接头面积百分率及钢筋的焊接工艺要求,工程实践证明这些规定是可行的。

9.4.3 本条规定了机械连接接头的连接区段定义,接头区段长度($35d$)内的接头面积百分率,同时规定接头宜互相错开并避开受力较大部位。由于在受力最大处受拉钢筋传力的重要性,机械连接接头在该处的接头面积百分率不宜大于50%。本条还规定了机械连接接头用于承受动力荷载构件时的应用范围及设计原则。

9.4.4 由于机械连接套筒直径加大,本条对保护层厚度及钢筋间距的要求作了适当放宽,由一般对钢筋要求的“应”改为对套筒的“宜”。限制其横向间距宜不小于25mm,是为了避免套筒过于密集,影响混凝土构件的性能。

9.4.5 当同一连接区段内绑扎接头百分率过大时,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。本条给出了属于同一连接区段钢筋绑扎搭接接头的定义。搭接钢筋错开布置时,接头端面位置应保持一定间距。首尾相接式的布置会在相接处引起应力集中和局部裂缝,应予以避免。条文对梁、板、墙、柱类构件的受拉钢筋搭接接头面积百分率提出了控制条件。

本条给出了受拉钢筋绑扎搭接接头搭接长度的计算方法,其中反映了接头面积比的影响。这是参考国内外有关规范的做法确

定的。

受压钢筋的搭接长度规定为受拉钢筋的 0.7 倍, 解决了梁受压区及柱中受压钢筋的搭接问题。

9.4.6 搭接接头区域的箍筋构造措施对保证搭接传力至关重要。本条规定了对搭接连接区段箍筋直径及间距的要求。此外还提出了在粗钢筋受压搭接接头端部应增配箍筋的要求, 以防止局部挤压裂缝。

9.4.8 本条提出承受动力荷载吊车梁等有关构件中受力钢筋焊接的要求, 工程实践证明是可行的。

9.5 纵向受力钢筋的最小配筋率

9.5.1 参照 GB 50010—2002, 将最小配筋率的具体数值适当提高, 特别对受压钢筋的最小配筋率提高得相对多一些, 以期与国际主流规范的差距有所减小。

纵向受压钢筋的最小配筋率主要是从承载力要求考虑的, 因此, 钢筋等级高时其数值可低一些。纵向受拉钢筋的最小配筋率, 除从承载力要求考虑外, 还考虑到限裂要求, 因此, 除光圆钢筋采用较大的数值外, 对 HRB335 级和 HRB400 级等钢筋, 最小配筋率取相同的数值。

9.5.2 本条适用于厚底板。式 (9.5.2) 的来源是: 当截面极限承载力没有被充分利用, 即当按承载力计算得出的配筋率 $\rho < \rho_{\min}$ 时, 截面的配筋面积 A_s 可由 $\rho_{\min} b h_0$ 再乘以一个小于 1 的系数 (KM/M_u), 则:

$$A_s = \rho_{\min} b h_0 \frac{KM}{M_u} \quad (20)$$

对实心板 (矩形截面), $M_u = f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = \xi (1 - 0.5\xi) f_c b h_0^2$, 当配筋率很低时, ξ 值极小, $\xi (1 - 0.5\xi) \cong \xi$, 所以可得 $M_u = \xi f_c b h_0^2$, 代入式 (20), 并取 $\xi f_c b h_0 = f_y A_s$, 即得:

$$A_s = \rho_{\min} b h_0 \frac{KM}{\xi f_c b h_0^2} = \rho_{\min} b h_0 \frac{KM}{f_y A_s h_0}$$

由此可求得式 (9.5.2):

$$A_s = \sqrt{\frac{KM \rho_{\min} b}{f_y}} \quad (21)$$

由式 (21) 可见, 配筋面积 A_s 已与板厚 h 无关, 不论板厚 h 增至多大, 配筋量将始终保持在同一水平上。由式 (21) 求得的受拉钢筋截面面积与按 SL/T 191—96 第 9.5.2 条的公式计算得出的钢筋截面面积在原则上是一致的, 只是两本规范所规定的最小配筋率的数值及反映安全度的有关系数的取值有所不同。但本条建议的直接求出钢筋截面面积的方法更为简单明了。本条还增加了“卧置在地基上”限制词, 因为卧置在地基上的板一旦开裂, 地基反力会随之调整, 不会像架空的梁板那样发生突然性破坏, 所以确定其最小配筋量时可不考虑突然破坏这一因素。同时还加置了“承受竖向荷载为主”限制词, 以限定底板是受弯为主的构件。对于船闸闸室一类底板, 因受有由闸墙传来的巨大的侧向水压力, 底板为一偏心受拉构件, 式 (9.5.2) 就不再适用。

不少工程设计人员反映所谓的“大体积结构”和“截面厚度很大的构件”, 其尺度很难掌握, 希望能给出一个统一的标准。现暂规定板厚或墙厚超过 2.5m 的构件属于“截面厚度很大的构件”。

9.5.3 本条是用于大尺寸墩墙的。大尺寸墩墙在绝大多数情况属于轴心受压或小偏心受压构件, 它的全部纵向受压钢筋截面面积可近似地由表 9.5.1 项次 2 的 ρ'_{\min} 求得, 当其截面极限承载力没有被充分利用时, 还可再乘以 (KN/N_u), 即:

$$A'_s = \rho'_{\min} b h \frac{KN}{N_u} \quad (22)$$

截面极限承载力 N_u 可由式 (23) 计算:

$$N_u = f_c b h + f'_y A'_s \quad (23)$$

对常用的混凝土和钢筋等级, 在低配筋的情况, 由钢筋承担的轴力只占总轴力的 5% 左右, 因此可近似地略去不计, 取 $N_u = f_c b h$ 。将 N_u 代入式 (22), 即可得出式 (9.5.3)。

钢筋截面面积可由式(9.5.3)直接求得,并与墩墙厚度无关,所以不论墩墙厚度增大到多少,受压纵向钢筋的总量将保持不变。受压纵向钢筋的总量除按上式计算外,还应满足构造配筋要求。

9.6 预制构件的接头、吊环与预埋件

9.6.1~9.6.5 有关预制构件接头的原则性规定,基本上引用GB 50010—2002的内容。多年来的工程实践证明,这些构造措施是有效的。其中装配整体式接头处的钢筋连接宜采用传力比较可靠的机械连接形式;当采用焊接连接形式时,应考虑焊接应力对接头的不利影响。

9.6.6 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。

9.6.7 针对常用的预埋件形式,根据工程经验给出了预埋件的构造要求。

对于同时承受拉力、剪力和弯矩作用的预埋件,当其锚筋的锚固长度按9.3.2条的受拉锚固长度设置确有困难时,允许采用其他有效锚固措施。

10 水工结构构件的设计构造规定

10.1 板

10.1.1 为了保证板和梁、墙的整体工作性能,要求板与其支承构件之间具有可靠的连接。本条给出了板的最小支承长度。板的支承长度同时也应满足受力钢筋在支座内的锚固长度要求。

10.1.2 分析结果表明,四边支承板长短边之比大于等于3.0时,板可按沿短边方向受力的单向板计算,此时沿长边方向配置10.1.6条规定的分布钢筋已经足够。当长短边之比在2~3时,板虽仍可按沿短边方向受力的单向板计算,但沿长边方向按分布钢筋配筋尚不足以承担该方向的弯矩,应适度增大配筋量。当长短边之比小于等于2时,应按双向板计算和配筋。

10.1.3 单向板和双向板可采用分离式配筋或弯起式配筋。分离式配筋因施工方便,已成为工程中主要采用的配筋方式。本条给出了分离式配筋的构造原则。

10.1.4 本条根据工程经验规定了在一般情况下板中受力钢筋的间距,与SL/T 191—96相比,间距有所减小。

10.1.5 本条规定了板支座处钢筋的锚固长度。参考GB 50010—2002,强调了当连续板内温度、收缩应力较大时,宜适当加长板下部纵向钢筋伸入支座的长度。

10.1.6 对承受集中荷载的单向板,常在集中荷载下面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,根据试验和工程经验,建议不少于纵向受力钢筋截面面积的25%。将分布钢筋的最大间距由330mm(每米不少于3根)减为250mm(每米不少于4根);分布钢筋直径由不宜小于5mm调整为不宜小于6mm。当板处于温度变幅较大的环境中或处于不均匀沉降的复杂条件,且在与受力钢筋垂直的方向受到的约束很大时,分布钢筋还宜适当增加。

10.1.7 在水电站厂房楼板等结构中，常会因未在板面设置垂直于板边的钢筋而发生裂缝。本条是参照有关规范规定的。

10.1.8 本条根据工程经验规定了梁板交界处构造钢筋的配置方法，构造钢筋直径由不小于6mm调整为不宜小于8mm。

10.1.9 近年来，现浇板的裂缝问题比较严重，重要原因是混凝土收缩和温度变化在现浇板内引起的约束拉应力。设置温度收缩钢筋有助于减少这类裂缝的宽度，故应在未配钢筋的部位或配筋数量不足的部位沿两个正交方向（特别是温度收缩应力的主要作用方向）布置温度收缩钢筋。板中温度收缩应力目前尚不易准确计算，本条是根据工程经验给出了配置温度收缩钢筋的原则和最低数量规定。如有计算温度收缩应力的可靠经验，计算结果亦可作为确定附加钢筋用量的依据。

10.1.10 在混凝土板上，往往由于使用要求会开设一些孔洞，这些孔洞削弱了板的整体作用，因此在孔口周边应予加强。本条规定了孔口周边的加强措施。

10.1.11 本条规定了为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。当有可靠依据时，也可采用其他配筋形式。

10.2 梁

10.2.4 在连续梁和框架梁的跨内，支座负弯矩受拉钢筋在向跨内延伸时，可根据弯矩图在适当部位截断。当梁端作用剪力较大时，在支座负弯矩钢筋的延伸区段范围内将形成由负弯矩引起的竖向裂缝和斜裂缝，并可能在斜裂缝区前端沿该钢筋形成劈裂裂缝，使纵向钢筋拉应力由于斜弯作用和粘结退化而增大，并使钢筋受拉范围相应向跨中扩展。为了使负弯矩钢筋的截断不影响它在各截面中发挥所需的抗弯能力，应通过两个条件控制负弯矩钢筋的截断点：第一个控制条件（即从不需要该钢筋的截面伸出的长度）是使该钢筋截断后，继续前伸的钢筋能保证过截断点的斜截面具有足够的受弯承载力；第二个控制条件（即从充分利用截

面向前伸出的长度）是使负弯矩钢筋在梁顶部的特定锚固条件下具有必要的锚固长度。根据近期对分批截断负弯矩纵向钢筋情况下钢筋延伸区段受力状态的实测结果，对SL/T 191—96规定作了局部调整。

10.2.5 在作用剪力较大的悬臂梁内，因梁全长受负弯矩作用，临界斜裂缝的倾角明显偏小，因此不宜截断负弯矩钢筋。此时，负弯矩钢筋可以按弯矩图分批向下弯折，但必须有不少于两根钢筋伸至梁端，并向下弯折锚固。

10.2.7 当梁中配有受压钢筋时，箍筋应作成封闭式。封闭形式可采用绑扎、焊接，也可采用闪光对焊技术。

10.2.9 受扭纵筋最小配筋率的规定是以纯扭构件受扭承载力计算公式和剪扭条件下不需进行承载力计算而仅按构造配筋的控制条件为基础拟合给出的。本条给出了受扭纵向钢筋沿截面周边的布置原则和在支座处的锚固要求。

抗弯纵筋应设置在弯曲受拉边，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。参考GB 50010—2002规定，抗扭纵筋沿截面周边的间距由不应大于300mm改为不应大于200mm或梁截面的短边长度。

对于剪扭构件，箍筋的最小配箍率应按抗扭箍筋取值。

10.2.11 对于不能将纵筋弯起而需要单独设置抗剪斜筋的情况，应将斜筋焊在纵筋上，否则必须将斜筋两端均锚固在受压区内，不得使用端部没有可靠锚固措施的“浮筋”（如图1所示）。

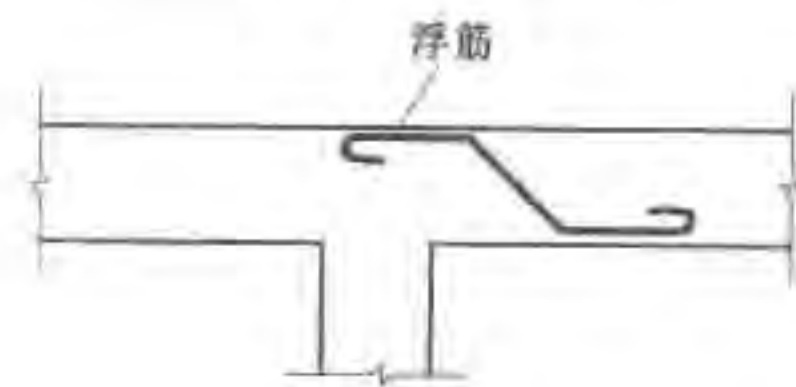


图1 “浮筋”示意图

10.2.12 当集中荷载在梁高范围内或从梁下部传力时，为防止

集中荷载影响区下部混凝土拉脱并弥补间接加载导致的梁斜截面受剪承载力的降低，应在集中荷载影响区 s 范围内加设附加横向钢筋。附加横向钢筋由附加箍筋或吊筋组成，不允许用布置在集中荷载影响区内的受剪箍筋代替附加横向钢筋。此外，当传入集中力的次梁宽度 b 过大时，宜适当减小由 $3b+2h_1$ 所确定的附加横向钢筋布置宽度。当次梁与主梁高度差 h_1 过小时，宜适当增大附加横向钢筋的布置宽度。当主梁、次梁均承担有由上部墙、柱传来的竖向荷载时，附加横向钢筋宜在本条规定的基础上适当增大。

当有两个距离较小的集中荷载作用于梁高范围内时，可能形成一个总的拉脱破坏面。偏安全的做法是，在不减少两个集中荷载之间配置的附加钢筋数量的同时，分别在两个集中荷载作用点以外适当增大附加横向钢筋数量。

10.2.13 适当增大了梁架立筋的直径，这是由工程经验确定的。

10.2.14 对按简支计算但实际受有部分嵌固的梁，根据工程经验，给出了梁端上部配置纵筋的构造规定。

10.2.15 当梁的截面尺寸较大时，有可能在梁侧面产生垂直于梁轴线的收缩裂缝。为此，应在梁两侧沿梁长度方向布置纵向构造钢筋。根据工程经验对纵向构造钢筋的最大间距给出了较为严格的规定，并增加了配筋率的要求。纵向构造钢筋的最小配筋率按腹板的截面面积确定。

10.3 柱

10.3.1 本条增加了圆柱纵向钢筋最低根数和圆柱纵向钢筋宜沿截面周边均匀布置的规定。参考工程经验，偏心受压柱的侧面纵向构造钢筋间距由不大于500mm改为不大于400mm。

10.3.2 当柱中全部纵向受力钢筋的配筋率大于3%时，应加强箍筋对纵向受力钢筋的约束。采用焊接封闭环式箍筋时，应避免现场焊接伤及受力钢筋，宜采用闪光接触对接焊等可靠的焊接方法，以确保焊接质量。

10.4 梁柱节点

10.4.1 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，故不宜在支座处截断而应贯穿支座或节点，本条增加了支座负弯矩钢筋的截断位置的要求。

当中间层中间节点左、右跨梁的上表面不在同一标高时，左、右跨梁的上部钢筋可分别按10.4.2条的规定锚固在节点内。

当中间层中间节点左、右梁端上部钢筋用量相差较大时，除左、右数量相同的部分贯穿节点外，多余的梁筋亦可按10.4.2条的规定锚固在节点内。

连续梁和框架梁下部钢筋根数较多且分别从两侧锚入中间节点时，将造成节点下部钢筋拥挤，故增加了中间节点下部梁筋贯穿节点，并在节点以外梁弯矩较小处搭接的做法。

10.4.2 在框架中间层端节点处，梁上部纵向钢筋可采用直线锚固或端部带 90° 弯折段的锚固方式。研究表明，水平段的粘结力控制了滑移和变形，在锚固中起主要作用，弯弧与竖直段的弯折锚固作用只有在滑移变形较大情况下才起作用，且竖直段长度越长其作用相对减小；当水平段投影长度不小于 $0.4l_a$ ，竖直段投影长度为 $15d$ 时，已能可靠保证梁筋的锚固强度和刚度。故规定弯折前的水平投影长度不应小于 $0.4l_a$ ，弯折后竖直投影长度为 $15d$ ，取消了要满足总锚固长度不小于受拉锚固长度 l_a 的要求。竖直投影长度也不宜过长，因为过长的竖直锚固长度实际上已不起作用，反而在钢筋受力时因钢筋扳直趋势而顶破柱边保护层。

10.4.3 在承受以静力荷载为主的框架中，顶层端节点处的梁、柱端均主要受负弯矩作用。当梁上部钢筋和柱外侧钢筋数量匹配时，可将柱外侧处于梁截面宽度内的纵向钢筋直接弯入梁上部，做梁负弯矩钢筋使用。亦可使梁上部钢筋与柱外侧钢筋在顶层端节点附近搭接。本标准推荐了两种搭接方案。其中设在节点外侧

和梁端顶面的带 90° 弯折搭接做法 (见图 10.4.3a) 适用于梁上部钢筋和柱外侧钢筋数量不多的框架, 其优点是梁上部钢筋不伸入柱内, 有利于在梁底标高设置柱混凝土施工缝。但当梁上部和柱外侧钢筋数量过多时, 该方案将造成节点顶部钢筋拥挤, 不利于自上而下浇筑混凝土。此时, 宜改用梁、柱筋直线搭接, 接头位于柱顶部外侧的搭接做法 (见图 10.4.3b)。

10.4.4 伸入顶层中间节点的全部柱筋及伸入顶层端节点的内侧柱筋应可靠锚固在节点内。同时强调柱筋应伸至柱顶。当顶层节点高度小于柱筋直线锚固长度时, 柱筋可在柱顶向节点内弯折, 或在有现浇板时向节点外弯折。当充分利用柱筋的受拉强度时, 试验表明, 其锚固条件不如水平钢筋, 因此弯折前柱筋锚固段的竖向投影长度不应小于 $0.5l_a$, 弯折后的水平投影长度不宜小于 $12d$, 以保证可靠受力。

10.4.5 试验表明, 当梁上部和柱外侧钢筋配筋率过高时, 将引起顶层端节点核心区混凝土的斜压破坏, 故通过本条规定对相应的配筋率作出限制。

试验表明, 当梁上部钢筋和柱外侧钢筋在顶层端节点外上角的弯弧半径过小时, 弯弧下的混凝土可能发生局部受压破坏, 故对钢筋的弯弧半径最小值做了相应规定。

10.4.6 非抗震框架梁柱节点配置水平箍筋的构造规定是根据我国工程经验并参考国外有关规范给出的。当节点四边有梁时, 由于节点周边的柱纵向钢筋不存在过早压屈的危险, 故可不设复合箍筋。

10.5 墙

10.5.2 国内外有关规范对承重墙最小厚度的取值为 $100 \sim 150\text{mm}$, 考虑到水工结构中的承重墙体较房屋建筑中的墙体厚, 因此本标准取为 150mm 。当采用预制楼板时, 墙的厚度尚应考虑预制板在墙上的搁置长度以及墙内竖向钢筋贯通的要求。本条还给出了墙的混凝土强度等级要求。

10.5.3 墙体竖向钢筋直径与间距是参照 GB 50010—2002 及日本建筑规范、德国规范 DIN 1045 确定的。对于按正截面承载力计算不需配置竖向受力钢筋的承重墙, 本条规定了墙体截面两端应设置的构造钢筋。

10.5.4 顶部承受局部竖向荷载的墙体, 可作为矩形截面柱计算, 矩形截面的受力长度 h_c 是参考日本规范与美国规范的做法确定的。

10.5.5 在平行于墙面的水平荷载和竖向荷载作用下, 墙体斜截面受剪承载力公式是参照 GB 50010—2002 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。

10.5.6 剪力墙最小配筋率是参照国内外规范并结合水工结构特点确定的。计算剪力墙的最小配筋率时, 取截面上的全部钢筋面积。

对温度、收缩应力可能较大的剪力墙或剪力墙的某些重要部位, 应根据工程经验适当提高墙体分布钢筋, 特别是水平分布钢筋的配筋率。

10.5.9 本条给出了洞口周边钢筋的最低配置数量和锚固要求。剪力墙洞口上、下两边的水平纵向钢筋还应满足洞口连梁正截面受弯承载力的要求。

10.6 深受弯构件

10.6.1 有限元分析和试验表明: 对受弯构件, 当跨高比 $l_0/h \geq 5$ 时均符合平截面假定; $l_0/h \leq 5$ 的梁不会出现斜拉破坏; $l_0/h = 5$ 时, 剪切变形对梁的挠度的影响达到 7.8% 左右, 已不可忽略。因此将深受弯构件的上限定为 $l_0/h = 5$ 。

在本节各条中, 凡冠有“深受弯构件”的条文, 均同时适用于深梁、短梁和厚板, 凡冠有“深梁”的条文则不适用于短梁和厚板。

10.6.2 通过二跨至五跨连续梁的有限元分析结果与结构力学计

10.12 水电站钢筋混凝土蜗壳

10.12.2、10.12.3 钢筋混凝土蜗壳由顶板、边墙、尾水锥体和蜗壳底部结构围成。由于蜗壳形状比较复杂，其周围混凝土实际上是不规则空间块体结构，目前计算方法有以结构力学为主的平面框架法或空间框架法，以弹性力学为主的三维有限元法。平面框架法是最常用的方法，对于小型电站采用平面框架法一般可以满足工程需要。对于大型电站蜗壳，边界条件复杂，截面尺寸较大，不符合平截面假定，宜采用三维有限元法和空间框架法计算。

10.12.5 蜗壳按平面框架方法计算时，顶板径向钢筋和侧墙竖向钢筋偏多，环向钢筋偏少，根据电站运行情况，因环向钢筋不足会引起径向裂缝和垂直裂缝，因此环向钢筋不能太少。对于大型电站宜按空间结构计算确定环向钢筋用量。

10.12.6 根据实际工程运行情况，蜗壳抗剪问题不容忽视，必须保证顶板和侧墙有足够的受剪承载力，应按偏心受拉构件计算。

10.12.8 接力器坑、进人孔等孔洞部位可能会出现应力集中，因此需配置加强钢筋。座环是蜗壳主要传力部件，蜗壳上部混凝土重量通过上环传递到下部基础，因此对该部位需配置承压钢筋，以提高构件承压能力；混凝土蜗壳的上环部位在内水压力作用下可能出现拉力，因此需要增加蜗壳混凝土与座环的连接措施，如配置连接螺栓等。

10.13 尾水管

10.13.2 对尾水管整体式底板、顶板和边墙，宜参照已建工程经验采取构造措施满足限裂要求，可以通过合理的分层分块、设封闭块等措施减小施工期的温度应力。

10.13.5 当按平面框架分析时，为防止尾水管底板和顶板出现垂直水流向的裂缝，参照工程设计经验，本条给出了顺水流向分布钢筋的数量要求。

10.13.8 尾水管的薄弱结构主要指埋管、放空阀、进人孔等孔

洞部位，对这些部位应配置加强钢筋。

10.14 坝体内孔洞

10.14.1 坝体内孔洞包括泄洪孔、导流洞、输水管道、廊道、吊物井、通气孔、电梯井、设备间等。常见的孔洞形状有矩形、圆形、方圆形（城门洞形）、椭圆形、马蹄形等。计算荷载应根据不同的设计工况分别考虑自重、内水压力、上下游水压力、扬压力、相邻坝段侧压力、灌浆压力、脉动水压力、基础反力、温度应力等。

10.14.2 对坝体内廊道，为防止廊道裂缝产生渗水或影响坝体结构整体性，廊道周边必须按计算或构造要求配置钢筋。

10.14.3 孔口钢筋靠近孔口周边布置主要是限制混凝土表面裂缝。当孔口拉应力很大、钢筋布置层数较多时，可以将钢筋分散布置在不同的浇筑层内，不仅方便施工，且有利于限制坝体结构内部裂缝的开展。

10.14.6 主要由钢衬承担内水压力的孔口，钢衬外的混凝土对钢衬受力和限制结构变形都是很重要的，即使混凝土内最大拉应力小于混凝土许可拉应力，也宜在孔周适当配置限裂钢筋，并有一定的结构厚度，以确保结构的整体性。

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 3 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设计规范的规定执行。

应注意，本章所列的条文不适用于混凝土坝及碾压混凝土坝，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，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参照附录 G 的方法估算。

11.1.5 国内对混凝土湿度（干缩变形）研究较少，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，可把干缩变形折算为 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。

11.1.6 对大体积混凝土，可以采取下列温度控制防裂措施：

(1) 混凝土表面保温保护；孔洞进出口在低温季节及气温骤降期间进行遮闭或封堵。

(2) 合理安排混凝土施工程序；约束区混凝土宜安排在低温时段浇筑；混凝土浇筑层应连续均匀上升，不得出现薄层长间歇。

(3) 选用低发热量水泥，浇筑低流态混凝土、掺高效外加剂等以减少混凝土水化热温升。

(4) 采取混凝土加冰拌和、冷水拌和、减少混凝土运输和浇筑过程中的温度回升等措施以降低混凝土浇筑温度。

(5) 埋设冷却水管通水冷却。

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于本标准的内容，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，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，不属于本标准的范畴；所以只列出其一般计算原则。

SDJ 20—78 第 27 条规定：“当计算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 ，来源于前苏联的早期规范，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。但应力松弛试验比较复杂，一般可只做徐变试验，然后根据混凝土的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，则可参照类似工程经验。

11.2.3 本条的抗裂验算式 (11.2.3-1) 类同于前苏联规范 СНБП 2.06.08-87 的抗裂公式： $\sigma(t) \leq \gamma_{sm} \gamma_b \epsilon_{lim} \psi(t) E_b(t)$ 。该式

中的 $\epsilon_{im}\psi(t)$ 及 $E_c(t)$ 即本条公式中的 $\epsilon_1(t)$ 及 $E_c(t)$ ，该式中还包括工作条件系数 γ_m ，它在正常使用极限状态验算中可取为 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_b （即我国规范中的截面抵抗矩塑性系数 γ ），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_b 等于 1.0。由此，即可得出式 (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 $f_c(t)$ ；有的需要预先知道混凝土坍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；有的公式还考虑了温度对 $E_c(t)$ 的影响，计算就更复杂；有的公式则与我国大体积混凝土的试验值有较大差异。

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：

$$E_c(t) = a[1 - \exp(-\gamma t^\beta)]E_{c,28} \quad (29)$$

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，也可采用表 4.1.7 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，得出式 (29) 中的计算系数 a 、 β 及 γ ，见式 (11.2.3-3)。

(2) 混凝土允许拉应变 $\epsilon_1(t)$

在此，混凝土允许拉应变 $\epsilon_1(t)$ 并不是混凝土的极限拉伸值 ϵ_{iu} 。这是因为如将式中的 $\epsilon_1(t)$ 取为极限拉伸值 ϵ_{iu} ，则相应的 $E_c(t)$ 应该为割线弹性模量 E_{ci} ，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_{iu} 而是一小于 ϵ_{iu} 的计算值 ϵ_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_{iu} 将远大于 ϵ_{iu} 。

ϵ_1 无法由 ϵ_{iu} 推求，我国也没有 ϵ_1 的试验资料，因此只能利用 $\epsilon_1 E_c(t) = f_t(t)$ 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 $\epsilon_1 = f_t(t)/E_c(t)$ 。这就得出本条中 $\epsilon_1(t)$ 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可靠指标尚不成熟，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，其实质为允许拉伸值。

参考前苏联规范，将 $\epsilon_{1,28}$ 取为一偏低值，即表 11.2.3 中所列数值。

由此计算出的 $\epsilon_1(t)E_c(t)$ 与前苏联规范的 $\epsilon_{im}\psi(t)E_c(t)$ 的上限值相当接近。我国《混凝土重力坝设计规范》(SL 319—2005) 规定坝体温度应力必须满足条件： $\sigma \leq \epsilon E_c / K_T$ ，对 $R_{28} 200$ 混凝土， $\epsilon = 0.85 \times 10^{-4}$ ， $E_h = 2.3 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ ，安全系数 K_T 规定取为 1.5~2.0。由于 ϵ 、 E_c 均与时间 t 无关，故无法与本条中的 $\epsilon_1(t)$ 、 $E_c(t)$ 对比。当 t 为 28d 时，本条的取值基本处在上述规范 (SL 319—2005) 中 $K_T = 1.5 \sim 2.0$ 之间。

本条中 $\epsilon_1(t)$ 及 $E_c(t)$ 只适用于一般混凝土，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非线性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而确定的。

11.3 考虑温度作用的钢筋混凝土框架计算

11.3.3 钢筋混凝土超静定结构考虑温度作用时，曾有如下几种设计方法：

(1) 认为混凝土一旦开裂，温度应力自动松弛，无需另配温度钢筋。

(2) 凭经验增配温度钢筋，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，而不再作温度应力计算。

(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。

(4) 温度作用计算时适当降低各构件的刚度，以考虑构件开裂后刚度下降对温度效应的影响。

(5) 考虑结构开裂，按非线性分析程序，经逐步迭代，求得外荷载与温度共同作用下的最终内力。

上述诸方法中，方法(1)有可能使实际裂缝过宽；方法(2)缺乏合理的计算准则，而且温度作用并不是对结构的所有构件和所有截面均发生不利影响；方法(3)会导致配筋量过多；方法(4)考虑了构件开裂后刚度降低的影响（例如对框架梁，可取全截面刚度的0.2~0.4倍，框架柱可取全截面刚度的0.4~0.6倍等），但较为粗略；方法(5)比较精确，但需进行非线性计算。

本标准建议了方法(5)和方法(4)。

12 非杆件体系钢筋混凝土结构的配筋计算原则

12.1 一般规定

12.1.1~12.1.3 水工结构中常有一些形体或受力复杂的结构，如厂房蜗壳、弧门闸墩、坝体内孔口、坝面背管等，这些结构无法按杆件结构力学求出截面内力并按第6章的公式配筋。对此，可由弹性力学求出弹性状态下的截面应力图形，再按图形面积 T 确定钢筋截面面积 A_s 。

20世纪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CBE/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规范也已对非杆件体系的配筋计算列出专门章节。

虽然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，它与试验的结果对比，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。因此本标准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。

12.2 按应力图形配筋

12.2.1 SL/T 101-06按弹性应力图形配筋的方法，是按“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，采用分项系数表达后，列出的计算公式：

$$T < \frac{1}{\gamma_0} (0.6T_c + f_y A_s) \quad (30)$$

本次修改时仍采用这一原则，但考虑到式(30)中 $0.6T_c$ 的概念不够明确，现将其修改为：主拉应力图形总面积中扣除拉应力值小于 $0.45f_t$ 后的图形面积所确定的拉力由钢筋承担。仍然保留扣除部分的面积不宜超过总面积30%的规定。

按应力图形配筋要求是“主拉应力”图形，由于截面各点的主拉应力方向往往不一致，按主拉应力图形计算总拉力实际上是将不同方向的拉力直接叠加，是不合适的，也难以做到将钢筋都与主拉应力方向平行布置。因此本次修订时改用按“主拉应力图形在钢筋方向的投影”来计算钢筋截面面积。应该注意的是，主拉应力的投影不一定只有两个方向，有时在空间3个方向可能都有投影，这时，对3个方向的配筋都应该进行校核。

12.3 非线性有限元计算原则

12.3.1 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，本条只提出若干计算原则，而不强求程序的统一。

应注意的是，SL/T 191—96规定当验算结构承载力时，荷载及材料强度均为设计值。由于钢筋和混凝土的强度设计值中包含了材料性能分项系数，而它们的取值却不同($\gamma_s=1.1$ ； $\gamma_c=1.4$)，这就使得混凝土的强度设计值与钢筋相比有较大幅度的下降。在有限元分析时，就会使混凝土过早开裂，使本构关系失真。在有限元分析中，材料的强度理论上宜取用为实测值或其平均值。由于规范中没有给出混凝土的强度平均值，因此，用与平均值较相近的“标准值”作为有限元分析时的材料强度取值。故本标准规定：无论在承载力与裂缝控制验算时，材料强度均取为“标准值”。

与此同时，在裂缝控制验算时，荷载应采用标准值；在承载力验算时，荷载应按3.2.2条的规定计算得出外，还需乘以增大

系数 K_s ，这是为了保证承载力验算具有必要的安全度。当结构为钢筋受拉破坏时， K_s 取为表3.2.4中的钢筋混凝土安全系数再乘以1.1；当结构为混凝土受压破坏时， K_s 取表3.2.4中的安全系数乘以1.1。这里的1.1和1.4也就是本标准安全度分析时所采用的钢筋和混凝土的材料分项系数 γ_s 和 γ_c 乘以1.1和1.4，是因为表3.2.4的安全系数是相对于材料强度为设计值的。现在材料强度取为标准值，则安全系数就应增大1.1倍或1.4倍。

有限元分析中，常常是结构还未达到极限荷载就出现迭代发散的情况，所以钢筋混凝土有限元分析主要是用于裂缝的验算，而承载力所需的钢筋用量主要可由弹性应力图形方法确定。

13 钢筋混凝土结构构件抗震设计

13.1 一般规定

13.1.1 结构抗震设计时,有关结构整体的抗震规划、场地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》(SL 203—97)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。

13.1.2 《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2001)及《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2002)对钢筋混凝土结构分4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》(SL 203—97)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,并用设计烈度表示,对于钢筋混凝土构件,并不再分抗震等级。

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。对于设计烈度为6度Ⅳ类场地上较高的高耸结构,其地震影响系数有可能高于同一结构在设计烈度为7度Ⅱ类场地条件下的地震影响系数,因此要求对这类条件下的高耸结构仍应进行结构抗震验算和构件的抗震承载力计算。为此,在本章各类结构构件的抗震承载力计算规定中考虑了这一要求。

13.1.3 地震作用惯性力代表值 F_i 由《水工建筑物抗震设计规范》(SL 203—97)给出。地震作用分项系数按有关规范取为1.0。应注意的是:《水工建筑物抗震设计规范》(SL 203—97)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《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2001)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,两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》(SL 203—97)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 $F_i = a_h \xi G_{Ei} a_i / g$,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。所以,由地震作用产生的荷载效应 S_{Ak} 在按《水工建筑物抗震设计规范》(SL 203—97)计算时,还应乘以地震作用的效应折减系数 ξ 。而在《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2001)中是没有这一系数的,两者不能混淆。

13.1.4 研究表明,对于基本烈度为8度、9度地区的大跨度结构和高耸结构,其竖向地震作用产生的轴力在结构上部是不可忽略的,故要求设计烈度为8度、9度地区的大跨度结构和高耸结构需考虑竖向地震作用。

13.1.5 钢筋种类对结构构件延性有较大影响。HPB235级、HRB335级、HRB400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HRB335级、HRB400级钢筋;箍筋宜选用HRB335级、HPB235级钢筋。

当设计烈度为8度、9度时,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钢筋屈服出现塑性铰以后有足够的转动能力。同时,钢筋的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”原则的实现。

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代替原设计的钢筋品种,以避免原定在梁内发生的塑性铰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面积。

13.1.6 对设计烈度为9度、8度、7度的构件，钢筋锚固长度的适当加长，是为了保证地震力反复作用下钢筋与混凝土的粘结强度。钢筋接头当采用焊接接头时，一定要保证焊接质量。

13.2 框 架 梁

13.2.1 试验表明，在低周反复荷载作用下框架梁的受弯承载力不致降低，故其正截面受弯承载力仍可按第6章公式计算。

设计框架梁时，限制受压区计算高度 x 的目的是控制塑性铰区纵向受拉钢筋的配筋率不致过大，以保证框架梁有足够的延性。根据国内外的经验，当相对受压区高度控制在0.25~0.35时，梁的位移延性系数可达到3~4。

在确定混凝土受压区计算高度时，可把截面内的受压钢筋计算在内。

13.2.2 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。在剪力设计值的确定中，考虑了梁端弯矩的增大。

各抗震等级框架梁剪力值的确定，直接取用与梁端考虑地震作用组合后的弯矩值相平衡的剪力值，并乘以不同的增大系数 η 。为适当提高抗震的安全度，这里的增大系数比SL/T 191—96有所提高。

13.2.3 低周反复荷载的作用会使梁端产生交叉斜裂缝，使梁的斜截面受剪承载力降低，其主要原因是混凝土剪切强度降低，以及斜裂缝间混凝土咬合力及纵向钢筋暗销力的减弱。箍筋项的承载力降低不明显。为此，在抗震计算时，修改了SL/T 191—96对静载斜截面承载力乘以0.8的做法，而是将混凝土项的受剪承载力取为非抗震情况下混凝土受剪承载力的0.6倍，而箍筋项则不考虑反复荷载作用下的承载力降低。

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。

13.2.4 抗震时的框架梁纵向受拉钢筋最小配筋率是参照SL/T 191—96和GB 50010—2002确定的。

配置一定数量的钢筋贯通梁全长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，其具体限值参照SL/T 191—96确定的。

13.2.5 梁端箍筋加密区的配筋要求是沿用SL/T 191—96的规定给出的。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。

13.3 框 架 柱

13.3.1 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。

13.3.2 因框架柱受轴向压力作用，其延性比梁的延性小，一旦形成塑性铰，就会产生巨大的层间侧移，因此应遵循“强柱弱梁”的设计原则，人为地加大柱的上下端弯矩设计值。考虑到SL/T 191—96给出的柱弯矩增大系数偏小，本次修订参照GB 50010—2002适度提高了框架柱的弯矩增大系数。

13.3.3 为避免或推迟框架结构的底层柱根部出现塑性铰，在设计中，对柱根部的弯矩设计值可直接乘以增大系数，以增大其正截面承载力，减少柱根破坏程度。

13.3.4 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，与框架梁一样考虑柱端剪力的增大系数，增大系数比SL/T 191—96有所提高。

13.3.5 对框架角柱，考虑到角柱受扭转、双向剪切等不利影响，在历次强震中其震害相对较重，故在设计中，其弯矩、剪力

设计值应取调整后的数值再乘以不小于 1.1 的增大系数。

13.3.6 本条规定了框架柱的受剪承载力上限值，也就是从受剪的要求提出了截面尺寸的限制条件，它是在非抗震受剪要求基础上考虑反复荷载影响得出的。

13.3.7 国内有关反复荷载作用下偏压柱塑性铰区的受剪承载力试验表明，反复加载使构件的受剪承载力比单调加载时降低约 10%~30%，这主要是由于混凝土受剪承载力降低所致。为此，按与框架梁相同的处理原则，修改了 SL/T 191—96 的规定，将混凝土项抗震受剪承载力降为非抗震受剪承载力的 60%，而箍筋项受剪承载力不予降低，由此得出框架柱抗震受剪承载力的计算公式。

13.3.9 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。

13.3.10 框架柱纵向钢筋最小配筋率的规定，是参照 GB 50010—2002 及国外规范的规定给出的，其值比 SL/T 191—96 有所提高。

13.3.11 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。其中箍筋最小体积配筋率表 13.3.11-2 是参照 GB 50010—2002 的规定，按 HPB235 级钢筋、混凝土强度等级为 C35 计算得到的。

13.4 框架梁柱节点

13.4.1 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，因此不再列出节点的受剪承载力计算公式，而仅给出构造要求。必要时可参照 GB 50010—2002 的规定进行计算。

13.4.2 框架节点的抗震配筋构造要求是根据 GB 50010—2002 的规定给出的。

13.4.3 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，要求地震作用时的预埋件锚筋截

面面积应比静力计算的增加 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。

13.5 铰接排架柱

13.5.1、13.5.2 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 13.3.7 条或 13.3.8 条的规定进行计算。

13.5.3 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也有影响，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，规定不同的箍筋体积配筋率以满足受剪要求。

13.5.4 不等高厂房支承低跨屋盖的柱牛腿（柱肩梁）亦是震害较重的部位之一，最常见的是支承低跨的牛腿被拉裂。为此可在其顶面钢垫板下设水平锚筋，直接承受并传递水平力。

13.6 桥跨结构

13.6.1 水上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》(SL 203—97)的规定计算。

13.6.2 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。

13.6.3 为防止桥梁中简支梁在地震时发生落梁，应采用挡块、螺栓连接或钢夹板连接等，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。

13.6.4 在地震作用下，梁与梁之间及梁与边墩之间易产生冲撞，所以在它们之间需填充缓冲材料。连续梁桥不会发生落梁破坏，但如每一联只在一个墩上设置固定支座，其余为活动支座，只依靠固定支座墩来承受强大的由整个上部构造所产生的水平地震作用，显然在技术上较为困难，在经济上也不合理。因此，应使各个墩来共同承担上部构造所产生的水平地震作用。

13.6.5 大量震害实例表明，双曲拱等装配组合式拱圈的整体性较差。因此，必须加强双曲拱等装配组合式拱圈的横向联系和各构件之间的连接，以保证主拱圈的横向刚度和整体性。双曲拱桥拱肋之间的横向联系，以采用横隔板为宜。

13.6.6 在连拱中，如一孔震塌，墩顶受力失去平衡，很可能引起其余各孔发生链式塌拱现象，酿成更大的灾害。震害表明：连拱破坏比较严重，特别是墩、台较柔和较高时，破坏更严重。因此，本条规定墩台高超过3m不应采用双柱式桥墩或排架柱墩，宜采用刚度较大的实体墩，同时又规定，当跨数过多和总长比较长时，宜设置制动墩，抑制链式反应。

13.6.7~13.6.9 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13.2~13.4节。

对于墩式结构，按其平面尺寸又可分为柱式墩与墩墙两类。其抗震构造要求不完全相同。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。

高度较大的柱式墩，在强烈地震时柱倾斜和折断的实例很多。造成这类破坏的原因之一是柱的承载力和刚度不足。某些采用双排柱的桥墩破坏相对较轻，这说明采用双排柱对于提高桥墩的纵向刚度是有效的。因此，规定对于较高的柱式墩，宜根据具体情况适当加大柱断面或采用双排柱。

设置横系梁，主要是为了加强柱式墩的整体性。

附录 C 截面抵抗矩塑性系数 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 SL/T 191—96 附录 C 规定相同。

(1) U形壳槽截面塑性系数：根据对 U形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 6000 多个 U形截面，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。本标准取较小值 $\gamma_m = 1.35$ ，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) 对圆形和环形截面的塑性系数，根据 GB 50010—2002 进行了调整。

(3) 塑性系数的高度修正系数：根据试验资料和国内外规范的规定，修正系数与截面高度的关系接近于反比双曲线的关系，修正系数可按 $(0.7 + 300/h)$ 计算， h 以 mm 计，当 $h > 3000$ mm 时，取 $h = 3000$ mm，修正系数值在 0.8~1.1 之间变化。

附录 D 钢筋混凝土矩形截面小偏心受压构件配筋计算方法的简化

D.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 和截面受压区计算高度 x ，但只有两个基本公式 (6.3.2-1)、式 (6.3.2-2) 和一个按平截面假定所确定的钢筋应力 $\sigma_s = 0.0033E_s \left(\frac{0.8h_0}{x} - 1 \right)$ ，无法求得唯一解。考虑经济配筋条件后其计算过程也很复杂，需解三次方程。为方便设计，本标准进行了简化：

(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 ρ_{\min} 计算：

$$A_s = \rho_{\min} b h_0 \quad (31)$$

(2) 引入计算参数为 $\nu_1 = \frac{KNe}{f_c b h_0^2}$ 、 $\nu_2 = \frac{KN}{f_c b h_0}$ ， $\delta = 1 - a'_s/h_0$ 。

(3) 将 A_s 、 σ_s 值代入式 (6.3.2-1)、式 (6.3.2-2)，则基本公式化为：

$$\nu_2 = \frac{1}{\delta} \nu_1 + c \quad (32)$$

$$c = \left[\xi - 0.0033 \frac{E_s}{f_c} \left(\frac{0.8}{\xi} - 1 \right) \rho_{\min} \right] - \xi(1 - 0.5\xi)/\delta \quad (33)$$

对给定的截面尺寸及材料强度等级，当 ξ 一定时，式中 ν_1 与 ν_2 为一族相互平行的直线，其斜率为 $1/\delta$ 。为了方便，近似取 $a'_s = 0.07h_0$ ， $\delta = 0.93$ ，得到不同钢筋种类、不同 ρ_{\min} 和不同 ξ 下的 ν_1 与 ν_2 线性关系图 D.1.3-1~图 D.1.3-3，查用时较为方便。

D.2 对称配筋

对称配筋时 $A_s = A'_s$ ，4 个未知数中减少了一个未知数，用 3 个方程可以求解，为简化计算，本标准给出了简化式 (6.3.3-2)，但仍然是一个繁分式，故本标准在引入计算参数 ν_1 、 ν_2 并近似取 $a'_s = 0.07h_0$ ，求解后得 $\xi = f(\nu_1, \nu_2, f'_y)$ 的关系式，对每一个 ξ ，都有一条相应的直线，便于查用。

根据误差分析，上述近似方法的误差均不超过 5%。

附录 E 后张预应力钢筋常用束形的 预应力损失值计算

本附录与 GB 50010—2002 附录 D 相同。

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反向摩擦力的阻止，按变形协调原理，取张拉端锚具的变形和预应力钢筋内缩值等于反向摩擦力引起的钢筋变形值，求出预应力损失值 σ_{l1} 的范围和数值。在不同条件下，同一根曲线预应力钢筋不同位置处的 σ_{l1} 各不相同。在 SL/T 191—96 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。

本次修订参照 GB 50010—2002，增补了预应力钢筋在端部为直线、直线长度等于 l_0 而后由两条圆弧形曲线组成的曲线筋及折线筋的预应力损失 σ_{l1} 的计算公式。该计算公式适用于忽略长度 l_0 中摩擦损失影响的情况。

附录 F 与时间相关的预应力损失值计算

本附录与 GB 50010—2002 附录 E 相同。

考虑预加力时的龄期、理论厚度等多因素影响的混凝土收缩徐变引起的预应力损失计算方法，是参考“部分预应力混凝土结构设计建议”中的计算方法，并经过与式 (8.2.5-1)～式 (8.2.5-4) 计算结果分析比较后给出的。所采用的方法考虑了非预应力钢筋对混凝土收缩徐变所引起预应力损失的影响，考虑预应力钢筋松弛对徐变损失计算值的影响，将徐变损失项按 0.9 折减。混凝土收缩应变和徐变系数的终极值，以及松弛损失和收缩徐变中间值系数取自《铁路桥涵钢筋混凝土和预应力混凝土结构设计规范》(TB 10002.3—2005)。一般适用于水泥用量为 $400 \sim 500 \text{kg/m}^3$ 、水灰比 $0.34 \sim 0.42$ 、周围空气相对湿度为 $60\% \sim 80\%$ 的情况。在年平均相对湿度低于 40% 的条件下使用的结构，收缩应变和徐变系数终极值应增加 30% 。当无可靠资料时，混凝土收缩应变和徐变系数终极值可按表 F.0.1 采用。对坍落度大的泵送混凝土，或周围空气相对湿度为 $40\% \sim 60\%$ 的情况，宜根据实际情况考虑混凝土收缩和徐变引起预应力损失值增大的影响，或采用其他可靠数据。

对受压区配置预应力钢筋 A'_p 及非预应力钢筋 A'_s 的构件，可近似地按式 (F.0.1-1) 计算，此时，取 $A'_p = A'_s = 0$ ； σ'_{ps} 则按式 (F.0.1-2) 求出。在计算式 (F.0.1-1)、式 (F.0.1-2) 中的 σ_{pc} 及 σ'_{ps} 时，应采用全部预加力值。

本附录所列混凝土收缩徐变引起的预应力损失计算方法，供需要考虑施加预应力时混凝土龄期、理论厚度的影响，以及需计算松弛及收缩徐变损失随时间变化中间值的重要工程设计使用。

附录 G 混凝土的热学指标计算

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 按式 (G.0.1-1)、式 (G.0.1-2) 计算，公式来源于《水工设计手册》。表 G.0.1 中的 λ_i 和 c_i 也取自该资料，仅把单位改为 $\text{kJ}/(\text{m} \cdot \text{h} \cdot ^\circ\text{C})$ 及 $\text{kJ}/(\text{kg} \cdot ^\circ\text{C})$ 。原表中的 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 2450kg/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 4.1.8 条统一，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表 G.0.3 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_t ，SDJ 20—78 取为定值 $10 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$ ，统计了国内 20 多个水利水电工程的 α_t 值试验资料，其平均值为 $8.5 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$ ， α_t 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、石灰岩等骨料本身的线热胀系数依次减少的规律，表 G.0.3 给出了不同骨料混凝土 α_t 的建议值。

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，式 (G.0.4) 及表 G.0.4 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 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分 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分的相应系数，用它们来估算我国的大坝水泥（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 20 世纪 30 年代提出的, 与我国试验的吻合性也较差。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, 因此式 (G.0.5) 采用改进指数函数公式来估算 Q_c 。式中的最终水化热 Q_c 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_c 的理论计算公式为:

$$T_c = \frac{Q_c W}{c\rho} \quad (34)$$

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_m 与不掺粉煤灰的水化热 Q_c 之间有较好的相关性, 相关系数达 0.95, 可用式 (35) 描述二者之间的关系:

$$Q_m = Q_c(1 - mp) \quad (35)$$

式中 p ——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:

$$Q_m = Q_c(1 - 0.75p) \quad (36)$$

由此得出式 (G.0.6)。

关于混凝土应力松弛系数 K_s , SL/T 191—96 附录 G 中列出了计算式及取值表, 考虑到采用 SL/T 191—96 计算式计算的徐变温度应力有一定误差, 随着我国大量水利水电工程的建设, 所用原材料及掺合料种类多种多样, 混凝土徐变资料变化较大, 且计算中一般采用徐变度, 故本次修订取消了 SL/T 191—96 附录 G 中应力松弛系数的相关内容, 无试验资料时可参照类似工程经验取值。

